

AVALIAÇÃO DAS EQUAÇÕES DE TRANSPORTE DE
SEDIMENTOS EM CANAIS ALUVIAIS

ROSIREZ CATÃO CURI

AVALIAÇÃO DAS EQUAÇÕES DE TRANSPORTE DE
SEDIMENTOS EM CANAIS ALUVIAIS

Dissertação apresentada ao Cur
so de Mestrado em Engenharia Ci
vil da Universidade Federal da
Paraíba, em cumprimento às exi
gências para obtenção do grau
de Mestre.

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: RECURSOS HÍDRICOS

ORIENTADOR: VAJAPEYAM SRIRANGACHAR SRINIVASAN

CAMPINA GRANDE - PB

DEZEMBRO - 1986



C975a Curi, Rosires Catão.
Avaliação das equações de transporte de sedimentos em canais aluviais / Rosires Catão Curi. Campina Grande, 1986. 166 f.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia.

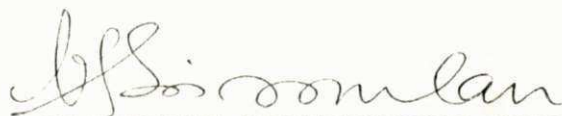
1. Recursos Hídricos. 2. Canais Aluviais. 3. Equações de Transporte. 4. Sedimentos. 5. Dissertação - Engenharia Civil. I. Srinivasan, Vajapeyam Srirangachar. II. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). III. Título

CDU 556.18(043)

**AVALIAÇÃO DAS EQUAÇÕES DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS
EM CANAIS ALUVIAIS**

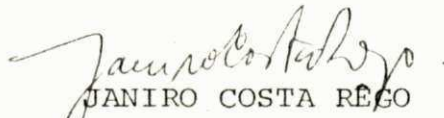
ROSIRES CATÃO CURI

Dissertação aprovada em 15/12/86



VAJAPEYAM SRIRANGACHAR SRINIVASAN

Orientador



JANIRO COSTA RÊGO

Componente da Banca



ALEXANDRE LATTERMANN

Componente da Banca

CAMPINA GRANDE

DEZEMBRO - 1986

Dedicado a meus pais, ISMAEL e EURIDICES, e
a meus filhos, IVNA e WESLEY.

AGRADECIMENTOS

Ao professor, Vajapeyam Srirangachar Srinivasan, pela orientação e incentivo; aos funcionários do Laboratório de Hidráulica do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba, pela colaboração durante a realização dos ensaios; a meu marido, Wilson Fadlo Curi, pela compreensão e estímulo durante a realização desta pesquisa; e a todos que, direta ou indiretamente contribuíram para a execução deste trabalho.

RESUMO

Este trabalho apresenta uma análise comparativa dos resultados da aplicação de várias equações estimativas de transporte de sedimentos em condições de leito plano. Baseada na análise dimensional e em outros trabalhos anteriores [Srinivasan (1969), Rêgo (1981)] sugere-se uma relação de transporte sólido em função de variáveis básicas, para condições de leito plano.

As equações selecionadas para esta pesquisa foram as de: Einstein (1950), Toffaleti (1969), Schoklitsch (1930), Meyer-Peter e Müller (1948), Bagnold (1966), Laursen (1958) e Rijn (1982).

As comparações foram realizadas com o uso de dados coletados especialmente para este fim em um sistema de recirculação montado em laboratório, para condições variadas em termos de profundidade do fluxo, vazão líquida e tamanho dos sedimentos.

Os resultados mostram que as equações de Bagnold e Laursen Modificada são as mais adequadas nas condições testadas. As equações de Laursen ajustada, Bagnold e a relação funcional proposta neste trabalho apresentaram 83%, 54% e 76% dos respectivos dados dentro da faixa de variação percentual de $\pm 30\%$.

ABSTRACT

This work represents a comparative analysis of the results of some of the well known equations of sediment transport for the plane bed condition.

A functional relation has been considered between sediment transport rate and parameters composed of the basic variables for the plane bed condition based on dimensional analysis similar to those that have been proposed earlier [Srinivasan (1969), Rêgo (1981)].

The following equations were chosen for this comparative study: Einstein (1950), Toffaleti (1969), Schoklitsch (1930) (bed load), Meyer-Peter e Müller (1948) (bed load), Bagnold (1966), Laursen (1958) and Rijn (1982).

Comparison between these equations were made with the use of data specially collected for this purpose in a laboratory recirculation channel for various conditions of depth, water discharge and sediment size.

The results show that Bagnold's Equation and Modified Laursen Equation are more adequate for estimation of transport rate for plane bed condition than the others. 83% of the observed values were within $\pm 30\%$ of the values estimated by the modified Laursen equation and in the case

of Bagnold's equation 54% of the observations were in the same range. The functional relation proposed showed 76% of the observations to lie within the same range.

LISTA DE SÍMBOLOS

- a - Nível de referência. Espessura da zona do leito.
- B - Largura do canal.
- c' - Coeficiente de Chézy relativo aos grãos de sedimentos.
- C - Concentração total média do sedimento, em peso por unidade de volume do fluido.
- C_a - Concentração volumétrica no nível de referência (equação de Rijn).
- C_B - Coeficiente.
- C₀ - Máxima concentração volumétrica no leito.
- c - Concentração pontual de sedimentos em peso.
- D - Diâmetro do grão representativo do material do leito.
- D₅₀ - Diâmetro da partícula para o qual 50% dos sedimentos da amostra são mais finos.
- D* - Parâmetro adimensional relativo ao tamanho da partícula.
- d - Profundidade do fluxo.
- e_b - Eficiência de transporte da carga do leito.

- e_s - Eficiência de transporte da carga suspensa.
- f - Coeficiente de atrito de Darcy-Weissbach relativo ao canal.
- f_b - Coeficiente de atrito de Darcy-Weissbach relativo ao leito do canal.
- f_w - Coeficiente de atrito de Darcy-Weissbach relativo as paredes do canal.
- g - Aceleração da gravidade.
- k - Uma constante adimensional.
- K - Altura da rugosidade equivalente de Nikuradse.
- K_r - Coeficiente de rugosidade relativo a energia total perdida.
- K'_r - Coeficiente de rugosidade relativo a energia perdida devido a resistência do grão.
- K_1 - Constante de Von Karman.
- P_E - Parâmetro de transporte na equação de Einstein.
- q - Vazão líquida por unidade de largura.
- q_b - Carga do leito, em peso seco por unidade de largura do escoamento.
- q'_b - Carga do leito, expressa em peso submerso por unidade de tempo e largura.
- q_c - Vazão líquida crítica para o início do movimento dos

sedimentos.

- q_s - Carga suspensa, em peso sêco, por unidade de largura do escoamento.
- q_T - Descarga de sedimento total, em peso por unidade de tempo e largura.
- R - Raio hidráulico da seção do fluxo.
- R_b - Raio hidráulico relativo ao leito.
- Re - Número de Reynolds.
- S - Declividade da superfície da água. Declividade da linha de energia do escoamento. Gradiente de energia.
- S' - Taxa de queda da energia relativa a resistência do grão.
- S'' - Taxa de queda da energia relativa a resistência da forma do leito.
- s - Densidade relativa do sedimento.
- T_f - Temperatura da água.
- T_1 - Parâmetro de transporte na equação de Rijn.
- U - Velocidade média do fluxo.
- U_* - Velocidade de cisalhamento ou velocidade de atrito.
- U_s - Velocidade média do sedimento em suspensão.
- u - Velocidade média (temporal) do fluxo.

- U_*' - Velocidade de cisalhamento relativo a rugosidade do grão.
- U_a - Velocidade efetiva da partícula (Equação de Rijn).
- U_{*cr} - Velocidade de cisalhamento crítico.
- W - Velocidade de queda na água de uma partícula de diâmetro médio D .
- W_s - Velocidade de queda do sedimento suspenso.
- Y_0 - Limite de integração.
- Z - Expoente da relação de Toffaleti
- Z' - Parâmetro de suspensão.
- Z_2 - Parâmetro de suspensão.
- α - Coeficiente de atrito sólido (Equação de Bagnold).
- Δ - Rugosidade aparente da superfície do leito.
- δ - Espessura da sub-camada limite laminar.
- γ - Peso específico do fluido.
- γ_s - Peso específico do sedimento.
- γ_s' - Peso específico do sedimento submerso ($\gamma_s - \gamma$).
- μ, ν - Viscosidade dinâmica e cinemática do fluido.
- ϕ - Parâmetro da taxa de transporte da carga do leito (Equação de Einstein).

- ψ - Parâmetro de intensidade de cisalhamento (Equação de Einstein).
- ρ - Massa específica do fluido.
- ρ_s - Massa específica do sedimento.
- τ_c - Tensão de cisalhamento crítica.
- τ_0 - Tensão de cisalhamento no fundo do canal.
- σ - Desvio padrão do tamanho dos sedimentos do leito.

SUMÁRIO

	PÁGINA
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	01
1.1 - Considerações Preliminares	01
1.2 - Objetivo deste Trabalho	08
CAPÍTULO II - O FENÔMENO DO TRANSPORTE DE SEDIMENTO	10
2.1 - Iniciação do Movimento do Sedimento	10
2.2 - Formas de Movimento do Sedimento	14
2.3 - Formas do Leito	15
2.4 - A Evolução das Formas do Leito	19
2.5 - Equações de Transporte de Sedimento	24
CAPÍTULO III - AS EQUAÇÕES DE AVALIAÇÃO DA QUANTIDADE DE SEDIMENTO TRANSPORTADO	27
3.1 - Introdução	27
3.2 - Equações de Transporte de Sedimento	29
3.2.1 - Equação de Schoklitsch	29
3.2.2 - Equação de Meyer-Peter e Müller	31
3.2.3 - Equação de Einstein	33
3.2.4 - Equação de Laursen	39
3.2.5 - Equação de Bagnold	42

	PÁGINA
3.2.6 - Equação de Toffaleti	46
3.2.7 - Equação de Leo C. Van Rijn	53
CAPÍTULO IV - INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL, COLETA DE DADOS E ORGANIZAÇÃO DOS ENSAIOS	58
4.1 - Considerações Gerais	58
4.2 - Instalações Experimentais	59
4.3 - Coleta de Dados	61
4.3.1 - Vazão Líquida do Fluxo	62
4.3.2 - Vazão Sólida	62
4.3.3 - Declividades do Canal e da Superfície Líquida	63
4.3.4 - Profundidade do Fluxo	64
4.3.5 - Tamanho dos Sedimentos	65
4.3.6 - Viscosidade do Fluido	65
4.4 - Organização dos Ensaios e Procedimento Experimental	65
4.4.1 - Organização dos Ensaios	65
4.4.2 - Procedimento Experimental	67
4.5 - Apresentação dos Dados Coletados	68
CAPÍTULO V - ANÁLISE E PROCESSAMENTO DOS DADOS	77
5.1 - Aspectos Gerais	77
5.2 - Fatores que Afetam o Transporte	100

	PÁGINA
CAPÍTULO VI - DISCUSSÕES DOS RESULTADOS	115
6.1 - Considerações Gerais	115
6.2 - Equações Estimativas do Transporte de Sedimento	115
6.3 - A Relação do Transporte pela Análise Dimensional	121
CAPÍTULO VII - CONCLUSÕES	124
CAPÍTULO VIII - RECOMENDAÇÕES	127
BIBLIOGRAFIA	129
APÊNDICE 01 - Procedimento para Correção do Efeito das Paredes Laterais	134
APÊNDICE 02 - Programa Computacional para o Cálculo da Quantidade de Sedimento Transportado pelas Equações de: Schoklitsch, Bagnold, Laursen, Meyer-Peter e Müller, Toffaleti, Einstein e Rijn	140
APÊNDICE 03 - Figuras de 5.1 a 5.17	149

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

O fluxo de água em leitos naturais ou artificiais frequentemente tem a capacidade de erodir areia, cascalho e seixos do leito e das margens e arrastá-los para jusante. Este fenômeno usualmente é chamado de "transporte de sedimento" independente do tamanho do material carregado. Contudo, o termo "sedimento" geralmente é reservado para os materiais finos, como silte e areia.

O sedimento é um dos maiores problemas no controle e utilização da água na superfície do solo, e é também um fenômeno cujos efeitos têm acentuada importância econômica e social.

O sedimento erodido a montante de obras hidráulicas como barragens, tomadas, canais, etc., é carregado até as mesmas, ali se depositando, reduzindo a vida útil destas obras e até mesmo inutilizando-as por completo. O sedimento é, portanto, causador de sensíveis danos às obras hidráulicas, tais como: redução da capacidade de armazenamento de reservatórios d'água, favorecendo enchentes e inundações, obstrução das vias de navegação ou inutilização dos canais de irrigação. Todos estes danos acarretam custos financeiros

elevados, seja por diminuir a vida útil da obra hidráulica ou por requerer dragagem e/ou outras medidas para a contínua remoção do material sedimentado.

Para considerar as soluções destes problemas, torna-se necessário conhecer a quantidade e qualidade dos sedimentos transportados, além de outros aspectos ligados ao problema. A qualidade pode ser determinada retirando-se amostras do material do leito e efetuando-se análises físico-químicas em laboratório. A quantidade é um problema difícil de se determinar e é deste problema que trata o presente trabalho.

Sempre que se torna necessária a utilização dos recursos hídricos existentes no País, verifica-se uma carência de estudos que possibilitem uma avaliação mais precisa da quantidade de sedimento transportado. Neste particular, principalmente no Nordeste brasileiro, são poucos os trabalhos de medição da quantidade de sedimento transportado, bem como, os postos sedimentométricos que efetuam tais medições.

O processo de erosão, transporte e deposição é complexo e representa a interação de dois grupos de variáveis: no primeiro grupo estão as variáveis que caracterizam os sedimentos transportados, e no segundo grupo, estão as variáveis que influenciam a capacidade do fluxo de transportar sedimento. As variáveis envolvidas podem ser apresentadas da seguinte maneira [Simons & Sentürk (1977)]:

Grupo 1 - Sedimentos Transportados pelo Fluxo

Os sedimentos transportados pelo fluxo podem ser analisados de forma qualitativa e quantitativa. Em relação à qualidade do sedimento têm-se as seguintes variáveis características: tamanho, velocidade de queda, densidade e formato dos grãos, estado de dispersão e coesão do sedimento. No tocante a quantidade de sedimento transportado pelo fluxo, que se relaciona com a disponibilidade de produção de sedimento pela bacia hidrográfica, tem-se as variáveis: geologia e topografia da bacia hidrográfica; magnitude, intensidade, duração e distribuição das chuvas; tipo de solo e de vegetação natural; culturas existentes e superfície de erosão.

Grupo 2 - Capacidade do Fluxo para Transportar Sedimento

A capacidade do fluxo para transportar sedimentos se relaciona com as seguintes propriedades geométricas do canal: elementos geométricos da seção, forma e alinhamento, e, com as propriedades hidráulicas do canal e do fluxo tais como: declividade, rugosidade e raio hidráulico do canal; vazão e velocidade do fluxo; turbulência, tensão de cisalhamento e propriedades do fluido.

Nem todas as variáveis especificadas são independentes, e em alguns casos o efeito da variável não é bem conhecido. As variáveis do Grupo 1, que controlam a quantidade e qualidade dos sedimentos produzidos na bacia hidrográfica, estão sujeitos a muitas variações, não só entre fluxos di

ferentes, mas também entre pontos de um mesmo fluxo, o que torna a sua análise bastante difícil. As variáveis do Grupo 2, que trata da capacidade do fluxo de transportar sedimentos, são mais sujeitas à análise matemática. Os estudos experimentais têm essencialmente procurado quantificar ou avaliar os efeitos das variáveis deste grupo.

A avaliação da quantidade de sedimentos transportados é usualmente efetuada com base em equações estimativas, estabelecidas através de modelos matemáticos, físicos e empíricos, ou através de medições usando-se aparelhos denominados amostradores. Frequentemente é utilizada a comparação dos valores estimados pelas equações com os valores medidos, obtendo-se assim, valores mais confiáveis.

O uso de amostradores têm-se revelado falho pelo fato de ser necessário distinguir o leito móvel do leito estável do curso, o que em medições de campo é totalmente impraticável. Além disso, para se ter uma idéia aproximada do transporte real, seriam necessárias uma série de medições, tanto em termos de espaço como de tempo. Já as equações estimativas, apesar de serem bastante práticas e ideais para o uso em projetos, têm apresentado o inconveniente de fornecerem resultados muito diferentes entre si. Diferença esta que chega a ordem de 500%, conforme ilustrações nas Figuras 1.1 e 1.2 [Simons & Sentürk (1977), Vanoni (1975)]. Esta discrepância de resultados deve-se, dentre outros fatores, às próprias hipóteses adotadas no desenvolvimento das equações, já que é praticamente impossível traduzir matematicamente a complexida

de total do fenômeno do transporte de sedimento.

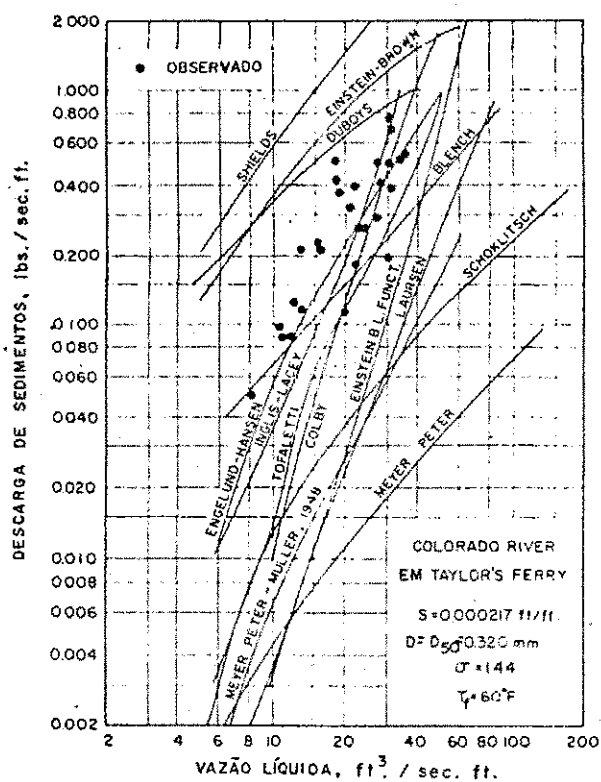


Fig. 1.1 - Descarga de Sedimentos como Função da Vazão Líquida para o Rio Colorado, obtida por Equações Estimadas e por Medições.

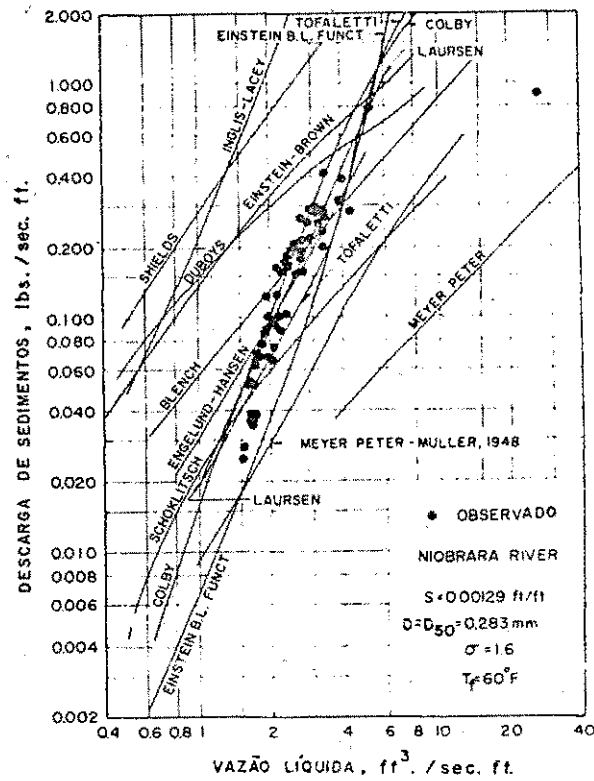


Fig. 1.2 - Descarga de Sedimentos como Função de Vazão Líquida para o Rio Niobrara, obtida por Equações Estimativas e por Medições.

A diferença entre as descargas de sedimento calculadas e as medidas evidenciadas nas Figuras 1.1 e 1.2 pode ser atribuída, tanto às limitações teóricas e físicas das próprias equações, como aos vários fatores que afetam a medição e influenciam o transporte. Dentre estes fatores, pode-se citar a forma do leito que influencia tanto na medição da profundidade do fluxo e conseqüentemente na declividade da superfície da água, como no estabelecimento da linha de separação entre leito móvel e leito estável. Outra razão para esta diferença na avaliação da quantidade de sedimento transportado, pode ser os ajustes empíricos efetuados nas equações e que são diretamente relacionados com os dados de medições utilizados para calibragem das mesmas. Algumas equações são calibradas com dados de laboratório, outras com dados de campo e outras com dados de ambos.

De toda esta complexidade, advém a inexistência de um método preciso, que apresente uma informação exata, mesmo porque o transporte de sedimento não é um processo uniforme [Simons & Sentürk (1977), Vanoni (1975)]

Uma equação de transporte de sedimento universal parece não existir e talvez nunca venha a ser criada. Contudo, deve-se sempre tentar o aperfeiçoamento das já existentes baseando-se em experiências e no processo físico do transporte. Portanto, quanto maior o número de dados que se puder obter e quanto mais se aprofundar no estudo das variáveis que afetam o transporte, mais perto estaremos desta condição ideal.

1.2 - OBJETIVO DESTE TRABALHO

Conforme foi mencionado anteriormente, as equações de avaliação da quantidade de sedimento transportado, quando confrontadas, mostram resultados bastante discrepantes. Podem ser vários os fatores causadores destas discrepâncias, uma vez que o processo do transporte de sedimento envolve várias variáveis, cujos efeitos não são ainda totalmente conhecidos.

Observa-se que as equações encontradas na literatura não levam em consideração, na sua hipótese de cálculo, a forma do leito, ou seja, elas são formuladas para resultarem numa avaliação da quantidade de sedimento transportado independente da rugosidade e geometria da forma do leito existente. Se a rugosidade do material constituinte do canal interfere na capacidade do fluxo para transportar sedimento, é razoável se esperar o mesmo, em se tratando da rugosidade e geometria da forma do leito. Além disso, formas de leito distintas produzem diferentes taxas de transporte, como é o caso de leito plano e ripples, que se caracterizam por altas e baixas taxas de transporte respectivamente.

A partir desta constatação pretendeu-se excluir a influência da rugosidade da forma do leito, considerando exclusivamente o leito plano com transporte de sedimento. O leito plano tem a vantagem adicional de ser uma forma de leito mais facilmente identificada em ensaios de laboratório e permitir dados coletados mais confiáveis em termos de profundidade de fluxo, declividade do leito e da superfície d'água,

transporte, etc.

Em vista do exposto anteriormente, o presente trabalho tem como objetivo a avaliação e comparação das taxas de transporte de sedimento estimadas por várias equações, quando a forma do leito é plana, bem como, identificar as equações que melhor se aproximam do transporte real, e, estabelecer relações que forneçam com menor margem de erro a taxa de transporte de sedimento para condições de fluxo em leito plano.

CAPÍTULO II

O FENÔMENO DO TRANSPORTE DE SEDIMENTO

2.1 - INICIAÇÃO DO MOVIMENTO DO SEDIMENTO

O fluxo em canais, sejam naturais ou artificiais, provoca o surgimento nos seus contornos de uma força denominada de arrasto que, atuando na superfície do canal, corresponde à tensão de cisalhamento [Simons & Sentürk (1977)]. Esta força, extremamente importante na definição do movimento das partículas, foi equacionada por Du Boys [Graf (1971)] como:

$$\tau_o = \gamma R S \quad (2.1)$$

onde γ é o peso específico do fluido, R o raio hidráulico da seção de fluxo e S a declividade da linha de energia do escoamento.

A força de arrasto no fundo do canal é bastante utilizada para analisar o início do movimento das partículas de sedimento. Enquanto esta força não atinge um valor crítico capaz de mover as partículas do material do leito, o canal se comporta como rígido. Mas, quando a tensão de cisalhamento

que atua no leito, iguala-se ou excede o valor crítico, inicia-se o movimento das partículas [Simons & Sentürk (1977), Rêgo (1981)]. Este conhecimento possibilita determinar a condição de início do movimento em função do valor da tensão de cisalhamento. Na prática torna-se difícil definir com exatidão o início do movimento, porque ele é consequência de um fenômeno que varia no tempo e no espaço, e é também de difícil observação em cursos naturais, razão pela qual os estudos neste sentido têm sido efetivados basicamente em experiências de laboratório.

Kramer, em 1965, [Simons & Sentürk (1977)] definiu três tipos de movimento do sedimento:

(1) Movimento Fraco: só umas poucas partículas estão em movimento no leito. Pode-se contá-las por centímetro quadrado.

(2) Movimento Médio: os grãos de diâmetro médio iniciam o movimento. Os grãos que se movimentam em determinado local já não podem mais ser contados.

(3) Movimento Geral: toda a mistura está em movimento, em todas as partes do leito, durante todo o tempo.

As considerações teóricas do equilíbrio de uma partícula do leito nas condições críticas de iniciação do movimento levaram White, em 1940, [Simons & Sentürk (1977)] a formulação de uma equação básica para a tensão de cisalhamento crítica, que vem sendo aceita, com algumas modificações introduzidas por pesquisadores como Shields e Meyer-Peter [Rêgo

(1981), Simons & Sentürk (1977)]:

$$\tau_c = k(\gamma_s - \gamma)D \quad (2.2)$$

onde:

τ_c = tensão de cisalhamento crítica;

k = uma constante adimensional;

γ_s = peso específico do sedimento;

D = diâmetro representativo do sedimento.

A constante k , em geral, é expressa em função do ângulo de re pouso do material submerso, do tipo de escoamento (laminar ou turbulento), da temperatura, das condições de rugosidade e de outros fatores [Rêgo (1981), Simons & Sentürk (1977)]

Shields, em 1936, [Graf (1971), Srinivasan (1969)] estabeleceu um método para a determinação da tensão de cisalhamento crítica, através de uma relação determinada experimentalmente, entre os parâmetros adimensionais $\tau_c / (\gamma_s - \gamma)D$ e U_*D/ν , sendo: o valor U_* definido como $U_* = (\tau_o/\rho)^{1/2}$ e conhecido como velocidade da tensão de cisalhamento ou velocidade de atrito, ρ a massa específica do fluido e ν a viscosidade cinemática. A relação gráfica de Shields é mostrada na Figura 2.0 e, é aceito como válido para definir o início do movimento pela quase totalidade dos pesquisadores na área [Graf (1971), Rêgo (1981), Simons & Sentürk (1977)] .

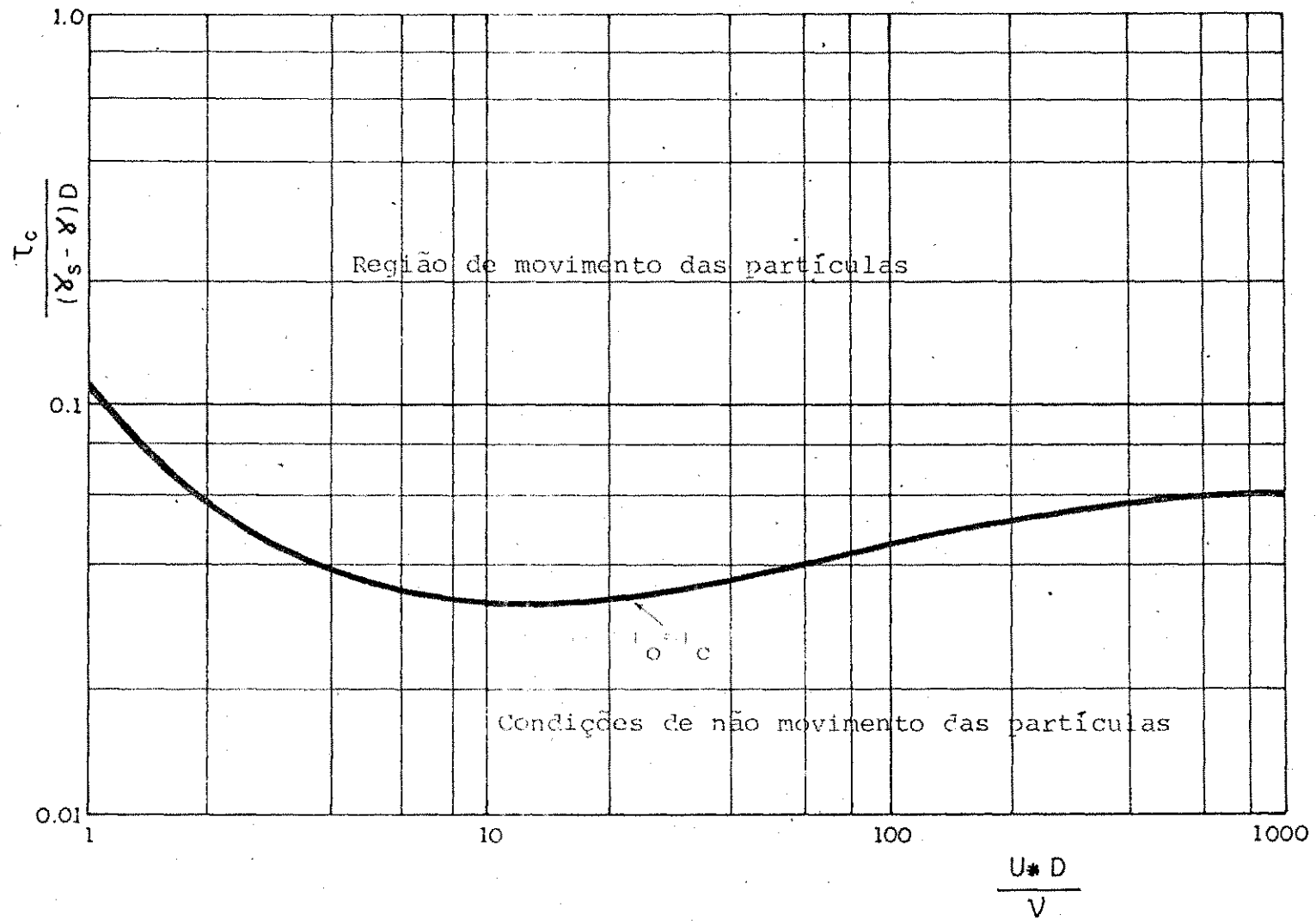


Fig. 2.0 - Relação de Shields para o Início do Movimento.

2.2 - FORMAS DE MOVIMENTO DO SEDIMENTO

As partículas de sedimento são transportadas pelo fluxo por uma das maneiras abaixo relacionadas ou, por uma combinação das mesmas [(Simons & Sentürk (1977), Vanoni (1975))]:

(1) Rolando ou deslizando sobre o leito, transporte por arrasto;

(2) Saltando dentro do fluxo e então repousando no leito, chamado de saltação;

(3) Suportado pelo fluxo circundante durante o seu completo movimento, ou transporte em suspensão.

A natureza do movimento depende do tamanho das partículas, declividade do leito, densidade do material do leito, velocidade e turbulência do fluxo [(Simons & Sentürk (1977), Vanoni (1975))].

Não há uma linha nítida de separação entre saltação e suspensão. Contudo, esta distinção é importante por que serve para delimitar dois modos de transporte hidráulico que seguem diferentes processos físicos, tração (tensão) e suspensão. Naturalmente, os sedimentos podem ser transportados parcialmente por saltação, o que significa transporte em suspensão por uma parte do tempo e, transporte por arrasto durante o tempo restante. A quantidade de sedimentos que se movem por arrasto, rolamento e parte dos que se movem por saltação são chamados de carga do leito [(Simons e Sentürk (1977))].

Segundo Simons & Sentürk (1977), a quantidade de carga do leito transportada por um rio largo e profundo é cerca de 5 a 25% da carga suspensa. Embora a quantidade da carga do leito possa ser pequena, quando comparada com a carga de sedimento total, ela é extremamente importante porque é a responsável pela forma do leito, além de influenciar a estabilidade do canal, a rugosidade do grão e outros fatores.

Os sedimentos que são transportados em suspensão, ou seja, suportados pelo fluxo, são chamados de carga suspensa. O peso destas partículas é continuamente suportado pelo fluido. A turbulência é o mais importante fator que ocasiona o transporte por suspensão. Devido ao peso das partículas, há uma tendência à sedimentação das mesmas, que é equilibrada pelo processo difusivo das partículas do fluido provocado pela componente vertical da velocidade turbulenta [Simons & Sentürk (1977)].

2.3 - FORMAS DO LEITO

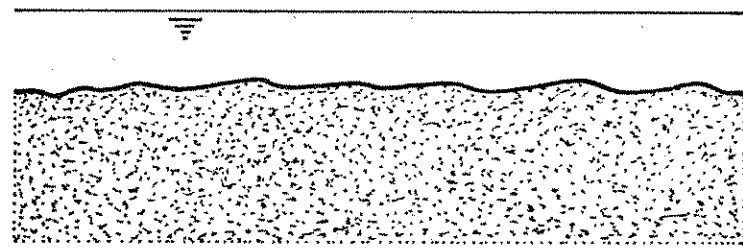
Um leito artificial plano e erodível, sem movimento de sedimento, quando sujeito a um escoamento, inicia o processo de geração de formas do leito tão logo o fluxo atinja as condições críticas, ou seja, assim que o transporte começa [Simons & Sentürk (1977), Srinivasan (1969)].

As partículas do leito, sendo erodidas em um ponto e depositadas à jusante, modificam constantemente o fundo do canal, originando formas de leito variáveis de acordo

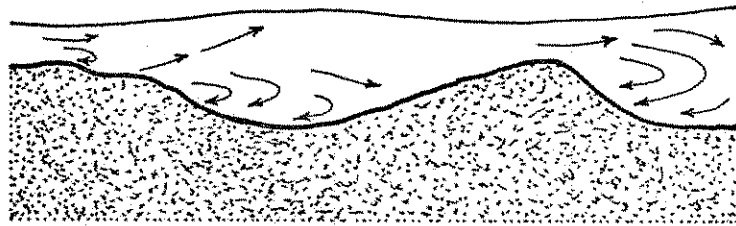
com as condições de escoamento predominantes [Rêgo (1981), Srinivasan (1969), Committee on Hydraulic etc. (1974)].

Há uma forte interrelação física entre o fator de atrito, a taxa de transporte de sedimento e a configuração geométrica assumida pela superfície do leito. A resistência ao fluxo e a quantidade de sedimento transportado são ambas funções das características do fluxo, das propriedades do fluido e das características do material do leito. Em outras palavras, a forma do leito e a taxa de sedimento transportado são determinadas pelas mesmas variáveis do fluxo e do sedimento. Assim, a ocorrência de uma forma de leito não é apenas um modo de variar a resistência do canal ao fluxo mas, também, de atingir a capacidade de transporte sólido do fluxo [Rêgo (1981), Srinivasan (1969), Simons & Sentürk (1977)].

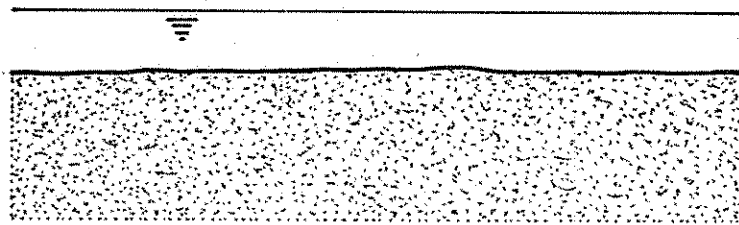
A classificação adotada para designar as configurações geométricas que ocorrem na superfície de um leito erodível, de acordo com as condições de escoamento são: ripples, dunas, leito plano e antidunas. O surgimento dessas formas na ordem apresentada, ocorre com o aumento da tensão de cisalhamento provocada pelo fluxo num leito inicialmente plano e sem transporte. A Figura 2.1 apresenta de forma esquematizada as formas de leito e, uma breve descrição de cada uma delas será feita a seguir [Cunha (1971), Rêgo (1981), Srinivasan (1969), Simons & Sentürk (1977)]:



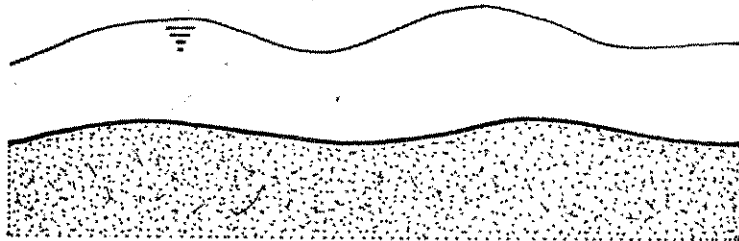
RIPPLES



DUNAS



LEITO-PLANO



ANTIDUNAS

Fig. 2.1 - Esquema Geral das Formas do Leito.

Ripples. São pequenas elevações características do leito, de largura menor que 30 cm e altura variando de 6 a 12 cm. Apresentam forma irregular, tanto no plano horizontal como na seção longitudinal, que se apresenta com suave declividade na face montante e declividade na face jusante, quase igual ao ângulo de repouso do material do leito. Um canal ou trecho de canal com leito de ripples apresenta grande resistência ao escoamento e pequeno transporte de sedimento.

Dunas. São características de leito mais largas e altas que ripples. O perfil longitudinal das dunas é aproximadamente triangular, com longas e suaves declividades à montante e declividades à jusante aproximadamente igual ao ângulo de repouso do material do leito. As dunas, nos grandes cursos d'água, podem atingir centenas de metros de comprimento e vários metros de altura. Um leito de dunas apresenta grande resistência ao escoamento e alta taxa de transporte.

Leito Plano. É uma forma de leito livre de qualquer característica perceptível na sua superfície. Isto é, não demonstra elevação ou depressão notável no leito formado pelo material e, está associado a altas taxas de transporte de sedimento e a altas tensões de cisalhamento. O leito plano, artificialmente produzido e sem transporte sólido, não se enquadra nesta situação, pois, antes do início do movimento do sedimento, o canal comporta-se como tendo leito rígido.

Antidunas. São uma série de ondas no leito, acompanhadas por ondas na superfície líquida. As ondas do leito e as de superfície estão geralmente em fase uma com a outra. A forma da onda é usualmente sinuosa e a direção de propagação pode ser tanto para montante quanto para jusante. É uma forma de leito caracterizada por uma alta taxa de transporte sólido e grandes variações nas condições da superfície d'água. Antidunas ocorrem quando o número de Froude aproxima-se do valor crítico.

Usualmente, uns poucos tipos intermediários de formas de leito são identificados como de "transição", "bars", etc. Eles podem contudo, ser agrupados com a forma de leito principal, dunas, sem qualquer perda de identidade.

2.4 - A EVOLUÇÃO DAS FORMAS DO LEITO

Em decorrência do escoamento sobre um leito erodível, várias formas de leito surgem como resultado da interação entre o escoamento e o próprio leito [Cunha (1978), Graf (1971)].

O leito artificial plano sem movimento de sedimentação, após o início do escoamento, se transformará em ripples se o material do leito for constituído de areia fina com D_{50} menor que 0.6 mm, caso contrário, haverá o surgimento da forma de leito dunas. Aumentando-se a velocidade do fluxo, ocorrerá uma mudança na configuração do leito de ripples para

dunas. No leito dunas muitas vezes ocorre tal como mostra a Figura 2.2.a, ripples superpostas às dunas. As superposições das ripples tendem a desaparecer com o aumento da velocidade, ficando o leito completamente coberto por dunas [Cunha (1978), Vanoni (1975), Simons e Sentürk (1977)] .

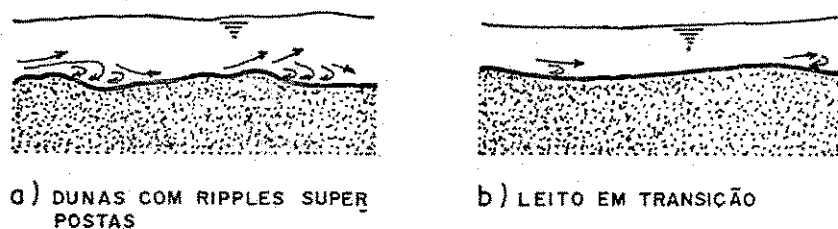


Fig. 2.2 - Formas de Leito em Transição.

Alguns pesquisadores não concordam com a existência de diferenças entre as configurações de leito ripples e dunas. Vanoni e outros, [Cunha (1978), Simons & Sentürk (1977)] por exemplo, viram poucas razões para distingui-las, porque o mecanismo pelo qual elas se formam e se movem são semelhantes. Contudo, alguns fatores justificam esta distinção como por exemplo [Cunha (1978), Simons & Sentürk (1977)]:

(1) Ripples somente se formam se o diâmetro médio do material do leito, D_{50} , for menor que 0,6 mm, ou seja, em leitos de sedimentos finos;

(2) As dunas movem-se ao longo dos cursos d'água com alturas variadas, enquanto que as ripples movem-se com alturas aproximadamente constantes;

(3) Os efeitos de uma mudança de profundidade na resistência ao escoamento são opostos. Se o leito é ripples, um aumento na profundidade causa uma diminuição da resistência ao escoamento, mas, no leito dunas um aumento na profundidade causa um aumento da resistência ao escoamento se o material do leito for maior que 0,3 mm (D_{50}), enquanto que um aumento na profundidade diminui a resistência ao escoamento se o material do leito é mais fino que 0,3 mm.

O aumento da velocidade no leito dunas, ocasiona o aparecimento do estado de transição com as dunas diminuindo suas alturas. A configuração do leito em transição, tal como mostra a Figura 2.2 b, consiste em dunas de pequenas

alturas intercaladas por regiões planas. Com o gradual desaparecimento das dunas o leito plano estará estabelecido [Cunha (1978), Simons & Sentürk (1977)].

Cada uma das formas de leito estáveis, classificadas anteriormente neste trabalho, definem um regime particular de escoamento com características próprias de transporte e resistência, ao mesmo tempo em que a forma do leito é determinada por estas características. Da necessidade de se prever corretamente que formas de leito ocorrerão sob tais ou quais condições, é que muitos pesquisadores abordaram essa questão. Dentre eles pode-se destacar um detalhado trabalho desenvolvido por Srinivasan (1969) que, sobre bases teóricas e empíricas, delimitou graficamente os campos de ocorrência das diversas formas de leito em função dos parâmetros adimensionais $g D^3/v^2$ e $U_* D/v$. Considerando o leito plano como o regime estável básico, as outras formas de leito são explicadas como consequência de instabilidades no escoamento sobre o leito plano. Quando a tensão de cisalhamento sobre o leito plano diminui gradualmente, este se torna instável e é substituído por ripples ou por dunas, dependendo do tamanho do grão e da viscosidade do fluido. As relações encontradas por Srinivasan são mostradas na Figura 2.3 [Rêgo (1981), Srinivasan 1969].

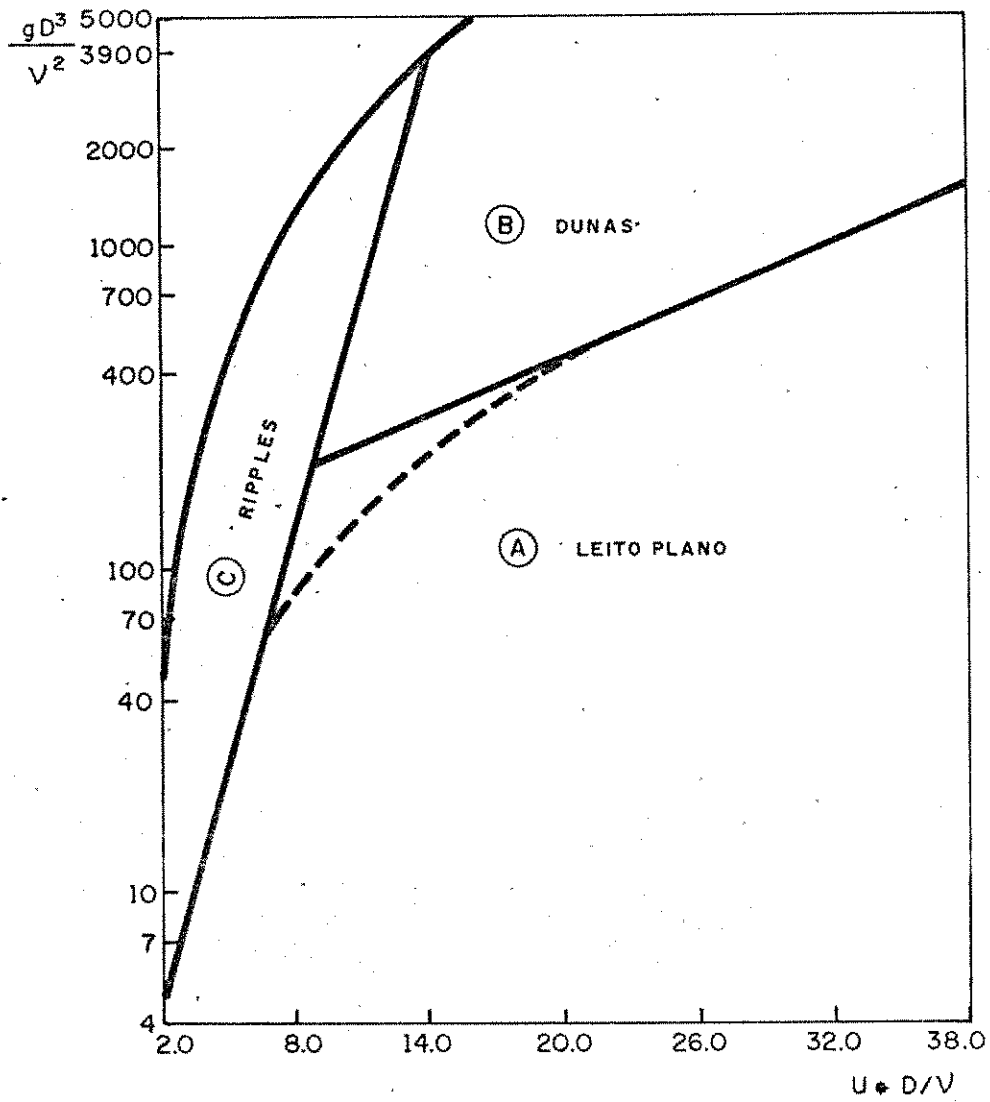


Fig. 2.3 - Relação de Srinivasan para Determinação da Forma do Leito.

2.5 - EQUAÇÕES DE TRANSPORTE DE SEDIMENTO

O conhecimento da quantidade de sedimento transportado pelos cursos d'água, sejam naturais ou artificiais, é altamente importante. Assim, os engenheiros preocupados com controle de rios, projetos e operação de canais têm grande necessidade de métodos de cálculo do transporte de sedimento. De fato, a obtenção de tais métodos é, provavelmente, um dos mais importantes objetivos das pesquisas em transporte sólido.

Na literatura específica encontram-se várias equações para o cálculo da quantidade de sedimento transportado. Algumas destas equações estão voltadas para o cálculo da carga de arrasto, outras, para o cálculo da carga suspensa e algumas para a obtenção da carga total.

As equações cuja finalidade é o cálculo da carga de arrasto foram influenciadas pela teoria pioneira de Du Boys [Graf (1971), Vanoni (1975), Simons & Sentürk (1977)], estabelecida em 1879. Segundo este autor, o movimento da carga do leito se processa em camadas, de espessuras iguais ao diâmetro das partículas, com velocidades diferentes, que crescem a partir da camada superior, obedecendo a uma relação linear. A equação de Du Boys tem a forma [Rêgo (1981), Simons & Sentürk (1977)]:

$$q_b = C_B \tau_o (\tau_o - \tau_c) \quad (2.3)$$

onde:

q_b = quantidade de carga do leito transportada, por unidade de largura de escoamento;

τ_o = tensão de cisalhamento no fundo do canal;

τ_c = tensão de cisalhamento crítica;

C_B = coeficiente dimensional.

Vários pesquisadores desenvolveram equações para o cálculo da carga do leito seguindo os conceitos formulados por Du Boys. Tais equações são escritas em função de $(q - q_c)$ ou $(\tau_o - \tau_c)$. Como exemplo destas equações podemos citar as de Schoklitsch em 1930, Meyer-Peter e Müller em 1948 [Simons & Sentürk (1977)] e outros.

Einstein, em 1942 e 1950, desenvolveu uma equação para o cálculo da carga do leito baseado na teoria estatística da probabilidade de erosão e ascensão de uma partícula. Toffaleti em 1969 [Simons & Sentürk (1977)], propôs sua equação baseada em conceitos teóricos semelhantes aos de Einstein.

Outros pesquisadores basearam-se em experiências de laboratório e de campo e estabeleceram relações empíricas ou semi-empíricas para a obtenção da carga de arrasto.

As equações para o cálculo da carga em suspensão, têm como principais parâmetros a distribuição da velocidade no perfil do fluxo e a concentração, definida como a quantidade de matéria sólida contida na unidade de volume de

água. A distribuição destas duas variáveis estão intimamente relacionadas. A taxa de carga suspensa por unidade de largura para um fluxo bi-dimensional, é dada pela relação:

$$q_s = \int_{y_0}^d u c dy \quad (2.4)$$

onde c e u são, respectivamente, a concentração de sedimentos e a velocidade média temporal do fluxo, a uma distância y acima do leito; d é a profundidade do fluxo e y_0 é o limite inferior da integral [Rêgo (1981), Simons & Sentürk (1977)].

A carga total transportada por um canal erodível é a soma das parcelas de carga de leito e carga suspensa, obtidas separadamente. Entretanto, como as forças hidrodinâmicas envolvidas no processo de transporte sólido, seja por arrasto ou por suspensão, são as mesmas, alguns pesquisadores, Bishop em 1950 e Laursen em 1958 [Graf (1971)], não concordando com esta separação, desenvolveram relações independentes, considerando o carreamento do material do leito como um todo [Graf (1971), Rêgo (1981), Simons & Sentürk (1977)].

CAPÍTULO III

AS EQUAÇÕES DE AVALIAÇÃO DA QUANTIDADE DE TRANSPORTE DE SEDIMENTO

3.1 - INTRODUÇÃO

A seleção das equações a serem utilizadas não é um problema de fácil solução, já que as taxas de transporte estimadas pelas equações disponíveis na literatura, diferem drásticamente entre si. Portanto, não é possível determinar, positivamente, qual delas fornece um resultado mais realista.

A complexidade dos fatores intervenientes no escoamento, em fronteiras não rígidas, dificulta a determinação com precisão de cada um destes fatores. Com a intensificação das pesquisas neste campo, surgiram análises teóricas paralelamente às soluções técnicas aplicadas, permitindo a distinção de três métodos gerais de abordagem do problema, apresentados a seguir [Rêgo (1981), Srinivasan (1969)]:

- a) Métodos Teóricos: são fundamentados no estudo do mecanismo físico geral do transporte de sedimento ou na mecânica do problema específico [Rêgo (1981), Vanoni (1975)];

- b) Métodos Empíricos: são baseados na experiência adquirida pela observação do comportamento dos canais aluviais, principalmente suas evoluções morfológicas [Rêgo (1981), Blench (1969)];
- c) Métodos Semi-Empíricos: são baseados em parte, nos mecanismos de transporte e, em parte, na experiência prática, comparando resultados teóricos com medidas de escoamento no campo ou em condições de laboratório [Rêgo (1981), Srinivasan (1969)].

Um dos objetivos deste trabalho foi o de comparar as taxas de transporte de sedimento estimadas pelas equações disponíveis e identificar aquelas que melhor avaliam o transporte de sedimento em leito plano. Neste sentido, foram selecionadas duas equações de cada um dos métodos anteriormente apresentados utilizando-se, como critério de seleção, o uso já consagrado por engenheiros e pesquisadores, além da sua efetiva praticabilidade.

Do grupo de equações obtidas pelo método teórico foram selecionadas as equações de Einstein (1950), para o cálculo da carga total e a de Bagnold (1966), também para o cálculo da carga total. A equação de Einstein deriva da teoria probabilística de ascensão hidrodinâmica das partículas e sua consequente erodibilidade. Já a equação de Bagnold baseia-se nos conceitos de balanço de energia e trabalho realizados.

Do grupo das equações empíricas foram escolhidas as de Schoklitsch (1935) [Vanoni (1975)], para carga do leito e a de Meyer-Peter e Müller (1948), também para carga do leito [Vanoni (1975), Simons & Sentürk (1977)].

Das equações embasadas nos métodos semi-empíricos foram selecionadas as equações para o cálculo da carga total de Toffaleti (1969) [Vanoni (1975), Simons & Sentürk (1977)] e Laursen (1958).

Finalmente, foi acrescentada a equação de Leo C. Van Rijn (1984), por ser um dos estudos mais recentes e pertencer ao grupo de trabalhos em que o grau de confiabilidade do método é estabelecido estatisticamente como os de Ackers & White (1973) e Yang (1973).

A seguir serão descritas com maiores detalhes cada uma das equações selecionadas.

3.2 - EQUAÇÕES DE TRANSPORTE DE SEDIMENTO

3.2.1 - Equação de Schoklitsch

Schoklitsch, em 1934, [Graf (1971), Raudkivi (1976), Vanoni (1975)] desenvolveu uma equação para o cálculo da carga de arrasto influenciado pela teoria pioneira de Du Boys (1879), [Simons & Sentürk (1977)] embora discordasse do modelo de deslizamento da carga do leito em camadas, proposto por este. Schoklitsch preferiu formular a sua equação em termos de $(q - q_c)$ em vez de $(\tau_o - \tau_c)$ como foi formulado por

Du Boys (1879). A equação de Schoklitsch para cálculo da carga do leito tem a forma:

$$q_b = \frac{7000}{D_{50}^{1/2}} s^{3/2} (q - q_c) \quad (3.1)$$

onde:

q_b - descarga de sedimento em peso por unidade de tempo e largura; (kgf/seg.m)

q - vazão líquida por unidade de largura, que é dada por:
 $q = R_b U$; (m^3 /seg.m), onde R_b é o raio hidráulico relativo ao leito;

q_c - vazão crítica para o início do movimento dos sedimentos, que é dada por:

$$q_c = 1,94 \cdot 10^{-5} D_{50}^{4/3} s^{4/3} \quad (m^3/seg. \quad m) \quad (3.2)$$

A equação de Schoklitsch indica que, o movimento de sedimento cessa completamente, quando a tensão de cisalhamento no leito (τ_o) é menor ou igual a tensão de cisalhamento crítica (τ_c), ou quando q é menor ou igual a q_c .

A equação de Schoklitsch foi baseada, principalmente, em dados de experimentos efetuados por Gilbert (1914), em canais com sedimentos de tamanho médio que variavam de 0,3 mm a 5,0 mm. Os valores das descargas de sedimentos calculadas por esta equação concordaram com os valores das vazões de carga de leito medidas por amostras em dois rios europeus

que tinham leitos de cascalho [Vanoni (1975)]. Isto sugere que esta é uma equação para carga de leito que não deveria ser aplicada para fluxos em leito de areia que carreguem considerável sedimento em suspensão [Vanoni (1975)]. Porém, nos casos onde o transporte em suspensão é desprezível, a equação evidentemente estimaria a carga total e assim seria justificável a sua utilização.

3.2.2 - Equação de Meyer-Peter e Müller

Meyer-Peter e Müller, em 1948 [Graf (1971), Raudkivi (1976), Simons & Sentürk (1977), Vanoni (1975)], após várias experiências usando partículas de areia de tamanho uniforme, partículas de areia de tamanho misto, cascalhos naturais e carvão mineral, desenvolveram uma equação que tem bastante uso, particularmente na Europa.

Para explicar a mecânica do transporte de sedimento, eles assumiram que o gradiente de energia é uma característica de interação entre o movimento sólido e o líquido de um fluxo carregado de sedimento. Uma dada porção da energia é consumida para transporte sólido e a restante para movimento do líquido. Uma outra suposição de Meyer-Peter e Müller é que parâmetros semelhantes influenciam tanto o transporte de sedimento, quanto o início do movimento, e que o transporte de sedimento está relacionado principalmente com a tensão de cisalhamento.

A equação para transporte de sedimento proposta

por Meyer-Peter e Müller é:

$$\left(\frac{K_r}{K_r'}\right)^{3/2} \gamma R_b S = 0.047(\gamma_s - \gamma) D + 0.25 \left(\frac{\gamma}{g}\right)^{1/3} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right)^{2/3} q_b^{2/3} \quad (3.3)$$

onde: γ é o peso específico do fluido; R_b é o raio hidráulico relativo ao leito; g é a aceleração da gravidade; q_b é a carga do leito em peso por unidade de tempo e largura; sendo U a velocidade média do fluxo, K_r/K_r' é dado por:

$$\frac{K_r}{K_r'} = \sqrt{\frac{f_b}{8}} \frac{U}{\sqrt{g R_b S'}} \quad (3.4)$$

$$\text{onde: } U = K_r \cdot R_b^{2/3} S^{1/2} \quad (3.4.a)$$

com K_r representando o coeficiente de rugosidade relativo à energia total perdida; K_r' sendo o coeficiente de rugosidade de que considera a parte da energia perdida devido a resistência do grão (S'); f_b sendo o coeficiente de atrito de Darcy-Weisbach referente ao leito.

Meyer-Peter e Müller consideraram o gradiente da energia total S em duas parcelas S' e S'' , onde S' é a taxa de queda de energia relativa a resistência do grão e S'' é a taxa de queda de energia relativa a resistência da forma do leito.

O parâmetro K_r/K_r' , varia de 0.5 para fluxos com dunas e ripples à 1.0 para leito plano.

As equações (3.3) e (3.4) são dimensionalmente homogêneas, e, assim, qualquer sistema consistente de unidades pode ser usado.

A equação de Meyer-Peter e Müller foi baseada em dados de experiências em canais de profundidade variando de 15 cm a 2 m, com declividades entre 0.0004 a 0.02 e profundidade da água variando de 1 cm a 120 cm. O sedimento usado nas experiências variaram de carvão de pedra de pequena densidade, com $\gamma_s/\gamma = 1.25$, a barita com densidade maior que 4. O tamanho médio ou diâmetro efetivo D dos sedimentos variaram de 0.4 mm a 30 mm. A maior parte dos dados utilizados na obtenção da equação acima citada, tinha pouca ou nenhuma carga suspensa, o que sugere que a equação pode não ser válida para fluxos com apreciável carga suspensa. De evidências experimentais, a equação de Meyer-Peter e Müller dá boas estimativas para canais com leito de areia fina ou média com declividades menores que 0.001, e que tenham baixa taxa de transporte de sedimentos [Simons & Sentürk (1977), Vanoni (1975)].

3.2.3 - Equação de Einstein

Einstein, (1950), [Graf (1971), Raudkivi (1976), Simons & Sentürk (1977), Vanoni (1975)] considerou um modelo físico de transporte bem diferente dos outros pesquisadores da época, no qual:

(1) Evitou o critério crítico, porque a condição crítica para a iniciação do movimento do sedimento é de difícil definição.

(2) Atribuiu o transporte de carga do leito às

forças instantâneas e variáveis do fluxo turbulento, ao invés do valor médio das forças do fluxo exercidas sobre as partículas de sedimento. A erosão e a deposição do sedimento foram expressas em termos de uma probabilidade, considerando as forças de ascensão hidrodinâmicas instantâneas e o peso submerso da partícula. Foi postulado, também, que as partículas movem-se em uma série de passos e, portanto, não ficam em movimento continuamente, porém, são depositadas no leito após alguns passos.

Utilizando-se o conceito de probabilidade de erosão de uma partícula, ou seja, da probabilidade de que a força de ascensão hidrodinâmica seja maior que o peso submerso da mesma, Einstein chegou à formulação de um parâmetro de intensidade de cisalhamento Ψ , que é dado por:

$$\Psi = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \cdot \frac{D}{R_d \cdot S} \quad (3.5)$$

onde, R_d é o raio hidráulico relativo ao leito e ρ_s é a massa específica do sedimento.

Einstein, formulou então uma relação entre o parâmetro Ψ , e a taxa da carga do leito transportada, ϕ , que é uma medida adimensional da carga do leito transportada. O parâmetro ϕ independe da vazão do fluxo, ou seja, se ϕ for igual em dois fluxos diferentes, então eles serão dinamicamente semelhantes em termos de transporte da carga do leito.

A intensidade da carga do leito transportado é expressa por:

$$\phi = \frac{q_b}{\gamma_s} \sqrt{\frac{\gamma}{g \gamma_s' D^3}} \quad (3.6)$$

onde q_b é a taxa de transporte da carga do leito em peso, por unidade de tempo e largura e γ_s' é o peso específico do sedimento submerso que é dado por $(\gamma_s - \gamma)$.

A Figura 3.1 mostra graficamente a relação experimental de ϕ versus Ψ , que é utilizada para calcular o transporte da carga do leito. Das características do sedimento e das condições de fluxo, o valor de Ψ pode ser calculado e o correspondente valor de ϕ pode ser obtido da citada Figura.

A relação proposta por Einstein (1950) para transporte de carga total em peso por unidade de tempo e largura é:

$$q_T = q_b (1 + P_E I_1 + I_2) \quad (3.7)$$

onde P_E é um parâmetro de transporte e I_1 e I_2 são integrais definidas por:

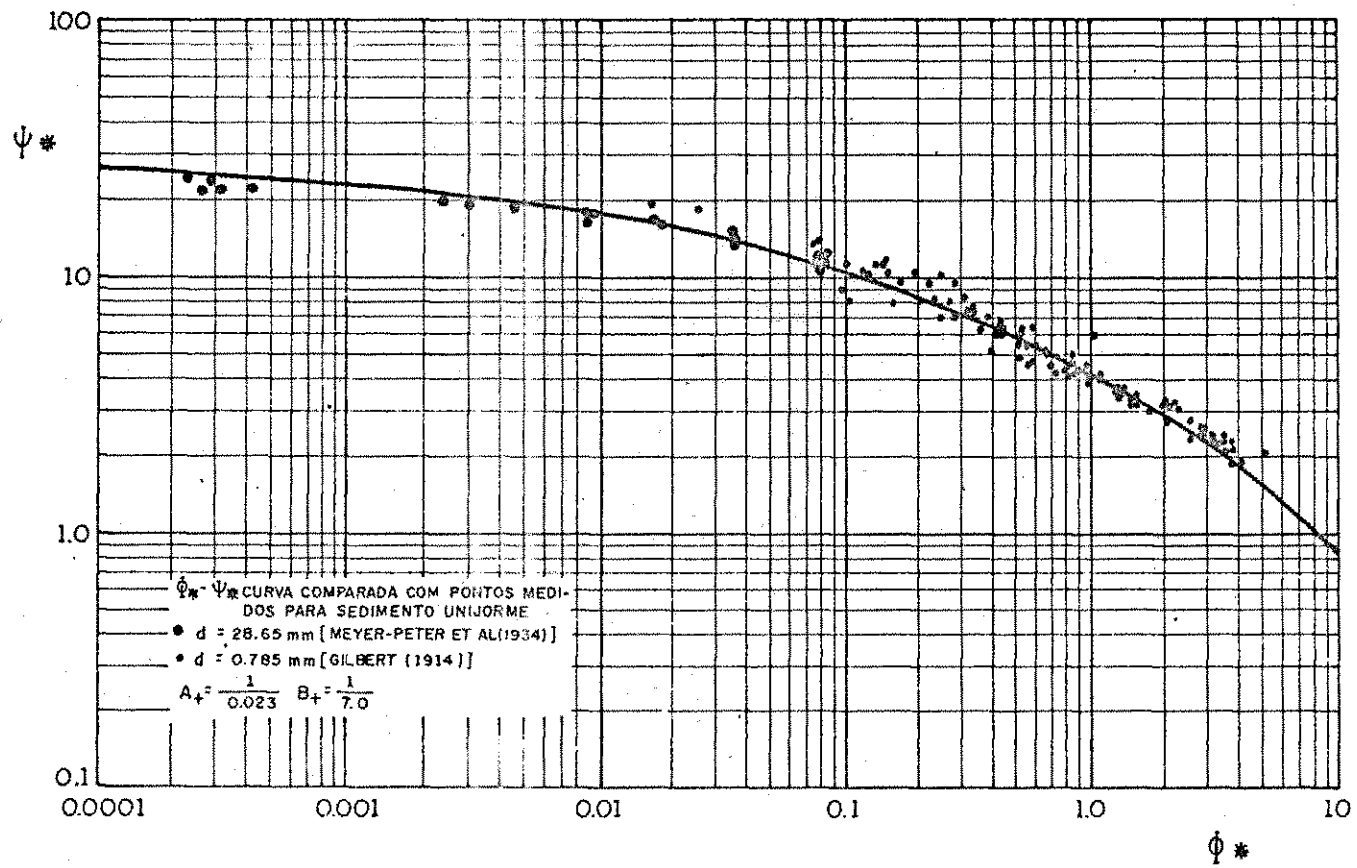
$$I_1 = \int f_1 (E, Y, Z) dY \quad (3.8)$$

$$I_2 = \int f_2 (E, Y, Z) dY \quad (3.9)$$

e avaliadas nas Figuras 3.2 e 3.3. Nestas integrais temos que:

$$E = \frac{a}{d}, \text{ com } a = 2D. Y = \frac{y}{d}, \text{ } y = \text{profundidade arbitrária.}$$

Fig. 3.1 - Relação de Einstein ($\phi_* \times \psi_*$)
 [por Einstein (1950)]



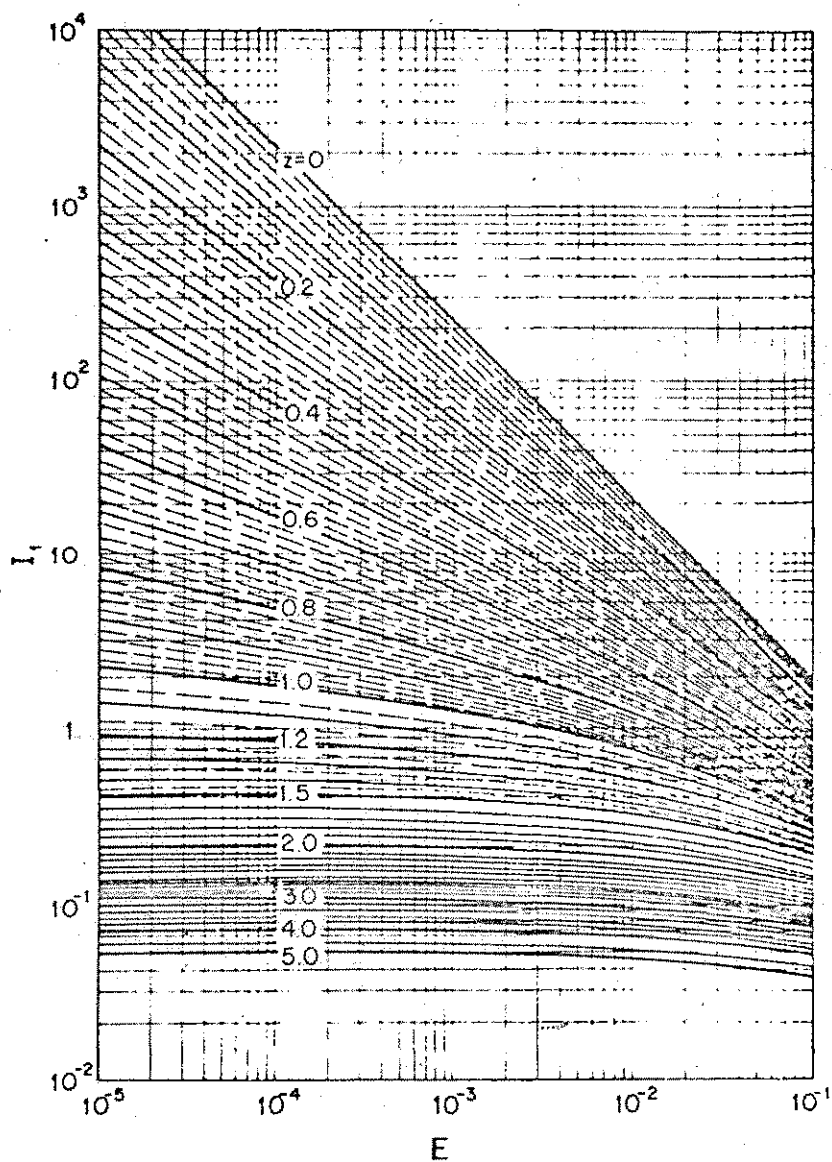


Fig. 3.2 - I_1 como função de E para valores de Z
[por Einstein, 1950].

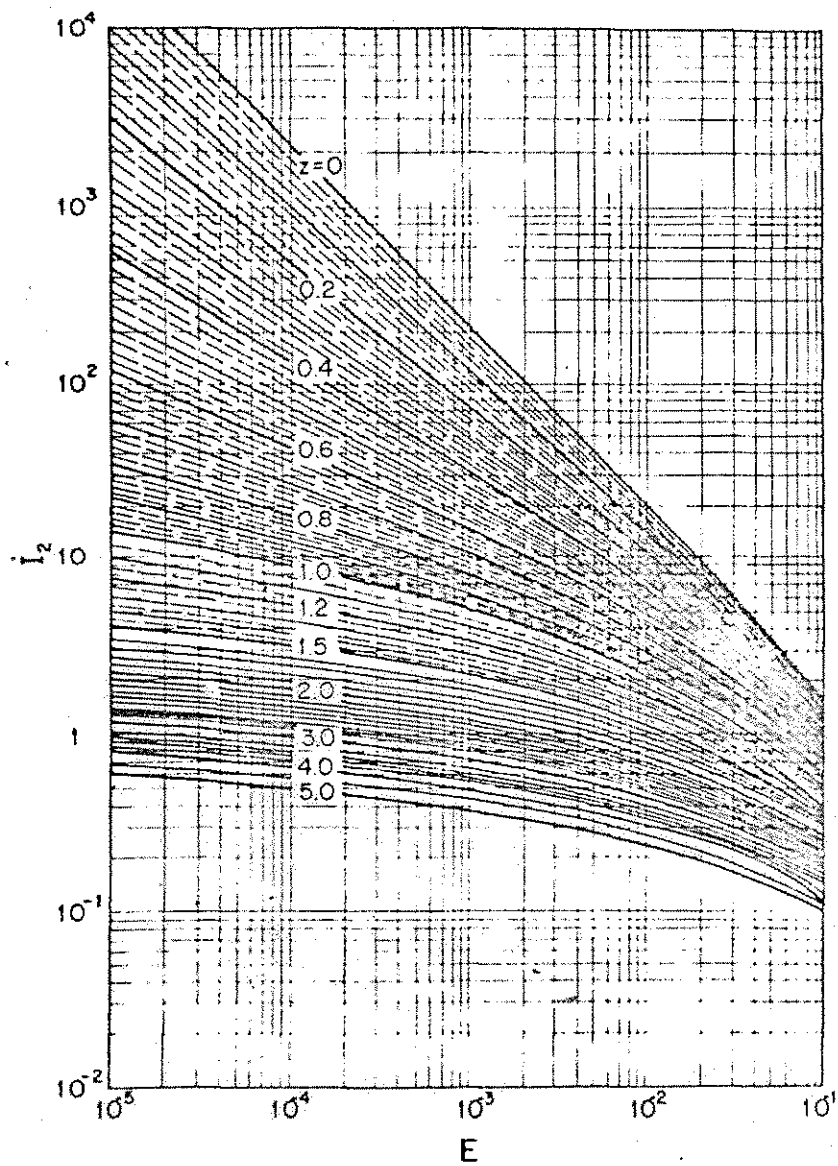


Fig. 3.3 - I_2 como função de E para valores de Z
 [por Einstein, 1950].

$Z = Z_1 \beta$, com $\beta = \log 10.6$ e $Z_1 = W/0.4 U_*'$, onde U_*' é a velocidade de cisalhamento relativo a rugosidade do grão, e, W é a velocidade de queda na água de uma partícula de diâmetro médio D .

O parâmetro de transporte P_E é definido como:

$$P_E = 2.303 \log (30.2d/\Delta) \quad (3.10)$$

onde d é a profundidade do fluxo, Δ é a rugosidade aparente da superfície do leito que é dado por: $\Delta = D_{65}/X$, com $X = f \left(\frac{D_{65}}{\delta} \right)$ em que $\delta = 11.6 \nu/U_*$, representa a espessura da subcamada limite laminar.

O método de Einstein para a avaliação da quantidade de sedimento transportado representa, do ponto de vista da mecânica dos fluidos, um dos mais detalhados e completos tratamentos, apresentando entretanto, para alguns casos, uma tendência de super-estimar os resultados, como foi o caso ocorrido em Money Creek [Simons & Sentürk (1977)].

A equação de Einstein foi proposta para uso em fluxos com baixa taxa de transporte, leitos hidraulicamente rugosos e em fluxos cuja carga do leito seja uma significativa parte da carga total [Graf (1971), Simons & Sentürk (1977)].

3.2.4 - Equação de Laursen

Laursen, em (1958) [Raudkivi (1976), Vanoni (1975),

Simons & Sentürk (1977)] foi um dos pesquisadores que optaram por não fazer distinção entre carga do leito e carga suspensa, com a justificativa de que as forças hidrodinâmicas envolvidas tanto na ascensão da partícula como no arrasto, são as mesmas. Conseqüentemente, seria desnecessário definir uma zona de demarcação entre carga do leito e carga suspensa.

A relação funcional entre as condições de fluxo e a descarga de sedimento resultante desenvolvida por Laursen (1958), foi expressa de uma forma dimensionalmente homogênea pelo Task Committee, da Sociedade Americana dos Engenheiros Civis (1971), como:

$$C = 0.01 \gamma \left(\frac{D}{d}\right)^{7/6} \left(\frac{\tau_0}{\tau_c} - 1\right) f\left(\frac{U_*}{W}\right) \quad (3.11)$$

onde:

C = concentração média total do sedimento, em peso por unidade de volume do fluido;

τ_0 = tensão de cisalhamento no leito dado em lb/ft² por:

$$\tau_0 = \frac{\rho U^2}{58} \left(\frac{D}{50d}\right)^{1/3} ;$$

τ_c = tensão de cisalhamento crítica dada por:

$$\tau_c = \tau_{*c} (\gamma_s - \gamma) D; \text{ onde } \tau_{*c} = 0.039 \text{ lb/ft}^2 \text{ para sedi}$$

mentos com diâmetro médio variando de 0.088mm à 4.08mm.

Na equação de Laursen, os parâmetros $\left[\left(\tau_0/\tau_c\right) - 1\right]$ e (U_*/W) são importantes para a determinação da carga do leito e carga suspensa, respectivamente, pois o movimento de sede

dimento por arrasto inicia-se quando τ_0 excede o valor de τ_c e a partir deste ponto a carga do leito seria diretamente proporcional a $(\tau_0 - \tau_c)$. O parâmetro U_* / W que expressa a ação da turbulência na mistura, foi utilizado para a determinação da carga suspensa porque a partir dele foi estabelecida uma função $f \left(\frac{U_*}{W} \right)$, baseada em dados obtidos em canais, que mostra conforme Figura 3.4 que a relação U_* / W é influenciada principalmente pela carga suspensa.

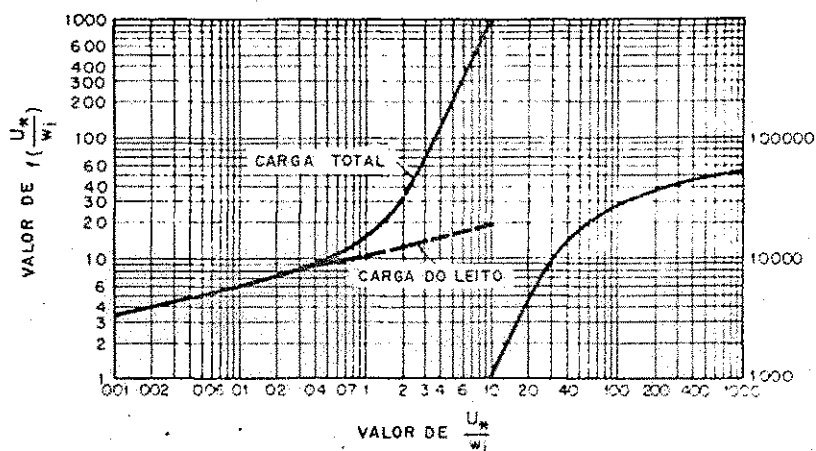


Fig. 3.4 - Valores de função $f\left(\frac{U_*}{W}\right)$ para o método de Laursen. [por Laursen, 1958].

A quantidade C é utilizada para o cálculo da carga total q_T , pela relação:

$$q_T = qC \quad (3.12)$$

onde:

q_T = descarga de sedimento total, em peso seco por unidade de tempo e largura;

q = vazão líquida em volume, por unidade de tempo e largura.

Laursen (1958) ajustou a sua equação e determinou a função $f(U_*/W)$ utilizando os dados coletados por vários pesquisadores [Vanoni (1975)].

Laursen comparou os valores da descarga de sedimento calculada pela equação (3.12) com os valores medidos de três pequenos rios: o Rio Niobrara (Colby e Hembree, 1955), Mountain Creek (Einstein, 1944) e West Goose Creek (Einstein, 1944). Estes rios tinham profundidades de fluxo que variavam de 3.66 cm à 39.63 cm e leitos de sedimentos de diâmetro médio de 0.277 mm, 0.86 mm e 0.287 mm, respectivamente. A semelhança entre descarga de sedimento medida e calculada foi boa para o rio Niobrara, porém só razoável para os outros dois rios [Vanoni (1975)].

3.2.5 - Equação de Bagnold

Um dos mais recentes estudos, associando o trabalho realizado pela dissipação da energia de um fluxo e a quantidade de sedimento transportado pelo fluxo, é o de Bagnold (1966) [Graf (1971), Raudkivi (1976), Simons & Sentürk (1977), Vanoni (1975)].

Bagnold (1966), baseou-se nos conceitos de balanço de energia e no fato de que a potência útil do fluxo supera a energia gasta no transporte de sedimento. Bagnold observou que a taxa de transporte de sedimento poderia ser equacionada para uma taxa de trabalho, e que a taxa de trabalho por unidade de área do leito e por unidade de tempo, da carga suspensa é dada por:

$$\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s}\right) q_s = \frac{W}{U_s} \quad (3.13)$$

onde:

q_s = descarga da carga suspensa em peso seco por unidade de tempo e largura;

U_s = velocidade média dos sedimentos em suspensão.

Bagnold admitiu ser $\tau_o U_{cb}$, a potência total dissipada pelo atrito na forma de calor. Neste processo, a potência útil utilizada para transportar a carga suspensa é igual a:

$$\tau_o U (1 - e_b) \quad (3.14)$$

onde:

e_b é a eficiência de transporte da carga do leito. A expressão para a taxa de trabalho da carga suspensa e a energia gasta no transporte da mesma é:

$$\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s}\right) q_s = \frac{W}{U_s} = \tau_o U (1 - e_b) e_s \quad (3.15)$$

onde: e_s é a eficiência de transporte da carga suspensa. Rearranjando os termos da equação (3.15), obtemos:

$$\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s}\right) q_s = (1 - e_b) e_s \tau_o U \frac{U_s}{W} \quad (3.16)$$

Pelos estudos de transporte sólido em canais, Bagnold sugeriu que a quantidade $e_s (1 - e_b)$ pode ser considerada aproximadamente igual a 0.01 e, se a velocidade média do sedimento em suspensão for assumida ser igual à velocidade média do fluido, a equação (3.16) reduz-se a:

$$\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s}\right) q_s = 0.01 \tau_o \frac{U^2}{W} \quad (3.17)$$

Admitindo o mesmo raciocínio para a carga do leito, Bagnold demonstrou que a taxa de trabalho realizado pelo transporte da carga do leito é o produto da taxa de transporte da carga do leito (expresso em peso submerso por unidade de tempo e largura) e o coeficiente dinâmico de atrito sólido. Do ponto de vista físico, a potência útil do fluxo supre a energia para o transporte de sedimento, então:

$$\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s}\right) q'_b \tan \alpha = \tau_o U e_b \quad (3.18)$$

onde q'_b é a carga do leito expresso em peso submerso por unidade de tempo e largura e, $\tan \alpha$ é o coeficiente de atrito sólido.

Bagnold apresentou duas curvas obtidas experimentalmente para estimar e_b e α em função de U , D e $\tau_o/(\gamma_s - \gamma)D$,

que são mostradas nas Figuras 3.5 e 3.6.

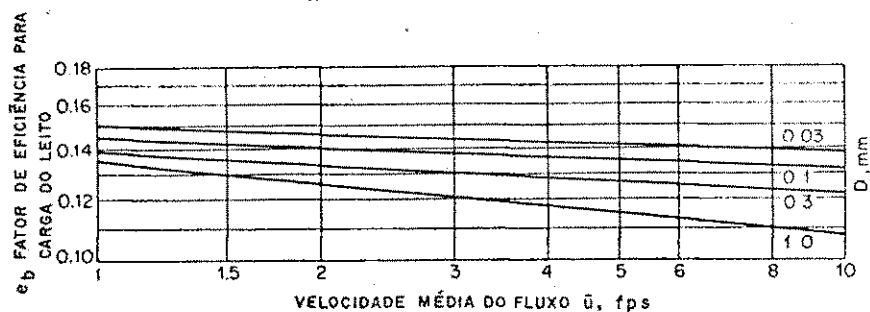


Fig. 3.5 - Fator de eficiência da carga do leito, e_b [por Bagnold (1966)].

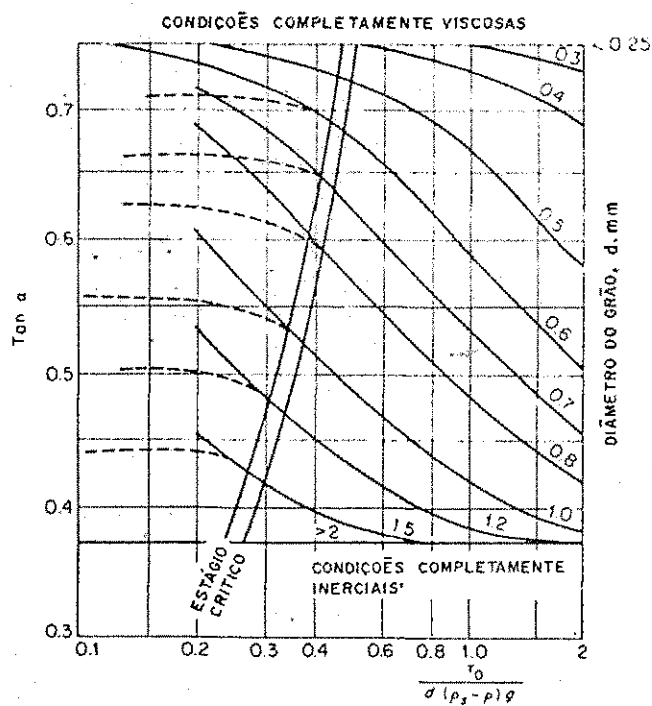


Fig. 3.6 - O coeficiente de atrito sólido [por Bagnold (1966)].

A descarga de sedimento total é a soma das descargas de carga do leito e a carga suspensa, a equação para o transporte de sedimento total torna-se:

$$q_T = q_b + q_s = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma} \right) \tau_o U \left(\frac{e_b}{\tan \alpha} + 0.01 \frac{U}{W} \right) \quad (3.19)$$

Nesta equação, a descarga de sedimento q_T é expressa em peso seco por unidade de tempo e largura, e qualquer sistema consistente de unidades pode ser usado.

Os resultados obtidos com a equação de Bagnold foram comparados com dados de Gilbert (1914), [Simons & Sentürk (1977)] e a melhor correlação foi obtida para altas taxas de transporte. Isto provavelmente significa que a equação de Bagnold deva ser aplicada para fluxos turbulentos com alta taxa de transporte de sedimento.

3.2.6 - Equação de Toffaletti

Toffaletti, em 1969 [Graf (1971), Vanoni (1975), Simons & Sentürk (1977)], apresentou um procedimento para a determinação do transporte de sedimento baseado nos conceitos de Einstein (1950), e Einstein e Chien (1953). No seu método, o canal ou curso d'água em que se deseja calcular a descarga de sedimento, é substituído por um canal equivalente bidimensional, de largura "B" igual àquele do fluxo real e de profundidade "d" igual ao raio hidráulico do fluxo real. Tof

faletti, então, considerou a profundidade "d" em quatro zonas conforme é mostrado na Figura 3.7, e denominou-as da seguinte maneira:

(1) Zona do leito, de espessura relativa $y/d = 2 D/d$, onde D é o diâmetro do sedimento e d é a profundidade do fluxo;

(2) Zona baixa, cujos limites são de: $2 D/d < y/d \leq 1/11,24$;

(3) Zona média, cujos limites são de: $1/11,24 < y/d \leq 1/2,5$;

(4) Zona superior, onde $y/d > 1/2,5$

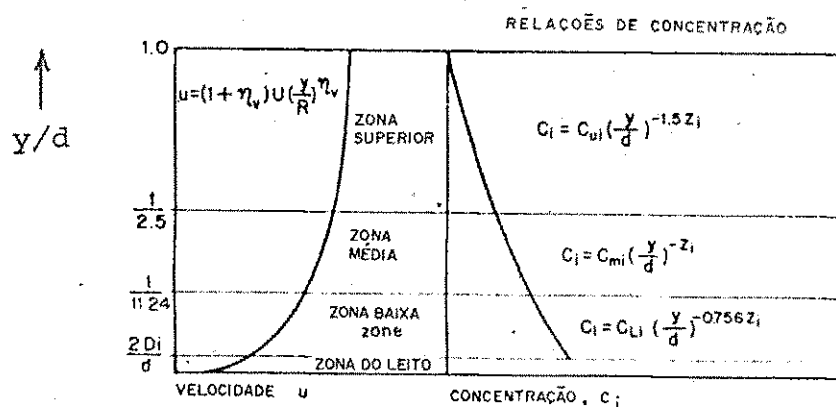


Fig. 3.7 - Relações de Toffaletti (1969) para velocidade, concentração e descarga de sedimentos.

Na Figura 3.7, o perfil da velocidade é representado pela relação potencial;

$$u = (1 + \eta_v) U (y/d)^{\eta_v} \quad (3.20)$$

onde η_v é dado pela relação empírica:

$$\eta_v = 0.1198 + 0.00048 T_f \quad (3.21)$$

sendo T_f a temperatura da água em graus Fahrenheit.

A distribuição da concentração de sedimento para cada uma das três zonas superiores foi considerada separadamente sendo dada pelas equações (3.22), (3.23), (3.24) e mostrada na Figura 3.7.

Para Zona Superior:

$$c = c_u (y/d)^{-1.5} z \quad (3.22)$$

Para Zona Média:

$$c = c_m (y/d)^{-2} \quad (3.23)$$

Para Baixa Zona:

$$c = c_l (y/d)^{-0.756} z \quad (3.24)$$

O Expoente z das equações é dado por:

$$z = \frac{w}{c_z} \frac{u}{d s} \quad (3.25)$$

onde:

$$c_z = 260.67 - 0.667 T_f \quad (3.26)$$

O transporte da carga suspensa por unidade de largura de um canal bi-dimensional é dado pela relação [Simons & Sentürk (1977)]:

$$q_s = \int_a^d u c dy \quad (3.27)$$

onde u e c são a velocidade e concentração médias do fluxo respectivamente, y é a distância acima do leito e a é a espessura da zona do leito.

Utilizando a equação (3.27) e integrando entre os limites de cada zona obtem-se, para o tamanho de sedimento considerado, as quantidades q_{su} , q_{sm} e q_{sl} que representam a carga suspensa por unidade de largura nas zonas superior, média e baixa respectivamente. As expressões resultantes são:

$$q_{su} = M \left\{ (d/11.24)^{0.244 z} \left[(d/2.5)^{0.5 z} \left[d^{\eta_1} - (d/2.5)^{\eta_1} \right] \right] \right\} / \eta_1 \quad (3.28)$$

$$q_{sm} = M \left\{ (d/11.24)^{0.244 z} \left[(d/2.5)^{\eta_2} - (d/11.24)^{\eta_2} \right] \right\} / \eta_2 \quad (3.29)$$

$$q_{sl} = M \left[(d/11.24)^{\eta_3} - (2D)^{\eta_3} \right] / \eta_3 \quad (3.30)$$

onde:

$$M = 43.2 c_1 (1 + \eta_v) U d^{0.756 z} \eta_v \quad (3.31)$$

$$\eta_1 = 1 + \eta_v - 1.5 z \quad (3.32)$$

$$\eta_2 = 1 + \eta_v - z \quad (3.33)$$

$$\eta_3 = 1 + \eta_v - 0.756 z \quad (3.34)$$

c_1 = concentração de sedimentos na zona baixa.

O valor de M , e, conseqüentemente o valor de c_1 é obtido igualando-se a equação (3.30) à relação empírica:

$$q_{s1} = 0.6 / \left[\left(\frac{T_t A_c K}{U^2} \right)^{5/3} \left(\frac{D}{5.8 \cdot 10^{-4}} \right)^{5/3} \right] \quad (3.35)$$

A equação (3.35) foi obtida da relação de Einstein (1950), de ϕ_* em função de ψ_* para a baixa zona e, ajustada com dados de rios. Se $D \leq 0.00029$ ft, a equação (3.35) se reduz a:

$$q_{s1} = 1.095 / \left(\frac{T_t A_c K}{U^2} \right)^{5/3} \quad (3.36)$$

Onde A_c é uma função de $(10^5 \psi)^{1/3} / 10 U'_*$, que é dada pela Figura 3.8.

O valor T_t é dado por:

$$T_t = 1.1 (0.051 + 0.9 \times 10^{-4} T_f) \quad (3.37)$$

O termo K é um fator de correção obtido da Figura 3.9.

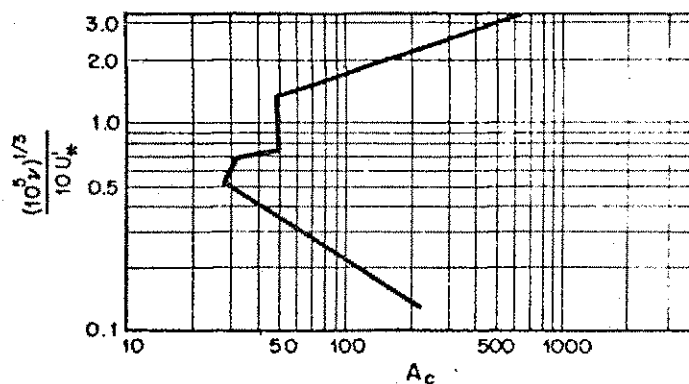


Fig. 3.8 - Avaliação do fator A_c
[por Toffaleti, 1969]

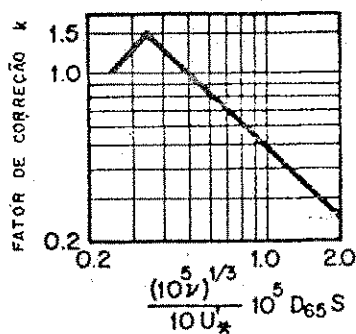


Fig. 3.9 - Fator de correção.

A carga do leito é dada pela seguinte relação:

$$q_b = M (2 \times D)^{n_3} \quad (3.38)$$

A carga total de sedimento é a soma da carga das quatro zonas, então:

$$q_T = B (q_b + q_{su} + q_{sm} + q_{sl}) \quad (3.39)$$

Na equação de Toffaleti o raio hidráulico R , o diâmetro do sedimento D e a largura do fluxo B , são expressos em pés. A velocidade é em pés por segundo, a concentração de sedimento é em libras por pé cúbico e a descarga de sedimento é em toneladas por dia por pé de largura.

Apesar da equação de Toffaleti ter sido desenvolvida baseada nos conceitos de Einstein, (1950), aquela difere desta nos seguintes aspectos:

- (1) Distribuição vertical da velocidade;
- (2) Unificação dos fatores de correção utilizados por Einstein;
- (3) A utilização da relação dos parâmetros de fluxo para transporte de sedimento (ϕ_* e ψ_*) para limites diferentes dos que foram utilizados por Einstein. Toffaleti calculou a concentração da carga suspensa na baixa zona, utilizando-se da relação empírica de Einstein para carga do leito, e usou esta concentração da carga suspensa para estimar a carga do leito. Einstein, primeiro determinou a carga do leito e assumiu, de evidências experimentais, que a carga suspensa ocorre para limites de $2D$ acima do leito. Por integração da concentração da carga do leito entre os limites apropriados

dos, obteve a carga suspensa [Graf (1971), Simons & Sentürk (1977)].

A equação de Toffaleti foi calibrada com dados de rios e canais, obtidos por vários pesquisadores. Os rios foram o Mississipi e St. Louis (Jordan, 1965) [Vanoni (1975)], o Rio Grande em Bernalillo (Nordin, 1964), o Middle Loup (Hubbele e Matejka, 1959) e o Niobrara (Colby e Hembree, 1955). A profundidade destes rios variavam de 0.30 m à 15.24 m e, seus leitos eram formados de sedimentos classificados como areia fina à média [Vanoni (1975)].

Os dados de canais foram de Kennedy, (1961) [Vanoni (1975)], Vanoni e Brooks, (1957) [Vanoni (1975)], Einstein e Chien (1953), Guy e outros, (1966). A largura dos canais, a profundidade do fluxo e o diâmetro médio dos sedimentos variaram de 0.26 m à 2.44 m, 5.08 cm à 61.00 cm e 0.3 mm à 0.93 mm respectivamente [Vanoni (1975)].

Segundo indicação de Shen, (1971), a equação de Toffaleti é apropriada para ser usada na estimativa da quantidade de sedimento transportado em rios de leitos de areia bastante largos [Shen (1971), Simons & Sentürk (1977)].

3.2.7 - Equação de Leo C. Van Rijn

Em 1982 Van Rijn, desenvolveu uma expressão para transporte sólido total utilizando os dados de várias fontes e avaliando estatisticamente a adequação dos mesmos.

Rijn, (1982), compartilhando da hipótese de que o aspecto mais importante nos cálculos de transporte sólido total, nos casos onde há considerável transporte de sedimentos em suspensão, é o uso da concentração de referência como uma condição para identificar o limite do leito móvel, propôs o cálculo da concentração de referência para a carga suspensa através de uma função para a concentração da carga do leito.

A concentração de referência foi equacionada por Rijn (1982), como:

$$C_a = 0.015 \frac{D_{50}}{a} \frac{T_1^{1.5}}{D_*^{0.3}} \quad (3.40)$$

onde:

C_a - concentração de referência em volume sólido por unidade de volume do fluido;

a - nível de referência, que foi assumido ser igual a metade da altura da forma do leito (Δ), ou a altura de rugosidade equivalente de Nikuradse (k), se a dimensão da forma do leito não for conhecida;

T_1 - é um parâmetro de transporte, definido por Rijn como:

$$T_1 = \frac{(U_*')^2 - (U_{*cr})^2}{(U_{*cr})} \quad (3.41)$$

onde:

U'_* - velocidade de cisalhamento relativo aos grãos do sedimento e

$$U'_* = (g^{0.5}/c') u, \text{ onde} \quad (3.42)$$

c' - coeficiente de Chézy relativo aos grãos do sedimento e obtida pela relação:

$$c' = 18 \log (12 R_b/3 \times D_{90}) \quad (3.43)$$

Rijn (1982), definiu um parâmetro relativo ao diâmetro da partícula (D_*) como:

$$D_* = D_{50} \left[\frac{(s-1)g}{v^2} \right]^{1/3} \quad (3.44)$$

onde s é a densidade efetiva do sedimento submerso.

Utilizando a concentração de referência (C_a), Rijn formulou a relação para transporte de carga suspensa (q_s) como:

$$q_s = F U d C_a \quad (3.45)$$

onde F é dado por:

$$F = \frac{[a/d]^{z'} - [a/d]^{1.2}}{[1 - a/d]^{z'} [1.2 - z']} \quad (3.46)$$

em que:

z' é um parâmetro de suspensão, e é igual a: $z_2 + \varphi$;

z_2 é outro parâmetro de suspensão, e é igual a $w/\beta_1 K_1 U_*$,

onde $\beta_1 = 1 + 2 (W/U_*)^2$;

K_1 é a constante de Von Karman para fluxos turbulentos;

$\varphi = 2,5 (W/U_*)^{0,8} (c_a/c_o)^{0,4}$, onde c_o é a máxima concentração volumétrica possível no leito que, para leito plano é igual a 0,65. O parâmetro de suspensão z_2 expressa a influência das forças verticais ascendentes do fluxo turbulento e das forças gravitacionais descendentes.

A estimativa da carga total foi proposta por Rijn através da seguinte relação:

$$q_T = q_s \left[1 + \left(\frac{1}{F} - \frac{Ua}{U} - \frac{a}{d} \right) \right] \quad (3.47)$$

na qual:

q_T - carga total em volume por unidade de tempo e largura do fluxo;

U_a - velocidade efetiva das partículas da carga de leito, que é dada como $0,8 \times U$, para condições de leito plano.

Com o intuito de verificar o método proposto, Rijn fez uma comparação entre valores estimados e medidos de 486 dados de campo e 297 dados de laboratório. Também foram

efetuadas comparações entre os valores estimados pelas equações de Rijn (1982), Engelund - Hansen [Simons & Sentürk (1977)], Ackers-Whaite (1973) e Yang (1973). A eficiência dos quatro métodos foi verificada em termos da relação de discrepância (r), definida como:

$$r = q_T, \text{ calculada} / q_T, \text{ medida} \quad (3.48)$$

Esta comparação demonstrou ser o método de Rijn, o de maior precisão dentre os quatro.

CAPÍTULO IV

INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL, COLETA DE DADOS E ORGANIZAÇÃO DOS ENSAIOS

4.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

Selecionadas as equações de avaliação da quantidade de sedimento transportado, necessitava-se, de acordo com o objetivo deste trabalho, de um conjunto de dados confiáveis que tornasse possível a utilização destas equações para o cálculo de transporte sólido, e a conseqüente comparação dos seus resultados com os valores medidos. Optou-se, então, por um procedimento experimental para obter os dados necessários. Evitou-se, neste trabalho, o uso dos dados coletados por outros pesquisadores por dois motivos: primeiro pela necessidade de ter leito plano com transporte como a única forma de leito e, não se encontram muitos dados na literatura nesta condição; segundo, para evitar a heterogeneidade da fonte dos dados que, possa dificultar na interpretação e comparação dos resultados.

Neste capítulo, descreve-se as instalações experimentais, os materiais usados, bem como todo o procedimento seguido na coleta dos dados.

4.2 - INSTALAÇÕES EXPERIMENTAIS

O sistema experimental usado, consistia de um canal de recirculação de aço que permitia a variação e ajustamento da sua declividade. Suas paredes laterais eram de vidro, permitindo a visualização do leito e do fluxo. Foram usados como leito, sedimentos de granulometria previamente determinada. As dimensões do canal eram: 40cm de largura, 16m de comprimento e 50cm de profundidade. A Figura 4.1 mostra o esquema do sistema experimental, onde se pode visualizar os demais componentes do mesmo.

A alimentação inicial do sistema era efetuada por um reservatório de compensação, com um volume de 9m^3 e dotado de um registro. Este reservatório fornecia toda a água necessária à recirculação em cada ensaio e a recebia de volta no final dos mesmos. Conectado ao reservatório de compensação e ligado a uma caixa coletora localizada na extremidade jusante do canal, havia uma bomba centrífuga responsável pelo bombeamento da mistura água-sedimento para montante do canal. O fluxo era, portanto, aduzido ao início do canal por uma tubulação de PVC rígido de 150mm de diâmetro. Nesta adutora, a uma distância de 1m da bomba, foi fixado um registro de gaveta para controle das vazões. E a uns cinco metros deste, instalou-se um medidor Venturi acoplado a um manômetro diferencial, com os quais se fazia a medição das vazões.

Na entrada, a montante do canal, havia um reservatório de 3 metros de comprimento, 1 metro de largura e 1 metro de profundidade que, além de tranquilizar o fluxo, fazia a conexão entre a tubulação adutora e a seção de entrada do

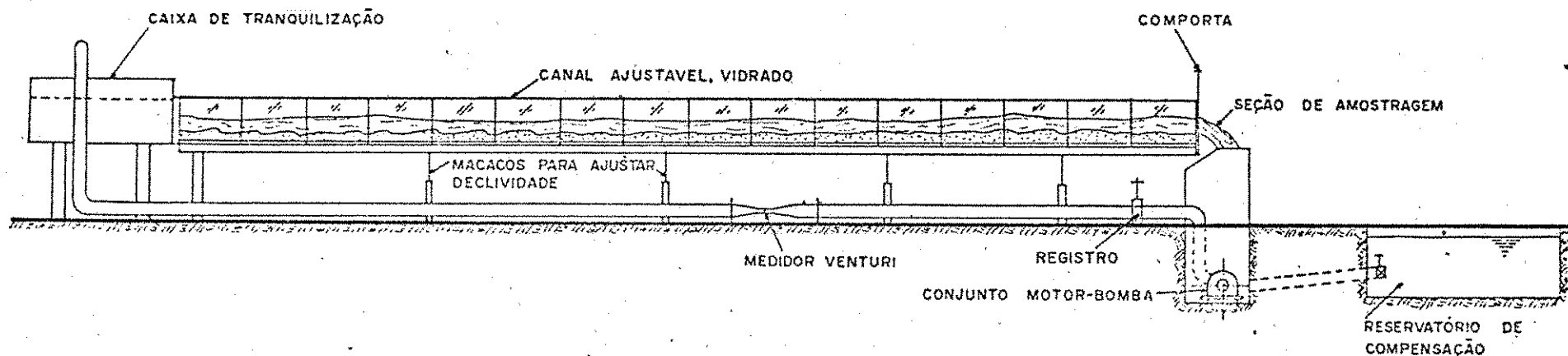


Fig. 4.1 - Esquema do Sistema Experimental Utilizado.

canal. Na extremidade jusante, a saída do canal, havia uma comporta, para controle da profundidade do fluxo e, uma caixa coletora, ligada à bomba centrífuga, que recebia por queda livre a descarga do canal.

Em duas seções, distante oito metros uma da outra e equidistantes a seção média do canal, foram instalados dois pares de piezômetros com a finalidade de obter a declividade da superfície do fluxo.

O conjunto destes componentes, formando um sistema fechado, possibilitava a perfeita recirculação da mistura água-sedimento no sistema, garantindo as condições para o estabelecimento do equilíbrio do fluxo no canal, no menor intervalo de tempo possível.

4.3 - COLETA DE DADOS

Os dados procurados nos ensaios, além do transporte total dos sólidos, eram aqueles necessários ao cálculo do transporte de sedimento, pelas equações selecionadas para o estudo comparativo. E são:

- a) Vazão líquida do fluxo (q);
- b) Vazão sólida (q_T);
- c) Declividade do canal e da superfície líquida (S);
- d) Profundidade do fluxo (d);
- e) Tamanho dos sedimentos ou D_{50} ;
- f) Viscosidade do líquido em recirculação (μ ou ν).

Enquanto a declividade da superfície líquida (ou gradiente de energia) e a vazão sólida são variáveis dependentes, as outras variáveis podem ser controladas em condições de laboratório. Decidiu-se assim medir o gradiente de energia e a vazão sólida para diferentes valores de vazão, profundidade do fluxo e tamanho dos sedimentos, mantendo a condição de leito plano. Assim, a forma do leito pré-determinada, impôs limitações sobre a faixa de variação possível das variáveis independentes.

A seguir, será descrito o procedimento adotado na obtenção dos dados citados anteriormente.

4.3.1 - Vazão Líquida do Fluxo

A vazão do fluxo era controlada por um registro de gaveta e medida através de um Venturi acoplado a um manômetro diferencial. A aferição do medidor Venturi foi feita antes de se iniciarem os ensaios com sedimentos, com o auxílio de um vertedor triangular de 90° calibrado, situado à jusante do tranquilizador. A vazão registrada no vertedor, era relacionada com a diferença de pressão indicada no manômetro diferencial, estabelecendo-se uma relação entre vazão e a carga manométrica. Esta relação foi utilizada, na forma de curva de calibragem, em todos os ensaios para a medição e controle da vazão.

4.3.2 - Vazão Sólida

A vazão sólida ou quantidade de sedimento trans

portado foi medida tanto em volume quanto em peso. Utilizou-se, para esta finalidade, um filtro de tecido especialmente construído para este fim e montado na saída do canal na seção da queda livre do fluxo que, num período de tempo escolhido, deixava passar o fluido para a caixa coletora e retinha os sedimentos. Cada vez que se colhia os sedimentos, o filtro era cuidadosamente lavado em um balde plástico de maneira a coletar todos os sedimentos capturados. Punha-se a mistura água-sedimento a decantar, ali mesmo, no balde. Retirava-se a água com o mínimo de perturbação e transferia-se os sedimentos para uma proveta graduada a fim de serem medidos em volume. Feito isto, os sedimentos eram transferidos para uma tigela de ágata, levados a estufa por 24 horas para secagem e, posteriormente, pesados em balança de precisão.

4.3.3 - Declividades do Canal e da Superfície Líquida

O canal utilizado permitia o ajuste e a variação da declividade do fundo, através de um sistema mecânico instalado na base do mesmo. Este ajuste foi utilizado apenas para obter a condição de equilíbrio o mais rápido possível, lembrando que o valor da declividade do leito, que era a variável procurada, foi obtida pela declividade da superfície líquida.

A declividade da superfície líquida (igual ao gradiente de energia em um escoamento uniforme) foi obtida pela razão entre a diferença de nível estático acusado pelos dois pares de piezômetros localizados nas extremidades do trecho de medição do canal de recirculação.

4.3.4 - Profundidade do Fluxo

Como o leito era sempre mantido plano, foi possível fazer um levantamento preciso da profundidade do fluxo. Com esta finalidade, foram efetuadas medições do nível da superfície líquida e da superfície do leito no trecho de medição do canal. O trecho de medição consistia de um comprimento de 8 metros situado na parte central do canal, minimizando assim, as influências perturbadoras oriundas das condições de entrada e saída do canal.

Na execução da medição da profundidade do fluxo, utilizou-se uma régua linimétrica de ponta, fixada a um carrinho deslizando que se apoiava nas paredes laterais do canal e, percorria sobre trilhos toda a extensão do mesmo.

Inicialmente, com o sistema funcionando em equilíbrio, fazia-se a leitura dos níveis da superfície livre em nove pontos, distanciados de metro em metro, cobrindo toda a extensão do trecho de medição ao longo do eixo central do canal. Em seguida, fazia-se cessar o fluxo fechando-se a comporta no fim do canal e desligando-se a bomba. Estes dois procedimentos, efetuados de forma simultânea, provocavam um rápido aumento da lâmina d'água e conseqüente cessação do transporte de sedimentos. Dava-se, então, uma pequena abertura na comporta para que se efetuasse uma lenta drenagem do canal. Drenado o canal, usava-se novamente a régua linimétrica para a leitura dos níveis da superfície do leito ao longo da linha central, nas mesmas seções onde os níveis da superfície líquida tinham sido levantados. A profundidade do fluxo nas seções era obtida pela diferença linimétrica entre a superfície lí

quida e o fundo do canal. A profundidade média do escoamento foi considerada como a média das profundidades das nove seções.

4.3.5 - Tamanho dos Sedimentos

O tamanho médio (D_{50}) dos sedimentos constituintes do leito, foi obtido através de ensaios de granulometria. Foram coletadas amostras de sedimento do leito do canal, nas seções inicial, média e final do canal. Para cada leito de sedimentos lançados no canal, foram realizados ensaios granulométricos. Este procedimento foi adotado para verificar o diâmetro efetivo real nos ensaios e quaisquer efeitos decorrentes do sorteamento dos sedimentos.

4.3.6 - Viscosidade do Fluido

A viscosidade do fluido foi obtida de curvas que relacionam esta variável com a temperatura do fluido. Consequentemente as medições efetuadas visavam obter a temperatura do fluido, o que foi conseguido fazendo-se uso de um termômetro.

4.4 - ORGANIZAÇÃO DOS ENSAIOS E PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

4.4.1 - Organização dos Ensaios

Conforme já foi citado anteriormente, o intuito

dos experimentos era obter dados que possibilitassem, além do uso de equações estimativas para previsão do transporte sólido, a medição deste transporte para posterior comparação com os resultados fornecidos pelas equações selecionadas.

Dentro das hipóteses teóricas adotadas, torna-se necessário que as condições do fluxo alcançadas corresponderem apenas à condição de leito plano. Esta restrição contribuiu para limitar o número de ensaios que poderiam ser realizados.

Decidiu-se efetuar três séries de ensaios, cada uma delas, com um tamanho de sedimento diferente. A granulometria dos sedimentos foi realizada antes dos mesmos serem colocados no canal de recirculação. A espessura do leito de areia ficava em torno de 15cm. Também foram realizados testes granulométricos durante a série dos ensaios, conforme explicado na seção 4.3.5.

Tentou-se utilizar leitos de sedimentos que apresentassem uma razoável diferença granulométrica, possibilitando assim uma maior variação do tamanho e das condições de escoamento. No entanto, os problemas e dificuldades encontrados para a aquisição de material de granulometria mais fina, foi um dos fatores limitantes do experimento, pois, para obtenção do leito plano, dentro da capacidade da bomba, era necessário a utilização de sedimentos finos. A solução encontrada foi peneirar no laboratório as mais finas areias disponíveis e, assim, obter lotes de sedimentos bastante finos e ainda com tamanhos médios diferentes. Os diâmetros médios assim obtidos para as três séries dos ensaios foram 0.24mm, 0.26mm e 0.28mm, respectivamente.

O número exato de ensaios não pode ser previsto, por não se conhecer com antecedência os limites precisos de vazão e de profundidade que, conjugados ao sedimento escolhido, forneceria a forma de leito desejada, isto é, o leito plano. Deste modo, decidiu-se variar gradativamente às condições do fluxo, em sucessivos ensaios, até alcançar os limites da realização experimental.

4.4.2 - Procedimento Experimental

Todos os ensaios seguiram o mesmo procedimento e em geral foram realizados da maneira que se segue.

Após o lançamento do leito de sedimentos, estabelecido para aquela série de ensaios, e ajustada a declividade do canal para um valor inicial, acionava-se a bomba requisitando um volume de água do reservatório de compensação de modo a permitir valores de vazão e profundidade desejadas e compatíveis ao estabelecimento de leito plano.

O controle parcial da profundidade do fluxo era conseguido com a manipulação da abertura da comporta localizada à saída do canal.

Decorrido o tempo necessário a que o fluxo atingisse o equilíbrio (verificado através do valor constante da declividade da superfície) e, o leito se apresentasse totalmente plano, o que demandava um período de cerca de quatro horas, procedia-se ao levantamento da quantidade, em volume, do sedimento transportado. Esta medição era efetuada à saída do canal, antes que os sedimentos alcançassem o tanque de sucção.

e reiniciassem o percurso, já que se tratava de um canal de recirculação que utilizava uma bomba centrífuga para a circulação da mistura água-sedimento. Para cada ensaio foram obtidos em média oito amostras de sedimentos.

Antes do procedimento de coleta das amostras de sedimento sólido transportado, efetuava-se a medição do desnível piezométrico nos dois pares de piezômetros instalados. Os valores médios, tanto da declividade da superfície quanto da quantidade de sedimento transportado, foram utilizados nos cálculos. Os sedimentos coletados foram, posteriormente, secados e pesados para se obter o transporte sólido em peso.

Os níveis da superfície livre eram medidos nas seções pré-determinadas, conforme o que foi explicado anteriormente. Fazia-se cessar o fluxo, conseqüentemente o transporte sólido e, após a drenagem do canal, efetuava-se a leitura da superfície do leito. Este procedimento permitia a obtenção da profundidade do fluxo.

Tentou-se obter três repetições de cada ensaio, porém, pela natureza dos ensaios e pela dificuldade de controle, as repetições não apresentaram os mesmos níveis das variáveis independentes.

4.5 - APRESENTAÇÃO DOS DADOS COLETADOS

Foram realizados 105 ensaios em três séries e, os dados obtidos encontram-se listados nas Tabelas 1 e 2.

TABELA 01 - Valores dos diâmetros médios representativos do material do leito (D_{50}), Vazões e Declividades iniciais do canal para 105 ensaios

ENSAIO	D_{50} (mm)	VAZÃO (/S)	DECLIVIDADE INICIAL DO CANAL
1	0,24	39,2	0,005
5	0,24	39,2	0,001
7	0,24	43,5	0,000
10	0,24	43,5	0,003
13	0,24	43,5	0,005
16	0,24	45,6	0,005
19	0,24	45,6	0,005
22	0,24	45,6	0,000
25	0,24	47,4	0,006
28	0,24	47,4	0,004
31	0,24	47,4	0,003
35	0,24	52,7	0,008
37	0,24	52,7	0,006
40	0,24	52,7	0,006
43	0,26	39,2	0,009
46	0,26	39,2	0,005
49	0,26	39,2	0,002
52	0,26	43,5	0,009
55	0,26	43,5	0,009
58	0,26	43,5	0,002
61	0,26	45,6	0,003
64	0,26	45,6	0,002
67	0,26	45,6	0,001
70	0,28	39,2	0,009
73	0,28	39,2	0,009
76	0,28	39,2	0,003
79	0,28	43,5	0,009
83	0,28	43,5	0,006
85	0,28	43,5	0,003
88	0,28	47,4	0,007

TABELA 01 - Continuação

ENSAIO	D50 (mm)	VAZÃO (ℓ/s)	DECLIVIDADE INICIAL DO CANAL
91	0,28	47,4	0,003
94	0,28	47,4	0,001
97	0,28	51,65	0,007
100	0,28	51,65	0,003
103	0,28	51,65	0,000

TABELA 02 - Valores das Temperaturas, Profundidades, queda Piezométricas e Descargas de sedimento para os 105 ensaios.

ENSAIO	TEMPERA TURA (°C)	PROFUN DIDADE (m)	QUEDA PIEZOMÉTRICA (cm)	DESCARGA DE SEDIMENTO (cm ³ /s)
1	31.0	0.127	2.00	25,70
2	29.0	0.122	2.00	35.68
3	29.2	0.130	1.90	31.58
4	28.0	0.128	1.70	22.18
5	29.3	0.124	1.80	31.85
6	28.2	0.123	1.80	31.15
7	29.5	0.136	2.00	31.90
8	29.0	0.141	2.00	24.10
9	29.0	0.142	1.90	25.30

TABELA 02 - Continuação

ENSAIO	TEMPERATURA (°C)	PROFUNDIDADE (m)	QUEDA PIEZOMÉTRICA (cm)	DESCARGA DE SEDIMENTO (cm ³ /s)
10	29.2	0.137	2.10	38.90
11	28.0	0.137	2.20	30.90
12	29.0	0.132	2.10	37.08
13	30.0	0.144	1.95	24.96
14	29.8	0.133	2.20	31.62
15	29.2	0.144	1.80	27.20
16	29.5	0.138	2.20	44.06
17	30.2	0.139	2.20	38.35
18	29.0	0.140	2.10	36.30
19	29.2	0.127	2.50	70.20
20	30.1	0.126	2.30	66.23
21	30.2	0.127	2.60	70.65
22	28.0	0.143	1.40	31.86
23	28.2	0.147	1.30	25.95
24	29.5	0.149	1.20	28.71
25	29.5	0.144	2.00	40.00
26	28.8	0.153	1.90	27.20
27	31.2	0.150	1.90	32.65
28	28.0	0.143	2.20	32.86
29	32.0	0.142	2.30	37.48
30	28.5	0.145	2.20	37.73
31	28.0	0.141	2.40	41.93
32	29.0	0.141	2.80	42.76

TABELA 02 - Continuação

ENSAIO	TEMPERATURA (°C)	PROFUNDIDADE (m)	QUEDA PIEZOMÉTRICA (cm)	DESCARGA DE SEDIMENTO (cm ³ /s)
33	29.5	0.139	2.50	44.13
34	33.0	0.163	1.80	32.72
35	32.6	0.172	2.10	30.90
36	31.5	0.171	2.10	30.95
37	31.1	0.146	2.20	66.88
38	31.8	0.154	1.90	49.08
39	31.0	0.160	2.00	41.08
40	32.0	0.143	2.30	44.53
41	32.0	0.144	2.20	46.75
42	32.8	0.140	2.60	82.90
43	29.5	0.114	1.86	51.55
44	29.0	0.122	1.48	52.27
45	28.0	0.118	1.97	55.52
46	30.8	0.131	1.53	22.96
47	31.0	0.126	1.43	30.03
48	33.0	0.116	1.56	37.50
49	31.0	0.125	1.50	31.92
50	29.5	0.131	1.65	27.03
51	30.5	0.127	2.76	34.60
52	29.0	0.125	1.12	32.71
53	28.6	0.132	1.43	41.20
54	29.5	0.122	2.12	66.37
55	29.0	0.116	2.21	56.96

TABELA 02 - Continuação

ENSAIO	TEMPERATURA (°C)	PROFUNDIDADE (m)	QUEDA PIEZOMÉTRICA (cm)	DESCARGA DE SEDIMENTO (cm ³ /s)
56	28.5	0.118	1.91	65.50
57	29.0	0.125	1.96	48.86
58	30.0	0.141	1.75	26.75
59	28.5	0.144	1.83	29.11
60	28.2	0.142	1.56	25.20
61	29.0	0.143	2.60	19.76
62	28.2	0.130	1.98	45.43
63	30.0	0.120	1.70	57.78
64	28.0	0.144	1.91	32.06
65	29.0	0.146	1.91	29.28
66	29.0	0.140	1.71	28.37
67	29.0	0.132	1.78	54.40
68	29.0	0.131	1.95	48.97
69	29.0	0.135	2.80	45.56
70	27.1	0.129	1.20	27.90
71	26.5	0.129	1.28	26.27
72	26.8	0.129	1.25	27.43
73	26.5	0.119	1.85	75.62
74	26.0	0.119	1.86	63.05
75	26.6	0.118	1.85	68.56
76	31.0	0.116	1.95	50.03
77	30.5	0.118	1.87	43.65
78	29.1	0.118	1.90	41.51

TABELA 02 - Continuação

ENSAIO	TEMPERATURA (°C)	PROFUNDIDADE (m)	QUEDA PIEZOMÉTRICA (cm)	DESCARGA DE SEDIMENTO (cm ³ /s)
79	30.0	0.138	1.57	27.08
80	29.8	0.136	1.40	40.58
81	30.0	0.136	1.46	35.48
82	30.0	0.130	1.90	45.18
83	33.0	0.132	1.90	33.10
84	30.0	0.130	2.00	44.73
85	32.1	0.128	2.20	43.67
86	31.0	0.126	2.50	48.59
87	30.0	0.128	2.50	48.08
88	26.9	0.138	1.70	30.45
89	28.2	0.140	1.80	39.53
90	27.5	0.139	1.70	36.93
91	31.5	0.140	2.00	47.05
92	29.5	0.140	2.00	44.29
93	29.5	0.141	1.90	46.27
94	30.6	0.137	2.30	40.09
95	31.4	0.136	2.00	42.47
96	29.5	0.136	1.90	51.65
97	33.8	0.142	1.60	40.55
98	32.5	0.137	1.70	42.21
99	32.5	0.144	1.60	45.95
100	30.0	0.149	2.00	52.22
101	32.9	0.150	1.90	48.72

Tabela 02 - Continuação

ENSAIO	TEMPERATURA (°C)	PROFUNDIDADE (m)	QUEDA PIEZOMÉTRICA (cm)	DESCARGA DE SEDIMENTO (cm ³ /s)
102	34.0	0.149	2.00	54.39
103	31.5	0.145	2.35	56.17
104	30.0	0.154	2.43	42.80
105	30.5	0.150	2.40	44.27

Apesar da capacidade máxima da bomba ser de 70 l/s, a máxima vazão uniforme conseguida foi de apenas 52,7 l/s. Para o leito de sedimento mais fino, com diâmetro médio de 0,24mm, a vazão mínima conseguida para o estabelecimento do leito plano foi de 39,2 l/s, e este foi o limite inferior da vazão em todos os ensaios.

A declividade inicial do leito, ajustada para um valor arbitrário apenas para facilitar o estabelecimento de um equilíbrio mais rápido, ficou entre quase zero e 0,9%. A temperatura da água medida nos ensaios ficou entre 26.0°C e 34.0°C, sendo utilizada a temperatura de cada ensaio para obter a viscosidade correspondente.

Conforme citado no início deste capítulo, apenas um controle parcial da profundidade do fluxo pode ser obtido. Por esta razão a citada variável assumiu valores médios entre 0,114m e 0,172m.

A descarga de sedimentos, em volume por unidade de tempo, foi obtida pela razão entre a vazão sólida em volu

me, coletada nos ensaios, pelo tempo gasto para a sua respectiva coleta. Esta vazão sólida ou quantidade de sedimento transportado variou de $22,18 \text{ cm}^3/\text{s}$, para uma vazão de $39,2 \text{ l/s}$ em um leito de sedimentos de diâmetro médio de $0,24 \text{ mm}$, a $82,90 \text{ cm}^3/\text{s}$ para uma vazão de $52,7 \text{ l/s}$ com sedimentos de $0,24 \text{ mm}$.

O processamento, análise e interpretação dos dados coletados serão discutidos no capítulo a seguir.

CAPÍTULO V

ANÁLISE E PROCESSAMENTO DOS DADOS

5.1 - ASPECTOS GERAIS

Os ensaios realizados, descritos no capítulo anterior, produziram dados brutos que necessitavam de tratamento, considerando as reais condições do canal usado no experimento. Tendo o canal paredes laterais de vidro e leito de sedimentos arenosos, com densidade aproximada de 2.65, era natural portanto, que os limites do canal apresentassem rugosidades diferentes com distintas influências no escoamento. Tal condição, deveria ser diferenciada de uma situação real em que o canal tem leito e margens erodíveis, ou o canal é muito largo permitindo que o fluxo não sofra influência da rugosidade das margens. Como esta última situação era a mais adequada para o trabalho em questão, adotou-se um método de correção recomendado e adaptado para paredes lisas por Vanoni e Brooks [Rêgo (1981), Srinivasan (1969)]. Este método encontra-se descrito no Apêndice 01. Os dados resultantes deste processo de tratamento a que foram submetidos os dados brutos, estão listados na Tabela 3.

TABELA 03 - Valores dos parâmetros hidráulicos do canal e dos parâmetros de fluxo para os 105 ensaios.

ENSAIO	GRADIENTE DE ENERGIA (x 10 ⁻²)	VELOCIDADE (m/s)	Nº DE REY NOLDS (x 10 ⁵)	FATOR DE ATRITO DO CANAL	FATOR DE ATRITO PAREDES	FATOR DE ATRITO DO LEITO	RAIO HIDRÁULICO (m)	RAIO HIDRÁULICO DO LEITO (m) (x 10 ⁻¹)
1	0.25	0.77	0.83	0.025	0.019	0.029	0.077	0.89
2	0.25	0.80	0.79	0.023	0.019	0.026	0.075	0.84
3	0.23	0.81	0.80	0.021	0.019	0.022	0.075	0.79
4	0.21	0.76	0.75	0.022	0.019	0.023	0.077	0.83
5	0.22	0.79	0.79	0.021	0.019	0.022	0.076	0.81
6	0.22	0.79	0.76	0.021	0.019	0.022	0.076	0.80
7	0.25	0.80	0.85	0.024	0.019	0.028	0.080	0.92
8	0.25	0.76	0.82	0.027	0.019	0.032	0.082	0.99
9	0.23	0.76	0.82	0.026	0.019	0.030	0.082	0.97
10	0.26	0.79	0.84	0.026	0.019	0.030	0.081	0.95
11	0.27	0.79	0.81	0.027	0.019	0.032	0.081	0.96
12	0.26	0.82	0.83	0.023	0.019	0.027	0.079	0.89

TABELA 03 - Continuação

ENSAIO	GRADIENTE DE ENERGIA (x 10 ⁻²)	VELOCI DADE (m/s)	Nº DE REY NOLDS (x 10 ⁵)	FATOR DE ATRITO DO CANAL	FATOR DE ATRITO PAREDES	FATOR DE ATRITO DO LEITO	RAIO HIDRÁU LICO (m)	RAIO HI DRAULICO DO LEITO (m) (x 10 ⁻¹)
13	0.24	0.75	0.85	0.027	0.019	0.033	0.083	1.01
14	0.27	0.81	0.87	0.025	0.019	0.030	0.080	0.93
15	0.22	0.75	0.82	0.025	0.019	0.030	0.083	0.98
16	0.27	0.82	0.89	0.025	0.019	0.030	0.081	0.96
17	0.27	0.82	0.91	0.026	0.019	0.031	0.081	0.96
18	0.26	0.81	0.87	0.025	0.019	0.030	0.082	0.96
19	0.31	0.89	0.91	0.023	0.018	0.026	0.077	0.87
20	0.28	0.90	0.94	0.021	0.018	0.022	0.077	0.83
21	0.32	0.89	0.94	0.024	0.019	0.028	0.077	0.88
22	0.17	0.79	0.83	0.018	0.018	0.017	0.083	0.82
23	0.16	0.77	0.83	0.018	0.018	0.017	0.084	0.83
24	0.15	0.76	0.86	0.017	0.018	0.016	0.085	0.81
25	0.25	0.82	0.91	0.024	0.019	0.017	0.083	0.96

TABELA 03 - Continuação

ENSAIO	GRADIENTE DE ENERGIA (x 10 ⁻²)	VELOCIDADE (m/s)	Nº DE REYNOLDS (x 10 ⁵)	FATOR DE ATRITO DO CANAL	FATOR DE ATRITO PAREDES	FATOR DE ATRITO DO LEITO	RAIO HIDRÁULICO (m)	RAIO HIDRÁULICO DO LEITO (m) (x 10 ⁻¹)
26	0.23	0.77	0.86	0.027	0.019	0.032	0.086	1.05
27	0.23	0.78	0.95	0.025	0.019	0.030	0.085	1.02
28	0.27	0.82	0.86	0.026	0.019	0.031	0.083	0.98
29	0.28	0.83	1.00	0.027	0.019	0.032	0.083	1.00
30	0.27	0.81	0.87	0.027	0.019	0.032	0.084	1.01
31	0.30	0.84	0.87	0.027	0.019	0.032	0.082	0.99
32	0.35	0.84	0.90	0.032	0.020	0.040	0.082	1.04
33	0.31	0.85	0.92	0.027	0.019	0.032	0.081	0.98
34	0.22	0.80	1.00	0.024	0.018	0.029	0.089	1.07
35	0.26	0.76	1.00	0.032	0.019	0.043	0.092	1.23
36	0.26	0.77	1.00	0.031	0.019	0.042	0.092	1.22
37	0.27	0.90	1.00	0.022	0.018	0.025	0.084	0.94
38	0.23	0.85	1.00	0.022	0.018	0.025	0.087	0.98

TABELA 03 - Continuação

ENSAIO	GRADIENTE DE ENERGIA (x 10 ⁻²)	VELOCIDADE (m/s)	Nº DE REY NOLDS (x 10 ⁵)	FATOR DE ATRITO DO CANAL	FATOR DE ATRITO PAREDES	FATOR DE ATRITO DO LEITO	RAIO HIDRÁULICO (m)	RAIO HIDRÁULICO DO LEITO (m) (x 10 ⁻¹)
39	0.25	0.82	1.00	0.025	0.018	0.031	0.088	1.07
40	0.28	0.92	1.10	0.022	0.018	0.025	0.083	0.94
41	0.27	0.91	1.10	0.021	0.018	0.024	0.083	0.93
42	0.32	0.94	1.10	0.023	0.018	0.027	0.082	0.95
43	0.23	0.86	0.82	0.017	0.018	0.017	0.072	0.71
44	0.18	0.80	0.79	0.017	0.018	0.016	0.075	0.71
45	0.24	0.82	0.77	0.020	0.019	0.021	0.074	0.77
46	0.19	0.74	0.82	0.021	0.019	0.022	0.079	0.84
47	0.18	0.77	0.84	0.018	0.018	0.018	0.077	0.77
48	0.19	0.84	0.93	0.015	0.017	0.014	0.073	0.67
49	0.18	0.78	0.84	0.018	0.018	0.018	0.076	0.76
50	0.20	0.74	0.78	0.022	0.019	0.025	0.079	0.87
51	0.34	0.77	0.82	0.035	0.020	0.044	0.077	0.97

TABELA 03 - Continuação

ENSAIO	GRADIENTE DE ENERGIA (x 10 ⁻²)	VELOCIDADE (m/s)	Nº DE REY NOLDS (x 10 ⁵)	FATOR DE ATRITO DO CANAL	FATOR DE ATRITO PAREDES	FATOR DE ATRITO DO LEITO	RAIO HIDRÁULICO (m)	RAIO HIDRÁULICO DO LEITO (m) (x 10 ⁻¹)
52	0.14	0.86	0.87	0.011	0.017	0.007	0.077	0.51
53	0.18	0.82	0.83	0.016	0.018	0.015	0.079	0.74
54	0.26	0.89	0.89	0.019	0.018	0.020	0.075	0.78
55	0.27	0.93	0.89	0.018	0.018	0.017	0.073	0.72
56	0.23	0.92	0.87	0.016	0.018	0.015	0.074	0.69
57	0.24	0.87	0.87	0.019	0.018	0.020	0.076	0.79
58	0.21	0.76	0.85	0.024	0.019	0.027	0.082	0.94
59	0.22	0.75	0.80	0.026	0.019	0.030	0.083	0.98
60	0.19	0.76	0.80	0.021	0.019	0.023	0.083	0.90
61	0.32	0.79	0.86	0.033	0.020	0.043	0.083	1.07
62	0.24	0.87	0.87	0.019	0.018	0.020	0.078	0.82
63	0.21	0.95	0.96	0.013	0.017	0.011	0.074	0.63
64	0.23	0.78	0.83	0.025	0.019	0.029	0.083	0.97

TABELA 03 - Continuação

ENSAIO	GRADIENTE DE ENERGIA (x 10 ⁻²)	VELOCI DADE (m/s)	Nº DE REY NOLDS (x 10 ⁵)	FATOR DE ATRITO DO CANAL	FATOR DE ATRITO PAREDES	FATOR DE ATRITO DO LEITO	RAIO HIDRÁU LICO (m)	RAIO HI DRÁULICO DO LEITO (m) (x 10 ⁻¹)
65	0.23	0.77	0.85	0.026	0.019	0.031	0.084	1.00
66	0.21	0.81	0.87	0.020	0.018	0.022	0.082	0.87
67	0.22	0.86	0.89	0.018	0.018	0.019	0.079	0.80
68	0.24	0.86	0.89	0.020	0.018	0.021	0.079	0.83
69	0.35	0.84	0.88	0.031	0.020	0.038	0.080	1.00
70	0.15	0.76	0.72	0.015	0.018	0.014	0.078	0.70
71	0.16	0.75	0.71	0.017	0.018	0.016	0.078	0.73
72	0.15	0.75	0.71	0.016	0.018	0.015	0.078	0.72
73	0.23	0.82	0.73	0.019	0.019	0.020	0.074	0.75
74	0.23	0.82	0.72	0.020	0.019	0.020	0.074	0.76
75	0.23	0.83	0.73	0.019	0.019	0.019	0.074	0.75
76	0.24	0.84	0.86	0.019	0.018	0.020	0.073	0.76
77	0.23	0.82	0.84	0.019	0.018	0.020	0.074	0.77

TABELA 03 - Continuação

ENSAIO	GRADIENTE DE ENERGIA (x 10 ⁻²)	VELOCIDADE (m/s)	Nº DE REYNOLDS (x 10 ⁵)	FATOR DE ATRITO DO CANAL	FATOR DE ATRITO PAREDES	FATOR DE ATRITO DO LEITO	RAIO HIDRÁULICO (m)	RAIO HIDRÁULICO DO LEITO (m) (x 10 ⁻¹)
78	0.23	0.83	0.80	0.020	0.018	0.020	0.074	0.76
79	0.19	0.78	0.86	0.020	0.018	0.021	0.081	0.86
80	0.17	0.80	0.86	0.017	0.018	0.016	0.080	0.77
81	0.18	0.80	0.87	0.017	0.018	0.017	0.080	0.79
82	0.23	0.83	0.88	0.021	0.018	0.022	0.078	0.84
83	2.40	0.82	0.88	0.020	0.018	0.022	0.079	0.85
84	0.25	0.83	0.88	0.022	0.018	0.024	0.078	0.86
85	0.27	0.84	0.96	0.023	0.018	0.026	0.078	0.87
86	0.31	0.86	0.93	0.025	0.019	0.029	0.077	0.89
87	0.31	0.84	0.89	0.026	0.019	0.031	0.078	0.91
88	0.21	0.85	0.84	0.018	0.018	0.018	0.081	0.81
89	0.22	0.84	0.88	0.020	0.019	0.021	0.082	0.86
90	0.21	0.85	0.86	0.018	0.019	0.018	0.081	0.82

TABELA 03 - Continuação

ENSAIO	GRADIENTE DE ENERGIA (x 10 ⁻²)	VELOCI DADE (m/s)	Nº DE REY NOLDS (x 10 ⁵)	FATOR DE ATRITO DO CANAL	FATOR DE ATRITO PAREDES	FATOR DE ATRITO DO LEITO	RAIO HIDRÁU LICO (m)	RAIO HI DRÁULICO DO LEITO (m) (x 10 ⁻¹)
91	0.25	0.84	0.99	0.022	0.018	0.025	0.082	0.92
92	0.25	0.84	0.92	0.022	0.018	0.025	0.082	0.91
93	0.23	0.83	0.91	0.021	0.018	0.024	0.082	0.91
94	0.28	0.86	0.97	0.024	0.018	0.028	0.081	0.93
95	0.25	0.86	0.10	0.021	0.018	0.022	0.081	0.88
96	0.23	0.87	0.93	0.019	0.018	0.020	0.080	0.85
97	0.20	0.91	1.10	0.015	0.017	0.014	0.082	0.77
98	0.21	0.93	1.10	0.015	0.017	0.014	0.081	0.74
99	0.20	0.89	1.10	0.016	0.017	0.015	0.083	0.79
100	0.25	0.86	0.99	0.022	0.018	0.024	0.085	0.95
101	0.23	0.86	1.10	0.021	0.018	0.024	0.085	0.95
102	0.25	0.86	1.10	0.022	0.018	0.025	0.085	0.97
103	0.29	0.88	1.00	0.024	0.018	0.028	0.084	0.99
104	0.30	0.83	0.98	0.029	0.019	0.037	0.087	1.09
105	0.30	0.86	1.00	0.027	0.019	0.033	0.085	1.04

O procedimento de correção dos efeitos da pare de lateral, acima referido, relaciona o coeficiente de atrito de Darcy-Weissbach f , para o canal com os coeficientes f_w e f_b , relativos às margens e ao leito respectivamente.

Em alguns ensaios, o fator de atrito relativo ao leito foi menor que o fator de atrito relativo às paredes de vidro, conforme pode ser observado na Tabela 3. Supõe-se que nestes ensaios houve algum problema na medição, como por exemplo a presença de alguma pequena bolha de ar nos tubos do piezômetro. Notou-se, porém, que a diferença era relativamente pequena e dentro dos erros experimentais possíveis. Assim, todos os dados foram utilizados na etapa de cálculo do transporte.

A velocidade do fluxo foi obtida pela razão entre a vazão e a área da seção transversal média do canal. Nos 105 ensaios a velocidade do fluxo variou entre 0,74m/seg., a 0,95m/seg.. O número de Reynolds, dada pela expressão:

$$Re = \frac{UR}{\nu} \quad (5.1)$$

variou entre $0,11 \times 10^5$ e $0,71 \times 10^5$, caracterizando portanto um fluxo turbulento. A viscosidade cinemática, a viscosidade dinâmica e a massa específica do fluido foram obtidos das Tabelas 4 e 5, que fornecem valores destas variáveis em função da temperatura da água.

Para escoamentos em canais, cujos fluxos não sofram os efeitos das paredes laterais ou para canais muito largos onde estes efeitos possam ser desprezados, a vazão por unidade de largura é dada por [Vanoni (1975)]:

TABELA 04 - Variação da massa específica da água com a temperatura.

TEMPERATURA (°C)	MASSA ESPECÍFICA (Kgf.m ⁻⁴ .s ²)
20	101.76
22	101.72
24	101.67
26	101.61
28	101.56
30	101.50
32	101.44
34	101.37
36	101.30
38	101.23
40	101.15

TABELA 05 - Variação da viscosidade dinâmica da água com a temperatura.

TEMPERATURA (°C)	VISCOSIDADE DINÂMICA (Kgf.m ⁻² .s)
15	1.167 x 10 ⁻⁴
20	1.029 x 10 ⁻⁴
30	0.815 x 10 ⁻⁴
40	0.666 x 10 ⁻⁴
50	0.560 x 10 ⁻⁴

$$q = R_b U \quad (5.2)$$

Os dados apresentados na Tabela 3, foram usados como entrada para a avaliação do transporte de sedimento pelas equações anteriormente selecionadas. O programa computacional usado nesta fase do trabalho encontra-se no Apêndice 2. A Tabela 6 mostra os dados de transporte de sedimento estimados pelas equações, bem como os valores do transporte medidos em laboratório. Estão incluídos nesta tabela valores calculados por uma modificação da equação de transporte de Laursen. Esta modificação, que será discutida em seções posteriores, resultou da observação de uma pequena e consistente defasagem entre os valores calculados e os medidos. Embora esta modificação seja apresentada posteriormente, preferiu-se a inclusão destes valores na Tabela 06 para fins de comparação com os demais valores.

TABELA 06 - Valores da avaliação da quantidade de sedimento transportado pelas equações e valores da quantidade de sedimento transportado medida em laboratório.

Schoklitsch (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Meyer - Peter e Muller (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Bagnold (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Laursen (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Laursen Modificada (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Toffoleti (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Einstein (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Leo V. Rijn (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Valor medido em laboratório (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Ensaio
0.0982	0.1226	0.1083	0.1559	0.0919	0.4635	1.2846	0.5301	0.0849	01
0.0958	0.1116	0.1091	0.1843	0.1203	0.4434	1.0587	0.5476	0.1248	02
0.0771	0.0880	0.0963	0.1955	0.1315	0.3698	0.8077	0.5906	0.1082	03
0.0638	0.0821	0.0855	0.1596	0.0956	0.2998	0.7499	0.5322	0.0721	04
0.0707	0.0852	0.0909	0.1777	0.1137	0.3394	0.7794	0.5672	0.1063	05
0.0701	0.0835	0.0912	0.1837	0.1197	0.3302	0.7361	0.5723	0.1059	06
0.1072	0.1294	0.1191	0.1831	0.1191	0.5376	1.3899	0.5088	0.1047	07
0.1114	0.1457	0.1210	0.1577	0.0937	0.5621	1.7055	0.4623	0.0867	08
0.0932	0.1232	0.1086	0.1534	0.0894	0.4223	1.2109	0.4742	0.0829	09
0.1185	0.1452	0.1268	0.1774	0.1134	0.6076	1.4630	0.4908	0.1263	10
0.1283	0.1569	0.1339	0.1824	0.1184	0.6528	1.6586	0.4756	0.1049	11
0.1144	0.1307	0.1252	0.2062	0.1422	0.5519	1.3415	0.5353	0.1246	12
0.1041	0.1409	0.1152	0.1444	0.0804	0.5191	1.4991	0.4541	0.0844	13

TABELA 06 - Continuação

Schoklitsch (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Meyer - Peter e Muller (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Bagnold (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Laursen (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Laursen Modificada (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Toffoleti (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Einstein (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Leo V. Rijn (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Valor medido em laboratório (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Ensaio
0.1271	0.1491	0.1328	0.1984	0.1344	0.6461	1.5853	0.5067	0.1050	14
0.0849	0.1165	0.1023	0.1441	0.0801	0.3884	1.1205	0.4644	0.0935	15
0.1337	0.1569	0.1391	0.2073	0.1433	0.6461	1.7172	0.5008	0.1454	16
0.1160	0.1386	0.1278	0.1943	0.1303	0.6166	1.4499	0.5080	0.1323	17
0.1228	0.1477	0.1317	0.1971	0.1331	0.6428	1.5551	0.4964	0.1231	18
0.1674	0.1672	0.1652	0.2881	0.2241	0.8369	1.8416	0.5789	0.2377	19
0.1343	0.1316	0.1433	0.2935	0.2295	0.7158	1.3309	0.6196	0.2168	20
0.1786	0.1792	0.1706	0.2862	0.2222	0.9059	2.1061	0.5810	0.2298	21
0.0431	0.0576	0.0728	0.1848	0.1198	0.1248	0.3989	0.5681	0.1091	22
0.0359	0.0519	0.0655	0.1728	0.1088	0.1056	0.3233	0.5636	0.0850	23
0.0289	0.0445	0.0586	0.1753	0.1113	0.0951	0.2456	0.5788	0.0956	24
0.1169	0.1386	0.1291	0.2075	0.1395	0.6342	1.4372	0.5066	0.1334	25
0.1035	0.1400	0.1186	0.1618	0.0978	0.5516	1.4084	0.4441	0.0902	26
0.1023	0.1336	0.1172	0.1643	0.1003	0.5335	1.4013	0.4916	0.0705	27

TABELA 06 - Continuação

Schoklitsch (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Meyer - Peter e Muller (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Bagnold (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Laursen (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Laursen Modificada (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Toffoleti (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Einstein (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Leo V. Rijn (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Valor medido em laboratório (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Ensaio
0.1378	0.1622	0.1443	0.2145	0.1505	0.6858	1.8722	0.4871	0.1179	28
0.1511	0.1776	0.1505	0.2078	0.1438	0.7204	2.1899	0.5117	0.1329	29
0.1403	0.1702	0.1455	0.2014	0.1374	0.6747	1.9585	0.4739	0.1217	30
0.1702	0.1951	0.1661	0.2276	0.1636	0.8466	2.3900	0.4844	0.1423	31
0.2328	0.2691	0.2025	0.2427	0.1787	0.7499	3.3872	0.4669	0.1504	32
0.1812	0.2022	0.1726	0.2419	0.1779	0.8760	2.2620	0.5023	0.1992	33
0.1033	0.1344	0.1205	0.1742	0.1102	0.5104	1.5368	0.4966	0.1125	34
0.1540	0.2194	0.1525	0.1470	0.0830	0.5219	2.6302	0.4128	0.1025	35
0.1535	0.2165	0.1533	0.1514	0.0874	0.5980	2.5511	0.4148	0.1054	36
0.1457	0.1517	0.1726	0.2920	0.2280	0.7569	1.6543	0.5888	0.2257	37
0.1077	0.1253	0.1258	0.2257	0.1617	0.6063	1.3012	0.5483	0.1698	38
0.1329	0.1651	0.1424	0.2018	0.1378	0.6407	1.7883	0.4914	0.1416	39
0.1581	0.1608	0.1640	0.3075	0.2435	0.8018	1.8176	0.5931	0.1449	40
0.1455	0.1491	0.1545	0.2965	0.2325	0.7507	1.6480	0.5971	0.1621	41

TABELA 06 - Continuação

Schoklitsch (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Meyer - Peter e Muller (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Ragnold (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Laursen (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Laursen Modificada (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Toffoleti (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Einstein (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Leo V. Rijn (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Valor medido em laboratório (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Ensaio
0.2056	0.2024	0.1949	0.3346	0.2706	0.9144	2.3755	0.5954	0.2756	42
0.0673	0.0726	0.0869	0.2415	0.7755	0.2451	0.4867	0.7134	0.1720	43
0.0356	0.0476	0.0615	0.1983	0.1343	0.0837	0.2534	0.6953	0.1750	44
0.0776	0.0894	0.0936	0.2026	0.1386	0.2749	0.6248	0.6129	0.1856	45
0.0468	0.0698	0.0685	0.1345	0.0705	0.1634	0.4623	0.5492	0.0740	46
0.0387	0.0549	0.0634	0.1645	0.1005	0.0943	0.3120	0.6509	0.1002	47
0.0399	0.0473	0.0650	0.2306	0.1666	0.1083	0.2666	0.7960	0.1246	48
0.0384	0.0536	0.0634	0.1699	0.1059	0.0954	0.3037	0.6745	0.1073	49
0.0552	0.0808	0.0752	0.1315	0.0675	0.1938	0.5743	0.5337	0.0904	50
0.0774	0.2288	0.1497	0.1547	0.0907	0.4507	2.2060	0.4695	0.1165	51
-	-	-	-	-	-	-	-	0.1067	52
0.0395	0.0512	0.0663	0.2163	0.1523	0.0910	0.2755	0.6543	0.1362	53
0.1010	0.1042	0.1143	0.2661	0.2021	0.3880	0.8297	0.6715	0.2175	54
0.1043	0.0972	0.1186	0.3326	0.2686	0.4249	0.5651	0.7524	0.1896	55

TABELA 06 - Continuação

Schocklitsch (kgf.m ⁻¹ .s ⁻¹)	Meyer - Peter e Muller (kgf.m ⁻¹ .s ⁻¹)	Bagnold (kgf.m ⁻¹ .s ⁻¹)	Laurssen (kgf.m ⁻¹ .s ⁻¹)	Laurssen Modificada (kgf.m ⁻¹ .s ⁻¹)	Toffoletti (kgf.m ⁻¹ .s ⁻¹)	Einstein (kgf.m ⁻¹ .s ⁻¹)	Leo V. Rijn (kgf.m ⁻¹ .s ⁻¹)	Valor retido em laboratório (kgf.m ⁻¹ .s ⁻¹)	Ensaio
0.0709	0.0692	0.0940	0.3238	0.2598	0.2261	0.4261	0.7498	0.2164	56
0.0857	0.0933	0.1031	0.2440	0.1800	0.3080	0.6218	0.6277	0.1609	57
0.0707	0.0997	0.0889	0.1430	0.0790	0.2334	0.7706	0.5116	0.0910	58
0.0801	0.1153	0.0954	0.1339	0.0699	0.2843	0.9168	0.4661	0.0960	59
0.0539	0.0785	0.0770	0.1451	0.0811	0.1758	0.5303	0.5146	0.0907	60
0.1845	0.2428	0.1625	0.1683	0.1043	0.5031	2.5325	0.4545	0.0622	61
0.0907	0.0992	0.1085	0.2486	0.1846	0.3288	0.7039	0.6152	0.1500	62
0.0544	0.0506	0.0621	0.3838	0.3198	0.1358	0.2559	0.8895	0.1820	63
0.0907	0.1219	0.1053	0.1585	0.0945	0.3274	1.0239	0.4878	0.1078	64
0.0926	0.1281	0.1058	0.1465	0.0825	0.3209	1.1339	0.4894	0.0955	65
0.0690	0.0877	0.0900	0.1888	0.1248	0.2512	0.6339	0.5803	0.0923	66
0.0727	0.0824	0.0942	0.2463	0.1763	0.2764	0.5882	0.6522	0.1796	67
0.0909	0.1012	0.1077	0.2386	0.1746	0.3376	0.7837	0.6290	0.1567	68
0.2120	0.2514	0.1805	0.2120	0.1480	0.5938	2.6111	0.5003	0.1571	69

TABELA 06 - Continuação

Schoklitsch (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Meyer - Peter e Muller (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Bagnold (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Laursen (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Laursen Modificada (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Toffoleti (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Einstein (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Leo V. Rijn (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Valor medido em laboratório (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Ensaio
0.0165	0.0327	0.0468	0.1712	0.1072	0.0646	0.2089	0.6139	0.0936	70
0.0223	0.0398	0.0521	0.1664	0.1034	0.0695	0.2569	0.5909	0.0869	71
0.0175	0.0345	0.0479	0.1651	0.1011	0.0650	0.2233	0.6375	0.0911	72
0.0642	0.0785	0.0871	0.2147	0.1507	0.2481	0.6524	0.5930	0.2388	73
0.0652	0.0803	0.0881	0.2093	0.1453	0.2522	0.6544	0.5862	0.2050	74
0.0647	0.0785	0.0877	0.2170	0.1530	0.2503	0.6333	0.5956	0.2207	75
0.0731	0.0863	0.0929	0.2172	0.1532	0.2790	0.8156	0.6495	0.1715	76
0.0668	0.0821	0.0881	0.2038	0.1398	0.2619	0.7557	0.6375	0.1518	77
0.0659	0.0803	0.0880	0.2096	0.1456	0.2542	0.6944	0.6154	0.1460	78
0.0486	0.0716	0.0756	0.1677	0.1037	0.1999	0.6087	0.5699	0.0908	79
0.0324	0.0487	0.0626	0.1951	0.1311	0.0823	0.3601	0.6517	0.1362	80
0.0389	0.0564	0.0679	0.1918	0.1278	0.0879	0.4303	0.6308	0.1204	81
0.0762	0.0950	0.0977	0.2092	0.1452	0.2930	0.8682	0.6003	0.1539	82
-	-	-	-	-	0.1646	-	0.4126	0.1134	83

TABELA 06 - Continuação

Schoklitsch (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Meyer - Peter e Muller (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Bagnold (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Laursen (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Laursen Modificada (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Toffoleti (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Einstein (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Leo V. Rijn (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Valor medido em laboratório (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Ensaio
0.0919	0.1135	0.1084	0.2062	0.1422	0.3361	1.1128	0.6077	0.1544	84
0.1101	0.1313	0.1206	0.2147	0.1507	0.4042	1.3765	0.5720	0.1530	85
0.1473	0.1706	0.1454	0.2291	0.1651	0.5391	1.8483	0.5621	0.1680	86
0.1489	0.1768	0.1464	0.2205	0.1565	0.5447	1.8783	0.5482	0.1646	87
0.0626	0.0767	0.0907	0.2484	0.1844	0.2593	0.6367	0.6171	0.1027	88
0.0735	0.0918	0.0986	0.2270	0.1630	0.3044	0.8069	0.5734	0.1336	89
0.0635	0.0783	0.0913	0.2425	0.1785	0.2714	0.6987	0.6079	0.1238	90
0.1020	0.1269	0.1177	0.2117	0.1477	0.3925	1.3937	0.5532	0.1648	91
0.1008	0.1246	0.1177	0.2174	0.1534	0.3826	1.3235	0.5647	0.1592	92
0.0851	0.1086	0.1067	0.2074	0.1434	0.3405	1.0803	0.5661	0.1611	93
0.1310	0.1554	0.1392	0.2318	0.1678	0.4861	1.7400	0.5566	0.1345	94
0.0999	0.1179	0.1176	0.2379	0.1739	0.3782	1.1611	0.5898	0.1470	95
0.0819	0.0969	0.1057	0.2472	0.1832	0.3282	0.8671	0.6217	0.1794	96
0.0574	0.0647	0.0675	0.3123	0.2483	0.2559	0.5482	0.7389	0.1381	97

TABELA 06 - Continuação

Schoklitsch (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Meyer - Peter e Muller (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Parrold (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Laursen (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Laursen Modificada (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Toffoleti (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Einstein (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Leo V. Rijn (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Valor medido em laboratório (Kgf.m ⁻¹ .S ⁻¹)	Ensaio
0.0627	0.0657	0.0930	0.3648	0.3008	0.2865	0.5132	0.7882	0.1455	98
0.0584	0.0676	0.0883	0.2999	0.2359	0.2565	0.5860	0.7182	0.1575	99
0.1100	0.1337	0.1277	0.2395	0.1755	0.4438	1.4468	0.5594	0.1818	100
0.0932	0.1166	0.1144	0.2241	0.1601	0.3729	1.1898	0.5776	0.1746	101
0.1125	0.1383	0.1277	0.2262	0.1622	0.4416	1.3326	0.5613	0.1919	102
0.1542	0.1819	0.1582	0.2529	0.1889	0.5889	1.6807	0.5295	0.2039	103
0.1710	0.2241	0.1661	0.2091	0.1451	0.6008	2.6366	0.4733	0.1486	104
0.1671	0.2079	0.1647	0.2308	0.1668	0.6077	2.2889	0.5023	0.1571	105

A partir dos dados de transporte de sedimento fornecidos por cada equação, e dos dados referentes à medição real, procedeu-se a uma análise gráfica e analítica entre os mesmo utilizando para tanto o critério da variação percentual. Esta análise gráfica acha-se mostrada nas Figuras de 5.1 à 5.9 [Apêndice 3], nas quais a reta correspondente a $\Delta = 0.0\%$ define os pontos para os quais o valor calculado pelas equações concordaria exatamente com o valor medido em laboratório. Os pontos plotados acima desta reta significam que, para aquele determinado ensaio, o valor estimado pela equação foi maior que o valor real medido em laboratório. Na Tabela 7, é mostrado para cada equação a quantidade de ensaios em percentuais do total dos mesmos, que se situaram em cada faixa de variação percentual do valor estimado em relação ao valor medido em laboratório.

TABELA 07 - Percentagem dos Ensaios cuja Variação Percentual da Relação entre Transporte calculado pelas Equações e Valor Medido em Laboratório situa-se na Faixa de Intervalo Indicada.

	Eq. de Schoklitsch	Eq. de Meyer-Peter e Muller	Eq. de Bagnold	Eq. de Laursen	Eq. de Toffoleti	Eq. de Einstein	Eq. de Laursen Modificada	Eq. de Leo C. Van Rijn	Transporte de Sedimento Proposto
0.0 a 10.0 %	13,33	10,47	16,19	2,85	4,76	0,00	41,90	0,00	35,60
% acumulada	13,33	10,47	16,19	2,85	4,76	0,00	41,90	0,00	35,60
10.0 a 20.0%	14,28	14,28	19,99	2,85	3,80	0,00	27,62	0,00	20,80
% acumulada	27,61	24,75	36,18	5,70	8,56	0,00	69,52	0,00	56,40
20.00 a 30.0%	12,38	15,23	18,09	10,47	5,71	0,00	13,33	0,00	19,80
% acumulada	39,99	39,98	54,27	16,17	14,27	0,00	82,85	0,00	76,20
30.0 a 40.0%	13,33	15,23	19,99	13,33	2,85	0,95	4,76	0,00	10,90
% acumulada	53,32	55,21	74,26	29,50	17,12	0,95	87,61	0,00	87,10
40.0 a 50.0%	12,38	12,38	14,28	15,23	2,85	0,95	4,76	0,00	4,90
% acumulada	65,70	67,59	88,54	44,73	19,97	1,90	92,37	0,00	94,90
50.0 a 60.0%	13,33	11,42	4,76	11,42	1,90	0,00	0,00	0,00	2,90
% acumulada	79,03	79,01	93,30	56,15	21,87	1,90	92,37	0,00	95,00
60.00 a 70.0%	9,52	11,42	4,76	10,47	1,90	0,00	1,90	0,00	0,00

TABELA 07 - Continuação

	Schoklitsch	Eq. de Meyer-Peter e Muller	Eq. de Bagnold	Eq. de Laursen	Eq. de Toffoleti	Eq. de Einstein	Eq. de Laursen Modificada	Eq. de Leo C. Van Rijn	Transporte de Sedimento Proposto
% acumulada	88,55	90,43	98,06	66,62	23,77	1,90	94,27	0,00	95,00
70.0 a 80.0%	6,66	2,85	0,00	6,66	2,85	0,00	2,85	0,00	1,00
% acumulada	95,21	93,28	98,06	73,28	26,62	1,90	97,12	0,00	96,00
80.0 a 90.0%	1,90	1,90	0,00	12,38	1,90	0,95	0,00	0,00	0,00
% acumulada	97,11	95,18	98,06	85,66	28,52	2,85	97,12	0,00	96,00
90.0 a 100.0%	0,95	0,95	0,00	2,85	3,80	0,95	0,00	0,00	0,00
% acumulada	98,06	96,13	98,06	88,51	32,32	3,80	97,12	0,00	96,00
≥ 100.0%	1,90	3,80	1,90	11,42	65,71	96,19	2,86	100,00	4,00
% acumulada	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00

5.2 - FATORES QUE AFETAM O TRANSPORTE

Segundo um recente trabalho de Rêgo e Srinivasan (1981), a resistência ao escoamento e o transporte de sedimentos para um determinado regime (forma de leito) são funções simultâneas das mesmas variáveis básicas [Parker & Anderson (1977), Srinivasan (1969)]. As funções são expressas da seguinte forma:

$$\tau_o = f_1(q, d, D, \rho_s, \rho, \nu, g) \quad (5.3)$$

$$C = f_2(q, d, D, \rho_s, \rho, \nu, g) \quad (5.4)$$

Os parâmetros que caracterizam a resistência e o transporte são respectivamente, a tensão de cisalhamento no leito do canal τ_o e a concentração total dos sedimentos no fluxo, C . As demais variáveis entre parênteses, idênticas para ambas as funções são, pela sequência de leitura, vazão líquida por unidade de largura, q , profundidade de fluxo, d , diâmetro médio dos sedimentos, D , massa específica dos sedimentos, ρ_s , massa específica do fluido, ρ , viscosidade cinemática do fluido, ν e aceleração da gravidade, g .

As equações (5.3) e (5.4) pelo número muito grande de variáveis que contém são de difícil manipulação, dificultando a obtenção das relações funcionais. A análise dimensional pode ser aplicada aos parâmetros tendo em vista reduzi-los em quantidade, desde que se escolha criteriosamente os grupos adimensionais mais adequados para refletir o problema. Isto feito, as equações (5.3) e (5.4) tornam-se [Rêgo (1981)]:

$$f_1(U_*D/v, q/v, d/D, \rho_s/\rho, gD^3/v^2) = 0 \quad (5.5)$$

$$f_2(C, q/v, d/D, \rho_s/\rho, gD^3/v^2) = 0 \quad (5.6)$$

com os fatores agrupados adimensionalmente.

Na equação de resistência aparece o fator U_* , definido por $U_* = (\tau_o/\rho)^{1/2}$, conhecido como velocidade de atrito, que é uma variável altamente importante e influente nas características de escoamento, transporte de sedimento e formas de leito, por representar o efeito da tensão de cisalhamento no leito [Rêgo (1981), Simons & Sentürk (1977), Srinivasan (1969), Vanoni (1975)].

O grupo adimensional ρ_s/ρ pode ser considerado constante e sair das equações, desde que se trate com um mesmo sedimento e um mesmo fluido, qual seja a situação da areia transportada pela água. Simplificando assim, as equações (5.5) e (5.6), passam a ser escritas como:

$$U_*D/v = f_1(q/v, d/D, gD^3/v^2) \quad (5.7)$$

$$C = f_2(q/v, d/D, gD^3/v^2) \quad (5.8)$$

Como o objetivo deste trabalho foi basicamente o estudo quantitativo do transporte de sedimento, então, somente a relação para concentração será considerada.

A função de concentração estabelecida analiticamente envolve quatro fatores: concentração, C ; rugosidade relativa, d/D ; q/v e gD^3/v^2 . Os valores referentes a tais fato

res calculados para os 105 ensaios são mostrados na Tabela 8. A concentração foi obtida pela divisão do valor do transporte medido, em peso por unidade de tempo e largura, pelo produto do peso específico do fluido, profundidade do fluxo (R_b) e velocidade do fluxo.

TABELA 08 - Valores dos parâmetros Adimensionais C , q/v , d/D e $g.D^3/v^2$ para todos os ensaios.

ENSAIO	CONCENTRAÇÃO $C.10^{-3}$	$(q/v).10^4$	d/D	$\frac{g.D^3}{v^2}$
01	1.24	9.63	370.83	266.36
02	1.86	8.77	350.00	230.27
03	1.68	8.44	329.16	233.65
04	1.13	8.02	345.83	214.91
05	1.66	8.46	337.50	235.37
06	1.66	8.09	333.33	217.96
07	1.42	9.79	383.33	238.86
08	1.14	9.92	412.50	230.27
09	1.11	9.70	404.16	230.27
10	1.67	9.92	395.83	233.65
11	1.37	9.62	400.00	214.91
12	1.70	9.56	370.83	230.27
13	1.10	10.32	420.83	247.33
14	1.39	10.17	387.50	244.26
15	1.27	9.69	408.33	233.65
16	1.84	10.49	400.00	238.36

TABELA 08 - Continuação

ENSAIO	CONCENTRAÇÃO $C \cdot 10^{-3}$	$(q/v) \cdot 10^4$	d/D	$\frac{g \cdot D^3}{v^2}$
17	1.68	10.71	400.00	251.10
18	1.58	10.14	400.00	230.27
19	3.05	10.26	362.50	233.65
20	2.89	10.21	345.83	249.83
21	2.92	10.74	366.66	251.10
22	1.66	8.30	345.83	214.91
23	1.33	8.13	345.83	217.96
24	1.54	8.22	337.50	238.86
25	1.69	10.51	400.00	238.86
26	1.11	10.50	437.50	277.51
27	8.82	11.33	425.00	270.57
28	1.45	10.21	408.33	214.91
29	1.60	12.11	416.66	287.68
30	1.48	10.54	420.83	222.13
31	1.71	10.48	412.50	214.91
32	1.72	11.39	433.33	230.27
33	2.38	11.12	408.33	238.86
34	1.30	13.09	445.83	311.66
35	1.09	14.08	512.50	302.22
36	1.12	13.44	508.33	277.08
37	2.66	11.98	391.66	269.16
38	2.03	12.10	408.33	283.82
39	1.61	12.35	445.83	266.36
40	1.68	12.59	391.66	287.68

TABELA 08 - Continuação

ENSAIO	CONCENTRAÇÃO $C \cdot 10^{-3}$	$(q/v) \cdot 10^4$	d/D	$\frac{g \cdot D^3}{v^2}$
41	1.91	12.38	387.50	287.68
42	3.09	13.45	395.83	307.32
43	2.82	8.10	273.07	303.70
44	3.07	7.43	273.07	292.77
45	2.92	8.03	296.15	273.24
46	1.18	8.72	323.07	334.29
47	1.67	8.40	296.15	338.66
48	2.21	8.58	257.69	396.25
49	1.80	8.37	292.30	338.66
50	1.39	8.62	334.61	303.70
51	1.55	10.33	373.07	326.64
52	2.42	5.76	196.15	292.77
53	2.25	7.80	284.61	284.44
54	3.13	9.24	300.00	303.70
55	2.81	8.81	276.92	292.77
56	3.42	8.12	265.38	282.42
57	2.34	8.96	303.84	292.77
58	1.26	9.76	361.53	314.46
59	1.29	9.49	376.92	282.42
60	1.32	8.72	346.15	277.12
61	0.73	11.07	411.53	292.77
62	2.09	9.11	315.38	277.12
63	3.14	8.10	242.30	314.46
64	1.41	9.63	373.07	273.24

TABELA 08 - Continuação

ENSAIO	CONCENTRAÇÃO $C \cdot 10^{-3}$	$(q/v) \cdot 10^4$	d/D	$\frac{g \cdot D^3}{v^2}$
65	1.23	10.13	384.61	292.77
66	1.30	9.25	334.61	292.77
67	2.61	8.98	307.69	292.77
68	2.18	9.38	319.23	292.77
69	1.87	10.95	384.61	292.77
70	1.76	7.06	250.00	379.31
71	1.57	6.63	260.71	308.69
72	1.67	6.59	257.14	315.67
73	3.87	7.41	267.85	308.69
74	3.28	7.38	271.42	299.29
75	3.56	7.47	267.85	310.76
76	2.69	8.95	271.42	422.98
77	2.39	8.76	275.00	407.97
78	2.32	8.26	271.42	369.23
79	1.35	9.11	307.14	392.75
80	2.21	8.28	275.00	387.87
81	1.90	8.55	282.14	392.75
82	2.20	9.47	300.00	392.75
83	1.14	15.02	428.57	494.91
84	2.16	9.67	307.14	392.75
85	2.08	10.80	310.71	461.81
86	2.20	10.72	317.85	422.98
87	2.13	10.43	325.00	392.75
88	1.48	8.42	289.28	317.10

TABELA 08 - Continuação

ENSAIO	CONCENTRAÇÃO $C \cdot 10^{-3}$	$(q/v) \cdot 10$	d/D	$\frac{g \cdot D^3}{v^2}$
88	1.48	8.42	289.28	317.10
89	1.84	9.23	307.14	346.12
90	1.77	8.67	292.85	329.61
91	2.12	11.11	328.57	440.00
92	2.07	10.21	325.00	379.31
93	2.12	10.12	325.00	379.31
94	1.67	11.14	332.14	411.12
95	1.93	10.88	314.28	436.51
96	2.43	9.82	303.57	379.31
97	1.97	11.00	275.00	530.14
98	2.10	10.33	264.28	475.95
99	2.22	10.54	282.14	475.95
100	2.21	11.14	339.28	392.75
101	2.14	12.34	339.28	490.75
102	2.29	13.31	346.42	539.54
103	2.33	13.90	353.57	539.54
104	1.63	12.32	389.28	392.75
105	1.76	12.31	371.42	407.97

A amplitude dos valores assumidos pelos parâmetros adimensionais d/D e gD^3/v^2 , conforme Tabela 8, pode ser explicada pela diferente granulometria usada como leito do canal, por não se ter conseguido durante os ensaios um controle

absoluto da profundidade do fluxo, bem como pelas variações de temperatura do fluido que sofria a influência tanto de fatores climáticos como pelo tempo de duração do experimento. Em face do exposto e da necessidade de uma representação gráfica da relação funcional caracterizada pela equação (5.8), tornou-se necessário agrupar os valores dos referidos parâmetros em faixas de ocorrência distintas. Os valores assumidos por estes parâmetros foram então agrupados em três faixas de ocorrência. Os dados relativos a d/D foram divididos de acordo com os seguintes limites: a primeira faixa abrangeu 26 ensaios onde o parâmetro variou de 250 a 300, na segunda faixa ficaram 33 ensaios e a variação de d/D foi de 300 a 350, na terceira e última faixa os ensaios foram em número de 43 com limites de 350 a 450. Os dados relativos a gD^3/v^2 foram agrupados para limites entre: 214 a 300, 300 a 400 e 400 a 540, e o número de ensaios ocorridos para cada faixa foi de 56, 33 e 15 respectivamente.

A representação gráfica dos parâmetros adimensionais foi feita escolhendo-se um dos fatores como parâmetro e observando as variações entre os restantes. Observou-se que o uso da variável gD^3/v^2 como parâmetro não facilitou a verificação da tendência funcional da concentração c , conforme indicam as Figuras de 5.10 a 5.12. A não verificação de uma tendência funcional é devida provavelmente a pequena faixa de variação do parâmetro gD^3/v^2 . Este fato pode ser verificado na Figura 2.3, que indica os limites deste parâmetro para várias formas de leito. Por este motivo decidiu-se considerar praticamente constante o fator gD^3/v^2 , partindo-se então para a análise da relação funcional entre c e q/v com d/D como pa

râmetro. As relações gráficas advindas deste processo estão indicadas nas Figuras de 5.13 a 5.16:

As retas que mostram as tendências seguidas foram todas ajustadas visualmente, de forma subjetiva. O método mais racional de ajustar pelos mínimos quadrados não foi preferido porque a faixa dos dados coletados no laboratório não representava os altos valores de transporte no campo. Assim, a tendência geral é melhor indicada de forma visual, sem as distorções causadas pelos pontos extremos. Seguindo as tendências apresentadas foram traçadas três retas de $c = f(q/v)$, cada uma delas para diferentes faixas de d/D , [Figura 5.16 (Apêndice 3)]. Com o auxílio destas retas e com o valor de q/v para cada ensaio obteve-se um valor de concentração que foi denominado de Concentração Prevista (C_p). Com os valores desta Concentração Prevista para cada ensaio foi possível calcular uma quantidade de sedimento transportado que foi chamado de Transporte de Sedimento Previsto (q_{Tp}). Para este cálculo foi usada a seguinte equação:

$$q_{Tp} = C_p \cdot U \cdot R_b \cdot \gamma \quad (5.9)$$

Os dados para os 105 ensaios, relativos tanto a Concentração Prevista como ao Transporte de Sedimento Previsto, estão listados na Tabela 9. Nesta tabela, os valores da C_p e do q_{Tp} para os ensaios de Nº 35, 36, 52 e 63 não foram calculados porque o valor de d/D correspondente a estes ensaios não situava-se nas faixas de ocorrência correspondente as retas da Figura 5.16 (Apêndice 3). Em seguida foram efetuados os cálculos necessários à verificação da variação percentual entre os valores do Transporte de Sedimento Previsto e os va

lores de transporte medidos em laboratório, conforme é mostrado na Tabela 7. A representação gráfica desta variação percentual é apresentada na Figura 5.17, no Apêndice 3.

TABELA 09 - Valores da Concentração Prevista e do Transporte de Sedimento Previsto para os 105 ensaios.

ENSAIO	CONCENTRAÇÃO PREVISTA $\times 10^{-3}$	TRANSPORTE DE SEDIMENTO PREVISTO ($\text{Kgf} \cdot \text{S}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$)
01	1.26	0.0862
02	0.98	0.0657
03	1.53	0.0979
04	1.41	0.0894
05	1.55	0.0991
06	1.44	0.0915
07	1.32	0.0969
08	1.35	0.1023
09	1.29	0.0956
10	1.35	0.1016
11	1.26	0.0958
12	1.23	0.0899
13	1.47	0.1119
14	1.41	0.1064
15	1.29	0.0949
16	1.53	0.1205
17	1.59	0.1246
18	1.41	0.1093
19	1.44	0.1121
20	2.07	0.1551
21	1.59	0.1248

TABELA 09 - Continuação

ENSAIO	CONCENTRAÇÃO PREVISTA $\times 10^{-3}$	TRANSPORTE DE SEDIMENTO PREVISTO (Kgf.S ⁻¹ .m ⁻¹)
22	1.50	0.0985
23	1.44	0.0919
24	1.47	0.0906
25	1.53	0.1206
26	1.53	0.1234
27	1.77	0.1414
28	1.44	0.1163
29	2.01	0.1665
30	1.53	0.1255
31	1.53	0.1268
32	1.80	0.1567
33	1.71	0.1426
34	2.31	0.1486
35	-	-
36	-	-
37	1.98	0.1677
38	2.01	0.1674
39	2.07	0.1817
40	2.16	0.1859
41	2.10	0.1777
42	2.40	0.2136
43	2.15	0.1307
44	1.94	0.1102

TABELA 09 - Continuação

ENSAIO	CONCENTRAÇÃO PREVISTA $\times 10^{-3}$	TRANSPORTE DE SEDIMENTO PREVISTO (Kg f. S ⁻¹ .m ⁻¹)
45	2.12	0.1347
46	1.62	0.1010
47	2.24	0.1337
48	2.30	0.1296
49	2.21	0.1314
50	1.59	0.1028
51	1.47	0.1098
52	-	-
53	2.06	0.1246
54	1.77	0.1227
55	2.36	0.1588
56	2.15	0.1358
57	1.68	0.1151
58	1.29	0.0928
59	1.23	0.0908
60	1.62	0.1110
61	1.71	0.1446
62	1.74	0.1245
63	-	-
64	1.26	0.0960
65	1.41	0.1092
66	1.77	0.1251
67	1.71	0.1174

TABELA 09 - Continuação

ENSAIO	CONCENTRAÇÃO PREVISTA $\times 10^{-3}$	TRANSPORTE DE SEDIMENTO PREVISTO (Kgf.S ⁻¹ .m ⁻¹)
68	1.83	0.1312
69	1.65	0.1381
70	1.81	0.0958
71	1.69	0.0932
72	1.69	0.0917
73	1.94	0.1196
74	1.94	0.1209
75	1.94	0.1202
76	2.39	0.1521
77	2.33	0.1477
78	2.18	0.1369
79	1.74	0.1169
80	2.21	0.1358
81	2.27	0.1432
82	1.86	0.1299
83	2.89	0.2852
84	1.89	0.1348
85	2.55	0.1873
86	2.22	0.1691
87	2.13	0.1638
88	2.24	0.1548
89	1.77	0.1283
90	2.30	0.1605

TABELA 09 - Continuação

ENSAIO	CONCENTRAÇÃO PREVISTA $\times 10^{-3}$	TRANSPORTE DE SEDIMENTO PREVISTO (Kgf.S ⁻¹ .m ⁻¹)
91	2.34	0.1811
92	2.07	0.1586
93	2.04	0.1548
94	2.34	0.1878
95	2.28	0.1736
96	1.95	0.1437
97	3.03	0.2116
98	2.82	0.1951
99	2.87	0.2027
100	2.34	0.1923
101	2.71	0.2207
102	3.01	0.2520
103	2.55	0.2229
104	2.07	0.1880
105	2.07	0.1843

CAPÍTULO VI

DISCUSSÕES DOS RESULTADOS

6.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os ensaios realizados, descritos no Capítulo IV, geraram dados brutos que, após serem submetidos a um processo de tratamento, objetivando-os adequá-los à situação requerida por este trabalho, serviram de entrada para a obtenção de dados de transporte de sedimento efetuado pelas equações estimativas previamente selecionadas. Tais dados foram então submetidos a uma análise comparativa entre eles e os dados referentes à medição de transporte efetuada em laboratório.

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados obtidos.

6.2 - EQUAÇÕES ESTIMATIVAS DO TRANSPORTE DE SEDIMENTO

O estudo comparativo entre os valores calculados e os medidos mostra uma superestimação do transporte de carga total, avaliado pela equação de Einstein, conforme Ta

bela 7 e Figura 5.1. Nesta Tabela observa-se que apenas 3.8% dos resultados tiveram uma variação percentual, em relação aos valores medidos, menor que 100%. Os 96.2% dados restantes mostraram variações percentuais maiores que 100%. Analisando-se o gráfico mostrado na Figura 5.1, nota-se variações percentuais de até mais de 500%. Esta superestimação da quantidade de sedimento transportado pela equação de Einstein concorda com estudos semelhantes efetuados em Money Creek por Stall et alii (1958), [Simons e Sentürk (1977)] em que a variação percentual da equação de Einstein foi de até 750%.

A quantidade de sedimento transportado estimada pelo método de Toffaleti, também superestimou o transporte de carga total. Apenas 32% dos resultados enquadraram-se numa faixa de variação percentual de até 100%, conforme Tabela 7. A Figura 5.2 mostra, com maior clareza, que a maioria dos valores calculados apresentaram variação percentual bem superior a 100%. Esta superestimação apresentada pela equação de Toffaleti talvez tenha decorrido do processo de estimativa da carga suspensa que foi baseado na relação empírica de Einstein ($\phi_* \times \psi_*$) para carga do leito. Entretanto, a alta estimativa do transporte pela equação de Toffaleti foi menor do que a de Einstein, o que significa que a equação de Toffaleti apresentou uma pequena melhoria em relação a de Einstein.

O método de Leo C. Van Rijn, para carga total, foi o que apresentou resultados mais discrepantes em relação aos dados medidos. Nenhum dado de vazão sólida se enquadrou

na faixa de variação percentual de até $\pm 100\%$, conforme Tabela 7 e Figura 5.3. Esta discordância entre descargas de sedimentos calculados e observadas deve-se, provavelmente, à condição imposta pela equação de Rijn da existência de razoável carga suspensa no fluxo, o que não corresponde a situação dos experimentos realizados neste trabalho. Como a carga total é a soma das parcelas da carga do leito e carga suspensa, a equação de Rijn superestimou a segunda, favorecendo uma estimativa errônea da parcela total. