



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA MECÂNICA

**DESAFIOS DA MEDIÇÃO EXPERIMENTAL DA DESCARGA DE FUNDO NO
ESTUÁRIO DO TIMBÓ**
CONSTRUÇÃO E TESTES DE UM AMOSTRADOR

JOSÉ MANOEL DE SOUSA

Dissertação para apresentação ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica como requisito para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Mecânica, orientada pelo Prof. Dr. Alex Maurício Araújo.

RECIFE, AGOSTO DE 2011

Catálogo na fonte
Bibliotecário Marcos Aurélio Soares da Silva, CRB-4 / 1175

- S729d Sousa, José Manoel de.
Desafios da medição experimental da descarga de fundo no
estuário do Timbó: construção e testes de um amostrador / José
Manoel de Sousa. - Recife: O Autor, 2011.
xv, 154 folhas, il., gráfs., tabs.
- Orientador: Prof. Dr. Alex Mauricio Araújo .
Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de
Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Mecânica, 2011.
Inclui Referências e Anexos.
- 1.Engenharia Mecânica. 2.Estuário. 3.Amostrador -
Medição. 4.Sedimento. I.Araújo, Alex Mauricio (orientador).
II. Título.

621 CDD (22. ed.)

UFPE
BCTG/2011-202

“DESAFIOS DA MEDIÇÃO EXPERIMENTAL DE DESCARGA DE FUNDO NO
ESTUÁRIO DO TIMBÓ, CONSTRUÇÃO E TESTES DE UM AMOSTRADOR”

JOSÉ MANOEL DE SOUSA

ESTA DISSERTAÇÃO FOI JULGADA ADEQUADA PARA OBTENÇÃO DO
TÍTULO DE MESTRE EM ENGENHARIA MECÂNICA

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: ENGENHARIA NAVAL E OCEÂNICA
APROVADA EM SUA FORMA FINAL PELO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA
MECÂNICA/CTG/EEP/UFPE

Prof. Dr. ALEX MAURÍCIO ARAÚJO
ORIENTADOR/PRESIDENTE

Prof. Dr. SEVERINO LEOPOLDINO URTIGA FILHO
COORDENADOR DO PROGRAMA

BANCA EXAMINADORA:

Prof. Dr. ALEX MAURÍCIO ARAÚJO (UFPE)

Prof. Dr. CESAR AUGUSTO SALHUA MORENO (UFPE)

Prof. Dr. MOACYR CUNHA FILHO (DEINFO/UFPE)

“Diz-se que, mesmo antes de um rio cair no oceano ele treme de medo. Olha para trás, para toda a jornada, os cumes, as montanhas, o longo caminho sinuoso através das florestas, através dos povoados, e vê à sua frente um oceano tão vasto que entrar nele nada mais é do que desaparecer para sempre. Mas não há outra maneira.
O rio não pode voltar.
Ninguém pode voltar.
Voltar é impossível na existência.
Você pode apenas ir em frente.
O rio precisa se arriscar e entrar no oceano.
E somente quando ele entra no oceano é que o medo desaparece. Porque apenas então o rio saberá que não se trata de desaparecer no oceano... mas tornar-se oceano.”

(Anônimo)

“A maravilhosa harmonia e disposição do universo só pode ter tido origem segundo o plano de um ser superior que tudo sabe e tudo pode. Isto fica sendo a minha última e mais elevada descoberta.”

Isaac Newton

AGRADECIMENTOS

Agradecer a Deus pela força e conforto, em todos os momentos, principalmente naqueles mais difíceis, e por sempre perdoar as iniquidades cometidas e apoiar as ações acertivas implementadas ao longo de uma existência.

A minha família que sempre esteve ao meu lado, ao Prof. Dr. Alex Maurício Araújo e Prof. Dr. José Ramon Barros Cantalice pela orientação e dedicação, aos meus amigos e especialmente a CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior.

RESUMO

A questão da medição direta utilizando amostrador do transporte de sedimento de fundo em estuários com dimensões da ordem do rio Timbó deve ser encarada com desafios em virtude da profundidade da lâmina d'água encontrada e comprimento entre margens, visto que, dependendo da variação de maré, podem-se encontrar locais com cota de dez metros de profundidade e larguras de até trezentos metros. Isto tudo somado requer uma logística de grande magnitude seja no tocante a embarcações, seja no desenvolvimento de equipamentos específicos para isso, pois no mercado nacional não se encontra, por exemplo, amostradores para este fim. Em virtude disto houve a necessidade de se fabricar, com o apoio do USGS - United States Geological Survey - um amostrador de diferença de pressão tipo Helley & Smith, específico para as condições de profundidade e fluxo de maré do estuário do Timbó, de forma que este equipamento suportasse as condições hidrodinâmicas do local mantendo-se estável no fundo do estuário, e que causasse o mínimo de interferência no meio a se coletar as amostras. A metodologia utilizada, após o equipamento finalizado, foi escolher a data de pico de uma maré de sizígia - grande maré - estabelecer uma seção transversal do estuário, localizada por GPS, após isto dividir esta seção em verticais - no caso em estudo dez verticais, distando vinte metros cada uma - e então, procedem-se as coletas em seis verticais mais profundas das dez demarcadas. Foram então recolhidas as seis amostras ao laboratório de solos da UFRPE para análise e confecção de curvas de distribuição granulométrica, com o objetivo de se determinar os diâmetros característicos - D_{50} , D_{65} e D_{90} - dados estes que são imprescindíveis para utilização nas equações de transporte de fundo que serão utilizadas ao longo deste trabalho, para se confrontar os resultados experimentais com diversas formulações empíricas disponíveis na literatura especializada.

Palavras-chave: maré, sedimento, amostrador de fundo.

ABSTRACT

The direct measurement issue using the sampler transportation over an estuary with such dimensions as Timbó river possesses must be faced as challenges due to its depth of water film flow and width between the river margins, considering that, depending on the tide variation, it is possible to identify regions with ten meters depth and width up to three hundred meters. All these, summed up, requires a wide logistic regarding boats, even on the development of specific equipment, assuming that national market does not offer options for that, for example samplers to this end. Due to this there has been a need to build a bed load sampler difference pressure Helley & Smith, supported by the USGS - United States Geological Survey - specific for conditions of depth, tidal flow estuary of Timbó, in such a way that this equipment could stand hydrodynamic conditions according to the place and keeping itself stable deep down in the estuary, and that could provoke the least interference on the environment where samples were being collected. Methodology used after completing equipment was to chose the spring tide peak - big tide - determine a transversal section on the estuary, located by GPS, after that, divide this section into verticals - in this study ten verticals, standing twenty meters far each - and then, proceeded to the collection over six deeper verticals, from the ten delimited. It was than preserved six samples to the ground laboratory at UFRPE for analysis and preparation of grain size distribution curves, with objectives of determining characteristic diameters - D_{50} , D_{65} and D_{90} - being this data vital for use on bed load transport equations that will be used over in this work, to confront the experimental results with various empirical formulas available in the literature..

Keywords: tide, sediment, bed load sampler.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Formas de fundo em função da variação da velocidade do fluxo V. Fonte: (PIMENTA, 1981).....	17
Figura 2. Perfil de equilíbrio costeiro. Fonte: (NSW, 1986).....	18
Figura 3. Erosão costeira. Fonte: (COISAS DE CIÊNCIA, 2009)	19
Figura 4. Evolução do solo. Fonte: (LEPSCH, 2002)	25
Figura 5. Degradação de cobertura vegetal em margens de rio.....	27
Figura 6. Processo de infiltração de água no solo. Fonte: (TJGEOLOGIA, 2011).....	28
Figura 7. Estuário do rio Timbó.	30
Figura 8. Classificação de estuários. Fonte: (MODIFICADA PRITCHARD, 1955)	33
Figura 9. Fotografia aérea do Porto do Recife. Fonte: (CABANGA, 2009).....	34
Figura 10. Fotografia do Porto de Suape. Fonte (SUAPE GLOBAL, 2009)	39
Figura 11. Mapa localizador do Porto de Suape em relação aos principais centros consumidores mundiais. Fonte: (SUAPE GLOBAL, 2009).....	40
Figura 12. Fotografia aérea do EAS. Fonte: (ESTALEIRO ATLÂNTICO SUL, 2010).	42
Figura 13. Balança de Lane. Fonte: (CARVALHO, 2008)	44
Figura 14. Tipos de transporte de sedimentos. Fonte: (ALEXANDRA SANTOS, 2010)	45
Figura 15. Estuário do Rio Timbó. Fonte: (FIDEM, 2001).....	51
Figura 16. Gradiente de classificação de estuários. Fonte: (KJERVE, 1989)	54
Figura 17. Mapeamento costeiro. Fonte: (MIRANDA, 2002)	55
Figura 18. Representação dos forçantes sobre o estuário. Fonte: (MIRANDA, 2002)..	56
Figura 19. Esquema órbita Terra-Lua. Fonte: (REEVE <i>et al</i> , 2009).....	57
Figura 20. Esquema representativo das marés astronômicas. Fonte: (BRUNO ROSENTHAL, 2011)	59
Figura 21. Efeitos da lua sobre as marés. Fonte: (BRUNO ROSENTHAL, 2011).....	60
Figura 22. Ilustração das marés de sizígia. Fonte: (BRUNO ROSENTHAL, 2011)	60
Figura 23. Ilustração das marés de quadratura/sizígia. Fonte: (BRUNO ROSENTHAL, 2011).....	60
Figura 24. Janela do software SETMA 1.0. Fonte: (ESPÍNDOLA e ARAÚJO, 2010). 63	

Figura 25. Maregrama mensal obtido usando software SETMA 1.0, janeiro/2011. Fonte: (ESPÍNDOLA e ARAÚJO, 2010).....	66
Figura 26. Maregrama diário obtido, usando software SETMA 1.0, dia: 20/01/2011. Fonte: (ESPÍNDOLA e ARAÚJO, 2010)	66
Figura 27. Fotografia por satélite estuário do Timbó. Fonte: (GOOGLE, 2011).....	67
Figura 28. Fotografia por satélite estuário do Timbó. Fonte: (GOOGLE, 2011).....	67
Figura 29. Fotografia por satélite estuário do Timbó. Fonte: (GOOGLE, 2011).....	67
Figura 30. Fotografia por satélite estuário do Timbó. Fonte: (GOOGLE, 2011).....	68
Figura 31. Localização da seção em estudo na fotografia por satélite. Fonte: (GOOGLE, 2011).....	69
Figura 32. Integração da seção em estudo	70
Figura 33. Gráfico da profundidade Rio Timbó.	70
Figura 34. Gráfico Temperatura x Viscosidade cinemática. Fonte: (SIMONS e SENTURK,1992)	72
Figura 35. Gráfico da profundidade Rio Timbó.	73
Figura 36. Integração da seção em estudo	73
Figura 37. Gráfico N° de Froude x N° de Reynolds. Fonte: (CUNHA FILHO, 2009) ..	74
Figura 38. Gráfico - Profundidade x Distâncias Entre Margens	75
Figura 39. Sonda de medir profundidade.	76
Figura 40. Utilização da sonda em lâmina d'água. Fonte: (SPEEDTECH, 2008)	77
Figura 41. Amostradores de cesta. Fonte: (HUBBELL, 1964)	78
Figura 42. Amostrador Holandês. Fonte: (HUBBELL, 1964)	79
Figura 43. Amostrador Nesper. Fonte: (EINSTEIN, 1937)	80
Figura 44. Guincho fluviométrico.	82
Figura 45. Molinete fluviométrico.....	82
Figura 46. Contador de rotações.....	82
Figura 47. Barco usado na expedição	82
Figura 48. Amostrador BL-84 Fabricado na UFPE utilizado durante coletas Rio Timbó em 20/01/2011.	83
Figura 49. Barco utilizado nas expedições anteriores.	83
Figura 50. Maregrama mensal obtido usando software SETMA 1.0, janeiro/2011. Fonte: (ESPÍNDOLA e ARAÚJO, 2010).....	84
Figura 51. Maregrama do Dia 20/01/2011. Fonte: (ESPÍNDOLA e ARAÚJO, 2010)..	84

Figura 52. Acoplamento do molinete de medir velocidade, preso à haste na parte superior, e ao amostrador.....	86
Figura 53. Amostra de sedimento por vertical antes de entrar na estufa.....	88
Figura 54. Curva de Distribuição Granulométrica –Sedimentos.....	89
Figura 55. Estufa de secagem j.Prolab usada secagem das amostras do Timbó.	89
Figura 56. Agitador eletromagnético usado na classificação das amostras coletadas no Rio Timbó em 20/01/2011.....	90
Figura 57. Peso do pote mais sedimento da vertical 2.....	90
Figura 58. Pesagem de uma peneira mais sedimento.	91
Figura 59. Gráfico da eficiência de transporte x velocidade do fluxo. Fonte: (SIMONS E SENTURK, 1992)	93
Figura 60. Gráfico razão tangente/força cisalhante. Fonte: (SIMONS e SENTURK, 1992).....	94
Figura 61. Cálculo da vazão de arrasto “fórmula de Dubois”. Gráfico da tensão de cisalhamento crítica x diâmetro de grão. Fonte: (SIMONS e SENTURK, 1992).....	95
Figura 62. Parâmetro de mobilidade vs diâmetro da partícula. Fonte: (SIMONS e SENTURK, 1992)	97
Figura 63. Ábaco de Shields. Tensão de cisalhamento x nº de Reynolds. Fonte: (SIMONS e SENTURK, 1992)	102
Figura 64. Gráfico tensão x parâmetro ϕ . Fonte: (CARVALHO, 2008).....	104
Figura 65. Relação entre as tensões e q.u/d. Fonte: (SIMONS e SENTURK, 1992)...	109
Figura 66. Gráfico do fator de fricção de Jonsson. Fonte: (JONSSON, 1966)	111
Figura 67. Fator de fricção de onda x ao/r. Fonte: (SWART, 1974).....	111
Figura 68. Características mecânicas dos aços inoxidáveis, composição química-fonte-Acesita. Fonte: (TUBULAÇÕES, 2011).....	116
Figura 69. Vista completa em 3D da montagem do amostrador BL-84.....	117
Figura 70. Vista por outro ângulo.....	117
Figura 71. Vista da parte do fundo	118
Figura 72. Vista lateral BL-84.....	118
Figura 73. Planta cotada do BL-84.....	119
Figura 74. Estrutura tubular inferior BL-84	119
Figura 75. Suporte da bolsa BL-84.....	120
Figura 76. Leme traseiro BL-84	120

Figura 77. Fixação estrutural tubular superior BL-84	121
Figura 78. Estabilizador traseiro BL-84	121
Figura 79. Boca de entrada do BL-84	122
Figura 80. Difusor de saída BL-84	122
Figura 81. Leme e estabilizador-seletor do sentido do fluxo	124
Figura 82. Bocal/Difusor de entrada do amostrador.....	125
Figura 83. Estrutura formada por tubos de aço inox AISI 304 com chumbo derretido por dentro dos mesmos para conferir estabilidade à estrutura (LASTRO).....	125
Figura 84. Saco de coleta de amostra ,seta em destaque, responsável por acumular sedimentos	126
Figura 85. Expedição do dia 3 de março de 2010.	132
Figura 86. Representação do diagrama de forças agindo sobre uma partícula de sedimento. Fonte: (GRAFF, 1988).....	151
Figura 87. Cesta de captura.	154

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Velocidade terminal de gotas de chuva de vários diâmetros.	24
Tabela 2. Principais estuários de Pernambuco. Fonte: (SILVA, 2004).....	53
Tabela 3. Perfil de velocidades.....	75
Tabela 4. Localização de verticais com respectivas profundidades.	85
Tabela 5. Tabela de dados coletados na expedição de 20/01/2011, Rio Timbó.....	86
Tabela 6. Tabela para determinação do diâmetro característico (amostra do Rio Timbó em 20-01-2011)	88
Tabela 7. Tabela de seleção de materiais - ACESITA. Fonte: (TUBULAÇÕES, 2011)	115
Tabela 8. Tabela de medições. Descarga de fundo do Rio Timbó	127
Tabela 9. Tabela de dados coletados na expedição do Timbó em 20/01/2011. Valores calculados pelas equações de arrasto.....	128

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	iv
RESUMO	v
ABSTRACT	vi
LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS	xi
1 INTRODUÇÃO	16
1.1 Erosão	19
1.1.1 Erosão Marinha no Litoral Pernambucano.	20
1.1.2 Erosão das praias litoral do município de Paulista	21
1.2 Solos	24
1.3 Cobertura Vegetal	26
1.4 Infiltração	27
1.5 Bacias Hidrográficas	29
1.5.1 Bacia do Rio Timbó	29
2 JUSTIFICATIVAS	32
2.1 Porto do Recife	34
2.1.1 Origem	34
2.1.2 Administração	35
2.1.3 Localização	35
2.1.4 Área de Influência	35
2.1.5 Área do Porto Organizado	35
2.1.6 Acessos	36
2.1.7 Instalações	36
2.1.8 Equipamentos	37
2.1.9 Facilidades	37
2.1.10 Obras de Drenagem do Porto do Recife	38
2.2 Complexo Portuário de Suape	39
2.2.1 Infraestrutura	40
2.2.2 Obras Futuras de Ampliação	40
2.2.3 Infraestrutura	41
2.3 Estaleiro Atlântico Sul	42
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	44
4 BACIA HIDROGRÁFICA DO TIMBÓ	51
4.1 Estuário do Timbó	51

4.2	Marés e Correntes	56
4.3	Regime de Marés	61
4.4	Sistemas de Correntes	61
4.5	Maregrama do Local do Estudo	62
4.5.1	Ferramenta SETMA	62
5	DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS HIDRÁULICOS	63
5.1	Interpolação Temporal	63
5.2	Interpolação Espacial	64
5.3	Cálculo da distância entre local da base e local desejado	65
5.4	Trecho em estudo	66
5.5	Seção em Estudo	68
5.6	Hidrometria	69
5.6.1	Medição da Vazão	69
5.6.2	Cálculo da Declividade (S)	70
5.6.3	Cálculo da viscosidade cinemática (ν)	71
5.6.4	Cálculo do Raio Hidráulico	72
5.6.5	Cálculo da Velocidade Média ($\bar{v}$)	72
5.6.6	Cálculo da Área da Seção Transversal Através do Software Origin® 6.0	73
5.6.7	Cálculo do Regime de Fluxo	73
5.6.7.1	Cálculo do Número de Reynolds	73
5.6.7.2	Cálculo do Número de Froude (F_r)	74
5.6.8	Medidas do Perfil de Velocidades	74
5.6.9	Manual de Operação e Manutenção - Sonda Portátil de profundidade aplicação e descrição do Produto	76
5.6.9.1	Montagem da Sonda	76
5.6.9.2	Operação	77
5.6.9.3	Manutenção	77
6	SEDIMENTOMETRIA	78
6.1	Equipamentos de Medição	78
6.2	Medição de Vazão Mássica de Fundo	81
6.3	Relação de Equipamentos de Medição	81
7	MATERIAL E MÉTODOS	84
7.1	Granulometria do Material de Fundo	87

7.2	Estimativas utilizando as fórmulas de arrasto da descarga de fundo	91
7.2.1	Fórmula de Engelund (1966) & Hansen	91
7.2.2	Descarga de Fundo Fórmula de Bagnold (1966)	92
7.2.3	Fórmula de descarga de Dubois.	95
7.2.4	Fórmula de Van Rijn (1984)	97
7.3	Equação de descarga de arrasto de Schoklitsch	100
7.3.1	Cálculo da Vazão Líquida (q)	100
7.3.2	Cálculo da Vazão Crítica (q_c)	101
7.3.3	Cálculo da Descarga de Fundo (q_b)	101
7.3.4	Cálculo da Descarga de Fundo - Fórmula de Shields	102
7.3.5	Cálculo da Tensão de Cisalhamento	103
7.3.6	Cálculo da Velocidade de Cisalhamento	103
7.3.7	Cálculo do Número de Reynolds	103
7.3.8	Cálculo da Descarga de Fundo	104
7.4	Cálculo da Descarga de Fundo Método de Einstein & Brown (1852).	104
7.4.1	Cálculo da Descarga de Fundo	105
7.5	Equação de Transporte de Arrasto de Meyer-Peter & Muller	106
7.5.1	Cálculo da Descarga Sólida de Fundo	107
7.6	Formulação de Kalinske	107
7.7	Formulação de Meyer & Peter	109
7.7.1	Cálculo da Descarga de Fundo	110
7.8	Fórmula de Cálculo de Descarga de Fundo de Bijker (1967).	110
7.8.1	Cálculo do Fator de Fricção da Onda	112
7.8.2	Cálculo da velocidade do orbital no fundo	112
7.8.3	Cálculo da Descarga de Fundo	113
8	PROJETO E CONSTRUÇÃO DO AMOSTRADOR	114
8.1	Desenvolvimento do Modelo	114
8.2	Seleção de Materiais e Métodos	115
8.3	Construção do Amostrador	117
8.4	Custo de Construção do Amostrador	123
8.5	Metodologia de Cálculo da Descarga de Fundo	123
8.6	Operação do Amostrador	124
9	RESULTADOS	127
9.1	Resultados obtidos com as Fórmulas de Arrasto	128

10	CONCLUSÕES	129
11	RECOMENDAÇÕES	131
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	133
	ANEXO A Manual de Operação e Manutenção Molinete Mini	148
	ANEXO B Velocidade Crítica	151
	ANEXO C Cesta de Captura	154

1 INTRODUÇÃO

O termo sedimento se refere à partícula depositada, quando se fala no seu sentido semântico. No entanto, é a partícula derivada da rocha, ou de materiais biológicos, que pode ser transportada por fluido; é a partícula derivada da fragmentação das rochas, por processo físico ou químico, e que é transportada pela água ou pelo vento do lugar de origem aos rios e aos locais de deposição; é o material sólido em suspensão na água ou depositada no leito (CARVALHO, 2008).

O estudo do transporte de sedimentos envolve uma grande quantidade de variáveis dentre as quais pode-se citar: tipo de solos, precipitação, cobertura vegetal, declividade, granulometria e outros.

Os tipos de problemas causados pelos sedimentos dependem da quantidade e da natureza destes, que dependem dos processos, transporte e deposição (PAIVA e VILLELA, 1989), o que equivale dizer que os sedimentos causam três tipos de prejuízos: No local de origem, no trecho onde transitam e no local de sua deposição (MEYER e WISCHEMEIER, 1971, apud BRANCO, 1998).

O início do processo da dinâmica envolvendo a sedimentação é iniciada com a movimentação fluida, seja ar ou líquida (água), sobre esta última será feita explanação mais detalhada, pois é o alvo em estudo. A água ao precipitar sobre o solo provoca um processo de deslocamento neste, variando de acordo com o tipo de coesão e infiltração que são propriedades intrínsecas a cada tipo de solo, somando a isto a declividade é que pode-se mensurar a capacidade de escoamento superficial que é o responsável pelo transporte de sedimento para os cursos d'água, em outras palavras é a transformação da energia potencial de cada gotícula de água que cai do espaço em energia cinética ao interagir com o solo, removendo corpos sólidos, que tenham momento de inércia inferior, que opõe reação ao seu fluxo natural. Em seu movimento rumo à saída de uma bacia hidrográfica, a água por está interceptada flui sobre (ou dentro) as rochas e os solos que formam ou revestem as vertentes e as calhas da rede de drenagem. Os obstáculos que então encontra determinam os caminhos que ela vai seguir e a velocidade com que se deslocará, e dissipam boa parte de energia de que está provida, ao propiciar que partículas sólidas sejam removidas e transportadas vertente ou rio abaixo, pelo fluxo líquido (TUCCI, 2000).

A evolução do fundo com a velocidade V , para um dado material e uma dada profundidade y , passa pelas seguintes etapas: de início, para pequenos valores de V não há

transporte sólido e o fundo se mantém plano, Figura 1(a), quando a velocidade V atinge o valor crítico de início de transporte, as partículas do fundo começam a se movimentar e logo a seguir se formam pequenas ondulações regulares do fundo, chamadas rugas, Figura 1(b), que caminham para jusante com a velocidade bem menor que V ; crescendo ainda mais a velocidade V aparecem as dunas, Figura 1(c), que são ondulações maiores e mais regulares que as rugas, com a altura da ordem de decímetro e comprimento da ordem do metro; as dunas se movimentam para jusante com velocidade própria muito menor que V e quando muito grandes são conhecidas por bancos de areia; aumentando-se ainda V reduzem-se as dimensões das dunas e o fundo tende para uma configuração aproximadamente plana, Figura 1(d), que é uma configuração que antecede à formação de outro tipo de ondulação do fundo; para maiores valores de V formam-se as anti-dunas, que são as ondulações do fundo de forma aproximadamente senoidais que se propagam no sentido contrário ao das dunas, isto é, no sentido oposto ao do deslocamento da água, Figura 1(e), (PIMENTA, 1981).

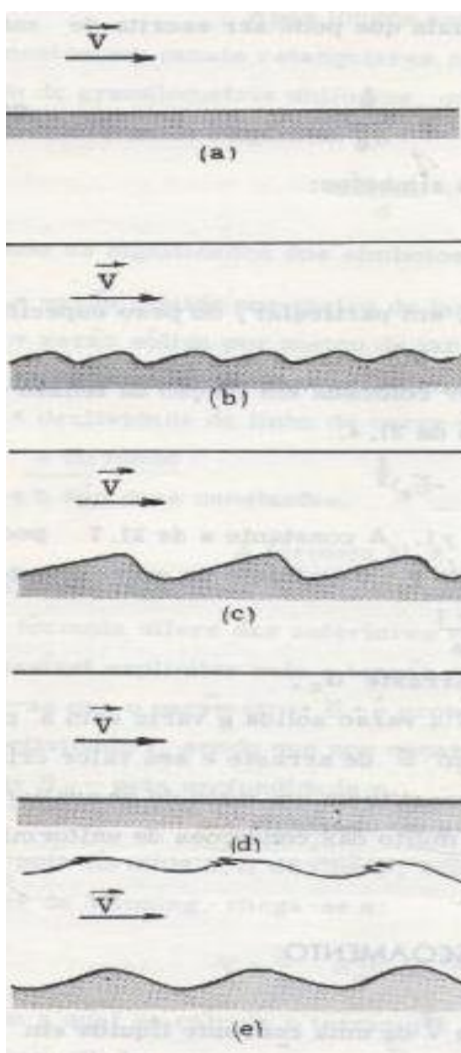


Figura 1. Formas de fundo em função da variação da velocidade do fluxo V . Fonte: (PIMENTA, 1981)

O deslocamento e o transporte de sedimento dependem da forma, tamanho, peso da partícula e das forças exercidas pela ação do deslocamento. Quando essas forças se reduzem até a condição de não poderem continuar a deslocar a partícula, ocorre o processo de deposição. Esses depósitos podem ser de pequeno, médio e grande volumes. Também podem ser transitórios ou permanentes, como assoreamento. Um depósito de sedimento permanente sofre a ação do peso da água e de seu próprio peso, compactando-se. O excesso ou falta de carga sólida num rio provoca alterações diversas (Figura 2). Um fluxo de água com certa vazão tem a capacidade de transportar uma certa quantidade máxima de material sólido, que é conhecido como valor de saturação. Esse valor depende de vários fatores como vazão, declividade do rio, granulometria e peso específico do sedimento. Caso a quantidade de material seja maior que o valor de saturação, haverá formação de depósito. Se for menor, haverá tendência à erosão.

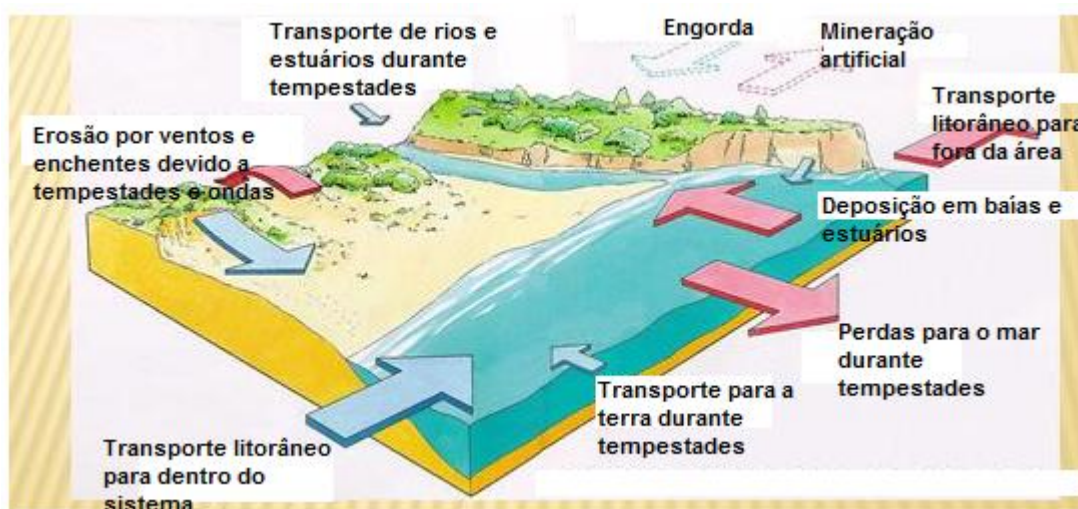


Figura 2. Perfil de equilíbrio costeiro. Fonte: (NSW, 1986)

No primeiro caso, com a carga sólida do rio elevada, o leito começa a se elevar devido à grande sedimentação, sendo que enchentes podem se tornar mais frequentes devido à diminuição de capacidade da calha. Caso haja um reservatório, este passará a reter sedimento, assoreando-se.

No segundo caso, com quase nenhuma carga sólida no rio, as margens e leito começam a ser erodidos, caso não sejam suficientemente resistentes. Este fenômeno ocorre a jusante de uma barragem cujo reservatório sempre retém o sedimento, tornando a água limpa (CARVALHO, 2008).

1.1 Erosão

A configuração da linha de costa pode ser alterada sensivelmente por efeitos erosivos ou construtivos, através da ação dos processos costeiros, em diferentes escalas de tempo. Sendo a análise temporal do deslocamento da linha de costa (Figura 3) de suma importância tanto para a elaboração e manutenção de projetos de proteção costeira, quanto para o gerenciamento costeiro. Esta informação é útil aos gestores, principalmente para orientar a ocupação mais adequada da orla, uma vez que a posição da linha de costa é bastante utilizada como critério para o estabelecimento de limites para construções urbanas ou zonas de uso restrito (MUEHE, 2001).



Figura 3. Erosão costeira. Fonte: (COISAS DE CIÊNCIA, 2009)

Os municípios do Recife, Olinda e Paulista, na Região Metropolitana, estão em alerta por causa da altura das marés. Todos estão realizando monitoramento dos pontos críticos de suas orlas e mantendo equipes de plantão para atuar em caso de possíveis danos causados pelo avanço do mar. Em Paulista, onde o problema é maior, a prefeitura estuda decretar situação de emergência, para facilitar a busca de recursos estaduais e federais e agilizar obras emergenciais de contenção e recuperação de áreas danificadas (JORNAL DO COMMERCIO, 2007).

Diante do avanço da linha de costa em relação ao continente em áreas de grande densidade urbana, os gestores costeiros geralmente optam pelo método hold the line (EUROSION, 2004), que consiste em manter a posição da linha de costa através da engenharia costeira, com construções de obras de proteção (quebra-mar, espigões, molhes,

enrocamentos) ou por via de alimentação artificial (engordamento de praia) (COSTA, PONTES e ARAÚJO, 2008).

1.1.1 Erosão Marinha no Litoral Pernambucano.

Os primeiros registros sobre o problema de erosão no litoral Pernambucano devem-se a (FERRAZ, 1914), estando relacionados com a construção e ampliação do Porto do Recife que modificaram as correntes litorâneas que atingem o município de Olinda. Posteriormente, os aterros de mangues, verificados na foz do rio Beberibe (divisa dos municípios de Recife e Olinda), contribuíram para acelerar o processo erosivo já instalado na praia dos milagres (MUEHE, 2001).

Em 1953 foram encomendados estudos ao Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique Neyrpic (Grenoble, França) que recomendaram a construção de 2 quebra-mares semi-submersos e 3 espigões curtos que foram construídos nas praias dos Milagres, Carmo e Farol. No entanto, o problema não foi satisfatoriamente solucionado, ocasionando a transferência da erosão para as praias mais a norte (Barro Novo, Casa Caiada e Janga).

Segundo (NEVES *et al*, 1995) o crescimento da cidade do Recife deu-se em cinco direções iniciando ao longo dos rios e na costa, sendo a última delas para o sul. As praias de Candeias, Piedade e Sul de Boa Viagem, que se encontravam estáveis, passaram, então, a apresentar problemas de erosão decorrentes da urbanização desordenada, quando da ocupação da pós-praia, impedindo a troca de sedimentos do mar com os depósitos costeiros ali situados, contrastando com o setor norte de Boa Viagem, em direção à Praia do Pina, onde ocorre uma progradação acentuada. Desta situação, decorreram obras emergenciais de engenharia para proteção dos imóveis, quase sempre sem um estudo técnico-científico, que além de não solucionarem os problemas, transferiam-nos para áreas adjacentes (MUEHE, 2001).

No litoral de Pernambuco, a erosão marinha é um problema em aproximadamente 1/3 das praias. Os fatores que contribuem decisivamente para este processo são vários. Em algumas praias é produto direto das intervenções antrópicas, seja por ocupação das áreas adjacentes a praia (impermeabilização dos cordões marinhos arenosos holocênicos) e até das pós-praia, como é o caso particular da praia de Boa Viagem e do litoral de Olinda e de Paulista, seja pela construção de estruturas rígidas artificiais de proteção contra o processo erosivo, muitas vezes implantado sem o devido conhecimento técnico (MUEHE, 2001).

Outras praias apresentam instalação de processo erosivo devido a alterações no suprimento sedimentar da praia, alguns casos por fatores predominantemente naturais, decorrentes da presença de correntes longitudinais divergentes a partir de um mesmo setor, formando duas células de deriva litorânea, como é o caso praticamente de todas as praias localizadas em baías. Neste último caso, os melhores exemplos são as praias de Serrambi, Tamandaré e Guadalupe.

Um condicionante importante no processo de erosão costeira é a presença ou não, na plataforma continental interna adjacente, de recife de arenitos ou algálico, os quais desenvolvem feições geomorfológicas características, ou seja, tómbolo ou baías, respectivamente.

Além desses as mudanças constantes da configuração batimétrica da plataforma continental interna adjacente alterando o mecanismo de sedimentação das praias, também podem provocar a erosão na linha de costa, como é o caso particular da praia de Itamaracá, onde em um período de aproximadamente 40 anos, toda a areia da praia se transferiu para plataforma adjacente cobrindo o substrato lamoso e criando bancos arenosos (MUEHE, 2001).

Dentre as causas citadas que contribuem para o processo erosivo, a interferência antrópica é a mais atuante na medida que acelera o referido processo não dando chance para que as variáveis naturais encontrem o seu equilíbrio; porém, não é a única (MUEHE, 2001).

1.1.2 Erosão das praias litoral do município de Paulista

A morfologia do litoral de Paulista apresenta um traçado sinuoso com setores côncavos e convexos, função direta da presença ou não de recifes paralelos à costa. Em consequência disto, na área litorânea do referido município foram identificados 05 (cinco) setores com características ambientais próprias e com graus de erosão diferenciados (MUEHE, 2001):

- Setor 1. Localiza-se na porção sul da área entre a foz do rio Doce e a rua Ingazeira. Este setor representa cerca de 3,5 km, apresentando-se como o trecho mais afetado pelo processo erosivo do litoral do município de Paulista, onde se concentra o maior número de intervenções realizadas nos últimos anos. Neste setor, constata-se em sua grande maioria, um nível de ocupação urbana alto, com uma área de erosão intensa e presença maciça de obras de engenharia

costeira, representando 82,5% do seu comprimento total. Apresenta a maior concentração de intervenções antrópicas nesta última década, os quais guiam a corrente no foz do rio Doce; nove espigões perpendiculares e seus respectivos quebra-mares, além de vários trechos com enrocamentos de pedras aderentes. O guia corrente e os espigões formam um conjunto de dez células com diferentes respostas às ações hidrodinâmicas que atuam na área, e apresentam resultados diferentes dentro de cada uma delas.

- Setor 2. Situa-se entre a rua Ingazeira e imediações da rua Alvenópolis, ocupando cerca de 3,2 km de extensão do litoral do município de Paulista. É constituído pelo trecho mais saliente da área pesquisada, associado a uma concavidade da linha de costa (entre o Forte de Pau Amarelo e a Igreja de Nossa Senhora do Ó), reflexo direto da abertura do cordão de recifes na plataforma continental adjacente (Barra de Pau Amarelo). No trecho mais saliente deste setor, a praia apresenta uma declividade intermediária (3^0 a 6^0) e é composta por areias quartzosas de granulação média. O setor da pós-praia apresenta-se fixada com vegetação típica, na maioria de seu trecho. Na parte côncava observa-se praias com areia média, declividade baixa, presença de cúspides praias incipientes e a existência de uma pós-praia preservada com vegetação típica fixada. No final deste setor se dá uma ocupação antrópica mais evidente na pós-praia e do estirâncio com bares, onde se observa um pequeno processo erosivo com a destruição de algumas edificações em alvenaria, presença de estruturas artificiais de defesa, tais como, troncos de coqueiros enterrados e perfilados, sacos de areia, entre outros. Este setor apresenta uma linha de costa estável (56,57%) ou em acreção (20,68%), nos últimos 24 anos, e apenas 22,79% apresenta erosão do seu comprimento total.
- Setor 3. Este localiza-se entre as imediações da rua Alvenópolis até a altura da bifurcação da PE-20 com a PE-01. Este setor apresenta acreção da linha de praia correspondendo a 100% do seu comprimento total. Observa-se o desenvolvimento de uma extensa pós-praia, bem fixada pela vegetação, com pouca interferência antrópica. A praia é constituída por areia fina a média, com perfil mais suavizado (2^0 a 4^0).
- Setor 4. Este setor apresenta praias bem preservadas, ou seja, com a pós-praia, estirâncio e antepraia em equilíbrio. Apresenta as mesmas características do setor anterior (setor 3), apenas com a presença de obras de contenção,

enrocamento com aproximadamente 150 m de extensão nas imediações da casa de praia da fábrica Poty de cimento.

- Setor 5. Estende-se da rua Antônio Parente até o pontal de Maria Farinha, apresentando erosão moderada em 89% do comprimento total do setor e um processo de acreção localizado nos seu extremo norte, correspondendo a 20% do seu comprimento. Neste setor constatam-se, na área de praia, intensa intervenção antrópica, desordenada e constituída por obras de contenção do tipo espigão e enrocamento de pequeno porte, rampas aderentes e cercas de madeiras. A praia é de equilíbrio instável, composta por sedimentos de granulometria variando de fino a grosso, presença de bioclásticos(carapaça de conchas) e com declividade baixa variando de um a dois graus.

