PATRÍCIA DALSOGLIO GARCIA

CARACTERIZAÇÃO HIDROSEDIMENTOLÓGICA DAS CORRENTES
DE MARÉ E DO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS ASSOCIADO À
ÁREA PORTUÁRIA DO MARANHÃO

São Paulo
2007

PATRÍCIA DALSOGLIO GARCIA

CARACTERIZAÇÃO HIDROSEDIMENTOLÓGICA DAS CORRENTES DE MARÉ E
DO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS ASSOCIADO À ÁREA PORTUÁRIA DO
MARANHÃO

Tese apresentada à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo para
obtenção do título de Doutor em
Engenharia

São Paulo
2007

PATRÍCIA DALSOGLIO GARCIA

CARACTERIZAÇÃO HIDROSSÉDIMENTOLÓGICA DAS CORRENTES DE MARÉ E
DO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS ASSOCIADO À ÁREA PORTUÁRIA DO
MARANHÃO

Tese apresentada à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo para
obtenção do título de Doutor em
Engenharia

Área de Concentração:
Engenharia Hidráulica

Orientador: Professor Livre-Docente
Paolo Alfredini

São Paulo
2007

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL, OU PARCIAL, DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL, OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 02 de maio de 2007

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

FICHA CATALOGRÁFICA

Garcia, Patrícia Dalsoglio

Caracterização hidrossedimentológica das correntes de maré e do transporte de sedimentos associado à Área Portuária do Maranhão / P.D. Garcia. -- São Paulo, 2007.

258 p.

Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária.

1.Hidráulica marítima 2.Correntes de maré 3.Transportes de sedimentos I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária II.t.

DEDICATÓRIA

Ao meu amado marido Josué Souza de Góis.
Em memória do meu estimado avô Manuel
Garcia Cruz, pelo grande incentivo ao estudo.
Aos meus pais que me deram a oportunidade
de estar aqui.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar quero agradecer a meu orientador Paolo Alfredini por sua dedicação e empenho para eu chegasse até aqui. É claro que não posso esquecer de toda a equipe da Hidráulica Marítima que foi muito importante para a realização do trabalho e me deixou de recordação grandes amigos.

A meus pais Francisco Garcia Perez e Nilcleide Dalsoglio Garcia e minhas irmãs Paula e Fernanda por todos os dias que estiveram ao meu lado. A todos da minha família, em especial a Mama, Papa, tia Manuela, tio Geraldo, Zé, Miriam, Fabiana, Marcelo, Rafaela, tia Neide: vocês são muito especiais para mim.

A meu doce avô Manuel que infelizmente já morreu mas está bem vivo dentro de mim e me deixou o maior ensinamento de todos: estudar! O maior orgulho dele foi ver os oito netos formados. Papa eu te amo!

Aos meus grandes amigos Tiago Zenker Gireli, Rogério Fernando do Amaral e Guilherme da Costa Silva, que me ajudaram e ouviram todas as minhas angustias e lamentações.

A minha nova equipe de trabalho da Hidráulica Computacional, em especial a Francisco, Raquel e Rodolfo, pela oportunidade que vocês me deram de mostrar meu trabalho.

À Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo - FAPESP – que concedeu a bolsa de Doutorado Direto para desenvolvimento deste trabalho e a Companhia Vale do Rio Doce – CVRD - e ao Laboratório de Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – LHEPUSP - pela disponibilização dos dados hidrográficos e batimétricos da área de estudo, indispensáveis para realização do presente trabalho.

Por fim, mas não menos importante, para o meu grande amor: Josué! Você sabe o quanto você é importante para mim e todo este trabalho não seria nada sem você.

“A mente que se abre a uma nova idéia jamais
voltará a seu tamanho original.”

(Albert Einstein)

“O mar não é um obstáculo, é um caminho.”

(Amyr Klink)

RESUMO

A Área Portuária do Maranhão constitui-se no segundo maior complexo portuário da América Latina e um dos maiores do mundo em termos de movimentação de carga, com mais de 85 milhões de toneladas movimentadas em 2006, isto é mais de 15% da movimentação portuária anual do país. Tendo em vista a grande quantidade de informações disponíveis da região de estudo, o principal objetivo deste trabalho é caracterizar amplamente a circulação de correntes de maré e o transporte de sedimentos associado na área portuária do Maranhão através de modelação numérica com utilização do software MIKE 21 – módulos HD e ST.

Os resultados obtidos no modelo hidrodinâmico permitiram verificar a eficiência do modelo em representar as características recirculatórias na área do PDM. De forma similar, o modelo de transporte de areia representou com fidelidade a evolução dos fundos e as taxas de sedimentação da área de estudo.

Por fim, ressalta-se a importância de um trabalho como este em âmbito nacional, posto que é singular o acompanhamento detalhado da implantação de um grande complexo portuário, contribuindo para a redução do empirismo adotado nos projetos e operações portuárias.

Palavras-chave: Hidráulica marítima, circulação de correntes, transporte de sedimentos

ABSTRACT

Maranhão Harbour Area is the second biggest port complex in cargo handling of Latin America and one of the greatest of the world, with more than 85 million tons loading rate in 2006, which is more than 15% of the annual cargo handling of the country. Considering the great amount of available information of the study region, the main purpose of this work is to describe the tidal currents circulation and corresponding sediment transport in the Maranhão Harbour Area through numerical model applying the software MIKE 21 - HD and ST.

The hydrodynamic model results permitted to check the accuracy of the model in reproducing the currents recirculation patterns in the area of PDM. The model of the sand transport reproduced with accuracy the bottom evolution and sedimentation rates.

At last, it is important to emphasize this research in the national context, because is unique such continuous detailed Harbour Complex project improvement, contributing to reduce the simple empirical project and operation procedure.

Keywords: maritime hydraulics, currents circulation, sediment transport.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Localização da área de estudo	25
Figura 2: Alterações na geometria dos espigões	26
Figura 3: As forças geradoras da maré (OPEN UNIVERSITY COURSE TEAM, 1997)	30
Figura 4: Dados maregráficos do Terminal Marítimo de Ponta da Madeira (FEMAR, 2000)	31
Figura 5: Carta náutica digitalizada com a localização do Terminal de Ponta da Madeira e do Porto de Itaqui	36
Figura 6: Principais seções de medição correntométrica da Área Portuária do Maranhão	37
Figura 7: Fotografia do Porto de Itaqui.....	38
Figura 8: Localização dos berços de atracação do Porto de Itaqui	39
Figura 9: Correlação entre maré e velocidade das correntes no Porto de Itaqui (FCTH, 1983)	40
Figura 10: Levantamento do material de fundo do Porto de Itaqui (FCTH, 1985)	41
Figura 11: Seções de medição do Porto de Itaqui (1984)	43
Figura 12: Comparação entre as isóbatas de 10m.....	44
Figura 13: Píer I do Terminal de Ponta da Madeira.....	45
Figura 14: Modelo físico de Ponta da Madeira.....	46
Figura 15: Gráfico polar das correntes de maré antes da modificação do Espigão Norte (FCTH, 1985).....	49
Figura 16: Gráfico polar das correntes de maré após a modificação do Espigão Norte (FCTH, 1987)	50
Figura 17: Ensaio de sedimentação sem a modificação do Espigão Norte – resultado final.....	51
Figura 18: Ensaio de sedimentação com a modificação do Espigão Norte – resultado final.....	51
Figura 19: Ensaio de cronofotografia – meia maré de vazante de 7m	52
Figura 20: Campo de correntes antes da modificação dos espigões (CVRD, 1997).....	55
Figura 21: Campo de velocidades após a modificação dos espigões (FCTH, 2001)	56

Figura 22: Correlação entre amplitude de maré, intensidade e rumo das correntes no PDM	58
Figura 23: Resultado do ensaio de traçadores com as áreas de depósito de sedimentos antes da alteração do Espigão Norte (ALFREDINI, 1988)	59
Figura 24: Resultado do ensaio de traçadores com as áreas de depósito de sedimentos após alteração do Espigão Norte (ALFREDINI, 1988)	60
Figura 25: Evolução da isóbata de 23m no período de março de 1995 a julho de 1996	61
Figura 26: Curvas de igual assoreamento no período de março de 1991 a abril de 1992	62
Figura 27: Taxa mensal de assoreamento no período de março de 1995 a julho de 1996	63
Figura 28: Draga de sucção e arrasto autotransportadora (“Hopper”). (SALLES, 1993)	64
Figura 29: Draga “Hopper” Boa Vista (Dragaport).....	65
Figura 30: Localização da área de despejo de dragados.....	67
Figura 31: Draga de injeção de água. (NORHAM)	68
Figura 32: Draga de injeção de água Norham Camorim operando na Baía de São Marcos em São Luís (MA). (NORHAM)	68
Figura 33: Polígono da dragagem preventiva.....	70
Figura 34: Esquema de aninhamento de grades batimétricas	74
Figura 35: Esquema computacional da matriz formadora da grade batimétrica.....	75
Figura 36: Esquema de interação entre o módulo ST e o módulo HD	76
Figura 37: Composição das cartas náuticas digitalizadas	86
Figura 38: Composição de sondagens batimétricas fornecidas pela CVRD	87
Figura 39: Baía de São Marcos – a região modelada	88
Figura 40: Delimitação das malhas batimétricas	89
Figura 41: Grade batimétrica da área 1 – Baía de São Marcos	90
Figura 42: Grade batimétrica da área 2.....	90
Figura 43: Grade batimétrica da área 3 – área portuária	91
Figura 44: Grade batimétrica da área 4 – área portuária	91
Figura 45: Imagem 3D da área 1 – distorção de 100 vezes	92
Figura 46: Imagem 3D da área 2 – distorção de 30 vezes	92
Figura 47: Imagem 3D da área 3 – distorção de 10 vezes	92

Figura 48: Imagem 3D da área 4 – distorção de 7,5 vezes	93
Figura 49: Detalhe da batimetria na região da borda entre duas área aninhadas.....	93
Figura 50: Dados maregráficos de Alcântara (FEMAR, 2000)	95
Figura 51: Dados maregráficos de São Luís (FEMAR, 2000)	96
Figura 52: Janela do programa PP com as coordenadas do marégrafo de São Luís	97
Figura 53: Janela do programa PP com as componentes harmônicas de São Luís .	97
Figura 54: Dados de maré no formato do PP	99
Figura 55: Pontos de medição de correntes – área de Itaqui, Ponta da Madeira e Ponta da Espera.....	100
Figura 56: Pontos de medição de correntes – área ao sul de Itaqui	100
Figura 57: Pontos de medição de correntes – região portuária de Itaqui e Ponta da Madeira	101
Figura 58: Localização dos pontos selecionados	103
Figura 59: Processo de calibração do modelo hidrodinâmico	105
Figura 60: Borda da grade de 270m.....	135
Figura 61: Trajetórias digitalizadas.....	137
Figura 62: Saída da trajetória do Mike 21 – dezembro de 1973 – maré de enchente	138
Figura 63: Comparação entre a trajetória real e a obtida em modelo – dezembro de 1973	140
Figura 64: Comparação entre a trajetória real e a obtida em modelo – dezembro de 1973	141
Figura 65: Perfil de velocidades em diferentes pontos e períodos	142
Figura 66: Taxas de assoreamento/erosão obtidas pela teoria de Engelund & Hansen.....	145
Figura 67: Taxas de assoreamento/erosão obtidas pela teoria de Engelund & Fredse	146
Figura 68: Taxas de assoreamento/erosão obtidas pela teoria de Zyserman & Fredse	147
Figura 69: Taxas de assoreamento/erosão obtidas pela teoria de Meyer-Peter & Müller	148
Figura 70: Taxas de assoreamento/erosão obtidas pela teoria de Acker &White ...	149
Figura 71: Área de cobertura das sondagens batimétricas de 1974	152

Figura 72: Grade de 10m para batimetria de 1974 – sem os espigões do PDM.....	153
Figura 73: Imagem em 3D gerada para a grade de 10m para a batimetria de 1974	154
Figura 74: Grade de 10m para o cenário 2 – espigões originais	155
Figura 75: Imagem em 3D gerada para a grade de 10m para o cenário 2 – espigões originais	155
Figura 76: Dados de diâmetro médio	157
Figura 77: Coordenadas dos pontos de coleta de sedimentos	158
Figura 78: Localização dos pontos de coleta de sedimentos de fundo	158
Figura 79: Malha de d_{50} para grade de 10m com os espigões atuais	160
Figura 80: Trajetórias de correntes de enchente para meia-maré de sizígia – amplitude de 5,3m.....	163
Figura 81: Trajetórias de correntes de vazante para meia-maré de sizígia – amplitude de 5,5m	164
Figura 82: Taxas de assoreamento / erosão para a condição atual.....	165
Figura 83: Trajetórias de correntes de enchente para meia-maré de quadratura – amplitude de 4,8m.....	166
Figura 84: Trajetórias de correntes de vazante para meia-maré de quadratura – amplitude de 4,8m.....	167
Figura 85: Taxas de assoreamento / erosão para a condição dos espigões originais	168
Figura 86: Trajetórias de correntes de enchente para meia-maré de quadratura – amplitude de 4,6m.....	169
Figura 87: Trajetórias de correntes de vazante para meia-maré de quadratura – amplitude de 4,6m.....	170
Figura 88: Taxas de assoreamento / erosão para a condição original – sem os espigões.....	171
Figura 89: Localização da área de despejo do material dragado.....	172
Figura 90: Coordenadas da área de despejo em relação à grade de 90m	173
Figura 91: Trajetória das correntes de enchente na área de despejo	175
Figura 92: Trajetória das correntes de vazante na área de despejo	176
Figura 93: Trajetória das correntes de enchente na área de despejo para situação dos fundos alteados	177

Figura 94: Trajetória das correntes de vazante na área de despejo para situação dos fundos alteados	177
Figura 95: Localização da área alternativa para despejo de dragados proposta	178
Figura 96: Trajetória das correntes de enchente no Píer I	179
Figura 97: Trajetória das correntes de enchente no Píer I para situação dos fundos alteados.....	179
Figura 98: Trajetória das correntes de vazante no Píer I	179
Figura 99: Trajetória das correntes de vazante no Píer I para situação dos fundos alteados.....	180
Figura 100: Localização da área alternativa n° 2 para despejo de dragados.....	181
Figura 101: Trajetória das correntes de enchente no Píer I	181
Figura 102: Trajetória das correntes de enchente no Píer I para situação dos fundos alteados.....	182
Figura 103: Trajetória das correntes de vazante no Píer I	182
Figura 104: Trajetória das correntes de vazante no Píer I para situação dos fundos alteados.....	182
Figura 105: Evolução da batimetria para o período I – isóbata 21m	188
Figura 106: Evolução da batimetria para o período I – isóbata 22m	189
Figura 107: Evolução da batimetria para o período I – isóbata 23m	190
Figura 108: Evolução da batimetria para o período I – isóbata 24m	191
Figura 109: Evolução da batimetria para o período I – isóbata 25m	192
Figura 110: Evolução da batimetria para o período II – isóbata 21m	193
Figura 111: Evolução da batimetria para o período II – isóbata 22m	194
Figura 112: Evolução da batimetria para o período II – isóbata 23m	195
Figura 113: Evolução da batimetria para o período II – isóbata 24m	196
Figura 114: Evolução da batimetria para o período II – isóbata 25m	197
Figura 115: Evolução da batimetria para o período III – isóbata 21m	198
Figura 116: Evolução da batimetria para o período III – isóbata 22m	199
Figura 117: Evolução da batimetria para o período III – isóbata 23m	200
Figura 118: Evolução da batimetria para o período III – isóbata 24m	201
Figura 119: Evolução da batimetria para o período III – isóbata 25m	202
Figura 120: Comparação entre a isóbata notável de 20m.....	203
Figura 121: Comparação entre a isóbata notável de 21m.....	204
Figura 122: Comparação entre a isóbata notável de 22m.....	205

Figura 123: Comparação entre a isóbata notável de 23m.....	206
Figura 124: Comparação entre a isóbata notável de 24m.....	207
Figura 125: Comparação entre a isóbata notável de 25m.....	208
Figura 126: Perfil transversal a linha de atracação para o período I – perfil 22	209
Figura 127: Perfil transversal a linha de atracação para o período I – perfil 23	210
Figura 128: Perfil transversal a linha de atracação para o período I – perfil 24	210
Figura 129: Perfil transversal a linha de atracação para o período I – perfil 25	211
Figura 130: Perfil transversal a linha de atracação para o período I – perfil 26	211
Figura 131: Perfil transversal a linha de atracação para o período I – perfil 27	212
Figura 132: Perfil transversal a linha de atracação para o período I – perfil 28	212
Figura 133: Perfil transversal a linha de atracação para o período I – perfil 29	213
Figura 134: Perfil transversal a linha de atracação para o período II – perfil 22.....	213
Figura 135: Perfil transversal a linha de atracação para o período II – perfil 23.....	214
Figura 136: Perfil transversal a linha de atracação para o período II – perfil 24.....	214
Figura 137: Perfil transversal a linha de atracação para o período II – perfil 25.....	215
Figura 138: Perfil transversal a linha de atracação para o período II – perfil 26.....	215
Figura 139: Perfil transversal a linha de atracação para o período II – perfil 27.....	216
Figura 140: Perfil transversal a linha de atracação para o período II – perfil 28.....	216
Figura 141: Perfil transversal a linha de atracação para o período II – perfil 29.....	217
Figura 142: Perfil transversal a linha de atracação para o período III – perfil 22.....	217
Figura 143: Perfil transversal a linha de atracação para o período III – perfil 23.....	218
Figura 144: Perfil transversal a linha de atracação para o período III – perfil 24.....	218
Figura 145: Perfil transversal a linha de atracação para o período III – perfil 25.....	219
Figura 146: Perfil transversal a linha de atracação para o período III – perfil 26.....	219
Figura 147: Perfil transversal a linha de atracação para o período III – perfil 27.....	220
Figura 148: Perfil transversal a linha de atracação para o período III – perfil 28.....	220
Figura 149: Perfil transversal a linha de atracação para o período III – perfil 29.....	221
Figura 150: Saída do ST indicando o nascedouro do assoreamento.....	223
Figura 151: Taxa de sedimentação obtida através de sondagens batimétricas	224
Figura 152 - Banco dos Lanzudos, obras portuárias e espigões de abrigo.....	226
Figura 153: Evolução batimétrica da isóbata de 10m.....	229
Figura 154: Evoluções batimétrica da isóbata de 20m.....	230
Figura 155: Taxas de assoreamento / erosão para condição com os espigões do PDM	233

Figura 156: de assoreamento / erosão para condição sem os espigões do PDM...	234
Figura 157: Localização de incidência de ondas de areia nas áreas marítimas	235
Figura 158: Formação de ondas de areia no Canal do Boqueirão	237
Figura 159: Comparação entre a batimetria original e a alterada.....	238
Figura 160: Taxas de sedimentação obtidas com os fundos alterados.....	239

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Previsão de maré para São Luís – Março / 2003.....	98
Gráfico 2: Previsão de maré para Alcântara – Março / 2003.....	98
Gráfico 3: Comparação das velocidades e direção para P2 – JUN/89.....	108
Gráfico 4: Comparação das velocidades e direção para P2B – JUN/89	109
Gráfico 5: Comparação das velocidades e direção para P9 – ABR/91	110
Gráfico 6: Comparação das velocidades e direção para P2 – ABR/91	111
Gráfico 7: Comparação das velocidades e direção para P7 – ABR/91	112
Gráfico 8: Comparação das velocidades e direção para P4 – OUT/99	113
Gráfico 9: Comparação das velocidades e direção para P5 – OUT/99	114
Gráfico 10: Comparação da velocidade e direção das correntes para o ponto P6 – OUT/99.....	115
Gráfico 11: Comparação da velocidade e direção das correntes para o ponto P12E – JUL/04	116
Gráfico 12: Comparação das velocidades para o ponto P13E – JUL/04.....	117
Gráfico 13: Direções representadas em formato polar – P2 - JUN/89	118
Gráfico 14: Direções representadas em formato polar – P2B - JUN/89	119
Gráfico 15: Direções representadas em formato polar – P9 - ABR/91	120
Gráfico 16: Direções representadas em formato polar – P2 - ABR/91	121
Gráfico 17: Direções representadas em formato polar – P7 - ABR/91	122
Gráfico 18: Direções representadas em formato polar – P4 - OUT/99.....	123
Gráfico 19: Direções representadas em formato polar – P5 - OUT/99.....	124
Gráfico 20: Direções representadas em formato polar – P6 - OUT/99.....	125
Gráfico 21: Direções representadas em formato polar – P12E - JUL/04.....	126
Gráfico 22: Direções representadas em formato polar – P13E - JUL/04.....	127
Gráfico 23: Comparação entre os resultados obtidos em modelo e o real – P2 – JUN/89	128
Gráfico 24: Comparação entre os resultados obtidos em modelo e o real – P2B – JUN/89	128
Gráfico 25: Comparação entre os resultados obtidos em modelo e o real – P9 – ABR/91	129
Gráfico 26: Comparação entre os resultados obtidos em modelo e o real – P2 – ABR/91	129

Gráfico 27: Comparação entre os resultados obtidos em modelo e o real – P7 – ABR/91	130
Gráfico 28: Comparação entre os resultados obtidos em modelo e o real – P4 – OUT/99.....	130
Gráfico 29: Comparação entre os resultados obtidos em modelo e o real – P5 – OUT/99.....	131
Gráfico 30: Comparação entre os resultados obtidos em modelo e o real – P6 – OUT/99.....	131
Gráfico 31: Comparação entre os resultados obtidos em modelo e o real – P12E – JUL/04.....	132
Gráfico 32: Comparação entre os resultados obtidos em modelo e o real – P13E – JUL/04.....	132
Gráfico 33: Comparação das marés prevista e obtida na simulação – OUT/99.....	133
Gráfico 34: Comparação das marés prevista e obtida na simulação – ABR/91	133
Gráfico 35: Comparação das marés prevista e obtida na simulação – JUN/89	134
Gráfico 36: Intensidade e direções das correntes na área de despejo.....	174
Gráfico 37: Direções representadas em formato polar – Área de despejo.....	175

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Velocidade de vento e frequências características na área	29
Tabela 2: Cronologia de obras da Área Portuária do Maranhão	35
Tabela 3: Avanço do Espigão Sul do PDM e evolução dos fundos na área fronteira a Itaqui – pontos a 5,0m do alinhamento	42
Tabela 4: Volumes dragados no PDM de 1985 a 1987 (FCTH, 2001)	65
Tabela 5: Comparação das taxas mensais de evolução da sedimentação antes e após a modificação do Espigão Norte (FCTH, 2001)	66
Tabela 6: Volumes removidos na cisterna para área de despejo desde 1987 até 1993 (FCTH, 2001)	66
Tabela 7: Resumo dos pontos selecionados.....	101
Tabela 8: Períodos de simulação	104
Tabela 9: Períodos de simulação	161

