



CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

Sumário

1.	Introdução	13	7.	Conclusões	37
2.	Estudo de Transformação de Ondas	13	8.	Referências Bibliográficas	38
2.1.	Configuração do modelo	13	APENDICE A.....	39	
2.2.	Dados na Zona Offshore	14	9.	Projeto de Proteção e Alimentação Artificial da Praia	48
2.3.	Calibração do Modelo de Ondas	15	9.1.	Construindo com a Natureza	48
2.4.	Resultados	16	9.1.1.	Considerações Gerais.....	48
2.5.	Variações Temporais nas Condições de Onda	17	I.	Opções “SEVERAS”	48
2.5.1.	Variações Anuais	17	II.	Opções “SUAVES”	48
2.5.2.	Variações Sazonais	18	10.	Condicionantes ao Projeto	48
2.6.	Ondas Extremas	19	10.1.	Marés e Correntes	48
2.7.	Intensidade e Duração de Ressacas	19	10.2.	Condições Morfológicas	48
3.	Dinâmica do Perfil Transversal da Praia	20	10.2.1.	Granulometria da Areia da Praia	48
3.1.	Condições de Ondas no Local do Projeto	20	10.2.2.	Granulometria do Solo Marinho na Enseada e Localização Das Áreas De Empréstimo	49
3.2.	Níveis de Água no Local do Projeto.....	20	10.3.	Alimentação Artificial com Areia na Praia– “Engordamento”	49
3.2.1.	Maré astronómica.....	21	10.3.1.	Preenchimento Artificial com Areia – “Draga Hopper”	49
3.2.2.	Maré de tempestade (Wind set-up).....	21	11.	Projeto de Alimentação Artifical da Praia	52
3.2.3.	Inclinação pelas Ondas (wave set-up / Runup).....	21	11.1.	Seção Transversal da Praia Recuperada	52
3.2.4.	Maré Meteorológica	21	11.2.	Lay-Out (Geometria e Perfil de Projeto)	53
3.3.	Estatísticas de Níveis de Água.....	23	11.3.	Lay-Out para Resilência (Geometria e Perfil de Projeto)	53
3.4.	Dinâmica do Perfil Transversal da Praia	23	12.	Medidas Adicionais	54
4.	Transporte Litorâneo.....	27	12.1.	Efeitos dos Esquemas de Preenchimento na Vida Marinha.....	54
4.1.	Transporte Anual	27	13.	Análise de Alternativas.....	54
4.2.	Transporte Litorâneo Como Função da Orientação da Linha de Costa.....	27	14.	Prazo de Execução	54
4.3.	Variações Temporais no Transporte Litorâneo	28			
4.4.	Dinâmica da Linha de Costa.....	28			
5.	Importância da Vazão Fluvial na Morfodinâmica Costeira	29			
6.	Projeto de Engordamento da Praia.....	31			
6.1.	Objetivos do Projeto de Engordamento.....	31			
6.2.	Características Geométricas do Engordamento	31			
6.3.	Perfis Transversais de Praia	32			
6.4.	Material de Engordamento	35			

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS

ESTUDIOS DE MODELAGEM MATEMÁTICA



The expert in WATER ENVIRONMENTS

BATIMETRIA



COORDENAÇÃO GERAL

PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL



alleanza

PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL

COLETA DE SEDIMENTOS PRAIA



INOVA

Laboratório e Engenharia

RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen

Berry Elfrink

Rodrigo Campos de Andrade

Felipe Bier

Daysi Nass dos Santos

Sérgio Guilherme Gollnick

João Luiz Figueiredo Jr.

Marcos Kramer

Rovane Marcos de França

Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano

Engenharia Costeira

Engenharia Civil

Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente

Engenharia Civil

Arquitetura e Urbanismo

Arquitetura e Modelagem 3D

Engenheiro Civil

Engenheiro Civil

Engenheiro Químico

DHIGROUP

DHIGROUP

DHIGROUP

DHIGROUP

ALLEANZA

ALLEANZA

LEPADRON

VECTOR GEO

VECTOR GEO

INOVA

DATA

DEZEMBRO 2017

COORDENAÇÃO GERAL

SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA

DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.

J.H.J.

B.E.

D.N.S.

J.L.F.J.

REALIZAÇÃO

INSTITUTO





REV02

1

PÁGINA

TÍTULO I

PROJETO DE PROTEÇÃO E ALIMENTAÇÃO DA PRAIA CENTRAL DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ

APRESENTAÇÃO

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS
ESTÚDIOS DE MODELAGEM MATEMÁTICA
DHI
The expert in WATER ENVIRONMENTS
BATIMETRIA
vector

COORDENAÇÃO GERAL
PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL
alleanza
PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL
COLETA DE SEDIMENTOS PRAIA
INOVA
Laboratório e Engenharia

RESPONSÁVEIS TÉCNICOS
Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daisy Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA
DEZEMBRO 2017
COORDENAÇÃO GERAL
SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA
GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA
GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA
DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.
J.H.J.
B.E.
D.N.S.
J.L.F.J.

REALIZAÇÃO
INSTITUTO



REV02

2

PÁGINA

1. Localização

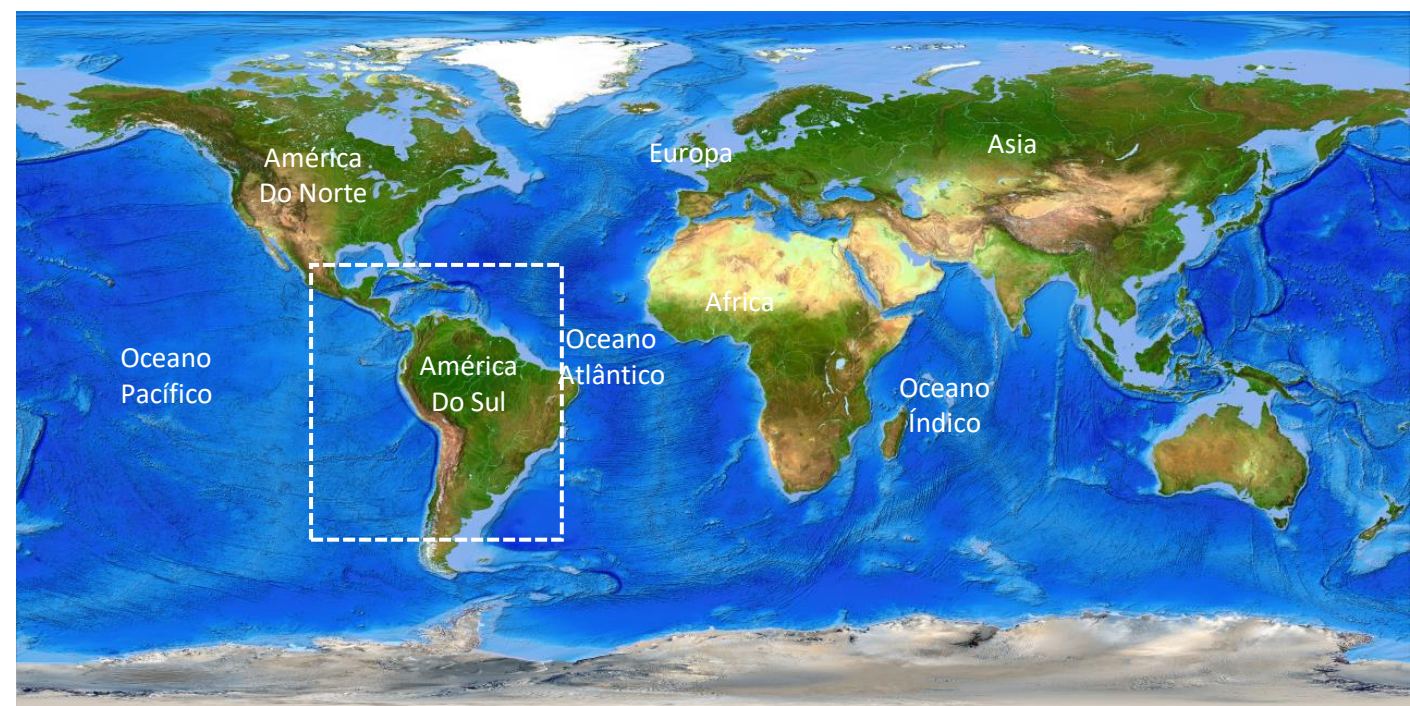


Fig.01 - Mapa Global

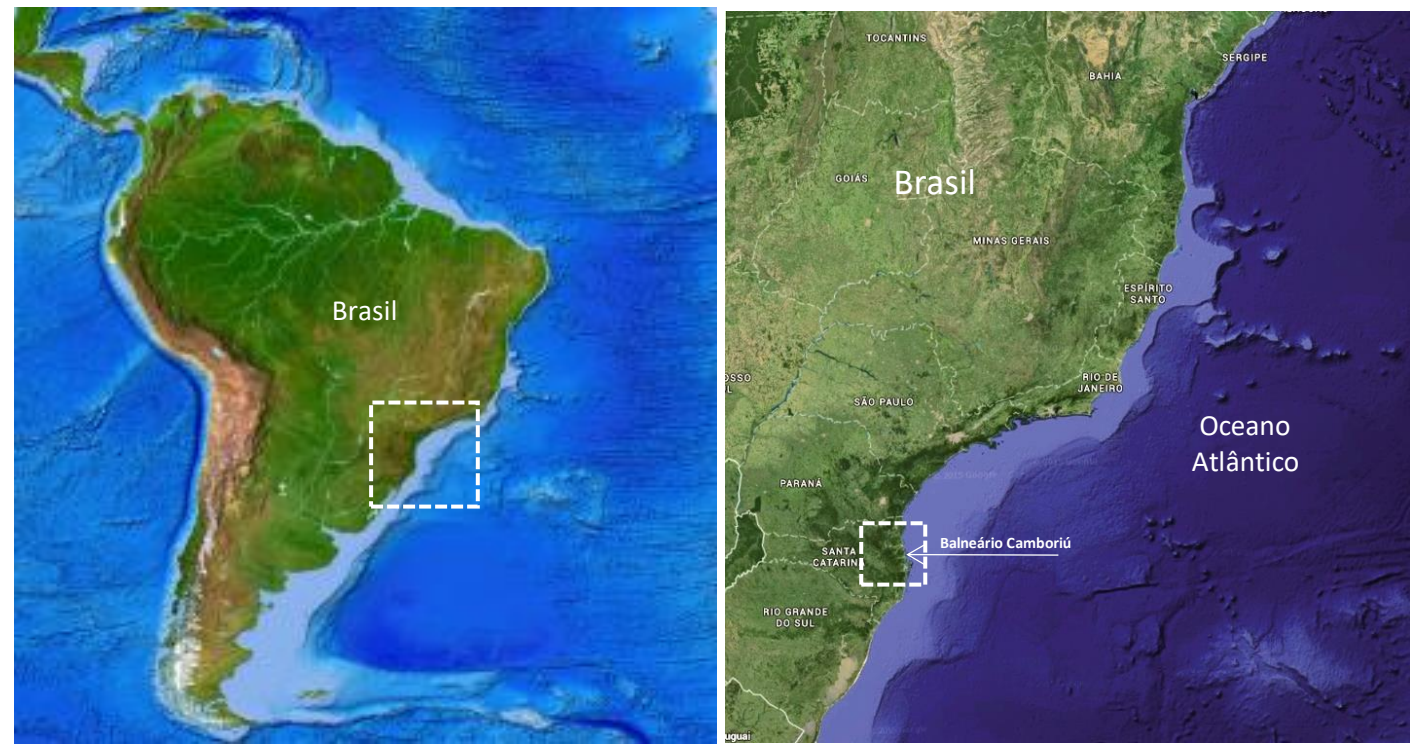


Fig. 02 - América do Sul

Fig. 03 - Costa Sul do Brasil



Fig. 04 - Litoral de Santa Catarina

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS
ESTÚDIOS DE MODELAGEM MATEMÁTICA



COORDENAÇÃO GERAL
PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL



RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daysi Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA

DEZEMBRO 2017
COORDENAÇÃO GERAL
SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA
GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA
GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA
DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.
J.H.J.
B.E.
D.N.S.
J.L.F.J.

REALIZAÇÃO

INSTITUTO



REV02

3

PÁGINA



Fig. 05 - Enseada e Praia Central de Balneário Camboriú

2. Dados da Cidade

MUNICÍPIO: BALNEÁRIO CAMBORIÚ	ESTADO: SANTA CATARINA
LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA: 26° 59' 27" S 48° 38' 06" O	ÁREA: 46,244 km²
POPULAÇÃO RESIDENTE: 135.268 hab. IBGE/2014	POPULAÇÃO RESIDENTE TEMPORADA: 350.000 hab. (ALLEANZA)
DENSIDADE POPULACIONAL RESIDENTE: 2.337,67 hab./km²	DENSIDADE POPULACIONAL TEMPORADA: 10.496,54 hab./km²
ALTITUDE: 2 metros	CLIMA: Mesotérmico úmido com verões quentes Cfa
FUSO HORÁRIO: UTC-3	LOCAL DO PROJETO: PRAIA CENTRAL – ENSEADA DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ

3. Balneário Camboriú

Balneário Camboriú é um município da Região Metropolitana da Foz do Rio Itajaí, no litoral norte do estado de Santa Catarina, no Brasil. Possui, segundo o censo do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, no ano de 2017, uma população estimada de 135.268 habitantes, sendo o 11º município mais populoso do estado e o 2º menor em área total.

A Localização geográfica de Balneário Camboriú é extremamente privilegiada complementada pela sua exuberante paisagem natural representada pelas praias e pela geografia de costões, morrarias enseada de mar calmo e praias agrestes de águas limpas, faz deste território um destino de turismo, ócio, lazer e negócios desejado por centenas de milhares de pessoas.

Cortada pela BR 101, o principal eixo rodoviário que liga o Sul do Brasil ao restante do país, é também parte integrante da região que possui o maior nível de desenvolvimento econômico e social de Santa Catarina e, um dos mais expressivos do Sul do Brasil.

Distante 80 km da capital Florianópolis e 180 km de Curitiba, dispendo de uma infraestrutura de acesso relativamente moderna, passou a ser o maior centro do turismo balneário do Sul do país caracterizando-se por agregar um alto padrão de qualidade de vida.



Destaca-se como o município com maior densidade demográfica de Santa Catarina, com mais de 2 350 habitantes por quilômetro quadrado. Balneário Camboriú possui uma das maiores densidades de prédios do Brasil. Apesar de possuir pouco mais de 130 000 habitantes, sua estrutura de casas, edifícios e hotéis comporta aproximadamente 500 000 pessoas, marca ultrapassada nos eventos de picos de verão.

Balneário Camboriú é o segundo município em qualidade de vida de Santa Catarina cujo IDH é de 0,845 (elevado) e o quarto no Brasil.

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS

ESTUDIOS DE MODELAGEM MATEMATICA

The expert in WATER ENVIRONMENTS

BATIMETRIA

COORDENAÇÃO GERAL

PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL

COLETA DE SEDIMENTOS PRAIA

RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen

Berry Elfrink

Rodrigo Campos de Andrade

Felipe Bier

Daysi Nass dos Santos

Sérgio Guilherme Gollnick

João Luiz Figueiredo Jr.

Marcos Kramer

Rovane Marcos de França

Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano

Engenharia Costeira

Engenharia Civil

Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente

Engenharia Civil

Arquitetura e Urbanismo

Arquitetura e Modelagem 3D

Engenheiro Civil

Engenheiro Civil

Engenheiro Químico

DHIGROUP

DHIGROUP

DHIGROUP

DHIGROUP

ALLEANZA

ALLEANZA

LEPADRON

VECTOR GEO

VECTOR GEO

INOVA

DATA

DEZEMBRO 2017

COORDENAÇÃO GERAL

SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA

DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.

J.H.J.

B.E.

D.N.S.

J.L.F.J.

REALIZAÇÃO

INSTITUTO

REV02

4

PÁGINA

3.1 Breve História do Lugar

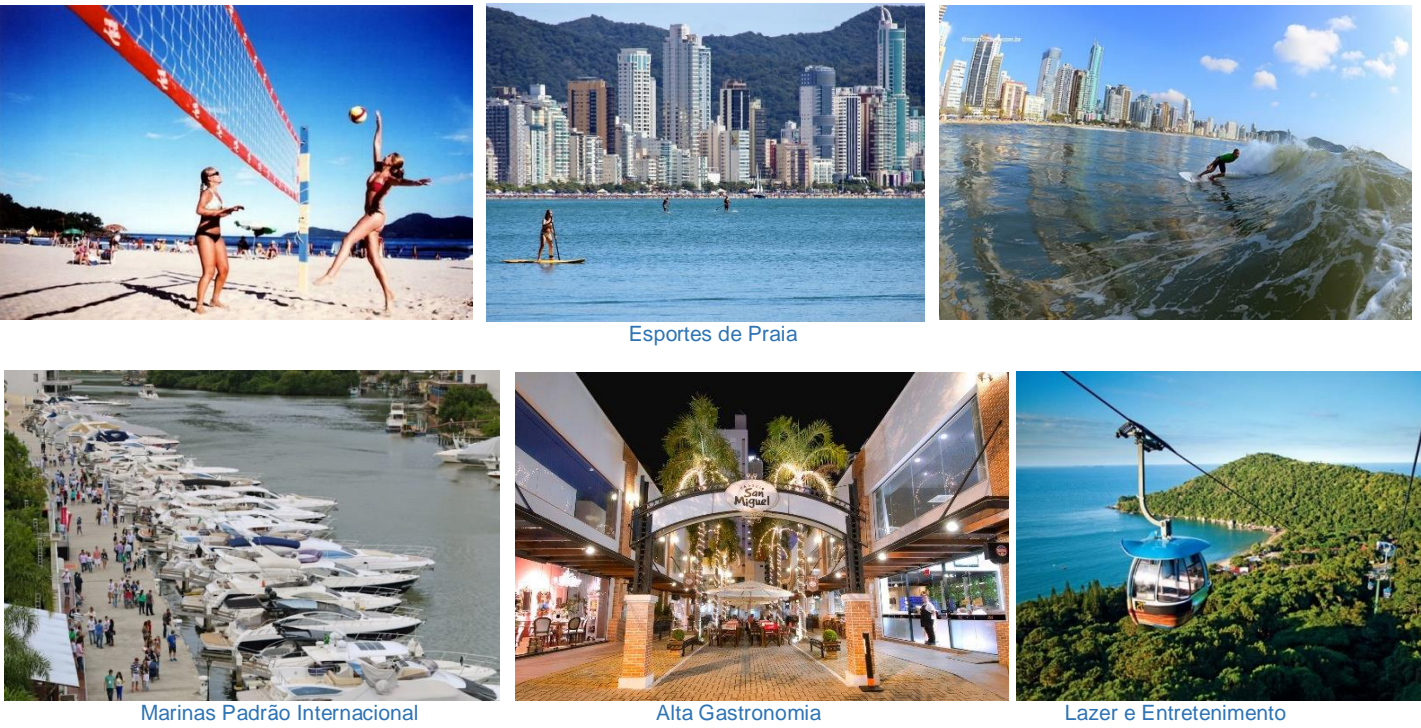
Os primeiros habitantes da região foram povos coletores, os quais foram derrotados, por volta do ano 1000, pelos índios carijós. Estes, por sua vez, foram escravizados a partir do século XVI pelos colonos vindos de São Vicente. A ocupação definitiva da região começou com a chegada do açoriano Baltasar Pinto Corrêa e o povoamento de origem europeia da região teve início em 1758, quando luso-açorianos e algumas famílias procedentes de Porto Belo se estabeleceram no local denominado Nossa Senhora do Bonsucesso, mais tarde chamado de Barra.

Em 1836, chegou ao local Thomaz Francisco Garcia, com sua família e alguns escravos. Vem daí a antiga denominação de Garcia, pela qual o lugarejo ficou conhecido. Em 1848 passou a ser distrito da cidade de Itajaí, chamado de Bairro da Barra, com a construção da Igreja de Nossa Senhora do Bom Sucesso. Em 1884 foi desmembrado de Itajaí, originando a cidade de Camboriú. Atraídas pela fertilidade do solo e pelo clima, vieram famílias de origem alemã, procedentes do vale do Itajaí.

Em 1930, pela situação geográfica privilegiada, iniciou-se a fase de ocupação da área preferida pelos banhistas e, dois anos depois, foi construído o primeiro hotel, na confluência das atuais avenidas Central e Atlântica.

A criação do município de Balneário Camboriú ocorreu apenas em 1964, quando o distrito de Praia de Camboriú se emancipou de Camboriú, mas manteve o mesmo nome antecedido pelo adjetivo "Balneário". O topônimo inicial do município, "Balneário de Camboriú", foi alterado em 1979 para "Balneário Camboriú".

A população atual é uma mistura de descendentes de várias etnias vindas de diversas partes do país, notadamente representada por portugueses, alemães, poloneses e italianos.



Esportes de Praia

Marinas Padrão Internacional

Alta Gastronomia

Lazer e Entretenimento



Praia Central



Skyline Praia Central

3.2 Economia

As principais atividades econômicas do município são a construção civil e o turismo.

Entre os atrativos turísticos o ponto principal é a praia central de Balneário Camboriú, com aproximadamente 6 km de extensão, cuja faixa de areia é disputada a cada metro quadrado e faixa de influência da orla é densamente ocupada e verticalizada, tendo alguns dos mais altos edifícios existentes no Brasil cujos valores imobiliários são apenas equiparados as regiões mais valorizadas do Rio de Janeiro e de São Paulo. Existem ainda, ao Sul do Município, as praias agrestes (Laranjeiras, Taquarinhas, Taquaras, Pinho, Estaleiro e Estaleirinho) e ao Norte a praia do Buraco e dos Amores. Dentre os equipamentos turísticos os destaques são o teleférico do Complexo Turístico UNIPRAIAS, a marina TEDESCO, as estradas de acesso as praias do Norte e Sul.

Balneário Camboriú oferece ampla estrutura de apoio ao turismo. Sua rede hoteleira oferece mais de 20.000 leitos. Além disto, a cidade dispõe de uma ampla gama de serviços de alimentação e gastronomia, um dos comércios de varejo voltados ao vestuário mais qualificados e ativos de Santa Catarina e ainda oferece uma gama de especialidades ligadas a prestação de serviços onde se destaca a área de construção civil e imobiliárias.

A atividade da construção civil é supervalorizada e responde pelo maior valor de negócios que forma o PIB local. A atividade empreende diversos tipos e de edificações comerciais e residenciais, especialmente as de alto padrão, estando entre os mais valorizados espaços urbanos construídos do Brasil.

O município atrai não apenas visitantes e turistas do Brasil, mas tem sua amplitude para além das fronteiras do país, recebendo turistas da América Latina, América do Norte e alguns países da Europa.

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS
ESTÚDIOS DE MODELAGEM MATEMÁTICA



COORDENAÇÃO GERAL
PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL



RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daysi Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA

DEZEMBRO 2017

COORDENAÇÃO GERAL

SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA

DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.

J.H.J.

B.E.

D.N.S.

J.L.F.J.

REALIZAÇÃO

INSTITUTO



REV02

5

PÁGINA

A cidade dispõe ainda de uma excelente estrutura de ensino fundamental, técnico e superior. Encontram-se instaladas no Município 17 instituições de ensino que oferecem cursos técnicos e de nível superior dentre os quais 5 campi universitários que recebem milhares de jovens de todos os estados do país.

Balneário Camboriú é uma das cidades que mais cresce no país e com uma das melhores médias em renda familiar nos últimos anos. O município está entre as dez mais bem colocadas, sendo a quinta no ranking que considerou zonas urbanas com mais de 100 mil habitantes, sem levar em conta as capitais e regiões metropolitanas tendo por referência o Pnad – Pesquisa Nacional por Amostras de Domicílio, Censo, estimativas da população e potencial de consumo, em fontes como o IPC Marketing.

Enquanto que a média nacional em renda familiar é de R\$ 3.900, Balneário Camboriú apresenta sua uma renda média em R\$ 6.184 – 58,5% maior, atrás apenas de cidades paulistas com grande desenvolvimento como Valinhos, Santos, Jundiaí e Campinas.

4. Praia Central



Praia Central Balneário Camboriú – 1928



Praia Central Anos 40



Praia Central Anos 40



Praia Central Anos 40



Praia Central Anos 50



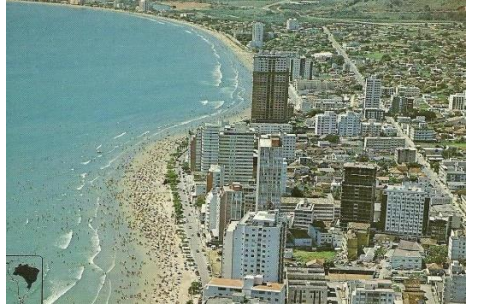
Praia Central Anos 40



Praia Central Anos 50



Praia Central Anos 70



Praia Central Anos 90



Praia Central 2015



Praia Central 2015

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS
ESTÚDIOS DE MODELAGEM MATEMÁTICA



COORDENAÇÃO GERAL
PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL



RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daisy Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA

DEZEMBRO 2017

COORDENAÇÃO GERAL

SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA

DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.

J.H.J.

B.E.

D.N.S.

J.L.F.J.

REALIZAÇÃO

INSTITUTO



REV02

6

PÁGINA

4.1 A Ocupação da Praia Central

O processo de ocupação da orla de Balneário Camboriú iniciou, de forma muito lenta, na década de 20 no século passado. O primeiro hotel surgiu em 1928, mas a urbanização foi muito lenta até a década de 50 quando ainda se observavam a instalação de uma fileira de casas de madeira destinadas unicamente a veraneio alinhadas próximas a praia. Naquele período o acesso ao local era restrito, pois a sede do município era a atual vizinha cidade de Camboriú (que deu origem ao nome de Balneário Camboriú quando da sua emancipação), localizada cerca de 6 km para o interior.

A construção a BR 101, inaugurada no final da década de sessenta, deu início ao processo mais intenso de ocupação e urbanização da orla. Desde os anos sessenta até oitenta, a proliferação de loteamentos, progressivamente aumentaram a pressão sobre a orla de Balneário Camboriú recebendo as novas vias dos loteamentos implantados, novas casas de veraneio e, junto com elas, a construção de hotéis e outras instalações dedicadas ao turismo e o comércio voltados ao apoio da atividade de veraneio.

A ocupação do espaço foi sendo intensificada com a nova estrada (BR 101) e gerou a oportunidade para a indústria da construção civil edificar nesta nova fronteira. A partir da década de 70 começaram a surgir os edifícios multifamiliares, dando um novo contorno ao espaço próximo a linha da orla.

Durante as últimas três décadas, a faixa da orla foi sendo densamente ocupada e os recursos naturais que conferiam a estabilidade na faixa da praia foram sendo trocados por elementos artificiais que compõe a infraestrutura urbana (arruamento, calçadas, edificações, quiosques e equipamentos urbanos). Com isto, a estabilidade do conjunto que formava a praia originalmente passou ser reduzida tornando este ambiente disputado e mais vulnerável a aos eventos de marés astronômicas (sizígia) e as marés de tempestades (ressacas).

A característica da enseada, que forma uma “meia ferradura”, da praia central de Balneário Camboriú confere ao ambiente uma significativa proteção e reduz a propagação de ondas. A face da enseada está voltada para NE protegida, nas suas extremidades, por costões rochosos que abrigam a praia dos eventos mais críticos com é o caso dos ventos E, SE e S. Mesmo assim, em alguns momentos a faixa da praia é atingida por ondulações maiores vindas nas marés de tempestade de NE que atingem a praia frontalmente. Ainda assim, a leve declividade do fundo exerce uma dispersão das ondas que entram na enseada.



Enseada de Balneário Camboriú

Se comparado aos eventos que ocorrem em praias expostas bem próximos de Balneário Camboriú, é possível afirmar que o ambiente tem uma soma de fatores naturais que exercem uma proteção significativa ao ambiente interno da enseada. Isto faz com que a praia seja normalmente de águas tranquilas que a tornam equilibrada e estável quanto aos transporte lateral de sedimentos e à dispersão da força das ondas que chegam de offshore.

Na ocupação da orla de Balneário Camboriú o elemento mais notável no processo de antropização do ambiente natural foi a intensidade da urbanização na faixa da praia por sobre a berma (duna embrionária de areia posterior à face da praia) e sobre as restingas apoiadas sobre ela. Ao longo deste período de antropização da orla, a faixa da praia veio experimentando um lento mas contínuo e progressivo processo de erosão e abatimento vertical da areia que conformava a face da praia e a berma. Alguns eventos mais críticos determinaram prejuízos de ordem natural e das infraestruturas (comprometimento dos

5. A Dinâmica Costeira da Praia Central

Desde os anos cinquenta, a criação de hotéis e outras instalações dedicadas ao turismo ou voltadas ao apoio da atividade de veraneio, progressivamente aumentaram a pressão sobre a orla de Balneário Camboriú.

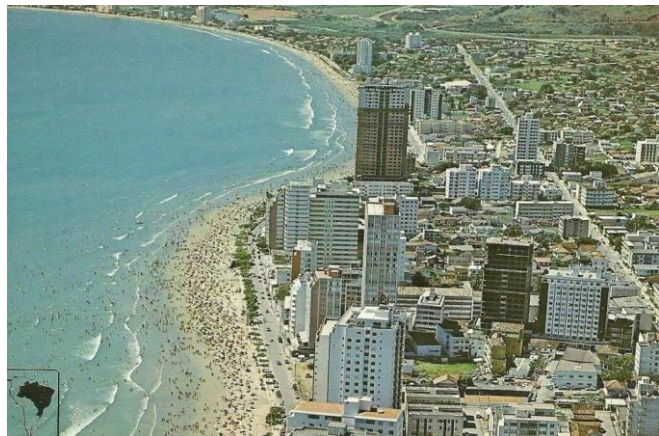
Durante as últimas três décadas, a faixa da orla foi sendo densamente ocupada e na medida que os recursos naturais, que conferiam a estabilidade na faixa da praia, foram sendo trocados por infraestrutura urbana (arruamento, calçadas, edificações, quiosques e equipamentos urbanos), esta estabilidade passou ser comprometida ou reduzida tornando a praia mais vulnerável.



Praia Central – Década de 50



Praia Central Década de 80



Praia Central – Década de 90



Praia Central Década de 2017

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS
ESTÚDIOS DE MODELAGEM MATEMÁTICA



RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daysi Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA

DEZEMBRO 2017

COORDENAÇÃO GERAL

SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA

DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.

J.H.J.

B.E.

D.N.S.

J.L.F.J.

REALIZAÇÃO

INSTITUTO

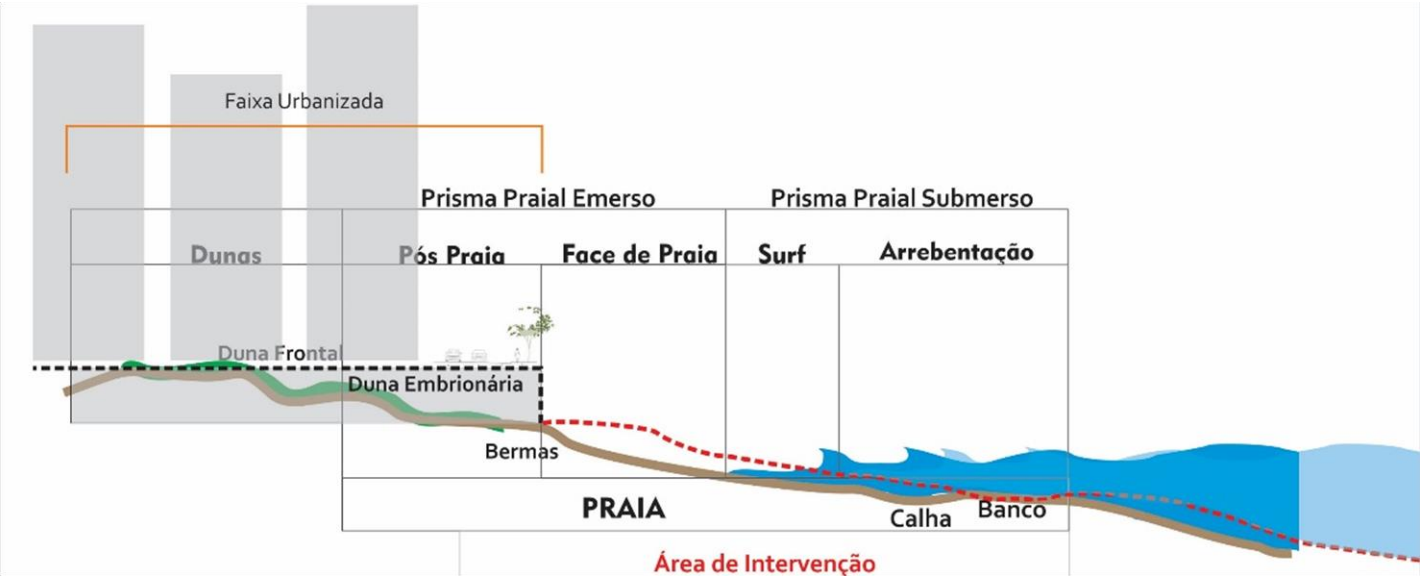


REV02

7

PÁGINA

O elemento mais notável deste processo de antropização foi a ocupação da faixa da praia por sobre a berma (duna embrionária de areia posterior à face da praia) e das restingas apoiadas sobre ela. Ao longo deste período de antropização da orla, a faixa da praia experimentou problemas de erosão leve, mas contínua e, alguns eventos mais críticos determinaram prejuízos de ordem natural (diminuição da reserva de areia e abatimento vertical da face da praia.) além de prejuízos à infraestruturas (comprometimento dos muros de contenção, edificações atingidas levemente por ondas, pavimentação danificada, sistema de drenagem comprometidos, equipamentos públicos destruídos, posteamentos danificados, arborização comprometida, etc.).



Perfil do Avanço do Processo de Ocupação da Faixa da Orla



Praia Central – Ressacas atingido as estruturas de contenção



Destruição das estruturas de contenção e da infraestrutura

Os eventos como as marés astronômicas de sizígia, marés meteorológicas ou marés de tempestade e os efeitos combinados com os ventos e ciclones extra-tropicais, geram as conhecidas ressacas e elas tem influência sobre o litoral gerando impactos expressivos no litoral causando forte erosão costeira na face continental no Brasil. No litoral de Santa Catarina estes eventos tem surgido com maior frequência ou recorrência nos últimos 14 anos causando, em muitas praias, forte retração da linha da costa com prejuízos ambientais, econômicos e sociais.

Em Balneário Camboriú, a condição de proteção que a enseada oferece em relação aos ventos de SE e S, tem reduzido o impacto sobre a linha da costa, mas quando os ventos sopram de NE, esta condição deixa a praia mais vulnerável.

Assim, os eventos recentes não tem sido na mesma proporção que nas praias vizinhas que são mais expostas às marés e ventos porém, ao longo dos últimos anos as marés astronômicas tem ultrapassado a linha da faixa de areia, fazendo com que o mar invada as vias públicas e edificações.

Mesmo que os eventos tenham sido sem uma combinação com ventos fortes vindos de NE, esta possibilidade faz com que a faixa do litoral esteja cada vez mais vulnerável visto que houve uma redução significativa do estoque de areia na faixa exposta da praia.

Uma avaliação das campanhas batimétricas realizadas entre 1999 (INPH) e 2017 (VECTORGEO) demonstram que ao longo de toda a faixa da orla entre as isóbatas O (zero) DHN e – 4,5 DHN, houve recuo em direção a costa e um abatimento de fundo cujo resultado foi a redução de aproximadamente 700.500 m³ de areia.

Na face da praia, a redução, para este mesmo período foi calculada uma redução do estoque em 70.000 m³. Na faixa que compreende aproximadamente 500 metros de extensão na Barra Sul onde foi realizado um aterro com aproximadamente 400.00 m³ de areia vindo da dragagem do Rio Camboriú, praticamente todo o volume disponível na praia emersa sofreu um processo de erosão.

De forma geral, a redução do estoque de areia na parte mais próxima a praia representou neste período de 18 anos uma redução de aproximadamente 800.000 m³ de areia, descontado a parte que foi aterrada na Barra Sul.

Embora a praia mantenha uma faixa de areia, em 18 anos a largura média desta faixa (considerando a cota da maré média) reduziu de 35 metros para 25 metros, sendo que em várias partes da faixa da praia, praticamente não há mais faixa de areia emersa disponível.

A baixa declividade que a enseada apresenta e sua condição de equilíbrio quanto ao transporte lateral, mantém ainda boa parte da areia, mas o processo de abatimento lentamente está transformando a praia numa pequena faixa de uso disponível.



Praia Central – Ressacas atingido a parte Norte da praia- 2009



Maré meteorológica atingindo a Praia Central- 2010

Assim, mesmo que a praia central de Balneário Camboriú esteja protegida pelos componentes naturais da geomorfologia costeira, formada por costões e pela enseada, a praia é também surpreendida por eventos que pressionam a estabilidade deste sistema e demonstram que a falta de sua estrutura completa da praia (bermas, dunas e restingas) reduz a capacidade de proteção e recuperação frente a estes eventos.

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS



COORDENAÇÃO GERAL



RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daysi Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA

DEZEMBRO 2017
COORDENAÇÃO GERAL
SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA
GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA
GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA
DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.
J.H.J.
B.E.
D.N.S.
J.L.F.J.

REALIZAÇÃO

INSTITUTO



REV02

8

PÁGINA



Enseada da Praia Central – Balneário Camboriú

Medidas tomadas para “resolver” o problema, individualmente, foram a construção de barragens ou muros de contenção na faixa da orla, meramente para proteger a infraestrutura. Estes muros de contenção, em sua maioria, não são corretamente construídos e não foram dimensionados ou preparados para contribuir com a redução da taxa de erosão ou ainda para servirem de elementos que melhorem a capacidade de resiliência da cidade na sua orla.



Maré Astronômica – 2016 - Praia Central – Balneário Camboriú

Assim, embora a enseada que abriga a praia central de Balneário Camboriú tenha uma proteção natural para eventos marítimos por sua dinâmica costeira encontrar-se em relativo equilíbrio, verifica-se que no período compreendido entre 1999 (levantamento realizado pelo INPH) e 2017 (campanha batimétrica realizada para este estudo) houve um processo de erosão contínua. A face da praia emersa e imersa vem sendo progressivamente abatida verticalmente deixando-a mais vulnerável aos eventos de marés e ressacas.

Existem ainda os eventos resultantes das enchentes e alagamentos que ocorrem na cidade, por conta de chuvas, cujas águas transbordam para a faixa de areia resultando num processo erosivo inverso, contribuindo para uma lixiviação da areia na praia em direção ao mar.



Enchente – 2008 - Praia Central – Balneário Camboriú



Em alguns pontos da praia emersa percebe-se que este recuo na cota de fundo, na maré média, deixa uma pequena faixa útil de areia (menos de 5 metros de largura) muito próxima aos muros de contenção. A largura média útil nos 5,7 km da praia, entre 1999 e 2017, alterou de 35 metros para 25 metros.

Na parte sul da praia (Barra Sul) este processo erosivo se acentuou nos últimos 6 anos assim como na parte central da praia (entre a Rua Alvin Bauer e a rua 2800) há uma redução significativa da largura útil da praia emersa. Apenas no pontal Norte houve um pequeno acréscimo neste mesmo período.



Redução da linha da praia de 2009 a 2016 – Barra Sul – Balneário Camboriú



Os estudos e modelagens realizados para este projeto também demonstram que na parte da praia imersa (entre a cota 0 e -4,0 m DHN), que compreende a faixa onde ocorre o movimento de estabilidade, ou seja onde se dá a dinâmica do transporte lateral de sedimentos que alimentam os 5,7 km da praia, houve uma redução do estoque de areia, de forma quase uniforme ao longo de todo este litoral, somando um volume de aproximadamente 2 milhões de metros cúbicos.

Se a situação atual ainda não configura um risco iminente para algum colapso nas infraestruturas e edificações construídas na linha da orla (como tem ocorrido em muitas das praias do litoral catarinense), os eventos que ocorreram entre 2009 e 2016 alertam que é necessário tomar uma ação efetiva e rápida de proteção da infraestrutura e do patrimônio público e privado, bem como oferecer um ambiente renovado na faixa da praia que é um elemento estratégico para o lazer, o turismo e, em especial para proteção costeira.

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS
ESTUDIOS DE MODELAGEM MATEMÁTICA



RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daysi Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA

DEZEMBRO 2017
COORDENAÇÃO GERAL
SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA
GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA
GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA
DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.
J.H.J.
B.E.
D.N.S.
J.L.F.J.

REALIZAÇÃO

INSTITUTO



REV02

9

PÁGINA



Ressaca – Novembro 2016



Eventos que atingiram a infraestrutura e as edificações – Praia Central – Balneário Camboriú

A existência e a economia de Balneário Camboriú dependem da praia. Este atributo natural lastreia fortemente a atividade dos serviços de turismo, do comércio de varejo, da construção civil. A condição de balneabilidade oferece oportunidade para todas as idades e gostos por conta da existência de areia na praia e da sua característica praticamente plana, com uma declividade muito suave.

Uma praia com areias brancas ou limpas, com um declive suave e um ecossistema florescente na enseada, na ilha e nos parcs de pedras que a conformam, é desejável para manter e atrair turistas.

A outra face deste projeto é a criação de um processo de resiliência inspirado no “Marco de Sendai para a Redução do Risco de Desastres 2015-2030”.

A construção de cidades resilientes foi adotada pelo Brasil como meta a ser propagada e atingida configurando-se na adoção de estratégias que ofereçam capacidade para que a cidade possa resistir, absorver, adaptar-se e recuperar-se da exposição às ameaças de riscos e desastres, produzindo efeitos de maneira oportuna e eficiente, o que inclui a preservação e restauração de suas estruturas e funções básicas em tempo hábil, dentre elas a proteção e prevenção na linha costeira.

A resiliência urbana é um termo que está vinculado a conceitos dinâmicos de desenvolvimento e crescimento urbano sustentado, sendo um processo e não uma técnica de gestão de emergências ou resposta imediata a adversidade. Isto nos impõe a construção de um projeto que preveja todas as possibilidades e tenha um envolvimento social, desde a concepção até a sua manutenção.

