

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DO TRANSPORTE LITORÂNEO DE  
SEDIMENTOS

REGINA FIGUEIREDO PINTO DA CUNHA

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Porto Alegre, Dezembro de 1994

**Para meus pais**

## APRESENTAÇÃO

Este trabalho foi desenvolvido no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, sob a orientação do Prof. Luiz Emilio Sá Brito de Almeida.

A autora agradece a todos aqueles que, direta ou indiretamente, ajudaram na elaboração deste trabalho, e de uma forma especial às seguintes pessoas e entidades:

À CAPES, pelos recursos financeiros durante grande parte do curso;

Aos colegas do curso de Pós-Graduação;

Aos funcionários da Pós-Graduação do Instituto de Pesquisas Hidráulicas;

Ao prof. Luiz Emilio Sá Brito de Almeida pela orientação.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	vi
LISTA DE TABELAS.....	x
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xii
RESUMO.....	xvi
ABSTRACT.....	xvii
1. INTRODUÇÃO E OBJETIVO.....	1
1.1. Introdução.....	1
1.2. Objetivo.....	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1. Considerações Gerais Sobre Dinâmica Ondulatória.....	3
2.1.1. Rebentação de Ondas.....	4
2.1.2. Refração das Ondas.....	10
2.2. Perfil Praial.....	11
2.2.1. Classificação do Perfil Praial.....	13
2.3. Velocidade da Corrente Longitudinal.....	18
2.4. Transporte Litorâneo de Sedimentos.....	20
2.4.1. Propriedades dos Sedimentos.....	20
2.4.2. Transporte de Sedimentos Originado pela Onda.....	25
3. METODOLOGIA.....	37
3.1. Características das Instalações.....	37
3.2. Metodologia Adotada.....	38
3.2.1. Descrição dos Ensaios.....	38
3.2.2. Descrição da Medição.....	39
3.2.3. Programação dos Ensaios.....	43
3.3. Resultados Obtidos.....	43

4. ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS.....	47
4.1. Ajuste da Equação de Transporte de Sedimentos.....	47
4.2. Ajuste da Equação de Velocidade de Corrente.....	58
4.3. Tipo de Rebentação.....	69
4.4. Perfil Praial.....	69
5. EQUAÇÕES DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.....	73
5.1. Características dos Parâmetros Envolvidos na Determinação das Equações	74
5.1.1. Sedimento.....	74
5.1.2. Geometria da Praia.....	74
5.1.3. Fluido.....	74
5.1.4. Onda.....	75
5.2. Equação de Transporte de Sedimentos I- Tipo ( $Q = K \cdot E^n$ ).....	75
5.3. Análise Dimensional.....	78
5.4. Equação de Transporte de Sedimentos II.....	80
5.5. Análise da comparação entre as equações ajustadas (I e II), CERC, Equações de Kamphuis e Dados Medidos.....	83
5.6. Dados de Campo Segundo Kamphuis, 1985.....	93
6. CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES.....	97
6.1. Conclusões.....	97
6.2. Recomendações.....	98
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	99

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1: Classificação dos Tipos de Rebentação Segundo Patrick e Wiegel - 1955.....	7
FIGURA 2.2: Perfil de Praia.....	12
FIGURA 2.3: Critérios de Classificação para Perfis de Tempestade (barra) e Bom Tempo (berma).....	14
FIGURA 2.4: Classificação de Perfis de Praia em Laboratório.....	14
FIGURA 2.5: Classificação dos Perfis Segundo o Critério da Velocidade de Queda Adimensional.....	15
FIGURA 2.6: Esbeltez da Onda em Águas Profundas x Velocidade de Queda Adimensional.....	17
FIGURA 2.7: Velocidade de Queda de Esferas de Quartzo Imersas em Função do seu Diâmetro e Temperatura.....	23
FIGURA 3.1: Fluxograma para a Execução dos Ensaios.....	42
FIGURA 3.2: Vista Superior das Instalações (esquema).....	45
FIGURA 3.3: Curva Granulométrica.....	46
FIGURA 4.1: Relação entre a potência da onda e o transporte de sedimentos.....	48
FIGURA 4.2: Relação do transporte de sedimentos medido x transporte de sedimentos resultado da equação ajustada 4.2.....	48
FIGURA 4.3: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 4.3 e calculado através do modelo CERC (1973), eq. 2.50.....	51
FIGURA 4.4: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 4.3 e calculado através do modelo de Komar (1969), eq. 2.49.....	52
FIGURA 4.5: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 4.3 e calculado através do modelo de Watts (1953),eq. 2.44.....	53

FIGURA 4.6: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 4.3 e calculado através do modelo de Caldwell (1956), eq. 2.46.....	54
FIGURA 4.7: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 4.3 e calculado através do modelo Savage (1962), eq. 2.47.....	55
FIGURA 4.8: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 4.3 e calculado através do modelo Inman e Bagnold (1963), eq. 2.48....	56
FIGURA 4.9: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq.4.3 e calculado através do modelo Kamphuis (1985), eq. 2.51.....	57
FIGURA 4.10: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 4.3 e calculado através do modelo Kamphuis (1991), eq. 2.52.....	58
FIGURA 4.11: Relação entre a velocidade de corrente e o parâmetro $\Pi$ .....	59
FIGURA 4.12: Gráfico da velocidade da corrente medida x Velocidade da corrente calculada através da equação 4.6.....	59
FIGURA 4.13: Gráfico da velocidade da corrente medida, calculada pela eq. 4.6 e calculada pelo modelo CERC (1973), eq. 2.36.....	62
FIGURA 4.14: Gráfico da velocidade da corrente medida, calculada pela eq. 4.6 e calculada pelo modelo de Komar (1975), eq. 2.37.....	63
FIGURA 4.15: Gráfico da velocidade da corrente medida, calculada pela eq. 4.6 e calculada pelo modelo de Komar e Inman (1970), eq. 2.33.....	64
FIGURA 4.16: Gráfico da velocidade da corrente medida, calculada pela eq. 4.6 e calculada pelo modelo de Putnam e Munk (1949), eq. 2.21.....	64
FIGURA 4.17: Gráfico da velocidade da corrente medida, calculada pela eq. 4.6 e calculada pelo modelo de Galvin (1965), eq.2.28.....	65
FIGURA 4.18: Gráfico da velocidade da corrente medida, calculada pela eq. 4.6 e calculada pelo modelo de Harrison (1968), eq. 2.32.....	66
FIGURA 4.19: Gráfico da velocidade da corrente medida, calculada pela eq. 4.6 e calculada pelo modelo de Per Bruun (1963), eq.2.27.....	67

FIGURA 4.20: Gráfico da velocidade da corrente medida, calculada pela eq. 4.6 e calculada pelo modelo Inman e Quinn (1952), eq. 2.24.....	68
FIGURA 4.21: Gráfico do Perfil 02- Ensaio 01.....	70
FIGURA 4.22: Gráfico do Perfil 03- Ensaio 06.....	70
FIGURA 4.23: Gráfico do Perfil 01- Ensaio 09.....	71
FIGURA 4.24: Gráfico do Perfil 02- Ensaio 10.....	71
FIGURA 4.25: Gráfico do Perfil 06- Ensaio 11.....	72
FIGURA 4.26: Gráfico do Perfil 01- Ensaio 15.....	72
FIGURA 5.1: Relação entre a potência da onda e a taxa de transporte de sedimentos.....	76
FIGURA 5.2: Relação do transporte de sedimentos medido x transporte de sedimentos calculado pela eq. ajustada I, eq. 5.1 - Dados de Laboratório.....	77
FIGURA 5.3: Relação do transporte de sedimentos medido x transporte de sedimentos calculado pela eq. ajustada I, eq. 5.1 - Dados de Campo.....	77
FIGURA 5.4: Relação do transporte de sedimentos medido x transporte de sedimentos calculado pela eq. ajustada II, eq. 5.8 - Dados de Laboratório.....	82
FIGURA 5.5: - Relação do transporte de sedimentos medido x transporte de sedimentos calculado pela eq. ajustada II, eq. 5.8 -Dados de Campo.....	82
FIGURA 5.6: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 5.1 e calculado através do modelo CERC (1973),eq. 2.50 - Dados Modelo Fisico.....	84



FIGURA 5.7: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 5.1 e calculado através dos modelos de Kamphuis (1985), eq.2.51 Kamphuis (1991), eq. 2.50 - Dados Modelo Físico.....	85
FIGURA 5.8: Gráfico de transporte de sedimentos, medido, calculado pela eq. 5.1 e calculado através do modelo CERC (1973), eq. 2.50 - Dados Modelo Físico.....	86
FIGURA 5.9: Gráfico de transporte de sedimentos, medido calculado pela eq. 5.8 e calculado através dos modelos de Kamphuis (1985), eq. 2.51 Kamphuis (1991), eq. 2.52 - Dados Modelo Físico.....	86
FIGURA 5.10: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 5.1 e calculada através do modelo CERC(1973), eq. 2.50 - Dados de Campo.....	89
FIGURA 5.11: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq.5.1 e calculado através do modelo de Kamphuis (1985), eq. 2.51 - Dados de campo.....	90
FIGURA 5.12: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 5.1 e calculado através do modelo de Kamphuis (1991), eq. 2.52 - Dados de campo.....	90
FIGURA 5.13: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 5.8 e calculado através do modelo de Kamphuis (1985), eq. 2.51 - Dados de campo.....	91
FIGURA 5.14: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 5.8 e calculado através do modelo de Kamphuis (1985), eq.2.51 - Dados de campo.....	92
FIGURA 5.15: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 5.8 e calculado através do modelo de Kamphuis (1991), eq. 2.52 - Dados de campo.....	92

## LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1: Teory de Airy.....	3
TABELA 2.2: Classificação dos Tipos de Rebentação Segundo o Coeficiente de Galvin.....	8
TABELA 2.3: Classificação de Galvin Segundo as Variáveis Principais.....	9
TABELA 2.4: Equações de Velocidade de Corrente.....	19
TABELA 2.5: Classificação dos Sedimentos.....	21
TABELA 2.6: Densidade de Materiais Litorâneos (adimensional).....	24
TABELA 2.7: Equações Utilizadas como Base para a Análise e Interpretação dos Dados Medidos.....	26
TABELA 2.8: Equações e Comentários a respeito de Transportes de Sedimentos...	28
TABELA 2.9: Equações e Comentários Gerados de Estudos de Laboratório em Modelos Tridimensionais.....	34
TABELA 3.1: Programa de Ensaio.....	43
TABELA 3.2: Parâmetros Medidos no Laboratório.....	44
TABELA 4.2: Resultado da Equação Ajustada, eq.4.3 x Valores Medidos.....	49
TABELA 4.3: Comparação de Valores de Transporte de Sedimentos Calculados por Diferentes Modelos.....	50
TABELA 4.4: Resultado da Equação Ajustada, eq. 4.7 x Valores Medidos.....	60
TABELA 4.5: Valores de Velocidade de Corrente Calculados por Diferentes Modelos.....	61
TABELA 4.6: Tipo de Rebentação.....	69
TABELA 5.1: Magnitudes dos Dados Utilizados Para Determinação das Equações de Transporte de Sedimentos.....	73
TABELA 5.2: Valores de Transporte de Sedimentos - Dados de Laboratório.....	83
TABELA 5.3: Valores de Transporte de Sedimentos - Dados de Campo.....	87

TABELA 5.4: Dados de Laboratório.....	94
TABELA 5.5: Dados de Campo.....	95

## LISTA DE SÍMBOLOS

- a - Amplitude da onda
- c - Celeridade da onda
- $c_b$  - Celeridade da onda na zona de rebentação
- $c_f$  - Rugosidade do fundo
- $c_g$  - Velocidade de grupo
- $c_o$  - Celeridade da onda ao largo
- $C_1$  - Constante
- d - Profundidade
- $d_b$  - Profundidade na zona de rebentação
- D - Diâmetro do grão
- e - Relação de energia, transformação de energia por unidade de comprimento de onda em águas profundas em direção a zona de rebentação
- $e_r$  - Constante representando uma fração do fluxo de energia da onda consumido pela queda dos grãos de areia
- E - Energia total
- $E_b$  - Densidade da energia da onda na zona de rebentação
- $E_o$  - Energia da onda em águas profundas
- $F_H$  - Impulsão lateral da onda
- $F_o$  - Agrupamento adimensional de velocidade de queda do sedimento
- g - Aceleração da gravidade
- H - Altura da onda
- $H_b$  - Altura da onda na zona de rebentação
- $H_o$  - Altura da onda em águas profundas
- $H_{,0}$  - Altura significativa da onda na zona de rebentação
- $Ho'$  - Altura da onda em águas profundas sem o efeito da refração

- $J_a$  - Taxa do transporte de sedimentos imerso por unidade de comprimento
- $J_t$  - Taxa total de transporte de material imerso na zona surfe
- K - Constante
- K' - Adimensional em função das características do sedimento
- $K_b$  - Número de onda na rebentação
- $K_p$  - Constante adimensional
- $K_r$  - Coeficiente de refração
- $K_1$  - Coeficiente empírico
- $K_2$  - Constante adimensional, provavelmente variando com a declividade da praia e o tamanho do grão
- $K_3$  - Adimensional em função da esbeltez da onda e características do sedimento
- L - comprimento da onda
- $L_b$  - Comprimento da onda na zona de rebentação
- $L_o$  - Comprimento da onda em águas profundas
- m - Declividade da praia
- $m_b$  - Declividade da praia definido como: razão entre a profundidade na rebentação e distância da linha de praia ao ponto de rebentação.
- $M_\phi$  - Média da distribuição
- $M_{d\phi}$  - Mediana da distribuição
- $n_b$  - Coeficiente do fluxo de energia na zona de rebentação
- p - Porosidade da areia da praia
- $P_l$  - Fluxo de energia da onda ao longo da praia
- $P_{ls}$  - Fluxo de energia da onda ao longo da praia devido a onda significativa
- $P_{lr}$  - Componente da energia da onda ao longo da praia devido a onda regular
- $P_1$  - Discrimina entre dois tipos de perfis, com e sem barra
- $P_2$  - Força disponível proveniente do movimento da onda
- $Q_s$  - Transporte de sedimentos

- $Q'_s$  - Taxa volumétrica de transporte de sedimentos
- T - Período da onda
- $u_o$  - Velocidade orbital da onda próxima ao fundo
- $U_m$  - Máxima velocidade orbital próxima ao fundo
- V - Velocidade da corrente
- W - Velocidade de queda do sedimento
- $W_n$  - Velocidade de queda de partículas não esféricas
- $W_o$  - Fluxo de energia em águas profundas
- $W_p$  - Velocidade do vento
- $W_s$  - Velocidade de queda dos grãos de areia
- $\alpha$  - Ângulo de incidência da onda
- $\alpha_b$  - Ângulo de incidência da onda na zona de rebentação
- $\alpha_{bs}$  - Ângulo de incidência significativo da onda zona de rebentação
- $\alpha_o$  - Ângulo de incidência da onda em águas profundas
- $\beta$  - Coeficiente de rebentação
- $\hat{\beta} = \text{arc.tg. } m$
- $\beta_b$  - Coeficiente de rebentação ao largo
- $\beta_o$  - Coeficiente de rebentação na zona de rebentação
- $\phi$  - Tamanho do sedimento
- $\gamma_s$  - Peso específico da água
- $\gamma_{so}$  - Peso específico do material submerso
- $\rho$  - Massa específica d'água
- $\rho_s$  - Massa específica do material
- $\sigma_s$  - Desvio de Padrão do sedimento em unidades de  $\phi$
- $\nu$  - Viscosidade Cinemática
- $\nu_o$  - Corrente unidirecional
- $\nu_l$  - Valor máximo da velocidade da corrente ao longo da praia

$\xi$  - "Surf scalling parameter"

$\xi_b$  - "Surf scalling parameter" na zona rebentação

## RESUMO

O presente trabalho descreve, analisa e interpreta uma série de dados sobre transporte litorâneo e finalmente chega ao ajuste de duas equações para o fenômeno.

No capítulo 2 são apresentados aspectos teóricos e práticos sobre a dinâmica ondulatória e sedimentar, que serviram como base para a realização deste trabalho.

O capítulo 3 apresenta o desenvolvimento dos ensaios de laboratório para quantificação do transporte de sedimentos sob a ação das ondas na zona de rebentação, utilizando um modelo físico.

A consistência de dados é apresentada, no capítulo 4, através de comparação com modelos existentes utilizando métodos estatísticos para eliminar dados com possíveis erros de observação.

No capítulo 5, utilizando uma amostra de trinta e seis dados de campo (Kamphuis, 1985), e quinze dados de laboratório são apresentados finalmente, os ajustes de duas equações de transporte de sedimentos, uma do tipo  $Q = K.E^n$  em função da potência da onda, e outra em função de agrupamentos adimensionais obtidos através da análise dimensional. Esta última equação leva em conta os vários parâmetros que afetam o transporte sedimentar, tais como: o SEDIMENTO definido pelo diâmetro do grão ( $D$ ), aceleração da gravidade ( $g$ ) e a velocidade de queda do sedimento ( $W$ ), a GEOMETRIA DA PRAIA definida pela declividade da praia ( $m$ ) e a profundidade na zona de rebentação ( $d_b$ ), o FLUÍDO definido pela viscosidade cinemática ( $\nu$ ) e a ONDA representada pela altura da onda na rebentação ( $H_b$ ), comprimento de onda na zona de rebentação ( $L_b$ ) e o ângulo de incidência na zona de rebentação ( $\alpha_b$ ).

Levando-se em conta os resultados obtidos, pôde-se concluir que a metodologia utilizada forneceu-nos dados coerentes e permitiu-nos alcançar o objetivo do trabalho.



## ABSTRACT

This study describes, analyses and interprets a number of data on littoral transport, finally fitting two equations for the phenomenon.

Chapter 2 presents theoretical and practical aspects on wave and sedimentary dynamics which provided the foundation for this work.

Chapter 3 presents the development of laboratory experiments in order to quantify sediment transport under wave action in the surf zone, using a physical model.

Data consistency is presented in chapter 4 by comparison with existing models, using statistical methods to eliminate data with possible observation errors.

Finally in chapter 5, a sample of thirty-six field data (Kamphuis, 1985) and fifteen laboratory data are used to present the fit of two sediment transport equations, one of the  $Q = K.E^n$  type, as a function of wave energy, and the other considering adimensional groupings obtained by dimensional analysis. The latter equation takes into account the different parameters which affect sediment transport, such as: SEDIMENT, defined by grain diameter ( $D$ ), gravity acceleration ( $g$ ) and sediment fall velocity ( $W$ ), BEACH GEOMETRY defined by beach slope ( $m$ ) and depth in the surf zone ( $d_b$ ), FLUID defined by kinematic viscosity ( $\nu$ ) and the WAVE represented by wave height in the surf zone ( $H_b$ ), wave length in the surf zone ( $L_b$ ) and angle of incidence in the surf zone ( $\alpha_b$ ).

# 1. INTRODUÇÃO E OBJETIVO

## 1.1. Introdução

Devido ao grande desenvolvimento urbano e industrial de alguns países, o mar tem sido usado como um grande depurador natural de substâncias contaminantes oriundas do despejo de efluentes industriais e cloacais na zona costeira. Uma vez que esta carga poluidora conduz à degradação das condições naturais do meio ambiente, é importante conhecer a dinâmica da zona costeira para entender a dispersão destas substâncias e a possibilidade de sua depuração. Devido a isso os engenheiros de costas e portos devem possuir todos conhecimentos possíveis a cerca de processos costeiros e da dinâmica dos sedimentos, já que estes atuam muitas vezes como veículo de transporte dos agentes poluidores.

A contribuição desta pesquisa sob o ponto de vista científico é a ampliação de conhecimentos sobre o transporte de sedimentos, na zona de rebentação, simulando, através de um modelo físico, diferentes situações.

Em geral, os modelos físicos são utilizados quando:

- A equação de previsão contém grande número de variáveis, sendo difícil ou laborioso, do ponto de vista matemático, efetuar a previsão por meios analíticos.
- A função que descreve o fenômeno em observação é desconhecida, inviabilizando sua determinação experimental a partir de observações feitas no protótipo.

No modelo físico é também possível determinar a grande parte dos parâmetros que caracterizam a dinâmica ondulatória assim como a dinâmica sedimentar, descrevendo até mesmo o tipo de rebentação e o perfil praiial.

## 1.2. Objetivo

Este trabalho tem por objetivo principal, contribuir para aprimorar o conhecimento da relação existente entre o fluxo de energia das ondas e o transporte sólido paralelo a praia, que ocorre na zona de rebentação. O objetivo específico que permitirá o aprimoramento deste conhecimento é a determinação de duas equações de transporte de sedimentos, uma levando em conta a energia da onda e outra levando em conta diferentes parâmetros para determinação do fator de proporcionalidade ( $K$ ) entre o transporte de sedimentos e energia da onda ( $Q = K.E^n$ ), utilizando dados de laboratório, determinados em modelo físico, e dados de campo.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo aborda aspectos teóricos e práticos sobre a dinâmica ondulatória e sedimentar, os quais servem como base para a realização deste trabalho.

### 2.1. Considerações Gerais Sobre Dinâmica Ondulatória

Diversos modelos teóricos foram desenvolvidos procurando explicar de modo prático a mecânica das ondas de superfície. No presente trabalho, cita-se somente aqueles diretamente utilizados.

A tabela 2.1 apresenta algumas definições das características da onda segundo a teoria de Airy, para águas rasas, de transição e águas profundas.

Tabela 2.1  
Teoria de Airy

Prof. relativa	Águas rasas $\frac{d}{L} < \frac{1}{25}$	Águas Intermediárias $\frac{1}{25} < \frac{d}{L} < \frac{1}{2}$	Águas Profundas $\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$
Celeridade da onda	$c = \frac{L}{T} = \sqrt{gd}$	$c = \frac{L}{T} = \frac{gT}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$	$c = c_0 = \frac{L}{T} = \frac{gT}{2\pi}$
Comprim. de onda	$L = T\sqrt{gd} = cT$	$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$	$L = L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} = c_0T$
Veloc. de grupo	$c_g = c = \sqrt{gd}$	$c_g = nc = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{4\pi d/L}{\sinh(4\pi d/L)} \right] c$	$c_g = \frac{1}{2} c = \frac{gT}{4\pi}$

Daily e Stephan (1953), indicam a simples expressão  $c = \sqrt{g(H+d)}$ , que dá uma razoável aproximação para a celeridade da onda solitária através de medições de laboratório. Esta equação tem sido verificada através de ensaios em laboratório por vários pesquisadores.

A energia total da onda solitária é definida por:

$$E = \frac{8}{3\sqrt{3}} \rho \cdot g \cdot H^{\frac{3}{2}} \cdot d^{\frac{3}{2}} \quad (2.1)$$

onde:

$\rho$ - Massa específica da água

$g$ - Aceleração da gravidade

$H$ - Altura da onda

$d$ - Profundidade

### 2.1.1. Rebentação de Ondas

O fenômeno de rebentação da onda ocorre, fisicamente, quando as partículas de água alcançam velocidades orbitais iguais ou superiores à celeridade da onda, ou seja, esta se torna instável e quebra segundo **McCowan (1891)**.

Baseado em considerações teóricas, **Michell (1893)** estabelece para o limite de esbeltez em águas profundas, (expressão 2.2), correspondendo a um ângulo da crista de 120°

$$\frac{H_o}{L_o} = 0.142 = \frac{1}{7} \quad (2.2)$$

**Michell (1893)** mostra que o limite de esbeltez para um trem de ondas em águas intermediárias é:

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{\max} = \left(\frac{H_o}{L_o}\right)_{\max} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \quad (2.3)$$

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{\max} = 0.142 \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \quad (2.4)$$

McCowan (1891), afirma que a onda solitária quebra quando a velocidade da partícula da água próxima a crista da onda torna-se igual à celeridade da onda. Isso ocorre quando a relação entre a altura da onda e a profundidade é:

$$\left(\frac{H}{d}\right)_{\max} = 0.78 \quad (2.5)$$

Ippen e Kulin (1954) estabelecem para ondas periódicas e para declividades do fundo de 0,0; 0,05; 0,10 e 0,20, que a relação  $H_b/d_b$  é aproximadamente igual a 0,83; 1,05; 1,19 e 1,32 respectivamente.

Thornton e Guza (1982) apud Carter (1988), a partir de várias observações chegaram a relação  $H_b/d_b = 0,4$  e Bowen et al (1968) apud Carter (1988), chegaram a  $H_b/d_b = 1,3$ .

Van Dorm (1978) apud Carter (1988), em um tanque de ondas rasas obteve uma grande variação na razão  $H_b/d_b$ , originando a equação:

$$\frac{H_b}{d_b} = 0,89 \frac{\left(\tanh \frac{K_b}{d_b}\right)}{\frac{K_b}{d_b}} \quad (2.6)$$

onde  $K_b$  é o número de onda na rebentação,  $K_b = \frac{2\pi}{L_b}$

Huntley e Bowen (1975), demonstram que praias íngremes estão associadas com altos valores de  $H_b/d_b$ , chegando a 1.2, enquanto que em praias suaves estes valores são da ordem de 0,6.

A profundidade e a altura da rebentação em águas rasas podem ser estimadas segundo Patrick e Wiegel (1955) através da seguinte relação:

$$\frac{d_b}{H_b} = \frac{1}{b - \left( \frac{a \cdot H_b}{g \cdot T^2} \right)} \quad (2.7)$$

onde a e b dependem da declividade da praia (m) e podem ser aproximados por:

$$a = 43.75(1 - e^{-19.m}) \quad (2.8)$$

$$b = \frac{1.56}{(1 + e^{-19.5.m})} \quad (2.9)$$

#### *Tipos de Rebentação:*

A rebentação da onda é classificada por Patrick e Wiegel (1955), como "Spilling" (Deslizante), "Plunging" (Mergulhante) e "Surging" (Ascendente) dependendo da forma como elas quebram. Galvin (1968), usa o termo "Collapsing" (Frontal) para descrever a transição entre a Rebentação Mergulhante e Ascendente.

A seguir apresentam-se as características de cada tipo de rebentação:

Rebentação Ascendente- é associada a ondas baixas em praias íngremes de areia grossa.

Rebentação Deslizante- é associada a ondas altas em praias com suave inclinação de areia fina. Nestas condições, as ondas quebram a uma considerável distância da praia, com a crista definida através de uma fina linha de espuma, a qual torna-se maior à medida que aproxima-se da praia.

Rebentação Mergulhante- a crista da onda curva-se sobre si mesma envolvendo uma bolsa de ar, na forma de uma espiral, em um movimento com bastante violência. Este tipo de rebentação é característico de praias com declividade e areia média.

Rebentação Frontal- a crista curva-se sobre si mesma envolvendo, porém, uma pequena bolsa de ar, em um movimento com menor violência. Este tipo de rebentação é característico de praias íngremes de areia muito grossa.

Em praias oceânicas abertas, o tipo de Rebentação Deslizante é o mais comumente observado seguido, em ordem decrescente de frequência, pelos tipos de Rebentação Mergulhante, Frontal e Ascendente.

Patrick e Wiegel (1955) apresentam classes de esbeltez ( $H_o'/L_o$ ) para várias declividades de praia. Esta classificação é mostrada na figura 2.1. As curvas deste gráfico são obtidas a partir das equações 2.6, 2.7 e 2.8.  $H_o'$  é definida como a altura da onda em águas profundas sem o efeito da refração.

$$\frac{H_o'}{H_o} = K_r = \left( \frac{\cos \alpha_o}{\cos \alpha} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.10)$$

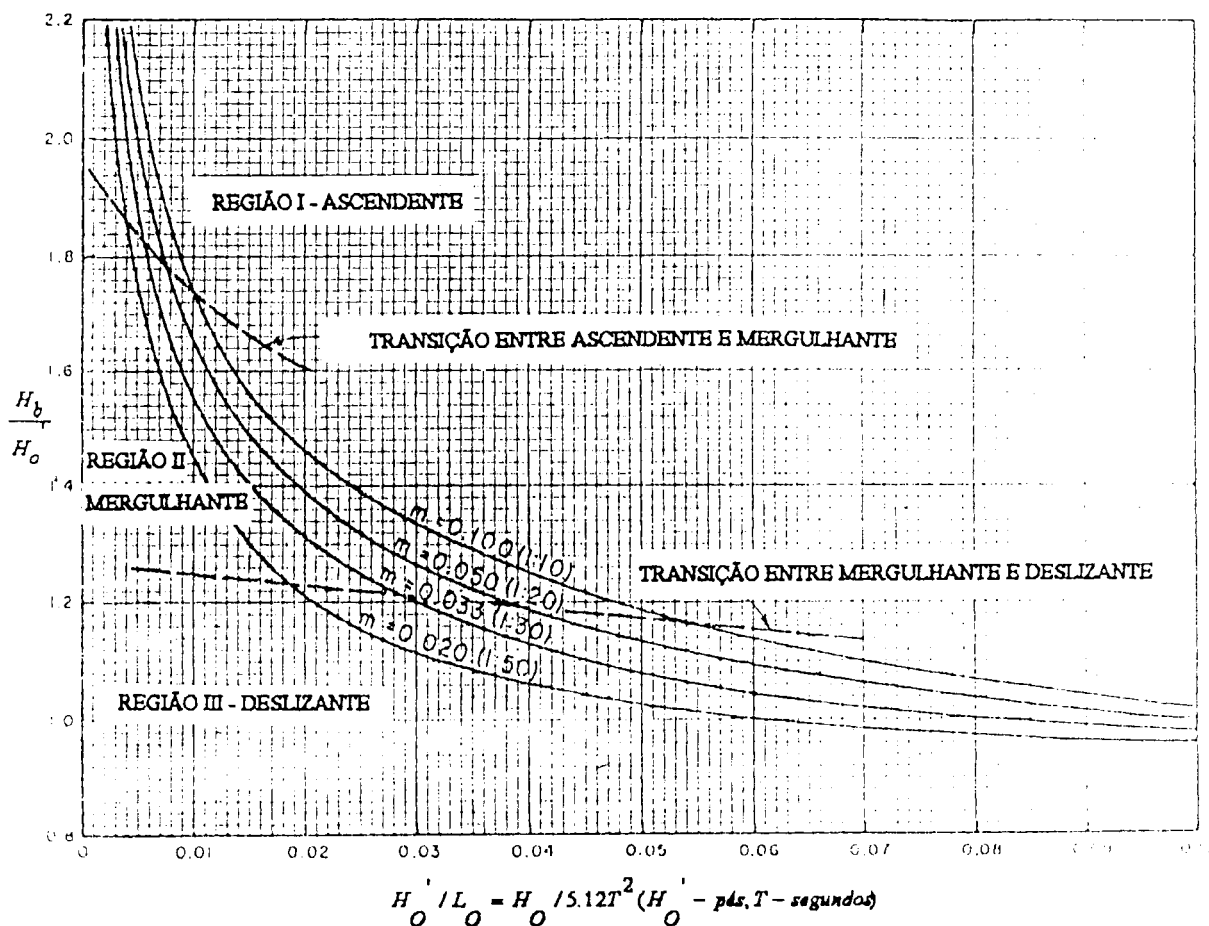


Figura 2.1: Classificação dos Tipos de Rebentação segundo Patrick e Wiegel (1955)  
 Fonte: Shore Protection Manual(1977)



Galvin (1968) propõe para coeficiente de rebentação, a expressão:

$$\beta_o = \frac{H_o}{L_o \cdot m^2} \quad (2.11)$$

onde:

$H_o$  - Altura da onda ao largo

$L_o$  - Comprimento da onda ao largo

$\beta_o$  - coeficiente de rebentação ao largo

m- declividade da praia

ou utilizando a altura da onda no ponto de rebentação:

$$\beta_b = \frac{H_b}{g \cdot m \cdot T^2} \quad (2.12)$$

onde:

$H_b$  - Altura da onda na zona de rebentação

$\beta_b$  - coeficiente de rebentação na zona de rebentação

m- declividade da praia

A classificação de Galvin é apresentada na tabela 2.2.