LISTA DE SÍMBOLOS

$h(x,y,t)$:	profundidade da água (m)
$\zeta(x,y,t)$:	elevação da superfície (m)
$P,Q(X,Y,T)$:	densidade de fluxo nas direções x e y ($m^3/s/m$) = (u_h,v_h) ; (u,v) = velocidades médias na vertical nas direções x e y
$C(x,y)$:	Coeficiente de Chezy ($m^{1/2}/s$)
g :	aceleração devido à gravidade (m/s^2)
$f(V)$:	fator de atrito do vento
$V, V_x, V_y(x,y,t)$:	velocidade do vento e componentes nas direções em x e y (m/s)
$\Omega(x,y)$:	parâmetro de Coriolis, dependente da latitude (s^{-1})
$p_a(x,y,t)$:	pressão atmosférica ($kg/m/s^2$)
ρ_w :	massa específica (kg/m^3)
x,y :	coordenadas (m)
t :	tempo (s)
$\tau_{xx}, \tau_{xy}, \tau_{yy}$:	componentes do efeito de cisalhamento
V	velocidade da corrente mediada na profundidade
M	número de Manning
C	Número de Chézy
d	diâmetro mediano dos grãos do material do leito
σ_g	desvio padrão geométrico granulométrico
s	densidade relativa do sedimento
T	temperatura da água
θ_c	crítico do parâmetro de Shields
U_f	velocidade de atrito total de fundo
θ	tensão de cisalhamento adimensional no fundo (parâmetro de Shields)
h'	espessura da camada limite que se desenvolve ao longo do dorso das conformações de fundo
k_N	rugosidade equivalente de Nikuradse
θ'	parâmetro de Shields relativo ao atrito superficial

I	inclinação da superfície da água
w_s	velocidade de sedimentação do material em suspensão
ν	viscosidade cinemática da água
q_t	taxa de transporte de sedimentos total
q_b	taxa de transporte de sedimentos por arrastamento de fundo
q_s	taxa de transporte de sedimentos por suspensão
p	probabilidade que todas as partículas do sedimento em uma mesma camada tenham movimento
β	coeficiente de atrito dinâmico
c_b	concentração de sedimento em suspensão junto ao fundo a um distância $a = 2d$
I_1 e I_2	integrais de Einstein
z	número de Rouse
κ	constante de Von Karman's

SUMÁRIO

LISTA DE ILUSTRAÇÕES	1
LISTA DE GRÁFICOS.....	8
LISTA DE TABELAS	10
LISTA DE SÍMBOLOS.....	11
SUMÁRIO.....	13
1 INTRODUÇÃO.....	23
2 OBJETIVO	26
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	28
3.1 INTRODUÇÃO TEÓRICA	28
3.1.1 Ventos e ondas	28
3.1.2 Marés	29
3.1.3 Correntes	32
3.1.4 Transporte de sedimentos.....	33
3.2 HISTÓRICO DA ÁREA.....	34
3.2.1 Porto de Itaqui.....	38
3.2.1.1 Característica das marés após a construção dos espigões do PDM	39
3.2.1.2 Granulometria	40
3.2.1.3 Evolução dos fundos	41
3.2.2 Terminal de Ponta da Madeira (PDM).....	44
3.2.2.1 A modificação do Espigão Norte	46
3.2.2.2 A modificação do Espigão Sul.....	52
3.2.2.3 Granulometria	56
3.2.2.4 Características hidrodinâmicas e resumo das dragagens.....	57
4 DESCRIÇÃO DO PROGRAMA DE MODELAÇÃO NUMÉRICA.....	72
4.1 O MÓDULO PP	72
4.2 O MÓDULO HD.....	72
4.3 O MÓDULO ST	76
4.3.1 Formulação básica.....	77
4.3.2 Teoria de Engelund e Hansen.....	80

4.3.3 Teoria de Engelund e Hansen Fredsøe.....	80
4.3.4 Formulação de Zyserman e Fredsøe	82
4.3.5 Fórmula de Meyer-Peter e Müller.....	82
4.3.6 Fórmula de Ackers e White	83
5 O MODELO HIDRODINÂMICO	85
5.1 BASE DE DADOS	85
5.1.1 Batimetria	85
5.1.2 Dados de maré.....	93
5.1.3 Períodos de simulação.....	99
5.1.4 Dados de correntes	104
5.2 CALIBRAÇÃO.....	105
5.2.1 Considerações gerais.....	105
5.2.2 Resultados	106
5.2.3 Análise dos resultados	134
5.2.4 Conclusões	136
5.3 VALIDAÇÃO.....	136
6 MODELO DE TRANSPORTE DE AREIAS	143
6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	143
6.2 DADOS DE ENTRADA	143
6.3 DEFINIÇÃO DA TEORIA UTILIZADA	144
7 ELABORAÇÃO DOS CENÁRIOS PARA ESTUDOS DE CASOS	150
7.1 BASE DE DADOS	150
7.1.1 Batimetria	150
7.1.1.1 Preparação das grades batimétricas.....	152
7.1.2 Granulometria	156
7.2 PERÍODOS DE SIMULAÇÃO	160
7.3 SIMULAÇÕES HIDRODINÂMICAS	161
8 IMPACTO DAS OBRAS DE ABRIGO PORTUÁRIO NA PDM.....	162
8.1 CARACTERÍSTICAS HIDROSEDIMENTOLÓGICAS ATUAIS	162
8.2 CARACTERÍSTICAS HIDROSEDIMENTOLÓGICAS COM OS ESPIGÕES ORIGINAIS	165
8.3 CARACTERÍSTICAS HIDROSEDIMENTOLÓGICAS REMOTAS	168

9	ÁREA DE DESPEJO DE DRAGADOS	172
9.1	ÁREA DE DESPEJO ATUAL	172
9.2	ESTUDO DE ÁREAS ALTERNATIVAS	177
9.2.1	<i>Alternativa 1</i>	177
9.2.2	<i>Área alternativa 2</i>	180
10	ESTUDO DE DRAGAGENS	184
10.1	PERÍODO SECO	184
10.2	PERÍODO DE PLUVIOSIDADE INTERMEDIÁRIA.....	184
10.3	PERÍODO CHUVOSO	185
10.4	ELABORAÇÃO DA BASE DE DADOS	185
10.5	RESULTADOS.....	186
10.5.1	<i>Evolução batimétrica</i>	186
10.5.2	<i>Isóbatas notáveis</i>	203
10.5.3	<i>Isotaxas para o período de dragagem por draga hopper</i>	209
10.5.4	<i>Perfis transversais à linha de atracação</i>	209
10.6	DISCUSSÃO	221
11	BANCO DOS LANZUDOS	225
11.1	LOCALIZAÇÃO DA ÁREA	225
11.2	HISTÓRICO	226
11.3	LEVANTAMENTOS BATIMÉTRICOS	227
11.4	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS.....	228
11.5	DISCUSSÃO	230
12	IMPACTO DAS OBRAS DOS ESPIGÕES NO PORTO DE ITAQUI.....	232
13	ONDAS DE AREIA NO CANAL DO BOQUEIRÃO	235
13.1	INTRODUÇÃO	235
13.2	METODOLOGIA E RESULTADOS	236
13.3	CONCLUSÃO	239
14	DISCUSSÃO.....	240
15	CONCLUSÃO	243
	REFERÊNCIAS.....	245

APÊNDICE A – EVOLUÇÃO DOS FUNDOS NO PDM.....	249
APÊNDICE B – TAXAS DE SEDIMENTAÇÃO MENSASIS	251
APÊNDICE C – EVOLUÇÃO DOS FUNDOS NA SEÇÃO E DO BANCO DOS LANZUDOS.....	253
APÊNCIDE D- EVOLUÇÃO DOS FUNDOS NA SEÇÃO F DO BANCO DOS LANZUDOS.....	255
APÊNCIDE E - EVOLUÇÃO DOS FUNDOS NA SEÇÃO G DO BANCO DOS LANZUDOS.....	257

1 INTRODUÇÃO

Atualmente, unem-se à preocupação dos impactos de ordem física os impactos de ordem ambiental que ocorrem na gestão de zonas estuarinas. É preciso entender que a ocupação do espaço físico pelo homem sempre acaba por interferir com o meio-ambiente ocupado. No entanto, é necessário também desmistificar que as obras nas áreas estuarinas somente causam danos ao meio ambiente. Afim de que as obras estuarinas não sejam comprometidas, cumpram sua função adequadamente e não gerem impactos negativos, é necessário conhecer e prever o comportamento hidráulico e morfológico do transporte de sedimentos estuarino.

Assim, a Engenharia Portuária deve estar preparada para responder às perguntas relativas aos impactos ambientais que suas obras causem. Obviamente, questões de impactos de ordem biótica não competem ao Engenheiro Portuário. Entretanto, o cálculo da evolução morfológica e a mudança da dinâmica da circulação das correntes decorrentes de uma obra portuária são informações básicas para que os biólogos e demais profissionais da área ambiental realizem um bom trabalho.

Na Área Portuária do Maranhão, em que a maré pode atingir amplitudes de até 6,5 m, com correntes associadas de mais de 6 nós e milhões de m³ de sedimentos transportados anualmente, é de grande importância a existência de estudos que caracterizem a circulação das correntes de maré e o transporte de sedimentos associado na Baía de São Marcos (MA). Em última análise, é imprescindível que se tenha uma metodologia confiável para a análise da evolução morfológica, uma vez que se pretenda proceder a uma análise de impactos ambientais, tendo em vista a implantação de obras de Engenharia Portuária e de gestão estuarina.

A Área Portuária do Maranhão constitui-se no segundo maior complexo portuário da América Latina e um dos maiores do mundo em termos de movimentação de carga, com mais de 77 milhões de toneladas movimentadas em 2004, isto é mais de 12% da movimentação portuária

anual do país. Situada na costa ocidental da Ilha de São Luís, na Baía de São Marcos, esta área portuária abrange o Complexo Portuário de Ponta da Madeira (PDM), da CVRD - Companhia Vale do Rio Doce S. A., o Porto de Itaqui, da EMAP – Empresa Maranhense de Administração Portuária e o Porto da ALUMAR. Em termos do potencial logístico do transporte aquaviário brasileiro esta região constituir-se-á em cerca de dez anos no principal pólo portuário da América Latina em movimentação de cargas, em função dos projetos previstos para a área. Constituindo-se em escoadouro natural de ampla região geoeconômica, que é a Amazônia Legal Oriental (veja Figura 1), as principais cargas movimentadas são os minérios de ferro e manganês, provenientes da Província Mineral de Carajás (PA), ferro gusa, alumina e alumínio, resultado do beneficiamento da bauxita provinda do Rio Trombetas (PA), grãos e granéis líquidos. Nos próximos anos estão previstos projetos de aumento de berços de atracação e áreas retroportuárias para o embarque de concentrado de cobre da Província Mineral de Carajás, a importação de carvão para usinas termelétricas e siderúrgicas, embarque de produtos siderúrgicos e movimentação de contêineres.

O Laboratório de Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – LHEPUSP – tem uma longa história de 30 anos de parceria tecnológica com a Companhia Vale do Rio Doce S. A. no estudo em modelo físico do Complexo Portuário de Ponta da Madeira, bem como dos Portos de Itaqui e ALUMAR. O acervo técnico do laboratório é o mais completo da área e abrange levantamentos hidrográficos de sondagens batimétricas, correntometrias e de trajetórias de derivadores, sedimentologia e dados de dragagens efetuadas na área nos últimos trinta anos, acompanhando a implantação dos projetos portuários de Ponta da Madeira, Itaqui e ALUMAR. Este acervo constitui-se em preciosa base de dados, que fundamentou este trabalho.

Deve ser ressaltar que no Brasil estudos como este são singulares posto que há uma carência de bases de dados confiáveis. Além disso o acompanhamento sistemático da implantação de um grande complexo

portuário é único, contribuindo para redução do empirismo nas medidas adotadas nos projetos e operação.

Figura 1 - Localização da área de estudo

2 OBJETIVO

Tendo em vista a grande quantidade de informações disponíveis da região de estudo, o principal objetivo geral do trabalho é caracterizar detalhadamente, com apoio na modelação numérica, no âmbito da Hidráulica Estuarina, a circulação das correntes de maré e as evoluções morfológicas associadas, naturais ou induzidas por obras portuárias, ocorridas na Área Portuária do Maranhão nos últimos quarenta anos. Os dados das campanhas hidrográficas foram sistematizados para aplicação de modelação numérica de circulação e transporte de sedimentos. Os estudos de casos previstos são:

- Impacto (hidrodinâmico e morfológico) pela implantação dos espigões de abrigo portuário em Ponta da Madeira utilizando-se da sondagem batimétrica de 1974 - condição original dos fundos (Figura 2);
- Modificação na morfologia com as alterações na geometria dos espigões de abrigo portuário em Ponta da Madeira, averiguando tanto as mudanças do comportamento hidrodinâmico como as taxas de assoreamento / erosão da área abrigada (Figura 2);

Figura 2: Alterações na geometria dos espigões

- Comportamento da área de despejo dos dragados, verificando, através das taxas de transporte de sedimentos da área (obtida pelo modelo numérico de transporte de areia) a eficácia na

remoção do material depositado e a avaliação do risco de retorno deste material à área portuária;

- Estudo de possíveis áreas de despejo mais próximas à área portuária visando economia na dragagem, porém que não tragam riscos de retorno do material dragado (a área de despejo atual encontra-se a 3,13 milhas náuticas do Píer I);
- Avaliar através da modelação numérica o impacto da construção do Espigão Sul no Canal de Itaqui utilizando a sondagem batimétrica de 1974, além da comparação com os estudos feitos em modelo físico pelo LHEPUSP;
- O comportamento dos fundos em resposta aos diferentes tipos de dragagem a que a área foi submetida, constatando a eficácia da dragagem preventiva que hoje é feita, utilizando-se das sondagens batimétricas disponíveis;
- Estudo do fenômeno de ondas de areia na região do Canal do Boqueirão. Este tipo de formação é raro e ainda muito pouco estudado. O estudo das ondas de areia em áreas portuárias é fundamental para a implementação de sistemas de dragagem mais eficientes e conseqüente redução de custos. Além disso, as ondas de areia podem prejudicar a operação do porto, pois dependendo do calado dos navios, da profundidade local e da altura da onda de areia a passagem por locais de estrangulamento só poderão ser feitas em janelas de maré;
- Comportamento do Banco dos Lanzudos e dos Cavalos, principal feição sedimentar nas adjacências da área portuária;
- Conclusões sobre a confiabilidade da metodologia proposta neste estudo através da comparação com os dados disponíveis da natureza, bem como dos estudos em modelo físico.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo foram apresentados os principais conceitos relativos aos processos hidrodinâmicos e de transporte de sedimentos, dando ênfase àqueles dominantes na região de estudo. Por fim, foi apresentado um histórico da área de estudo, para melhor entendimento das características da região do Complexo Portuário do Maranhão.

3.1 Introdução teórica

Para poder caracterizar os processos hidrodinâmicos é necessário que se compreendam as variantes do processo: as marés, as correntes, os ventos, as ondas, além de propriedades físico-químicas dos oceanos.

Os estudos feitos na área mostram que os processos hidrodinâmicos de circulação de correntes são governados predominantemente pelas variações de maré. Os ventos predominantes contribuem apenas para provocar pequenos desvios na circulação produzida pelas marés (CVRD,1997). As ondas também têm pequena contribuição na circulação de correntes local. Por isso, toda a modelação foi feita apenas com a variação das marés, desprezando-se o efeito das ondas e dos ventos.

3.1.1 Ventos e ondas

Segundo CVRD (1997) a direção predominante dos ventos no local é de nordeste, com frequência de 25%. As velocidades do vento e frequências respectivas estão apresentadas na Tabela 1 .

Tabela 1: Velocidade de vento e freqüências características na área

Velocidade dos ventos	Freqüência
Beaufort 2 - 2 a 6 nós	39%
Beaufort 3 - 7 a 10 nós	31%
Beaufort 4 - 11 a 17 nós	15%
Beaufort 5 - 17 a 21 nós	1%

As vagas são produzidas pelos ventos locais e podem ter alturas de até 1,10m e períodos de 6 segundos na Bacia de Evolução e proximidades.

3.1.2 Marés

A compreensão do fenômeno das marés é fundamental para o desenvolvimento do modelo hidrodinâmico. A maré astronômica, por se tratar de um fenômeno periódico, é previsível.

A maré astronômica pode ser caracterizada principalmente pela oscilação regular do nível d'água, variação da altura e com período usual de 12 horas e 25 minutos, dita maré semi-diurna. As oscilações de subida e descida do nível d'água são chamadas respectivamente de enchente e vazante.

A combinação de efeitos da força de atração gravitacional da Lua e do Sol sobre as massas líquidas e da força centrífuga dos sistemas Terra - Lua e Terra - Sol dão origem às marés. A força centrífuga tem a mesma magnitude e direção em todos os pontos enquanto a força gravitacional exercida pela Lua (Sol) na Terra varia tanto em magnitude como direção. A força geradora de maré é sempre a resultante das forças gravitacional e centrífuga em um determinado ponto. Na Figura 3 estão apresentadas essas forças.

Figura 3: As forças geradoras da maré (OPEN UNIVERSITY COURSE TEAM, 1997)

A variação regular na declinação do Sol e da Lua e as cíclicas variações de posição com relação à Terra produzem muitas constituintes harmônicas, cada uma contribuindo em amplitude, período e fase com a maré.

Para prever as marés astronômicas utilizam-se estas componentes harmônicas – método harmônico. Este método pressupõe que a maré observada é a somatória de um número de componentes ou marés parciais, cada uma com seu período característico. Estas componentes têm amplitudes de maré e fase (fração do ciclo de maré completada em relação a uma referência de tempo) diferentes para cada localidade. A principal componente da maré astronômica é a M2, a principal lunar, com período de 12 horas e 25 minutos, correspondendo a uma componente de período semi-diurno. Na Figura 4 estão apresentados os dados e parâmetros

maregráficos, com as amplitudes e fases das componentes harmônicas do Terminal Marítimo de Ponta da Madeira.

FEMAR-FUNDAÇÃO DE ESTUDOS DO MAR *Catálogo de Estações Maregráficas Brasileiras*

Nome da Estação :		PONTA DA MADEIRA (TERMINAL CVRD) – MA			
Localização :		Na quina do pier dos rebocadores			
Organ. Responsável :		DHN / CVRD			
Latitude :		02° 33,9' S	Longitude : 44° 22,7' W		
Período Analisado :		01/08/91 a 31/07/93		Nº de Componentes : 105	
Análise Harmônica :		Método Almirante Santos Franco			
Classificação :		Maré Semidiurna.			
Estabelecimento do Porto: (HWF&C)		VII H 11 min	Nível Médio (Zo):		328 cm acima do NR.
Médias das Preamares de Sizígia (MHWS) :		597 cm acima do NR.	Média das Preamares de Quadratura (MHWN) :		482 cm acima do NR.
Média das Baixa-mares de Sizígia (MLWS) :		59 cm acima do NR.	Média das Baixa-mares de Quadratura (MLWN) :		174 cm acima do NR.
CONSTANTES HARMÔNICAS SELECIONADAS					
Componentes	Semi-amplitude (H) cm	Fase (g) graus (°)	Componentes	Semi-amplitude (H) cm	Fase (g) graus (°)
Sa	-	-	MU ₂	9,5	291
Ssa	-	-	N ₂	38,6	186
Mm	-	-	NU ₂	10,2	176
Mf	-	-	M ₂	211,6	199
MTM	-	-	L ₂	13,1	203
Msf	-	-	T ₂	3,9	229
Q ₁	1,7	192	S ₂	57,8	235
O ₁	9,3	211	K ₂	16,1	229
M ₁	1,2	214	MO ₃	1,2	324
P ₁	3,1	238	M ₃	2,0	313
K ₁	9,9	240	MK ₃	0,7	026
J ₁	0,5	282	MN ₄	1,5	177
OO ₁	-	-	M ₄	5,0	183
MNS ₂	3,3	261	SN ₄	0,6	114
2N ₂	7,9	191	MS ₄	-	-
Referências de Nível: RN implantado na calçada do edifício da Administração do Porto de Itaqui.					
Obs: Outros Períodos: 01/01/88 a 09/02/88; 14/01/88 a 20/05/88; 11/07/88 a 30/07/88; 02/08/88 a 16/08/88; 19/08/88 a 04/11/88; 07/11/88 a 24/11/88; 26/11/88 a 31/12/88; 18/11/89 a 10/12/89; 05/01/91 a 26/02/91; 01/07/91 a 30/12/94; 01/01/95 a 30/06/96.					
Consta das Tábuas das Marés					

Código BNDO: 30149

(*) O termo *semi-amplitude* refere-se à diferença entre a diferença de nível d'água entre a crista e o cavado da onda dividido por dois.

Figura 4: Dados maregráficos do Terminal Marítimo de Ponta da Madeira (FEMAR, 2000)

Por outro lado, as condições meteorológicas podem alterar consideravelmente a altura e horário de uma determinada maré, produzindo as marés meteorológicas. Estes efeitos não podem ser previstos com precisão, apesar de produzirem ressacas consideráveis, principalmente na Costa Sul e Leste do Brasil, até a Bahia.

Na região portuária do Maranhão a maré é tipicamente semi-diurna. Com base nas informações das observações do Píer I, foram obtidos os seguintes valores:

HAT (maior maré astronômica)	6,40m
MHWS (médias das preamares de sizígia)	5,94m
MHWN (média das preamares de quadratura)	5,03m
MSL (nível médio)	3,28m
MLWN (média das baixa-mares de quadratura)	1,50m
MLWS (média das baixa-mares de sizígia)	0,45m
LAT (menor maré astronômica)	-0,16m
HWF&C (estabelecimento do porto)	VII h 11 m

3.1.3 Correntes

As correntes são as responsáveis pelos movimentos horizontais das águas oceânicas. Elas podem ser classificadas, segundo IPPEN (1966), em:

- Correntes de densidade;
- Correntes de maré;
- Correntes induzidas por ondas de superfície;
- Correntes de deriva.

As correntes termohalinas de densidade referem-se aos movimentos de água produzidos quando a densidade se altera por variações de temperatura ou salinidade em alguma região oceânica superficial.

As correntes de maré são produzidas, como o próprio nome diz, pelas oscilações da maré. Sendo assim, têm como característica básica a periodicidade. Ao contrário de outras correntes, atingem toda a camada líquida e podem ser giratórias (tomam todas as direções possíveis), alternativas (escoamento bidimensional – vazante e enchente) ou hidráulicas (em estreitos ou afunilamentos).

As correntes induzidas por ondas de superfície na zona de arrebentação geram movimentos que podem causar erosão e transporte dos sedimentos de praia. Estas correntes são de grande importância no transporte de sedimentos litorâneo.

Por fim, as correntes de deriva são produzidas pela ação contínua do vento.

Na modelação em estudo a principal agente é a maré e, portanto, as correntes de maré são dominantes. Na Área Portuária do Maranhão, com exceção da região de recirculações, as correntes de maré têm caráter axial e alternativo quanto ao sentido, sendo praticamente sinusoidais ao longo da maré com relação à variação de intensidade. As velocidades máximas são obtidas em torno dos instantes de meia-maré e as menores velocidades nas estofas próximas à preamar e baixa-mar.

3.1.4 Transporte de sedimentos

O estudo da dinâmica de movimentação dos sedimentos marítimos começou a ter destaque a partir de 1950, quando em áreas de importância econômica foi necessário contornar problemas de assoreamento (áreas portuárias) e erosão de praias (turismo e social).

Sendo as costas tipicamente formadas por material arenoso, as ações do meio (naturais e antrópicas) são muito rápidas, levando ao chamado transporte de sedimentos. Apesar das várias alterações morfológicas, a costa e fundo do mar tendem a um equilíbrio dinâmico. Isto significa que a mesma quantidade de material que sai de uma unidade morfológica é aproximadamente a mesma que entra.