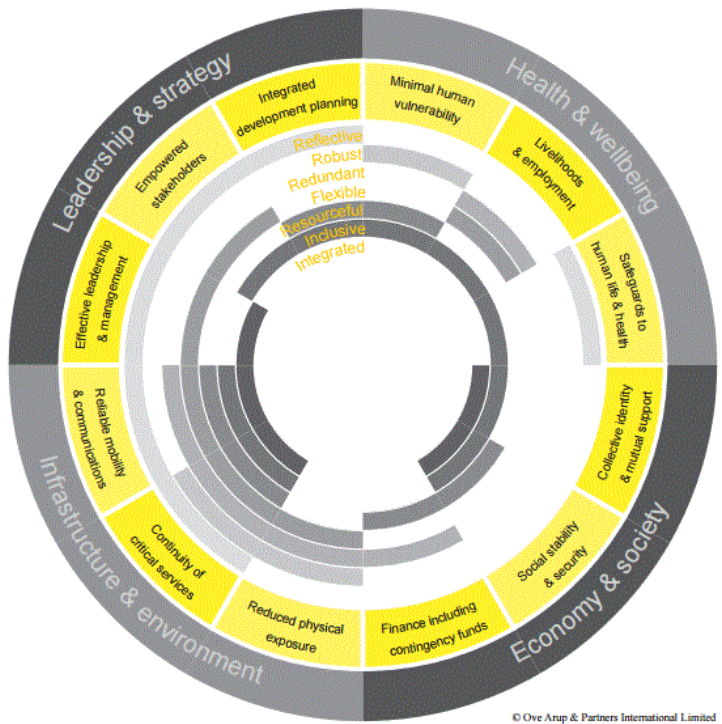


Gráfico que permite avaliar as medidas para ampliar a capacidade de resiliência de uma cidade

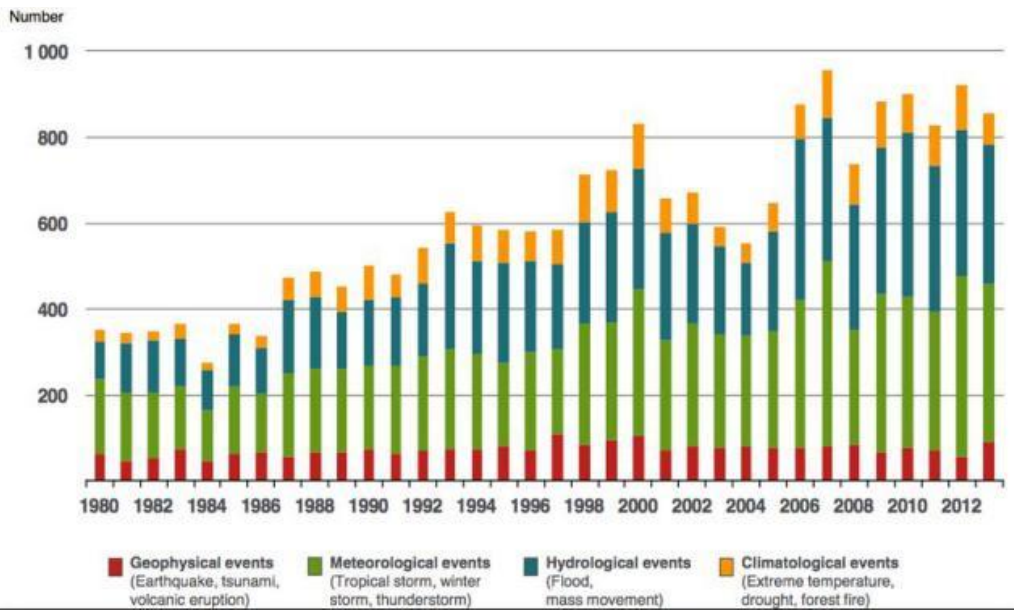


Gráfico demonstra a evolução e recorrência de eventos naturais sobre área urbanas no mundo

Por fim, a situação atual, na maior parte da praia central de Balneário Camboriú, está longe do desejado para os padrões de uma cidade que se torna cosmopolita e vem se associando a conceitos modernos de desenvolvimento.

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS
ESTÚDIOS DE MODELAGEM MATEMÁTICA



COORDENAÇÃO GERAL
PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL



RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daisy Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA

DEZEMBRO 2017

COORDENAÇÃO GERAL

SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA

DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.

J.H.J.

B.E.

D.N.S.

J.L.F.J.

REALIZAÇÃO

INSTITUTO



REV02

10

PÁGINA

A cidade passou de 21.000 habitantes em 1980 para 250.000 habitantes em 2017. Na temporada de verão (dez. a fev.), a cidade recebe cerca de 1,2 milhões de turistas e veranistas.

A densidade construtiva e populacional na faixa da orla é uma das mais elevadas do país e, ali se encontram grande parte dos serviços de apoio ao turismo. Ao longo dos últimos 37 anos os investimentos na infraestrutura urbana na faixa da orla foram mais decorativos do que estruturais e, como relatado, a faixa de praia tem sofrido um processo erosivo que reduz sua efetiva disponibilidade de areia e de proteção.

No pico da temporada, há 37 anos atrás, calcula-se que 40 mil pessoas disputavam as areias da praia central de Balneário Camboriú num único dia. Hoje, num domingo ensolarado de janeiro, mais de 200 mil pessoas disputam a mesma praia porém, esta praia ao longo de três décadas reduziu cerca de 30% seu espaço disponível.



Praia Central – Barra Sul – Década de 50



Praia Central – Década de 70



Praia Central Verão 2015-2016



Seguindo a mesma linha de raciocínio, a infraestrutura compreendida por vias carroçáveis, vias para pedestres e ciclistas e, equipamentos públicos é praticamente a mesma nestas três décadas, gerando uma disputa intensa por espaço na faixa urbanizada da orla.

Portanto, após a execução do projeto de preenchimento artificial previsto, deverão ser executadas obras de ampliação da área disponível para infraestrutura de uso público, compreendido especialmente por calçadões e áreas de recreação e, adotando conceito contemporâneos de mobilidade sustentável, a intenção é disponibilizar um sistema de transporte eficiente sem ampliar o espaço para os automóveis, mantendo assim a praia dentro de uma escala humana, familiar e agradável.

Esta parte do projeto virá para consolidar a política que visa criar uma cidade resiliente, pois muitos dos dispositivos de proteção e redução de impactos para a infraestrutura e o patrimônio público e privado na orla terão funções, no cotidiano para apoio aos usuários como no caso de aproveitar as estruturas de contenção tipo “muro de retorno de onda” para finalidade como bancos ou equipamentos de uso cotidiano.



Praia Central de Balneário Camboriú

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS
ESTUDIOS DE MODELAGEM MATEMÁTICA

DHI
The expert in WATER ENVIRONMENTS

BATIMETRIA
vector

COORDENAÇÃO GERAL
PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL

alleanza
PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL

COLETA DE SEDIMENTOS PRAIA
INOVA
Laboratório e Engenharia

RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daysi Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA
DEZEMBRO 2017

COORDENAÇÃO GERAL
SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA
GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA
DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.
J.H.J.
B.E.
D.N.S.
J.L.F.J.

REALIZAÇÃO
INSTITUTO

+BC

REV02

11

PÁGINA

TÍTULO II

PROJETO DE PROTEÇÃO E ALIMENTAÇÃO DA PRAIA
CENTRAL DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ

ESTABILIDADE DA PRAIA

Estudo de Modelagem Matemática

DHI

1. Introdução

Neste relatório é apresentado um estudo de modelagem matemática com objetivo de analisar a dinâmica da linha de costa de Balneário de Camboriú com relação a um novo projeto de engordamento da Praia Central. A área do projeto é apresentada na Figura 1.



Figura 1 Localização da área do projeto.

O objetivo principal do estudo é definir as características geométricas de tal engordamento a fim de obter:

- 1) Uma defesa natural da costa contra as ações erosivas das ondas e assim melhorar a proteção da infraestrutura costeira; e
- 2) Providenciar uma praia de boa qualidade com largura adequada para fins recreativos.

O estudo será baseado em análises dos processos de ondas, correntes e transporte de sedimento através de modelagem matemática usando modelos avançados. Estes modelos já foram aplicados em muitos outros projetos similares ao atual estudo em outros lugares no Brasil e outras localizações no mundo.

2. Estudo de Transformação de Ondas

2.1. Configuração do modelo

A propagação das ondas de águas profundas para a zona costeira foi simulada utilizando-se o modelo do DHI de ondas espectrais MIKE 21 SW, o qual representa o estado-da-arte na modelagem de ondas oceânicas e em áreas costeiras. O modelo inclui todos os mecanismos físicos que são relevantes para a presente aplicação, tais como refração, empinamento, dissipação de energia devido ao atrito com o fundo e à arrebenção, e o crescimento devido ao vento. A Figura 2 apresenta a batimetria do modelo utilizada no estudo de transformação de ondas. O modelo cobre uma área de mais ou menos 100 km por 200 km. Foi utilizado um total de aproximadamente 38.000 células computacionais. Os dados batimétricos foram

extraídos das cartas náuticas disponíveis e dos levantamentos batimétricos disponibilizados pelo cliente. Um detalhe da batimetria na área do projeto é apresentado na Figura 3.

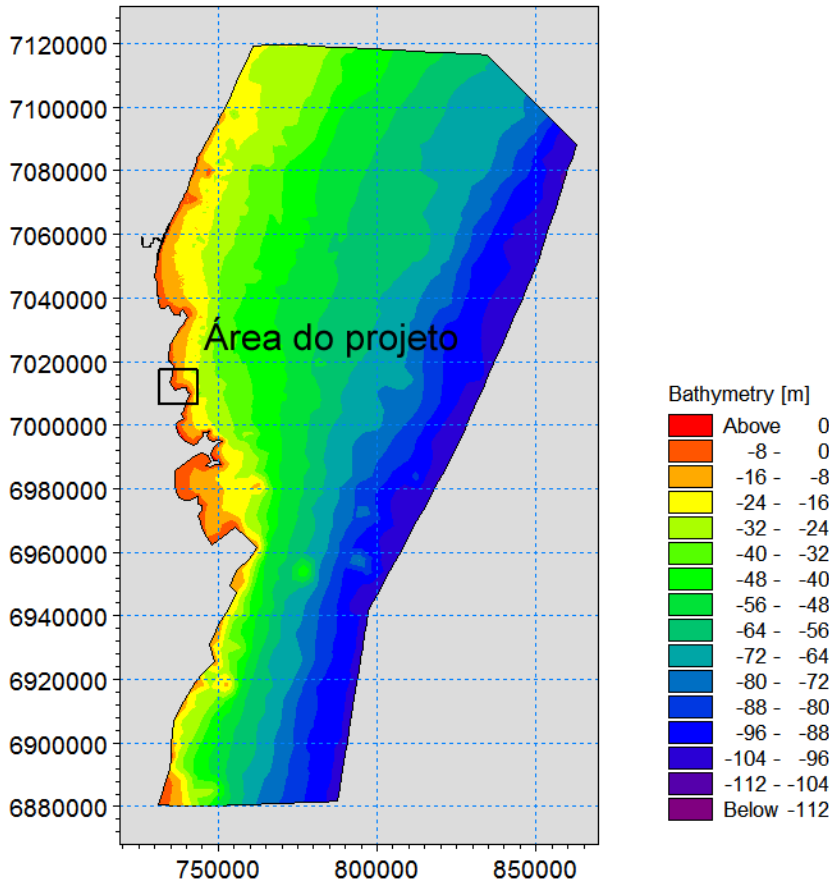


Figura 2 Localização e orientação do modelo de transformação de ondas.

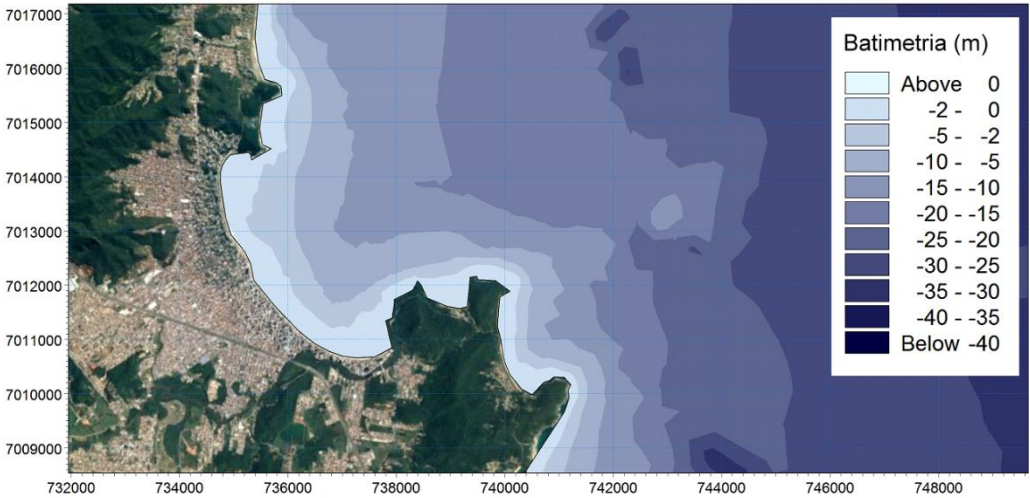


Figura 3 Detalhe da batimetria na área do projeto.

2.2.Dados na Zona Offshore

As condições de ondas na fronteira offshore do modelo foram especificadas conforme os dados do modelo WAVEWATCH III (WWIII) que se encontram acessíveis via internet. Uma descrição detalhada do modelo, incluindo suas equações e o método numérico utilizado, pode ser encontrada em TOLMAN (2009). Os dados de WWIII têm sido utilizados frequentemente em projetos de engenharia oceânica, costeira e portuária ao redor do mundo, principalmente em casos onde séries medidas não são suficientemente longas para caracterizar o clima marítimo da região e fornecer os parâmetros de projeto adequados para o desenho de estruturas. A Figura 4 mostra o local do projeto e as posições dos dados de ondas.

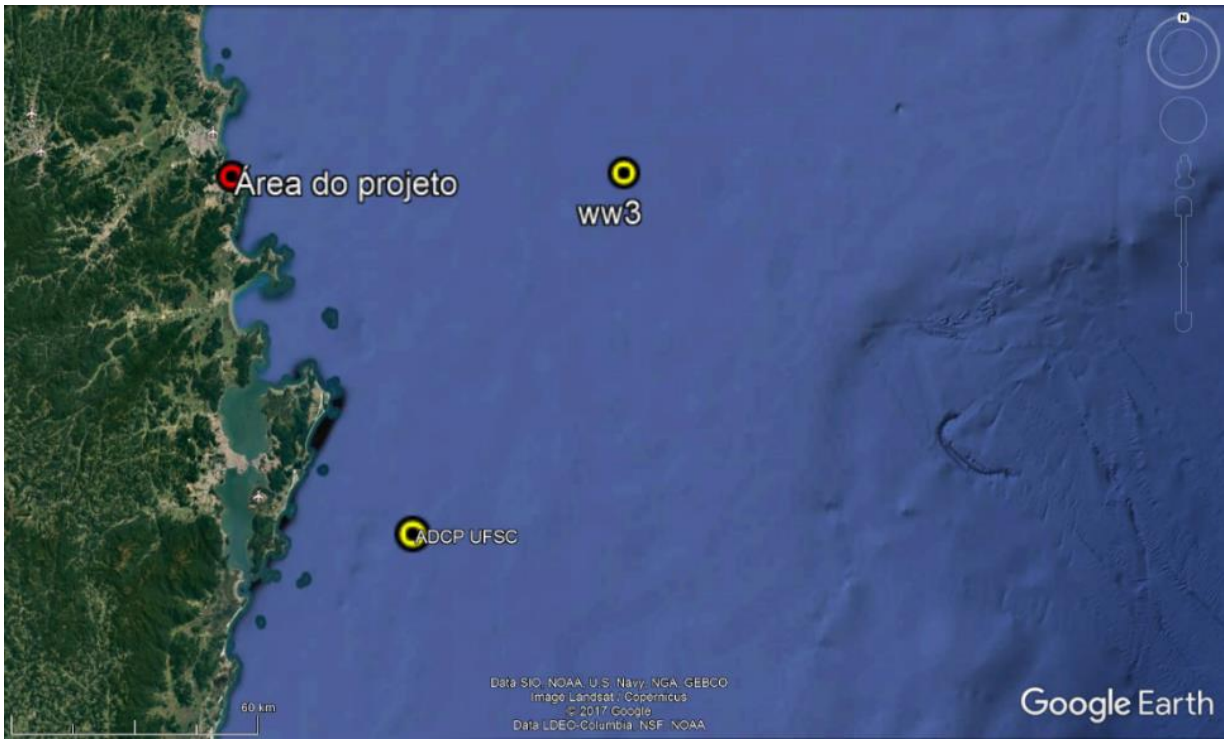


Figura 4 Local do projeto e posições dos dados de ondas.

O modelo global WWIII foi alimentado com dados provenientes do projeto *Climate Forecast System Reanalysis (CFSR)* do NCEP (*National Center Environment Prediction/NOAA*). O projeto utiliza um sistema de métodos e ferramentas considerados estado-da-arte em análise e previsão, incorporando procedimentos de assimilação de dados obtidos a partir de 1970 até 2017. As informações de vento são fornecidas a 10 m de altitude, com resolução temporal de 3 h.

Os dados usados nesta análise foram extraídos no ponto da grade do modelo localizado nas coordenadas 26,97° S e 47,65° W. Os dados cobriram o período de tempo entre 01/01/1980 e 31/12/2016 e fornecem os parâmetros de ondas a intervalos de três horas. A Figura 5 mostra a rosa de ondas na zona offshore. Além disso, a figura mostra que as ondas mais altas vêm do quadrante S-E e a direção de ondas mais frequente é ENE.

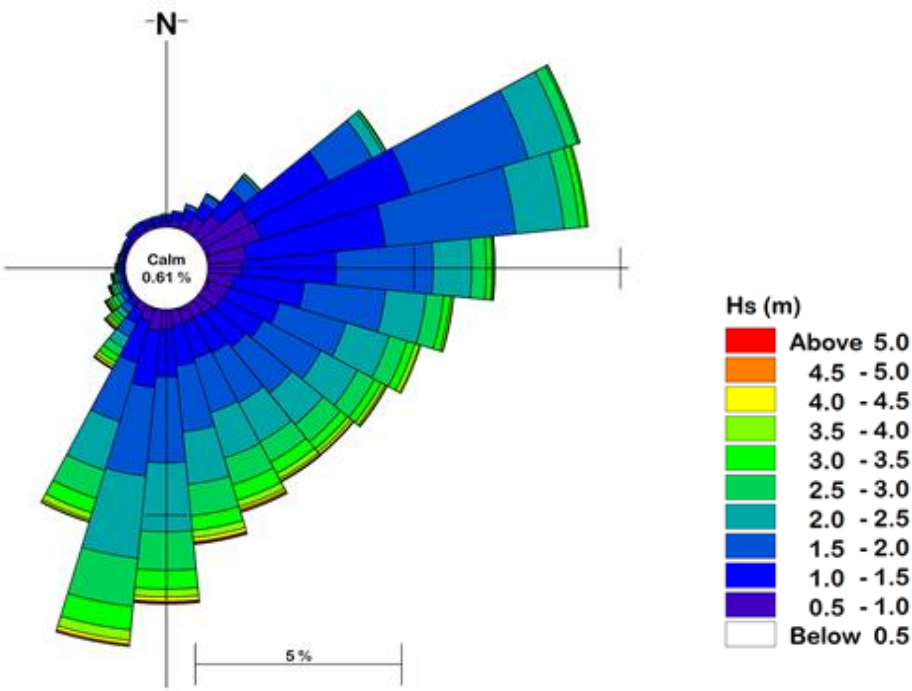


Figura 5 Rosa das ondas oceânicas (Local: 26,97° S; 47,97° W).

Na Figura 6 é apresentada a série temporal da altura significativa de ondas em águas profundas, para o período compreendido entre 1980 e 2016.

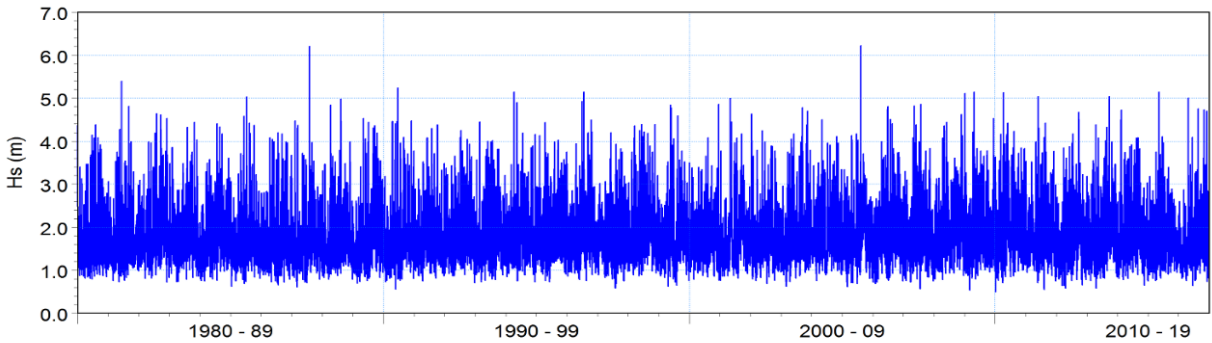


Figura 6 - Série temporal de altura significativa de ondas em águas profundas. Dados provenientes do modelo WWIII para o período compreendido entre 1980 e 2016, para a localização geográfica: 26,97° S e 47,65° W.

A Figura 7 mostra a distribuição da energia de onda em função da altura desta. Os valores representam a contribuição da energia média no tempo, calculada para o período total de cobertura dos dados. A figura mostra que a maior parte da energia de ondas é devida às ondas com alturas em torno de 1,5 a 2,0m. Além disso, observou-se que apenas uma pequena parcela da energia total de ondas é representada por ondas maiores que 4,0 m.

Similarmente, foi calculada a estatística dos períodos de pico das ondas, T_p (ver Figura 7, à direita). Observou-se que a maior parte da energia de onda ocorre para ondas com períodos entre 8s e 10s. Uma quantidade insignificante de energia é atribuída a ondas com períodos maiores do que 18s. A distribuição da energia de onda por intervalo de direção desta indica que as direções dominantes são ENE e S.

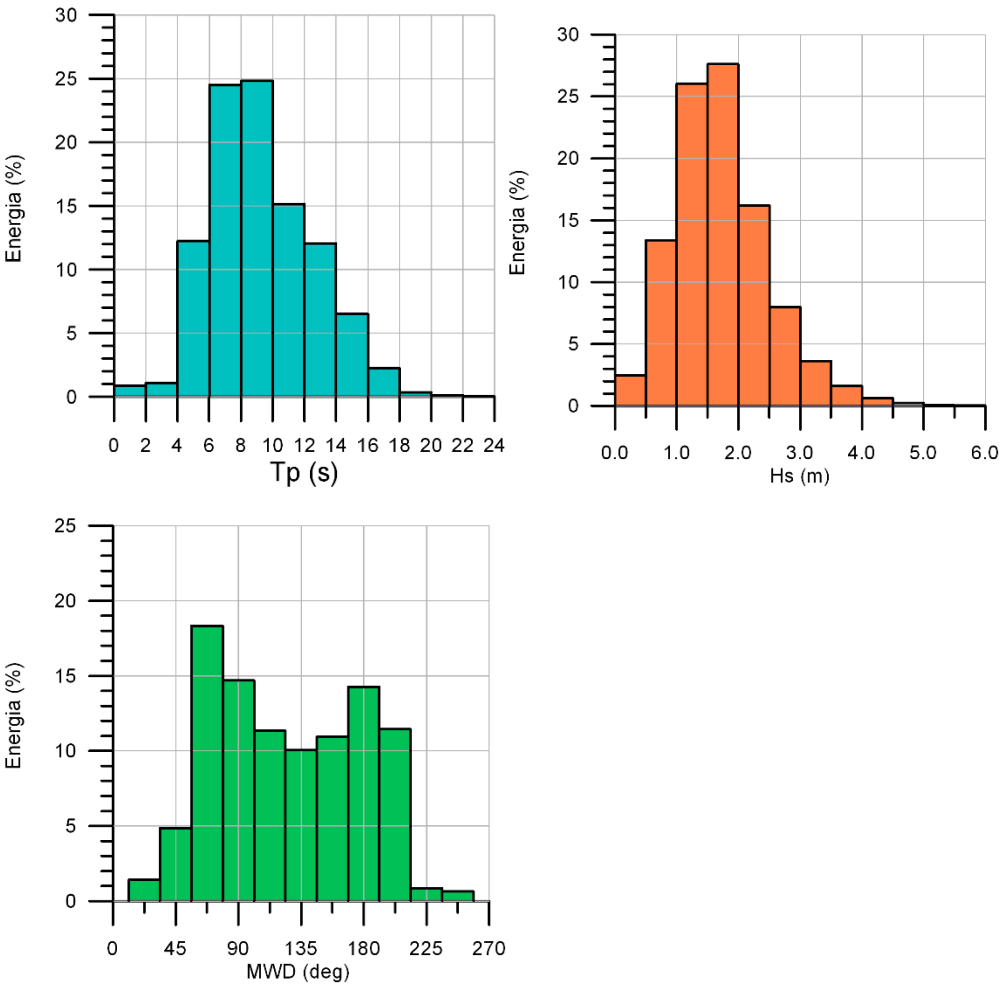


Figura 7 Distribuições da energia de ondas por intervalo de altura (H_s), período (T_p) e direção de ondas (MWD).

2.3. Calibração do Modelo de Ondas

O modelo foi calibrado usando dados de campo coletados e analisados pela Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) na Ilha de Santa Catarina, distante aproximadamente 100 km do local do projeto (ver Figura 4).

A Figura 8 mostra a comparação entre os resultados do modelo e os dados medidos para o período de Janeiro a Março de 2005. A análise mostra que, apesar de haver alguma dispersão, a concordância geral está satisfatória. Deve-se levar em conta que os dados do WWIII especificados na fronteira do modelo não se originam de medições, mas são dados gerados sinteticamente.

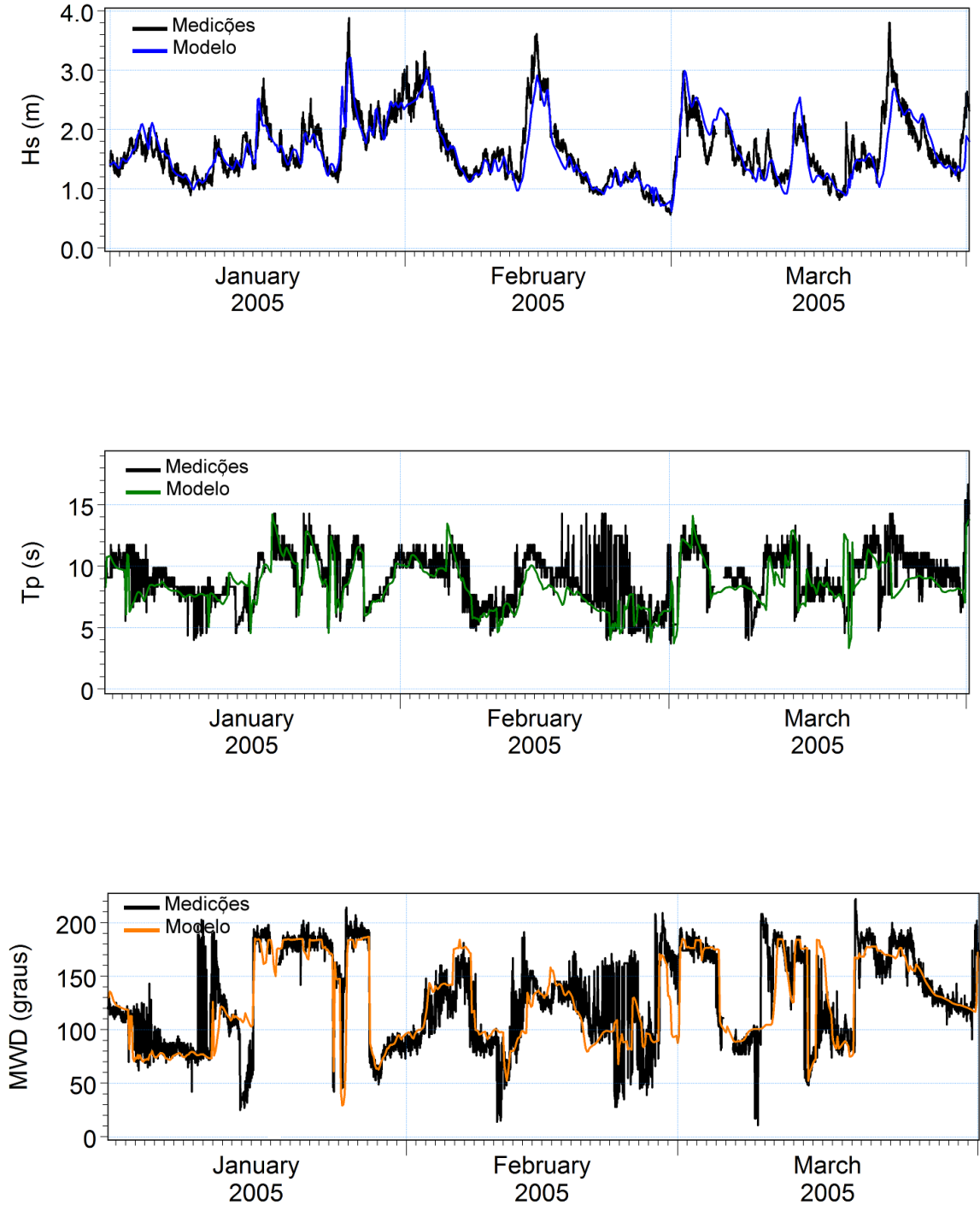


Figura 8 Comparação entre as ondas simuladas no modelo e as medições realizadas pela UFSC no período de Janeiro/Março 2005. Acima: Altura significativa de onda (H_s), Centro: Período de pico da onda (T_p), Abaixo: Direção média de onda (MWD).

2.4.Resultados

O modelo calibrado foi aplicado para transformar as séries temporais de parâmetros de onda em águas profundas fornecidos pelos dados do WWIII para o local do projeto. Dois exemplos de resultados do modelo são apresentados nas figuras abaixo. A Figura 9 e a Figura 10 mostram detalhes dos campos de onda simulados no entorno do local do projeto, correspondente a condições típicas. O nível de água nas simulações corresponde ao nível médio do mar (NMM).

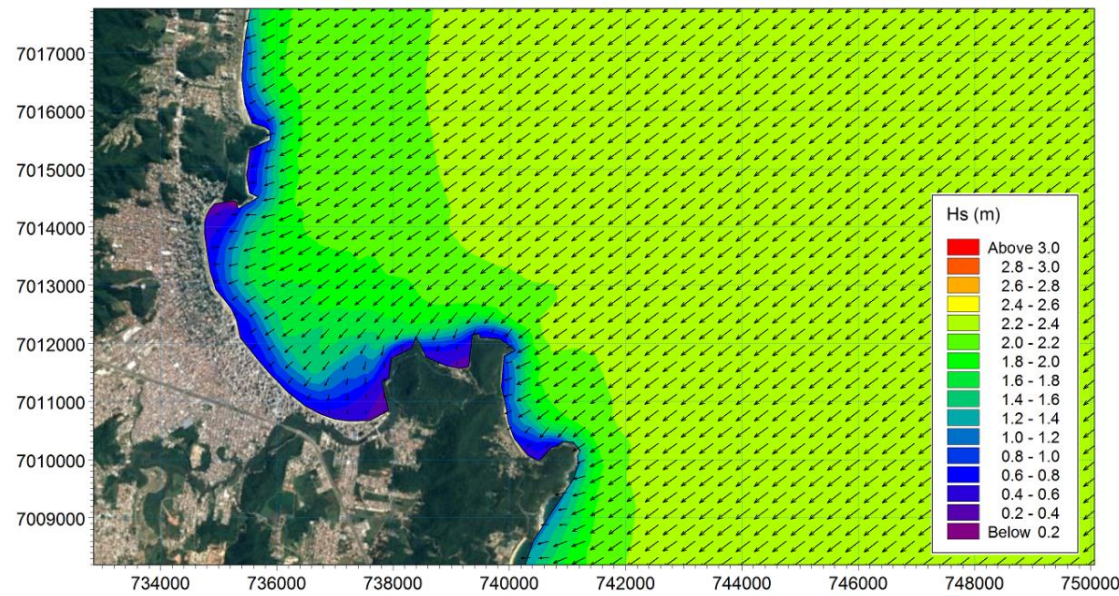


Figura 9 Exemplo de campo de onda simulado – Vagas. Condições de onda ao largo: Hm0 = 2,4m, Tp = 6,0s, MWD = NE.

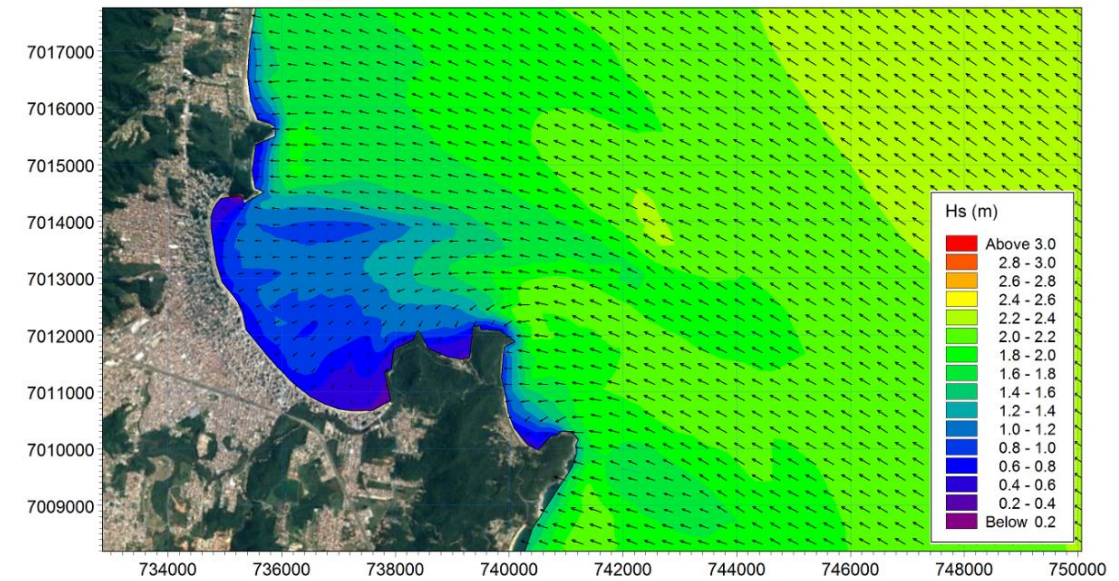


Figura 10 Exemplo de campo de onda simulado – Ondulação. Condições de onda ao largo: Hm0 = 3,0m, Tp = 12,0s, MWD = SE.

A Figura 9 mostra o campo de onda simulado na área do projeto para condições de ondas do tipo sea de NE, com a altura de onda ao largo igual a 2,4m e o período de pico igual a 8,0s. A Figura 10 mostra o campo de onda simulado que corresponde a condições típicas de ondulações (swell) de SE. A altura de onda ao largo foi 3,0m e o período de pico era 12s. As simulações no modelo mostram que as condições de onda na área do projeto são determinadas pela geografia da região, e especificamente pelo costão localizado ao sul da área do projeto. A rosa de ondas calculada em uma profundidade de 10m em frente da parte central da praia é apresentada na Figura 11

A Tabela 1 a Tabela 2 e a Tabela 3 apresentam a estatística anual de ondas em forma tabular.

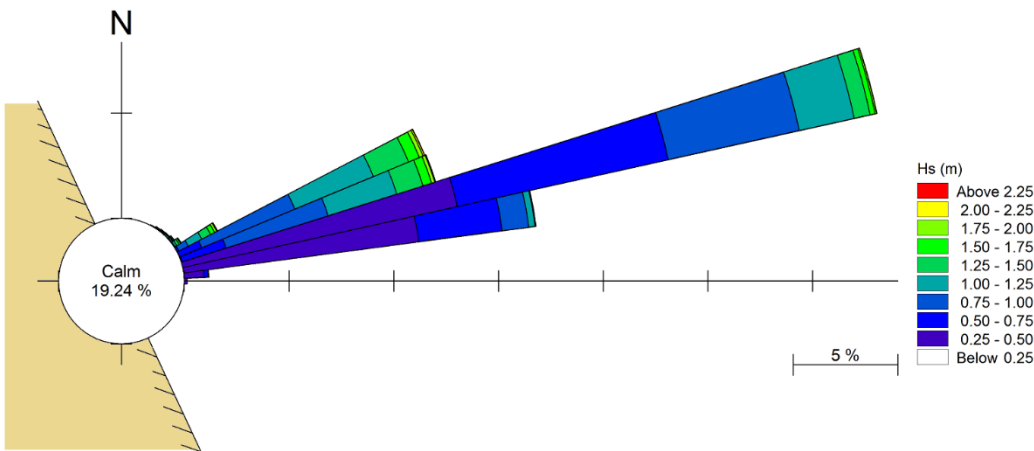


Figura 11 Rosa de ondas em frente à parte central da praia.

Tabela 1 Estatística anual de ondas na área do projeto, profundidade 10m, Hs x Tp.

Hs(m)	Tp (s)											Total
	0 - 2	2 - 4	4 - 6	6 - 8	8 - 10	10-12	12-14	14-16	16-18	18-20	20-22	
0.0 - 0.2	0.304	0.122	1.226	3.051	2.859	4.132	0.366	0.032	0.001	-	-	12.1
0.2 - 0.4	0.003	0.030	0.251	2.059	6.296	10.660	5.162	0.644	0.059	0.003	-	25.2
0.4 - 0.6	-	0.032	0.236	2.750	4.350	3.785	2.483	0.662	0.074	0.007	-	14.4
0.6 - 0.8	-	0.026	0.262	6.478	5.809	2.103	0.889	0.203	0.022	0.002	-	15.8
0.8 - 1.0	-	0.009	0.368	6.446	5.775	1.042	0.378	0.044	0.004	-	-	14.1
1.0 - 1.2	-	0.003	0.408	4.383	4.146	0.669	0.198	0.019	0.001	-	-	9.8
1.2 - 1.4	-	-	0.240	2.181	2.189	0.332	0.057	0.002	0.002	-	-	5.0
1.4 - 1.6	-	-	0.077	0.891	1.040	0.118	0.027	0.009	-	-	-	2.2
1.6 - 1.8	-	-	0.016	0.396	0.426	0.075	0.005	0.002	-	-	-	0.9
1.8 - 2.0	-	-	0.002	0.181	0.179	0.042	0.002	-	-	-	-	0.4
2.0 - 2.2	-	-	-	0.041	0.061	0.023	0.006	-	-	-	-	0.1
2.2 - 2.4	-	-	-	0.014	0.018	0.005	-	-	-	-	-	0.0
2.4 - 2.6	-	-	-	0.007	0.012	-	-	-	-	-	-	0.0
2.6 - 2.8	-	-	-	0.003	0.003	-	-	-	-	-	-	0.0
2.8 - 3.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.0
3.0 - 3.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.0
Total	0.31	0.22	3.08	28.88	33.16	22.98	9.57	1.62	0.16	0.01	0.00	100

Tabela 2 - Estatística anual de ondas na área do projeto, profundidade 10m, Hs x MWD.

Hs (m)		MWD (graus)											Total
		40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	
0.0	- 0.2	0.009	0.002	0.005	0.005	0.005	0.003	0.007	1.558	6.114	2.427	1.960	12.09
0.2	- 0.4	0.021	0.001	0.002	-	0.003	0.001	0.006	11.775	12.154	1.036	0.168	25.17
0.4	- 0.6	0.035	0.001	0.002	0.001	0.007	0.105	0.250	8.125	5.403	0.419	0.032	14.38
0.6	- 0.8	0.044	0.004	0.005	0.007	0.160	1.876	3.034	8.262	2.324	0.079	-	15.79
0.8	- 1.0	0.053	0.008	0.025	0.032	0.433	3.976	4.059	4.599	0.875	0.005	-	14.07
1.0	- 1.2	0.048	0.042	0.046	0.079	0.602	3.434	2.952	2.337	0.284	0.001	-	9.83
1.2	- 1.4	0.024	0.030	0.044	0.102	0.449	1.936	1.441	0.927	0.051	-	-	5.00
1.4	- 1.6	0.002	0.027	0.034	0.090	0.256	0.814	0.587	0.343	0.007	-	-	2.16
1.6	- 1.8	-	0.010	0.025	0.043	0.137	0.319	0.257	0.125	0.003	-	-	0.92
1.8	- 2.0	-	-	0.009	0.026	0.083	0.137	0.105	0.045	-	-	-	0.41
2.0	- 2.2	-	-	0.001	0.007	0.030	0.056	0.022	0.015	-	-	-	0.13
2.2	- 2.4	-	-	-	-	0.010	0.010	0.014	0.002	-	-	-	0.04
2.4	- 2.6	-	-	-	-	0.002	0.007	0.009	-	-	-	-	0.02
2.6	- 2.8	-	-	-	-	0.002	0.001	0.003	-	-	-	-	0.01
2.8	- 3.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00
Total		0.24	0.12	0.20	0.39	2.18	12.68	12.75	38.11	27.21	3.97	2.16	100

Tabela 3 - Estatística anual de ondas na área do projeto, profundidade 10m, Tp x MWD.

Tp (s)		MWD (Graus)											Total
		40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	
0	- 2	-	-	-	0.001	0.001	-	0.001	0.001	0.002	0.001	0.301	0.3
2	- 4	0.071	0.008	0.008	0.003	0.004	0.004	0.004	0.005	0.004	0.006	0.106	0.2
4	- 6	0.141	0.085	0.130	0.155	0.244	0.281	0.207	0.130	0.095	0.258	1.357	3.1
6	- 8	0.023	0.031	0.060	0.230	1.740	7.672	6.158	4.428	4.614	3.526	0.397	28.9
8	- 10	-	-	-	0.002	0.189	4.597	5.709	8.567	13.924	0.175	-	33.2
10	- 12	-	-	-	-	-	0.122	0.537	13.748	8.576	0.001	-	23.0
12	- 14	-	-	-	-	-	-	0.091	9.482	-	-	-	9.6
14	- 16	-	-	-	-	-	-	0.035	1.581	-	-	-	1.6
16	- 18	-	-	-	-	-	-	0.003	0.160	-	-	-	0.2
18	- 20	-	-	-	-	-	-	-	0.011	-	-	-	0.0
20	- 22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.0
Total		0.24	0.12	0.20	0.39	2.18	12.68	12.75	38.11	27.21	3.97	1.18	100

2.5. Variações Temporais nas Condições de Onda

Sabe-se, através de outros projetos realizados ao longo da costa do Brasil, que as variações temporais nas condições de onda ocorrem em escalas de tempo que são importantes para o presente projeto.