A erosão é causada por forças ativas, como as características da chuva, a declividade e comprimento do declive do terreno e a capacidade que tem o solo de absorver água, e por forças passivas, como a resistência que exerce o solo à ação erosiva da água e a densidade da cobertura vegetal.

A água da chuva exerce sua ação erosiva sobre o solo pelo impacto das gotas, que caem com velocidade e energia variáveis, dependendo do seu diâmetro, e pelo escoamento da enxurrada.

O volume e a velocidade da enxurrada variam com a chuva, com a declividade e comprimento do declive do terreno e com a capacidade do solo em absorver mais ou menos água.

A resistência que o solo exerce pela ação erosiva da água está determinada por diversas de suas características ou propriedades físicas e químicas, e pela natureza e quantidade do seu revestimento vegetal (LOMBARDI NETO, 2005).

A chuva é um dos fatores climáticos de maior importância na erosão dos solos. O volume e a velocidade do escoamento superficial dependem da intensidade, duração e frequência da chuva. A intensidade é o fator pluviométrico mais importante na erosão.

É muito importante o estudo da força com que a gota de chuva impacta contra o solo. Determinação da energia cinética (E_c) da chuva natural pode ser calculada com a Equação 1.

$$E_c = 12,14 + 8,88 \log I \quad (1)$$

No sistema métrico, tal equação seria apresentada por:

E_c é a energia cinética em toneladas-metro/hectare-milímetro

I é a intensidade da chuva em mm/h

Tabela 1. Velocidade terminal de gotas de chuva de vários diâmetros.

Diâmetro da gota de chuva	Velocidade terminal	Altura da queda com a qual a gota de água adquire 95% de sua velocidade terminal
mm	m/s	m
1	4,0	2,2
2	6,5	5,0
3	8,1	7,2
4	8,8	7,8
5	9,1	7,6
6	9,3	7,2

Segundo (WISCHEMEIER e SMITH, 1968), quando todos os outros fatores, com exceção da chuva, são mantidos constantes, a perda de solo por unidade de área de um terreno desprotegido de vegetação é diretamente proporcional ao produto de duas características da chuva: energia cinética por sua intensidade máxima em 30 minutos. Essa foi a melhor correlação encontrada para expressar o potencial erosivo da chuva.

A erosão do solo é um processo de trabalho no sentido físico em que esse trabalho é o consumo de energia, em que a energia é usada em todas as fases da erosão: no rompimento dos agregados do solo, no salpicamento. A energia cinética disponível da chuva que cai em comparação com a da energia cinética da enxurrada na superfície; evidencia que a chuva tem 256 vezes mais energia cinética que a enxurrada na superfície.

1.2 Solos

Calcula-se que cada centímetro de solo (Figura 4) se forma num intervalo de tempo de 100 a 400 anos. Os solos usados na agricultura demoram entre 3.000 a 12.000 anos para tornarem-se produtivos (LEPSCH, 2002).



Figura 4. Evolução do solo. Fonte: (LEPSCH, 2002)

A erosão não é a mesma em todos os solos. As propriedades físicas, principalmente estrutura, textura, permeabilidade e densidade, assim como as características químicas e biológicas do solo exercem diferentes influências na erosão.

Suas condições físicas e químicas, ao conferir maior ou menor resistência à ação das águas, tipificam o comportamento de cada solo exposto a condições semelhantes de topografia, chuva e cobertura vegetal.

A textura, ou seja, o tamanho das partículas é um dos fatores que influem na maior ou menor quantidade de solo arrastado pela erosão. Assim, por exemplo, o solo arenoso, com espaços porosos grandes, durante uma chuva de pouca intensidade, pode absorver toda água, não havendo, portanto, nenhum dano; entretanto, como possui baixa proporção de partículas argilosas que atuam como uma ligação de partículas grandes, pequena quantidade de enxurrada que escorre na sua superfície pode arrastar grande quantidade de solo. Já no solo argiloso, com espaços porosos bem menores, a penetração da água é reduzida, escorrendo mais na superfície; entretanto, a força de coesão das partículas é maior, o que faz aumentar a resistência à erosão.

A estrutura, ou seja, o modo como se arranjam às partículas de solo, também é de grande importância na quantidade de solo arrastado na erosão.

A matéria orgânica retém de duas a três vezes o seu peso em água, aumentando assim a infiltração, do que resulta uma diminuição nas perdas por erosão. A profundidade do solo e as características do subsolo contribuem para a capacidade de armazenamento da água no solo que esse mesmo solo com um subsolo mais compacto e pouco permeável.

A Equação Universal de Perdas de Solos, conhecida como USLE (Universal Soil Loss Equation), foi definida, primeiramente, por (WISCHMEIER e SMITH, 1968) e depois melhorada nos seus parâmetros por outros pesquisadores. É a fórmula mais empregada para cálculo da erosão em termos médios anuais. Corresponde ao produto de parâmetros básicos, considerando fatores ativos e passivos. Foi estabelecida com base em dados estudados em

mais de 10.000 lotes, com distintas características de clima, solo, relevo e cultivo, de dimensões reduzidas e, portanto, submetidos, exclusivamente, a processos de erosão hídrica superficial do tipo laminar.

A USLE tem a seguinte forma (BERTONI e LOMBARDI, 1985), sendo calculada para um ano ou um tempo definido pela Equação 2:

$$A=R.K.L.S.C.P \quad (2)$$

Onde:

A é perda de solo por unidade de área e tempo, em t/ha, ou outra unidade dependendo das que forem usadas nos diversos parâmetros.

R é o fator de erosividade da chuva, que expressa a erosão potencial, ou poder erosivo da precipitação média anual na região, em tm/ha.mm/h.

K é o fator de erodibilidade do solo que representa a capacidade do solo de sofrer erosão por uma determinada chuva, em t/ha/(tm/ha.mm/h).

L é o fator topográfico que expressa o comprimento do declive, em m.

S é o fator topográfico que expressa a declividade do terreno ou grau do declive.

C é o fator que expressa uso e manejo do solo e cultura.

P é fator que expressa a prática conservacionista do solo.

1.3 Cobertura Vegetal

A cobertura vegetal é a defesa natural de um terreno contra a erosão (Figura 5). O efeito da vegetação pode ser assim enumerado: proteção direta contra o impacto das gotas de chuva, dispersão da água, interceptando-a e evaporando-a antes que atinja o solo, decomposição das raízes das plantas que, formando canalículos no solo, aumentam a infiltração da água, melhoramento da estrutura do solo pela adição de matéria orgânica, aumentando assim sua capacidade de retenção da água, diminuição da velocidade de escoamento superficial, pelo aumento do atrito na superfície.



Figura 5. Degradação de cobertura vegetal em margens de rio.

Quando cai em um terreno coberto com densa vegetação, a gota de chuva se divide em inúmeras gotículas, diminuindo também, sua força de impacto. Em terreno descoberto, ela faz desprender e salpicar as partículas de solo, que são facilmente transportadas pela água.

A vegetação, ao decompor-se, aumenta o conteúdo de matéria orgânica e de húmus do solo, melhorando-lhe a porosidade e a capacidade de retenção de água (BERTONI e LOMBARDI, 2005).

1.4 Infiltração

A infiltração (Figura 6) é o movimento da água para dentro da superfície do solo. Quanto maior sua velocidade, menor a intensidade de enxurrada na superfície e, conseqüentemente, reduz-se a erosão. O movimento de água através do solo é realizado pelas forças de gravidade e de capilaridade; esse movimento através dos grandes poros, em solo saturado, é fundamentalmente pela gravidade, enquanto em um solo não saturado é principalmente pela capilaridade.

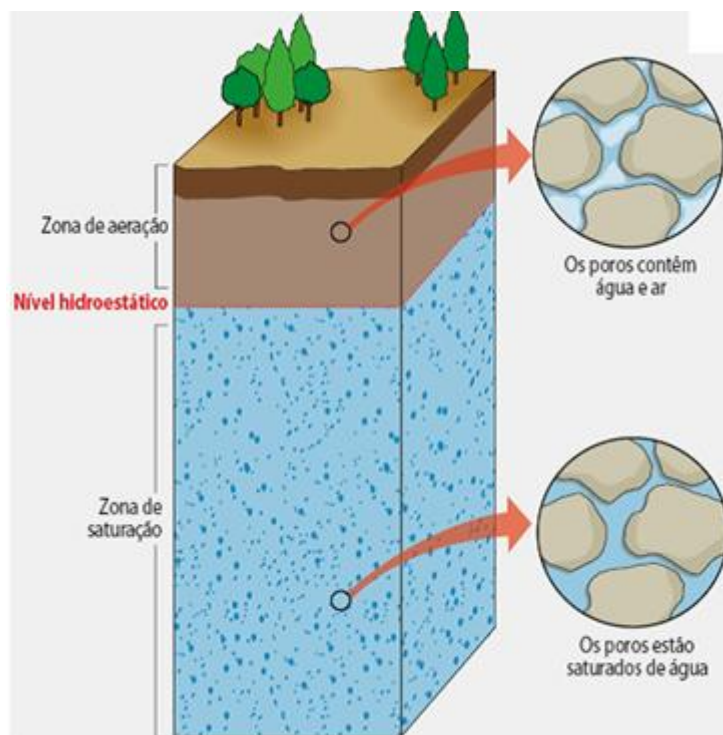


Figura 6. Processo de infiltração de água no solo. Fonte: (TJGEOLOGIA, 2011)

Durante uma chuva, a velocidade máxima de infiltração ocorre no começo, e usualmente decresce muito rapidamente, de acordo com alterações na estrutura da superfície do solo. Se a chuva continua, a velocidade de infiltração gradualmente aproxima de um valor mínimo, determinado pela velocidade com que a água pode entrar na camada superficial e pela velocidade com que ela pode penetrar através do perfil do solo.

O tamanho e a disposição dos espaços porosos têm a maior influência na velocidade de infiltração de um solo. Em solos arenosos, com grandes espaços porosos, pode-se esperar mais alta velocidade de infiltração que nos limosos ou argilosos, que têm relativamente menos espaços porosos. A velocidade de infiltração é também afetada pela variação na estrutura do perfil: se um solo arenoso tem logo abaixo uma camada pouco permeável de argila, pode-se esperar alta velocidade de infiltração até que a camada arenosa fique saturada, e, desse momento em diante, infiltração menor, em virtude da camada argilosa.

A umidade do solo no começo da chuva também afeta a velocidade de infiltração: o material coloidal tende a se dilatar quando molhado, reduzindo, com isso, o tamanho e o espaço poroso e, conseqüentemente, a capacidade de infiltração.

O grau de agregação do solo é outro fator que afeta a infiltração. Se as partículas mais finas são bem agregadas, os espaços porosos entre elas são maiores, proporcionando maior

velocidade de infiltração. Práticas de manejo do solo que melhoram suas condições físicas e granulação reduzem a enxurrada e a erosão de grande parte das chuvas.

O preparo do solo exerce um efeito temporário ao deixar o solo solto, aumentando a infiltração; entretanto, se a superfície não está protegida com vegetação ou cobertura morta, a chuva e o vento, consolidando a superfície, reduzem a velocidade de infiltração. A aração profunda é também importante fator para aumentar a infiltração, enquanto práticas que exercem compressão no solo podem diminuí-la. O cultivo em contorno, retardando a enxurrada, favorece a infiltração.

O fator mais importante na velocidade de infiltração é a cobertura vegetal que está no solo durante a chuva. Se chuva intensa cai quando o solo não está protegido pela cobertura vegetal ou pela cobertura morta, sua camada superficial fica comprimida pelo impacto das gotas de chuva, e a infiltração é reduzida; porém, se essa chuva cai quando há boa cobertura vegetal, o solo permanece com boa permeabilidade e terá maior velocidade de infiltração (BERTONI e LOMBARDI, 2005).

1.5 Bacias Hidrográficas

1.5.1 Bacia do Rio Timbó

Abrangendo uma área total de 9.296,41 ha ou 6,8% da superfície do Litoral Norte, a bacia do rio Timbó localiza-se nos municípios de Abreu e Lima, Paulista e Igarassu e detém, respectivamente, 32,5%, 25,7% e 7,7% da superfície dos mesmos. Limita-se, ao norte, com a bacia do rio Igarassu e a microbacia do rio Engenho Novo; ao sul, com a bacia do rio Paratibe; a oeste, com a junção das bacias dos rios Igarassu e Paratibe; e, a leste, com as microbacias que banham a planície costeira.

O principal rio da bacia, o Timbó (Figura 7) nasce no Tabuleiro de Araçá (município de Abreu e Lima) com o nome de Barro Branco, que conserva até atingir o estuário no município de Paulista quando passa a denominar-se rio Timbó. Da nascente até esse trecho, segue a direção oeste-leste, tomando, dali em diante, a direção geral nordeste até a desembocadura, entre Nova Cruz e a praia de Maria Farinha. Realiza cerca de 50% de seu percurso em terrenos da Formação Barreiras, atingindo, a oeste do núcleo urbano de Abreu e

Lima, os depósitos de Formação Beberibe e, nas proximidades das áreas estuarinas, aqueles da formação Gramame.



Figura 7. Estuário do rio Timbó.

O rio Timbó tem como tributários mais extensos o arroio Desterro e o rio Zumbi, pela margem esquerda e o rio Fundo, pela margem direita. Ao penetrar na área estuarina, divide-se em vários braços, espalhando-se entre o terraço marinho a leste e as colinas que circundam a planície costeira ao norte, ao sul e a oeste. Seu estuário medindo, aproximadamente, 1.397 hectares, abriga expressiva vegetação de mangue e é considerado “um dos mais férteis da região”, com altos índices de produtividade primária (FIDEN, 1987).

No tocante ao uso e ocupação do solo, a bacia do Timbó caracteriza-se pela predominância de policultura e granjas, seguidas do uso urbano e industrial. No setor oeste da bacia, no vale do rio Barro Branco, expressivo remanescente de mata, pertencente à Companhia de Tecidos Paulista, vem sofrendo intenso processo de devastação pelas comunidades rurais e urbanas localizadas em seu entorno. Um outro exemplo de degradação da cobertura vegetal da bacia é a destruição de grande parte da reserva Ecológica de São Bento, localizada entre a cidade de Abreu e Lima e o estuário do rio Timbó e, hoje, reduzida a cerca de dez por cento de sua área original (JORNAL DO COMÉRCIO, 1999). A destruição

da cobertura vegetal tem forte participação na redução dos recursos hídricos da bacia, ao acarretar/acelerar o desaparecimento de fontes naturais existentes na área e ampliar o período anual em que os rios secam.

Além dos impactos da devastação da cobertura vegetal, o rio Timbó e seus afluentes vêm sofrendo os efeitos da poluição por lixo e esgoto doméstico, oriundos das áreas urbanas de Abreu e Lima e Paulista bem como por resíduos industriais lançados diretamente nos rios, ocasionando a mortandade de peixes e crustáceos, o desaparecimento temporário do caranguejo e, ainda, atrofia da ostra e do sururu, entre outros danos causados à fauna fluvial e estuarina.

A expansão dos núcleos urbanos acima citados tem provocado o aterro de muitos rios e a transformação de outros, em canais de escoamento dos resíduos domésticos. Cabe mencionar também a pressão da expansão urbana de Paulista sobre o estuário do Timbó, no trecho contíguo a PE-022, onde loteamentos e invasões vêm aterrando mangues e áreas alagadas.

Uma outra fonte de poluição dos recursos hídricos da bacia são os dois lixões existentes nas proximidades do estuário, nas proximidades da área urbana de Abreu e Lima. Próximo a esses lixões, na borda do manguezal arroio desterro, abatedouros de aves, a exemplo da IRCA, depositam seus resíduos sólidos (penas e vísceras) que são facilmente carregados para o rio, aumentando a carga de poluentes do estuário (CPRH,2001).

2 JUSTIFICATIVAS

Apesar de vários autores, como; CHOW, 1964; GRAF, 1971; SHEN, 1971; “apud” RENDON – HERRERO, 1974, terem estimado que a contribuição da carga do leito na quantificação da carga total seja da ordem de 5%, e que podem em alguns casos serem omitidas do cálculo da carga total de sedimento. Em geral, a carga de arraste do leito representa uma fração menor em relação à carga total de sedimentos, mas é de relevante contribuição à morfologia fluvial e de importância sumária nos estudos da navegação.

Devido à complexidade da carga sólida do leito na natureza, tem sido bem estudada, existindo vários métodos ou fórmulas para a sua determinação. Por se constituir em material mais grosso e pesado, pode obstruir canais de navegação, impedindo o trânsito de embarcações. Em reservatórios, esse sedimento se deposita na área de remanso, formando o delta que geralmente tem grande volume acima do volume morto, diminuindo a regularização e a capacidade reservada para geração de energia. Em pequenos reservatórios é certo que o sedimento do leito do rio será retido, podendo haver uma distribuição diferente daquela do grande reservatório. Às vezes, esse sedimento pode assorear um pequeno reservatório em pouco tempo, ou mesmo durante uma só enchente (CARVALHO *et al*, 2000).

A definição clássica de estuário pode ser considerada a proposta por (PRITCHARD , 1952), (PRITCHARD, 1955), (PRITCHARD, 1989) os quais conceituaram estuário como corpo d’água costeiro:

- semifechado;
- que possui livre conexão com o mar aberto;
- com salinidade (% ou g/L) mensuravelmente diluída pela água doce oriunda da drenagem hidrográfica;
- com dimensões menores do que mares fechados.

A importância de estudar águas estuarinas reside no fato destas serem áreas de grande importância socioeconômica e ambiental, e seu gerenciamento deve estar embasado nos princípios do desenvolvimento sustentável.

A caracterização da distribuição da salinidade no estuário tem repercussões sobre a circulação de correntes, sobre a qualidade das águas e sobre o transporte de sedimentos.

O movimento de água doce saindo do estuário para o mar é acompanhado pela entrada de água salgada para o interior do estuário. Essa água salgada deve ser repostada para se obter a conservação de massa. Nesse caso, a mesma quantidade de sais misturados com a água doce,

e removidos pela embocadura na unidade de tempo, deve ser reposta por um idêntico influxo de água com sais dissolvidos. Em virtude da densidade ligeiramente menor da água doce, por empuxo esta se move sobre a água salgada para fora do estuário, enquanto essa última move-se rumo à terra próximo ao fundo, conforme Figura 8.

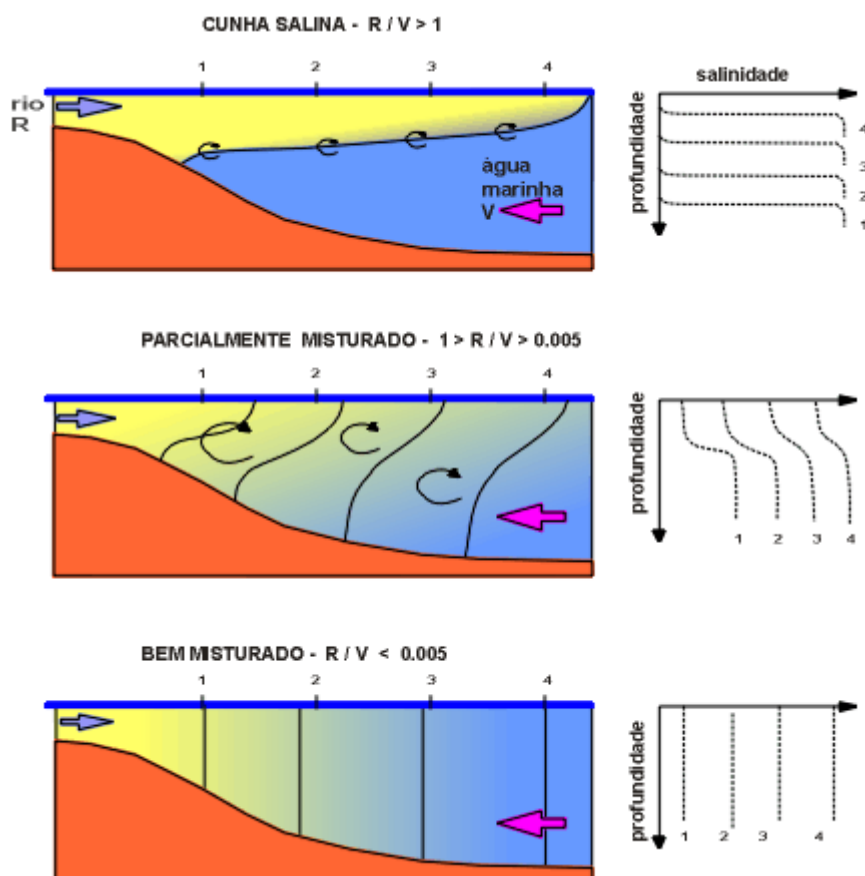


Figura 8. Classificação de estuários. Fonte: (MODIFICADA PRITCHARD, 1955)

Num estuário, as correntes de densidades têm efeito considerável. De fato, devido à diferença de densidade entre a água salgada na extremidade marítima e a água doce do aporte fluvial, existe um fluxo residual para a terra de água pelo fundo, e um movimento compensatório para o mar próximo à superfície. Esta circulação produz o transporte de sedimento finos para terra até um ponto de movimento residual nulo no leito, que se situa próximo ao limite terrestre dos gradientes de densidade, sendo a água predominantemente doce acima desse ponto. Quando as vazões fluviais são altas, essa posição desloca-se para o mar e, ao contrário, quando as vazões fluviais são pequenas, move-se para a terra (ALFREDINI e ARASAKI, 2009).

2.1 Porto do Recife

2.1.1 Origem

Datam de 1815 as primeiras iniciativas para a realização de melhoramentos no antigo ancoradouro de Recife (Figura 9). No decorrer do século XIX foram elaborados diversos projetos, sem que a execução contudo prosperasse. Somente em 1º de julho de 1909, com a publicação do Decreto nº 7.447, a empresa Société de Construction du Port de Pernambuco foi autorizada a construir as novas instala  es, compreendendo, essencialmente, 2.125m de cais e três armazéns.



Figura 9. Fotografia   rea do Porto do Recife. Fonte: (CABANGA, 2009)

A entrada em opera  o comercial ocorreu em 12 de setembro de 1918. Pelos decretos n   14.531 e n   14.532, ambos de 10 de dezembro de 1920, ficou definida a transferência da concessão do porto para o governo estadual, que deu prosseguimento às obras da sua implanta  o, concluindo mais cinco armazéns, um galpão e começando o prolongamento do cais. Essa concessão foi revista e aprovada pelo Decreto n   1.995, de 1   de outubro de 1937, e encampada, posteriormente, pelo Decreto n   82.278, de 18 de setembro de 1978, pela Empresa de Portos do Brasil S.A. (Portobrás), extinta em 1990, passando a administra  o do porto a ser exercida pela Companhia Docas do Rio Grande do Norte, mediante o Convênio de Descentraliza  o de Serviços Portuários n   004/90-SNT-DNTA, celebrado em 19/11/90, por força do Decreto 99.475, de 24/08/90, aditado em 17/01/91. Atualmente, por força do Convênio de Delega  o n   02/2001 entre a União e o Estado de Pernambuco, publicado no Diário Oficial do Estado de Pernambuco em 31/12/99, por delega  o da União, o porto passou a ser administrado oficialmente, a partir de 1   de junho de 2001, pela empresa estadual Porto do Recife S.A.

2.1.2 Administração

É exercida atualmente pela empresa estadual Porto do Recife S.A.

2.1.3 Localização

Localiza-se na parte centro-leste da cidade de Recife, capital do estado de Pernambuco, na confluência e às margens dos rios Capibaribe, ao sul, e Beberibe, no local onde deságuam no oceano Atlântico.

2.1.4 Área de Influência

Abrange os estados de Pernambuco, Paraíba, Rio Grande do Norte, parte de Alagoas, a faixa litorânea de Sergipe, o sudeste do Piauí, o sul do Ceará e o noroeste da Bahia.

2.1.5 Área do Porto Organizado

Conforme a Portaria-MT nº 1.030, de 20/12/93 (D.O.U. de 22/12/93), a área do porto organizado de Recife, no estado de Pernambuco, é constituída:

- a) pelas instalações portuárias terrestres existentes na cidade de Recife, tendo como limites extremos o molhe de Olinda, ao norte, e a ponte Agamenon Magalhães, ao sul, na Baía do Pina, abrangendo todos os cais, docas, pontes e píeres de atracação e de acostagem, armazéns, edificações em geral e vias internas de circulação rodoviária e ferroviária e ainda os terrenos ao longo dessas áreas e em suas adjacências pertencentes à União, incorporados ou não ao patrimônio do porto de Recife ou sob sua guarda e responsabilidade;
- b) pela infra-estrutura de proteção e acessos aquaviários, compreendendo as áreas de fundeio, bacias de evolução, canal de acesso e áreas adjacentes a esse até as margens das instalações terrestres do porto organizado, conforme definido no item "a" acima, existentes ou que venham a ser construídas e mantidas pela Administração do Porto ou por outro órgão do poder público.

2.1.6 Acessos

- RODOVIÁRIO – Pelas rodovias federais BR-101, BR-232 e BR-408.
- FERROVIÁRIO – Por meio da Companhia Ferroviária do Nordeste – CFN, malha Nordeste.
- MARÍTIMO – Existem 2 canais de acesso ao porto, ambos com características naturais. O principal deles, Canal Sul, possui aproximadamente 260 m de largura e 3,4 km de extensão, com profundidade de 10,5 m. O outro, denominado Canal Norte, tem pouca largura, cerca de 1.000 m de comprimento, e profundidade de 6,5 m, e é utilizado apenas por embarcações de pequeno porte. A bacia de evolução, situada ao longo da faixa de cais, é de formato retangular com 3.062 m de extensão, com largura variando entre 160 m e 475 m e com profundidades variando entre 9 m e 12 m.

2.1.7 Instalações

As instalações de acostagem compreendem quatro trechos de um cais contínuo, com uma extensão total de 2.960 m, assim distribuídos:

- Trecho 1 – Com 340 m, contendo dois berços (0 e 01) de atracação com profundidades variando de 8,50 m a 10 m. Existem, contíguos, dois silos horizontais para grânéis, com 200.000 t de capacidade, e um armazém de carga geral com 1.782 m².
- Trecho 2 – Com 1.010 m, dotado de cinco berços (02, 03, 04, 05 e 06), e profundidade média de 10,30 m. Dispõe de área de armazenagem a céu aberto, com 50.600 m², e de dois armazéns totalizando 15.000m². Dispõe de um portêiner para 30,5 t .
- Trecho 3 – Com 1.262 m de comprimento, oito berços (07, 08 09, 10 11, 12 13 e 14), e profundidade entre 8 m e 10 m, possui oito armazéns para carga geral, um deles destinado a carga frigorificada, somando 14.910 m². Conta, também, com uma área de 5.785 m² de pátios descobertos para depósito de carga geral.
- Trecho 4 – Com 348 m de cais e um berço (15), com profundidades de 8 m, em frente a dois armazéns com 1.642 m² e um pátio descoberto, de 1.400 m², destinado à carga geral.

2.1.8 Equipamentos

Tem-se 12 empilhadeiras sendo 3 de 2,5 t, 4 de 3 t; e 5 7 t; bem como 03 empilhadeiras de 40 t; 01 auto guindaste de 5 t; 01 trator terminal (VTT) de 54 t; 01 trator de 7 t; 04 guindastes elétricos de 3,2 t; 03 guindastes elétricos de 12,5 t; 16 t e 25 t; 03 moegas de 18 t; 02 transtêiners de 30 t; 05 grabs de 6,3 m³ e 4,0 m³; 05 tabladados de 3 t.

2.1.9 Facilidades

O porto possui um Pátio de Contêineres (Pcon) que está incluso na área de retaguarda do berço nº 2, com as seguintes facilidades: área de 24,128 m²; capacidade de estocagem de 1.140 contêineres; 30 tomadas para contêineres frigoríficos; 2 empilhadeiras de 37 t, com spreader telescópico; 1 empilhadeira de 40 t, com spreader telescópico; 2 empilhadeiras de 7 t dotadas de asa delta para movimentação de contêineres vazios; 1 guindaste de 25 t, na faixa do cais; 1 portêiner com capacidade de 30,5 t; 1 transtêiner com capacidade de 30 t.

As linhas férreas disponíveis no porto são: para trens 10.000 m; para guindastes; 1.280 m; para portêiner, 220 m; para transtêiner, 422 m. O porto possui, também instalações especiais para embarque e desembarque de cargas: trigo/milho, no berço 01, profundidade de 10 m, servido por 2 descarregadores pneumáticos, com capacidade de 100 t/h e 300 t/h, operando para os silos da Companhia de Abastecimento e Armazéns Gerais do Estado de Pernambuco – Ceagepe, capacidade estática de 25.000 t – no berço 09, profundidade de 9 m, servido por 2 descarregadores pneumáticos, sendo um fixo e outro móvel, com capacidades de 100 t/h e 150 t/h, ambos operando para vagões, caminhões ou para silos da Santista Alimentícios S/A, capacidade estática de 23.000 t. Cevada – no berço 04, profundidade de 11m, servido por descarregador pneumático com capacidade de 120 t/h operando para silos da Rhodes S/A, capacidade de estocagem de 10.000 t. Açúcar , no berço 00, com profundidade de 10 m, servido por descarregador pneumático com capacidade de embarque de 1.000 t/h, operando para silos horizontais do Terminal Açucareiro, capacidade de estocagem de 200.000 t para açúcar a granel (AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTE AQUAVIÁRIO, 2011).

2.1.10 Obras de Drenagem do Porto do Recife

Em função do assoreamento provocado pelo fluxo de sedimentos, diminuindo seu calado, foi concluída a dragagem da parte externa do porto do Recife. É a primeira dragagem completa feita neste porto nos últimos 20 anos.

O serviço custou quase 31 milhões de reais e levou cerca de quatro meses de trabalho, a profundidade média (calado) passou a ser de 11,50 m e foram retirados do fundo do mar 2,6 milhões de metros cúbicos de areia, argila e material de assoreamento.

Foi constatado, que em função da falta de dragagem, houve uma queda de 20% na movimentação de açúcar no Porto entre os meses de setembro de 2008 e abril de 2009 em relação ao mesmo período do exercício anterior (AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTE AQUAVIÁRIO, 2011).

2.2 Complexo Portuário de Suape

O complexo industrial Governador Eraldo Gueiros – SUAPE está situado nos municípios de Ipojuca e Cabo de Santo Agostinho, no litoral sul do estado de Pernambuco, e possui localização estratégica em relação as principais rotas de navegação (Figura 10).



Figura 10. Fotografia do Porto de Suape. Fonte (SUAPE GLOBAL, 2009)

A área total que Suape ocupa é de 13.500 hectares, distribuídos em zonas portuárias, industrial, administrativa, de preservação ecológica e cultural.

Suape possui conexão com mais de 160 portos em todo os continentes, o que o coloca em condições de ser um dos principais portos concentradores de cargas (HUB PORT) no atlântico sul (Figura 11).

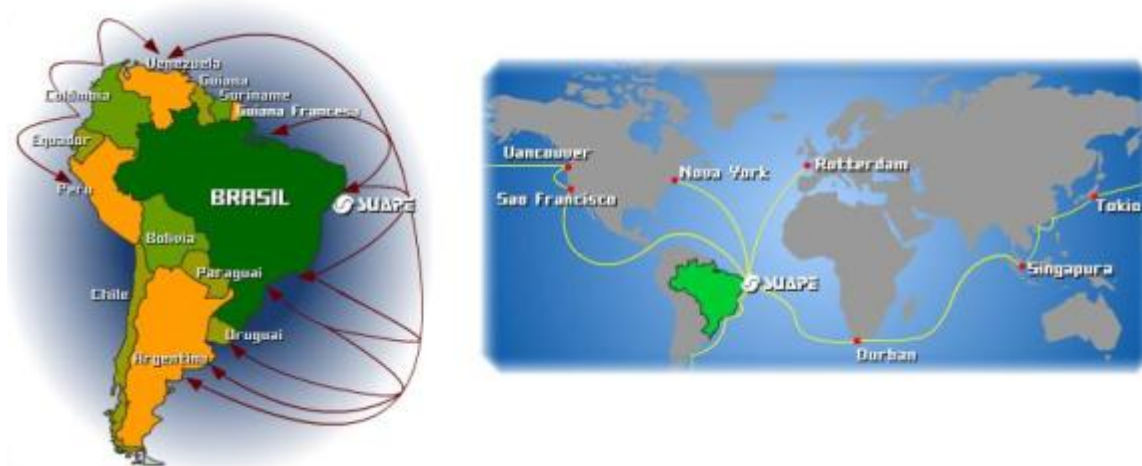


Figura 11. Mapa localizador do Porto de Suape em relação aos principais centros consumidores mundiais.
Fonte: (SUAPE GLOBAL, 2009)

2.2.1 Infraestrutura

- Duas barragens com reservação interna de 13 milhões de metros cúbicos d'água.
- Termoelétrica com capacidade de geração de 523 MW
- Calado(distância entre a linha d'água e de quilha do navio) de 16,50 metros.
- Seis berços de atracação podendo simultâneamente ancorar doze embarcações.
- 42 km de estradas internas.
- 32 km de via férrea.
- Fluxo de 3 mil veículos por dia.
- Investimento entre 2007/2010 da ordem de 17 bilhões de dolares.

Suape gera cerca de doze mil novos postos de trabalho diretos e 45 mil só na construção dos empreendimentos em desenvolvimento.

2.2.2 Obras Futuras de Ampliação

O serviço de dragagem consiste na escavação e remoção (retirada, transporte e deposição) de solo, rochas decompostas ou desmontadas (por derrocamento) submersos em qualquer profundidade e por meio de variados tipos de equipamentos (mecânicos ou hidráulicos) em mares, estuários e rios. Neste item estão consideradas somente as dragagens

em lâminas d'água de até 30 m de profundidade para fins de navegação (ALFREDINI e ARASAKI, 2009).

O Porto de Suape está contratando novas sondagens geotécnicas para saber definitivamente quanto custará a dragagem do seu canal de acesso. Para a Secretaria Especial dos Portos, a obra pode ser feita por R\$ 110 milhões, mas para a diretoria de Suape a execução do projeto não sairia por menos de R\$ 240 milhões. Tamanha divergência de valores se justifica pelo desconhecimento sobre o real nível de dureza das pedras que ocupam o fundo do mar na área portuária. Orçado em cerca de R\$ 120 mil, o estudo deve ser concluído até o final de março/2012. Do seu resultado depende o lançamento de uma nova licitação para a dragagem no início de abril, já que nenhuma empresa se habilitou para executar a obra durante a concorrência que foi aberta no ano passado.

Atualmente, a profundidade do canal de acesso do Porto é de 16,5 metros. Com a dragagem, essa marca subirá para 20 metros, permitindo a atracação de navios com porte de até 170 mil toneladas (como os que vão abastecer de petróleo a Refinaria Abreu e Lima).

Conforme explica o diretor de engenharia e meio ambiente do Porto de Suape a Secretaria Especial dos Portos julga que a retirada das pedras poderá ser feita durante a própria dragagem. No entanto, acredita-se que o material depositado nas profundezas tem nível de dureza tão alto que seria necessário submetê-lo a um processo de fragmentação. Em termos técnicos, o procedimento é intitulado derrocagem, que encareceria a obra em cerca de 118%. "Através de 26 perfurações, já identificada um volume de 362 mil metros cúbicos (m³) de material que precisaria passar pela derrocagem. Somente a draga não dá conta de todo o procedimento. Por isso, pensa-se que a execução do projeto deverá sair por preço mais elevado".

2.2.3 Infraestrutura

A previsão é que, em 2010, sejam empregados R\$ 946,6 milhões para aumentar a infraestrutura do complexo portuário de Suape. Desse total, R\$ 595 milhões estão no orçamento como recursos próprios. Já a União e a Secretaria Especial dos Portos bancarão um investimento de R\$ 268 milhões, que incluem a dragagem do canal de acesso (JORNAL DO COMÉRCIO, 2010).

2.3 Estaleiro Atlântico Sul

Instalado em uma área física de 162 hectares da Ilha de Tatuoca, no complexo de Suape, gerando cerca de cinco mil postos de trabalho, com capacidade de processamento de cento e sessenta mil toneladas de aço por ano, com investimento de um bilhão e seiscentos milhões de reais, Figura 12.



Figura 12. Fotografia aérea do EAS. Fonte: (ESTALEIRO ATLÂNTICO SUL, 2010).

Composição Societária:

- Coreana Samsung Heavy Industry – 10%
- PJMR, Sociedade Empresarial Carioca – 10%
- Queiroz Galvão – 40%
- Camargo Correia – 40%

Considerada uma das maiores empresas de construção, reparação naval e offshore do hemisfério sul, com uma carteira de pedidos de US\$ 3,4 bilhões, o estaleiro vai construir 22 embarcações para o Programa de Modernização e Expansão da Frota da Transpetro (Promef).

Somente para a primeira fase do Promef vão ser construídos dez petroleiros Suezmax e mais cinco navios. Cada Suezmax tem 145,8 mil toneladas. Para segunda etapa do programa da Transpetro serão mais sete embarcações.

O estaleiro fabrica e repara navios cargueiros de até 500 mil toneladas e plataformas offshore. Utilizando o sistema de construção de dique seco com 400 metros de extensão possui ainda área industrial coberta de 130 mil metros quadrados. No dique trabalha com dois guindastes Goliath de 1,5 mil toneladas cada um, além de outros de menor porte. Cada Goliath mede 100 metros de altura e pode içar blocos de até 2,8 mil toneladas, estes equipamentos custaram US\$ 68 milhões e estão entre os maiores do mundo (REVISTA VALOR ECONÔMICO S.A, 2010).

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os cursos d'água naturais estão em permanente evolução (Figura 13), procurando talhar o seu perfil longitudinal de equilíbrio, erodindo seus respectivos leitos em determinados pontos, transportando sedimentos de um local a outro e os depositando em outros trechos. Alguns rios estão mais adiantados que outros na busca de seu equilíbrio. O perfil longitudinal de um curso d'água natural apresenta declividade decrescente da cabeceira à foz, assim como o perfil granulométrico de seus sedimentos. Sem a intervenção antrópica a tendência natural do rio é no sentido de erodir a montante e depositar a jusante procurando seu perfil de equilíbrio (PIMENTA, 1981).

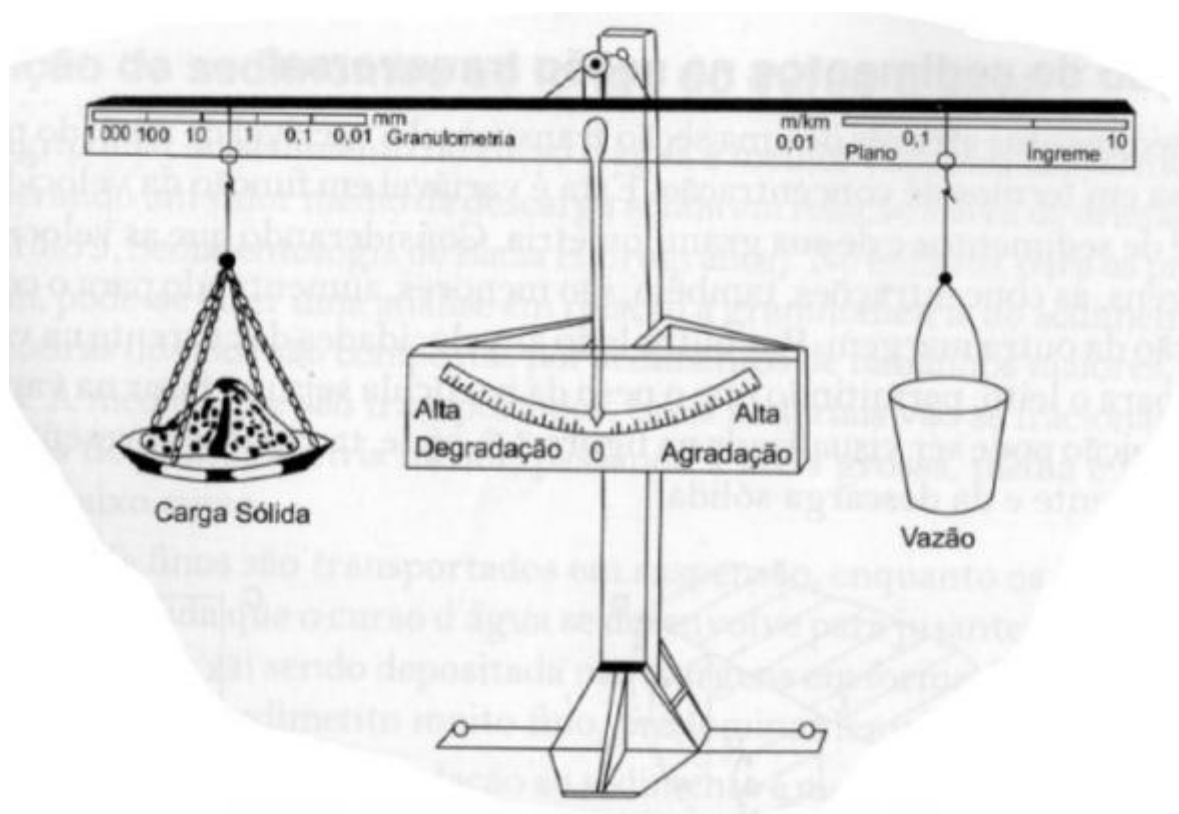


Figura 13. Balança de Lane. Fonte: (CARVALHO, 2008)

É definida como carga de fundo o material que geralmente permanece em contato com o leito do rio e que se move por rolagem, deslizamento ou saltos (Figura 14). Este movimento é importante por causa da sua relação com as mudanças na morfologia dos rios (GORDON *et al*, 2004)

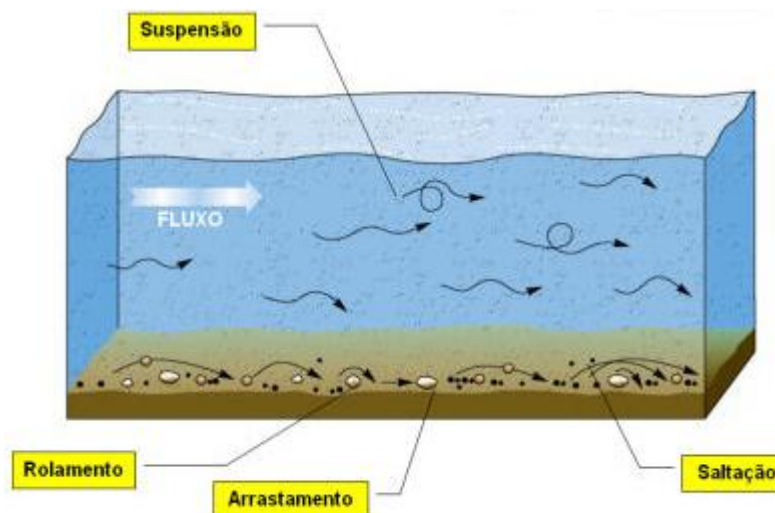


Figura 14. Tipos de transporte de sedimentos. Fonte: (ALEXANDRA SANTOS, 2010)

Quando o fluxo em qualquer curso d'água tiver condições hidráulicas de superar as condições críticas do movimento do material de fundo o transporte de arrasto começará. Se o movimento das partículas é de rolamento, deslizamento, ou algumas vezes de saltação este tipo de transporte de sedimento referido é conhecido como transporte de carga de fundo ou carga de contato ou arrasto. Geralmente, a quantidade transportada por arrasto é em torno de 5% a 25% da carga de suspensão. Embora este valor seja menor, o estudo dessa modalidade é de suma importância em virtude das formas de fundo, estabilidade dos canais, e navegabilidade dos meios (SIMONS e SENTURK, 1992).

Alguns autores, tais como (CHOW, 1964), (GRAF, 1971), (SHEN, 1971), (RENDON e HERRERO, 1974), estimam que a contribuição da carga de fundo na quantificação da carga total é de cerca de 5%.

A descarga sólida de arrasto representa somente a menor parte da descarga sólida total, sendo, em média, de 5 a 10%, podendo chegar a 30%. Segundo alguns autores, a descarga instantânea do leito pode variar entre 2 a 150% da descarga em suspensão (ICOLD, 1989). Assim, essa variação pode ser significativa, o que justifica medições regulares dessa descarga do leito e não somente da descarga em suspensão (CARVALHO *et al*, 2000).

Em geral a quantidade de transporte de fundo em rios é por volta de 5 a 25% da carga em suspensão (YANG, 1996).

A descarga sólida de arrasto representa somente a menor parte da descarga sólida total. Corresponde a 5 a 10% normalmente, podendo, no entanto, igualar ou superar o valor da descarga de suspensão, em caso de rios largos e rasos com sedimento aluvionar. Devido à complexidade do fenômeno, tem sido bem estudada, existindo vários métodos ou fórmulas

para sua determinação. Por se constituir em material mais grosso e pesado, pode obstruir canais de navegação, impedindo o trânsito de barcos (CARVALHO, 2008).

O transporte de sedimentos, citado por (CUNHA FILHO, 2009), em rios pode ocorrer em diferentes modalidades, dependendo das condições hidrodinâmicas do escoamento e das propriedades dos sedimentos. Materiais de granulometria da areia ou superior a essa são transportados por arrasto sobre o leito através de movimentos como rolamento, deslizamento e saltação. Materiais finos como silte e argila são transportados em suspensão. Os sedimentos correspondentes à classe areia poderão também ser transportados em suspensão quando a condição de turbulência do escoamento for elevada (MERTEN *et al*, 2008)

A descarga sólida de material do leito corresponde a um valor que inclui a descarga de arrasto e uma parcela da descarga em suspensão cuja composição é de material do leito (CARVALHO, 2008).

São os seguintes métodos para determinação da descarga sólida de arrasto ou de material do leito:

- Medição direta, ou *in situ*, com uso de medidores portáteis ou removíveis colocados no leito, ou estruturas fixas, como poços ou fendas.
- Medição indireta por amostragem de sedimentos do leito com cálculo por fórmulas ou métodos, metodologia de deslocamento das dunas, dos traçadores e das propriedades litológicas. A amostragem de sedimento do leito por esse processo e a determinação da granulometria permitem o uso das “fórmulas de material do leito” para comparação de resultados (CARVALHO, 2008).

A descarga sólida de arrasto varia no tempo e no espaço, longitudinalmente e transversalmente ao canal de escoamento. Entre as causas dessa variação são atribuídos fatores como a forma de fundo do canal, variação da tensão de cisalhamento do escoamento devido à topografia do leito, turbulência, variações do suprimento do sedimento à montante e mudanças na granulometria dos sedimentos que se encontram na superfície do leito (DIPLAS *et al*, 2008)

O transporte de carga de arrasto não ocorre necessariamente todo o tempo, podendo as taxas de transporte chegar a zero em condições de baixo fluxo d'água. Mesmo quando o transporte está acontecendo, é provável que apenas parte do material de fundo estivesse móvel durante algum momento. Parte da razão disto é a distribuição irregular da tensão de cisalhamento do leito, que é influenciada pelas variações das flutuações turbulentas (CHARLTON, 2007).

Em águas costeiras, diferente de águas fluviais, é difícil prever a direção e intensidade predominante do fluxo hidrossedimentar, pois sua resultante depende de um conjunto bastante heterogêneo de forçantes tais como marés, ventos, ondas, correntes e descargas fluviais, além do mais, a presença de batimetrias complexas e estruturas como recifes naturais podem alterar de forma significativa a hidrodinâmica local (ARAÚJO e MELO, 1999).

A dinâmica de circulação d'água e sedimentos em estuários não tem sido objeto frequente de pesquisas geológicas no Brasil. Os trabalhos publicados geralmente traçam um paralelo entre a penetração d'água marinha, o modelo de estratificação do fluxo e o deslocamento da zona de turbidez máxima (DOBEREINER, 1983) (MORAES *et al*, 1988), ou então da transição sazonal das fácies sedimentares nos estuários associadas às vazões fluviais, sem entretanto ser totalizado o volume de sólidos em trânsito (DOBEREINER, 1986) (PONÇANO e GIMÉNEZ, 1987).

Desembocaduras estuarinas são bastante importantes para troca de materiais entre o continente e o oceano. Devido à sua importância ecológica e econômica e à influência que exercem sobre a zona costeira adjacente, as desembocaduras têm sido objeto de muitos estudos dentro das ciências costeiras e da engenharia. Estes sistemas têm grande influência sobre o balanço sedimentar das regiões costeiras, afetando a estabilidade das praias adjacentes (FITZGERALD, 1988). Os corpos sedimentares associados às desembocaduras, como deltas de maré enchente e vazante, são importantes reservatórios temporários e permanentes de sedimentos. Adicionalmente, os deltas de maré vazante têm grande influência na distribuição da energia de ondas. Esta feição protege a linha de costas das ondas incidentes e define os padrões de transporte de sedimentos (CASSIANO e SIEGLE, 2010).

As principais forçantes que controlam a geometria do canal e dos corpos sedimentares adjacentes são a altura da maré, o nível de energia das ondas, o aporte de água doce e a batimetria local (FITZGERALD, 1996) (KANA *et al*, 1999). Segundo (KOMAR, 1996), essas variáveis associadas às desembocaduras, tornam-nas em um dos ambientes mais complexos da zona costeira. As desembocaduras podem ser consideradas sistemas morfodinâmicos, funcionando através da interação dos três componentes principais: hidrodinâmica, transporte de sedimentos e mudanças morfológicas. A dinâmica dos fluidos é induzida pela entrada de energia no sistema através de correntes e ondas e é influenciada pela topografia. Este ajuste mútuo da topografia e da hidrodinâmica é interligado pelo transporte de sedimento ao longo do tempo.

As ondas afetam o transporte, principalmente, através da mobilização dos sedimentos por ação do escoamento oscilatório. Deste modo, quanto maior a altura da onda, maior o fluxo de sedimentos (CAMENEN *et al*, 2003).

A propagação da maré em estuários através das correntes de maré é muito importante pelo transporte de sedimentos que promove, modelando os fundos aluvionares e atuando em toda profundidade líquida como forçante do transporte de sedimentos (ALFREDINI e ARASAKI, 2009).

As máximas correntes de maré enchente costumam ocorrer em níveis d'água relativamente altos, situados entre a meia-maré e a preamar, assim as correntes de enchente atuam no estuário, agindo sobre os sedimentos de margens, bancos e canais, depositando-os nas estofas de preamar (ALFREDINI e ARASAKI, 2009).

Durante os instantes próximos à meia maré, quando as correntes de maré atingem suas máximas velocidades, o que influi no transporte de sedimentos (ALFREDINI e ARASAKI, 2009).

Os sedimentos em movimentação num estuário deslocam-se pendularmente sob a ação da maré, mas a areia movendo-se junto ao leito desloca-se relativamente pouco durante cada maré de sizígia e não se desloca absolutamente até que não seja atingida e excedida localmente a tensão de arrastamento crítica no leito. Durante as marés de quadratura, pode haver movimento muito reduzido ou praticamente nulo, mas o transporte sólido aumenta muito rapidamente com a tensão de arrastamento, que depende da velocidade das correntes. Sabe-se que os escoamentos turbulentos são quadráticos, isto é, as tensões de arrastamento no leito são proporcionais ao quadrado da velocidade, fazendo com que o transporte por arrastamento de fundo seja proporcional ao saldo entre a velocidade atuante e a crítica elevado a um expoente da ordem de 5 (MCDOWELL e O'CONNOR, 1977).

Um ambiente costeiro pode ser definido como um sistema, onde a movimentação do fluido (causado pela entrada e saída de energia), a capacidade de transporte de sedimentos e a variação na morfologia local, são as principais variáveis que influenciam na formação deste ambiente. Este é um processo acumulativo (WRIGHT e THOM, 1977), onde os três fatores estão correlacionados. A movimentação do fluido é o processo responsável por gerar ou afetar o padrão de transporte de sedimentos no sistema. Esta componente é afetada por processos hidrodinâmicos (ondas, marés e correntes) e aerodinâmicos (vento). Já o transporte de sedimentos é a interação entre o movimento do fluido com o fundo, induzido pela tensão de cisalhamento. Esta relação resulta em variações morfológicas, podendo ser qualificada se há

entrada ou saída de sedimento do sistema (balanço sedimentar) (MASSELINK e HUGHES, 2003).

Geralmente os estuários dominados por maré vazante atuam principalmente como exportadores de sedimento para o ambiente costeiro (DYEER, 1976) (FRENCH, 1977)

Segundo (EINSTEIN, 1950), o transporte por arraste ocorre próximo ao fundo dentro de uma camada com espessura igual a duas vezes o diâmetro da partícula média (D_{50}).

De acordo com (MERTEN *et al*, 2008) a descarga sólida do material do leito raramente é medida, e sim estimada por equações desenvolvidas para este propósito. O fato da descarga sólida do leito quase nunca ser medida, é atribuído as dificuldades de medição decorrentes da grande variabilidade espaço-temporal do fluxo de sedimentos (WATHEN *et al*, 1995) (POWEL *et al*, 1998).

A definição de (BAGNOLD, 1956) diz que neste tipo de movimento o contato sucessivo das partículas com o fundo (saltação) é limitado apenas pelos efeitos da gravidade. Esta força de fricção exercida pelo fluxo sobre o fundo (em unidades por área) é expressa nos termos da tensão de cisalhamento (SOULSBY, 1997).

O tipo e tamanho do sedimento também irão influenciar na geometria das formas de fundo e consequentemente na interpretação das condições responsáveis por sua formação. Em geral sedimentos grossos formam ondulações maiores e necessitam de maior tensão de cisalhamento para que o transporte por arrasto seja efetivado. Se existe uma quantidade suficiente de sedimento disponível, o material mais grosso e/ou denso é usualmente encontrado nas cavas, enquanto que o mais fino e/ou menos denso nas cristas (REINECK e SINGH, 1980).

A complexidade da formulação do transporte de sedimentos resulta do vasto número de processos envolvidos na resultante do escoamento (ondas, marés, caudais de rios, vento), assim como da quantidade de fenômenos presentes na interação entre o escoamento e os sedimentos (arrastamento, ressuspensão/deposição), e especialmente da interação, não linear entre processos com escalas de tempo e espaço muito diferentes (SILVA *et al*, 1997).

Um ambiente costeiro pode ser definido como um sistema, onde a movimentação do fluido (causado pela entrada e saída de energia), a capacidade de transporte de sedimentos e a variação na morfologia local, são as principais variáveis que influenciam na formação deste ambiente. Este é um processo acumulativo, onde os três fatores estão correlacionados. A movimentação do fluido é o processo responsável por gerar ou afetar o padrão de transporte de sedimentos no sistema. Esta componente é afetada por processos hidrodinâmicos (ondas, marés e correntes) e aerodinâmicos (WRIGHT e THOM, 1977).

Já o transporte de sedimentos é a interação entre o movimento do fluido com o fundo, induzido pela tensão de cisalhamento. Esta relação resulta em variações morfológicas, podendo ser qualificada se há entrada ou saída de sedimento do sistema (balanço sedimentar) (MASSELINK e HUGHES, 2003).

Existem basicamente três tipos de amostradores que possibilitam medir a descarga sólida do leito (KUHNLE, 2008): aqueles que compreendem estruturas construídas sobre o leito com a finalidade de capturar os sedimentos durante o transporte desses; amostradores portáteis; amostradores considerados não invasivos. Entre esses amostradores considera-se que as estruturas de captura de sedimentos como o mais eficiente para medições de descarga sólida, porém, os custos de instalação dessa estrutura são muito elevados e a estrutura é trabalhosa de instalar. Determinações não invasivas ainda não são completamente confiáveis para serem utilizadas, enquanto que o uso de amostradores portáteis apresenta como vantagens o baixo custo e facilidade de uso. Por outro lado, esse método envolve um considerável esforço de campo devido à elevada variabilidade espaço-temporal do fluxo de sedimentos (MERTEN *et al*, 2008).

Equipamentos de amostragem do tipo portátil tem sido construídos para medir sedimentos com granulometria variável entre 1 a 300 mm e normalmente são do tipo amostrador de rede, panela ou de diferença de pressões (HUBBEL, 1964). Nos dois primeiros casos, esses amostradores, durante a captura dos sedimentos causam um aumento da resistência ao escoamento e com isso promovem uma redução da velocidade do mesmo (redução da tensão cisalhante do escoamento), e conseqüentemente ocorre uma redução na taxa de transporte de sedimentos na proximidade do amostrador. No caso dos amostradores de diferença de pressão essa condição é prevista. Este tem menor interferência nas condições hidrodinâmicas do local de coleta. Os amostradores de diferença de pressão foram construídos de forma a criar um gradiente de pressão (menor pressão na entrada e maior na saída), e com isso garantir uma eficiência hidráulica (relação entre a velocidade média de entrada através do bocal do amostrador e a velocidade média do escoamento nas proximidades) adequada de forma a não interferir no fluxo de sedimentos que se encontra em movimento no leito (MERTEN *et al* , 2008).

O amostrador BL-84 tem sido testado e aprovado pela Federal Interagency Project-FISP como um amostrador padrão para determinação da descarga sólida do leito de sedimentos entre 1 a 38 mm e apresenta uma eficiência de amostragem (relação entre a quantidade de sedimentos amostrada e quantidade de sedimentos que é transportada) considerada adequada, podendo esta eficiência variar entre 100 a 140% (MERTEN *et al*, 2008).

4 BACIA HIDROGRÁFICA DO TIMBÓ

4.1 Estuário do Timbó

Conforme (BARBOSA, 2006) o Rio Timbó (Figura 15) recebe o nome de Rio Branco desde sua nascente no tabuleiro do Araçá, município de Abreu e Lima, até o município de Paulista, apresentando uma direção Oeste-Leste. A partir de Paulista, passa a ser designado Rio Timbó e sua direção muda para nordeste, até a desembocadura na praia de Maria Farinha. Possui como mais extensos tributários da margem esquerda o Rio Zumbi e o Arroio Desterro, e da margem direita os rios da Fábrica e Massapê (CPRH, 2001).

Além desses rios principais, há inúmeros riachos e grotões que deságuam em sentido aproximadamente transversal.

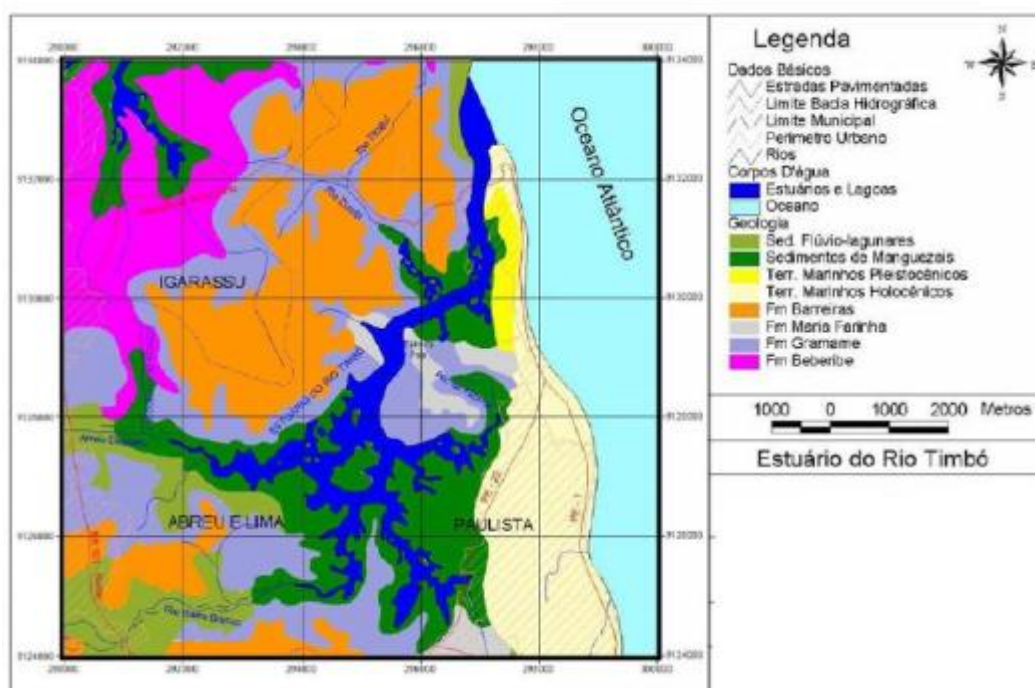


Figura 15. Estuário do Rio Timbó. Fonte: (FIDEM, 2001)

O Rio Timbó tem sua rede de drenagem do tipo dedrítica e apresenta quase 15 km de vias navegáveis em preamar, com largura no baixo e médio curso variando de 250 a 300 m (FIDEM,1980). Quando sob a influência da maré alta, exibe uma vasta superfície líquida, com profundidade mínima de 2 m e máxima de 8 m (FIDEM,1987). De acordo com a (CPRH, 1986), este rio apresenta uma reduzida vazão estimada em cerca de 0,20 m³/s, sendo seu estuário de planície costeira com influência mista de ondas e marés (DALRYMPLE *et al*, 1992). Segundo (COSTA e MACEDO, 1989), a foz do Rio Timbó tem cerca de 200 m de

largura e a quase totalidade das águas é de procedência oceânica, tratando-se, portanto, de estuário bem misturado, sem estratificação de águas.

Conforme (FIDEM, 1980) caracterizou-se três zonas estuarinas no Rio Timbó:

- Zona estuarina superior: região com canais, separados por bancos de areia, ilhas e baixios de maré, localizada a montante da ilha central de mangue. A batimetria revelou a existência de dois pequenos canais ladeando a ilha central de mangue com profundidade de cerca de 2 m que se unem no local Porto de Pedras, onde a profundidade chega a 4,2 m.
- Zona estuarina média: abrange desde o trecho imediatamente a jusante da ilha central de mangue até a grande curva antes de o Rio Timbó tomar a direção quase N-S, subparalela à restinga de Maria Farinha. Em frente à fábrica Poty, os canais se reúnem novamente e a profundidade chega a 6 m.
- Zona estuarina inferior: este é o trecho no qual o Rio Timbó segue a direção N-S, subparalela à restinga arenosa de Maria Farinha, até a sua desembocadura, a profundidade do canal chega a 7 m e largura de 200 m. Nesta zona prevalecem areias quartzosas de média a grossa e com certos fragmentos carbonáticos, demonstrando a importância das marés no transporte de sedimentos marinhos para o estuário.

A faixa costeira abrangida pelo estuário do Rio Timbó encontra-se sob um clima AS', conforme classificação proposta por Koppen em 1900, sendo portanto, quente e úmido com chuvas de outono-inverno distribuídas de março a agosto. A pluviosidade média anual é aproximadamente 1.500 mm, sendo que, entre abril e julho, ocorre o período mais chuvoso, normalmente com precipitação mensal abaixo de 100 mm (BARBOSA, 2006).

As ondas incidentes no porto de Suape, região metropolitana de Recife, e, portanto relacionadas à área do estuário do Rio Timbó, medidas pelo Instituto de Pesquisas Hidroviárias (INPH) no período de 1980-1984, são geradas principalmente por influência de ventos locais, com menor ocorrência daquelas originadas a maior distância da costa. Este tipo de ondas oriundas do cinturão tempestuoso subpolar do Atlântico Sul e vindas de SE, predominam ao longo da costa oriental brasileira, incluindo assim Pernambuco em seus domínios (DAVIES, 1980). Em mar aberto, estas ondas de direção Leste-Sudeste, associadas a ventos de mesma direção, têm uma altura média de 1 a 1,5 metros e períodos entre 5 a 7 segundos, prevalecendo durante todo o ano (DOMINGUEZ *et al*, 1992). Com relação às ondas que incidem diretamente no litoral norte de Pernambuco, encontraram a altura média anual de 0,40 m e período de 7,5 segundos (SUHAYDA *et al*, 1977).

Tabela 2. Principais estuários de Pernambuco. Fonte: (SILVA, 2004).

Denominação	Área (ha)	Rios principais	Municípios abrangidos
Estuários dos Rios Goiana e Megaó	4776	Goiana e Megaó	Goiana
Estuário do rio Itapessoca	3998	Itapessoca	Goiana
Estuário do rio Jaguaribe	212	Jaguaribe	Itamaracá
Complexo estuarino do canal de Santa Cruz	5292	Igartassu, Botafogo, Maniquara e Arataca	Itamaracá, Itapissuma, Igarassu e Goiana
Estuário do rio Timbó	1397	Timbó e Arroio Desterro	Paulista, Abreu e Lima e Igarassu
Estuário do rio Paratibe	-	Paratibe e Fragoso	Paulista e Olinda
Estuário do rio Beberibe	-	Beberibe	Olinda e Recife
Estuário do rio Capibaribe	-	Capibaribe, Pina, Jordão, Tejipió e Jiquiá	Recife
Estuário dos rios Jaboatão e Pirapama	1284	Jaboatão e Pirapama	Cabo e Jaboatão
Estuário dos rios Sirinhaém e Maracaípe	3335	Sirinhaém e Maracaípe	Ipojuca e Sirinhaém
Estuário do rio Formoso	2724	Formoso, Passos e Ariquindá	Tamandaré e Barreiros
Estuário dos rios Mamucabas e Ilhetas	402	Mamucabas e Ilhetas	Tamandaré e Barreiros
Estuário do rio Una	553	Una	Barreiros e São José da Coroa Grande

A velocidade do fluxo em um canal de maré é proporcional ao gradiente de pressão gerado no lado oceânico, em relação ao nível lagunar (LESSA, 1991).

Os estuários são formados em escala de tempo geológica pela alteração do nível do mar, que é consequência da eustasia (deformação real no nível do oceano) e da tectônica e/ou isostasia (alteração dos níveis dos terrenos emersos adjacentes) (MIRANDA *et al*, 2002; apud SUGUIO, 2005). Ao final da última transgressão à cerca de quinze mil anos, quando o aumento do nível do mar atingiu o nível atual, as planícies costeiras e os vales dos rios foram gradativamente inundados, dando origem aos estuários, enseadas baías e lagunas costeiras (MIRANDA *et al*, 2002).

O tipo de estuário depende tanto de eventos geológicos de mudanças do nível do mar, como também, de variações em escalas de tempo inferiores como segundos (ventos), horas (maré), dias (influências meteorológicas), meses (correntes oceânicas), além de variações anuais (MIRANDA *et al*, 2002).

Os estuários podem ser classificados em lagoa, lagoa costeira, estuário propriamente dito, delta estuarino e deltas, num contínuo proposto por (KJERVE, 1989) conforme Figura 16.

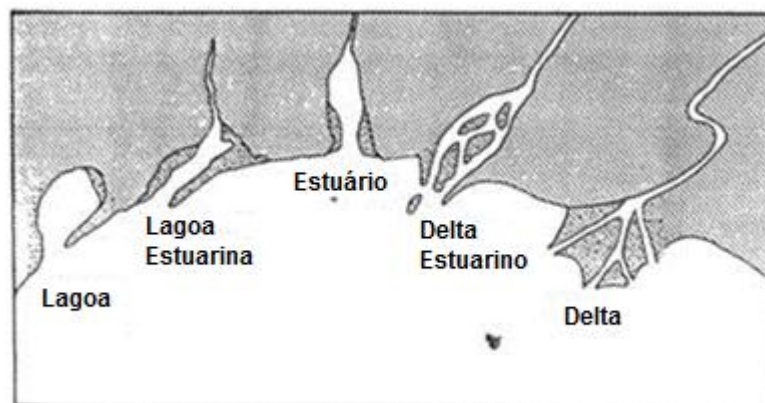


Figura 16. Gradiente de classificação de estuários. Fonte: (KJERVE, 1989)

Nesta classificação, o primeiro tipo (lagoa) é produzido pela ação de ondas e marés possuindo sedimentos de granulometria grossa, enquanto que o tipo do outro extremo (delta) se caracteriza por ser produzido predominantemente por processos fluviais, possuir sedimentos finos vindo do rio e os outros tipos seguem o gradiente entre estes dois tipos extremos (KJERVE, 1989).

Quanto à estratificação de salinidade os estuários podem ser classificados em quatro tipos (MIRANDA *et al*, 2002). São eles:

- Cunha Salina: interface distinta entre água do rio e do mar, com fluxo pouco salino na superfície, sendo o entranhamento o processo dominante.
- Altamente Estratificado: alta diferença de salinidade entre superfície e fundo.
- Parcialmente misturado: haloclina menos pronunciada, pequena diferença de salinidade entre superfície e fundo.
- Bem Misturado: praticamente não há diferença de salinidade entre superfície e fundo, ausência da haloclina.

O estuário apresenta três regiões distintas (MIRANDA *et al*, 2002) a saber:

- Zona estuarina-ribeirinha: onde ainda há influência da maré, havendo reversão das correntes(acima dela, rio adentro, a corrente é unidirecional). Possui salinidade de 0,5 a 1‰ e pode se estender por quilômetros adentro do continente.
- Zona estuarina de mistura: também sofre influência da maré e apresenta reversão da corrente. A salinidade é maior, variando entre 1,0 a 35‰. Estende-

se a região em que a salinidade passa para 1% até a baía do estuário e inclui a zona de turbidez máxima (salinidade entre 4 a 8%).

- Zona de fronteira costeira: é a região na costa em que ainda há influência das águas estuarinas, sendo limitada pela frente costeira, chamada de frente de pluma. Nesta região, existe fluxo de água paralelo à costa.

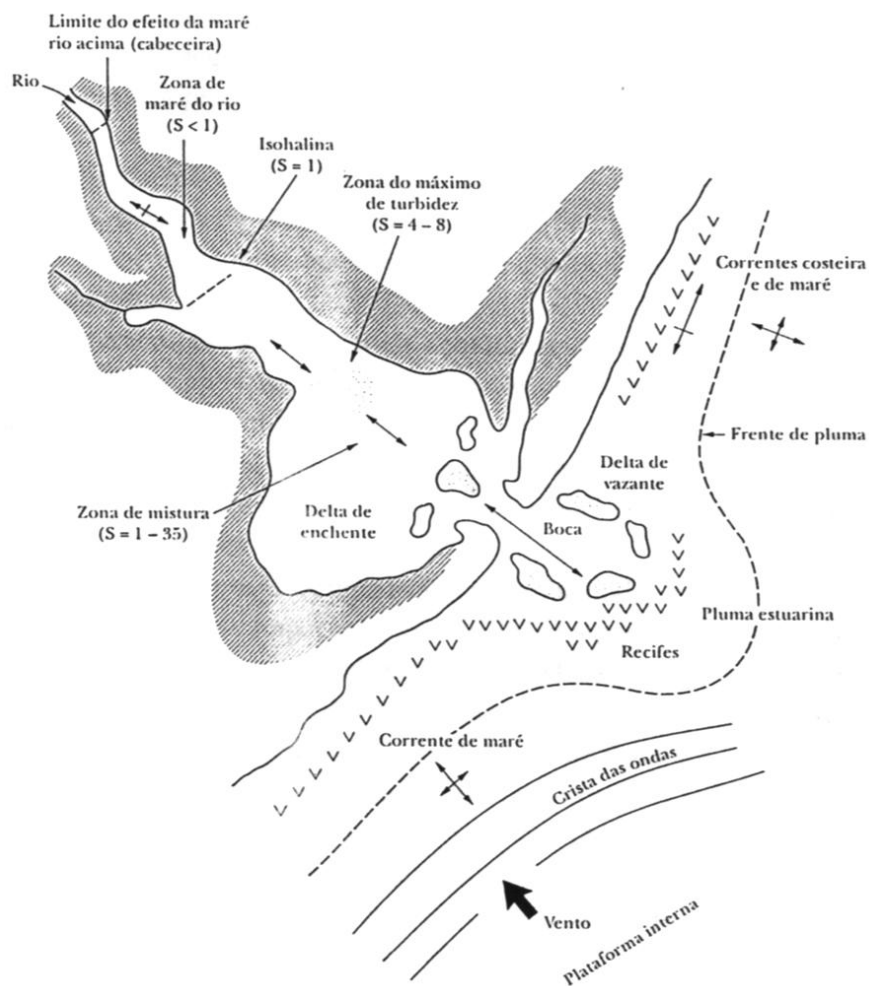


Figura 17. Mapeamento costeiro. Fonte: (MIRANDA, 2002)

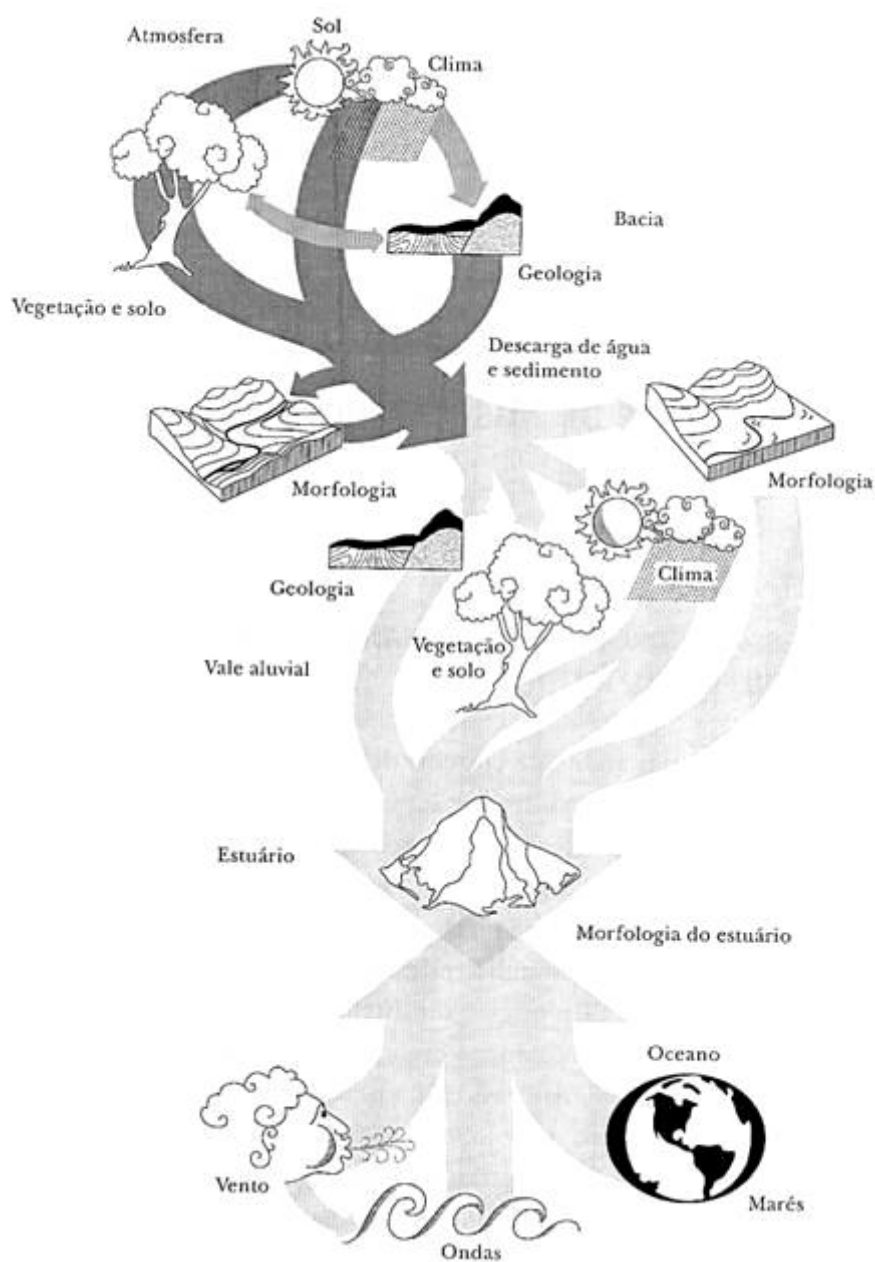


Figura 18. Representação dos forçantes sobre o estuário. Fonte: (MIRANDA, 2002)

4.2 Marés e Correntes

Seja F a força de atração gravitacional conforme sistema terra-lua (Figura 19) e a Equação 3.

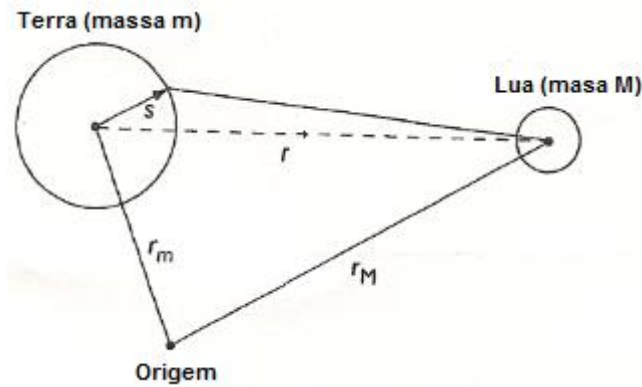


Figura 19. Esquema órbita Terra-Lua. Fonte: (REEVE *et al*, 2009)

$$F = -\frac{GmM}{|r_m - r_M|^2} \quad (3)$$

Onde:

$G = 6.67 \times 10^{-11} \left(\frac{Nm^2}{kg^2} \right)$ Constante Gravitacional

m – Massa da Terra

M – Massa da Lua

r_m - distância entre referencial origem e centro da Terra.

r_M - distância entre referencial origem e centro da lua.

s – vetor

r - vetor

Esta força pode ser escrita em termos do potencial gravitacional ψ , como mostra a Equação 4.

$$F = -\nabla \left(\frac{GmM}{|r_m - r_M|} \right) = -\nabla \left(\frac{GmM}{|r|} \right) = -m \nabla \psi(r) \quad (4)$$

Onde:

∇ – operador nabla.

$\psi(s) = -\frac{GM}{|s-r|}$ → Potencial gravitacional, em relação ao ponto "s"

Escrevendo $s=|s|$ e $r=|r|$ e adotando o ângulo entre os vetores 's' e 'r' como θ , então pela lei dos cossenos tem-se:

$$|s-r|^2 = s^2 + r^2 - 2sr \cos \theta \quad (5)$$

Como se assume que $s \ll r$ então podemos expandir usando o teorema binomial:

$$(x + a)^n = \sum_{k=0}^n \binom{n}{k} x^k a^{n-k} \quad (6)$$

$$\frac{1}{|s-r|} = \frac{1}{r} (1 - 2s/r \cos \theta + s^2/r^2)^{-\frac{1}{2}} = \frac{1}{r} + \frac{s \cos \theta}{r^2} + \frac{s^2}{r^3} \left(\frac{3 \cos^2(\theta) - 1}{2} \right) + \dots \quad (7)$$

Então,

$$\psi(s) = -GM \left[\frac{1}{r} + \frac{s \cos \theta}{r^2} + \frac{s^2}{r^3} \left(\frac{3 \cos^2(\theta) - 1}{2} \right) + \dots \right] \quad (8)$$

Substituindo este resultado na Equação 4 e aplicando o gradiente temos o campo gravitacional da lua sobre a terra dado por:

$$\frac{F}{m} = \frac{GMs}{r^3} (3 \cos^2(\theta) - 1) \quad (9)$$

Observa-se que este campo é simétrico em relação ao plano central.

Raciocínio análogo pode utilizar considerando sistema terra-sol, porém as distâncias e massas são da ordem que o efeito do sol sobre as marés torna-se aproximadamente metade do efeito da lua (REEVE *et al*, 2008)

Pode-se ainda deduzir da Equação 9 que como este campo de gravitação varia com o ângulo de rotação entre os astros terra-lua e este sistema rotacionando o sol, o máximo desta função acontece quando o ângulo θ é zero ou π , ou seja, quando os astros Terra- Sol- Lua estão alinhados, denomina-se maré de sizígia.

Os movimentos periódicos de elevação e abaixamento da superfície dos oceanos, mares e lagos são provocados pelo campo gravitacional da Lua e Sol sobre a Terra. As marés ocorrem a intervalos regulares de 12 horas e 12 minutos a cada 24 horas e cinquenta minutos, o mar sobe e desce duas vezes. À medida que a terra gira, outras regiões passam a sofrer o efeito das marés. As marés de Lua Nova e Lua Cheia são mais violentas e por esta razão são chamadas de sizígia ou de águas vivas; são as grandes marés. Durante as quadraturas, quando

o ângulo θ é igual a $\frac{\pi}{2}$ ou $3\pi/2$ ocorrem as marés de quadraturas ou pequenas marés, e sizígia ou grandes marés (Figura 20 a 23).

- Maré de Sizígia: lua nova e cheia, três astros estão alinhados em conjunção e tem maior alcance de maré (interferência construtiva).
- Maré de Quadratura: lua crescente e minguante, lua e sol quase perpendiculares com a Terra. Forças divididas, maré com menores alcances (interferência destrutiva).
- Ondas de marés possuem grandes Comprimentos de ondas e Períodos.
- Ondas de marés se comportam como ondas em águas rasas (BROWN *et al*, 1999).



Figura 20. Esquema representativo das marés astronômicas. Fonte: (BRUNO ROSENTHAL, 2011)

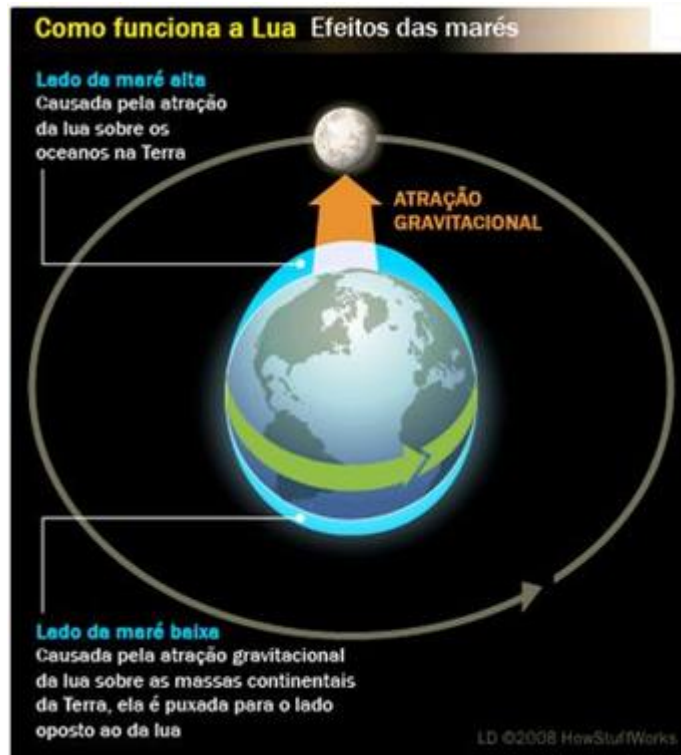


Figura 21. Efeitos da lua sobre as marés. Fonte: (BRUNO ROSENTHAL, 2011)



Figura 22. Ilustração das marés de sizígia. Fonte: (BRUNO ROSENTHAL, 2011)



Figura 23. Ilustração das marés de quadratura/sizígia. Fonte: (BRUNO ROSENTHAL, 2011)

4.3 Regime de Marés

As marés para o litoral Pernambucano são monitoradas através de poucas estações maregráficas. Atualmente a DHN realiza previsões de marés para apenas dois pontos da costa: Porto do Recife e Porto de Suape. Em ambos os portos, as marés apresentam amplitude e período que as classificam nas categorias de mesomaré semidiurnas com forma igual a 0.000.

Embora não haja previsão sistemática para o litoral Pernambucano, existem registros de maré realizados pelo DHN, no período de março a abril de 1961, que a classifica como sendo mesomaré semidiurna, com amplitude média de sizígia de 2,0 m e de quadratura com 0,7 m e responde primariamente ao forçante astronômico (MUEHE, 2001).

4.4 Sistemas de Correntes

Os sistemas de correntes que afetam a sedimentação e consequentemente a morfologia costeira são: correntes de marés; correntes fluviais e correntes litorâneas. Tratando-se de uma região submetida a um regime de mesomaré, as correntes de maré exercem influência substancial no modelamento costeiro, principalmente quando estão associadas ao período de ventos intensos que sopram de SE e as marés de sizígia. Esta associação produz intenso processo erosivo em toda zona litorânea. Não existem dados por longo período de observação sobre velocidades de correntes próximas à costa. Um dos poucos trabalhos existentes foi o levantamento efetuado na região do Porto de Suape, em Agosto de 1992, onde foi observada velocidade máximas de correntes se 0,50 m/s na área externa dos *beachrocks*. No interior da baía, por ocasião de maré extremamente elevada, foram obtidas velocidades máximas de correntes em torno de 0,80 m/s na superfície, perto da entrada da baía, decrescendo para 0,10 m/s nas proximidades da praia (MUEHE, 2001).

4.5 Maregrama do Local do Estudo

4.5.1 Ferramenta SETMA

Conforme (ESPÍNDOLA e ARAÚJO, 2010) o “SETMA” é uma ferramenta computacional, desenvolvida em C++, que tem como função principal simular a maré astronômica. Nestas simulações não é levada em consideração a influência das condições atmosféricas (vento, pressão atmosférica). Para realizar as simulações ele usa apenas dados das Tábuas das Marés da DHN dos portos adjacentes ao local de interesse, dispensando o uso de longas séries de dados, ou das constituintes harmônicas.

O software, além de realizar previsões para horários escolhidos arbitrariamente, é capaz de plotar a curva da maré, para um determinado mês escolhido, para todos os locais de interesse intermediários a uma base de dados, que pode ser dois portos ou duas estações maregráficas offshore que apresentem maré do tipo semi-diurna, e disponibilizem os dados conforme os apresentados nas Tábuas das Marés. A entrada dos dados no software é realizada via arquivos no formato *.txt que podem ser gerados diretamente nele, ou editados usando a formatação necessária para o programa lê-lo.

5 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS HIDRÁULICOS

5.1 Interpolação Temporal

Para a interpolação temporal nos locais escolhidos como base, o SETMA utiliza um método testado com sucesso por (GOPALAKRISHNAN e RA'AD, 1986), que possibilita a previsão da elevação da maré em horários diferentes aos extremos presentes em uma Tábua das Marés (Figura 24). Este método assume a hipótese de que a curva da maré astronômica no local varia de modo aproximado a uma função cúbica, e se baseia em interpolações hermitianas cúbicas que usam o valor da variável η (elevação da maré) e de seus gradientes locais $\eta' = \partial\eta/\partial t$ em valores fornecidos da variável independente t (tempo).

Figura 24. Janela do software SETMA 1.0. Fonte: (ESPÍNDOLA e ARAÚJO, 2010)

A representação típica dela é dada pela Equação 10:

$$\eta = N_1\eta_1 + N_2\eta_1' + N_3\eta_2 + N_4\eta_2' \quad (10)$$

Onde: N_1 , N_2 , N_3 e N_4 são as funções:

$$N_1 = 1 - 3\left(\frac{t}{T}\right)^2 + 2\left(\frac{t}{T}\right)^3 \quad (11)$$

$$N_2 = t + T\left[\left(\frac{t}{T}\right)^3 - 2\left(\frac{t}{T}\right)^2\right] \quad (12)$$

$$N_3 = 3\left(\frac{t}{T}\right)^2 - 2\left(\frac{t}{T}\right)^3 \quad (13)$$

$$N_4 = t + T\left[\left(\frac{t}{T}\right)^3 - 2\left(\frac{t}{T}\right)^2\right] \quad (14)$$

e η_1 e η_2 são os valores extremos de elevação em um período T da onda de maré, ou seja, as elevações da maré alta e baixa, e η_1' e η_2' são os gradientes de η . Como η_1 e η_2 são pontos de inflexão, os gradientes η_1' e η_2' são iguais a zero, e a Equação 10 torna-se:

$$\eta = N_1\eta_1 + N_3\eta_2 \quad (15)$$

A partir da Equação 15, para um mesmo instante, o programa pode calcular a elevação da maré na base escolhida.

5.2 Interpolação Espacial

A interpolação espacial utilizada para a previsão da elevação da maré no local de interesse é a mesma proposta por (FORMIGONI e ARAÚJO, 2005), e baseia-se numa ponderação inversa com as distâncias entre a base e o local escolhido, medidas segundo o mesmo meridiano, Equação 16. Este método permite que a influência dos dois locais tomados como base decline com o seu afastamento em relação ao local em estudo.

$$\eta_L = \frac{\eta_{P1}X_{P2} + \eta_{P2}X_{P1}}{X_{P1} + X_{P2}} \quad (16)$$

onde η_L = elevação da maré no local desejado; η_{P1} = elevação da maré no local 1 da base; η_{P2} = elevação da maré no local 2 da base; x_{P1} = distância do local 1 da base ao local desejado; e x_{P2} = distância do local 2 da base ao local desejado.

Este processo de interpolação, naturalmente, apresenta maiores chances de fornecer bons resultados em casos onde não ocorrem importantes variações na morfologia costeira e plataforma marinha na região da base escolhida, por conta da potencial influência desses fatores na propagação do sinal da maré astronômica.

5.3 Cálculo da distância entre local da base e local desejado

A distância entre os locais da base e o local desejado, no software SETMA, é obtida baseada nas coordenadas geográficas deles. Para este cálculo, usa-se um método para estimativa da distância decorrente da trigonometria esférica, Equação 17.

$$x_P = \cos^{-1}(\cos A \cdot \cos B + \sin A \cdot \sin B \cdot \cos C) R_M \quad (17)$$

Onde A, B e C são os termos:

$$A = \frac{90 - Lat_1}{180\pi} \quad (18)$$

$$B = \frac{90 - Lat_2}{180\pi} \quad (19)$$

$$C = \frac{Lon_1 - Lon_2}{180\pi} \quad (20)$$

e Lat_1 e Lat_2 , representam as latitudes dos pontos em que está se calculando a distância. Assim como, Lon_1 e Lon_2 representam suas longitudes. O termo R_M é uma constante que indica o raio médio da Terra, sendo o valor utilizado no programa de 6371,004 m.

Como a interpolação espacial realizada pelo programa utiliza a distância entre os locais projetando-os em um mesmo meridiano, considera-se Lon_1 e Lon_2 iguais, e assim, a Equação 17 torna-se:

$$x_P = \cos^{-1}(\cos A \cdot \cos B + \sin A \cdot \sin B) R_M \quad (21)$$

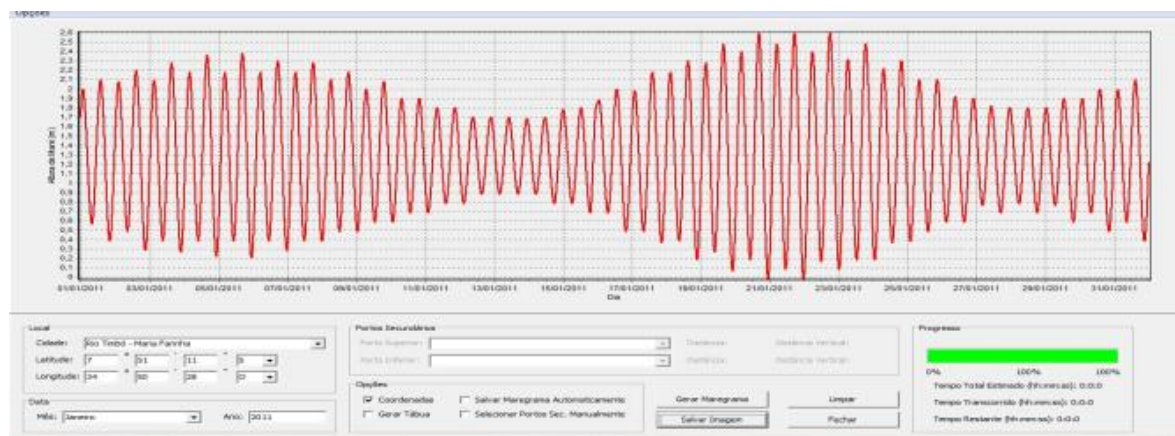


Figura 25. Maregrama mensal obtido usando software SETMA 1.0, janeiro/2011. Fonte: (ESPÍNDOLA e ARAÚJO, 2010)

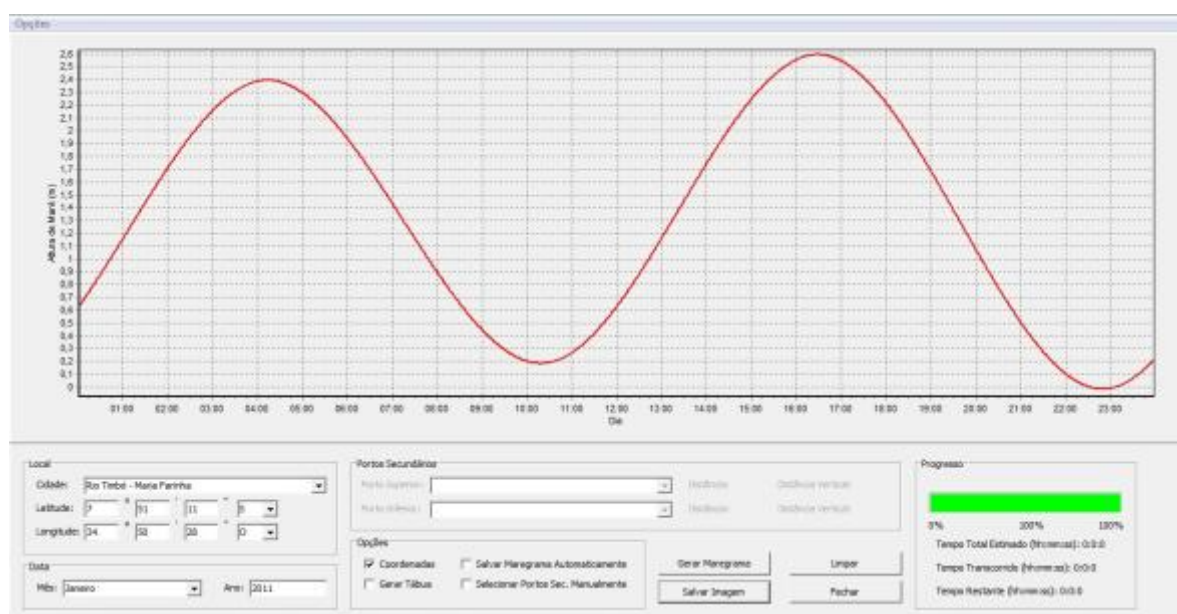


Figura 26. Maregrama diária obtido, usando software SETMA 1.0, dia: 20/01/2011. Fonte: (ESPÍNDOLA e ARAÚJO, 2010)

5.4 Trecho em estudo

O trecho em estudo do rio Timbó está localizado distando do pontal da praia de Maria Farinha, município de Paulista, 3,75 km entre o ponto de travessias de carro pela balsa e a fábrica de cimento da Poty (Figuras 27 a 30).



Figura 27. Fotografia por satélite estuário do Timbó. Fonte: (GOOGLE, 2011)



Figura 28. Fotografia por satélite estuário do Timbó. Fonte: (GOOGLE, 2011)



Figura 29. Fotografia por satélite estuário do Timbó. Fonte: (GOOGLE, 2011)



Figura 30. Fotografia por satélite estuário do Timbó. Fonte: (GOOGLE, 2011)

5.5 Seção em Estudo

A seção escolhida para estudo (Figura 31) dista de 3,75 km, percorrendo o rio, da embocadura do timbó, a largura medida de 205 m entre margens (medição as 12:00 horas), tendo como coordenadas, medidas por GPS no dia 20/01/2011(dia da coleta dos dados), os seguintes números:

- Margem esquerda
- Latitude- $7^{\circ}51'11''$ S
- Longitude- $34^{\circ}50'28''$ O
- Margem direita (lado da fábrica de cimento Poty)
- Latitude- $7^{\circ}52'11''$ S
- Longitude- $34^{\circ}51'10''$ O

Esta seção foi dividida em dez verticais, distando vinte metros uma da outra, numeradas de 1 a 10, as que estão em destaque numeradas em numeração vermelha foram as amostradas, conforme Figura 31.



Figura 31. Localização da seção em estudo na fotografia por satélite. Fonte: (GOOGLE, 2011)

5.6 Hidrometria

5.6.1 Medição da Vazão

A medição da vazão foi realizada pelo processo de integração da área da seção transversal, tomando como base os dados coletados da batimetria feita entre 11:00 e 12:00 horas, conforme Figuras 32 e 33 e Equação 22.

$$Q = A \cdot \bar{v} = (756,25) \cdot (0,46) = 347,87 \frac{m^3}{s} \quad (22)$$

Onde:

Q - Vazão líquida em (m³/s)

A - Área da seção transversal (m²) – Calculada pelo programa Origin® 6.0 (integração)

$\bar{v}$ - Velocidade média do fluxo (m/s)

```
[26/06/2011 21:24 "/Graph2" (2455738)]
Integration of Data1_B from zero:
i = 1 --> 11
x = 0 --> 205
```

Area	Peak at	Width	Height
756,25	105	80	7,4

Figura 32. Integração da seção em estudo

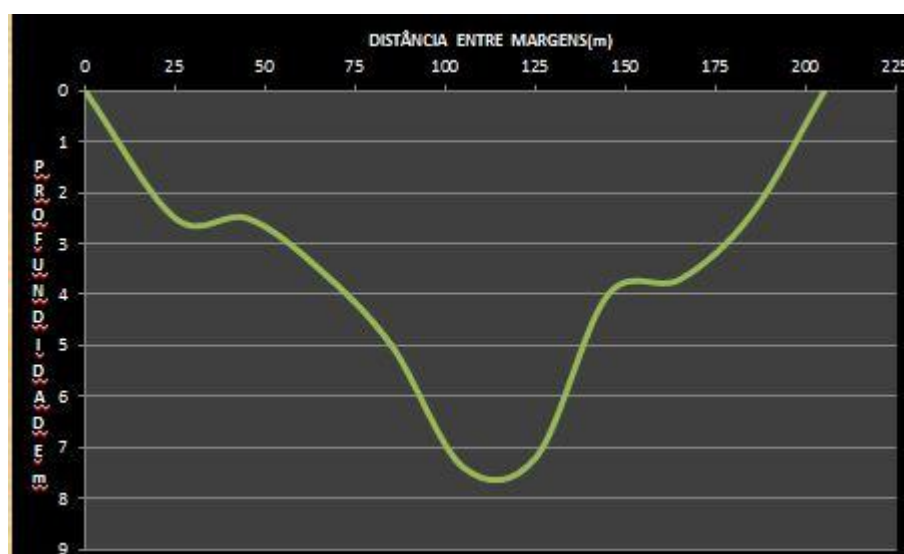


Figura 33. Gráfico da profundidade Rio Timbó.

5.6.2 Cálculo da Declividade (S)

A declividade de linha d'água foi calculada pela Equação 23 de Simon & Senturk 1992:

$$S = \frac{(h_{Montante} - h_{Jusante}) + \left(\frac{V_{Montante}^2 - V_{Jusante}^2}{2g} \right)}{L} \quad (23)$$

Onde:

S – Declividade (Gradiente de Energia)

$h_{Montante}$ – Altura a montante da seção (valor medido no local = 6,8 m)

$h_{Jusante}$ – Altura a jusante da seção (valor medido no local = 6,7 m)

$V_{Montante}$ – Velocidade à montante da seção (medida no local = 0,33 m/s)

$V_{Jusante}$ – Velocidade à jusante da seção (medida no local = 0,39 m/s)

L- Distância entre os pontos coletados ao longo do canal fixado em 500 m

g - Aceleração da gravidade (10 m/s^2)

Utilizando a Equação 23, tem-se:

$$S = \frac{(6,8-6,7) + \left(\frac{0,33^2 - 0,39^2}{2 \cdot 10}\right)}{500}$$

$$S = 1,97 \cdot 10^{-4} (\text{m/m}) \text{ aproxima-se para } 2 \cdot 10^{-4} (\text{m/m})$$

5.6.3 Cálculo da viscosidade cinemática (ν)

Pela Equação 24 de (JULIEN, 1995) ou pelo gráfico (Figura 34) acima se tem a viscosidade cinemática para temperatura coletada na seção, no dia 20/01/2011 que foi 28°C .

$$\nu = [1,14 - 0,031(T - 15) + 0,00068(T - 15)^2] \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \quad (24)$$

Onde,

T-Temperatura d'água em ($^\circ\text{C}$) Coletada no dia 20/01/2011 no local 28°C

$$\nu = [1,14 - 0,031(28 - 15) + 0,00068(28 - 15)^2] \cdot 10^{-6}$$

$$\nu = [1,14 - 0,403 + 0,11492] \cdot 10^{-6} = 0,85 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

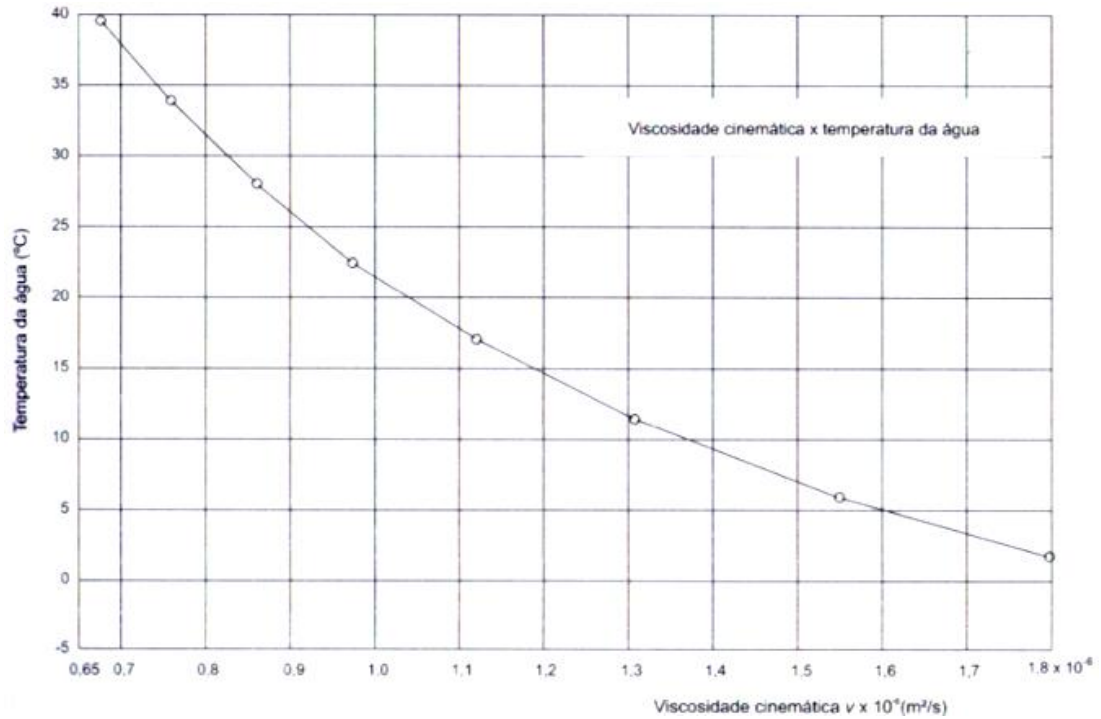


Figura 34. Gráfico Temperatura x Viscosidade cinemática. Fonte: (SIMONS e SENTURK,1992)

5.6.4 Cálculo do Raio Hidráulico

$$R_H = \frac{\text{ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL}}{\text{PERÍMETRO MOLHADO}} = \frac{756,25m^2}{205m} = 3,7m \quad (25)$$

5.6.5 Cálculo da Velocidade Média ($\bar{v}$)

VERTICAL 1 2 3 4 5 6 7 8 9

$$\bar{v} = \frac{0,23+0,39+0,54+0,58+0,68+0,70+0,47+0,37+0,22}{9} = 0,46m/s \quad (26)$$



Figura 35. Gráfico da profundidade Rio Timbó.

5.6.6 Cálculo da Área da Seção Transversal Através do Software Origin® 6.0

```
[26/06/2011 21:24 "/Graph2" (2455738)]
Integration of Data1_B from zero:
i = 1 --> 11
x = 0 --> 205
```

Area	Peak at	Width	Height
756,25	105	80	7,4

Figura 36. Integração da seção em estudo

5.6.7 Cálculo do Regime de Fluxo

5.6.7.1 Cálculo do Número de Reynolds

$$Re = \frac{\bar{v} \cdot R_H}{\nu} \quad (27)$$

Onde,

Re - Número de Reynolds (adimensional)

$\bar{v}$ - Velocidade Média (m/s)

ν - Viscosidade Cinemática (m²/s)

R_H –Raio Hidraulico (m)

$$Re = \frac{\bar{v} \cdot R_H}{\nu} = \frac{0,46 \cdot 3,7}{0,85 \cdot 10^{-6}} = 2 \cdot 10^6$$

5.6.7.2 Cálculo do Número de Froude (F_r)

$$F_r = \frac{\bar{v}}{\sqrt{g R_H}} \text{ (adimensional)} \quad (28)$$

A Equação 28 dá o seguinte resultado: $F_r = 0,46 / (10 \cdot 3,7)^{1/2} = 0,075$

Analisando a Figura 37 com os números de Froude (0,075) e o número de Reynolds ($2 \cdot 10^6$) define-se, portanto, que o regime do fluxo é Turbulento/ Lento.

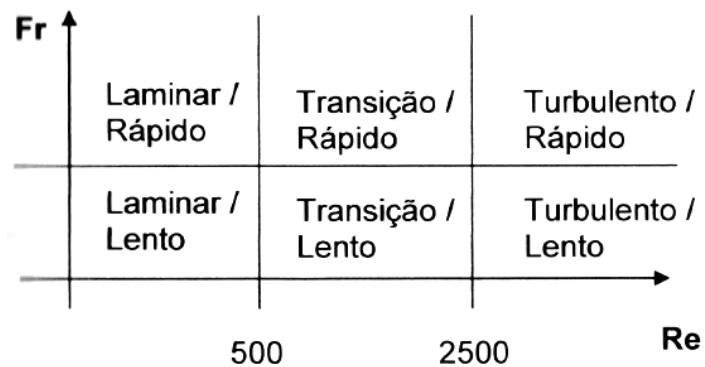


Figura 37. Gráfico N° de Froude x N° de Reynolds. Fonte: (CUNHA FILHO, 2009)

5.6.8 Medidas do Perfil de Velocidades

Para a determinação do perfil de velocidade foram realizadas as seguintes medições:

Tabela 3. Perfil de velocidades.

Nº da Vertical	Velocidade coletada (m/s)
1	0,23
2	0,39
3	0,54
4	0,58
5	0,68
6	0,70
7	0,47
8	0,37
9	0,22

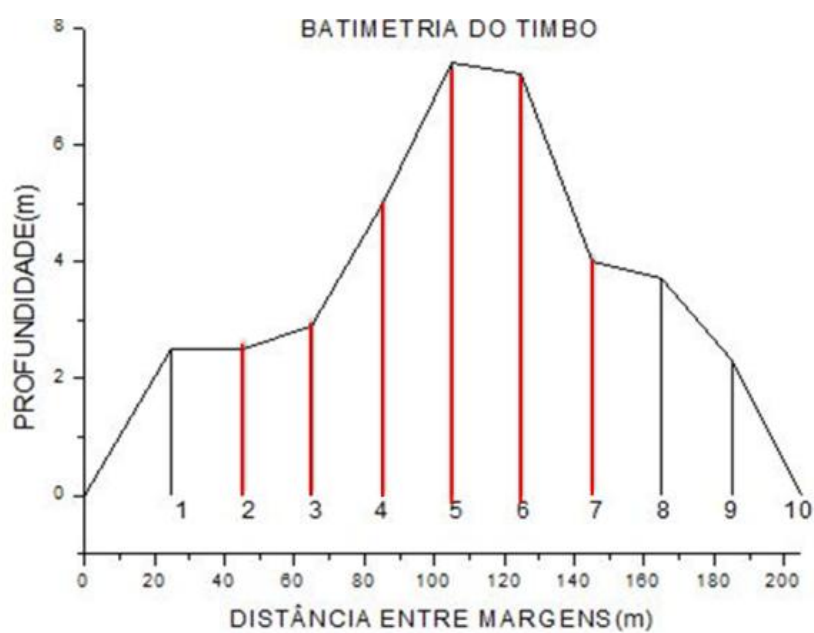


Figura 38. Gráfico - Profundidade x Distâncias Entre Margens

Valores da profundidade das verticais na seção em estudo foram realizadas com uso da sonda marca *speedtech* cuja escala de utilização varia de 0,6 a 79 metros de profundidade, cujo manuseio mostramos a seguir:

5.6.9 Manual de Operação e Manutenção - Sonda Portátil de profundidade aplicação e descrição do Produto

Esta Sonda Portátil de Profundidade é empregada para medir a profundidade em corpos d'água, por exemplo, em rios, lagoas, lagos, laboratórios, maquetes de rios, canais abertos, etc.

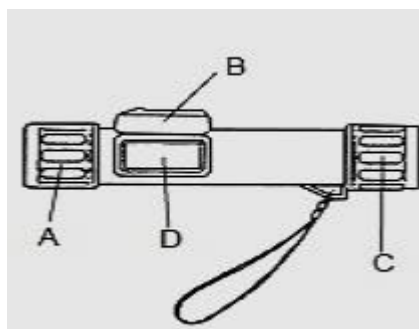


Figura 39. Sonda de medir profundidade.

A sonda transmite impulsos de alta frequência que são convertidos em energia elétrica pelo sensor. Estes impulsos saem do sensor, batem no fundo e retornam ao sensor, transformando estas vibrações mecânicas em impulsos elétricos que são amplificados e mostrados no display. Estes impulsos percorrem altas velocidades o que permite uma rápida atualização da profundidade no caso de, por exemplo, um peixe passar pelo feixe da sonda.

Componentes do Produto:

- A. Sensor frontal;
- B. Liga/desliga interruptor;
- C. Tampa do compartimento da bateria;
- D. Visor LCD.

5.6.9.1 Montagem da Sonda

A montagem da sonda se resume a adição de uma bateria e a ajustagem da medição interna em metros ou em pés. Sendo que o padrão utilizado é em metros no Brasil, logo como padrão o aparelho já está calibrado para medir em metros. Para se ter certeza na hora da medição aparece o símbolo ao lado do número m ou ft.

Quanto a adição de uma bateria deve-se ter em mão uma bateria do tipo 9 V o que fornece aproximadamente 500 leituras. Para colocá-la abre-se a tampa do compartimento da bateria em sentido anti-horário e ajusta-se o conector de acordo com os sinais da e bateria.

5.6.9.2 Operação

Coloca-se a parte do sensor frontal submerso na água. Empurre o interruptor liga/desliga, e segura o botão ligado por dois segundos, depois solte e faça a leitura da profundidade no display, que ficará no mesmo por dez segundos.

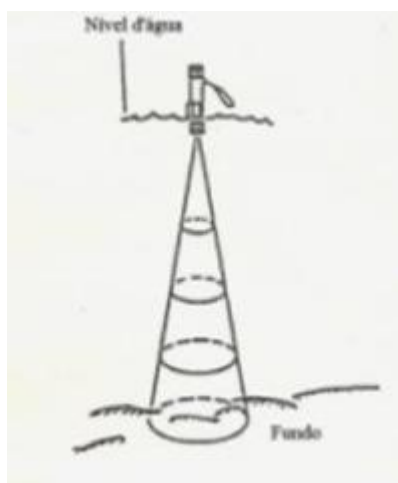


Figura 40. Utilização da sonda em lâmina d'água. Fonte: (SPEEDTECH, 2008)

Observações:

- O sensor não opera no fluido ar;
- Não opere esta unidade de forma oblíqua em relação ao nível água;
- O alcance do sensor varia entre 0.6m e 79m, fora deste intervalo o display LCD mostrará "---";
- Caso o fundo tenha muitas plantas ou muitas irregularidades, fica difícil receber o sinal e poderá aparecer "---" novamente;
- A sonda pode ser utilizada para mergulho, pois é a prova de água ate 50m de profundidade;
- A sonda usa uma frequência de 400 Hz.

5.6.9.3 Manutenção

- Manter a superfície do sensor frontal limpa;
- Não derrubar a sonda, não é a prova de choques.

6 SEDIMENTOMETRIA

6.1 Equipamentos de Medição

O tipo de equipamento a ser utilizado para obtenção da descarga sólida de arrasto depende do método de medida. Esta pode ser efetuada de quatro maneiras:

- Por medição direta, usando amostradores portáteis ou removíveis colocados no leito.
- Por medição direta, usando estruturas fixas, poços ou fendas, na seção transversal.
- Por medição indireta, pela medida de grandezas diversas e uso de fórmulas.
- Por subtração da descarga em suspensão da descarga sólida total medida.

A medição direta é feita pela colocação do equipamento apropriado no leito, em diversas posições, coleta de uma amostra durante um determinado tempo e conhecimento do peso da amostra e das respectivas posições de amostragens.

Equipamentos ou medidores usados na medição direta podem ser classificados em quatro tipos:

- De cesta ou caixa – opera pela retenção do sedimento que é depositado dentro do recipiente devido à redução da velocidade da corrente. Os amostradores de caixa são abertos na frente e no topo, enquanto os de cestas são abertos, mas telados na lateral, exceto na frente e possivelmente no fundo. O de cesta (Figura 41) é preferido ao de caixa, eficiência muito variável (HUBBELL, 1964). O primeiro amostrador de diferença de pressão foi feito por Goncharov; o amostrador SRIH e o amostrador desenvolvido por J.M.Terry do USGS também são de diferença de pressão (FEDERAL INTER RIVER BASIN COMMITTEE, 1940).

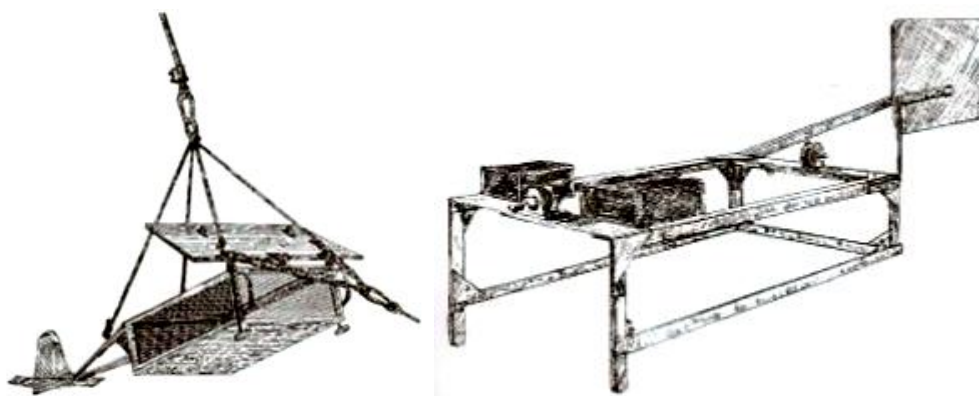


Figura 41. Amostradores de cesta. Fonte: (HUBBELL, 1964)

Provavelmente o mais conhecido deste tipo de amostrador é o Arnhem ou amostrador Holandês (Figura 42). O amostrador BL-84 é uma modernização do Holandês.

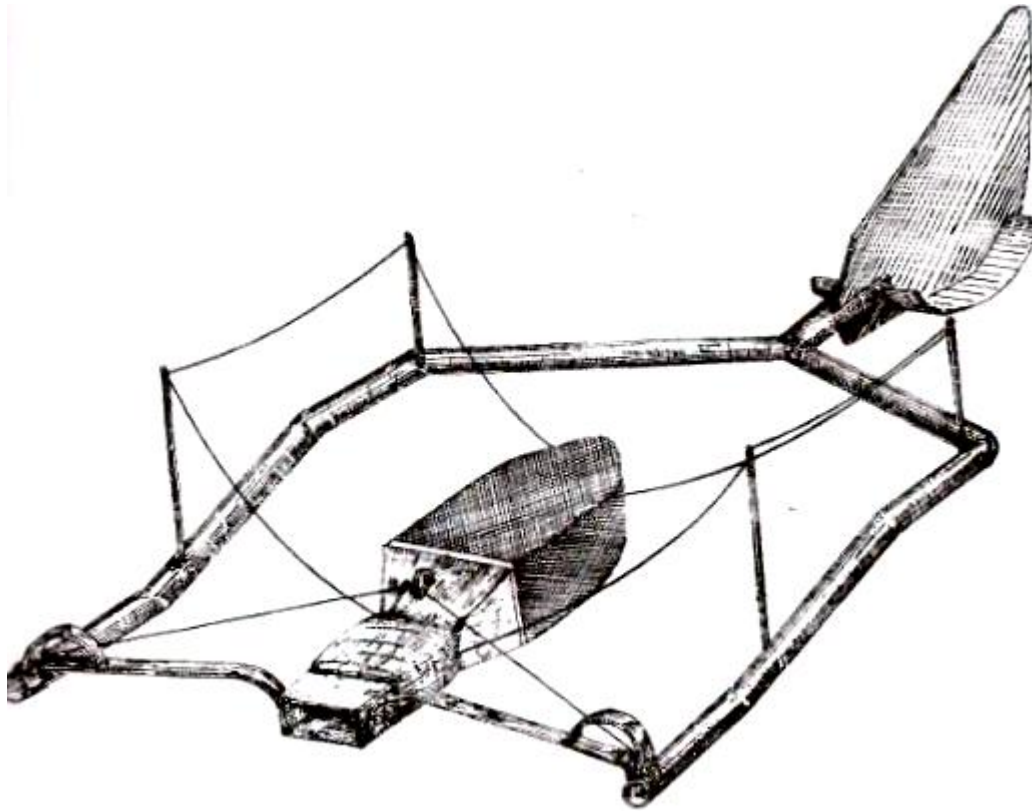


Figura 42. Amostrador Holandês. Fonte: (HUBBELL, 1964)

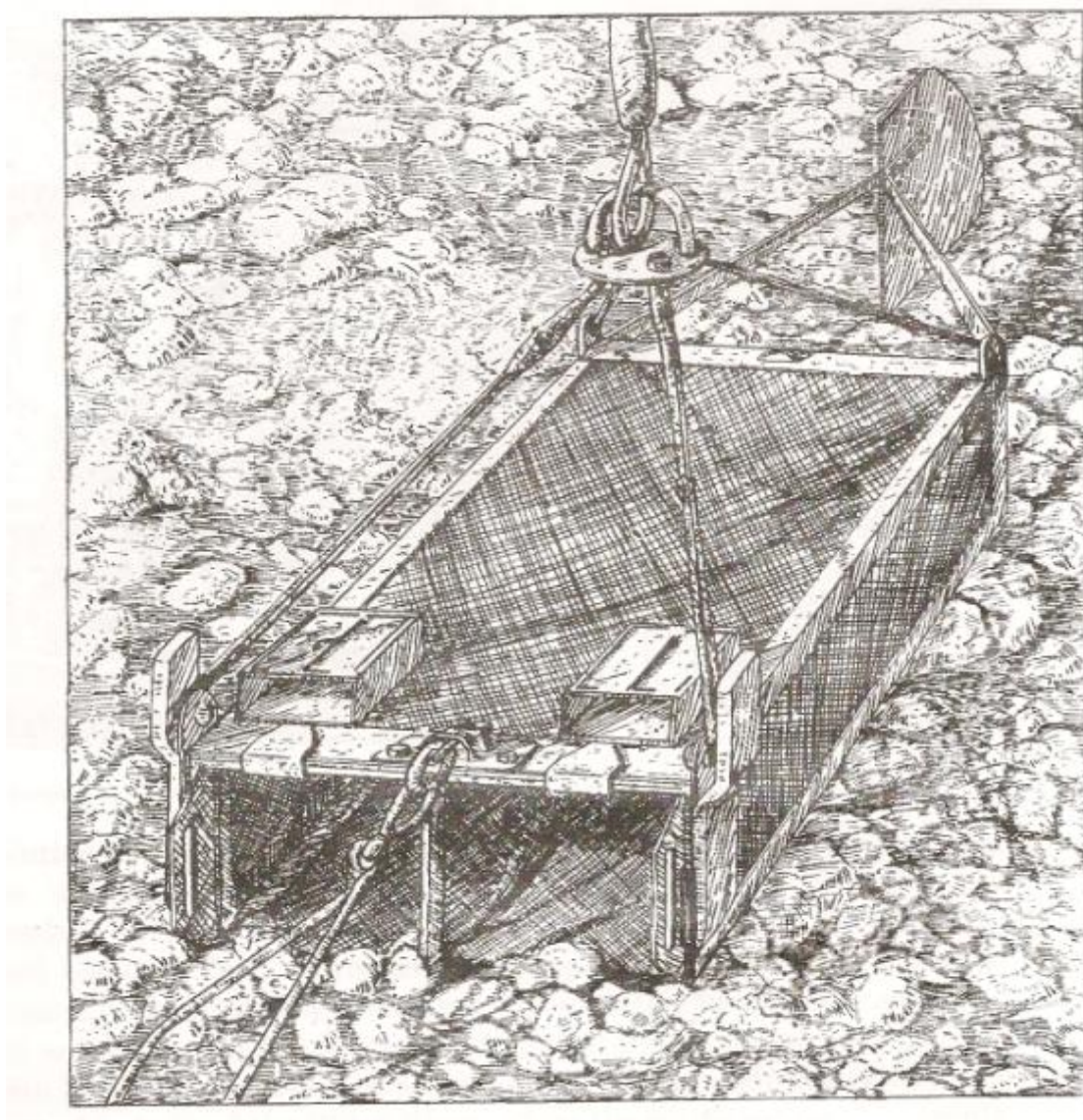


Figura 43. Amostrador Nesper. Fonte: (EINSTEIN, 1937)

- O amostrador de bandeja ou tanque – opera pela retenção do sedimento na abertura depois de ter rolado, deslizado ou saltado numa rampa de entrada. Eficiência muito variável (HUBBEL, 1964).
- O amostrador de fenda ou poço-retém o sedimento que se move ao longo do leito, sendo geralmente usado para a determinação das características do transporte de fundo. Consiste em poços construídos transversalmente ao curso d'água, retendo a carga sólida do leito. É o mais preciso na determinação da descarga de fundo, sendo também o mais dispendioso (HUBBEL, 1964).
- O amostrador de diferença de pressão – o amostrador de diferença de pressão foi projetado de modo que a velocidade de entrada (nariz) e a velocidade da corrente são aproximadamente a mesma, esta equalização das velocidades é realizada através da

criação, de um aumento de pressão na saída do amostrador, pelo formato de construção das paredes da saída formando um difusor. Devido ao arranjo interno, do amostrador de diferença de pressão, não ser fixo, o amostrador pode ser projetado para medir partículas tão pequenas como areia fina ou tão grande como as de 199 mm (HUBBEL, 1964).

A medição indireta é feita pelos seguintes métodos principais:

- Coleta de material do leito para determinação da granulometria e medida de características físicas e hidráulicas.
- Métodos das dunas, com dois processos: a técnica do barco em movimento, com uso de ecobatímetro que faz o levantamento de seções longitudinais, e a técnica da sondagem contínua na seção transversal.
- Métodos dos traçadores, que usam traçadores radiativos, ou de diluição, que usam diversas técnicas de medida.

Investigação das propriedades litológicas do curso d'água e de seus afluentes (CARVALHO, 2008).

6.2 Medição de Vazão Mássica de Fundo

Um dos desafios deste trabalho, com certeza o maior, seja pela complexidade logística, seja pelas limitações financeiras, foi sem dúvida realizar as amostragens de sedimento de fundo, finalmente após várias incursões conseguimos, após adequação dos equipamentos coletar em seis verticais o sedimento de fundo no rio Timbó.

6.3 Relação de Equipamentos de Medição

- Guincho Fluviométrico Manual Hidromec (Figura 44)
- Molinete Fluviométrico Hidromec (Medidor de velocidade) (Figura 45).
- Contador Digital de Rotações (Figura 46).
- Barco de Comprimento vinte e cinco pés (Figura 47).
- Amostrador BL-84 (Figura 48).

- Sonda de Profundidade
- GPS



Figura 44. Guincho fluviométrico.



Figura 45. Molinete fluviométrico.



Figura 46. Contador de rotações



Figura 47. Barco usado na expedição

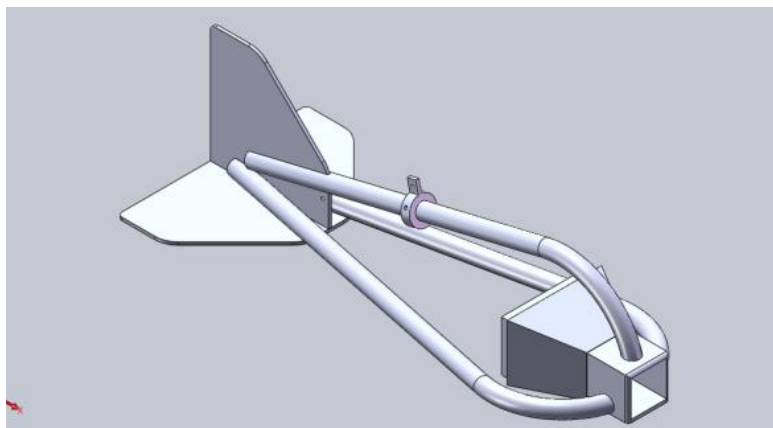


Figura 48. Amostrador BL-84 Fabricado na UFPE utilizado durante coletas Rio Timbó em 20/01/2011.



Figura 49. Barco utilizado nas expedições anteriores.

7 MATERIAL E MÉTODOS

Em reunião realizada em início de janeiro de 2011, com orientador Prof. Dr. Alex Maurício Araújo, e de posse do maregrama, Figura 50, do referido mês foi definido o dia da expedição em função das marés de sizígia que, neste mês aconteceram nas datas do dia 5 e 20 (picos), então por questões logísticas ficou definido o dia 20/01/2011 (Figura 51). Então, já definido o dia foi traçado o maregrama do dia 20/01/2011 (Figura 51) para se analisar o melhor horário neste referido dia, que ficou evidenciado ser o período entre 11:00 e 15:00 horas em virtude da agitação da maré neste período (maré enchente).

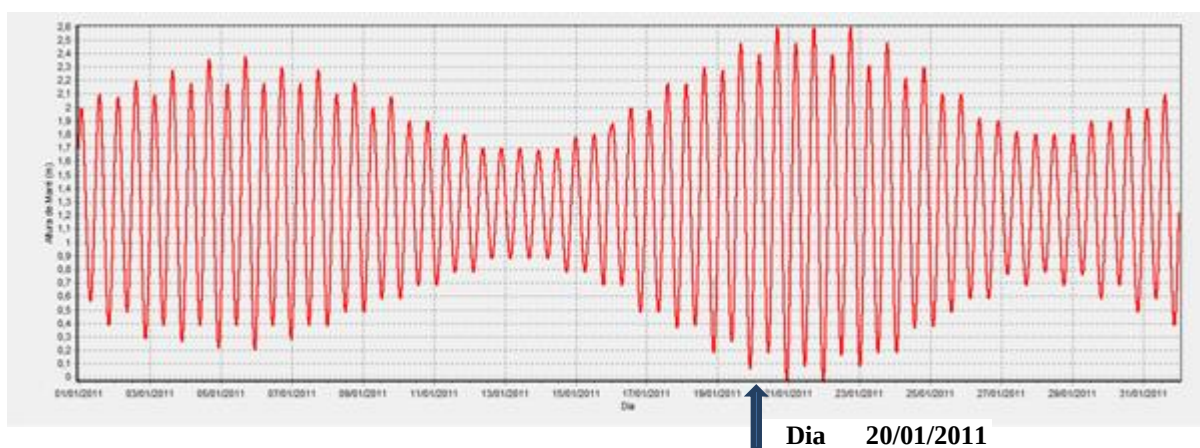


Figura 50. Maregrama mensal obtido usando software SETMA 1.0, janeiro/2011. Fonte: (ESPÍNDOLA e ARAÚJO, 2010)

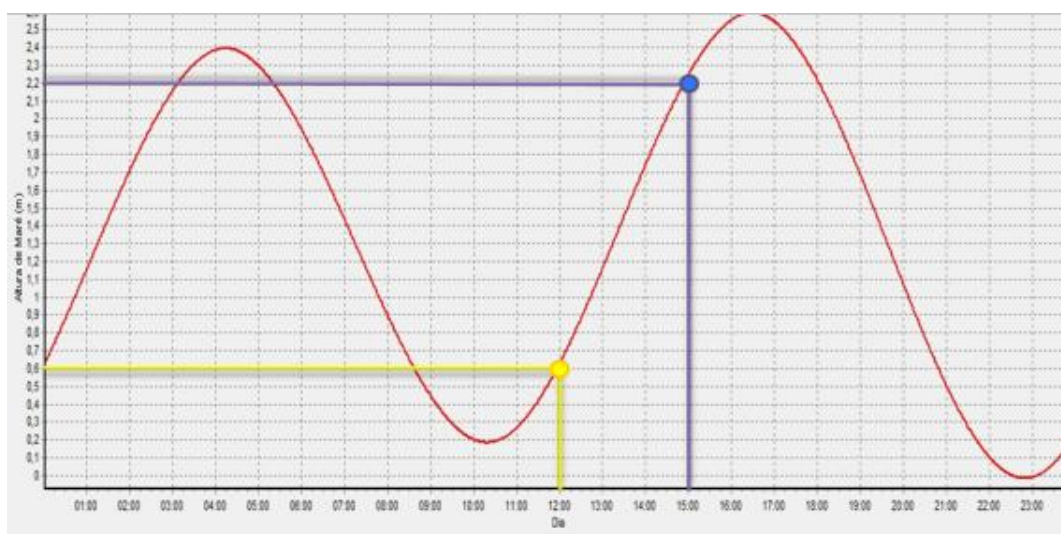


Figura 51. Maregrama do Dia 20/01/2011. Fonte: (ESPÍNDOLA e ARAÚJO, 2010)

De posse de todos os equipamentos, foi realizado o traslado até a praia de Maria Farinha, saindo do Campus da UFRPE/UFPE às 7:00 horas chegando ao porto da marina Timbó às 9:00 horas, quando foi feita toda descarga /carga dos aparelhos a serem utilizados na expedição, finalmente chegou-se a seção estabelecida às 10:00 horas, quando iniciou-se as demarcações das verticais desta seção:

Foram estabelecidas dez verticais distando uma da outra 20 metros conforme Tabela 4, sendo que as verticais estabelecidas foram dispostas da seguinte forma:

Tabela 4. Localização de verticais com respectivas profundidades.

Vertical	Distância da margem esquerda (m)	Profundidade (m)
0	0	0
1	25	2,5
2	45	2,5
3	65	2,9
4	85	5,0
5	105	7,4
6	125	7,2
7	145	4,8
8	165	3,1
9	185	2,7
10	205	0

Foram coletadas amostras nas verticais de números **2 3 4 5 6 7**.

Iniciada a amostragem da seção 2 às 12:00 horas, foi feita a ancoragem do barco, com os equipamentos devidamente montados. Foi adotada uma estratégia para medir simultaneamente sedimento de fundo e velocidade (Figura 52) que consiste em acoplar o molinete através de uma haste fixa ao amostrador Helley Smith (BL-84), este conjunto por sua vez, preso ao guincho fluviométrico para descida e subida, nesta estratégia ganhamos um ciclo completo em tempo, visto que sem essa estratégia teríamos que fazer cada operação de uma vez. Então ao iniciarmos a operação na vertical estabelecida descíamos o conjunto de equipamento através do guincho, ao chegar ao fundo estabelecemos o tempo de coleta em 5 minutos (300 segundos), o tempo de amostragem deste amostrador obedece a uma escala entre 20 segundos e 5 minutos (HELLEY & SMITH, 1971). Depois de decorrido os 5 minutos o equipamento é içado para a superfície para recolher o material capturado. O peso do conjunto molinete/amostrador é de aproximadamente 40 kg.



Figura 52. Acoplamento do molinete de medir velocidade, preso à haste na parte superior, e ao amostrador

Depois de realizadas todas as verticais com todas as medidas de profundidade, velocidade, peso de sedimento de fundo, foi feito um resumo e apresentado na Tabela 5.

Tabela 5. Tabela de dados coletados na expedição de 20/01/2011, Rio Timbó.

PLANILHA DE MEDIÇÕES											
DESCARGA DE FUNDO RIO TIMBÓ											
Nº Pote	Vertical	Prof. (m)	Pote + Sed (g)	Pote (g)	Sed (g)	Tempo coleta(s)	Bocal (m)	qsf ($gs^{-1}m^{-1}$)	Largura (m)	qsf (gs^{-1})	Qsf (t/dia)
---	1	2,50	0	0	0	0	0	0	0	0	0
76	2	2,50	49,0543	42,797	6,2573	300	0,0762	0,2737	20,00	5,4745	0,4730
175	3	3,50	87,5336	52,7509	34,7827	300	0,0762	1,5216	20,00	30,4320	2,6293
77	4	5,00	56,7735	52,7443	4,0292	300	0,0762	0,1763	20,00	3,5251	0,3046
16	5	7,40	100,7085	52,3896	48,3189	300	0,0762	2,1137	20,00	42,2738	3,6525
26	6	7,20	42,4327	42,2817	0,151	300	0,0762	0,0066	20,00	0,1321	0,0114
18	7	4,00	42,2099	42,1564	0,0535	300	0,0762	0,0023	20,00	0,0468	0,0040
								4,0942			7,0748

Onde:

- Nº Pote – Pote de coleta de sedimento numerado para cada vertical.
- Vertical - Numeração de cada vertical
- Profundidade (m) - Leitura da sonda da profundidade de cada vertical em metros.
- Pote - massa do pote

- Sed - massa do sedimento em gramas
- Tempo de coleta - Tempo de repouso do amostrador no fundo (5'.60''=300segundos)
- Bocal - Largura do Bocal do amostrador (3 polegadas=3.0,0254=0,0762metros)

$$q_{sf} = \text{Vazão mássica de fundo} = \frac{\text{Massa do sedimento(gramas)}}{\text{Largura do amostrador. tempo de coleta}} \quad (29)$$

- Largura da vertical - distância entre duas verticais valor fixado através de boias fixas (20metros).
- q_{sf} - Vazão mássica considerando o valor de largura de cada vertical (20m) em gramas/segundos.
- Q_{sf} - Vazão mássica em toneladas/ano

7.1 Granulometria do Material de Fundo

Para análise do material do leito coletada, foi utilizado o Laboratório de Manejo e Conservação do Solo e água da UFRPE. Então para determinar os diâmetros característicos do material colhido no fundo, e confecção da curva de distribuição granulométrica, todas as amostras colhidas nas seis verticais (2 3 4 5 6 7) foram devidamente secas em estufa, a 105°C e pesadas, foram unificadas e submetidas ao peneiramento a seco em um agitador marca Via Teste no laboratório referenciado acima.

O peneiramento das amostras foi realizado em doze classes de tamanho, utilizando-se o agitador eletromagnético (Figura 56) equipado com um conjunto de peneiras com os diâmetros de abertura de malha (mm) de:

3,35/1,7/0,85/0,60/0,425/0,30/0,212/0,150/0,20/0,106/0,076/0,053 mm, a uma intensidade de 90 vibrações por segundo durante dez minutos.

A fração de partículas em cada classe foi obtida dividindo-se a massa de partículas secas em uma determinada classe pela massa total de solo seco da amostra peneirada. Os resultados foram expressos em percentagem. Com a distribuição de tamanho de partículas foram calculados os diâmetros característicos D_{50} , D_{65} e D_{90} . Estes cálculos foram feitos através do programa Curve Expert® 1.3 (2005).

Tabela 6. Tabela para determinação do diâmetro característico (amostra do Rio Timbó em 20-01-2011)

Peso total amostra (g)	Tempo de Peneira (min)	Classes (mm)	Diâmetro Peneira (mm)	Peso das Peneiras (g)	Peso (pen + s seco) (g)	Peso Solo seco (g)	por classe (P sec clas/tot)100 (%)	Somat. das class (%)	Diâmetro peneira (mm)	Somat. das class (%)
93,2459	10	< 0,053	Fechada	548,3	548,4	0,1	0,104931794	0,104932	0	0,104932
		0,053 - 0,075	0,053	385,6	385,8	0,2	0,209863589	0,314795	0,053	0,314795
		0,075 - 0,106	0,075	387,8	388	0,2	0,209863589	0,524659	0,075	0,524659
		0,106 - 0,150	0,106	394,8	395	0,2	0,209863589	0,734523	0,106	0,734523
		0,150 - 0,212	0,15	390,2	390,5	0,3	0,314795383	1,049318	0,15	1,049318
		0,212 - 0,300	0,212	405,2	406,6	1,4	1,469045121	2,518363	0,212	2,518363
		0,300 - 0,425	0,3	415,8	430,6	14,8	15,52990556	18,04827	0,3	18,04827
		0,425 - 0,600	0,425	428,2	442,1	13,9	14,58551941	32,63379	0,425	32,63379
		0,600 - 0,850	0,6	465,8	492,7	26,9	28,22665268	60,86044	0,6	60,86044
		0,850 - 1,700	0,85	473	499,8	26,8	28,12172088	88,98216	0,85	88,98216
		1,700 - 3,350	1,7	506,4	513,6	7,2	7,555089192	96,53725	1,7	96,53725
		> 3,350	3,35	547,8	551,1	3,3	3,462749213	100	3,35	100
		total				95,3	100			



Figura 53. Amostra de sedimento por vertical antes de entrar na estufa

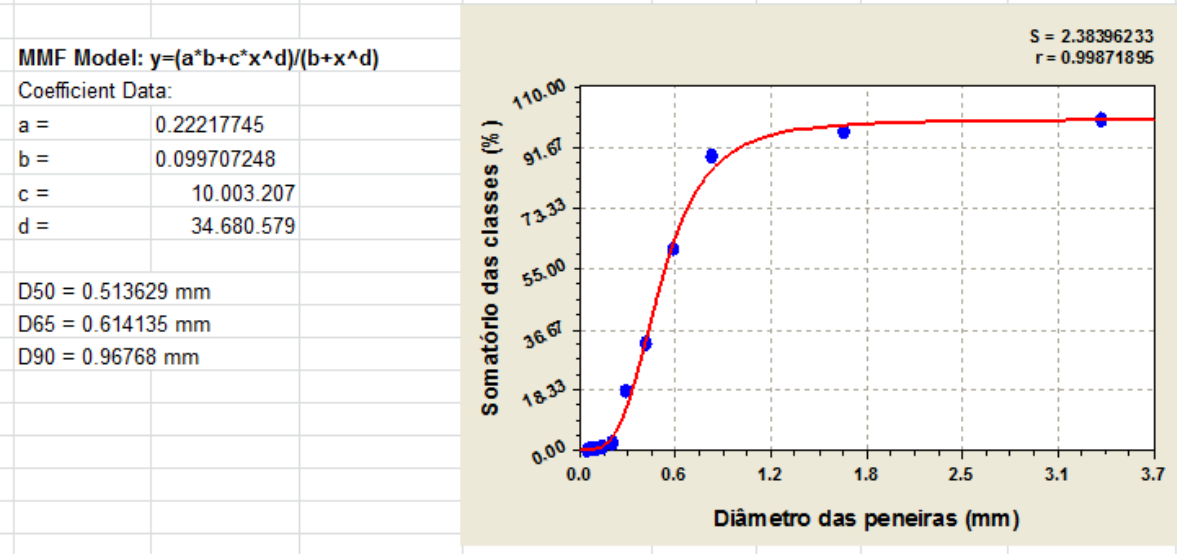


Figura 54. Curva de Distribuição Granulométrica –Sedimentos



Figura 55. Estufa de secagem j.Prolab usada secagem das amostras do Timbó.



Figura 56. Agitador eletromagnético usado na classificação das amostras coletadas no Rio Timbó em 20/01/2011



Figura 57. Peso do pote mais sedimento da vertical 2.



Figura 58. Pesagem de uma peneira mais sedimento.

7.2 Estimativas utilizando as fórmulas de arrasto da descarga de fundo

7.2.1 Fórmula de Engelund (1966) & Hansen

A fórmula de Engelund & Hansen, Equação 30, que usa o conceito de potência da corrente e o princípio de similaridade, é a seguinte (VANONI, 1977; PAIVA, 1988; STEVENS e YANG, 1989):

$$q_{sl} = \frac{0,05 \cdot \gamma_s \cdot \bar{v}^2 \cdot p^{1/2} \cdot s^{3/2}}{D_{50} \cdot g \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)^2} \quad (30)$$

Onde,

q_{sl} = Descarga de material do leito em $\left(\frac{lb}{sft} \right)$

γ_s, γ = Peso específico do sedimento e da água em (lb/ft^3)

$\bar{v}$ = velocidade média em $\left(\frac{ft}{s} \right)$

p = profundidade média em (m)

S = gradiente de energia em (ft/ft)

D_{50} = diâmetro da partícula para o qual 50% do material do leito por peso são mais finos (ft)

g = aceleração da gravidade (ft/s²)

$$q_{sl} = \frac{0,05 \cdot \gamma_s \cdot \bar{v}^2 \cdot \sqrt[2]{p} \cdot \sqrt[2]{S^3}}{D_{50} \cdot g \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)^2} = \frac{0,05 \cdot 2,65 \cdot 62,4 (1,5)^2 \cdot (12,1)^{1/2} (2 \cdot 10^{-4})^{3/2}}{1,6 \cdot 10^{-3} \cdot (1,65)^2 \cdot 32,2} = \frac{183 \cdot 10^{-3}}{140,3}$$

$$= 1,9g / sm$$

7.2.2 Descarga de Fundo Fórmula de Bagnold (1966)

Cálculo da Descarga de Fundo “Fórmula de Bagnold” (1966), Equação 31.

Trabalho Desenvolvido tendo como base:

- 1-Potência de Escoamento $U_{media} \tau$
- 2- e_b - eficiência de transporte de fundo
- 3-Tg α - onde α é o coeficiente dinâmico da fricção sólida

$$\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) q'_{bw} Tg\alpha = \tau \bar{v} e_b \quad (31)$$

Onde:

$\gamma_s \rightarrow$ Peso específico do sedimento em lb/ft³

$\gamma \rightarrow$ Peso específico da água em lb/ft³

tg $\alpha \rightarrow$ Adimensional

$\bar{v} \rightarrow$ Velocidade média do fluxo da água = 0,46 m/s

Transformando para fps (pés por segundos) = 1,50 fps

Conforme Figura 59, acha-se o e_b fator de eficiência do transporte = 0,13

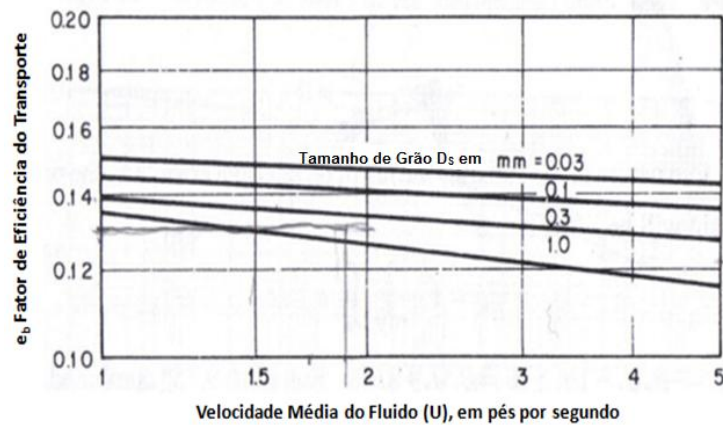


Figura 59. Gráfico da eficiência de transporte x velocidade do fluxo. Fonte: (SIMONS E SENTURK, 1992)

Cálculo do adimensional

$$\frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma) D_{50}} \quad (32)$$

Onde: γ_s e γ são os pesos específicos do sedimento e da água (N/m^3)

τ (tensão de cisalhamento no fundo) dada pela Equação 33 a seguir:

$$\tau = \gamma \cdot R_H \cdot S \quad (33)$$

$$\tau = \gamma \cdot R_H \cdot S = 62,4 \cdot 12,1 \cdot 1,2 \cdot 10^{-4} = 0,15 \text{ lb/ft}^2$$

Onde:

S - Declividade/gradiente de energia (ft/ft)

R_H - Raio Hidráulico (12,1 ft)

Então da Equação 32,

$$\frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma) D_{50}} = \frac{7,4}{(26500 - 10000) \cdot 5,1 \cdot 10^{-4}} = 0,80 \text{ aproximadamente.}$$

E entrando na Figura 60, com o valor 0,8 para curva de tamanho de grão de 0,5mm.

Achamos o fator $\tan \alpha = 0,69$

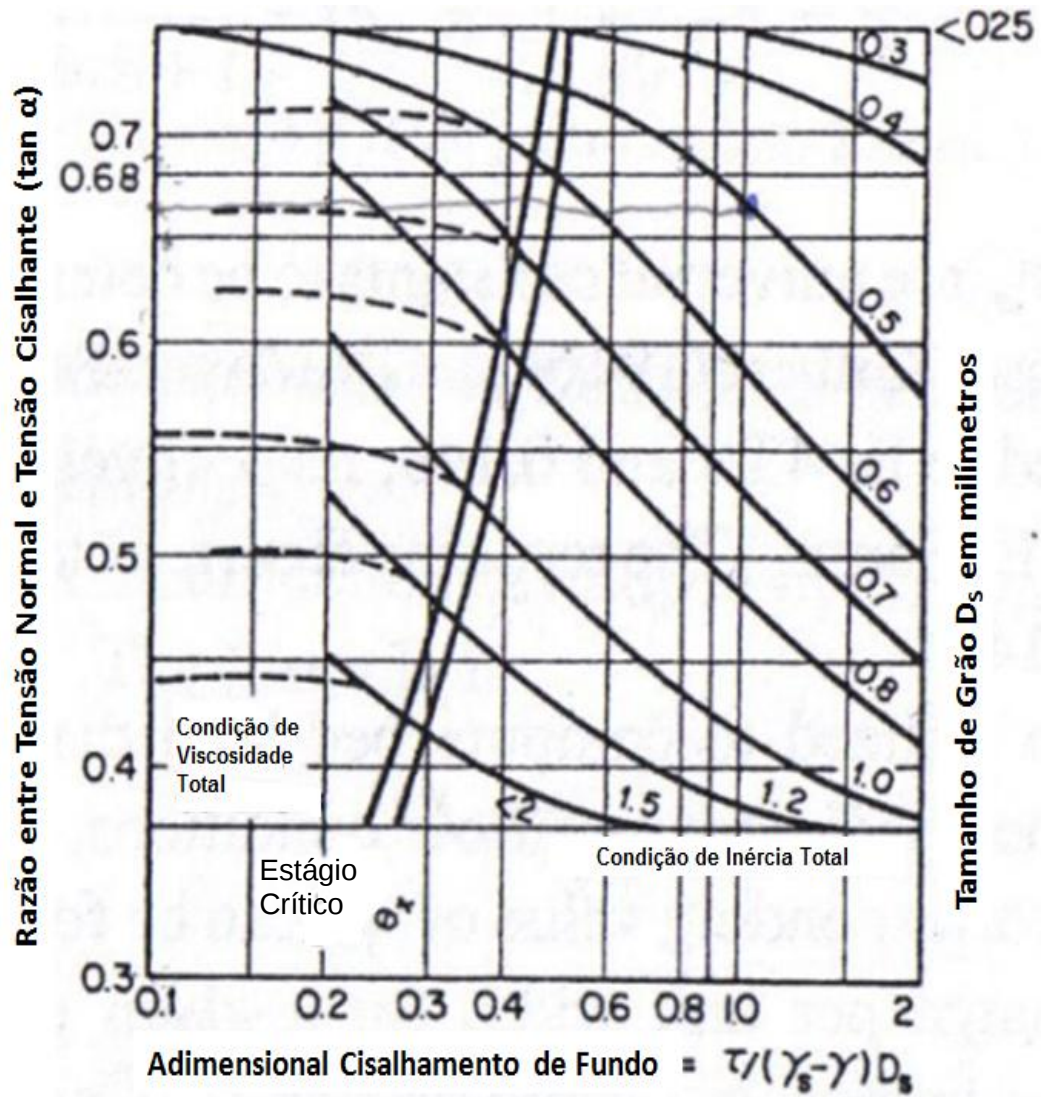


Figura 60. Gráfico razão tangente/força cisalhante. Fonte: (SIMONS e SENTURK, 1992)

Cálculo da Vazão Mássica de Fundo

$$\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right) q'_{bw} \text{Tg}\alpha = \tau U_{media} e_b \quad (34)$$

Resolvendo a Equação 34, $\frac{(26.500 - 10000)q'_{bw}}{10000} \cdot 0,69 = 0,15 \cdot 1,5 \cdot 0,13 \therefore q'_{bw} = 37 \frac{g}{sm}$

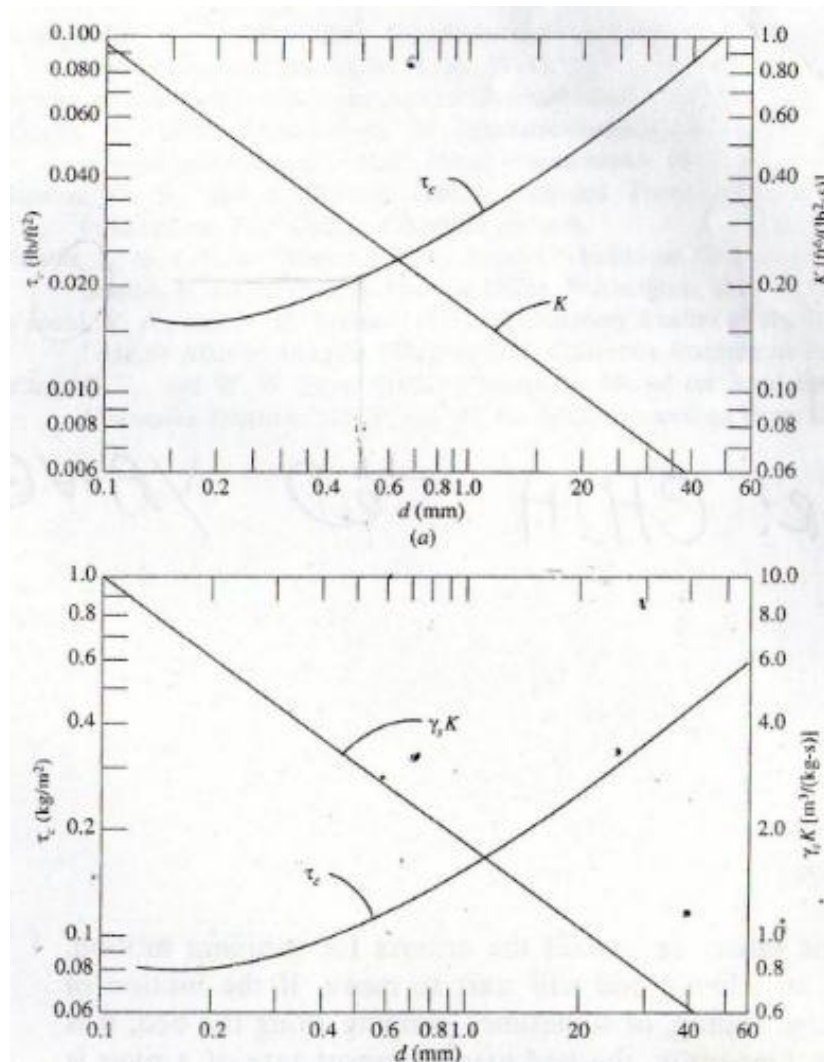


Figura 61. Cálculo da vazão de arrasto “fórmula de Dubois”. Gráfico da tensão de cisalhamento crítica x diâmetro de grão. Fonte: (SIMONS e SENTURK, 1992)

7.2.3 Fórmula de descarga de Dubois.

Fundamentos teóricos: a) Material se move em uma série de (n) camadas superpostas; b) - Espessura das camadas igual ao diâmetro das partículas de tamanho uniforme que as formam; c) Deslocamento das camadas segue uma função linear, ou seja a velocidade na camada inferior é zero, na segunda é Δv , e na superior é $(n-1) \cdot \Delta v$.

$$\tau = \gamma \cdot R_H \cdot S = 62,4 \cdot 12,1 \cdot 2 \cdot 10^{-4} = 0,15 \text{ lb/ft}^3 \quad (35)$$

Onde

γ - peso específico da água (62,4lb/ft³)

S - declividade/gradiente de energia (ft/ft)

R_H - raio hidráulico (12,1ft)

Formula da vazão mássica de fundo, Equação 36:

$$q_b = \frac{0,173}{D_{50}^{3/4}} \tau (\tau - \tau_c) \rightarrow \left(\frac{ft^3}{sft} \right) \quad (36)$$

Onde

τ – tensão de cisalhamento no fundo (lb/ft²)

τ_c - tensão de cisalhamento crítica (lb/ft²)

D_{50} - diâmetro médio da amostra (mm).

q_b - vazão mássica de fundo (ft³/s.ft)

Consultando a Tabela 7 para $D_{50}=0,5mm$

Temos a tensão de cisalhamento critica de: 0,020lb/ft²

Utilizando a Equação 36:

$$q_b = \frac{0,173}{(D_{50})^{3/4}} \tau (\tau - \tau_c) = \frac{0,173 \cdot 0,15(0,15 - 0,02)}{(0,5)^{3/4}} = \frac{0,02249}{0,59} = 0,0381 \text{ kg/sm} = 38,1 \text{ g/sm}$$

Transformando para sistema métrico tem-se (1 lb=0,45kg)

7.2.4 Fórmula de Van Rijn (1984)

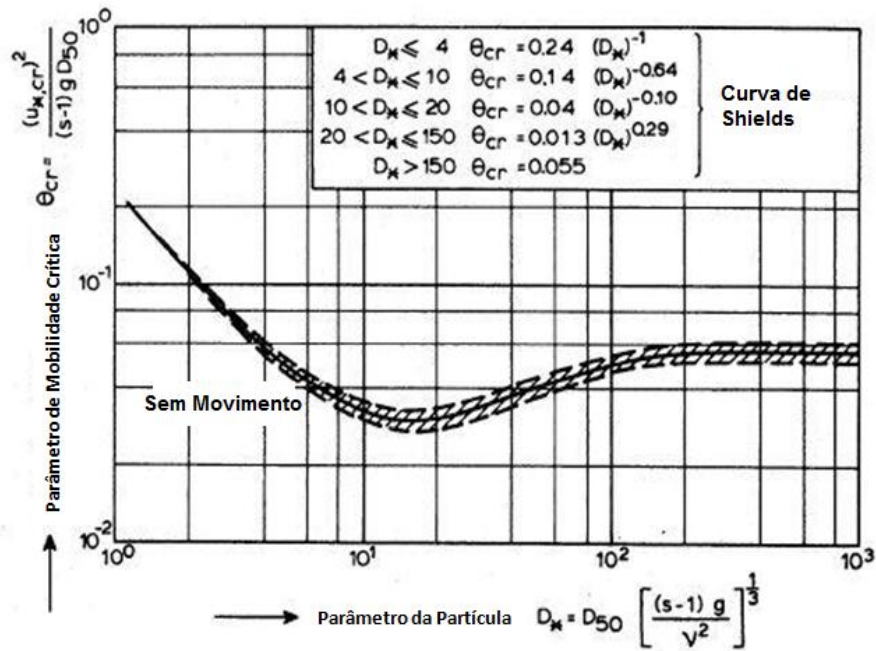


Figura 62. Parâmetro de mobilidade vs diâmetro da partícula. Fonte: (SIMONS e SENTURK, 1992)

Baseada no método da classificação das formas de fundo e predição das dimensões de formas de fundo e a efetiva rugosidade hidráulica das formas de fundo.

$$\frac{q_b}{(s-1)gD_{50}^{1.5}} = \frac{0,0053.T^{2,1}}{D_*^{0,3}} \quad (37)$$

Onde:

q_b - Transporte de fundo em (m³/sm).

T- Parâmetro de Transporte dado pela Equação 38:

$$T = \frac{U_*^2 - U_{*CR}^2}{U_{*CR}^2} \text{ (Adimensional)} \quad (38)$$

U_* - Velocidade de cisalhamento no fundo (m/s) dada pela Equação 39:

$$U_* = \frac{\sqrt{g}}{c'} \bar{v} \quad (39)$$

U_{*CR} - Velocidade de cisalhamento crítica no fundo.(m/s)

s – Densidade específica, Equação 40:

$$s = \frac{\rho_s}{\rho} \quad (40)$$

Para densidade do sedimento e da água adota-se, respectivamente, $\rho_s = 2.650 \text{ kg/m}^3$ e $\rho = 1.000 \text{ kg/m}^3$.

D_{50} .- Diâmetro característico que representa cinquenta por cento da amostra.(m)

D_* - Parâmetro da partícula adimensional, Equação 41:

$$D_* = D_{50} \sqrt[3]{\frac{(s-1)g}{\nu^2}} \quad (41)$$

ν – Viscosidade cinemática (m^2/s)

$\bar{v}$ - Velocidade média do fluxo.

C' – Coeficiente de Chezy relativo aos grãos. Dado por $C' = 18 \log 12(R_b / 3D_{90})$

g - Aceleração da gravidade (adotada 10 m/s^2).

R_b - Raio hidráulico.

D_{90} – Diâmetro do grão que representa 90% da amostra (m).

Dados que temos calculados em tópicos anteriores:

$$U_{\text{medio}} = 0,46 \text{ m/s}$$

$$R_b = 3,7 \text{ m}$$

$$\nu = 0,85 \times 10^{-6}$$

$$D_{50} = 0.513629 \text{ mm}$$

$$D_{65} = 0.614135 \text{ mm}$$

$$D_{90} = 0.96768 \text{ mm}$$

$$S = 26500/10000 = 2,65$$

Utilizando a Equação 41 para obtenção de D_* , segue:

$$D_* = D_{50} \sqrt[3]{\frac{(s-1)g}{\nu^2}} = 5,1 \cdot 10^{-4} \sqrt[3]{\frac{(2,65-1) \cdot 10}{0,85^2 \cdot 10^{-12}}} = 14,46$$

Cálculo da Velocidade de cisalhamento utilizando a Equação 39:

$$U_* = \frac{\sqrt{g}}{C'} \bar{v} = \frac{\sqrt{10}}{75,3} \cdot 0,46 = 0,02 \text{ m/s}$$

$$C' = 18 \log(12R_b / 3 \cdot D_{90}) = 18 \log\left(\frac{12 \cdot 3,7}{3 \cdot 9,6 \cdot 10^{-4}}\right) = 75,3$$

Cálculo da Velocidade Crítica de Cisalhamento

Como $10 < D_* < 20$ então $\theta_{crit} = 0,04(D_*^{-0,10}) = 0,03$

Mas temos que

$$\theta_{crit} = \frac{U_{*CR}^2}{(s-1)gD_{s0}} \quad (42)$$

Utilizando a Equação 42 para o cálculo de U_{*CR} :

$$\theta_{crit} = \frac{U_{*CR}^2}{(2,65 - 1)10,5 \cdot 1 \cdot 10^{-4}} = 0,03 \rightarrow$$

$$U_{*CR} = \sqrt{0,03 \cdot 1,65 \cdot 10,5 \cdot 1 \cdot 10^{-4}} = 0,016 \text{ m/s}$$

Cálculo do Parâmetro de Transporte pela Equação 38:

$$T = \frac{U_*^2 - U_{*cr}^2}{U_{*CR}^2} = \frac{0,02^2 - 0,016^2}{0,016^2} = 0,56$$

Cálculo do Transporte de Fundo pela Equação 37:

$$\begin{aligned} \frac{q_b}{(s-1)gD_{50}^{1,5}} &= \frac{0,0053 \cdot T^{2,1}}{D_*^{0,3}} \\ \frac{q_b}{(2,65 - 1)10,5 \cdot 1^{1,5} \cdot 10^{-6}} &= \frac{0,0053 \cdot (0,56)^{2,1}}{(14,46)^{0,3}} = 0,13 \cdot 10^{-6} \left(\frac{m^3}{sm}\right) \\ q_b &= 0,13 \cdot 2650 \cdot \frac{10^{-6} kg}{sm} = 0,3 g/sm \end{aligned}$$

7.3 Equação de descarga de arrasto de Schoklitsch

A fórmula de Schoklitsch, Equação 43, é baseada no movimento de carga do leito, isto é, calcula-se a descarga de arrasto. Foi desenvolvida com dados obtidos de uso da calha de Gilbert, com sedimento de granulometria média 0,3 a 0,5 mm, areia grossa a média. O U_{*CR} princípio dessa fórmula é que o material do leito começa a se mover em descarga crítica, sendo que a descarga do leito é proporcional ao valor do trabalho realizado pela força trativa em excesso e é necessária para superar a resistência ao longo do perímetro molhado. A fórmula para material granular, segundo (STEVENS e YANG, 1989), é:

$$q_b = 7.000 \frac{s^{\frac{3}{2}}}{D_{50}^{\frac{1}{2}}} (q - q_c) \quad (43)$$

Onde

q_b – Vazão mássica de fundo em $\frac{kg}{s}$ por metro de largura do canal

q_c – Descarga de água crítica em movimento incipiente em $\frac{m^3}{ms}$

$$q_c = \frac{0,00001944 D_{50}}{s^{4/3}} \quad (44)$$

q – Descarga de água em $m^3/m.s$

D_{50} – Diâmetro da partícula que representa cinquenta por cento da amostra (mm).

7.3.1 Cálculo da Vazão Líquida (q)

$$q = V_{media} \cdot A \quad (45)$$

A- Área da Seção Transversal ($756,25m^2$)

$V_{média}$ Velocidade Média ($0,46m/s$).

$$q = V_{media} \cdot A = 756,25 \cdot 0,46 = 347,87 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

Porém, para se ter o resultado por metro de seção, então terá que se dividir pela largura da seção $L=205\text{m}$

$$q = \frac{347,87}{205} = 1,70 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{ms}} \right)$$

7.3.2 Cálculo da Vazão Crítica (q_c)

Utilizando a Equação 44 para obter q_c :

$$q_c = \frac{0,00001944 D_{50}}{S^{4/3}} = \frac{0,00001944 \cdot 5,1}{(2 \cdot 10^{-4})^{4/3}} = 0,85 \text{ m}^3/\text{ms}$$

S – Declividade/gradiente de energia

7.3.3 Cálculo da Descarga de Fundo (q_b)

Utilizando a Equação 43:

$$q_b = 7.000 \frac{s^{\frac{3}{2}}}{D_{50}^{\frac{1}{2}}} (q - q_c) = 7.000 \cdot \frac{\sqrt{(2 \cdot 10^{-4})^3}}{\sqrt{0,5}} (1,7 - 0,85) = 23,7 \text{ g/sm}$$

Ábaco de Shields

Curva → *Tensões Críticas de Arraste*

- abaixo da curva → ausência de movimento
- acima da curva → ocorrência de movimento

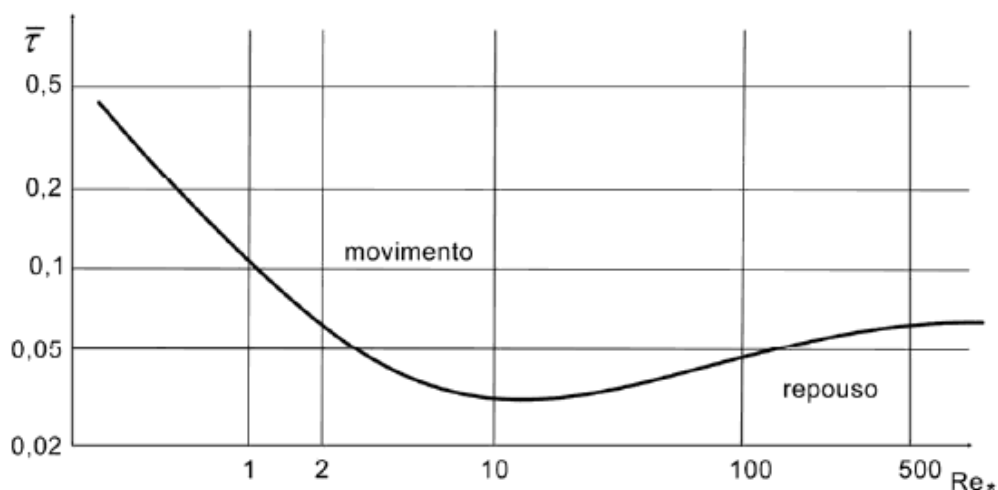


Figura 63. Ábaco de Shields. Tensão de cisalhamento x nº de Reynolds. Fonte: (SIMONS e SENTURK, 1992)

7.3.4 Cálculo da Descarga de Fundo - Fórmula de Shields

Fundamentos teóricos: baseado na análise dimensional.

$$\frac{g_b}{\gamma q S \gamma} (\gamma_s - \gamma) = \frac{10 \cdot (\tau_0 - \tau_{ocr})}{(\gamma_s - \gamma) D_{50}} \quad (46)$$

Onde

q - Vazão líquida por metro de largura ($1,70 \text{ m}^3/\text{s.m}$)

τ_0 - Tensão de cisalhamento no fundo (N/m^2)

τ_{ocr} - Tensão de cisalhamento crítica no fundo (N/m^2)

g_b - Vazão transportada através do fundo em $\left(\frac{\text{kg}}{\text{sm}}\right)$

γ_s / γ - Pesos específicos do sedimento e d'água.

S - Declividade / Gradiente de Energia

D_{50} - Diâmetro característico da amostra

7.3.5 Cálculo da Tensão de Cisalhamento

Calculando a tensão de cisalhamento no fundo pela Equação 33:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R_H \cdot S = 10.000 \cdot 3,7 \cdot 2 \cdot 10^{-4} = 37 \text{ N/m}^2$$

7.3.6 Cálculo da Velocidade de Cisalhamento

$$U_* = \sqrt{g \cdot R_H \cdot S} \quad (47)$$

$$U_* = \sqrt{g \cdot R_H \cdot S} = \sqrt{10 \cdot 3,7 \cdot 2 \cdot 10^{-4}} = 0,086 \text{ m/s}$$

7.3.7 Cálculo do Número de Reynolds

Utilizando a Equação 27 com os devidos ajustes:

$$Re = \frac{U_* D_{50}}{\nu} = \frac{0,086 \cdot 5 \cdot 10^{-4}}{0,85 \cdot 10^{-6}} = 50,58$$

ν – Viscosidade cinemática (m^2/s)

Com o número de Reynolds 50,58 consulta-se (Figura 63), e se obtém o valor adimensional 0,015, o qual é o parâmetro de Shields que é igual a:

$$0,015 = \frac{\tau_{0cr}}{(\gamma_s - \gamma) D_{50}} \leftrightarrow \tau_{0cr} = 0,015 \cdot 16500 \cdot 5 \cdot 10^{-4} = 0,12 \text{ N/m}^2$$

7.3.8 Cálculo da Descarga de Fundo

Utilizando a Equação 46 para obter g_b :

$$\frac{g_b}{\gamma q S \gamma} (\gamma_s - \gamma) = \frac{10 \cdot (\tau_0 - \tau_{ocr})}{(\gamma_s - \gamma) D_{50}} \rightarrow \frac{g_b}{10000 \cdot 1,7 \cdot 2 \cdot 10^{-4}} (1,65) = \frac{10(37 - 0,12)}{(16500) \cdot 5 \cdot 10^{-4}} = 92,1$$

$$g_b = \frac{92,1 kg}{sm} = 92.100 \text{ g/sm}$$

7.4 Cálculo da Descarga de Fundo Método de Einstein & Brown (1852).

Fundamentos teóricos: As expressões obtidas foram as primeiras que estabeleceram que a descarga de fundo (q_{bw}) depende basicamente do parâmetro (ψ) intensidade do fluxo, e do parâmetro de intensidade de transporte (ϕ), dados por:

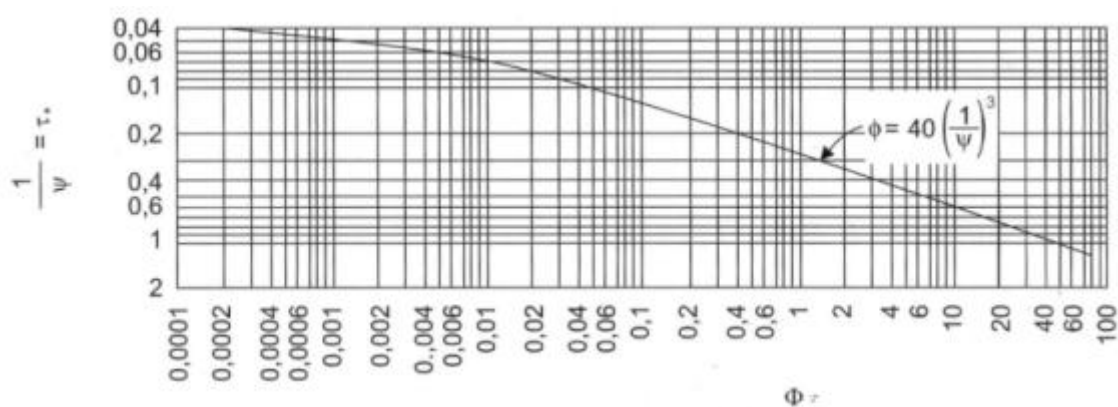


Figura 64. Gráfico tensão x parâmetro Φ . Fonte: (CARVALHO, 2008)

$$\Phi = f(1/\psi) \quad (48)$$

Onde

$$\Phi = \frac{q_{bw}}{K[g(\gamma_s - \gamma)D_{50}^3]^{1/2}} \quad (49)$$

q_{bw} - Descarga de fundo em (kg/s)

K - Fator de Rugosidade

$$K = \left[\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{gD_{50}^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)} \right]^{1/2} - \left[\frac{36v^2}{gD_{50}^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)} \right]^{1/2} \quad (50)$$

ν - Viscosidade Cinemática (m²/s)

$$\frac{1}{\psi} = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)D_{50}} = \frac{\gamma R_H S}{\gamma \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)} = \frac{R_H S}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) D_{50}} = \frac{3,7 \cdot 2 \cdot 10^{-4}}{1,65 \cdot 5 \cdot 10^{-4}} = 0,9$$

$\frac{1}{\psi}$ – *Parâmetro de Shields*

τ - Tensão de cisalhamento

Por outro lado temos que:

$$\Phi = 40 \left(\frac{1}{\psi} \right)^3 = 40(0,9)^3 = 29,16$$

$$K = \left[\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{gD_{50}^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)} \right]^{1/2} - \left[\frac{36v^2}{gD_{50}^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)} \right]^{1/2}$$

$$K = \left[\frac{2}{3} + \frac{36 \cdot (0,85 \cdot 10^{-6})^2}{10(5 \cdot 10^{-4})^3 (2,65 - 1)} \right]^{1/2} - \left[\frac{36(0,85 \cdot 10^{-6})^2}{10(5 \cdot 10^{-4})^3 (2,65 - 1)} \right]^{1/2} = 0,43$$

7.4.1 Cálculo da Descarga de Fundo

Utilizando a Equação 49:

$$\Phi = \frac{q_{bw}}{K[g(\gamma_s - \gamma)D_{50}^3]^{1/2}}$$

$$29,16 = \frac{q_{bw}}{0,43[10(16500)(5 \cdot 10^{-4})^3]^{1/2}} \rightarrow q_{bw} = 56,9 \text{ g/s}$$

Considerando os resultados em g/sm = 56,9/205 (Largura da seção) = 0,30 g/sm

7.5 Equação de Transporte de Arrasto de Meyer-Peter & Muller

Fundamentos teóricos e histórico: a) as fórmulas de Meyer-Peter e Muller, para o cálculo da descarga de fundo por arraste, foram obtidas a partir de experiências realizadas de 1932 a 1948 no Instituto Tecnológico Federal de Zurich; b) a primeira das fórmulas foi publicada em 1934, e desenvolvida utilizando cascalho natural de grãos uniformes com diâmetros de 5,05 e 28,6 mm, e peso específico de 2680 kgf/m³; c) para o desenvolvimento da segunda fórmula utilizaram também partículas de diâmetro uniforme igual a 5,05 mm, mas de peso específicos diferentes; utilizaram barita com $\gamma_s = 4220$ kgf/m³, cascalho natural com $\gamma_s = 2680$ kgf/m³, e lignita com $\gamma_s = 1250$ kgf/m³; d) para a terceira fórmula utilizaram material natural com peso específico igual a $\gamma_s = 2680$ kgf/m³, mas partículas com diferentes tamanhos; e) a quarta fórmula foi desenvolvida com misturas de partículas de diferentes diâmetros e pesos específicos também diferentes: ($\gamma_s = 4220$ kgf/m³, $\gamma_s = 2680$ kgf/m³, $\gamma_s = 1250$ kgf/m³).

$$\gamma \left(\frac{K_S}{K_R} \right)^{\frac{3}{2}} R_H S = 0,047 \gamma_s D_{50} + 0,25 \rho^{\frac{1}{3}} q_b^{\frac{2}{3}} \quad (51)$$

Porém caso a largura da seção ($L = 205$) seja superior a 10 vezes a profundidade ($P = 7,4$ máxima) $L/P = 205/7,4 = 27,7$. No caso é de mais de vinte e sete vezes pode-se desprezar a relação,

$$\left(\frac{K_S}{K_R} \right)^{\frac{3}{2}} \rightarrow \text{Desprezível, então a equação torna-se}$$

$$\gamma R_H S = 0,047 \gamma_s D_{50} + 0,25 \rho^{\frac{1}{3}} q_b^{\frac{2}{3}} \quad (52)$$

Onde:

$\gamma, \gamma_s \rightarrow$ Pesos específicos da água e do sedimento

$D_{50} \rightarrow$ Diâmetro representativo da partícula em metros

$S \rightarrow$ Declividade/Gradiente de Energia

$\rho \rightarrow$ Densidade da água em $\frac{kg}{m^3}$

$R_H \rightarrow$ Raio Hidráulico

$q_b \rightarrow \text{Descarga s3lida de Fundo em } \frac{Kg}{sm}$

7.5.1 C3lculo da Descarga S3lida de Fundo

$$\gamma R_H S = 0,047 \gamma_S D_{50} + 0,25 \rho^{\frac{1}{3}} q_b^{\frac{2}{3}} \quad (53)$$

$$1000.3,7.2.10^{-4} = 0,047.2,65.10^4.5.10^{-4} + 0,25(1000)^{\frac{1}{3}} q_b^{\frac{2}{3}}$$

$$7,4 = 0,62 + 2,5 q_b^{\frac{2}{3}} \rightarrow q_b = [2,71]^{\frac{3}{2}} \rightarrow q_b = 4,46 \frac{kg}{sm} = 4.460g/sm$$

7.6 Formula33o de Kalinske

Fundamentos te3ricos: Considera os efeitos das flutua33es turbulentas.

$$\frac{q_b}{U_* D_{50}} = f \left\{ \frac{\tau_c}{\tau_0} \right\} \quad (54)$$

Onde:

$$\tau_c = 0,12 \gamma_S D_{50} \rightarrow (Yang, 1996) \quad (55)$$

$$\tau_c = 0,12 \gamma_S D_{50} = 0,12.26500.5.10^{-4} = 1,59 \frac{N}{m^2}$$

Utilizando a Equa33o 33:

$$\tau = \gamma R_H S = 10000.3,7.2.10^{-4} = 7,4 \frac{N}{m^2}$$

Utilizando a Equa33o 47:

$$U_* = [g R_H S]^{\frac{1}{2}} = [10.3,7.2.10^{-4}]^{\frac{1}{2}} = 0,09 \frac{m}{s}$$

$\gamma_s \rightarrow$ *Peso específico do sedimento* ($\frac{N}{m^3}$)

$R_H \rightarrow$ *Raio Hidraulico* (m)

$U_* \rightarrow$ *Velocidade de cisalhamento* ($\frac{m}{s}$)

τ – *Tensão de cisalhamento* (N/m²)

τ_c – *Tensão de cisalhamento crítica* (N/m²)

S- *Declividade/Gradiente de energia* (m/m)

$q_b \rightarrow$ *Descarga de fundo em* ($\frac{m^3}{sm}$)

consultando (Figura 65) para valores de $\frac{\tau_c}{\tau} = \frac{1,59}{7,4} = 0,2$

Tem-se $\rightarrow \frac{q_b}{U_* D_{50}} = 1,5$

$$\begin{aligned} q_b &= 1,5 U_* D_{50} = 1,5 \cdot 0,09 \cdot 5 \cdot 10^{-4} = 0,67 \cdot 10^{-4} \frac{m^3}{sm} = 0,67 \cdot 2650 \cdot 10^{-4} = 0,18 \frac{kg}{sm} = \\ &= 180 \frac{g}{sm} \end{aligned}$$

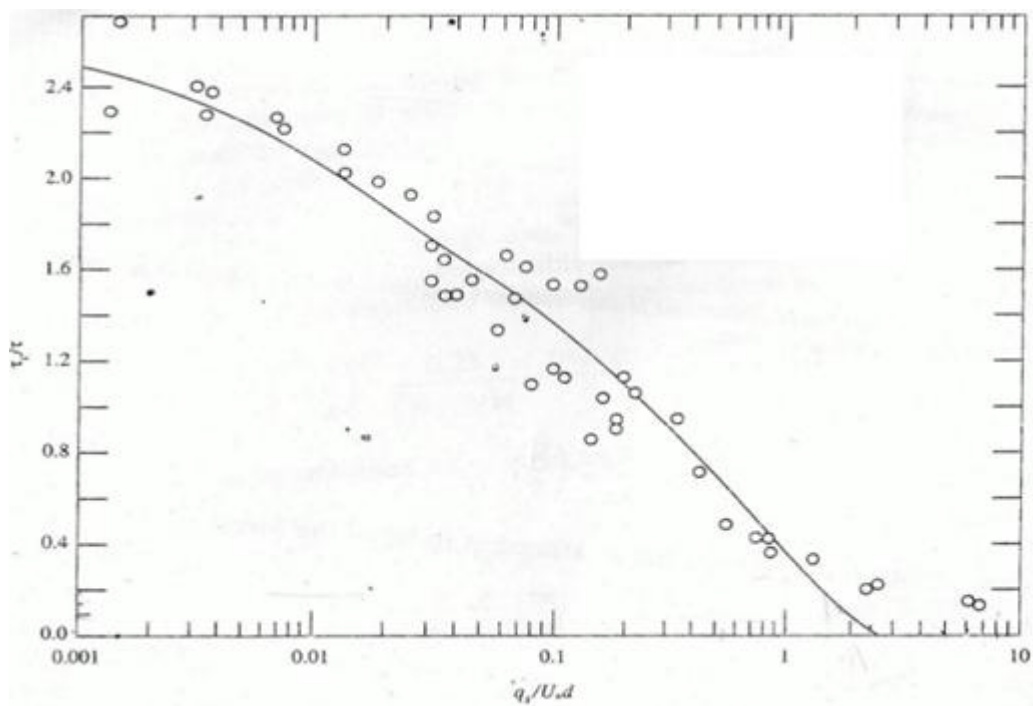


Figura 65. Relação entre as tensões e q.u/d. Fonte: (SIMONS e SENTURK, 1992)

7.7 Formulação de Meyer & Peter

Formulação teórica: esta formulação empírica foi baseada na uniformização do tamanho de grão transportado, e testada utilizando calha de laboratório de seção transversal dois por dois metros e comprimento total de cinquenta metros. A vazão de água poderia variar até cerca de 5 m³/s, e a descarga de sedimento até 4,3 kg/sm.

$$\frac{0,4q_b^{\frac{2}{3}}}{D_{50}} = \frac{q^{\frac{2}{3}}}{D_{50}} - 17 \quad (56)$$

Onde:

D_{50} – Diâmetro da Partícula na qual 50% do material representativo é mais fino (m).

q_b – Descarga de arrasto em (kg/sm)

q – Descarga de água em (kg/sm)

S – Declividade/Gradiente de energia (m/m)

Cálculo da Descarga de água.

$$q = 1,70 \frac{m^3}{sm} = 1,70.1000 \frac{kg}{sm} = 1.700 \frac{kg}{sm}$$

7.7.1 Cálculo da Descarga de Fundo

Utilizando a Equação 56:

$$\frac{0,4q_b^{\frac{2}{3}}}{D_{50}} = \frac{q^{\frac{2}{3}}}{D_{50}} - 17 \rightarrow \frac{0,4q_b^{\frac{2}{3}}}{5.10^{-4}} = \frac{[1.700]^{\frac{2}{3}}}{510^{-4}} - 17 \rightarrow q_b = [350]^{\frac{3}{2}} = 6.548 \frac{kg}{sm} = 6,5.10^6 g/sm$$

7.8 Fórmula de Cálculo de Descarga de Fundo de Bijker (1967).

Bijker (1967), propôs uma fórmula para o transporte de fundo que levava em considerações as ondas, os efeitos da maré e outros tipos de correntes, a qual é expressada pela Equação 57:

$$\overline{S_b} = bD_{50} \frac{\bar{v}}{c} \sqrt{g} \cdot \exp \left[- \frac{0,27\Delta D_{50} C^2}{\pi \bar{v}^2 \left\{ 1 + \frac{1}{2} \left(\xi \frac{u_b}{\bar{v}} \right)^2 \right\}} \right] \quad (57)$$

Onde:

$\overline{S_b}$ – Descarga de sedimento de fundo em $\left(\frac{m^3}{sm} \right)$

b - Constante = 1, conforme (Carmo, 2005), para ondas que não arrebatam e 5 para o caso contrário.

D_{50} - Diâmetro médio do sedimento (m).

$\bar{v}$ - Velocidade da corrente (m/s).

C - Coeficiente de Chézy = $18 \log \left(\frac{12h}{r} \right)$.

g - Aceleração da gravidade (m/s²).

h – Profundidade (m).

r - Rugosidade do fundo = $2,5D_{50}$

Δ – Densidade específica $\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) = 1,65$

$u_b = \left(\frac{C}{C_{90}} \right)^{1,5}$

$$C_{90} - \text{Coeficiente de Chézy para } D_{90} \rightarrow C_{90} = 18 \log \left(\frac{12h}{D_{90}} \right)$$

$$\xi = f_w - \text{Fator de fricção de ondas proposto por (JONSSON, 1966). } C \left(\frac{f_w}{2g} \right)^{0,5}$$

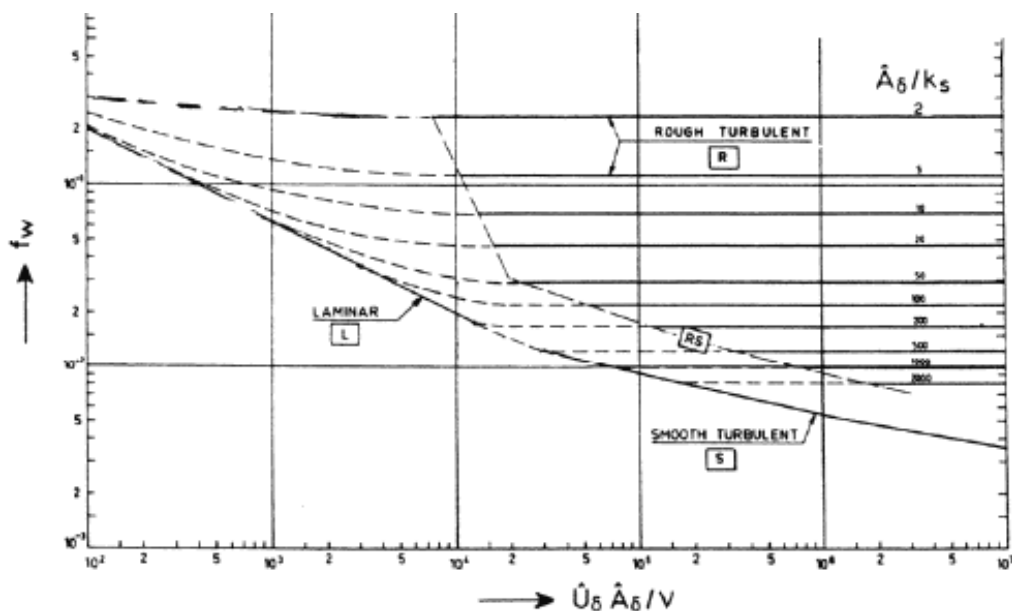


Figura 66. Gráfico do fator de fricção de Jonsson. Fonte: (JONSSON, 1966)

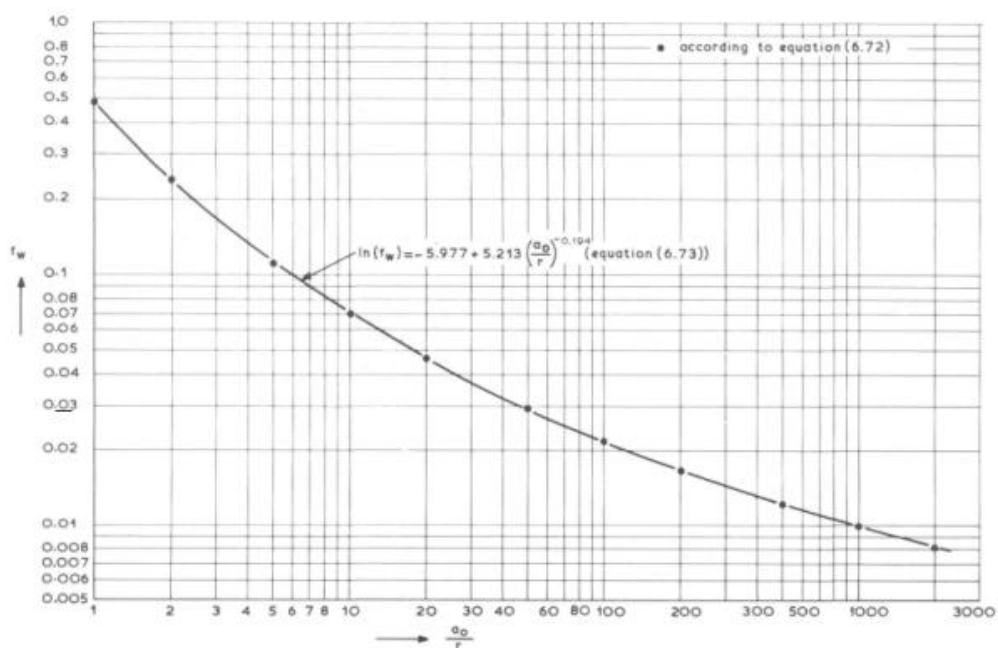


Figura 67. Fator de fricção de onda x ao/r. Fonte: (SWART, 1974)

$$f_w = \exp \left\{ -6 + 5,2 \left(\frac{a_0}{r} \right)^{-0,19} \right\}, \text{ conforme (SWART, 1974)} \quad (58)$$

$$a_0 \rightarrow \text{Amplitude da excursão do orbital no fundo} = \frac{\bar{v} T_w}{2\pi} = \frac{0,46.12,5.3600}{2\pi} \\ = 3.294,5$$

$$r \rightarrow \text{Rugosidade no fundo} = 2,5D_{50} = 2,5.5.10^{-4}$$

7.8.1 Cálculo do Fator de Fricção da Onda

$$f_w = \exp \left\{ -6 + \left(\frac{3.294,5}{12,5.10^{-4}} \right)^{-0,19} \right\} = 0,003$$

Cálculo do coeficiente de Chézy

$$C = 18 \log \left(\frac{12h}{r} \right) = 18 \log \left(\frac{12.3,7}{2,5.5.10^{-4}} \right) = 81,9$$

Cálculo do C_{90}

$$C_{90} = 18 \log \left(\frac{12h}{D_{90}} \right) = 18. \log \left(\frac{12.3,7}{9,7.10^{-4}} \right) = 83,9$$

Cálculo do Fator ξ

$$\xi = C \left(\frac{f_w}{2g} \right)^{0,5} = 81,9 \left(\frac{0,003}{2.10} \right)^{0,5} = 1$$

7.8.2 Cálculo da velocidade do orbital no fundo

$$u_b = \left(\frac{C}{C_{90}} \right)^{1,5} \quad (59)$$

$$u_b = \left(\frac{C}{C_{90}} \right)^{1,5} = \left(\frac{81,9}{83,9} \right)^{1,5} = 0,96$$

7.8.3 Cálculo da Descarga de Fundo

Utilizando a Equação 57:

$$\overline{S_b} = bD_{50} \frac{\bar{v}}{C} \sqrt{g} \cdot \exp \left[- \frac{0,27 \Delta D_{50} C^2}{\pi \bar{v}^2 \left\{ 1 + \frac{1}{2} \left(\xi \frac{u_b}{\bar{v}} \right)^2 \right\}} \right]$$

$$\overline{S_b} = 1. (5.10^{-4}) \frac{0,46}{81,9} \sqrt{10} \cdot \exp \left[- \frac{0,27.1,65(5.10^{-4})(81,9)^2}{\pi(0,46)^2 \left\{ 1 + \frac{1}{2} \left(1, \frac{0,96}{0,46} \right)^2 \right\}} \right] = 2.10^{-6} (\text{m}^3/\text{sm})$$

$$\overline{S_b} = 2.10^{-6} \cdot 2650 = 5,3 \cdot \frac{10^{-3} kg}{sm} = 5,3 g/sm$$

8 PROJETO E CONSTRUÇÃO DO AMOSTRADOR

8.1 Desenvolvimento do Modelo

O desafio de enfrentar um ambiente estuarino, com forçantes de maré e fluvial mostrou-se motivador frente as dificuldades encontradas, uma delas foi deparar-se com lâminas d'água da ordem de até dez metros de profundidade, com distância entre margens chegando a quase trezentos metros em certas seções, disto começou a surgir as dificuldades operacionais, tais como falta de estabilidade dos equipamentos tais como embarcações, amostradores de pequeno porte, etc. Devido à isto, surgiu o desafio de se construir em Pernambuco e talvez em nível nacional o primeiro amostrador de medição direta do tipo diferença de pressão (HELLEY & SMITH, 1971) para ser utilizado em lâminas d'água de dez metros, visto que a maioria dos equipamentos utilizados em pesquisa são produzidos nos Estados Unidos da América pela empresa Rickly Hydrological Company cujo preço de equipamento similar posto Brasil ficaria em torno de 2.500,00 dólares SIF.

O amostrador de diferença de pressão BL-84 é um dispositivo para uso em correntes naturais transportando sedimento grosso. Com a assessoria incondicional do departamento americano a Agência United States Survey, Water Resources, Division, California District que forneceu os meios didáticos para que fosse construído este amostrador BL-84 na UFPE (Universidade Federal de Pernambuco). São quatro pontos importantes no critério de projeto deste amostrador (HELLEY & SMITH, 1971), que são:

- O amostrador ser estável hidraulicamente em regime de velocidades de pelo menos 10fps (3 metros por segundos) e de massa suficiente para manter-se na posição sobre o fundo durante o intervalo de amostragem.
- Que seja de uma configuração que forneça uma mínima perturbação ao regime do fluxo local, na correnteza de fundo.
- Que seja de tamanho e forma que permita ser manuseado por um homem usando um guincho fluviométrico.
- Que sua disposição seja tal, que permita uma eficiente e rápida retirada da amostra coletada.

8.2 Seleção de Materiais e Métodos

Tabela 7. Tabela de seleção de materiais - ACESITA. Fonte: (TUBULAÇÕES, 2011)

Custo Relativo dos Materiais			
Materiais	Custo Relativo	Materiais	Custo Relativo
Aço-carbono estrutural	1,00	Ferro fundido	0,95
Aço-carbono qualificado	1,15	Alumínio	2,50
Aço-liga Cr-Mo	3,10	Latão de alumínio	7,60
Aço inoxidável 304	11,5	Metal Monel	31,80
Aço inoxidável 316	15,0	Titânio	41,00

Tomando-se como base as premissas de projeto fixadas para o amostrador e definidas no tópico anterior, sabe-se que este equipamento irá operar em águas costeiras com forçantes mistas entre marés e fluiviais, o ambiente operacional é bastante corrosivo, além da resistência estrutural, para não haver nenhuma perda do equipamento e falha prematura de algum componente, temos três pontos a seguir, que são os delineadores deste projeto, para selecionar os materiais mais adequados:

Levando em consideração que o meio marinho é bastante agressivo, em termos de corrosão nosso material escolhido foi o aço inox austenítico AISI 304, cujas características são mostradas (Figura 68) a seguir:

O AISI 304 é o aço inoxidável com maior variedade de aplicação, o que é uma consequência direta de sua excelente resistência à corrosão, sua capacidade de conformação, sua ótima soldabilidade e as excelentes propriedades mecânicas que possui. Com o 304 se fabricam talheres, baixelas e painéis, bules para café e leite, cubas e pias, fogões e fornos (elétrico e microondas), cestos de máquinas de lavar roupa e muito outros utensílios domésticos e eletrodomésticos. Na construção civil é usado em elevadores no revestimento de edifícios (superfícies externas e internas). Nas aplicações industriais está presente em tubos, tanques, reatores, colunas de destilação, trocadores de calor, condensadores, em diversas indústrias, como por exemplo do álcool, do açúcar, dos sucos de fruta, da cerveja, do vinho, do leite e laticínios, indústrias químicas, farmacêuticas, de cosméticos e de derivados do petróleo.

As indústrias aeronáutica, ferroviária, naval, de papel e celulose, petroquímica, têxtil, frigorífica, hospitalar, utilizam esse material. Também é muito utilizado em caminhões, em tanques para transporte de produtos (alimento e produto químico) (CHIAVERINI, 1978).

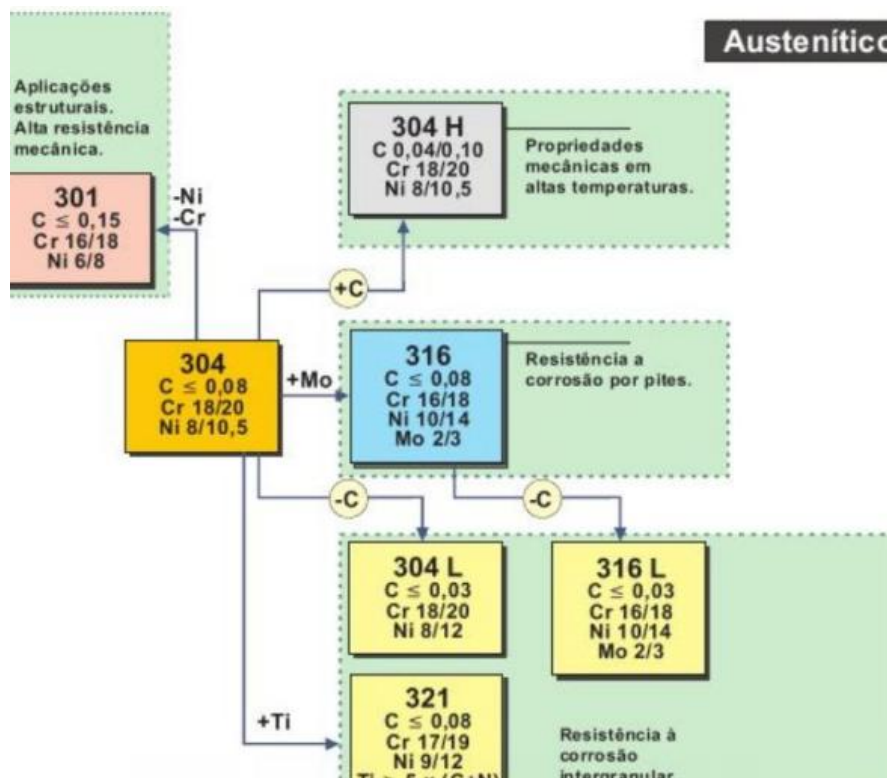


Figura 68. Características mecânicas dos aços inoxidáveis, composição química-fonte-Acesita.
Fonte: (TUBULAÇÕES, 2011)

Outro ponto a ser considerado no projeto, é a estabilidade do equipamento em meios de velocidades de 3 m/s, o que necessita de lastro, então o material escolhido para esta finalidade é o chumbo.

O chumbo, um dos metais mais antigos conhecidos pelo homem, possui densidade de 11,34 g/cm³ a 20⁰C, um ponto de fusão equivalente a 327⁰C e reticulado cúbico de face centrada.

Apresenta baixa resistência mecânica, é muito mole, muito maleável e deformável e resistente a “corrosão”. Sua cor é cinza-azulada, devido a uma repentina formação de uma película superficial de óxido e carbonato.

A norma brasileira P-CB-9N da ABNT considera vários tipos de chumbo com teores de chumbo metálico variando de 99,5 a 99,99%, sendo as principais impurezas a prata, o arsênico, o bismuto, o cobre, o ferro, o antimônio, o estanho e o zinco.

Sua resistência à corrosão é elevada, inclusive sob a ação de certos ácidos como sulfúrico (CHIAVERINI, 1978).

8.3 Construção do Amostrador

Ao se desenvolver um plano de construção de um equipamento, a primeira etapa é a plotagem do desenho em três faces (vista de frente, vista lateral e vista de cima), isso foi executado utilizando uma ferramenta denominada SOLIDWORKS VERSÃO 2010 que permite que sejam plotadas as partes em 2D e depois juntadas em 3D ou mesmo realizar projeto direto já em 3D, (Figura 69 a Figura 80)

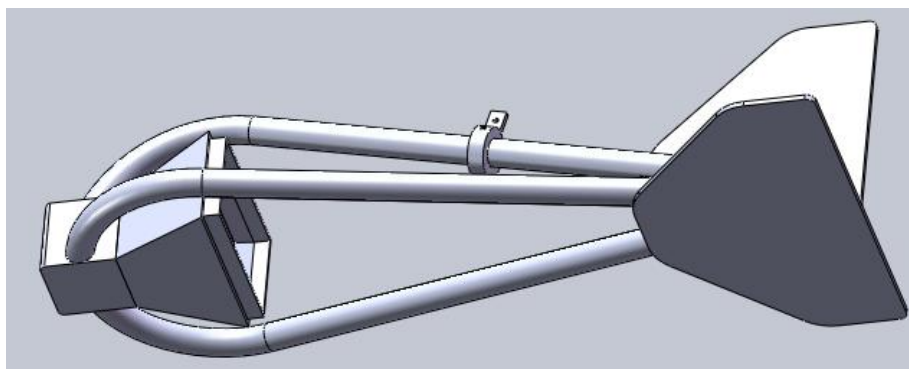


Figura 69. Vista completa em 3D da montagem do amostrador BL-84.

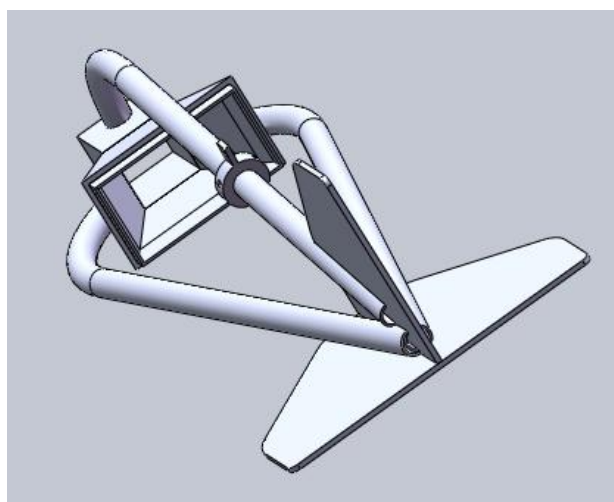


Figura 70. Vista por outro ângulo

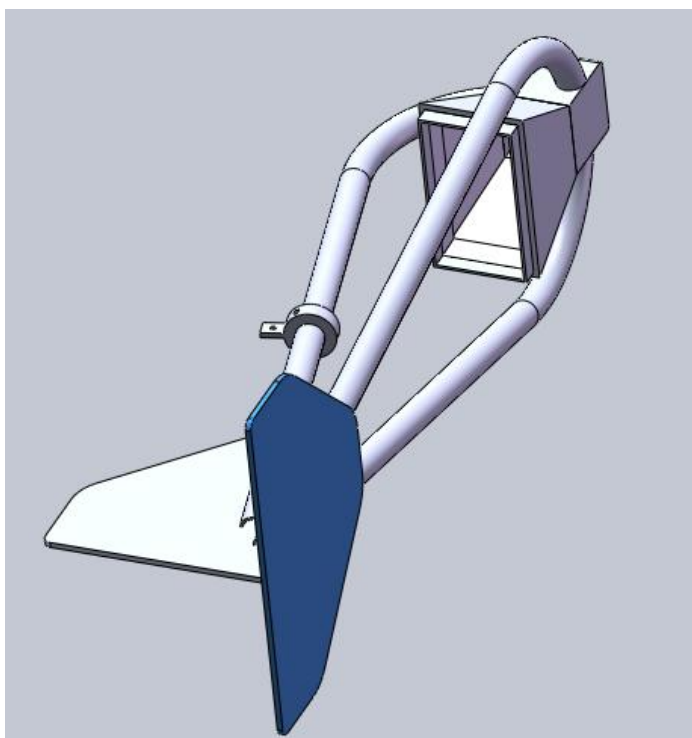


Figura 71. Vista da parte do fundo

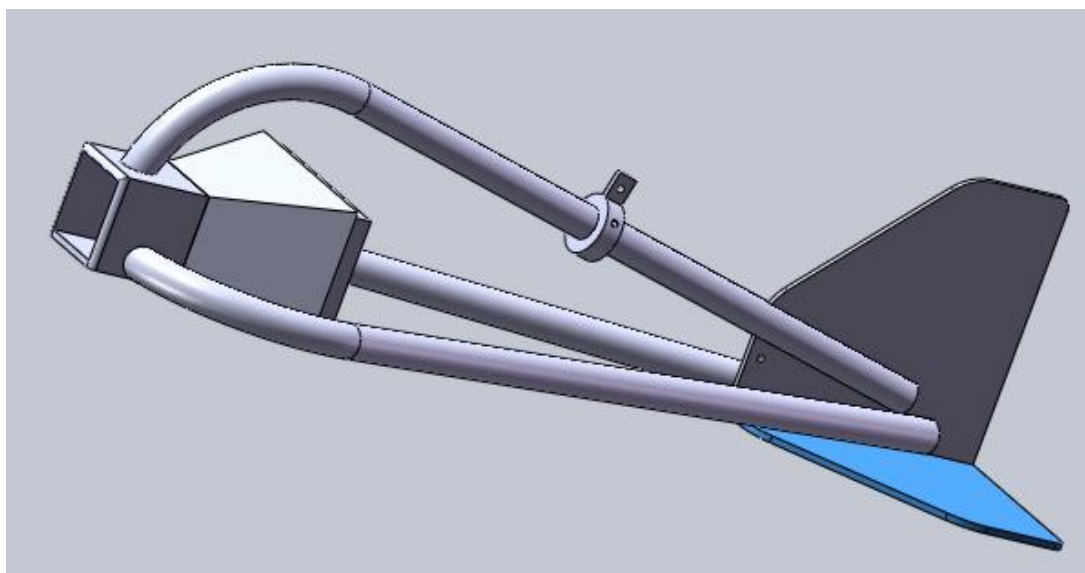


Figura 72. Vista lateral BL-84

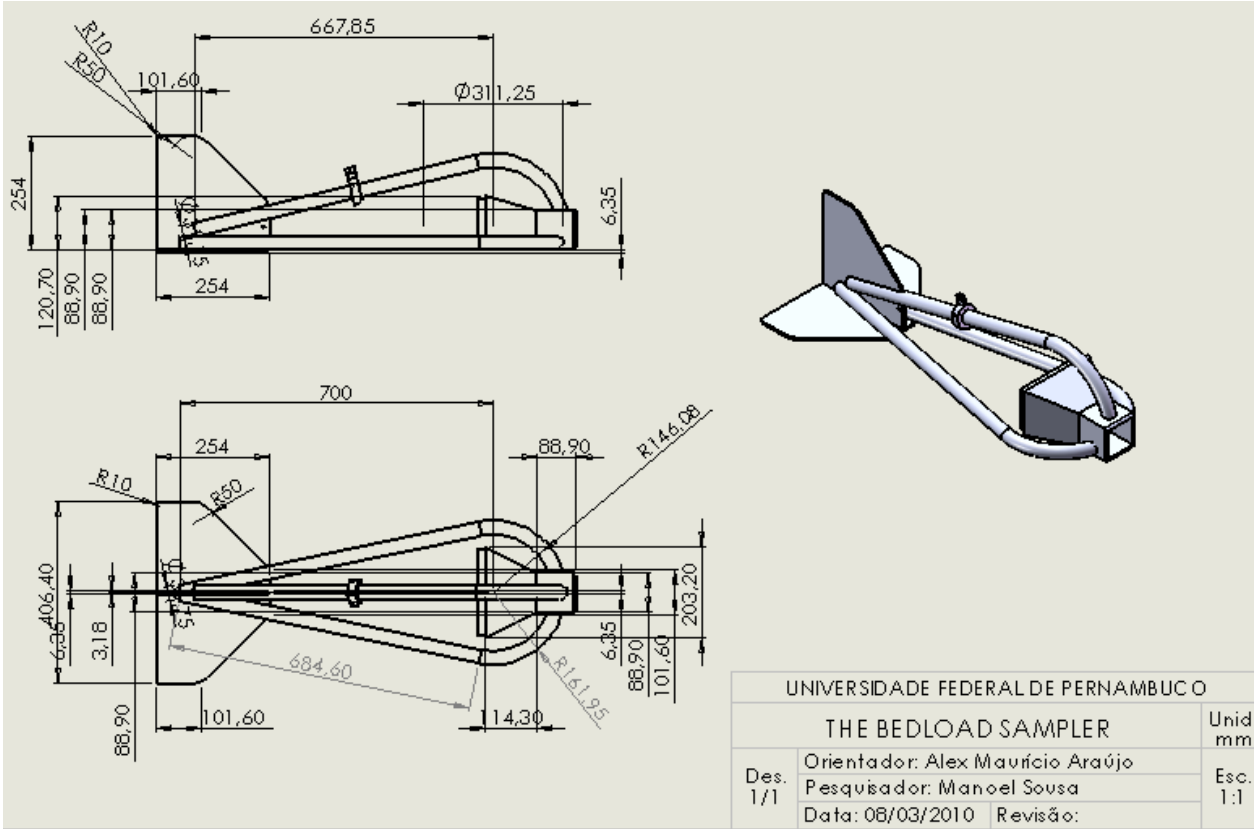


Figura 73. Planta cotada do BL-84

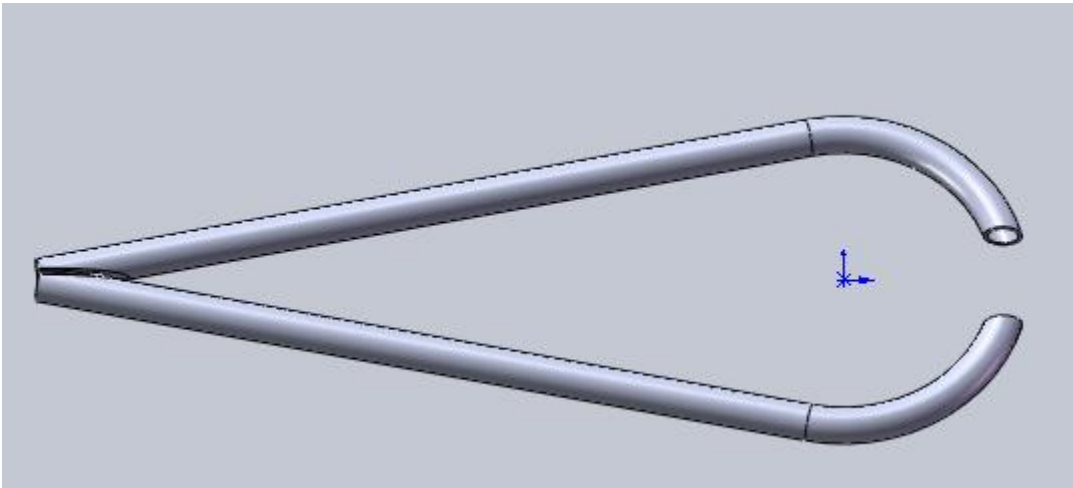


Figura 74. Estrutura tubular inferior BL-84

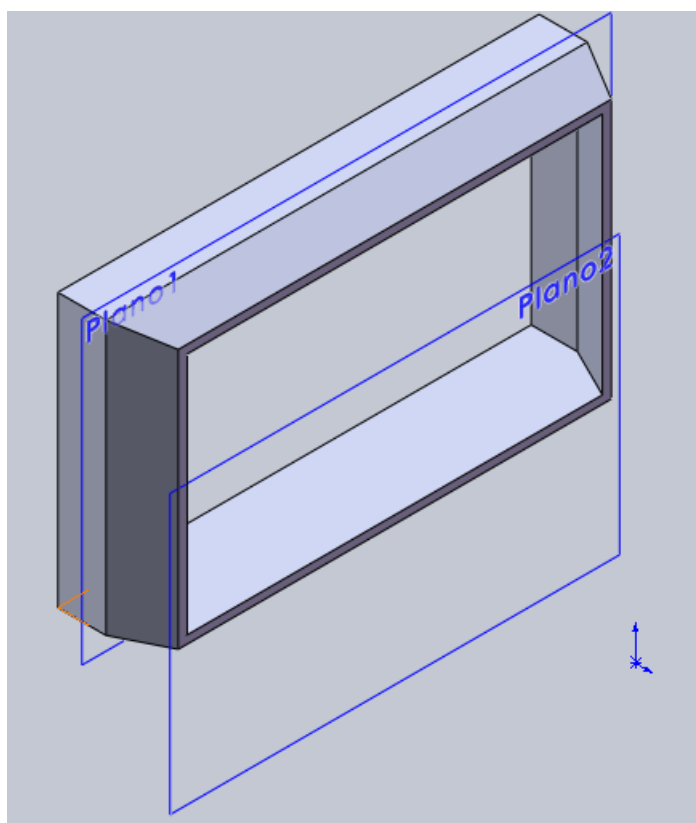


Figura 75. Suporte da bolsa BL-84

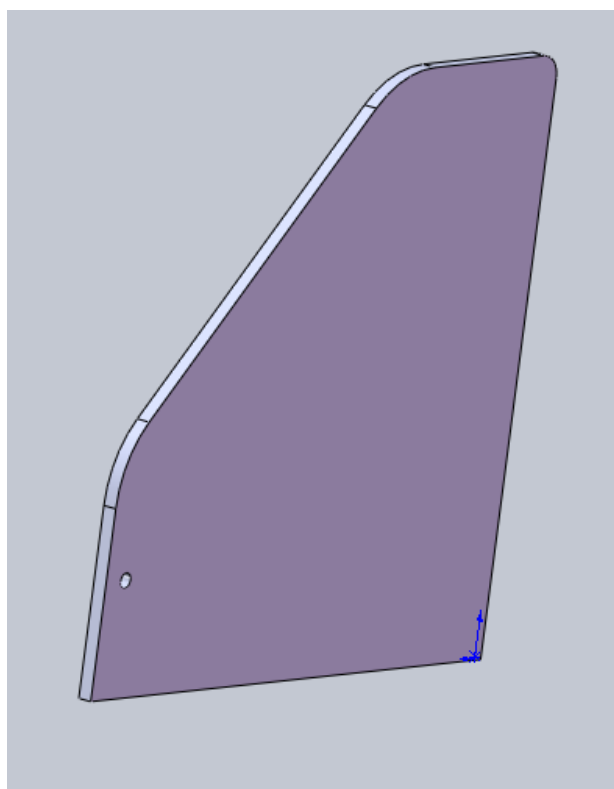


Figura 76. Leme traseiro BL-84

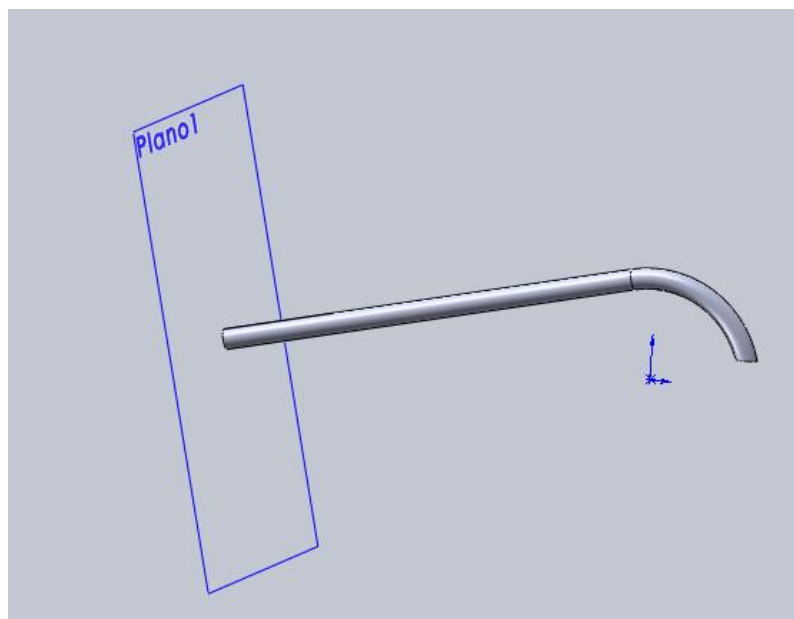


Figura 77. Fixação estrutural tubular superior BL-84

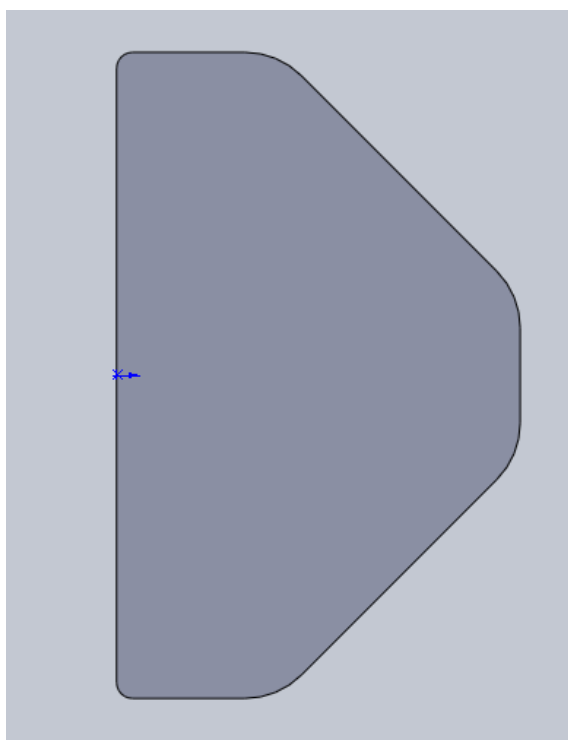


Figura 78. Estabilizador traseiro BL-84

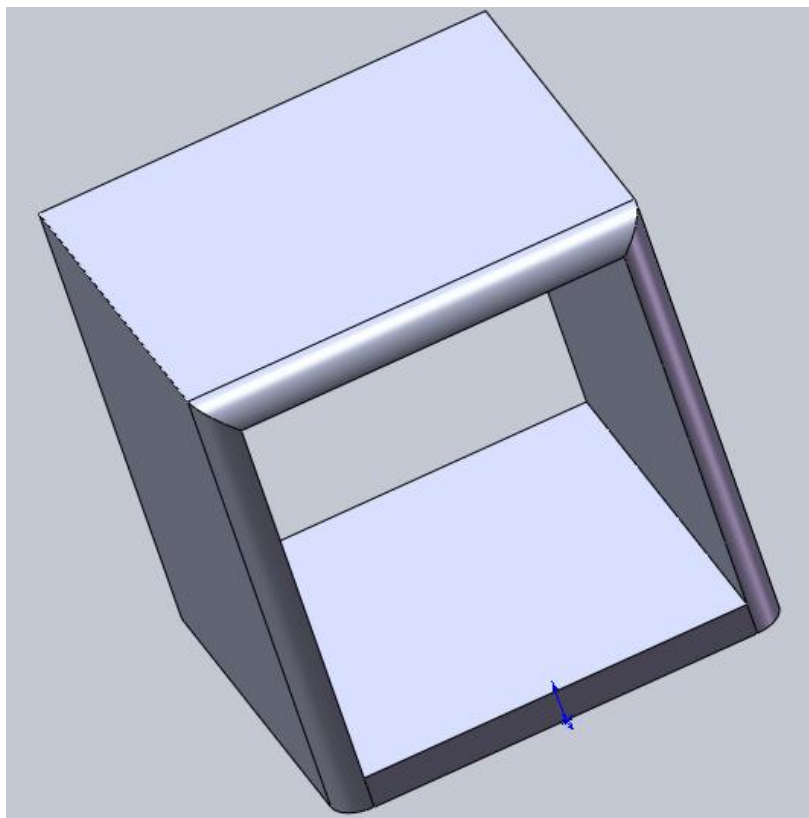


Figura 79. Boca de entrada do BL-84

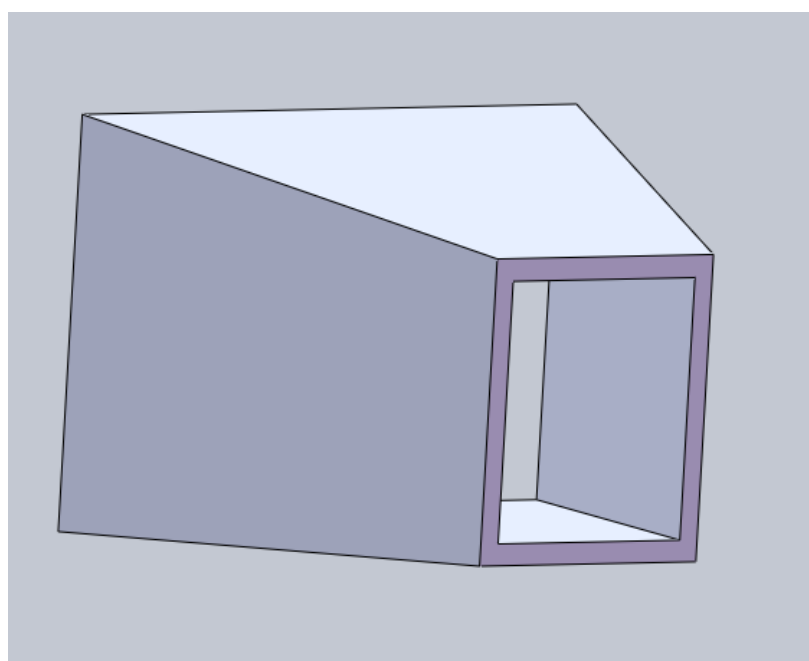


Figura 80. Difusor de saída BL-84

8.4 Custo de Construção do Amostrador

Material	Quantidade	Custo unitário	Custo total (Reais)
Chapa inox ¼"	0,223 m²	1000 Reais / m²	223,00
Tubo inox 1.1/4"	3 metros	50,00 Reais / metro	150,00
Calandra dos tubos	3 metros	10,00 Reais / metro	30,00
Soldagem MIG			180,00
Chumbo	18 kg	4,00 Reais / kg	72,00
Lastreamento tubos			60,00
Custo do amostrador			715,00

8.5 Metodologia de Cálculo da Descarga de Fundo

A determinação da descarga do sedimento de fundo utilizou o amostrador de diferença de pressão tipo BL-84, desenvolvido neste trabalho. Esta operação consiste em fazer descer o aparelho ao fundo do curso d'água, deixando-o nesta posição por um determinado período (no caso deste trabalho foi de 5 minutos), e o recolhendo posteriormente.

A taxa de transporte de carga de fundo local medida pelo equipamento por unidade de largura em (kg/sm) é calculada como, e admitida eficiência de amostragem de 1,0 (EMMETT, 1980):

$$Q_{sc} = \frac{M_{sc}}{l \cdot \Delta t} \quad (60)$$

Onde

Q_{sc} – Descarga de sedimento de fundo em ($\frac{kg}{sm}$)

M_{sc} – Massa seca de sedimento capturado medido em (kg) = 0,0935826kg

L - Largura da entrada do amostrador em (m) = 0,0762m

Δt – intervalo de tempo durante coleta de sedimento em (segundos)=5.60=300s

$$Q_{sc} = \frac{M_{sc}}{l \cdot \Delta t} = \frac{0,0935826}{0,0762 \cdot 300} = 4,0942 \cdot 10^{-3} \frac{kg}{sm}$$

8.6 Operação do Amostrador

A operação e ensaio do Amostrador BL-84, desenvolvido na UFPE, foi realizada no estuário Timbó em 20/01/2011, em uma maré de sizígia com altura variando de 0,6 a 2,5 no intervalo das medições. O amostrador é preso ao guincho e abaixado até o leito do rio, lentamente, e lá permanece por um período estabelecido de cinco minutos, em cada vertical, sendo após esgotado o tempo erguido à superfície e coletada a amostra aprisionada na saca de coleta, seria ideal ter uma sacola por vertical, e o barco permanecer ancorado em cada amostragem a ser executada.

O equipamento construído se compõe de quatro partes básicas, que são:

- Parte traseira (Figura 81) que é responsável pela seleção de sempre fazer com que o bocal de entrada do amostrador (Figura 82) fique contra o fluxo da corrente.

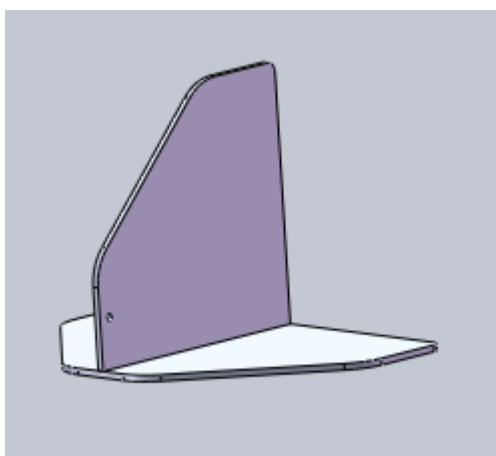


Figura 81. Leme e estabilizador-seletor do sentido do fluxo

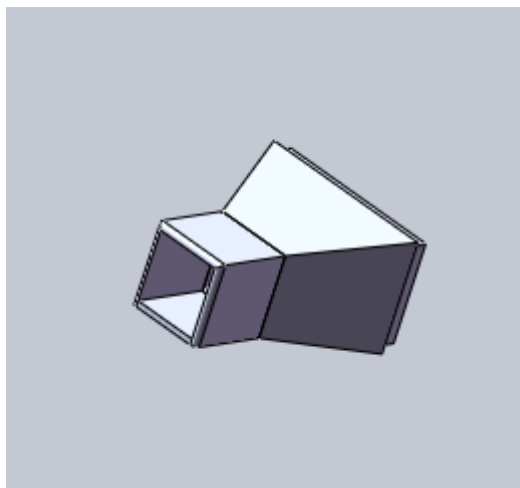


Figura 82. Bocal/Difusor de entrada do amostrador

- Parte frontal responsável pela entrada de sedimento que entra pelo bocal e se expande no difusor (onde há a equalização de velocidade)

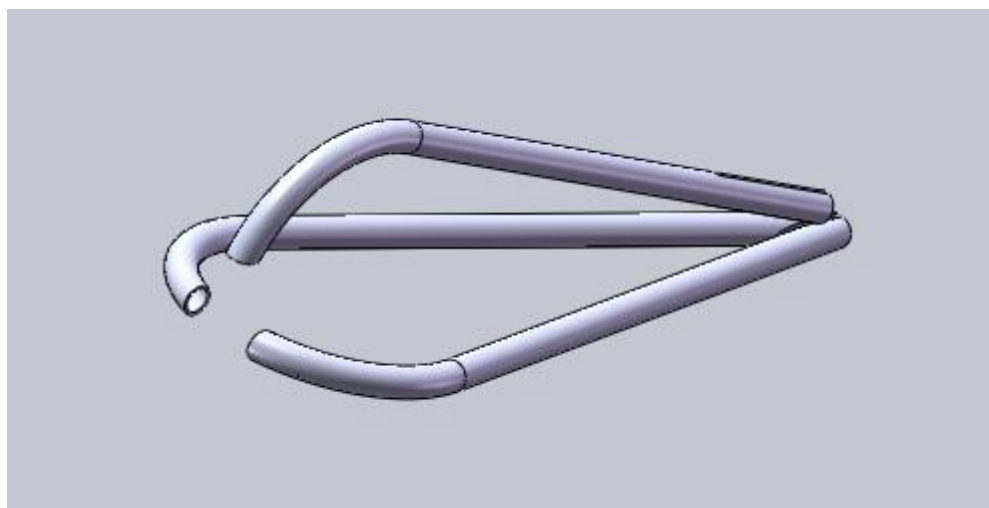


Figura 83. Estrutura formada por tubos de aço inox AISI 304 com chumbo derretido por dentro dos mesmos para conferir estabilidade à estrutura (LASTRO)

- A parte estrutural é composta de tubos extrudados sem costura com bitola de 1.1/4 polegadas, e preenchido com chumbo fundido para conferir lastramento à estrutura, uma das premissas do projeto.
- Saco de coleta (Figura 84) de sedimento localizado na parte traseira do difusor tem como finalidade aprisionar o sedimento, e o material de confecção desse saco é o poliéster monofilamento de 0,2 mm de malha de captura conforme ASTM (American Society for Testing Materials).



Figura 84. Saco de coleta de amostra ,seta em destaque, responsável por acumular sedimentos

A operação consiste em acoplar o amostrador ao guincho fluviométrico e descer em seguida o conjunto até o fundo, após completar tempo de espera para coleta do sedimento, içá-los novamente de volta a superfície, retirar o saco, e coletar a amostra retida no mesmo colocar em recipiente adequado com um pouco de água, fazendo registro de horário e número da vertical amostrada, posteriormente a amostra será quantificada devidamente em laboratório.

9 RESULTADOS

Na análise da planilha dos dados coletados no campo, Tabela 8, e processados no laboratório de solos da UFRPE temos as seguintes considerações:

Tabela 8. Tabela de medições. Descarga de fundo do Rio Timbó

Nº	Pote Vertical	Prof. (m)	Pote + Sed (g)	Pote (g)	Sed (g)	Tempo coleta(s)	Bocal (m)	qsf ($\text{gs}^{-1}\text{m}^{-1}$)	Hora Medição	Altura Maré(m)	Largura (m)	qsf (gs^{-1})	Qsf (t/dia)
----	1	2,50	0	0	0	0	0	0			0	0	0
76	2	2,50	49,0543	42,797	6,2573	300	0,0762	0,2737	12h00	0,6000	20,00	5,4745	0,4730
175	3	3,50	87,5336	52,7509	34,7827	300	0,0762	1,5216	12h30'	0,9000	20,00	30,4320	2,6293
77	4	5,00	56,7735	52,7443	4,0292	300	0,0762	0,1763	13h00'	1,1000	20,00	3,5251	0,3046
16	5	7,40	100,7085	52,3896	48,3189	300	0,0762	2,1137	14h00'	1,7500	20,00	42,2738	3,6525
26	6	7,20	42,4327	42,2817	0,151	300	0,0762	0,0066	14h30'	2,0000	20,00	0,1321	0,0114
18	7	4,00	42,2099	42,1564	0,0535	300	0,0762	0,0023	15h00'	2,2000	20,00	0,0468	0,0040
								4,0942					7,0748

Os resultados instantâneos coletados pelo amostrador BL-84, por vertical, foram extrapolados na coluna de totalização utilizando este valor multiplicado pela largura de cada vertical (20 m), isto consiste em considerar dez metros à direita e a esquerda do ponto coletado, porém comete-se um desvio de valores, pois ao se fazer isto se tem que analisar a batimetria que não é constante em função da alteração da altura da maré. Só para exemplificar vejam-se os gráficos da batimetria e altura de maré e tome-se o horário da amostragem da vertical 4 (13:00) com a respectiva altura de maré (1,10 m) e vertical 5 (14:00) com respectiva altura de maré (1,75 m). Observe-se também que a diferença de altura de lâmina d'água entre os pontos das verticais 4 (5,0 m) e 5 (7,4 m) é de 2,4 m somado a diferença de altura de maré entre as verticais 4 (1,10 m) e 5 (1,75 m) é de 0,65 m dá um total de 3,05 m de altura de lâmina d'água que é negligenciado ao se considerar a vazão constante com em regime fluvial ao se extrapolar o resultado instantâneo para o resultado em quilos por segundos ou mais grosseiro ainda em toneladas por dia.

9.1 Resultados obtidos com as Fórmulas de Arrasto

Tabela 9. Tabela de dados coletados na expedição do Timbó em 20/01/2011. Valores calculados pelas equações de arrasto.

Resultados Obtidos pelas Fórmulas de Arraste	
Formulação Utilizada	Descarga de Fundo (g/sm)
Engelund & Hansen	1,9
Bagnold	37
Dubois	59
Van Rijn	0,30
Schoklitsch	23,70
Shields	92.100
Einstein & Brown	0,30
Meyer-Peter & Muller	4.460
Kalinske	180
Meyer & Peter	6.500.000
Bijker	5,30
Resultado Médio do Amostrador BL-84	0,60

Com base na Tabela 10, pode-se deduzir que as fórmulas que mais se aproximaram do resultado médio experimental obtido com o amostrador ($= \frac{4,0942}{6 \text{ verticais}} = 0,6$), são os valores de (VAN RIJN, 1984) = 0,30 e (EINSTEIN & BROWN, 1952) = 0,30.

10 CONCLUSÕES

Entre os dois métodos de medição direta de descarga de fundo, o mais preciso é o que utiliza estruturas fixas tipo fendas ou poços, colocados na seção transversal em estudo, porém é o que representa maior custo de instalação e só é aplicável para pequenos cursos d'água (HUBBEL, 1964), portanto não seria possível, no nosso caso, optar por este método, em virtude disto optou-se pelo desenvolvimento do amostrador de diferença de pressão BL-84, visto que o custo de importação deste equipamento dos EUA seria cerca de cinco vezes o valor de sua fabricação no Brasil.

Em relação ao desenvolvimento do amostrador ou sua aquisição através de uma firma americana, Rickly, o equipamento posto no Brasil custa em torno de dois mil e quinhentos dólares. Enquanto que o equipamento desenvolvido aqui teve um custo de um quinto do valor comercial.

No tocante ao transporte de sedimentos de fundo pode-se afirmar que, o seu movimento, na maré de sizígia é advectivo, ou seja, direção mar sentido continente, até determinado ponto onde há o equilíbrio das forças de marés com as fluviais.

Baseado no balanço de forças do ANEXO B infere-se que para o ambiente estuarino há de construir novos modelos de formulações matemáticas que levem em consideração que o forçante que denomina o estuário, como o Timbó é a maré, e não o fluvial como é o caso da maioria das equações de arraste de fundo, portanto a grande discrepância entre o valor amostrado e valor aferido por tais modelos.

A obtenção experimental dos dados de transporte através das coletas com o amostrador BL-84 permite apenas a caracterização do transporte de sedimentos em uma escala temporal muito estreita, não podendo extrapolar-se que os valores colhidos sejam um padrão geral do transporte de sedimentos no local em estudo.

O comportamento do amostrador durante as amostragens realizadas demonstram que a construção do aparelho foi bem sucedida, pois em todos os aspectos técnicos esperados como, estabilidade no fundo, comportando inteligente contra o fluxo, retenção da amostra, manuseio individual, com apoio de guincho, superaram as expectativas.

Os resultados de captura de sedimentos efetuados mostram que a taxa líquida de transporte de sedimento por arraste acompanha a direção e sentido da corrente dominante, ou seja, o fluxo de maré enchente, conforme (ALFREDINI e ARASAKI, 2009). O qual comprova o bom funcionamento do amostrador.

Segundo (BARBOSA, 2006) o trecho demarcado de estudo entre a desembocadura e a seção estudada cuja distância pela água é de 3,75 km, torna-se completamente dominado pela maré enchente, podendo deduzir que se trata de um estuário bem misturado.

Segundo (VAN RIJN, 2007), verificando-se os dados coletados obtidos para fluxo de rios e marés, entre quarenta e oito dados amostrados em três grandes rios e estuários, a taxa de transporte de fundo comportou-se entre 0,1 a 100 g/sm para velocidades entre 0,3 a 1,8 m/s. O que vem a corroborar os resultados obtidos neste trabalho do rio Timbó.

11 RECOMENDAÇÕES

Para realizações de trabalhos futuros recomenda-se que pesquisas nesta área de transporte de fundo, em ambientes estuarinos, devam ser de maior duração, visto que existem um grande número de variáveis a se levar em consideração:

- 1- É aconselhável que o amostrador BL-84 desenvolvido seja testado, em estudos futuros, em ambiente de fluxo puramente fluvial para que se possam aferir os resultados obtidos neste meio com as equações e formulações desenvolvidas para esta modalidade, visto que no ambiente de maré não existe estudo teórico bem consolidado.
- 2- Logística- é de fundamental importância quando se lida com lâminas d'água da ordem de dez metros ou mais dependendo da altura de maré e da seção ou vertical a ser explorada.
- 3- Dimensionamento e checagem de equipamentos e cabos de conexão a serem utilizados nos experimentos, antes de embarcar rumo à pesquisa.
- 4- Planejamento e reunião preparatória - sempre foi realizada reunião na véspera de coleta de dados de campo, isto facilita sobremaneira a atuação em campo, pois fica definido qual atribuição será abordada do dia do experimento.
- 5- Estratégia de atuação, de nada adianta o domínio teórico, se às vezes, depara-se com problemas cotidianos, de fácil equacionamento, porém em função de falta de recursos financeiros se tornam quase sem solução, isto fica evidenciado em várias campanhas que se mostraram inúteis do ponto de vista prático e de coletas não realizadas, por absoluta falta de recurso financeiro, no que tange ao subdimensionamento de equipamentos para transporte de pessoas e aparelhagem de campo (Figura 85).



Figura 85. Expedição do dia 3 de março de 2010.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABREU, C.F ; SIEGLE, E. TRUCCOLO, E.C ; SCHETTINI, C.A.F..Hydrodynamics of the Itapocu river and the Barra Velha lagoon estuarine.2010

AGÊNCIA NACIONAL DE TRASPORTES AQUAVIÁRIOS. ANTAQ. Disponível em: <http://www.antaq.gov.br/portal/pdf/Portos/Recife>. Acesso em: 20 Junho 2011.

ALEXANDRA SANTOS. Blogspot. Disponível em: <http://alexandra-santos.blogspot.com/2010/03/rochas-sedimentares>. Acesso em: 7 Junho 2011.

ALFREDINI, P.; ARASAKI, E. Obras e gestão de portos e costas. 5ªed. São Paulo: Edgard Blücher, 2009.

ARAÚJO, A.; MELO, M. C. V. Efeitos do Local e da Batimetria na Validação da Circulação (2D-H): Caso do Estuário do Recife/PE- Brasil. In: IV Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa. Coimbra: IV SILUSBA, 1999. CD-ROM.

ARAUJO, C.E.S; FRANCO, D. MELO, E. ; PIMENTA, F. . Wave Regime Characteristics of the Southern Brazilian Coast. In: Proceedings of the Sixty International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries, COPEDEC VI, Sri Lanka. Ed. Colombo, 2003. Paper No. 097.

AUBREY, D.G ; SPEER, P.E.. Updrift Migration of Tidal Inlets. J. Geol.,1984 92: 531–545.DE VRIEND HJ. . Mathematical modeling of meso-tidal barrier island coasts. Part I: empirical and semi-empirical models. In: LIU PL-F (Ed.). Advances in Coastal and Ocean Engineering, Vol. 2, World Scientific Publishing.1996. pp. 115–149.

BAGNOLD, R.A., "An approach to the Sediment Transport Problem from General Physics," Geological Survey Prof. Paper 422-I Washington, 1966.

BARBOSA, M. J.O. Estudos Sedimentológicos do Estuário do Rio Timbó, Dissertação de Mestrado, UFPE. 2006. 93p

BERTONI, J.; LOMBARDI, N. F. Conservação do Solo. 5ª ed. São Paulo. Ícone, 2005.

BIJKER, E.W. Some considerations about scales for coastal models with movable bed; Delft Hydraulics Laboratory, Publication No. 50. November, 1967. 142p

BRANC, N. Avaliação da produção de sedimentos em eventos chuvosos em uma pequena bacia hidrográfica rural de encosta. Santa Maria – RS . Dissertação de mestrado Universidade Federal de Santa Maria. 1998. 135p

BROWN, E., COLLING, A., PARK, D., PHILLIPS, J., ROTHERY, D., WRIGHT, J. Waves, Tides and Shallow-Water Processes. The Open University. 1999. 227p

BRUNO ROSENTHAL. Disponível em: <http://bruno.rosenthal.vilabol.uol.com.br/mares.htm>. Acesso em: 13 Maio 2011.

CABANGA. Cabanga. Disponível em: <http://www.cabanga.com.br>. Acesso em: 3 Março 2011.

CAMENEN, B.; LARROUDÉ, P. Comparison of sediment transport formulae for the coastal environment; Coastal Engineering. 2003. 48, 111-132.

CARMO, M.C. Modelação do Transporte de Sedimentos em Ambientes Costeiros. Dissertação Nº 46173, Universidade Técnica de Lisboa Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2005.

CASSIANO,G.F.; SIEGLE,E. Migração Lateral da Desembocadura do Rio Itapoçu,SC, Brasil: Evolução Morfológica e Condicionantes Físicas, SBG.Revista Brasileira de Geofísica,2010 13p.

CARVALHO, N.O Hidrossedimentologia Prática-Rio de Janeiro:Interiência,2008. 599p

CARVALHO, N. O, Junior, N P .F, Santos,P.M.C,Lima,J.E.F.W. Guia de Práticas Sedimentométricas. ANEEL. 2000. 116p

CHIAVERINI,Vicente. Tecnologia Mecânica e Materias de Construção Mecânica-São Paulo:McGraw-Hill do Brasil vol.2,1978.

DASSAULT SYSTÈMES SOLIDWORKS COPORATION, 2010.

CHOW, V.T. – Handbook of Applied Hydrology. New York, McGraw-Hill. 1964. 502p

COIADO, EVALDO MIRANDA. PAIVA, LUIZ EVARISTO DIAS. Análise sobre Algumas Fórmulas para o Cálculo do Transporte de Sedimentos na Camada do Leito,IX Simpósio de Recursos Hídricos do Nordeste. 2000. 20p

COISA DE CIÊNCIA. Coisas de Ciência. 2009. Disponível em: <http://coisasdeciencias.blogspot.com/2009/09/erosao>. Acesso em: 13 Fevereiro 2011.

COSTA, M.B.S.; Pontes,P.M.; Araújo,T.C.M. Monitoramneto da Linha de Preamar de Olinda-PE (BRASIL) como Ferramenta à Gestão Costeira,Revista da Gestão Costeira Integrada. 2008. 8(2):101-112.

COSTA, K.M.P. , MACEDO,S.J. Estudo hidrológico do Rio Timbó. Trabalhos Oceanográficos (UFPE), Recife.1989. 20:7-34.

CHALTON, R. Fundamentals of fluvial geomorphology Routledge: London. 2007. 243p

CPRH. Proposta de enquadramento das bacias hidrográficas do grupo GL-1.Recife,Companhia Pernambucana de Controle da Poluição Ambiental e de Administração dos Recursos Hídricos. 1986. 52p.

CPRH. Diagnóstico sócio-ambiental do litoral Norte Recife, Companhia Pernambucana de Controle da Poluição Ambiental e de Administração dos Recursos Hídricos. 2001. 254p.

CUNHA FILHO, M. Produção de Sedimento em Suspensão e por Carga de Fundo na Bacia Hidrográfica do Riacho Exu no Semi-Árido Pernambucano, Tese (Doutorado em Ciência do Solo), Universidade Federal Rural de Pernambuco, Departamento de Agronomia, 2009. 215p.

CURVE EXPERT 1.3 for Windows. Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS).2005.

DALRYMPLE, R. W. Tidal deposition system in: R.G Walker & N.P (eds) Facies models: Response to sea level change Ontário, Geologists Association of Canada: 1992. 5-36.

DAVIES,J.L.Geographical variation in coastal development.London, Longman. 1980. 212p.

DIPLAS, P.; Kuhnle, J.; Glysson, D.; Edwards, T. Sediment Trasport Measurements, in: Sedimentation Engeneering – Process, Measurements, Modelling and Praticce, Ed. Garcia, M.H. ASCE Manual and Report on Engineering Praticce N° 110, Reston, Va. 2008 p.307-309.

DOBEREINER, C.E. Sedimentação no estuário do rio Itajaí-Açu. In: Congresso latino aericano de hidráulica, 12. São Paulo, 1986. Anais. São Paulo.1986. p 1-12.

DOBEREINER, C.E. Importância do comportamento de suspensão no assoreamento de portos e estuários. Rev.Bras. Eng.1983. 4:61-74.

DOMINGUEZ, J.M.L.; BITTENCOUT,A.C.S.P.; MARTIN,L.Controls on Qauterarnary coastal evolution of the east-northeastern coast of Brazil: Roles of sea-level history, trade winds and climate. Sefimentary Geology, Amsterdam. 1992. 80:213-232.

DYER, K.R.Lateral circulation effects in estuaries. In: Estuaries, geophysics and the environment. National Academic Press, Washington D.C. 1977. p. 22–29.

DYER, K.R. Sediment transport processes in estuaries. In: PERILLO GME (Ed.). Geomorphology and Sedimentology of Estuaries. Elsevier Science, New York. 1995. p. 423–449.

DYER KR. Estuaries: a physical introduction. 2 ed., John Wiley & Sons, New York. 1997. 195 p.

DYER, K.R. 1974. The salt balance in stratified estuaries. Estuar. Coast Mar. Sci., 2: 273–281.

EMMETT, W. A Field Calibration of the Sediment-Trapping Characteristics of the Helley-Smith Bedload Sampler, GEOLOGICAL SURVEY PROFESSIONAL PAPER 1139 .1980. 43p

EINSTEIN, H.A FORMULAS FOR THE TRANSPORTATION OF BED LOAD. America Society of Civil Engineers Paper Nº 2140, 1852.

EINSTEIN, H. A. The bed-load function for sediment transportation in open channel flow. Technical Bulletin, nº 1026, U.S. Dept. of Agriculture, Washington, USA..1950

ENGELUND, F. Hidraulic Resistnce of aluvial streams. Journal Hydraulic Division Nº 4 Vol III.1966. p 315-327.

ESPINDOLA, R. L.; ARAÚJO, A. M. SETMA - Simulador Espacial Temporal de Maré Astronômica. Recife: 2010. Em processo de registro sob o número 000012/2011, estando em exame desde 26/04/2011.

FEDERAL INTER-AGENCY RIVER Basin committee, Equipament Used for Sampling bedLoad and bed material, in a study of methods used in measurement and analysis of sediment loads in stream:Rept.2. 1940. 57p.

FENSTER MS & DOLAN R. Assessing the impact of tidal inlets on adjacent barrier island shorelines. J. Coast. Res.1996. 12: 294–310.

FIDEM. Estudo geológico ambiental do estuário do rio timbó município de Igarassu – Recife. Fundação de desenvolvimento da região metropolitana do Recife. 1980. 60p.

FIDEM. Proteção dos Mananciais: Região Metropolitana do Recife. Recife, Fundação de Desenvolvimento da Região Metropolitana do Recife. 1987. 188p.

FITZGERALD, D.M. Sediment bypassing at mixed energy tidal inlets. In: Proceedings of 18th Coastal Engineering Conference, ASCE, Cape Town, South Africa. 1982. p 14–19.

FITZGERALD, D.M. Shoreline erosional-depositional processes associated with tidal inlets. In: MEHTA, A.J (Ed.). Estuarine Cohesive Sediment Dynamics. Lecture Notes on Coastal Estuarine Studies.1988. pp. 186–225.

FITZGERALD, D.M. Geomorphic variability and morphologic and sedimentologic controls on tidal inlets. J. Coast. Res. 1996. SI 23: 47–71.

FORMIGONI, J. A., ARAÚJO, A. M., 2005. Um procedimento para a previsão das alturas e horários das marés nos estuários dos rios Jaboatão e Timbó - RMR / PE, XIII Congresso de Iniciação Científica, UFPE - Recife.

FRENCH PW. 1997. Coastal and Estuarine Management. London, Routledge.1997. 251 p.

SOULSBY, R. L. Dynamics of Marine Sands: a Manual for Practical Applications. London, Thomas Telford Publications. 1997. 249p.

GAPLAN. Atlas de Santa Catarina. Gabinete de Planejamento e Coordenação Geral. Subchefia de Estatística, Geografia e Informática. 1986. 173 p.

GOOGLE. Google Maps, 2011. Disponível em: <<http://maps.google.com.br/>>. Acesso em: 03 Maio 2011

GRAF, W.H. Hydraulics of Sediment Transport. New York, McGraw-Hill.1971. 523p.

GRAFF, W.L. Fluvial Processes in Dryland Rivers. Spring-Verag, Berlin. 1988.

GORDON, N.D.; Finlayson, B.L.; McMahon, T.A.; Gippel, C.J. Stream Hydrology na Introduction for Ecologists. 2 Ed John Wiley and Sons. 2004. 429p

HELLEY, E.J., SMITH, W. Development and Calibration of a Pressure-Difference Bedload Sampler-USGS-Washington D.C, 1971. 18p

HOLTHUIJSEN L.H.; BOOIJ, N.; HERBERS T.H.C. A prediction model for stationary, short-crested waves in shallow water with ambient currents. Coast. Eng. 1989. 13: 23–54.

HUBBEL, D.W. Apparatus and Techniques for Measuring Bedload. Geological Survey Water-Supply Paper 1748 . USGS-Washington DC. 1964. 74p

RICKLY HYDROLOGICAL COMPANY. Disponível em: <http://www.rickly.com/>. Acesso em: 22/07/2011.

FACULDADE METROPOLITANA DA GRANDE RECIFE. Disponível em: <http://portuaria.metropolitana.edu.br/2009/09/25/apos-20-anos-dragagem-e-feita-no-porto-do-recife/>. Acesso em: 01/06/11.

ICOLD, Internacional Commission on Large dan Sedimentation Control of Reservoirs – Guidelines Paris, 1999

JARRETT, J.T. Tidal prism-inlet area relationships. GITI Report No. 3, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi. 1976. 54 p.

JONSSON, I.G. Wave boundary layers and friction factors; Proceedings, 10 Conference on Coastal Engineering, Tokyo, Volume I, Chapter 10.1966 pp. 127 - 148,

JULIEN, P.Y. Erosion and sedimentation. Melbourne, Cambridge University Press. 1995.280p

JUNIET, M. L'Arénaphone, um aparelho detector des mouvements des sediments fins(The Arenaphone, a detecting apparatus of movements of fine sediments): Grenoble, Société Hydrotechnique de France, Transport Hydraulique et Décantation des Matériaux Solides, Deuxièmes Journées de L'Hydraulique. 1952.p.178-179.

KANA TW, HAYTER EJ & WORK PA. Mesoscale sediment transport at Southeastern US tidal inlets: Conceptual model applicable to mixed energy setting. J. Coast. Res.1999. 15: 303–314.

KALINSKE, A.A. Movement of sediment as bed load in rivers;Transactions, American Geophysical Union, Volume 28, No. 4, PP. 615 - 620, 1947.

KJERVE, B. Estuarine geomorphology and phisical oceanography. In: DAY,J.; HALL, C.; KEMP & YANEZ-ARACIBIA. John Wiley & Sons: New York. 1989.

KOMAR PD.. Tidal-Inlet Processes and Morphology Related to the Transport of Sedments. J. Coast. Res.,1996. SI 23: 23–45.

KOMAR P.D. Beach processes and sedimentation. 2n ed. Prentice Hall.1998 544 p. Revista Brasileira de Geofísica, Vol. 28(4), 2010.

LEPSCH, I.F. Formação e Conservação dos Solos, Oficina de Textos, São Paulo.2002 178p.

LESSA, Guilherme. C. Dinâmica da Maré e Transporte de Sedimento no Canal de Itajuru-Laguna de Araruama(RJ),Revista Brasileira de Geociência,21(4):378-386. 1991.

MCDOWELL,D.M.;O'CONNOR,B.A. Hydraulic behaviour of estuaries. London:The Mac Millan Press Ltd.,1977.

MASSELINK, G., HUGHES, M. G. Introduction to coastal processes and geomorphology. Arnold. 2003. 354p.

MERTEN,G.H.;Minella,J.P.;Cunha,R.B.; Gomes,S.T. Avaliação da Descarga Sólida do Leito em Rio de montanha Com Uso do Amostrador BLH-84 VIII Encontro Nacional de Engenharia de Sedimento, 2008.

MORAES, J.O; MEIRELES, A.J; FREIRE, C.F.E, 1988. Processos Hidrodinâmicos e material em suspensão no estuário do rio pacote – Ceará Brasil In: Congresso Brasileiro de Geologia Belém, 1988 SBG v2 p581-591.

MEYER, L. D. Soil Erosion by Water on Upland Áreas. In: SHEN, H. W. Ed. Rivers Mechanics. Fort Collins. V.2 , chap 27.1971

MEYER, P.;MULLERR,R. Fórmulas for Bed-load Transport. IAHR, Stockholm,pp 39-64.1948.

MEYER-PETER, E. and MUELLER, R. Formulas for bed load transport; Proceedings, 2 I.A.H.R. Congress, Stockholm, Volume 2, Paper 2, 1948.

MIRANDA, L.; CASTRO, B.; KJERFVE, B. Princípios de Oceanografia física de estuários. Edusp: São Paulo, 2002.

MUEHE, D. - Critérios morfodinâmicos para o estabelecimento de limites da orla costeira para fins de gerenciamento. Revista Brasileira de 2(1):35-44(http://Geomorfologia, www.ugb.org.br/artigos/SEPARATA_S_RBG_Ano_2001/Revista2_Artigo03_2001.pdf).

NEVES, C.F; MUEHE, D. Potencial Impact of sea level rise on the metropolitan region of Recife Brazil Journal of coastal research SJ.1995. 14:116-131.

PAIVA, J.B.D.; VILLELA, S.M. Avaliação dos Métodos de Cálculo da Descarga Sólida em Rios, RBE, vol 7 nº 01, 1989

PAIVA, João Batista de. Avaliação de modelos matemáticos de cálculo de transporte de sedimentos em rios. Escola de Engenharia de São Carlos, Tese de Doutorado. São Carlos, SP. 1988.

PIMENTA, C. F. Curso de Hidráulica Geral, 4ª Edição, Ed. Guanabara Dois S.A., Rio de Janeiro. 1981. 436p.

PONÇANO, W.L. & GIMENEZ, A.F. Reconhecimento sedimentológico do estuário do Itajaí-Açu. Rev. Bras. Geoc. 17(1):33-41. system, SC, Brazil. Revista Brasileira de Geofísica, 28(3): 321–329. Powell, D.M.; 1987

POWELL, D.M; REID, I. LARONNE, J.B; FROSTICK, L.E. Cross stream variability of bedload flux in narrow and wide ephemeral channels during desert flash flood in: Grovel – bed rivers in the enviroment, ORG for Klingman, R.I; Besche, P.D; Bradlen, J.D Ed walthe resources publications, higelands ranche CO-1988. pp177-196.

PRITCHARD, D.W. Estuarine hydrography. New York, Academic. 1952. 280p.

PRITCHARD, D.W. Estuarine circulation patterns. Proceedings from the American Society of Civil Engineering, Clifton. 1955. 81:1-11.

PRITCHARD, D.W.. Estuarine classification: A help or a hindrance. In: B.J. Neilson, A. Kuo & J. Brubaker (eds) Estuarine circulation. Clifton, Humana: 1989. 1-38.

REID, L.; LARONNE, J.B.; FROSTICK, L.E.. Cross-stream variability of bedload flux in narrow and wide ephemeral channels during desert flash flood in: Gravel-bed rivers in the environment, org. por Klingeman, R.L.; Beschta, P.D.; Bradley, J.B. eds, Walter Resources Publications, Highlands Ranch, Co. 1998. pp 177-196.

REEVE, D., CHADWICK, A., FLEMING, C., Coastal Engineering, Process, Theory and Design Practice editor Spon Press. 2008. 461p.

REINECK, H. E.; SINGH, I. B. Depositional sedimentary environments. Springer Verlag, Study Edition: New York. 1980

RENDON-HERRERO, O. Estimation of Washload Produced on Certain Small Watersheds, Journal of Hydraulics Division, ASCE, vol. 100. 1974. p 835-848.

REVISTA VALOR ECONÔMICO S.A, abril, 2010, Jornal do Comércio, 20/02/2010.
Jornal do Comércio 10/08/2009

SHEN, H. W. River Mechanics, Fort Collins, Colorado, P.O. 1971. Box 606.

SILVA, A., NEVES, R., LEITÃO, J.C. Modelação de Processos de Transporte por Ação Combinada de Ondas e Correntes; *HIDROMOD - Modelação em Eng^a, Ld^a; **Instituto Superior Técnico; Lisboa.1997

SILVA, L.A. Sedimentologia do canal de Santa Cruz, Ilha de Itamaracá, PE. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife. 2004. 129p.

SIMONS,D.B.; Senturk,F. Sediment Transport Technology: Water and Sediment Dynamics. In:Ater Resources Publications.Colorado.1992. 879p

SOULSBY, R. L. Dynamics of Marine Sands: a Manual for Practical Applications. London, Thomas Telford Publications. 1997. 249p.

SUGUIO, K.; ÂNGULO, R.; CARVALHO, A.; CORREA, I.; TOMAZELLI, L.; WILLWOCK, J.; VITAL, H. Paleoníveis do mar e paleolinhas de costa. Capítulo 6 in: SOUZA, C.; SUGUIO, K.; OLIVEIRA, P.Quaternário do Brasil. Holos: Ribeirão Preto SP , 2005.

SUHAYDA, J.N.;HUS,S.A.;ROBERTS,H.H. & SHORT,A.D.,1977.Documentation and analysis of coastal processes, northeast coast of Brazil. Technical Report form Louisiana State University, Louisiana. 1977. 238:1-98.

SWART, D.H. Offshore Sediment Transport and Equilibrium Beach Profiles, Dlft Hydraulics Laboratory Publication N° 131. Holanda, 1974.323p

TJGEOLOGIA. Tipos de aquíferos. Disponível em: <http://tjgeologia.blogs.sapo.pt>. Acesso em: 4 Junho 2011.

TUBULAÇÕES. Vilabol. Disponível em:
http://abcdeamor.vilabol.uol.com.br/tubulacoes_arquivos/tubt.htm. Acesso em: 10 Maio 2011.

TUCCI,C.E.M. Modelos hidrológicos. Porto Alegre: UFRGS,2000 5 edição ícone editora São Paulo)

VAN RIJN,L.C,”Sediment Transport,Part I:Bed Load”,Journal of Hydraulic Engineering,ASCE, Vol.110 ,Nº. 10,1984 pp 1431-1456.

VAN RIJN,L.C,”Sediment Transport,Part III:Bed Load”,Journal of Hydraulic Engineering,ASCE, Vol.110 ,Nº. 12,1984 pp 1733-1754.

VAN RIJN, L.C.United view of sediment transport by currents and waves I: Initiation of motion, Bed roughness an Bed load transport. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 133, No 6 .2007. p 649-667.

VANONI,V. A. Sedimentation engineering. ASCE New York.1977. 745p

WAINER, EMÍLIO.;BRANDI,SERGIO DUARTE.;MELLO,FÁBIO DÉCOURT HOMEM. Soldagem Processo e Metalurgia,6º impressão Editora Blucher São Paulo-Brasil,2008. 494p

WATHEN,S.J.;Ferguson,R.I.;Hoey,T.B.;Werrity,A. Unequal mobility of gravel and sand and weakly bimodal river sediments water resources research .1995. 31(8).

WISCHMEIER, W, H, & SMITH, D. D. Predicting Rainfall Erosion Losses, a Guide to Conservation Planning. Washington, U. S. D. A. Departament of Agriculture. (Agriculture Handbook, 537).1968. 62p

WISCHEMEIER, W. H., JOHNSON, C. B. e CROSS, B. V. A Soil Erodibility Nomograph For Farmland And Construction Sites. Jour. Soil Wat. Conserv., v. 26.1971. 189-193p.

WRIGHT, L.D. ; THOM B.G. Coastal Depositional landforms:A morphodynamic approach. Progress in Physical Geography 1.1977. 412-459p.

YANG,C.T. Bed-Load Transport.In:Sediment Transport: Theory and Praticce. New York McGraw-Hill,90-121. 1996. 395p

ANEXO A Manual de Operação e Manutenção Molinete Mini

UFPE - CTG - DEMEC

Recife/PE, Jan 2010

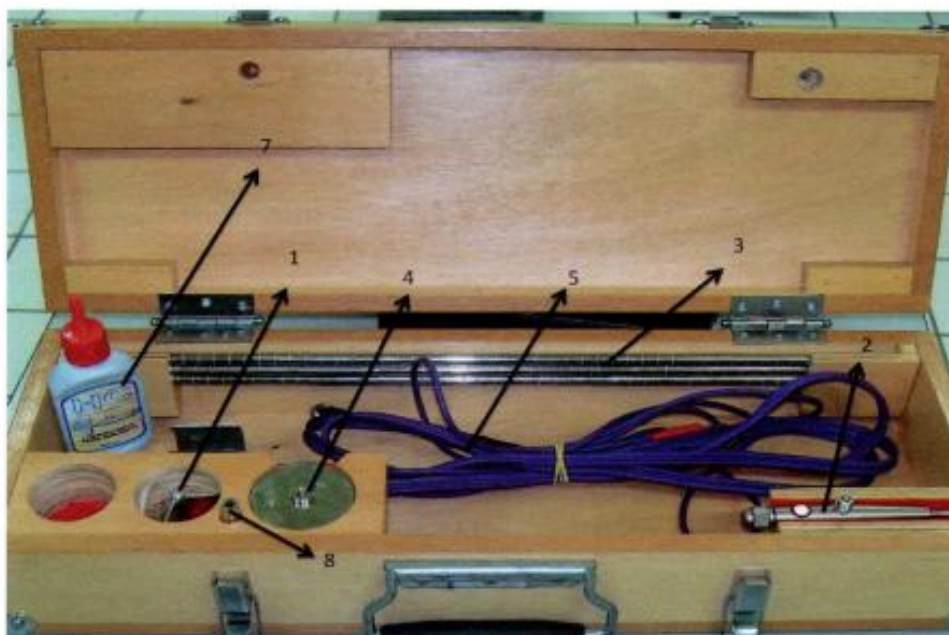
Manual de Operação e Manutenção_ Molinete Mini

Aplicação do Produto:

Este Mini molinete é empregado para medir a velocidade da água, por exemplo, em laboratórios, maquetes de rios, canais abertos, pequenas tubulações, rios de pequena profundidade, etc.

Componentes do Produto:

1. hélice;
2. Corpo do mini molinete;
3. Três hastes metálicas graduadas em 10 mm rosqueadas;
3.1. a haste superior possui um encaixe para acoplamento do fio terra;
4. Base da haste metálica;
5. Cabo com um conector numa extremidade e dois na outra ;
6. Receptor de sinais (Contador de Pulsos);
7. Lubrificante;
8. Chave especial.





7

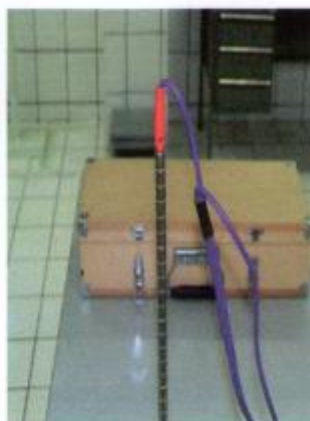


8

Montagem do molinete:

Para a montagem do mini molinete segue-se os seguintes passos:

- i. Acopla-se a hélice (1) ao eixo do corpo do molinete (2);
- ii. Encaixa-se as três hastes (3) uma na outra e utiliza-se em seguida uma base de aço (4) para dar estabilidade precisão as medidas quando o molinete estiver no fundo do rio;
- iii. Acopla-se o molinete à haste;
- iv. Utilizando-se do cabo (5), conectar a ponta da extremidade que contém um conector rosqueado à parte central do molinete (2) e a outra ponta (plug vermelho) conectado a parte superior da haste. Na outra extremidade do cabo que contém duas saídas em duas cores distintas (preto e vermelho) nas respectivas cores do receptor de sinais (6).



operação:

Para a obtenção das velocidades nas respectivas alturas da haste, onde foi posicionado o molinete aplica-se no receptor de sinais um determinado tempo de amostragem que nesse caso varia entre 20 a 100 segundos. Escolhido esse tempo aperta-se o botão de início de operação e espera o receptor apagar a luz, daí aperta o botão fim e anota-se o número que aparece na tela digital, assim por diante. Esse número será dividido pelo tempo de amostragem escolhido e assim se obtém a velocidade angular do em Rps, essa velocidade será o valor necessário para entrar na tabela fornecida pelo fabricante do molinete afim de descobrir a velocidade específica já em m/s.

Manutenção:

1. O sistema de mancal a rolamentos deve sempre ser bem limpo e lubrificado com óleo especial HC, após cada medição efetuada. Os rolamentos são de aço inoxidável, recomenda-se no caso de troca, substituir unicamente por rolamentos iguais e de mesma marca;
2. Remove-se a hélice e em seguida acopla-se a chave especial (8) à tampa do mancal e rotaciona no sentido anti horário removendo o conjunto mancal e rolamentos;
3. Lavar os rolamentos com Benzina usando um pequeno pincel;
4. Lubrificar os rolamentos com óleo fino HC, em pequena quantidade
(Obs.: Não se deve encher a cavidade do mancal, pois em excesso vai frear o mesmo);
5. Montagem do eixo com os rolamentos no corpo, atarraxando o tampa do mancal.



ANEXO B Velocidade Crítica

Conforme (GRAFF, 1988) ao se analisar a equação da velocidade crítica tem-se:

- Na condição de movimento incipiente do sedimento, conforme Figura 86.

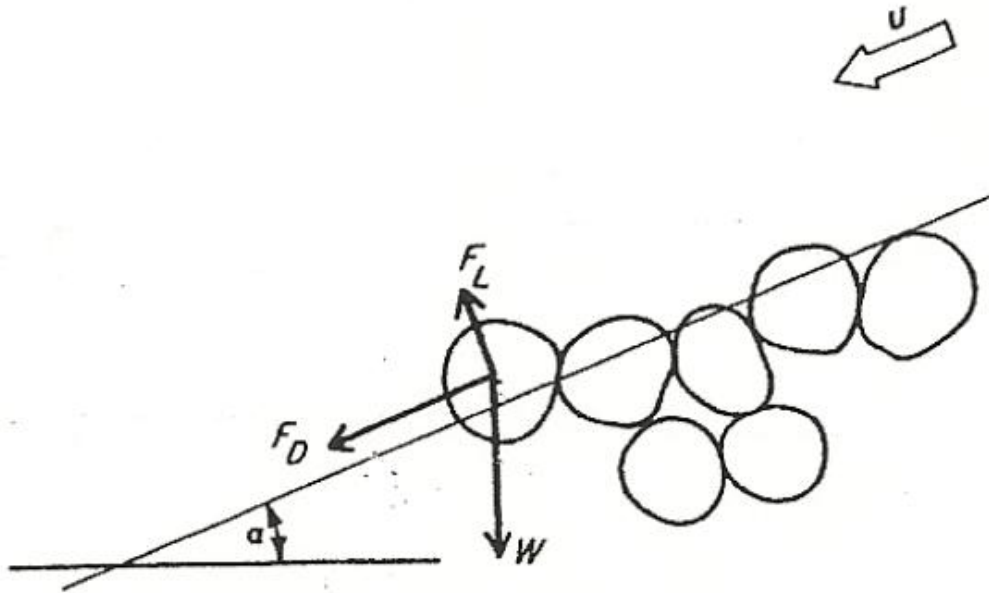


Figura 86. Representação do diagrama de forças agindo sobre uma partícula de sedimento. Fonte: (GRAFF, 1988)

$$\tan \beta = \frac{F_t}{F_n} \quad (61)$$

Onde

F_t -Força paralela ao plano do ângulo de repouso β , da partícula.

F_n -Força normal ao plano do ângulo de repouso β , da partícula.

Seja α o ângulo de inclinação do fundo do curso d'água com relação a horizontal, cujo movimento incipiente do sedimento do local tomado.

Como é feita a hipótese de movimento uniforme. A derivada material (total) do campo de velocidade do fluido é zero.

$$\frac{\partial U}{\partial t} + (U \cdot \nabla)(U) = \frac{DU}{Dt} = 0 \quad (62)$$

Onde:

U – campo de velocidade do fluido.

Então, as resultantes das forças atuantes sobre uma partícula são:

$$\tan\beta = \frac{W \sin \alpha + F_D}{W \cos \alpha - F_L} \quad (63)$$

Onde:

F_D – Força de arrasto = $C_D K_1 d^2 \rho \frac{U_b^2}{2}$

F_L – Força de elevação = $C_L K_2 d^2 \frac{\rho U_b^2}{2}$

U_b – Velocidade do fluido no fundo do canal.

C_D , C_L – Coeficientes de arrasto e elevação.

d – Diâmetro da partícula

K_1, K_2 – Fatores de forma da partícula.

ρ – Densidade do fluido.

$W = \text{Peso aparente} = K_3(\rho_s - \rho)gd^3$

K_3 – Fator de forma da partícula.

Substituindo os valores na Equação 63 tem-se:

$$\tan\beta = \frac{K_3(\rho_s - \rho)gd^3 \sin \alpha + C_D K_1 d^2 \left(\frac{\rho U_b^2}{2}\right)}{K_3(\rho_s - \rho)gd^3 - C_L K_2 d^2 \left(\frac{\rho U_b^2}{2}\right)}$$

$$K_3 \tan\beta (\rho_s - \rho)gd^3 - C_L K_2 d^2 \tan\beta \left(\frac{\rho U_b^2}{2}\right) = K_3(\rho_s - \rho)gd^3 \sin \alpha + C_D K_1 d^2 \left(\frac{\rho U_b^2}{2}\right)$$

Dividindo a equação acima por d^2 e agrupando os termos semelhantes tem-se:

$$\frac{(U_b^2)_{cr}}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)gd} = \frac{2K_3(\tan \beta \cdot \cos \alpha - \sin \alpha)}{C_D K_1 + C_L K_2 \tan \beta}$$

$$\text{Chamando } A' = \frac{2K_3(\tan \beta \cdot \cos \alpha - \sin \alpha)}{C_D K_1 + C_L K_2 \tan \beta}$$

Observa-se que

$$(U_b^2)_{cr} = A' \left(\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) gd \right) \quad (64)$$

Nota-se que a velocidade crítica no fundo, $(U_b)_{cr}$ é diretamente proporcional ao fator A' entre outros, conforme mostrado acima.

Mas aqui detém uma análise importante que vale algumas considerações:

- 1- As considerações acima foram feitas para fluxos fluviais, cuja declividade é o fator energético que impulsiona o fluxo e toda hidrodinâmica sedimentar.
- 2- No ambiente de maré, que é o caso em estudo observa-se, fazendo o balanço de força que, o fluxo no estuário em determinado momento (maré de sizígia, como exemplo) fica invertido (sentido mar-costa) então a resultante das forças na direção deste fluxo fica claramente evidenciado que:

A Equação 63 é válida, pois, fica patente que o fluxo de maré está em um sentido e a componente do peso em sentido contrário, o que se pode escrever, admitindo-se que o fluxo fosse uniforme,

$$A'' = \frac{2K_3(\tan \beta \cos \alpha + \sin \alpha)}{C_D K_1 + C_L K_2 \tan \beta}$$

Além deste fator que muda substancialmente, a hipótese de fluxo constante no ambiente de maré é evidentemente pouco razoável, visto que a derivada material não pode ser igual à zero.

$$\frac{\partial V}{\partial t} + (V \cdot \nabla)(V) = \frac{DV}{Dt} \neq 0 \quad (65)$$

O campo de velocidade tanto varia no tempo como no espaço no ambiente de maré.

Sabendo que de uma forma ou outra as equações de transporte de sedimentos utilizam a velocidade crítica no fundo como parâmetro, nota-se que é preciso mais pesquisas neste campo para estabelecer com mais precisão o resultado destas equações para o ambiente de maré.

ANEXO C Cesta de Captura

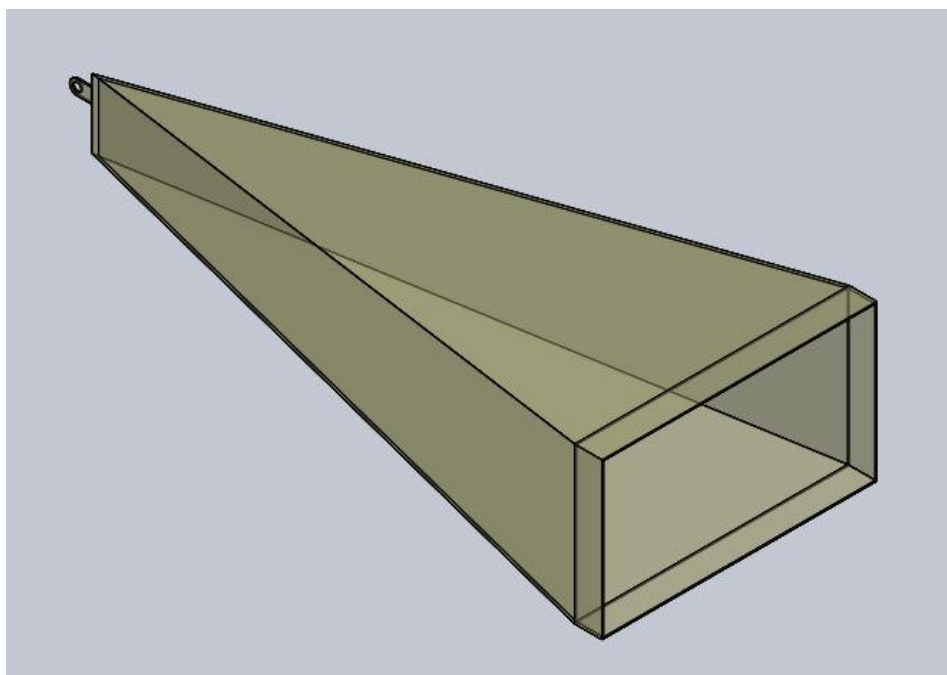


Figura 87. Cesta de captura.