Tabela 2.2  
Classificação dos Tipos de Rebentação segundo o Coeficiente de Galvin

Coef. de rebentação	Ascendente / Frontal - Mergulhante	Mergulhante - Deslizante
$\beta_o$	0,09	4,8
$\beta_b$	0,003	0,068

Segundo Galvin, os quatro tipos de rebentação, são governados por três variáveis principais: a declividade do perfil praial, a razão entre a altura da onda e a profundidade na zona de rebentação e o ângulo da crista da onda em relação a vertical segundo a tabela 2.3.

Tabela 2.3  
Classificação do Tipo de Rebentação segundo as Variáveis Principais

	Deslizante	Mergulhante	Frontal	Ascendente
a	plano	média	ingreme	ingreme
b	1,2	0,9	0,8	$\cong 0$
c	$< 30^\circ$	$30^\circ - 45^\circ$	$> 45^\circ$	$\cong 90^\circ$

onde:

a- Declividade do perfil praial

b- Razão  $H_b / d_b$

c- Ângulo da crista da onda, em relação a vertical.

O coeficiente de rebentação  $\beta$ , proposto por Galvin, procura definir a relação entre a onda, declividade próximo à praia e o tipo de rebentação.

Guza e Bowen (1975) e Guza e Inman (1975) estabelecem um coeficiente similar denominado "surf scalling factor" ( $\xi$ ) que tem sido aplicado por alguns pesquisadores (Wright e Short, 1982) a fim de definir a relação de energia dissipada ou refletida sob diferentes tipos de rebentação. Este fator  $\xi$ , é definido por:

$$\xi = \frac{a \cdot 2 \cdot \pi}{g \cdot T \cdot m^2} \quad (2.13)$$

onde:

a- Amplitude da onda

m- Declividade da praia

g- Aceleração da gravidade

T- Período da onda

**Guza e Bowen (1975)** demonstram que, para  $\xi$  menor do que 2,5, a rebentação é do tipo Ascendente e uma grande parte de energia da onda incidente é refletida a partir da praia. Quando  $\xi$  é maior do que 33, a rebentação é do tipo Deslizante e grande parte da energia é dissipada dentro da zona de rebentação.

**Guza e Inman (1975)** definiram "surf scalling parameter"  $\xi$ , pela expressão:

$$\xi_b = \frac{a \cdot \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2}{g \cdot m^2} \quad (2.14)$$

onde:

a- amplitude da onda na rebentação =  $H_b / 2$

A classificação do tipo de rebentação aplicando o parâmetro  $\xi$  de Guza e Inman, é a seguinte:

Rebentação Deslizante -  $\xi_b < 0,64$

Rebentação Mergulhante -  $0,64 < \xi_b < 5,0$

Rebentação Ascendente -  $\xi_b > 5,0$

### 2.1.2. Refração das Ondas

É o fenômeno no qual a crista da onda sofre uma rotação, tendendo a se tornar paralela às batimétricas, como resultado deste processo, as ondas atingem a linha de costa, normalmente de forma oblíqua.

O desenvolvimento da refração resulta em uma convergência (concentração de energia) ou divergência (dispersão de energia) dos raios das ondas (linhas traçadas em ângulo reto com a crista da onda). Desta forma, onde ocorre convergência, teremos um

aumento da altura de onda junto à costa, e onde ocorre divergência, teremos um decréscimo da altura de onda. Também, a quantidade de refração experimentada por ondas mais extensas é maior, que para ondas mais curtas, e deste modo extensas ondulações são observadas normalmente com aproximação mais paralela a linha de costa, que ondas curtas.

A refração pode ser tratada de forma simples, considerando-se uma linha de praia reta, com contornos batimétricos paralelos à praia. Utilizando diretamente a lei de Snell tem-se:

$$\frac{\sin \alpha}{\sin \alpha_0} = \frac{c}{c_0} = \frac{L}{L_0} \quad (2.15)$$

O coeficiente de refração:

$$K_r = \sqrt{\frac{\cos \alpha_0}{\cos \alpha}} \quad (2.16)$$

## 2.2. Perfil Praial

Para descrever no modelo físico, o perfil praial e as condições para as quais se obteve determinado transporte de sedimentos, mostra-se as diferentes zonas e metodologias utilizadas para sua determinação.

O perfil praial pode ser dividido em diferentes zonas descritas a seguir:

Zona "Offshore": zona que estende-se em direção ao mar.

Zona "Nearshore": zona que estende-se da base da rebentação até o ponto de rebentação na baixa-mar.

Zona "Inshore": zona de rebentação. Parte da região próxima a praia na qual as ondas chegam proveniente da zona "offshore" atingindo a instabilidade ocorrendo a rebentação da onda.

Face da praia: seção da praia normalmente exposta a ação da onda.

Dunas: são elevações de material solto carregado pelo vento, frequentemente areia que podem ter ou não vegetação.

"Foreshore": parte da praia que estende-se entre o nível da baixa-mar e o da preamar.

"Backshore": parte superior da praia.

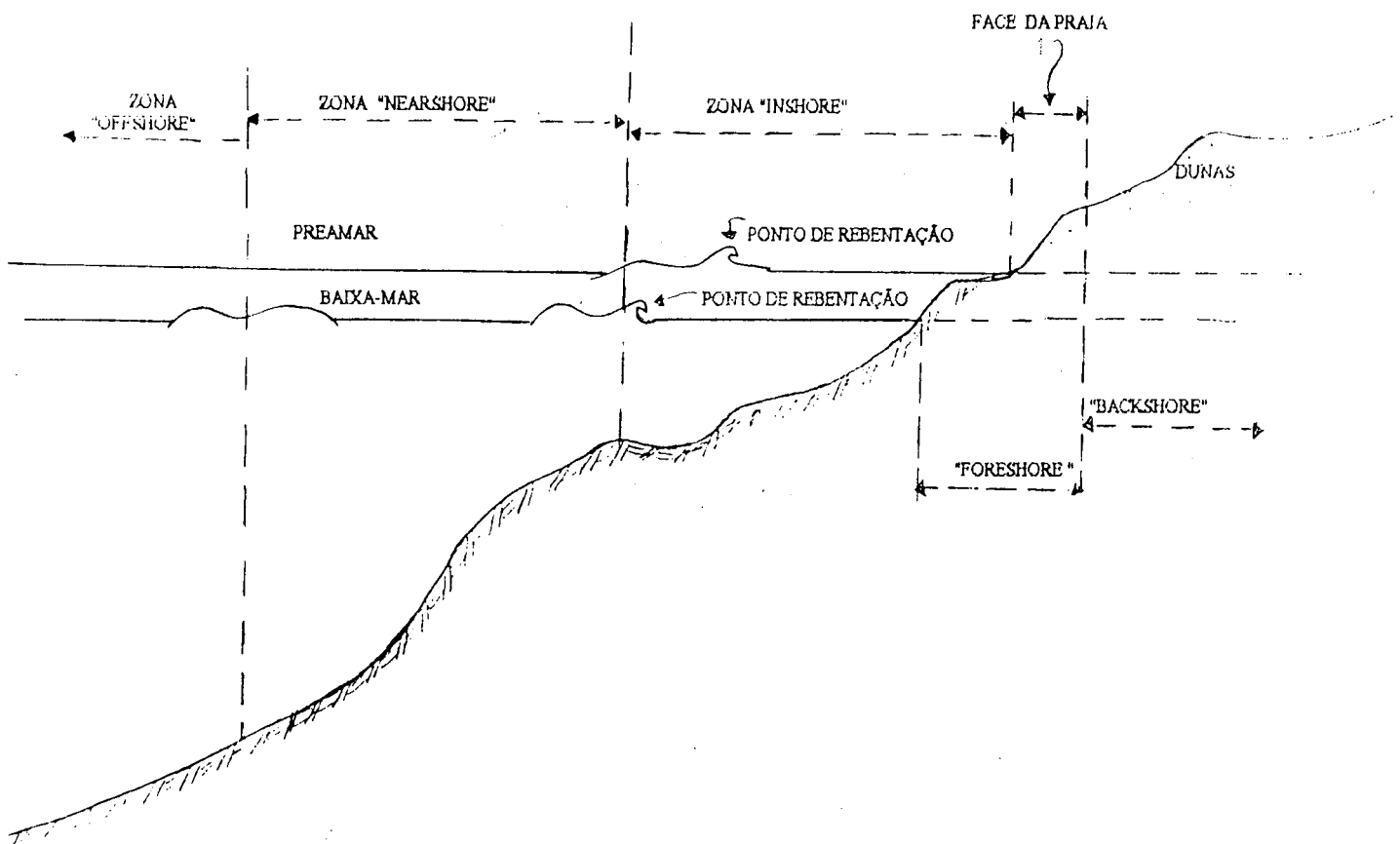


Figura 2.2: Perfil de Praia  
Fonte: Poyitt, 1982

### 2.2.1. Classificação do Perfil Praial

**Johnson (1949)** apud Kreimer (1988) classifica os perfis de praia em dois tipos: o primeiro denominado, perfil de tempestade no qual se distingue uma barra que ocorre longitudinalmente à linha de praia, e o segundo, denominado perfil de bom tempo, no qual se observa uma grande berma. O perfil de tempestade é de erosão, e o perfil de bom tempo é de acréscimo, de depósito. Concluiu também, através de ensaios em canal de ondas, que um perfil de tempestade com barra longitudinal é gerado por ondas com esbeltez em águas profundas, superiores a 0,03 ( $H_o/L_o > 0,03$ ); não ocorrendo este tipo de perfil, quando  $H_o/L_o < 0,025$ .

**Iwagaki e Noda (1962)** apud Kreimer (1988) concluíram através de ensaios de laboratório e análise de muitos outros dados, que o tamanho dos sedimentos é uma variável importante. Seus resultados, graficados na figura 2.3, demonstram a dependência da esbeltez crítica com respeito à relação entre a altura da onda em águas profundas ( $H_o$ ) e o diâmetro característico do sedimento ( $D$ ).

**Sunamura e Horikawa (1974)** apud Kreimer (1988) propuseram uma classificação em três diferentes tipos (figura 2.4) baseada na separação entre perfis de barra e berma, a qual se torna de difícil compreensão devido à complexidade dos perfis. Considerando que se trata somente de perfis de laboratório, os autores apresentam uma relação entre a esbeltez da onda em águas profundas ( $H_o / L_o$ ), a declividade da praia ( $\text{tg}\beta$  ou  $m$ ) e a relação entre o diâmetro dos sedimentos e o comprimento das ondas em águas profundas ( $D / L_o$ ).

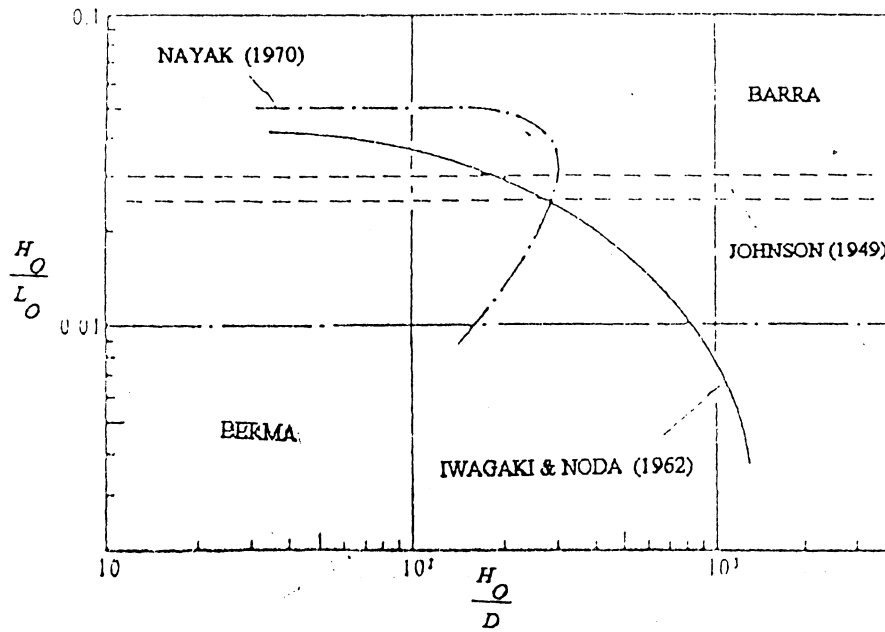


Figura 2.3- Critérios de Classificação para Perfis de Tempestade (barra) e Bom Tempo (berma)  
 Fonte: Kreimer(1988)

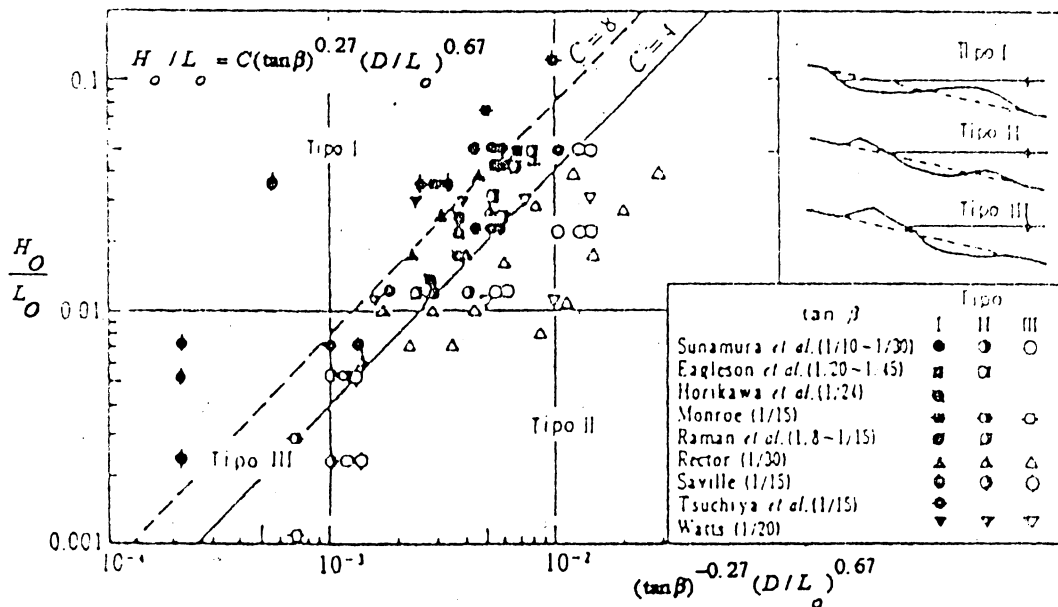


Figura 2.4- Classificação de Perfis de Praia em Laboratório  
 Fonte: Kreimer (1988)

Dean (1973) apud Kreimer (1988) definiu o conceito adimensional de velocidade de queda:

$$F_o = \frac{H_o}{(W.T)} \quad (2.17)$$

W- Velocidade de queda do sedimento

T - Período da onda

A figura 2.5 apresenta a relação entre  $F_o$  e o quociente  $H_o/D$ , sabendo que  $D$  é o diâmetro do grão, donde se vê que para condições de protótipo de Saville (1957), o valor de  $F_o$  é aproximadamente maior que dois. Quando  $F_o$  é muito maior que um, encontram-se grandes concentrações de sedimentos em suspensão sendo transportados mar a dentro e depositados na praia exterior.

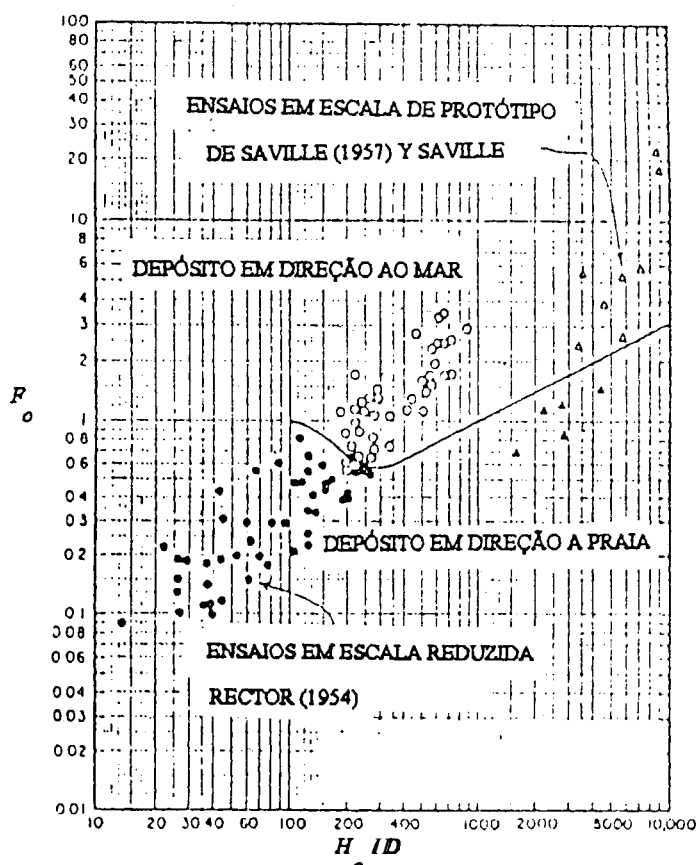


Figura 2.5 - Classificação dos Perfis de Praia Segundo o Critério da Velocidade de Queda Adimensional

Fonte: Kreimer (1988)



Kriebel et al. (1986) reavaliou o critério de Dean (1973) a partir de testes em laboratório, de perfis de praia, encontrando: (Ver figura 2.6)

$$\frac{H_o}{L_o} = C_1 \frac{\pi \cdot W}{g \cdot T} \quad (2.18)$$

onde:

$C_1$  - Constante, ( $4 < C_1 < 5$ ), (para Dean  $C_1 = 1,7$ )

W- Velocidade de queda do sedimento

g- Aceleração da gravidade

Kraus e Larson (1988) e Larson e Kraus (1989) expressam a relação  $H_o / L_o$  da seguinte forma:

$$\frac{\frac{H_o}{L_o}}{\left(\frac{\pi \cdot W}{g \cdot T}\right)^{\frac{3}{2}}} = 115 \Rightarrow \frac{\frac{H_o^2}{\left(\frac{g \cdot T^2}{2\pi}\right)^2}}{\frac{\pi^3 \cdot W^3}{g^3 \cdot T^3}} = 115^2 \Rightarrow \frac{H_o^2 \cdot 4}{T} \cdot \frac{g}{\pi \cdot W^3} = 115^2 \quad (2.19)$$

$$P_1 = \frac{g \cdot H_o^2}{W^3 \cdot T} = \frac{g \cdot H_o}{W^2} \cdot \frac{H_o}{W \cdot T} = \frac{1}{F_o} \cdot D_o = \frac{115^2 \pi}{4} \cong 10400 \quad (2.20)$$

$D_o$  - Número Dean

$F_o$  - Velocidade de queda adimensional

W- Velocidade de queda do sedimento

Através das equações 2.19 e 2.20, os autores demonstram afinidade linear entre o número Dean ( $D_o$ ) e a velocidade de queda adimensional ( $F_o$ ).

O parâmetro  $P_1$  é capaz de discriminar entre dois tipos de perfis, com e sem barra. Se o parâmetro de perfil exceder a 10400, o perfil apresenta barra, para valores pequenos de  $P_1$  o perfil da praia é sem barra.

As curvas que representam as equações 2.18 (Dean, Kriebel et al.) e 2.19 (Kraus e Larson) podem ser visualizadas na figura 2.6.

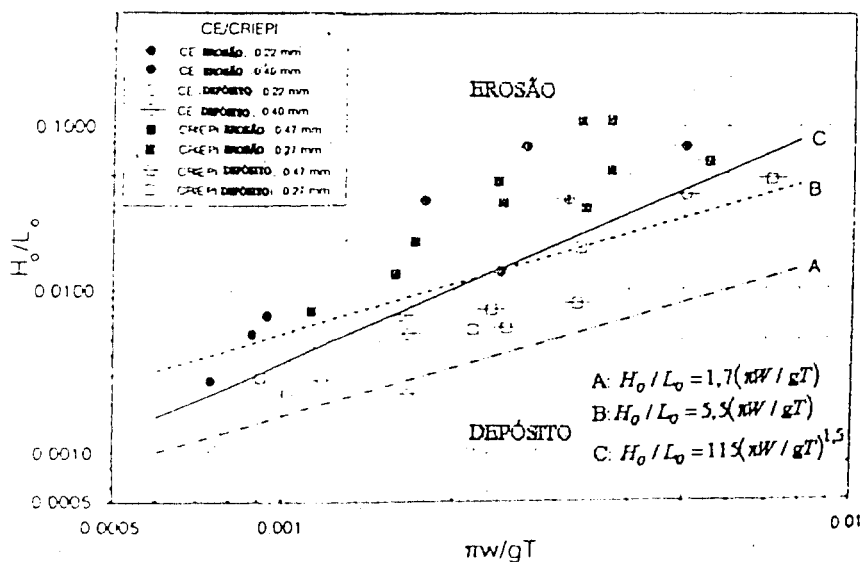


Figura 2.6 - Esbeltez da Onda em Águas Profundas x Velocidade de Queda Adimensional

Fonte: Dalrymple (1992)

### 2.3. Velocidade da Corrente Litorânea

As correntes litorâneas se desenvolvem basicamente, em função da incidência oblíqua das ondas na rebentação, em relação à linha de praia.

Os principais parâmetros que definem a corrente litorânea são:

- altura, período e ângulo de incidência da onda,
- velocidade e direção do vento,
- forma da linha da costa,
- declividade da face praial.

Basicamente, estas correntes aumentam a partir da linha de praia em direção à primeira linha de rebentação, atingindo seu máximo um pouco além do meio da zona de rebentação, decaindo rapidamente além desta zona.

**Lanfredi e Framinan (1986)** concluem que para predizer a velocidade de corrente, a variável em função do ângulo de incidência,  $\sin 2\alpha$ , é a mais importante estando em segundo lugar a componente da velocidade do vento ao longo da praia.

A seguir na tabela 2.4 apresenta-se equações de vários autores para determinação da velocidade da corrente.

Tabela 2.4  
Equações de Velocidade de Corrente

Autores	Equação		Simbologia
<b>Putnam, Munk &amp; Traylor (1949)</b>	$V = \frac{a}{2} \left[ \left( 1 + \frac{4 c_b \operatorname{sen} \alpha_b}{a} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right]$	(2.21)	V- Velocidade da corrente m- Declividade do fundo K- Constante - 0,0078 $c_b$ - Celeridade da onda na rebentação
	$a = 2,61 m H_b \cos \frac{\alpha_b}{K T_b}$	(2.22)	
	$c_b = (2,28 H_b)^{\frac{1}{2}}$	(2.23)	
<b>Inman &amp; Quinn (1952)</b>	$V = \left[ \left( \frac{1}{4 \epsilon^2} + c_b \operatorname{sen} \alpha_b \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{1}{2 \epsilon} \right]^2$	(2.24)	V- Velocidade da corrente Sendo $H_b$ dado em pés e $T_b$ em segundos.
	$\epsilon = 108 \left( \frac{H_b}{T_b} \right) m \cos \alpha_b$	(2.25)	
	$c_b = (2,28 H_b)^{\frac{1}{2}}$	(2.26)	
<b>Per Bruun (1963)</b>	$V = c_f \left[ \frac{H_b^{\frac{3}{2}} m \operatorname{sen} 2 \alpha_b}{T \cdot g^{\frac{1}{2}}} \right]^{\frac{1}{2}}$	(2.27)	$c_f$ - 14,3 - Coeficiente de fricção
<b>Galvin &amp; Eagleson (1965)</b>	$V = K \cdot g \cdot m \cdot T \cdot \operatorname{sen} 2 \alpha_b$	(2.28)	V- Velocidade da corrente K- 1- Constante
<b>Sonn, Mc Clay &amp; Mc Arthur (1966)</b>	$V = -1,39 + 0,06 \alpha_b + 0,05 W_p + 0,20 H_b + 0,14 m - 0,01 T$	(2.29)	V- Velocidade da corrente $W_p$ - Velocidade do vento Sendo $\alpha_b$ em graus, $H_b$ em pés, $W_p$ em nós e $T_b$ em segundos.
	$V = -1,3 + 2,19 \operatorname{sen} 2 \alpha_b + 0,04 W_p + 0,18 H_b + 0,14 m - 0,01 T$	(2.30)	
	$V = -1,34 + 2,2 \operatorname{sen} 2 \alpha_b + 0,04 W_p + 0,18 H_b + 0,13 m$	(2.31)	
<b>Harrison (1968)</b>	$V = -0,1705 + 0,0374 \alpha_b + 0,0318 T_b + 0,2412 H_b + 0,0309 \hat{\beta}$	(2.32)	V- Velocidade da corrente $\hat{\beta} = \operatorname{arctg} m$

Continuação:

Autores	Equação		Simbologia
<b>Komar &amp; Inman (1970)</b>	$V = 2,7 U_m \text{sen } \alpha_b$	(2.33)	V- Velocidade da corrente $U_m$ - Máxima velocidade orbital próxima ao fundo
	$U_m = 0,441 (g H_b)^{\frac{1}{2}}$	(2.34)	
<b>Longuet-Higgins (1973)</b>	$V = 1,19 (g H_b)^{\frac{1}{2}} \text{sen } \alpha_b \text{ cos } \alpha_b$	(2.35)	V-Velocidade da corrente $\alpha_b$ - ângulo entre a linha de rebentação e linha de praia
	A qual foi modificada pelo Shore Protection Manual, op. cit. para: $V = 20,7 m (g H_b)^{\frac{1}{2}} \text{sen } 2\alpha_b$	(2.36)	
<b>Komar (1975)</b>	$V = 2,7 U_m \text{sen } \alpha_b \text{ cos } \alpha_b$	(2.37)	V-Velocidade da corrente
	$U_m = 0,441 (g H_b)^{\frac{1}{2}}$	(2.38)	

Fonte: Lanfredi e Framinan (1986)

## 2.4. Transporte Litorâneo de Sedimentos

### 2.4.1. Propriedades dos Sedimentos

Ao estudar o transporte litorâneo é muito importante conhecer as características dos sedimentos, os quais são identificados por meio da classificação granulométrica, densidade, forma, velocidade de queda, composição mineral, porosidade, permeabilidade, etc...

Dentre estes fatores, a granulometria dos sedimentos é um dos mais importantes.

*Granulometria:*

Os sedimentos se classificam de modo geral, de acordo com o tamanho em: argila, silte, areia, pedregulho, pedra e seixo. Existem várias classificações estabelecidas entre elas:

- Classificação Unificada do Solos, baseada na Classificação de Casagrande
- Classificação Wentworth.

Na tabela 2.5 estão ilustradas estas duas classificações, sendo que a Escala Wentworth é mais usada pelos engenheiros e a Classificação Unificadados Solos é usada pelos geólogos.

Tabela 2.5  
Classificação dos Sedimentos

Escala Wentworth	$\phi$	Diâmetro do Grão d(mm)	Tamanho da Peneira	Classificação Unificada dos Solos	
MATAÇÃO	-8	256		BLOCO	
BLOCO		76.2	3 in		
SEIXO	-6	64.0	3/4 in	Grossoiro	Pedregulho
		19.0		Fino	
		4.76	Nº 4		
GRÂNULO	-2	4.0	Nº 10	Grossoiro	Areia
		2.0		Médio	
Areia	0	1.0	Nº 40		
	1	0.5			
	2	0.42			
	3	0.25	Nº 200	Fino	
	4	0.125			
	0.074				
Silte	4	0.0625			
Argila	8	0.00391	Silte ou Argila		
Colóide	12	0.00024			

$$\phi = -\log_2 d(mm)$$

Fonte: Shore Protection Manual (1977)

Na classificação Wentworth, os limites dos intervalos são definidos com base em potências inteiras de 2mm; isso conduziu a **Krumbein (1936)** apud Kreimer(1988), a definir uma escala de unidades  $\phi$  do seguinte modo:

$$\text{Unidades } \phi = -\log_2 (\text{diâmetro em mm}) \quad (2.39)$$

As vantagens desta escala são:

- a- Os limites dos intervalos de classe são números inteiros de unidades  $\phi$ .
- b- As distribuições granulométricas das areias são usualmente log-normais.
- c- A distribuição log-normal está descrita por seu valor médio e desvio padrão.

O desvio padrão pode ser medido em unidades de  $\phi$ , de acordo com **Inman (1952)** apud Kreimer (1988) [23]:

$$\sigma_{\phi} = \frac{\phi_{84} - \phi_{16}}{2} \quad (2.40)$$

onde:

$\phi$  - Tamanho do sedimento

$\sigma_{\phi}$  - Desvio de Padrão do sedimento em unidades de  $\phi$

O coeficiente de assimetria da distribuição granulométrica em unidades de  $\phi$  pode ser calculado segundo **Inman (1952)** apud Kreimer (1988):

$$\alpha_{\phi} = \frac{M_{\phi} - M_{d\phi}}{\sigma_{\phi}} \quad (2.41)$$

onde:

$M_{\phi}$  - Média da distribuição =  $(\phi_{16} + \phi_{50} + \phi_{84}) / 3$

$M_{d\phi}$  - Mediana da distribuição =  $d_{50}$

*Velocidade de queda do sedimento:*

Este parâmetro é importante no estudo da mecânica do transporte de sedimentos, em particular para o transporte em suspensão. O gráfico da figura 2.7 permite uma avaliação, em função do diâmetro das partículas e da temperatura da água, da velocidade de queda ( $W$ ) em água de esferas de quartzo com um peso específico de 2,6, também é graficado o número de Reynolds dos sedimentos.

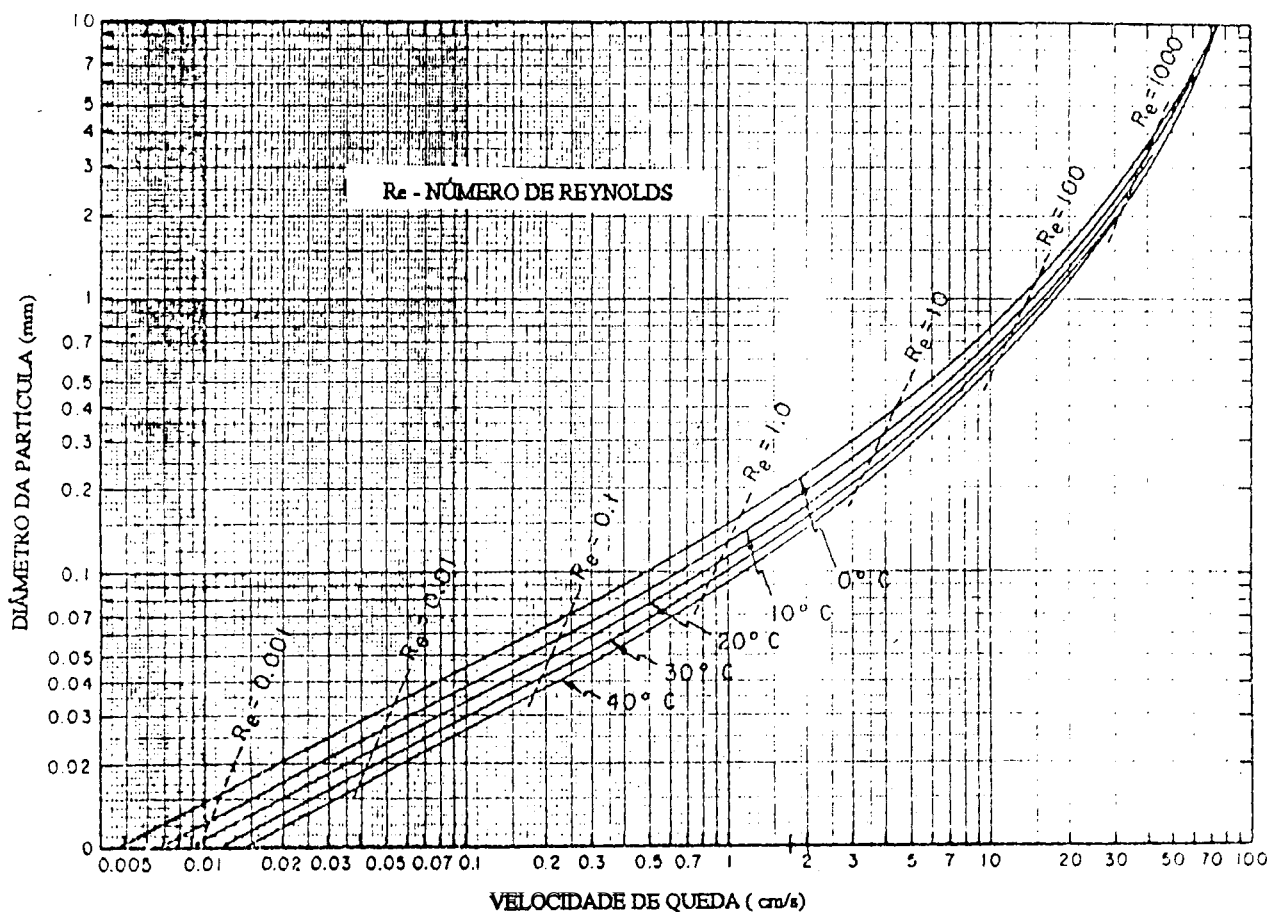


Figura 2.7 - Velocidade de Queda de Esferas de Quartzo Imersas em água em função do seu Diâmetro e Temperatura

Fonte: Shore Protection Manual (1977)



A velocidade de queda para grãos naturais de areia é menor que a de esferas equivalentes ao diâmetro intermediário porque os grãos "giram e oscilam" a medida que caem.

Relação empírica para a velocidade de sedimentação de esferas equivalentes ao diâmetro intermediário:

$$D = \frac{0,111608W^2\rho + 2[0,003114W^4\rho + g(\rho_s - \rho) \cdot (4,5W + 0,0087W^2\rho)]^{\frac{1}{2}}}{g(\rho_s - \rho)} \quad (2.42)$$

**Baba e Komar (1981)** mostra que a velocidade de queda pode ser convertida à velocidade de queda de partículas não esféricas ( $W_n$ ).

$$W_n = 0.977W^{0,913} \quad (2.43)$$

#### *Composição:*

O material litorâneo pode ser classificado pela composição. Além de quartzo o material litorâneo pode ser composto de carbonatos (conchas, corais e material algáceo) e materiais orgânicos (turfa), argilas e siltes.

#### *Densidade:*

Na tabela 2.6 apresenta a densidade de alguns materiais litorâneos:

Tabela 2.6  
Densidade de Materiais Litorâneos (adimensional):

Quartzo	2,65
Calcita	2,72
Mínerais Pesados	>2,87 (até 3,33)

### *Materiais Coesivos:*

A importância de materiais coesivos como a argila, o silte e a turfa, na zona litorânea depende das condições da onda, das contribuições de sedimentos finos proveniente de rios e outras origens.

#### **2.4.2. Transporte de Sedimentos Originado Pela Onda**

O movimento dos sedimentos na zona próxima à praia se dá pela ação das ondas e das correntes podendo ser dividido em dois tipos de transporte:

- Transporte paralelo à praia;
- Transporte perpendicular à praia.

A interação destes dois tipos de transporte resulta no movimento do sedimento provocando a erosão ou deposição de material.

O transporte de sedimentos paralelo à praia, na zona de surfe, é chamado de transporte litorâneo ou longitudinal sendo causado pela incidência oblíqua das ondas.

Existem dois mecanismos básicos de transporte litorâneo:

- a- desprendimento e transporte por arraste de material da praia na zona de lavado;
- b- transporte de material em suspensão e arraste na zona de rebentação.

A determinação do transporte litorâneo pode ser feita através de duas aproximações:

a- Pela relação direta com os parâmetros da onda, onde o método comumente utilizado é o chamado método do fluxo de energia;

b- Pela adaptação das fórmulas de transporte de sedimentos em função de tensão de cisalhamentos para condições de zona costeira.

O método para determinar o transporte de sedimentos baseado na potência da onda é chamado Método do Fluxo de Energia. Algumas das expressões mais utilizadas, resultantes de desenvolvimentos empíricos são apresentados nas tabelas 2.7, 2.8 e 2.9.

Tabela 2.7  
Equações Utilizadas como Base para a Análise e Interpretação dos Dados Medidos

Autores	Equação		Simbologia	Observações
Watts (1953)	$Q_s = 11130(P_L)^{0.9} \left( \text{jarda}^3 / \text{ano} \right)$ $P_L = \frac{1}{16} \rho g H_b^2 c_b \sin(2 \alpha_b) \left( \text{pds lbf / seg ft} \right)$	(2.44) (2.45)	$Q_s$ - Taxa volumétrica do transporte litorâneo $P_L$ - Fluxo de energia da onda ao longo da praia $P_L$ - Fluxo de energia da onda ao longo da praia devido a onda significativa $c_b$ - Celeridade da onda ( $C=L/T$ ) na zona de rebentação $\rho$ - Massa específica d'água $g$ - Aceleração da gravidade $\alpha_b$ - Ângulo entre a linha de rebentação e a linha de praia $H_b$ - Altura da onda na zona de rebentação	não levou em consideração o efeito da maré
Caldwell (1956)	$Q_s = 1081(P_L)^{0.8} \left( \text{jarda}^3 / \text{ano} \right)$	(2.46)		
Savage (1962)	$Q_s = 4110 P_L \left( \text{jarda}^3 / \text{ano} \right)$	(2.47)		combinou dados de campo e de laboratório
Inman e Bagnold (1963)	$Q_s = 3945 P_L \left( \text{jarda}^3 / \text{ano} \right)$	(2.48)		analisou os dados de Savage (1962) e excluiu os experimentos em modelo com sedimentos de baixo peso específico

continuação:

Autores	Equações		Simbologia	Observações
<b>Komar (1969)</b>	$Q_s = 7325 P_L \left( \text{jarda}^3 / \text{ano} \right)$	(2.49)	$Q_s$ - Taxa volumétrica do transporte de sedimentos $P_L$ - Fluxo de energia da onda ao longo da praia	
<b>CERC (1973)</b>	$Q_s = 7500 P_L \left( \text{jarda}^3 / \text{ano} \right)$	(2.50)		
<b>Kamphuis (1985)</b>	$Q_s = 1,28 \frac{m_b H_{sb}^{\frac{7}{2}}}{D} \text{sen} 2\alpha_{sb} \left( k_g / s \right)$	(2.51)	$(H_{sb})e(\alpha_{sb})$ - Altura significativa da onda na zona de rebentação e ângulo de incidência significativo da onda na zona de rebentação. $m_b$ - Declividade da praia definida como sendo a razão entre a profundidade na rebentação e distância da linha de praia ao ponto de rebentação. D - Diâmetro do grão	utilizou dados de campo e laboratório. A constante 1,28 está relacionada com sistema internacional de unidades e com água salgada
<b>Kamphuis (1991)</b>	$\frac{Q}{\rho H_{sb}^3} = 1,3 \cdot 10^{-3} \left( \frac{H_{sb}}{L_o} \right)^{-1,25} m_b^{0,75} \left( \frac{H_{sb}}{D_{50}} \right)^{0,25} \text{sen}^{0,6}(2\alpha_b)$ $(k_g / s)$	(2.52)	$L_o$ - Comprimento da onda em águas profundas	determinou uma expressão válida para condições de modelo e de campo

Tabela 2.8  
Equações e Comentários a respeito de Transporte de Sedimentos

Autores	Equações		Simbologia	Observações
Munch-Petersen (1938)	$Q_s = K_1 \cdot E_o \cdot \cos \alpha_o$	(2.53)	$Q'_s$ - Taxa volumétrica de transporte de sedimentos $E_o$ - Energia da onda em águas profundas $\alpha_o$ - Ângulo de incidência da onda em águas profundas $K_1$ - Coeficiente empírico	
Eaton (1950)	$Q_s = K_2 W_o \cdot e \cdot \sin \alpha_b \cdot \cos \alpha_b$	(2.54)	$W_o$ - Fluxo de energia em águas profundas $e$ - Relação de energia, transformação de energia por unidade de comprimento de onda em águas profundas em direção a zona de rebentação $\alpha_b$ - Ângulo de incidência da onda na zona de rebentação $K_2$ - Constante adimensional, provavelmente variando com a declividade da praia e o tamanho do grão e é aproximadamente igual a um.	

Continuação:

Autores	Equações		Simbologia	Observações
Saint Marc and Vicent (1954), Larras (1957), Le Méhauté e Brebner (1961)	$Q_s = K_3 H_o^2 L_o \text{sen } \alpha_o$	(2.55)	$Q_s$ - Transporte ao longo da praia $K_3$ - Adimensional em função da esbeltez da onda e características do sedimento. $H_o$ - Altura da onda em águas profundas $L_o$ - Comprimento da onda em águas profundas $\alpha_o$ - Ângulo de incidência da onda em águas profundas	
Saint Marc e Vicent (1954)				concluíram através de experimentos em modelo, que o transporte ao longo da praia pode ser expresso como uma função da esbeltez da onda em águas profundas, $H_o/L_o$ . Posteriormente observaram que o máximo transporte ocorre quando $\alpha_o$ está entre $50^\circ$ e $65^\circ$ .
Larras (1957), Le Méhauté e Brebner (1961)	$Q_s = K' f\left(\frac{H_o}{L_o}\right) H_o^2 g T \text{sen}\left(\frac{7 \alpha_b}{4}\right)$ <p>Para taxas <math>0.01 &lt; H_o/L_o &lt; 0.04</math>, usando resultados de Saint-Marc e Vicent (1954), <math>f(H_o/L_o)</math> aproxima-se de :</p> $f\left(\frac{H_o}{L_o}\right) = \frac{1}{\frac{H_o}{L_o}}$	(2.56)          (2.57)	$K'$ - Adimensional em função das características do sedimento $g$ - Aceleração da gravidade $T$ - Período da onda $f(H_o/L_o)$ - Função da esbeltez da onda	

Continuação:

Autores	Equações		Simbologia	Observações
<b>Bagnold (1963)</b>	$I_a = K_p P_2 \frac{v_a}{u_o}$	(2.58)	$I_a$ - Taxa do transporte de sedimentos imerso $K_p$ - constante adimensional $P_2$ - Energia proveniente do movimento da onda $v_a$ - Corrente unidirecional $u_o$ - velocidade orbital da onda próxima ao fundo	
<b>Innam e Bagnold (1963)</b>	<p><math>I_l = \gamma_s (1-p) Q'_s</math></p> <p>Pode ser relacionado diretamente pela energia da onda:</p> $I_l = K_p P_L$	(2.59)  (2.60)	$I_l$ - Taxa do transporte de sedimentos imerso ao longo da praia $\gamma_s$ - Peso específico dos grãos dentro d'água $p$ - Porosidade da areia da praia ( 0.4 para areia quartzosa) $Q'_s$ - Taxa volumétrica do transporte $K_p$ - Constante adimensional $P_L$ - Fluxo de energia ao longo da praia	
<b>Castanho (1966)</b>	<p>A soma entre transporte de material de fundo e em suspensão pode ser expressa pela seguinte equação:</p> $Q'_s = \frac{s}{\gamma_s (1-p) \tan \theta} P_{lt}$ $P_{lt} = 2,23 \rho g \frac{H_b^3}{T} \text{sen } \alpha_b \text{ cos } \alpha_b$ $s = \frac{c \text{ sen } \alpha_b}{178,4}$ $A = \frac{m(H_b / L_b)}{c_f \tan \alpha_b}$ $3,44 A = \frac{\epsilon}{107 - \epsilon}$	(2.61)  (2.62)  (2.63)  (2.64)  (2.65)	$c_f$ - Rugosidade do fundo $m$ - Declividade da praia $\rho$ - Massa específica d'água $P_{lt}$ - Fluxo de energia da onda $s$ - Razão entre a energia dissipada e a energia disponível do material transportado  $\epsilon$ - Razão adimensional entre velocidades.	propôs uma fórmula para o transporte litorâneo baseado nas velocidades da corrente e da onda. Este método relaciona o transporte ao longo da praia com o fluxo de energia da onda e inclui a influência da esbeltez, declividade da praia e rugosidade do fundo.

Continuação:

Autores	Equações		Simbologia	Observações
Komar e Innam (1970)	$I_l = 0,28 n_b c_b E_b \cos \alpha_b \frac{v_l}{u_o}$ $I_l = 0,77 P_{lr}$	(2.66) (2.67)	$I_l$ - Taxa do transporte de sedimentos imerso ao longo da praia $n_b$ - Coeficiente do fluxo de energia na zona de rebentação $c_b$ - Celeridade da onda ( $c=L/T$ ) na zona de rebentação $P_{lr}$ - Fator de fluxo de energia da onda utilizando a onda regular $v_l$ - Valor máximo da velocidade da corrente ao longo da praia $u_o$ - Velocidade orbital da onda próxima ao fundo $E_b$ - Densidade da energia da onda na zona de rebentação	partiu de dados de campo
Bijker e Svasek (1969)				sugeriram que a fórmula do CERC pode fornecer a distribuição do transporte ao longo da praia para ondas irregulares, em função da profundidade dentro da zona surfe.



Continuação:

Autores	Equações		Simbologia	Observações
Dean (1973)	$Q_s = G \cdot P_L$ $G = \frac{34,3 \cdot 10^3}{\sqrt{2}} \frac{m \cdot H_b \cdot \cos \alpha_b}{C_f \cdot \sqrt{g \cdot d_b} \cdot (\rho_s - \rho)} \cdot \frac{e_s}{W_s (1 - p)}$	(2.68) (2.69)	$e_s$ - constante representando uma fração do fluxo de energia da onda consumido pela queda dos grãos de areia $C_f$ - Fator de atrito na zona de rebentação $W_s$ - Velocidade de queda dos grãos de areia $\rho_s$ - Massa específica do material	o modelo estabelecido por Dean (1973) é similar ao modelo de Inman e Bagnold (1963), incluindo a influência do tamanho do grão através da velocidade de queda $W_s$ . Comparando com a equação CERC, Dean (1973) estima $e_s = 0,002$ , usando valores de $C_f = 0,01$ e $W_s = 0,023 \text{ m/s}$ (correspondendo ao diâmetro de 0.2mm a 20 ° C).

Continuação:

Autores	Equações		Simbologia	Observações
<b>Longuet-Higgins (1972)</b>	$I_{11} = K_p F_h C$ $F_h = \frac{1}{4} B_b \sin \alpha_b$ $c = c_b = \sqrt{g d_b}$	(2.70) (2.71) (2.72)	$I_{11}$ - Taxa total de transporte de material imerso na zona surfe $K_p$ - Constante adimensional determinada por Komar e Inman (1970), $K_p = 0.77$ $F_h$ - Impulsão lateral da onda $c$ - Celeridade da onda em águas rasas, calculada pela teoria das ondas de pequena amplitude	nos experimentos de campo conduzidos pelo CERC, a média de valores encontrado para o coeficiente $K_p$ (equação 2.60) foi de 0,87 com desvio padrão de 0.4. Komar (1977) examina a variação de $K_p$ . Quando os dados de laboratório e de campo são considerados em conjunto, Das (1972) obtém um valor de $K_p = 0,35$ , menos que a metade do valor $K_p = 0,77$ sugerido por Komar e Inman (1970). Concluiu-se, então, que existem falhas nas condições de laboratório empregadas para simular o transporte de sedimentos em condições de campo. O valor de $K_p = 0,35$ foi usado em aplicações da equação (2.60) para praias de pequena escala, (Willis e Price, 1975; Ozasa e Bramptom 1980).



Continuação:

Autores	Equações		Simbologia	Observações
Vicent (1972)	propôs para $K_p$ a seguinte expressão:  $K_p = \frac{I_l}{P_{ls}} = f \left( \frac{H_o}{L_o}, \frac{H_o}{D \left( \frac{\gamma_s}{\gamma_{sa}} \right)}, \frac{\rho_s}{\rho} \right)$	(2.78)	$\gamma_{sa}$ - Peso específico do material submerso $\gamma_s$ - Peso específico da água	após análise dimensional e testes com materiais leves obtendo taxas de transporte de sedimentos maiores do que aquelas obtidas em testes com o uso de areia, concluiu que o parâmetro $\frac{H_o}{D \left( \frac{\gamma_s}{\gamma_{sa}} \right)}$ é importante para explicar o fenômeno do transporte litorâneo
Swart (1974)				Os experimentos confirmaram que em condições tridimensionais, a taxa de transporte onshore-offshore são maiores que os resultados obtidos em um canal.

Continuação:

Autores	Equações		Simbologia	Observações
Vitale (1981)				os resultados dos testes realizados por quando comparados com a fórmula CERC, se colocaram abaixo dos resultados obtidos pela equação 2.46.
Sayao (1982)	<p>a) A taxa de transporte de sedimentos para areias finas e médias podem ser expressas por:</p> $\frac{\bar{Q}_r}{\rho \cdot H_b^2 \left(\frac{H_b}{T}\right) \frac{1}{2} \cdot \text{sen} 2 \cdot \alpha_b} = K \cdot \frac{m}{\sqrt{\frac{H_b}{L_0}}} \quad (2.79)$ <p>b) A declividade da praia usada para calcular a taxa de transporte litorâneo em modelos de fundo móvel pode ser relacionada com o tamanho do grão através das expressões</p> $m \cong \sqrt{\frac{D_{50}}{H_b}} \quad (2.80)$ $m = 1.5 \left(\frac{H_b}{D_{50}}\right)^{-0.5} \quad (2.81)$		onde $K \cong 1$ para estudos em modelos.	utilizou em seus testes material de grãos menores que $D_{50} = 0,18\text{mm}$

### 3. METODOLOGIA

Para obtenção de dados do transporte sedimentar na zona de rebentação (transporte longitudinal), foram realizados diversos testes em laboratório, conforme metodologia descrita a seguir.

Para entender o desenvolvimento dos ensaios é necessário descrever as características do modelo físico e a metodologia empregada para o levantamento dos parâmetros que caracterizam:

a- a *onda*: período da onda ( $T$ ), altura da onda na rebentação ( $H_b$ ), altura da onda próxima ao gerador de ondas ( $H$ ) e direção de aproximação.

b- o *fluido*: temperatura;

c- a *geometria da praia*: declividade da praia ( $m$ ), profundidade na zona de rebentação ( $d_b$ );

d- o *sedimento*: transporte de sedimentos ( $Q_s$ ) e o diâmetro do grão ( $D$ );

e- a *corrente longitudinal*: velocidade ( $V$ )

#### 3.1. Características das Instalações

Os ensaios foram realizados em uma bacia de ondas, localizada no laboratório de hidráulica do Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH /UFRGS).

As instalações (figura 3.1) são constituídas por:

1. *Gerador de Ondas* constituído por: 10 (dez) pás de 2,00 m x 0,50m, 1 (um) variador (que possibilita o ajuste do período da onda), excêntrico em cada pá (que possibilita o ajuste da altura da onda), 1 (um) motor de 10 HP e 1 (um) redutor ( que reduz a rotação do motor).

2. *Fundo Fixo*, onde é recolhido o material transportado

3. *Fundo Móvel* constituído por areia fina, diâmetro médio de 0.177 mm (curva granulométrica - figura 3.2).

4. *Passarela Móvel* que permite realizar as medições e observações.

### 3.2. Metodologia Adotada

Foi colocado uma malha de cordões em intervalos de um metro, para facilitar a observação da velocidade da corrente longitudinal e o posicionamento da rebentação.

O ângulo formado entre a linha de praia e o eixo das pás foi mantido constante em seis graus.

As condições iniciais para cada ensaio, foram sempre as mesmas e o fundo móvel foi nivelado a cada ensaio, com sete perfis distribuídos ao longo de 20 metros.

Ao todo foram realizados quinze ensaios com duração de 1,5 a 2 horas.

#### 3.2.1. Descrição dos Ensaios

Todos os testes foram feitos seguindo um procedimento padrão, conforme descrição a seguir:

1. Ajuste da altura e período da onda, segundo a programação inicial. (tabela 3.1).
2. Construção do fundo móvel, com o auxílio de sete (7) perfis de madeira, distribuídos com espaçamento de um metro ao longo da zona estudada.

A partir do excêntrico e da posição do variador adotados, é colocado o gerador de ondas a funcionar durante uma hora antes de iniciar o ensaio propriamente dito, com o objetivo de equilibrar o fundo móvel, ou seja enrugamento do fundo fixo.

Durante o ensaio são realizadas as medições dos parâmetros, na seguinte sequência: período da onda, temperatura d' água, altura da onda na rebentação, profundidade na rebentação, altura da onda à uma profundidade de 29,5 cm e a velocidade da corrente.

Posteriormente, o modelo é esvaziado e realizada a medição do transporte sólido retido no fundo fixo. Após o esvaziamento do modelo é determinado o levantamento batimétrico e a declividade da praia. Finalmente é nivelado o fundo móvel para reiniciar o próximo ensaio. É repetido cada ensaio no mínimo três vezes para confirmação dos dados medidos.

### 3.2.2. Descrição da Medição

#### **Parâmetros que Caracterizam as ondas:**

*Período de onda (T):*

Obtido com ajuda de um cronômetro.

*Altura da onda na rebentação ( $H_b$ ):*

A altura da onda na rebentação é medida através de uma régua de plástico comum, pintada de cor branca para dar um maior contraste no momento da leitura.

Observa-se em cada ensaio onde ocorre a rebentação, após enterra-se a régua no fundo móvel do modelo nesta zona. Faz-se a leitura da crista e do cavado.

Antes de escolher este recurso da régua, tentou-se medir com o ondógrafo, aparelho que registra a amplitude da onda através da mensagem enviada por uma sonda colocada dentro da água na posição desejada. Este procedimento mostrou-se inviável, pois a sonda colocada na posição de rebentação encostava no fundo do modelo devido a pequena profundidade nesta zona.

*Altura da onda (H):*

Medida sobre o fundo fixo, em local com 29,5 cm de profundidade com um ondógrafo de registro gráfico.

#### **Parâmetros que Caracterizam o Fluido:**



### *Temperatura d'Água*

Medida através de termômetro. Permanecendo, aproximadamente, constante e em torno de 20°C em todos os ensaios.

### **Parâmetros que Caracterizam a Geometria da Praia:**

#### *Profundidade na zona de rebentação ( $d_b$ ):*

Utilizando a régua na mesma posição colocada para medir a altura da onda na rebentação, é medida a distância do fundo ao nível médio.

#### *Profundidade ( $d$ ):*

A profundidade fixa de 29.5cm próxima ao gerador foi imposta e utilizada em todos os ensaios. Escolheu-se esta posição de 29,5 cm porque é uma profundidade próxima a geração da onda, mostrando-se bem definida e afastada da zona de rebentação, permitindo assim, uma medição mais precisa através do ondógrafo.

#### *Declividade da praia ( $m$ ):*

Medida através de levantamento topográfico. Esta declividade obteve uma variação não significativa no decorrer dos ensaios, aproximadamente em torno de 0.0588.

### **Parâmetros que Caracterizam o Sedimento:**

#### *Transporte de Sedimentos ( $Q_s$ )*

O material transportado e depositado no fundo fixo foi cubado ao término de cada ensaio. Para tanto foi utilizado uma caixa de madeira com volume interno conhecido de (5600  $cm^3$ ). Do material recolhido retirava-se uma amostra a qual era submetida à processos de cubagem, pesagem, secagem em estufa e nova pesagem, possibilitando determinar o peso seco da amostra original.

As durações de cada ensaio ficaram compreendidas entre 1,5 a 2 horas. A tabela 3.2 apresenta uma síntese dos ensaios executados.

#### *Diâmetro do Grão (D)*

Determinado através de análise granulométrica (ver figura 3.2). Diâmetro médio: 0.177 mm.

#### **Parâmetros que Caracterizam a Corrente Longitudinal:**

##### *Velocidade da Corrente (V)*

A velocidade da corrente paralela à praia na zona de rebentação é medida através de traçadores colocados na superfície da água. Verifica-se a distância (com ajuda da malha de cordões colocados em intervalos de um metro) que o traçador percorre em um intervalo de tempo.

##### **Levantamento Batimétrico:**

Através de levantamento em sete perfis (ver figura 3.1) com ajuda de um nível, mira e trena, é determinado o perfil do fundo.

A seguir mostraremos o roteiro utilizado para a execução dos ensaios, conseqüentemente obtenção dos dados em laboratório.

### Roteiro Para a Execução dos Ensaios

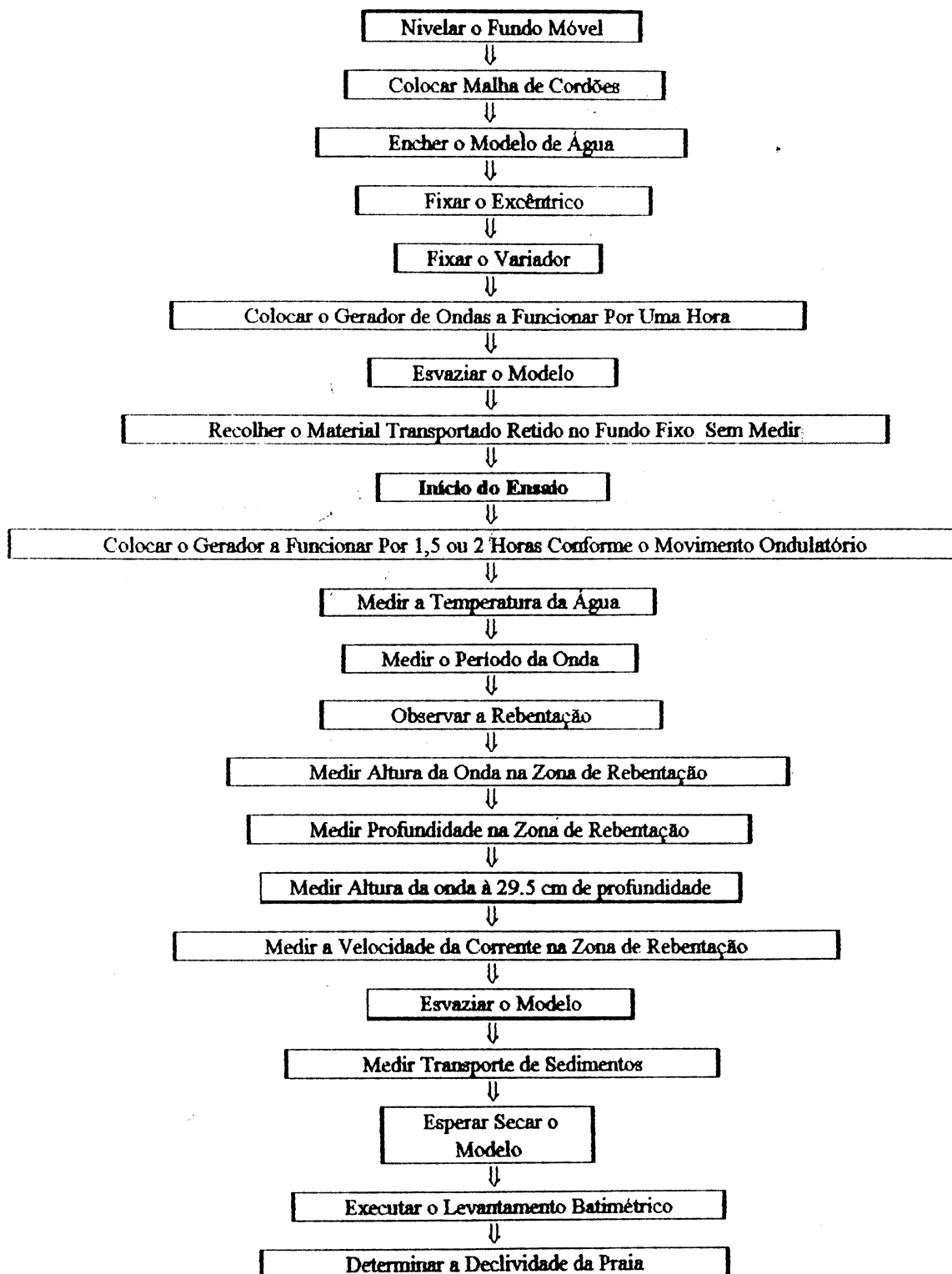


Figura 3.1: Fluxograma para a Execução dos Ensaios

### 3.2.3. Programação dos Ensaios

Foram fixados quatro diferentes valores do excêntrico e para cada valor do excêntrico foi adotada cinco posições do variador, conforme tabela 3.1. Cada teste foi repetido pelo menos três vezes.