2.5.1. Variações Anuais

Variações nas condições de onda no local do projeto (na posição indicada na Figura 1) durante o período coberto pelos dados foram analisadas, calculando-se os parâmetros de onda representativos para cada ano

do período de cobertura dos dados. Esses parâmetros representativos de onda foram a altura média de onda, H_R, o período de onda, T_R, e a direção de onda, α_R, que foram calculados da seguinte forma:

$$H_R = \sqrt{H_s^2}$$
(2.1)

$$T_R = \frac{\overline{TH_s^2}}{\overline{H_s^2}}$$
(2.2)

$$\alpha_R = \frac{\overline{\alpha H_s^2}}{\overline{H_s^2}}$$
(2.3)

O período médio representativo e a direção de onda representativa foram calculados como valores médios ponderados pela energia de onda. A variação temporal da altura de onda representativa, H_R, é apresentada na Figura 12.

Os cálculos indicam pequenas variações na altura de onda. A análise indica que a média da altura de onda mostrou variações de um ano para o outro, porém a tendência geral é o pequeno aumento da altura significativa de onda durante o período de cobertura dos dados. O valor mínimo de H_r foi 0,61m e ocorreu em 1988. O valor máximo foi 0,88 e ocorreu em 2010. Não se sabe, no entanto, se as variações observadas representam uma tendência de longo prazo no aumento da altura de onda, ou se são meramente devido a variações de curto período. As variações observadas terão algum efeito na dinâmica da linha de costa. O aumento da altura de onda é considerado a causa principal da erosão observada nos últimos anos ao longo do litoral Brasileiro.

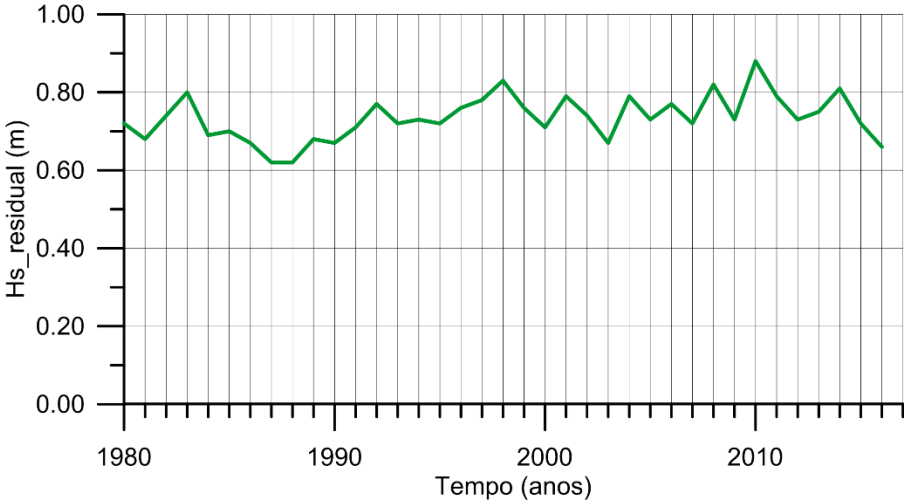


Figura 12 Média da altura significativa de onda para o período de 1980-2016.

O período de onda representativo, T_R, é apresentado na Figura13. As variações temporais no período de onda representativo são pequenas, da ordem de 0,5s, e também pode ser observada uma leve tendência de aumento do período de onda. As variações anuais das direções de onda representativa, α_R, em frente à parte central da praia são apresentadas na Figura 13 e Figura 14

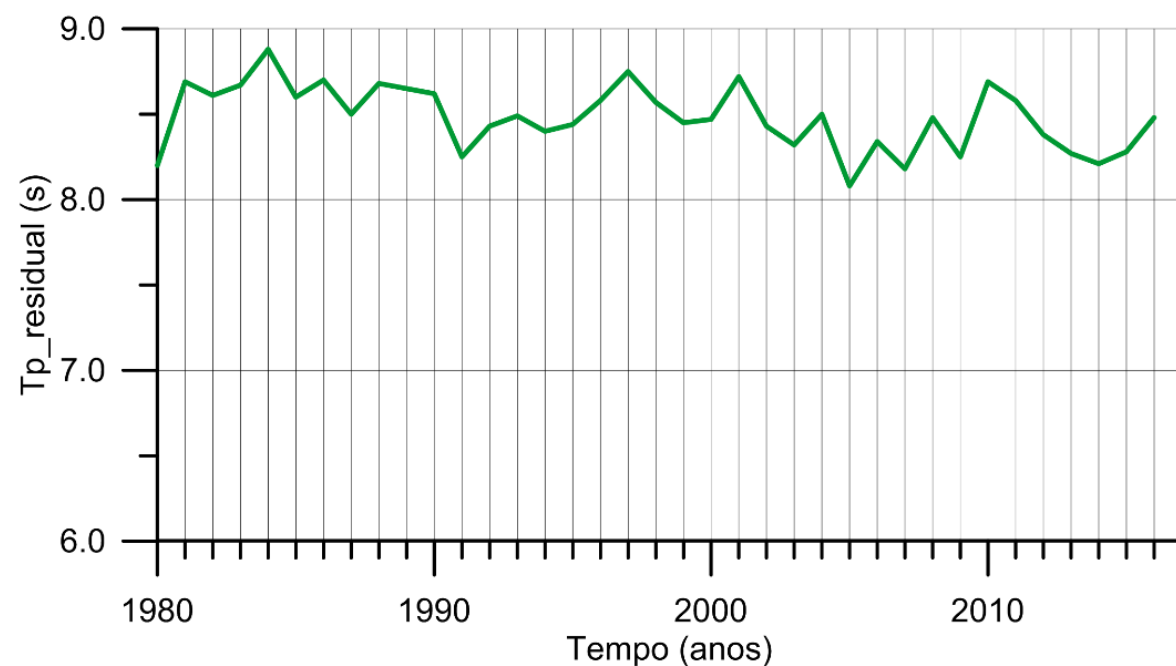


Figura 13 Média do período de pico para o período de 1980-2016.

A direção média de ondas também apresentou variações consideráveis durante o período coberto pelos dados. Porém não foi possível observar uma tendência clara de mudança da direção residual de onda.

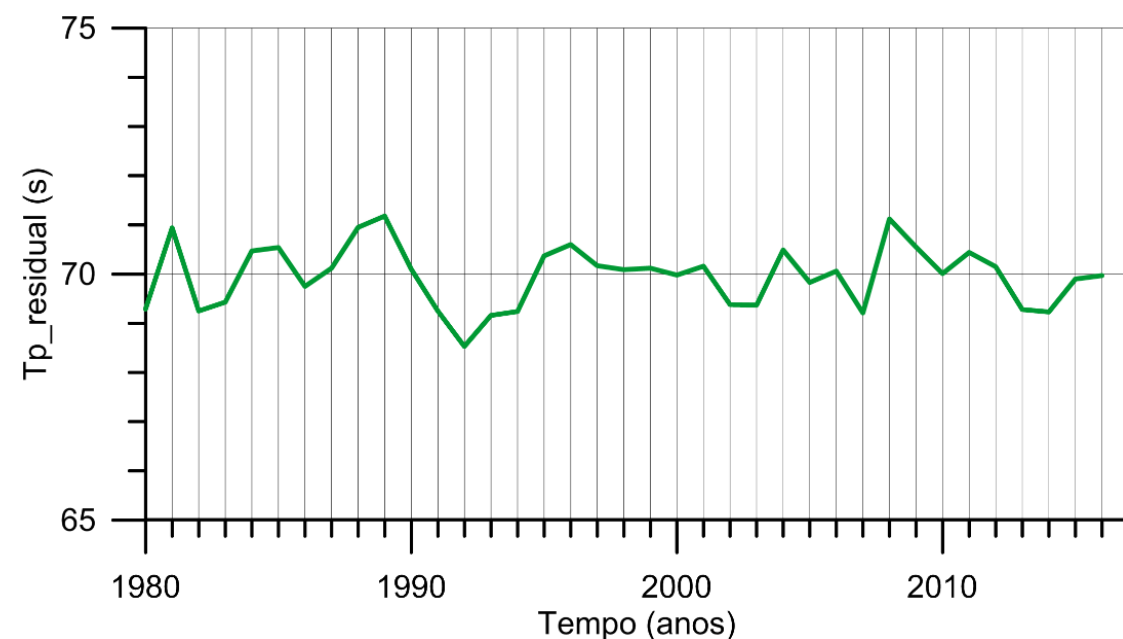


Figura 14 Média da direção de onda para o período de 1980-2016.

2.5.2. Variações Sazonais

Também em escalas sazonais podem se observadas flutuações significativas nas condições de ondas. A Figura 15 a Figura 16, e a Figura 17 mostram a média mensal de altura significativa de onda, período de pico e direção. As alturas médias das ondas parecem variar de aproximadamente 0,65 m em junho até aproximadamente 0,87 m em setembro. De modo semelhante, o período médio de onda variou de 7,9 s a 9,3 s. Variações sazonais muito pequenas podem ser observadas na direção das ondas. No período de Março até Junho a direção média da onda é aproximadamente 70 °N. No restante do ano a direção média é aproximadamente 69 °N.

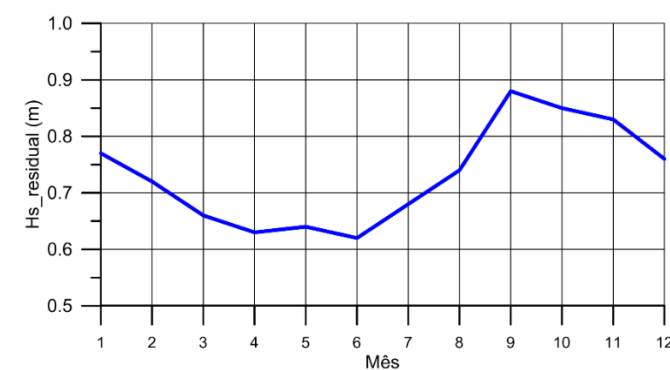


Figura 15 Variação mensal da altura significativa média de onda.

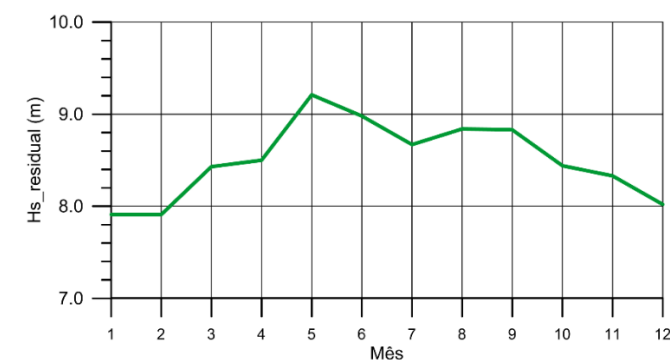


Figura 16 Variação mensal do período médio de pico de onda.

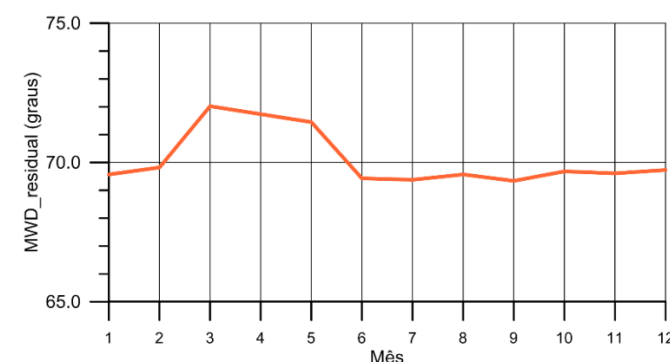


Figura 17 Variação mensal da direção média de onda.

2.6.Ondas Extremas

As ondas obtidas próximas à costa foram utilizadas para calcular a variação estatística da altura de onda em frente à parte central da praia em uma profundidade de 10m. O resultado encontra-se na [Figura 18](#) e na

4. Os resultados mostram que a altura de onda com um período de retorno de 1 ano é de aproximadamente 2,4m. Similarmente, para um período de 100 anos, a altura de onda foi estimada em 3,3m.

Tabela 4 Valores extremos de altura de onda (profundidade 10m).

Centro da praia (prof. 10m)	
Período de recorrência	Altura significativa de onda (Hs)
[Anos]	[m]
1	2,4
10	2,8
50	3,2
100	3,3

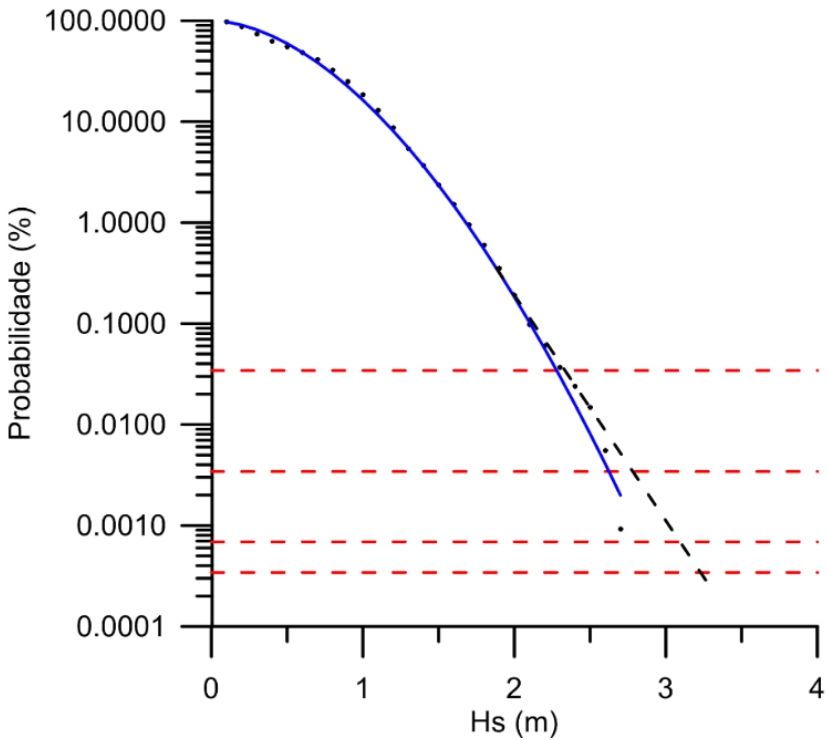


Figura 18 Distribuição de altura de onda em frente à parte central da praia (profundidade 10m).

2.7.Intensidade e Duração de Ressacas

Um fator importante na avaliação da estabilidade de praia e o risco de erosão é o incremento na ocorrência de eventos erosivos. Tais eventos ocorrem primariamente durante períodos com elevados níveis de água (combinação de alta maré astronômica com maré meteorológica) e grandes ondas. A fim de ilustrar este fenômeno foi realizada uma análise da distribuição da altura de ondas em frente à parte central da praia em uma profundidade de 10m durante o período com dados disponíveis. Os resultados são apresentados na [Figura 19](#). As diferentes cores em cada coluna representam a energia de ondas em certo intervalo da altura de onda durante um ano. O valor total representa a energia total em certo ano, em comparação com o valor médio da energia de ondas durante o período inteiro. Por exemplo, em 1998 a energia total foi de quase 130% da energia média, indicando um valor de energia total de 30% acima do valor médio. Em 1988 o valor total era de 70%, indicando um ano relativamente calmo em termos de exposição às ondas.

A erosão da parte mais alta da praia acontece principalmente durante períodos de ressaca, quando há ondas grandes em combinação com vento forte e nível do mar elevado (maré meteorológica). Por isso, geralmente, as ondas maiores são responsáveis pela erosão da parte superior do perfil da praia, pois estas ondas causam a maior elevação do nível do mar e espriamento de ondas e normalmente ocorrem durante períodos com fortes ventos vindos do oceano, os quais causam uma considerável maré meteorológica. A figura citada acima indica que a ocorrência de ondas mais altas, nos intervalos de 1,5 - 2,0m e 2,0 – 2,5m têm variado de alguma forma durante os anos, onde um acréscimo significativo pode ser observado começando em torno de 2008 e chegando ao máximo por volta de 2010. Um segundo pico pode ser observado em torno de 1998. Nos últimos 2 anos a energia total de ondas é menor e a ocorrência das ondas mais altas diminuiu.

Com base nas supracitadas observações acredita-se que a observada erosão da praia nos últimos 10 anos é causada principalmente pelo aumento da ocorrência de períodos com grandes ondas, as quais causam a erosão na parte superior do perfil costeiro.

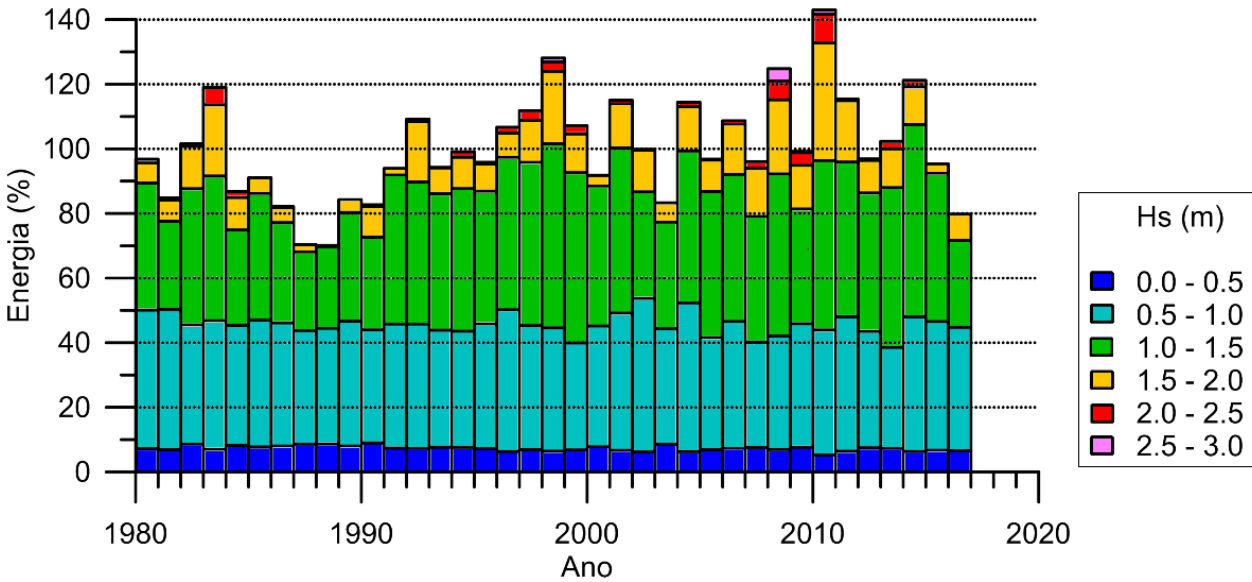


Figura 19 Distribuição da energia de onda por intervalo de Hs durante o período de 1980-2016.

3. Dinâmica do Perfil Transversal da Praia

A forma do perfil da praia se adapta continuamente conforme as mudanças nas condições hidrodinâmicas. Em períodos de tempestades a areia é removida da linha da costa e depositada a uma distância mais afastada da mesma. Em períodos calmos, a areia é devolvida gradativamente à praia pela ação das ondas. O desenvolvimento do perfil é afetado pelas condições das ondas (altura, período e direção) e por variações no nível da água. Em períodos com níveis de água relativamente altos, acompanhados de forte ação das ondas, a linha da costa recua para alcançar o perfil de equilíbrio. Em períodos calmos a linha da costa voltará gradativamente à sua posição original, até que seu perfil esteja em equilíbrio com as condições hidrodinâmicas.

A dinâmica do perfil transversal da linha de costa é importante para poder estimar o recuo máximo da mesma durante tempestades. Nesta seção é analisada a dinâmica da linha da costa na escala de tempo de tempestades individuais a estações do ano. Outros processos que afetam a linha da costa, tais como mudanças de médio prazo nas condições das ondas (associadas, por exemplo, ao fenômeno do El Niño) e o aumento do nível do mar em longo prazo, ocorrem durante períodos de tempo significativamente maiores e não interferem diretamente com as mudanças de curto prazo no perfil aqui consideradas.

A dinâmica do perfil atual de praia foi analisada em 2 perfis ao longo da área do projeto. Em cada local foram simuladas séries temporais de dados de onda e de dados de níveis de água para o período de 36 anos (1980-2016). As localidades são apresentadas na Figura 20.



Figura 20 Localização das análises de perfis.

3.1. Condições de Ondas no Local do Projeto

As condições de onda foram simuladas usando o modelo de transformação de onda calibrado, conforme apresentado na seção 2. Na fronteira em águas profundas as séries temporais contínuas de dados do WWIII foram impostas a intervalos de três horas. Séries temporais dos dados de ondas transformados foram obtidas nas duas localizações na parte norte e sul da praia (ver Figura 20). A Figura 21 mostra as rosas de ondas nos limites dos dois perfis. As orientações locais da linha de costa são indicadas nas figuras. Os dados indicam que as ondas no lado norte da praia são maiores do que no lado sul por causa do abrigo no lado sul da praia providenciado pela Ponta das Laranjeiras.

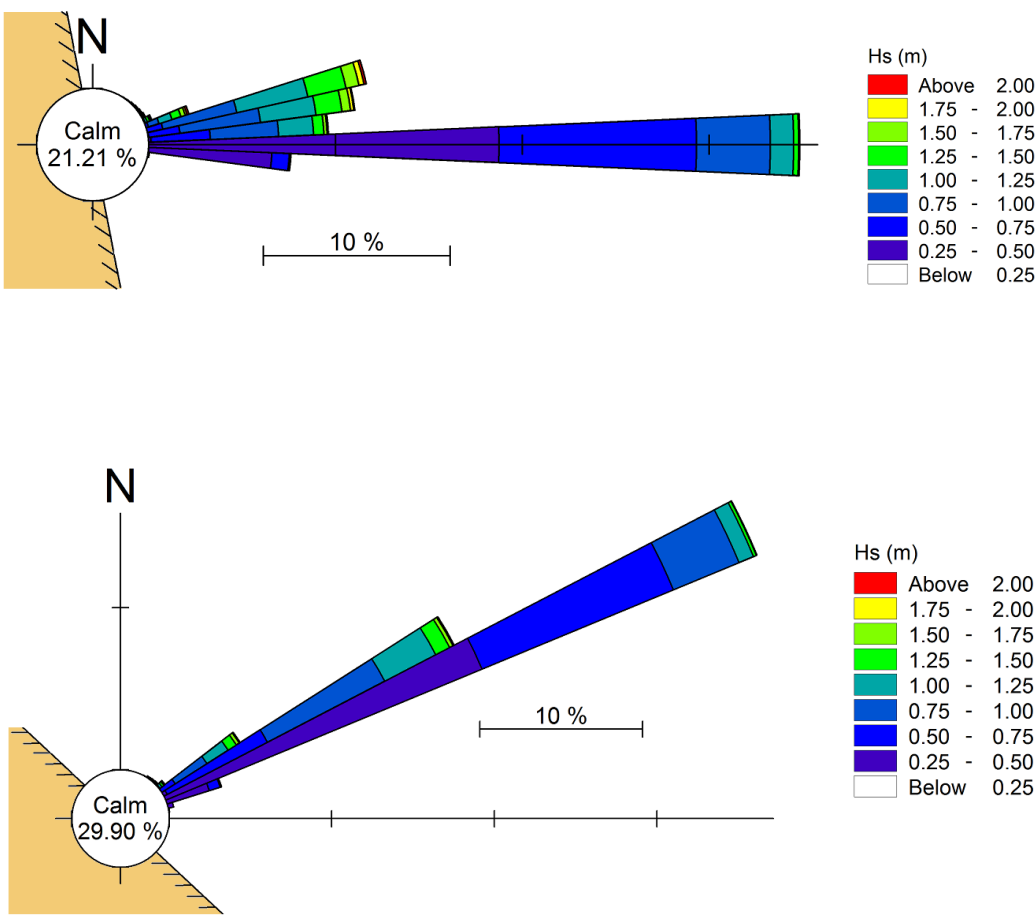


Figura 21 – Rosas de ondas nos limites dos dois perfis transversais (profundidade 7m). Acima: perfil Norte, Abaixo: Perfil Sul.

3.2. Níveis de Água no Local do Projeto

O nível da água desempenha um papel importante no processo de erosão da praia durante tempestades. O principal efeito do aumento do nível da água é o de que maiores profundidades permitem que ondas mais altas cheguem até a praia, onde quebram e causam erosão. A orla de Balneário de Camboriú frequentemente sofre com alagamentos que ocorrem como combinação de maré astronômica e pela elevação do nível do mar causada por fatores meteorológicos, frequentemente referidos como “maré meteorológica” a qual está associada a passagem de frentes frias.

A maré astronômica é resultado da força gravitacional provocada pelo alinhamento do Sol, da Lua e da Terra. A amplitude das ondas de maré astronômica depende da localização geográfica na terra e também das características da plataforma. A maré astronômica no local é semidiurna com duas marés altas e duas baixas por dia. A maré astronômica é totalmente previsível (Tábuas de Maré).

O nível de água no atual local é fortemente influenciado pelas condições atmosféricas. Estas condições podem ser interpretadas por dois fenômenos 1) pressão atmosférica e 2) vento. A pressão atmosférica tem impacto estático no nível do mar (Barômetro Invertido).

O efeito do vento no nível do mar pode ser subdividido em três componentes. Primeiro, a inclinação da superfície da água causada pela tensão de arraste induzido pelo vento (*wind set-up*). Este componente frequentemente é chamado “Maré de tempestade” (*storm surge*). Segundo, a inclinação do nível do mar associada com a arrebentação de ondas geradas pelo vento, normalmente chamada *Wave set-up*, por falta de uma expressão em português. Terceiro, a inclinação do nível do mar durante situações com vento paralelo à costa devido ao efeito da força de Coriolis que está associada com a rotação da terra. Este mecanismo corresponde à “maré meteorológica”. Os componentes responsáveis pela variação do nível do mar são apresentados em maiores detalhes em seguida.

3.2.1. Maré astronômica

As variações no nível de água devido à maré astronômica foram calculadas com base no modelo global de marés do DHI. A Figura 22 mostra um exemplo de variação do nível do mar pela maré astronômica calculada para o atual site do projeto.

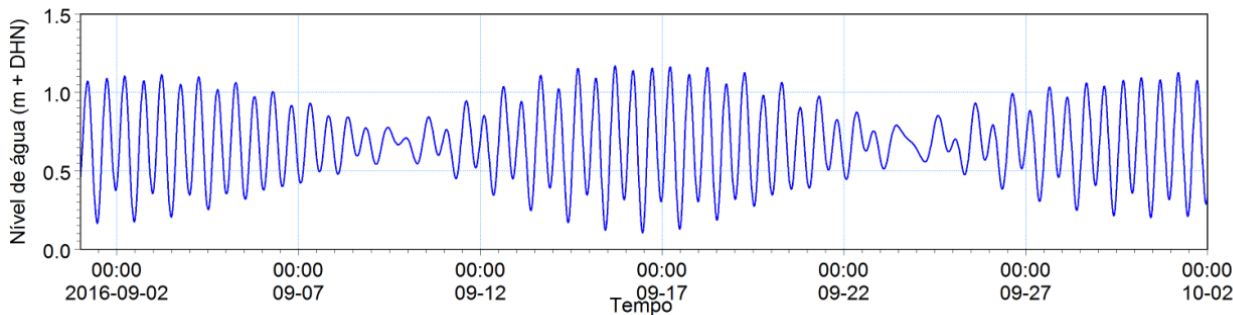


Figura 22 Exemplo de variação do nível de água pela maré astronômica no local do projeto.

3.2.2. Maré de tempestade (Wind set-up)

Em outras aplicações foi estimada a sobre-elevação do nível do mar pelo efeito do atrito do vento perpendicular à costa. Portanto, foi assumida uma relação empírica entre o aumento do nível do mar causado pelo vento da seguinte forma:

Δη = aVw cos(αw - αc) (3.1)

Em que: Δη = elevação do nível do mar, a = coeficiente, Vw = velocidade de vento em 10m de altura, αw = direção do vento e αc = orientação da costa.

O parâmetro α tem um valor tipicamente na faixa de 0.1 a 0.2.

3.2.3. Inclinação pelas Ondas (wave set-up / Runup)

As variações no nível da água causadas pelas ondas incluem a sobre-elevação (*wave set-up*) e o espraiamento (*wave run-up*). A sobre-elevação é a variação no nível médio do mar causada pela arrebentação das ondas. O espraiamento é o nível máximo alcançado por uma onda individual ao avançar pela praia após quebrar. As variações no nível de água provocadas por ondas são bem entendidas e há várias referências na literatura. Na presente análise é aplicada a formulação de Atkinson *et. al.* (2017). O nível máximo causado pelas ondas é calculado como:

R2% = 0.92tanβ √HsLp + 0.16Hs (3.2)

Em que:

R2% = Elevação do nível do mar excedido por somente 2% dos casos de espraiamento, β = inclinação do leito do mar na zona de surf/espraiamento, Hs = Onda significativa na zona offshore, Lp = comprimento de onda na zona offshore.

O componente no lado direito da eq. 3.2 representa a sobre-elevação do nível “médio” causado exclusivamente pela arrebentação de ondas.

3.2.4. Maré Meteorológica

O mecanismo de maré meteorológica é de grande importância nas áreas costeiras no Sul e SE do Brasil. O mecanismo físico básico do efeito da rotação pode ser entendido da seguinte forma. Qualquer corpo (sólido ou fluido) que se mova num referencial em rotação aparenta, para quem observa o movimento do próprio referencial, sofrer um desvio da sua trajetória. Na Terra, devido ao sentido de rotação do planeta de Oeste para Leste, o desvio é para a esquerda no hemisfério Sul e para a direita no hemisfério Norte, Melo (Ref. /5/).

Uma aplicação desse conceito à costa S/SE brasileira vai indicar que ventos paralelos à costa devem induzir transporte global de água na direção da terra, sendo que o sentido do vento irá definir a resposta do nível. Considerando um vento paralelo à costa, com a costa à sua esquerda, o transporte dar-se-ia, no hemisfério Sul, no sentido do mar para a terra. Lembrando que a costa funciona como uma barreira impermeável, a água ali aportada irá acumular-se causando sobre-elevação do nível, ou seja, uma maré meteorológica positiva. De forma análoga, um vento paralelo, com a costa à sua direita, afastaria as águas da costa induzindo um rebaixamento do nível, ou seja, uma MM negativa, Melo (Ref. /5/).

Pela orientação geral da costa brasileira nesse trecho, ventos do quadrante Sul tendem a fazer o nível na costa se sobre-elevar e ventos do quadrante Norte tendem a rebaixar o nível na costa. A Figura 23 ilustra graficamente o mecanismo físico para geração local de maré meteorológica na costa S/SE brasileira pelo vento (hemisfério Sul). Maré Meteorológica positiva ocorre quando há vento com a costa a sua esquerda. Sob esta condição é induzido um transporte de água (transporte de Ekman) do mar para a terra provocando sobre-elevação do nível. Maré Meteorológica negativa ocorre quando há vento com a costa a sua direita, o efeito é invertido e a água é afastada da costa provocando um rebaixamento do nível, Melo (Ref. /5/).



Figura 23 Mecanismo físico (esquemático) para geração local de maré meteorológica na costa S/SE brasileira pelo vento (hemisfério Sul). Fonte: Melo (Ref. /5/).

A maré meteorológica foi incluída através de uma expressão derivada pelo Sandström (1982):

$$\eta_{m\infty} = 0.03V_w \frac{L|f|}{g} \quad (3.3)$$

Em que: $\eta_{m,\infty}$ = Elevação pela maré meteorológica (quase) estacionária, V_w = componente do vento paralelo à costa, L = largura da plataforma continental, f = força de Coriolis e g = aceleração gravitacional.

A variação do nível de maré meteorológica foi calculada da seguinte expressão, assumindo uma escala temporal representativa T_s :

$$\frac{d\eta}{dt} = \frac{(\eta(t) - \eta_{m,\infty})}{T_s} \quad (3.4)$$

A escala temporal representativa, T_s , foi estimada com base de comparação entre os resultados do modelo e dados medidos. A Figura 24 mostra um exemplo entre os resultados do modelo e medições realizadas em Imbituba e apresentadas em Melo (2017).

A Eq. 3.4 foi resolvida numericamente para o período coberto pelos dados de ondas e vento (1980 – 2016).

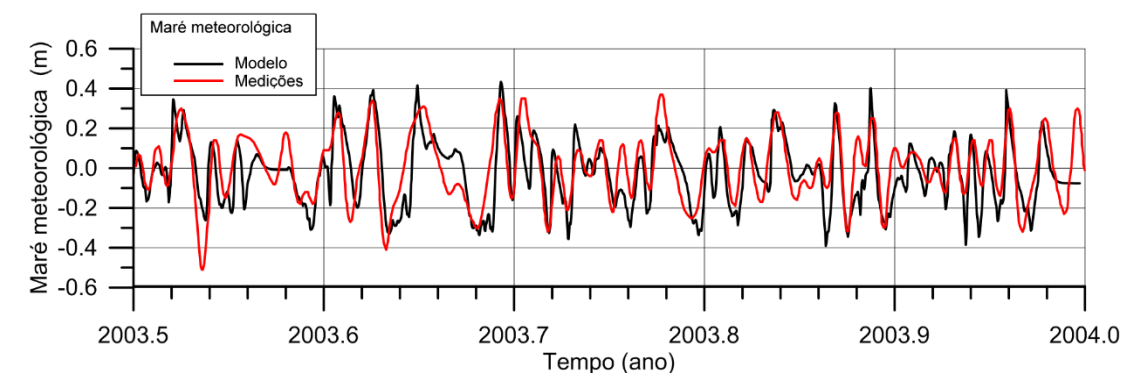


Figura 24 Comparação entre maré meteorológica medida (linha vermelha) e simulada (linha preta).

A Figura 25 os níveis de água simulados para o lado norte da praia durante o ano de 2016. A linha azul representa o nível quase estático e inclui os componentes de maré astronômica, aumento do nível médio do mar pelas ondas (wave setup) e os efeitos pelo vento (maré meteorológica e maré de tempestade). A linha cinza representa os níveis máximos que ocorrem pela combinação de todos os fatores, inclusive o espraiamento de ondas (wave runup).

As simulações indicam que o nível máximo normalmente é na faixa de 0,8m acima do nível médio do mar (NMM). A figura representa os níveis altos que foram observados durante os meses de setembro, outubro e novembro de 2016. Estes níveis altos foram o resultado de uma combinação de maré meteorológica, maré de tempestade e ondas grandes.

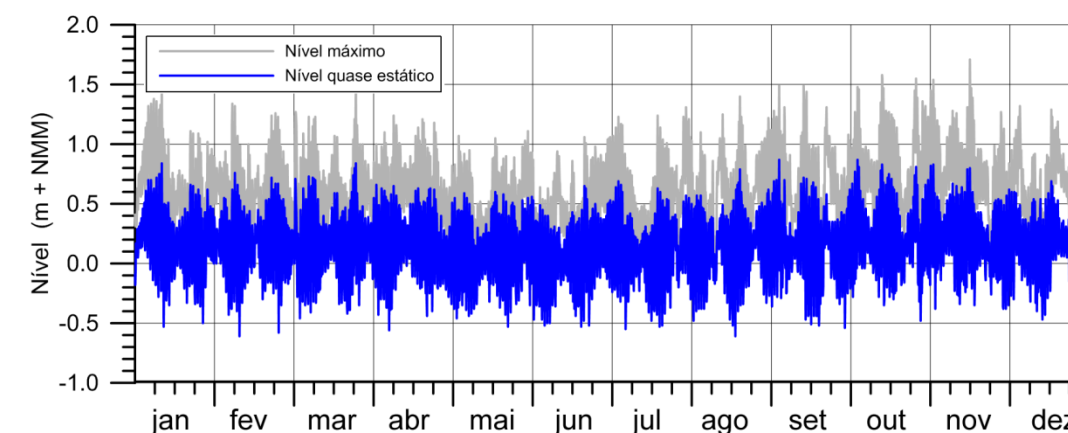


Figura 25 Níveis de água simulados durante 2016.

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS
ESTÚDIOS DE MODELAGEM MATEMÁTICA



COORDENAÇÃO GERAL
PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL



RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daisy Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA

DEZEMBRO 2017

COORDENAÇÃO GERAL

SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA

DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.

J.H.J.

B.E.

D.N.S.

J.L.F.J.

REALIZAÇÃO

INSTITUTO



REV02

22

PÁGINA

3.3. Estatísticas de Níveis de Água

A [Figura 26](#) a e [Figura 27](#) mostram as distribuições estatísticas dos níveis de água para os lados norte e sul da praia, respectivamente. A curva preta indica o nível “estacionário” que é o resultado dos componentes de maré astronômica, maré de tempestade, maré meteorológica e a parte (quase) estática do aumento do nível do mar pelas ondas (*wave setup*)

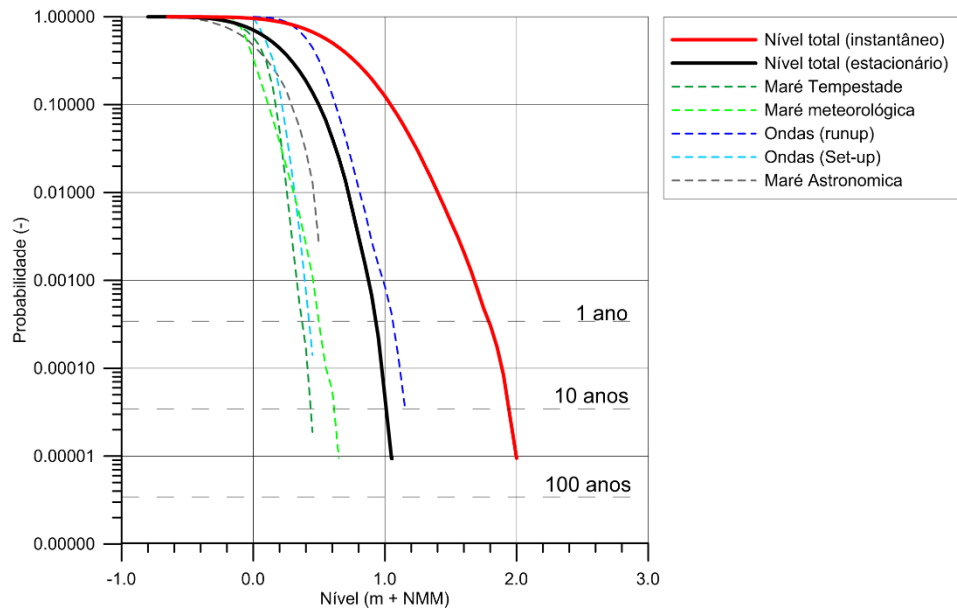


Figura 26 Níveis de água extremos na parte norte da praia

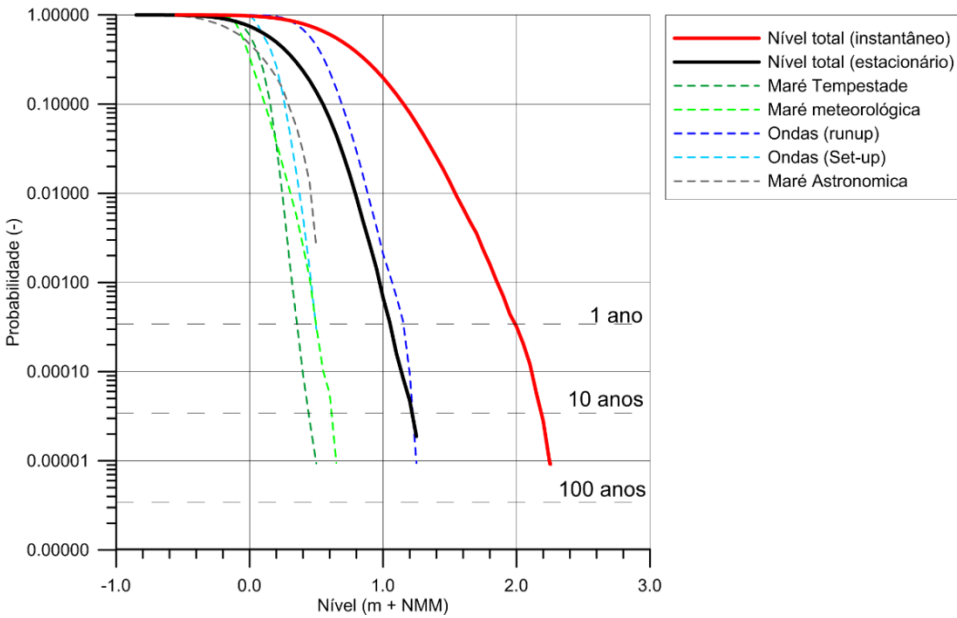


Figura 27 Níveis de água extremos na parte sul da praia

A curva vermelha indica os níveis máximos instantâneos que podem acontecer com o resultado da combinação do nível estacionário com as variações no nível do mar causados pelo espreamento de ondas (*wave runoff*). Os níveis apresentados aqui dizem respeito ao nível médio da água, que fica cerca de 0,68m acima do nível zero da DHN.

A partir das análises estatísticas foram obtidas estatísticas de níveis de água extremos. Isto foi feito por meio da extrapolação manual das distribuições calculadas para os valores correspondentes a períodos de retorno de 1 ano, 10 anos e 100 anos. Os níveis de água para os diferentes períodos de retorno estão apresentados na [Tabela 5](#)

Os valores dos níveis estacionários, quase estáticos e os valores em vermelho representam os níveis máximos que podem acontecer instantaneamente devido ao espreamento de ondas.

Tabela 5 Níveis de água extremos calculados para vários períodos de retorno em relação ao nível médio do mar (NMM).

Posição	Tempo de recorrência		
	1 ano	10 anos	100 anos
Norte	1,05 (2,00)	1,20 (2,30)	1,40 (2,60)
Sul	0,95 (1,80)	1,00 (2,10)	1,05 (2,40)

3.4. Dinâmica do Perfil Transversal da Praia

A forma do perfil transversal à praia está em equilíbrio dinâmico com as condições hidrodinâmicas como ondas, correntes e níveis de água. O perfil está continuamente respondendo às variações nessas condições, as quais atuam em várias escalas de tempo, de horas (marés e ressacas), meses (variações sazonais nas condições de ventos e ondas) até décadas e séculos (elevação do nível do mar devida a mudanças climáticas). Durante um único evento de ressaca grandes volumes de sedimentos podem ser transportados transversalmente à praia. O perfil da praia pode mudar drasticamente durante tais eventos, resultando em um recuo temporário da linha de costa (erosão) de muitos metros. Durante o período seguinte, de clima ameno, a areia é gradualmente transportada de volta à praia e o perfil original da praia é restaurado. Mecanismos similares ocorrem em longas escalas de tempo, onde o perfil de praia e a forma da linha de costa no plano respondem a variações sazonais nas condições de ondas.

No decorrer dos últimos anos esforços consideráveis foram realizados no desenvolvimento de modelos matemáticos que descrevam o comportamento dinâmico do perfil transversal da linha de costa.