As obras de Engenharia feitas ao longo da costa alteram esta dinâmica podendo provocar erosões e/ou assoreamentos nas áreas próximas. Daí o estudo desses processos ser tão importante.

É claro que a movimentação dos sedimentos é algo extremamente complexo, pois envolve um grande número de parâmetros ligados ao processo. Vários são os estudos que foram feitos visando encontrar uma formulação mais adequada para descrever a vazão sólida de sedimentos (total, em suspensão e de fundo), porém todas se baseiam em constatações experimentais específicas e assumem grandes incertezas.

A estimativa do transporte de sedimentos feita pelo software utilizado neste trabalho leva em consideração a ação combinada de ondas e correntes. A formulação básica empregada está exposta no item 4.3.

3.2 Histórico da Área

A partir do acervo disponível no Laboratório de Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – LHEPUSP – foi possível realizar uma avaliação completa da área Portuária do Maranhão, com todas as alterações hidrossedimentológicas ocorridas nos últimos 40 anos. Nas Referências está listada toda a bibliografia consultada.

As duas áreas de estudo em destaque são o Porto de Itaqui e o Terminal de Ponta da Madeira, cujos históricos são descritos a seguir. Na Tabela 2 pode ser vista a seqüência cronológica das principais modificações ocorridas na Área Portuária do Maranhão desde a construção do Porto de Itaqui até hoje. Na Figura 5 está apresentada a localização da área portuária em estudo, com o Terminal de Ponta da Madeira e o Porto de Itaqui. Na Figura 6 estão localizadas as principais seções de medição de velocidades da área portuária utilizadas neste estudo.

Tabela 2: Cronologia de obras da Área Portuária do Maranhão

ANO	OCORRÊNCIAS
1966 - 1970	Construção do Cais 102 do Porto de Itaqui
1971 - 1975	Construção do Cais 103 e do Cais 101 do Porto de Itaqui
maio de 1980	Início das obras do Espigão Sul do PDM
setembro de 1982	Término de avanço dos espigões do PDM. O Espigão Sul atinge 313m de comprimento
11 de maio de 1985	deslizamento no talude norte do Espigão Norte, desde a seção 600 até a 900m, sendo o trecho crítico entre as seções 750 e 800m, na qual a crista sofre um rebaixamento de cerca de 2m
dezembro de 1985	Início da dragagem de implantação da área da Bacia de Evolução do PDM Início das operações do Píer I do PDM Término da obra de recuperação do Espigão Norte
fevereiro - novembro de 1986	Modificação do Espigão Norte com recuo de 100m, arrasado na cota -15m com apêndice de 150m e com 80° de deflexão
junho- outubro de 1987	Modificação do Espigão Sul com arrasamento em seus 130m finais à cota -2,75m
1990 - 1994	Construção dos cais 104 / 105 do Porto de Itaqui
2000	Término do cais 106 do Porto de Itaqui
2001 - 2004	Construção do Píer III do PDM

Figura 5: Carta náutica digitalizada com a localização do Terminal de Ponta da Madeira e do Porto de Itaqui

Figura 6: Principais seções de medição correntométrica da Área Portuária do Maranhão

3.2.1 Porto de Itaquí

As obras do Porto de Itaquí começaram em 1966 e prosseguiram até 1975. Em 1975 foram concluídos os trechos dos Berços 101 e 103. De 1990 a 1994 a extensão do cais foi ampliada com a construção dos Berços 104 e 105. Em 2000 foram concluídas as obras do berço 106. Com 420m de extensão, esse berço permite a atracação de navios de até 200.000 tpb. Na Figura 7 pode ser vista uma fotografia do porto. Já na Figura 8 está apresentado um desenho esquemático do porto com a localização de cada berço.

Figura 7: Fotografia do Porto de Itaquí

Figura 8: Localização dos berços de atracação do Porto de Itaqui

3.2.1.1 Característica das marés após a construção dos espigões do PDM

As maiores variações de marés na região de Itaqui, devido à construção dos espigões do PDM, ocorreram no início da enchente, pois as correntes foram desviadas mais para oeste, devido à introdução dos espigões. A diminuição da penetração na área Itaqui – Guarapirá – Ponta da Madeira, ampliou a área de característica rotatória do escoamento. Entretanto, o poder de limpeza dos fundos, que é garantido na região pelas correntes de vazante, não foi comprometido, pois as velocidades não sofreram decréscimos substanciais (FCTH, 1983). Na Figura 9 pode ser visto um gráfico de correlação da maré e velocidade das correntes na região para o ponto 4 (localização na Figura 6).

Figura 9: Correlação entre maré e velocidade das correntes no Porto de Itaquí (FCTH, 1983)

3.2.1.2 Granulometria

A análise do material de fundo junto ao cais (faixa de 50m) do porto através de varredura eletrônica (Figura 10) mostrou que há um depósito de lama, que aí se formou em função da queda de velocidade junto ao alinhamento, exasperada pelo descolamento da corrente na extremidade sul do cais. Esta faixa, pela consistência do material, é mais susceptível de movimentos sazonais de fundo.

Figura 10: Levantamento do material de fundo do Porto de Itaquí (FCTH, 1985)

3.2.1.3 Evolução dos fundos

Desde o início das obras do Espigão Sul do Terminal Marítimo de Ponta da Madeira (PDM) há uma preocupação sobre as possíveis alterações que poderiam ocorrer nos fundos da região do Porto de Itaquí.

Foram feitos estudos sobre a evolução dos fundos no Porto de Itaquí, com base nas sondagens batimétricas disponíveis, desde 1961 até 1983 (ver Tabela 3). Na Figura 11 estão apresentadas as seções de medição citadas na Tabela 3.

Tabela 3: Avanço do Espigão Sul do PDM e evolução dos fundos na área fronteira a Itaquí – pontos a 5,0m do alinhamento

Datas	Comprimento Espigão Sul (m)	Cotas batimétricas (m)		
		Extremidade Norte do Cais 103	Seção 5	Seção 3
Julho 1974	-	13,2	10,2	11,5
Junho 1980	-	8,9	11,5	10,7
Setembro 1980	Início da obra	-	-	-
Setembro 1981	200	7,5	-	-
Fevereiro 1982	234	7,5	10,0	11,5
Maio 1982	253	7,0	10,0	12,8
Setembro 1982	313	6,0	10,0	11,0
Dezembro 1982	313	6,7	9,7	10,0
Junho 1983	313	6,7	9,7	11,5
Setembro 1983	313	8,5	10,3	11,3

Figura 11: Seções de medição do Porto de Itaquí (1984)

Verifica-se que a evolução dos fundos não foi impactada pela construção do Espigão Sul do PDM, que somente foi iniciada no segundo semestre de 1980. Além disso, através da comparação das cartas n°413 da Marinha do Brasil, edições de novembro de 1962 e de janeiro de 1976, pode-se constatar que em 1976, ao sul do cais de Itaquí, a isóbata de 10m se destacava do alinhamento do cais (rumo NW aproximadamente até a altura da metade do comprimento do cais). Já na edição de 1962 não há esta formação. Na Figura 12 está apresentada esta comparação das isóbatas de 10m.

Figura 12: Comparação entre as isóbatas de 10m

Isso pode ser interpretado como sendo o efeito da extremidade sul do cais de Itaqui, projetada para fora da linha da margem, nas correntes da região. De fato, na vazante há um descolamento das linhas de corrente junto à extremidade sul do cais, o que produziu deposição de material junto ao cais. Estas correntes também são responsáveis pela fossa (direção NW) existente de frente à extremidade sul do cais, constatada nas sondagens batimétricas.

Além disso, a posição avançada do alinhamento do cais provocou o avanço da margem na região fronteira ao Cais 103. Este avanço, evidenciado a partir de 1974, é responsável pelos depósitos na extremidade norte do cais, onde antes da ampliação as profundidades eram de 13m.

3.2.2 Terminal de Ponta da Madeira (PDM)

A localização do Terminal de Ponta da Madeira (PDM) está mostrada na Figura 5. A Figura 13 mostra uma fotografia com o Píer I.

Figura 13: Píer I do Terminal de Ponta da Madeira

Esta área tem como características básicas: complexa circulação de correntes de altas velocidades associadas às grandes variações de maré. No PDM atracam navios da classe ULOC (Ultra Large Ore Carrier), com portes brutos superiores a 300.000 tpb, que exigem profundidades mínimas de 24m. Por isso, o estudo do porto foi feito de forma sistemática, verificando quais alternativas nas características físicas seriam melhores, do ponto de vista da segurança da navegação e da garantia da manutenção dos fundos (evitando grandes dragagens). Para tanto, foram feitos estudos utilizando dados de campo e também dados do modelo físico construído no LHEPUSP em 1979. Na Figura 14 pode ser vista uma fotografia do modelo.

Figura 14: Modelo físico de Ponta da Madeira

A seguir são apresentadas as principais ocorrências desde 1985, e que foram responsáveis por significativas alterações no comportamento hidrodinâmico da região.

3.2.2.1 A modificação do Espigão Norte

Desde a construção dos espigões foram programadas sondagens batimétricas, tanto na área do terminal quanto à frente do Porto de Itaqui, visando monitoramento das possíveis alterações. As alterações hidrodinâmicas geradas pela construção do porto começaram a se tornar um problema antes mesmo do início de suas operações. Inicialmente a administradora do Porto de Itaqui – CODOMAR – alegou haver relação de pretenso assoreamento de seu cais com a construção dos espigões do PDM, como visto anteriormente. Porém, o maior problema notado na época foi o assoreamento acentuado na área do PDM, junto à linha de atracação e na área ao norte do Píer I (local do futuro Píer III), que não estava previsto.

A partir disso, começaram a ser estudados em modelo e foram intensificadas as sondagens batimétricas, com periodicidades trimestrais, visando determinar as causas do assoreamento, as áreas e taxas de

sedimentação na área abrigada e obras complementares aos espigões, que reduziriam o assoreamento constatado e facilitariam as futuras dragagens de manutenção.

Ensaio com traçadores sedimentológicos em modelo reduzido (FCTH,1985) mostraram que na vazante as correntes que se descolavam do Espigão Sul faziam surgir um movimento recirculatório na área abrigada. Este movimento induzia parcela do sedimento que transitava à frente da Ponta da Madeira a ser captado para a área interna do terminal, depositando-se nas áreas ocupadas pelos vórtices, sem poderem sair ainda durante a vazante. Esse processo já ocorria antes da construção dos espigões, provocado pela Ponta da Madeira, porém ocorria em menores proporções e, quando havia a inversão da maré para enchente, as correntes remobilizavam o material depositado na vazante. Com os espigões, as correntes de enchente passaram a ser interceptadas pelo Espigão Norte, impedindo assim que o material depositado em vazante fosse retirado, fazendo com que a área interna assoreasse.

A partir desta constatação, foi iniciado um estudo visando à redução ou eliminação do assoreamento através de obras complementares, das quais foram estudadas separadas e conjuntamente:

- modificações ou complementações no Espigão Sul;
- modificações ou complementações no Espigão Norte;
- obras adicionais independentes dos espigões.

A princípio imaginava-se que os melhores resultados seriam obtidos modificando-se o Espigão Sul, mas nos ensaios verificou-se que para evitar eficientemente o efeito do descolamento no Espigão Sul dever-se-ia encurtá-lo em pelo menos 150m, o que tornaria o Píer I desabrigado na vazante. Deslocamentos ou modificações de sua extremidade, bem como apêndices não surtiram efeito prático.

A única solução, portanto, foi a alteração do Espigão Norte, visando carrear na enchente parte do material depositado na vazante, reconstituindo, parcialmente, a situação original, antes da implantação dos espigões. Verificou-se que o recuo do Espigão Norte propiciava a limpeza parcial da

região e a complementação de um apêndice direcionador na extremidade do recuo melhorava ainda mais as condições desejadas. O apêndice diminuía o descolamento da corrente na extremidade recuada, alinhando e aproximando a corrente da linha de atracação, aumentando as velocidades junto aos berços de atracação. Esta situação é favorável do ponto de vista da limpeza do material depositado, mas é prejudicial para a condição de abrigo e segurança das manobras de atracação e desatracação. Desta forma, as alternativas deveriam obedecer às duas condicionantes, fixando-se máximas velocidades aceitáveis junto aos berços de atracação.

As conclusões obtidas nestes estudos (FCTH,1985), do ponto de vista das condições de limpeza, foram:

- Velocidades médias junto ao fundo durante um semi-ciclo de maré superiores a 0,40m/s já produziam tensões de arraste que deslocam as areias finas. As velocidades médias de semi-ciclo de maré são aproximadamente a metade das velocidades máximas observadas, ou seja, as velocidades junto ao fundo em torno de 0,80m/s no período das correntes máximas, garantiam arrastamento do material ao longo do semi-ciclo. Vale lembrar que as velocidades necessárias para erodir a areia fina são muito superiores às necessárias para manter o seu transporte;
- A análise da evolução dos fundos através das sondagens batimétricas de outubro de 1983, abril, julho e outubro de 1984 e dos ensaios sedimentológicos feitos com traçadores sedimentológicos mostrou que o acúmulo de sedimentos ocorria predominantemente na vazante das marés excepcionais, como as sizígias do período de equinócio. Assim, dever-se-ia garantir que em marés de amplitude superiores ou iguais 4,5m houvesse estabilidade dos fundos nas cotas desejadas, fixando-se as velocidades mínimas nas áreas de atracação;
- Verificou-se a importância do conhecimento do campo de correntes para caracterização do transporte de fundo, principalmente quando há vórtices estacionários, que têm em

suas áreas centrais velocidades reduzidas, que favorecem a acumulação do material em suspensão. Em locais de correntes bem definidas isso não ocorre;

- As alternativas de obras complementares foram analisadas com base nas conclusões anteriores, visando ao aumento das velocidades em função da modificação da estrutura do campo de correntes, para permitir a limpeza da área assoreada.

Na Figura 15 está mostrado um gráfico polar de intensidade e direção das correntes, antes da modificação do Espigão Norte. Na Figura 16 está apresentado o mesmo gráfico polar, porém, após a modificação do espigão.

Figura 15: Gráfico polar das correntes de maré antes da modificação do Espigão Norte (FCTH, 1985)

Figura 16: Gráfico polar das correntes de maré após a modificação do Espigão Norte (FCTH, 1987)

Quanto às condições de abrigo, as restrições que foram adotadas, no período em que os espigões foram construídos, foram de 2,5 nós para velocidade máxima na linha de atracação e 5° de obliquidade máxima em relação à linha do cais. Para essa nova fase, na qual se desejava melhorar as condições de limpeza da área, foi necessário aumentar estes limites. Para estabelecimento destes foi necessário, para cada alternativa, verificar se os esforços atuantes nos cabos de amarração dos navios estavam dentro dos limites seguros recomendáveis. Utilizou-se para cálculo dos esforços no sistema de amarração devido às correntes e ao vento os métodos da OCIMF(1978) tendo como embarcação tipo o “Docecanyon” (270.000 tpb).

Considerando todos os aspectos citados, a alternativa escolhida foi o recuo do Espigão Norte de 100m, arrasado na cota -15m com apêndice de 150m e com 80° de deflexão com o corpo do espigão. As Figuras 17 e 18 mostram duas fotografias feitas ao final dos ensaios com traçadores em modelo físico, sem e com a modificação do Espigão Norte, evidenciando a desconcentração da área de deposição.

Figura 17: Ensaio de sedimentação sem a modificação do Espigão Norte – resultado final

Figura 18: Ensaio de sedimentação com a modificação do Espigão Norte – resultado final

A partir de ensaios de cronofotografias (Figura 19) com a alternativa escolhida foi possível constatar que:

- em meia-maré vazante de 4,5m o vórtice diminuiu de tamanho e migrou para oeste, de forma a deslocar a corrente de revessa interna para junto da linha de atracação;
- para a meia-maré enchente de 4,5m o vórtice encontrado sobre a área de sedimentação diminuiu de tamanho e deslocou-se para leste, localizando-se no tardo da área do futuro Píer III. À frente da linha de atracação surgiu um campo de corrente alinhado, com velocidades da ordem de 0,6m/s;
- Para as meias-marés de vazante e enchente de 7m foram constatadas as mesmas condições vistas para a amplitude de 4,5m.

Figura 19: Ensaio de cronofotografia – meia maré de vazante de 7m

3.2.2.2 A modificação do Espigão Sul

Em razão de incidentes ocorridos em maré vazante no porto (FCTH, 1987), nos quais houve rompimentos dos cabos de amarração, foram estudados planos de amarração mais eficientes. A princípio foram feitas

medições de velocidades em alguns pontos da linha de atracação em marés de sizígia. Os resultados mostraram que, de maneira geral, a direção das correntes de vazante no interior do PDM varia muito, por ter um caráter vorticoso de escoamento.

Constatou-se que as maiores velocidades corresponderam aos períodos de meia-maré. Não há uma simultaneidade bem definida da ocorrência das velocidades máximas ao longo de toda a linha de atracação, principalmente na vazante, pois a variação das velocidades é definida pela passagem dos vórtices. Os levantamentos foram feitos com marés de sizígia, que estavam bem próximas às máximas que ocorrem na área.

Após as medições, buscando entender as causas dos acidentes, foram realizados ensaios para reproduzir os movimentos dos navios. Constatou-se, a partir disso, que os movimentos dos navios atracados no Píer I, durante as vazantes, eram provocados pelas correntes de recirculação no interior do PDM, sendo gerados pelo descolamento da corrente na extremidade do Espigão Sul.

Ficou claro, também, que as obras no Espigão Norte modificaram os movimentos das embarcações atracadas, porque se alterou a configuração das recirculações na área do PDM. Em vazante os vórtices eram condicionados pela extremidade do Espigão Norte e, após seu recuo e construção do apêndice, a deflexão das correntes provenientes do descolamento do Espigão Sul para o interior do PDM se alterou.

Para resolver este problema foram feitos dois estudos:

- Possíveis obras complementares no Espigão Sul, que modificassem ou diminuíssem os vórtices no interior do PDM, de forma a reduzir ou eliminar os movimentos dos navios atracados;
- Sistemas de amarração complementares a serem implantados no PDM, de forma a impedir o movimento dos navios ali atracados.

Para estes estudos foram feitos ensaios em modelo físico. A partir destes ensaios foi possível correlacionar a natureza dos esforços com o campo de velocidades existente, verificando também que o modelo

reproduzia com fidelidade o que ocorria na natureza. Nas enchentes predominavam as correntes estacionárias, aderentes à linha de atracação (exceto nas estofas), não acarretando problemas às amarrações dos navios atracados. Já nas vazantes as correntes com caráter pulsatório causavam problemas nos sistemas de amarração mais flexíveis.

A alternativa de obra complementar que apresentou melhores resultados nos ensaios foi a de arrasamento nos 130m finais do Espigão Sul à cota -2,75m. Esta alternativa foi à única que isoladamente ofereceu efetiva redução nos valores dos esforços no sistema de amarração, além de ter um dos melhores resultados do ponto de vista construtivo e econômico.

Na Figura 20 está apresentado o campo de velocidades antes da modificação dos espigões. Já na Figura 21 está mostrada a alteração no campo de velocidades após a conclusão das obras nos espigões.

Na Figura 21 pode se observar ainda à influência dos píeres na circulação de correntes local. Somente com a presença do Píer I, a área entre o Espigão Norte e o Píer não opõe obstáculo à penetração de fluxo de massa externo na vazante (A), que se difunde com maior intensidade desde a área do futuro Berço Norte do Píer III (A, B) até o Apêndice do Espigão Norte (C), havendo uma corrente induzida de norte para sul no interior da área abrigada (B, D), correspondendo a uma circulação horária. Em enchente na área do tardoz do futuro Píer III estabelece-se uma área de água muito mais estagnada do que em vazante, com lenta recirculação anti-horária (F), a qual se difunde para o largo, sendo captada pelo fluxo mais veloz externo (E) rumando para sul e tendendo dominantemente a retornar à circulação interna (FCTH, 2001).

MARÉ VAZANTE DE SIZÍGIA - MEIA-MARÉ

AMPLITUDES - 6,0 / 6,8 m

MARÉ ENCHENTE DE SIZÍGIA - MEIA-MARÉ

AMPLITUDES - 6,2 / 6,6 m

OBS

1- ESCALA - 1:10.000

2- VELOCIDADES EM NÓS

Figura 20: Campo de correntes antes da modificação dos espigões (CVRD, 1997)

Figura 21: Campo de velocidades após a modificação dos espigões (FCTH, 2001)

3.2.2.3 Granulometria

Quanto à granulometria do sedimento constituinte dos fundos da área, foram feitas amostragens em julho de 1980, abril de 1984, agosto de 1984,

junho a agosto de 1993 e julho de 2001 nas áreas do PDM, Porto de Itaqui e Porto da Alumar. Quanto aos materiais em suspensão, a granulometria situa-se na faixa dos finos de silte e argila com pouca areia fina. As concentrações médias nas verticais na área do PDM foram inferiores a 170mg/l, enquanto na área do Porto de Itaqui foram inferiores a 313mg/l. Já os sedimentos de fundo nas últimas duas campanhas mostraram granulometria, na sua maioria, de areia fina. Observou-se que nas áreas próximas ao berço de atracação do PDM a constituição básica era de areia fina com diâmetro mediano de 0,15 a 0,25mm aproximadamente. Já no tardoz dos berços a granulometria é mais fina, com areia fina de d_{50} 0,15mm até silte e argila nas áreas mais internas. A oeste da área de atracação observou-se um aumento da granulometria, chegando a areia média e pedregulhos, em alguns pontos.

O crescimento da granulometria da área interna para a externa é resultante do processo de segregação provocado pela redução da capacidade de transporte das correntes que levam os sedimentos para o interior da área do PDM. Provavelmente as áreas de ocorrência de material mais grosseiro são as que apresentam penetração mais intensa das correntes.

3.2.2.4 Características hidrodinâmicas

Quanto à característica hidrodinâmica da área, como já foi dito anteriormente, as amplitudes de maré nesta área podem atingir até 7,0m, com período de retorno de 50 anos, e as velocidades das correntes, até 6 nós. Na Figura 22 está apresentado um exemplo de medição de maré de amplitude 6,7m para o ponto P4B (Figura 6).

Figura 22: Correlação entre amplitude de maré, intensidade e rumo das correntes no PDM

Já a evolução dos fundos tem um caráter dinâmico, que foi sendo alterado com as modificações que foram efetuadas nos espigões e nos sistemas de dragagens adotados. Para que se possa avaliar esta variação, estão apresentados nas Figuras 23 e 24 os depósitos de sedimentos antes e após a modificação do Espigão Norte (ALFREDINI, 1988), conforme resultados obtidos no modelo físico. Na Figura 25 está apresentada a evolução da isóbata 23 m ao longo dos anos. Na Figura 26 estão apresentadas as curvas de mesmo assoreamento no período de março de 1991 a abril de 1992. Por fim a Figura 27 apresenta a taxa mensal de assoreamento no período de março de 1995 a julho de 1996. Nesta última figura a área avermelhada representa o chamado “coração do assoreamento”, pois corresponde às maiores taxas de assoreamento da área de estudo. Isso também pode ser visto nas figuras anteriores, nas quais as curvas de maior assoreamento também estão nesta mesma região que será detalhada adiante.

