

**ANÁLISE DE COMPORTAMENTO DE SOLO SOB ESTRUTURA DE QUEBRA-MAR
PORTUÁRIO**

JOÃO ALBERTO MACHADO LEITE

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
JANEIRO – 2016**

**ANÁLISE DE COMPORTAMENTO DE SOLO SOB ESTRUTURA DE QUEBRA-MAR
PORTUÁRIO**

JOÃO ALBERTO MACHADO LEITE

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Orientador: Sérgio Tibana

Coorientador: Fernando Saboya Albuquerque Jr.

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
JANEIRO – 2016**

**ANÁLISE DE COMPORTAMENTO DE SOLO SOB ESTRUTURA DE QUEBRA-MAR
PORTUÁRIO**

JOÃO ALBERTO MACHADO LEITE

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Comissão Examinadora:

Prof. Aline Dias Pinheiro (M.Sc., Geotecnia) – IFF

Prof. Aldo Durand Farfán (D.Sc., Geotecnia) – UENF

Prof. Fernando Saboya Albuquerque Júnior (Coorientador, D. Sc., Geotecnia) – UENF

Prof. Sérgio Tibana (Orientador, D.Sc., Geotecnia) – UENF

“A alegria da vida vem de nossos encontros com novas experiências e, portanto, não há alegria maior que ter um horizonte sempre cambiante, cada dia com um novo e diferente sol”.

Christopher J. McCandless

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, que até aqui me trouxeram, me guiando e me dando todas as energias e capacidades necessárias para alcançar meus objetivos.

Aos meus amados pais, Maurício e Cristina, pela dedicação de suas vidas à minha, responsáveis pela minha educação em todos os âmbitos, e por minha formação como estudante e como homem, sendo sempre grandes incentivadores dos meus estudos e de todas as minhas escolhas.

Ao meu irmão, Hamilton, por ter me apresentado o indescritível amor fraterno, e por ser um grande companheiro, com amizade e cumplicidade.

A minha namorada, Juliana, por ter sido durante diversos momentos dessa árdua caminhada, a fonte das minhas forças, estando sempre presente com sua bondade e sabedoria.

Aos meus orientadores, Tibana e Saboya, por todo conhecimento e tempo despendido à intenção de que esse trabalho pudesse sair da melhor maneira.

Aos amigos, de Muriaé, de Campos e de Budapeste, responsáveis por, em presença ou não, tornar mais leve a carga diária das dificuldades e por todos os momentos eternizados.

Aos meus avós, Abner, Terezinha, Hamilton e Elza, e demais familiares, pela compreensão de minha ausência em momentos importantes, onde as responsabilidades eram inadiáveis, e por serem participantes ativos da minha educação e do meu crescimento.

A todas as pessoas, que direta ou indiretamente contribuíram para a conclusão desse trabalho, principalmente professores, técnicos e funcionários da UENF.

SUMÁRIO

SUMÁRIO.....	i
RESUMO.....	iii
ABSTRACT.....	iv
LISTA DE FIGURAS.....	v
LISTA DE TABELAS.....	ix
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	x
CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO.....	1
1.1 – Considerações Gerais.....	1
1.2 – Objetivo.....	2
1.3 – Justificativa.....	3
CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1 – O comércio marítimo.....	4
2.1.1. Histórico do comércio marítimo.....	4
2.1.2. O desenvolvimento dos portos brasileiros.....	4
2.2 – Obras portuárias.....	8
2.2.1. Histórico.....	8
2.2.2. Obras portuárias e costeiras.....	8
2.2.3. Ações em estruturas portuárias.....	10
CAPÍTULO III – QUEBRA-MARES.....	11
3.1 – Funções e classificações.....	11
3.2 – Agitação Marítima.....	14
3.2.1. Considerações iniciais.....	14
3.2.2. Empolamento.....	14
3.2.3 Refração.....	15
3.2.4 Difração.....	16
3.2.5 Reflexão.....	17
3.2.6 Rebentação.....	17
3.2.7 Espraçamento e refluxo.....	18
3.3 – O dimensionamento dos quebra-mares.....	19
3.3.1. Peso dos blocos no manto resistente.....	20
3.3.2. Espessura do manto resistente.....	22
3.3.3. Número de blocos por unidade de área.....	23
3.3.4. Cota e largura de coroamento.....	24
3.3.5. Cota da base do manto resistente.....	25
3.3.6. Camada de filtro.....	25
3.4 – Formas de ruptura em quebra-mares de talude.....	26
3.4.1. Instabilidade hidráulica.....	29
3.4.2. Galgamento.....	29
3.4.3. Erosão do talude posterior e deslizamento da superestrutura.....	30

3.4.4. Erosão interna ou <i>piping</i>	31
3.4.5. Erosão da base da estrutura.....	32
3.4.6. Deslizamentos.....	33
3.4.7. Liquefação.	33
3.4.8. Assentamentos.....	34
3.4.9. Quebra e deterioração de blocos.....	34
3.4.10. Colisão de massa de gelo e navios.....	35
CAPÍTULO IV – APLICAÇÃO E ANÁLISES DOS SOFTWARE.....	44
4.1 – Seções Transversais utilizadas.....	36
4.1.1 – O manto em CORE-LOC.....	38
4.2 – Análise tensão-deformação.....	40
4.2.1. O PLAXIS 2D.....	40
4.2.2. Aplicação do PLAXIS.....	40
4.2.3. Determinação do fator de segurança.....	48
4.2.4. Resultados.....	48
4.3 – Análise do equilíbrio limite.....	65
4.3.1. O SLIDE.....	66
4.3.2. Método das fatias.....	66
4.3.3. Aplicação do SLIDE.....	70
4.3.4. Resultados.....	73
4.4 – Análises.....	80
4.4.1. Análise PLAXIS.....	80
4.4.2. Análise SLIDE.....	85
CAPÍTULO V – CONCLUSÕES.....	87
CAPÍTULO VI – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	89

RESUMO

A eficiência dos portos é fator preponderante para a economia de qualquer país, se tornando enorme desvantagem comercial quando apresenta estruturas e aparelhamentos inadequados para embarcações e operações. São as obras de estrutura costeira e portuária que possibilitam a adequação desse meio tão instável como são os mares, permitindo a utilização e otimização dos portos pelo homem para os fins que lhe interessam. Nesse contexto surgem os quebra-mares, estrutura que, para os portos, desempenha a função de melhorar a navegabilidade no interior dessas áreas e facilitar a atracagem de navios. No entanto, para o seu adequado desempenho, os quebra-mares devem ser dimensionados para que se comportem satisfatoriamente perante ações tais como a agitação marítima, composta de fenômenos irregulares e de grande energia, além, é claro, de seu peso próprio. Tal preocupação estimulou o desenvolvimento desse projeto, que tem como objetivo verificar a estabilidade de um quebra-mar de talude para abrigo portuário, o qual se situa sobre seções de diferentes características. A averiguação dessa estabilidade foi feita por meio de dois programas: o PLAXIS, que por meio do método dos elementos finitos reproduz o comportamento tensão-deformação do solo e da sua interação com a estrutura; e o SLIDE, que utiliza o equilíbrio limite para analisar a estabilidade de estruturas em talude. No presente trabalho, buscou-se representar as situações mais críticas para a obra, aplicando os efeitos da agitação marítima que os softwares permitem simular, analisando assim, o comportamento da fundação do talude diante das condições aplicadas. Ambos os programas permitiram a obtenção de fatores de segurança para a construção, bem como superfícies potenciais de ruptura, resultados com os quais foram efetuadas análises e comparações, visando compreender, da melhor maneira, o comportamento da interação do quebra-mar com a sua fundação.

Palavras-chave: quebra-mar, obras portuárias, método dos elementos finitos, equilíbrio limite.

ABSTRACT

The efficiency of a port is the major factor that influences the economy of any country, becoming a huge commercial disadvantage when it presents inadequate structures and equipments for vessels and operations. The coastal structures enables the adequation of this instable and unpredictable mean, such are the seas, for the purposes that comes to man interests. In this context, the breakwaters arises as structures used by the ports to improve navigation and make easier the anchorage of vessels. However, for a proper performance, the breakwaters must be sized so that they behave satisfactorily before the actions presented in the seas, that are characterized by irregular phenomena and composed of great energy, besides the own weight of the breakwater structure. This concern encouraged the development of this project, which aims to determine the stability of a rubble mound breakwater for a port shelter, which is located over different soil layers. The investigation of the stability was made by two softwares: PLAXIS, that by means of finite elements method reproduces the soil's stress-strain behavior and its interaction with the structure; and the SLIDE, that uses limit equilibrium methods to examine the stability of slope structures. In this study, it was aimed to represent the most critical situation for the work, by applying the effects of wave action that the softwares are able to simulate, and then analyzing the behavior of the slope's foundation before the conditions applied. Both programs allowed the achievement of safety factor for the construction, as well as the likely failure mechanism. These results were analyzed and comparisons were made in order to understand the behavior of the interaction of the breakwater with its foundation.

Key words: breakwater, coastal structures, finite elements method, limit equilibrium.

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1: Perfis dos tipos de quebra-mar.....	12
Figura 3.2: Designações de um perfil tipo de um quebra-mar de talude.....	13
Figura 3.3: Fenômeno de empolamento.....	14
Figura 3.4: Refração de onda próxima à costa.....	15
Figura 3.5: Difração pela abertura de duas barreiras naturais.....	16
Figura 3.6: Esquematização do fenômeno de reflexão das ondas.....	17
Figura 3.7: Tipos de rebentação.....	18
Figura 3.8: Espriamento e refluxo.....	19
Figura 3.9: Propostas de dimensionamento do peso dos blocos a colocar no manto resistente de um quebra-mar de talude.....	20
Figura 3.10: Seção tipo para quebra-mares de taludes.....	25
Figura 3.11: Modos de ruptura de estruturas costeiras.....	28
Figura 3.12: Modos de ruptura de estruturas costeiras.....	28
Figura 3.13: Instabilidade hidráulica.....	29
Figura 3.14: Galgamento.....	30
Figura 3.15: Deslizamento da superestrutura devido ao galgamento.....	30
Figura 3.16: Deslizamento da superestrutura devido à agitação.....	30
Figura 3.17: Deslizamento ou quebra da superestrutura ocasionado pelo seu sobrecarregamento.....	31
Figura 3.18: Arrastamento de finos sob a superestrutura.....	31
Figura 3.19: Arrastamento de finos através do filtro.....	32
Figura 3.20: Erosão da risberma e deslizamento do manto resistente.....	32
Figura 3.21: Erosão da fundação e formação de cunha de ruptura.....	32
Figura 3.22: Cunha sob a superestrutura –esquerda, e cunha atravessando a fundação –direita.....	33
Figura 3.23: Diminuição da cota de coroamento decorrente de assentamento.....	34
Figura 4.1: Seção tipo T1.....	36
Figura 4.2: Seção tipo T2.....	37
Figura 4.3: Seção tipo T3.....	38
Figura 4.4: Representação do bloco CORE-LOC.....	39

Figura 4.5: Propriedades de projeto.....	41
Figura 4.6: Definições gerais do solo. Camada de areia fina a média.....	43
Figura 4.7: Parâmetros do solo. Camada de areia fina à média.....	43
Figura 4.8: Parâmetros de fluxo do solo. Camada de areia fina à média.....	43
Figura 4.9: Definições gerais da estrutura. Camada CORE-LOC.....	44
Figura 4.10: Parâmetros da estrutura. Camada CORE-LOC.....	44
Figura 4.11: Parâmetros de fluxo da estrutura. Camada CORE-LOC.....	44
Figura 4.12: Malha de elementos finitos. Seção T3.....	47
Figura 4.13: Fase de cálculo da estrutura do quebra-mar. Seção T3.....	47
Figura 4.14: Construção do coroamento. FS = 1,053.....	49
Figura 4.15: Círculo de deslizamento na crista da onda. FS = 1,007.....	50
Figura 4.16: Círculo de deslizamento no vale da onda. FS = 0,974.....	50
Figura 4.17: Círculo de deslizamento da crista representado em setas.....	51
Figura 4.18: Círculo de deslizamento do vale representado por setas.....	51
Figura 4.19: Construção do coroamento. FS = 1,050.....	52
Figura 4.20: Círculo de deslizamento na crista da onda. FS = 1,005.....	52
Figura 4.21: Círculo de deslizamento no vale da onda. FS = 0,978.....	53
Figura 4.22: Círculo de deslizamento da crista representado em setas.....	53
Figura 4.23: Círculo de deslizamento do vale representado por setas.....	54
Figura 4.24: Construção do coroamento. FS = 1,208.....	54
Figura 4.25: Círculo de deslizamento na crista da onda. FS = 1,149.....	55
Figura 4.26: Círculo de deslizamento no vale da onda. FS = 1,107.....	55
Figura 4.27: Círculo de deslizamento da crista representado em setas.....	56
Figura 4.28: Círculo de deslizamento do vale representado por setas.....	56
Figura 4.29: Construção do coroamento. FS = 1,238.....	57
Figura 4.30: Círculo de deslizamento na crista da onda. FS = 1,111.....	57
Figura 4.31: Círculo de deslizamento no vale da onda. FS = 1,082.....	58
Figura 4.32: Círculo de deslizamento da crista representado em setas.....	58
Figura 4.33: Círculo de deslizamento do vale representado por setas.....	59
Figura 4.34: Construção do coroamento. FS = 1,259.....	60
Figura 4.35: Círculo de deslizamento na crista da onda. FS = 1,325.....	60

Figura 4.36: Círculo de deslizamento no valeda onda. FS = 1,286.....	61
Figura 4.37: Círculo de deslizamento da crista representado em setas.....	61
Figura 4.38: Círculo de deslizamento do vale representado por setas.....	62
Figura 4.39: Construção do coroamento. FS = 1,254.....	63
Figura 4.40: Círculo de deslizamento na crista da onda. FS = 1,322.....	63
Figura 4.41: Círculo de deslizamento no vale da onda. FS = 1,252.....	64
Figura 4.42: Círculo de deslizamento da crista representado em setas.....	64
Figura 4.43: Círculo de deslizamento do vale representado por setas.....	65
Figura 4.44: Divisão de um talude em fatias.....	67
Figura 4.45: Forças aplicadas a uma fatia de solo.....	68
Figura 4.46: Lamela de Bishop.....	70
Figura 4.47: Definição das propriedades dos materiais.....	71
Figura 4.48: Fragilidade do manto resistente apresentada pelo SLIDE.....	72
Figura 4.49: Utilização da ferramenta <i>Add Focus Search Line</i>	73
Figura 4.50: Círculo de deslizamento pelo lado porto. <i>Basic Condition</i> . FS = 1,171...74	74
Figura 4.51: Círculo de deslizamento pelo lado mar. <i>Basic Condition</i> . FS = 1,148.....74	74
Figura 4.52: Círculo de deslizamento pelo lado porto. <i>Overload Condition</i> . FS = 1,155.....	75
Figura 4.53: Círculo de deslizamento pelo lado mar. <i>Overload Condition</i> FS = 1,117.....	75
Figura 4.54: Círculo de deslizamento pelo lado porto. <i>Basic Condition</i> . FS = 1,593....76	76
Figura 4.55: Círculo de deslizamento pelo lado mar. <i>Basic Condition</i> . FS = 1,680.....76	76
Figura 4.56: Círculo de deslizamento pelo lado porto. <i>Overload Condition</i> . FS = 1,557.....	77
Figura 4.57: Círculo de deslizamento pelo lado mar. <i>Overload Condition</i> . FS = 1,632.....	77
Figura 4.58: Círculo de deslizamento pelo lado porto. <i>Basic Condition</i> . FS = 2,094....78	78
Figura 4.59: Círculo de deslizamento pelo lado mar. <i>Basic Condition</i> . FS = 2,222.....	78
Figura 4.60: Círculo de deslizamento pelo lado porto. <i>Overload Condition</i> . FS = 2,045.....	79

Figura 4.61: Círculo de deslizamento pelo lado mar. *Overload Condition*.

FS = 2,149.....79

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Valores de KD	21
Tabela 3.2: Valores de $k\Delta$ em função dos blocos.....	22
Tabela 3.3: Porosidade em função do tipo de bloco e do número de camadas do manto resistente.....	24
Tabela 4.1: Parâmetros do solo e da estrutura.....	41
Tabela 4.2: Fatores de segurança obtidos para cada etapa de construção do PLAXIS.....	49
Tabela 4.3: Parâmetros para aplicação no SLIDE.....	71
Tabela 4.4: Fatores de segurança obtidos pelo PLAXIS.....	81
Tabela 4.5: Fatores de segurança obtidos pelo SLIDE.....	85

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ANTAQ – Agência Nacional de Transporte Aquaviário

SEP/PR – Secretaria de Portos da Presidência da República

PIB – Produto Interno Bruto

TUP – Terminais de Uso Privativo

NBR – Norma Brasileira

TOT – Todo o Tamanho

CEM – *Coastal Engineering Manual*

MEF – Método dos Elementos Finitos

FS – Fator de Segurança

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Gerais

A relação intrínseca entre a água e o homem remonta a transformação desse em sociedade sedentária, e o controle sobre aquele, em fator preponderante para o desenvolvimento de técnicas que facilitaram a vida diária e permitiram a exploração além-mar. Com o passar dos séculos e com crescimento da importância do comércio e da exploração marítima no desenvolvimento das civilizações, a localização estratégica das cidades à beira-mar se tornaram vantajosas na corrida pelo poder.

De modo consequente, hoje ainda se encontram adjacentes ao mar muitos dos principais centros econômicos do mundo, dos quais vários sobreviveram e se engrandeceram com os anos, e novos surgiram, com as vantagens advindas das possibilidades aquaviárias.

Mesmo banhado por mais de 7.000 km de costa, o Brasil ainda é refém do baixo investimento nos portos, de burocracias e altas tarifas, que impedem o aproveitamento adequado do potencial do transporte marítimo, meio fundamental para o comércio, a indústria e a logística brasileira, que não obstante, possui 95% das exportações nacionais escoadas por meios aquaviários (ALFREDINI E ARASAKI, 2009).

Os produtos de exportação brasileiros se tornam menos competitivos pelas dificuldades impostas ao transporte marítimo e ao reduzido número de portos adequados, o que deixa mais dispendioso o deslocamento do produto até os principais portos nacionais, tornando esse modal - apesar de ser o mais econômico para o deslocamento de grandes volumes de carga – uma desvantagem ao comércio brasileiro.

Exposto tal contexto político-econômico, aborda-se um elemento fundamental para a funcionalidade de grandes portos: o quebra-mar, obra de abrigo portuária que, especificamente para os portos, permite o atracamento seguro de navios, possibilitando o carregamento/descarregamento adequado de carga.

As obras de abrigo portuário têm por função criar uma área protegida das ondas de gravidade oriundas do vento ou das correntes. Essa proteção pode ter diferentes finalidades, dentre elas pode-se citar a criação de bacia

portuária protegida da agitação ondulatória, desviar a zona de deposição de areia, defender o litoral contra a erosão e criar áreas adequadas para fins balneares (ALFREDINI E ARASAKI, 2009).

O quebra-mar é um tipo de obra de abrigo convencional, utilizado em obras de maior porte, tendo sua forma e dimensão dependentes do tamanho da zona portuária, das características e direções das correntes e ondulações da região que cobre e também da área necessária às manobras dos navios aos quais deve atender.

Alguns tipos de quebra-mares são os de talude, constituído por blocos de enrocamento ou concreto, com maciço em seção trapezoidal; quebra-mar de parede vertical, que consiste em caixões de concreto armado, blocos maciços de concreto ou estacas-prancha; quebra-mar misto, o qual além do maciço de enrocamento submerso, comporta sobre si uma parede vertical; além do quebra-mar de estrutura mista, constituído de talude com uma superestrutura que forma um muro cortina que complementa a proteção contra o galgamento das ondas (ALFREDINI E ARASAKI, 2009).

De acordo com a função e o desempenho necessário, esse tipo de estrutura está sujeita a solicitações que vão da ação natural do mar – correntes, marés e ondulações – ao próprio peso próprio da estrutura. Tais ações são transferidas para o subsolo, que deve suportá-las sob comportamento seguro, com deformações aceitáveis (PEREIRA, 2008b).

Torna-se, portanto, essencial à certeza da eficiência e durabilidade da construção costeira, o conhecimento e a previsão do comportamento do solo sob o qual esta se encontra assentada.

Encontra-se no programa PLAXIS uma possibilidade de efetuar previsões adequadas do comportamento tensão-deformação do terreno e sua interação com as estruturas ao longo do tempo, e o programa SLIDE permitirá a verificação da estabilidade da obra.

1.2. Objetivo

O objetivo do presente projeto consiste no estudo do comportamento do solo sob uma seção de quebra-mar para uma zona portuária, com foco na influência das cargas provenientes do enrocamento sobre tal solo.

O meio escolhido para a análise em questão foi a aplicação das

condições do solo e das cargas nos programas PLAXIS e SLIDE. O primeiro permitirá a simulação do comportamento tensão-deformação do solo por elementos finitos, enquanto que o segundo permitirá a análise por equilíbrio-limite.

1.3. Justificativa

Vista a importância atual dos modais aquaviários para o desenvolvimento e competitividade do comércio nacional, e dos quebra-mares para o adequado funcionamento dos portos, tal estrutura deve receber especial atenção, principalmente por estar sujeita às ações inconstantes e de difícil previsibilidade, tais como as da natureza.

A construção de um quebra-mar é um processo de elevado custo, fato devido à necessidade de mobilização de maquinário específico e de grande porte, sendo esse valor proporcional à dimensão e profundidade em que é construído (PEREIRA, 2008b). O preço da estrutura também cresce em função da capacidade resistente da mesma, enquanto o custo da manutenção é reduzido com um aumento de resistência. Perante às ações de elevada grandeza provenientes da agitação marítima, um quebra-mar não é projetado para resistir imune à tais ações durante seu período de vida útil, mas são previstas manutenções frequentes (CUNHA, 2009).

O conhecimento do solo sob o qual é erguido o quebra-mar é indispensável para o seu dimensionamento adequado e para a previsão do seu comportamento, fatores que se bem ponderados, podem acarretar numa otimização da obra. O motivo é que as diversas ações citadas são transferidas para o subsolo que, a medida que vai se consolidando, sofre deformações verticais e horizontais, que se deseja que sejam pequenas (PEREIRA, 2008b).

O projeto se justifica no contexto da indispensabilidade das previsões do comportamento do solo para a aplicação quase que irrestrita de quebra-mares em qualquer ambiente. Possibilidade que é condicionada pelo conhecimento das características e propriedades do solo em questão, por serem os fatores que definem as deformações sofridas pelo solo, e que se criteriosamente analisados, permitem uma obra menos dispendiosa, com menor manutenção durante sua vida útil e de funcionamento adequado.

CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. O comércio marítimo

2.1.1. Breve histórico do comércio marítimo

Atribui-se à civilização egípcia o início da utilização do mar com fins comerciais, datando de 3000 A.C. a construção de navios para a troca entre mercadorias egípcia e libanesa. A partir de então, a hegemonia do mar passa a trocar de mãos entre os célebres povos que se destacavam como detentores do conhecimento, até chegar aos romanos no ano 64 A.C., que contribuíram com a evolução do domínio sobre o mar construindo faróis e melhorando os portos (ZOGAHIB, 2008).

O desenvolvimento dos instrumentos de navegação, a evolução das embarcações, os incentivos e investimentos financeiros, além da curiosidade e coragem dos navegadores para superar os mitos que assombravam os mares, culminaram no processo conhecido como As Grandes Navegações. No século XV, tendo os portugueses como pioneiros, As Grandes Navegações permitiram a descoberta do “Novo Mundo”, colocando o Brasil pela primeira vez numa rota marítima.

A rota criada ainda estava distante de ser definida como comercial, uma vez que os ibéricos transformaram o continente americano em colônia de exploração, sendo a costa brasileira fechada ao comércio marítimo internacional. Esse panorama só mudou quando a corte portuguesa se encontrou ameaçada pelas tropas de Napoleão na Europa, fato que levou a família real a se estabelecer no Brasil, tornando os portos abertos às “nações amigas” (ZOGAHIB, 2008).

2.1.2. O desenvolvimento dos portos brasileiros

A Carta Régia pode ser considerada como as primeiras linhas para que a história da evolução dos portos brasileiros fosse escrita. Promulgada no ano de 1808 por D. João VI, a Carta Régia permitiu as primeiras concessões para que as atividades portuárias no Brasil fossem exploradas, permitindo que a relação comercial brasileira não mais fosse uma exclusividade portuguesa

(ARAUJO, 2013).

Impulsionada pela já considerável movimentação portuária no Porto do Rio de Janeiro - de onde partiam os navios de cabotagem de Visconde de Mauá -, a “Lei das Docas” surgiu no ano de 1869, onde o governo imperial previa a concessão à iniciativa privada a exploração dos portos organizados (HONORATO, 2002).

Sendo os portos organizados, pela definição da Antaq (Agência Nacional de Transportes Aquaviários): “É o porto construído e aparelhado para atender às necessidades da navegação e da movimentação e armazenagem de mercadorias, concedido ou explorado pela União, cujo tráfego e operações portuárias estejam sob a jurisdição de uma autoridade portuária. As funções no porto organizado são exercidas, de forma integrada e harmônica, pela Administração do Porto, denominada autoridade portuária, e as autoridades aduaneira, marítima, sanitária, de saúde e de polícia marítima”.

Diferentemente das concessões autorizadas no período imperial, em 1888, já período republicano, a privatização efetiva dos portos foi iniciada, sendo o Porto de Santos o primeiro a ter sua administração na mão do poder privado, acarretando investimentos que permitiam a atracação de navios com maiores calados. Essa medida trouxe o desenvolvimento pontual para os portos que não mais eram controlados pelo Estado (ARAUJO, 2013).

No início do século XX, o governo criou a Caixa Especial dos Portos, com objetivo de promover investimentos e manutenções de custeio, fornecendo aos portos um desenvolvimento sustentável. Entretanto, assim como as concessões baseadas na “Lei das Docas”, o resultado não foi o esperado. A estagnação provinha do paradoxo em que se encontraram iniciativa pública e privada: de um lado, a economia nacional não fornecia um retorno ao investimento privado, desmotivando grandes investimentos, do outro, o comércio e a economia brasileira se viam reféns de portos desaparelhados e de pouca infraestrutura (ARAUJO, 2013).

Ao assumir o poder em 1930, Getúlio Vargas trouxe consigo o “programa estatizante”, impactando na estrutura administrativa dos portos, com o Estado passando a assumir papel mais ativo no controle dos mesmos, se encarregando de maneira mais ampla das melhorias e operações (DE OLIVEIRA e RICUPERO, 2007).

Em julho de 1934, um Decreto no Governo de Getúlio Vargas definiu que todos os portos deveriam ser objeto de concessão e abertos ao público, dando fim aos portos privados. De 1937 a 1945, Getúlio instituiu o Estado Novo, período de intensa intervenção estatal na atividade econômica brasileira. Durante esse período, foram aprovadas construções de instalações portuárias rudimentares pelos Estados e Municípios, os quais assim funcionaram até a criação de Lei de Modernização dos Portos décadas depois (ARAUJO, 2013).

No ano de 1975, o Departamento Nacional de Portos e Vias Navegáveis – autarquia até então responsável pela administração dos portos nacionais – se extingue, dando lugar a Empresa de Portos do Brasil S.A.-Portobrás, vinculada ao Ministério dos Transportes, tendo a finalidade de “supervisionar, orientar, coordenar, controlar e fiscalizar as atividades relacionadas com a construção, administração e exploração dos portos e das vias navegáveis interiores.” (SECRETARIA DE PORTOS, 2015)

Sendo a Portobrás um órgão estatal e centralizador, até 1990 a concorrência entre os portos - fator que reduz os custos portuários e aumenta a eficiência das operações - era desestimulada, uma vez que havia apenas um administrador dos portos brasileiros: o próprio Estado. No ano em questão, acontece a extinção da Portobrás, dando início à descentralização da administração dos portos (OLIVEIRA E MATTOS, 1998).

Visando a adequação dos portos do Brasil para um contexto mundial atual, foi sancionada em 25 de fevereiro de 1993 a Lei de Modernização dos Portos (Lei 8.630), abrindo portas para a privatização e dando início à modificação da estrutura portuária nacional (FERREIRA E TOVAR, 2006).

FERREIRA e TOVAR (2006) pontuam alguns dos principais objetivos da reforma prevista pela Lei:

- Permitir a exploração da operação de movimentação portuária pelo setor privado;
- Promover investimentos em superestrutura, a modernização da operação, com a aquisição de equipamentos novos e mais produtivos pelo setor privado;
- Reduzir o tempo de espera e de permanência dos navios;
- Permitir a exploração de cargas de terceiros em terminais de uso privativo, antes limitado às cargas próprias;

- Promover a concorrência entre terminais e entre portos, por meio do arrendamento das instalações e de terminais a empresas privadas; e
- Adequar a quantidade de mão-de-obra na operação portuária, segundo os novos processos tecnológicos e produtivos.

A reforma no setor portuário, oriunda da Lei de Modernização dos Portos, estabeleceu a distinção entre porto organizado e instalação portuária de uso privativo. O primeiro é o porto público, disponível a todos que dele necessitem, e seu tráfego e operações estão sob a jurisdição de uma autoridade portuária. Sua administração é exercida diretamente pela União ou pela entidade concessionária. O segundo, a instalação portuária privativa ou mista, é explorada por pessoa jurídica de direito público ou privado. Requer autorização da Antaq, formalizada por contrato de adesão e fiscalizada pelas autoridades aduaneira, marítima e sanitária (FERREIRA E TOVAR, 2006).

Assim, sob responsabilidade do setor privado estão o aparelhamento portuário, o investimento em equipamentos necessários às operações nos terminais, a recuperação e conservação das instalações portuárias e as operações de embarque e desembarque das cargas (MARCHETTI e PASTORI, 2006).

Os projetos de dragagem, os acessos terrestres aos portos e a construção e manutenção de infraestrutura, assim como a fiscalização e criação de projetos de meio ambiente e segurança, ficaram a cargo do setor público (MARCHETTI e PASTORI, 2006).

Com o intuito de alavancar o crescimento econômico brasileiro, a Lei de Modernização dos Portos foi um marco no sistema portuário. Por meio dessa houve um grande aumento de investimentos no setor pelo poder privado, viabilizando a modernização de equipamentos e a automação das operações, aumentando a eficiência, a produtividade e reduzindo os custos (ARAUJO, 2013).

Mais recente, em maio de 2007, a criação da Secretária de Portos da Presidência da República (SEP/PR) trouxe um novo modelo de gestão do setor portuário brasileiro, evidenciando a necessidade e intenção do Governo Federal em estabelecer uma visão desenvolvimentista para o setor (ARAUJO, 2013).

2.2. Obras portuárias

2.2.1. Histórico

Inicialmente restritos à localizações naturais favoráveis, a função dos portos era proporcionar abrigo aos navios para se efetuar operações de carga e descarga por meio do transbordo de embarcações menores, com calado de profundidade suficientemente pequeno para permitir a máxima aproximação à terra. O surgimento dos cais se deu pela necessidade de agilizar as operações de carga e descarga, devido ao aumento do tráfego marítimo, permitindo o contato direto do navio de maior calado com a terra (CRUZ, 2008).

A Revolução Industrial trouxe o domínio sobre o uso da máquina a vapor, revolucionando os transportes terrestres e marítimos e os meios de movimentação de cargas nos portos. O aumento do calado dos navios pelo desenvolvimento da construção naval em aço exigiu um avanço também nas infraestruturas e instalações portuárias, como superfícies abrigadas maiores e mais profundas e cais maiores e com maiores áreas de armazenamento (RITA apud CRUZ, 2008).

Assim houve um desenvolvimento das obras portuárias ao longo dos séculos, entretanto, apenas há cerca de 80 anos atrás se aplicou o conhecimento científico em tais obras, que até então eram efetuadas por conhecimentos empíricos. O desenvolvimento das técnicas de construção portuárias permitiu ao homem construir portos em qualquer lugar, em especial devido às técnicas de dragagem, que tornaram acessíveis locais até então inacessíveis para embarcações de médio/grande porte, também importante foram os quebra-mares, permitindo a boa navegabilidade nessas áreas (RITA apud CRUZ, 2008).

2.2.2. Obras portuárias e costeiras

Inseridas em um sistema complexo, tal qual a região costeira, as obras nessas áreas são, em geral, de custo bastante elevado e de precisão o mais indispensável possível. Submetidas à agentes de alta energia, como ondas e correntes, falhas de projeto podem ocasionar perda de investimentos e altos custos de manutenção, além de abrangentes impactos ambientais (GIRELLI, 2008).

Para a construção de obras portuárias, a definição de local adequado é primordial para o custo e importância estratégica dessas. Áreas que necessitam menor interferência na natureza podem evitar custos com terraplanagem, grandes volumes de corte, aterro, dragagem e troca de solo. Portos demandam também posicionamento geográfico que facilite a logística, com fácil acesso à malha ferroviária e rodoviária (CRISTINO, 2008).

Das dificuldades de conciliar características naturais vantajosas e posicionamento estratégico, intervenções onerosas se fazem necessárias, como dragagens e utilização de estruturas *off-shore*. Enfrenta-se a dispendiosa mobilização de equipamentos adequados e de difícil disponibilidade no país (CRISTINO, 2008).

A complexidade das obras costeiras também se dá pela demanda de investigações ambientais, uma vez que se trata de obras que trazem permanentes alterações no equilíbrio natural, que implicam no meio físico e biológico adjacente. Portanto, os órgãos responsáveis exigem estudos do impacto causado por uma obra desse cunho para, só então, permitir a implantação de um novo empreendimento (ALFREDINI E ARASAKI, 2009).

As obras portuárias podem ser classificadas como externas e internas. As primeiras, sujeitas às ondas e correntes, abrangem obras de canais de acesso e de abrigo portuário – molhes, quebra-mares, espigões. As segundas, implantadas em áreas abrigadas, constituem-se de obras de acostagem, estruturas para equipamentos de movimentação de carga e retroporto – áreas de estocagem, pátios rodoferroviários, estaleiros (ALFREDINI E ARASAKI, 2009).

Destacam-se, dentro desses campos, as obras de abrigo portuário. Essas obras apresentam a função de criar uma área protegida das ondas de gravidade oriundas do vento ou das correntes. As finalidades dessas obras podem ser a criação de bacia portuária protegida da agitação ondulatória, desviar a zona de deposição de areia, defender o litoral contra a erosão e criar áreas adequadas para fins balneares e recreativos (ALFREDINI E ARASAKI, 2009).

2.2.3. Ações em estruturas portuárias

A Norma Brasileira NBR 9.782/87 trata dos valores representativos das ações que devem ser consideradas nos projetos de estruturas portuárias marítimas ou fluviais. Os valores se aplicam às estruturas de abrigo ou acostagem. A Norma abrange as ações provenientes de cargas permanentes, sobrecargas verticais, cargas móveis, meio ambiente, atracação, amarração e terreno.

ALFREDINI E ARASAKI (2009) enfatizam as ações provenientes do meio ambiente, sendo essas resultantes das ações de correntes, marés, ondas e ventos. A abordagem feita pontua:

- Correntes: O valor da velocidade de corrente a ser adotado é o obtido em medições no local de implantação da estrutura portuária, sendo o valor mínimo para estruturas portuárias fluviais de 1 m/s.
- Marés e níveis d'água: Em estruturas portuárias marítimas, o valor da altura da maré a ser adotado é o obtido em medições no local de implantação da estrutura portuária. Em estruturas portuárias fluviais o nível máximo normal é obtido da curva de permanência de alturas no local.
- Ondas: Devem ser obtidas em dados de campo, com medições efetuadas nas proximidades da área de implantação da estrutura portuária. O período de recorrência da onda de projeto não pode ser menor do que o da expectativa de vida útil da obra, sendo no mínimo de 50 anos. As ações decorrentes dos fenômenos de empolamento, refração, difração, reflexão e arrebentação da onda devem ser considerados no projeto.
- Ventos: Deve ser medida no local de implantação da estrutura portuária, sendo considerado o valor da velocidade do vento a média no período de 10 min a 10 m de altura, sendo o mínimo admitido o valor de 20 m/s.

CAPÍTULO III – QUEBRA-MARES

3.1. Funções e classificações

Os quebra-mares são estruturas que exercem funções tais como guiamento de correntes, estrutura de proteção e estrutura de defesa de áreas portuárias, pescatórias ou de recreio. Usualmente atuando em condições de agitação marítima média ou calma, as possibilidades de modelos são diversas, podendo ser, por exemplo, emersos ou submersos e paralelos ou enviesados em relação à costa (PEREIRA, 2008b).

A configuração do quebra-mar é definida em função da configuração da agitação marítima, da morfologia da área aplicada, das características do fundo onde se situa, do tamanho da zona de abrigo necessária, assim como do tipo de operações que se deseja executar na zona abrigada (LOPES, 2005).

Algumas classificações podem caracterizar diferentes grupos de quebra-mar, dentre elas, quebra-mar natural e artificial. O primeiro grupo é formado exclusivamente por condições naturais, e o segundo é projetado e executado pela capacidade humana. Também podem ser denominados como enraizado o quebra-mar que apresenta ligação física a terra, e quebra-mar destacado, aquele separado da linha de costa. Outra classificação está em quebra-mares galgáveis e não galgáveis. Quando a cota de coroamento do quebra-mar é superior ao nível da água, a esse se dá o nome de não galgável, por sua vez, quando a cota de coroamento não impede a passagem da água sobre a estrutura, esse é chamado de galgável (PITA apud CRUZ, 2008).

Quanto aos tipos de quebra-mar, destacam-se quatro tipicamente utilizados em áreas portuárias: os de talude, os de parede vertical, os mistos e os de estrutura mista: Executados inicialmente por enrocamentos e, hoje, também por blocos de concreto, os quebra-mares de talude criam um aglomerado de seção transversal trapezoidal, e onde grande parte da energia é dissipada através da emulsão ar-água no talude e a energia restante é refletida (LOPES, 2005).

Os quebra-mares de parede vertical constituem-se de uma parede perpendicular à base, que, impermeáveis, refletem a energia da onda para o largo, não havendo rebentação. Essa característica exige uma estrutura bastante robusta, para que suporte o impacto da agitação sem que haja

dissipação (LOPES, 2005).

Quebra-mares mistos são aquele que conjugam os dois tipos anteriores. Sua estrutura funciona até certo nível como um quebra-mar de talude, e acima desse ponto, trabalha como um quebra-mar vertical (LOPES, 2005).

O quarto tipo, o quebra-mar de estrutura mista constitui um caso particular dos quebra-mares de taludes. Nesses, uma superestrutura de menores dimensões constitui um muro cortina, que evita o galgamento, e frequentemente possui um deflector (LOPES, 2005).

A Figura 3.1 ilustra os quatro tipos expostos de quebra-mar.

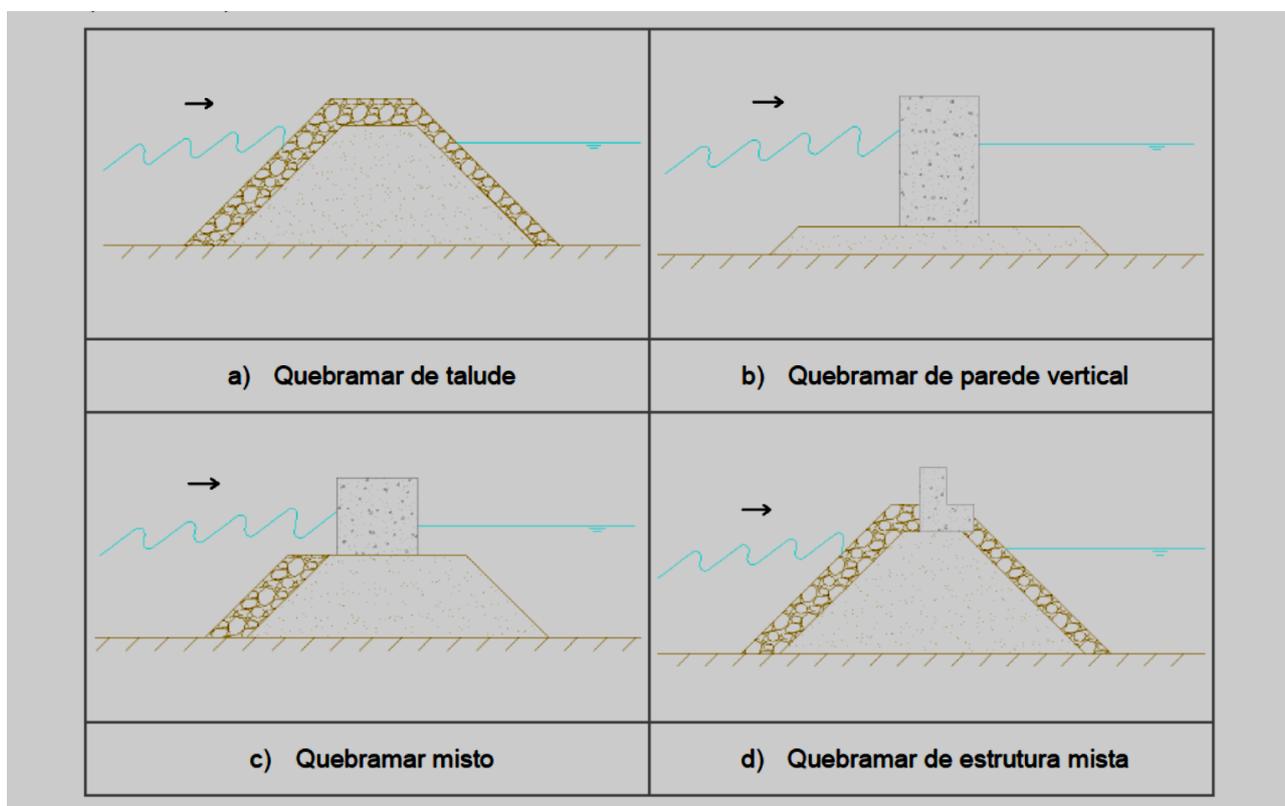


Figura 3.1: Perfis dos tipos de quebra-mar (CRUZ, 2008).

Para a exposição de uma seção transversal de quebra-mar de talude, CRUZ (2008) define como elementos tipicamente presentes:

- Talude anterior: zona exposta do quebra-mar
- Manto resistente: é a camada exposta do talude, sobre a qual a onda incide, resistindo diretamente à agitação. Composto, geralmente, por duas camadas de enrocamento;
- Filtro: se constitui da faixa de transição entre o manto resistente e o núcleo do talude. Apresenta granulometria menor que a do manto e

maior que a do núcleo, evitando a saída dos finos do núcleo e aumentando a porosidade do talude anterior;

- Núcleo: é a região interior do quebra-mar, zona de enchimento geralmente constituída por enrocamento “todo-o-tamanho” (TOT);
- Risberma: prisma de enrocamento que se encontra na base do manto resistente;
- Coroamento: linha da cota máxima da estrutura do quebra-mar;
- Berma: superfície horizontal de coroamento do talude anterior. Quando se trata de quebra-mar misto, termina na superestrutura.
- Superestrutura: bloco de concreto ou de alvenaria, maciço, de coroamento de quebra-mar misto;
- Muro-cortina: parte da superestrutura responsável por reduzir o galgamento;
- Talude posterior: zona do lado da área abrigada.

A Figura 3.2 exhibe os elementos definidos.

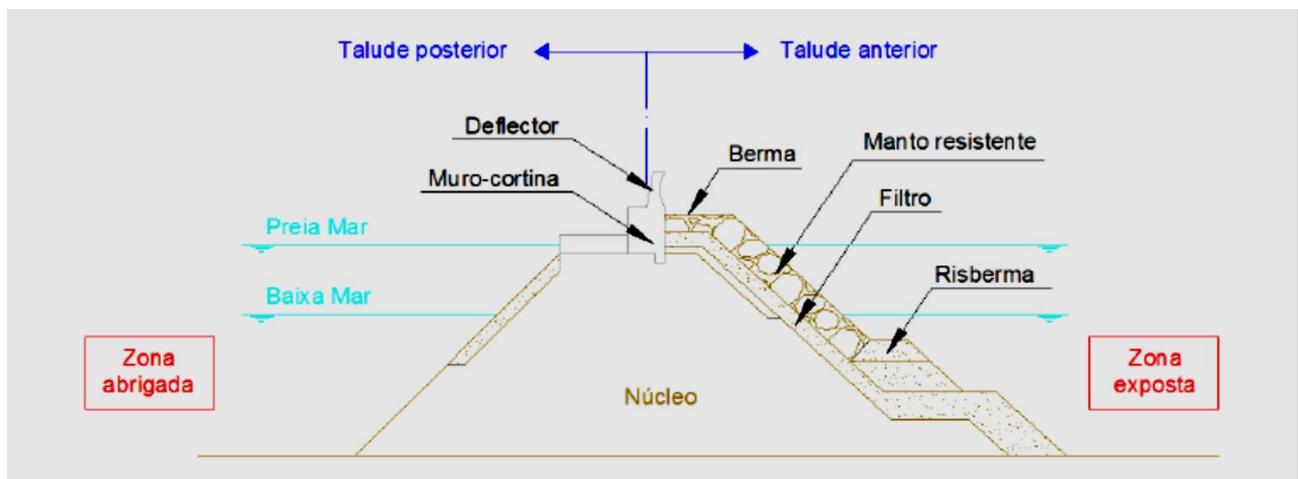


Figura 3.2: Designações de um perfil tipo de um quebra-mar de talude (CRUZ, 2008).

3.2. Agitação Marítima

3.2.1. Considerações iniciais

Uma onda, ou uma agitação, ao se propagar em direção à costa, está sujeita a diversos fenômenos físicos, que interagem com as estruturas costeiras e, nesse processo, sofrerá ainda outros fenômenos, e poderá alterar as características dos que nela se verificava anteriormente à interação (LOPES, 2005).

O dimensionamento de um quebra-mar, além da verificação da estabilidade global, deve levar em conta esses fenômenos e suas consequências, de acordo com o seu tipo e funcionalidade (LOPES, 2005).

A profundidade dos oceanos, caracterizada pela batimetria, é um determinante fator no comportamento das ondas, como sua direção, altura e intensidade. Os fenômenos físicos acima citados serão a seguir sumariamente definidos.

3.2.2. Empolamento

O empolamento, ou *shoaling*, é o fenômeno correspondente ao crescimento da altura de onda à medida que a profundidade diminui ao se aproximar da costa. Em menores profundidades, o comprimento de onda diminui, como fator dependente desse, a velocidade também diminui. A consequência é a diminuição da energia por unidade de onda, que gera um aumento na altura de onda (PEREIRA, 2008a). O fenômeno de empolamento é ilustrado na Figura 3.3.

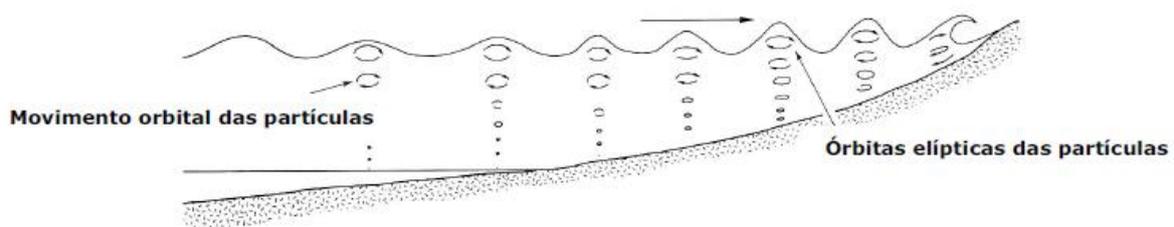


Figura 3.3: Fenômeno de empolamento (LOPES, 2005).

3.2.3 Refração

ARAÚJO *apud* CRUZ (2008) define o fenômeno de refração como o arquear das ondas ao aproximarem-se da linha de costa, devido a uma diminuição no seu comprimento de onda quando os sistemas de ondulação “sentem o fundo”. Uma vez que a velocidade de propagação das ondas em águas pouco profundas depende da profundidade, os vários pontos da crista da onda apresentam diferentes profundidades, tendo maior celeridade em águas mais profundas, tendendo a crista da onda, assim, a alinhar-se com a batimetria.

Esse fenômeno pode alterar a batimetria e justifica a distribuição de energia de forma desigual na costa. Pode-se perceber através da Figura 3.4, como ocorre o arqueamento da onda, acompanhando a batimetria local.

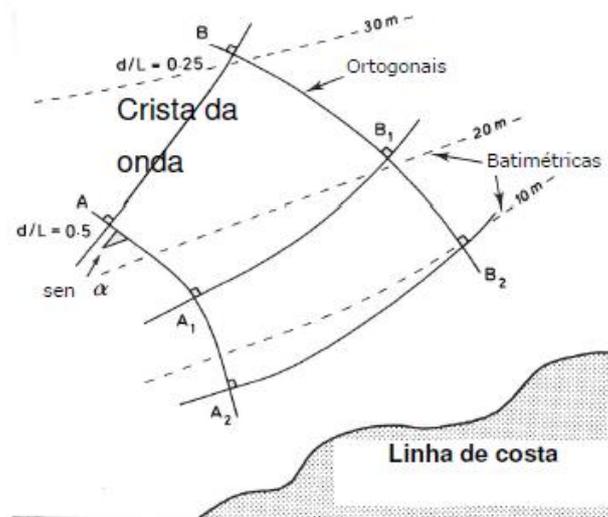


Figura 3.4: Refração de onda próxima à costa (LOPES, 2005).

Em referência a um quebra-mar, a refração deve ser observada para se garantir a eficácia na proteção das zonas abrigadas, quando da definição da orientação da estrutura, e em relação a alteração da batimetria ao longo do tempo, no que diz respeito à concentração de zonas de maior energia no manto resistente, sob risco de criação de instabilidade na estrutura.

3.2.4 Difração

O fenômeno da difração da onda é definido como o encurvamento sofrido pela onda quando encontra um obstáculo à sua propagação normal, podendo ser esse obstáculo natural ou em forma de uma estrutura costeira. A difração é o resultado de uma transferência lateral ao longo da crista, que assume uma configuração próxima de um arco de círculo ao transpor o obstáculo (PEREIRA, 2008a). A Figura 3.5 ilustra esse fenômeno.



Figura 3.5: Difração pela abertura de duas barreiras naturais (LOPES, 2005).

O efeito da difração é a propagação das ondas difratadas no sentido das zonas abrigadas com uma menor altura de onda. A difração é geralmente acompanhada pelo fenômeno de reflexão, e pode ocorrer simultaneamente à refração.

O efeito desse fenômeno deve ser levado em consideração na fase de projeto de um quebra-mar, especialmente quando a finalidade da estrutura é de abrigo portuário. Como a agitação tende a contornar a estrutura, certa instabilidade à acostagem de navios pode ser sentida no lado abrigado (LOPES, 2005).

3.2.5 Reflexão

A reflexão das ondas na água do mar segue os mesmos conceitos e leis do que a que ocorre num meio contínuo. A energia da onda que não foi consumida em sua interação com um meio, tal como o quebra-mar, é refletida de volta para o oceano, e na ausência de outros fenômenos de agitação e assumindo uma profundidade constante, a onda incidente gera uma onda de reflexão com ângulo simétrico ao ângulo de incidência (PEREIRA, 2008a).

Na ocorrência de ondas perpendiculares ao obstáculo, a reflexão produz ondas estacionárias, com o mesmo comprimento de onda e se propagando em direções opostas. A sobreposição da onda estacionária com a onda incidente pode dobrar o valor da altura de onda, trazendo problemas para a estrutura e para a estabilidade de navios na acostagem. Efeito que pode ser amenizado pela utilização de materiais mais rugosos e permeáveis no obstáculo, diminuindo o efeito da reflexão (LOPES, 2005).

A esquematização do fenômeno está representada na Figura 3.6.

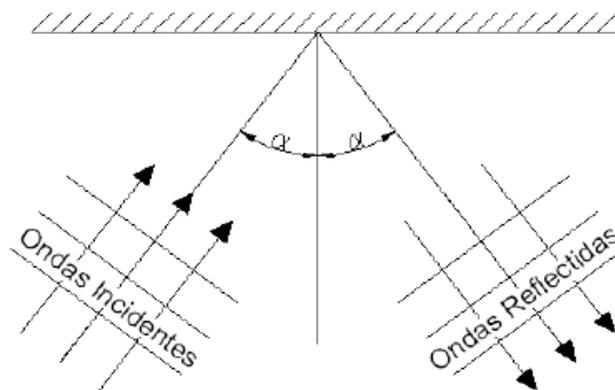


Figura 3.6: Esquematização do fenômeno de reflexão das ondas (CRUZ, 2008).

3.2.6 Rebentação

Quando as ondas se aproximam de zonas pouco profundas, a altura da onda diminui, passando uma partícula na crista da onda aumentar a sua velocidade. Quando a velocidade crescente excede a celeridade, ocorre a rebentação da onda. A inclinação do fundo do mar onde a rebentação se desenvolve é determinante na característica dessa. Assim, de acordo com o

plano em que se encontram, a rebentação pode ser caracterizada em três principais tipos: Mergulhante, progressiva e oscilatória (PEREIRA,2008a).

A mergulhante ocorre em planos de inclinação média, a progressiva em planos suaves ou aproximadamente horizontais, e a oscilatória se dá em planos de inclinação elevada, como as estruturas de defesa costeira (PEREIRA, 2008a). A Figura 3.7 ilustra os três tipos de rebentação citados.

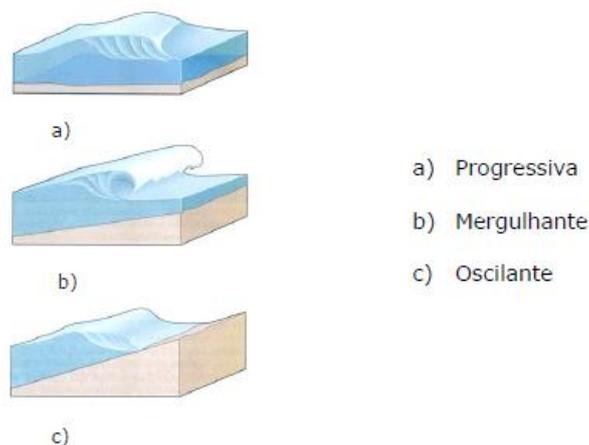


Figura 3.7: Tipos de rebentação (LOPES, 2005).

A rebentação frente a um quebra-mar de talude, segundo KOMAR *apud* CRUZ (2008), é a chamada de rebentação fluida ou de fluxo. Nessa situação o fenômeno de reflexão apresenta importante influência. Inicialmente a rebentação sobre o talude se assemelha à rebentação mergulhante, mas o colapso se dá com um adiantamento da zona inferior da onda. Segundo LOPES (2005), o efeito da reflexão pode gerar elevadas oscilações, podendo ser prejudicial para a estabilidade do talude.

3.2.7 Espraimento e refluxo

Fundamental no dimensionamento de quebra-mares, o espraimento consiste da cota máxima atingida por uma onda ao interagir com o talude. Uma vez que essa cota é atingida, o fenômeno que se apresenta é o refluxo, que por sua vez consiste da cota mais baixa atingida pela interação onda-talude no retorno da onda (PEREIRA, 2008a).

O espraimento e o refluxo são usualmente referidos pelos termos em inglês *run-up* e *run-down*, respectivamente.

Para LOPES (2005), o espraçamento e o refluxo são determinantes para o movimento dos blocos de uma proteção costeira quando a velocidade do fluido é elevada, sendo o refluxo um dos principais agentes na deterioração de blocos do manto resistente. Assim, o comportamento eficiente de um quebra-mar de talude passa pelo correto dimensionamento e pela escolha do melhor material para interagir de maneira adequada com esses fenômenos. A Figura 3.8 representa bem a interação abordada.

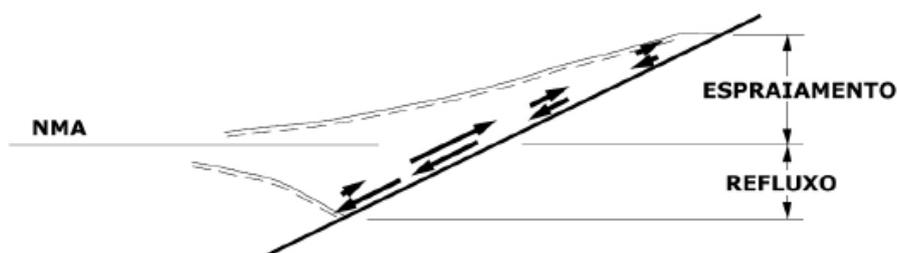


Figura 3.8: Espraçamento e refluxo (LOPES, 2005).

3.3. O Dimensionamento dos quebra-mares

Dimensionar um quebra-mar de talude é um processo que apresenta um considerado nível de dificuldade, uma vez que diferentes fatores condicionam a sua configuração final, como o grau de segurança, as condições de agitação, a configuração do fundo presente, os tipos de materiais disponíveis e, obviamente, o custo atribuído. O grau de segurança está intimamente ligado ao custo final da obra, onde um maior grau de segurança remete a um maior custo (CUNHA, 2009).

A agitação marítima é a ação mais agressiva para a estrutura do quebra-mar, e é o manto resistente, constituído de blocos de diversos tipos, a camada mais relevante na resistência da estrutura. Assim, o dimensionamento dos blocos é determinante para a estrutura, e pode-se relacionar diretamente o peso desses à resistência: quanto maior o peso, mais resistente a estrutura (CUNHA, 2009).

O dimensionamento de um quebra-mar é dividido em duas fases: o dimensionamento hidráulico, em que se define a implantação, o comprimento e a cota de coroamento desejado para a obra; e o dimensionamento estrutural,

onde são determinados geometria da estrutura e os pesos dos blocos do manto resistente (CRUZ, 2008).

3.3.1. Peso dos blocos no manto resistente

O pré-dimensionamento do manto resistente é realizado por meio de fórmulas semi-empíricas, que estimam o peso dos blocos que o constituirão. A dedução dessas fórmulas foi obtida, de maneira geral, em resultados de ensaios de modelos reduzidos e na experiência acumulada (PEREIRA, 2008a).

Desde o início do uso dos blocos artificiais de concreto no manto resistente, o princípio de funcionamento dos blocos deixou de se basear apenas no peso próprio, e a fórmula de maior aceitação para uso no dimensionamento do manto se tornou a de Hudson. A Figura 3.9 exhibe diversas formulações, mas a de Hudson será exposta com mais detalhes (CRUZ, 2008).

Autor	País	Ano	Fórmula
Castro	Espanha	1933	$W = \frac{0.704}{(\cot \beta + 1)^2 \cdot \cot \beta} \cdot \frac{H^3 \gamma_r}{\gamma_w \left(\frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1 \right)^3}$
Iribarren	Espanha	1938	$W = \frac{K}{(\cos \beta - \sin \beta)^2} \cdot \frac{H^3 \gamma_r}{\left(\frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1 \right)^3}$
Epstein e Tyrrel	E.U.A.	1949	$W = \frac{0.704}{(\mu - \tan \beta)^2} \cdot \frac{H^3 \gamma_r}{\left(\frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1 \right)^3}$
Larras	França	1953	$W = \frac{K \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot H}{L} \right) \cdot \left(\frac{\text{sh} \frac{4 \cdot \pi \cdot Z}{L}}{L} \right)}{(\cos \beta - \sin \beta)^2} \cdot \frac{H^3 \gamma_r}{\left(\frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1 \right)^3}$
Iribarren	Espanha	1953	$W = \frac{k'}{\mu (\cos \beta - \sin \beta)^2} \cdot \frac{H^3 \gamma_r}{\left(\frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1 \right)^3}$
Hudson	E.U.A.	1958	$W = \frac{1}{K_D \cdot \cot \beta} \cdot \frac{H^3 \gamma_r}{\left(\frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1 \right)^3}$
Hedar	Suécia	1965	$W = \frac{K \cdot K_1^3}{(\mu \cdot \cos \beta - \sin \beta)^2} \cdot \frac{H^3 \gamma_r}{\left(\frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1 \right)^3}$
Metelicyna	U.R.S.S.	1967	$W = \frac{K \cdot K_g}{\cos^3(23^\circ + \beta)} \cdot \frac{H^3 \gamma_r}{\left(\frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1 \right)^3}$

Figura 3.9: Propostas de dimensionamento do peso dos blocos do manto resistente (CRUZ, 2008).

A fórmula de Hudson é expressa como:

$$W = \frac{1}{K_D \cdot \cot \beta} \cdot \frac{H^3 \cdot \gamma_r}{\left(\frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1\right)^3} \quad (1)$$

onde K_D é um coeficiente de estabilidade, que depende de fatores como o material dos blocos, o tipo de blocos, a superfície dos blocos, a interligação entre os blocos, o número de camadas do manto resistente, a localização no perfil do quebra-mar onde serão aplicados, a zona onde se encontra, o ângulo do talude com a horizontal e a percentagem de blocos deslocados permitida. Alguns valores de K_D são mostrados na Tabela 3.1, fornecida pela *Concrete Layer Innovations* (CRUZ, 2008).

Ainda na expressão de Hudson, γ_r corresponde ao peso específico do material do bloco, H é a altura incidente de projeto, γ_w o peso específico da água do mar, e β o ângulo do talude do manto resistente com a horizontal.

Vários estudos já foram elaborados para determinar uma altura de onda incidente para uso no projeto. Dentre eles, já foram sugeridos valores pelo critério da máxima onda compatível com a profundidade, pela altura de onda média do décimo superior, ($\ddot{H}_{1/10}$), ou a média do terço superior ($\ddot{H}_{1/3}$) (PEREIRA, 2008a). Esse último, é o recomendado pelo “*Coastal Engineering Manual*” (CEM), da *US Army Corps*, e corresponde à média dos maiores valores que correspondem a 1/3 dentre todos os medidos.

Tabela 3.1: Valores de K_D (CRUZ, 2008).

Tipo de Bloco	Tronco	Cabeça
Acropode	15	11,5
Acropode II	16	12,3
Core-Loc	16	13

3.3.2. Espessura do manto resistente

PITA *apud* CRUZ (2008) determina a espessura do manto resistente dependente do número de camadas de blocos constituintes, n , do peso, W , e do peso específico dos blocos e γ_r de um coeficiente de forma, determinado de maneira empírica. A espessura r_e é dada por:

$$r_e = n \cdot e_a \quad (2)$$

onde, e_a é a dimensão característica, função do volume e da forma do bloco:

$$e_a = k_{\Delta} \left(\frac{W}{\gamma_r} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3)$$

Os valores do coeficiente de forma k_{Δ} , determinado empiricamente, são propostos por BURCHARTH E HUGHES *apud* CRUZ (2008) pela Tabela 3.2, sendo o coeficiente dependente do material utilizado.

Tabela 3.2: Valores de k_{Δ} em função dos blocos (BURCHARTH E HUGHES *apud* CRUZ, 2008).

Tipo de Bloco	Coefficiente K_{Δ}
Acropode	1.51
Core-Loc	1.51
Dolo	0.94
Tribar (colocação normal)	1.02
Tribar (colocação uniforme)	1.13
Tetrápodo	1.04
Cubo Antifer	1.10
Rocha (acabamento rugoso)	1.00
Rocha (acabamento liso)	1.02

Para a determinação do número de camadas, n , é levando em consideração, por exemplo, a agitação marítima do local, o material e o método de colocação. Segundo CRUZ (2008), atualmente, devido aos meios mecânicos disponíveis e materiais utilizados, esse número é geralmente de duas camadas para blocos de concreto, podendo ser de apenas uma para alguns tipos de blocos.

3.3.3. Número de blocos por unidade de área

A porosidade do manto é uma característica fundamental na dissipação da energia de uma onda em um quebra-mar, devido ao fato dela se dar através da turbulência criada na passagem pelos vazios entre os blocos. Assim, um manto poroso dissipa maior quantidade de energia oriunda das ondas, além de economizar no volume de concreto utilizado. A porosidade, então, depende da forma do bloco, e da disposição em que são colocados, ou seja, do número de blocos por unidade de área, N_a (CRUZ, 2008).

BURCHARTH E HUGHES *apud* CRUZ (2008), expressa o número de blocos por unidade de área $\left(\frac{N_a}{A}\right)$, dependente da porosidade, além dos parâmetros definidos para a determinação do número de camadas do manto, por:

$$\frac{N_a}{A} = n \cdot k_{\Delta} \left(1 - \frac{P}{100}\right) \left(\frac{\gamma_r}{W}\right)^{\frac{2}{3}} \quad (4)$$

Valores para a porosidade em função do tipo de bloco e do número de camadas do manto resistente são expostos na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Porosidade em função do tipo de bloco e do número de camadas do manto resistente (BURCHARTH E HUGHES *apud* CRUZ, 2008).

Tipo de Bloco	n	Porosidade (%)
Acropode ($V < 5m^3$)	1	57
Acropode ($5m^3 < V < 12m^3$)	1	59
Acropode ($12m^3 < V < 22m^3$)	1	62
Core-Loc ($V < 5m^3$)	1	60
Core-Loc ($5m^3 < V < 12m^3$)	1	63
Core-Loc ($12m^3 < V < 22m^3$)	1	64
Dolo	2	56
Tribar (colocação normal)	2	54
Tribar (colocação uniforme)	1	47
Tetrápodo	2	50
Cubo (modificado)	2	47
Rocha (acabamento rugoso)	2	37
Rocha (acabamento rugoso)	≥ 3	40
Rocha (acabamento liso)	2	38

3.3.4. Cota e largura de coroamento

Numa estrutura em que não se deseja galgamentos, a cota do coroamento deve ser superior ao espriamento máximo, sendo esse definido pela cota máxima atingida por uma onda ao interagir com uma estrutura costeira.

A determinação do espriamento é bastante laboriosa, e os métodos aplicáveis demandam um bom conhecimento das características das ondas que interagem com a estrutura e do uso de ábacos disponíveis nas diversas bibliografias para a determinação dos parâmetros necessários.

Os parâmetros utilizados são dependentes de diversos fatores, dentre eles, a altura de onda máxima, o tipo de rebentação da onda, a inclinação do talude, as características do talude e de seu revestimento, o tipo de perfil transversal do talude, e até do tipo de onda incidente na estrutura, determinada

por uma relação entre sua crista e o seu comprimento de onda (CRUZ, 2008).

A largura de coroamento para quebra-mares de talude não galgáveis e sem superestrutura é dependente da relação entre o espraiamento e a cota de coroamento, além do galgamento admissível, e é limitada inferiormente por uma dimensão mínima para a circulação do equipamento de construção e reparação (PITA *apud* CRUZ, 2008).

3.3.5. Cota da base do manto resistente

De acordo com PITA *apud* CRUZ (2008), como não há nenhum método analítico para determinar a cota da base do manto resistente, adota-se a regra empírica que determina que, para uma profundidade até o pé do talude superior a $1,5H$, sendo H a altura de onda de projeto, o manto deve atingir uma profundidade no mínimo igual à H a partir da maré mais baixa medida no local. Já para profundidade no pé da obra inferior à $1,5H$, o manto resistente deve chegar até o fundo da obra.

3.3.6. Camada de filtro

CUNHA (2009), apresenta uma seção tipo para quebra-mares, apresentada pela Figura 3.10, sugerida pelo CEM, em que as subcamadas, inclusive o filtro, são determinadas em função do peso unitário dos blocos do manto resistente, W .

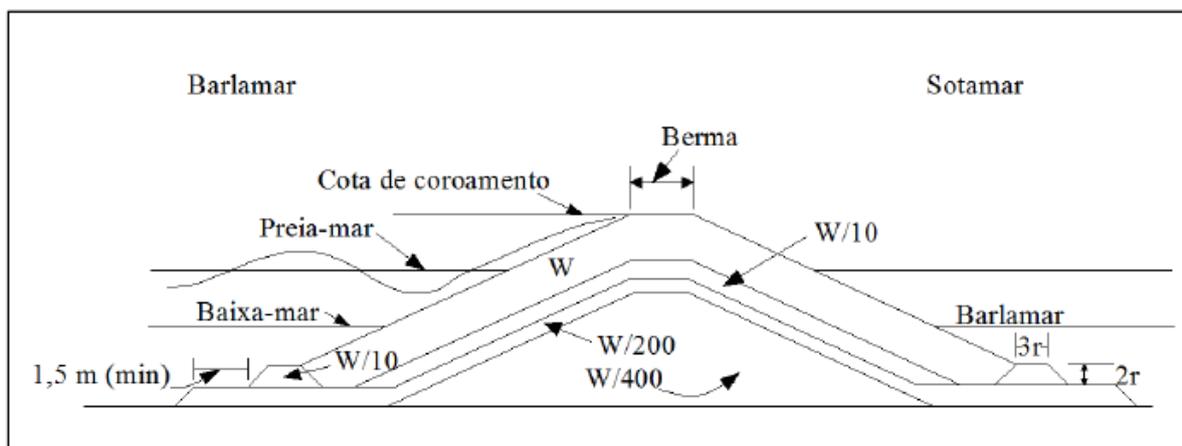


Figura 3.10: Seção tipo para quebra-mares de taludes (CEM, 2010).

O filtro estabelece a transição entre o manto resistente e o núcleo, tendo uma graduação intermediária entre os dois, e tem como função evitar a erosão e a instabilidade do núcleo, impedindo a saída de finos, e de amenizar a ação da agitação (LOPES, 2005).

3.4. Formas de ruptura em quebra-mares de talude

O dimensionamento das estruturas costeiras busca um denominador entre estabilidade, economia e operacionalidade, para, assim, ser viável econômica e operacionalmente. Em vista disso, os quebra-mares não são dimensionados, em muitas ocasiões, para resistir a todas as condições sem sofrer nenhum tipo de dano ou alteração, e por esse motivo são estruturas sujeitas à manutenção frequente (LOPES, 2005).

Embora em outras vezes possa ser mais interessante economicamente se construir uma estrutura mais robusta e, conseqüentemente, mais dispendiosa e que demande manutenção menos frequente, um plano de manutenção e monitoramento será sempre necessário (LOPES, 2005).

ANGREMOND *apud* PEREIRA (2008b) define que a ruptura de um quebra-mar ocorre quando este perde alguma de suas funcionalidades específicas, sendo na maioria dos casos a função de proteção a mais importante, a ruptura corresponde a algum dano que leve à penetração indesejada de agitação no interior da zona abrigada do porto.

Existem quatro razões que levam a ruptura de estruturas costeiras. A primeira é a falha de projeto, que ocorre quando toda ou parte da estrutura (incluindo a fundação) não consegue suportar as solicitações de acordo com os critérios de projeto. A segunda é o excesso de carga, que acontece quando as solicitações admitidas em fase de projeto são excedidas. A terceira consiste na falha de construção, ocasionada por maus procedimentos de construção ou por materiais de qualidade deficiente. Por fim, a falha por falta de manutenção da estrutura, que tem como consequência a deterioração natural (PEREIRA, 2008b).

MADDRELL *apud* LOPES (2005) adverte que uma estrutura danificada pode sofrer uma ruptura de maneira muito mais rápida, mesmo diante de

condições pouco severas. E CORREIA (2009) considera importante a compreensão dos diversos modos de ruptura para a adoção adequada, em nível de projeto, de medidas mitigadoras de riscos de ocorrência dessas rupturas.

Citando BURCHARTH, TOMASICCHIO e CIRIA *et al.*, PEREIRA (2008b) enumera e ilustra (Figuras 3.11 e 3.12) os principais modos de ruptura de quebra-mares de talude, que são:

- Arrastamento de blocos do manto resistente (instabilidade hidráulica);
- Galgamento;
- Erosão ou quebra dos elementos do manto resistente do talude anterior;
- Erosão dos elementos do manto resistente do talude posterior;
- Deslocamento ou ruptura do maciço do coroamento;
- Erosão interna do núcleo ou das camadas de filtro (*Piping*);
- Instabilidade das camadas de filtro;
- Erosão da base da fundação do talude e da risberma;
- Erosão da berma do talude;
- Deslizamentos;
- Deslocamento de toda ou parte da estrutura;
- Ruptura ou cedência da fundação (ruptura geotécnica ou liquefação);
- Recalque excessivo da fundação;
- Recalque excessivo do núcleo;
- Colisão de navios;
- Colisão de massas de gelo.

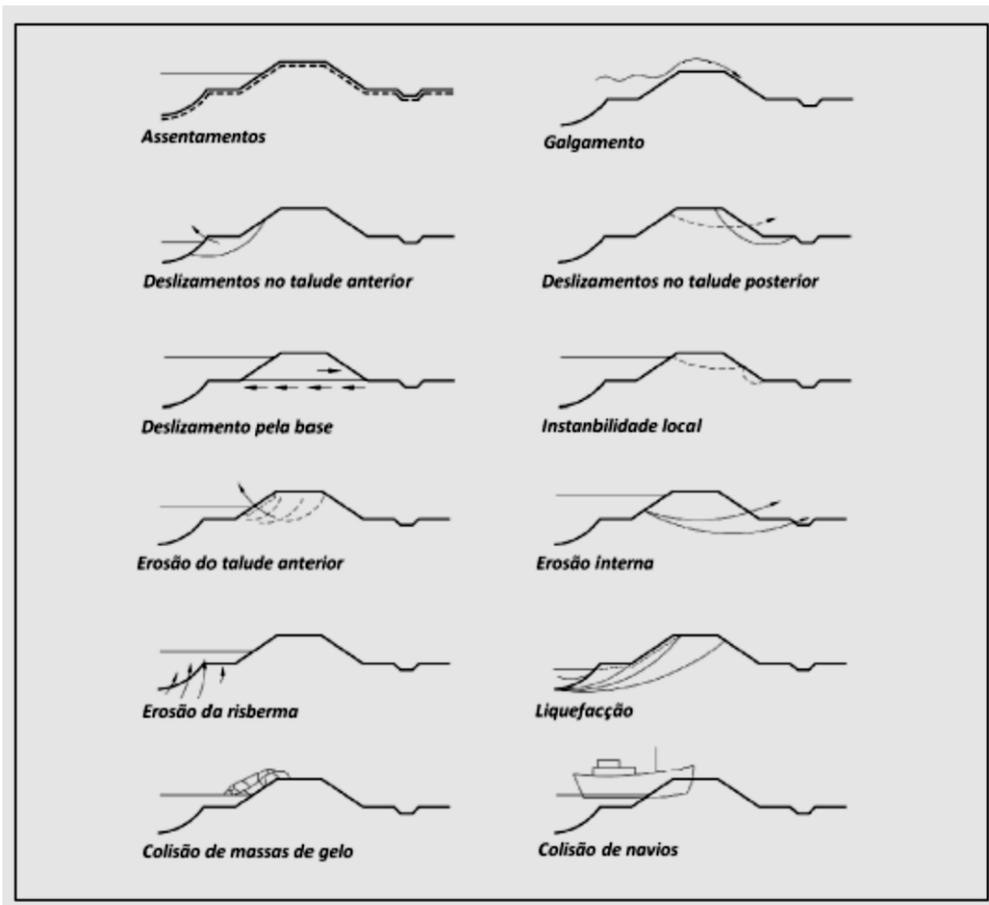


Figura 3.11: Modos de ruptura de estruturas costeiras (CIRIA *apud* PEREIRA et.al., 2008)

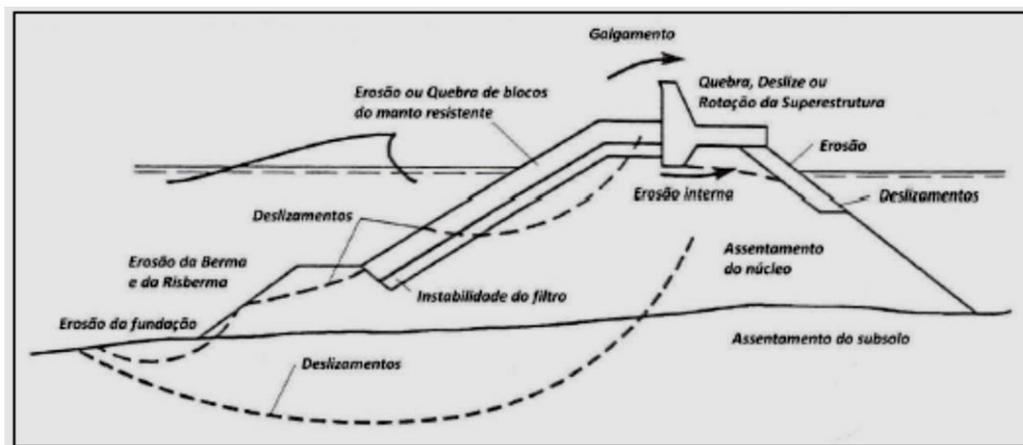


Figura 3.12: Modos de ruptura de estruturas costeiras (BURCHARTH *apud* PEREIRA, 2008)

A avaliação de cada um dos fatores enumerados é feita por PEREIRA *apud* CEM; CIRIA *et. al.* (2008) nos sub-itens seguintes com suas respectivas imagens ilustrativas.

3.4.1. Instabilidade hidráulica

A instabilidade hidráulica no manto resistente, que se refere, no caso, à provocada pela agitação marítima, provoca um deslocamento dos blocos localizados perto do nível médio da água do mar, formando um perfil em “S”, numa sequência mostrada na Figura 3.13. Esse deslocamento pode ter como consequência à exposição das camadas de filtro e o núcleo à erosão.

Os taludes com maior inclinação e os constituídos por blocos colocados aleatoriamente são mais suscetíveis a essa tipo de instabilidade, e a sua consequente erosão pode levar a destruição do coroamento da estrutura, bem como a perda do suporte de uma eventual superestrutura, causando sua rotação no sentido do talude anterior.

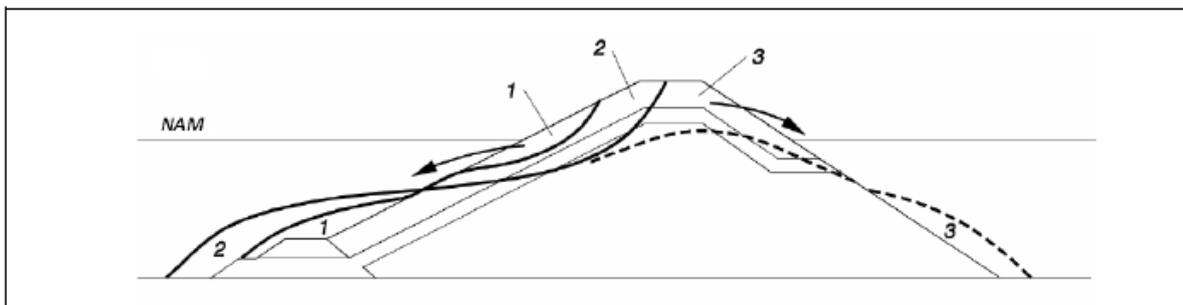


Figura 3.13: Instabilidade hidráulica (PEREIRA, 2008b).

3.4.2. Galgamento

O volume de água aceitável que pode galgar a estrutura deve ser previsto em projeto, e daí define-se a capacidade e robustez do seu coroamento. Essa previsão se faz necessária uma vez que o galgamento é uma causa relevante de danos nos quebra-mares de talude, visto que são responsáveis pela erosão do coroamento da estrutura, que tende a ficar com uma forma achatada, e causa o arrastamento de materiais mais finos. A Figura 3.14 ilustra o fenômeno.

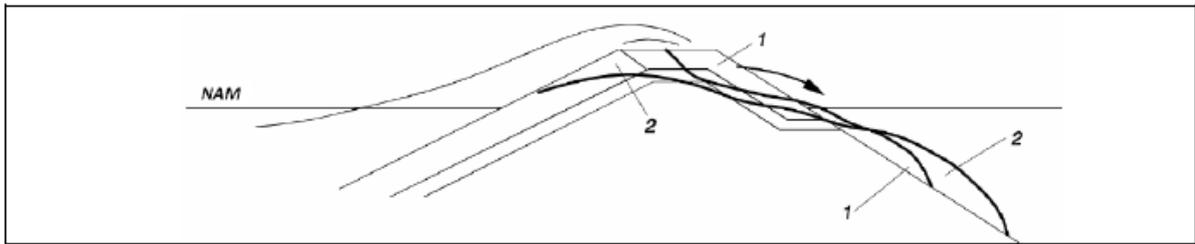


Figura 3.14: Galgamento (PEREIRA, 2008b).

3.4.3. Erosão do talude posterior e deslizamento da superestrutura

A ocorrência de galgamentos na presença de uma superestrutura pode gerar um descalço dessa através da erosão do talude posterior, e assim, o seu deslizamento (Figura 3.15). O deslizamento ou a rotação da superestrutura pode ocorrer também devido a colisão da onda contra o defletor, quando é imposta força horizontal maior do que o atrito na base da superestrutura (Figura 3.16).

O perfil em “S” ocasionado pela instabilidade hidráulica associado à quebra de blocos do manto resistente deixa a superestrutura mais exposta, podendo sobrecarregá-la, podendo também causar seu deslizamento, ou até mesmo sua quebra (Figura 3.17).

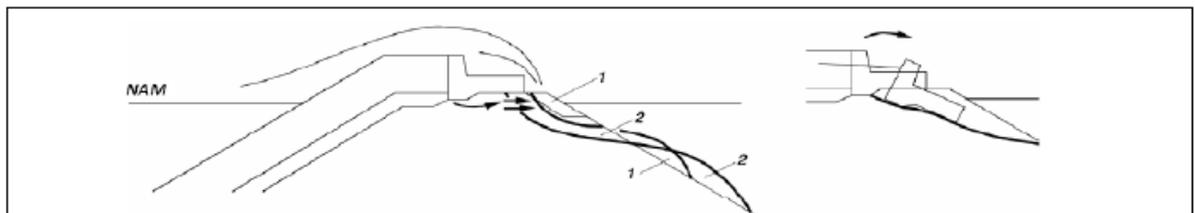


Figura 3.15: Deslizamento da superestrutura devido ao galgamento (PEREIRA, 2008b).

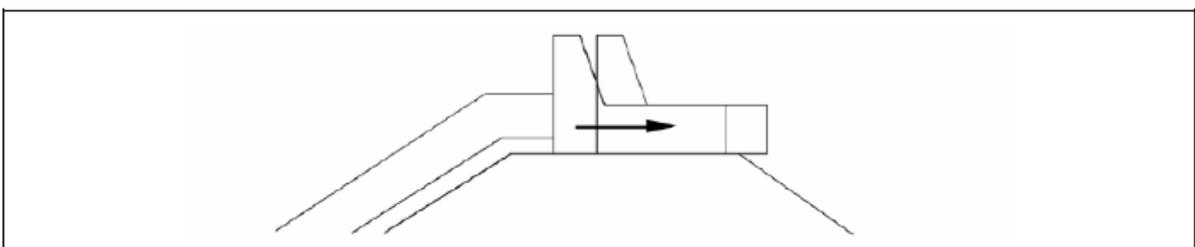


Figura 3.16: Deslizamento da superestrutura devido à agitação (PEREIRA, 2008b).

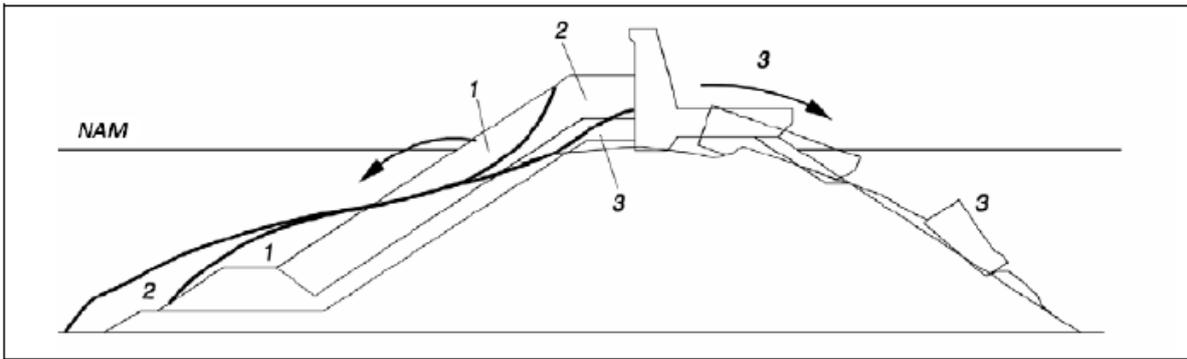


Figura 3.17: Deslizamento ou quebra da superestrutura ocasionado pelo seu sobrecarregamento (PEREIRA, 2008b).

3.4.4. Erosão interna ou *piping*

A erosão interna é causada pelos elevados gradientes oriundos da agitação marítima, podendo ocorrer numa camada mais permeável, entre o núcleo e a superestrutura, concentrado o escoamento nessa camada, criando cavidades no interior do talude devido ao arrastamento dos materiais mais finos. Esse fenômeno pode causar a perda de estabilidade da superestrutura e a sua ruptura, como mostra a Figura 3.18.

Os elevados gradientes hidráulicos podem ser responsáveis também pelo arrastamento dos materiais mais finos das camadas subjacentes ao filtro, quando esse é mal dimensionado ou ineficiente, que causam o aparecimento de cavidades, as quais tendem a sofrerem ainda maior influência do gradiente e aumentar gradualmente, podendo levar ao colapso da estrutura (Figura 3.19).

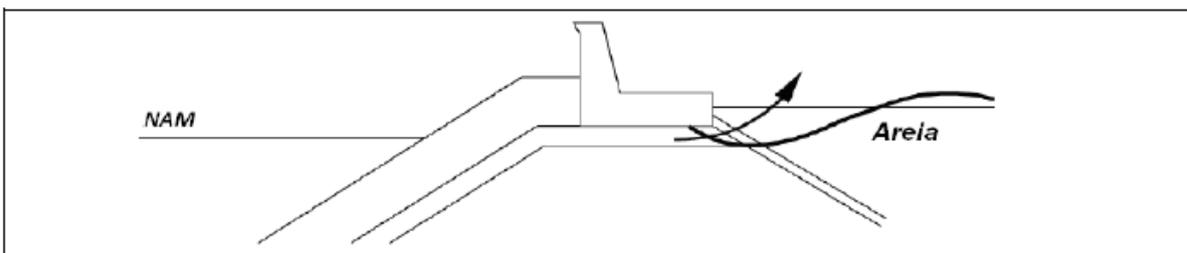


Figura 3.18: Arrastamento de finos sob a superestrutura (PEREIRA, 2008b).

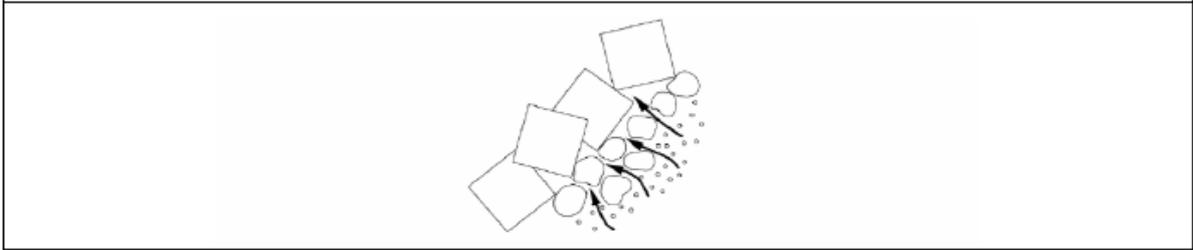


Figura 3.19: Arrastamento de finos através do filtro (PEREIRA, 2008b).

3.4.5. Erosão da base da estrutura

A erosão da risberma ou da fundação da estrutura são responsáveis pela perda de estabilidade do manto resistente e do talude, respectivamente. A erosão da primeira se inicia no seu topo menos protegido, progredindo até a base do manto resistente, que perde o suporte e abre caminho para o seu deslizamento (Figura 3.20). No caso da fundação, a agitação e/ou correntes promovem a erosão, que gera uma escavação na sua base, retirando o peso do solo, o que propicia a formação de uma cunha de ruptura, que abrange o manto resistente (Figura 3.21).



Figura 3.20: Erosão da risberma e deslizamento do manto resistente (PEREIRA, 2008b).

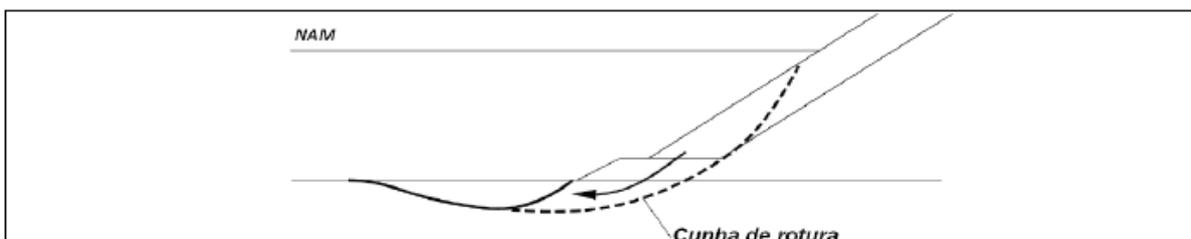


Figura 3.21: Erosão da fundação e formação de cunha de ruptura (PEREIRA, 2008b).

3.4.6. Deslizamentos

A formação de cunhas de ruptura são geralmente consequência de uma baixa capacidade de carga das fundações, que se manifestam através de elevados assentamentos ou até pelo colapso da estrutura.

Variações nas pressões neutras são provocadas no interior de um talude permeável pela ação da agitação, através das marés e da ondulação, gerando instabilidade na estrutura.

O espraimento, que aplica força no defletor, em conjunto com a rebentação, que gera elevadas pressões neutras, causam a redução das tensões efetivas, formando uma cunha de ruptura sob a superestrutura (Figura 3.22 – esquerda). Quando há presença de solo pouco resistente na fundação ou com um estrato do solo muito mais fraco que os demais, a rebentação sob o manto resistente pode levar a formação de uma cunha de ruptura que passa pela fundação, atravessando esse solo (Figura 3.22 – direita).

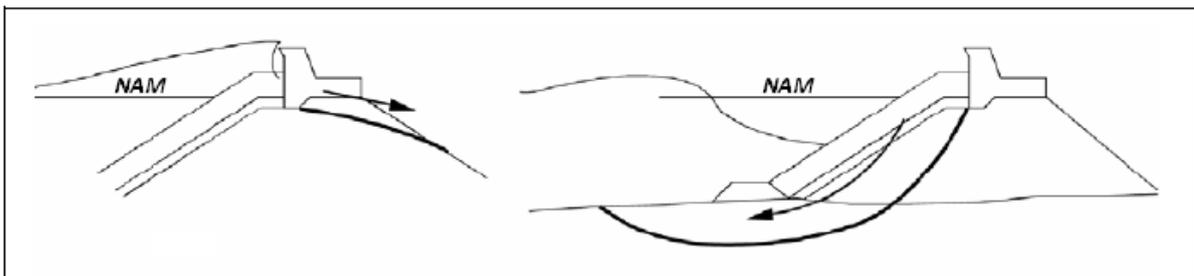


Figura 3.22: Cunha sob a superestrutura – esquerda, e cunha atravessando a fundação – direita (PEREIRA, 2008b).

3.4.7. Liquefação

A liquefação pode ocorrer quando a rebentação das ondas junto da fundação levar a um excessivo aumento das tensões neutras, a ponto de anular as tensões efetivas presentes, levando o solo a se comportar como um líquido, retirando o suporte dos blocos que nele se apóiam. Como eventos pouco frequentes, os sismos também podem levar o solo a liquefação.

3.4.8. Recalques

Muitas vezes, os solos onde se constroem as estruturas costeiras são solos aluvionares, que quando sujeitos a um maior estado de tensão irá se consolidar e sofrer recalques ao longo do tempo.

Os materiais que constituem a estrutura também sofrerão recalques ao serem sujeitos as solicitações que irão impor um novo estado de maior organização, entretanto, esses recalques são de magnitude bem menor do que os do solo.

Os cuidados necessários diante desse aspecto se dão na manutenção dos limites desejados, principalmente no que se refere à cota de coroamento do talude, para que o galgamento não exceda os valores previstos em projeto com os recalques ao longo do tempo (Figura 3.23). Os recalques diferenciais também podem ser fatores que geram instabilidade ou ruptura na estrutura, sendo também passíveis de acompanhamento.

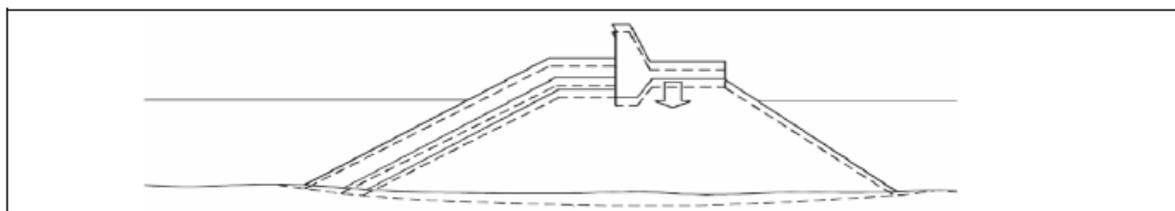


Figura 3.23: Diminuição da cota de coroamento decorrente de assentamento (PEREIRA, 2008b).

3.4.9. Quebra e deterioração de blocos

A quebra e a deterioração dos blocos são causadas por fatores como esforços da ação das ondas ou do peso próprio, variação de temperatura, abrasão devido ao contato direto entre os blocos, ou reações químicas influenciadas pela água salobra.

Como consequência desses fatores há a diminuição das propriedades resistentes dos blocos, diminuindo sua estabilidade frente à continuidade das ações.

3.4.10. Colisão de massa de gelo e navios.

Não é desprezível a ruptura da estrutura devido ao choque de estruturas flutuantes, tais como os navios e massas de gelo. A primeira pode ocorrer em qualquer estrutura, principalmente em obras de proteção para portos. Já a segunda, obviamente, se restringe a regiões de clima frio.

CAPÍTULO IV – APLICAÇÃO E ANÁLISES DOS SOFTWARES

Os dados e parâmetros utilizados para a reprodução das estruturas e seções transversais são reais e foram obtidos de um relatório feito para um porto em funcionamento, referenciado no projeto como Porto X.

4.1. Seções transversais utilizadas

Foram selecionadas três seções transversais, com diferentes cotas de fundação e diferente estratigrafia. A primeira, chamada Seção T1, apresenta na sua camada mais superficial uma areia fina a média, argilosa, acaramelada e compacta de 5,2m de espessura. Seguida por uma extensa camada de limo e argila cinza escuro, de consistência média a mole, de espessura de 29m. Na camada mais inferior, há a presença de areias densas, com 3,1m de espessura. A seção está representada na Figura 4.1.

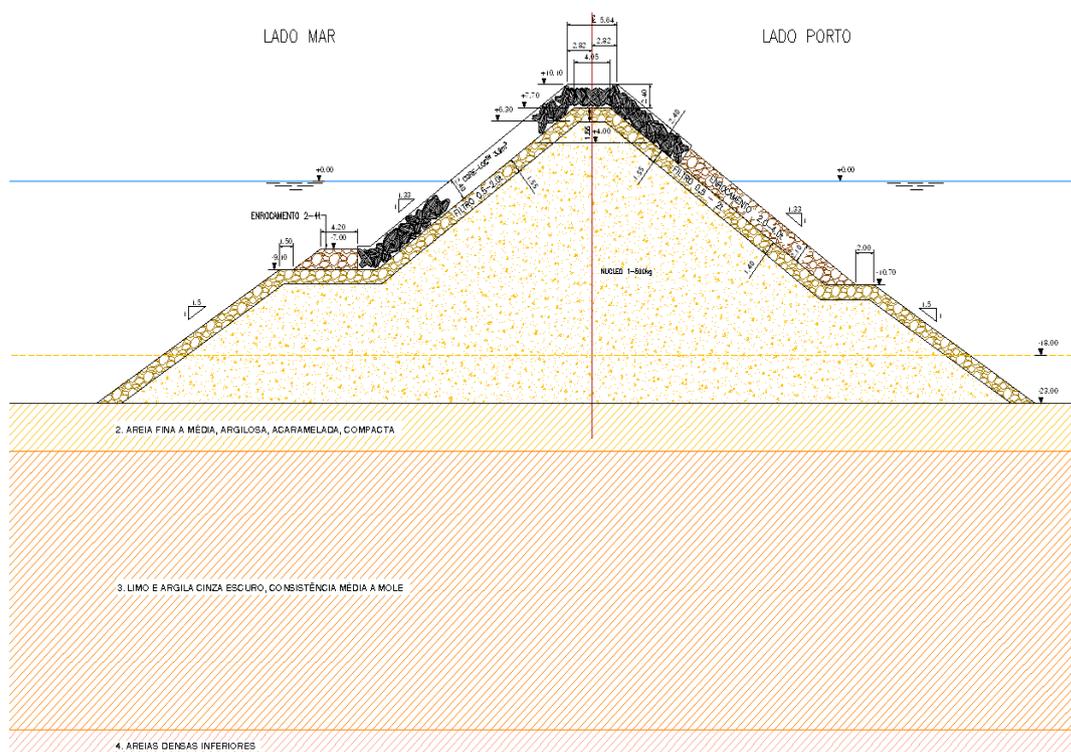


Figura 4.1: Seção tipo T1.

Por sua vez, a Seção T2 apresenta uma alternância das camadas, apresentando superficialmente uma camada do solo composta por areia fina a média, seguida da camada de limo e argila, dessa, novamente uma camada de areia fina a média e então mais uma camada de limo e argila, essas com espessuras respectivas de 6,4m, 6,4m, 7,5m e 23,8m. A camada mais profunda é composta novamente de areia densa, de espessura 2m, como ilustrado na Figura 4.2.

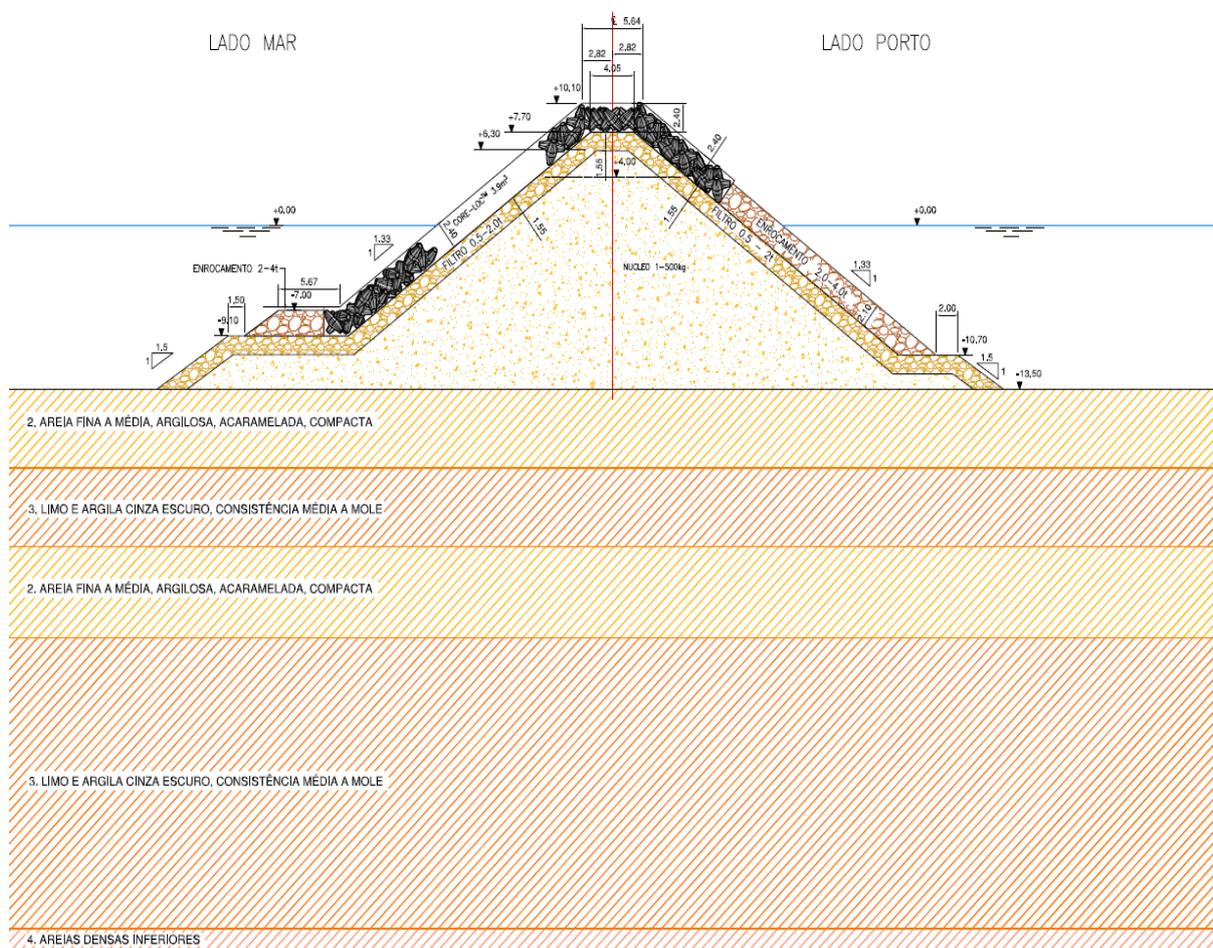


Figura 4.2: Seção tipo T2.

A terceira seção, representada na Figura 4.3, novamente alterna as camadas de areia fina a média e limo e argila, sendo a primeira, de areia, com espessura de 8,5m, a segunda, de limo e argila, de 4,4m, a terceira, mais uma vez de areia, com 4,5m, e então outra camada de limo e argila, de 5m de espessura. A camada mais inferior apresenta uma espessa camada de areia densa, com 14,1m.

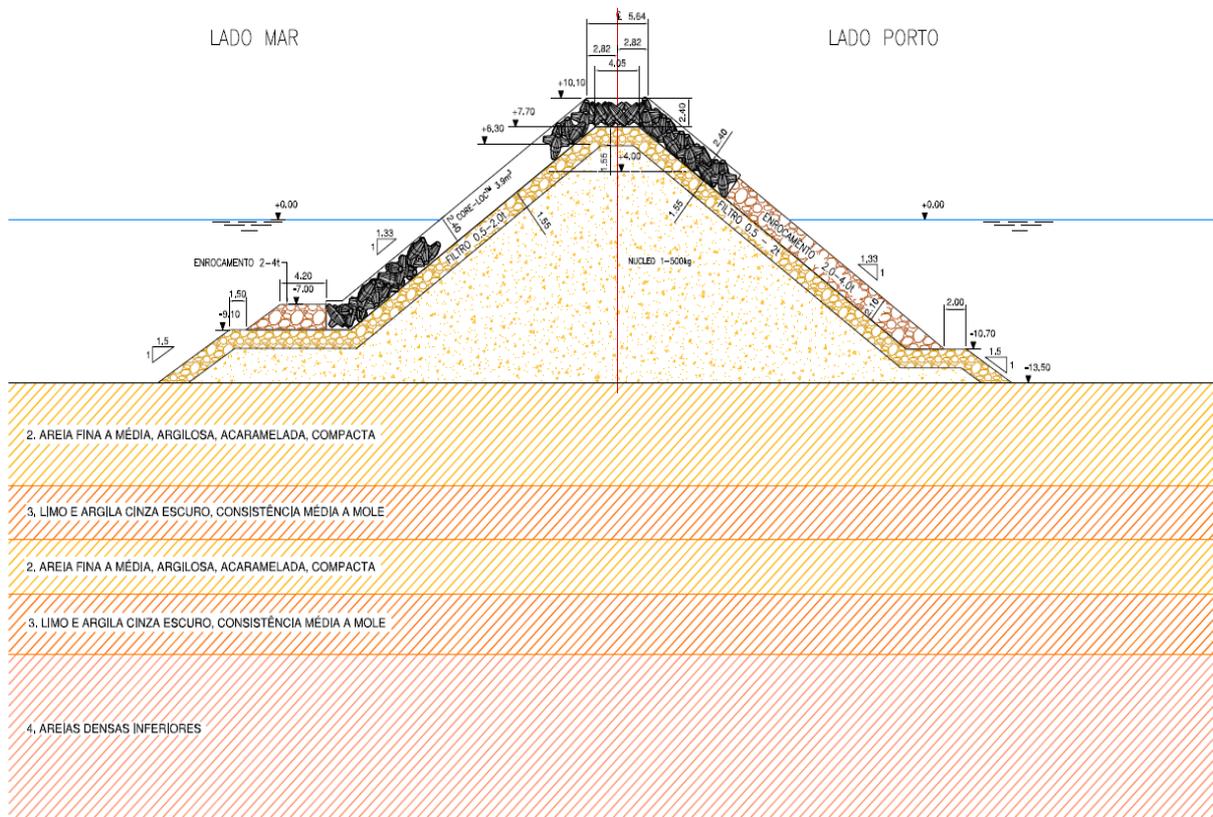


Figura 4.3: Seção tipo T3.

O quebra-mar de talude sobre as seções é constituído de um núcleo de enrocamento protegido por uma camada filtro, também de enrocamento, e manto de proteção composto de peças CORE-LOC, apoiadas em um enrocamento de proteção em ambos os lados, e coroado na cota +10,10m acima do nível do mar. Os taludes apresentam inclinação de 1,33H:1,00V.

4.1.1. O manto em CORE-LOC

De acordo com CRUZ (2008), os primeiros blocos utilizados foram de pedra, que com o tempo foram substituídos pelos blocos artificiais, com maior facilidade executiva e de transporte. Nos meados do século XX, com o aparecimento do tetrápode, os blocos artificiais passaram a apresentar enorme diversidade de formas e tamanhos, sendo atualmente os blocos de concreto pré-fabricados os elementos mais comuns nas obras costeiras, buscando

fornecer às estruturas maior estabilidade hidráulica.

Para CORREIA (2009), os blocos CORE-LOC foram desenvolvidos para atender as seguintes características:

- Grande estabilidade hidráulica quando colocados numa única camada em qualquer ângulo do talude;
- Reserva de estabilidade para quando as alturas de onda que atingem a estrutura fossem maiores que a altura de onda de projeto;
- Não haver tendência para os blocos “escorregarem” no talude;
- Manutenção de estabilidade mesmo quando partidos ou deslocados por ação da instabilidade local;
- Combinação eficiente da porosidade e da rugosidade do talude para dissipar o máximo da energia da onda;
- Máxima performance com um mínimo de quantidade de concreto;
- Pressões internas reduzidas;
- Fácil transporte;
- Uso mínimo de espaço de armazenamento em estaleiro;
- Utilização de materiais e técnicas construtivas correntes.

Desenvolvido em 1996 pelo *U.S. Army Corps of Engineers*, o CORE-LOC apresenta uma boa alternativa na proteção costeira, permitindo uma grande dissipação da energia das ondas, sem causar grandes impactos nos blocos, uma vez que apresenta uma taxa de porosidade de cerca de 60%. A Figura 3.27 ilustra as características de um bloco CORE-LOC (CRUZ, 2008).

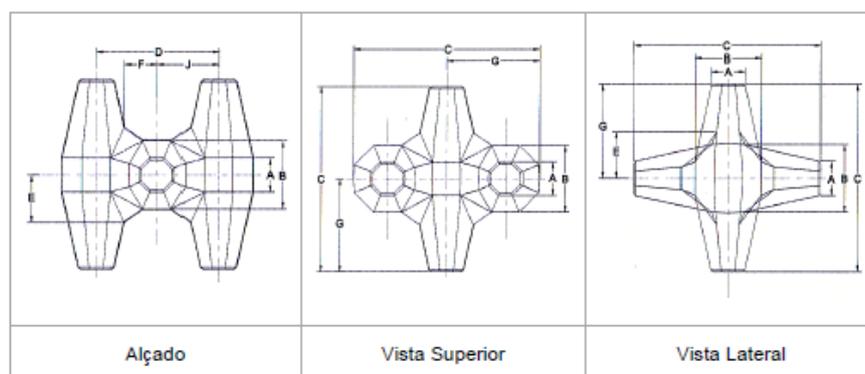


Figura 4.4: Representação do bloco CORE-LOC (CRUZ *apud* CLI, 2008).

4.2. Análise tensão-deformação

4.2.1. O PLAXIS 2D

O PLAXIS 2D é um programa bidimensional de elementos finitos, criado para a análise da deformação, estabilidade e fluxo na engenharia geotécnica. Devido a confiabilidade e simplicidade da modelagem, baseada na criação de elementos finitos triangulares de 6 ou 15 nós, se tornou um programa utilizado em todo o mundo para fins de engenharia.

O PLAXIS começou a ser desenvolvido em 1987, na *Delft University of Technology*, Holanda, com o intuito de criar uma análise de simples aplicação para os solos moles holandeses. O constante desenvolvimento do programa permitiu o crescimento do ramo de aplicações do mesmo, até em 1998 ser lançado o primeiro PLAXIS 2D para *Windows*.

A reprodução do comportamento tensão-deformação do solo e sua interação com as estruturas ao longo do tempo pelo PLAXIS passou a ser aplicada em estruturas de contenção de solos, estabilidade de taludes, túneis, sapatas, terraplanagem e estabilidade de quebra-mares.

4.2.2. Aplicação do PLAXIS

A criação de um projeto no PLAXIS é iniciada com a definição de algumas propriedades, chamadas de “propriedades de projeto”. Aqui, numa janela são definidos o modelo, o número de nós por elementos, as unidades preferenciais, valores atribuídos à gravidade e ao peso específico da água e os limites das coordenadas para o projeto. Como exemplificação do que foi definido para o presente trabalho, são exibidas as definições e propriedades utilizadas para a Seção T3 como representativas das demais seções. Assim, a Figura 4.1 exibe os dados iniciais aplicados nessa fase.

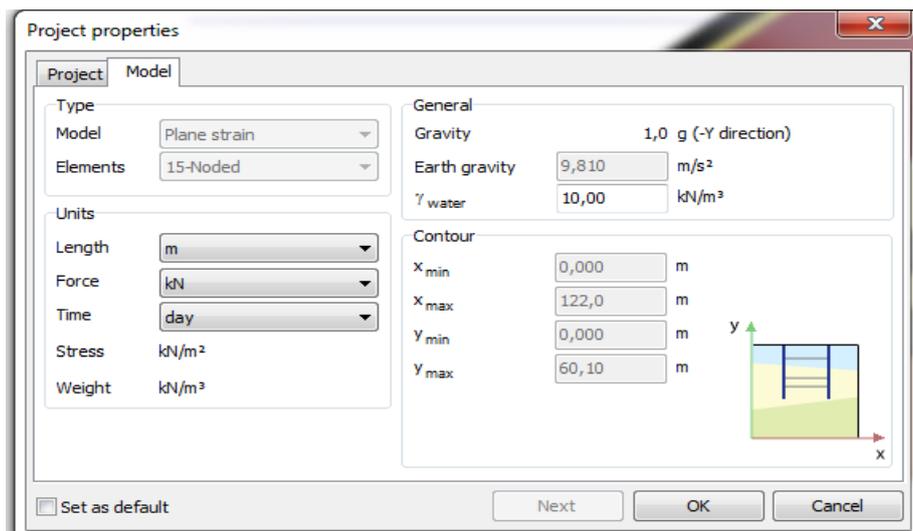


Figura 4.5: Propriedades de projeto.

A aplicação do programa tem continuidade com a criação das camadas de subsolo e da estrutura em talude a partir dos parâmetros utilizados pelo Porto X. Os parâmetros aos quais se obteve acesso foram, para cada substrato do solo e para cada parte da estrutura, os seguintes: para as camadas drenantes, a coesão efetiva, o ângulo de atrito efetivo, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson; para as camadas não drenantes, além da coesão e ângulo de atrito efetivos, os parâmetros λ^* e κ^* ; para ambas, os pesos específicos seco e saturado.

Sendo o tipo D referente aos solos aplicados como drenantes e UD os solos aplicados como não drenantes, a Tabela 4.1 apresenta os parâmetros utilizados.

Tabela 4.1: Parâmetros do solo e da estrutura.

Estrato	Tipo	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	Phi (°)	E (kN/m ²)	ν	λ^*	κ^*
Areia fina a média	D	17,5	19	-	35	50000	0,3	-	-
Areia densa	D	17	18,5	-	30	35000	0,3	-	-
Argila média a mole	UD	14	18,5	20	28	-	-	0,08	0,02
Enrocamento núcleo	D	18	21,5	1	42	30000	0,3	-	-
Enrocamento filtro	D	18,5	21	20	45	30000	0,3	-	-
Enrocamento proteção	D	19	20,5	20	45	30000	0,3	-	-
CORE-LOC	D	10	16	20	50	30000	0,3	-	-

Na Tabela 4.1 uma observação deve ser feita uma vez que, para a aplicação no programa, adotou-se uma coesão efetiva de 20 kN/m² para as camadas mais externas da estrutura, a qual apesar de não corresponder à realidade, fez-se necessária pelo fato de que, caso considerada como 1 kN/m² – valor que se verifica na realidade, a região mais externa do talude se tornava frágil frente a solicitação das ondas. A solução de elevar o valor da coesão foi adotada para que a adesão entre os blocos, principalmente os representativos do CORE-LOC, que são colocados de forma a se tornarem estáveis, fosse considerada no programa.

Para a consideração do fluxo de água dentro do talude, um valor de 50 m/dia para os coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal foi adotado como representativo das camadas de enrocamento, os quais, de fato, apresentam elevada permeabilidade quando comparados ao solo. O valor de 50 m/dia é superior ao dos solos, entretanto, os valores dos enrocamentos podem ser superiores ao adotado. Como quanto mais permeável o talude, maior a dissipação da água e, conseqüentemente, mais seguro este é, um valor não tão elevado pode ser considerado favorável à segurança. A permeabilidade das camadas de argila e areia foram adotadas com os valores de 10⁻⁶ cm/s e 10⁻³ cm/s, respectivamente. As Figuras 4.6, 4.7, 4.8, 4.9, 4.10 e 4.11 demonstram a aplicação dos parâmetros abordados usando como exemplo para o solo a camada de areia fina à média, e para a estrutura do quebra-mar, o CORE-LOC do manto. É importante ressaltar que o PLAXIS permite análises bastante complexas, possibilitando assim a inclusão de diversos parâmetros. Devido aos poucos parâmetros do solo e da estrutura que se teve acesso, os demais parâmetros que não foram abordados nesse item, foram adotados como os padrões fornecidos no programa.

Material set	
Identification	Areia fina a média
Material model	Mohr-Coulomb
Drainage type	Drained
Colour	 RGB 232, 223, 161
Comments	

General properties		
γ_{unsat}	kN/m ³	17,50
γ_{sat}	kN/m ³	19,00

Figura 4.6: Definições gerais do solo. Camada de areia fina a média.

Stiffness		
E'	kN/m ²	50,00E3
ν' (nu)		0,3000

Alternatives		
G	kN/m ²	19,23E3
E _{oed}	kN/m ²	67,31E3

Strength		
c' _{ref}	kN/m ²	1,000
ϕ' (phi)	°	35,00
ψ (psi)	°	0,000

Figura 4.7: Parâmetros do solo. Camada de areia fina à média.

Parameters			
Set to default values			<input type="checkbox"/>
k_x	m/day		0,8640
k_y	m/day		0,8640
$-\psi_{\text{unsat}}$	m		10,00E3
e_{init}			0,5000

Figura 4.8: Parâmetros de fluxo do solo. Camada de areia fina à média.

Material set	
Identification	Core-loc
Material model	Mohr-Coulomb
Drainage type	Drained
Colour	RGB 9, 11, 11
Comments	

General properties		
γ_{unsat}	kN/m ³	10,00
γ_{sat}	kN/m ³	16,00

Figura 4.9: Definições gerais da estrutura. Camada CORE-LOC.

Stiffness		
E'	kN/m ²	30,00E3
ν' (nu)		0,3000

Alternatives		
G	kN/m ²	11,54E3
E_{oed}	kN/m ²	40,38E3

Strength		
c'_{ref}	kN/m ²	20,00
ϕ' (phi)	°	50,00
ψ (psi)	°	0,000

Figura 4.10: Parâmetros da estrutura. Camada CORE-LOC.

Parameters		
Set to default values		<input type="checkbox"/>
k_x	m/day	50,00
k_y	m/day	50,00
$-\psi_{\text{unsat}}$	m	10,00E3
e_{init}		0,5000

Figura 4.11: Parâmetros de fluxo da estrutura. Camada CORE-LOC.

Após a definição das características e parâmetros das camadas de solo e da estrutura do quebra-mar, foi criada a malha de elementos finitos (Figura 4.8), para em seguida, na fase de cálculo do programa, ser simulada a construção da estrutura do quebra-mar para cada seção.

Essa construção foi dividida em etapas, sendo aplicado inicialmente o enrocamento da camada do núcleo até a cota de -15m para a seção T1 – a qual apresenta maior profundidade – e em sequência, para todas as seções, se aplica as camadas de enrocamento do núcleo até a cota -8m, -2,5m, +4m e +6,3m, respectivamente. Após a construção do enrocamento do núcleo, se aplica a camada de filtro, seguida, da camada do enrocamento de proteção e da camada de CORE-LOC, e por fim o coroamento, correspondente ao topo da camada de CORE-LOC.

Com exceção da Seção T1, a aplicação das camadas foi efetuada sem nenhuma etapa intermediária ou final de consolidação, ou seja, a representatividade dos resultados é do momento imediato após a construção do quebra-mar, onde é verificada a situação mais crítica, já que um eventual efeito de sucção é desconsiderado pelo programa. A aplicação na etapa de cálculo no PLAXIS foi efetuada para as Seções T2 e T3 pelo tipo de cálculo chamado “*plastic*” fornecido pelo programa, o qual é indicado para a análise elastoplástica do solo, onde nenhuma consolidação é considerada.

Como será exposto adiante, a Seção T1 do quebra-mar se apresenta como a mais frágil e suscetível à ruptura, devido a característica do subsolo sobre o qual se encontra apoiada. Nessa seção, foi necessária a aplicação durante a etapa de cálculo do PLAXIS, de uma consolidação durante a construção de cada camada. O tempo de construção adotado para cada camada em que a construção do talude foi dividida foi de 30 dias. O tempo adotado não corresponde à realidade, uma vez que tal demanda é demasiadamente longa para uma obra. Porém, caso essa consolidação não fosse considerada, como feito nas demais seções, o PLAXIS não atingia a fase final de cálculo, apresentando apenas a informação de que houve a falha da estrutura, ou a ruptura do talude. Portanto, para essa seção, foi utilizado o tipo de cálculo “*consolidation*”, utilizado para análises dependentes do tempo.

Foram duas as situações analisadas para cada uma das três seções tipo do quebra-mar. Na primeira condição, chamada “*Basic Condition*”, o nível da

maré é de +1,80 m. Nessa condição, a altura de onda significativa é de 4,80 m, com um período médio de 12 s, ou seja, na crista da onda, essa atinge uma altura equivalente a meia altura da onda, atingindo +2,40 m, enquanto no vale da onda, a altura atingida corresponde a -2,40 m, sendo esses valores referentes ao nível da maré.

A segunda condição corresponde a chamada “*Overload Condition*”, onde a maré atinge um nível de +2,30 m em relação ao nível do mar. Durante essa condição a altura de onda significativa é de 5,50 m e período médio é de 14 s. Portanto, na interação com o quebra-mar, na crista da onda se atinge uma altura de +2,75 m, e no vale, a altura é de -2,75 m, ambos valores também referentes ao nível da maré na condição considerada.

A aplicação do nível da maré e da influência da onda na estrutura foi feita com o nível hidrostático mantido estável até a última etapa de construção, referente ao coroamento, após concluída essa etapa, se aplicou a crista e o vale da onda em cada condição citada apenas do lado externo do talude, mantendo o lado do porto com um nível de água estável, como se objetiva com a obra. Na fase de cálculo, esses efeitos foram aplicados pelo tipo de cálculo denominado “*fully coupled flow-deformation*”, que faz análise do fluxo de forma dependente do tempo.

As Figuras 4.12 e 4.13 apresentadas a seguir, exibem, respectivamente, a malha de elementos finitos criada pelo programa para a Seção T3 como exemplo, e as fases de cálculo também para essa seção, sendo destacado na fase de cálculo a etapa de coroamento, também a nível de exemplificação.

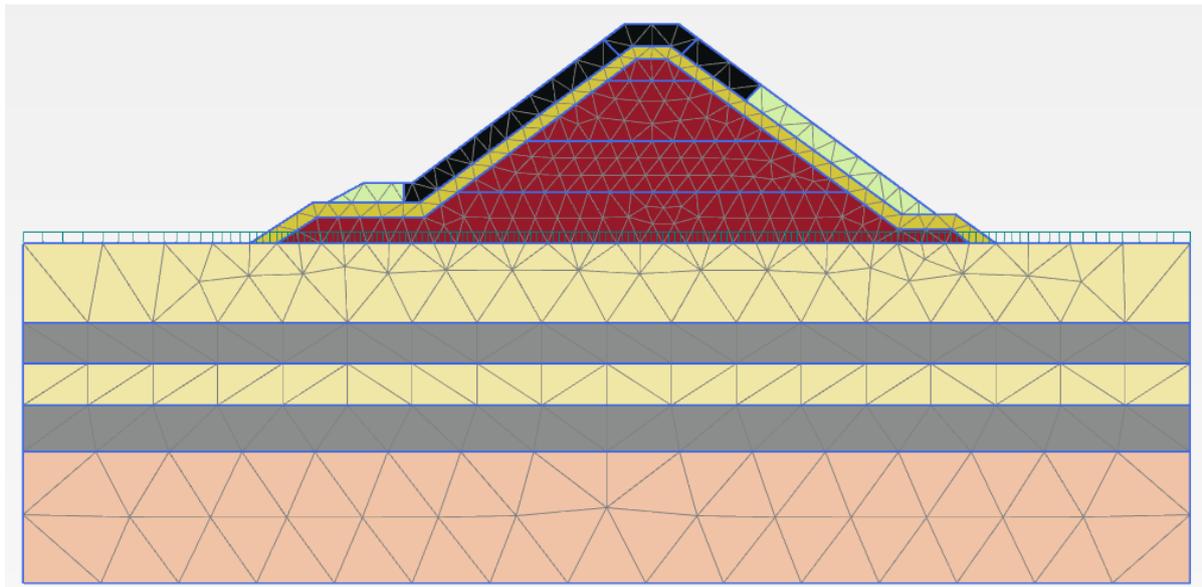


Figura 4.12: Malha de elementos finitos. Seção T3.

20 Phases

- Initial phase [InitialPhase]
- Construção -8m [Phase_1]
- Construção -2,5m [Phase_2]
- Construção +4m [Phase_3]
- Construção núcleo [Phase_4]
- Construção filtro [Phase_5]
- Construção enroc e core-loc [Phase_6]
- Coroamento [Phase_7]**
- Safety coroamento [Phase_8]
- Crista [Phase_15]
- Safety crista [Phase_16]
- Vale [Phase_17]
- Safety Vale [Phase_18]
- Safety enroc. e core-loc [Phase_19]
- Safety filtro [Phase_12]
- Safety núcleo [Phase_11]
- Safety +4m [Phase_10]
- Safety -2,5m [Phase_9]
- Safety -8m [Phase_8]

Name	Value
General	
ID	Coroamento [Phase_7]
Start from phase	Construção enroc e core-loc
Calculation type	Plastic
Loading type	Staged construction
ΣM_{stage}	1,000
ΣM_{weight}	1,000
Pore pressure calculation type	Phreatic
Time interval	0,000 day
First step	21
Last step	23
Design approach	(None)
Deformation control parameters	
Ignore undr. behaviour (A,B)	<input type="checkbox"/>
Reset displacements to zero	<input checked="" type="checkbox"/>
Reset small strain	<input checked="" type="checkbox"/>
Reset state variables	<input type="checkbox"/>
Updated mesh	<input type="checkbox"/>
Updated water pressure	<input type="checkbox"/>
Ignore suction	<input checked="" type="checkbox"/>
Cavitation cut-off	<input type="checkbox"/>
Cavitation stress	100,0 kN/m ²
Numerical control parameters	
Max cores to use	256
Max number of steps stored	1
Use default iter parameters	<input checked="" type="checkbox"/>
Max steps	250

Figura 4.13: Fase de cálculo da estrutura do quebra-mar. Seção T3.

4.2.3. Determinação do fator de segurança

O PLAXIS fornece um coeficiente de segurança global através de um método chamado de “Redução-Phi-c”. A base do método consiste num fator de segurança estabelecido por:

$$\text{Fator de segurança} = \frac{S_{\text{máximo disponível}}}{S_{\text{necessário para o equilíbrio}}} \quad (8)$$

onde S representa a resistência ao cisalhamento. Aplicando a condição padrão de Coulomb, tem-se:

$$\frac{c}{c_r} = \frac{\phi}{\phi_r} = \Sigma M_s f \quad (9)$$

c e ϕ são os parâmetros de resistência fornecidos ao programa e σ_n é a componente da tensão vertical atuante. Os parâmetros c_r e ϕ_r são os parâmetros de resistência mínimos para que o equilíbrio seja mantido. Dessa abordagem, se toma que a coesão e a tangente do ângulo de atrito são reduzidas na mesma proporção.

A redução do fator de segurança é controlada pelo multiplicador $\Sigma M_s f$, que varia durante o processo de cálculo, onde o fator de segurança é definido pelo valor do $\Sigma M_s f$ no momento da ruptura, sendo considerado que a ruptura ocorrerá quando o $\Sigma M_s f$ se mantiver aproximadamente constante para um determinado número de passos seguidos. Através dessa avaliação o programa indica um provável mecanismo de ruptura para a estrutura, os quais serão mostrados adiante.

4.2.4. Resultados

A Tabela 4.2 mostra a variação do fator de segurança ao longo das etapas de construção e para a incidência da crista e do vale da onda para cada seção. Em seguida, são apresentados os resultados fornecidos após a fase de cálculo do programa.

Tabela 4.2: Fatores de segurança obtidos para cada etapa de construção do PLAXIS.

Fase / Seção	T1	T2	T3
Núcleo -15m	1,593	-	-
Núcleo -8m	1,491	1,740	1,733
Núcleo -2,5m	1,432	1,408	1,421
Núcleo +4m	1,201	1,293	1,231
Núcleo +6,3m	1,166	1,221	1,189
Filtro	1,153	1,252	1,410
Enroc.	1,081	1,272	1,314
Coroam.	1,050	1,238	1,254
Crista - Basic	1,007	1,149	1,315
Crista - Overload	1,005	1,111	1,322
Vale - Basic	0,974	1,107	1,286
Vale - Overload	0,979	1,082	1,252

- Seção T1

- i. *Basic Condition*

Nas figuras a seguir são apresentados os círculos potenciais de deslizamento obtidos para a etapa de coroamento da estrutura e pela ação da crista e do vale da onda na seção T1, na condição *Basic Condition*, com as regiões mais críticas destacadas por cores mais quentes.

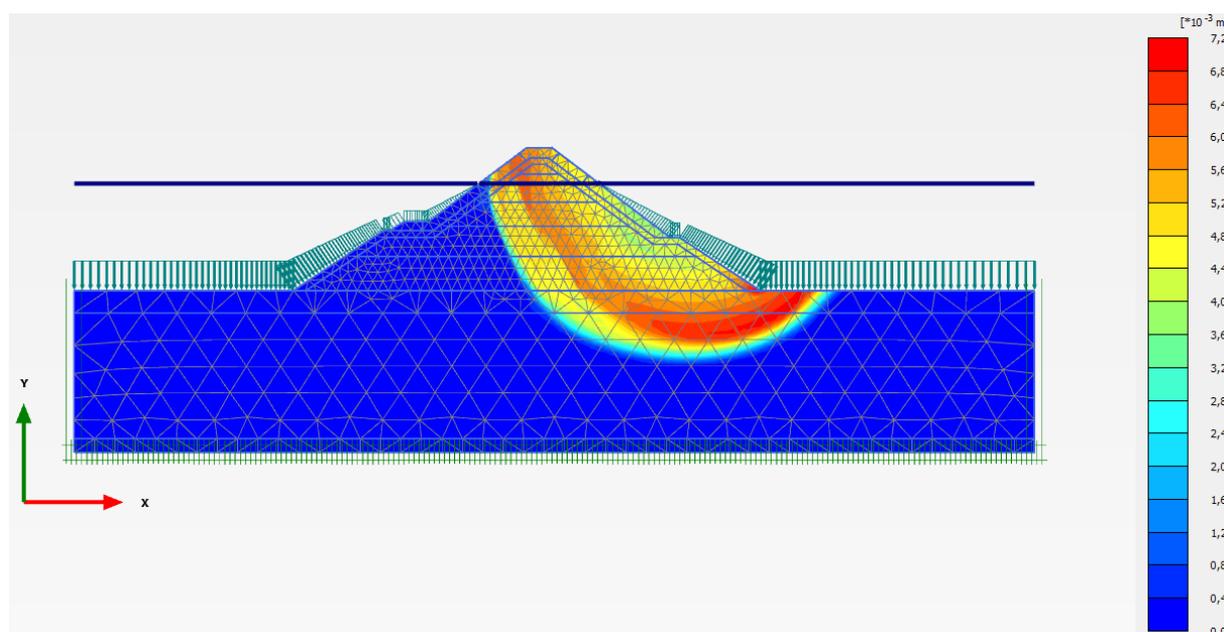


Figura 4.14: Construção do coroamento. FS = 1,053.

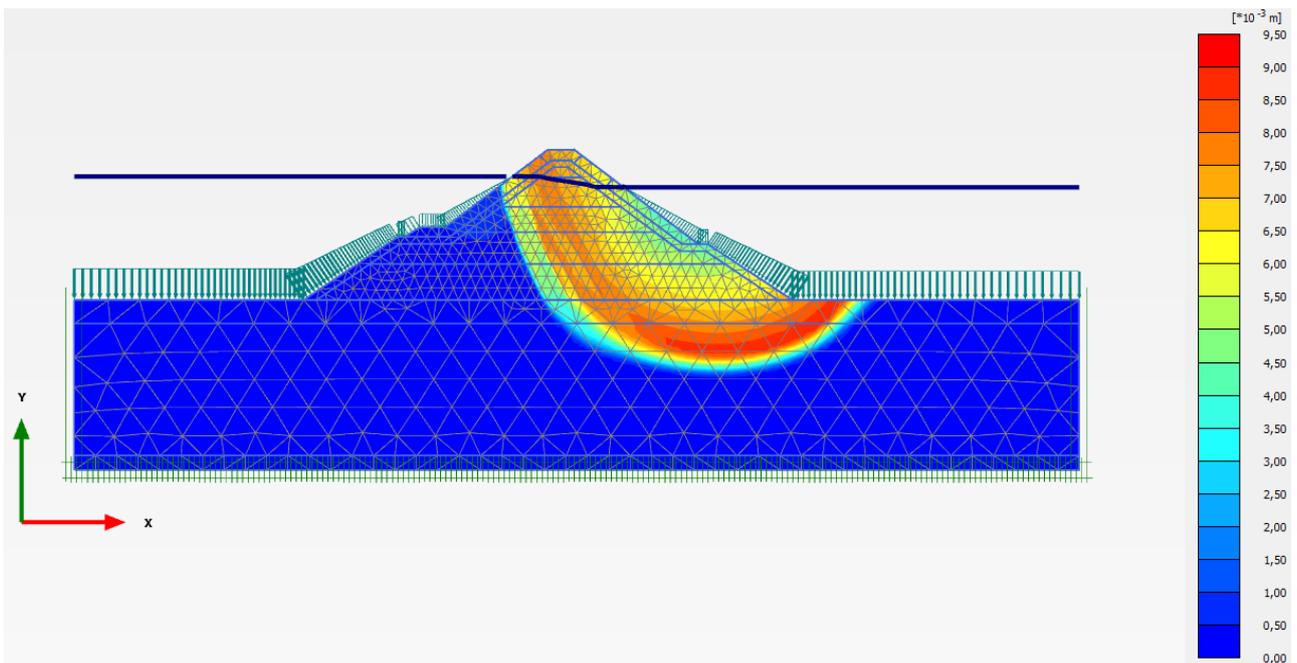


Figura 4.15: Círculo de deslizamento na crista da onda. FS = 1,007.

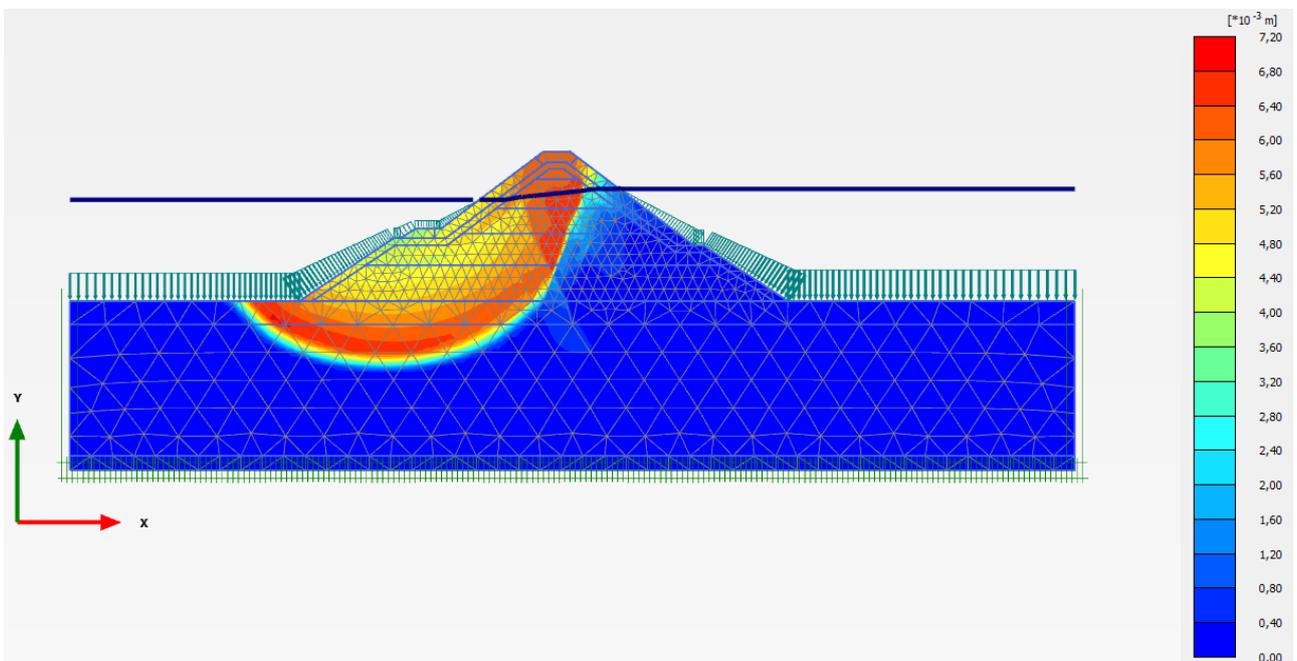


Figura 4.16: Círculo de deslizamento no vale da onda. FS = 0,974.

As duas Figuras seguintes representam os mesmos círculos de deslizamento para a crista e o vale da onda, porém representado por setas, que permitem uma visualização detalhada dos deslocamentos e sua configuração.

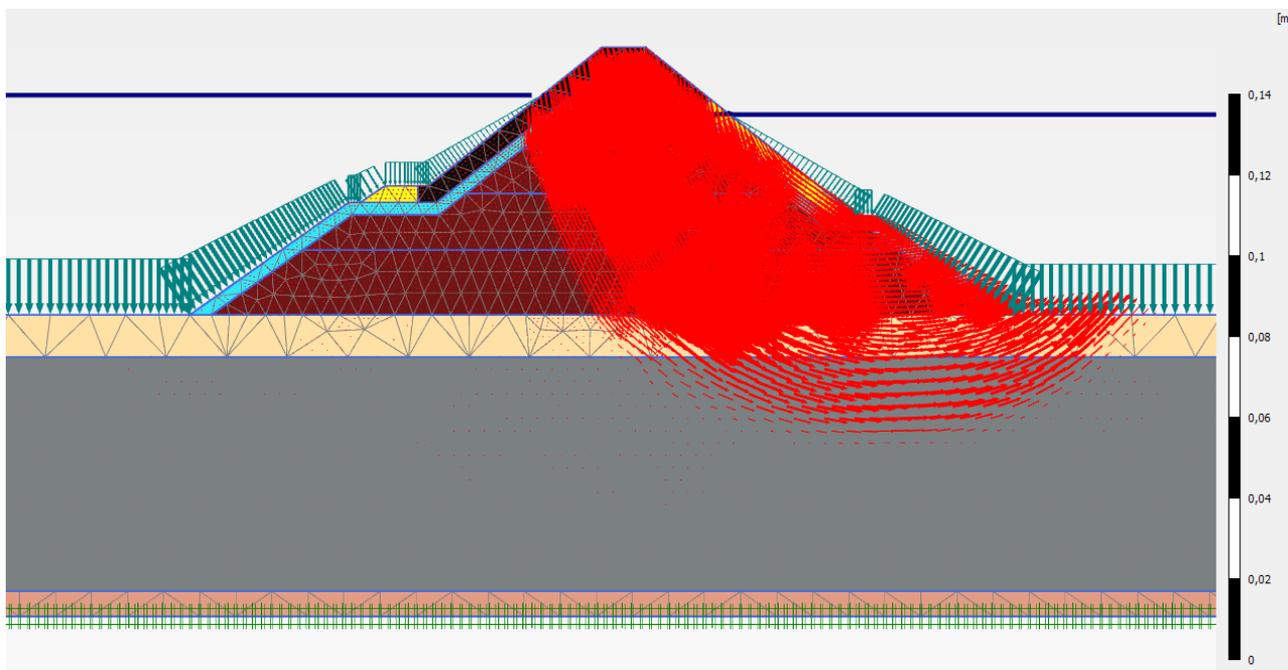


Figura 4.17: Círculo de deslizamento da crista representado em setas.

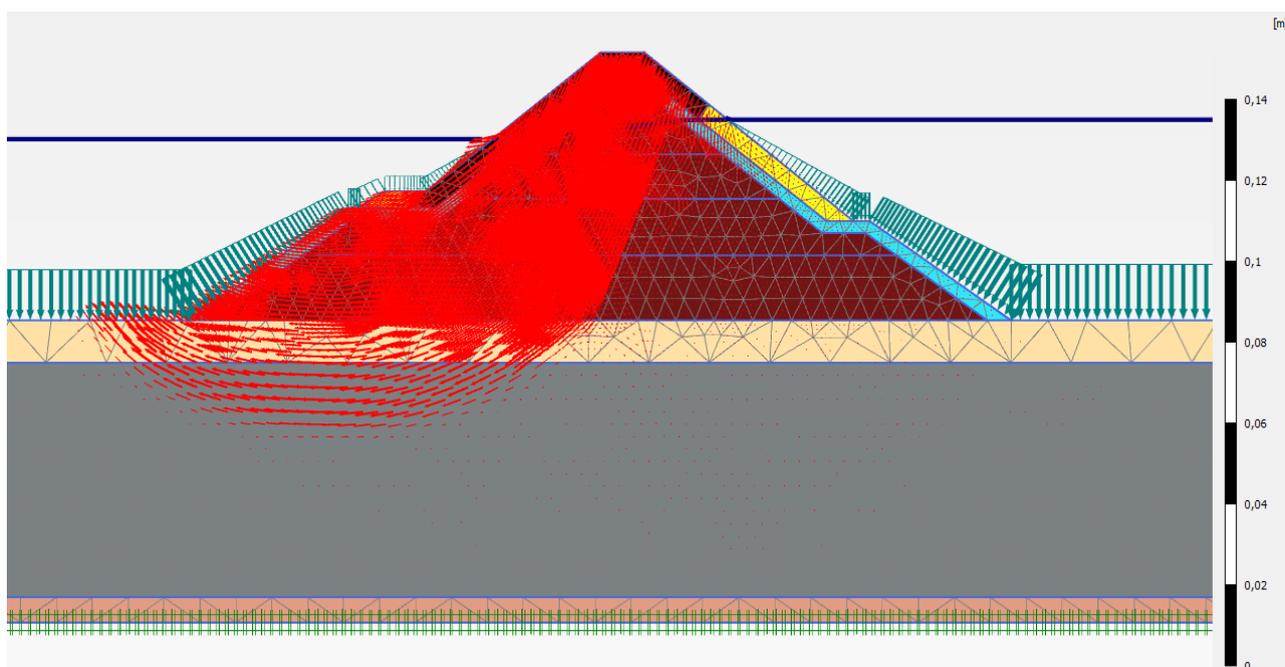


Figura 4.18: Círculo de deslizamento do vale representado por setas.

ii. Overload Condition

Nas figuras a seguir são apresentados os círculos potenciais de deslizamento e os fatores de segurança (FS) obtidos para a etapa de coroamento da estrutura e pela ação da crista e do vale da onda na seção T1, na condição *Overload Condition*, com as regiões mais críticas destacadas por cores mais quentes.

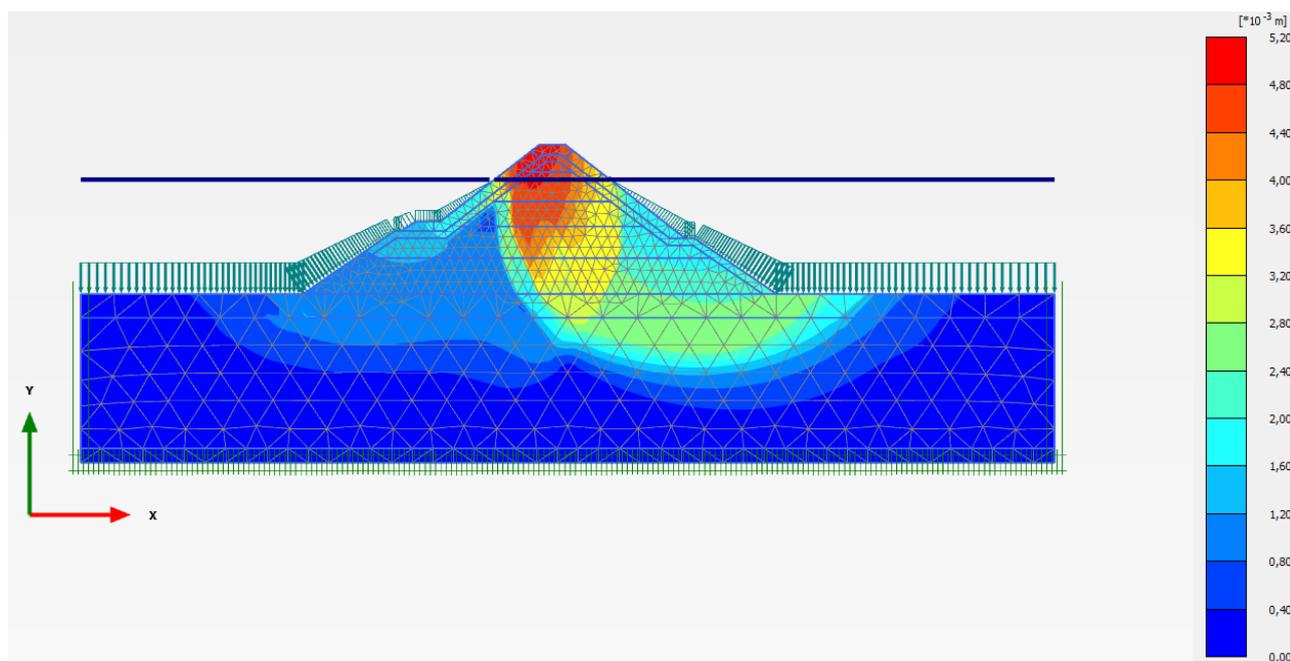


Figura 4.19: Construção do coroamento. FS = 1,050.

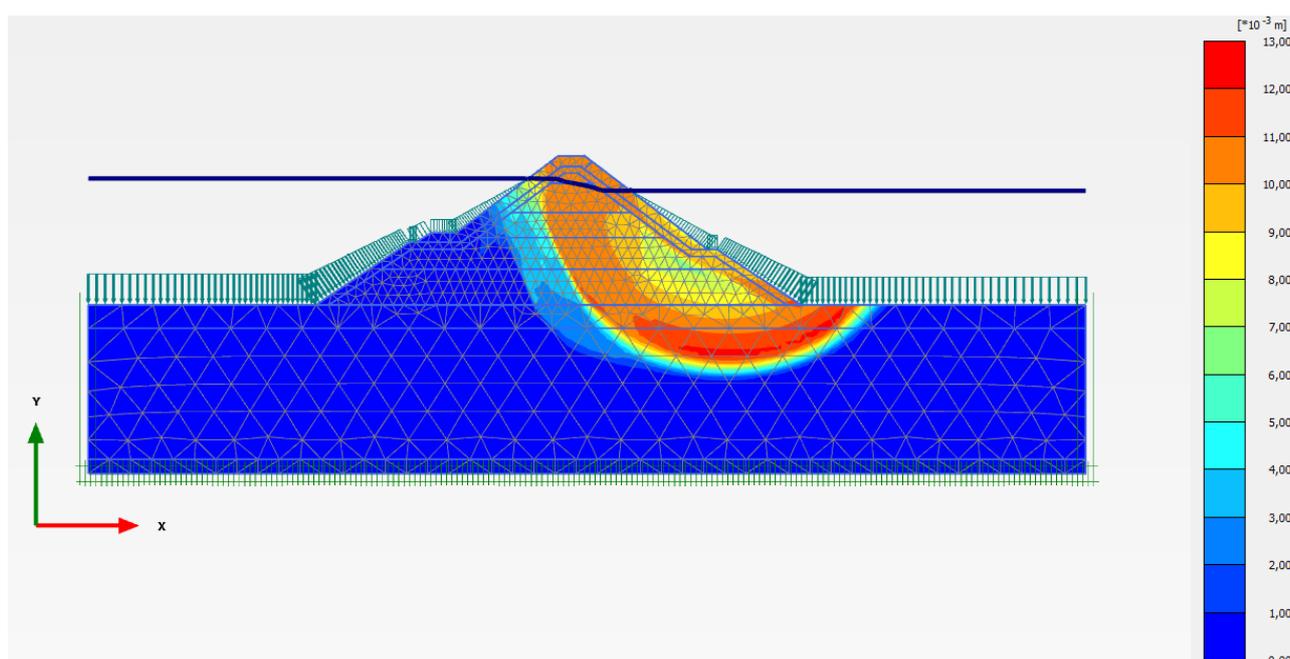


Figura 4.20: Círculo de deslizamento na crista da onda. FS = 1,005.

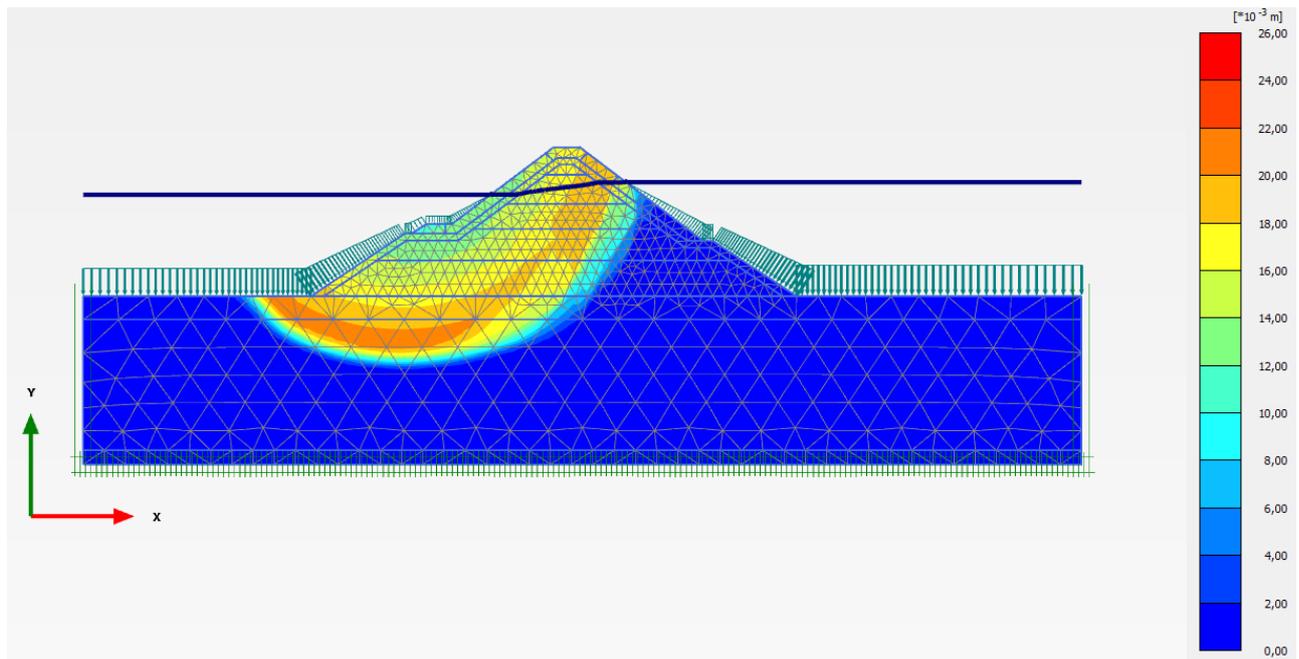


Figura 4.21: Círculo de deslizamento no vale da onda. FS = 0,978.

Em seguida são apresentadas as Figuras que representam os círculos de deslizamento para a crista e o vale da onda representado por setas.

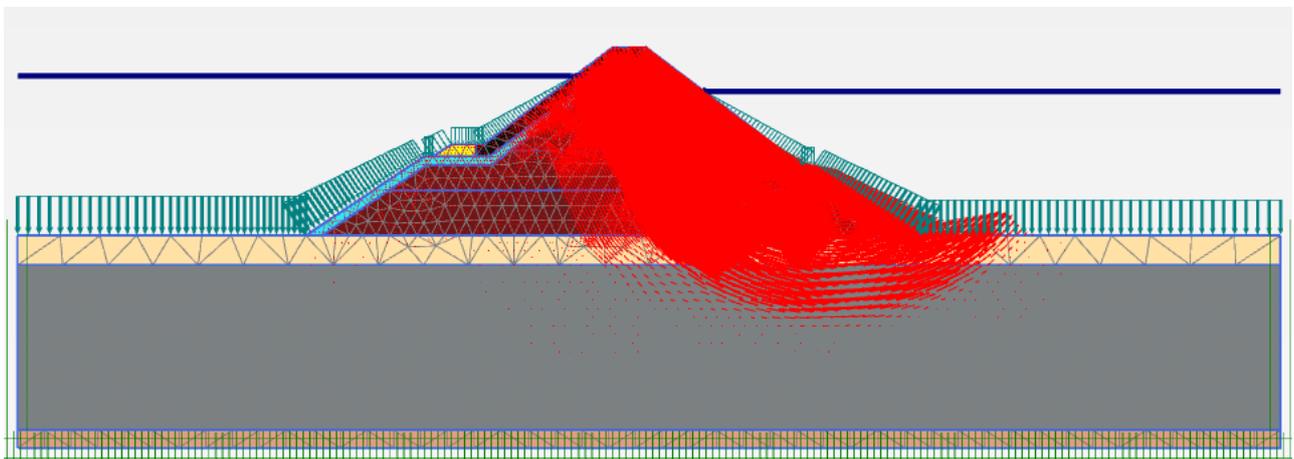


Figura 4.22: Círculo de deslizamento da crista representado em setas.

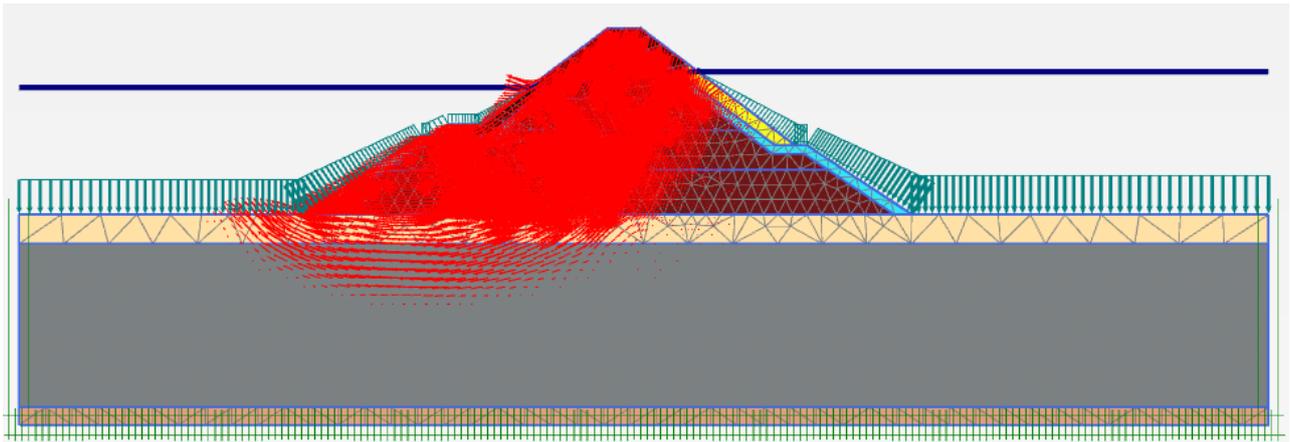


Figura 4.23: Círculo de deslizamento do vale representado por setas.

- Seção T2
 - i. *Basic Condition*

Nas figuras a seguir são apresentados os círculos potenciais de deslizamento e os fatores de segurança (FS) obtidos para a etapa de coroamento da estrutura e pela ação da crista e do vale da onda na seção T2, na condição *Basic Condition*, com as regiões mais críticas destacadas por cores mais quentes.

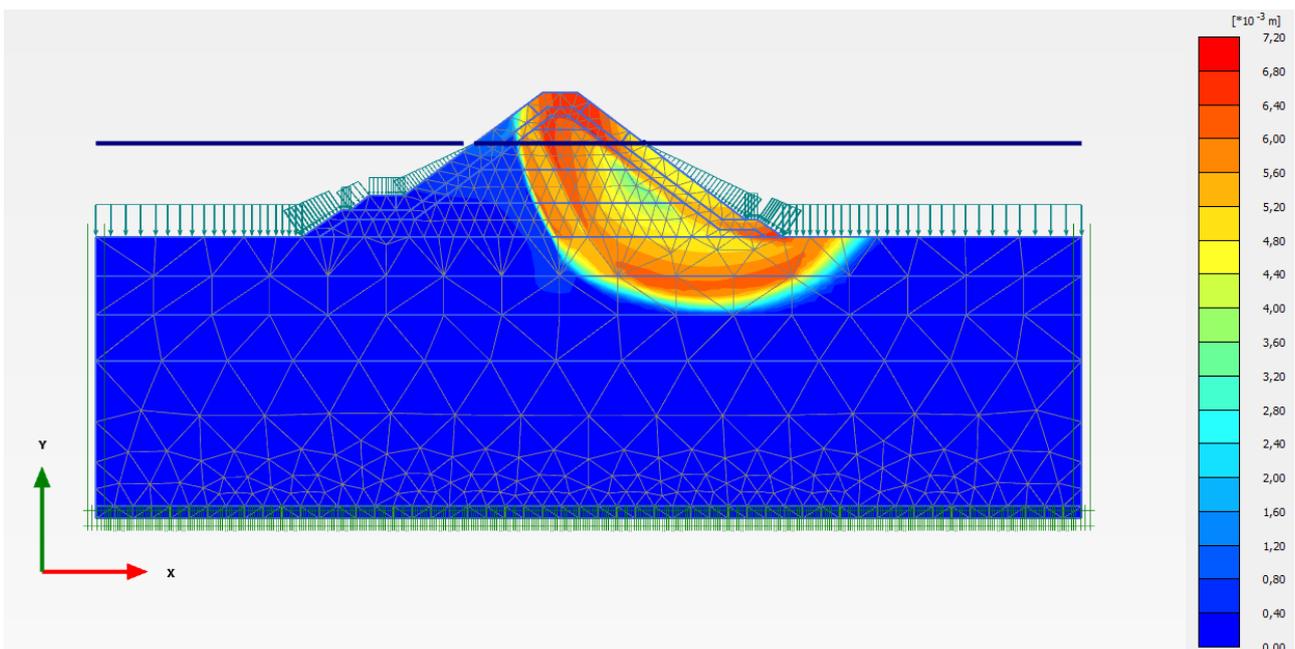


Figura 4.24: Construção do coroamento. FS = 1,208.

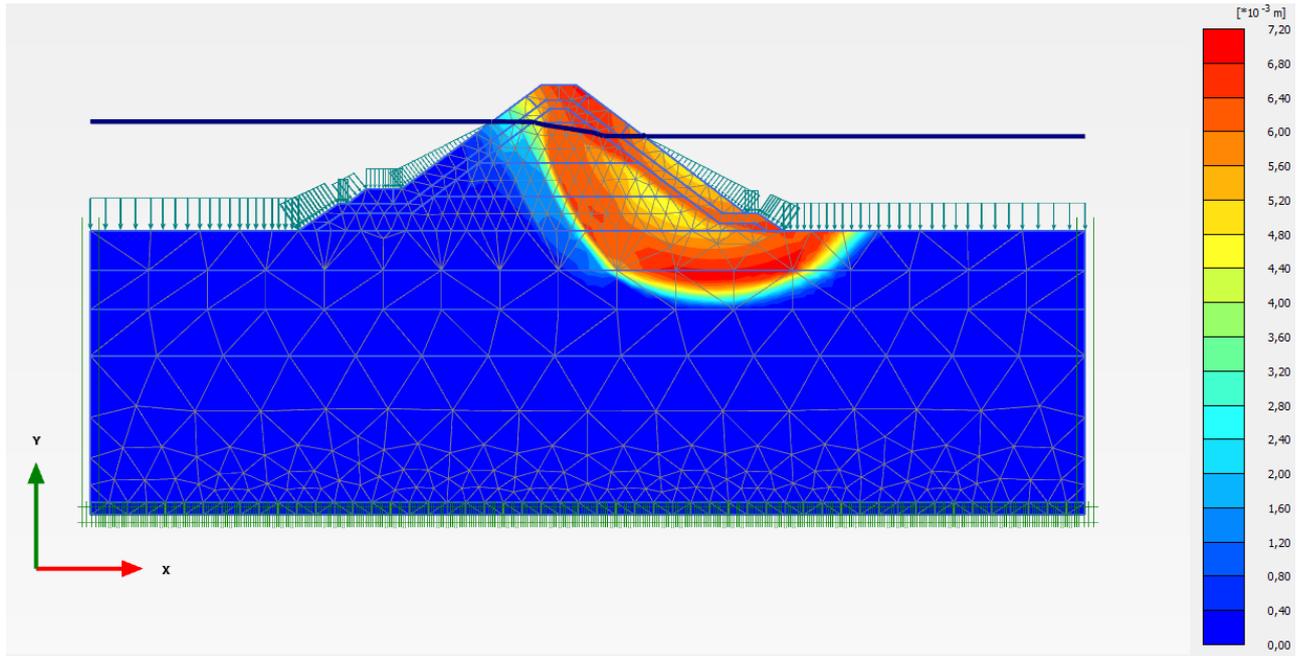


Figura 4.25: Círculo de deslizamento na crista da onda. FS = 1,149.

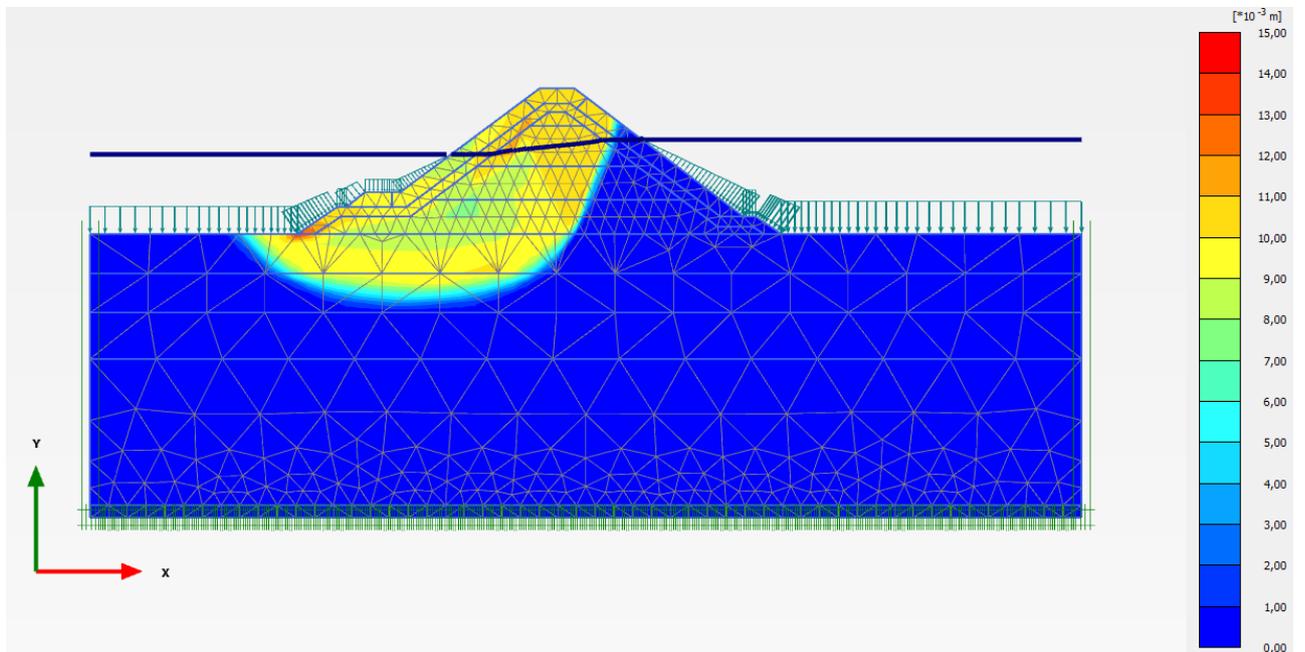


Figura 4.26: Círculo de deslizamento no vale da onda. FS = 1,107.

Em seguida são apresentadas as Figuras que representam os círculos de deslizamento para a crista e o vale da onda representado por setas.

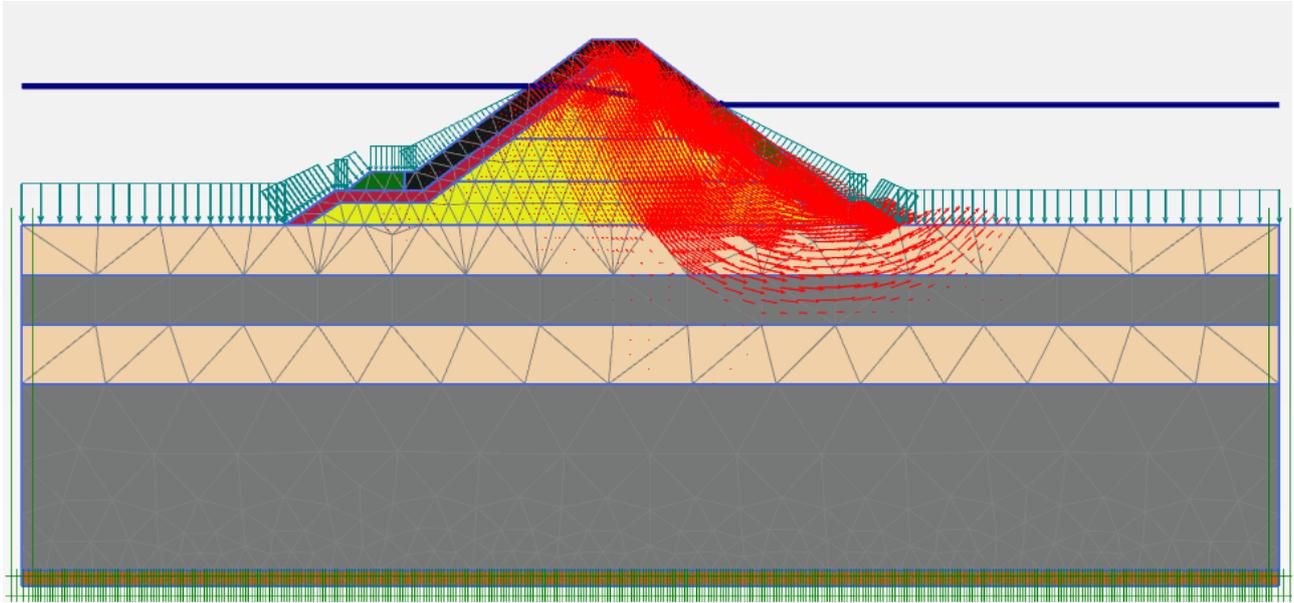


Figura 4.27: Círculo de deslizamento da crista representado em setas.

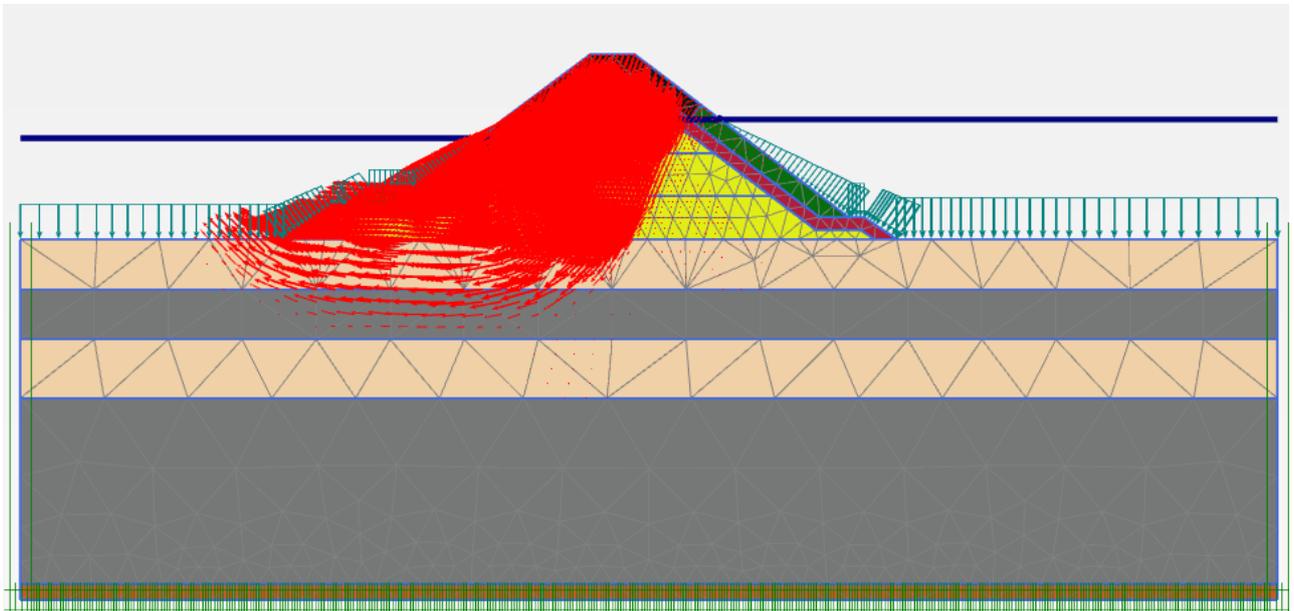


Figura 4.28: Círculo de deslizamento do vale representado por setas.

ii. *Overload Condition*

Nas figuras a seguir são apresentados os círculos potenciais de deslizamento e os fatores de segurança (FS) obtidos para a etapa de coroamento da estrutura e pela ação da crista e do vale da onda na seção T2, na condição *Overload Condition*, com as regiões mais críticas destacadas por cores mais quentes.

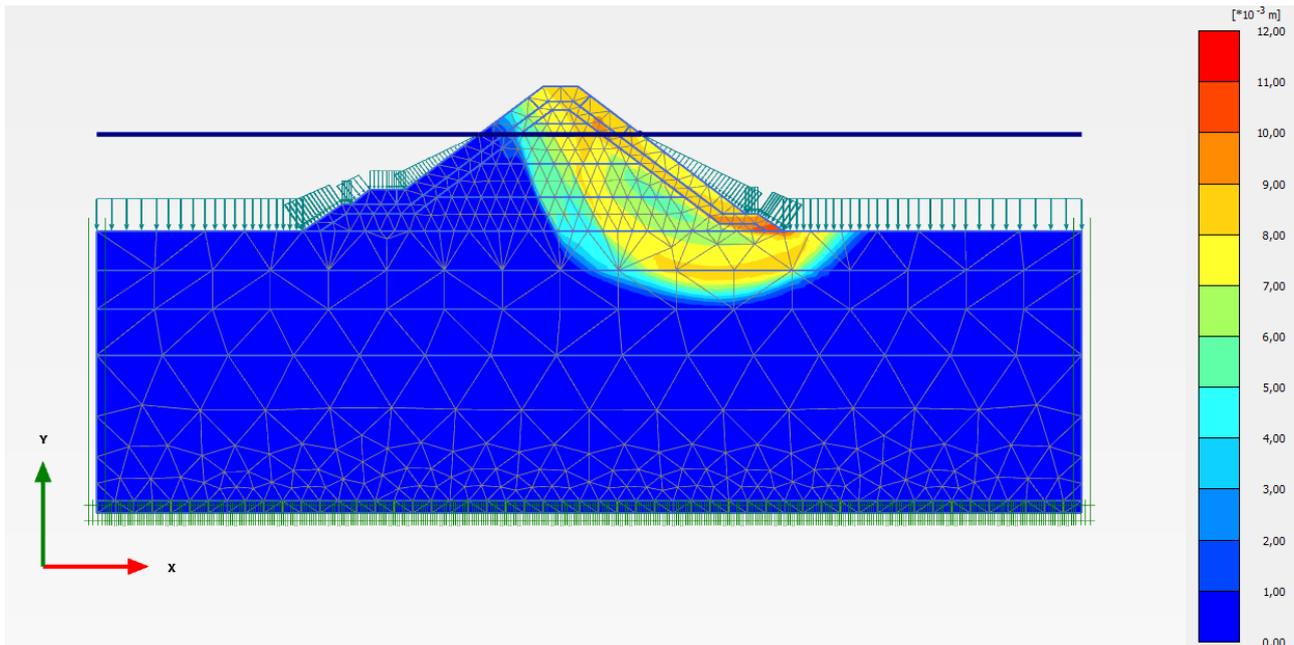


Figura 4.29: Construção do coroamento. FS = 1,238.

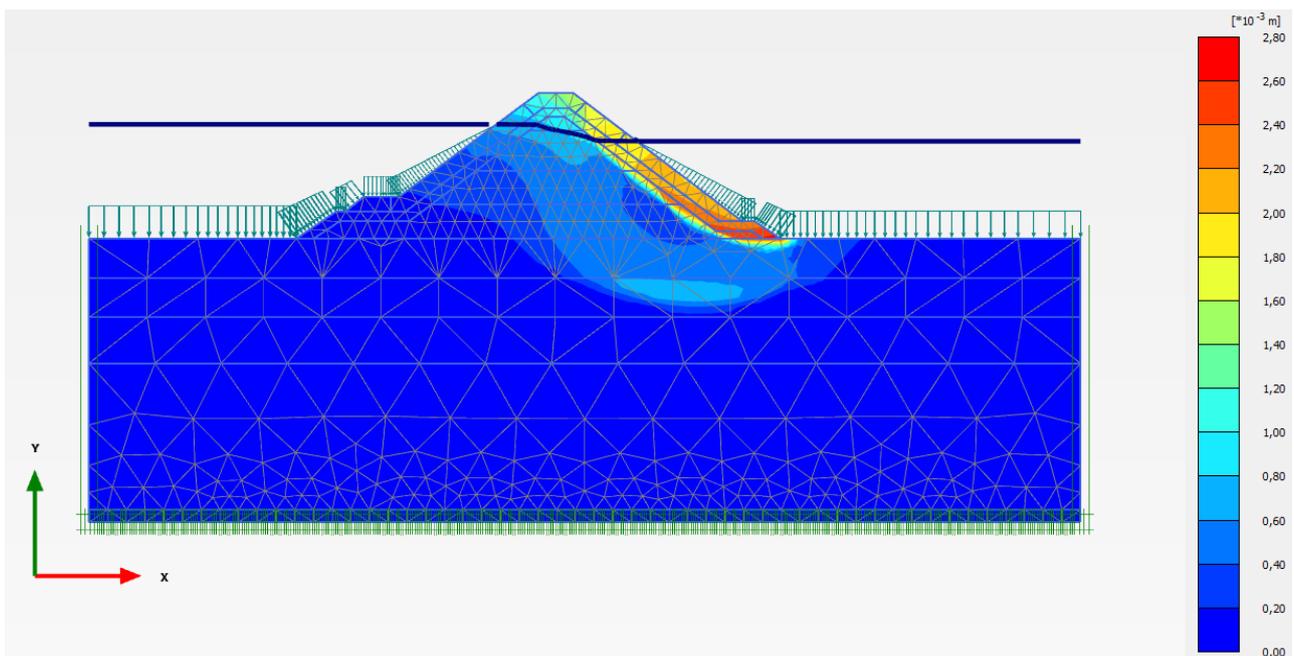


Figura 4.30: Círculo de deslizamento na crista da onda. FS = 1,111.

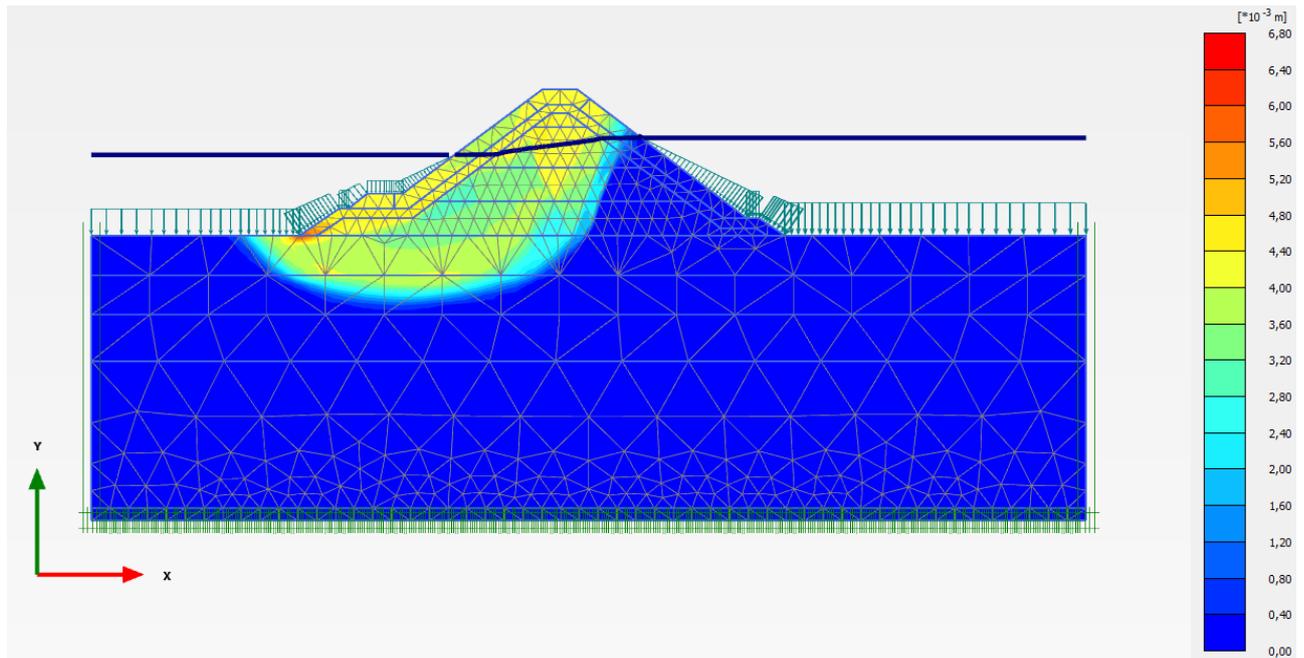


Figura 4.31: Círculo de deslizamento no vale da onda. FS = 1,082.

Em seguida são apresentadas as Figuras que representam os círculos de deslizamento para a crista e o vale da onda representado por setas.

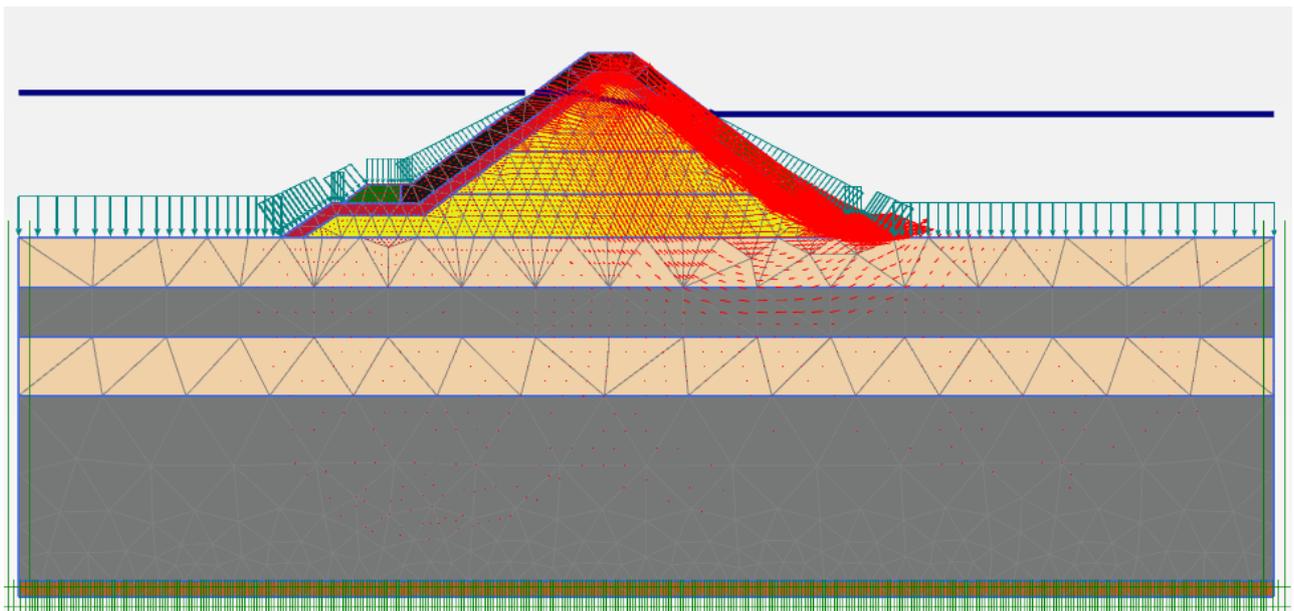


Figura 4.32: Círculo de deslizamento da crista representado em setas.

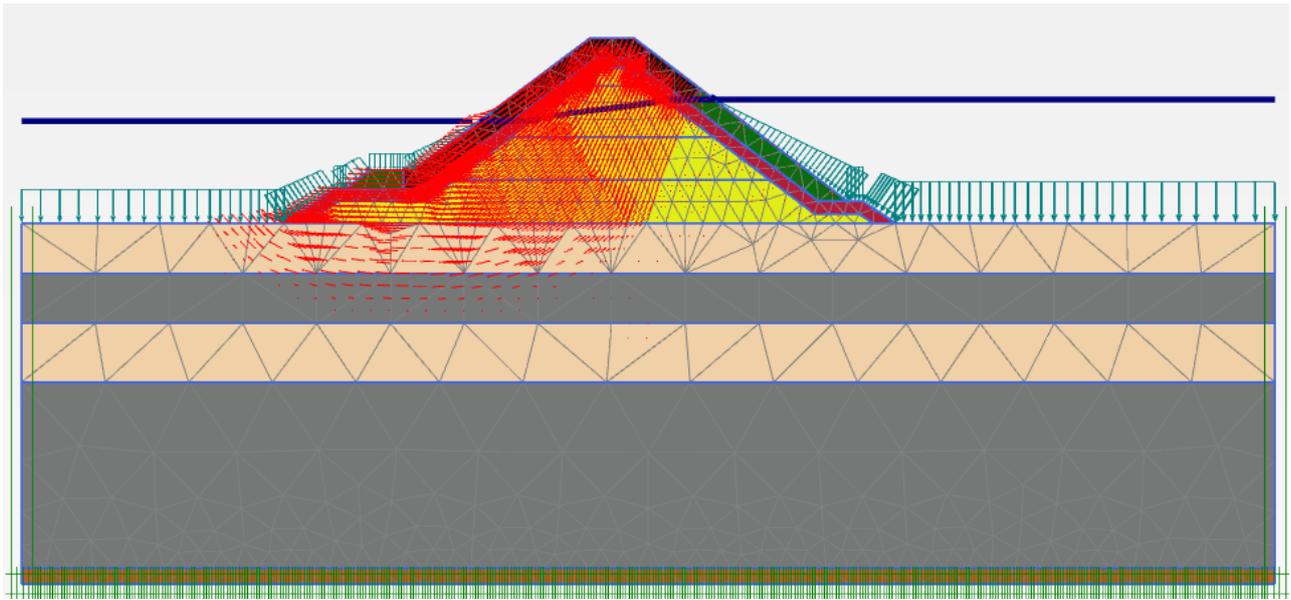


Figura 4.33: Círculo de deslizamento do vale representado por setas.

- Seção T3
 - i. *Basic Condition*

Nas figuras a seguir são apresentados os círculos potenciais de deslizamento e os fatores de segurança (FS) obtidos para a etapa de coroamento da estrutura e pela ação da crista e do vale da onda na seção T3, na condição *Basic Condition*, com as regiões mais críticas destacadas por cores mais quentes.

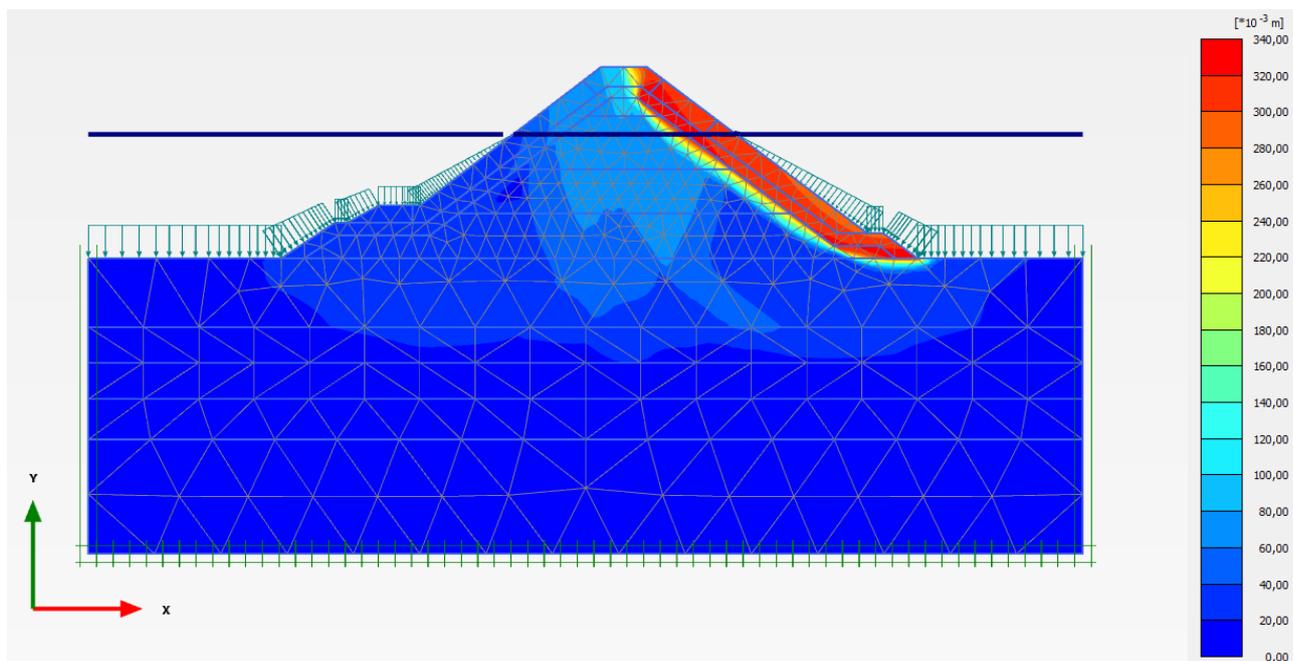


Figura 4.34: Construção do coroamento. FS = 1,259.

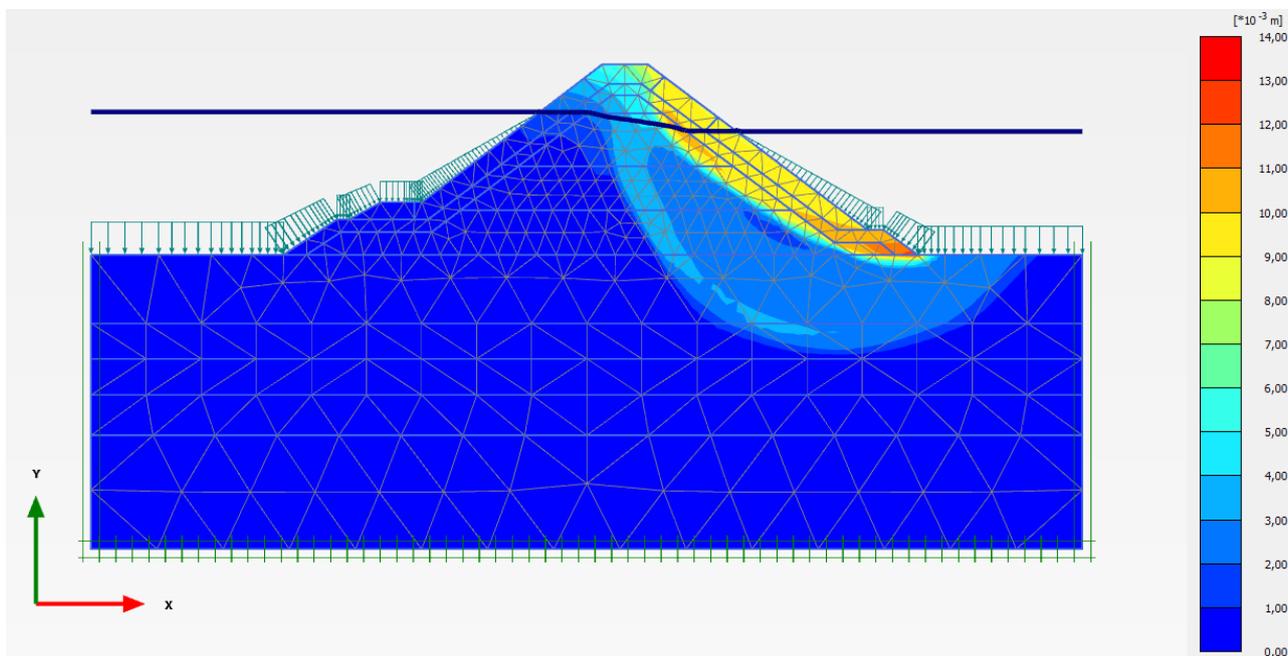


Figura 4.35: Círculo de deslizamento na crista da onda. FS = 1,325.

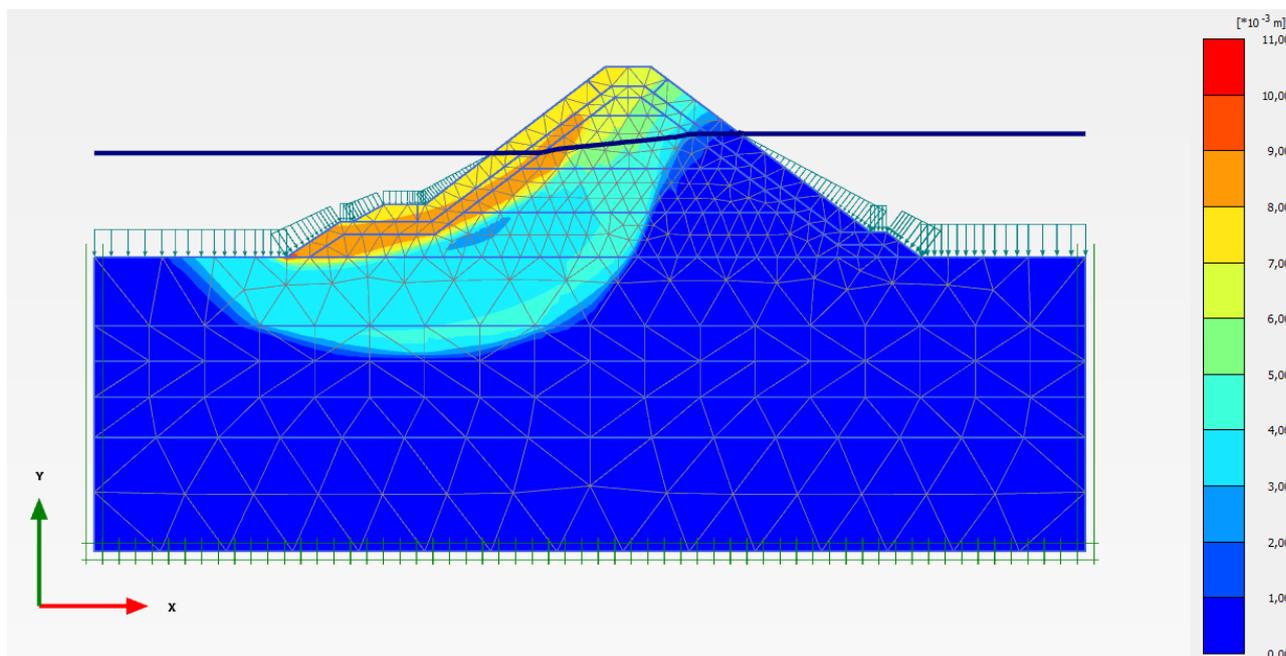


Figura 4.36: Círculo de deslizamento no vale da onda. FS = 1,286.

Em seguida são apresentadas as Figuras que representam os círculos de deslizamento para a crista e o vale da onda representado por setas.

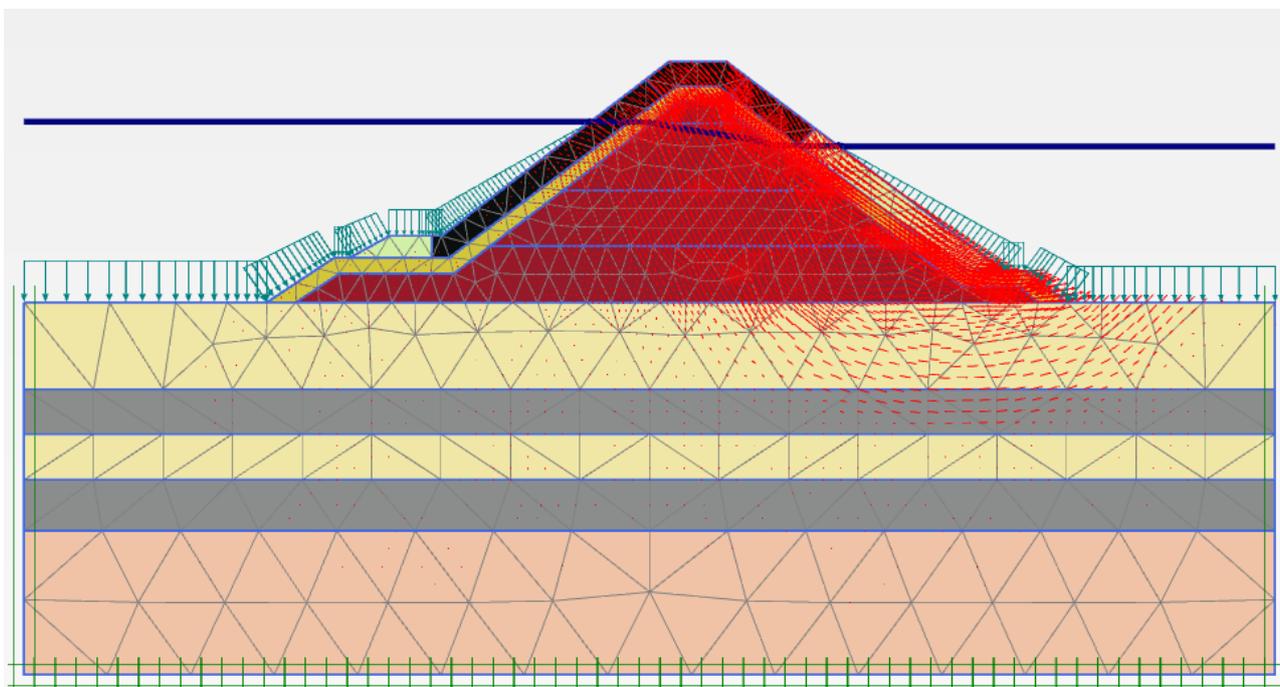


Figura 4.37: Círculo de deslizamento da crista representado em setas.

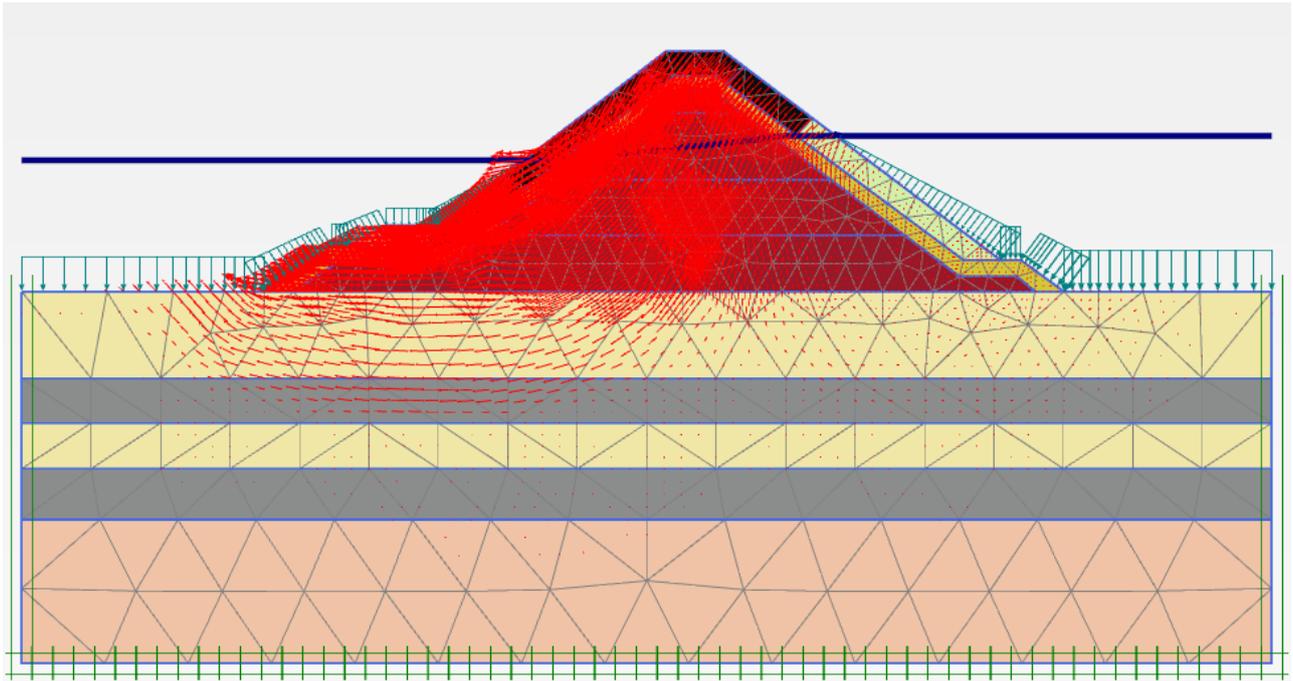


Figura 4.38: Círculo de deslizamento do vale representado por setas.

ii. Overload Condition

Nas figuras a seguir são apresentados os círculos potenciais de deslizamento e os fatores de segurança (FS) obtidos para a etapa de coroamento da estrutura e pela ação da crista e do vale da onda na seção T3, na condição *Overload Condition*, com as regiões mais críticas destacadas por cores mais quentes.

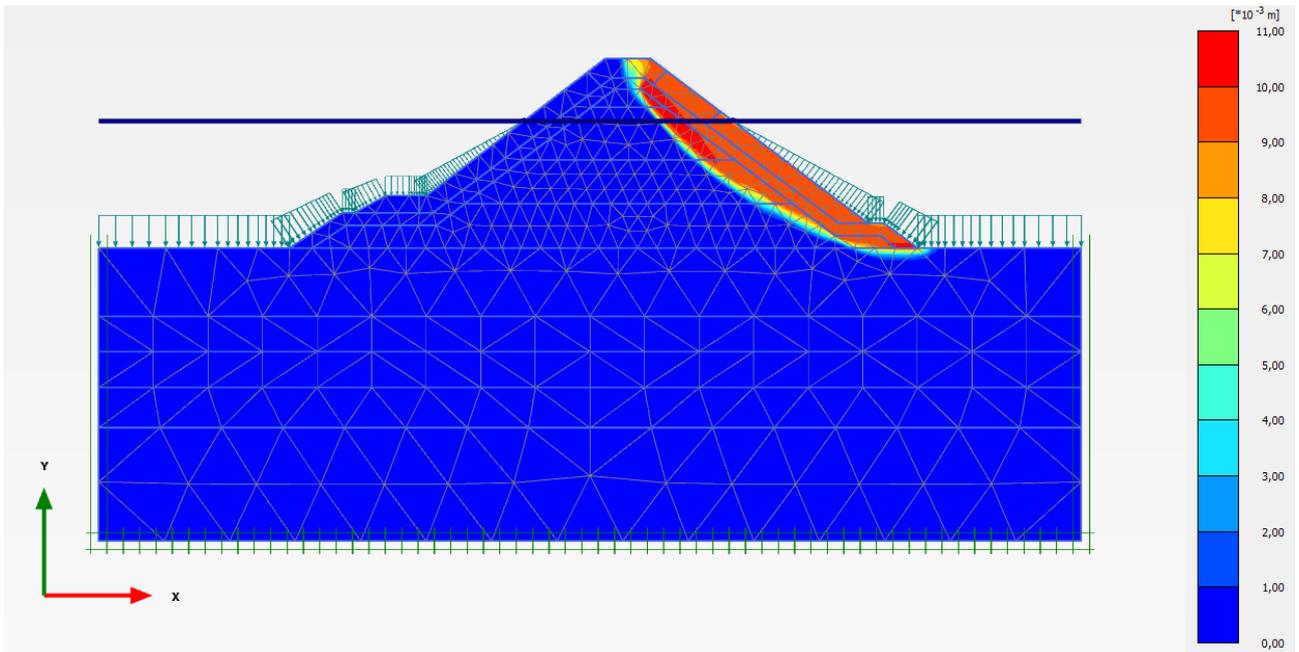


Figura 4.39: Construção do coroamento. FS = 1,254.

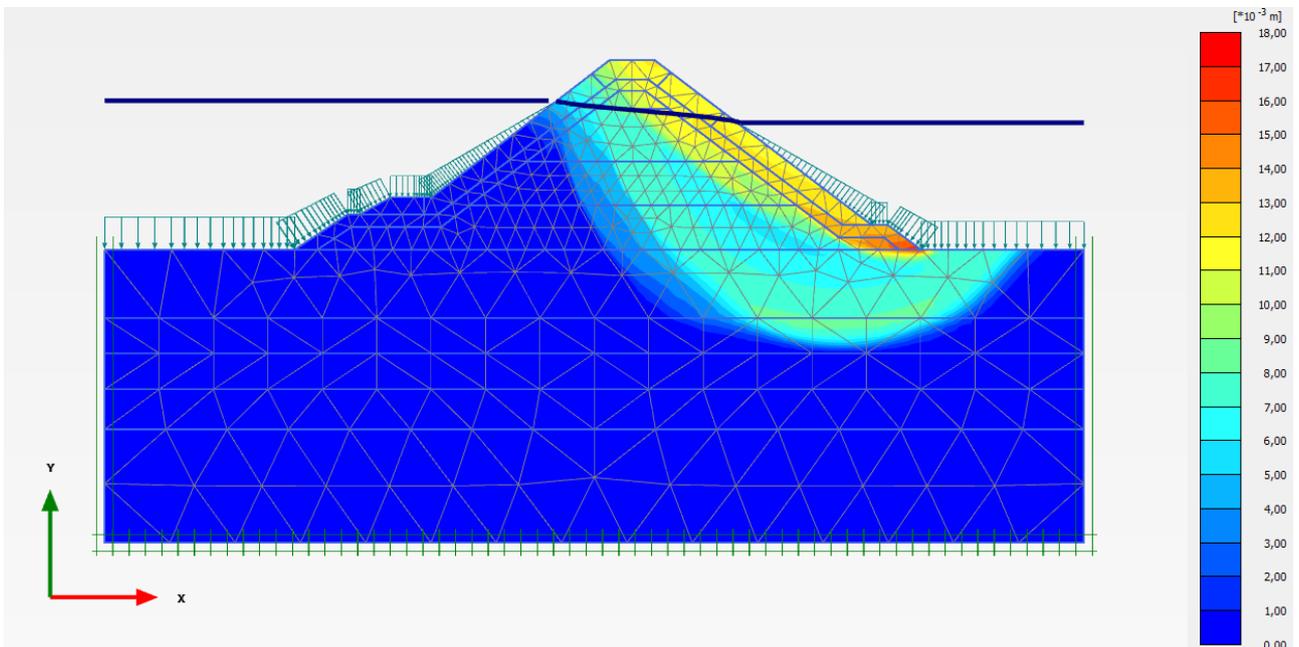


Figura 4.40: Círculo de deslizamento na crista da onda. FS = 1,322.

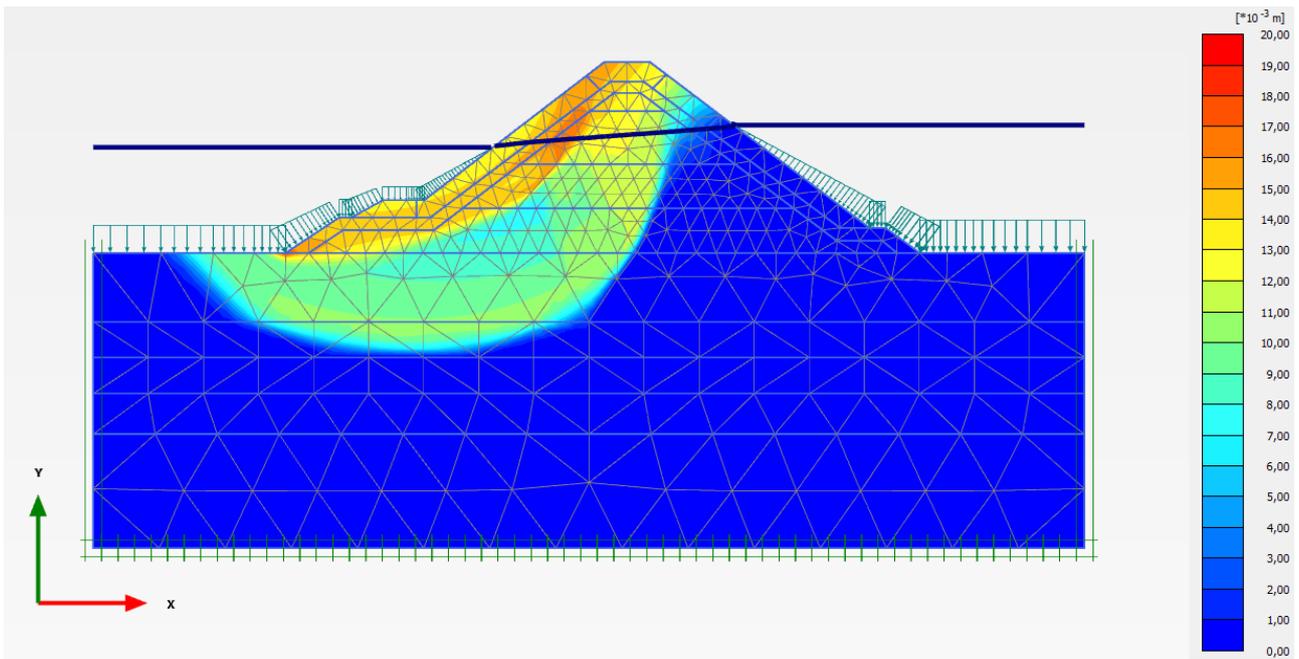


Figura 4.41: Círculo de deslizamento no vale da onda. FS = 1,252.

Em seguida são apresentadas as Figuras que representam os círculos de deslizamento para a crista e o vale da onda representado por setas.

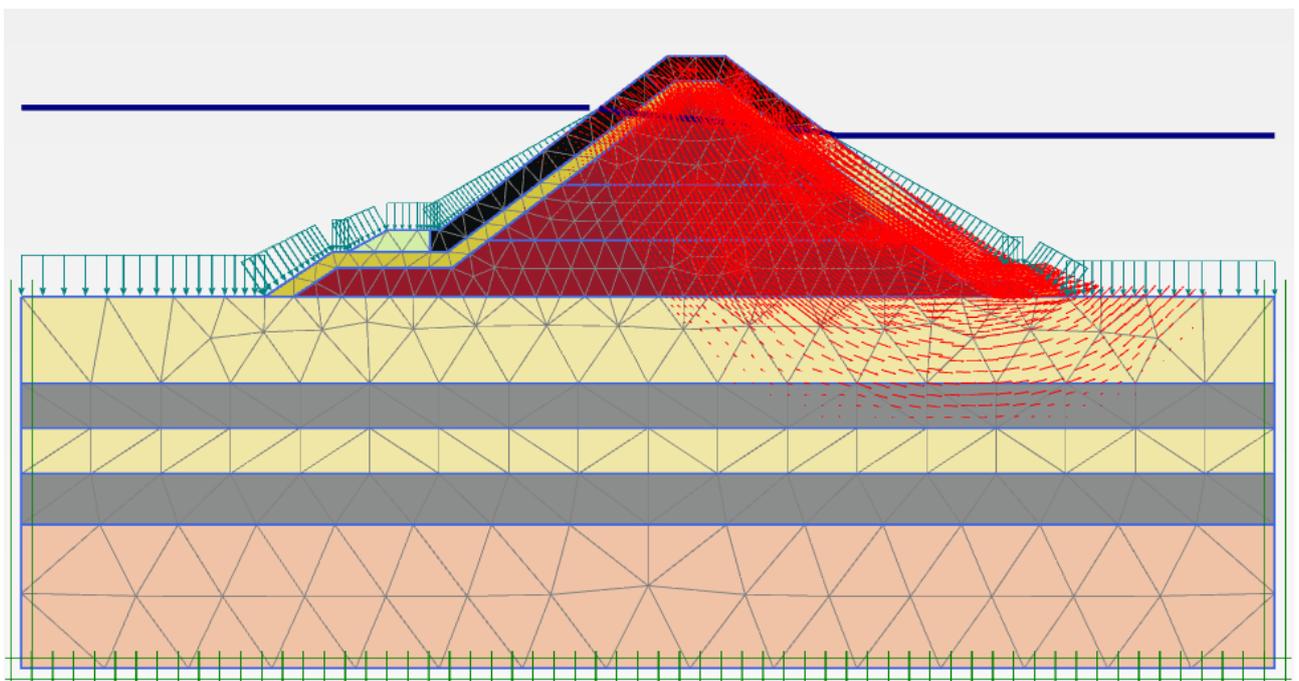


Figura 4.42: Círculo de deslizamento da crista representado em setas.

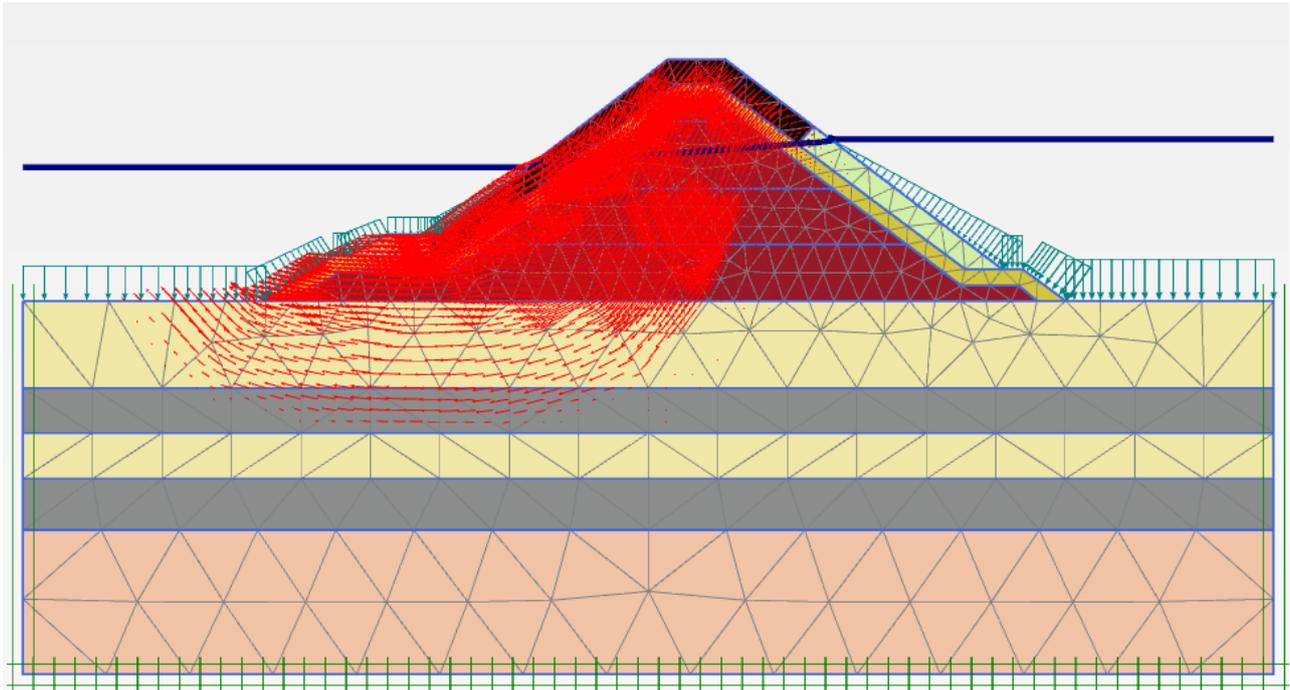


Figura 4.43: Círculo de deslizamento do vale representado por setas.

4.3. Análise do equilíbrio limite

Os métodos de equilíbrio limite são utilizados para se determinar o equilíbrio de uma massa de solo, a qual a ruptura pode ocorrer ao longo de uma superfície plana, circular, poligonal ou mista, passando acima ou abaixo do pé do talude. A massa de solo acima da superfície de deslizamento é considerada como um corpo livre, onde assume-se que o fator de segurança ao longo de toda a linha de ruptura é o mesmo em todos os pontos (SILVA, 2011).

FREITAS (2011) afirma que a abordagem pelo conceito de equilíbrio limite para a análise de estabilidade de um talude é mais comum do que aquele que se baseia nas relações tensão-deformação dos materiais, uma vez que o primeiro apresenta a vantagem de simplicidade na aplicação e elevada experiência acumulada ao longo dos anos.

A avaliação da estabilidade de taludes pelo equilíbrio limite consiste em determinar se, para qualquer superfície responsável pela ruptura do talude, a

resistência ao cisalhamento máxima é ou não superior à resistência mobilizada para garantir o equilíbrio. Assim, o fator de segurança é definido pela relação entre a resistência ao corte máxima e a resistência mobilizada (FREITAS, 2011).

O grupo de métodos que se baseiam na teoria do equilíbrio limite é dividido em três subgrupos: métodos que consideram a massa rompida como um corpo único, formulando-se hipóteses sobre as tensões ao longo das superfícies potenciais de ruptura; métodos que dividem a massa rompida em cunhas; e métodos que dividem a massa rompida em fatias (FABRICIO, 2006). Nesse trabalho, utilizou-se desse último subgrupo.

4.3.1. O SLIDE

O SLIDE é um *software* de equilíbrio limite para estabilidade de taludes, o qual permite avaliar o fator de segurança ou a probabilidade de ruptura de superfícies circulares ou não circulares em solos ou rochas. A análise da estabilidade de superfícies de deslizamento pelo SLIDE utiliza métodos de equilíbrio limite de fatias verticais ou não verticais.

A interface gráfica baseada no CAD permite simplicidade no manuseio do programa, onde ainda assim se permite realizar análises complexas de maneira fácil e rápida, por meio de um extenso ramo de opções de modelagem e interpretação de dados. Através de diversos métodos de equilíbrio limite – Bishop, Janbu, Spencer, Sarma – as superfícies de deslizamento podem ser analisadas individualmente. Análises determinísticas ou probabilísticas podem ser executadas. Dessa forma, diversos tipos de talude de solo ou rocha, aterros, barragens de terra e muros de contenção podem ser analisados pelo programa.

4.3.2. Método das fatias

O método das fatias é aplicado dividindo-se em fatias a massa de solo acima da superfície potencial de deslizamento, para as quais podem ser atribuídas diferentes larguras, sendo o método mais utilizado na análise de

estabilidade de taludes. Com a finalidade de simplificar a quantificação do peso próprio das fatias, a base de cada uma delas é representada por um segmento de reta, sendo assim, quanto menor for a largura das fatias, menor será o erro introduzido no resultado por essa simplificação (FREITAS, 2011). A Figura 4.44 ilustra a divisão de um talude em fatias.

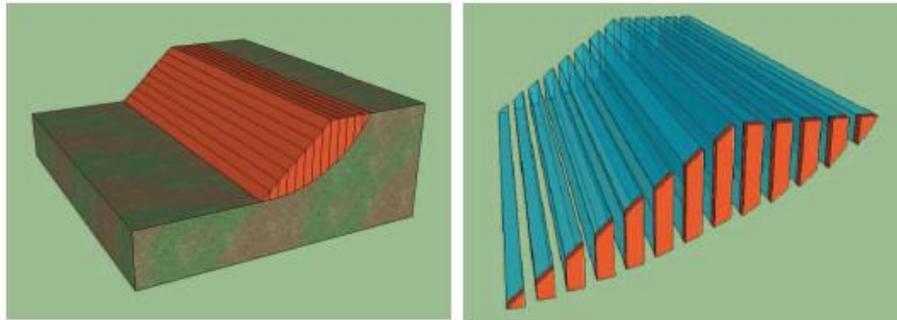


Figura 4.44: Divisão de um talude em fatias (SILVA, 2011).

Apresenta-se a seguir, o fator de segurança, as forças aplicadas numa fatia de solo e algumas relações de equilíbrio para o método expressas por FREITAS (2011).

O fator de segurança, igual para todas as fatias, pode ser representado pela relação entre o momento resistente total, M_r , que depende da coesão, c' , e do ângulo de atrito, ϕ' , e o momento instabilizador, M_s , em relação ao centro da superfície circular de deslizamento:

$$FS = \frac{M_r}{M_s} \quad (10)$$

A Figura 4.45 simula um talude homogêneo, onde a superfície de deslizamento é um arco de circunferência de raio r e de centro O . As fatias verticais apresentam largura b e altura h , e a tangente do ponto médio da base faz com a horizontal um ângulo α .

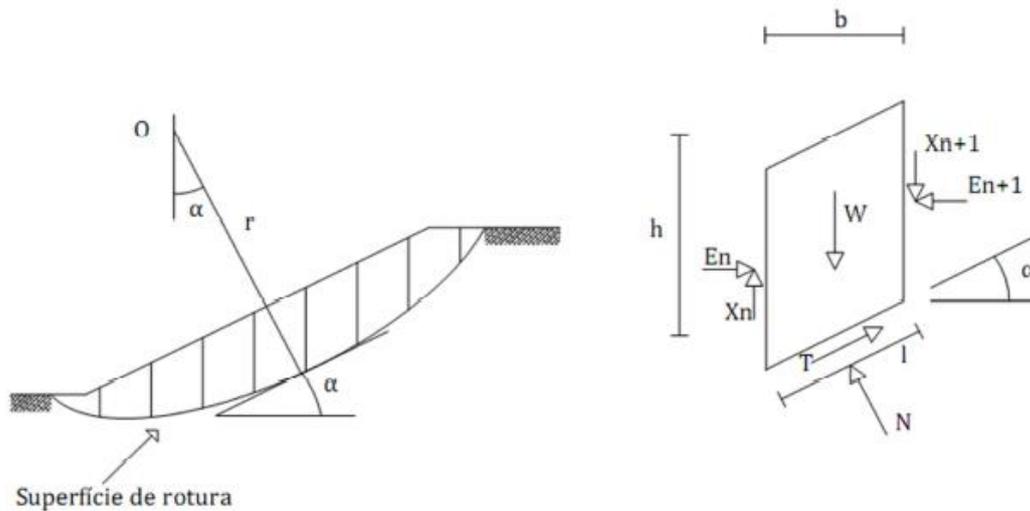


Figura 4.45: Forças aplicadas a uma fatia de solo (FREITAS, 2011).

Ainda na Figura 4.41 pode-se observar as forças que atuam numa fatia. Na base da fatia se aplicam as forças normal N e tangencial T . Sendo l o comprimento da base, a força T é a força de corte mobilizada na base, e é dada por:

$$T = \left(\frac{\tau_r}{FS} \right) \cdot l \quad (11)$$

onde τ_r é a resistência ao corte na ruptura.

Já nas interfaces estão presentes as forças de interação: E_n e E_{n+1} são as forças normais, e X_n e X_{n+1} são as forças tangenciais (ou de corte). Além dessas, está presente o peso próprio da fatia, representado por W , dado por:

$$W = \gamma \cdot b \cdot h \quad (12)$$

O equilíbrio em torno de O é obtido pela igualdade entre o somatório dos momentos provocados pelas forças de corte T , e o momento proporcionado pelo peso da massa de solo. Como para qualquer fatia o braço de W é igual a $r \cdot \text{sen} \alpha$, tem-se:

$$\Sigma T_r = W_r \cdot \text{sen} \alpha \quad (13)$$

Assim:

$$FS = \frac{\Sigma T_r}{\Sigma W_r \cdot \text{sen}\alpha} \quad (14)$$

Para um número de fatias maior de que 2, o problema se torna estaticamente indeterminado, possuindo mais incógnitas do que equações. Essa condição determinou a criação de hipóteses para que se torne possível a quantificação de N , e assim, do FS. Nesse contexto se insere o Método de Bishop Simplificado, o qual foi utilizado pelo programa SLIDE para a determinação do FS e das superfícies desse trabalho.

O método de Bishop toma como circular a forma da superfície de ruptura, e a resultante das forças entre as fatias é horizontal, ou seja, o método ignora a força de interação de corte entre as fatias. O método satisfaz o equilíbrio de momentos e o equilíbrio das forças verticais, uma vez que o equilíbrio das forças é feito nessa direção (RAFAEL, 2010).

Ainda segundo RAFAEL (2010), o fator de segurança por esse método é dado por:

$$F = \frac{\Sigma \left[c' \cdot l + \frac{P - u \cdot \Delta_x - \frac{\text{tg}\theta}{F}}{\cos\theta + \text{tg}\phi' \cdot \text{sen}\theta/F} \cdot \text{tg}\phi' \right]}{\Sigma(P \cdot \text{sen}\theta)} \quad (15)$$

Na expressão, c' é a coesão e ϕ' o ângulo de atrito para o solo do centro da base da fatia, l é o comprimento da base da fatia, P o peso da fatia, u a poropressão no centro da base da fatia, Δ_x a espessura da fatia e θ a inclinação da base da fatia. As forças consideradas no método estão expostas na Figura 4.46.

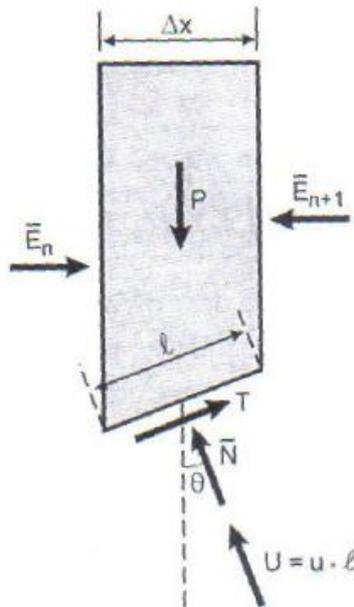


Figura 4.46: Lamela de Bishop (RAFAEL, 2010).

4.3.3. Aplicação do SLIDE

Para a verificação no programa, primeiramente foram definidas as fronteiras dos estratos do subsolo e da estrutura, pelas suas coordenadas verticais e horizontais. Posteriormente foram criados, de acordo com os parâmetros em posse, as camadas do subsolo e da estrutura, atribuindo para cada uma delas as suas respectivas propriedades para, então, estes serem aplicados no interior das fronteiras criadas. Os dados utilizados para a criação de cada camada foram os expostos na Tabela 4.3. A etapa do programa que permite efetuar as atribuições citadas é mostrada na Figura 4.47. Pode-se verificar na figura que foi utilizado como padrão do tipo de resistência considerada, o típico modelo de Mohr-Coulomb.

Tabela 4.3: Parâmetros para aplicação no SLIDE.

Estrato	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	Phi (°)
Areia fina a média	17,5	19	0	35
Areia densa	17	18,5	0	30
Argila média a mole	14	18,5	20	28
Enrocamento núcleo	18	21,5	0	42
Enrocamento filtro	18,5	21	0	45
Enrocamento proteção	19	20,5	0	45
CORE-LOC	10	16	0	50

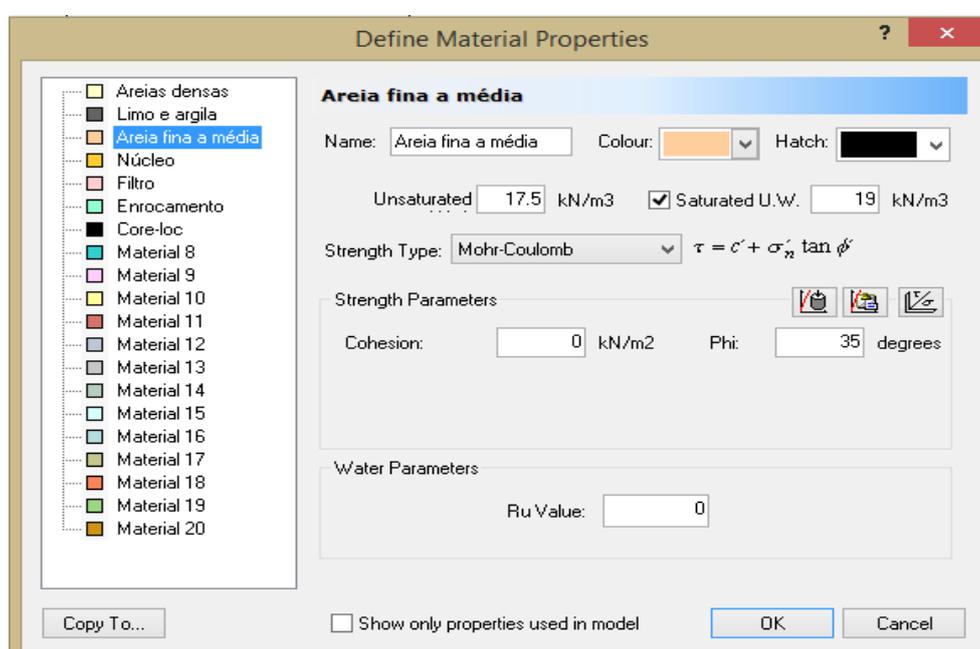


Figura 4.47: Definição das propriedades dos materiais.

Visando obter a situação mais crítica para a verificação, analisou-se a instabilidade frente ao *run-down* da onda, através de uma diferença de nível hidrostático entre o interior e exterior do talude. A diferença utilizada foi a de uma altura de onda, tanto para a condição *Basic* quanto para a *Overload*, sendo aplicada inicialmente meia altura de onda acima do nível da maré ao lado porto e meia altura de onda abaixo do nível da maré para o lado mar, e também verificada a situação contrária.

A linha piezométrica foi aplicada atravessando o talude horizontalmente pelo seu maior nível, e descendo para o nível mais baixo de maneira brusca

sobre a superfície do manto de proteção do lado oposto do talude. Como isso não se verifica na realidade, onde essa queda do nível não se faz de maneira abrupta, e sim diminuindo ao longo do interior do talude, o cálculo é conservador.

Além disso, para as camadas de subsolo de limo e argila, a influência da água foi verificada em relação ao coeficiente R_u , correspondente à porcentagem de adensamento desses solos. Nessa situação se considerou $R_u=1$, que corresponde ao solo ainda não adensado, ou seja, 100% da sobrecarga aplicada no solo ainda é sustentada pela água nos poros, sendo assim, a tensão efetiva é mínima, e a consideração está a favor da segurança.

Para essa aplicação, a já citada pouca representatividade da adesão entre os componentes do enrocamento do manto resistente também é verificada nos resultados desse programa, o que num primeiro momento, demonstra uma maior instabilidade nessa região, como exemplificado na Figura 4.48.

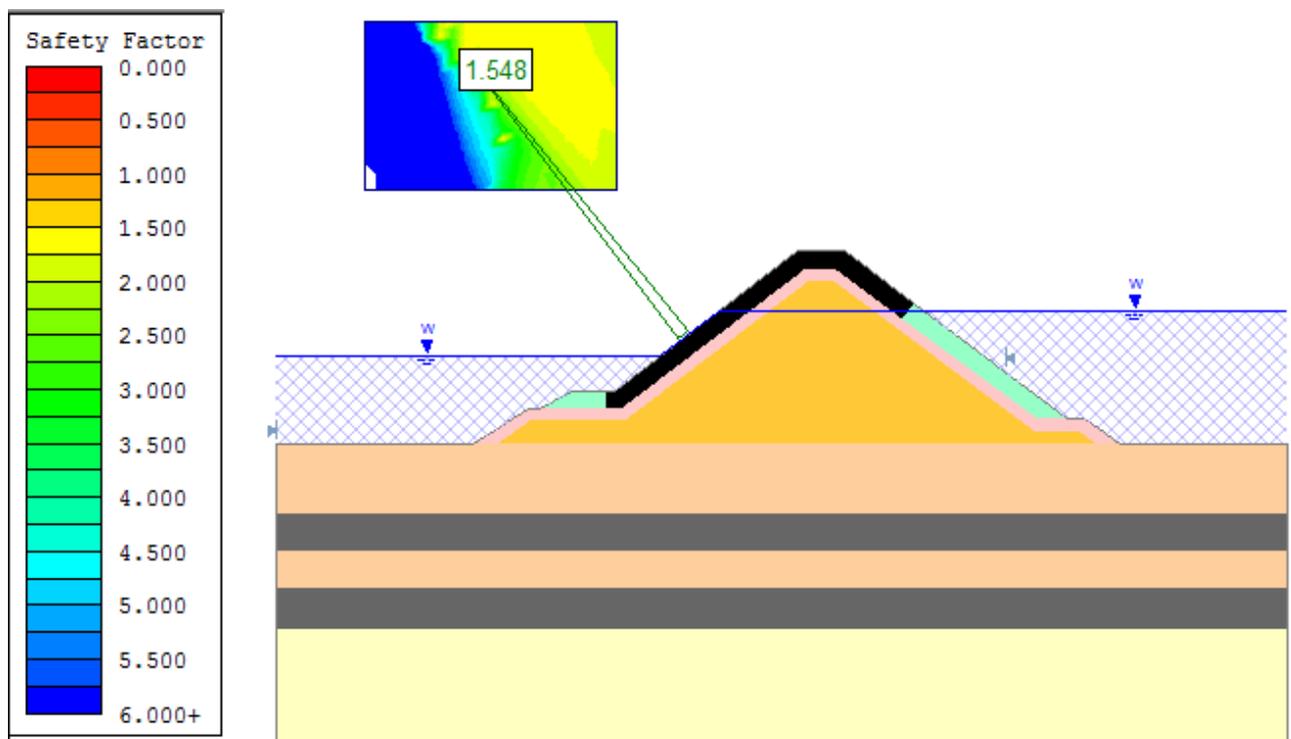


Figura 4.48: Fragilidade do manto resistente apresentada pelo SLIDE.

Visto que o objetivo maior é a verificação de círculos de deslizamentos profundos, de superfícies prováveis de ruptura passando pela fundação do talude, o artifício fornecido pela ferramenta do SLIDE chamada “*Add Focus Search Line*” foi utilizado. Tal artifício permite definir uma linha a qual o círculo deve cortar, possibilitando levar o foco da análise para a segurança do subsolo. A aplicação desse artifício é demonstrada na Figura 4.49, mostrando a Seção T3 na condição *overload*, onde pode-se perceber a presença da linha atravessando os estratos mais frágeis do subsolo.

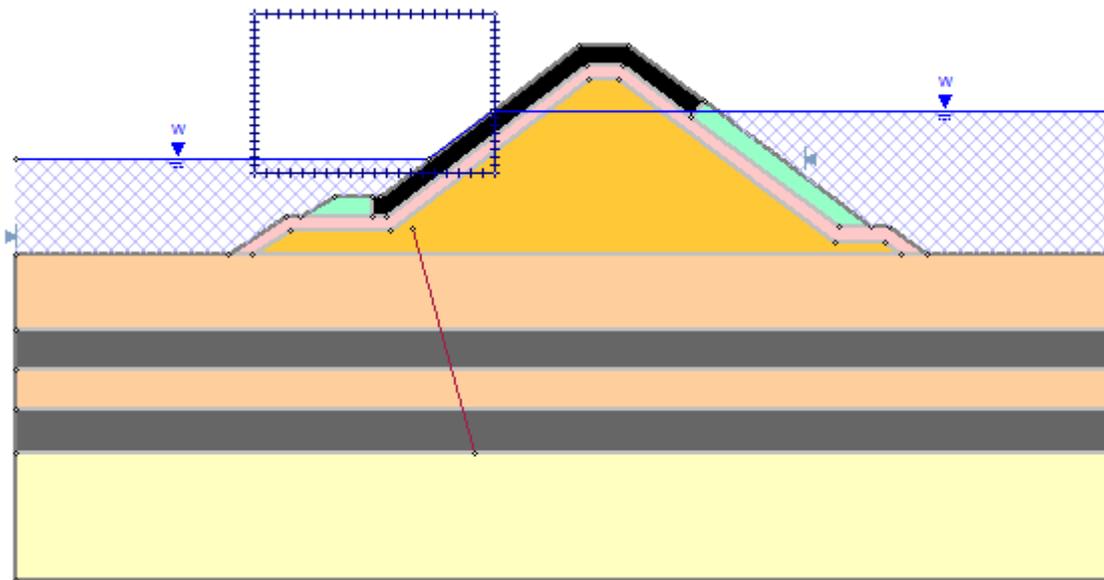


Figura 4.49: Utilização da ferramenta *Add Focus Search Line*.

4.3.4. Resultados

Nesse item são apresentados os coeficientes de segurança obtidos através do SLIDE para cada seção, nas condições *Basic* e *Overload*, tanto pelo lado mar, quanto pelo lado porto. É possível verificar nas Figuras os círculos de deslizamento, a divisão das lamelas e o coeficiente de segurança de cada caso.

- **Seção T1**

- i. Basic condition*

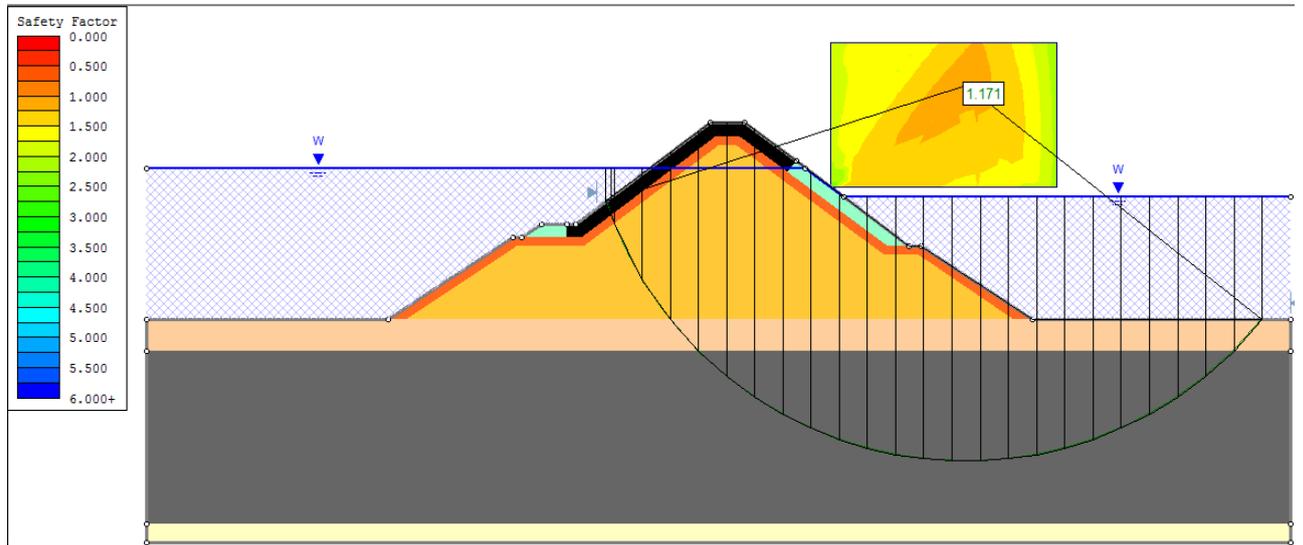


Figura 4.50: Círculo de deslizamento pelo lado porto. *Basic Condition*. FS = 1,171.

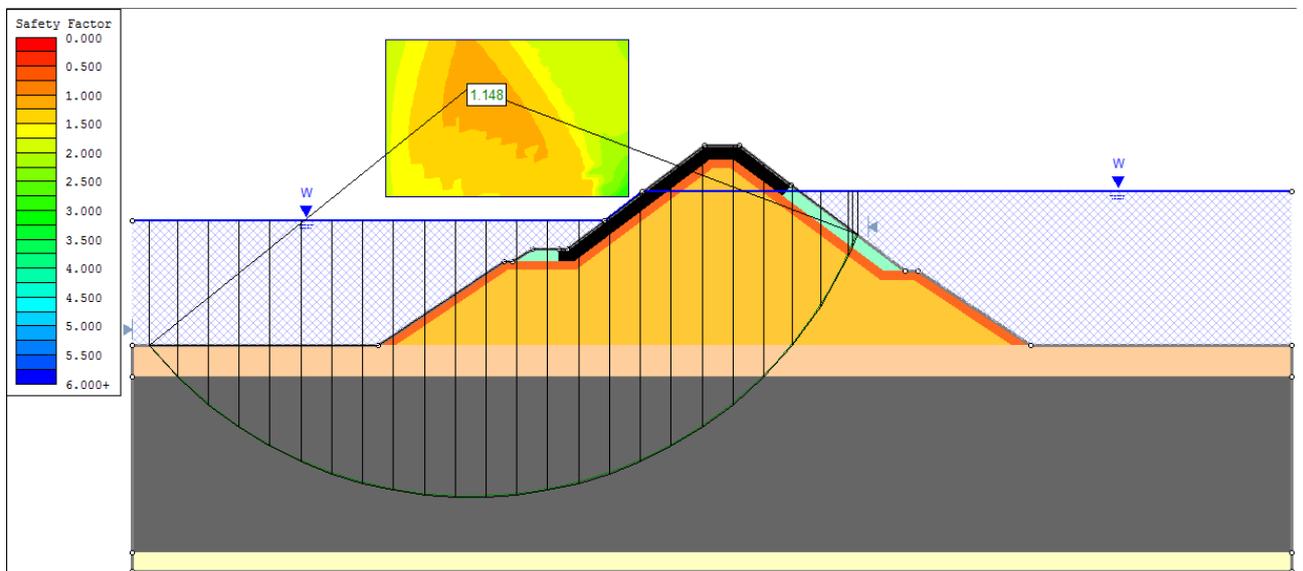


Figura 4.51: Círculo de deslizamento pelo lado mar. *Basic Condition*. FS = 1,148.

ii. *Overload condition*

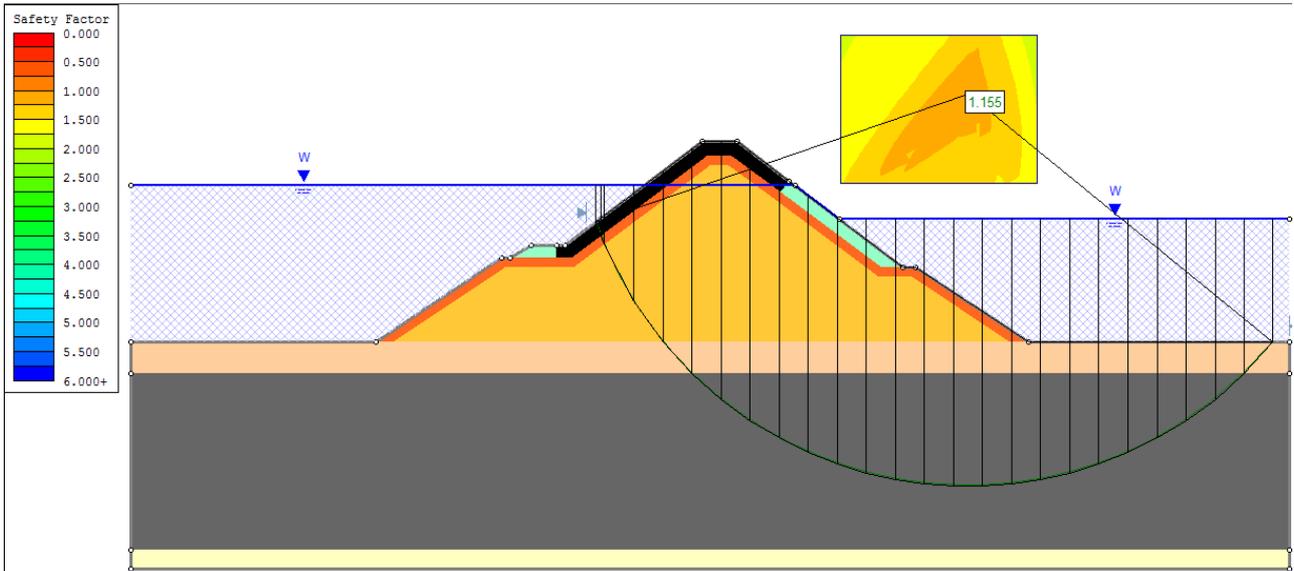


Figura 4.52: Círculo de deslizamento pelo lado porto. *Overload Condition*. FS = 1,155.

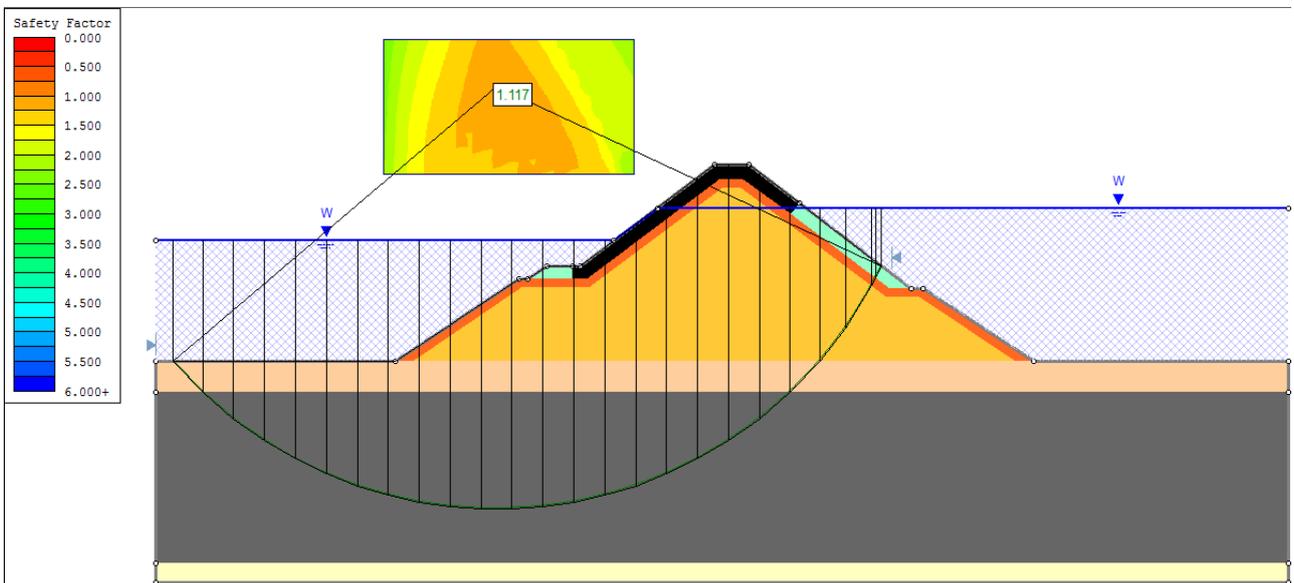


Figura 4.53: Círculo de deslizamento pelo lado mar. *Overload Condition*. FS = 1,117.

- **Seção T2**

- i. Basic Condition*

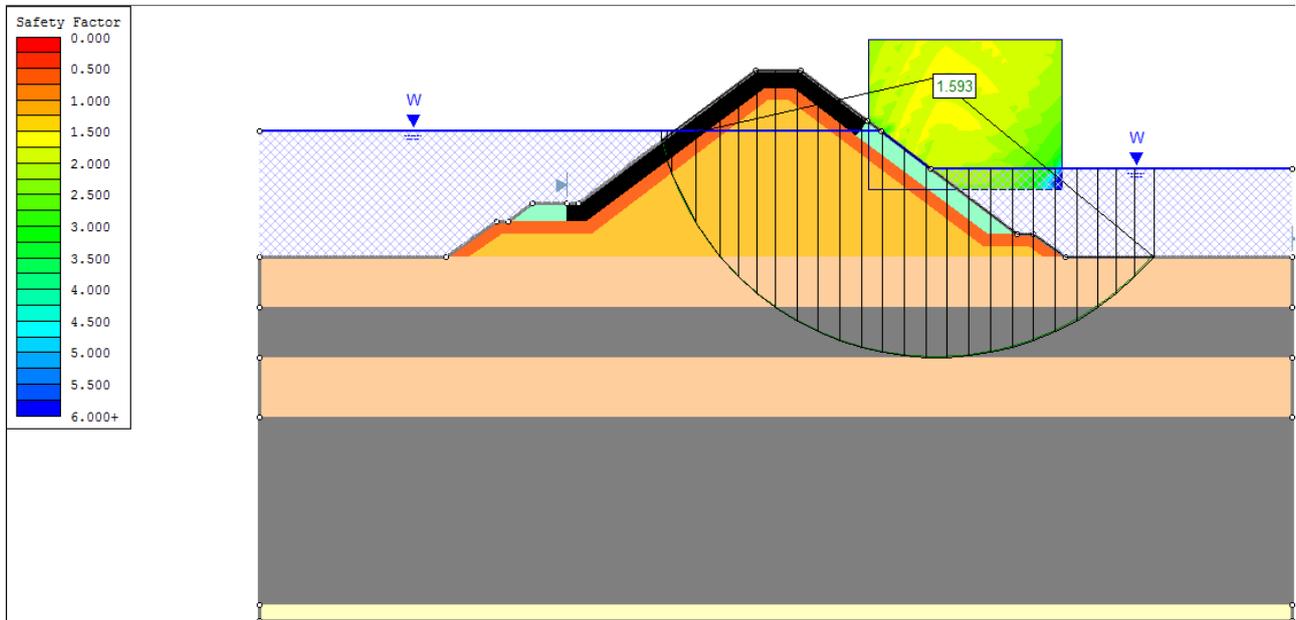


Figura 4.54: Círculo de deslizamento pelo lado porto. *Basic Condition*. FS = 1,593.

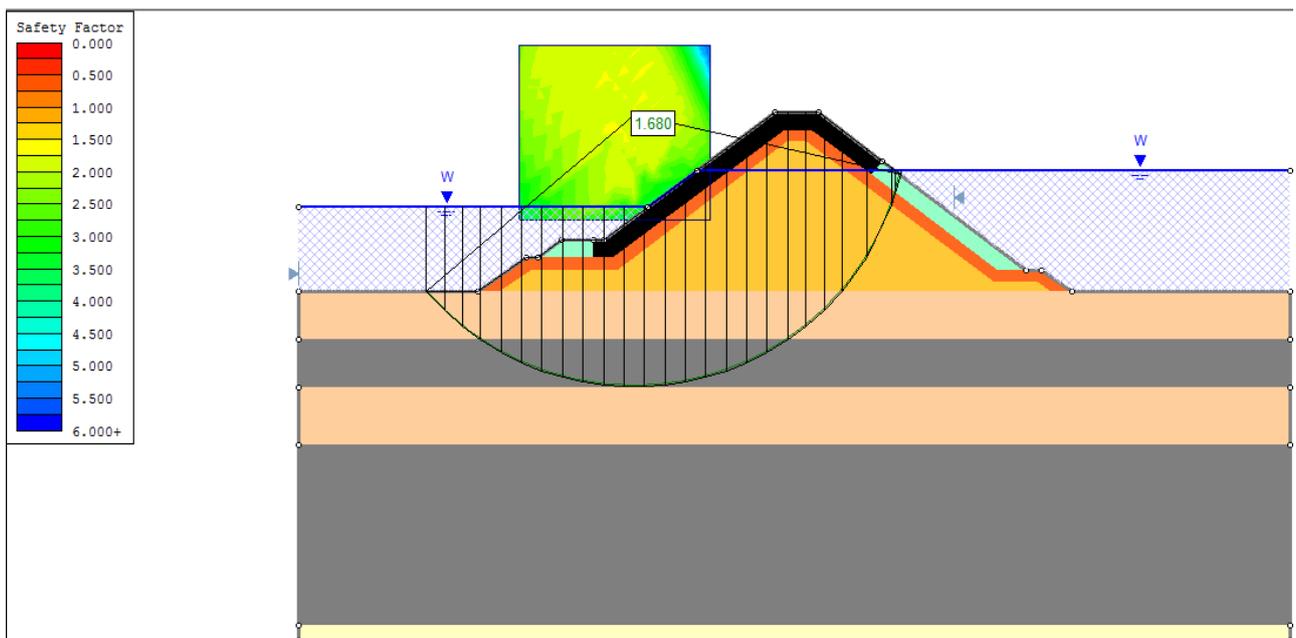


Figura 4.55: Círculo de deslizamento pelo lado mar. *Basic Condition*. FS = 1,680.

ii. *Overload condition*

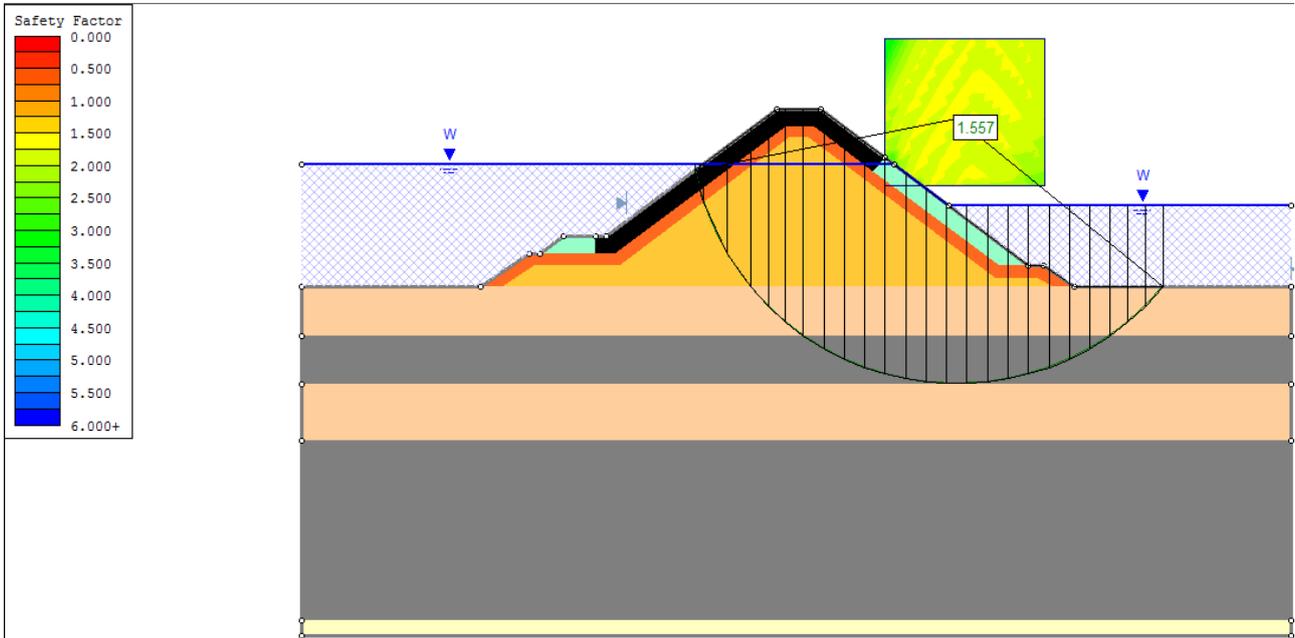


Figura 4.56: Círculo de deslizamento pelo lado porto. *Overload Condition*. FS = 1,557.

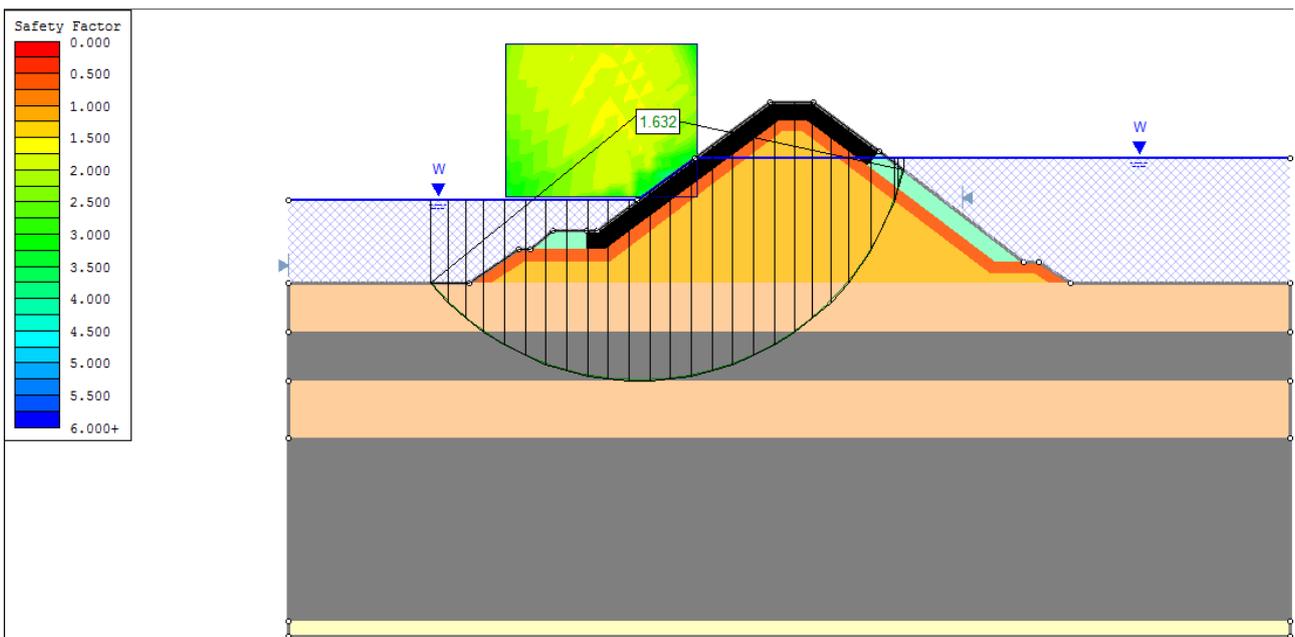


Figura 4.57: Círculo de deslizamento pelo lado mar. *Overload Condition*. FS = 1,632.

- **Seção T3**

- i. Basic condition*

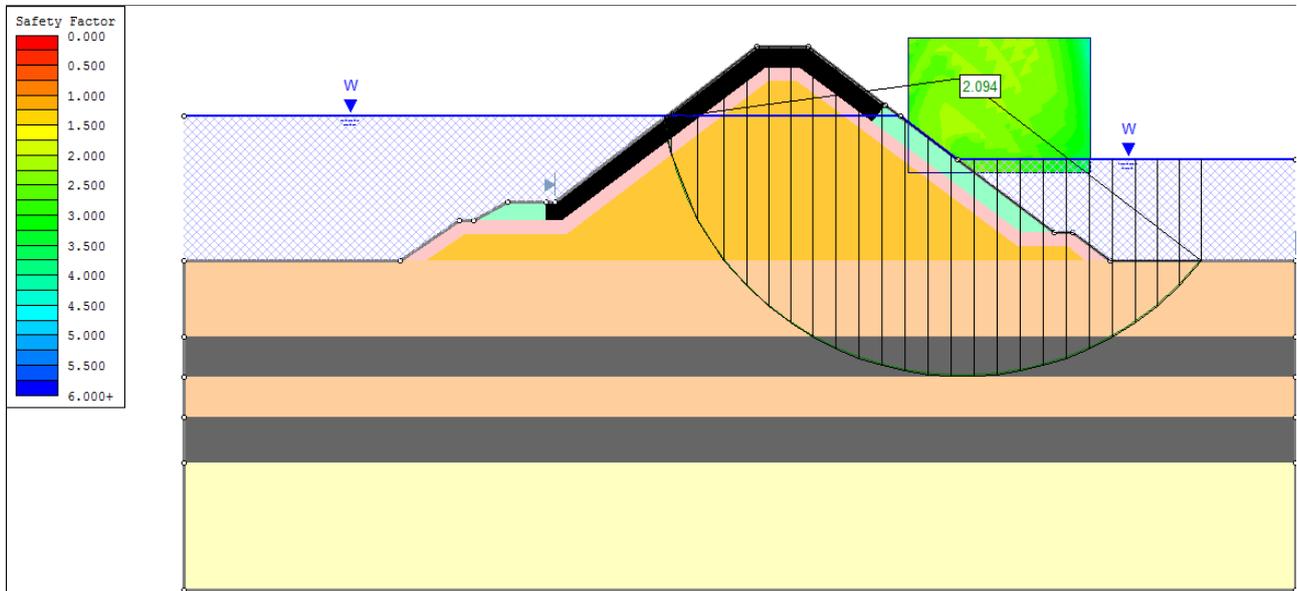


Figura 4.58: Círculo de deslizamento pelo lado porto. *Basic Condition*. FS = 2,094.

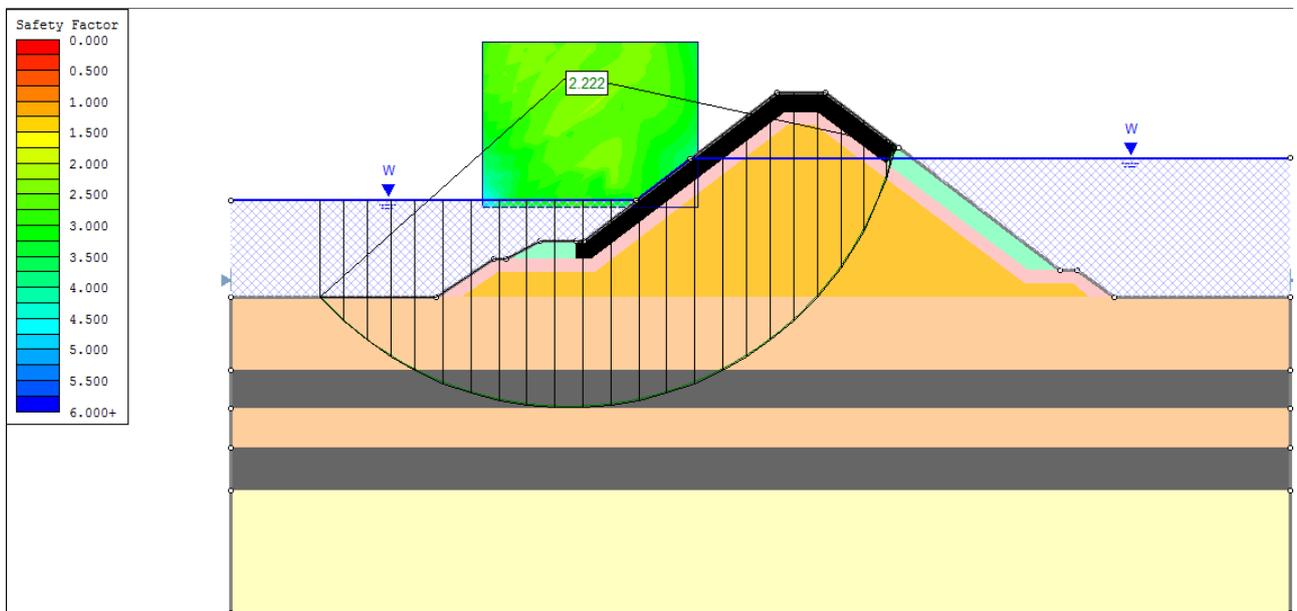


Figura 4.59: Círculo de deslizamento pelo lado mar. *Basic Condition*. FS = 2,222.

ii. Overload condition

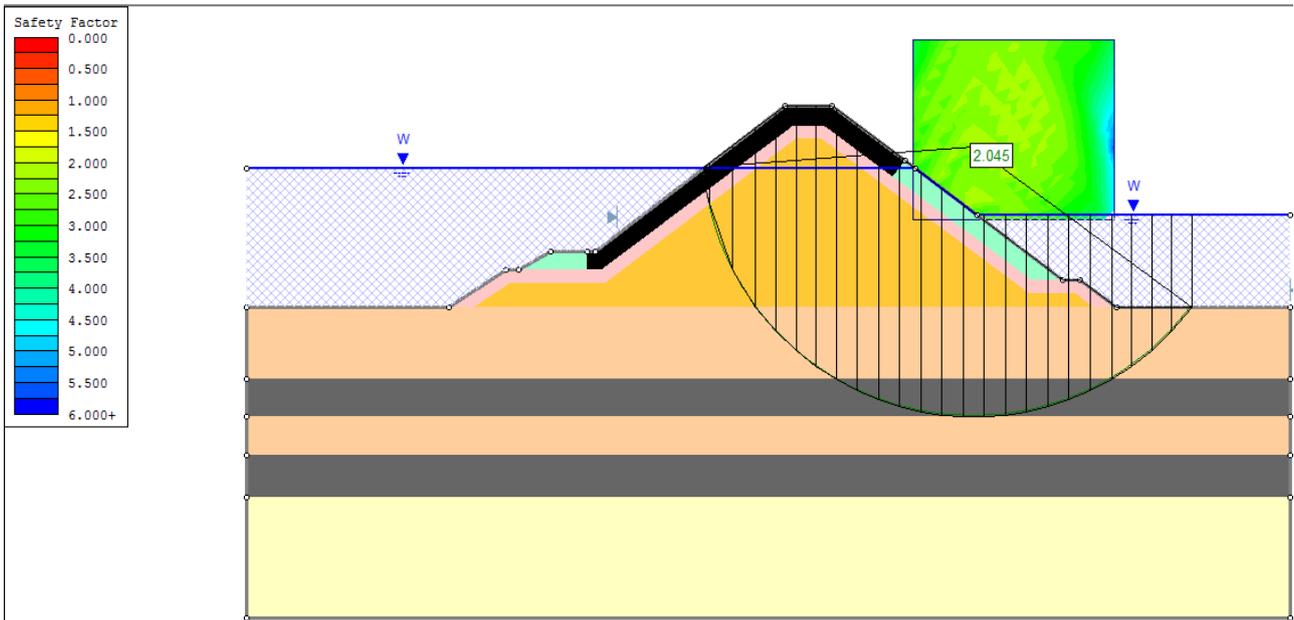


Figura 4.60: Círculo de deslizamento pelo lado porto. *Overload Condition*. FS = 2,045.

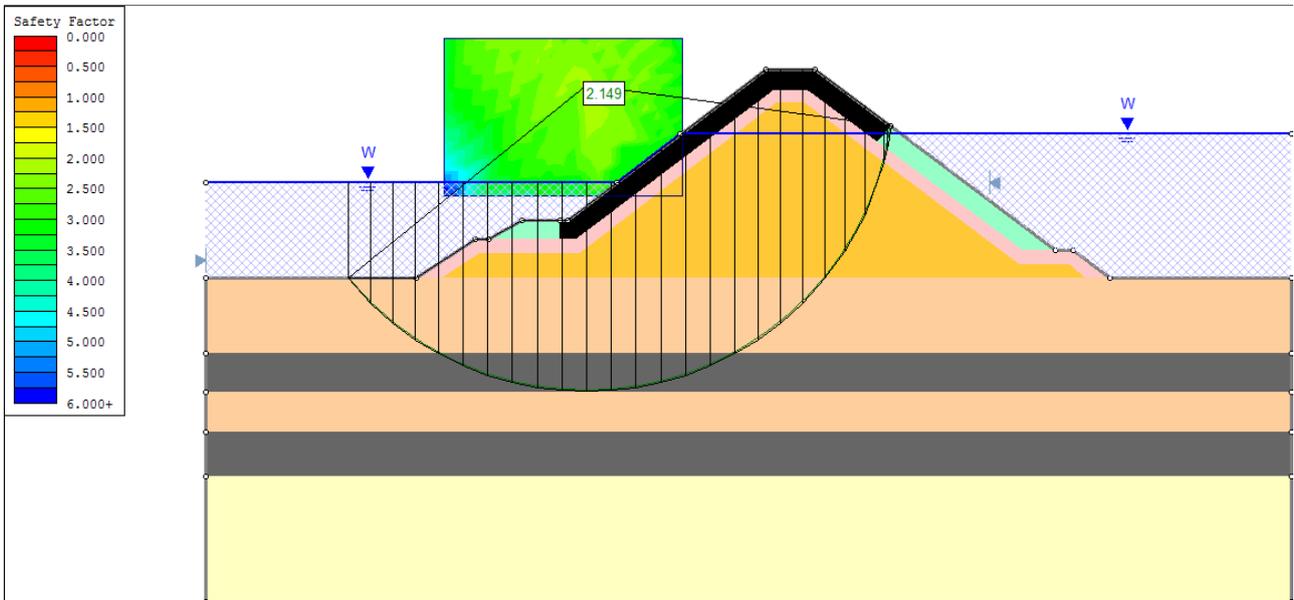


Figura 4.61: Círculo de deslizamento pelo lado mar. *Overload Condition*. FS = 2,149.

4.4. Análises

Constituída de enrocamento, a estrutura do quebra-mar analisado apresenta, por ser composta desse material, pouca probabilidade de ruptura pela sua estrutura, desde que dimensionada corretamente.

Portanto, a análise se inicia partindo da consideração de que o quebra-mar foi dimensionado de modo a resistir adequadamente à agitação marítima a qual está submetido, mantendo ao longo de sua vida útil esperada a funcionalidade para a qual foi determinada.

Com esse princípio, pouca é a preocupação com galgamentos, erosão interna, erosão da base do manto resistente ou instabilidade hidráulica, desde que os acompanhamentos e manutenções previstas e necessárias para tal tipo de obra sejam obedecidos. Entretanto, a estrutura não está livre das ações que causam tais danos, e o efeito de algumas delas podem ser percebidos e serão citados na sequência.

Partindo dessas considerações, o foco da instabilidade é levado para a fundação, a qual se espera que apresente como a área mais crítica da obra, e por isso foi necessário, em alguns casos, do auxílio de artifícios dos *softwares* apresentados para se analisar tal fato.

4.4.1. Análise PLAXIS

Apesar da rápida variação do nível d'água ocasionada por uma frente de onda, aliada a solicitação causada pela dissipação da energia da mesma sobre a estrutura do quebra-mar, o PLAXIS apresentou uma redução no fator de segurança diante da aplicação da crista da onda. Uma redução ainda mais elevada se deu perante o vale da onda, ocasionado, provavelmente, pelo *run-down*, onde a velocidade ascendente de saída da onda apresenta uma tendência ao arrastamento da camada do manto resistente.

Esse arrastamento verificado, mesmo com o esforço feito ao se considerar uma coesão diferente da nula para as camadas de manto resistente, enrocamento de proteção e de filtro, ainda assim pode ter sido determinante no valor do fator de segurança obtido, já que se esperava um maior valor para o

vale da onda. A Tabela 4.4 mostra os valores dos fatores de segurança obtidos pelo PLAXIS para cada seção, tanto na condição *basic* quando na *overload*, para a crista e o vale da onda em cada condição.

Tabela 4.4: Fatores de segurança obtidos pelo PLAXIS.

Seção	Condição Basic		Condição Overload	
	Crista	Vale	Crista	Vale
T1	1,007	0,974	1,005	0,979
T2	1,149	1,107	1,111	1,082
T3	1,315	1,286	1,322	1,252

A seguir, se apresenta uma análise individual para cada seção.

- Seção T1

Num primeiro momento, pode se destacar que a Seção T1 apresenta como principal características uma extensa camada de limo e argila de consistência média a mole, a qual se inicia a 5,2m da superfície do solo e se estende por 29m. Como justificado anteriormente, uma pequena consolidação durante a fase de construção de cada camada da estrutura foi considerada para essa seção. Devido à baixa capacidade de drenagem apresentada por essa camada, é observado o aumento da poropressão ao longo da mesma devido à carga proveniente do talude, com concentração no centro da camada, local onde a distância para a percolação da água é elevada, e como consequência, apresentará, com o tempo, consolidação lenta.

Após a aplicação da última camada da estrutura, o círculo potencial de deslizamento apresentado pelo PLAXIS se encontra no lado porto, provavelmente em decorrência de o manto resistente desse lado, por questão econômica, ser constituído predominantemente de enrocamento, diferente do lado mar, onde se predomina a presença de CORE-LOC, sendo esse mais leve quando comparado àquele.

Por meio da representação da superfície potencial de ruptura por setas, pode-se verificar a tendência de deslizamento cortando a camada de argila, e

abrangendo uma extensa região dessa, até profundidade pouco acima do centro da camada, tanto perante a crista, quanto o vale da onda. A consolidação considerada para a estrutura, pouco influencia na resistência, uma vez que, mesmo situada entre duas camadas drenantes, a camada de argila possui elevada espessura. Assim, sendo grande a distância que a água nos poros deve percorrer para promover o adensamento, e como a permeabilidade da argila é baixa e pouco foi o tempo aplicado de consolidação, pequena quantidade de poropressão foi dissipada nesse processo. Sendo assim, nas condições *basic* e *overload*, é observada a mesma tendência de deslizamento por essa camada mais frágil da seção.

Não se pode deixar de notar a ocorrência da instabilidade decorrente do vale da onda, representativo do refluxo ou *run-down* da onda, como citado anteriormente. No ponto mais baixo da interação entre estrutura e onda, verifica-se para o vale a tendência de levantamento do manto resistente nessa região, que, por mais que a curto prazo não seja um fator muito preocupante, fica evidente a concentração nessa área de influência da agitação marítima, demandando atenção quanto a resposta do manto frente a tal influência e caracterizando a área como possível foco de futuras manutenções. O efeito citado é percebido com mais intensidade na condição *overload*.

Ainda na representação por setas pode se perceber que o círculo de deslizamento gerado exibe uma propensão ao levantamento do solo no pé da estrutura. Essa característica evidencia a atenção que se deve ter quanto à erosão da base da estrutura. No lado mar, essa propensão é acentuada pelo vale, enquanto que pelo lado porto, pela crista.

Os fatores de segurança estabelecidos pelo PLAXIS para essa Seção mostram que, para as condições em questão, o talude sofre a ruptura pelo deslizamento através da camada de argila, visto que, tanto para a condição *basic* quando para a condição *overload*, bem como para o vale e para a crista da onda, o fator de segurança é bem próximo da unidade.

Enfatiza-se que, no presente trabalho, o que se buscou representar foi, de maneira conservadora, a situação mais crítica da Seção para um instante imediatamente após a obra.

- Seção T2

A característica da Seção T2 é a intercalação entre camadas de areia e argila, onde o solo abaixo da estrutura se inicia com uma camada de areia, e 6,4m abaixo dessa, se inicia a primeira camada de argila. Diferentemente da Seção T1, a primeira camada de argila da seção em questão não é de grande espessura, sendo essa espessura também de 6,4m. Como ilustrado no item 3.5, após os primeiros estratos de areia e argila, se verifica uma nova camada de areia de 7,5m, uma nova camada de argila de 23,8m e por fim, uma pequena camada de 2m de areia densa.

Apesar de também apresentar uma camada extensa de argila, essa se inicia em maior profundidade quando comparada à Seção T1, e por isso, a primeira camada de argila que, apesar de mais fina, se apresenta como a região frágil dessa seção. Como poderia se esperar, na camada mais rasa de argila se concentra o maior acúmulo de poropressão proveniente da construção do talude.

Percebe-se pelos fatores de segurança obtidos para a seção que, por estarem em torno do valor de 1,1, ainda há uma instabilidade iminente, e pela representação por setas, que a superfície potencial de ruptura passa por profundidade próxima a camada de areia subsequente à primeira camada de argila, mas ainda dentro dessa. Tal configuração pode ter como justificativa o fato dessa camada de argila ser uma camada pouco extensa, e assim foi determinada como superfície de deslizamento mais frágil a que mais corta a argila, abrangendo praticamente toda a espessura da camada. Ou seja, o padrão da superfície potencial de ruptura acaba sendo determinado pela primeira camada de argila. O comportamento descrito pode ser verificado para o coroamento, vale e crista da onda, com essa característica mais visível na condição *basic*.

A condição *overload* exibe uma peculiaridade: apesar da configuração de uma superfície de deslizamento como a descrita acima poder ser percebida nas solicitações aplicadas, o que se verifica com mais intensidade, principalmente perante a crista da onda, é a tendência de deslizamento do manto resistente. Nesse caso se percebe que a consideração de coesão na camada do manto resistente não foi suficiente para evitar uma tendência da

falha superficial pela estrutura. A energia de dissipação da onda no interior do quebra-mar pode ter sido transmitida até o enrocamento de proteção no lado porto, levando a uma tendência de escorregamento nessa região, concentrando nela uma fragilidade maior do que a verificada no subsolo.

Ademais, é percebido também na Seção T2, algumas tendências presentes em T1, como a superfície provável de ruptura se apresentando pelo lado porto devido ao menor peso do CORE-LOC, o arraste do manto resistente na interação da estrutura com o vale ocasionado pelo *run-down*, além do levantamento do solo ao pé do talude.

- Seção T3

A Seção T3 é a que apresenta as menores camadas de argila, as quais são limitadas por consideráveis camadas de areia, e, conseqüentemente, é a seção que dispõem de maior estabilidade.

Sua configuração determina uma fundação de boa qualidade para a estrutura do quebra-mar que nela se apóia. Tal fato justifica o que se verifica nos resultados do PLAXIS, onde a pouca representatividade da adesão do enrocamento da camada superficial do talude obtida no programa, torna essa região a mais crítica para a segurança,

Na exibição dos resultados ainda se pode verificar o surgimento de um círculo mais profundo, passando pela fundação, principalmente pela representação por cores de calor frente à crista e ao vale da onda, onde pode-se perceber cores mais frias que atravessam o subsolo, em ambas as condições *basic e overload*. Entretanto, as cores mais quentes se concentram na superfície do talude, evidenciando a maior fragilidade dessa área, determinando uma superfície potencial de ruptura mais rasa. Por ser pouco representativa da realidade, já que se espera que a fragilidade encontrada superficialmente não deva ser maior do que uma fragilidade profunda, é aceitável considerar que os fatores de segurança obtidos para essa seção se encontram num limite inferior aos que a estrutura deve apresentar.

Diante do exposto, a Tabela 4.3 mostra que a Seção T3 é a que exhibe maior estabilidade. Ainda assim, as tendências de arraste do manto perante o *run-down* da onda e levantamento do solo ao pé do talude verificadas nas

demais seções podem ser percebidas, sendo essa segunda tendência bem menos evidente ao comparada com as outras.

4.4.2. Análise SLIDE

A diferença do nível hidrostático aplicado em cada lado do talude buscou representar o estado mais crítico para a análise pelo SLIDE, onde a diferença máxima de uma altura de onda nas condições *basic* e *overload* para cada seção promoveu a maior diferença entre o somatório dos momentos resistentes e o dos momentos solicitantes, alcançando dessa forma, um fator de segurança mais conservador. A Tabela 4.5 mostra os fatores obtidos.

Tabela 4.5: Fatores de segurança obtidos pelo SLIDE.

Seção	Condição Basic		Condição Overload	
	Lado Mar	Lado Porto	Lado Mar	Lado Porto
T1	1,148	1,171	1,117	1,155
T2	1,680	1,593	1,632	1,557
T3	2,222	2,094	2,149	2,045

Na Tabela 4.4, os fatores presentes na coluna “Lado Porto” correspondem àqueles em que o círculo configura um deslizamento potencial para esse lado, estando o nível hidrostático superior no lado mar, já na coluna “Lado Mar”, representa a condição oposta, onde o círculo se faz pelo lado de interação direta com o mar aberto. Pela maior diferença do nível hidrostático ocasionado pela maior altura de onda da condição *overload*, para todos os casos analisados, os fatores de segurança da condição *basic* são maiores do que os seus equivalentes na condição *overload*. A seguir são feitos comentários do que se verifica em cada seção.

- Seção T1

A Seção T1, como esperado, novamente foi identificada como a seção mais instável dentre as três, apresentando fatores de segurança com valores entre 1,1 e 1,2. A superfície potencial de ruptura se configurou em um círculo bastante profundo, cortando uma extensa região da camada de argila, a qual ainda não sofreu nenhum adensamento.

- Seção T2

Analogamente ao que se observa nos resultados do PLAXIS, para a Seção T2, as superfícies potenciais de ruptura cortam a primeira camada de argila até uma cota bastante profunda, sendo visível pelo SLIDE que o círculo chega a tangenciar a camada de areia sob essa primeira camada de argila.

Os fatores de segurança definidos para essa seção são superiores aos da Seção T1, exibindo uma estrutura consideravelmente mais estável do que a anterior. A maior estabilidade é conferida nas condições *basic* e *overload*.

- Seção T3

Os resultados da Seção T3 apontam que o círculo potencial de ruptura, assim como na Seção T2, tangenciam a camada de areia imediatamente inferior a primeira camada de argila. Porém, o que se observa para a Seção T3 são fatores de segurança maiores do que 2,0 para todas as situações, o que é satisfatório para o tipo de obra em questão, e que determina uma estrutura de estabilidade bastante razoável.

CAPÍTULO V – CONCLUSÕES

Os quebra-mares são estruturas fundamentais para a otimização do desempenho dos portos modernos, viabilizando para esse fim a utilização de diferentes áreas, sujeitas a diversas condições marítimas. Essas estruturas permitem também uma maior qualidade da atracagem de navios, e assim, uma maior facilidade nas operações de carga e descarga.

Se opondo às suas vantagens funcionais, devido às condições as quais estão sujeitos, os quebra-mares apresentam complexo dimensionamento, e possuem comportamento de difícil previsibilidade. São estruturas robustas e onerosas, demandando numerosas análises durante sua projeção e grande atenção no seu acompanhamento e manutenção durante sua vida útil.

Diante disso, o presente trabalho buscou avaliar a estabilidade global de um quebra-mar de talude real por meio de duas análises distintas: através do comportamento tensão-deformação, executado pelo PLAXIS, e do equilíbrio-limite, proveniente do SLIDE. Cada um desses *softwares* possui um mecanismo para avaliar a estabilidade da obra, e foi utilizado como parâmetro de referência, o fator de segurança determinado por cada um dos programas.

A aplicação do PLAXIS necessitou de alterações de alguns parâmetros da estrutura para que se alcançasse a representatividade desejada. Ainda que as considerações feitas fossem diferentes da realidade, não foram de tudo suficientes para se obter os resultados desejados, mesmo assim, o programa exibiu resultados satisfatórios do ponto de vista da superfície potencial de ruptura revelada, o que se confirmou ao se comparar os resultados obtidos pelo SLIDE.

A condição crítica obtida pelo PLAXIS é resultante da ação dinâmica da onda na interação com a estrutura e do fluxo proveniente dessa interação no interior da mesma. Diante disso, para as circunstâncias analisadas, pode-se interpretar dos resultados que a Seção T1 sofre ruptura por deslizamento através da sua fundação, composta majoritariamente de argila; a Seção T2 apresenta de maneira geral, baixa estabilidade, estando sob estado de ruptura iminente; já a Seção T3, por sua vez, é a que apresenta melhor resultado no que se refere a estabilidade, demonstrando a melhor capacidade da sua fundação para receber a estrutura.

Nas etapas de aplicação do PLAXIS, tanto por falta de dados, quanto por pouco domínio e experiência sobre o programa, foram utilizados cálculos e considerações simplificadas, e assim, muitos dados padrões fornecidos pelo programa. O PLAXIS é um software de elevada complexidade, permitindo a representação de diversos modelos e conceitos de estrutura e cálculos. Por tais motivos, os resultados podem ser considerados superficiais no retrato da realidade.

Os fatores de segurança desse programa se revelaram conservadores ao se comparar com os verificados para situações semelhantes pelo SLIDE. Essa diferença pode encontrar justificativa no fato de o PLAXIS possuir mais recursos e reproduzir de maneira mais concisa comportamentos verificados na realidade.

No SLIDE, os fatores de segurança definidos determinaram uma maior estabilidade das seções como um todo, apresentando valores consideravelmente maiores para as Seções T2 e T3, com essas exibindo valores satisfatórios para uma obra de estrutura costeira. Por outro lado, novamente a Seção T1 se comportou como a menos estável, onde, apesar de não configurar a sua ruptura, como ocorreu no PLAXIS, no SLIDE se alarma para uma instabilidade iminente.

Nas análises, chamou atenção a similaridade da superfície potencial de ruptura desenvolvida por ambos os softwares, que podem ser percebidas – mesmo que de maneira menos intensa do que a fragilidade ocasionada superficialmente no manto resistente – inclusive na Seção T3. Por essa proximidade dos resultados, permite-se supor que esse seja o que melhor representa o que se verifica na realidade.

Salienta-se ainda que a tendência das condições verificadas seja de melhora ao longo do tempo, levando a um aumento dos fatores de segurança obtidos, visto que se buscou representar a situação mais crítica, ou seja, imediatamente após a obra.

CAPÍTULO VI – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. **Ações em estruturas portuárias, marítimas ou fluviais**. NBR 9.782, 1987.

ALFREDINI, P; ARASAKI, E. **Obras e gestão de portos e costas**. São Paulo, Editora Edgard Blucher, 2ª Ed. 2009.

ANTAQ – Agência Nacional de Transporte Aquaviário. <<http://www.antaq.gov.br/anuario/>>. Acesso em 13/11/2015.

ARAUJO, Francisco. **SISTEMA PORTUÁRIO BRASILEIRO: EVOLUÇÃO E DESAFIOS**. Monografia (Curso de Especialização em Engenharia e Gestão Portuária). Florianópolis. 2013.

AZEVEDO, A. F. M. **Método dos elementos finitos**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal. 1ª ed. Abril de 2003.

BRINKGREVE, R. B. J. **PLAXIS 2014**, Netherlands. Microsoft Corporation. 2014.

CEM, US Army Corps of Engineers. **Low cost shore protection. A guide for engineers and contractors**, 2010.

CORREIA, N. F. R. **Soluções alternativas para o prolongamento de quebramares de taludes**. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade do Porto. Porto, Portugal. Fevereiro de 2009.

CRISTINO, A. C. C. **Contenção de estruturas portuárias de acostagem com a utilização de cortina de estacas pranchas metálicas**. Trabalho de conclusão de curso, Universidade Anhembi Morumbi. São Paulo. 2008.

CRUZ, D. F. V. **Estruturas Portuárias – Possibilidades e Desafios no Dimensionamento de Quebramares.** Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade de Aveiro. Aveiro, Portugal. 2008.

CUNHA, P. G. D. **Dimensionamento otimizado de quebramares de taludes.** Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade do Porto. Porto, Portugal. Setembro de 2009.

DE OLIVERIA, L. V.; RICÚPERO, R. **A abertura dos portos.** São Paulo: Editora Senac , 2007.

FABRICIO, J. V. F. **Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes e Contencções.** Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - PUC-Rio. Rio de Janeiro. Fevereiro de 2006.

FERREIRA, G. C. M.; TOVAR, A. C. D. A. **A Infra-Estrutura Portuária Brasileira: O Modelo Atual e Perspectivas para seu Desenvolvimento Sustentado.** REVISTA DO BNDES, RIO DE JANEIRO, V. 13, N. 25, P. 209-230, JUN. 2006.

FOLHA DE SAO PAULO, Isabel Fleck. **Brasil cai 20 posições em ranking de logística do Banco Mundial.** <<http://www1.folha.uol.com.br/mercado/2014/03/1428313-brasil-cai-20-posicoes-em-ranking-de-logistica-do-banco-mundial.shtml>>. Acesso em 13/11/2015.

FREITAS, M. A. C. **Análise da estabilidade de taludes pelos métodos de Morgenstern-Price e Correia.** Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade do Porto. Porto, Portugal. Fevereiro de 2011.

GIRELI, T. Z.; **Modelação física em canal da geração de ondas regulares e irregulares para estudo de quebra-mar de enrocamento.** Tese (Doutorado). USP. São Paulo. 2008.

HONORATO, C. **O estado imperial e a modernização portuária**. 2 ed. São Paulo: Hucitec/Associação Brasileira de Pesquisadores em História Econômica/ Editora da Universidade de São Paulo/Imprensa Oficial, 2002.

LOPES, H. G.; **Ensaio em modelo físico do comportamento hidráulico e estrutural do quebra-mar norte do Porto de Leixões**. Dissertação de mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, 2005.

MARCHETTI, D. D. S.; PASTORI, A. **Dimensionamento do Potencial de Investimento Para o Setor Portuário**. BNDES Setorial, Rio de Janeiro, n. 24, p. 3-34, set. 2006.

MINISTERIO DOS TRANSPORTES. **Plano nacional de logística e transportes e a importância das ferrovias para o futuro do país**. Brasília – DF. Novembro de 2010.

OLIVEIRA, G; MATTOS C. **Defesa da concorrência nos portos**. Revista de Administração de Empresas, v. 38, p. 64-76. São Paulo. Jul./Set. 1998.

PEREIRA, G. S. **Projecto de um quebramar destacado de protecção para a frente marítima de Espinho**. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade do Porto. Porto, Portugal. Julho de 2008a.

PEREIRA, P. M. D. S. **Análise dos processos de rotura e de escoamento em quebramares de taludes**. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade do Porto. Porto, Portugal. Julho de 2008b.

RAFAEL, R. B. **Dimensionamento de molhes para retenção de areia e fixação da foz do Rio Araranguá/SC – Estudo de caso**. Trabalho de conclusão de curso. Engenharia Civil. Universidade do Extremo Sul Catarinense, UNESC. Criciúma, Santa Catarina. Dezembro de 2010.

RIBEIRO, P. C. C.; FERREIRA, K. A. **Logística e transporte: uma discussão sobre os modais de transporte e o panorama brasileiro.** XXII Encontro Nacional de Engenharia de Produção, Curitiba – PR, 2002.

SECRETARIA DE PORTOS. **Histórico Sistema Portuário Brasileiro.** <<http://www.portosdobrasil.gov.br/sobre-1/institucional/base-juridica-da-estrutura-organizacional/historico>>. Acessado em 06/10/15.

SILVA, J. P. M. D. **Os métodos de equilíbrio limite e dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes.** Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade do Porto. Porto, Portugal. Julho de 2011.

ZOGAHIB, M. J. E. **Comércio marítimo.** Apostila elaborada para a Fundação de Estudos do Mar – FEMAR, 97 p. Rio de Janeiro, 2008.