A presente análise baseou-se no modelo apresentado em Kriebel e Dean (Ref. /2/). Esse modelo fornece soluções para a resposta no tempo do perfil de praia a tempestades na forma de uma integral de convolução. O modelo inclui uma função forçante de erosão variável no tempo e uma função exponencial de resposta da erosão. A função de erosão inclui dados de onda e níveis de água para a atual área do projeto. Com o objetivo de obter soluções analíticas, Kriebel e Dean (Ref. /2/) representaram uma ressaca por meio de uma

hidrógrafa idealizada. No presente trabalho as equações governantes foram resolvidas numericamente nos casos em que não foram feitas simplificações quanto às condições das ondas e nível de água.

A base do método de convolução é a observação de que a resposta de uma praia a condições permanentes de pressão é aproximadamente exponencial no tempo. Assume-se que a equação diferencial linear que rege a resposta do perfil a variações no nível de água tenha a seguinte forma:

$$\frac{dR(t)}{dt} + \alpha R(t) = \alpha R_{\infty} f(t) \tag{3.5}$$

R = posição da linha de costa e t = tempo. R_{∞} representa o avanço ou o recuo máximo em potencial da linha da costa se a praia alcançasse um novo equilíbrio relativo às condições do nível de água e da arrebentação das ondas. O fator α = parâmetro característico da taxa do sistema, definido como $\alpha = 1/T_s$. A expressão para a escala de tempo característica, T_s , foi derivada com base em medições:

$$T_s = C_1 \frac{H_b^{3/2}}{g^{1/2} A^3} \left(1 + \frac{h_b}{B} + \frac{m x_b}{h_b} \right)^{-1} \tag{3.6}$$

- C_1 = Constante, estabelecida como $C_1 = 320$, com base em resultados laboratoriais (Ref. /2/)
- H_b = Altura da onda ao quebrar
- g = Aceleração devida à gravidade
- A = Constante do perfil
- h_b = Profundidade da onda ao quebrar
- B = Altura da berma
- m = Inclinação da praia na linha de água
- x_b = Largura da zona de arrebentação

A constante do perfil, A , baseia-se no pressuposto de que a forma do perfil transversal da linha de costa pode ser simplificada de acordo com a seguinte expressão:

$$h = AX^{2/3} \tag{3.7}$$

Onde h = profundidade, X é a distância transversal da linha de água. Dean (Ref. /3/) apresentou uma expressão empírica para A , determinada inteiramente pelas propriedades dos sedimentos, com base em dados de campo:

$$A = 0,067 w_s^{0.44} \tag{3.8}$$

Onde w_s é a velocidade da queda dos sedimentos (em cm/s).

A velocidade de queda dos sedimentos aumenta conforme o tamanho dos grãos. Assim, no caso de areia grossa calcula-se um fator A alto, o que resulta em um perfil íngreme. No caso de areia fina, o fator A é baixo e o perfil correspondente é mais suave. A Figura 28 mostra a forma do perfil transversal da linha da costa referente a grãos com vários diâmetros diferentes.

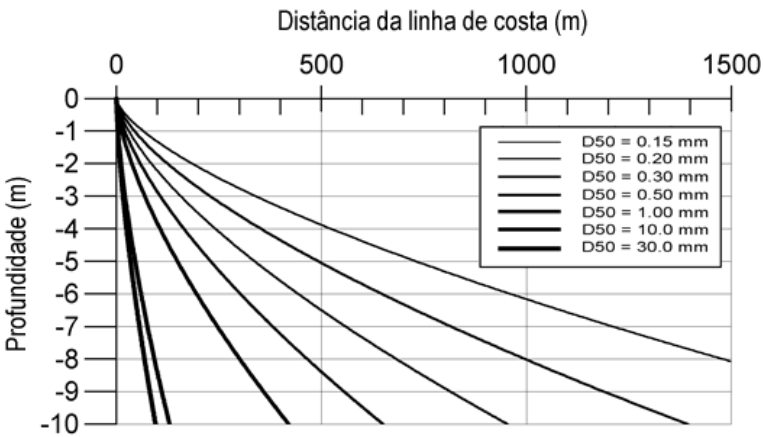


Figura 28 Perfis de equilíbrio conforme o tamanho dos grãos. Fonte: Mangor (Ref. /4/).

A altura de onda na arrebentação H_b e a profundidade no local de arrebentação h_b são calculadas no modelo utilizando um modelo simples de transformação de ondas, assumindo a refração e o empinamento lineares. O índice utilizado para a arrebentação das ondas foi 0,78, sendo um valor de uso comum. A altura da berma B e a inclinação da praia foram derivadas diretamente do perfil medido da praia.

No modelo admite-se que a forma do perfil transversal da linha da costa permanece constante, enquanto que a parte ativa do perfil se desloca conforme as elevações do nível de água (nível de ressaca). A velocidade desse deslocamento do perfil é determinada pelas condições das ondas. Parte-se do pressuposto que não há perda de sedimento na linha da costa, mas que o mesmo seja reposicionado devido às variações nas condições das ondas e nos níveis de água. O conceito encontra-se ilustrado na Figura 29.

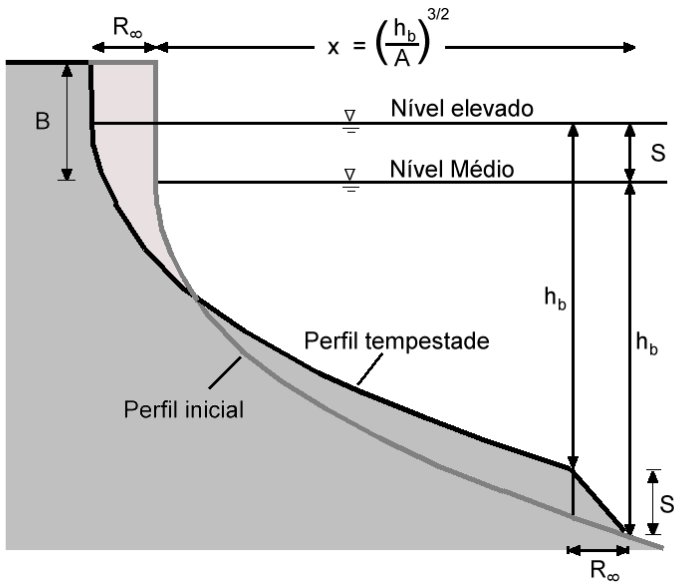


Figura 29 Ilustração do conceito do modelo do perfil.

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS

ESTÚDIOS DE MODELAGEM MATEMÁTICA



The expert in WATER ENVIRONMENTS

BATIMETRIA



COORDENAÇÃO GERAL

PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL



COLETA DE SEDIMENTOS PRAIA



RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daisy Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA

DEZEMBRO 2017

COORDENAÇÃO GERAL

SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA

DESENHOS E IMAGENS 3D

REALIZAÇÃO

INSTITUTO



REV02

24

PÁGINA

Com base nas definições acima, a posição de equilíbrio da linha da costa – que será alcançada se as condições atuais permanecerem constantes – pode ser calculada conforme segue:

$$R_{\infty} = \frac{S \left(x_b - \frac{h_b}{m} \right)}{B + h_b - S / 2}$$

(3.9)

Em que S = elevação da superfície da água (devida à maré, ressaca, sobre-elevação e espreadimento).

Nas simulações os parâmetros utilizados para as ondas foram baseados nas condições derivadas das ondas costeiras. A elevação total no nível de água consiste das componentes de maré (maré astronômica e meteorológica), o efeito do vento (maré de tempestade) e o aumento do nível pelas ondas (equilíbrio dinâmico, ou *wave setup* e instantâneo, ou *wave runup*). As componentes foram apresentadas em maiores detalhes na seção anterior. A equação de dinâmica da linha de costa (eq. 3.2) foi resolvida numericamente para o período de janeiro 1980 até junho de 2017.

A análise do perfil transversal da praia foi realizada para as duas posições ao longo da área do projeto. Os perfis calculados nos lados norte e sul da praia em base nos dados batimétricos foram utilizados como condição inicial. O espaçamento da grade utilizada no modelo foi de 2m. O intervalo de tempo nas simulações foi de 3 horas, o que corresponde à resolução de tempo dos dados de ondas.

Note-se que essas simulações representam apenas o recuo da linha de costa devido a mecanismos puros de transporte transversal de sedimentos. Isto implica que nessas simulações o volume total da areia permanece constante. As simulações representam a dinâmica da linha da costa, devida à relocação transversal da areia causada pela ação das ondas em conjunto com os níveis de água. As perdas de sedimento devido ao transporte longitudinal, conforme descrito na seção anterior, precisam ser superpostas nas simulações das variações da linha da costa devido aos processos de transporte transversal do sedimento.

As simulações da dinâmica do perfil foram realizadas considerando o período inteiro de dados disponíveis de 1980 – 2017. A Figura 30 apresenta as variações da linha de costa na parte norte da praia durante o período inteiro e durante um período de dois anos (2015-2016).

Os resultados das simulações indicam que flutuações da linha de costa da ordem de 5m ocorrem frequentemente na parte norte da praia. O recuo da linha de costa durante uma ressaca raramente excede 15m.

A Figura 30 mostra certa forma de periodicidade no padrão de recuo da linha de costa. Esta periodicidade é associada com a passagem de frentes frias que causam níveis altos (maré meteorológica e maré de tempestade) e ondas grandes que causam níveis de água elevados e erosão da linha de costa.

As simulações indicam que as flutuações da linha de costa são maiores na parte norte da praia do que na parte sul. Esta diferença é causada pelo abrigo proporcionado pelo costão da Ponta das Laranjeiras para as ondas de *swell* que vem das direções S a SE. Quanto mais ao sul da praia, maior este abrigo. A parte sul da praia é mais exposta às ondas de E a NE do que a parte norte da praia. Porém, estas ondas são do tipo vagas (*sea*) e geralmente são menores e com períodos mais curtos do que as ondas do tipo *swell* da direção SE.

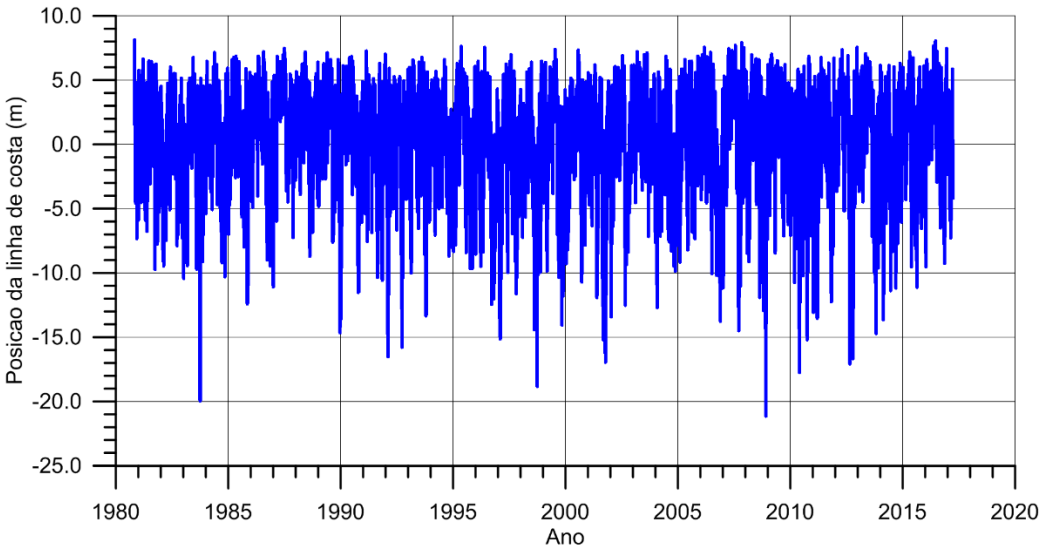


Figura Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento.-4 Variação da linha da costa no lado norte da praia devida aos processos de transporte transversal do sedimento. Período: 1980-2017.

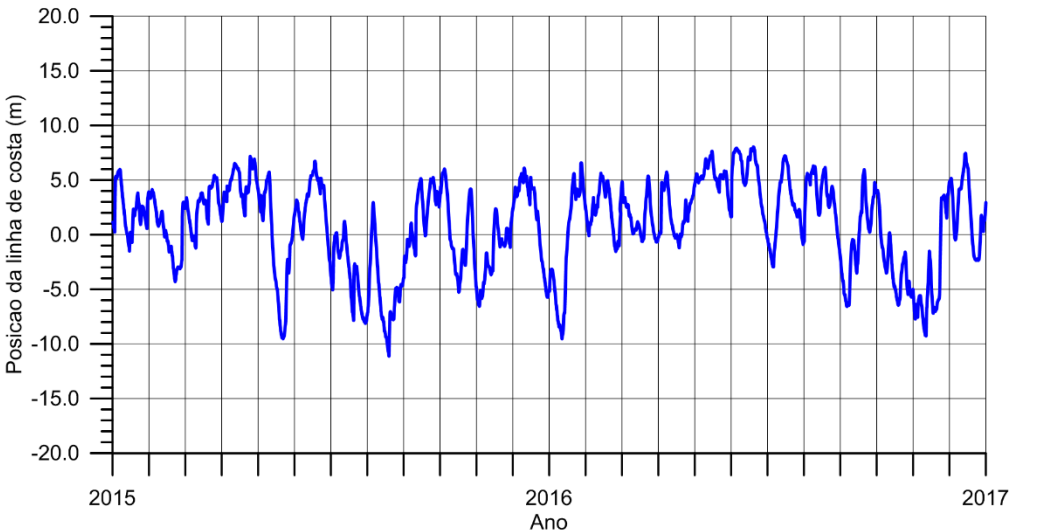


Figura 30 Detalhe da variação da linha da costa no lado norte da praia durante o período de 2015-2017.

As estatísticas de excedência das flutuações da linha da costa foram calculadas a partir das simulações, conforme apresentado na Figura 32 (parte norte) e Figura 33 (parte sul). O recuo máximo da linha da costa para diferentes períodos de retorno foi obtido por meio da extrapolação manual das distribuições calculadas para os valores correspondentes a períodos de retorno de 1, 10, 50 e 100 anos. Os resultados baseados nos últimos dez anos são apresentados na Tabela 6.

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS
ESTÚDIOS DE MODELAGEM MATEMÁTICA



COORDENAÇÃO GERAL
PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL



RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daysi Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA

DEZEMBRO 2017

COORDENAÇÃO GERAL

SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA

DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.

J.H.J.

B.E.

D.N.S.

J.L.F.J.

REALIZAÇÃO

INSTITUTO



REV02

25

PÁGINA

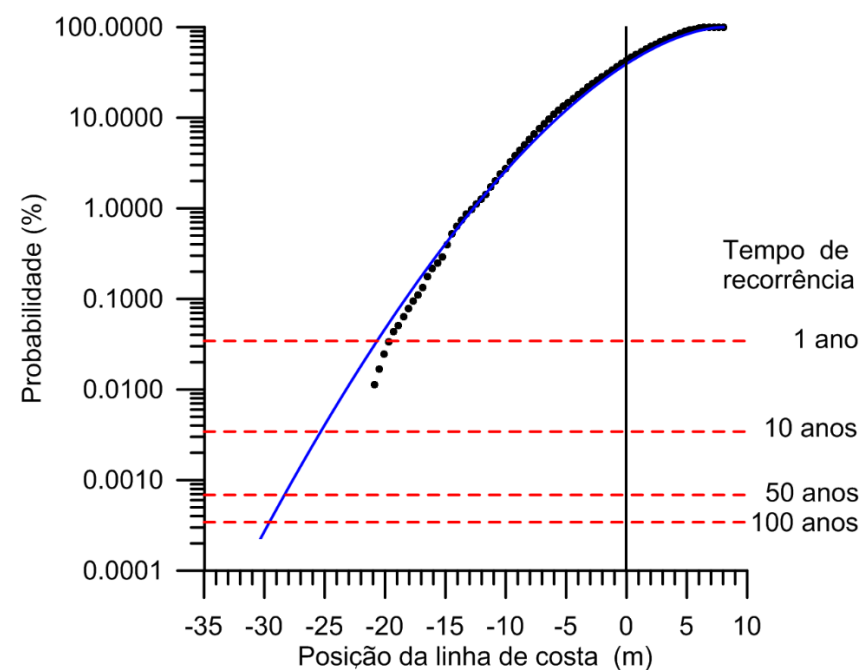


Figura 32 Estatísticas de excedência para a dinâmica da linha de costa na parte norte da praia devido à evolução do perfil.

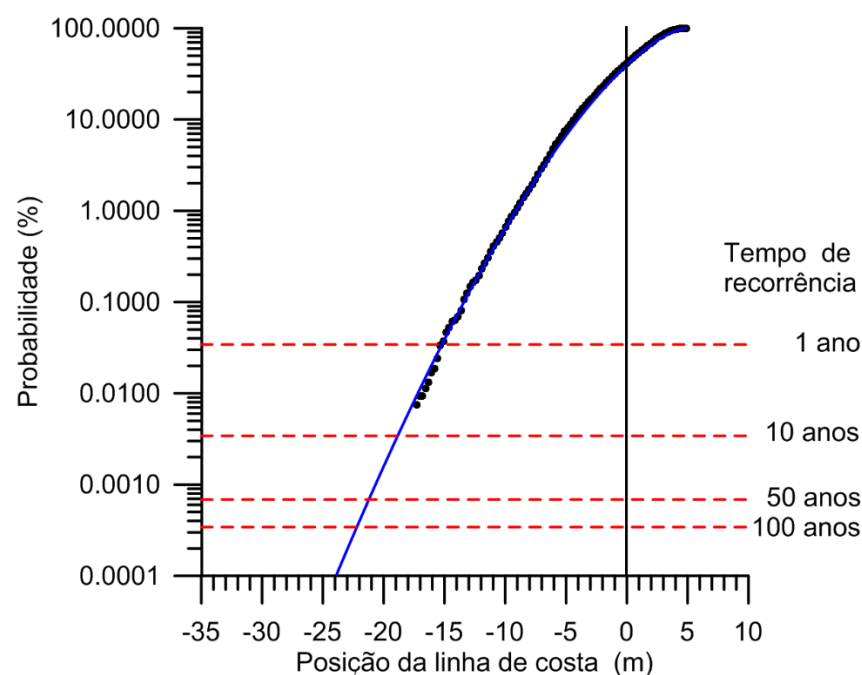


Figura 33 Estatísticas de excedência para a dinâmica da linha de costa na parte sul da praia devido à evolução do perfil

O recuo máximo da linha da costa para o período de retorno de 100 anos foi de aproximadamente 30 m na parte norte da praia e 22 m na parte sul. Observa-se que estes valores representam o recuo da linha de costa somente devido à dinâmica do perfil transversal. A erosão da linha de costa causada por gradientes longitudinais no transporte litoral será apresentada na seção 5.

Tabela 6 - Recuo máximo estimado da linha da costa devido à dinâmica do perfil transversal da costa para diferentes períodos de retorno, baseado no período [1980 – 2016].

Posição	Tempo de recorrência			
	1 ano	10 anos	50 anos	100 anos
Norte	21m	25m	28m	30m
Sul	15m	19m	21m	22m

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS
ESTUDIOS DE MODELAGEM MATEMÁTICA

DHI
The expert in WATER ENVIRONMENTS

BATIMETRIA
vector

COORDENAÇÃO GERAL
PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL

alleanza
PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL

COLETA DE SEDIMENTOS PRAIA
INOVA
Laboratório e Engenharia

RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daisy Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA
DEZEMBRO 2017

COORDENAÇÃO GERAL
SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA
GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA
DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.
J.H.J.
B.E.
D.N.S.
J.L.F.J.

REALIZAÇÃO
INSTITUTO



REV02

26

PÁGINA

4. Transporte Litorâneo

Quando as ondas se aproximam da costa com determinado ângulo, então são geradas correntes pelas forças hidrodinâmicas associadas com a arrebentação das ondas. Estas correntes causam transporte de sedimento ao longo da praia. O transporte de sedimento anual líquido, ou deriva litorânea, é definido como a soma do transporte anual dirigido para norte e para o sul.

4.1. Transporte Anual

Os resultados da simulação de ondas foram extraídos em uma posição na parte central da área do projeto. Os dados foram extraídos como séries temporais de parâmetros de ondas (Hs, Tp e MWD) com intervalo de 3 horas durante o período inteiro (1980-2016) dos dados do WWIII.

Os parâmetros de ondas próximas à costa foram utilizados para estimar o transporte anual longitudinal (deriva litorânea). Os cálculos foram realizados utilizando o modelo de transporte do DHI LITPACK. Além dos dados de ondas foram usados dados de batimetria (perfil transversal da praia), de maré, e de sedimento (granulometria). As características dos sedimentos da praia foram estimadas com base nos dados sedimentológicos disponíveis. Nos cálculos do transporte de sedimento foi assumido o valor de D_{50} de 0,2 mm, que é um valor típico da praia. A variação do nível do mar foi calculada usando a metodologia apresentada na seção anterior e incluiu os componentes de maré astronômica e meteorológica.

O modelo de transporte de sedimentos calcula a transformação e a arrebentação das ondas através da zona de surf. Os campos de ondas simulados são usados para calcular as correntes litorâneas e o transporte de sedimentos resultante. A seção transversal de praia no local do projeto foi derivada dos dados batimétricos. Ao longo desta seção transversal foram calculadas as taxas de transporte de sedimentos anuais usando os dados de sedimentos disponíveis e o clima de ondas simulado para perto da costa. A Figura 34 mostra as taxas de transporte anuais calculadas para o perfil de praia tomado na parte central do site do projeto. Um valor positivo indica transporte para norte.

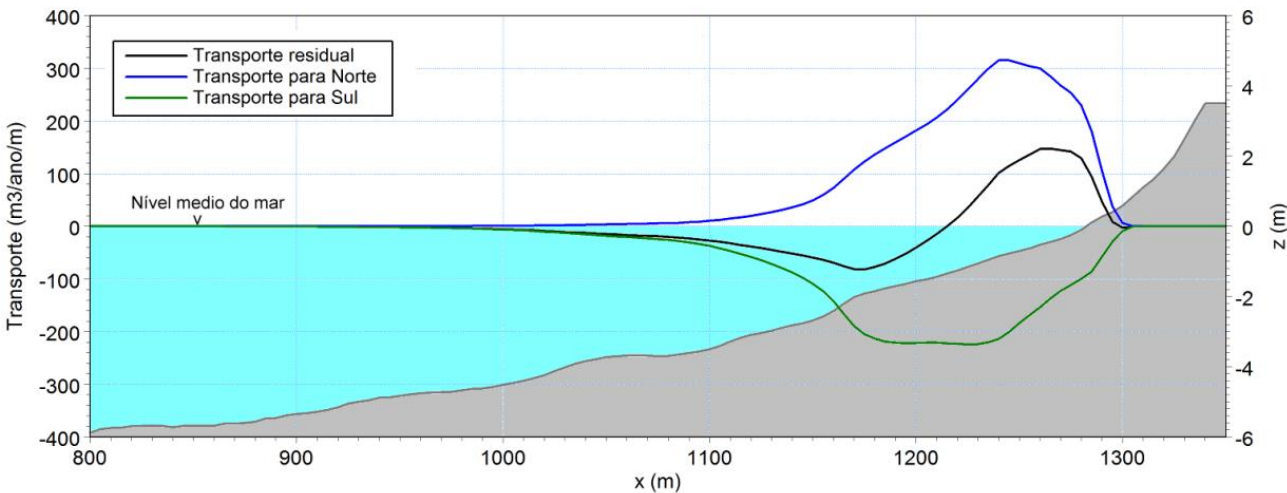


Figura 34 Distribuição transversal do transporte de sedimento anual calculado para o período de 1980 - 2016.

Os cálculos indicam que a praia encontra-se praticamente em equilíbrio, ou seja, as componentes de transporte anual para norte e para sul são da mesma magnitude. Isto confirma os resultados obtidos no estudo de ondas, conforme apresentado na seção 2, o qual mostrou que a direção de onda residual é praticamente igual à orientação da linha de costa. As componentes norte e sul do transporte litorâneo são da ordem de 30.000 m³/ano. Foi observado que o transporte de sedimentos ocorre principalmente em uma zona de aproximadamente 150 m da linha de água.

A profundidade de fechamento da praia, d_a , definida como a profundidade limite acima da qual o sedimento no leito do mar pode ser mobilizado pela ação de ondas e correntes, é de aproximadamente 3,5 m.

4.2. Transporte Litorâneo Como Função da Orientação da Linha de Costa

A Figura 35 mostra a relação entre o transporte litorâneo (deriva) e a desvio da orientação de equilíbrio da linha de costa. As simulações indicam que um desvio de 5 graus da orientação de equilíbrio da costa causará um aumento de aproximadamente 30.000 m³/ano. Ressalta-se que tais desvios ocorreram frequentemente durante as últimas décadas (ver Figura 14). As flutuações nas condições de ondas, que causam estes desvios e os associados fluxos de sedimento, desempenham um papel importante na dinâmica da linha de costa.

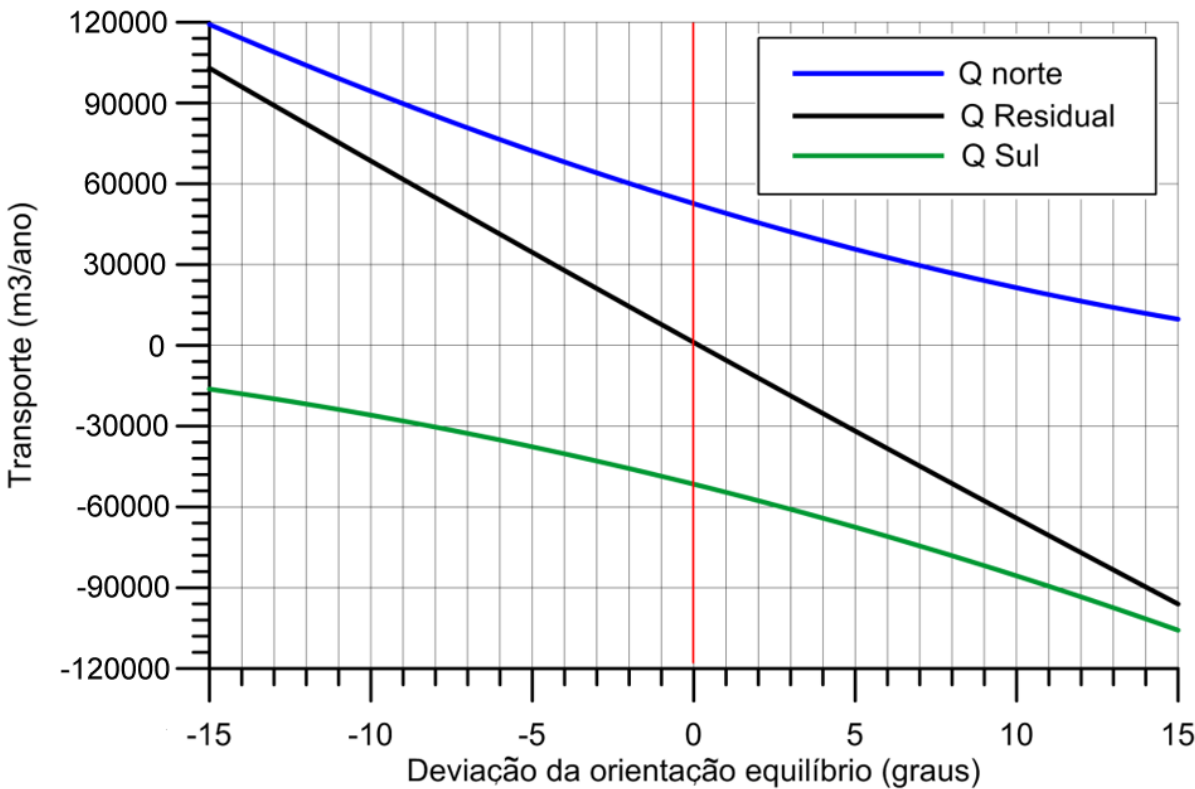


Figura 35 - Transporte litorâneo (deriva) como função do desvio da orientação da costa com a orientação de equilíbrio.

4.3. Variações Temporais no Transporte Litorâneo

Com o intuito de estudar as variações temporais do transporte litorâneo, foram realizadas simulações no modelo para cada ano durante o período de 1980-2016. Os resultados são apresentados na [Figura 36](#)As colunas representam as componentes norte e sul do transporte anual resultante. A linha vermelha indica o transporte residual.

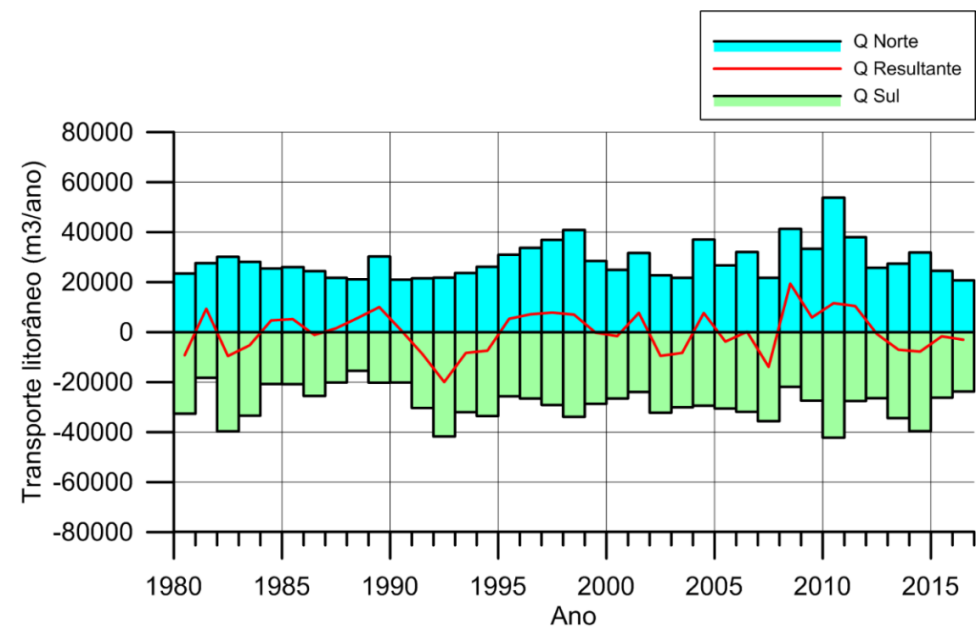


Figura 36 Taxas anuais de transporte litorâneo calculadas para o período de 1980-2016.

Os cálculos indicaram flutuações significativas no transporte ao longo dos anos. A direção do transporte residual mudou várias vezes durante o período coberto pelos dados. A magnitude do transporte dirigido para norte e para sul é geralmente entre 20.000 m³/ano e 40.000 m³/ano. Na média, o transporte residual é praticamente zero.

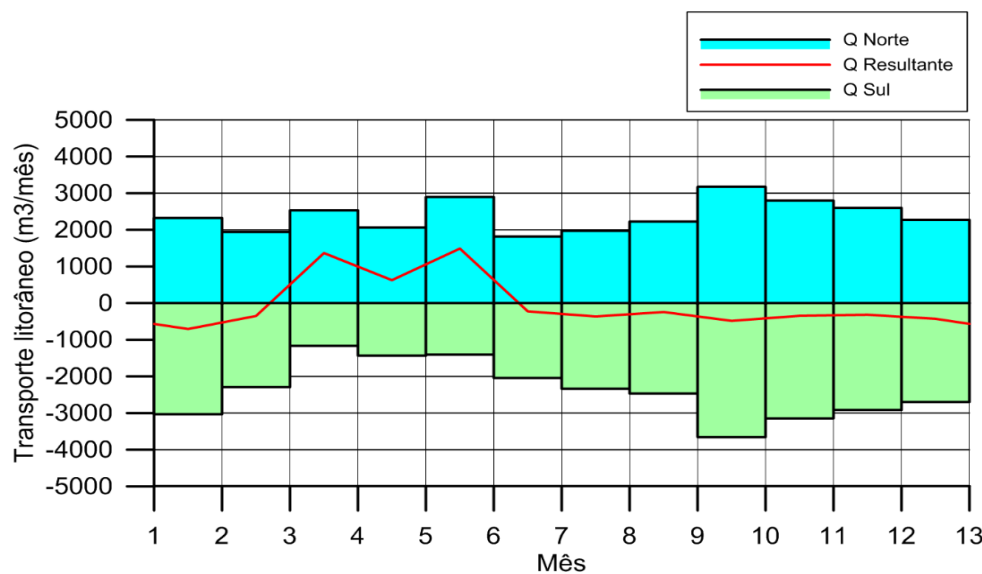


Figura 37 Taxas mensais de transporte litorâneo calculadas para o período de 1970-2016.

Além das variações na escala de tempo de anos, também ocorrem variações sazonais no transporte litorâneo. [Figura 37](#) mostra a variação mensal do transporte litorâneo, calculada para todo o período coberto pelos dados. Os cálculos indicam que o transporte residual é direcionado ao norte durante o período de março, abril e maio e para norte durante o resto do ano. A magnitude das componentes norte e sul é maior em setembro.

4.4. Dinâmica da Linha de Costa

Mesmo com transporte resultante quase zero, as variações temporais no transporte litorâneo acumulados podem criar flutuações consideráveis na posição da linha de costa. Os resultados da análise das condições de ondas, apresentados na seção anterior, indicam que houve variações nas condições de ondas que causaram flutuações no transporte litorâneo. A [Figura 38](#) mostra o transporte residual acumulado durante o período simulado. O transporte resultante é o resultado das componentes norte e sul do transporte litorâneo. Os resultados apresentados na figura mostram claramente que houve anos em que a componente norte era maior que a componente sul e vice-versa. Estas flutuações no transporte litorâneo causam flutuações no balanço de sedimento da praia que se reflete em variações na posição da linha de costa. Durante períodos com dominância de transporte para sul, a parte norte da praia sofrerá recuo da linha de costa enquanto há acreção na parte sul. Durante períodos com dominância de transporte para norte a situação é a contrária, com acreção na parte norte da praia e recuo na parte sul. As flutuações da posição da linha de costa são importantes para definir o comprimento mínimo do engordamento artificial para assegurar que a largura da praia esteja suficiente para evitar danos à infraestrutura durante ressacas.

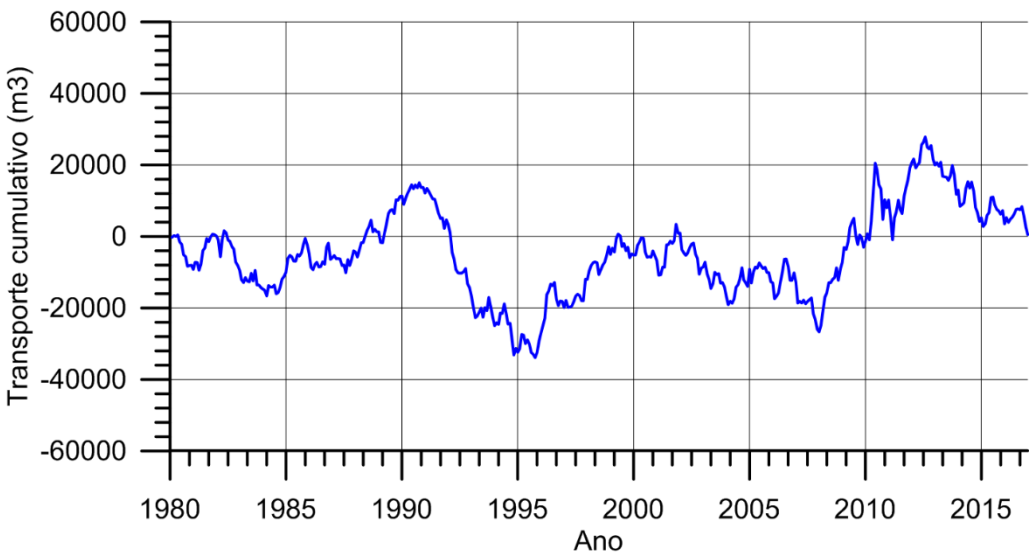


Figura 38 A variação do transporte residual acumulado para o período 1980 – 2016.

Para ter uma ideia de ordem de grandeza destas flutuações é considerado um sistema simplificado. As variações temporais nas taxas de transporte litorâneo causam flutuações na configuração da linha de costa com as maiores amplitudes próximas às extremidades dentro de uma célula sedimentar.

Para simplificar consideramos uma praia linear confinada nas duas extremidades por um promontório rochoso de tamanho suficiente para impossibilitar o transpasse de areia para praias adjacentes (ver [Figura 39](#)).

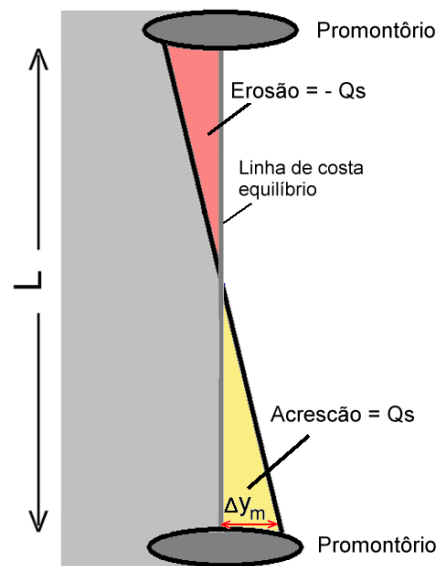


Figura 39 Ilustração do impacto de flutuações temporais do transporte litorâneo na configuração da linha de costa.

Os cálculos de transporte litorâneo apresentados na [Figura 38](#) indicam que o desvio entre o transporte litorâneo acumulado e o equilíbrio pode atingir até um volume na faixa de 30.000 m³. Considerando que a célula sedimentar da Praia Central de Balneário de Camboriú é relativamente pequena, na faixa de 5.500m, pode-se assumir que a resposta da linha de costa às flutuações no transporte é rápida e linear. Assim, a amplitude do desvio máximo da posição da linha de costa, Δy_m, devido às flutuações temporais no transporte litorâneo pode ser estimada como :

$$\Delta y_m = \frac{4Q_s}{Ld_{act}} \tag{4.1}$$

Em que Q_s = Desvio acumulado do transporte litorâneo (m³), L = Comprimento da célula sedimentar (m) e d_{act} = profundidade de fechamento (m). Para o caso da Praia Central o valor de Q_s é da ordem de 30.000 m³ (ver [Figura 38](#)). O comprimento da célula sedimentar (a distância ao longo da praia entre ponta da Preguiça e ponta das Laranjeiras, é na faixa de 5,5 km e a profundidade de fechamento é de aproximadamente 3,5m. A Equação 4.1 indica uma amplitude máxima da posição da linha de costa de (4x30.000) / (5.500x3,5) ≈ 6m.

Observe-se que as variações na posição da linha de costa devido às flutuações no transporte litorâneo (*longshore sediment transport*) são significativamente menores que as variações que podem acontecer devido ao transporte transversal, conforme apresentado na seção 3.

5. Importância da Vazão Fluvial na Morfodinâmica Costeira

A hidrodinâmica na foz do Rio Camboriú poderia ter uma influência na propagação de ondas, nas correntes e no transporte de sedimento. Primeiro, a correnteza do rio em si pode ser um fator relevante na morfodinâmica da foz. A velocidade da corrente no canal rapidamente cai quando a água fluvial chega à foz. Consequentemente, a capacidade de transportar sedimento diminuirá. Isto causa a formação de uma barra em frente à foz do rio. Segundo, em caso de estratificação do escoamento causada pelas diferenças na densidade entre a água doce do rio e a água salina do mar, a pluma de água doce na superfície pode ter um efeito na propagação de ondas. Se a vazão de água doce na superfície é suficiente, a refração de ondas aproximando da linha de costa pode ser afetada, o que resultaria em mudanças na direção de ondas na área da foz do rio. Estas mudanças na direção de ondas poderiam ter uma importância no transporte litorâneo e assim ter uma influência na morfodinâmica da praia na proximidade da foz.

Com objetivo de avaliar e quantificar a importância da vazão fluvial do Rio Camboriú na hidrodinâmica e morfodinâmica costeira foram analisadas algumas características morfológicas e hidrodinâmicas que poderiam ser indicativas para uma influência fluvial significativa. Primeiro, uma análise da morfologia da foz do Rio Camboriú não mostra claramente formações geomorfológicas típicas que tem origem de processos fluviais.

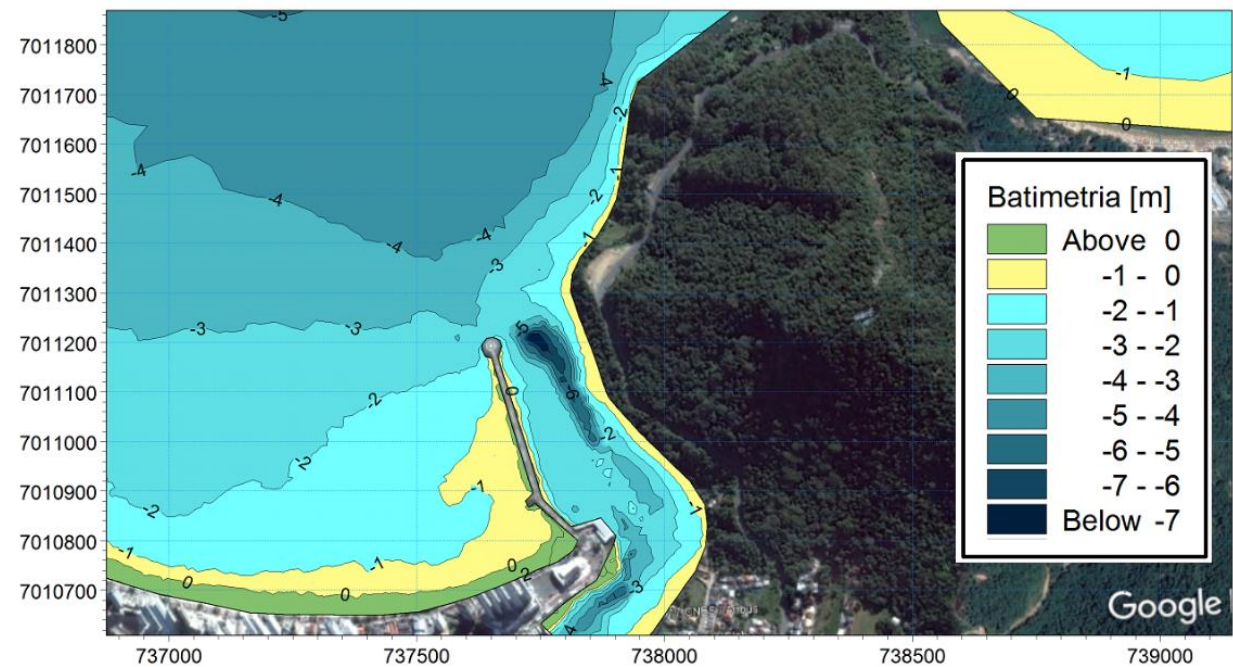


Figura 40 Batimetria na foz do Rio Camboriú

A ausência de um delta de maré baixa indica que a vazão fluvial desempenha um papel secundário com relação à morfodinâmica na foz. Os fatores predominantes para a hidrodinâmica e a morfologia da foz são a maré que entre e sai pela foz do rio e a ação de ondas.