Figura 23: Resultado do ensaio de traçadores com as áreas de depósito de sedimentos antes da alteração do Espigão Norte (ALFREDINI, 1988)

Figura 24: Resultado do ensaio de traçadores com as áreas de depósito de sedimentos após alteração do Espigão Norte (ALFREDINI, 1988)

Figura 25: Evolução da isóbata de 23m no período de março de 1995 a julho de 1996

Figura 26: Curvas de igual assoreamento no período de março de 1991 a abril de 1992

Figura 27: Taxa mensal de assoreamento no período de março de 1995 a julho de 1996

É possível verificar que as taxas de sedimentação são muito altas e que as alterações no posicionamento das isóbatas seguem o padrão da dragagem. Por isso, para avaliar melhor estes resultados é apresentado a seguir um resumo dos sistemas de dragagem utilizados na área portuária.

3.2.2.5 Resumo das dragagens

Até 1994 as dragagens foram feitas por draga autotransportadora de sucção e arrasto (“hopper”), utilizando a área de despejo num processo operacional convencional. A draga autotransportadora de sucção e arrasto consiste numa embarcação marítima autopropelida em que os dragados são armazenados na cisterna para despejo posterior (ALFREDINI, 2005). Na Figura 28 é apresentada a configuração deste tipo de draga. Já na Figura 29 é apresentada uma fotografia da draga “Boa Vista” da empresa Dragaport Engenharia, utilizada pela CVRD até 1994.

Figura 28: Draga de sucção e arrasto autotransportadora (“Hopper”). (SALLES, 1993)

Figura 29: Draga “Hopper” Boa Vista (Dragaport)

Os valores dos volumes dragados desde o início das operações portuárias até 1987 estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4: Volumes dragados no PDM de 1985 a 1987 (FCTH, 2001)

Período	Descrição	Volume na cisterna (m ³) *
Novembro de 1985 a janeiro de 1986	Dragagem de estabelecimento da draga hopper para início das operações portuárias	880.990
Até fevereiro de 1987	Dragagem de manutenção permanente com draga hopper Obra do Espigão Norte em andamento	669.299

* volume na cisterna removido para a área de despejo demarcada pela Marinha

No segundo período descrito acima, entre fevereiro e março de 1986, quando o Espigão Norte estava incipientemente modificado, a taxa mensal foi de 63.274m³/mês removidos para área de despejo, equivalendo a cerca de 760.000m³/ano.

A partir de 1987, a dragagem de manutenção por draga hopper passou a ser periódica e associada à dragagem das áreas do Canal de

Acesso, já que a modificação do Espigão Norte reduziu em 50% o volume de dragagem, como pode ser visto na Tabela 5 em uma comparação das taxas mensais de evolução “in situ” da sedimentação, com relação ao gabarito de dragagem na cota 23m à frente da linha de atracação, talude 1:6 no tardoz, entre as seções de controle do Espigão Sul e do Espigão Norte. O período de julho de 1989 a janeiro de 1991 foi o mais extenso conseguido pelo processo de dragagem convencional.

Tabela 5: Comparação das taxas mensais de evolução da sedimentação antes e após a modificação do Espigão Norte (FCTH, 2001)

Período	Taxa mensal “in situ” (m³/mês)
Outubro de 1983 a outubro de 1984	29.870
Julho de 1989 a janeiro de 1991	15.335

Os volumes na cisterna removidos para a área de despejo também tiveram uma redução de 50% com relação à taxa de 760.000m³/ano (Tabela 4), sendo os valores apresentados na Tabela 6.

Tabela 6: Volumes removidos na cisterna para área de despejo desde 1987 até 1993 (FCTH, 2001)

Período	Taxa anualizada (m³/ano)
junho 1987 / julho 1988	398.000
julho 1988 / julho 1989	406.000
julho 1989 / fevereiro 1991	313.000
fevereiro 1991 / abril 1992	432.000
abril 1992 / outubro 1993	348.000

Ressalta-se que a cota do gabarito de dragagem passou de 23m na época da implantação, para 23,5m na dragagem de 1988 e 25m a partir de 1989 até dezembro de 1994, que foi a última dragagem de manutenção por draga hopper convencional.

A área de despejo demarcada pela Marinha (3,5MN a oeste do terminal – Figura 30) também foi estudada, mostrando que a evolução dos

fundos é praticamente independente dos volumes dragados já despejados entre 1985 e 1995 (cerca de 4 milhões de m^3) e que, com as correntes de maré vigentes na região, não há risco de retorno do sedimento para a área portuária.

Figura 30: Localização da área de despejo de dragados

Com a mudança da dragagem para o processo de jato d'água em 1996, modificou-se o princípio de remoção do sedimento da área portuária para a área de despejo e a especificação das profundidades mínimas. Este sistema ressuspende o material e o redistribui. Com a atuação das correntes de densidade e das correntes de maré, boa parte do material movimentado fica nas vizinhanças do porto. Este sistema era utilizado no Porto da Alumar e havia um rateio das despesas com a CVRD para utilização do mesmo. Na Figura 31 é apresentado um desenho em planta da configuração da draga de injeção d'água e na Figura 32 pode ser vista uma fotografia da draga Norham Camorim, utilizada pela CVRD até 2001.

Figura 31:Draga de injeção de água. (NORHAM)

Figura 32: Draga de injeção de água Norham Camorim operando na Baía de São Marcos em São Luís (MA). (NORHAM)

A partir de 2001, com a motivação de renovação de contrato com as empresas de dragagem, devido à construção do Píer III, iniciou-se novamente os estudos buscando o melhor sistema de dragagem a ser adotado na área. Para conter o assoreamento, reduzindo-se as dragagens, inicialmente buscou-se uma nova obra complementar para melhorar as condições hidrodinâmicas, porém não se obteve uma alternativa eficiente.

Com isso, procurou-se controlar o avanço do assoreamento a partir de um sistema de dragagem preventiva. A área escolhida para estas dragagens é delimitada pelas seguintes coordenadas (UTM T14):

N 9.716.450	E 569.085
N 9.716.450	E 569.110
N 9.716.500	E 569.085
N 9.716.500	E 569.110
N 9.716.600	E 569.035
N 9.716.600	E 569.085
N 9.717.000	E 569.035
N 9.717.000	E 569.085

Esta área pode ser vista na Figura 33 e representa a região com maior taxa de assoreamento (Figura 27).

Figura 33: Polígono da dragagem preventiva

Com este conhecimento, foi otimizado o melhor sistema de dragagem preventiva e permanente a ser adotado. A partir de junho de 2002 a dragagem preventiva foi implantada com draga hopper de pequeno porte, de grande versatilidade de manobra para atuar no tardo do Píer III e Píer I, na área poligonal apresentada na Figura 33. Além disso, esta draga pode atingir as profundidades necessárias para a manutenção dos berços (alcance para 29m). Com um volume retirado da cisterna de 360.990m^3 até dezembro de 2002, período de estabelecimento, esta dragagem vem mantendo a cota 20m na área do polígono assinalado. Percebe-se claramente a importância do sistema de dragagem utilizado, pois ele altera toda a evolução dos fundos da área.

4 DESCRIÇÃO DO PROGRAMA DE MODELAÇÃO NUMÉRICA

O programa utilizado para a modelação numérica é o MIKE 21, adquirido pelo LHEPUSP para fins educacionais. Este programa é de autoria do DHI (Danish Hydraulic Institute), o internacionalmente renomado instituto de hidráulica dinamarquês que executa projetos e estudos nas áreas de Hidráulica Marítima, Fluvial e de Qualidade da Água em várias partes do mundo. Os módulos utilizados foram PP (Pre and Post Processing Module), NHD (Nested Hydrodynamic Module) e ST (Sand Transport)

4.1 O módulo PP

O módulo PP é utilizado para preparar as bases de dados para o processamento no programa e para a visualização das saídas gráficas e animações dos resultados. Neste caso foram feitas as previsões e análises de marés, a criação e edição da grade batimétrica e a criação das condições de contorno das marés.

4.2 O módulo HD

O módulo HD é um sistema de modelagem numérica para a simulação das variações do nível e fluxo d'água em estuários, baías e áreas costeiras em geral. Ele simula fluxos variáveis em duas dimensões e verticalmente integrado (DHI). Portanto, é este módulo que efetivamente faz os cálculos hidrodinâmicos.

As equações utilizadas para descrever as variações do fluxo e do nível d'água são a equação da conservação de massa e as equações do momentum integradas na vertical.

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} & \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial x} \\ & + \frac{gp\sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 \cdot h^2} - \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{xy}) \right] - \Omega p \\ & - fVV_x + \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial x} (p_a) = 0 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

$$\left. \begin{aligned} & \frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial y} \\ & + \frac{gq\sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 \cdot h^2} - \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{yy}) + \frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xy}) \right] + \Omega p \\ & - fVV_y + \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial y} (p_a) = 0 \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Este módulo possibilita a simulação de grades batimétricas de diferentes resoluções, aninhadas, de forma que nas regiões onde se deseja maior refinamento os resultados são mais precisos, sem que haja necessidade de modelar com alta resolução toda a área, o que requer grande recurso computacional. Na Figura 34 pode ser observado um esquema de aninhamento de grades.

Figura 34: Esquema de aninhamento de grades batimétricas

O arquivo de grade batimétrica é formado a partir de uma matriz, cujos valores dos elementos são as cotas dos pontos da superfície de fundo. Estes pontos têm um espaçamento definido de acordo com o tamanho da área a ser modelada e da precisão que se deseja. Em resumo, esta matriz representa a superfície de nível. Na Figura 35 está apresentado um esquema da matriz formadora da grade batimétrica.

Figura 35: Esquema computacional da matriz formadora da grade batimétrica

No modelo hidrodinâmico o espaçamento na direção x (Δx) deve ser igual ao espaçamento na direção y (Δy). Além disso, quando o recurso de aninhamento das grades é utilizado, o valor de Δx na área menor deve ser até 3 vezes menor do que o da área maior. Por exemplo, na Figura 35 se a área 1 tem um espaçamento de 90m, o da área 2, 3 e 4 deve ter até 30m, e assim sucessivamente.

Por fim, com os dados de entrada prontos, as simulações podem ser feitas. Elas fornecem como resultados vários parâmetros hidrodinâmicos importantes, tais como os níveis de maré, velocidades e direção das correntes em toda a área de simulação. Além disso, serve como suporte ao módulo ST (Sediment Transport), que é utilizado para calcular as taxas de transporte de sedimentos na região.

Ressalta-se ainda que, além da batimetria e das condições de contorno, podem ser colocados como dados de entrada no modelo a ação de ondas e ventos para determinar as correntes resultantes. Neste trabalho

estes dados não foram colocados por terem uma reduzida importância frente à maré, que é o principal agente hidrodinâmico local.

4.3 O módulo ST

Este módulo faz o cálculo básico do transporte de sedimentos produzido pela ação de ondas e correntes combinadas. Os principais resultados são o transporte de sedimentos em suspensão e o transporte de sedimentos de fundo, em duas direções e combinando ondas que arrebatam e as correntes atuantes.

O módulo ST funciona em conjunto com o módulo HD, onde as condições iniciais da malha são preparadas. A Figura 36 mostra esta interação.

Figura 36: Esquema de interação entre o módulo ST e o módulo HD

Os dados de entrada necessários para o desenvolvimento do cálculo são: batimetria, granulometria dos sedimentos e características das correntes.

O módulo ST apresenta cinco diferentes teorias de transporte de sedimentos para o cálculo em cada ponto da malha de circulação, sendo elas:

- Teoria do transporte total de Engelund e Hansen;
- Teoria do transporte total de Engelund e Fredsøe (arrastamento de fundo e em suspensão);
- Formulação do transporte total de Zyserman e Fredsøe (arrastamento de fundo e em suspensão);
- Teoria do transporte arrastamento de fundo de Meyer-Peter e Müller;
- Formulação do transporte total de Ackers e White.

Inicialmente fez-se uma descrição da formulação básica utilizada em todas as teorias e na seqüência são apresentadas as particularidades de cada uma.

4.3.1 *Formulação básica*

Os dados de entrada necessários para o cálculo são: profundidade da água, h , velocidade da corrente mediada na profundidade, V , resistência de fundo expressa em termos do número de Manning, (M) ou do número de Chézy (C) , diâmetro mediano dos grãos do material do leito, d , seu desvio padrão geométrico granulométrico, σ_g , densidade relativa do sedimento, s , temperatura da água, T , e valor crítico do parâmetro de Shields, θ_c .

A conversão do número de Manning para o número de Chézy faz-se pela fórmula:

$$C = Mh^{1/6} \quad (04)$$

A densidade relativa do sedimento é definida como:

$$s = \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} \quad (05)$$

A velocidade de atrito total de fundo é calculada a partir de:

$$U_f = \frac{\sqrt{g}}{C} V \quad (06)$$

A tensão de cisalhamento adimensional no fundo (parâmetro de Shields) é dada por:

$$\theta = \frac{U_f^2}{(s-1)gd} \quad (07)$$

A velocidade de atrito superficial é determinada de acordo com Einstein (1950) por:

$$\frac{V}{U_f} = 6 + 2,5 \ln \left(\frac{h'}{k_N} \right) \quad (08)$$

$$U_f' = (gh'I)^{0,5} \quad (09)$$

Onde h' : espessura da camada limite que se desenvolve ao longo do dorso das conformações de fundo;

k_N : rugosidade equivalente de Nikuradse (igual a 2,5d)

θ' : parâmetro de Shields relativo ao atrito superficial

I: inclinação da superfície da água que pode ser calculada pela Equação 10.

$$U_f = (ghI)^{0,5} \quad (10)$$

O material do leito é caracterizado através do diâmetro mediano do material d e o seu desvio padrão geométrico definido como:

$$\sigma_g = \sqrt{\frac{d_{84}}{d_{16}}} \quad (11)$$

A determinação da velocidade de sedimentação do material em suspensão, w_s , requer conhecimento sobre o tamanho mediano da fração do material em suspensão d_s . Para determiná-lo o critério utilizado é:

$$w < 0,8U_f' \quad (12)$$

A fórmula de Rubey (1933) é utilizada para relacionar o tamanho do grão, d , que sedimenta com uma velocidade w :

$$w = \sqrt{g(s-1)d} \left(\sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{g(s-1)d^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{g(s-1)d^3}} \right) \quad (13)$$

onde ν é a viscosidade cinemática da água.

A viscosidade cinemática da água pode ser calculada como uma função da temperatura da água:

$$\nu = (a_0 + a_1T + a_2T^2 + a_3T^3) \cdot 10^{-6} \quad (14)$$

onde: $a_0 = 1,78$; $a_1 = -0.062$; $a_2 = 10^{-3}$; $a_3 = -10^{-5}$.
com T em °C resulta ν em m²/s.

4.3.2 Teoria de Engelund e Hansen

A taxa de transporte de sedimentos total q_t , em volume de material sólido por tempo e unidade de largura é calculada por:

$$\phi_t = \frac{q_t}{((s-1)gd^3)^{0,5}} = 0,1 \frac{C^2}{2g} \theta^{2,5} \quad (15)$$

Esta formulação assume que $\theta \gg \theta_c$. Informações sobre a granulometria do sedimento e a velocidade de sedimentação não são usadas neste modelo.

4.3.3 Teoria de Engelund e Hansen Fredsøe

A taxa de transporte de sedimento total q_t é calculada como a soma do transporte por arrastamento de fundo q_b e em suspensão q_s por:

$$q_t = q_b + q_s \text{ (m}^3\text{/s/m)} \quad (16)$$

Sendo q_b calculado de acordo com Engelund e Fredsøe por:

$$\phi_b = \frac{q_b}{((s-1)gd^3)^{0,5}} = 5p(\sqrt{\theta'} - 0,7\sqrt{\theta_c}) \quad (17)$$

se $\theta' > \theta_c$, caso contrário adotar $\phi_b = 0$.

p : probabilidade que todas as partículas do sedimento em uma mesma camada tenham movimento;

$$p = \left[1 + \left(\frac{\frac{\pi}{6} \beta}{\theta' - \theta_c} \right)^4 \right]^{-1/4} \quad (18)$$

β : coeficiente de atrito dinâmico. (=1 para o ST)

A taxa de transporte em suspensão q_s é estimada de acordo com Einstein (1950) como:

$$q_s = 11,6 U_f' c_b a \left[I_1 \ln \left(\frac{30h}{k_N} \right) + I_2 \right] \quad (19)$$

c_b : concentração de sedimento em suspensão junto ao fundo a uma distância $a = 2d$.

$$c_b = \frac{c_0}{(1 + 1/\lambda)^3} \quad (20)$$

Sendo: $c_0 = 0,65$

$$\lambda = \left(\frac{\theta' - \theta_c - \frac{\pi \beta}{6}}{0,027 s \theta'} \right)^{0,5} \quad (21)$$

I_1 e I_2 : integrais de Einstein que devem ser estimadas numericamente como função do adimensional $A = a/h$ e o número de Rouse z , definido como:

$$z = \frac{w_s}{\kappa U_f} \quad (22)$$

sendo κ a constante de Von Karman's ($\approx 0,40$).

4.3.4 *Formulação de Zyserman e Fredsøe*

A taxa de transporte de sedimento total q_t é calculada como na formulação anterior. A diferença está no valor de c_b .

$$c_b = \frac{A(\theta' - \theta_c)^n}{1 + \frac{A}{c_m}(\theta' - \theta_c)^n} \quad (23)$$

somente se $\theta' > \theta_c$; caso contrário $c_b = 0$.

$A = 0,331$;

$n = 1,75$;

$c_m = 0,46$ (valor limite de c_b)

$\theta_c = 0,045$

4.3.5 *Fórmula de Meyer-Peter e Müller*

A taxa de transporte de material de fundo q_b é dada por:

$$\phi_b = \frac{q_b}{((s-1)gd^3)^{0,5}} = 8(\theta' - \theta_c)^{1,5} \quad (24)$$

somente se $\theta' > \theta_c$; caso contrário $\Phi_b = 0$.

Não são utilizadas informações sobre granulometria do sedimento nesta formulação.

4.3.6 Fórmula de Ackers e White

A taxa de transporte de sedimentos total q_t é calculada por:

$$q_t = \frac{XhV}{s} \quad (25)$$

$$X = \frac{sd}{h} G_{gr} \left(\frac{V}{U_f} \right)^n \quad (26)$$

$$G_{gr} = C \left(\frac{F_{gr}}{A} - 1 \right)^m \text{ se } \frac{F_{gr}}{A} > 1 \quad (27)$$

$$F_{gr} = \frac{U_f^n}{\sqrt{gd(s-1)}} \left(\frac{V}{\sqrt{32} \log \left(\frac{10h}{d} \right)} \right)^{1-n} \quad (28)$$

$$D_{gr} = d \left(\frac{g(s-1)}{v^2} \right)^{1/3} \quad (29)$$

Para $D_{gr} < 1$ (finos): $n = 1$;

$$A = 0,37;$$

$$C = 2,95 \cdot 10^{-4};$$

$$m = 11.$$

Para $1 < D_{gr} < 60$ (transição):

$$n = 1 - 0,56 \log D_{gr} \quad (30)$$

$$A = \frac{0,23}{\sqrt{D_{gr}}} + 0,14 \quad (31)$$

$$\log C = 2,86 \log D_{gr} - (\log D_{gr})^2 - 3,53 \quad (32)$$

$$m = \frac{9,66}{D_{gr}} + 1,34 \quad (33)$$

Para $D_{gr} > 60$ (grosseiros): $n = 0$;

$$A = 0,17;$$

$$C = 0,025;$$

$$m = 1,5.$$

5 O MODELO HIDRODINÂMICO

As etapas que envolveram a modelação hidrodinâmica foram:

- preparação da base de dados (batimetria, maré, correntes, trajetórias);
- escolha dos períodos de simulação;
- calibração a partir de inúmeras simulações realizadas;
- validação.

5.1 Base de dados

5.1.1 Batimetria

O preparo da batimetria foi feito utilizando-se arquivos batimétricos digitalizadas da área que constam do acervo do Laboratório de Hidráulica da EPUSP, além de cartas náuticas e mapas que foram digitalizados para preencher os locais onde não havia batimetrias digitais disponíveis. As cartas náuticas digitalizadas foram:

- Carta Nº - 410 - Proximidades da Baía de São Marcos;
- Carta Nº - 411 - Baía de São Marcos;
- Carta Nº - 412 - Baía de São Marcos - Proximidades do Terminal da Ponta da Madeira e Itaqui;
- Carta Nº - 413 - Terminal da Ponta da Madeira e Porto de Itaqui;
- Carta Nº - 414 - Baía de São Marcos - De Itaqui ao Terminal da Alumar.

Na Figura 37 estão apresentadas as cartas náuticas que foram digitalizadas. Já na Figura 38 está apresentada uma das sondagens batimétricas fornecidas pela CVRD.

Figura 37: Composição das cartas náuticas digitalizadas

Figura 38: Composição de sondagens batimétricas fornecidas pela CVRD

Optou-se por modelar toda a Baía de São Marcos porque não havia dados de maré disponíveis para efetuar as condições de contorno em uma área menor. Na Figura 39 é apresentada a área modelada.

Figura 39: Baía de São Marcos – a região modelada

Por questões computacionais não foi possível modelar toda esta área de maneira refinada, sendo necessário aninhar grades menores e com maior resolução (espaçamentos da grade inferiores a 30m). Na Figura 40 estão representadas as malhas utilizadas.

Figura 40: Delimitação das malhas batimétricas

O arquivo das grades batimétricas é gerado no módulo PP. Para elaborar as malhas para o formato do programa foram utilizados os programas ®AutoCad, ®SoftDesk e ®Microsoft Excel.

Todas as cartas náuticas, os mapas e as sondagens batimétricas da CVRD tiveram seus data verticais e horizontais e seus posicionamentos unificados com o auxílio de um programa de conversão de datum e do ®AutoCad. A partir disto, foi iniciada a preparação das novas grades. Com a utilização do ®SoftDesk, foi possível gerar a superfície de nível. A partir desta, foram extraídas as cotas batimétricas para a composição das quatro malhas. Estes dados foram extraídos na forma de texto em uma sequência linear de cima para baixo e da esquerda para direita. Através de uma *macro* elaborada no ®Microsoft Excel, foi possível formar uma matriz, com linhas e colunas, da maneira adequada a inserção no programa. As Figuras 41 a 44 mostram

o formato de entrada da matriz batimétrica para as áreas 1,2, 3 e 4, respectivamente.

Figura 41: Grade batimétrica da área 1 – Baía de São Marcos

Figura 42: Grade batimétrica da área 2

Figura 43: Grade batimétrica da área 3 – área portuária

Figura 44: Grade batimétrica da área 4 – área portuária

Com o módulo PP é possível extrair imagens da batimetria em três dimensões, como apresentado nas Figuras 45 a 48.

Figura 45: Imagem 3D da área 1 – distorção de 100 vezes

Figura 46: Imagem 3D da área 2 – distorção de 30 vezes

Figura 47: Imagem 3D da área 3 – distorção de 10 vezes

Figura 48: Imagem 3D da área 4 – distorção de 7,5 vezes

Para que estas grades pudessem ser utilizadas pelo modelo hidrodinâmico foi preciso ainda fazer alguns ajustes para correção de imperfeições na batimetria e executar o *border adjustment*. O *border adjustment* é um recurso que o programa tem para ajustar as bordas às grades internas, de forma a evitar grandes degraus em relação às grades externas. Na Figura 49 está representada a região de intersecção entre duas áreas aninhadas, mostrando a diferença que a resolução forma na borda. É esta diferença que é corrigida pelo *border adjustment*.

Figura 49: Detalhe da batimetria na região da borda entre duas área aninhadas

5.1.2 Dados de maré

A condição de contorno básica utilizada foi a de variação do nível d'água nos contornos abertos. Isso pode ser obtido facilmente através de registros maregráficos. Para a área 1 há apenas um único contorno aberto e em cada extremo deste contorno situa-se um marégrafo: Alcântara e São Luís, que logicamente foram utilizados para descrevê-lo. A partir da simulação das áreas 1 e 2 são extraídas as bordas para a área 3 cuja simulação será feita em conjunto com a área 4.

Para construção dos arquivos de maré no formato do programa, as principais etapas realizadas foram:

- preparo do arquivo com os dados das componentes harmônicas para os marégrafos utilizados (São Luís, Alcântara, Ponta da Madeira e Itaqui);
- definição das datas em que as marés seriam geradas a partir da escolha dos pontos de calibração;
- criação dos arquivos de maré para as bordas.

As previsões de maré para Alcântara e São Luís foram feitas pelo programa PP. As componentes harmônicas utilizadas na previsão foram obtidas através da FEMAR – Fundação de Estudos do Mar. Nas Figuras 50 e 51 estão apresentados os dados e parâmetros maregráficos obtidos da FEMAR (2000).

Nome da Estação :		ALCÂNTARA – MA			
Localização :		No trapiche em frente ao Mercado Municipal			
Organ. Responsável :		DHN			
Latitude :		02° 24,6' S	Longitude : 44 ° 25,3' W		
Período Analisado :		15/11/82 a 16/12/82	Nº de Componentes : 82		
Análise Harmônica :		Método Almirante Santos Franco			
Classificação :		Maré Semidiurna.			
Estabelecimento do Porto: (HWF&C)		VI H 51 min	Nível Médio (Zo): 308 cm acima do NR.		
Médias das Preamares de Sizígia (MHWS) :		563 cm acima do NR.	Média das Preamares de Quadratura (MHWN) : 449 cm acima do NR		
Média das Baixa-mares de Sizígia (MLWS) :		53 cm acima do NR.	Média das Baixa-mares de Quadratura (MLWN) : 167 cm acima do NR.		
CONSTANTES HARMÔNICAS SELECIONADAS					
Componentes	Semi-amplitude (H) cm	Fase (g) graus (°)	Componentes	Semi-amplitude (H) cm	Fase (g) graus (°)
Sa	-	-	MU ₂	6,4	010
Ssa	-	-	N ₂	37,8	179
Mm	12,8	176	NU ₂	7,2	181
Mf	-	-	M ₂	197,7	193
MTM	1,3	256	L ₂	8,7	181
Msf	6,6	038	T ₂	3,4	223
Q ₁	2,2	191	S ₂	57,0	224
O ₁	8,4	183	K ₂	15,5	227
M ₁	2,9	240	MO ₃	2,7	344
P ₁	2,7	238	M ₃	1,5	335
K ₁	8,2	243	MK ₃	3,1	093
J ₁	0,6	108	MN ₄	1,9	181
OO ₁	1,1	233	M ₄	6,2	190
MNS ₂	1,7	344	SN ₄	0,4	013
2N ₂	5,0	165	MS ₄	4,8	249
Referências de Nível: RN-1 na esquina da calçada em frente ao Mercado Municipal. RN-2 na sala de passagens da loja "MARATUR".					
Obs: Não há referências a outros períodos.					

Código BNDO: 30108

(*) O termo *semi-amplitude* refere-se à diferença entre a diferença de nível d'água entre a crista e o cavado da onda dividido por dois.

Figura 50: Dados maregráficos de Alcântara (FEMAR, 2000)

Nome da Estação :		SÃO LUIS – MA			
Localização :		Próximo à Capitania, no casco soçobrado "Maria Celeste"			
Organ. Responsável :		DHN / INPH			
Latitude :		02° 31,6' S	Longitude : 44 ° 18,4' W		
Período Analisado :		25/05/61 a 25/06/61	Nº de Componentes : 36		
Análise Harmônica :		Método Tidal Liverpool Institute			
Classificação :		Maré Semidiurna.			
Estabelecimento do Porto: (HWF&C)	VI H 59 min	Nível Médio (Zo):	328 cm acima do NR.		
Médias das Preamares de Sizígia (MHWS) :	602 cm acima do NR.	Média das Preamares de Quadratura (MHWN) :	487 cm acima do NR.		
Média das Baixa-mares de Sizígia (MLWS) :	54 cm acima do NR.	Média das Baixa-mares de Quadratura (MLWN) :	169 cm acima do NR.		
CONSTANTES HARMÔNICAS SELECIONADAS					
Componentes	Semi-amplitude (H) cm	Fase (g) graus (°)	Componentes	Semi-amplitude (H) cm	Fase (g) graus (°)
Sa	-	-	MU ₂	7,4	312
Ssa	-	-	N ₂	38,0	183
Mm	2,1	014	NU ₂	7,4	183
Mf	-	-	M ₂	216,7	196
MTM	-	-	L ₂	8,3	006
Msf	4,5	008	T ₂	3,4	232
Q ₁	3,0	200	S ₂	57,2	232
O ₁	10,7	216	K ₂	15,6	232
M ₁	0,7	350	MO ₃	10,6	317
P ₁	3,3	238	M ₃	1,8	010
K ₁	9,8	238	MK ₃	2,9	326
J ₁	0,8	332	MN ₄	004	219
OO ₁	4,0	240	M ₄	9,5	224
MNS ₂	-	-	SN ₄	1,5	089
2N ₂	5,1	169	MS ₄	4,9	277
Referências de Nível: RN-1 instalada junto à porta da Capitania dos Portos do lado esquerdo.					
Obs: Há registro no INPH de observações efetuadas nas proximidades em 1915 e 1917 nas proximidades. Consta das Tábuas das Marés					

Código BNDO: 30120

(*) O termo *semi-amplitude* refere-se à diferença entre a diferença de nível d'água entre a crista e o cavado da onda dividido por dois.

Figura 51: Dados maregráficos de São Luís (FEMAR, 2000)

Para gerar a previsão de marés no módulo PP são necessárias, além das componentes harmônicas, as coordenadas do marégrafo, o período em que se deseja obter a previsão e o intervalo de tempo entre cada dado de altura do nível d'água. Nas Figuras 52 e 53 estão colocadas as janelas do programa onde estes dados são colocados.

General Parameters

General Parameters
General information about the tide station and the algorithm used for tidal prediction. The period and the time interval of prediction is also specified.

Station Definition:

Name:

Longitude:

Latitude:

Time zone:

Prediction Period:

Start Date:

Stop Date:

Interval: (h.)

Prediction Method:

☒ IOS Method

☐ Admiralty Method

Perform Extreme Analysis?

☒ Yes

☐ No

< Back Next > Cancel Help

Figura 52: Janela do programa PP com as coordenadas do marégrafo de São Luís

Constituent Description

Constituent Description
On this page you specify the number of constituents that you want to include in your prediction. You also have to specify the constituent properties, i.e. the name, amplitude and phase.

Number of Constituents:

	Name	Phase	Amplitude
1	MM	14	0.021
2	MSF	8	0.045
3	Q1	200	0.03
4	O1	216	0.107
5	P1	238	0.033
6	K1	238	0.098
7	J1	332	0.008

< >

< Back Next > Cancel Help

Figura 53: Janela do programa PP com as componentes harmônicas de São Luís

Para cada um dos períodos definidos foram extraídas do módulo PP as previsões de maré de Alcântara e São Luís. Nos Gráficos 1 a 2 estão apresentadas as previsões de maré para o período de março de 2003.

Gráfico 1: Previsão de maré para São Luís – Março / 2003

Gráfico 2: Previsão de maré para Alcântara – Março / 2003

As previsões de Alcântara e São Luís foram o ponto de partida para a montagem do arquivo de bordas. De forma similar à batimetria, o arquivo de maré também é apresentado na forma de matriz. A linha representa a variação do nível d'água ao longo da bordas (apenas os pontos da grade batimétrica que podem ter entrada de água) em um determinado tempo. Ao longo das colunas da matriz há a variação do tempo. No caso foi feita uma variação de 15 em 15 minutos, tempo suficiente para registrar a variação da maré de forma satisfatória.

Percebe-se, porém, que os dados de Alcântara e São Luís somente preenchem a primeira e a última coluna da matriz. Para completar os dados foi feita uma distribuição linear, em cada linha da matriz, utilizando-se o programa ®Microsoft Excel. O resultado desta distribuição foi colocado no formato do programa e está apresentado na Figura 54. Assim os dados de maré finalmente estavam prontos para a simulação.

Figura 54: Dados de maré no formato do PP

5.1.3 Períodos de simulação

A escolha dos períodos de simulação foi feita a partir da definição dos pontos de medição de velocidade e direção de correntes que seriam utilizados para calibração do modelo. Havia um grande número de medições realizadas em diferentes pontos, condições de maré e datas. Para fins de calibração optou-se por se estudar apenas as condições de maré de sizígia, nas quais as velocidades são maiores, sendo mais importantes para os estudos da região portuária. As medições em quadratura seriam utilizadas para validação do modelo, juntamente com as trajetórias de derivadores. Nas Figuras 55 a 57 estão representados todos os pontos de medição disponíveis.

Figura 55: Pontos de medição de correntes – área de Itaqui, Ponta da Madeira e Ponta da Espera

Figura 56: Pontos de medição de correntes – área ao sul de Itaqui

Figura 57: Pontos de medição de correntes – região portuária de Itaqui e Ponta da Madeira

Como se pode notar, há um número grande de pontos e, para efeito de calibração, foi necessário selecioná-los. O critério de seleção privilegiou os pontos que se localizavam em zonas de importância portuária, ou em seções de controle típicas, como é o caso do Canal do Boqueirão (Ponto da Ponta da Espera). Os pontos selecionados estão relacionados na Tabela 7 e apresentados na Figura 58.

Tabela 7: Resumo dos pontos selecionados

Execução	Data	Pontos	Período entre medições	data	amplitude de maré (m)	
INPH	jun/89	P2	5 minutos	18/6/1989	5,07-4,94m	sizígia
		P2B		18/6/1989	5,07-4,94m	sizígia
		P2C		19/6/1989	5,3-5,14m	sizígia
		B26		19/6/1989	5,3-5,14m	sizígia
		P2		20/6/1989	5,41-5,19m	sizígia
		P2C		20/6/1989	5,41-5,19m	sizígia
		P2B		20/6/1989	5,5-5,25m	sizígia
INPH	abr/91	P3	15 minutos	28-29/3/1991	5,53	sizígia
		P9		28-29/3/1991	5,53	sizígia
		P2		30-31/3/1991	5,66	sizígia
		P8		30-31/3/1991	5,66	sizígia
		P1		1-2/4/1991	5,47	sizígia
		P7		1-2/4/1991	5,47	sizígia
TEKMAR	out/99	P5	10 minutos	25/10/1999	6,20	sizígia
		P5		26/10/1999	6,30	sizígia

Execução	Data	Pontos	Período entre medições	data	amplitude de maré (m)	
		P6		26/10/1999	6,30	sizígia
		P4		27/10/1999	6,00	sizígia
		P4		27/10/1999	6,00	sizígia
		P6		27/10/1999	6,00	sizígia
TEKMAR	mar/03	P3 (=P3A)	10 minutos	19-20/3/2003	6,4 – 6,5	sizígia
		P4		20/3/2003	6,5	sizígia
		P7		19-20/3/2003	6,4 – 6,5	sizígia
TEKMAR	jul/04	P12A	10 minutos	5-6/7/2004	5,8	sizígia
		P12E		3-4/7/2004	6,0	sizígia
		P13A		5-6/7/2004	5,8	sizígia
		P13E		4-5/7/2004	6,0	sizígia
		P13H		2-3/7/2004	6,2	sizígia
		P14A		2-3/7/2004	6,2	sizígia

Figura 58: Localização dos pontos selecionados

A partir dos pontos selecionados foram estimados os períodos de simulação, respeitando os seguintes critérios:

- o período de cada simulação foi sempre iniciado 12 horas antes do primeiro registro de correntes da série, período este considerado ideal para a estabilização do programa;
- o final da simulação correspondia ao final do registro da série.

Na Tabela 8 estão colocados estes períodos de simulação previstos para cada conjunto (ou série) de pontos que tinham suas datas de medição próximas.

Tabela 8: Períodos de simulação

	Data	Pontos	tempo de simulação			
			Intervalo de tempo dos dados reais		Intervalo de tempo da modelação	
Hidrologia	dez/80	Ponta da Espera	Início: 19/12/1980	17:50	Início: 19/12/1980	05:50
			Final: 25/12/1980	23:50	Final: 26/12/1980	00:20
INPH Portobrás	jun/89	P2,P2B,P2C	Início: 18/6/1989	06:00	Início: 17/6/1989	18:00
			Final: 20/6/1989	20:00	Final: 20/6/1989	20:30
INPH	abr/91	P3,P9,P2,P8, P1,P7	Início: 28/3/1991	10:15	Início: 27/3/1991	22:15
			Final: 02/4/1991	09:30	Final: 2/4/1991	10:00
Tekmar	out/99	P4, P5, P6	Início: 25/10/1999	14:50	Início: 25/10/1999	02:50
			Final: 28/10/1999	16:30	Final: 28/10/1999	17:00
Tekmar	mar/03	P3,P3A,P4,P7 ,P8,P8A, P9, P9A	Início: 18/3/2003	15:09	Início: 18/3/2003	03:09
			Final: 20/3/2003	20:29	Final: 20/3/2003	20:59
Tekmar	jul/04	P12A, P12E, P13A, P13E, P13H P14A, P14H	Início: 02/7/2004	07:18	Início: 01/7/2004	19:18
			Final: 06/7/2004	10:48	Final: 06/7/2004	11:18

5.1.4 Dados de correntes

A calibração do modelo consiste na comparação dos dados reais (medidos) com os dados obtidos pelo modelo numérico, visando o ajuste dos mesmos através da alteração de parâmetros, tais como atrito de fundo e viscosidade.

Para a calibração do modelo hidrodinâmico foi preciso apropriar os dados de correntes disponíveis (referentes aos períodos selecionados) ao padrão de saída do programa. A princípio os dados foram digitalizados. A seguir, as direções e intensidades de correntes que estavam em outras unidades foram convertidas em °NV e m/s, respectivamente.

5.2 Calibração

5.2.1 Considerações gerais

A calibração do modelo consiste em um processo recursivo semelhante ao apresentado na Figura 59.

Figura 59: Processo de calibração do modelo hidrodinâmico

A princípio foram feitas, simultaneamente, a simulação de todos os períodos selecionados previamente e a extração dos valores de velocidade e direção das correntes dos pontos onde se desejava comparar os dados com os valores medidos no real. A seguir os resultados foram comparados aos valores reais. A partir da análise comparativa foram estimados os novos valores para os parâmetros calibratórios.

Os parâmetros de calibração alterados ao longo desta etapa foram:

- Resistência do fundo através do número de Manning (M);
- Variações de profundidade de enchente e vazante para as quais o modelo interpreta que o elemento da grade está seco ou não. O ajuste destes parâmetros melhora a capacidade de processamento do modelo.

Para estabelecer a comparação entre as intensidades de correntes foram feitos gráficos de evolução das velocidades ao longo do tempo. Já no caso da direção as comparações foram feitas a partir de gráficos polares. Por fim, para estabelecer os parâmetros de correlação foram utilizadas as seguintes metodologias:

- Função *correl* do programa ®Microsoft Excel descrita pela Equação 34;

$$\rho_{x,y} = \frac{Cov(X,Y)}{\sigma_x \cdot \sigma_y} \quad (34)$$

onde:

$$-1 \leq \rho_{xy} \leq 1$$

e:

$$Cov(X,Y) = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n (x_j - \mu_x)(y_j - \mu_y)$$

- Estimativa gráfica do coeficiente de correlação. Esta estimativa é feita colocando-se nos eixos coordenados os valores de modelo versus os valores reais e a partir destes deve se estimar uma reta que deve passar obrigatoriamente pela origem do plano cartesiano. A seguir é feita uma comparação entre a inclinação da reta obtida e a reta de 45° (situação ideal).

A estimativa pelo coeficiente *correl* não é um bom argumento para representar a comparação de dados com grandes variações ao longo do tempo. Com isso esta metodologia foi descartada.

5.2.2 Resultados

As simulações hidrodinâmicas foram feitas basicamente utilizando-se dois valores do parâmetro de Manning: 32 m^{1/3}/s e 29 m^{1/3}/s. O parâmetro 32 m^{1/3}/s foi utilizado nas primeiras simulações por ser o valor padrão estabelecido pelo programa. O valor 29 m^{1/3}/s foi utilizado na tentativa de melhorar o ajuste já

conseguido com o valor de 32. A estimativa deste valor foi feita a partir dos dados do modelo físico que o LHEPUSP – ALFREDINI (1988) - possui calibrado.

Os Gráficos 3 a 12 apresentam as variações da intensidade das correntes para os dois valores do parâmetro de Manning em comparação aos dados reais.

Gráfico 3: Comparação das velocidades e direção para P2 – JUN/89

Gráfico 4: Comparação das velocidades e direção para P2B – JUN/89

Gráfico 5: Comparação das velocidades e direção para P9 – ABR/91

Gráfico 6: Comparação das velocidades e direção para P2 – ABR/91

Gráfico 7: Comparação das velocidades e direção para P7 – ABR/91

Gráfico 8: Comparação das velocidades e direção para P4 – OUT/99

Gráfico 9: Comparação das velocidades e direção para P5 – OUT/99

Gráfico 10: Comparação da velocidade e direção das correntes para o ponto P6 – OUT/99

Gráfico 11: Comparação da velocidade e direção das correntes para o ponto P12E – JUL/04

Gráfico 12: Comparação das velocidades para o ponto P13E – JUL/04

Os Gráficos 13 a 22 apresentam as variações de direção das correntes na forma de gráficos polares.

Gráfico 13: Direções representadas em formato polar – P2 - JUN/89

Gráfico 14: Direções representadas em formato polar – P2B - JUN/89

Gráfico 15: Direções representadas em formato polar – P9 - ABR/91

Gráfico 16: Direções representadas em formato polar – P2 - ABR/91

Gráfico 17: Direções representadas em formato polar – P7 - ABR/91

Gráfico 18: Direções representadas em formato polar – P4 - OUT/99

Gráfico 19: Direções representadas em formato polar – P5 - OUT/99

Gráfico 20: Direções representadas em formato polar – P6 - OUT/99

Gráfico 21: Direções representadas em formato polar – P12E - JUL/04

Gráfico 22: Direções representadas em formato polar – P13E - JUL/04

Por fim os Gráficos 23 a 32 apresentam as estimativas gráficas das correlações elaboradas para cada um dos pontos de estudo.

Gráfico 23: Comparação entre os resultados obtidos em modelo e o real – P2 – JUN/89

Gráfico 24: Comparação entre os resultados obtidos em modelo e o real – P2B – JUN/89

Gráfico 25: Comparação entre os resultados obtidos em modelo e o real – P9 – ABR/91

Gráfico 26: Comparação entre os resultados obtidos em modelo e o real – P2 – ABR/91

Gráfico 27: Comparação entre os resultados obtidos em modelo e o real – P7 – ABR/91

Gráfico 28: Comparação entre os resultados obtidos em modelo e o real – P4 – OUT/99

Gráfico 29: Comparação entre os resultados obtidos em modelo e o real – P5 – OUT/99

Gráfico 30: Comparação entre os resultados obtidos em modelo e o real – P6 – OUT/99

Gráfico 31: Comparação entre os resultados obtidos em modelo e o real – P12E – JUL/04

Gráfico 32: Comparação entre os resultados obtidos em modelo e o real – P13E – JUL/04

Foram extraídas também as variações do nível de maré previsto para o PDM e as variações obtidas nas simulações. Nos Gráficos 33 a 35 estão apresentadas estas comparações.

Gráfico 33: Comparação das marés prevista e obtida na simulação – OUT/99

Gráfico 34: Comparação das marés prevista e obtida na simulação – ABR/91

Gráfico 35: Comparação das marés prevista e obtida na simulação – JUN/89

Como se pode observar, há concordância de fase da maré, havendo apenas uma pequena imprecisão na amplitude, correspondente a cerca de 4%.

5.2.3 Análise dos resultados

Analisando os gráficos 3 a 12 pode-se concluir que as velocidades de enchentes são subestimadas pelo modelo. Além disso a análise dos coeficientes de correlação evidenciam a deficiência do modelo numérico nas áreas ao norte do PDM. Esta deficiência não pode ser corrigida pelos parâmetros de calibração existentes no programa. Analisando as saídas animadas do programa constatou-se que o fluxo de água na enchente não está penetrando nesta região. A explicação para isto está na posição da borda da grade de 270m. Na Figura 60 está apresentada esta borda.

Figura 60: Borda da grade de 270m

Na borda existem dois canais preferenciais de entrada de água, caracterizados com os números 1 e 2 na Figura 60. No canal 1 o caminhamento segue com profundidades acima de 10m, representando fielmente a inércia do fluxo d'água. Já no canal 2 as profundidades são bem menores a partir da borda, principalmente por causa da Ilha do Medo que produz uma bifurcação do fluxo em 3 e 4. Isto faz com que a inércia do movimento d'água não seja bem representada. Além disso, o fluxo em 4 é o mais prejudicado devido às baixas profundidades no canal, não representando o real fluxo que ocorre nesta área, cujo histórico mostra grandes velocidades de correntes.

Se a entrada dos dados fosse o fluxo d'água, provavelmente este problema não ocorreria, porém não existem dados suficientes para isto. Por isso preferiu-se a utilização dos dados de maré para definição das condições de contorno.

Sendo assim, algumas formas de se corrigir as deficiências do programa são:

- Estimar os fluxos de água na borda para suprir a região do Canal do Boqueirão;
- Fazer um ajuste de batimetria nas proximidades da borda, aprofundando o canal de forma a permitir a passagem de maior quantidade de água no Canal do Boqueirão, aumentando assim a velocidade do fluxo.

Ambas alternativas foram estudadas, porém sem melhorias expressivas nos resultados finais. Enfim, optou-se por manter a calibração feita originalmente, utilizando os valores do parâmetro de Manning de $32 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ para a região norte da grade de 10m e valores de $29 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ para as áreas sul e proximidades do PDM.

5.2.4 Conclusões

A calibração do modelo foi a etapa de maior dificuldade. A idéia de calibrar o modelo de maneira similar à utilizada para calibração do modelo físico, a partir da avaliação da intensidade e direção das correntes de maré em pontos fixos, mostrou-se pouco eficiente, já que:

- A área portuária apresenta uma característica de circulação predominantemente vorticosa, com grandes variações de velocidade ao longo do perfil d'água, não representada no modelo numérico, que é bidimensional. Com isso, a comparação entre a velocidade medida em superfície e a velocidade de bloco do modelo não é apropriada;
- As medições de correntes não são contínuas e as saídas do modelo apresentam grandes variações ao longo de pequenos períodos de tempo (estabilidade).

Isto posto, verificou-se que a calibração deveria levar em consideração aspectos mais amplos, ligados às características gerais da movimentação hidrodinâmica e não apenas os valores das intensidades das correntes em cada ponto de medição. Constatou-se que o modelo representa em termos gerais as características circulatórias da região e com intensidades e direções de correntes na mesma ordem de grandeza dos valores obtidos na natureza, estando portanto calibrado.

5.3 Validação

Para etapa de validação do modelo foram utilizados os dados de trajetórias disponíveis. Como as áreas próximas ao PDM e sul do Porto de Itaquí estão bem ajustadas (ver correlações), para esta etapa de validação foram utilizadas as trajetórias ao norte da região do PDM, onde a deficiência de dados de

Figura 62: Saída da trajetória do Mike 21 – dezembro de 1973 – maré de enchente

Os dados de entrada necessários para se obter esta saída foram:

- saída hidrodinâmica do período em estudo;

- data, hora de lançamento do derivador;
- posição de lançamento do derivador com relação à grade batimétrica.

Neste tipo de saída não é possível se obter a velocidade em cada trecho do deslocamento do derivador, tal como é feito no real. Além disso, esta trajetória de saída do programa está referida a uma velocidade média do fluxo d'água (em relação à coluna d'água) e não a uma velocidade de superfície, típica do derivador, que é maior. Portanto, a comparação entre a trajetória real e a obtida em modelo apresentará alterações com relação à velocidade, tempo e espaço percorrido: as trajetórias em modelo terão um atraso em relação à real, pois suas velocidades são menores. Como o objetivo desta comparação de trajetórias é de apenas validar o modelo, procurou-se dar atenção maior para à direção das trajetórias, e não à velocidade (e conseqüentemente à distância percorrida).

Mesmo as velocidades não sendo o objetivo principal desta etapa de calibração, foram extraídas da simulação as velocidades nos trechos das trajetórias, a partir dos intervalos de tempo das trajetórias reais. Esta extração foi feita através do módulo PP, de maneira similar ao que foi feito para a obtenção das velocidades dos pontos de correntometria (etapa de calibração). Nas Figuras 63 e 64 estão apresentadas as comparações entre as trajetórias reais e as obtidas no modelo numérico.

Figura 63: Comparação entre a trajetória real e a obtida em modelo – dezembro de 1973

Figura 64: Comparação entre a trajetória real e a obtida em modelo – dezembro de 1973

Na última campanha, realizada em julho de 2004, foram feitas medições ao longo da coluna d'água. Estes resultados são de grande valia para verificar as disparidades entre os valores de velocidades encontrados em superfície (típica de derivador) e os valores médios (típico do programa). Para isto as medições foram feitas ao longo da coluna d'água em três pontos simultaneamente: 5m da superfície, meio e 2m do fundo. Um exemplo de perfil de velocidade está apresentado na Figura 65.

Figura 65: Perfil de velocidades em diferentes pontos e períodos

Através destes perfis de velocidade é possível confirmar que as velocidades do modelo em maré enchente estão inferiores as velocidades encontradas. Além disso, de um modo geral, todos os perfis indicaram velocidades de superfície e de meio próximas e na maior parte do período a velocidade do modelo se encontrava na mesma faixa de variação destas. As velocidades de fundo foram medidas em apenas dois pontos (P12E e P13E) e apresentaram, em sua maioria, valores maiores que as velocidades de superfície e de meio. O que aparentemente parece inconsistente pode ser explicado pelo fato destes pontos estarem em zonas de recirculação, onde é tolerável este tipo de comportamento da velocidade de fundo.

6 MODELO DE TRANSPORTE DE AREIAS

6.1 Considerações gerais

Utilizando-se do modelo hidrodinâmico calibrado preliminarmente foram feitas às simulações no modelo de transporte de areias (ST). Avaliando os parâmetros de entrada do módulo ST destacam-se:

- escolha do tipo de simulação: com correntes ou com correntes e ondas;
- saída do modelo hidrodinâmico (HD) – fluxos e níveis d'água;
- sub área em que se deseja simular o ST;
- período de simulação – relacionado com a saída do modelo hidrodinâmico;
- dados de onda: período, altura, direção.
- escolha da formulação de transporte de sedimentos a ser utilizada e seus respectivos parâmetros (densidade relativa do material, número de Shields crítico, temperatura da água, efeito da declividade de fundo);
- resistência de fundo dada pelo número de Manning (ou Chezy) e que pode ser constante ao longo da área ou discretizada pela grade batimétrica;
- dados do sedimento: porosidade, tamanho e graduação.

Como já vem sendo adotado no modelo hidrodinâmico, também não foram consideradas as ondas no módulo ST. Além disso, a área simulada foi basicamente aquela correspondente à grade batimétrica de 10m (área 4). Quanto aos parâmetros relativos do material, foram utilizados os valores obtidos na última campanha sedimentométrica realizada na região (julho de 2001).

6.2 Dados de entrada

As primeiras simulações feitas com o modelo ST utilizaram valores médios de granulometria e parâmetro de Manning ao longo da área. Nos estudos de caso foram digitalizados os dados dos levantamentos granulométricos e interpolados ao longo da área de estudo para um arquivo de entrada de dados do sedimento de forma mais precisa.

Os dados utilizados inicialmente foram:

- densidade relativa do material: 2,65
- número de Shields crítico: 0,045
- temperatura da água: 28 °C
- número de Manning: 29 m^{1/3}/s
- porosidade: 0,4
- diâmetro médio: 0,2 mm
- graduação: 1,1

6.3 Definição da teoria utilizada

Para definir a teoria para o cálculo do transporte de sedimentos foram feitas simulações prévias com cada uma das 5 teorias disponíveis no programa. Para tanto, foi definido um período padrão para o qual todas as teorias seriam aplicadas.

O período escolhido foi o de outubro de 1999 por dois motivos: primeiro por ter o resultado hidrodinâmico para a grade de 10m e, segundo, por ter pelo menos três dias de simulação, tempo suficiente para estabilização do programa. Para estas simulações só foi utilizada a grade de 10m. As saídas do HD para esta grade foram inseridas como dado de entrada para as simulações do ST. As comparações foram estabelecidas a partir dos valores de assoreamento / erosão (ao longo do tempo) para cada teoria. As Figuras 66 a 70 apresentam estas saídas.

(*) valores positivos indicam assoreamento e valores negativos erosão

Figura 66: Taxas de assoreamento/erosão obtidas pela teoria de Engelund & Hansen

Figura 67: Taxas de assoreamento/erosão obtidas pela teoria de Engelund & Fredsøe

Figura 68: Taxas de assoreamento/erosão obtidas pela teoria de Zyserman & FredsØe

Figura 69: Taxas de assoreamento/erosão obtidas pela teoria de Meyer-Peter & Müller

Figura 70: Taxas de assoreamento/erosão obtidas pela teoria de Acker & White

As figuras mostram valores de taxas muito elevados, com exceção de Meyer-Peter Muller, que apresenta taxas mais coerentes com a realidade local. Esta discrepância de valores já era esperada já que o fenômeno de transporte de sedimentos é bastante complexo e envolve uma série de variáveis e os estudos que envolvem o assunto são, em sua maioria, empíricos, baseados em dados de localidades que não apresentam as mesmas características. Com isso adotou-se a teoria de Meyer Peter e Müller para os estudos de casos apresentados a seguir.

7 ELABORAÇÃO DOS CENÁRIOS PARA ESTUDOS DE CASOS

Os estudos de caso propostos envolveram análises de situações passadas em comparação à situação presente. É possível identificar três principais cenários de atuação nestes estudos:

- Cenário 1 – situação original da Ponta da Madeira, sem a construção dos espigões do Complexo Portuário;
- Cenário 2 – situação após o término da construção dos espigões, quando foram observados grandes assoreamentos no local;
- Cenário 3 – situação após a modificação dos espigões norte e sul na tentativa de reduzir o assoreamento que estava ocorrendo, que corresponde à situação atual da área.

Para reconstituir estes cenários foi preciso resgatar todos os dados de batimetria e granulometria disponíveis de cada uma das situações propostas. Estes dados precisaram ser digitalizados e convertidos para a base de dados do programa, como será visto adiante.

7.1 Base de dados

7.1.1 Batimetria

Os cenários 1 e 2 apresentam condições de batimetria bastante particulares em relação à batimetria utilizada para a calibração do modelo hidrodinâmico e que corresponde à situação atual (cenário 3). Portanto foi necessário refazer a condição original dos fundos para cada cenário.

Como as variações mais significantes para estes estudos de caso encontram-se na área compreendida pelas grades de 30m e 10m optou-se por alterar apenas estas batimetrias. Para tanto, foram utilizadas as sondagens batimétricas realizadas no período de 1974, quando ainda não existiam as obras de abrigo do Complexo Portuário de Ponta da Madeira. Estes dados caracterizam plenamente o cenário 1.

Para caracterização do cenário 2 originalmente pretendia-se utilizar os dados das sondagens de 1984. Averiguando as mesmas verificou-se que apresentavam um cenário já de intenso assoreamento dos fundos por causa das obras dos espigões do PDM. Como o objetivo do estudo de caso é justamente verificar este alteamento dos fundos, optou-se por utilizar a batimetria de 1974, porém alterada com a inserção dos espigões do PDM na sua configuração original.

As sondagens de 1974 não estavam em formato digital, sendo necessária sua digitalização. A área de cobertura destas sondagens é pequena, porém se localiza exatamente na região do PDM, foco deste estudo. Nas áreas não cobertas pela batimetria de 1974 foram utilizadas as batimetrias atuais acreditando-se que não teriam maiores influências na região do PDM. Na Figura 71 está apresentada a área de cobertura da batimetria de 1974.

Figura 71: Área de cobertura das sondagens batimétricas de 1974

7.1.1.1 Preparação das grades batimétricas

Como já citado anteriormente, os arquivos das grades batimétricas foram gerados no módulo PP. Para elaborar as malhas para o formato do programa foram utilizados os programas ®AutoCad, ®SoftDesk e ®Microsoft Excel.

As Folhas de Bordo das sondagens de 1974 foram digitalizadas utilizando-se mesa digitalizadora. Os dados precisaram ser convertidos para o datum Córrego Alegre, já que estavam referenciados ao datum Obelisco Maranhão. Para tanto,

foram deslocados 87m para sul e 265 para oeste.

A seguir, a batimetria foi inserida junto às outras para que fosse gerada a superfície de nível no programa ®SoftDesk. Utilizando-se os recursos deste programa foram extraídas as cotas batimétricas para composição das malhas. Estes dados foram extraídos na forma de texto em uma seqüência linear de cima para baixo e da esquerda para direita. Através de uma macro elaborada no ®Microsoft Excel, foi possível formar uma matriz, com linhas e colunas, da maneira que possa ser inserida no programa. Assim, basta copiar os dados para o formato do programa. A Figura 72 apresenta a grade de 10m. Na Figura 73 é apresentada uma visão desta grade em 3D.

Figura 72: Grade de 10m para batimetria de 1974 – sem os espigões do PDM

Figura 73: Imagem em 3D gerada para a grade de 10m para a batimetria de 1974

Como já comentado anteriormente, esta batimetria também será utilizada para representar a situação original dos espigões do PDM. Para isso, foi feito um novo arquivo inserindo os espigões a esta batimetria. O resultado está apresentado nas Figuras 74 e 75.

Figura 74: Grade de 10m para o cenário 2 – espigões originais

Figura 75: Imagem em 3D gerada para a grade de 10m para o cenário 2 – espigões originais

7.1.2 Granulometria

O ST permite que seja inserida uma grade, similar à grade batimétrica, com valores de diâmetros médios (d_{50}) e desvio padrão. Utilizando-se dos dados das campanhas de caracterização dos sedimentos de fundo, tanto de 1984, quando os espigões estavam em sua condição original, quanto de 1991, quando os mesmos já se encontravam na condição atual, foram montadas as grades de diâmetro médio e desvio padrão, para que estas pudessem servir como parâmetros de entrada na simulação do módulo ST.

Os dados originalmente encontravam-se em forma de tabela, tal como está representado na Figura 76.

Centro Tecnológico de Hidráulica		DE IMPLANTAÇÃO DO PROJETO CARAJÁS		Projeto Ferro Carajás				
TÍTULO:				Nº		FL	REV.	
				DATA: / /		/		
AMOSTRAGEM DE MATERIAL DE FUNDO D50 (mm.)							744/85
PONTOS	LOCAL	CAMPANHAS						
		JUL.-AGO./80	AGO-SET/82	ABR.-MAI/83	OUT.-NOV/83	ABR./84	AGO/84	
A7	TPM	-	-	-	-	0,17	0,28	
A9	TPM	-	-	-	-	0,22	0,30	
A11	TPM	-	-	-	-	0,26	0,40	
A13	TPM	-	-	-	-	0,28	sem mat. de fundo	
A15	TPM	-	-	-	-	0,50	0,23	
A17	TPM	-	-	-	-	0,78	0,23	
A19	TPM	-	-	-	-	0,26	sem mat. de fundo	
A21	TPM	-	-	-	-	0,32	sem mat. de fundo	
A23	TPM	-	-	-	-	0,22	0,26	
A25	TPM	-	-	-	-	0,22	0,26	
J5	TPM	-	-	-	-	sem mat. de fundo	0,24	
J7	TPM	-	-	-	-	sem mat. de fundo	0,23	
J9	TPM	-	-	-	-	7,0	sem mat. de fundo	
J11	TPM	-	-	-	-	0,25	sem mat. de fundo	
J13	TPM	-	-	-	-	0,26	0,42	
J15	TPM	-	-	-	-	0,60	0,46	
J17	TPM	-	-	-	-	0,22	0,44	
J19	TPM	-	-	-	-	sem mat. de fundo	sem mat. de fundo	
J21	TPM	-	-	-	-	0,14	0,32	
J23	TPM	-	-	-	-	0,28	0,40	
J25	TPM	-	-	-	-	0,30	sem mat. de fundo	

Figura 76: Dados de diâmetro médio

As coordenadas dos pontos de coleta de sedimentos de fundo estavam apresentadas em planta tais como nas Figuras 77 e 78.

LOCAÇÃO DOS PONTOS DE SONDAGENS E COLETAS DE AMOSTRAS					
PONTOS	COORDENADAS		PONTOS	COORDENADAS	
	N	E		N	E
SP- 758	9.718.550	570.530	INPH - 25	9.714.800	568.600
SP- 759	9.718.470	570.730	INPH - 26	9.714.950	569.330
SP- 760	9.718.380	570.250	A	9.716.640	569.210
SP- 761	9.718.060	570.520	AM	-	-
SP- 762	9.717.950	570.060	B	9.716.020	568.975
SP- 763	9.717.800	570.230	C	9.715.985	569.180
SR- 4	9.716.530	568.720	C-1	-	-
SR- 5 e 5A	9.716.680	568.720	C-2	-	-
SR- 6	9.716.850	568.720	C-3	-	-
SR- 8A e 8B	9.717.150	568.710	C-4	-	-
SR-10	9.717.495	568.720	C-5	-	-
SR-12	9.717.825	568.700	C-16A	9.716.287	569.175
SR-14 e 14A	9.718.205	568.665	C-17A	9.716.877	569.320
SR-15A	9.718.350	568.690	M-1	9.715.855	568.960
SR- 20	9.717.815	569.322	M-2	9.717.250	568.960
SR- 21	9.717.555	569.622	S-1	9.714.230	570.225
SR- 22A	9.716.965	569.022	S-2	9.713.965	570.265
SR- 23	9.717.495	569.322	S-3	9.713.705	570.310
SR- 26	9.717.175	569.322	S-4	9.713.435	570.350
SR- 27 e 27A	9.716.870	569.022	S-5	9.713.435	571.075
SMH-1	9.716.680,45	568.869,82	S-6	9.713.705	571.080
SMH-2	9.716.649,94	568.989,04	S-7	9.713.965	571.075
INPH - 4	9.714.510	570.160	S-8	9.714.235	570.665
INPH - 11	9.715.210	570.000	S4-0	-	-
INPH - 18	9.715.060	569.740	S4-10	-	-
INPH - 19	9.715.460	569.800	S4-15	-	-
INPH - 21	9.715.330	569.900			

N = 9.717.000

(N = 37.000)

N = 9.718.000

Figura 77: Coordenadas dos pontos de coleta de sedimentos

Figura 78: Localização dos pontos de coleta de sedimentos de fundo

A princípio os dados foram digitalizados. Porém, somente os valores de d_{50} em forma de tabela não são suficientes para inserção no modelo numérico. Para que os dados pudessem ser utilizados adequadamente foi necessário realizar um procedimento de montagem de grade, inserindo-os, inicialmente no programa $\text{\textcircled{R}}\text{AutoCad}$ da seguinte forma:

- as coordenadas (x,y) representavam a posição de coleta do material;
- a coordenada z representava o valor de d_{50} obtido para aquele ponto de medição.

A seguir os pontos foram interpolados ao longo de toda a grade de 10m através a geração de uma superfície de nível, tal como é feito no caso de batimetria. Novamente é feito o procedimento de criação da grade no $\text{\textcircled{R}}\text{SoftDesk}$ e de montagem em forma de matriz no $\text{\textcircled{R}}\text{Excel}$. Por fim, a malha é transferida para o formato do programa, como está apresentado na Figura 79 para o caso dos espigões na posição atual e utilizando a granulometria de 1984.

Figura 79: Malha de d_{50} para grade de 10m com os espigões atuais

7.2 Períodos de simulação

Para iniciar as simulações foi necessário definir os períodos de simulação, com base nos casos em que se deseja estudar. Com base nos três cenários já apresentados podem-se definir três macro períodos:

- Período 1 – ano de 1974 – antes da construção dos espigões;
- Período 2 – ano 1984 – espigões construídos originalmente;
- Período 3 – ano de 2004 – espigões já modificados, correspondendo à situação atual.

Computacionalmente é inviável a simulação ao longo de um ano, que corresponderia ao período ideal. Foi preciso então estudar períodos típicos de máximos e mínimos aportes de sedimento que são bem caracterizados em períodos

bem menores (alguns dias). Com a utilização de ferramentas disponíveis no programa é possível ponderar estes períodos e extrair resultados mais significativos.

Foram escolhidos para representar os períodos de maior e menor aportes de sedimentos respectivamente, períodos chuvosos e de maiores sizígias e períodos secos e de maiores quadraturas. Na Tabela 9 estão sintetizadas estas informações.

Ressalve-se, no entanto, que a influência hidrodinâmica no aporte sedimentar não foi incorporada, tendo-se avaliado somente o efeito hidrossedimentológico das correntes de maré.

Tabela 9: Períodos de simulação

Situação	Ano	Início da simulação	Final da simulação	Detalhes
Antes da construção dos espigões	1974	07/03/1974	11/03/1974	Período chuvoso / sizígia
		24/08/1974	28/08/1974	Período seco / quadratura
Com os espigões na posição original	1984	14/04/1984	18/04/1984	Período chuvoso / sizígia
		19/08/1984	22/08/1984	Período seco / quadratura
Com os espigões modificados	2004	01/07/2004	05/07/2004	Período chuvoso / sizígia
		09/08/2004	13/08/2004	Período seco / quadratura

7.3 Simulações hidrodinâmicas

Para que os estudos de caso fossem feitos, inicialmente simularam-se todos os períodos relacionados na Tabela 9 para as quatro grades batimétricas (270m, 90m, 30m e 10m). A partir das saídas hidrodinâmicas foram feitos os estudos de casos descritos a seguir.

8 IMPACTO DAS OBRAS DE ABRIGO PORTUÁRIO NO PDM

8.1 Características hidrossedimentológicas atuais

Para que se pudessem constatar efetivamente as mudanças hidrossedimentológicas ocorridas no Complexo Portuário de Ponta da Madeira foi preciso simular tanto o HD como o ST nos três cenários propostos: sem as obras, com os espigões originais, com os espigões modificados.

As características hidrodinâmicas atuais do Complexo Portuário de Ponta da Madeira foram constatadas a partir da simulação do HD. As trajetórias de correntes na área entre os espigões estão apresentadas nas Figuras 80 e 81. A análise das trajetórias evidencia a formação dos vórtices na região entre os espigões, tal como ocorre na natureza.

Figura 80: Trajetórias de correntes de enchente para meia-maré de sizígia – amplitude de 5,3m

Figura 81: Trajetórias de correntes de vazante para meia-maré de sizígia – amplitude de 5,5m

A simulação do ST foi feita utilizando-se a Teoria de Meyer Peter e Müller e os resultados estão apresentados na Figura 82 (valores em mm). Taxas com valores positivos indicam assoreamento, com valores negativos, erosão.

Figura 82: Taxas de assoreamento / erosão para a condição atual

As análises das taxas de assoreamento / erosão mostraram claramente que na região abrigada as maiores taxas de assoreamento ocorrem nas áreas no tardoz dos Píeres I e III, área do “nascidoiro do assoreamento”. Esta condição também é observada na natureza, comprovando a eficácia do modelo em apresentar estas tendências.

Por fim, as grandes manchas de assoreamento e erosão na parte não abrigada pelos espigões foram geradas por causa da grande irregularidade do fundo. Para que isto não ocorra é necessário “alisar” o fundo, ou seja, eliminar estas irregularidades tornando o leito mais plano. Esta também foi a estratégia básica para fazer um diagnóstico sobre a competência do modelo numérico em produzir as ondas de areia que ocorrem no Canal do Boqueirão.

8.2 Características hidrossedimentológicas com os espigões originais

Utilizando-se os dados da batimetria de 1974 com a inserção dos espigões em sua posição original, foi simulado o modelo hidrodinâmico. As trajetórias de correntes extraídas podem ser observadas nas Figuras 83 e 84.

Figura 83: Trajetórias de correntes de enchente para meia-maré de quadratura – amplitude de 4,8m

Figura 84: Trajetórias de correntes de vazante para meia-maré de quadratura – amplitude de 4,8m

As trajetórias encontradas estão de acordo com os dados reais. Foi possível verificar também que em enchente o vórtice é maior do que na condição atual (espigões modificados) e que em vazante há a formação de dois vórtices bem pronunciados, tal como no real.

A partir dos resultados hidrodinâmicos foi feita a simulação do ST. Os resultados estão apresentados na Figura 85.

Figura 85: Taxas de assoreamento / erosão para a condição dos espigões originais

Novamente as maiores taxas encontradas na área abrigada pelos espigões estão localizadas na área do Pier I e III. Porém, comparando-se esta condição a situação atual dos espigões observou-se claramente que as taxas são maiores, fato constatado na natureza e nos estudos realizados visando a modificação dos espigões para reduzir as taxas de sedimentação local.

8.3 Características hidrossedimentológicas remotas

A partir dos dados de batimetria de 1974 foi possível fazer a simulação hidrodinâmica capaz de caracterizar as condições originais das correntes, antes do

início das obras de PDM. Os resultados das trajetórias de correntes obtidas estão apresentadas nas Figuras 86 e 87.

Figura 86: Trajetórias de correntes de enchente para meia-maré de quadratura – amplitude de 4,6m

Figura 87: Trajetórias de correntes de vazante para meia-maré de quadratura – amplitude de 4,6m

A partir da saída hidrodinâmica foi feita a simulação do ST. Os resultados estão apresentados na Figura 88.

Figura 88: Taxas de assoreamento / erosão para a condição original – sem os espigões

Novamente as irregularidades de fundo comprometeram a saída das taxas. Mesmo assim, observando a figura foi possível verificar que a própria formação da Ponta da Madeira induz taxas de assoreamento e erosão sucessivas que acabam promovendo a rugosidade de fundo.

9 ÁREA DE DESPEJO DE DRAGADOS

9.1 Área de despejo atual

Todo o sedimento dragado na área do PDM é levado para a área de despejo demarcada pela Marinha, a aproximadamente 3 milhas náuticas do Píer I (Figura 89). Estudos nesta área indicam que não há retorno de material para a área portuária. Além disso, sondagens batimétricas demonstram que não há vestígios do material ali depositado, indicando a característica dispersiva das fortes correntes de maré locais.

Figura 89: Localização da área de despejo do material dragado

Para constatar estes fatos foram utilizados tanto o modelo hidrodinâmico, como o modelo de transporte de sedimentos. Como a área está muito distante da região portuária, não está contemplada pelas grades batimétricas de 30 e de 10m. Por isso foram utilizadas para este estudo de caso apenas as grades de 270 e de 90m, sendo desta última os resultados mais relevantes.

Para este estudo foi utilizado o período de 2004 já que corresponde à situação atual. As coordenadas da área de despejo em relação à grade de 90m foram obtidas utilizando-se o ®AutoCad e estão apresentadas na Figura 90.

Observa-se a localização da bóia 25, que corresponde ao limite oeste da Bacia de Evolução do PDM.

Figura 90: Coordenadas da área de despejo em relação à grade de 90m

No Gráfico 36 estão apresentados os valores da velocidade e direção das correntes. No Gráfico 37 estão representadas as direções na forma de rosas (gráfico polar).

Gráfico 36: Intensidade e direções das correntes na área de despejo

Gráfico 37: Direções representadas em formato polar – Área de despejo

Além disso, foram geradas saídas com trajetórias do fluxo d'água tanto enchente quanto em vazante, como se observam nas Figuras 91 e 92.

Figura 91: Trajetória das correntes de enchente na área de despejo

Figura 92: Trajetória das correntes de vazante na área de despejo

A partir de todos estes resultados foi possível constatar que na área predominam as fortes correntes de maré com velocidades elevadas e direções alternativas (NNE – SSW), constatando a eficácia desta área em dispersar o sedimento, além de não haver retorno do material para o PDM, já que não se tem direção de correntes neste sentido.

Para verificar se há ou não retorno do material da área de despejo para a área portuária foram feitas duas simulações, a saber:

- simulação padrão utilizando os dados já apresentados de batimetria e que corresponde à situação atual;
- simulação hipotética, utilizando uma batimetria com os fundos da área de despejo alterados para uma profundidade 1m menor, simulando uma deposição de material pela draga. Esta situação está exagerada, já que as dragagens normalmente depositam uma quantidade de material que corresponderia a uma variação da profundidade de alguns centímetros.

Com esta situação dos fundos da área de despejo alteados foram extraídos do modelo hidrodinâmico as trajetórias das correntes para verificar se esta mudança provoca uma mudança na direção das correntes. Os resultados estão apresentados nas Figuras 93 e 94.

Figura 93: Trajetória das correntes de enchente na área de despejo para situação dos fundos alteados

Figura 94: Trajetória das correntes de vazante na área de despejo para situação dos fundos alteados

Constata-se que a área de despejo não exerce influência na área portuária, sendo uma área ideal para despejo do material dragado.

9.2 Estudo de áreas alternativas

9.2.1 Alternativa 1

Apesar da área de despejo apresentar características ideais para deposição do material dragado ela tem um grande inconveniente: está muito distante da área

portuária, encarecendo os custos de dragagem. A questão de Engenharia que se põe é se existe uma área com as mesmas características da atual área de despejo, porém mais próxima ao porto, permitindo baratear os custos de dragagem. É esta a resposta que este estudo de caso tentou responder.

Analisando as características da batimetria local e as direções das correntes foi proposta uma área alternativa, com as mesmas dimensões da área atual, porém a aproximadamente metade da distância dela ao PDM. Na Figura 95 está apresentada a localização desta área alternativa.

Figura 95: Localização da área alternativa para despejo de dragados proposta

De forma similar ao estudo feito para área de despejo atual, foram realizadas as simulações hidrodinâmicas da área alternativa. Os resultados das trajetórias de correntes no Píer I estão apresentadas nas Figuras 96 a 99, sem e com o alteamento dos fundos da área alternativa.

Figura 96: Trajetória das correntes de enchente no Píer I

Figura 97: Trajetória das correntes de enchente no Píer I para situação dos fundos alteados

Figura 98: Trajetória das correntes de vazante no Píer I

Figura 99: Trajetória das correntes de vazante no Píer I para situação dos fundos alteados

A partir das trajetórias foi possível constatar que a alteração dos fundos na área alternativa mudou o comportamento da trajetória das correntes de enchente, que se deslocaram para leste, sendo barradas pela Ilha do Medo. Aparentemente isto não é um impeditivo para escolha desta área como área de despejo, já que a situação de alteamento é exagerada. Para uma avaliação mais precisa seria fundamental uma análise de situação mais realista e, talvez, a utilização de grade batimétrica mais refinada.

Enfim, esta área é uma área potencial para despejo de material dragado, ainda sendo necessários estudos para verificação da evolução dos fundos desta área ao longo do tempo e verificação mais precisa sobre as mudanças nas direções das correntes que podem ocorrer.

9.2.2 Área alternativa 2

Uma segunda área foi estudada buscando uma alternativa mais afastada que a anterior porém seguramente mais próxima que a atual. Na Figura 100 pode ser vista a localização desta nova área alternativa.

Figura 100: Localização da área alternativa n°2 para despejo de dragados

De forma similar ao estudo feito para área de despejo atual, foram realizadas as simulações hidrodinâmicas e do transporte de sedimentos da área alternativa 2. Os resultados das trajetórias de correntes no Pier I estão apresentadas nas Figuras 101 a 104, sem e com o alteamento dos fundos da área alternativa.

Figura 101: Trajetória das correntes de enchente no Pier I

Figura 102: Trajetória das correntes de enchente no Píer I para situação dos fundos alteados

Figura 103: Trajetória das correntes de vazante no Píer I

Figura 104: Trajetória das correntes de vazante no Píer I para situação dos fundos alteados

A partir das trajetórias foi possível constatar que a alteração dos fundos na área alternativa não alterou o comportamento das trajetórias das correntes tanto de enchente quanto de vazante, tornando esta alternativa mais atrativa que a primeira.

Esta área está praticamente a metade da distância da área de despejo atual em relação à área do PDM, tornando-se uma alternativa real de despejo de dragados.

10 ESTUDO DE DRAGAGENS

Com base nas sondagens batimétricas, efetuadas no período de dragagens a partir de 1985 e no conhecimento da evolução dos fundos da área do PDM desde 1983, foram selecionados três períodos de comparação do mapeamento da sedimentação para cada sistema de dragagem, a saber: ciclo mais seco, ciclo de pluviosidade intermediária e ciclo mais chuvoso, com base nos dados de precipitação pluviométrica da Praia do Boqueirão. Além disso, para cada ciclo foram selecionados períodos compreendidos entre os mesmos meses. O ano de 1996, quando se iniciou a dragagem por jato d'água, foi considerado um período de dragagem de estabelecimento, de forma que os fundos pudessem se acomodar ao novo tipo de dragagem. Com estes critérios adotados foi possível estabelecer uma base de comparação objetiva, já que o aporte sedimentar está ligado às descargas das drenagens que aportam na região, bem como das correntes de maré, que variam com o mês lunar e ao longo do ano.

10.1 Período seco

Neste período foram comparados os desempenhos das dragagens por draga hopper e por jato d'água. Para a dragagem por draga hopper foram utilizados dados do período de agosto de 1989 a janeiro de 1991 quando a precipitação pluviométrica foi de 2320mm. Já para a dragagem por jato d'água foi utilizado período de agosto de 1998 a janeiro de 2000, tendo uma precipitação resultante de 2417mm.

Foram utilizadas as sondagens batimétricas de setembro, outubro e novembro de 1989; fevereiro, abril, junho, agosto e novembro de 1990; janeiro de 1991; agosto de 1998; abril e dezembro de 1999.

10.2 Período de pluviosidade intermediária

Para este período foi feita a comparação da dragagem feita pela draga hopper quando a precipitação pluviométrica no período de março de 1991 a abril de 1992 foi de 2573mm, com a dragagem por jato d'água, na qual a precipitação no período de março de 1998 a abril de 1999 foi de 2508mm.

Foram utilizadas as sondagens batimétricas de março, junho, julho, agosto e setembro de 1991; maio e agosto de 1998; e abril de 1999.

10.3 Período chuvoso

Finalmente, para o ciclo chuvoso foi feita a comparação da dragagem por draga hopper quando a precipitação pluviométrica no período de janeiro de 1995 a julho de 1996 foi de 4618mm, com a draga por jato d'água, no qual a precipitação no período de janeiro de 1999 a julho de 2000 foi de 4345mm.

Foram utilizadas as sondagens de março e setembro de 1995; janeiro, março e julho de 1996; abril e dezembro de 1999; e maio de 2000.

10.4 Elaboração da base de dados

Para estabelecer as comparações entre os diferentes períodos foram feitas comparações entre as diversas sondagens batimétricas feitos na região. O objetivo destas comparações foi verificar como os fundos se comportavam após a dragagem ao longo do tempo, visando estabelecer qual sistema de dragagem conseguia manter o fundo com profundidades aceitáveis por maior período de tempo.

Para o período de setembro de 1989 a abril de 1992 as sondagens batimétricas não estavam digitalizadas. Como a digitalização de todas as batimetrias efetuadas neste período era inviável devido ao grande número de registros, optou-se pela utilização de dados de comparação de isóbatas feitas com estes registros em relatórios a CVRD. Estas comparações foram escaneadas e vetorizadas com auxílio dos programas ®CorelDraw, ®AutoCad e ®SoftDesk.

Já para o período posterior a 1992 as sondagens batimétricas já estavam digitalizadas. Para que fosse efetivamente estabelecidas as comparações entre os períodos previamente determinados estas sondagens foram processadas no

programa ®SoftDesk. Neste programa a partir dos dados do registro batimétrico (pontos e linhas cotados) foram geradas superfícies de nível e definidas as curvas batimétricas. Com estas isóbatas é possível estabelecer as comparações com os registros anteriores a 1992.

A comparação entre as isóbatas de 21, 22, 23, 24 e 25m foram feitas para cada um dos períodos estabelecidos, para que se pudesse comparar a evolução do fundo em cada processo de dragagem. Além disto, foram utilizadas outras três formas de comparações, a saber:

- Comparação entre as isóbatas de 20 a 25m ditas isóbatas notáveis por constatarem da especificação das profundidades mínimas e tolerâncias. Foram utilizados os levantamentos de novembro de 1996, abril de 1997, julho de 1997, dezembro de 1997, maio de 1998, agosto de 1998, abril de 1999, dezembro de 1999, maio de 2000, outubro de 2000 e janeiro de 2001. Com isso pretendeu-se visualizar as oscilações planimétricas destas isóbatas no período em que se utilizou a dragagem por jato d'água, que tem operação contínua;
- Evolução dos fundos em um período de dragagem por draga hopper. As áreas de mesma taxa (isotaxa) indicam as diversificadas regiões de sedimentação, evidenciando o início e a progressão da mesma;
- Perfis transversais à linha de atracação (área entre os espigões) para avaliar os taludes de equilíbrio vigentes no tardo da mesma.

10.5 Resultados

10.5.1 Evolução batimétrica

Como os estudos de dragagem têm por objetivo estabelecer cotas aceitáveis para evolução, atracação e desatracação dos navios nas áreas portuárias, foram priorizadas neste trabalho as evoluções batimétricas das cotas de 21 a 25m para os três períodos estabelecidos, a saber:

- Período I: ciclo mais seco;
- Período II: ciclo de pluviosidade intermediária;

- Período III: ciclo mais chuvoso.

As Figuras 105 a 109 apresentam as evoluções batimétricas para o período I.

Figura 105: Evolução da batimetria para o período I – isóbata 21m

Figura 106: Evolução da batimetria para o período I – isóbata 22m

Figura 107: Evolução da batimetria para o período I – isóbata 23m

Figura 108: Evolução da batimetria para o período I – isóbata 24m

Figura 109: Evolução da batimetria para o período I – isóbata 25m

As Figuras 110 a 114 mostram a evolução batimétrica para o período II.

Figura 110: Evolução da batimetria para o período II – isóbata 21m

Figura 111: Evolução da batimetria para o período II – isóbata 22m

Figura 112: Evolução da batimetria para o período II – isóbata 23m

Figura 113: Evolução da batimetria para o período II – isóbata 24m

Figura 114: Evolução da batimetria para o período II – isóbata 25m

As Figuras 115 a 119 apresentam a evolução batimétrica para o período III.

Figura 115: Evolução da batimetria para o período III – isóbata 21m

Figura 116: Evolução da batimetria para o período III – isóbata 22m

Figura 117: Evolução da batimetria para o período III – isóbata 23m

Figura 118: Evolução da batimetria para o período III – isóbata 24m

Figura 119: Evolução da batimetria para o período III – isóbata 25m

10.5.2 Isóbatas notáveis

As Figuras 120 a 125 estão apresentados as comparações entre as isóbatas notáveis 20 a 25m.

Figura 120: Comparação entre a isóbata notável de 20m

Figura 121: Comparação entre a isóbata notável de 21m

Figura 122: Comparação entre a isóbata notável de 22m

Figura 123: Comparação entre a isóbata notável de 23m

Figura 124: Comparação entre a isóbata notável de 24m

Figura 125: Comparação entre a isóbata notável de 25m

10.5.3 Isotaxas para o período de dragagem por draga hopper

No Apêndice A é apresentada a evolução dos fundos no período de março /1995 a julho / 1996.

A partir da evolução dos fundos foram estimadas as taxas de sedimentação mensais para este mesmo período conforme é apresentado no Apêndice B.

10.5.4 Perfis transversais à linha de atracação

Os perfis transversais à linha de atracação para o período I estão apresentados nas Figuras 126 a 133.

Figura 126: Perfil transversal a linha de atracação para o período I – perfil 22

Figura 127: Perfil transversal a linha de atracação para o período I – perfil 23

Figura 128: Perfil transversal a linha de atracação para o período I – perfil 24

Figura 129: Perfil transversal a linha de atracação para o período I – perfil 25

Figura 130: Perfil transversal a linha de atracação para o período I – perfil 26

Figura 131: Perfil transversal a linha de atracação para o período I – perfil 27

Figura 132: Perfil transversal a linha de atracação para o período I – perfil 28

Figura 133: Perfil transversal a linha de atracação para o período I – perfil 29

As Figuras 134 a 141 apresentam os perfis transversais a linha de atracação para o período II.

Figura 134: Perfil transversal a linha de atracação para o período II – perfil 22

Figura 135: Perfil transversal a linha de atracação para o período II – perfil 23

Figura 136: Perfil transversal a linha de atracação para o período II – perfil 24

Figura 137: Perfil transversal a linha de atracação para o período II – perfil 25

Figura 138: Perfil transversal a linha de atracação para o período II – perfil 26

Figura 139: Perfil transversal a linha de atracação para o período II – perfil 27

Figura 140: Perfil transversal a linha de atracação para o período II – perfil 28

Figura 141: Perfil transversal a linha de atracação para o período II – perfil 29

As Figuras 142 a 149 apresentam os perfis transversais a linha de atracação para o período III.

Figura 142: Perfil transversal a linha de atracação para o período III – perfil 22

Figura 143: Perfil transversal a linha de atracação para o período III – perfil 23

Figura 144: Perfil transversal a linha de atracação para o período III – perfil 24

Figura 145: Perfil transversal a linha de atracação para o período III – perfil 25

Figura 146: Perfil transversal a linha de atracação para o período III – perfil 26

Figura 147: Perfil transversal a linha de atracação para o período III – perfil 27

Figura 148: Perfil transversal a linha de atracação para o período III – perfil 28

Figura 149: Perfil transversal a linha de atracação para o período III – perfil 29

10.6 Discussão

A comparação das dragagens por draga hopper e pelo sistema de jato d'água evidencia que a segunda tem eficácia de manutenção equivalente às condições de pré-dragagem por draga hopper até as cotas 22 a 23 m. Ressalte-se, outrossim, que a dragagem por jato d'água não remove os sedimentos da área, apenas o redistribui no volume de controle, podendo parte da carga sedimentar retornar à área dragada. Já a dragagem por draga hopper remove os sedimentos para a área de despejo demarcada pela Marinha, não havendo retorno de material para a área dragada.

Já a análise das taxas de sedimentação no período de atuação da draga hopper permitem visualizar a formação e progressão da sedimentação na área portuária. Nas Figuras 124 e 125 pode se notar que a área de nascedouro do assoreamento se localiza junto ao tardoz do Pier III, até os dófins 8 e 9 do Pier I e berço dos rebocadores.

O mecanismo do processo de sedimentação sugere que os sedimentos se depositam no tardo dos píeres, para depois caminharem para a frente da linha de atracação. Assim, se forem removidos preventivamente da área atrás dos píeres, o assoreamento da área à sua frente poderá se retardado, ou até se estabilizar numa determinada cota, vinculada à capacidade de transporte das correntes de enchente, que tendem a levá-las para o sul.

Foi por este motivo que a CVRD optou por fazer uma dragagem preventiva junto à área do “coração” do assoreamento, dita plataforma. Com isso se evita, ou retarda, a evolução dos fundos na frente da linha de atracação, trazendo vantagens à operação do terminal e reduzindo os custos de dragagem (Figura 33).

Por fim, a análise dos perfis transversais apresenta uma estimativa do perfil de equilíbrio vigentes no tardo da linha de atracação.

Como se pode notar por toda esta análise, a evolução dos fundos em resposta às dragagens exige uma grande quantidade de registros batimétricos e análises de longa duração. Para que se obtenha o mesmo padrão de resultados utilizando-se dos modelos HD e ST (MIKE 21) seria preciso simular todas estas batimetrias por um período de, pelo menos seis meses. Isto não é viável, pois consumiria um tempo inaceitável para simulação hidrodinâmica e geraria arquivos de resultados enormes. Porém, é possível verificar que, mesmo sem simular longos períodos, os resultados obtidos para as taxas de sedimentação na área portuária, também sugerem a mesma área de nascedouro do assoreamento, como se pode observar na Figura 150.

Figura 150: Saída do ST indicando o nascedouro do assoreamento

Além disso, os valores das taxas de sedimentação obtidas pelo modelo (Figura 150) apresentam resultados muito próximos aos obtidos através da comparação das sondagens batimétricas realizadas na área (Figura 151).

Figura 151: Taxa de sedimentação obtida através de sondagens batimétricas

11 BANCO DOS LANZUDOS

Para realizar o estudo em modelo numérico da área do Banco dos Lanzudos foi necessário realizar, a princípio, uma pesquisa sobre a região desta formação arenosa e verificar os resultados já obtidos em outros estudos sobre o fenômeno de migração deste banco.

11.1 Localização da área

O Banco dos Lanzudos é constituído de extensos acúmulos de areia, que sofrem modificações periódicas sendo a principal feição sedimentar nas adjacências da área portuária. Sua porção Norte é formada por duas pontas, onde as profundidades encontradas são inferiores a 10m. A partir destas pontas, as profundidades diminuem até a área que é descoberta em meia maré de vazante. Na Figura 152 está apresentada a localização do Banco dos Lanzudos.

Figura 152 - Banco dos Lanzudos, obras portuárias e espigões de abrigo

11.2 Histórico

O estudo da movimentação do Banco dos Lanzudos é necessário, não apenas por ser esta a principal formação sedimentar da região, mas pelos riscos à navegação devido às baixas profundidades e à necessidade de futuras dragagens para inibir a migração junto ao Canal de Acesso dos portos de Itaqui e de Ponta da Madeira.

Sondagens de 1874 apontam que as duas formações em ponta na parte norte do banco estão mais afastadas comparativamente as sondagens feitas em 1861 (PROMON, 1976). Esta comparação também aponta para a tendência de migração do banco em direção à área portuária.

Para realizar uma análise mais detalhada, foram realizadas comparações entre as sondagens de 1973 e 1974. Nesta época o terminal de Ponta da Madeira estava em fase de projeto e havia uma grande preocupação da mudança que as obras de abrigo portuário trariam à área, bem como o efeito sobre a migração deste banco tão expressivo na região.

Os estudos realizados na época (PROMON, 1976) caracterizavam as marés e circulação de correntes, além das sondagens batimétricas. As medições de velocidade de correntes foram feitas em três profundidades (5m, 12,5m e 20m) e mostraram que a diferença das velocidades de superfície e fundo é de apenas 5%. Isto indica que as correntes junto ao fundo são muito fortes, remobilizando boa parte dos sedimentos.

11.3 Levantamentos batimétricos

Com base nestes estudos foram estabelecidas novas comparações utilizando-se das sondagens batimétricas mais recentes, obtidas a partir das cartas náuticas. Para verificar a migração do banco dos Lanzudos foram utilizados os seguintes levantamentos batimétricos:

- Levantamento de 1867 realizado pela Marinha Francesa e abrangendo a área interna do Porto (PROMON,1976);
- Levantamento de 1879 realizado pela Marinha do Brasil e abrangendo a área dos ancoradouros da Ilha do Medo e Porto de Itaqui (PROMON,1976);
- Levantamento de 1961 realizado pela Diretoria de Hidrografia e Navegação da Marinha e abrangendo a área do Porto de Itaqui (cartas náutica 413 e 414);
- Levantamento de 1973 (folhas de bordo não publicadas) abrangendo as proximidades da Ilha Tauá-Mirim (PROMON,1976);
- Levantamento de 1976 realizado pela DHN e abrangendo o Porto de Itaqui (cartas náuticas 413 e 414);
- Levantamento de 1990 realizado pela DHN e abrangendo o Porto de Itaqui (cartas náuticas 413 e 414);
- Levantamento de 1999 (corrigido em 2002) realizado pela DHN e abrangendo o Porto de Itaqui (cartas náuticas 413 e 414);.

11.4 Comparação dos resultados

Antes de proceder à comparação é preciso notar que estes levantamentos foram feitos de maneiras distintas, em escalas diferentes, dificultando a análise. Além disso, por estar localizado dentro de uma baía, a movimentação do banco sofre muita influência das variações de maré (enchente / vazante) e dos rios da região que, por sua vez, dependem da estação do ano e do efeito das chuvas. Para realizar uma análise mais precisa é fundamental o levantamento mensal dos dados ao longo dos anos, sejam eles dados de vazão fluvial, aporte sedimentar, dados batimétricos, velocidade de correntes, marés, índices pluviométricos, etc. Porém, os dados batimétricos disponíveis não apresentam exatamente as datas de quando foram efetivamente realizados e nem existem dados de acompanhamento mensal de volume de sedimentos transportados pelos rios para a baía.

Para estabelecer a comparação foram definidas seções de controle ao longo do banco. Os gráficos comparativos estão apresentados nos Apêndices C, D e E.

Analisando os resultados da seção E (latitude 2° 35' S) observa-se que nas sondagens de 1879, 1960 e 1974 as profundidades do lado leste e centro do canal a leste se mantém. Já o banco do lado oeste do canal leste mostrou uma diferença de 20m de profundidade das batimetrias de 1960 e 1974 em relação a de 1879. As sondagens de 1973 mostram que o banco estava 2,5m mais alto do que em 1974. Além disso, a extensão norte do banco estava 7m mais rasa em 1974 em relação a 1960. Nos períodos mais recentes (1990 e 1999) o banco encontra-se em uma situação intermediária.