Tabela 3.1  
Programa de Ensaio

Nº DO ENSAIO	POSIÇÃO DO EXCÊNTRICO	POSIÇÃO DO VARIADOR
1	3.0	5.8
2	3.0	6.3
3	3.0	7.0
4	3.0	7.7
5	3.0	8.5
6	5.0	6.3
7	5.0	7.0
8	5.0	7.7
9	5.0	8.5
10	7.0	5.8
11	7.1	7.0
12	7.0	7.7
13	9.0	5.8
14	9.0	6.3
15	9.0	7.0

### 3.3. Resultados Obtidos

A tabela 3.2 mostra resultados obtidos durante os ensaios.

Tabela 3.2  
Parâmetros Medidos no Laboratório

ENSAIO	T(s)	$H_b$ (cm)	$d_b$ (cm)	$H_{ond}$ (cm)	V (cm)	$Q_s$ ( $cm^3 / s$ )
1	1.24	2.00	3.00	0.78	234	0.296
2	1.13	1.70	3.15	1.013	2.95	0.281
3	1.00	3.00	3.30	1.44	3.32	0.630
4	0.86	2.00	2.70	1.91	4.09	0.342
5	0.70	2.00	3.30	2.55	4.09	0.370
6	1.13	1.80	3.40	1.80	3.85	0.410
7	1.00	3.00	3.75	2.55	5.65	0.920
8	0.86	3.20	3.65	3.42	6.80	0.760
9	0.70	3.50	5.00	4.44	8.15	2.210
10	1.24	4.00	5.50	2.30	4.67	1.636
11	1.00	5.20	6.90	3.36	6.39	2.490
12	0.86	5.20	8.40	4.43	7.71	3.490
13	1.24	5.00	5.50	3.12	6.75	1.710
14	1.13	4.70	6.65	4.43	8.45	3.110
15	1.00	5.50	7.00	5.12	9.626	5.090

onde:

T(s)- Período da onda.

$H_b$  (cm)- Altura da onda na rebentação medida.

$d_b$  (cm)- Profundidade na rebentação medida através da régua.

$H_{ond}$  (cm)- Altura da onda na profundidade de 29.5cm, medido através do ondógrafo.

V(cm/s)- Velocidade da corrente paralela a praia.

$Q_s$  ( $cm^3 / s$ )- Transporte de sedimentos.

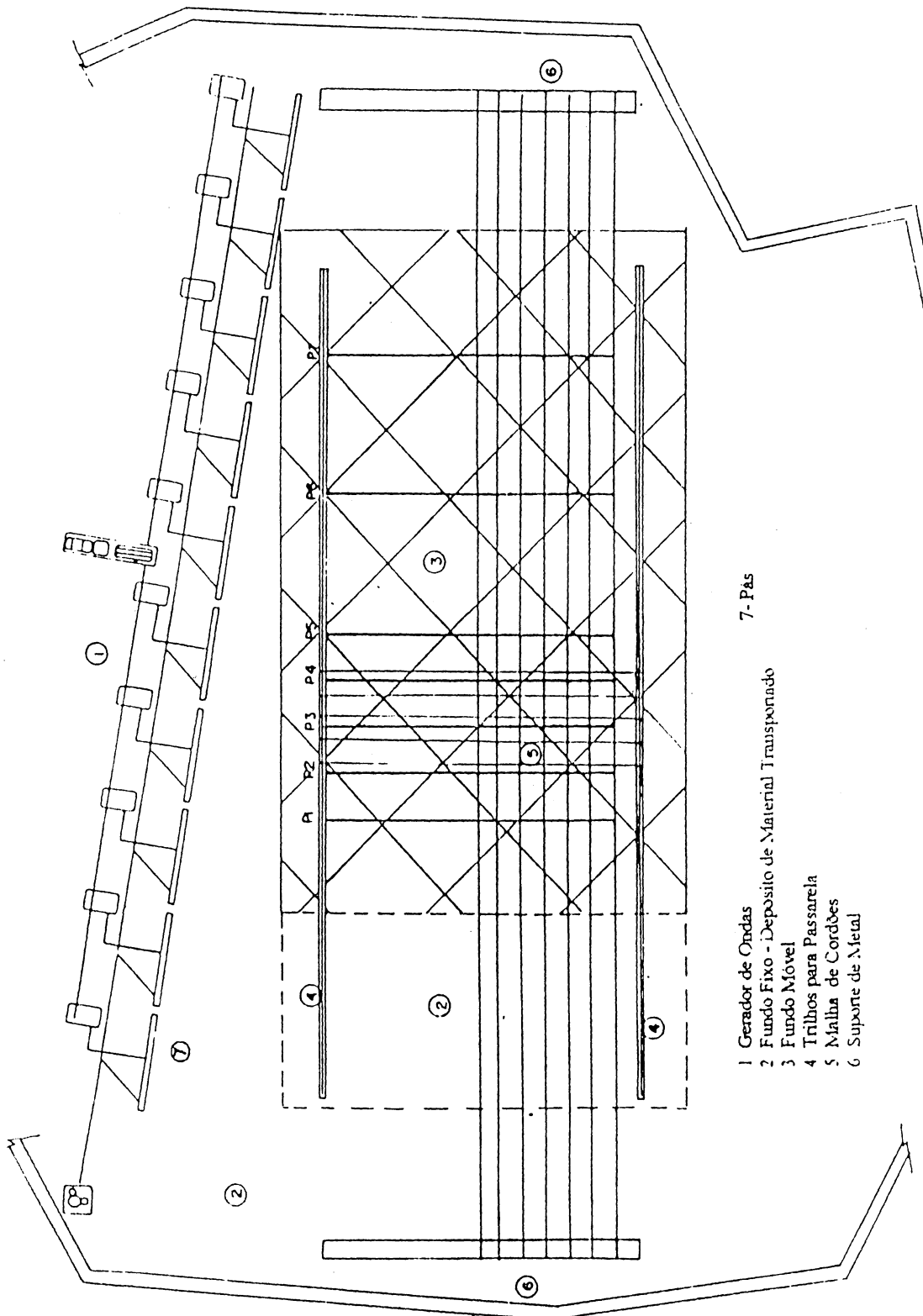


Figura 3.2: Vista Superior das Instalações (esquema)

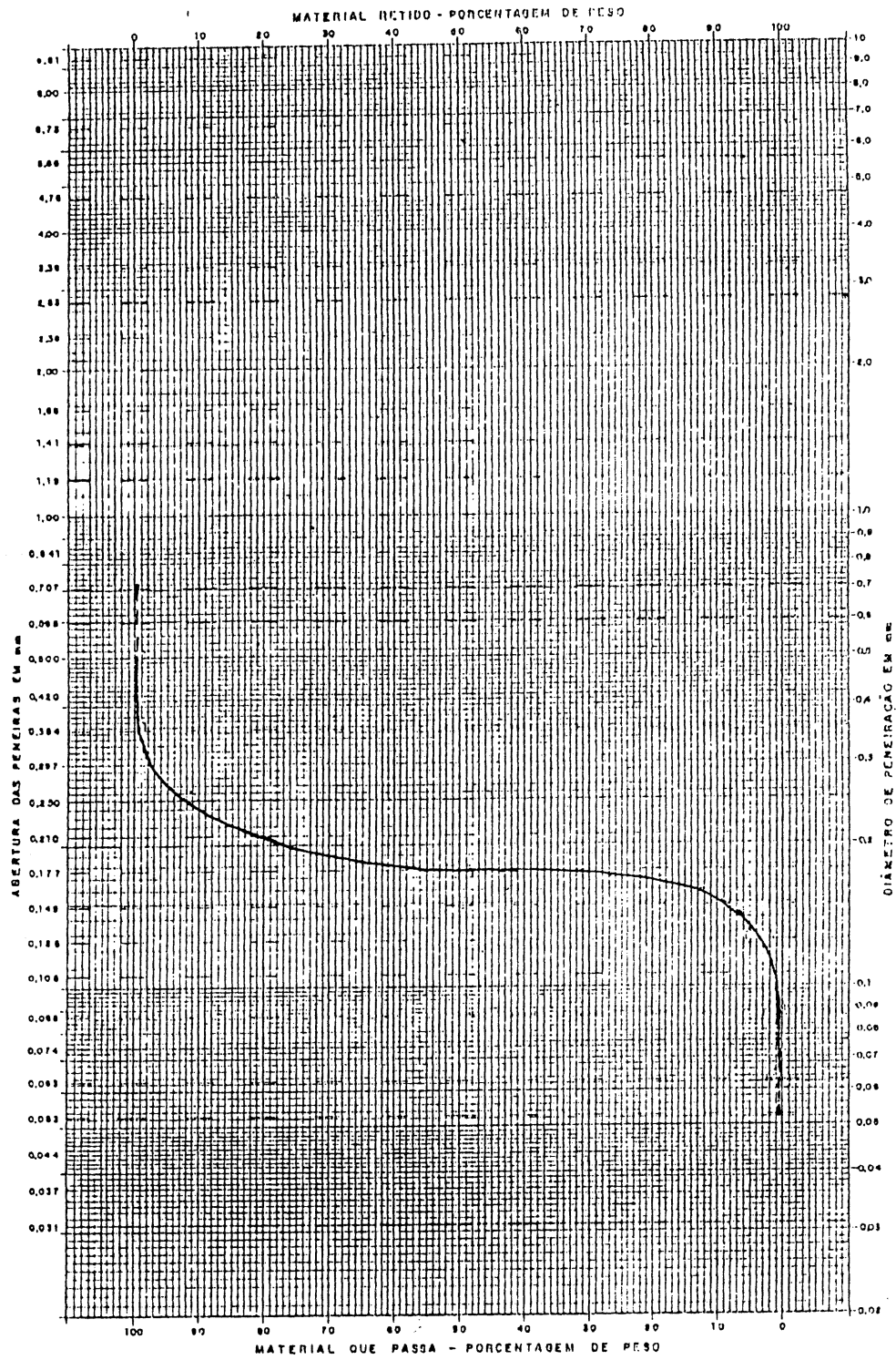


Figura 3.3. Curva Granulométrica

#### 4. ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

A análise de consistência dos dados é feita qualitativamente por meio de teste de hipótese a partir da diferença de média com um intervalo de confiança de 95% e comportamento gráfico no decorrer dos quinze ensaios, sempre comparando as equações ajustadas de transporte de sedimentos e velocidade de corrente, para a situação definida no modelo físico, com modelos ajustados por diferentes autores (ver capítulo 2), mostrando assim a consistência dos dados obtidos.

##### 4.1. Ajuste da Equação de Transporte de Sedimentos

Para analisarmos os dados medidos ajustamos uma equação de transporte de sedimentos do tipo  $Q_s = K.E^n$ , por determinar o transporte de sedimentos fundamentado na energia da onda servindo como base para a consistência dos dados obtidos.

Utilizando a equação 4.1, determinou-se valores para K e n, ajustados para os resultados de transporte de sedimentos obtidos no laboratório.

$$Q_s = K.E^n \quad (4.1)$$

$$E = \frac{1}{16} \cdot \rho \cdot g \cdot H_b^2 \cdot \frac{L_b}{T} \cdot \text{sen } 2\alpha_b \quad (4.2)$$

onde:

$Q_s$ - Transporte de Sedimentos ( $m^3 / s$ )

E- Energia da onda (W/m)

A equação ajustada com um coeficiente de determinação de 95,11% é a seguinte:

$$Q_s = 1,7567 \cdot 10^{-5} \cdot E^{0,825} \quad (4.3)$$



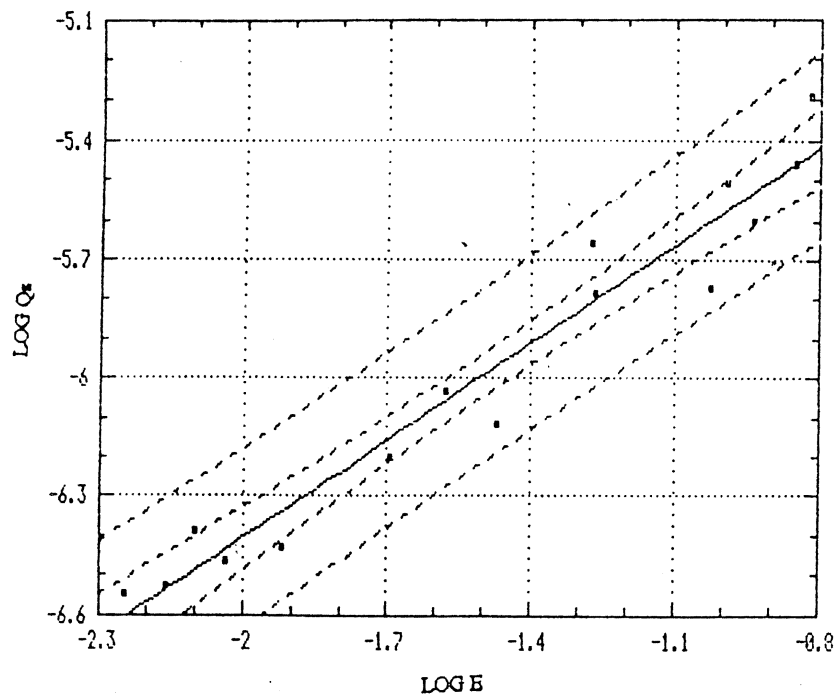


Figura 4.1: Relação entre a potência da onda e o transporte de sedimentos

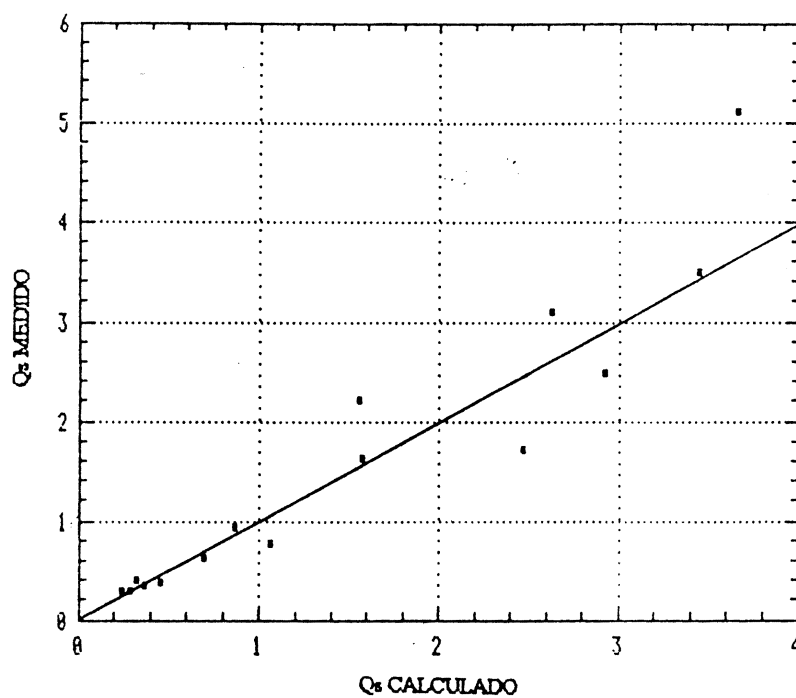


Figura 4.2: Relação do transporte de sedimentos medido x transporte de sedimentos resultado da equação ajustada 4.2

A figura 4.1 mostra a reta que representa a equação 4.3. Na figura 4.2 se observa o comportamento do transporte de sedimentos calculado com a equação 4.3 em relação ao transporte medido (tabela 4.2).

O transporte de sedimentos é calculado para os quinze ensaios através da equação 4.3, verificando-se estatisticamente que a hipótese não foi rejeitada, obtendo-se uma diferença de média de 0,08 em relação ao valor de transporte de sedimentos medido.

Tabela 4.2  
Resultado da Equação Ajustada (eq. 4.3) x Valores Medidos.  
(Unidades ( $cm^3/s$ ))

ENS	1	2	3	4	5
QCalculado	0,288	0,244	0,694	0,365	0,453
QMedida	0,296	0,281	0,63	0,342	0,37

ENS	6	7	8	9	10
QCalculado	0,323	0,866	1,062	1,547	1,568
QMedida	0,41	0,92	0,76	2,21	1,636

ENS	11	12	13	14	15
QCalculado	2,924	3,449	2,471	2,623	3,663
QMedida	2,49	3,49	1,71	3,11	5,09

Comparando os valores calculados através da equação ajustada e os valores medidos de transporte de sedimentos com modelos de vários autores (tabela 4.3) se verifica o comportamento do transporte de sedimentos no modelo físico.

Tabela 4.3  
 Comparação de Valores de Transporte de Sedimentos Calculados por Diferentes Modelos.  
 (Unidades ( $cm^3 / s$ ))

ENS	CERC eq. 2.50	Watts eq. 2.44	Komar eq. 2.49	Caldwell eq. 2.46	Savage eq. 2.47	In.eBag. eq. 2.48	Kamp85 eq.2.51	Kamp91 eq. 2.52
1	0,283	0,802	0,276	1,486	0,155	0,149	0,0137	0,131
2	0,231	0,667	0,225	1,262	0,127	0,121	0,0085	0,087
3	0,821	2,091	0,802	3,484	0,450	0,432	0,0708	0,244
4	0,377	1,037	0,368	1,868	0,206	0,198	0,0194	0,093
5	0,490	1,314	0,479	2,306	0,269	0,258	0,0233	0,076
6	0,325	0,908	0,318	1,660	0,178	0,171	0,0127	0,110
7	1,073	2,661	1,048	4,317	0,588	0,565	0,0863	0,275
8	1,376	3,327	1,344	5,265	0,754	0,724	0,124	0,270
9	2,170	5,014	2,120	7,582	1,189	1,142	0,202	0,264
10	2,206	5,088	2,154	7,680	1,209	1,160	0,224	0,654
11	4,695	10,041	4,585	14,055	2,573	2,469	0,651	0,875
12	5,735	12,022	5,601	16,495	3,143	3,016	0,741	0,754
13	3,829	8,357	3,739	11,939	2,098	2,014	0,544	1,090
14	4,116	8,921	4,020	12,652	2,256	2,165	0,497	0,903
15	6,170	12,840	6,026	17,489	3,381	3,245	0,919	1,070

Nas figuras 4.3 e 4.4, o comportamento gráfico da equação ajustada é semelhante as outras duas equações de CERC (fig.4.3) e Komar (fig. 4.4), com uma defasagem à medida que o transporte fica maior (a partir do ensaio 12). No teste de hipótese, a hipótese não é rejeitada, com uma diferença de média aproximadamente de 0,70.

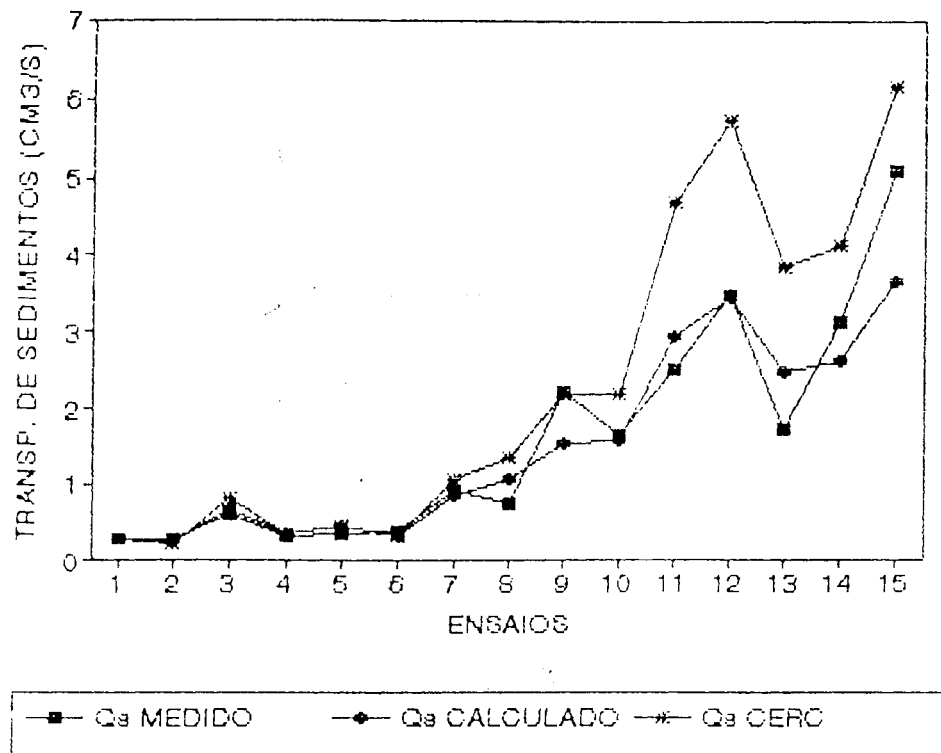


Figura 4.3: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 4.3 e calculado através do modelo CERC (1973), eq. 2.50

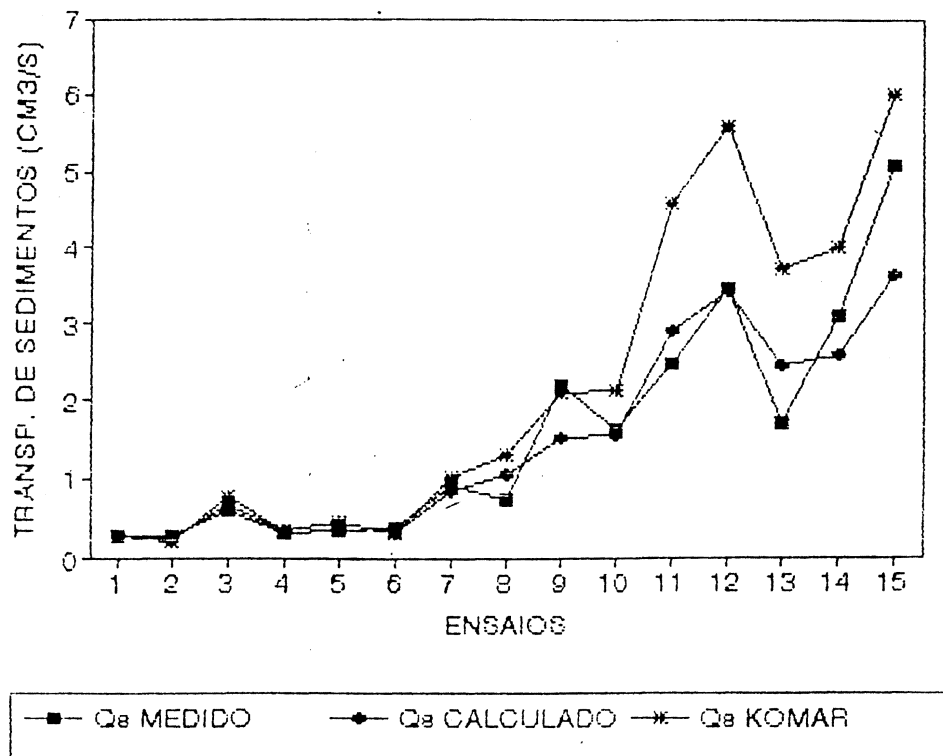


Figura 4.4: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 4.3 e calculado através do Modelo de Komar (1969), eq. 2.49

Nas figuras 4.5 e 4.6 a defasagem entre os resultados da equação ajustada e as equações propostas de Watts (fig. 4.5) e Caldwell (fig.4.6) é uma constante no decorrer de todos os ensaios, sendo mais evidente a partir do ensaio 7, onde o transporte de sedimentos se torna mais significativo. No teste de hipóteses, há rejeição da hipótese, com uma diferença de média em torno de 4,0. Mas é importante observar que o comportamento gráfico, ou seja a evolução do gráfico é semelhante ao do transporte de sedimentos ajustado no decorrer dos ensaios.

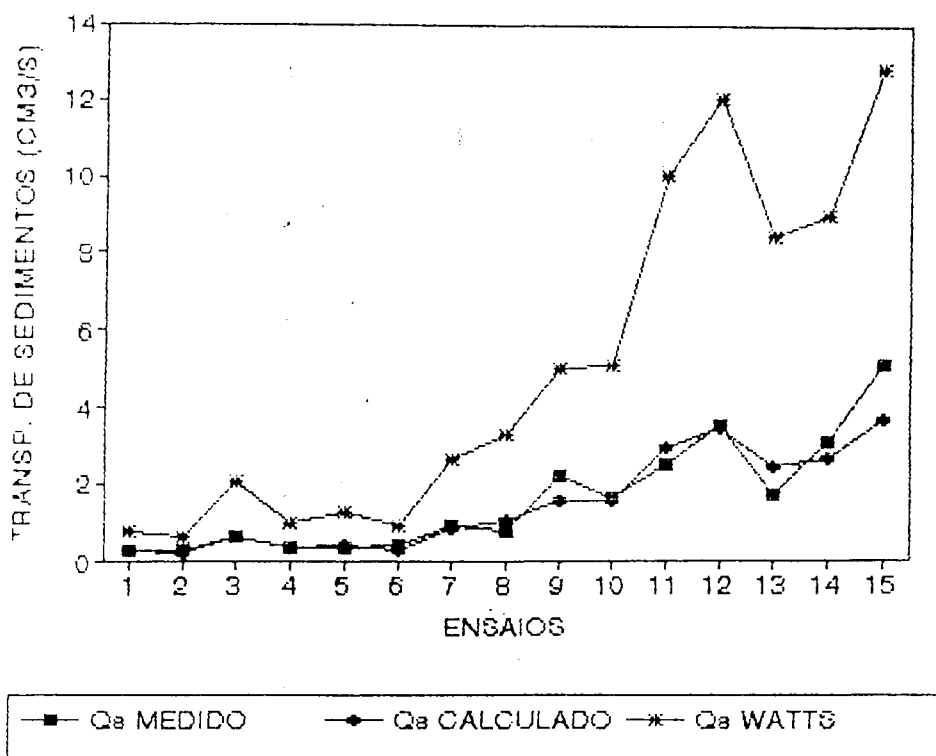


Figura 4.5: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 4.3 e calculado através do modelo de Watts (1953), eq. 2.44

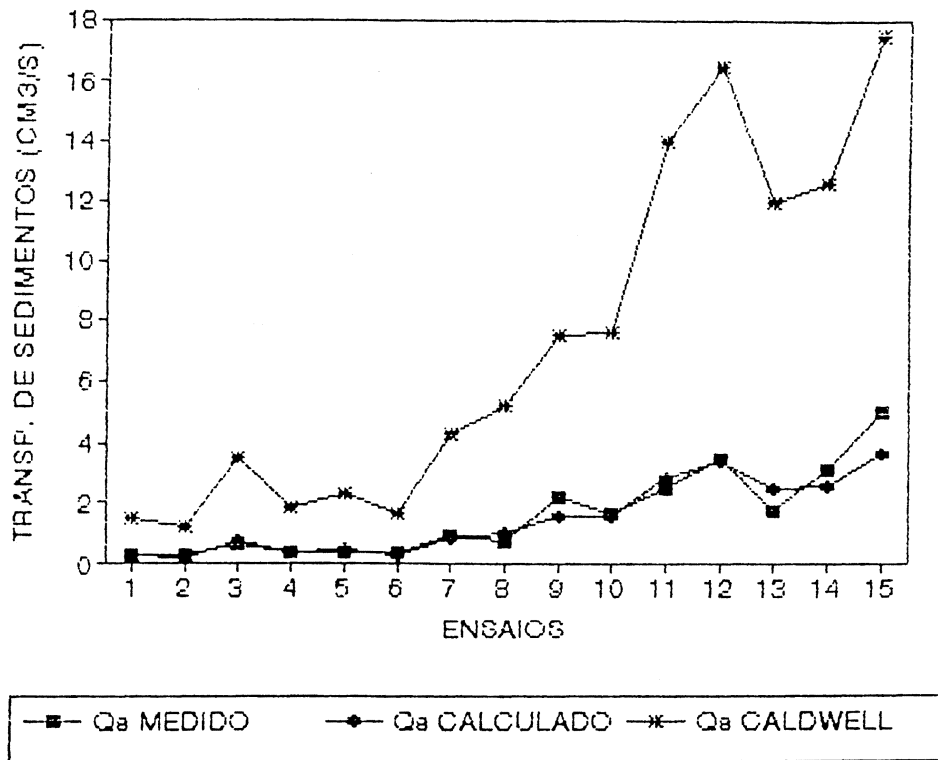


Figura 4.6: Gráfico do transporte de sedimentos, medido, calculado pela eq. 4.3 e calculado através do modelo de Calwell (1956), eq. 2.46

Nas figuras 4.7 e 4.8, verifica-se que os modelos de Savage (fig. 4.7) e Bagnold (fig.4.8) são aqueles, para os quais, o comportamento é o mais semelhante aos valores do transporte ajustados neste trabalho. As hipóteses são accitadas com uma diferença de média de 0,30. Portanto, estes dois modelos se ajustam bem à situação definida no modelo físico.