Com relação à hidrodinâmica considere-se a importância da camada de água doce superficial na foz do Rio Camboriú. A [Figura 41](#) mostra uma ilustração do mecanismo da cunha salina na foz do rio.

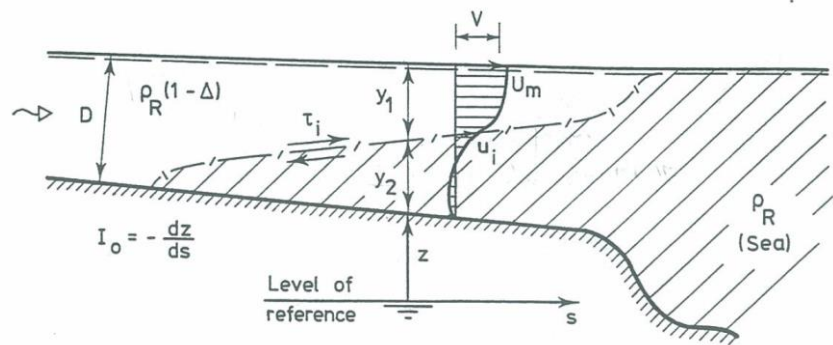


Figura 41 Ilustração de cunha salina estacionária na foz de uma estuário.

A espessura da camada de água doce na foz, η , ao longo de um estuário é dado por:

$$\frac{d\eta}{d\xi} = \frac{-f/2 F_{\Delta,0}^2}{(1-\eta)(\eta^3 - F_{\Delta,0}^2)} \quad (5.1)$$

Em que:

$\eta = y_1/D$ = espessura não-dimensional da camada de água fluvial (ver Figura 41)

$\xi = S/D$ = distância não-dimensional da foz do rio, ver Figura 41)

Δ = densidade de água salina

$F_{\Delta,0}$ = Parametro de Froude densimétrico

f = Fator de fricção interfacial

O parâmetro $F_{\Delta,0}$ é dado por:

$$F_{\Delta,0}^2 = \frac{q}{\Delta g D^3} \quad (5.2)$$

Em que:

$q = Q/w$

Q = Descarga fluvial (m^3/s)

W = Largura do canal fluvial (m)

D = Profundidade na foz do rio (m)

Da equação (5.1) fica evidente que a cunha salina somente existe se:

$$F_{\Delta,0}^2 = \frac{q}{\Delta g D^3} < 1 \quad (5.3)$$

A espessura da camada de água doce na superfície na foz do estuário, η_0 , é dada por:

$$\eta_0 = F_{\Delta,0}^{2/3} \quad (5.4)$$

Usando um valor típico de Δ (0,028) a espessura da camada de água doce (fluvial) na foz foi calculada como função da vazão fluvial Q . A largura do canal na foz foi estimada como 100m e a profundidade média na foz como 3m. A Figura 42 mostra a relação entre a descarga fluvial do Rio Camboriú e a espessura da camada de água doce, η_0 .

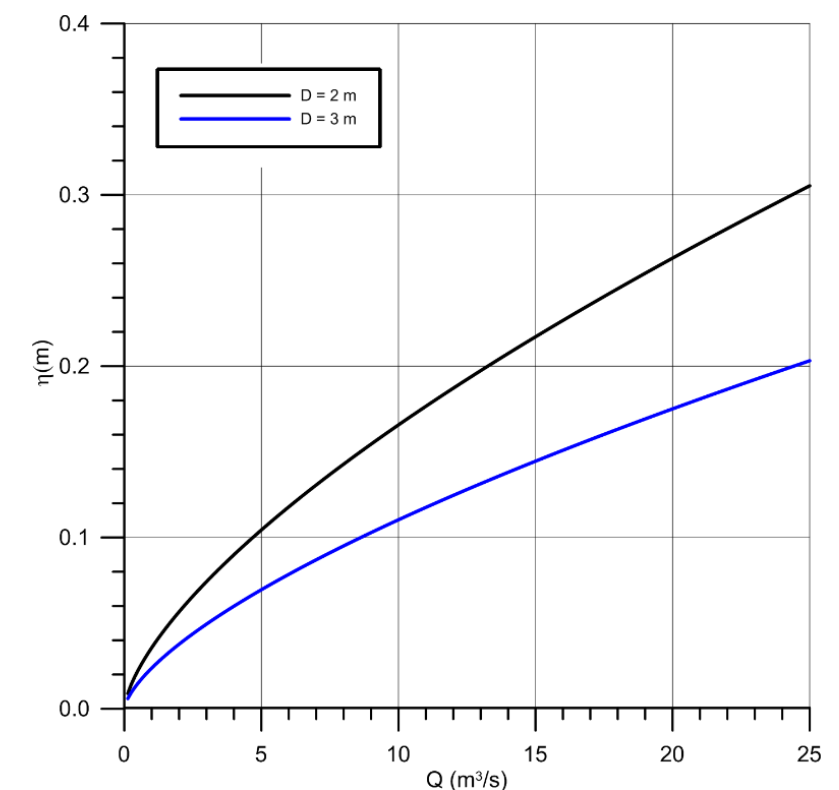


Figura 42 Relação entre a vazão fluvial do Rio Camboriú com a espessura da camada de água doce na foz do Rio.

A vazão média do Rio Camboriú é na faixa de 3 m^3/s . Os cálculos indicam que a espessura da camada de água doce para esta condição é da ordem de 0,05 a 0,07m, dependendo da profundidade do canal, o que corresponde de 2 a 4 % da profundidade na foz. Ao escoar dentro do mar, a força do jato de água doce na superfície diminui rapidamente com distância da foz do rio. Considerando os argumentos acima se conclui que a estratificação do escoamento na foz do rio não tem importância para as ondas e as correntes litorâneas. Assim, a importância desta estratificação no transporte litorâneo e morfodinâmica costeira pode ser considerada desprezível.

6. Projeto de Engordamento da Praia

Nesta seção são apresentadas as características geométricas e volumétricas definidas com base nos resultados das análises apresentadas nas seções anteriores.

6.1.Objetivos do Projeto de Engordamento

O projeto de engordamento tem dois objetivos principais: 1)- minimizar o risco de alagamentos e danos da infraestrutura na orla marítima e 2)- Aumentar a largura da praia para fins recreativos e de lazer.

A Figura 43 mostra um exemplo de um alagamento recente (15/09/2016). A fotografia indica que o nível médio do mar quase atinge a berma da praia. Os níveis instantâneos de água pelo espraçamento de ondas causam um fluxo de água que é responsável pelo alagamento da praia e das ruas da orla.

O risco de alagamento pode ser reduzido consideravelmente através do aumento da largura e da altura da praia. Não é necessário aumentar a cota da praia até o nível máximo de espraçamento de ondas. Caso a praia seja suficiente larga a energia de ondas que passam sobre esta pode ser suficientemente reduzida para evitar alagamentos.

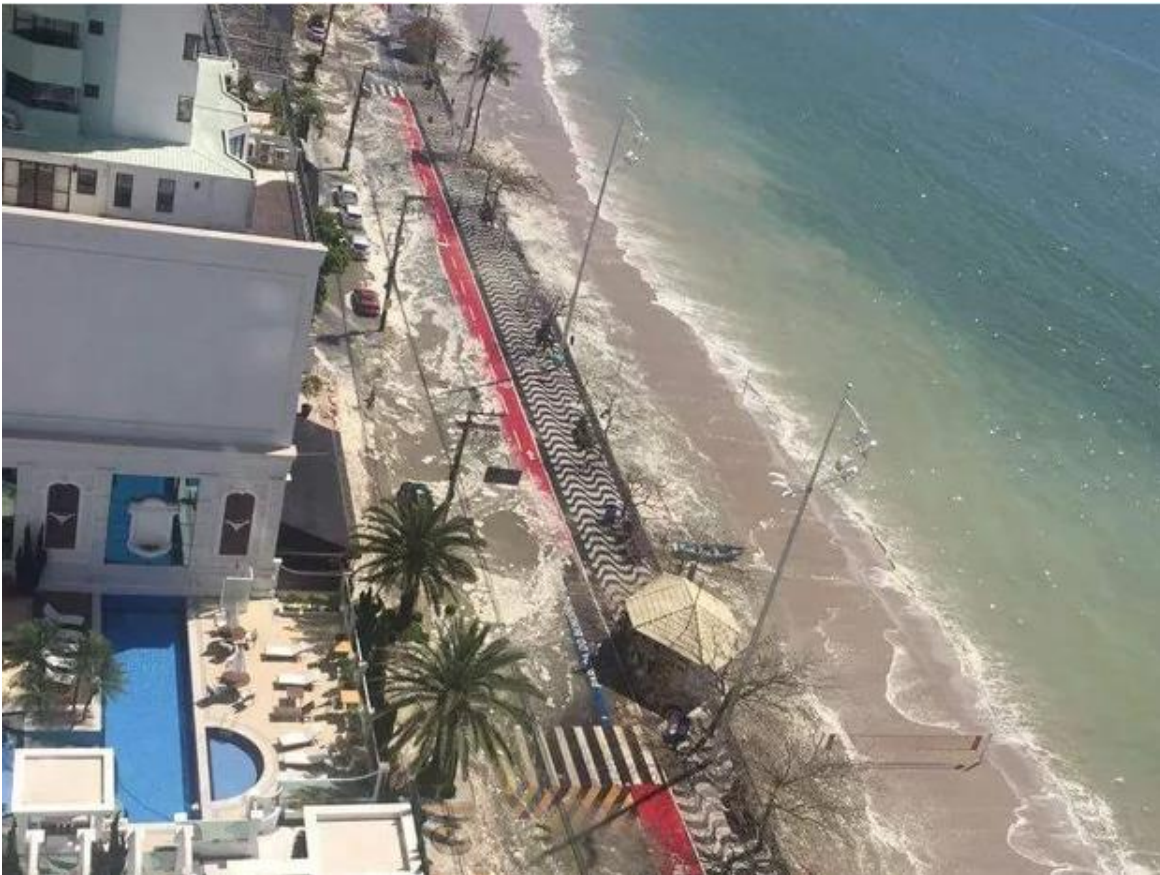


Figura 43 Ruas da orla de Balneário Camboriú alagadas com a maré alta (Foto: Mary Leal G1 – O Globo.com 15/09/2016).

A Figura 44 mostra a Praia Central de Balneário de Camboriú em um dia de alto verão. A fotografia indica que a praia é superlotada com banhistas. Este tipo de lazer e turismo tem grande valor econômico para a cidade, de forma que aumentar a área de lazer na praia pode ter um efeito positivo economicamente.



Figura 44 Praia Central de Balneário Camboriú (Foto: Jaime Batista da Silva G1 – O Globo.com 11/12/2015).

6.2.Características Geométricas do Engordamento

Os cálculos nos modelos indicaram que a variação máxima do nível do mar durante tais eventos pode atingir valores da ordem de 1,4m e 1,05 m acima do nível médio do mar (NMM) nas partes norte e sul da praia, respectivamente. Deve-se, ainda, considerar-se a elevação do mar devido ao espraçamento de ondas durante as ressacas. Os cálculos indicaram que os níveis de espraçamento podem, potencialmente, atingir até 2,6m acima do NMM.

Na prática isto significa que quando o nível de espraçamento potencial excede a cota máxima da praia, esta começa a ser inundada. Este alagamento frequentemente chega a atingir a orla marítima.

A análise da dinâmica dos perfis transversais indicou que o recuo máximo da linha de costa durante uma ressaca extrema (período de recorrência de 100 anos) pode atingir até 30m na parte norte da praia e até 22m na parte sul. Além disso, a análise da dinâmica da configuração da linha de costa indicou que flutuações na linha de costa na faixa de 6m podem acontecer devido a variações no transporte litorâneo.

O estudo mostrou que as flutuações na linha de costa são causadas por dois mecanismos: 1)- erosão de curto prazo do perfil durante ressacas; e 2)- variações sazonais no transporte litorâneo. No dimesionamento do projeto de engordamento também deve ser considerada a elevação de longo prazo do nível do mar.

O processo de elevação do nível do mar ocorre lentamente, em uma escala de tempo bastante longa. O perfil de praia irá se adaptar automaticamente a esse novo nível médio de água e irá aumentar gradualmente com o nível do mar. Se nenhum suprimento adicional de sedimentos for fornecido à praia, o ajuste vertical do perfil pode ser atingido somente através de uma migração do perfil em direção à costa, ou seja, erosão de praia. Se nenhum sedimento for fornecido ou retirado da praia, o impacto isolado da elevação do nível do mar na localização horizontal da linha de água pode ser estimado com base na geometria do perfil.

Para uma praia com perfil plano o deslocamento horizontal da linha de costa (recuo da linha de costa) é proporcional ao aumento do nível do mar:

$$\Delta x = \frac{\Delta z}{\tan \beta}$$

(6.1)

onde: Δx = recuo da linha de costa (m), Δz = aumento do nível do mar (m), e β = inclinação do fundo.

Para o presente projeto, a inclinação do fundo é da ordem de 1:40. Assim, um aumento de 0,5m nos próximos 100 anos causará recuo da linha de costa na faixa de 20m, o qual corresponde a uma taxa de recuo de 0,2 m/ano. Caso sedimento adicional seja fornecido à praia, através de engordamento desta, é possível compensar o aumento do nível do mar no perfil transversal da linha da costa.

Há muito incerteza sobre a taxa de aumento do nível do mar devido ao aquecimento global. Por isso, é difícil incorporar o impacto deste aumento no plano geométrico do projeto de engordamento. É recomendado implementar um programa de coleta de dados para monitorar a dinâmica da linha de costa. Assim, com base nas observações, pode ser definida a necessidade de engordamento adicional para assegurar a segurança da linha de costa.

No caso de Balneário de Camboriú a orla marítima é localizada próximo ao nível médio do mar, o que é a razão dos alagamentos frequentes. O futuro aumento do nível médio do mar aumentará o risco que a intensidade e a frequência destes alagamentos serão maiores nas próximas décadas. Este risco elevado deve ser considerado nos planos gerais para o uso da área e no planejamento das atividades humanas na área costeira. Ao incluir os efeitos do aumento do nível médio do mar no plano de engordamento, o impacto dos alagamentos pode ser reduzido. Entretanto, o projeto de engordamento da praia como intervenção única não será suficiente para providenciar a proteção completa para a orla.

O engordamento da praia deve ser projetado de modo que as variações naturais da posição da linha de costa possam ser absorvidas pela praia, sem causar danos à infraestrutura costeira. Além disso, a praia deve ter altura e largura suficientes para diminuir o risco e o impacto de alagamento. As variações máximas calculadas devido aos vários processos estão listadas na Tabela 7. No cálculo do volume do engordamento da praia foi considerada uma vida útil de 100 anos.

Tabela 7 Estimativa das flutuações máximas da linha de costa devido aos processos costeiros e dimensões geométricas do engordamento.

PROCESSO	RECUO MÁXIMO DA LINHA DE COSTA	
	Parte norte	Parte Sul
DINÂMICA DO PERFIL TRANSVERSAL	30m	22m
VARIAÇÕES NO TRANSPORTE LITORÂNEO	6m	6m
LARGURA MÍNIMA DA PRAIA	36m	28m
NÍVEL MÁXIMO DO MAR (NMM)	1,40m	1,05m
COTA MÍNIMA DO ENGORDAMENTO (M + NMM)	2,00m	1,65m

6.3.Perfis Transversais de Praia

Com fins de analisar o efeito do engordamento na extensão da praia foi realizada uma série de cálculos para vários tipos de sedimento e volumes de engordamento. O volume de engordamento variou sistematicamente entre 50 e 500 m³/m. Foram considerados vários tipos de sedimento a serem usados no engordamento, com grãos médios entre 0,15 mm e 0,40 mm. Nos cálculos foram considerados dois perfis transversais representativos para a parte norte e a parte sul da praia.

Foi assumido que o engordamento foi realizado usando escavadeiras e que o talude inicial da parte submersa do engordamento foi de 30 graus, o que corresponde ao talude máximo para área. Após a finalização do engordamento, o talude da praia se ajustaria até que esta tenha atingido a forma equilíbrio definida pelo tamanho do grão de sedimento. O perfil de equilíbrio foi calculado usando a expressão de Dean (1987):

$$h = AX^{2/3}$$

(6.2)

Onde *h* = profundidade, *X* é a distância transversal da linha d’água. Dean (Ref. /3/) apresentou uma expressão empírica para *A*, determinada inteiramente pelas propriedades dos sedimentos, com base em dados de campo:

$$A = 0,067w_s^{0.44}$$

(6.3)

Onde *w_s* é a velocidade da queda dos sedimentos (em cm/s).

A equação (6.2) daria uma inclinação muito ingreme perto da linha de costa (x=0) o qual não seria realístico. Nos cálculos foi assumida que a inclinação máxima da praia é 1:30.

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS

ESTUDIOS DE MODELAGEM MATEMÁTICA



The expert in WATER ENVIRONMENTS

BATIMETRIA



COORDENAÇÃO GERAL

PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL



COLETA DE SEDIMENTOS PRAIA



RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daysi Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA

DEZEMBRO 2017

COORDENAÇÃO GERAL

SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA

DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.

J.H.J.

B.E.

D.N.S.

J.L.F.J.

REALIZAÇÃO

INSTITUTO



REV02

32

PÁGINA

A Figura 45, a Figura 46, e a Figura 47 mostram exemplos do perfil transversal de praia após o engordamento para extensões iniciais de 100, 200 e 300 m³/m. O valor de D₅₀ neste caso foi 0,20 mm. O perfil inicial é indicado pela linha vermelha estipulada. Após o ajuste do perfil, a extensão final da praia para as três situações analisadas foi 22m, 40m and 56m respectivamente.

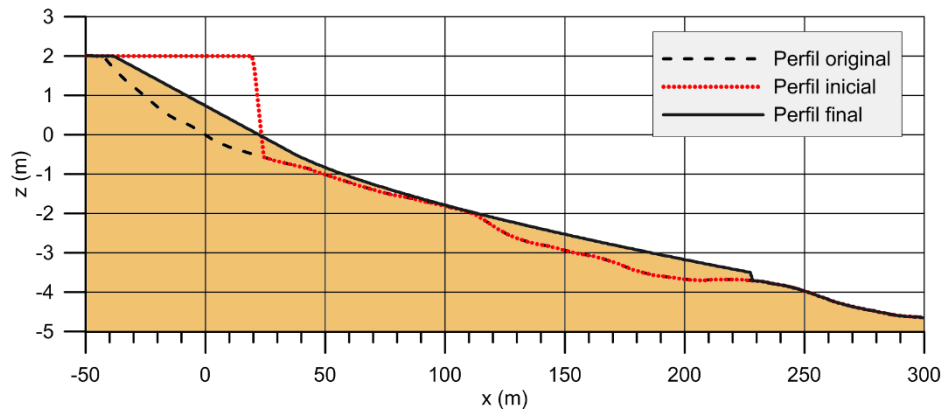


Figura 45 Perfil transversal norte após o engordamento Vol = 100 m³/m, D₅₀=0,2mm.

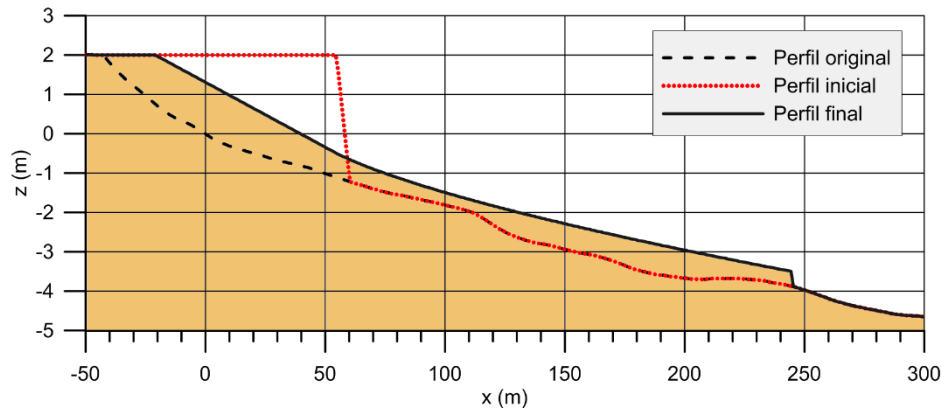


Figura 46 Perfil transversal norte após o engordamento Vol = 200 m³/m, D₅₀=0,2mm.

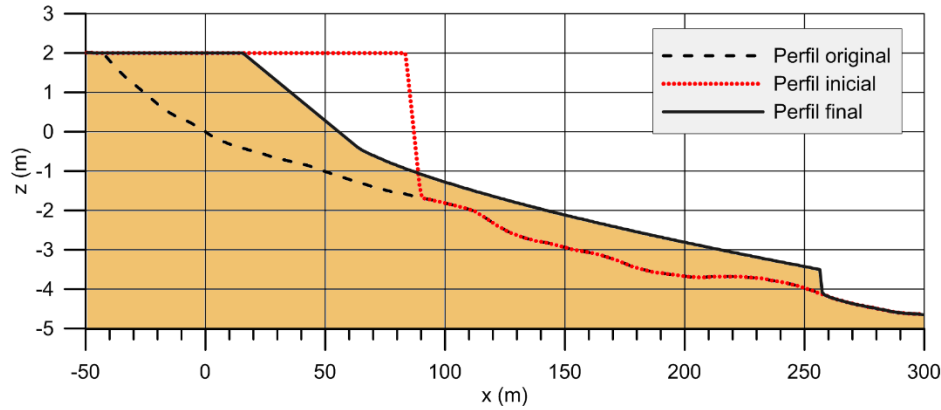


Figura 47 Perfil transversal norte após o engordamento Vol = 300 m³/m, D₅₀=0,2mm.

As figuras mostram que, quanto maior o volume de engordamento maior será o volume de sedimento que fica acumulado nas partes submersas do perfil. Este volume não contribui para o alargamento da praia, mas é necessário para manter o perfil de equilíbrio correspondente ao tipo de sedimento usado. Assim, fica claro que a eficácia do engordamento é altamente dependente do material utilizado. Caso seja usado material grosso o volume necessário para obter certo aumento da largura da praia seria consideravelmente menor do que se fosse usado material mais fino.

A Figura 48 e a Figura 49 mostram exemplos de perfis nos lados norte e sul da praia após o engordamento com 350 m³/m. O grão médio D₅₀ foi 0,2 mm. A figura mostra que há uma parte do volume do material que se acumula em profundidades abaixo de 1,0 m. Em geral o perfil sul é mais suave que o perfil norte, mas as diferenças entre os dois perfis principalmente se manifestam para profundidades maiores que 5m. Esta profundidade é maior que a profundidade de fechamento, que é de aproximadamente 3,5m na parte norte da praia e 3,0m na parte sul. Por isso, a diferença entre os perfis norte e sul não tem muito importância para o volume de engordamento.

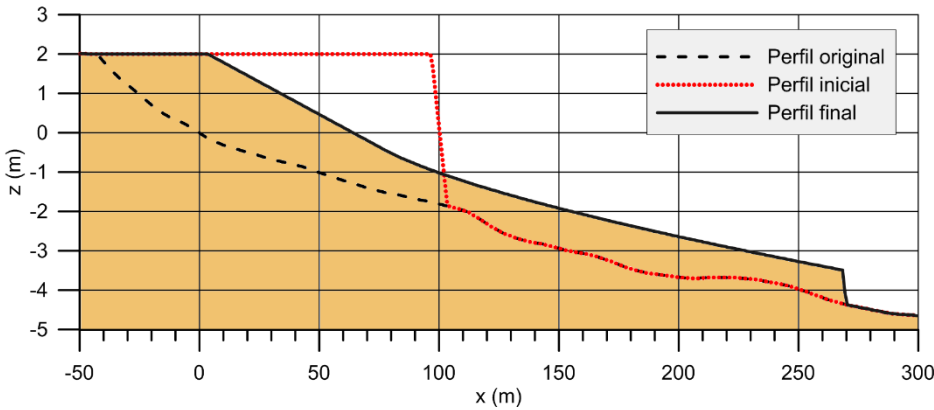


Figura 48 Perfil transversal norte após o engordamento Vol. = 350 m³/m, D₅₀=0,20m.

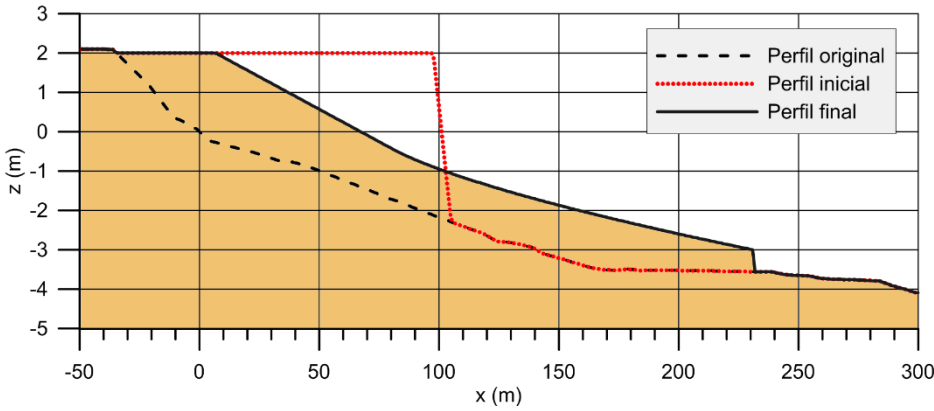


Figura 49 Perfil transversal sul após o engordamento Vol. = 350 m³/m, D₅₀=0,20m.

Exemplos de perfis de praia após o engordamento para três tipos de sedimento são apresentados na Figura 51, na Figura 52 e na Figura 50. O volume de engordamento foi 250 m³/m. Após o ajuste do perfil o aumento da praia foi de 27, 48 e 61m para o material de engordamento de 0,15, 0,25 e 0,3mm, respectivamente. Este exemplo mostra que quanto mais grosso o sedimento, maior é o “rendimento” em termos de extensão da praia. Uma desvantagem do material grosso é que a praia fica mais inclinada, o que pode ser um fator de risco para crianças. Por exemplo, a distância entre a linha de água e a posição em que a profundidade é 1m é 14 m, 33 m e 47 m para sedimento com D₅₀ de 0,2 mm, 0,3 mm e 0,4 mm respectivamente.

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS
ESTÚDIOS DE MODELAGEM MATEMÁTICA



COORDENAÇÃO GERAL
PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL



RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjeltnager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daisy Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA

DEZEMBRO 2017

COORDENAÇÃO GERAL

SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA

DESENHOS E IMAGENS 3D

REALIZAÇÃO

INSTITUTO



REV02

33

PÁGINA

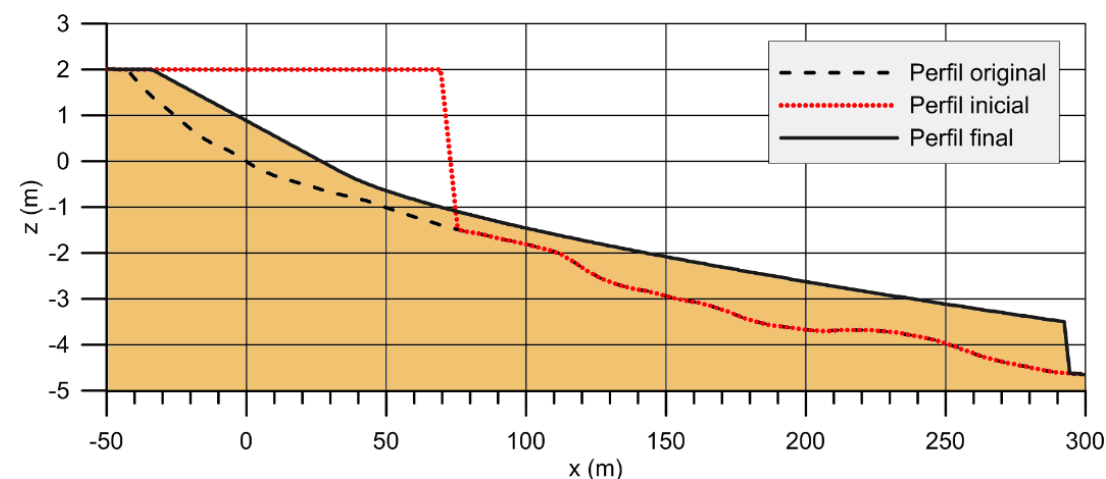


Figura 50 Perfil transversal norte após o engordamento Vol. = 250 m³/m, D₅₀=0,15mm.

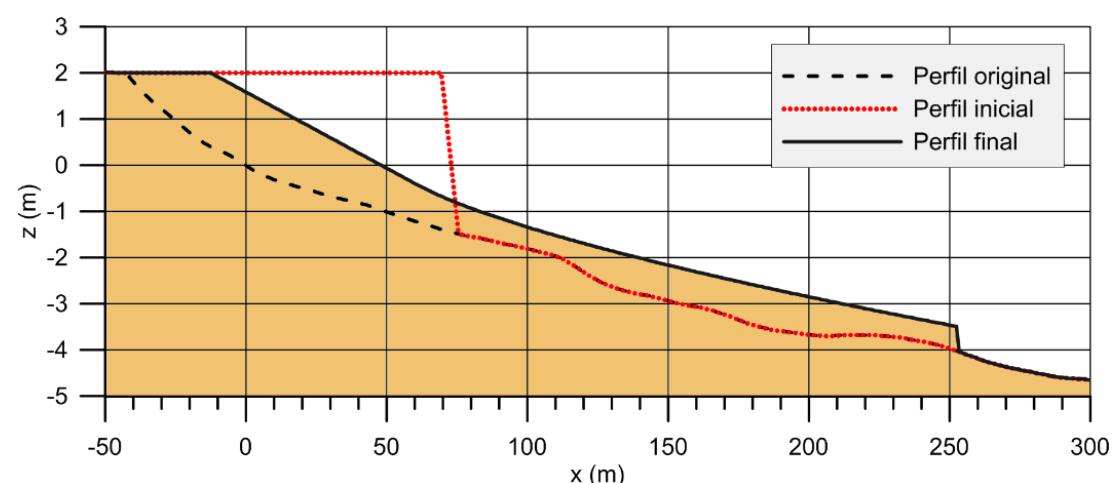


Figura 51 Perfil transversal norte após o engordamento Vol. = 250 m³/m, D₅₀=0,20mm.

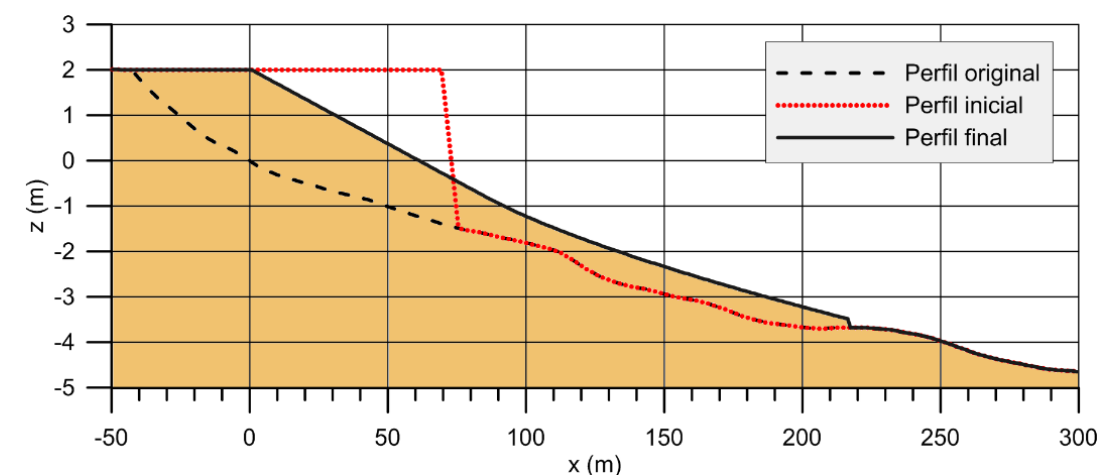


Figura 52 Perfil transversal norte após o engordamento Vol. = 250 m³/m, D₅₀=0,30mm.

A Figura 53 mostra a relação entre o volume de engordamento e o aumento final da largura de praia para os quatro tipos de sedimento considerados nesta análise. A cota máxima do engordamento foi de 2,00m. A figura mostra que o aumento da largura da praia, para certo volume de engordamento, depende fortemente do tamanho do grão de sedimento do material usado para o engordamento. O material mais grosso cria um perfil mais inclinado e a maior parte do material fica confinado em uma área relativamente perto da linha de costa. O uso de material mais fino causará um perfil de praia mais suave e o material será distribuído em uma areia mais larga através do perfil transversal.

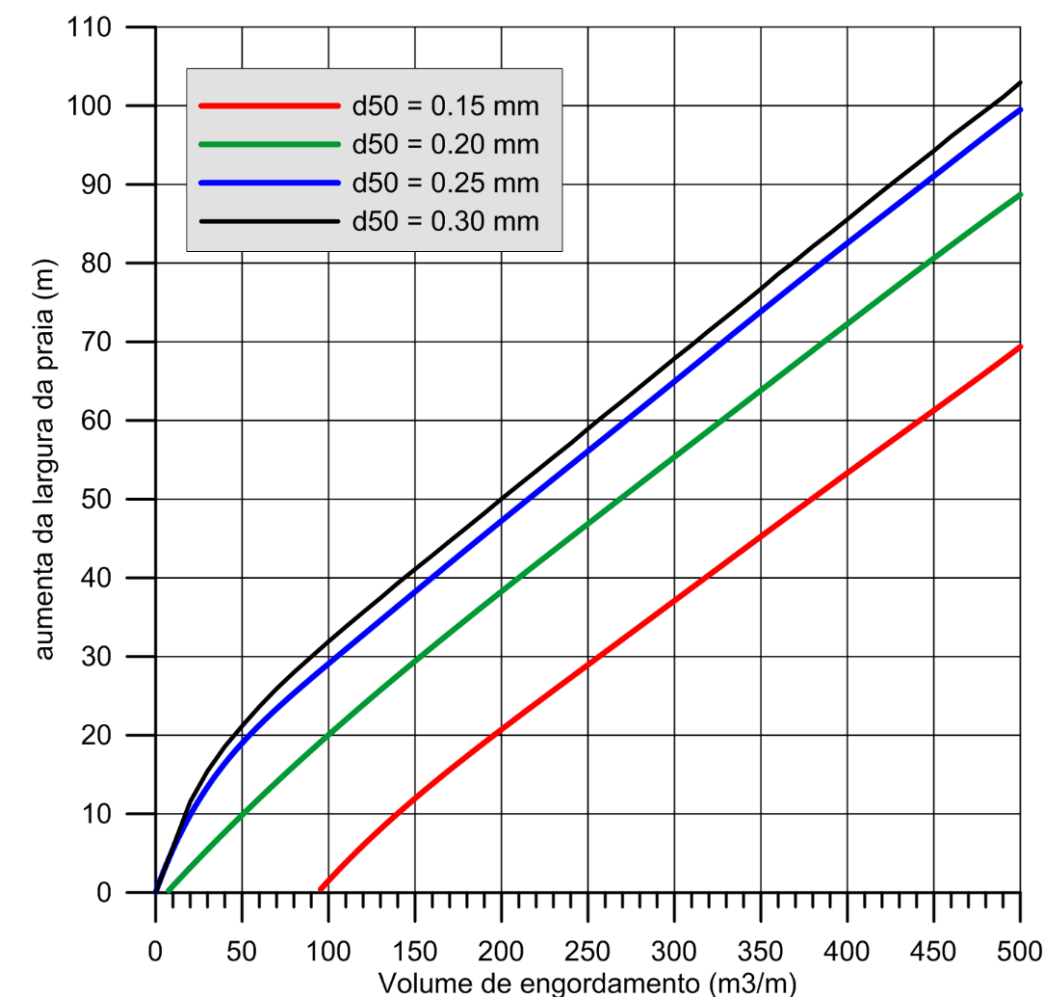


Figura 53 - Relação entre o volume de engordamento (m³/m) e o aumento da largura de praia cota máxima de engordamento : 2,00 m+ NMM

A Figura 54 mostra um exemplo da linha de costa após um engordamento com 250 m³/m usando sedimento com D₅₀ = 0,3mm. O aumento da praia, após o ajuste do perfil, é na faixa de 65m em média, o que praticamente é o dobro da largura da praia hoje. O volume total deste engordamento é de aproximadamente 1,4 milhões m³. Com a praia mais larga e mais alta o risco de alagamento é consideravelmente menor e a capacidade de facilitar o lazer é o dobro que aquela de hoje.

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS
ESTÚDIOS DE MODELAGEM MATEMÁTICA



COORDENAÇÃO GERAL
PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL



RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daisy Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA

DEZEMBRO 2017

COORDENAÇÃO GERAL

SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA

DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.

J.H.J.

B.E.

D.N.S.

J.L.F.J.

REALIZAÇÃO

INSTITUTO



REV02

34

PÁGINA



Figura 54 Exemplo da configuração da linha de costa após o engordamento. Volume total de engordamento: 1,4 milhões m³, D₅₀: 0,3mm.

A eficácia do engordamento, como função de D₅₀ do sedimento é apresentada na Tabela 8. A tabela indica um volume total de material (em 10⁶ m³) necessário para criar uma certa extensão da praia, Δx, ao longo da praia inteira de Balneário de Camboriú. Por exemplo, para criar uma extensão da praia de 50m usando sedimento com D₅₀ = 0,2 mm, será necessário um volume total de 1,27 milhões m³. Usando material com D₅₀ = 0,3mm diminuiria o volume total até 0,81 Milhões m³. Uma extensão de 60m usando material com D₅₀ = 0,15mm requeria um volume total de 2,46 milhões m³ e um aumento de 3,0m usando o mesmo material, precisaria de 1,32 milhões m³.

A tabela mostra claramente que quanto menor o D₅₀ do material de engordamento, maior o volume necessário para realizar a extensão da praia. Por exemplo, para criar uma extensão de 50m será necessário 2,5 vezes mais material do que se for criada usando areia de D₅₀ de 0,15 ao invés de 0,3mm. Isto é um fator importante a ser considerado na seleção do material de construção do engordamento.

Tabela 8 Relação entre o aumento da largura da praia, Δx, como função da granulometria do material usado no engordamento. Os valores na tabela indicam os volumes de engordamento em 10⁶ m³ como função do aumento da largura da praia, Δx.

ΔX (m)	D50 (mm)			
	0.15	0.2	0.3	0.4
10	0.63	0.18	0.10	0.10
20	0.96	0.36	0.24	0.23
30	1.32	0.64	0.39	0.37
40	1.71	0.95	0.56	0.55
50	2.06	1.27	0.81	0.74
60	2.46	1.61	1.12	0.95
70	2.85	1.95	1.44	1.23
80		2.30	1.75	1.55
90		2.67	2.07	1.87
100			2.40	2.19

6.4. Material de Engordamento

O EIA/RIMA (Ref /1/) identificou a área de jazida, ver Figura 55. O sedimento na jazida consiste principalmente de área muito fina (0,0625 < D < 0,125 mm) e areia fina (0,125 < D < 0,250 mm).

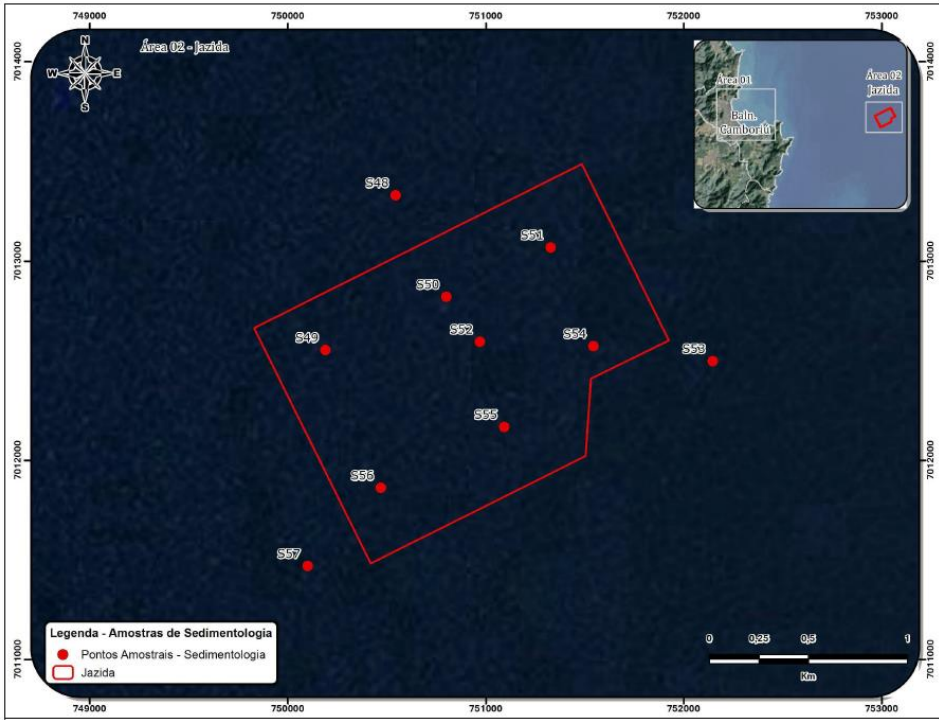


Figura 55 Estacoes amostrais para caracterização sedimentologica da jazida sedimentar (Fonte: Ref /7/).

Tabela 9 – Caracterização sedimentologica das amostras coletadas na área de jazida. Fonte: Ref /7/.

Amostra	Média	Mediana	Desvio Padrão	Assimetria	Curtose	Classificação
#S 48	0,7673	0,8910	1,0740	-0,0202	0,8588	Areia grossa
#S 48 Sub	1,9380	2,0690	1,1060	-0,1317	1,1410	Areia média
#S 49	2,3720	2,4280	0,6900	-0,2373	1,6650	Areia fina
#S 50	3,7070	3,1380	2,4060	0,2735	1,3580	Areia muito fina
#S 51	2,5090	2,5090	0,6392	-0,0202	1,6270	Areia fina
#S 52	4,5000	4,5000	0,3064	0,0000	0,7377	Silte grosso
#S 52 Sub	3,1860	3,3350	1,1870	-0,2088	1,9160	Areia muito fina
#S 53	3,4980	3,4090	1,6410	0,2030	2,1810	Areia muito fina
#S 53 Sub	2,1640	2,4010	1,8030	-0,0913	1,5820	Areia fina
#S 54	2,9280	2,7410	1,3580	0,3801	1,8830	Areia fina
#S 55	2,7990	2,6700	0,7981	0,1997	1,2630	Areia fina
#S 56	2,9320	2,7110	1,8430	0,2333	1,9820	Areia fina
#S 57	3,0690	3,0290	1,5870	0,0715	1,9740	Areia muito fina
#S 57 Sub	2,4670	2,4970	1,1640	-0,0910	2,0000	Areia fina

Anteriormente amostras de sedimento foram coletadas e analisadas, CPE (Ref /7/). A Figura 56 mostra a composição granulométrica das amostras analisadas.

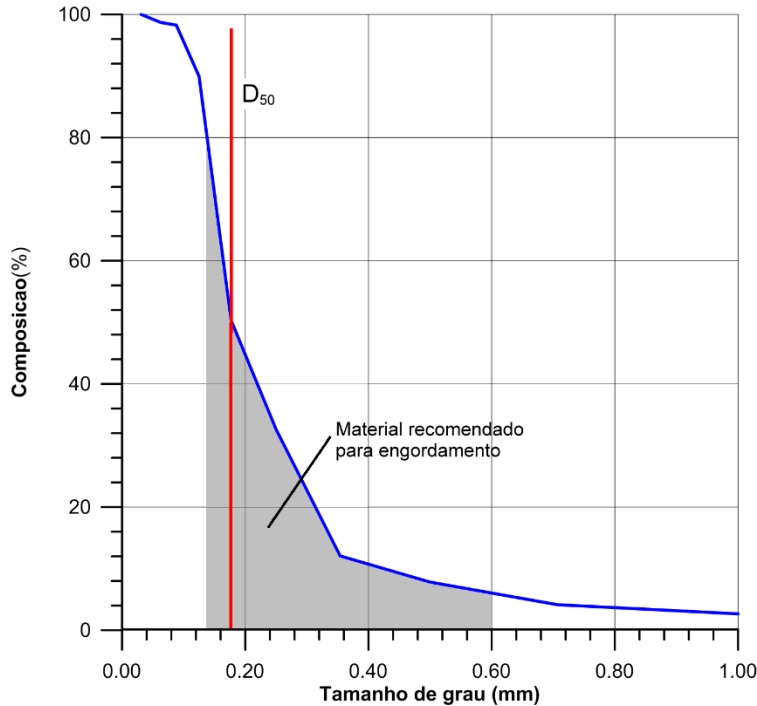


Figura 56 Composição granulométrica do sedimento na jazida.

As análises apresentadas neste estudo indicam que o volume de engordamento necessário para realizar a extensão da praia aumenta fortemente quando for usado material muito fino ao invés de areia mais grossa. Também, a área afetada pelo engordamento aumenta consideravelmente pelo fato do talude do perfil transversal da costa ser mais suave para o material fino do que para o grosso.

Recentemente, o DHI desenvolveu uma tecnologia para mudar a distribuição de material dragado usando a tecnologia de “hopper overflow”. Uma descrição desta nova tecnologia é dada em *Jensen and Saremi (2014)*. Esta publicação é providenciada no Anexo 1. Nesta metodologia a parte fina de sedimento dragado na jazida é descartada logo ainda durante a dragagem. Assim, o sedimento pode ser purificado e o grão médio pode ser aumentado em até 0,2 mm. O sedimento disponível na área de jazida é caracterizado por uma distribuição granulométrica relativamente pobre. Isto é um fator a favor da metodologia acima mencionada. O custo por m³ de areia aumenta devido ao fato que a draga precisa de mais tempo e mais material necessita ser “processado” para produzir o sedimento com características recomendadas para o projeto de engordamento. Por outro lado, o volume total de sedimento necessário para realizar a extensão da praia diminuirá consideravelmente. Além disso, a durabilidade da obra melhora porque a taxa do material fino no material usado é reduzida. Finalmente, o impacto da obra no meio ambiente será menor no caso do uso de areia purificada, pois a extensão da obra na direção transversal da costa é menor e a perda das frações finas de sedimento em forma de plumas diminuirá após a finalização da obra. Finalmente, o risco de acumulação de material fino, transportado pelo vento, da praia para a área urbanizada diminuirá. Por isso, é recomendado considerar a possibilidade da purificação da areia na execução da obra.

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS

ESTÚDIOS DE MODELAGEM MATEMÁTICA



The expert in WATER ENVIRONMENTS

BATIMETRIA



COORDENAÇÃO GERAL

PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL



COLETA DE SEDIMENTOS PRAIA



RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daysi Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA

DEZEMBRO 2017

COORDENAÇÃO GERAL

SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA

DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.

J.H.J.

B.E.

D.N.S.

J.L.F.J.

REALIZAÇÃO

INSTITUTO



REV02

36

PÁGINA

7. Conclusões

- Em frente à parte central da praia, em uma profundidade de 10m, a altura significativa de onda é tipicamente entre 1,0 e 1,2m. A altura de onda raramente (<1% do tempo) excede 2,5m.
- O período de pico médio é tipicamente entre 6-12 segundos e raramente excede 15 segundos. A direção dominante de ondas é ENE.
- A altura de onda com um período de retorno de 100 anos é de aproximadamente 3,3m em uma profundidade de 10m.
- Durante os últimos dez anos algumas variações significativas podem ser observadas na exposição da costa à energia de ondas e a ocorrência de eventos com ondas grandes. O ano de 2010 foi o mais violento em termos de energia de ondas. Nos últimos 2 anos, a energia de ondas é mais baixa e a ocorrência de eventos com ondas grandes diminuiu.
- A elevação do nível mar devido à combinação de marés astronômicas, vento (maré de tempestade e maré meteorológica), e ondas (*wave set-up*) atinge até 1,4m acima do Nível Médio do Mar (NMM) na parte norte da praia e até 1,05m na parte sul. As elevações correspondem a um tempo de recorrência de 100 anos.
- O mecanismo de espraiamento de ondas (*wave runup*) pode aumentar a elevação do nível instantâneo de água consideravelmente. Na situação atual a largura da praia é insuficiente para absorver o efeito deste espraiamento, o que resulta em alagamento da praia e da orla marítima. Este tipo de alagamento pode ser bastante diminuído através do aumento da largura e altura da praia.
- O impacto da vazão fluvial do Rio Cambóriu na hidrodinâmica e morfodinâmica na zona litorânea do Balneário de Cambóriu é desprezível.
- O recuo extremo da linha de costa (com tempo de recorrência de 100 anos) devido ao transporte transversal da costa durante ressacas é da ordem de 30m na parte norte da praia e de 22m na parte sul.
- O transporte de sedimento ao longo da praia é de aproximadamente 30.000 m³/ano nas duas direções (NE e S).
- As flutuações na magnitude e direção do transporte litorâneo causam variações na posição da linha de costa da ordem de 6 m.
- O engordamento da praia aumentará a largura da praia e diminuirá o risco de alagamento da orla marítima.
- O aumento da largura da praia, para certo volume de engordamento, depende fortemente do tamanho do grão de sedimento do material usado para o engordamento. Materiais mais grossos criam praias mais inclinadas e a maior parte do mesmo fica confinado em uma área relativamente perto da linha de costa. O uso de material mais fino resultará em perfis mais suaves e o material será distribuído em uma área mais larga através do perfil transversal.
- A fim de aumentar a largura da praia em 50m usando sedimento com $D_{50} = 0,2 \text{ mm}$, será necessário um volume total de 1,27 milhões m^3 . Através do uso de material com $D_{50} = 0,3\text{mm}$ o volume total diminuiria até 0,81 Milhões m^3 .
- O sedimento disponível na área de jazida geralmente é do tipo areia muito fina até areia fina com D_{50} na faixa de 0,15 a 0,18 mm. Este material nesta forma não é ótimo para ser usado em projetos de engordamento, pois é necessário um grande volume para realizar a extensão da praia, e a área afetada pelo engordamento é relativamente ampla.
- Com fins de obter um material mais adequado para ser usado no projeto de engordamento é recomendado considerar a prática de purificação de areia. Este é um processo em que as frações mais finas do material dragado na área de jazida serão descartadas ainda na mesma, durante a dragagem. Assim, o D_{50} do material pode ser aumentado em até 0,2mm. O material purificado é mais adequado para ser aplicado em projetos de engordamento do que aquele já disponível na jazida.

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA



RESPONSÁVEIS TÉCNICOS			
Jacob Hjelmager Jensen	Engenharia de Portos, Costas e Oceano	DHIGROUP	
Berry Elfrink	Engenharia Costeira	DHIGROUP	
Rodrigo Campos de Andrade	Engenharia Civil	DHIGROUP	
Felipe Bier	Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente	DHIGROUP	
Daysi Nass dos Santos	Engenharia Civil	ALLEANZA	
Sérgio Guilherme Gollnick	Arquitetura e Urbanismo	ALLEANZA	
João Luiz Figueiredo Jr.	Arquitetura e Modelagem 3D	LEPADRON	
Marcos Kramer	Engenheiro Civil	VECTOR GEO	
Rovane Marcos de França	Engenheiro Civil	VECTOR GEO	
Rodrigo Luiz Bitencourt	Engenheiro Químico	INOVA	

DATA	
DEZEMBRO 2017	
COORDENAÇÃO GERAL	S.G.G.
SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA	J.H.J.
GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA	B.E.
GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA	D.N.S.
DESENHOS E IMAGENS 3D	J.L.F.J.



REV02

37

PÁGINA

8. Referências Bibliográficas

Prosul-Acquaplan – Relatório de impacto ambiental. Alimentação artificial da praia central de Balneário de Cambóriu / SC. Maio 2014.

Kriebel, D. e Dean, R., 1993. "Convolution Method for Time-Dependent Beach-Profile Response." J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng., 10.1061/(ASCE)0733-950X(1993)119:2(204), 204-226.

Dean, R. G., 1987. Coastal Sediment Processes: Toward Engineering Solutions, Proc. Coastal Sediments, ASCE, 1-24.

Mangor, K., 2014. Shoreline Management Guidelines. DHI Water & Environment. December 2014.

MELO F°, E. Maré Meteorológica na Costa Brasileira, Tese Professor Titular, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Rio Grande, 328 p, Abril 2017.

Atkinson A.L., H.E. Power, T. Moura, T. Hammond, D. P. Callaghan, T. Baldock. Assessment of runup predictions by empirical models on non-truncated beaches on the south-east Australian coast. Coastal Engineering 119 (2017) p. 15 – 31.

CPE. Estudos de prospeccão e cubagem de jazida submarina de areia prara utilização no projeto de alimentação d apraia central de Balneário de Cambóriu (SC). Produto 2 – Análise e reconhecimento da área – levantamento geofísico. Setembro de 2011.

PURIFICAÇÃO DA AREIA

“PROCESSO DE CONCENTRAÇÃO DE EXCESSO E SEDIMENTAÇÃO EM DRAGA HOPPER”

OVERFLOW CONCENTRATION AND SEDIMENTATION IN HOPPERS.

Jacob. H. Jensen and Sina Saremi (DHI Dinamarca)

Publicado em Journal of Waterway, Port, Ocean and Coastal Engineering.

March 2014.

Overflow Concentration and Sedimentation in Hoppers

Jacob Hjelmager Jensen¹ and Sina Saremi²

Abstract: Sediment spillage from hopper overflow constitutes a source for sediment plumes and can also impact the turbidity of aquatic environments. The overflowing mixture is often different from the mixture pumped into the hopper (the inflow), because the mixture undergoes compositional transformation as a result of different timescales in the segregation of the various sediment fractions. The heavier constituents in a mixture will have had time to settle, and overflowing sediments are therefore primarily composed of the finer and lighter constituents, whose concentrations potentially exceed those at the inflow. The hopper constitutes a complex system despite its geometrical regularity; the complexities are largely from the settling processes in concentrated polydisperse mixtures. These settling processes can, however, be captured by employing available settling formulas applicable for multifractional sediment mixtures (i.e., polydispersions). Strictly speaking, these formulas have been validated for homogeneous and unenergetic mixtures only, but the hopper system fulfills these criteria reasonably well. A proper description of the compositional transformation during filling and subsequent overflow stages can be captured using a sediment budget approach, i.e., by using continuity equations for water and sediment phases. In this study, the compositional transformation and the bed height inside the hopper are obtained by solving these equations, considering monodisperse, bidisperse, and polydisperse mixtures, the former analytically. Although assumptions tied to the mathematical model are fulfilled best for hoppers rigged with a multiple-inflow system, the model accurately predicts measured concentrations in the final stage of overflow for single-inflow systems. The model can be used as a preprocessing tool for engineering plume models, providing source specifications for overflow spill and for the subsequent dumping of hopper loads. **DOI: 10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000250.** © 2014 American Society of Civil Engineers.

Author keywords: Overflow; Hopper; Dredging; Sedimentation; Concentration; Spill; Barge.

Introduction

During marine dredging operations, fines are emitted into the near-shore environment, and the scale of the emissions may lead to the formation of depth-penetrating sediment plumes. Far-reaching and persistent plume excursions may impact the environment beyond the near-shore zone, and the quantification of its range, strength, and duration constitutes an important input to most environmental impact assessment (EIA) studies. The use of detailed mathematical modeling to delineate impacts of, e.g., dredging activities, sediment disposal, leaching of fines, reclamation works, and sediment replacement, are essential as a platform to encapsulate and integrate complex advection, dispersion, and sedimentation processes occurring in the sea.

A key input to any engineering plume model is the source specification, i.e., the amount and distribution of fines spilled into the environment as well as the duration of the spill. One of the largest sources related to dredging operations is from overflow spill and subsequent hopper load dumping. Its estimation, however, is normally assigned in an ad hoc manner. A common practice in hydraulic engineering, when estimating the overflow source, is simply to resort to sediment samples and/or bore logs of the undisturbed bed to provide input to the fraction distribution and to rely on hands-on

guidelines for the part of the sediment distribution that overflows. Typically, a certain percentage of fines are assumed to overflow, but simple rules, such as sediments finer than 75 µm will overflow, are also widely used (Vlasblom 2003). In some cases, the distribution of fines can be obtained from the discharge point of the dredge pipe, as this is often a standard on-board data requisition. Direct measurements of concentrations at the source of the overflow are, however, typically not taken. At the EIA stage, estimates are particularly rough, because dredging has not begun, and often, equipment is not yet defined in detail, as dredging contractors have only rarely been appointed.

Adopting data directly from the seabed or at the dredger-pipe discharge points is not free of problems, because the particle size distribution (PSD) here is not well correlated to the material eventually forming the dredge plume. First, sediment undergoes a series of mechanical processes during the dredging stage that change its characteristics. The mechanical impacts of passing through the drag head, pumps, and dredger pipes will typically dislodge coherent structures in the seabed material. Consolidated seabed material is likely to create lumps in dredge spoils, and if the parent material has significant clay content, a degree of cohesive structure is likely to remain in the dredge spoil within the hopper, i.e., there will not be full disaggregation and dispersion of clay platelets.

Second, certain fractions of the dredged material will be trapped in the retaining hopper, whereas some fractions are lost through overflow. Only a fraction of the overflow material will form the suspension sediment cloud, because heavier constituents in the overflow redeposit in the immediate area of the dredging.

Last, flocculation (for clay fractions) in the overflow stage and immediate spill area can significantly change the settling characteristics of spilled sediments. Clay platelets bond together to form larger particles (flocs) that settle more quickly than individual clay platelets. If the mud content is significant, then flocculation can rapidly increase the overall settling characteristics.

Significant differences in dispersity of the parent material and the spill are thus expected. The compositional transformation from mechanical impacts is treated in Braaksma (2008). In general, however, the first two stages are, as mentioned previously, often ignored by the hydraulic engineer in place of hand-waving guidelines, whereas the latter stage should be accounted for directly in the plume model itself. This work considers the part of the transformation occurring inside the hoppers. The following outlines a method to coherently derive the sources for plume modeling from the dredging activity, which includes overflow and the subsequent dumping of the hopper load.

Previous Works

Only a few journal papers have been published on the topic of overflow concentrations from hoppers. Instead, work in this field has been released primarily through conference papers. Most of this work takes a starting point in the work of Camp (1946), who studied sedimentation processes in closed idealized containers of constant volume, with inlet and outlet sections located at the front and back ends of the container, for the purpose of designing water treatment tanks. Camp’s design tool is built on simple considerations of the trapping efficiency: (1) the adaptation process for suspended sediment is obtained by assuming that sediments undergo pure advection by horizontal velocities, and (2) velocities attain a profile of uniform flow.

Koning (1977) and later Vlasblom and Miedema (1995) migrated concepts from the design model of Camp (1946) for water treatment tanks to a model describing sedimentation inside hoppers. The novelty of their model was two-fold; the importance of hindered settling and the influence of diffusivity on adaptation processes were recognized. Accumulation of sediments at the bottom of the hopper, i.e., the presence of a packed layer, was also accounted for. The model, however, retained the simple flow description of Camp (1946). The adopted simplified flow reflects a certain (single) inflow arrangement and hopper geometry. In Ooijens (1999), further modifications are made to the hopper model, wherein the unsteadiness of the mixture concentration is introduced, allowing the mixture to store sediment, thus introducing additional phase-lag effects in the system. Ooijens’ model, however, also retains the simple prescribed flow field of Camp (1946), i.e., the simple inlet/outlet arrangement.

In Miedema (2009a), a descriptive overview of infilling stages (four stages identified) in single-inflow arrangements is provided, and some nice gimmicks for unsteady inflow conditions are presented in which varying inflow conditions inherent to real operations are displayed. In that work, a slight improvement of the flow description is presented by including the total head associated with the overflow, thus accounting for the extra water level inside the hopper. The simple inlet/outlet arrangement used in previous works is, however, maintained. It can be argued that the trapping efficiency is not fully correlated to the length of the hopper but rather to the time that the sediment is retained inside the hopper.

The simple models rooted in the Camp model seem to be tied, more than necessary, to the container geometry. For a single-inflow system, the length-scale model of Miedema (2009a) performs well, as demonstrated by van Rhee (2002), but predictions will likely be inaccurate for cases with multiple-inflow systems, where streamlines along which sediments are advected become complicated (and stochastic in cases of unsteady inflow and pronounced three-dimensionality). Choosing a geometrical length scale as a scale for adaptation is not straightforward.

In Miedema and van Rhee (2007), the model sophistication is increased by modeling the flow and concentration processes in the context of one-dimensional (1D) and two-dimensional (2D)

depth-resolving models, where the distributions of the flow and concentrations are liberated. Reference is made to van Rhee (2002) for details on the 1D and 2D models, noting, however, that the 2D model is based on the Reynolds averaged Navier-Stokes equations with a standard *k-ε* model to promote turbulence, thereby ignoring important interactions between concentration and turbulence on one hand and between turbulence and settling on the other hand. Nonetheless, the model provides a more accurate description of the hopper system. The improvement is partly achieved through adoption of the settling method for polydisperse mixtures, as originally described in Masliyah (1979), involving the kinematic coupling between settling of individual fractions, as opposed to treating fractions independently as if they were part of an isolated monodispersion. The two-dimensionality of the model is, however, challenged by the use of hindered settling formulas, which assume mixture homogeneity (statistically). In general, depth-resolving models improve the description of local flow and sediment processes inside the hopper. The models bring an increased flexibility in the modeling of more complex hopper arrangements and can thus be perceived ultimately as supporting the design and optimization of hopper configurations. The 1D and 2D models reproduced overflow concentrations measured in scaled laboratory single-inlet hopper settings well. The good agreement was attributed to limited horizontal variability in concentrations observed inside the laboratory hopper, even for the single-inlet arrangement, and it was concluded that turbulence plays a secondary role in overall hopper processes. The role of turbulence was, however, studied thoroughly in the laboratory, the argument being that turbulence would be underestimated at laboratory scale. These measurements were part of a comprehensive laboratory campaign reported by van Rhee (2002), which provides valuable and detailed observations of processes inside and at the overflow of the hopper. Throughout this paper, the authors will return continually to these experiments, as they define a well-documented baseline for discussion.

Braaksma (2008) and Miedema (2009b) returned to the less sophisticated modeling of overflow spill, arguing that depth-resolving models are not operationally efficient, need calibration, and lack the transparency provided by simple models. In Braaksma (2008), a model based on mass balance equations inside the hopper was proposed, leaving most of the parameters related to sediment characteristics to be calibrated by on-site measurements. The model was developed as a real-time control and optimization tool. The formulation was tested with varying concentration profiles, including exponential, linear, and constant profiles over hopper depth. Braaksma adopted the latter profile, providing overflow concentrations in good agreement with test rig data. The success of the elected uniform profile was consistent with findings by van Rhee (2002).

Present Work

With the purpose of developing a robust model for common hopper configurations and inflow arrangements and furthermore finding evidence in experimental results of van Rhee (2002) of limited dimensionality governing sediment transport processes (even with single-inlet arrangements), it seems logical to approach the problem from an integrated angle. In particular, pronounced horizontal and vertical uniformity observed in concentrations can be utilized, e.g., by adopting available settling formulas established for homogeneous mixtures. A theoretical footing resembling, to some extent, that of the Braaksma model is the starting point for the present investigation. The target of the present work is to develop a preprocessing tool that can provide source conditions for engineering plume models. The source conditions comprise

© ASCE

04014023-1

J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.

J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.

© ASCE

04014023-2

J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.

J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS
ESTÚDIOS DE MODELAGEM MATEMÁTICA



COORDENAÇÃO GERAL
PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL



RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daysi Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA

DEZEMBRO 2017

COORDENAÇÃO GERAL

SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA

DESENHOS E IMAGENS 3D

REALIZAÇÃO

INSTITUTO



REV02

40

PÁGINA

- The PSD of the spill during overflow (at the overflow site),
- The PSD of the material in the hopper-bed layer (for disposal), and
- Duration of the spill and the loading to provide input to dredge plans and preliminary spill budgets.

By resolving the PSDs, detailed estimates of both the duration of the spill and the actual source strength during the overflow (spill) and at dumping (disposal of the hopper load) are acquired. Because the two sources (from the mixture and the hopper bed) are determined concurrently (through the laws of conservation), the conservative approach of using an identical source at the dumping and the spill sites is avoided. (The fines emitted at the spill are not also emitted at disposal.) The hopper tool has been developed in response to demands made over the course of many large EIA studies involving plume-exursion modeling (carried out by the first author).

Monodisperse mixtures (uniform sediments) are considered first to provide insight into the processes governing the transformation occurring inside the hoppers. Second, multifractional mixtures are considered. These include the canonical case of bidisperse mixtures and the polydisperse mixtures described by a continuous PSD curve. Results of the model are compared with measurements.

Definition of the Problem

Often hoppers are used for the temporary retainment of dredged seabed material. The material is transferred from the seabed to the hopper by pumping it through connecting dredger pipes. To ease the pumping, seabed material is fluidized with seawater, and a resulting mixture of high concentration enters the hopper through multiple dredger-pipe valves. An example of multiple valves (discharging above the surface) loading a hopper is shown in Fig. 1(a). As a basis for discussions and the underlying assumption in the “Two-Layer Model” section, please take note of the foam/turbulence on the water surface of the hopper.

Inside the hopper, the mixture cannot sustain the sediment suspension. Sediments will segregate from the mixture and accumulate in a packed layer at the bottom of the hopper (the bed). This layer will consist primarily of fractions that segregate quickly (typically larger particle sizes), whereas slower separating constituents remain in the mixture layer for a prolonged period of time. The bed typically thickens rapidly during most of the loading process. The segregation of water and especially fine sediments occurring in the hopper is the core of the problem, because the segregation process is incomplete, owing to the finite size of the hopper and the timescale of the settling of the fines. The challenge is to control segregation inside the hopper, which for sand mining infers that only larger constituents of the seabed material are retained, i.e., the leaching of fines is optimized. In most dredging works, however, the environmental agenda takes precedence, which means that the reintroduction of seabed sediments (especially fines) in the marine environment, through overflow spill, is minimized. Under certain (rare) conditions, any spill at the dredging location is not tolerated, and a restrictive no-spill practice is enforced. This is typically adopted when dredging is carried out within very sensitive environmental zones. In these cases, loading operations terminate when the total volume of mixture pumped into the hopper reaches the actual hopper capacity; thus, only a limited seabed volume can be transported per load. A more common practice is a continuous loading operation beyond the hopper capacity, which terminates when the bed reaches a certain height. In the continuous loading mode, the mixture overflows when the hopper is full, and as a consequence, spillage occurs for a certain period of time. The concentration of fines in the overflow spill can be partly controlled (minimized), noting inherent uncertainties in the

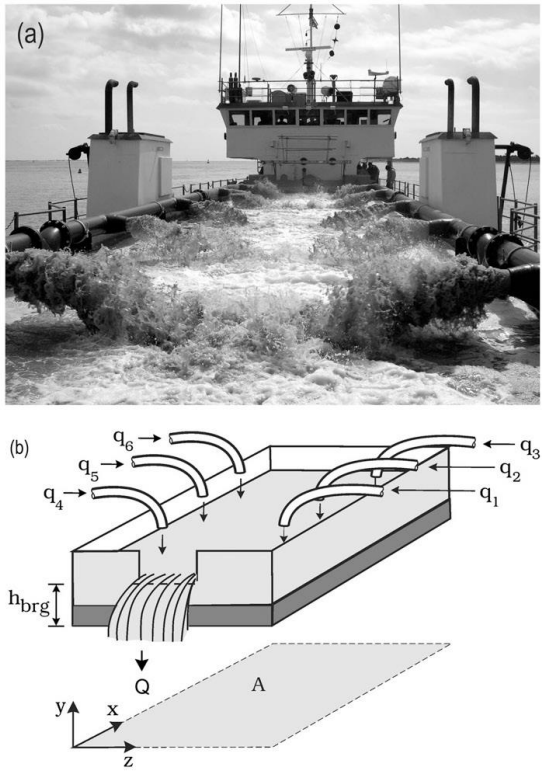


Fig. 1. (a) Multiple-inflow arrangement (courtesy of Hank Heusinkveld, U.S. Army Corps of Engineers); (b) definition sketch of hopper parameters with overflow from the back and with indication of mixture (light gray) and bed (dark gray) layers

composition of seabed sediments. One way of reducing sediment spill is by controlling the carrying capacity of the mixture by either adjusting the degree of fluidization (within pumping limits) or regulating the pumping rate. Limiting the pumping rate can increase retention times and thus allow more sediment to settle, whereas fluidization can be used to saturate the mixture to overwhelm and dampen turbulence (see Appendix). Another way of reducing spill is through the choice of hopper equipment, arrangement, and configuration. This is, to a large extent, reflected in hopper designs; examples of rational designs include the use of shallow hoppers with large planform dimensions, which are ideal for capturing suspended sediments, as well as multiple-dredge pipe discharge arrangements, which are often preferred over single-inflow arrangements, because of improved trapping, promotion of more uniform concentrations over the length of the hopper, which promotes a more leveled fill and higher growth rates, and additional flexibility for the operation. An appraisal of hopper designs (size, width-to-length ratios, and inflow and overflow structures) is provided in Vlasblom (2003). Optimization of the operation has been examined by, e.g., Miedema (2009a).

In the following, hoppers are assumed to be in the shape of rectangular cuboids of height h_{brg} and with planform area A such that the available volume or hopper capacity, V_{brg} , equals Ah_{brg} . In Fig. 1, a definition sketch of the hopper parameters is presented. The rate

of overflow (here from the back of the hopper) is denoted Q . From continuity, the overflow equals the net inflow, which for multiple-valve arrangements, as indicated in Fig. 1, equals the sum of inflows from individual pipes, i.e., $Q = \sum q_i$, where q_i is the inflow from the i th pipe.

Governing Processes in Hoppers

Before proceeding to the formulation of the governing equations for hopper concentrations, it is beneficial to discuss fundamental processes that are key to the distribution of sediments in the hopper and to the compositional filtering.

Destratification and consolidation effects are not considered to be key processes in hoppers, because the concentration varies little in the vertical direction (this is discussed in the Appendix), and consolidation occurs on timescales much larger than the timescale of the loading. Flocculation is also neglected, assuming the seabed material to be composed of noncohesive sediments. This is a limitation of the model, because dredged sediments are just as often cohesive and, as mentioned in the “Introduction” section, can potentially play a role in the transformation. The focus of the discussion will be on the role of settling and turbulence in monodisperse and polydisperse mixtures of noncohesive sediments and how these adapt in hoppers of different dimensions and to inflow conditions (discharge rate, inflow concentration, and particle dispersity).

Timescales

A few key timescales for the processes taking place inside the hopper during loading can be identified. The retention time, t_w , is the average period of time that particles entering a hopper are retained within that hopper, which can be expressed as follows:

$$t_w = \frac{V_{brg} - V_b}{Q} = \frac{V}{Q}$$

where V_b = volume of the bed, which typically equals zero at the onset of loading; and V = volume of the mixture. As the hopper is being filled, the mixture volume V and thus the retention time decrease. The period of time, T_{fill} , of no overflow can be determined as follows:

$$T_{fill} = \frac{V_{brg} - V_0}{Q} = T_w - \frac{V_0}{Q}, \quad T_w = \frac{V_{brg}}{Q}$$

where V_0 = ballast (preload) volume; and T_w = potential value of t_w . Note that t_w is a bulk measure for the retention time, disregarding detailed geometry and flow within hoppers and thus disregarding the existence of dead zones. Dead zones are the ineffective sections of hoppers from, e.g., the presence of recirculating currents. Dead zones can, according to Camp, occupy approximately 30% of the settling tank volume, resulting in a comparable reduction in retention time. The focus of Camp’s investigations was settling tank setups, which are characterized as single-inlet systems. In this study, multiple-inlet arrangements are (primarily) considered, and because dead zones are known to be reduced with the number of dredger-pipe valves, a more even loading and thus better utilization of the hopper are anticipated. The loading is terminated when V_b reaches some fraction of V_{brg} . In the section “Duration of Loading and Spill,” the loading time and the duration of the overflow are estimated.

The residence time, t_s , defines another important timescale, giving the time required for sediments to settle over the depth of the mixture as follows:

$$t_s = \frac{h_{brg} - h_b}{U_c} = T_s - \frac{V_b}{U_c A}, \quad T_s = \frac{h_{brg}}{U_c} = \frac{V_{brg}}{U_c A}$$

where U_c = settling velocity; and T_s = potential value of t_s . The residence time decreases with decreasing mixture volume (i.e., height). The spatial analogy to this parameter is the adaptation length; however, an adaptation length requires specification of relevant velocity scales, which can be difficult to characterize in hoppers rigged with more complex dredger-pipe and overflow arrangements.

The concentration of the overflowing mixture is different from that pumped into the hopper because of the retention and settling timescales. A fundamental parameter for trapping sediment in hoppers is the ratio of the two timescales, expressed as follows:

$$\beta' = \frac{t_w}{t_s} = \frac{T_w}{T_s} = \frac{U_c A}{Q} \quad (1)$$

This parameter constitutes a measure for the probability for a given particle to deposit and will emerge as a significant number in the governing equations and their solutions. Samples of sediment from natural seabeds (or from hoppers) will typically comprise a wide range of fractions, each having a unique value of T_s and thus β' . Fractions thus accommodate differently within the retention time (because of differences in segregation timescales of the various fractions), and consequently, some fractions will deposit, whereas others remain in suspension and risk overflow. In a given hopper, particles with β' larger than unity are more likely to deposit, regardless of their position above the bed, whereas particles with β' smaller than unity are less likely to deposit, because only particles within a certain distance from the bed can reach the bed. The rationale behind hoppers having large planform areas can thus be explained by enhanced trapping efficiency, corresponding to a large β' . In the following, a simple version of the parameter will be adopted as follows:

$$\beta = \frac{U_T A}{Q} \quad \left(\beta' = \beta \frac{U_c}{U_T} \right) \quad (2)$$

which is based on U_T rather than U_c , the former being the settling velocity for isolated particles (as if settling in clear water). A similar parameter, labeled removal, was presented in Camp (1946).

Settling

The hopper floor is solid, which conforms to a condition at the bed of zero flux (through a horizontal plane), and the flux of volume of one phase will induce a compensating inverse flux of volume of the other phase. In hoppers, the settling of suspended sediment entails accretion of particles at or supported by the floor and an upward displacement of water. The upward displacement or reflux of water is forced into the mixture as an interstitial vertical velocity opposing the settling of sediments and thus impeding settling throughout the mixture. In otherwise homogeneous mixtures, this velocity is vertical and constant, and its magnitude, v , can be derived explicitly for both polydisperse and monodisperse mixtures using the equations of continuity (the zero-flux condition) as follows:

$$\sum_{i=1}^N U_{c,i} c_i - v \left(1 - \sum_{i=1}^N c_i \right) = 0, \quad \text{for } N = 1, \quad U_c - v(1 - c) = 0 \quad (3)$$

where index i = i th constituent in a polydisperse mixture containing N constituents (of different size); c_i = fractional concentration; and

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS
ESTÚDIOS DE MODELAGEM MATEMÁTICA



COORDENAÇÃO GERAL
PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL



RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjeltnager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daisy Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenharia Civil
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA

DEZEMBRO 2017

COORDENAÇÃO GERAL

SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA

DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.

J.H.J.

B.E.

D.N.S.

J.L.F.J.

REALIZAÇÃO

INSTITUTO



REV02

41

PÁGINA

velocities are relative to the hopper coordinates (x, y, z), as shown in Fig. 1. Other vertical velocities, i.e., in addition to that from the exchange of volume, are introduced in the governing equations presented in the “Two-Layer Model” section. As proposed by Masliyah (1979), the settling velocity can be found by subtracting the opposing interstitial velocity determined from Eq. (3) from the slip velocity, w_s , as follows:

$$U_{c,i} = w_{s,i} - v \tag{4}$$

Combining Eqs. (3) and (4) leads to the following system of equations for the settling velocities of the N constituents:

$$\beta_i \frac{U_{c,i}}{U_{T,i}} \left(1 + \frac{c_i}{1-c}\right) + \sum_{j=1, j \neq i}^N \beta_j \frac{U_{c,j}}{U_{T,j}} \frac{c_j}{1-c} = \beta_i \frac{w_{s,i}}{U_{T,i}}, \quad c = \sum_{i=1}^N c_i \tag{5}$$

where c = total concentration. Eq. (5) can be solved with a matrix solver, whereby settling of an individual particle depends on all the other particles. The settling of a constituent in a polydispersion is thus more complex compared with settling in monodispersions because of the battle between constituents. In polydisperse mixtures, finer fractions can, e.g., be lifted upward by the vertical velocity imposed primarily by the settling of the coarser fractions. Upward movement of finer fractions is associated with a downward displacement of water, and these fractions therefore impede the (dominating) vertical velocity induced by the coarser fractions. From pure kinematic considerations, however, it can be shown [using Eqs. (20) and (21)] that no particle in a suspension will be advected upward faster than the bed, implying that all particles move downward relative to the bed and will thus ultimately be engulfed by the bed.

Nonspherical particle shapes may affect the return flow, as an additional amount of water may potentially remain with the particle as it settles. In his experiments, Steinour (1944) estimated the additional volume to be approximately 20% for angular, as compared with spherical, particles. In principle, this increase in displacement volume can be accounted for by adding the additional volume to the concentration in Eq. (3).

To solve Eq. (5), the slip velocity must be known. The slip velocity depends on the actual flow and force fields in the interstitial fluid induced by the settling particles. The interstitial flow and forces further impede settling and constitute, together with the reflux effect outlined previously, the hindered settling effects. In general, slip velocities have been studied for homogeneous and unenergetic mixtures, often by considering Stokes-sized and spherical-shaped sediments only. Theoretical derivation of the slip velocity and a discussion of effects in a dilute mixture are presented in the authoritative contribution by Batchelor (1982). In the present work, closure is obtained by using the semiempirical formula for polydisperse mixtures proposed in Davis and Gecol (1994). This formula can be interpreted as an extrapolation of the empirical formula of Richardson and Zaki (1954), which is valid for monodispersions of high concentration, by the theoretical findings for dilute polydisperse mixtures (here reduced to equidensity mixtures) of Batchelor (1982), and reads

$$\frac{w_{s,i}}{U_{T,i}} = (1-c)^{m-1} \left[1 + \sum_{j=1, j \neq i}^N (m - m_{ij}) c_j \right], \tag{6}$$
$$m_{ij} = 3.5 + 1.1\lambda + 1.02\lambda^2 + 0.002\lambda^3, \quad \lambda = \frac{d_j}{d_i}$$

where λ = particle size ratio between the j th and the i th constituents; and $m = 5.622$, which is valid for the range of Reynolds number

(R) considered. In general, m depends on the shape of particles and on the R (Garside and Al-Dibouni 1977). The slip velocity of a given particle in a polydispersion depends on all the smaller particles surrounding it. The velocity for isolated settling is described as follows:

$$U_{T,i} = \frac{\psi U_{T0,i}}{1 + 0.15 R_i^{0.687}}, \quad R_i = \frac{U_{T,i} d_i}{\nu} \tag{7}$$

where U_{T0} = Stokes settling velocity; ψ = nonspherical shape factor; d = grain size; and ν = kinematic viscosity. The denominator is a fitting function that extends the applicability to R up to 500 (Schiller and Naumann 1933).

The applied settling formulas in Eqs. (5) and (6) are applicable for limited levels of ambient turbulence and homogeneous dispersion. These assumptions are compatible with actual conditions inside hoppers, and the settling theory is thus tailored for the present applications. The effects of turbulence on settling are discussed in the “Turbulence” section.

Turbulence

To facilitate discussions on the distribution of mixture concentrations in hoppers, being a system with a high degree of saturation per se, a few important observations on turbulence are subsequently highlighted.

The distribution of turbulence and flow structures are likely to display some degree of three-dimensionality. With respect to turbulence, three significant sources can be identified:

1. Dredge-pipe turbulence is introduced into the hopper mixture at the discharge points. Generally, this turbulence is short-lived outside the pipe and, therefore, most pronounced across the surface layers, dispersing rapidly as it penetrates to the lower layers of the mixture.
2. Turbulence is generated along the sheared perimeter of the inflow jet and from the air entrainment from plunging. This turbulence is also short-lived and confined to the inlet sections and the near-surface layers.
3. Turbulence is generated by the net flow through the hopper (water moving from the inflows to the overflows).

The impinging turbulence from the first and second sources is spatially confined; the former decays rapidly over a distance of 5–10 pipe diameters. The impacts of these sources are evident in the experiments of van Rhee (2002), where the bed growth is retarded at the inlet section, likely because turbulence in single-inlet systems is more concentrated. In comparison with the overall dimensions of the hopper, impacts are moderate. In the case of multiple inlets, turbulence is introduced and dispersed over a larger area, where the first and, to a larger degree, the second sources act as horizontal mixers of sediments across the surface layers of the mixture. This is shown in Fig. 1 as formation of foam on the surface.

Source 3 possesses the largest capacity for near-bed turbulence and is not confined to inlet sections but affects the entire hopper. The source may become important in the late stage of loading where the mixture height is small and the flows are representatively larger. The β' -parameter can, for an otherwise stationary loading operation, be considered constant throughout loading, because it remains invariant to the height of the mixture by virtue of it being a settling parameter. (Note that height can be significant for the stability of barges.) Because settling is sensitive to turbulence, at least three turbulence-related effects on β' can be identified: (1) Stokes-sized particles are coupled to small-scale turbulence structures, leading to particle congregation and downward sweeping, effectively

increasing settling by up to 50% (Wang and Maxey 1993); (2) flocculation of sediments increases settling; and (3) more energetic scales of turbulence govern diffusive fluxes of sediment in the vertical direction. As dispersions inside hoppers are often nearly homogeneous, upward and downward fluxes will nearly cancel (see Appendix). Stratification in hoppers occurs when the influx of sediment changes (and is perhaps also prone to exist in some single-inlet systems). In such cases, turbulence can play a role, as demonstrated in the laboratory flume investigations by van Rhee (2002).

The level of turbulence in hoppers is a function not only of the sources outlined previously but also of its decay. The turbulence decay is particularly efficient in mixtures of high concentration as a consequence of sediment-induced turbulence damping. Significant turbulence damping and thus reduction in the carrying capacity occur from the mere presence of suspended sediments. In Thompson et al. (2006), a decrease in bed shear stresses of up to 50–70% in homogeneous (i.e., nonstratified) dispersion of fine sediments is observed.

With this discussion in mind and with van Rhee's findings that turbulent diffusion is dismissible, it seems reasonable that near-bed turbulence in a hopper environment can be assumed secondary to other processes.

Two-Layer Model

The mixture is fueled from above by inflow sediments. Inflow density currents may form in the initial phase (van Rhee 2002), but generally, sediment is dispersed rapidly in the surface layers by horizontal mixing from the first and second turbulence sources discussed in the “Turbulence” section. This phenomenon manifests itself in the pronounced horizontal uniformity of near-surface concentrations. Therefore, if the flux of sediment through the surface remains the only source of sediment, then profiles of concentration are approximately constant over depth (see Appendix). In systems similar to that presented in Fig. 1, with multiple inlets, the concentration is particularly uniform. The homogeneity of the dispersion is in agreement with the experimental and numerical findings of van Rhee (2002), which considered single-inlet systems that are not necessarily prone to uniform concentrations to the same degree expected in multiple-inlet systems. The measurements show that, even though the flow and turbulence structures display pronounced three-dimensionality, sediments segregate with little regard to near-bed flow structures as long as the sediment mixture remains homogeneous.

A model for the bed height and the mixture concentration is developed for a hopper system based on a sediment budget established for each fraction in the mixture. The model uses a two-layer representation of the hopper content as follows:

- Mixture layer: This layer contains suspended sediments, and concentrations are assumed homogeneous throughout the layer (averaged over hopper volume). Concentrations and mixture heights are denoted $c(t)$ and $h(t)$, respectively, where t is the time. The sediments are input evenly across the surface of the mixture.
- The packed layer (bed): This layer contains the deposited sediments. The height of the bed is denoted $h_b(t)$, and the concentration in the bed attains a value of $1 - n$, where n is the porosity. The bed defines the zone where settling is partially or fully terminated. The value of n is assumed constant and in the range of 0.4–0.5, which reflects a looser packing than the parent seabed (typically $n = 0.4$) because of the sediment segregation and a lack of consolidation.

A cross-sectional view of a hopper is shown in Fig. 2 prior to overflow, presenting the two main layers and their surface elevations. During overflow, the bed grows until it reaches its final height.

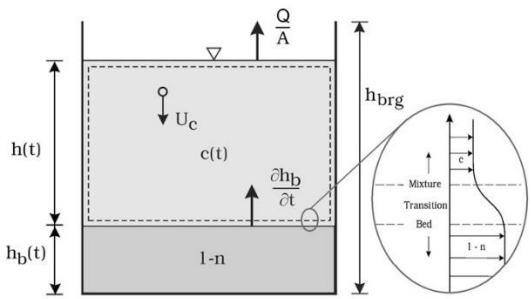


Fig. 2. Cross-sectional view of the hopper prior to overflow, showing the governing parameters and layers

A two-layer representation of the hopper content is an approximation. A slurry layer that transitions from the bed layer to the mixture layer will appear as a consequence of hindered settling; the height of which, however, is small compared with the height of the hopper, as shown in Fig. 2. The slurry remains passive with respect to the processes occurring in the mixture and the bed layer and may therefore be ignored in the present investigation. The limited interaction with the mixture layer was observed in van Rhee (2002, Test 8), where the concentration of the mixture layer persists right up to the point where the slurry is exposed to the overflow. The slurry will, on the other hand, tend to even out the bed undulations under the action of gravity. In single-inlet systems, a distinct bump is often created in the central part of the hopper, and bed-leveling from slurry avalanching becomes more pronounced (van Rhee 2002). In multiple-inlet systems, the bed develops more evenly (Vlasblom 2003), and the slurry is less dynamic. If loading is continued up to the point in time where the slurry becomes exposed, then the two-layer model takes overflow concentrations (in this short stage) to be equal to the average of the mixture concentration (i.e., c) and the bed layer concentration (i.e., $1 - n$). If loading is continued beyond this point, overflow concentrations will equal c_0 , corresponding to the exceedance of hopper loading capacity. Results presented in the next section consider loading terminated prior to exposing the slurry to overflow, and overflow concentrations are assumed equal to c .

Interface Flux (Monodispersion)

The flux of sediment through the interface separating the mixture and the bed layer is given as follows:

$$\Gamma = c \left(U_c + \frac{\partial h_b}{\partial t} \right) A \tag{8}$$

which accounts for the continuous advance of the interface (the second term on the right-hand side). The interface flux is based on the volume-averaged concentration, c , utilizing that the diffusive flux in the homogeneous mixture is negligible (see Appendix).

Sediment budgets for the two layers are established using the conservation of volume, i.e., based on the interchange of sediments between layers (Γ) and fluxes associated with inflows and overflows. From the budgets, equations for the concentration in the mixture layer and for the bed layer height are derived. Equations are derived for two stages of loading: before and during overflow. The amount of sediment in suspension and in the packed layer is, at any time, measured against the total amount of sediment fluxed into the system to ensure that overall continuity is satisfied.

© ASCE

04014023-6

J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.

J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS
ESTÚDIOS DE MODELAGEM MATEMÁTICA



COORDENAÇÃO GERAL
PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL



RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daisy Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA

DEZEMBRO 2017

COORDENAÇÃO GERAL

SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA

DESENHOS E IMAGENS 3D

REALIZAÇÃO

INSTITUTO



REV02

42

PÁGINA

Bed Height (Monodispersion)

The rate of change in bed height reads (for $\lambda = 1$) as follows:

$$\frac{\partial V_b}{\partial t}(1-n) = \Gamma, \quad \text{i.e., } \frac{\partial h_b}{\partial t} = \frac{c}{1-n} \left(U_c + \frac{\partial h_b}{\partial t} \right) \Rightarrow \frac{\partial h_b}{\partial t} = \frac{c U_c}{1-n-c} \quad (9)$$

where the bed volume is corrected for porosity, i.e., by the amount of water trapped between sediment deposits. This relation was previously reported by Kynch (1951). The expression is a reflection of the kinematic balance in a system, where the effect of settling on the reflux of water is related to the growth of the bed. In monodispersions, combining Eq. (4) with Eqs. (3) and (6) leads to the following:

$$U_c = U_T(1-c)^{m-1} - v, \quad v = \frac{U_c c}{1-c} \Rightarrow \frac{U_c}{U_T} = (1-c)^m \quad (10)$$

In nondimensional form, the equation reads as follows:

$$\frac{\partial \tilde{h}_b}{\partial \tilde{t}} = \beta \frac{U_c}{U_T} \frac{c}{1-n-c}, \quad \text{where } \tilde{h}_b = \frac{h_b}{h_{breg}}, \quad \tilde{t} = \frac{t}{Ah_{breg}/Q} = \frac{t}{T_w} \quad (11)$$

The hopper may contain an initial bed layer of height \tilde{h}_{b0} prior to loading [$h_b(0) = h_{b0}$]. In the following, \tilde{h}_{b0} is taken equal to zero. The experiments conducted by van Rhee (2002) showed a depression in the bed near the inflow section and a bump in the central section of the hopper during initial infill stages. These details in morphology are not resolved by the integrated approach.

Preoverflow Concentrations (Monodispersion)

Prior to overflow, the surface of the mixture and the bed are rising at different rates (see the dashed control volume in Fig. 2), and the rate of change in the preoverflow mixture height reads as follows:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{Q}{A} - \frac{\partial h_b}{\partial t} \quad (12)$$

In general, the rate of change is positive, i.e., the height of the mixture is increasing. The preoverflow sediment budget is composed of sediment fluxes into the hopper and to the bed layer (Fig. 3) and reads as follows:

$$\frac{\partial V_c}{\partial t} = \Gamma_{in} - \Gamma, \quad V = h(t)A, \quad \Gamma_{in} = \sum q_k c_k = Q c_0 \quad (13)$$

where the first term on the left-hand side embodies the volume expansion and storage effects, and the first term on the right-hand side represents the inflow. The expansion term (stretching/contracting of the water column) effectively increases/reduces the retention time. The inflow is composed of discharges from k inlets with inflow concentrations c_k , which can be represented by the total discharge Q times c_0 (i.e., c_0 can be interpreted as the weighted mean).

A differential equation for concentration is obtained by differentiating Eq. (13) (recall that A is constant over depth) and using Eqs. (8) and (12) as follows:

$$h \frac{\partial c}{\partial t} = \frac{Q}{A} c_0 - c \left(U_c + \frac{Q}{A} \right) \quad (14)$$

In nondimensional form, Eqs. (12) and (14) read (for $\lambda = 1$) as follows:

$$\frac{\partial \tilde{h}}{\partial \tilde{t}} = 1 - \frac{\partial \tilde{h}_b}{\partial \tilde{t}}, \quad \tilde{h} \frac{\partial c}{\partial \tilde{t}} = c_0 - c \left(1 + \beta \frac{U_c}{U_T} \right), \quad 0 < \tilde{t} \leq \tilde{T}_{fill} \quad (15)$$

where $\tilde{h} = h/h_{breg}$. In general, hoppers contain a certain volume of often-clear ballast water prior to loading, the height of which is denoted $h_0 (= V_0/A)$. Initial conditions for the differential equations are therefore $\tilde{h}(0) = \tilde{h}_0$ and $c(0) = 0$. By solving Eqs. (11) and (15) as coupled differential equations, the evolution of preoverflow concentration and bed height can be derived.

Overflow Concentrations (Monodispersion)

During overflow, the surface of the mixture remains fixed at a level located slightly above h_{breg} , and the rate of overflow equals the rate of inflow, Q . The components of the sediment budget during this stage, outlined in Fig. 4, are as follows:

$$\frac{\partial V_c}{\partial t} = \Gamma_{in} - \Gamma_{out} - \Gamma, \quad \Gamma_{out} = Qc$$

The coupled differential equations for the overflow concentration and the bed height therefore become the following:

$$\frac{\partial \tilde{h}}{\partial \tilde{t}} = -\frac{\partial \tilde{h}_b}{\partial \tilde{t}}, \quad h \frac{\partial c}{\partial \tilde{t}} = \frac{Q}{A} c_0 - c \left(U_c + \frac{Q}{A} \right) \quad (16)$$

In nondimensional form, the set of equations [Eq. (16)] reads (for $\lambda = 1$) as follows:

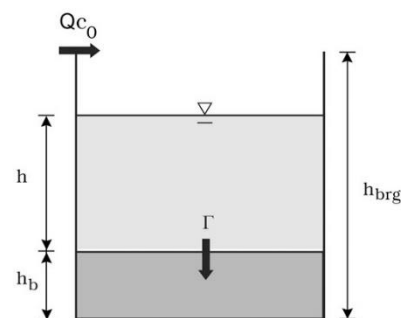


Fig. 3. Preoverflow sediment budget components for the hopper

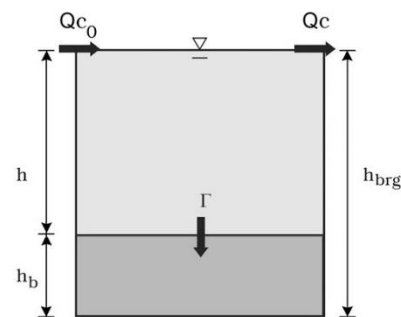


Fig. 4. Sediment budget components for the hopper during overflow

$$\frac{\partial \tilde{h}}{\partial \tilde{t}} = -\frac{\partial \tilde{h}_b}{\partial \tilde{t}}, \quad \tilde{h} \frac{\partial c}{\partial \tilde{t}} = c_0 - c \left(1 + \beta \frac{U_c}{U_T} \right), \quad \tilde{T}_{fill} < \tilde{t} \leq \tilde{T}_{ter} \quad (17)$$

where $\tilde{T}_{fill} = 1 - \tilde{h}_0$; and \tilde{T}_{ter} corresponds to the point in time where \tilde{h}_b reaches a certain (prespecified) height, often close to \tilde{h}_{breg} . Initial conditions for the differential equations are as follows:

$$\tilde{h}(\tilde{T}_{fill}) = \tilde{h}_\emptyset, \quad c(\tilde{T}_{fill}) = c_\emptyset$$

where \tilde{h}_\emptyset and c_\emptyset = height and concentration of the mixture at the onset of overflow, obtained from the final stage of the preoverflow solution [i.e., from Eq. (15)]. By solving Eqs. (11) and (17) as coupled differential equations, the overflow concentration and the bed height is determined.

Sediment Deficit Equation

Useful equations can be derived by subtracting the two equations in Eq. (15) and the two equations in Eq. (17). The resulting equations keep track of the volume potentially available to sediment in the mixture layer; the potential volume is the difference between the concentration in the packed layer and the concentration in the mixture. These equations thus express the deficit of sediment in the mixture. The deficit equations before and during overflow and their initial conditions are as follows:

$$\frac{\partial \tilde{h}(1-n-c)}{\partial \tilde{t}} = 1 - n - c_0, \quad \tilde{h}(1-n-c)|_{\tilde{t}=0} = \tilde{h}_0(1-n) \quad (18)$$

$$\frac{\partial \tilde{h}(1-n-c)}{\partial \tilde{t}} = c - c_0, \quad \tilde{h}(1-n-c)|_{\tilde{t}=\tilde{T}_{fill}} = \tilde{h}_\emptyset(1-n-c_\emptyset) = (1-n-c_0) + \tilde{h}_0 c_0$$

The initial condition for the latter equation is obtained by solving the former (preoverflow) equation, the solution of which reads as follows:

$$\underbrace{\tilde{h}(1-n-c)}_{\text{Available volume for sediment in mixture layer}} = \underbrace{(1-n-c_0)\tilde{t}}_{\text{Deficit in influx}} + \underbrace{\tilde{h}_0(1-n)}_{\text{Deficit in initial volume}} \Rightarrow \tilde{h}_\emptyset = \frac{(1-n-c_0) + \tilde{h}_0 c_0}{(1-n-c_\emptyset)} \quad (19)$$

using $\tilde{T}_{fill} = 1 - \tilde{h}_0$.

Concentrations and Bed Height (Polydispersion)

The polydispersion is composed of N fractions; thus the system can be represented by $N + 1$ equations. Preoverflow equations for the bed height and the concentration of the i th constituent read as follows:

$$\frac{\partial \tilde{h}}{\partial \tilde{t}} = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N \beta_i \frac{U_{c,i}}{U_{T,i}} c_i}{1-n-c}, \quad \tilde{h} \frac{\partial c_i}{\partial \tilde{t}} = c_{0,i} - c_i \left(1 + \beta_i \frac{U_{c,i}}{U_{T,i}} \right), \quad \beta_i = \frac{U_{T,i} A}{Q} \quad (20)$$

where $c_{0,i}$ = inflow concentration of the i th constituent; and $U_{c,i}$ is obtained from Eq. (5) with Eq. (6). Equations for the bed height and the concentration of the i th constituent during overflow read as follows:

$$\frac{\partial \tilde{h}}{\partial \tilde{t}} = -\frac{\sum_{i=1}^N \beta_i \frac{U_{c,i}}{U_{T,i}} c_i}{1-n-c}, \quad \tilde{h} \frac{\partial c_i}{\partial \tilde{t}} = c_{0,i} - c_i \left(1 + \beta_i \frac{U_{c,i}}{U_{T,i}} \right) \quad (21)$$

Once the PSD of the inflow is defined, then solutions to Eqs. (20) and (21) can be obtained. The model can readily adopt any distribution (e.g., measured), but for reasons of simplicity, a lognormal probability density function has been prescribed in this study as follows:

$$f(d) = \frac{1}{\sqrt{2\pi d \ln(\sigma)}} \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left[\frac{\ln \left(\frac{d}{d_{50}} \right)}{\ln(\sigma)} \right]^2 \right\}, \quad \sigma = \sqrt{\frac{d_{84}}{d_{16}}} \quad (22)$$

expressing the percentage of concentration of sediments smaller than a given grain size, d . In Eq. (22), d_{50} is the mean grain size of the distribution, and σ is a measure of the mixture dispersity (based on d_{84} and d_{16}), where parameters have values such that R [Eq. (7)] based on d_{84} remains below 10. The values of β_i and $c_{0,i}$ are derived from the PSD; the latter is defined as follows:

$$c_{0,i} = c_0 \int_{d_i}^{d_{i+1}} f(d) dd \quad (23)$$

The coupled equations for concentration and bed height can, combined with Eq. (5), be solved numerically. For sufficiently large values of N , the mixture will behave as if the PSD follows the continuous curve of Eq. (22) (i.e., becomes independent of N). A sensitivity analysis shows that the independence of N is achieved with logarithmic discretization for values of $N > 20-50$, depending on dispersity. In the following sections, all results are carried out with $N = 100$, because N has little effect on computational time. The strength of this model is its ability to provide results for a full PSD curve without the rough discretization that computational fluid dynamic (CFD) models resort to.

Hopper Concentrations

Solutions to monodisperse and bidisperse mixtures are presented prior to that of polydisperse mixtures. The former is obtained analytically to convey the underlying behavior of hopper systems and to facilitate the interpretation of results of the more complex polydispersions.

Monodisperse Mixtures

Numerical solutions for monodisperse mixtures are presented in Fig. 5 as functions of time for different values of \tilde{h}_0 and with fixed values of β , n , m , and c_0 . Calculations are terminated when the bed occupies 90% of the hopper volume. The dashed curves indicate the preoverflow stage, and the solid curves indicate the overflow stage. The inflow concentration, c_0 , is highlighted in the figure. The hopper concentrations rise from the initial value of zero (as specified) to an equilibrium value, c_∞ . The adaptation toward the equilibrium concentration depends on the preload height, \tilde{h}_0 . When the volume of the ballast water is large, overflow begins prior to reaching the

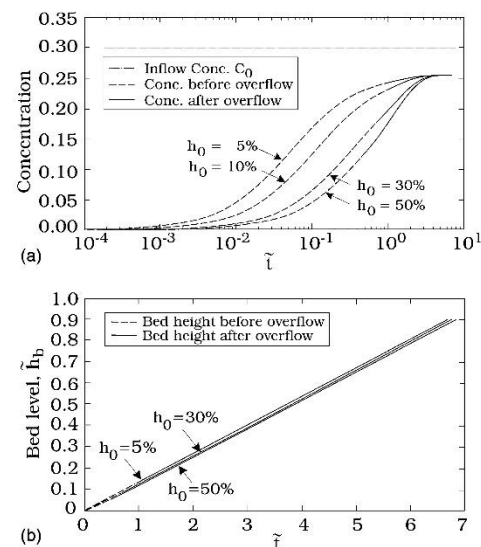


Fig. 5. Changes in (a) concentration (note the logarithmic scale) and (b) bed height during loading; dashed lines indicate preoverflow, whereas solid lines indicate during overflow

equilibrium concentration. According to Eq. (11), the bed growth is constant when the concentration attains its (constant) equilibrium value. However, throughout loading, the bed exhibits quasilinear growth, which is also evident from the results presented in Fig. 5.

Equilibrium Concentrations

Equilibrium concentrations can be obtained directly from Eq. (17) by taking $dc/d\tilde{t} = 0$ as follows:

$$\frac{c_\infty}{c_0} = \frac{1}{1 + \beta'} = \frac{1}{1 + \beta \frac{U_c}{U_T}}, \quad \frac{U_c}{U_T} = \left(1 - c_0 \frac{c_\infty}{c_0}\right)^m \quad (24)$$

where $\frac{c_\infty}{c_0} = \frac{c_\infty}{c_0}(c_0, \beta, m)$

The value of c_∞ , obtained by iterating Eq. (24), increases as m and c_0 increase and decreases as β increases. Whereas equilibrium concentrations are not a function of porosity (for obvious reasons), the equilibrium bed growth is, as also seen from the following:

$$\left. \frac{\partial \tilde{h}_b}{\partial \tilde{t}} \right|_\infty = \beta \frac{U_c}{U_T} \frac{c_\infty}{1 - n - c_\infty}, \quad \left. \frac{\partial \tilde{h}_b}{\partial \tilde{t}} \right|_\infty = \frac{\partial \tilde{h}_b}{\partial \tilde{t}} \Big|_\infty (\beta, c_0, m, n) \quad (25)$$

Eq. (25) shows that the bed growth becomes constant when processes in the mixture are in equilibrium.

Timescale of the Hopper Concentration to Reach Equilibrium

The computed evolution of bed height and mixture concentrations presented previously is compared with an analytical solution. The solution is obtained by assuming linear growth of the bed height while evaluating hindered settling as if in a dispersion of the constant concentration, c_∞ . The solution reads as follows:

$$c = c_\infty \left[1 - \left(\frac{\tilde{t} + \tilde{t}_0}{\tilde{t}_0} \right)^{-p} \right]$$

preoverflow: $p = \frac{c_0}{c_\infty} \frac{1 - n - c_\infty}{1 - n - c_0} > 1, \quad \tilde{t}_0 = \tilde{h}_0 \frac{1 - n - c_\infty}{1 - n - c_0}$

during overflow: $p = -\frac{c_0}{c_\infty} \frac{1 - n - c_\infty}{c_0 - c_\infty}, \quad \tilde{t}_0 = -\tilde{h}_0 \frac{1 - n - c_\infty}{c_0 - c_\infty} \quad (26)$

The solution illustrates the increase in concentration toward c_∞ by a power function and how nondimensional parameters animate this adaptation. A timescale, \tilde{T} , for the adaptation of concentration can be derived from Eq. (26) and reads as follows:

$$\tilde{T} = \left(\frac{1}{c_\infty} \frac{\partial c}{\partial \tilde{t}} \Big|_{\tilde{t}=0} \right)^{-1} = \frac{\tilde{t}_0}{p} = \frac{c_\infty}{c_0} \tilde{h}_0 = \frac{\tilde{h}_0}{1 + \beta \frac{U_c}{U_T}} \quad (27)$$

which is a measure of the time required for the mixture concentration to reach equilibrium. This timescale of adaptation is proportional to the initial water height and inversely proportional to the inflow concentration and thus β . Not surprisingly, the concentration reaches its equilibrium value instantaneously when the initial height (and thus the dilution) is zero. If \tilde{T} is larger than \tilde{T}_{fill} , then hopper concentrations may not have reached their equilibrium before overflow as shown in Fig. 5.

Moreover, the concentration at the onset of overflow, c_{Tw} , relative to the equilibrium concentration can be derived as follows:

$$\frac{c_{Tw}}{c_\infty} = 1 - \left(\frac{1 - \tilde{h}_0 + \tilde{t}_0}{\tilde{t}_0} \right)^{-p} \quad (28)$$

using $\tilde{T}_{\text{fill}} = 1 - \tilde{h}_0$. From Eq. (28), $c_{Tw} \rightarrow c_\infty$ when c_0 and β increase and \tilde{h}_0 decreases. In contrast to c_∞ , the porosity and the preload height influence c_{Tw} .

In Fig. 6, the analytical solution [Eq. (26)] and solutions obtained numerically by solving the coupled system are shown. Solutions for various values of β are shown with $c_0 = 0.1$ and 0.3 , with $n = 0.4$. The small departure between the analytical and numerical solutions, which peak for $\beta = 1$, lie primarily in the linearization of hindered settling in the analytical model (i.e., evaluating hindered settling as if $c = c_\infty$).

Duration of Loading and Spill

The time required to pack the hopper is another important parameter in plume modeling. The duration of the loading can be estimated by using the sediment deficit equations [Eq. (18)]. By assuming that $c_0 \approx c_\infty$ at $\tilde{t} = \tilde{T}_{\text{fill}}$, which according to Eq. (28) is often a good approximation, Eq. (19) returns the following:

$$\tilde{h}_0 = \frac{(1 - n - c_0) + \tilde{h}_0 c_0}{1 - n - c_\infty} \quad (29)$$

With \tilde{h}_0 given, and $c_0 = c_\infty$, a solution to the deficit equation during overflow is straightforward. The loading is typically terminated when the bed height reaches a predefined level (or weight) and the duration of the loading, \tilde{T}_{ter} , is obtained from this termination height (where the mixture height is assumed to be zero) as follows:

$$\tilde{T}_{\text{ter}} = \frac{(1 - n - c_\infty) + \tilde{h}_0 c_\infty}{c_0 - c_\infty} \quad (30)$$

This expression shows that the time required to pack the hopper decreases with n and β , attains a minimum for a given c_0 , and, more interestingly, increases with \tilde{h}_0 . The duration of the spill is as follows:

$$\tilde{T}_{\text{spill}} = \tilde{T}_{\text{ter}} - \tilde{T}_{\text{fill}}$$

Influence of Variable Inflow Conditions

The composition of seabed material varies enormously, both horizontally and through subsurface layers; therefore variations in inflow concentration are an unavoidable part of any dredging operation. The model presented previously is used to exploit the effects of mixture concentration by superimposing a fluctuating component, c'_0 , on the mean inflow concentration, \bar{c}_0 . Whereas Q is maintained as a constant, the inflow concentration is assumed to vary sinusoidally with amplitude ε and cyclic frequency ω as follows:

$$c_0(\tilde{t}) = \bar{c}_0 + c'_0 = \bar{c}_0 + \varepsilon \sin(\omega \tilde{t}) \quad (31)$$

The fluctuating inflow concentrations will result in larger (mean) values of the settling timescale, T_s , when compared with the case with no fluctuations, because hindered settling is a nonlinear function of concentration [Eq. (6)]. The influence of a fluctuating inflow concentration can be analyzed by considering Eq. (19) for the situation described in Eq. (31) as follows:

$$\tilde{h}(1 - n - c) = (1 - n - \bar{c}_0)\tilde{t} + \tilde{h}_0(1 - n) - \frac{\varepsilon}{\omega} [1 - \cos(\omega \tilde{t})]$$

The deficit in the preoverflow mixture concentration is less when a fluctuating component is added to \bar{c}_0 . It follows that the preoverflow mixture concentrations are smaller without than with oscillations.

In Fig. 7, the calculated mixture concentrations for the case with $\bar{c}_0 = 0.3$ and $\beta = 0.25$ are presented with and without fluctuations; the latter is presented for a reference. The result for the oscillating case is obtained with $\varepsilon = 0.1$ and illustrates that the preoverflow

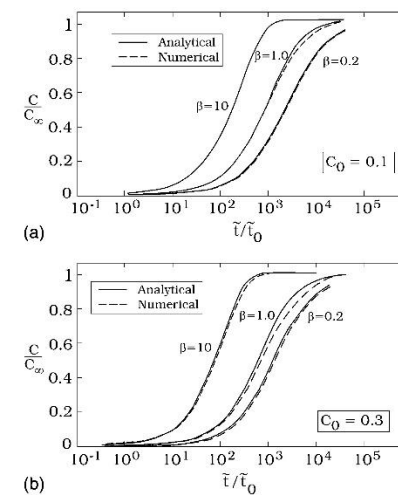


Fig. 6. Comparison between the mixture concentrations obtained analytically and numerically

concentrations exceed those of the nonoscillating case ($\varepsilon = 0$). The results show that during overflow and in the closing stage of loading, when the mixture is in equilibrium and the mixture height is small, the time-averaged concentrations are only slightly more than the concentrations without oscillations. This increase is a function of β , however.

During overflow, the mixture concentrations reach a quasistationary level. This is observed in Fig. 7. In the final stage of loading, when the mixture height is small, Eq. (17) reduces to the following:

$$\tilde{h} \frac{\partial c}{\partial \tilde{t}} = c_0(\tilde{t}) - c \left(1 + \beta \frac{U_c}{U_T} \right) \Rightarrow c = \frac{c_0(\tilde{t})}{1 + \beta \frac{U_c}{U_T}} \quad (32)$$

The equilibrium concentration for a stationary inflow [Eq. (24)] is compared with the time-averaged value of the concentration in Eq. (32) [with Eq. (31)]. In Fig. 8, the percentage change between these concentrations is shown for different values of \bar{c}_0 and ε as functions of β . In the limiting cases of β , the mixture concentrations are not affected. For small β , particles have no time to settle or to hinder settling, whereas time allows all sediments to deposit for large β . For intermediate β , the effects of fluctuations on the time-averaged mixture concentration become evident and pronounced for $\beta \sim 3$ –5. An increase in hopper concentration of up to 10% is observed for moderate fluctuations and up to 50% when oscillations represent a considerable part of the inflow concentration.

Effects in Bidisperse Mixtures

In multifractional mixtures, the vertical velocity is governed primarily by the settling of larger (heavier) particles, and the concentration of fines can increase. This property of multifractional mixtures will be discussed in the “Polydisperse Mixtures” section but can be illustrated

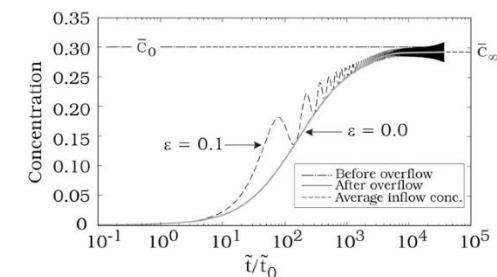


Fig. 7. Changes in mixture concentration with and without fluctuating inflow concentration for $\beta = 0.25$

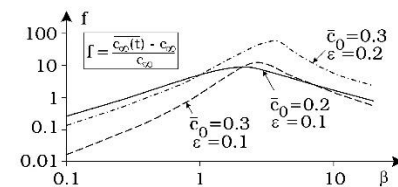


Fig. 8. Percentage increase in c_∞ from fluctuating inflow concentrations with β when h is small

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS
ESTÚDIOS DE MODELAGEM MATEMÁTICA



RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daisy Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA

DEZEMBRO 2017

COORDENAÇÃO GERAL

SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA

DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.

J.H.J.

B.E.

D.N.S.

J.L.F.J.

REALIZAÇÃO

INSTITUTO



REV02

44

PÁGINA

scholastically by considering the canonical case of bidisperse mixtures, i.e., mixtures containing two constituents. In Fig. 9, two cases are sketched, one in which both fractions are in suspension, and one in which the larger sediments have settled out while the fines remain in suspension. The latter case applies for large values of λ , where the vertical velocity induced by the coarse fraction elevates fines.

In the first case, where both fractions are in suspension, the total concentration, c , and the concentration of fines, c_{fines} , at $t = t_0$ are the following:

$$c = c_1 + c_2, \quad c_{\text{fines}} = c_2$$

where c_1 and c_2 = concentrations of the large fraction and fine fraction at $t = t_0$, respectively. The concentrations at $t = t_0 + \Delta t$ are as follows:

$$c = c_{\text{fines}} = \frac{c_2}{1 - \frac{c_1}{1-n}} \approx c_2 [1 + c_1(1+n)]$$

$$= c_2 + \Delta c_2 \Rightarrow \Delta c_2 \approx c_2 c_1 (1+n)$$

In this case, the concentrations of fines increase by approximately Δc_2 (using a Taylor expansion). The change in total concentration can also be derived as follows:

$$\Delta c \approx \frac{c_2}{1 - \frac{c_1}{1-n}} - (c_2 + c_1)$$

For the total concentration to increase, the following is required (at least):

$$\Delta c > 0 \Rightarrow c_2 > 1 - n - c_1$$

which depends on porosity, i.e., on the degree to which water is retained in the bed. For typical values of n or even values representing unconsolidated and uniform beds, an increase in total concentration is not realistic.

The adaptation of bidisperse mixture concentrations containing fractional concentrations c_1 and c_2 is shown in Fig. 10, including the equilibrium concentrations of the two fractions. Two cases are considered. In Fig. 10(a), the adaptation of concentrations from nonzero and nonqual initial (ballast) concentrations is shown [i.e., $c_1(0) \neq c_2(0) \neq 0$], whereas Fig. 10(b) shows the increase in mixture concentrations in response to initial concentrations equal to zero [i.e., $c_1(0) = c_2(0) = 0$]. In both cases, the initial ballast height is $h_0 = 0.1$. The inflow concentration, c_0 , is composed of c_{01} and c_{02} , and these are assumed to be constant throughout the loading with $c_{01} = c_{02} = (1/2)c_0$ (where $c_0 = c_{01} + c_{02}$). The equilibrium concentration of the fine fraction exceeds that of the inflow concentration, as Fig. 9 also shows is probable.

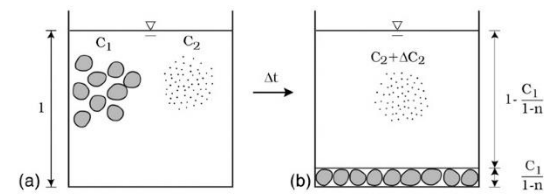


Fig. 9. Bidisperse mixture: (a) both fractions in suspension; (b) only the fine fraction remains in suspension

Polydisperse Mixtures

The concentrations in bidisperse and polydisperse mixtures, where inflow concentrations are constant, behave in a similar way to those of monodisperses, i.e., with an asymptotic evolution of the concentration toward an equilibrium. In polydispersions, the PSD of the inflow thus adapts within the hopper but on a timescale prolonged by the settling battle occurring between the individual fractions.

Solutions

Typical examples of the sediment distributions at inflow, at the time of overflow ($i = \bar{T}_{\text{fill}}$), and for the equilibrium stage are shown in Fig. 11. The results are obtained by numerical solution of the hopper equations. Each constituent has its unique β_i , and the difference in segregation of coarser and finer constituents therefore creates a distribution in the mixture that departs from the lognormal distribution of the inflow. The dispersity of the mixture changes with time, and the distribution becomes increasingly skewed with only finer fractions remaining in suspension. Concentrations of finer constituents exceed those of the inflow, a property of polydispersions that was discussed previously. The resulting segregation timescales lead to the deposition of the coarser material, whereas finer fractions remain in the suspension and in the overflow. The PSD of the bed deposits varies with time also (i.e., it changes over the depth of the bed) and can be derived by subtracting the PSD curve of the mixture (corrected for the mixture volume) from that of the inflow.

The model thus converts the PSD at inflow, which typically becomes available as part of the data measured on-board, to the actual PSD at overflow and in the hopper bed, which are typically not directly measured.

As an alternative to the numerical solution presented previously, an analytical solution for mixture concentrations can be obtained by superimposing solutions for each individual constituent, per Eq. (26). Such a solution to a polydisperse mixture reads as follows:

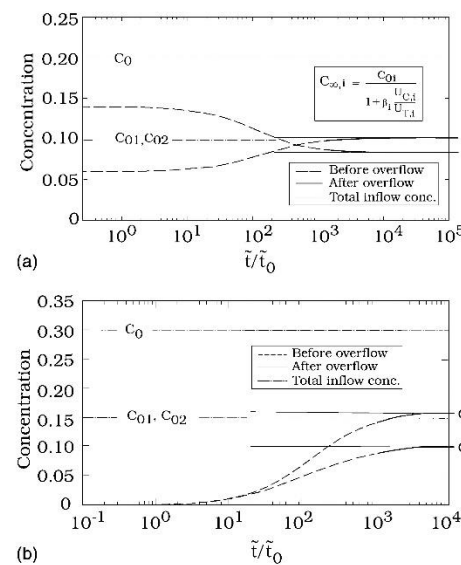


Fig. 10. Bidisperse mixture with fractional concentrations c_1 (fine) and c_2 (coarse) for $h_0 = 0.1$ and $\lambda = 8$; (a) $c_0 = 0.2$, $c_1(0) = 0.06$ and $c_2(0) = 0.14$; (b) $c_0 = 0.3$ and $c_1(0) = c_2(0) = 0$

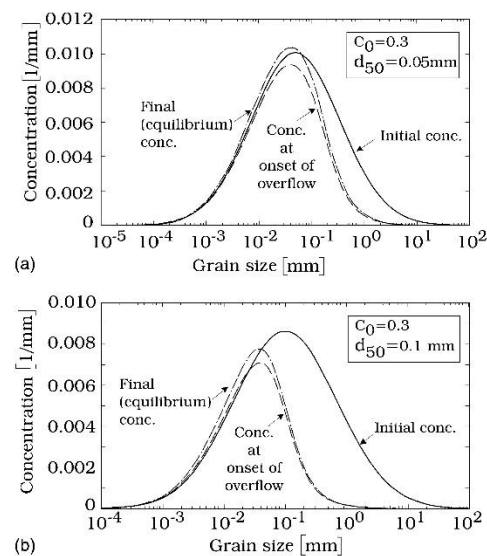


Fig. 11. Inflow concentrations, concentrations at the onset of overflow, and concentrations at equilibrium with $\sigma = 7$; (a) $\bar{\beta} = 0.2$; (b) $\bar{\beta} = 3.0$

$$c = \sum_{i=1}^N c_i = \sum_{i=1}^N c_{x,i} \left[1 - \left(\frac{i + \bar{t}_{0,i}}{\bar{t}_{0,i}} \right)^{-\beta_i} \right] \quad (33)$$

where $c_{x,i}$ in $\bar{t}_{0,i}$ and β_i are obtained discretely from Eq. (24). Upon comparing the distribution of concentrations between numerical and analytical [using Eq. (33)] solutions, only small differences are found; the largest are observed at the onset of overflow and are similar in magnitude to those shown in Fig. 6.

Verification of the Model

First, the polydispersion model was subjected to an intermodel validation test, where results from numerical calculations of mixtures containing (1) $N = 100$ identical fractions (i.e., $\lambda = 1$), each with an inflow concentration corresponding to c_0/N , were compared with (2) a single fraction with inflow concentration c_0 . The mixture concentration and bed height were identical in these two test calculations.

Second, the model was compared against the following sets of published measurements:

- Laboratory measurements of overflow concentrations during the loading of a test hopper by van Rhee (2002, Tests 5 and 6);
- Laboratory measurements of bed heights during the loading of a test hopper, as presented in Braaksma (2008);
- Measurements of bed heights inside a full-scale hopper, as reported in van Rhee (2002).

The first campaign was carried out in a single inflow/outflow system, whereas the last two have more elaborate inflow/outflow systems. Although the latter only offers two data points during the entire loading operation, it provides an opportunity for verification against full-scale conditions.

In Fig. 12, the simulated and the measured concentrations at inflow (from $t = 0$ s) and overflow (initiated at $t \approx 400$ s) from van Rhee (2002) are presented. The simulations assume a quasistationary value of c_0 , which seems reasonable, having appraised the

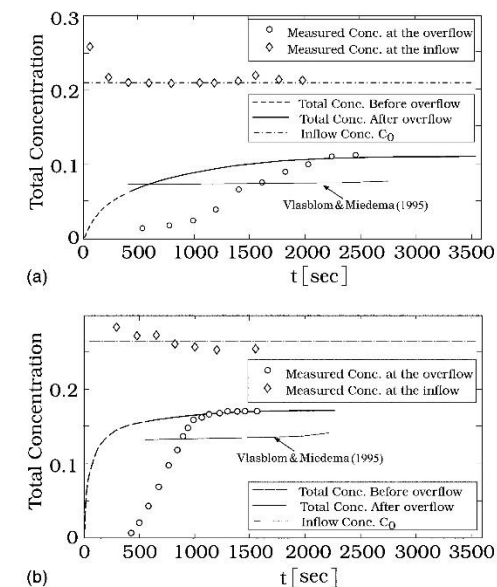


Fig. 12. Modeled (solid lines) and measured (circles) overflow concentrations for (a) Test 5 and (b) Test 6 of van Rhee (2002); dashed lines and diamonds (measured) show inflow concentrations; preoverflow concentrations are shown as dot-dashed lines

variability in measured inflow concentrations. The concentrations are modeled up to the time where the hoppers are loaded to 90% of their capacity. The parameters for the discharge rate, the hopper dimensions, the ψ -factor, and the porosity were derived from van Rhee (2002). A distribution curve based on available information on grain sizes was constructed for each test. The difference between the modeled volume-averaged (mixture) concentrations and the measured overflow concentrations at the onset of overflow is attributed to the 3D phenomena of venting, where a pocket of clear water is pushed toward the outlet. The venting effect is pronounced in the experiment because of the single inflow/outflow arrangement, the use of large grain sizes (sand), and the relatively large ($h_0 = 0.55$) initial clear water volume. As venting completes, the measured overflow concentrations approach the modeled (volume-averaged) concentrations. The measurements of van Rhee thus confirm that the mixture concentrations increase and reach equilibrium and that, despite the setup, a certain degree of uniformity is achieved. The modeled and measured equilibrium concentrations are nearly identical, demonstrating that postventing concentrations are, in fact, uniform inside the hopper—a property also seen directly from the measured concentration profiles in van Rhee (2002). A tendency for slight underestimation is attributed to using a constant (rather than fluctuating) inflow concentration as well as ignoring the effect of dead zones. The presence of dead zones implies that measured concentration levels will be slightly higher than those simulated, because the model assumes full utilization of the hopper volume. Dead zones are, however, limited in the experiments, as both inflow and overflow occur over the entire width of the experimental hopper. Predictions of the simple overflow model of Vlasblom and Miedema (1995), which conform to the experimental setup of van Rhee, are included in Fig. 12. Turbulence factors (including their scour formulation) and hindered settling (using the total inflow

concentration) are employed per Miedema (2009a). The model predicts lower overflow concentrations in the equilibrium stage by approximately 25% as compared with the measurements.

Measurements of bed heights during the loading of a test rig were presented by Braaksma (2008), where parameters for the discharge, the hopper dimensions, the inflow concentrations, and the porosity are provided. The test rig setup generates a complex flow pattern, because the inflow is placed in the central part of the hopper and two overflow weirs are used. The comparison between the modeled and the measured bed heights during overflow is shown in Fig. 13(a). The model is in excellent agreement with the measurements, which is attributed to reduced venting, because of the more complex inflow/outflow structures and because the ballast water occupied a relatively small fraction of the hopper volume. The bed grows linearly, in agreement with previous findings.

The comparison between the modeled and the measured bed heights for the loading of a full-scale hopper is shown in Fig. 13(b). In this case, the hopper has a circular cross section (or silo-shaped; van Rhee 2002). Measured bed heights inside the silo-shaped hopper have been converted geometrically to an equivalent height for a cube-shaped hopper.

Impacts of Dispersivity on the Mixture Concentration

The equilibrium concentration and the concentration at the onset of overflow (total concentration) are presented in Figs. 14 and 15 as functions of β , where

$$\bar{\beta} = \frac{\bar{U}_T A}{Q}, \quad \bar{U}_T = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N U_{T,i}$$

are introduced for plotting purposes. The curves for six values of dispersivity (σ), as well as the analytical solutions for $\sigma = 1$ [i.e., Eqs. (24) and (28)], are presented for two values of total inflow concentration. The equilibrium concentration is normalized by the inflow concentration, and the concentration at the onset of overflow

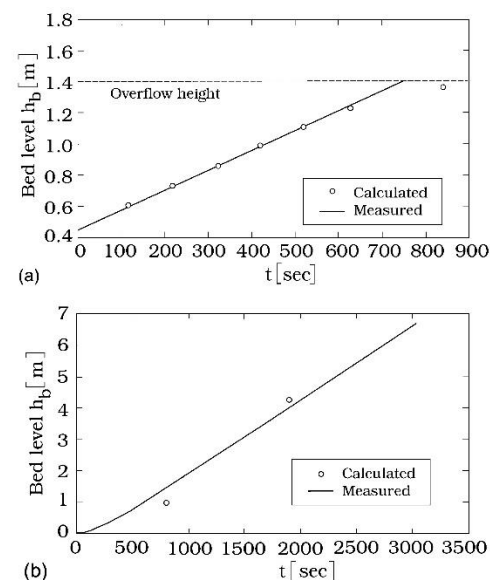


Fig. 13. (a) Test rig measurements; (b) full-scale measurements

is normalized by the equilibrium concentration, the latter to more fully display the processes in polydispersions, because $c_\infty = c_\infty(c_0, \beta, m, \sigma)$. To obtain the concentration at the onset of the overflow normalized by the inflow concentration, the data in the graphs shown in Figs. 14 and 15 can be multiplied. Results are shown for clear ballast water conditions with $\hat{h}_0 = 0.1$.

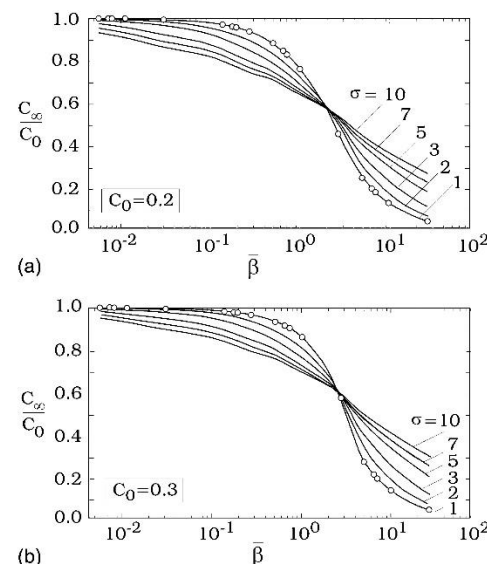


Fig. 14. Equilibrium concentrations normalized by the inflow concentration; lines denote numerical results and dots denote the analytical solution

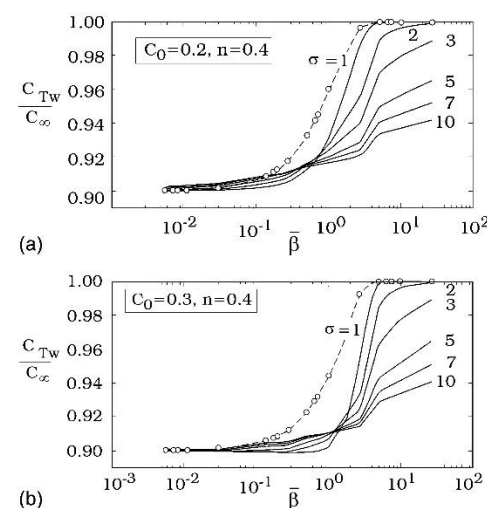


Fig. 15. Concentrations at the onset of overflow normalized by the equilibrium concentrations; lines denote numerical results and the dashed line with dots denotes the analytical solution

layers, vertical diffusivity is redundant, irrespective of the turbulence level, as long as c_0 is large.

Nonuniform profiles can develop only if near-bed turbulence levels and their associated capacity for carrying sediments (as measured by the bed concentration, c_b) exceeds the capacity for keeping sediment supplied from above in suspension (as measured by the concentration, c). In this case, sediment will be prevented from depositing at the rate supplied from above, while the mixture accumulates/stores sediment. The accumulation in the profile continues until the larger capacity is filled. The depression at the inflow section observed in van Rhee's experiments is interpreted as being the result of local scouring. This is a misconception, as scouring is an active morphological process. The hopper is a system adapting towards equilibrium through deposition, and the observed depression is caused by turbulence in the impinging jet (which is pronounced for single-inflow arrangements) that prevents segregation within the confined area of impact. The bed outside this area is presumably accreting correspondingly more to alleviate any additional saturation.

Acknowledgments

Mr. Louis Quist Poulsen is acknowledged for his development of the beta version of the numerical model. This work was supported by the Danish Ministry of Science, Technology, and Innovation through the Godkendt Teknologisk Service (GTS) grant "Marine Structures of the Future."

References

- Batchelor, G. (1982). "Sedimentation in a dilute polydisperse system of interacting spheres. Part I. General theory." *J. Fluid Mech.*, 119, 379–408.
- Braaksma, J. (2008). "Model-based control of hopper dredgers." Ph.D. thesis, Technical Univ. Delft, Delft, Netherlands.
- Camp, T. R. (1946). "Sedimentation and the design of settling tanks." *Trans. ASCE*, 111(1), 895–936.
- Davis, R. H., and Gecol, H. (1994). "Hindered settling function with no empirical parameters for polydisperse suspensions." *AIChE J.*, 40(3), 570–575.
- Garside, J., and Al-Dibouni, M. R. (1977). "Velocity-voidage relationship for fluidization and sedimentation in solid-liquid systems." *Ind. Eng. Chem. Process Des. Dev.*, 16(2), 206–214.
- Koning, J. (1977). "Constant tonnage loading system of trailing suction hopper dredgers." *Proc., Int. Course on Modern Dredging*, The Hague, Netherlands.
- Kynch, G. J. (1951). "A theory of sedimentation." *Trans. Faraday Soc.*, 48, 166–176.
- Masliyah, J. H. (1979). "Hindered settling in a multi-species particle system." *Chem. Eng. Sci.*, 34(9), 1166–1168.
- Miedema, S. A. (2009a). "A sensitivity analysis of the scaling of THSD's." *Proc., 40th Texas A&M Dredging Seminar*, Western Dredging Association, Newtown, PA.
- Miedema, S. A. (2009b). "The effect of the bed rise velocity on the sedimentation process in hopper dredges." *J. Dredg. Eng.*, 10(1), 10–31.
- Miedema, S. A., and van Rhee, C. (2007). "A sensitivity analysis on the effect of dimensions and geometry of trailing suction hopper dredges." *Proc., WODCON*, World Organisation of Dredging Associations, Delft, Netherlands, 39–52.
- Ooijens, S. C. (1999). "Adding dynamics to the Camp model for the calculation of overflow losses." *Terra et Aqua*, 76, 12–21.
- Richardson, J. F., and Zaki, W. N. (1954). "Sedimentation and fluidisation. Part 1." *Trans. Inst. Chem. Eng.*, 32, 35–53.
- Schiller, L., and Naumann, A. (1933). "Über die grundlegenden Berechnungen bei der Schwerkraftaufbereitung." *Z. Ver. Dtsch. Ing.*, 77, 318–320.
- Steinour, H. H. (1944). "Rate of sedimentation." *Ind. Eng. Chem.*, 36(9), 901–907.
- Thompson, C. E. L., Amos, C. L., Angelaki, M., Jones, T. E. R., and Binks, C. E. (2006). "An evaluation of bed shear stress under turbid flows." *J. Geophys. Res.*, 111(C4), C04008.
- van Rhee, C. (2002). "On the sedimentation process in a trailing suction hopper dredger." Ph.D. thesis, Technical Univ. Delft, Delft, Netherlands.
- Vlasblom, W. J. (2003). "Lecture notes on dredging equipment and technology." (<http://www.dredging.org/content.asp?page=105>) (Dec. 11, 2012).
- Vlasblom, W. J., and Miedema, S. A. (1995). "A theory for determining sedimentation and overflow losses in hoppers." *Proc., WODCON IV*, World Organisation of Dredging Associations, Delft, Netherlands, 183–202.
- Wang, L., and Maxey, M. R. (1993). "Settling velocity and concentration distribution of heavy particles in homogenous isotropic turbulence." *J. Fluid Mech.*, 256, 27–68.
- Zyserman, J. A., and Fredsøe, J. (1994). "Data analysis of bed concentration of suspended sediment." *J. Hydrol. Eng.*, 10.1061/(ASCE)1073-9429(1994)10:9(1021), 1021–1042.

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS



COORDENAÇÃO GERAL



RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daisy Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA

DEZEMBRO 2017
COORDENAÇÃO GERAL
SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA
GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA
GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA
DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.
J.H.J.
B.E.
D.N.S.
J.L.F.J.

REALIZAÇÃO

INSTITUTO



REV02

46

PÁGINA

TÍTULO III

PROJETO DE PROTEÇÃO E ALIMENTAÇÃO DA PRAIA
CENTRAL DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ

CONSTRUINDO COM A NATUREZA

9. Projeto de Proteção e Alimentação Artificial da Praia

9.1. Construindo com a Natureza

9.1.1. Considerações Gerais

Quando consideramos a erosão de uma praia, várias opções podem ser escolhidas para se tentar solucionar os problemas. As chamadas opções “SEVERAS”, que são construídas para defender a praia existente de novos processos erosivos:

I. Opções “SEVERAS”

- a. Muros de Arrimo;
- b. Enrocamentos de Proteção de Taludes;
- c. Enrocamentos Perpendiculares (espigões);
- d. Enrocamentos Paralelos;
- e. Estruturas Geotêxteis, ou

II. Opções “SUAVES”

- a. Preenchimento ou Alimentação Artificial (engordamento) / Recuperação da Praia também chamada de opção “SUAVE”, que restaura a praia.

Combinações das opções “SEVERAS” com a opção “SUAVE” também são possíveis e hoje recomendadas por conta dos eventos que tem ocorrido no litoral, em especial as marés de tempestade e, por conta da elevação do nível dos mares.

Neste caso, todas os eventos combinados recomendam ações de curto, médio e longo prazos, construindo uma condição de maior RESILIÊNCIA.

Uma praia pode ser recuperada através de preenchimento com areia, enquanto enrocamentos transversais ou paralelos previnem a erosão futura da areia adicionada.

As opções “severas” não serão abrangidas em separado, visto que as mesmas não recuperam as praias até que estas alcancem um tamanho atraente e adequado. Neste projeto será analisada somente a combinação de preenchimento com areia executado e de forma conjugada com a construção de estruturas de proteção que aumentem a condição de resiliência da faixa litorânea.

Atualmente se dá preferência a opção “suave” para solucionar problemas de erosão, e se complementa ou se conjuga com soluções de opção “severa” principalmente para aumentar o grau de resiliência. Isto significa que uma praia erodida pode ser restaurada através do preenchimento com areia e protegida com estruturas complementares para “reagir” e se preparar contra eventos críticos.

10. Condicionantes ao Projeto

10.1. Marés e Correntes

As variações de maré em Balneário Camboriú são uma combinação de marés astronômicas regulares e da elevação do nível das águas gerada por tempestades aleatórias. A variação média da maré é limitada a 0.6 m.

A variação máxima da maré na sizígia é 1,05 m e a mínima é 0,15 DHN - Itajaí.

O nível médio do mar fica em torno de 0,594 m. acima dos níveis de referência das cartas náuticas (DHN). Os níveis de referência do DHN ficam em torno de 0,419 m abaixo do nível de referência para levantamentos topográficos (IBGE).

Independente das marés astronômicas, as mudanças do nível da água também ocorrem devido às vagas de tempestade. As alturas significativas de ondas de tempestade são geradas pela força do vento atuando sobre a superfície do oceano. Isto significa que, na tempestade ocorrem vagas dentro da enseada aproximadamente entre 1,00 m a 1,20 m, o que parece razoável para a área em questão.

Os métodos de medição para avaliação dos níveis de marés extremas demonstra que num período de 100 anos a altura significativa de onda poderá ser de 3,30 m na cota -10 m. As informações que temos sobre a tempestade de 1983, baseados nas avaiações acima descritas, o nível das vagas na tempestade chegaram 2,40 m DHN.

Diz-se que durante a tempestade de 1983 houve uma combinação de ventos com vagas vindas de E e NE. Os ventos do sudeste geram o aumento dos níveis da água devido à combinação da direção do vento com o formato côncavo da costa, enquanto que as ondas de N e NE são capazes de penetrar na enseada e por consequência na praia central de Balneário Camboriú.

Esta combinação de um nível alto de maré com uma direção de onda desfavorável pode ocasionar um transporte transversal à margem significativa (erosão de tempestade). Com o alto nível das marés, menos ondas quebram na zona frontal da praia, gerando uma maior altura de onda sobre a areia.

Através de estudos anteriores e medições feitas durante o levantamento de fevereiro 1999, soubemos que as velocidades de corrente na enseada são pequenas, da ordem de centímetros por segundo. É improvável que estas correntes contribuam para uma erosão drástica do litoral, mas a sua recorrência combinada com a falta de estruturas naturais de proteção (bermas e restingas), podem gerar uma redução da reserva de areia e retração da praia, além de gerar um abatimento vertical da face da praia.

10.2. Condições Morfológicas

10.2.1. Granulometria da Areia da Praia

A praia central de Balneário Camboriú foi sempre larga e apresenta um talude brando, como pode ser observado em fotografias do passado e nas próprias batimetrias realizadas. O diâmetro médio natural da areia da praia em frente ao centro de Balneário Camboriú foi caracterizada mediante coleta e análise granulométrica como variando de 120 a 200 micras. Ao Norte da enseada, onde o talude da praia é pouco mais íngreme, e ali

encontra-se areia de diâmetro médio de 180 a 230 micras. Ao sul da enseada, próximo a foz do Rio Camboriú, a areia da praia tem diâmetro médio de 100 a 200 micras.

A areia mais grossa em direção ao Norte pode ser explicada pelo fato de que a praia neste trecho é mais exposta à ação das ondas. Devido a essa ação de ondas, os materiais finos são transportados para outro local (lavados), permanecendo assim o material mais grosso. A granulometria mais fina encontrada ao Sul pode ser dirigida a este local pelo Rio Camboriú que transporta sedimentos finos, que se assentam na enseada.

10.2.2. Granulometria do Solo Marinho na Enseada e Localização Das Áreas De Empréstimo

De acordo com o Estudos Ambientais, os dados gerados por campanhas em 2013/2014, utilizados como dados primários para o diagnóstico, em todos os parâmetros analisados nos sedimentos, estiveram dentro dos limites da Resolução CONAMA No 344/04, tanto para as áreas das jazidas pesquisadas dentro da enseada quanto para a área de empréstimo em offshore, onde deverá ocorrer a dragagem para coleta da areia de preenchimento artificial da praia. A fração granulométrica das amostras coletadas na área escolhida para a jazida variou entre areia média e fina.

Na jazidas apontadas próximas a enseada, a baixa granulometria e o elevado percentual de matéria orgânica corroboram com o fato das concentrações dos parâmetros químicos, terem apresentado os maiores valores, sendo portanto desconsideradas as jazidas mais próximas a praia.

A fração granulométrica predominante nas coletadas na área onde deverá ocorrer o preenchimento artificial da praia foi areia. Os maiores percentuais de Matéria Orgânica e Carbonatos foram menores do que os percentuais encontrados nas áreas das jazidas próximas a praia.

10.3. Alimentação Artificial com Areia na Praia– “Engordamento”

O preenchimento artificial da praia para sua recuperação significa que a mesma será reconstruída com a Natureza, utilizando-se materiais e forças originais.

O material original é: Areia solta com granulometria de fina a média.

As forças naturais a serem consideradas em um projeto de recuperação de praia são:

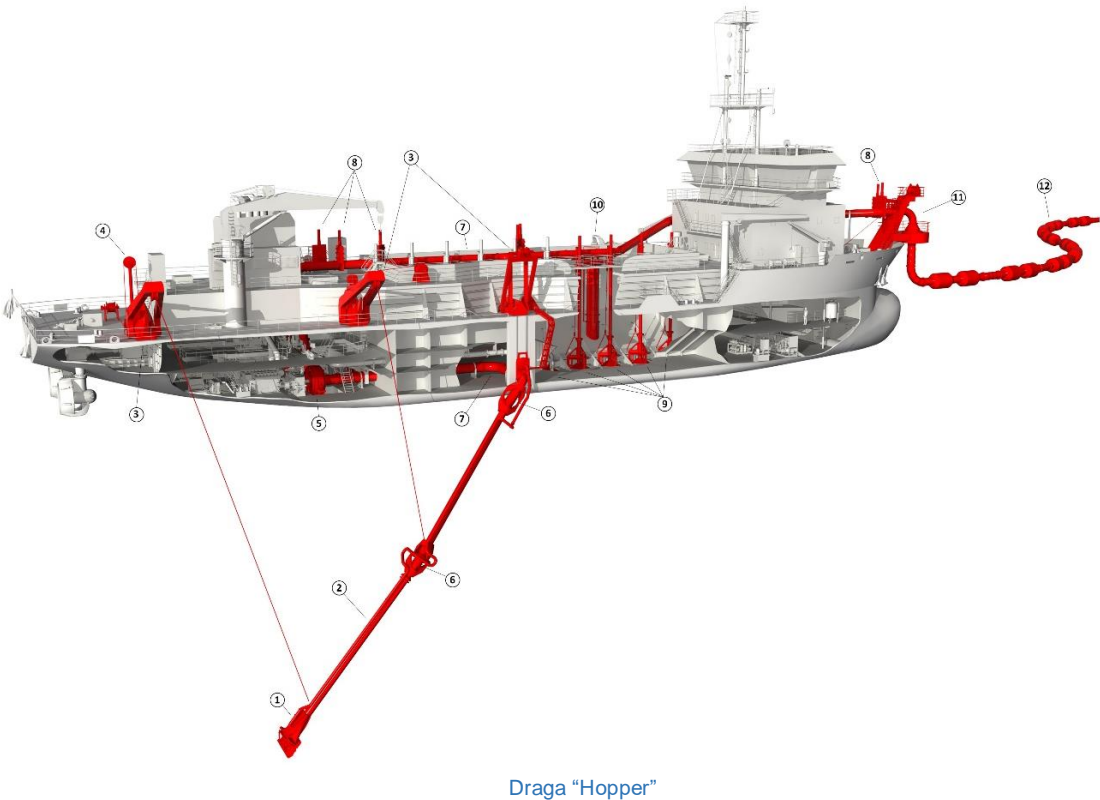
- a. A ação das ondas;
- b. A ação das marés (especificamente na zona de arrebenção);
- c. A ação das correntes de oceano e da foz dos rios;
- d. A gravidade da Terra e a ação dos ventos;
- e. A interação da vegetação (sistema de raízes) com a areia

A areia exigida para se recuperar uma praia erodida pode ser normalmente encontrada nos arredores da praia em questão. Ela pode ser dragada por equipamentos com bombas de sucção e recalque ou por equipamentos auto-transportadores (draga hopper) e ser bombeada para a margem.

10.3.1. Preenchimento Artificial com Areia – “Draga Hopper”

As dragas autotransportadoras de sucção e arrasto são classificadas como dragas hidráulicas e são utilizadas em projetos de construção e manutenção marítimas, como dragagem de manutenção de portos e canais de acesso, que visam atingir profundidades necessárias à navegação ou para execução de aterros hidráulicos de recuperação ou construção de acréscimos de marinha.

As dragas autotransportadoras de sucção e arrasto, ou simplesmente, dragas autotransportadoras (em inglês: “hoppers”), são navios com propulsão própria, que contêm cisternas que armazenam o material dragado no interior dos seus cascos. São principalmente utilizadas para a dragagem de material solto, como areia, argila ou cascalho. Habitualmente, uma draga “hopper” está equipada com um ou dois tubos de sucção, ligados às cabeças de arrasto.



Os tubos de sucção são submersos e as cabeças de arrasto são “arrastadas” pelo fundo do mar, sugando e transportando o material para as cisternas, enquanto o navio avança lentamente. Após estar totalmente carregada, a embarcação dirige-se até ao local de disposição, onde o material dragado é descarregado.

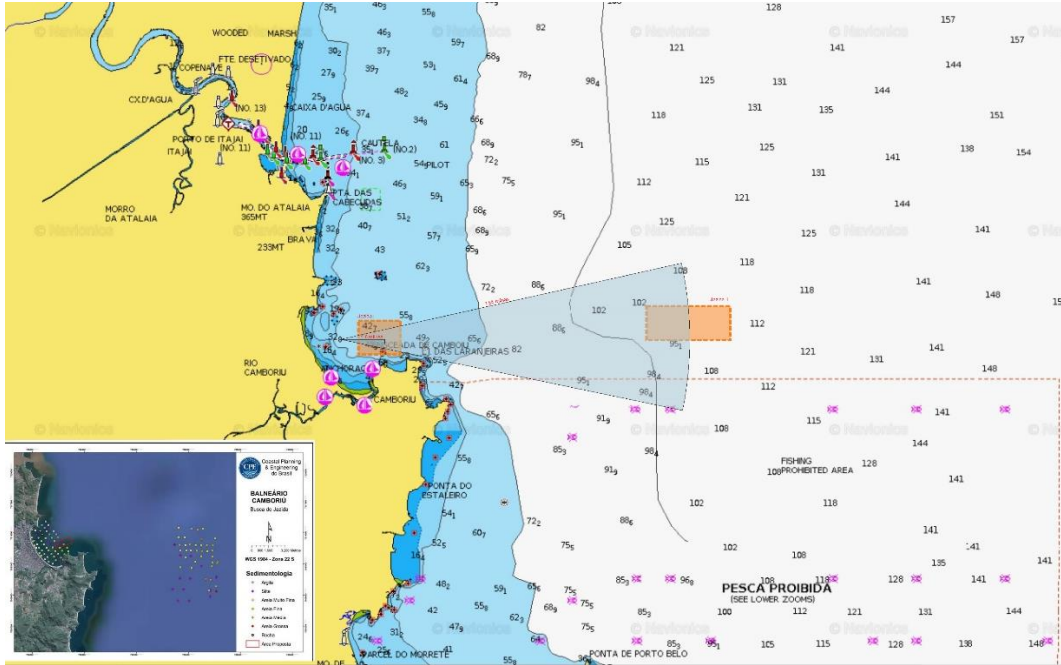


Draga Hopper (autotransportadora)

A utilização de Draga auto-transportadora (draga hopper) é a melhor opção para o preenchimento artificial de areia na praia central de Balneário Camboriú pelos seguintes motivos:

- I. Distância da jazida de empréstimo;
- II. Condições do mar;
- III. Capacidade de produção.

O processo de construção do preenchimento se dá mediante a dragagem de areia na jazida de empréstimo que é carregada para uma cisterna existente na embarcação. Em seguida a embarcação se desloca para um determinado ponto próximo da praia que tenha profundidade suficiente para o calado admitido para uma draga carregada. Deste ponto, uma linha de tubos (linha de recalque) é conectada à draga para que seja bombeada a areia da cisterna para a praia.



Localização da jazida

A areia é então colocada na praia em um perfil inicial, que depende das características da própria areia e do meio ambiente. Este perfil inicial será reformatado pelas forças naturais mencionadas acima ou por via mecânica (terraplanagem), formando um novo perfil que estará em equilíbrio com a Natureza.

O preenchimento de praias tem como vantagem a restauração das mesmas às suas formas primitivas, ou em tamanho maior. Uma praia larga e seca pode ser criada, gerando um espaço adequado para o turismo. Esta praia torna-se mais atraente para os turistas do que uma pequena praia, protegida por estruturas de defesa.



Linhas de recalque (pipe line) flutuante para bombeamento da areia da draga em direção a praia,



Linhas de recalque (pipe line) em terra para distribuição da areia na praia.

Quando se utiliza o preenchimento de praia em local onde ocorre erosão estrutural, pode ser utilizados alguma opções “severas” como estruturas de defesa e, dependendo do nível de perda ou recuo da praia, pode-se levar em consideração que será preciso executar uma manutenção no futuro.

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS

ESTUDIOS DE MODELAGEM MATEMATICA



COORDENAÇÃO GERAL
PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL



RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daysi Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA

DEZEMBRO 2017

COORDENAÇÃO GERAL

SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA

DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.

J.H.J.

B.E.

D.N.S.

J.L.F.J.

REALIZAÇÃO

INSTITUTO



REV02

50

PÁGINA

As estruturas de defesa, tais como enrocamentos paralelos e quebra-mares em “T” contribuem para diminuir o efeito da erosão causada por transporte costeiro, gerando a necessidade de manutenção através de preenchimento.



Enrocamentos paralelos produzem uma zona de sombra de ondas, onde o transporte costeiro é reduzido.

No caso da praia central de Balneário Camboriú, não foram previstas estes tipos de estruturas, exceto o prolongamento do molhe da barra Norte (Rio Marambaia) para permitir que a areia fruto de preenchimento tenha maior estabilidade.

Entretanto, quando o preenchimento de uma praia é feito com areia mais grossa que a areia nativa, o transporte costeiro é reduzido e a erosão desacelera. Por isso, com tal preenchimento, a manutenção necessitará ser efetuada com menor frequência.

Como a areia mais grossa gera perfis transversais de praia mais íngremes, é necessário menos areia para se obter-se uma superfície de praia mais larga do que quando usa-se areia fina.

A desvantagem do preenchimento da praia com areia mais grossa que a areia nativa é que o transporte litorâneo ao longo da praia preenchida será menor que ao longo da praia original. Entretanto, como na enseada que forma a praia central de Balneário Camboriú a correnteza litorânea é de relativamente baixa magnitude e encontra-se em equilíbrio, isto não poderá causar problemas sérios. Então, a opção de preenchimento artificial para a praia central deverá ser realizada com uma areia de granulometria mais fina, muito próxima da areia natural, mantendo a característica de praia larga com baixa declividade e de ondas calmas.

Por isto, deve controlar a extração da areia na jazida verificando a granulometria obtida, realizando um processo de “clarificação” de forma a obter a granulometria desejada, descartando grãos que diferem dos de projeto.

Deve-se ter o cuidado de não utilizar areia demasiadamente grossa, caso contrário será gerado um perfil muito íngreme, o que pode tornar a praia insegura para os banhistas devido ao rápido aumento de profundidade. Além disso, a areia muito grossa é menos confortável para o público do que a areia fina. Em outras palavras, deve-se utilizar areia de granulometria média a fina para o engordamento e restauração da praia.

Na tabela abaixo tem-se uma visão geral das vantagens e desvantagens da areia fina e da grossa.

	Areia Grossa	Areia Fina
Volume inicial de areia exigido	+ vantagem	- vantagem
Necessidade de manutenção	+ vantagem	- vantagem
Efeito nas praias vizinhas	- vantagem *	+ vantagem **
Segurança para os banhistas	- vantagem	+ vantagem
Conforto para os banhistas	- vantagem	+ vantagem

* - Areia mais grossa do que a original

** - Areia mais fina do que a original

11. Projeto de Alimentação Artificial da Praia

O projeto de recuperação da praia foi baseado nos mesmos conceitos elaborados nos projetos do INPH em 2000 e da PROSUL-AQUAPLAN em 2014 que previram a utilização de areia similar à nativa, i.e., com D50 de 180 a 200 micras, podendo variar até 250 micras.

Esta areia pode ser encontrada a uma distância de aproximadamente 7,5 a 7,8 milhas náuticas da costa a uma profundidade de cerca de - 12 a -20 metros, conforme foi verificado através da campanha de sondagens feita em junho de 2014, a quantidade de areia disponível no local é suficiente para toda a recuperação, assim como para futuros preenchimentos de manutenção que se façam necessários.

No entanto, foi considerado a época que o tempo de dragagem seria muito extenso visto que a cota máxima da seção dragagem seria de aproximadamente 1 metro e o processo necessitaria de maior cuidado e, por consequência, demora, resultando em custos excessivamente maiores.

O Estudo Ambiental demonstrou ser mais viável para a alimentação artificial da praia central de Balneário Camboriú foi a alternativa com sedimentos oriundos da mesma região onde a praia se encontra, ao largo da costa, entre as isóbatas de -30 e -33 metros de profundidade e a uma distância de 13,7 km da praia.

Devido ao grau de semelhança do sedimento usado na alimentação com o sedimento nativo da praia a ser alimentada, com uma mistura de grãos muito finos e finos, conclui-se que a jazida selecionada proporcionará material com as características texturais semelhantes do material original (nativo), necessitando de um processo de “clarificação” ou “purificação” caso seja necessário filtrar os grãos fora do padrão desejado de forma a ter uma granulometria mais próxima da praia atual.

Considerou-se utilizar granulometria com D50 de 180 a 200 micras como o mais adequado para a reconstrução porque tende a manter as características morfodinâmicas do ambiente praial. Além disso, o volume sedimentar dessa jazida é suficiente para execução total da obra, bem como a execução de obras para futuras manutenções.

11.1. Seção Transversal da Praia Recuperada

A recuperação da praia deve permitir à praia responder em equilíbrio dinâmico às variações do regime de ondas. Isto significa que os perfis da praia mudam durante as tempestades e se recuperam durante períodos de boa condição de tempo.

O perfil de tempestade de Vellinga foi originado pela única maior tempestade em um ano. Isto mostra que a diferença entre o perfil atual e o perfil da tempestade de Vellinga é de aproximadamente 350 m3/m. O projeto de recuperação baseia-se neste volume.

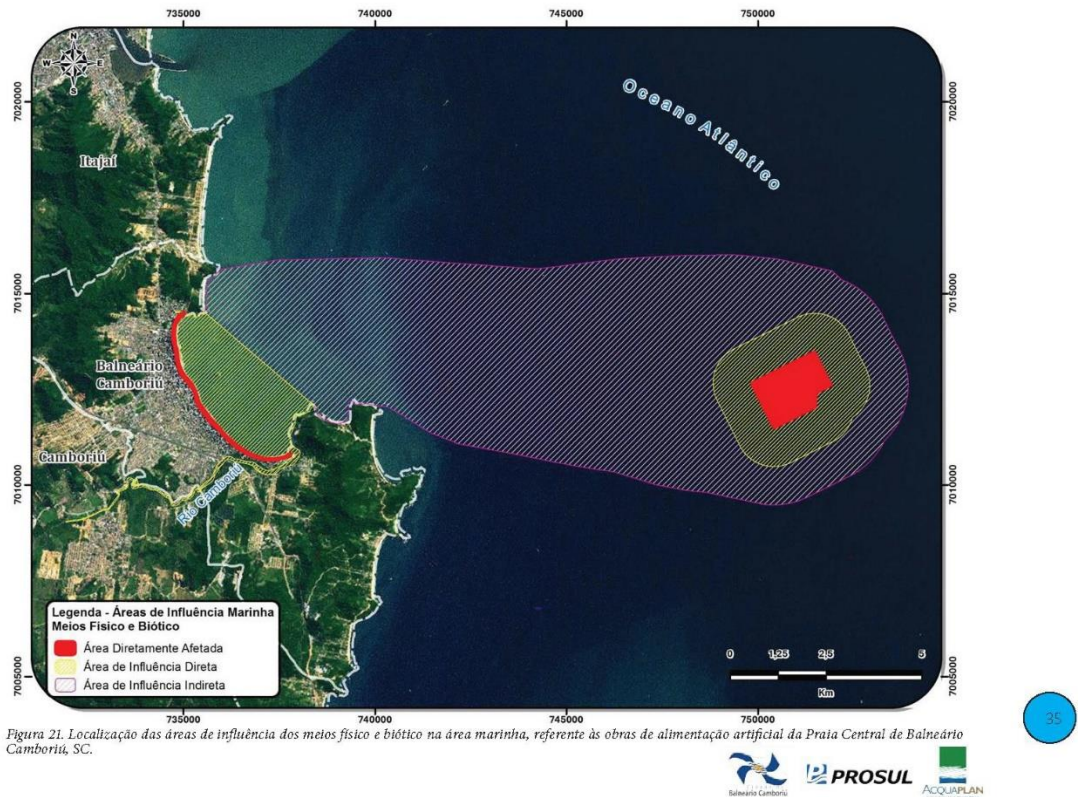
O perfil da recuperação baseia-se na necessidade de criação de uma praia com pelo menos 55 metros de largura em sua crista, afim de que se tenha estoque de compensação suficiente para suportar a erosão transversal que ocorre durante condições de tempestade.

A crista da praia foi estabelecida a um nível médio de 2,4 metros acima do nível de água teórico de + 3.0 m DHN. Isto garante que haverá um estoque de areia suficiente acima dos níveis de água das tempestades, embora haja ausência de dunas.

A parte iniciar superior do talude numa faixa de 55 metros do atual passeio desta praia deverá ser nivelado na cota + 2,40 m seguindo um talude nos 30 metros seguintes na proporção de 1:30, preenchendo o requisito mínimo de talude de 1:25. Taludes abaixo de 0.0 m DHN são de 1:30 a 1:40; desta forma obtém-se um volume total aproximado de 381 m3/m.

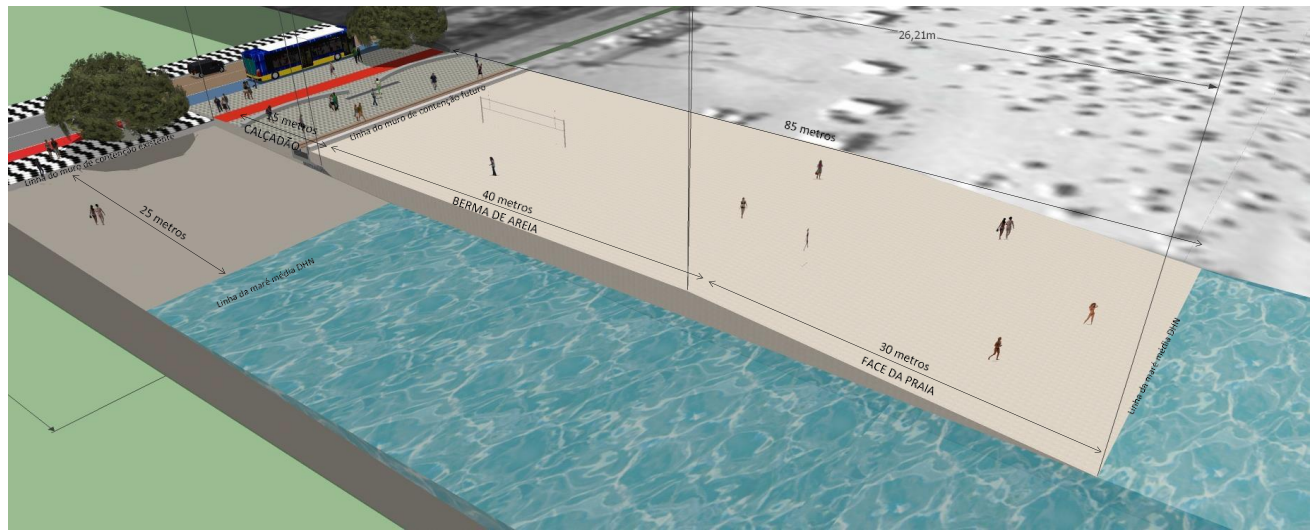
A seção transversal projetada é prevista para várias seções ao longo da praia. Nestas seções são apresentados os perfis levantados em agosto/2017.

Deve-se ressaltar que os perfis transversais projetados são importantes para a determinação da quantidade de areia necessária. O perfil inicial após o preenchimento diferirá do perfil do projeto visto que o talude abaixo da água durante o enchimento hidráulico ficará na faixa de 1:8 a 1:20. Posteriormente se fará um preenchimento mais liquido para forçar uma talude mais próximo do talude de equilíbrio. Com o tempo este perfil transversal achatará ficando mais parecido com o perfil projetado. O perfil final, após algum tempo dependerá das condições climáticas e das estações do ano.



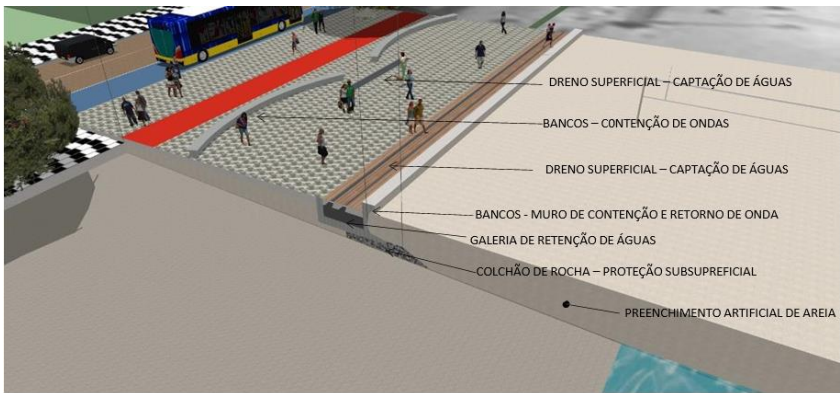
11.2. Lay-Out (Geometria e Perfil de Projeto)

O comprimento total da praia a ser recuperada deverá ser de cerca de 5.700 m. No projeto gráfico anexo é apresentado o layout proposto para recuperação da praia. Propõe-se avançar a praia para uma mesma largura, em todo o seu comprimento. Isto pode ser feito uma vez que o formato atual da praia é muito próximo do formato espiral logarítmico de equilíbrio. Na linha de preamar máximo, a praia avançará em 70 metros.



Perfil esquemático da alimentação artificial da praia

11.3. Lay-Out para Resiliência (Geometria e Perfil de Projeto)



PERFIL ESQUEMÁTICO DAS ESTRUTURAS DE PROTEÇÃO COSTEIRA – AUMENTO DA CAPACIDADE DE RESILIÊNCIA DA PRAIA CENTRAL



No projeto de ocupação da praia, especialmente na reformulação das infraestruturas urbanas, é recomendável que sejam alocados recursos para a construção de elementos de proteção voltados ao aumento da capacidade de resiliência da cidade em vista de eventos marítimos de tempestades e ressacas. Estas estruturas compões da própria berma de areia fruto do preenchimento artificial da praia, de muros de contenção dispostos sobre o leito, para que proteja a infraestrutura da costa nos eventos de marés excepcionais, murada de contenção e retorno de onda que visam evitar que as franjas das ondas transpassem a infraestrutura, atingido equipamentos público e privados, drenos superficiais de amortecimento e captação da franja da onda, bancos e equipamentos que sorvam como elementos de contenção de ondas para casos extremos e dispositivos de contenção, captação e acumulação de águas pluviais, evitando que o excedente das águas pluviais vindas da área urbana de entorno transponha a infraestrutura em direção a areia da praia. Todos estes elementos combinado e um programa de proteção e respostas a desastres auxiliam a cidade a ser resiliente e estar preparada para eventos futuros.

CIDADE DE BALNEÁRIO CAMBORIÚ | PRAIA CENTRAL | MASTERPLAN | PROJETO DE PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DA PRAIA

EMPRESAS PROJETISTAS
ESTUDIOS DE MODELAGEM MATEMÁTICA

DHI
The expert in WATER ENVIRONMENTS

BATIMETRIA
vector

COORDENAÇÃO GERAL
PROTEÇÃO COSTEIRA E ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL

alleanza
PROBOS CONSULTORIA E EL.

COLETA DE SEDIMENTOS PRAIA
INOVA
Laboratório e Engenharia

RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daysi Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA
DEZEMBRO 2017

COORDENAÇÃO GERAL
SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA

GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA
GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA

DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.
J.H.J.
B.E.
D.N.S.
J.L.F.J.

REALIZAÇÃO
INSTITUTO

+BC

REV02

53

PÁGINA

12. Medidas Adicionais

12.1. Efeitos dos Esquemas de Preenchimento na Vida Marinha

Uma praia em equilíbrio possui uma variedade pequena de organismos bênticos, que formam parte da cadeia alimentar de outras espécies. As comunidades marinhas inferiores na maioria das praias costeiras sobrevivem a mudanças periódicas relacionadas ao ciclos de erosão e assoreamento naturais, e aos períodos de tempestade. A praia e a área de arrebentação são meios ambientes dinâmicos aos quais a fauna adapta-se. Porém, comunidades costeiras estão em um meio ambiente mais estável e são menos adaptáveis a tais perturbações.

Depósitos diretos de material de preenchimento em seres inertes são geralmente letais, enquanto que os animais móveis podem escapar dos danos através da migração. A recuperação da fauna bêntica pode ocorrer em uma ou duas estações, e dependerá da estação do ano em que forem feitos os trabalhos de preenchimento da praia, e do reabastecimento da fauna larval. Observações mostraram que o bio-sistema original é recuperado em uma estação do ano, desde que o material de preenchimento tenha as mesmas características do material original da praia. Estas observações foram feitas ao longo de faixas costeiras relativamente curtas que lembram a situação de restauração proposta para Balneário Camboriú.

A destruição do habitat dos peixes que vivem no local de recuperação parece ser o maior perigo. A maioria destes animais têm capacidade de migrar do local de depósito e de retornar posteriormente, quando as condições do habitat forem melhores. Porém, como a praia será preenchida gradualmente, estes animais terão um período de tempo razoável para a migração temporária.

A dragagem da areia na área de empréstimo, necessária para o preenchimento de praias, também produz algum efeito no meio ambiente. O efeito mais importante é causado pela turbidez da água resultante da dragagem, especialmente quando esta é feita perto da costa. A quantidade de luz que chega ao solo marinho torna-se menor, causando uma baixa produção de material orgânico.

A fauna bêntica será afetada. Porém, esta fauna bêntica é igualmente afetada pelas mudanças no solo marinho, durante condições de tempestade. Algumas serão cobertas por areia, e outras ficarão expostas ao efeito das ondas. Nossa conclusão é de que a maioria dos peixes não será afetada pela turbidez da água, visto que estes têm a capacidade de migração. As larvas de peixes podem ser afetadas pela dragagem, porém não em um nível inaceitável, em função da pequena área envolvida.

13. Análise de Alternativas

O projeto para recuperação da praia de Balneário Camboriú demonstrou que é necessário um volume de aproximadamente 2.155.000 m3 de areia com granulometria entre 180 a 200 µm para recompor o corpo original da praia em sua característica física original. Para se obter este material o Estudo Ambiental Simplificado identificou-se a fonte (jazida) disponível para servir como área de empréstimo.

A alternativa estudada que demonstrou ser mais viável para a alimentação artificial da praia Central de Balneário Camboriú foi a alternativa com sedimentos oriundos da mesma região onde a praia se encontra, ao largo no offshore, entre as isóbatas de -30 e -33 metros de profundidade e a uma distância de 13,7 km da praia de Balneário Camboriú.

Devido ao grau de semelhança do sedimento usado na alimentação com o sedimento nativo da praia a ser alimentada, e ainda, levemente mais grosseiro, conclui-se que a jazida selecionada proporcionará material com as características texturais semelhantes do material original (nativo).

Assim, considerou-se como o mais adequado para a reconstrução porque tende a manter as características morfodinâmicas do ambiente praiar e, ainda, dar maior durabilidade a obra, visto o sedimento ser levemente mais grosso, como largamente recomendado na literatura. Além disso, o volume sedimentar dessa jazida é suficiente para execução total da obra (2.155.000,00 m³), bem como a execução de obras para futuras manutenções.

14. Prazo de Execução

O período estimado para a execução dos serviços de dragagem e "preenchimento artificial" da praia, incluindo-se nestes, os prazos necessários para a mobilização e desmobilização, é de 9 (nove) meses se utilizada apenas uma draga autotransportadora com uma cisterna mínima de 2.500 m3.

Este é o período máximo previsto visto que a utilização da praia é um elemento chave na economia local, especialmente a partir do mês de dezembro até março. Considerando que a obra não irá interromper toda a extensão da praia, é possível liberar trechos executados para a utilização, sob condições de segurança que impeçam o acesso nas áreas em obras. No entanto, na temporada, não é desejável que nenhum serviços esteja em execução.

A possibilidade de utilizar duas dragas trabalhando simultaneamente ou uma draga com capacidade superior a 2.500 m3, poderá reduzir o prazo de execução para 6 (seis) meses ou 7,5 (sete meses e meio), respectivamente.

A vantagem da execução em prazo curto é o pequeno tempo de exposição da fauna e flora marinhos às perturbações causadas ao ambiente. Além disso, com o rápido encerramento das obras e dos distúrbios por ela causados, torna-se logo possível a recuperação e o retorno das condições naturais de equilíbrio para as condições originais.



RESPONSÁVEIS TÉCNICOS

Jacob Hjelmager Jensen
Berry Elfrink
Rodrigo Campos de Andrade
Felipe Bier
Daysi Nass dos Santos
Sérgio Guilherme Gollnick
João Luiz Figueiredo Jr.
Marcos Kramer
Rovane Marcos de França
Rodrigo Luiz Bitencourt

Engenharia de Portos, Costas e Oceano
Engenharia Costeira
Engenharia Civil
Engenharia Sanitarista e Meio Ambiente
Engenharia Civil
Arquitetura e Urbanismo
Arquitetura e Modelagem 3D
Engenheiro Civil
Engenheiro Químico

DHIGROUP
DHIGROUP
DHIGROUP
ALLEANZA
ALLEANZA
LEPADRON
VECTOR GEO
VECTOR GEO
INOVA

DATA
DEZEMBRO 2017
COORDENAÇÃO GERAL
SUPERVISÃO MODELAGEM MATEMÁTICA
GERENTE MODELAGEM MATEMÁTICA
GERENTE PROJETO ENGENHARIA COSTEIRA
DESENHOS E IMAGENS 3D

S.G.G.
J.H.J.
B.E.
D.N.S.
J.L.F.J.