Verificando os resultados da seção F (latitude 2°36' S) observa-se que o canal leste tem profundidades similares nos levantamentos de 1960 e 1974. Já nos levantamentos de 1879, 1990 e 1999 mostram que a parte central deste canal encontrava-se cerca de 5m mais alta. Para oeste, a extensão norte do banco apresentava-se 6m mais alteada em 1973 e 1974 do que 1960, 1990 e 1999.

Já na seção G (latitude 2°37' S), observa-se que no canal leste as profundidades da parte central de todos os levantamentos estão praticamente iguais. O talude leste está 2m mais profundo em 1960 em relação a 1973 e 1974, enquanto no talude oeste as profundidades dos levantamentos de 1973 e 1974 estão cerca de

5m mais rasos que em 1960. Para oeste o banco estava muito mais largo no levantamento de 1960 do que em 1973 e 1974.

Para avaliar a evolução do banco dos Lanzudos e dos Cavalos no plano foram feitas as sobreposições das superfícies batimétricas referentes aos períodos de 1960, 1974, 1990 e 1999. Na Figura 153 é apresentada a evolução da isóbata de 10m. Já a Figura 154 apresenta a evolução da isóbata de 20m.

Figura 153: Evolução batimétrica da isóbata de 10m

Figura 154: Evoluções batimétrica da isóbata de 20m

11.5 Discussão

Observando todas as características peculiares da região e analisando os perfis transversais e evoluções das isóbatas elaborados, é possível concluir que o banco localizado na parte leste e o leito do canal principal tem se mantido com profundidades equivalentes, especialmente na face mais próxima à área portuária. Os levantamentos também mostram a presença de um fundo rochoso ao longo do canal principal de escoamento e apenas finas camadas de areia entre o afloramento. O excedente desta areia é continuamente remobilizado.

Quanto à parte oeste do banco, os perfis apresentados mostram evidências de acumulação periódica e movimentação dos bancos. Isto pode ser justificado pelas correntes de menor intensidade que as encontradas no canal principal, junto à região de Ponta da Madeira. Além disso, a falta de mais levantamentos ao longo de um ano, aliado à falta de informações sobre o período em que os levantamentos foram feitos impede qualquer conclusão sobre as características de movimentação dos bancos.

12 IMPACTO DAS OBRAS DOS ESPIGÕES NO PORTO DE ITAQUI

Como já exposto anteriormente, quando as obras do Espigão Sul estavam em andamento, a empresa administradora do Porto de Itaquí alegou um possível assoreamento de sua área portuária por ocasião da construção dos espigões. Estudos revelaram que esta alegação não procedia.

Para comprovar através do modelo de transporte de sedimentos que esta afirmação não procede, foram extraídas as taxas de assoreamento/erosão para os cenários antes e após as obras dos espigões. As Figuras 155 e 156 apresentam estas taxas.

Figura 155: Taxas de assoreamento / erosão para condição com os espigões do PDM

Figura 156: de assoreamento / erosão para condição sem os espigões do PDM

Verifica-se novamente que esta área tem uma tendência de assoreamento, independentemente da construção das obras de abrigo do PDM. Com isso novamente constata-se que o assoreamento da região se deve as próprias condições locais.

13 ONDAS DE AREIA NO CANAL DO BOQUEIRÃO

13.1 Introdução

As ondas de areia são uma classe de conformação de fundo, composta predominantemente de sedimento não coesivo, em forma de onda dos sedimentos transportados. São mega enrugamentos que se formam onde a água tem profundidade suficiente e o aporte de areia é abundante com velocidades do escoamento relativamente fortes, geralmente desenvolvidas por correntes de maré. Estas formações têm comprimentos superiores a 10 m, podendo chegar a centenas de metros, e alturas acima de 0,75 m (FENSTER et alli, 1990).

Trata-se de um fenômeno raro e ainda pouco estudado. Poucas áreas do mundo apresentam os requisitos necessários para a formação de grandes campos de ondas de areia, conforme pode ser visto na Figura 157. A título de exemplo citam-se os casos do canal de Bisanseto no Japão (KATOH et alli, 1998; KNAAPEN et alli, 2002) e o estreito de Messina na Itália (SANTORO et alli, 2002).

Figura 157: Localização de incidência de ondas de areia nas áreas marítimas

Para a formação de ondas de areia é indispensável se ter: profundidade suficiente, material não coesivo abundante e correntes de maré elevadas. Porém,

Capítulo 13 – Ondas de areia no Canal do Boqueirão

outros fatores exercem influência como ondas geradas por vento, correntes residuais, transporte de sedimento em suspensão, declividade do fundo e transporte de sedimento do fundo (BLONDEAUX et alli, 2001).

O estudo das ondas de areia em áreas portuárias é fundamental para a implementação de sistemas de dragagem mais eficientes e conseqüente redução de custos. Além disso, as ondas de areia podem prejudicar a dinâmica do porto, pois dependendo do calado dos navios, da profundidade local e da altura da onda de areia a passagem por locais de estrangulamento só poderão ser feitas em janelas de maré.

Este tipo de formação é bem evidente ao longo do canal de acesso do PDM (AMARAL,2006) mas não nesta região do Canal do Boqueirão. O único trabalho encontrado que aborda este assunto é o de MORAIS (1979), que apresentou um estudo sobre a formação de ondas de areia no Canal do Boqueirão.

No Canal do Boqueirão não houve uma preocupação com este fenômeno, porém com a construção de novos pieres nessa região e com a perspectiva de atracação de navios de calados superiores a 20m é de fundamental importância um estudo mais detalhado do processo.

13.2 Metodologia e resultados

A Figura 158 apresenta uma saída do modelo ST em que é possível observar a formação de ondas de areia no Canal do Boqueirão.

Figura 158: Formação de ondas de areia no Canal do Boqueirão

Apesar do resultado preliminar ser promissor era preciso verificar se a formação observada não era apenas devida a batimetria irregular do fundo, ou seja, se apenas o modelo representou a movimentação do sedimento das cristas para os cavados das ondas de areia.

Para tanto foi elaborada uma nova batimetria de fundo, eliminando as irregularidades de fundo. A Figura 159 apresenta a comparação entre esta nova batimetria e a original.

Figura 159: Comparação entre a batimetria original e a alterada

Com esta nova batimetria foram novamente simulados os modelos HD e ST. Os resultados podem ser vistos na Figura 160.

Figura 160: Taxas de sedimentação obtidas com os fundos alterados

13.3 Conclusão

Novamente há a formação das ondas de areia. Com isto comprova-se que o modelo ST é capaz de prever a formação de ondas de areia mesmo em fundo suavizados, mostrando novamente sua eficiência em estudos de evolução de fundo.

14 DISCUSSÃO

As etapas iniciais deste trabalho, tais como revisão bibliográfica e preparação da base de dados para simulações, foram primordiais para a consolidação do mesmo. A extensa base de dados disponível e o detalhado histórico obtido através dos relatórios técnicos elaborados pelo LHEPUSP foram essenciais para a análise detalhada apresentada neste trabalho, desde a calibração do modelo hidrodinâmico até os comparativos entre os resultados reais e em modelo obtidos nos diversos estudos de casos apresentados.

A calibração do modelo hidrodinâmico foi a etapa de maior dificuldade, já que o modelo não apresentou, inicialmente, os resultados esperados. As sensíveis diferenças entre os valores reais em relação aos obtidos em modelo promoveram discussões sobre a eficácia / eficiência do modelo numérico. Inúmeras tentativas de minimizar as disparidades encontradas contribuíram para aprimorar o conhecimento da ferramenta numérica, mesmo não corrigindo eficientemente a correlação dos dados. Por fim, a avaliação minuciosa do problema mostrou que a escolha da borda da grade de 270m potencializou a entrada de água por um veio principal, que se encontra em posição perpendicular a linha borda. Já o fluxo de água para o veio localizado inclinado à borda da grade, e que abastece a região do Canal do Boqueirão, foi subestimado. Este problema ocorre porque ambos os canais encontram-se próximos à borda na qual o fluxo adentra sempre na direção perpendicular. Isto justifica as maiores disparidades em relação ao real dos resultados obtidos nos pontos próximos à região e as maiores diferenças obtidas entre os valores de intensidade de correntes nas marés de enchente em relação à vazante.

A validação do modelo foi a constatação da eficiência do modelo em caracterizar as direções das correntes, incluindo as formações dos vórtices nas proximidades do PDM.

Já os resultados obtidos pelo modelo ST orientaram a escolha do modelo de Meyer Peter e Müller, baseados apenas no transporte de fundo, nos quais há registros históricos para estabelecer comparações.

Os resultados do modelo hidrodinâmico para os cenários propostos para os estudos de caso se mostraram fiéis às características reais do comportamento das

correntes. As saídas de trajetórias de correntes caracterizaram muito bem as formações dos vórtices na área abrigada pelos espigões do PDM.

As saídas do ST comprovaram novamente que a área de maior assoreamento dentro da zona abrigada se concentra na região do Píer III, área esta denominada de “coração do assoreamento”. Além disso, a partir da comparação das Figuras 82, 85 e 88, percebe-se que a modificação dos espigões permitiu maior arraste de sedimentos de fundo, representado pela alternância entre as cores encarnada / azul (assoreamento / erosão), como já era observado antes de sua construção. Este padrão de alternância de assoreamento / erosão é típico de áreas com elevadas velocidades de correntes, onde há maior oscilação do fundo. Na situação dos espigões originais não se observa este padrão, comprovando mais uma vez que a construção dos mesmos fez com que a velocidade das correntes diminuísse e, conseqüentemente, houvesse maior assoreamento. A modificação dos espigões permitiu que as velocidades das correntes fora da região abrigada aumentasse, permitindo a limpeza parcial dos fundos de maneira mais eficiente.

A análise da área de despejo mostrou novamente que se trata de uma região ideal para descarte do material de dragagem. O grande inconveniente desta área é sua grande distância da área portuária, fato que encarece a dragagem. Estudos feitos com áreas alternativas mais próximas a região portuária mostraram-se promissores, especialmente na área próxima ao Banco dos Cavalos. Esta alternativa poderá reduzir sensivelmente os custos de dragagem, visto que há uma diminuição da distância de transporte em um terço.

A comparação entre os vários sistemas de dragagem contratados pela CVRD para a limpeza dos fundos da região de PDM permitiu compreender melhor a evolução dos fundos nesta complexa área e otimizar a sistemática de dragagem, diminuindo sensivelmente os custos tão elevados desta atividade.

Já a análise dos resultados obtidos nos estudos de evolução dos fundos do Banco dos Lanzudos indica que esta formação efetivamente sofre grandes alterações ao longo do tempo, deslocando-se ora em direção ao Norte, aproximando-se da área portuária, ora em direção ao Sul, deslocando o material para o Banco dos Cavalos.

O estudo feito nas proximidades do Porto de Itaquí comprova que o cais mais ao norte do porto não sofreu influência com a construção do Espigão Sul, assim como já havia sido apontado por FCTH (1983).

Por fim, o estudo feito sobre a formação de ondas de areia no Canal do Boqueirão mostrou que o modelo ST é capaz de representar esta formação.

15 CONCLUSÃO

Os modelos numéricos são uma ferramenta importante para diagnóstico e solução de problemas de Engenharia, porém a falta de uma base de dados consistente dificulta a elaboração de um estudo mais detalhado.

Por outro lado, a Área Portuária do Maranhão apresenta uma vasta base de dados decorrente de parceria de 30 anos entre o LHEPUSP e a CVRD, tendo, portanto, as condições necessárias para um estudo em modelo numérico. Por conseguinte, ressalta-se que a análise detalhada das alterações sofridas na área ao longo do tempo, bem como a seleção e preparação da base de dados desta extensa série histórica foi fundamental para a evolução do trabalho.

Os resultados obtidos no modelo hidrodinâmico permitiram verificar a eficiência do modelo em representar as características recirculatórias na área do PDM. De forma similar, o modelo de transporte de areia representou com fidelidade a evolução dos fundos e as taxas de sedimentação da área de estudo.

De forma geral, os estudos de caso propostos apresentaram resultados semelhantes aos encontrados na natureza, mostrando mais uma vez a eficiência do modelo numérico MIKE 21. A seguir são apresentadas as conclusões mais expressivas de cada um dos estudos de caso.

Os resultados obtidos a partir da análise das sondagens batimétricas do PDM mostraram que o assoreamento da área predominava na região do tardo dos píeres I e III. Esta importante conclusão balizou a escolha do tipo de dragagem mais eficiente para o PDM: uma dragagem de manutenção constante (preventiva) e não periódica, no nascedouro do assoreamento. Com isto houve uma sensível redução nos custos de dragagem.

Com o estudo de áreas alternativas para despejo de dragados foi possível concluir que há pelo menos uma área, localizada à metade da distância atual em relação à área do PDM, em que o material dragado pode ser depositado sem que haja retorno para a área portuária. Isto pode reduzir ainda mais os custos de dragagem.

A partir do estudo de evolução do Banco dos Lanzudos foi possível verificar que se trata de uma formação que sofre migrações expressivas ao longo do tempo e que há movimentação dos sedimentos deste banco para o Banco dos Cavalos. O

estudo da movimentação destes bancos é importante, já que eles se encontram próximos à área portuária e o avanço em direção ao PDM e Itaqui vem se intensificando nas últimas décadas.

O estudo das ondas de areia é motivo para pesquisa em trabalhos futuros desta região, já que a CVRD pretende em um futuro próximo implantar novos terminais nas áreas próximas à ocorrência deste fenômeno.

Por fim, ressalta-se a importância de um trabalho como este em âmbito nacional, posto que é singular o acompanhamento detalhado da implantação de um grande complexo portuário, contribuindo para a redução do empirismo adotado nos projetos e operações portuárias.

REFERÊNCIAS

ALFREDINI, P.; “Análise de métodos de modelação física da ação de correntes sobre leito móvel”. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1983.

ALFREDINI, P.; “A técnica de traçadores em modelos de fundo fixo aplicada a estudos sedimentológicos”. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1988.

ALFREDINI, P.; “Obras e gestão de portos e costas – A técnica aliada ao enfoque logístico e ambiental”. Editora Edgard Blücher, São Paulo, 2005.

AMARAL, R. F.; “Caracterização hidrossedimentológica do Canal de Acesso do Complexo Portuário do Maranhão”. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

BAPTISTELLI, S. C.; “Modelação numérica da circulação de correntes de maré e induzidas pelo vento aplicada a estudos de disposição oceânica de efluentes na Praia Grande – São Paulo” - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.

BLONDEAUX, P., BROCCINI M. e VITTORI G.: “A model for sand waves generation”. University of Genova, Genova, Itália, 2001.

CVRD – Companhia Vale do Rio Doce – Complexo Portuário de Ponta da Madeira - Informações Portuárias, 1997.

CVRD / SUCAR / PROJETO FERRO CARAJÁS – “Trabalhos e estudos cartográficos e hidrográficos executados pela CVRD na área do TPM”. Maio de 1982.

DANISH HYDRAULIC INSTITUTE SOFTWARES – Módulos do software MIKE 21.

FCTH – Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica; NOTA TÉCNICA N° 24 – MAIO DE 1983 – Evolução dos fundos nas proximidades do Porto de Itaqui – Considerações sobre as conclusões da Companhia Docas do Maranhão CODOMAR emitidas através do relatório “Análise das Batimétricas na extremidade norte do Porto de Itaqui”.

--; NOTA TÉCNICA N° 25 – JANEIRO DE 1984 – Evolução dos fundos nas proximidades do Porto de Itaqui – Análise dos levantamentos batimétricos realizados de 1961 a 1983.

--; NOTA TÉCNICA N° 26 – AGOSTO DE 1985 – Estudo das obras complementares aos espigões.

--; NOTA TÉCNICA N° 27 – SETEMBRO DE 1985 – Ensaios das obras complementares do campo de correntes reinante na Bacia de Evolução do TPM.

__-__; NOTA TÉCNICA N° 28 – SETEMBRO DE 1985 – Estudos da evolução batimétrica na área do PDM no período de julho de 1974 a outubro de 1984.

__-__; NOTA TÉCNICA N° 29 – NOVEMBRO DE 1985 – Amostragens de materiais de fundo e em suspensão realizadas de julho de 1980 a agosto de 1984 nas áreas dos portos de Ponta da Madeira, Itaqui e Alumar.

__-__; NOTA TÉCNICA N° 30 – DEZEMBRO DE 1985 – Estudos de tensões de arraste junto ao fundo na área do PDM.

__-__; NOTA TÉCNICA N° 31 – FEVEREIRO DE 1986 – Análise do deslizamento ocorrido em maio de 1985 no Espigão Norte do TPM.

__-__; NOTA TÉCNICA N° 32 – FEVEREIRO DE 1986 – Análise de dados correntométricos na área do TPM no período de abril de 1983 a setembro de 1985.

__-__; NOTA TÉCNICA N° 33 – FEVEREIRO DE 1986 – Evolução batimétrica na área do TPM no período de outubro de 1984 a novembro de 1985.

__-__; NOTA TÉCNICA N° 34 – FEVEREIRO DE 1987 – Evolução dos fundos nas proximidades do Porto de Itaqui. Análise dos levantamentos batimétricos realizados de 1974 a 1986.

__-__; NOTA TÉCNICA N° 35 – JUNHO DE 1986 – Velocidades medidas no berço sul para cálculo dos planos de amarração.

__-__; NOTA TÉCNICA N° 36 – MAIO DE 1987 – Estudo para a melhoria das condições de atracação no Berço Sul do TPM.

__-__; NOTA TÉCNICA N° 38 – JUNHO DE 1987 – Estudo de tensões de arraste junto aos fundos da Bacia de Evolução do TPM. Resultados obtidos durante e após a conclusão da obra complementar no Espigão Norte.

__-__; NOTA TÉCNICA N° 41 – OUTUBRO DE 1987 – Evolução dos fundos nas proximidades do Porto de Itaqui. Comentários sobre a carta C/DP – N° 193/87 da CODOMAR.

__-__; NOTA TÉCNICA N° 42 – OUTUBRO DE 1987 – Monitoramento correntométrico da obra de arrasamento da extremidade do Espigão Sul.

__-__; NOTA TÉCNICA N° 43 – NOVEMBRO DE 1987 – Velocidades medidas na linha de atracação do berço sul – Campanha de maio e outubro de 1987.

__-__; NOTA TÉCNICA N° 47 – ABRIL DE 1990 – Análise do levantamento correntométrico de 1988 realizado na área de Itaqui.

__-__; NOTA TÉCNICA N° 48 – ABRIL DE 1990 – Análise dos levantamentos correntométricos realizados em 1989 na área do TPM e Itaqui.

_ _; NOTA TÉCNICA N° 49 – JULHO DE 1990 – Análise das campanhas de trajetórias de flutuadores à deriva realizadas em outubro/1987 e 1989 nas áreas do TPM e da Enseada.

_ _; RELATÓRIO FINAL – FEVEREIRO DE 1986 – Relatório final do estudo de obras complementares aos espigões do TPM.

_ _; RELATÓRIO FINAL – DEZEMBRO DE 2001 – Estudo de operacionalização da dragagem a partir dos resultados dos estudos em modelo físico. – RF-04-807-01.

_ _; RELATÓRIO FINAL – JULHO DE 2003 – Estudo de Sedimentação e dragagem – Análise comparativa da sedimentação nos períodos de dragagem por draga hopper, por jato d'água e com a dragagem preventiva iniciada em 2002. – RF-05-807-03.

_ _; RELATÓRIO PARCIAL N° 01 – AGOSTO DE 2001 – Estudo da Dragagem – Mapeamento comparativo da sedimentação nos períodos de dragagem por draga hopper e por jato d'água – Síntese dos estudos feitos até 1994 – Abordagem conceitual da análise da dragagem – RP-01-807-01.

_ _; RELATÓRIO PARCIAL N° 02 – SETEMBRO DE 2001 – Estudo da Sedimentação e Dragagem – Estudos dos fluxos de massa do escoamento na área da Bacia de Evolução e das obras de acostagem dos Pieres I e III / Medições de velocidade nas passagens para dragagem no tardo dos pieres. – RP-02-807-01.

FEMAR – Fundação de Estudos do Mar - Catálogo de Estações Maregráficas Brasileiras - Dados maregráficos de Alcântara e do Porto de São Luís.

FENSTER, M.S., FITZGERALD, D.M., BOHLEN, W.F., Lewis, R.S. and BALDWIN, T.: "Stability of giant sand waves in eastern Long Island Sound", páginas 207-225, vol 91, Marine Geology, U.S.A., 1990.

IPPEN, A. T. – "Estuary and coastline hydrodynamics". McGraw Hill Book Company Inc., New York, 1966.

KATOH, K., KUME, H., KUROKI, K. AND HASEGAWA, J.: The development of sand waves and the maintenance of navigation channels in the Bisaneto Sea. Coastal Engineering, pp 3491-3502, 1998.

MORAIS, J. O. – "Evolução sedimentar da área adjacente ao Porto de Itaqui, Estado do Maranhão, Brasil". Trabalho apresentado no IX Simpósio de Geologia do Nordeste, 1979.

NATRON – "Porto de São Luís, Baía de São Marcos e Estreito dos Coqueiros – Análise dos levantamentos existentes". 1982.

OCIMF – OIL COMPANIES INTERNATIONAL MARINE FORUM – "Orientações e recomendações para a amarração com segurança dos petroleiros de grande porte (VLCC) aos pieres e pontos oceânicos". Tradução da PETROBRÁS, 1978.

OPEN UNIVERSITY COURSE TEAM – “Waves, tides and shallow water processes”. Butterworth Heinemann, London, 1997.

PROMON / HOWE – SWAN WOOSTER – “Banco dos Lanzudos – Study of sandbank movements”. Project Memorandum JOB AM03. June, 1976.

SALLES, C. M. – “Rios e Canais”. Elbert Indústria Gráfica Ltda, 1993.

SANTORO, V. C., AMORE, E., CAVALLARO, L., COZZO, G. AND FOTI, E.: Sand Waves in the Messina Strait. Journal of Coastal Research, No. 36, pp 640- 653, 2002.

TEKMAR Serviços Técnicos e Comércio Ltda. – “CVRD – Observações de correntes nas proximidades de Itaqui, São Luís – MA (maio e junho de 2002)”. Rio de Janeiro, 2002.

Universidade de São Paulo – Laboratório de Hidráulica da Escola Politécnica – Levantamentos hidrográficos referentes aos estudos da Área Portuária do Maranhão. São Paulo, 1972-2003.

APÊNDICE A – EVOLUÇÃO DOS FUNDOS NO PDM

EVOLUÇÃO DA BATIMETRIA

EVOLUÇÃO DO FUNDO NO PERÍODO : 03/95 a 09/95

EVOLUÇÃO DO FUNDO NO PERÍODO : 03/95 a 01/96

EVOLUÇÃO DO FUNDO NO PERÍODO : 03/95 a 03/96

EVOLUÇÃO DO FUNDO NO PERÍODO : 03/95 a 07/96

APÊNDICE B – TAXAS DE SEDIMENTAÇÃO MENSAIS

TAXA MENSAL

APÊNDICE C – EVOLUÇÃO DOS FUNDOS NA SEÇÃO E DO BANCO
DOS LANZUDOS

APÊNCIDE D- EVOLUÇÃO DOS FUNDOS NA SEÇÃO F DO BANCO
DOS LANZUDOS

Perfil do alinhamento 2° 36'

APÊNCIDE E - EVOLUÇÃO DOS FUNDOS NA SEÇÃO G DO BANCO
DOS LANZUDOS

Perfil do alinhamento 2º 37'