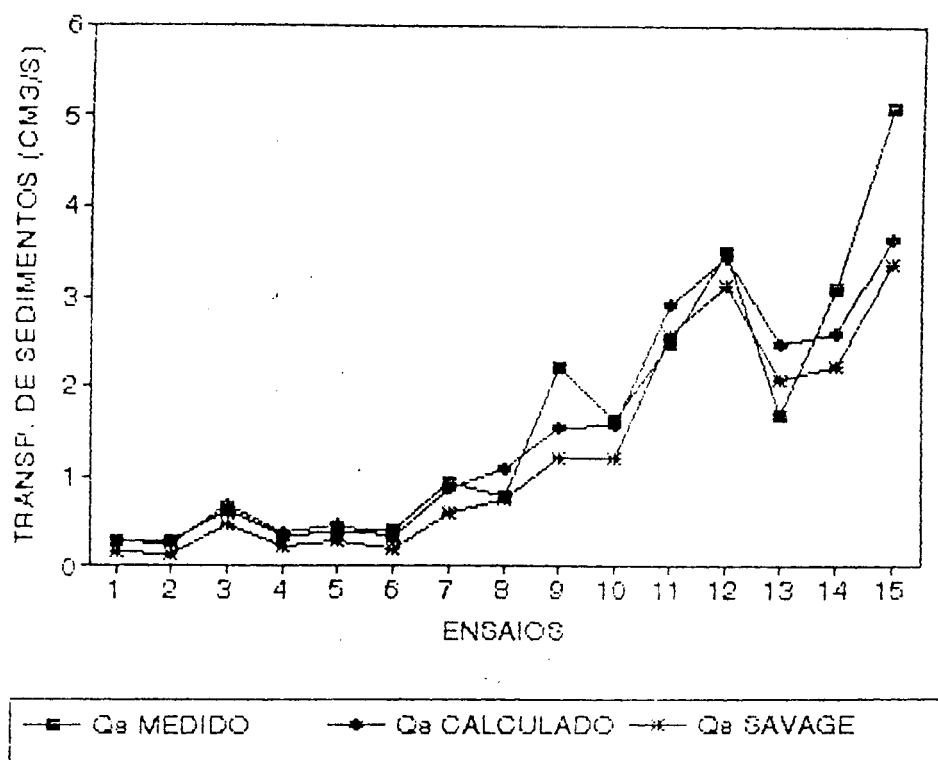


Figura 4.7: Gráfico do transporte de sedimentos, medido, calculado pela eq. 4.3 e calculado através do modelo de Savage (1962), eq. 2.47



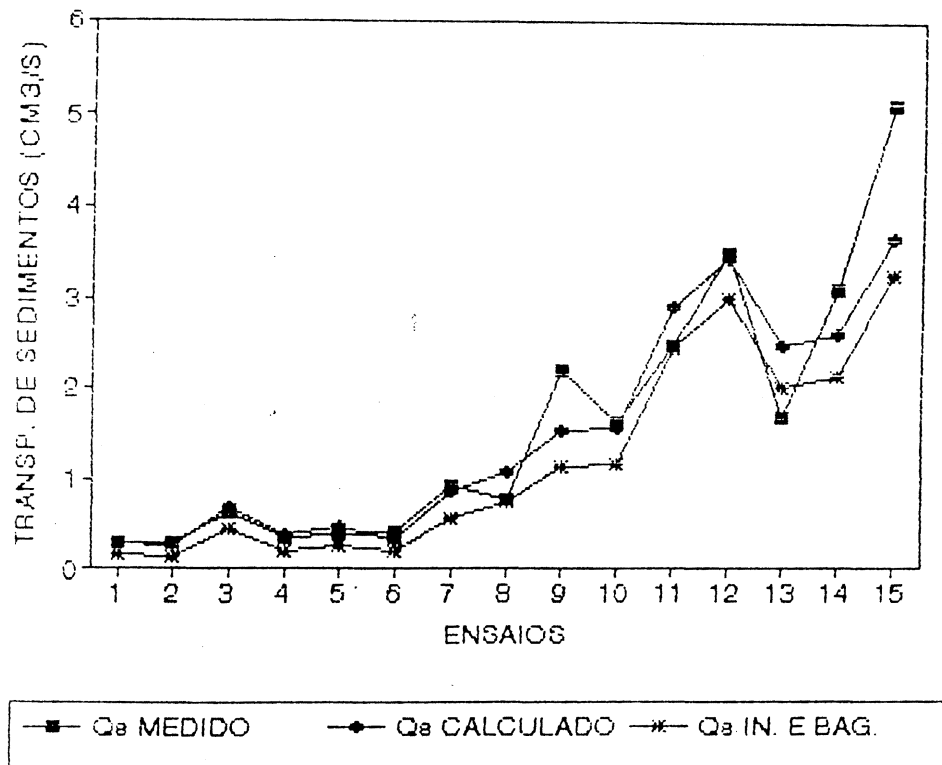


Figura 4.8: Gráfico do transporte de sedimentos, medido, calculado pela eq. 4.3 e calculado através do modelo de Inman e Bagnold (1963), eq. 2.48

As figuras 4.9 e 4.10 mostram que as equações de Kamphuis subestimam os valores de transporte sólido em relação aos valores de transporte ajustado, não representando, portanto, a situação encontrada no modelo físico. É rejeitada a hipótese com uma diferença de média de 1,25 aproximadamente.

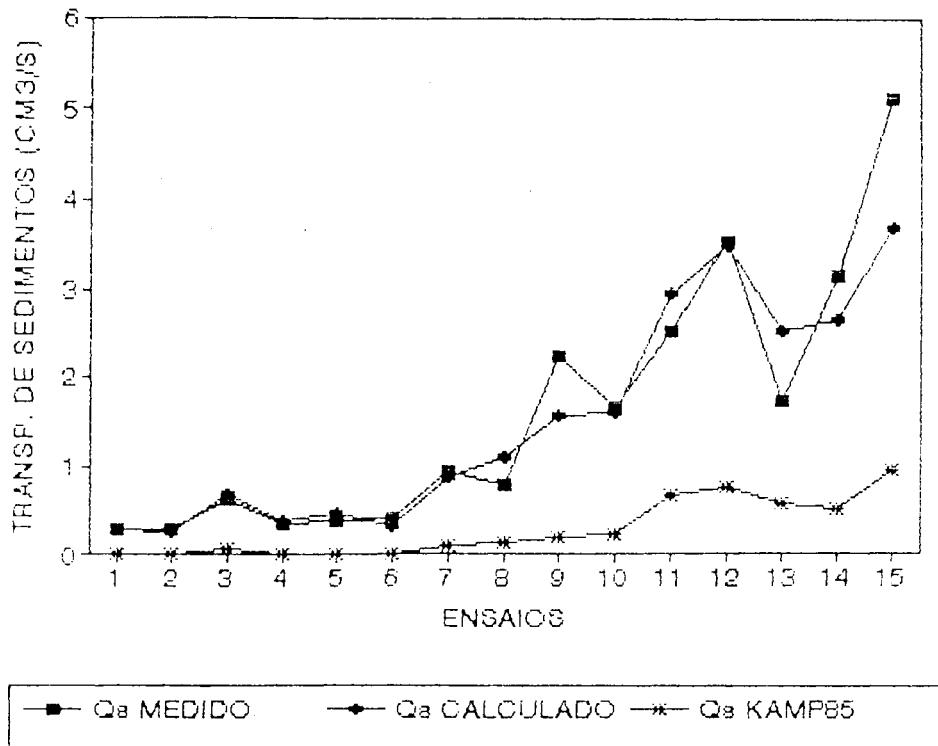


Figura 4.9: Gráfico do transporte de sedimentos, medido, calculado pela eq. 4.3 e calculado através do modelo de Kamphuis (1985), eq. 2.51

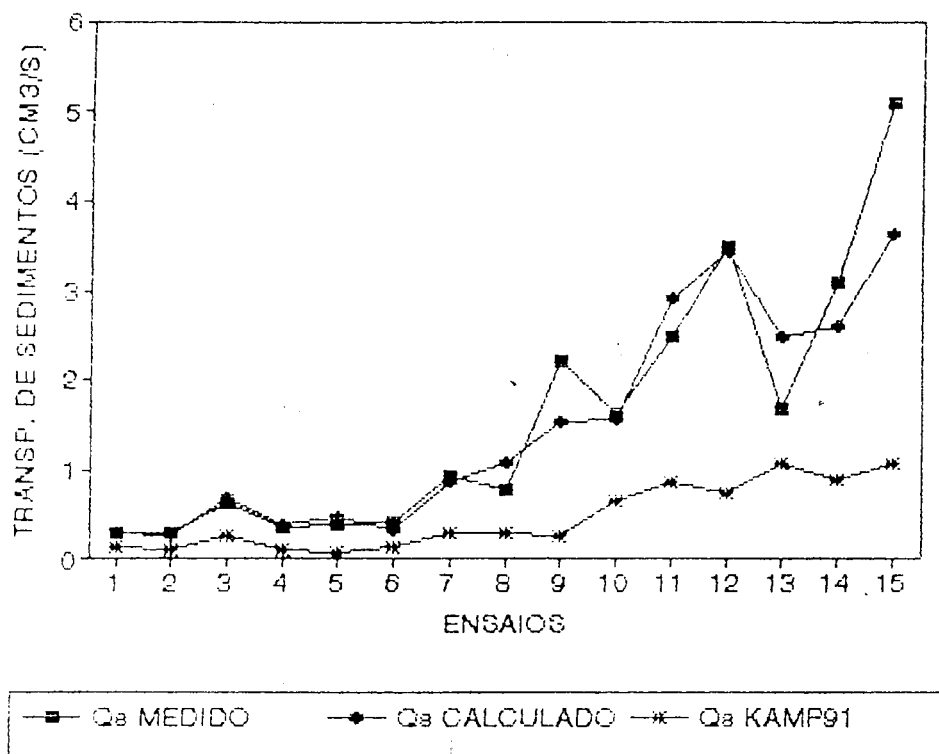


Figura 4.10: Gráfico do transporte de sedimentos, medido, calculado pela eq. 4.3 e calculado através do modelo de Kamphuis (1991), eq. 2.52

#### 4.2. Ajuste da Equação da Velocidade de Corrente

Partindo da equação de CERC, eq. 4.5, ajustou-se valores de  $x$  e  $y$  para a situação definida no modelo físico.

$$V = x(mg \operatorname{sen} 2\alpha_b \sqrt{H_b})^y \quad (4.5)$$

onde:

$V$  - Velocidade de corrente (cm/s)

Equação ajustada, com 91,26 % de coeficiente de determinação é dada por:

$$V = 20.46 \Pi^{1.039} \quad (4.6)$$

onde:

$$\Pi = mg \operatorname{sen} 2\alpha_b \sqrt{H_b} \quad (4.7)$$

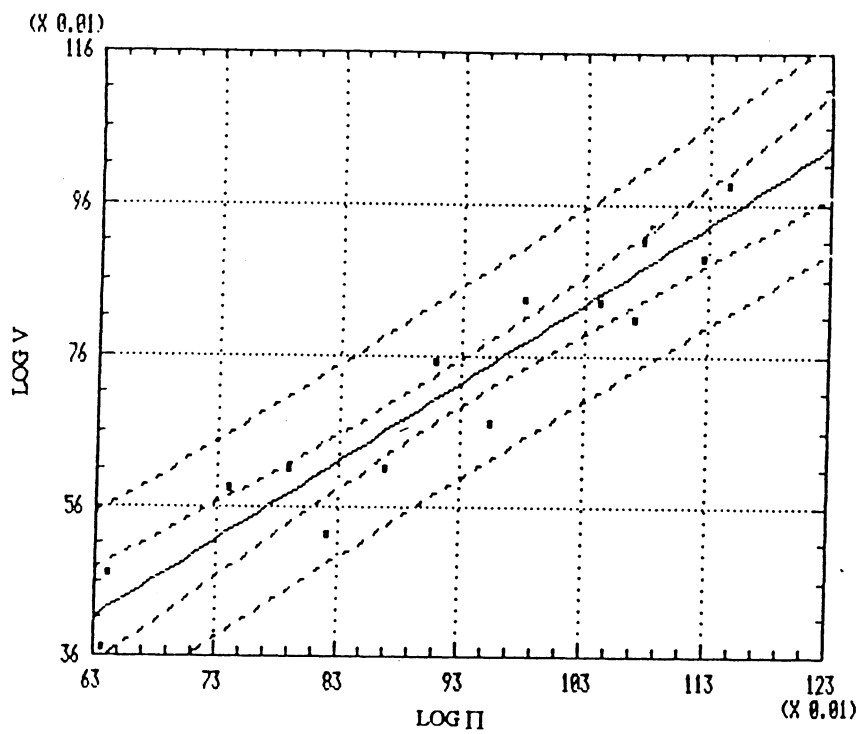


Figura 4.11: Relação entre a Velocidade de Corrente e o parâmetro  $\Pi$

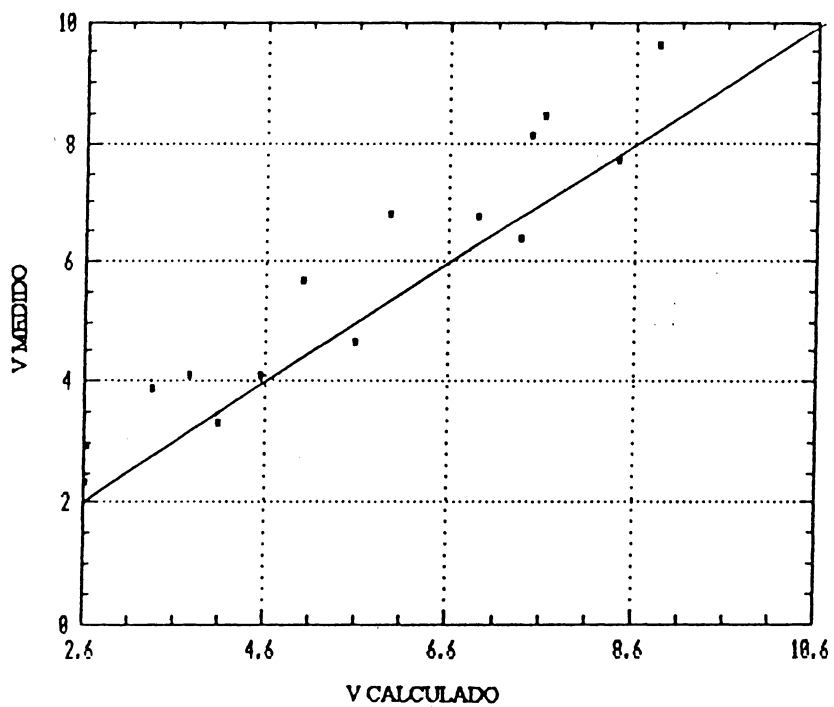


Figura 4.12: Relação entre a velocidade da corrente medida x velocidade da corrente calculada através da equação 4.6

A figura 4.11 mostra a reta ajustada que representa a equação 4.6. Na figura 4.12 se verifica o comportamento da velocidade da corrente calculada pela equação 4.6 em relação a velocidade da corrente medida ( tabela 4.4).

Calculando, para os quinze ensaios, a velocidade de corrente com a equação 4.6, verifica-se estatisticamente que no teste de hipóteses, esta hipótese não foi rejeitada, com uma diferença de média de 0,04 em relação ao valores medidos de velocidade de corrente .

Tabela 4.4  
Resultado da Equação Ajustada (eq. 4.7) x Valores Medidos.  
(Unidades (cm/s))

ENS	1	2	3	4	5
VCalculada	2,624	2,649	4,075	3,769	4,549
VMedida	2,34	2,95	3,32	4,09	4,09

ENS	6	7	8	9	10
VCalculada	3,350	5,010	5,948	7,484	5,579
VMedida	3,85	5,65	6,8	8,15	4,67

ENS	11	12	13	14	15
VCalculada	7,366	8,421	6,903	7,621	8,848
VMedida	6,39	7,71	6,75	8,45	9,626

Na tabela 4.5 apresenta a comparação de velocidade de corrente ajustados por vários autores.

Tabela 4.5  
Valores de Velocidade de Corrente Calculados por Diferentes Modelos.  
(Unidades (cm/s))

ENS	CERC eq.2.36	Komar eq.2.37	Kom.e Inm. eq.2.33	Galvin eq. 2.28	Harrison eq. 2.32	Per Bru. eq. 2.27	Putnam eq. 2.21	In.eQuin eq. 2.24
1	2,6	1,405	1,406	3,806	3,477	2,159	1,690	0,0116
2	3,1	1,418	1,419	3,798	3,597	2,095	1,699	0,010
3	3,8	2,147	2,148	3,829	4,369	3,639	2,605	0,089
4	4,4	1,990	1,991	3,738	4,648	3,085	2,396	0,047
5	5,4	2,386	2,388	3,648	5,751	3,744	2,877	0,099
6	4,5	1,776	1,777	4,622	4,979	2,412	2,109	0,018
7	5,5	2,616	2,618	4,666	5,929	4,017	3,148	0,130
8	6,6	3,089	3,092	4,587	6,777	4,861	3,726	0,263
9	7,9	3,853	3,859	4,453	8,259	6,293	4,665	0,640
10	5,5	2,870	2,872	5,497	6,499	4,363	3,450	0,177
11	6,7	3,792	3,796	5,138	7,338	6,368	4,601	0,661
12	7,9	4,316	4,322	5,029	8,217	7,325	5,242	1,027
13	6,7	3,565	3,568	6,107	7,657	5,436	4,287	0,394
14	8,3	3,921	3,925	6,313	8,469	5,790	4,701	0,493
15	8,9	4,524	4,530	5,960	8,944	7,152	5,461	0,975

Na figura 4.13, verifica-se o bom ajuste entre o comportamento da equação ajustada no decorrer dos ensaios e a equação do modelo CERC. No teste de hipótese, a hipótese não foi rejeitada com um diferença de média de 0,24.

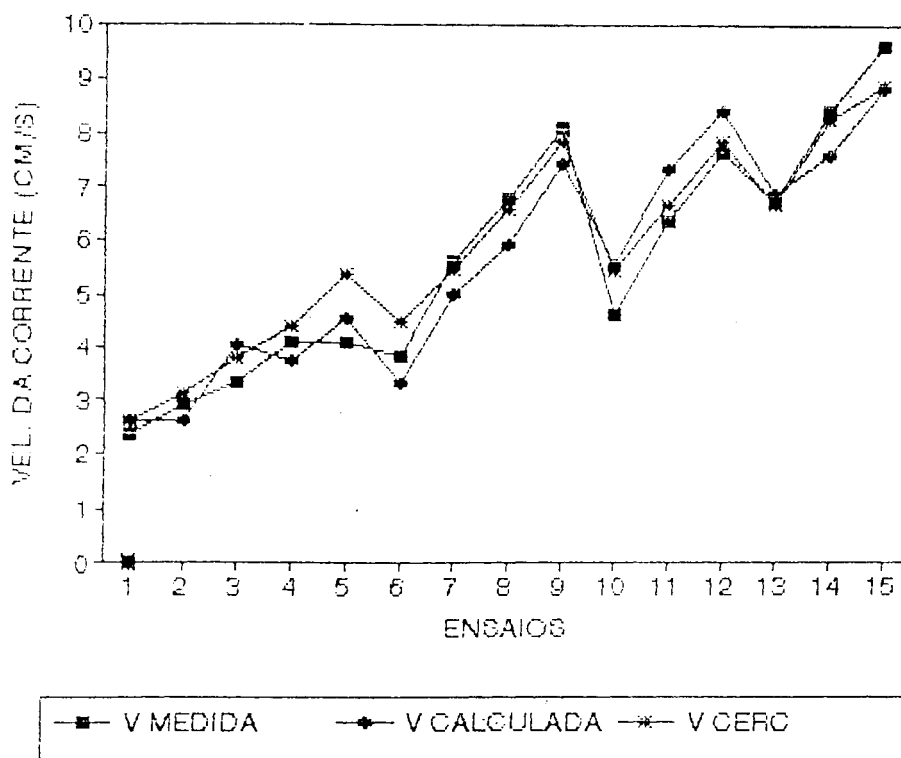


Figura 4.13: Gráfico da velocidade da corrente, medida, calculada pela eq. 4.6 e calculada através o modelo de CERC (1973), eq. 2.36

Nas figuras 4.14, 4.15 e 4.16, verifica-se que os valores de velocidade de corrente calculados por diferentes autores é inferior aos do modelo físico, mas apresentam um comportamento gráfico semelhante, apesar da hipótese ser rejeitada com uma diferença de média em torno de 2,7 em relação às equações de Komar (fig. 4.14) e Komar e Inman (fig. 4.15). A diferença de média em relação à equação de Putnam e Munk (fig 4.16) é de 2,1.

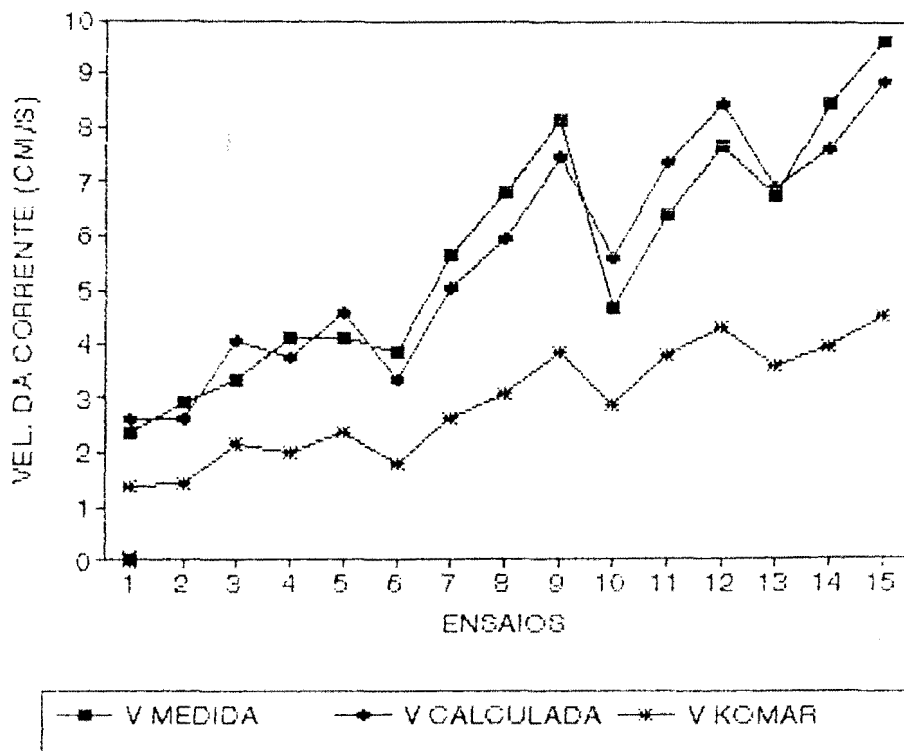


Figura 4.14: Gráfico da velocidade da corrente, medida, calculada pela eq. 4.6 e calculada através do modelo de Komar (1975), eq. 2.37



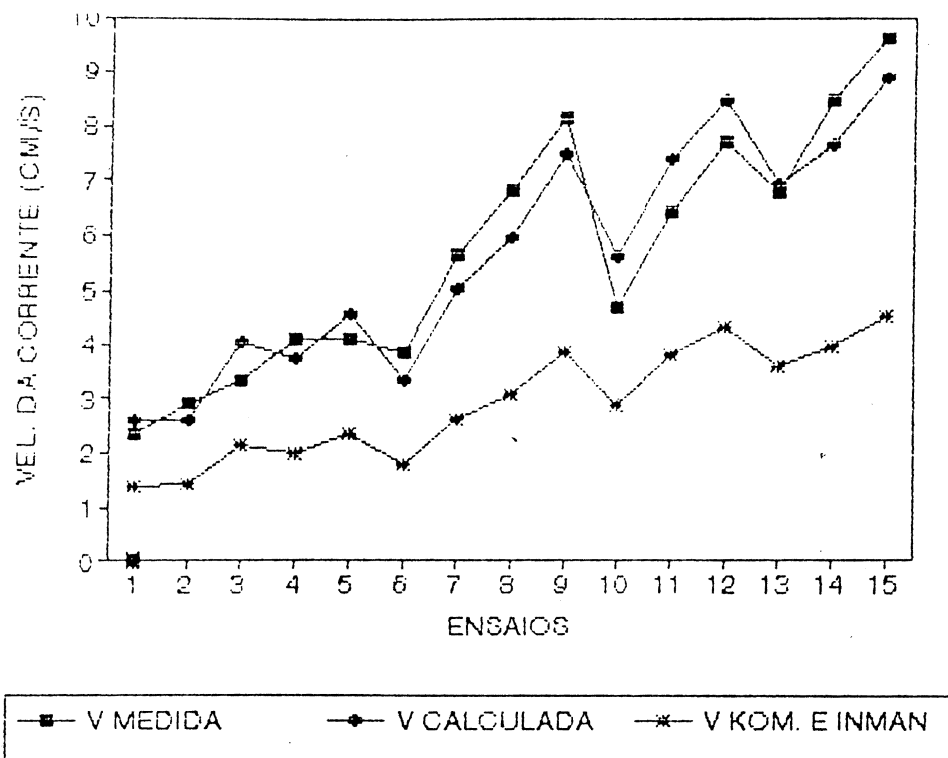


Figura 4.15: Gráfico da velocidade da corrente, medida, calculada pela eq. 4.6 e calculada através do modelo de Komar e Inman (1970), eq. 2.33

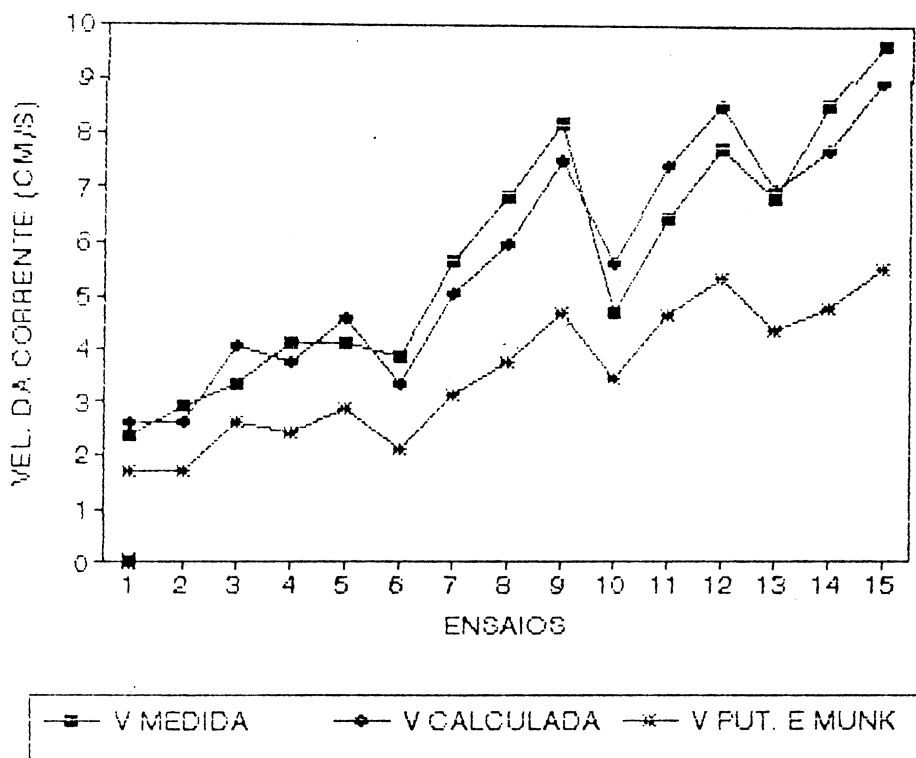


Figura 4.16: Gráfico da velocidade da corrente, medida, calculada pela eq. 4.6 e calculada através do modelo de Putnam e Munk (1949), eq. 2.21

A figura 4.17 mostra que a equação de Galvin não representa a velocidade de corrente do modelo, apesar do teste de hipóteses não rejeitar a hipótese, pois se obteve uma diferença de média de 0,87. Tal conclusão se baseia no fato de que seu comportamento gráfico, ou seja a evolução do gráfico difere totalmente daquele da equação ajustada.

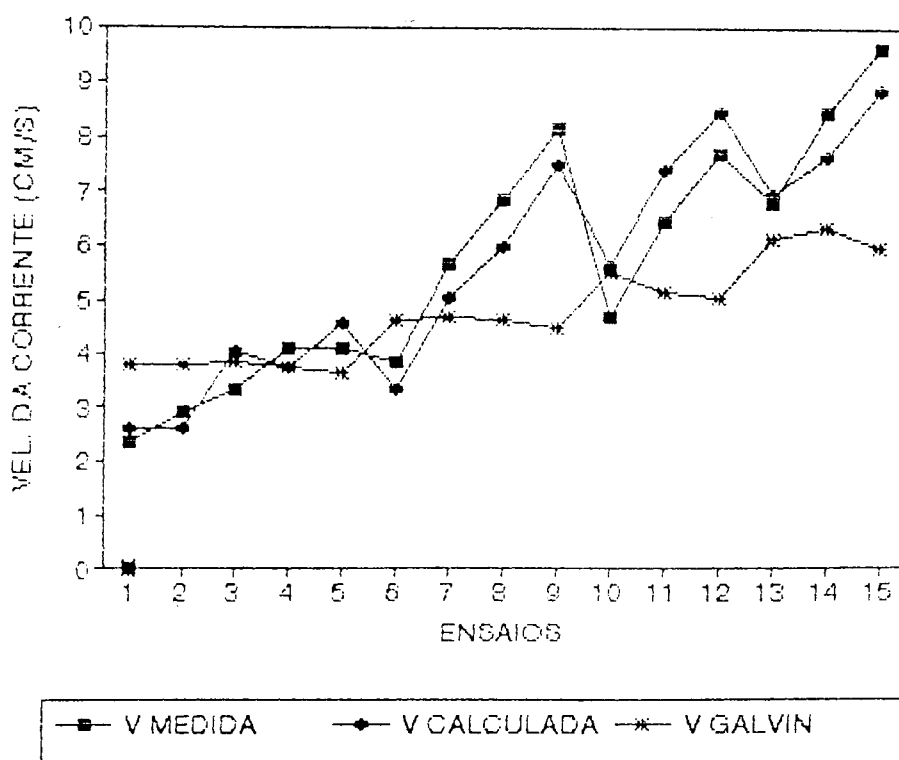


Figura 4.17: Gráfico da velocidade da corrente, medida, calculada pela eq. 4.6 e calculada através do modelo de Galvin (1965), eq. 2.28

As figuras 4.18 e 4.19 mostram o mesmo comportamento gráfico da equação ajustada estatisticamente com uma diferença de média de 0,9 em relação a equação representada na figura 4.18 e uma diferença de média de 1,0 em relação a equação representada na figura 4.19, não sendo rejeitada as hipóteses.

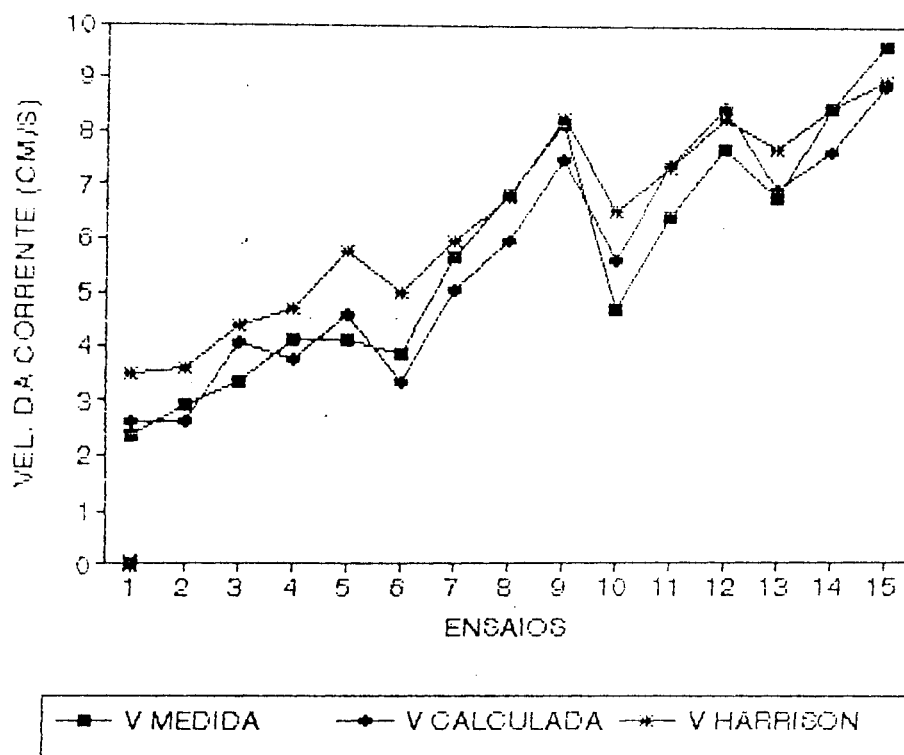


Figura 4.18: Gráfico da velocidade da corrente, medida, calculada pela eq. 4.6 e calculada através do modelo de Harrison (1968), eq. 2.32

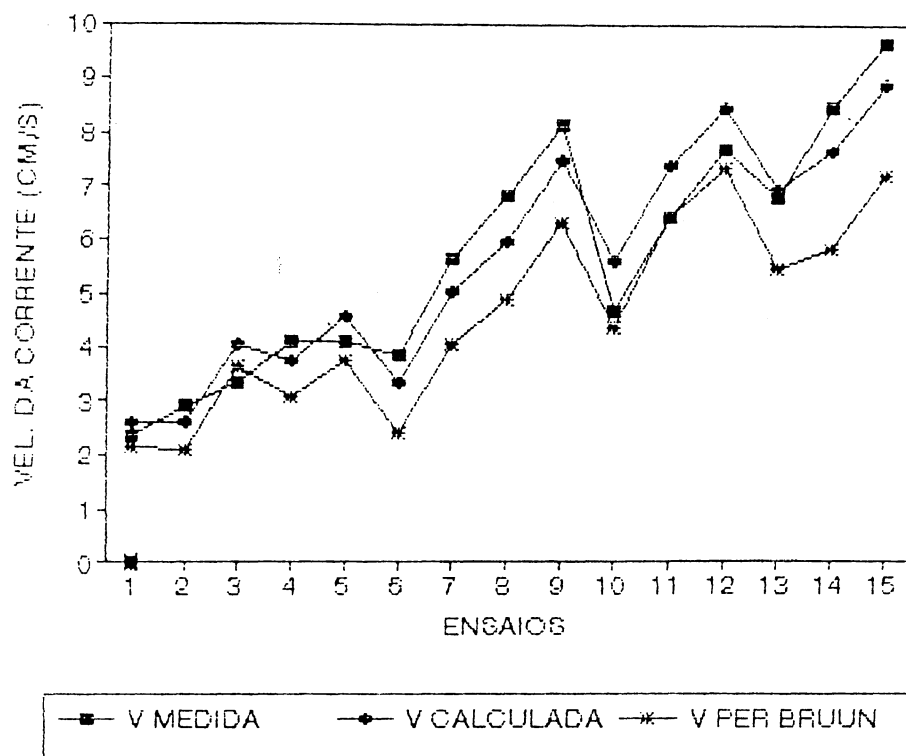


Figura 4.19: Gráfico da velocidade da corrente, medida, calculada pela eq. 4.6 e calculada através do modelo de Per Bruun (1963), eq. 2.27

A figura 4.20 mostra que a equação de Inman e Quinn, subestimam os valores de velocidade de corrente para o modelo físico, sendo rejeitada a hipótese com uma diferença de média de 5,3.

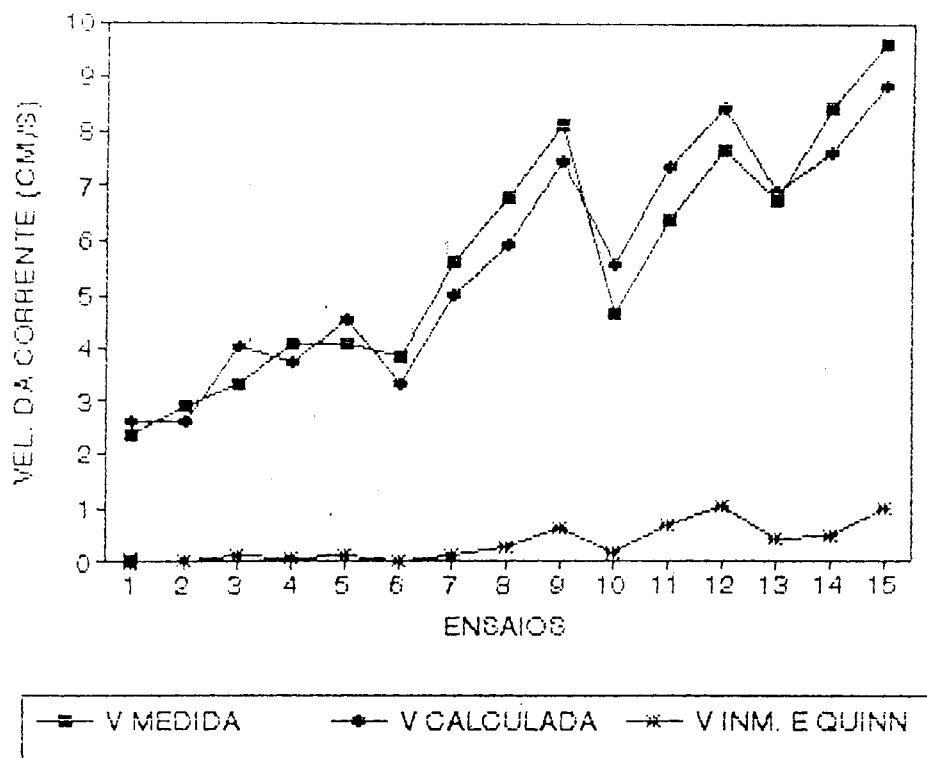


Figura 4.20: Gráfico da velocidade da corrente, medida, calculada pela eq. 4.6 e calculada através do modelo de Inman e Quinn (1952), eq. 2.24

Após a análise dos dados se pode verificar que estes tem uma boa consistência e que alguns modelos de transporte de sedimentos e velocidade de corrente representam bem a realidade do modelo físico. Por exemplo, a equação de Savage (1962) descreve bem o transporte de sedimentos, assim como a equação de Harrison (1968) descreve a velocidade de corrente observada no modelo físico.

### 4.3-Tipo de Rebentação

Para identificar qual o tipo de rebentação no decorrer dos ensaios se utilizou a metodologia de **Guza e Inman (1975)** (ver capítulo 2).

Os ensaios 1,2 e 6 correspondem à rebentação deslizante devido à frequência da onda ser baixa com valores de 0,81, 0,88 e 0,88 respectivamente.

Tabela 4.6  
Tipo de Rebentação.

Ensaio	1	2	3	4	5
$\xi$	0,45	0,46	1,03	0,93	1,40
Tipo de reb.	deslizante	deslizante	mergulhante	mergulhante	mergulhante

Ensaio	6	7	8	9	10
$\xi$	0,48	1,03	1,48	2,44	0,89
Tipo de reb.	deslizante	mergulhante	mergulhante	mergulhante	mergulhante

Ensaio	11	12	13	14	15
$\xi$	1,78	2,41	1,11	1,26	1,88
Tipo de reb.	mergulhante	mergulhante	mergulhante	mergulhante	mergulhante

### 4.4. Perfil Praial

Para verificar o perfil praial representado nos ensaios se utilizou a metodologia de **Kraus e Larson (1988)** e **Larson e Kraus (1989)** e se verificou que o perfil praial encontrado em todos ensaios realizados é denominado de bom tempo.

A figura 3.1 (capítulo 3) mostra a posição dos perfis considerados no levantamento batimétrico. A seguir mostra-se graficamente alguns perfis de bom tempo obtidos a partir do levantamento batimétrico no final de cada ensaio.

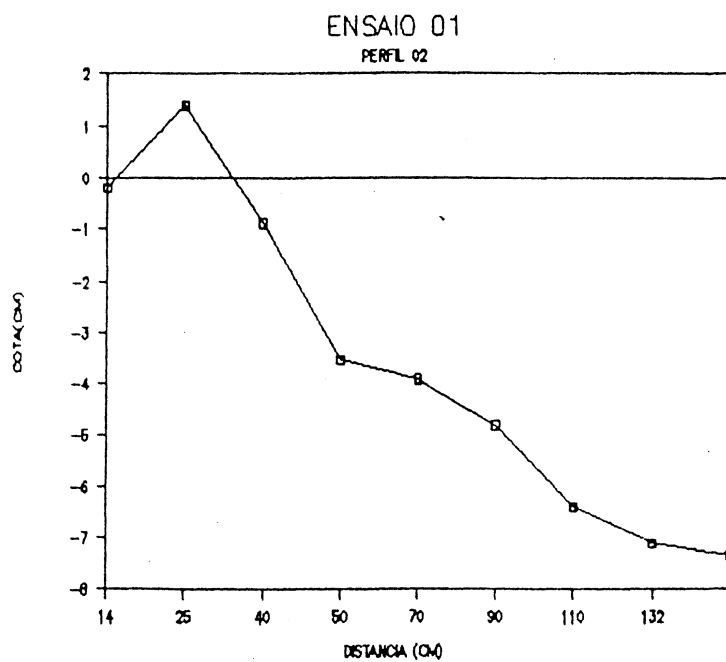


Figura 4.21: Gráfico do Perfil 02-Ensaio 01

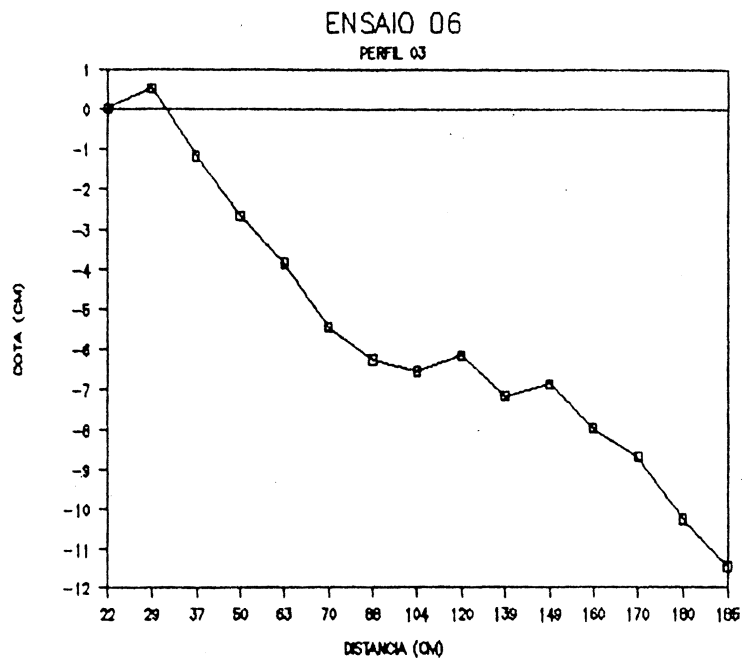


Figura 4.22: Gráfico do Perfil 03-Ensaio 06

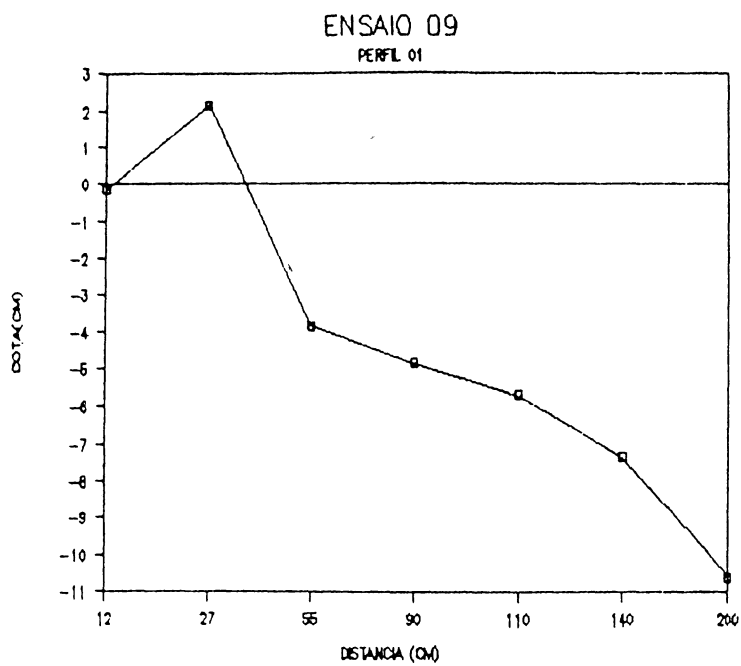


Figura 4.23: Gráfico do Perfil 01-Ensaio 09

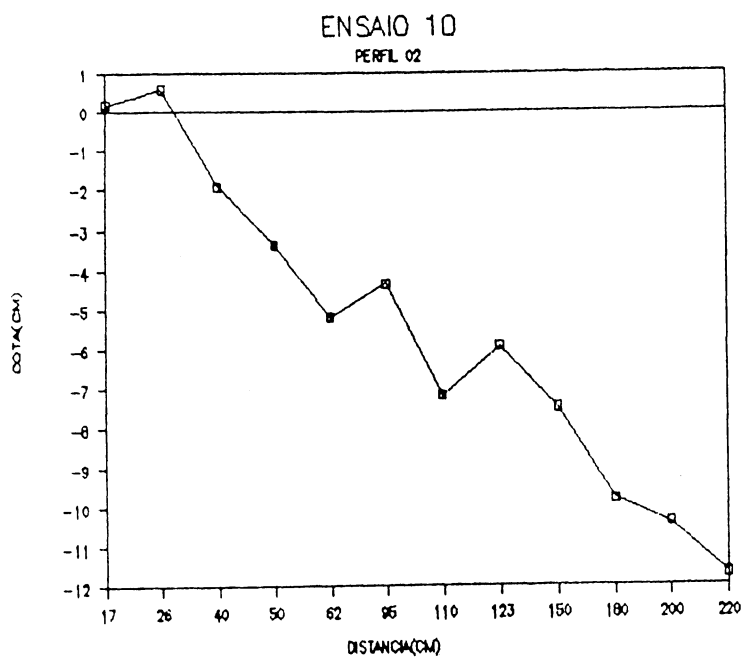


Figura 4.24: Gráfico do Perfil 02-Ensaio 10



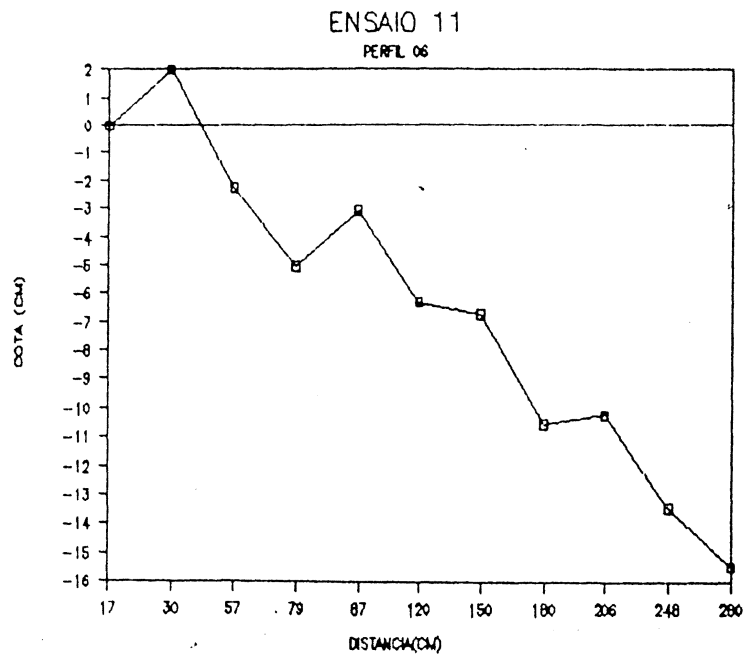


Figura 4.25: Gráfico do Perfil 06-Ensaio 11

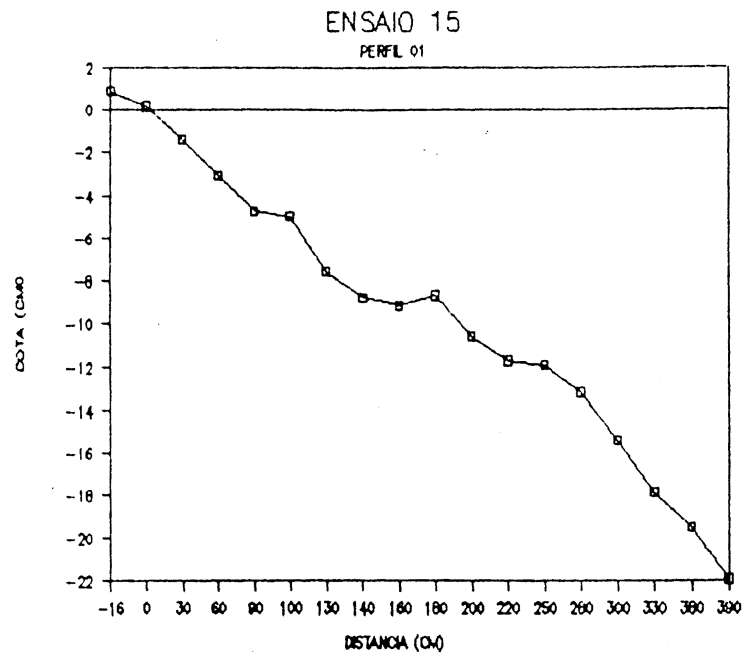


Figura 4.26: Gráfico do Perfil 01-Ensaio 15

## 5. EQUAÇÃO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Este capítulo apresenta o ajuste de duas equações de transporte de sedimentos: a primeira em função da potência da onda e a segunda em função de agrupamentos adimensionais obtidos através de análise dimensional dos parâmetros que representam a onda, a geometria da praia, o sedimento e o fluido.

Para chegar as equações propostas são utilizados os quinze (15) dados medidos em laboratório (ver capítulos 3 e 4) e trinta e seis (36) dados medidos em campo (**Kamphuis (1985)**).

Alguns parâmetros, como a declividade da praia, diâmetro do grão e ângulo de incidência da onda, não sofreram, durante os ensaios de laboratório, uma variação significativa, e para se obter um intervalo maior de valores no ajuste das equações se utiliza os dados de campo na amostra.

Na determinação das equações ajustadas para previsão do transporte de sedimentos são utilizados dados com as seguintes magnitudes:

Tabela 5.1  
Magnitudes dos Dados Utilizados Para Determinação das Equações de Transporte de Sedimentos

Parâmetros	Dados de Campo e Dados de Laboratório	Dados de Laboratório
Período da Onda	0,70 a 13,4 s	0,7 a 1,24 s
Altura da Onda na Zona de Rebentação	1,7 a 199 cm	1,7 a 5,5 cm
Profundidade na Zona de Rebentação	2,7 a 144 cm	2,7 a 8,40 cm
Declividade da Praia	0,012 a 0,138	0,0588
Ângulo de Incidência da Onda na Zona de Rebentação	0,3 a 14,0 graus	6 graus
Diâmetro do Grão	0,18 a 0,6 mm	0,18 mm
Transporte de Sedimentos	0,281 a 254933,30 $cm^3 / s$	0,281 a 5,090 $cm^3 / s$

## 5.1. Características dos Parâmetros Envolvidos na Determinação das Equações:

### 5.1.1. Sedimento

Nos dados de campo ocorre variação no diâmetro do sedimento, conseqüentemente não é constante a velocidade de queda do sedimento interferindo na mecânica sedimentar. Já nos dados de laboratório, o diâmetro do sedimento permanece constante (ver tabela 5.1).

Segundo a tabela 2.4, pela Escala Wentworth, o material usado no modelo se enquadra em areia fina, entretanto os dados de campo variam desde areia fina à areia grossa. A granulometria é uma das propriedades mais importantes na determinação do transporte de sedimentos. Segundo **Kreimer (1988)**, na praia onde a energia é mais elevada, os tamanhos dos sedimentos são maiores, inversamente, na zona de menor energia encontram-se grãos mais finos. Em muitos locais portuários esta tendência pode ser observada; em zonas protegidas da ação da onda, encontram-se sedimentos finos.

### 5.1.2. Geometria da Praia

A profundidade na zona de rebentação nos dados de laboratório e campo variam. A declividade da praia não possui variação significativa nos dados de laboratório o que não acontece nos dados de campo. A declividade da praia interfere diretamente no tipo de rebentação e isso ocasiona transporte de sedimentos de fundo ou em suspensão. Isso significa que a rebentação do tipo deslizante, ascendente e frontal produz predominantemente um transporte sólido de fundo e a rebentação do tipo mergulhante induz um movimento de transporte em suspensão segundo **Kreimer (1988)**.

### 5.1.3. Fluido

A viscosidade cinemática sendo uma propriedade física do fluido interfere no transporte de sedimentos. Os sedimentos se movem pela ação combinada das ondas e correntes de modo normal e paralelo à linha da praia. Esses movimentos são induzidos por

tensões de cisalhamento junto ao fundo, quando atingem uma magnitude superior a um valor crítico, o qual depende das características do fluido e dos sedimentos. Essas tensões, por sua vez são geradas pelo efeito da viscosidade do fluido. Na amostra total (51 dados) esta propriedade permanece constante.

#### 5.1.4. Onda

O período da onda, altura da onda e o seu comprimento na rebentação, bem como o ângulo de incidência da onda variam no decorrer de todos os dados de campo. O período da onda, altura da onda e o comprimento de onda na rebentação variam nos dados de laboratório, exceto o ângulo de incidência da onda que no laboratório foi fixado em seis graus, estes fatores são importantes para geração do transporte de sedimentos na zona costeira.

#### 5.2. Equação de Transporte de Sedimentos I - Tipo ( $Q = K.E^n$ )

Os trinta e seis dados de campo (Kamphuis, 1985) e os quinze dados medidos em laboratório, constituem uma amostra de cinquenta e um dados.

Em primeiro lugar são analisados o comportamento da taxa de transporte de sedimentos em relação a energia da onda utilizando regressão simples. O coeficiente de determinação encontrado é de 98,45% para amostra de 51 dados, sempre adotando a hipótese da proporcionalidade entre o transporte de sedimentos e a energia das ondas,  $Q = K.E^n$ , a equação obtida é

$$Q_s = 3,875.10^{-5}.E^{1,047} \quad (5.1)$$

onde

$Q_s$  - Transporte de Sedimentos ( $m^3 / s$ )

E - Potência da Onda ( $W / m$ )

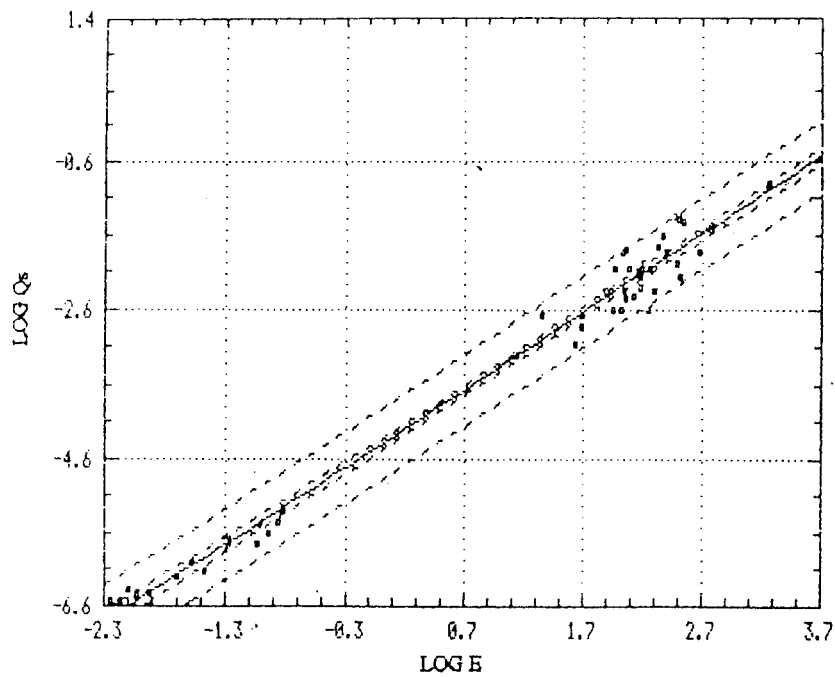


Figura 5.1: Relação entre a potência da onda e a taxa de transporte de sedimentos

A figura 5.1 mostra que existe uma boa correlação (99,22%) entre o transporte de sedimentos e a potência da onda na zona de rebentação quando se analisa uma amostra composta por dados de campo e dados de laboratório (51 dados).

Analisando as figuras 5.2 e 5.3 se verifica o comportamento da equação 5.1 em relação aos dados de laboratório e campo respectivamente.

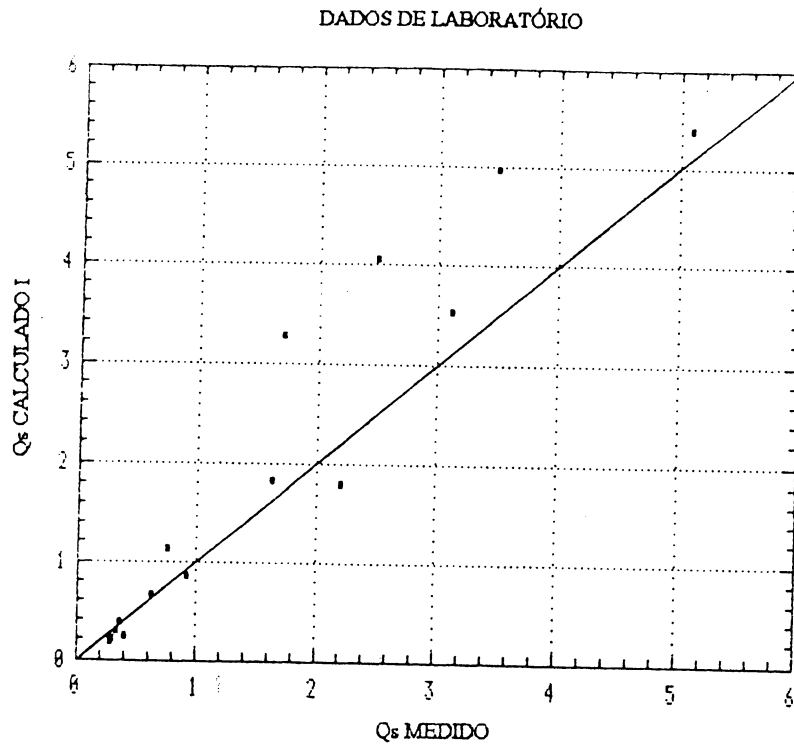


Figura 5.2: Relação do transporte de sedimentos medido x transporte de sedimentos calculado pela equação ajustada I, eq. 5.1 - Dados de Laboratório

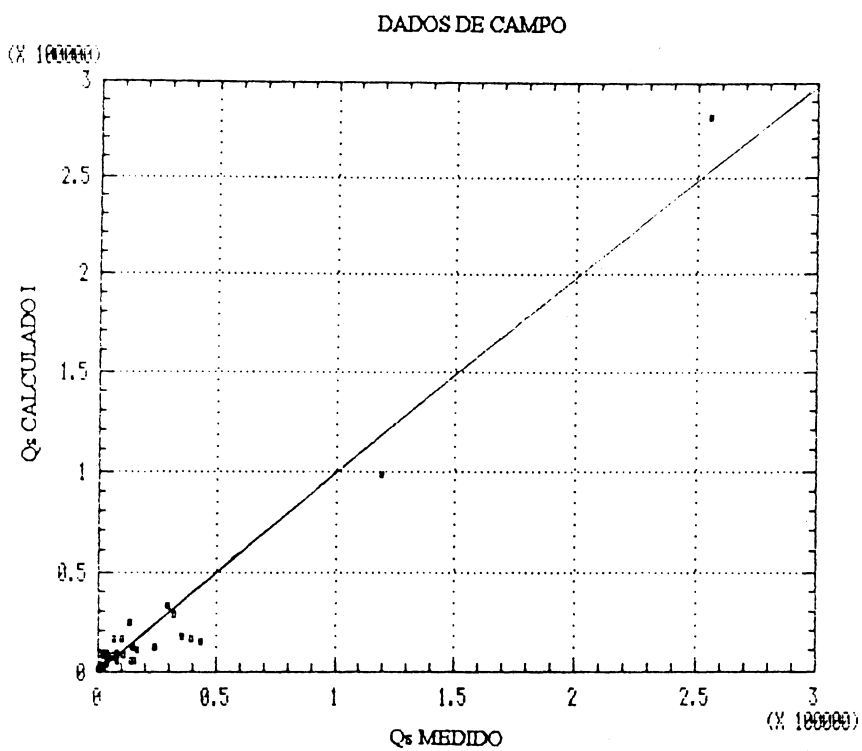


Figura 5.3: Relação do transporte de sedimentos medido x transporte de sedimentos calculado pela equação ajustada I, eq. 5.1 - Dados de Campo

### 5.3. Análise Dimensional

A análise dimensional é uma ferramenta muito útil, para o estudo de problemas complexos; tal como o transporte de sedimentos na zona de rebentação. Consiste basicamente, em definir os parâmetros independentes que determinam cada fase do fenômeno, e reuni-los em agrupamentos adimensionais, através de técnicas apropriadas.

As grandezas utilizados para o estudo do parâmetro  $K$  na equação,  $Q = K.E^n$  são as seguintes:

$$K = f(D, W, g, m, d_b, \nu, \rho, H_b, L_b, T) \quad (5.2)$$

Onde:

$K$ - Coeficiente de proporcionalidade entre a quantidade de sedimentos transportada e a energia das ondas

$$K = \frac{Q}{E} = \frac{\frac{[L^3]}{[T]}}{\frac{[M][L]}{T^2} \cdot [L]} = \frac{[L^2][T^2]}{[M][L][T]}$$

$D$ - Diâmetro do grão  $[L]$

$W$ - Velocidade de queda do sedimento  $[L.T^{-1}]$

$g$ - Aceleração da gravidade  $[L.T^{-2}]$

$m$ - Declividade da praia

$d_b$ - Profundidade na rebentação  $[L]$

$\nu$ - Viscosidade cinemática  $[L^2.T^{-1}]$

$\rho$ - Massa Específica do fluido,  $[M.L^{-3}]$

$H_b$ - Altura da onda na rebentação  $[L]$

$L_b$  - Comprimento de onda na rebentação [L]

T - Período da onda [T]

De forma implícita, a aplicação do teorema de Buckingham nos fornece a seguinte equação:

$$f\left(\frac{KW\rho}{T}, \frac{DW}{v}, \frac{W^2}{gL}, \frac{H_b}{d_b}, m\right) = 0 \quad (5.3)$$

Que da forma explícita fica:

$$\frac{KW\rho}{T} = f\left(\frac{DW}{v}, \frac{W^2}{gL_b}, \frac{H_b}{d_b}, m\right) \quad (5.4)$$

Dentro dos objetivos desse trabalho, destaca-se em ordem de importância, a determinação do coeficiente de proporcionalidade K. A formulação sugerida pelo CERC apresenta este coeficiente como uma constante numérica simples, quando na verdade deveria ser apresentado como uma função de diversos parâmetros, conforme já sugerido por diversos autores (citados no capítulo II), tais como a declividade da praia, o tipo de material e as características da onda. A relação 5.4 obtida através da análise dimensional, sugere os agrupamentos descritos abaixo, que permitem uma melhor interpretação do coeficiente K.

$\frac{KW\rho}{T}$  - Agrupamento adimensional K

$\frac{DW}{v}$  - Número de Reynolds do grão, relativo a velocidade de queda do sedimento.



$\frac{W^2}{gL_b}$  - Reflete a influência do deslocamento da onda sobre o deslocamento vertical

do grão.

$\frac{H_b}{d_b}$  - Traduz a relação da altura da onda e a profundidade, referidos ao ponto de

rebentação.

m - Declividade da praia.

#### 5.4. Equação de Transporte de Sedimentos II

A partir de regressão múltipla entre os agrupamentos adimensionais encontra-se a equação ajustada para a amostra total (51 dados) obtendo coeficiente de determinação de 82,75%.

$$\frac{KW\rho}{T} = \left( 33,11 \left( \frac{D.W}{v} \right)^{0,36} \cdot m^{0,41} \cdot \left( \frac{W^2}{g.L_b} \right)^{0,098} \cdot \left( \frac{H_b}{d_b} \right)^{-2,04} \right) \quad (5.5)$$

$$K = 33,11 \left( \frac{D.W}{v} \right)^{0,36} \cdot m^{0,41} \cdot \left( \frac{W^2}{g.L_b} \right)^{0,098} \cdot \left( \frac{H_b}{d_b} \right)^{-2,04} \cdot \frac{T}{W \cdot \rho} \quad (5.6)$$

A partir da hipótese adotada anteriormente  $Q = K \cdot E^n$  e supondo  $n=1,047$  baseando-se no valor encontrado na equação ajustada 5.1, obtemos :

$$Q_s = \left( 33,11 \left( \frac{D.W}{v} \right)^{0,36} \cdot m^{0,41} \cdot \left( \frac{W^2}{g.L_b} \right)^{0,098} \cdot \left( \frac{H_b}{d_b} \right)^{-2,04} \cdot \frac{T}{W \cdot \rho} \right) \left( \frac{1}{16} \cdot \rho \cdot g \cdot H_b^2 \cdot \frac{L_b}{T} \cdot \text{sen} 2\alpha_b \right)^{1,047} \quad (5.7)$$

Equação 5.6  $\rightarrow$  K

Energia

$Q_s$  - Transporte de Sedimentos ( $m^3 / s$ )

E - Energia da Onda (W/m)

A equação 5.7 pode ser representada por equação não homogênea em que os diferentes termos não apresentam todos as mesmas dimensões, portanto

$$Q_s = 1,82 \cdot (W^{-0,543} \cdot D^{0,359} \cdot g^{0,998}) \cdot (m^{0,409} \cdot d_b^{2,044}) \cdot (v^{-0,359} \cdot \rho^{0,047}) \cdot (H_b^{0,05} \cdot L_b^{0,998} \cdot T^{-0,047} \cdot \sin^{1,047} 2\alpha_b) \quad (5.8)$$

sedimento                  geometria                  fluido                  onda  
da praia

A equação 5.8 é derivada à partir da consideração de vários elementos que afetam o transporte de sedimentos na zona costeira, propiciando uma maior segurança na sua previsão. Dentre esses elementos estão o SEDIMENTO representado pelo diâmetro do grão (D), a velocidade de queda do sedimento (W) e aceleração da gravidade (g), a GEOMETRIA DA PRAIA representado pela declividade da praia (m) e a profundidade na rebentação ( $d_b$ ), o FLUÍDO representado pela viscosidade cinemática (v) e a ONDA representada pela altura da onda na rebentação ( $H_b$ ), comprimento de onda rebentação ( $L_b$ ) e o ângulo de incidência na rebentação ( $\alpha_b$ ).

As figuras 5.4 e 5.5 indicam como se comporta a equação 5.8 em relação ao dados de laboratório e campo respectivamente.

## DADOS DE LABORATÓRIO

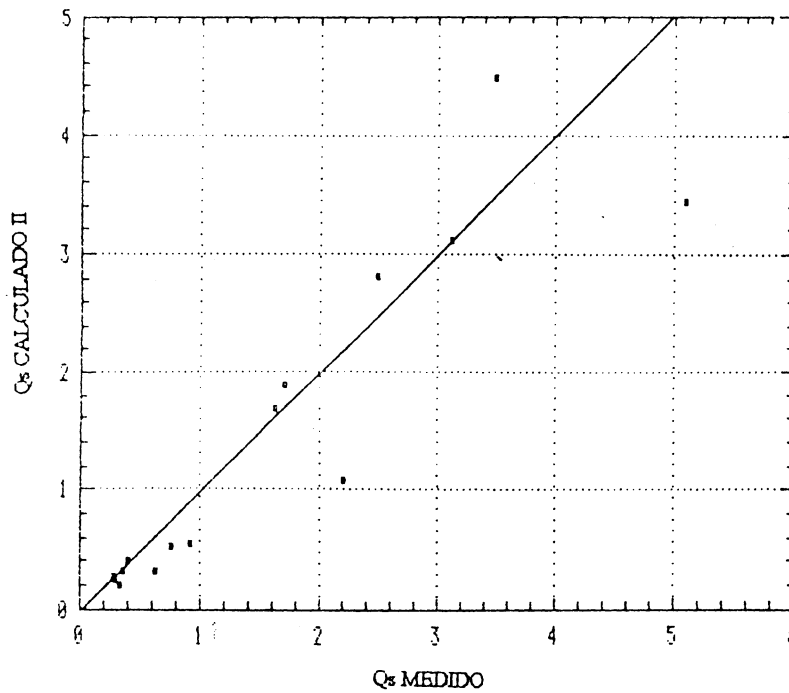


Figura 5.4: Relação do transporte de sedimentos medido x transporte de sedimentos calculado pela equação ajustada II, eq. 5.8 - Dados de Laboratório

## DADOS DE CAMPO

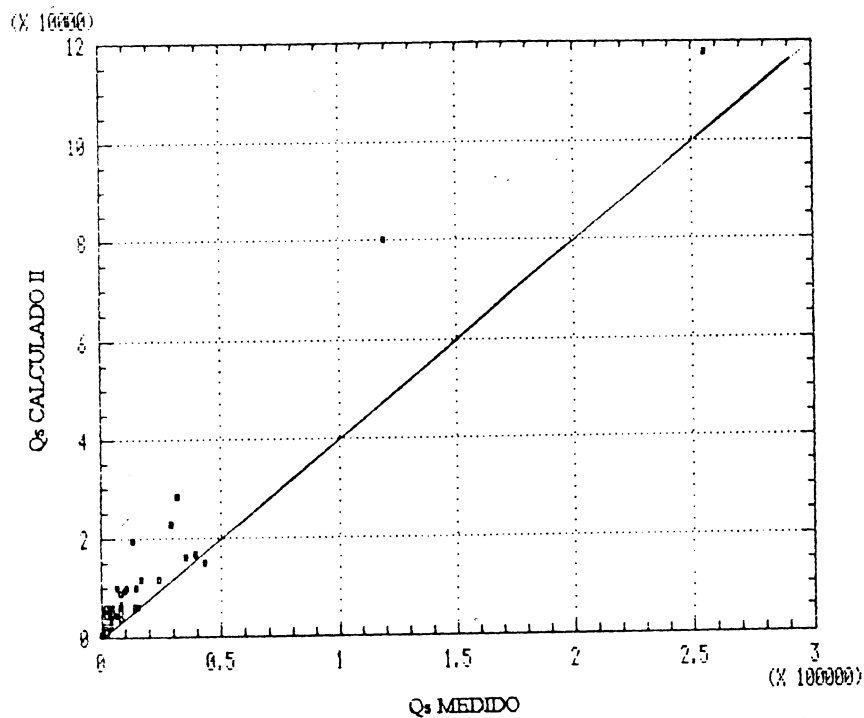


Figura 5.5: Relação do transporte de sedimentos medido x transporte de sedimentos calculado pela equação ajustada II, eq. 5.8 - Dados de Campo

### 5.5. Análise da Comparação entre as Equações Ajustadas (I e II), CERC, Equações de Kamphuis e Dados Medidos

As tabelas 5.2 e 5.3 apresentam os valores de transporte de sedimentos medido, calculado pelas equações do CERC; Kamphuis, 1985; Kamphuis, 1991 e equações 5.1 e 5.8.

Tabela 5.2  
Valores de Transporte de Sedimentos - Dados de Laboratório  
(Unidades  $(cm^3 / s)$ )

ENSAIOS	QMEDIDA	QCERC	QKAMP85	QKAMP91	QI	QII
		eq. 2.50	eq. 2.51	eq. 2.52	eq. 5.1	eq. 5.8
1	0,296	0,283	0,0137	0,131	0,213	0,240
2	0,281	0,231	0,0085	0,087	0,172	0,274
3	0,63	0,821	0,0708	0,244	0,650	0,320
4	0,342	0,377	0,0194	0,093	0,287	0,189
5	0,37	0,490	0,0233	0,076	0,379	0,309
6	0,41	0,325	0,0127	0,110	0,246	0,406
7	0,92	1,073	0,0863	0,275	0,860	0,545
8	0,76	1,376	0,124	0,270	1,115	0,513
9	2,21	2,170	0,202	0,264	1,798	1,076
10	1,636	2,206	0,224	0,654	1,828	1,677
11	2,49	4,695	0,651	0,875	4,032	2,810
12	3,49	5,735	0,741	0,754	4,972	4,486
13	1,71	3,829	0,544	1,090	3,257	1,895
14	3,11	4,116	0,497	0,903	3,514	3,120
15	5,09	6,170	0,919	1,070	5,368	3,431

A equação 5.1 tem um comportamento semelhante aos dados medidos .

A figura 5.6 compara o resultado da equação 5.1 com o resultado da equação do CERC (equação 2.50) e o transporte de sedimentos medido.

A figura 5.7 compara o resultado da equação 5.1 com os resultados da equação de Kamphuis (1985), (equação 2.51); Kamphuis (1991), (equação 2.52) e o transporte de sedimentos medido.

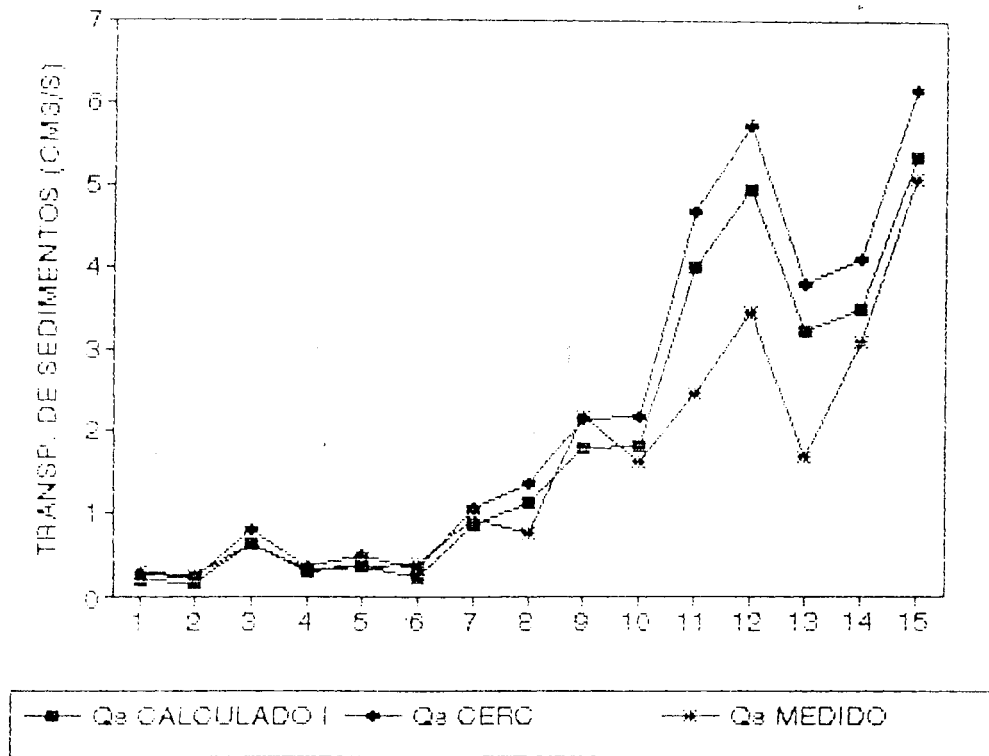


Figura 5.6: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 5.1 e calculado através do modelo de CERC(1973),eq. 2.50 - Dados Modelo Físico

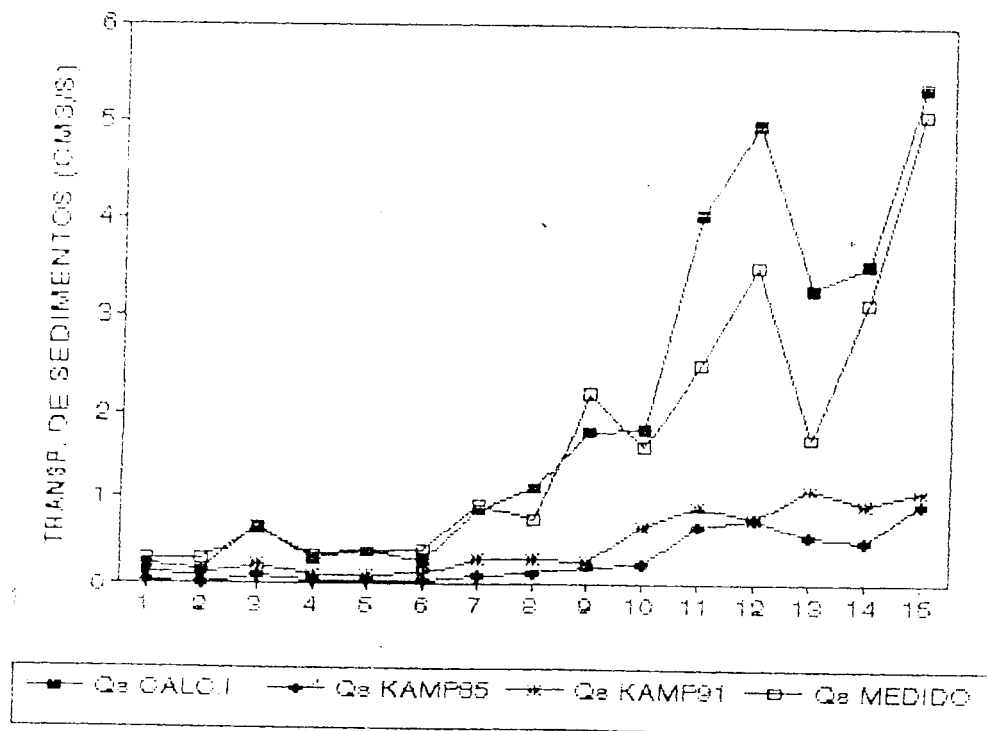


Figura 5.7: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 5.1 e calculado através dos modelos de Kamphuis (1985), eq. 2.51 e Kamphuis (1991), eq. 2.52 - Dados Modelo Físico

A equação 5.8 tem um comportamento semelhante aos dados medidos e aos calculados pela equação CERC, indicando que é uma equação válida. É bom salientar que se partiu de dados medidos em laboratório bem como dados de campo, dados originados em condições distintas. Gráficamente se pode visualizar os resultados desta equação ajustada.

A figura 5.8 compara o resultado da equação 5.8 com o resultado da equação do CERC (equação 2.50) e o transporte de sedimentos medido.

A figura 5.9 compara o resultado da equação 5.8 com os resultados da equação de Kamphuis (1985), (equação 2.51); Kamphuis (1991), (equação 2.52) e o transporte de sedimentos medido.

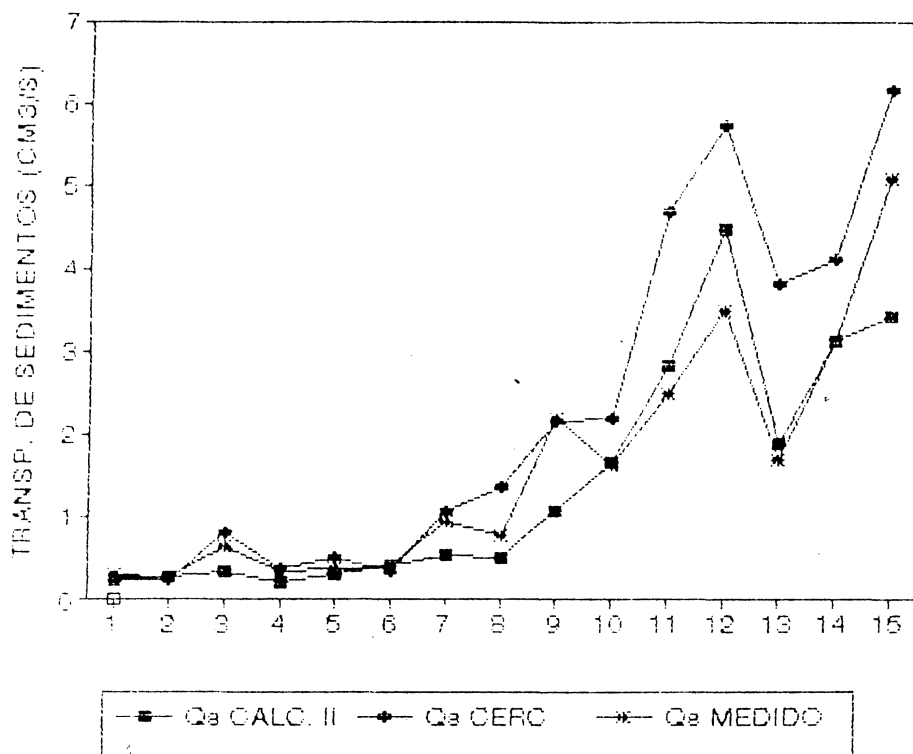


Figura 5.8: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 5.8 e calculado através do modelo de CERC(1973), eq. 2.50 - Dados Modelo Fisico

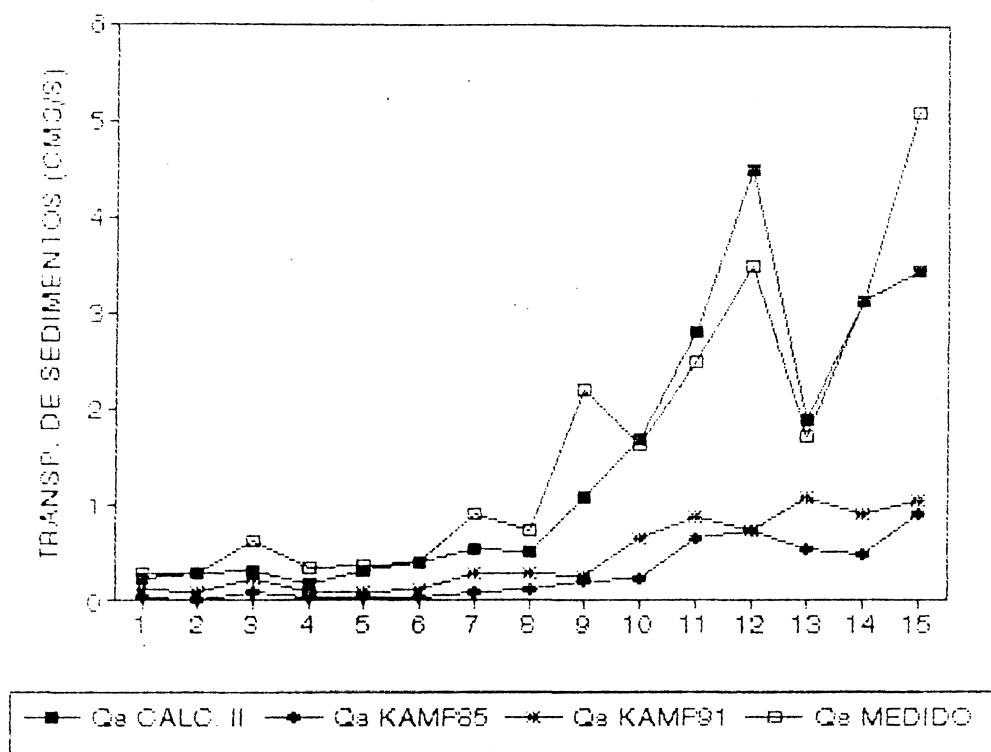


Figura 5.9: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 5.8 e calculado através dos modelos de Kamphuis (1985), eq. 2.51 e Kamphuis (1991), eq. 2.52 Dados Modelo Fisico

Tabela 5.3  
 Valores de Transporte de Sedimentos - Dados de Campo  
 (Unidades ( $cm^3/s$ ))

ENSAIO	QMEDIDA	QCERC eq. 2.50	QKAMP85 eq. 2.51	QKAMP91 eq. 2.52	QI eq. 5.1'	QII eq. 5.8
1	4472,73	3102,63	11191,03	938,64	3615,85	2063,64
2	8375,76	7280,41	33024,94	2375,30	8831,74	5581,62
3	1448,48	1985,63	6521,10	1841,05	2266,04	1739,45
4	4248,48	4446,04	18831,05	2546,50	5269,83	3639,50
5	606,06	557,58	1888,34	1248,25	599,45	549,94
6	884,85	1749,35	6034,16	1799,23	1984,54	1541,41
7	2060,61	907,94	3015,37	722,35	998,74	622,39
8	1272,73	1203,64	1218,91	1987,72	1341,69	980,31
9	29963,63	24982,03	29008,49	11996,75	32113,31	22449,28
10	4672,73	6175,15	5129,17	4635,38	7433,21	5837,40
11	3757,58	5412,65	4781,09	3496,03	6475,14	4479,79
12	8460,61	3776,40	7479,91	6149,94	4441,91	4779,80
13	15781,81	4685,25	11260,91	8033,42	5567,06	6105,86
14	10654,54	6573,16	14524,81	11145,69	7935,57	9536,72
15	119230,30	72919,42	149862,70	34297,05	98574,73	79878,42
16	2400	4223,75	9030,62	4353,86	4994,31	4213,35
17	3351,52	4641,59	8483,08	3637,16	5512,76	4280,52
18	8412,12	4924,14	9623,61	7769,48	5864,60	6587,32
19	8393,94	6280,51	13330,69	9123,08	7566,05	8362,41
20	14884,84	9913,58	12291,28	8857,08	12201,75	9871,50
21	35624,24	14125,23	25754,53	14121,32	17677,23	15780,85
22	254933,30	198812,9	281819,70	17737,10	281734,60	117263,80



Continuação:

Valores de Transporte de Sedimentos - Dados de Campo  
(Unidades ( $cm^3/s$ ))

ENSAIO	QMEDIDA	QCERC eq. 2.50	QKAMP85 eq. 2.51	QKAMP91 eq. 2.52	QI eq. 5.1	QII eq. 5.8
23	4400	7953,24	6028,14	4401,97	9688,10	5878,05
24	10024,24	12541,59	11270,85	4836,34	15607,88	9176,30
25	8284,85	5698,40	9442,66	2737,03	6833,48	3729,41
26	2351,52	3582,90	3001,56	904,33	4203,90	1735,16
27	14345,45	4400,15	9102,37	8383,38	5212,90	6002,23
28	16987,87	8461,64	23788,04	13270,53	10337,45	11467,10
29	43581,81	12026,67	32757,53	14437,57	14937,61	14851,69
30	39824,24	12820,57	35930,64	15735,46	15971,57	16281,29
31	24387,87	9466,55	19216,82	11275,88	11626,30	11230,45
32	32363,63	22343,70	77456,14	22822,77	28571,58	27857,09
33	6945,45	13022,44	12215,65	5619,65	16234,98	9999,34
34	2418,18	7163,92	10482,90	4873,64	8683,84	5919,02
35	6533,33	6106,72	3837,11	2385,83	7346,99	4010,52
36	13866,66	19109,45	31243,87	10689,80	24256,92	19410,91

As figuras 5.10, 5.11 e 5.12 ilustram como a equação 5.1 prevê o transporte de sedimentos para os dados obtidos em campo, segundo Kamphuis (1985) em comparação com outros autores.

A figura 5.10 compara os resultados da equação 5.1, dados medidos em campo e os resultados da equação CERC (equação 2.50).

A figura 5.11 compara os resultados da equação 5.1, dados medidos e os resultados da equação Kamphuis, 1985 (equação 2.51 - equação gerada apartir destes dados de campo).

A figura 5.12 compara os resultados da equação 5.1, dados medidos e os resultados da equação Kamphuis, 1991 (equação 2.52).

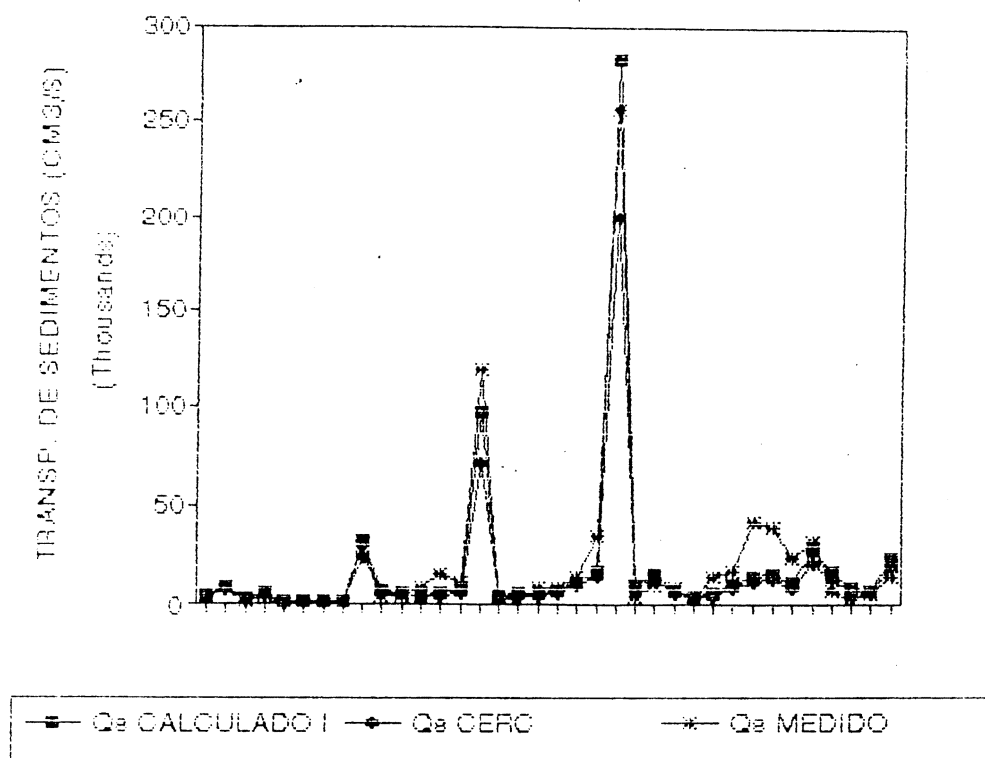


Figura 5.10: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 5.1 e calculado através do modelo de CERC(1973), eq. 2.50 - Dados Modelo Físico

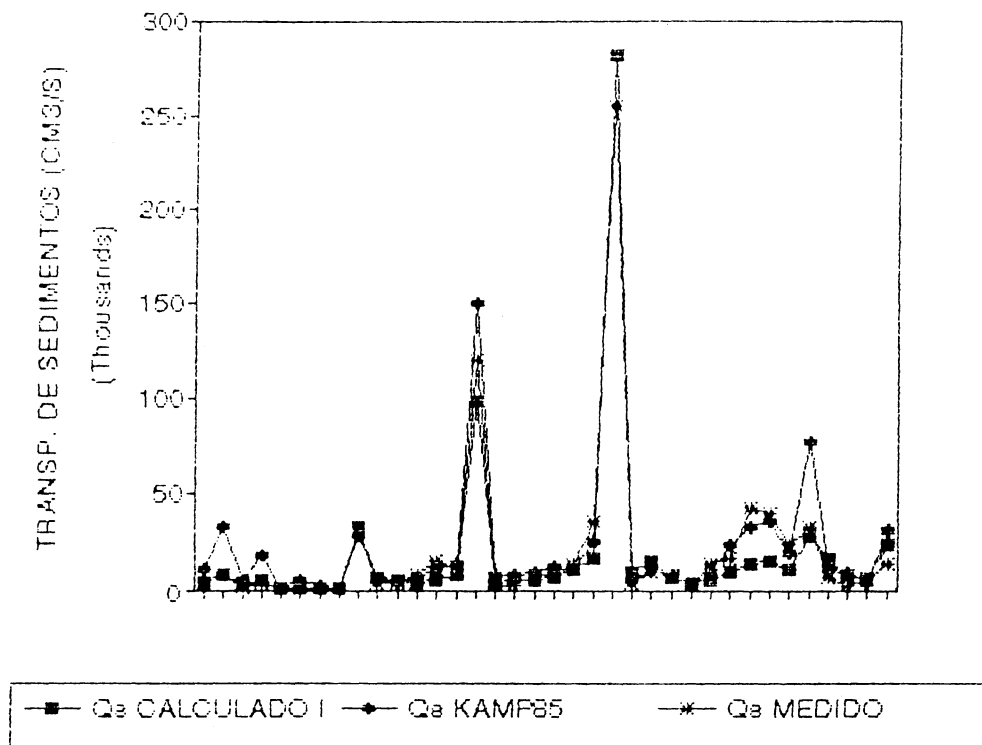


Figura 5.11: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 5.1 e calculada através do modelo de Kamphuis (1985), eq. 2.51 - Dados de Campo

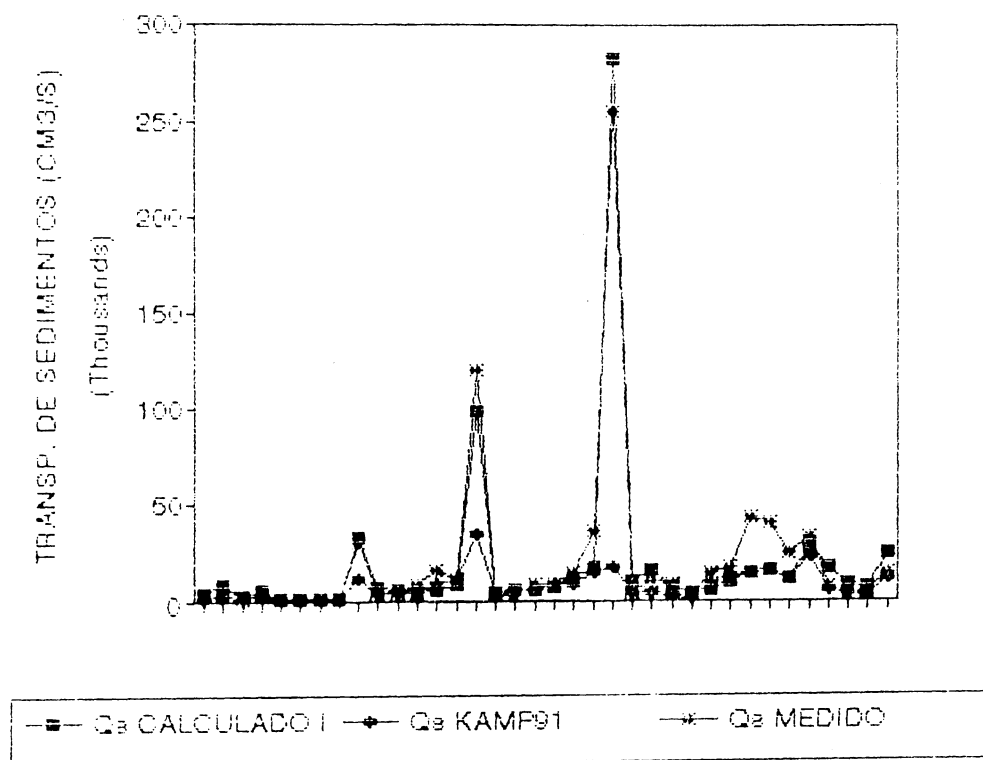


Figura 5.12: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 5.1 e calculado pelo modelo Kamphuis (1991), eq. 2.52 - Dados de Campo

As figuras 5.13, 5.14 e 5.15 ilustram como a equação 5.8 prevê o transporte de sedimentos para os dados obtidos em campo (Kamphuis,1985) em comparação com outros autores.

A figura 5.13 compara os resultados da equação 5.8, dados medidos e os resultados da equação CERC (equação 2.50).

A figura 5.14 compara os resultados da equação 5.8, dados medidos e os resultados da equação Kamphuis, 1985 (equação 2.51 - equação gerada apartir destes dados de campo).

A figura 5.15 compara os resultados da equação 5.8, dados medidos e os resultados da equação Kamphuis ,1991 (equação 2.52).

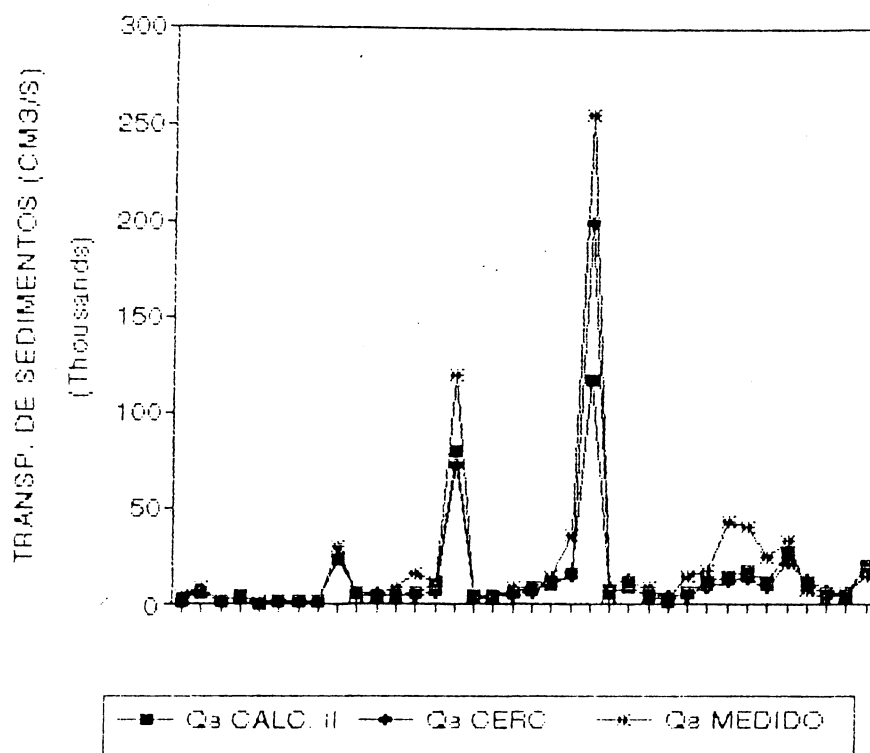


Figura 5.13: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq.5.8 e calculado através do modelo de CERC (1973), eq. 2.50 - Dados de Campo

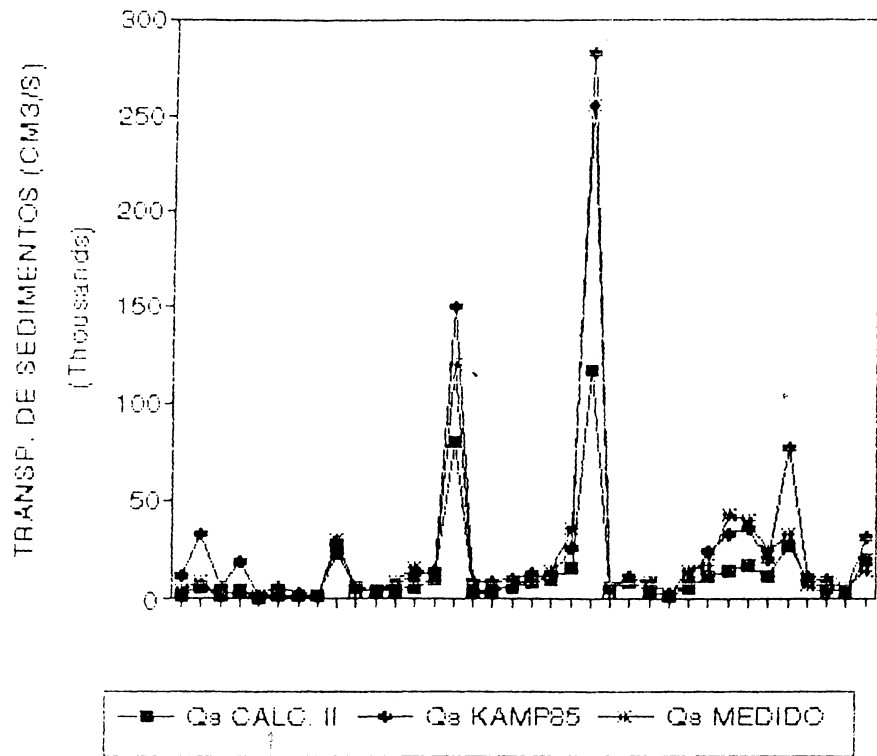


Figura 5.14: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado através da eq. 5.8, calculado através do modelo de Kamphuis (1985), eq. 2.51 - Dados de Campo

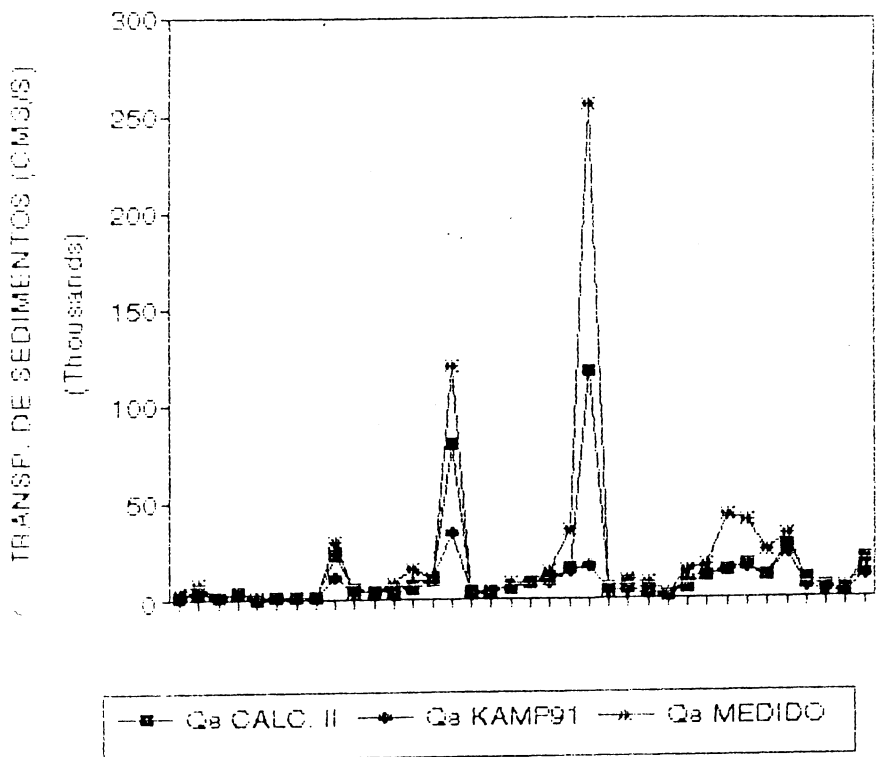


Figura 5.15: Gráfico de transporte de sedimentos medido, calculado pela eq. 5.8 e calculado através do modelo de Kamphuis (1991), eq. 2.52 - Dados de Campo

É importante explicar o porque do ajuste da equação 5.8 em função de tantos parâmetros em comparação com a equação 5.1, função apenas da energia da onda e com uma correlação mais próxima a 100%. Porque não propor somente a equação 5.1, a qual é mais simples e representa melhor a amostra de dados? Como já foi citado anteriormente existe uma discrepância muito grande na previsão do transporte de sedimentos, detectada ao se analisar os resultados de diferentes autores para uma mesma amostra. Observam-se grandes diferenças e isso por si só, já é um motivo importante para se tentar estabelecer numa equação que leve em consideração todos parâmetros que interferem no trânsito sedimentar.

A equação 5.1 leva em consideração apenas a energia da onda, como já foi estudado por vários pesquisadores. Na equação 5.8 procura-se expressar o fator K em função do maior número de variáveis que possam representar o fenômeno do transporte de sedimentos.

Neste trabalho como um dos objetivos é levar em consideração parâmetros diferentes daqueles propostos por Bonnefille (1976) e Kamphuis (1985) propuseram, como o diâmetro, declividade da praia e altura da onda, levou-se em consideração além destes parâmetros a velocidade de queda do sedimento como pode ser visto na equação 5.6.

#### **5.6. Dados de Campo segundo Kamphuis, 1985**

A tabela 5.5 apresenta os dados de campo segundo Kamphuis, 1985 a qual se utilizou juntamente com os dados medidos em laboratório (tabela 5.4) para determinação das equações ajustadas 5.1 e 5.8.

Tabela 5.4  
Dados de Laboratório

Ensaio	$Q_s$ ( $\text{cm}^3/\text{s}$ )	$H_b$ (cm)	T (s)	$\alpha_b$	m	D (mm)	$d_b$ (cm)	$L_b$ (cm)	W (cm/s)
1	0,296	2,00	1,24	1,525	0,0588	0,177	3,00	66	2,00
2	0,281	1,70	1,13	1,670	0,0588	0,177	3,15	62	2,00
3	0,630	3,00	1,00	1,903	0,0588	0,177	3,30	55	2,00
4	0,342	2,00	0,86	2,161	0,0588	0,177	2,70	43	2,00
5	0,370	2,00	0,70	2,592	0,0588	0,177	3,30	38	2,00
6	0,410	1,80	1,13	2,033	0,0588	0,177	3,40	64	2,00
7	0,920	3,00	1,00	2,32	0,0588	0,177	3,75	59	2,00
8	0,760	3,20	0,86	2,653	0,0588	0,177	3,65	50	2,00
9	2,210	3,50	0,70	3,166	0,0588	0,177	5,00	45	2,00
10	1,636	4,00	1,24	2,204	0,0588	0,177	5,50	89	2,00
11	2,490	5,20	1,00	2,555	0,0588	0,177	6,90	78	2,00
12	3,490	5,20	0,86	2,909	0,0588	0,177	8,40	72	2,00
13	1,710	5,00	1,24	2,449	0,0588	0,177	5,50	89	2,00
14	3,110	4,70	1,13	2,779	0,0588	0,177	6,65	87	2,00
15	5,090	5,50	1,00	2,965	0,0588	0,177	7,00	79	2,00

Tabela 5.5  
Dados de campo

Referência	Localização	Ponto	$Q_s$ (kg/s)	$H_{bs}$ (m)	T (s)	$\alpha_{bs}$	m	D (mm)	$d_t$ (m)	$L_b$ (m)	W (m/s)
Komar (1969)	El Moreno	EMB1	7,38	0,45	2,7	10,0	0,138	0,60	0,35	4,84	0,095
		EMB2	13,82	0,56	3,3	14,0	0,138	0,60	0,42	6,53	0,095
		EMB3	2,39	0,39	5,2	9,6	0,138	0,60	0,26	8,26	0,095
		EMB4	7,01	0,51	4,3	10,9	0,138	0,60	0,35	7,92	0,095
		EMB5	1,00	0,40	6,6	2,5	0,138	0,60	0,26	10,57	0,095
		EMB6	1,46	0,41	5,3	7,4	0,138	0,60	0,27	8,64	0,095
		EMB7	3,40	0,40	3,8	4,0	0,138	0,60	0,28	6,20	0,095
Komar (1969)	Silver Strand	SSB1	2,10	1,27	12,0	0,3	0,013	0,18	0,84	34,22	0,02
		SSB2	49,44	1,46	11,3	4,4	0,013	0,18	0,97	34,64	0,02
		SSB3	7,71	0,75	11,1	5,8	0,018	0,18	0,49	24,25	0,02
		SSB4	6,20	0,80	9,5	4,3	0,018	0,18	0,53	21,50	0,02
Gable (1981)	Lead better	LBB1	13,96	0,70	10,8	4,2	0,046	0,22	0,46	22,80	0,026
		LBB2	26,04	0,85	11,1	3,2	0,046	0,22	0,56	25,84	0,026
		LBB31	17,58	0,78	12,4	5,6	0,046	0,22	0,51	27,60	0,026
		LBB32	196,73	1,77	11,9	8,0	0,019	0,22	1,18	40,21	0,026
		LBB4	3,96	0,76	8,0	3,8	0,046	0,22	0,50	17,70	0,026
		LBB5	5,53	0,65	7,2	6,2	0,046	0,22	0,43	14,74	0,026
		LBB6	13,88	0,69	11,4	5,7	0,046	0,22	0,45	23,87	0,026
		LBB7	13,85	0,75	11,2	5,9	0,046	0,22	0,49	24,47	0,026



Continuação:

Tabela 5.5  
Dados de Campo

Referência	Localização	Ponto	$Q_s$ (kg/s)	$H_{bs}$ (m)	T (s)	$\alpha_{bs}$	m	D (mm)	$d_b$ (m)	$L_b$ (m)	W (m/s)
Inman et al (1980)	Torrey	TPB1	24,56	1,12	13,4	3,4	0,018	0,29	0,73	35,79	0,04
	Pines	TPB2	58,78	1,29	13,4	3,4	0,023	0,29	0,84	38,44	0,04
Kana (1980)	Duck	DUCK1	420,64	1,99	7,0	16,5	0,012	0,42	1,44	25,82	0,065
		DUCK2	7,26	0,88	12,0	5,0	0,014	0,42	0,57	28,40	0,065
Kraus et al. (1982)	Ajigaura	AJ78	16,54	0,98	9,0	6,0	0,015	0,23	0,65	22,62	0,027
		AJ79	13,67	1,10	6,5	2,0	0,025	0,27	0,76	17,56	0,036
Watts (1953)	Lake Worth	WTYS2	3,88	0,46	4,9	11,5	0,030	0,42	0,31	8,50	0,065
Bruno et al. (1981)	Channel Islands	CIH1	23,67	0,84	12,6	3,1	0,040	0,22	0,55	29,11	0,026
		CIH2	28,03	1,09	11,8	3,1	0,042	0,22	0,72	31,14	0,026
		CIH3	71,91	1,27	11,3	3,0	0,035	0,22	0,84	32,26	0,026
		CIH4	65,71	1,27	11,5	3,2	0,036	0,22	0,84	32,82	0,026
		CIH5	40,24	1,14	12,0	3,1	0,029	0,22	0,75	32,39	0,026
		CIH6	53,40	1,67	11,1	2,8	0,034	0,22	1,11	36,47	0,026
Kana (1977)	Price Inlet	BU2	11,46	0,85	9,5	9,0	0,018	0,25	0,56	22,17	0,034
		PI1	3,99	0,92	8,9	4,0	0,026	0,25	0,61	21,66	0,034
		PI9	10,78	0,79	8,3	5,0	0,013	0,18	0,52	18,72	0,02
		CA1	22,88	0,99	9,2	9,0	0,027	0,18	0,66	23,23	0,02

Fonte: Kamphuis (1985)

## 6. CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

### 6.1. Conclusões

A metodologia empregada apesar de aparentemente simples, fornece-nos dados coerentes. O capítulo 4, "Consistência de dados", mostra como se comportam os ensaios em relação a equações já existentes de diversos autores e isto só assegura a confiabilidade dos dados medidos.

Estabeleceu-se duas equações, uma do tipo  $Q = K.E^n$ , em função da energia,  $Q_s = 3,875.10^{-5}.E^{1,047}$  representando o transporte de sedimentos com coeficiente de determinação de 98,45% e outra representando o transporte de sedimentos em função da dinâmica ondulatória, do fluido, do próprio sedimento e da geometria da praia originada a partir de análise adimensional conduzindo aos seguintes agrupamentos adimensionais:  $\frac{KW\rho}{T}$ ,  $\frac{DW}{v}$ ,  $\frac{W^2}{gL_b}$ ,  $\frac{H_b}{d_b}$  e m. Através de regressão múltipla obtivemos finalmente a equação:

$$Q_s = 1,82.(W^{-0,543}.D^{0,359}.g^{0,998}).(m^{0,409}.d_b^{2,044}).(v^{-0,359}.\rho^{0,047}).(H_b^{0,05}.L_b^{0,998}.T^{-0,047}.\text{sen}^{1,047} 2.\alpha_b)$$

com coeficiente de determinação de 81,25%, sendo  $Q_s$  em ( $m^3/s$ ).

As equações ajustadas representam de forma satisfatória o transporte de sedimentos para os dados de campo (Kamphuis, 1985) e dados medidos em modelo físico.

O fato de utilizar além dos dados de modelo, dados de campo, para o ajuste, faz com que as equações na previsão do transporte de sedimentos represente o mesmo fenômeno originados de maneira diferente e isso indica que estas equações tem grande probabilidade de representarem o transporte de sedimentos a partir de dados de outra natureza.

Na determinação das equações ajustadas para previsão do transporte de sedimentos foram utilizados dados com as seguintes magnitudes:

Altura da onda na zona de rebentação de 1,7 a 199 centímetros.

Período da onda de 0,70 a 13,4 segundos.

Declividade da praia de 0,012 a 0,138.

Ângulo de incidência da onda na zona de rebentação de 0,3 a 14,0 graus.

Diâmetro do grão de 0,18 a 0,6 milímetros..

Profundidade na zona de rebentação de 2,7 a 144 centímetros.

Transporte de sedimentos de 0,281 a 254933,30 centímetros cúbicos por segundo.

## 6.2. Recomendações

As principais recomendações, oriundas da realização deste trabalho, são as seguintes:

-As equações foram ajustadas apenas para praias de areia, conseqüentemente na determinação da velocidade de queda do sedimento utilizamos massa específica de  $2650 \text{ Kg / m}^3$ . Propõe-se então, que seja dada continuidade a pesquisa realizando ensaios com diferentes materiais.

-Como foi fixado o ângulo entre o eixo do gerador e a linha de praia determinando ângulo de incidência da onda em seis graus propõe-se a realização de ensaios com diferentes ângulos de incidência.

-O programa de ensaio originou ondas, cuja deformação do fundo do modelo não fizeram ocorrer grandes variações na declividade, sugere-se a realização de ensaios que possibilite diferentes dados de declividade e um maior intervalo de períodos de onda.

- Sugere-se análise do estágio praial, comparação do perfil de praia antes e depois do ensaio realizado.

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

- AIRY, G. B., "On Tides and Waves," Encyclopaedia Metropolitana, 1845 apud U. S. Army Coastal Engineering Research Center, "Shore Protection Manual," vol. 1, Virginia, 1977, cap.2, p. 2-34.
- BABA, I e KOMAR, P. D., "Measurements and analysis of settling velocities of natural quartz sand grains," I. Sedimentary Petrology, 1981, 51(2) 0634.
- BONEFILLE, R., "Cours D'Hydraulique Maritime," 1976.
- CARTER, R.W.G., "Coastal Environments, An Introduction to the Physical, Ecological and Cultural Systems of Coastlines," Academic Press New York, USA, 1988.
- CASTANHO, J., "Energia das Ondas e Transporte Litoral," Revista dos Alunos do I.S.T., n° 339, Lisboa, 1964, p. 523 a 527.
- CERC, "Shore Protection Manual," vol. 1, Virginia, 1977.
- DAILY, J. W. E STEPHAN, S.C. , JR., "Characteristics of a Solitary Wave," Transactions of the American Society of Civil Engineers, vol. 118, 1953, pp. 575-587 apud U. S. Army Coastal Engineering Research Center, "Shore Protection Manual," vol. 1, Virginia, 1977, cap.2, p. 2-60.
- DALRYMPLE, R. A., "Prediction of Storm/Normal Beach Profiles", vol. 118, n° 2, Mar./Abr., 1992.
- GALVIN, C.J., "Breaker Type Classification on Three Laboratory Beaches," Journal Geophysical Research, vol. 73, n° 12, Junho, 1968, p. 3651, 3655 e 3658.
- GALVIN, C. J. e EAGLESON, P.S., "Experimental Study of Longshore Currents on a Plane Beach," T.M - 10, 1-80. Coastal Engineering Research Center, U. S. Army, Corps of Engineers, 1965 apud Lanfredi, N. W. and Framinan, M. B., "Field Study and Prediction of Longshore Currents, Argentine Coast," Journal of Coastal Research, 1986, 2(4), p.412.
- GUZA, R. e BOWEN, A., "The resonant instabilities of long waves obliquely incident on a beach," Journal Geophysical Research, 1975, 80, 4529-34 apud PeThick J., "An Introduction to Coastal Geomorphology," Londres, 1984, cap. 3, p. 29.
- GUZA, R. e INMAN, D., "Edge waves and beach cusps", Journal Geophysical Research, 1975, 80(21), 2997-3012 apud Pethick J., "An Introduction to Coastal Geomorphology," Londres, 1984, cap. 3, p. 29.
- HARRISON, W., "Empirical equation for longshore current velocity. Journal of Geophysical Research, 1968, 73, 6929-6936 apud Lanfredi, N. W. and Framinan, M B., "Field Study

- and Prediction of Longshore Currents, Argentine Coast," *Journal of Coastal Research*, 1986, 2(4), p.412.
- HUNTLEY, D. e BOWEN, A.**, "Comparison of hydrodynamics of steep and shallow beaches", 1975 apud Hails, J. e Carr, A.(ed)), "Nearshore sediment dynamics e sedimentation. Londres: Wiley apud Pethick J., "An Introduction to Coastal Geomorphology," Londres, 1984, cap. 3, p. 30.
- INMAN, D. L. and QUINN, W. H.**, "Currents in the Surf Zone". Second Conference on Coastal Engineering (ASCE), California, USA, 1952, 1, 84-36 apud Lanfredi, N. W. and Framinan, M B., "Field Study and Prediction of Longshore Currents, Argentine Coast", *Journal of Coastal Research*, 1986, 2(4), p. 412.
- IPPEN, A.T.**, "Estuary and Coastline Hydrodynamics, 1966.
- IPPEN, A. e KULIN, G.**, "The Shoaling and Breaking of the solitary Wave, "Proceedings of the 5th Conference on Coastal Engineering, Grenoble, France, 1954, pp. 27-49 apud U. S. Army Coastal Engineering Research Center, "Shore Protection Manual," vol. 1, Virginia, 1977, cap. 2, p. 2-62.
- KAMPHUIS, J. W., DAVIES, M. H., NAIRN R. B. e SAYAO O. J.**, "Calculation of littoral sand transport rate", *Coastal Engineering*, 10:1-26, 1986, p. 1, 2 e 13.
- KAMPHUIS, J. W.**, "Alongshore Sediment Transport Rate", *Journal of WaterWay Port Coastal and Ocean Engineering*, vol. 17, n° 6, Nov./Dez, 1991, p. 632.
- KOMAR, P. D.**, "Nearshore currents: generation by obliquely incident waves and longshore variations in breaker height", 1975 apud J. Hails and A Carr (eds.), *Nearshore Sedimentation*. New York: Wiley, 17-45 apud Lanfredi, N. W. and Framinan, M B., "Field Study and Prediction of Longshore Currents, Argentine Coast", *Journal of Coastal Research*, 1986, 2(4), p.412.
- KOMAR, P. D. and INMAN, D. L.**, "Longshore sand transport on breaches". *Journal of Geophysical Research*, 1970, 75 (33), 6778-6789 apud Lanfredi, N. W. and Framinan, M B., "Field Study and Prediction of Longshore Currents, Argentine Coast", *Journal of Coastal Research*, 1986, 2(4), p.412.
- KRAUS, N. C. e LARSON, M.**, "Beach profile change measured in the tank for large waves, 1956-1957 and 1962." Tech. Reaport CERC-88-6, U.S. Army Coast. Engrg. Res. Ctr., Vicksburg, 1988 apud Robert A. Dairymple, "Predictionn of Storm/Normal Beach Profiles", vol. 118, n° 2, Mar./Apr., 1992, p. 194-196.
- KRIEBEL, D. L., DALLY, W. R., e DEAN, R. G.**, "Undistorted Froude scale model for surf zone sediment transport." Proc. 20th Intl. Coastal Engineering Conf., ASCE, 1986, 1296-1310 apud Robert A. Dairymple, "Predictionn of Storm/Normal Beach Profiles", vol. 118, n° 2, Mar./Apr., 1992, p.194.

- KREIMER, E. D.**, "Procesos Costeros y Transport de Sedimentos," Polígrafo La Plata, 1988.
- LANFREDI, N. W. e FRAMINAN, M. B.**, "Field Study and Prediction of Longshore Currents, Argentine Coast", Journal of Coastal Research, 1986, 2(4).
- LARSON, M., e KRAUS, N. C.**, "SBEACH: Numerical model for simulating storm-induced beach change." Tech. Report CERC-89-9, U.S. Army Corps of Engrs. Coastal Engrg. Res. Ctr., Vicksburg, Va, 1989 apud Robert A. Dairymple, "Predictionn of Storm/Normal Beach Profiles", vol. 118, n° 2, Mar./Apr., 1992, p.194-196.
- LONGUET-HIGGINS, M. S.**, "Longshore currents generated by obliquely incident sea waves ", Journal of Geophysical Research, 1973, 75, 6778-6789 apud Lanfredi, N. W. and Framinan, M B., "Field Study and Prediction of Longshore Currents, Argentine Coast", Journal of Coastal Research, 1986, 2(4), p.412.
- McCWON, J.**, "On The Solitary Wave, " Philosophical Magazine, 5th Series, vol. 32, n° 194, 1891, pp. 45-58 apud Shore Protection Manual, U. S. Army Coastal Engineering Research Center, vol. 1, Virginia, 1977, cap. 2, p. 2-62.
- MICHELL, J. H.**, "On the Highest Waves in Water, " Philosophical Magazine, 5th Series, vol. 36, 1893, pp. 430-437 apud Shore Protection Manual, U. S. Army Coastal Engineering Research Center, vol. 1, Virginia, 1977, cap. 2, p. 2-39.
- MOTTA, V.F.**, " Curso de Teoria da Semelhança", 1972.
- PATRICK, D. A. e WIEGEL, R. L.**, "Amphibian Tractors in the surf, " Proceedings of the First Conference on Ships and Waves, Council on Wave Research and Society of Naval Architects and Marine Engineers, 1955 apud Shore Protection Manual, U. S. Army Coastal Engineering Research Center, vol. 1, Virginia, 1977, cap. 2, p.2-124.
- PETHICK, J.**, "An Introduction to Coastal Geomorphology," Londres, 1984.
- POYITT, A. D.**, "A preliminary study of Morphodynamic Aspects of the Nearshore Zone, University of Sydney, 1982, p. 1.
- PUTMAN, J. A., MUNK, W. H., and TRAYLOR, M.A.**, "The prediction of longshore currents". Transaction of the American Geophysical Unionn, 1949, 30(3), 337-345 apud Lanfredi, N. W. and Framinan, M B., "Field Study and Prediction of Longshore Currents, Argentine Coast", Journal of Coastal Research, 1986, 2(4), p.412.
- SAYAO, O.F.S.J. e KAMPHUIS, J.W.**, "Litoral Sand Transport: Rewiew of The State of The ART," Department of Civil Engineering Queen's University Kingston, Ontario, Canadá, 1982.
- SONU, C.J.; McCLOY, J. M., e McARTHUR, D.S.**, "Longshore Currents and Nearshore Topographies," 10th. Conference on Coastal Engineering (ASCE), Tokyo, Japan, 1966,

524-549 apud Laufredi, N. W. and Framinan, M B., "Field Study and Prediction of Longshore Currents, Argentine Coast", Journal of Coastal Research, 1986, 2(4), p.412.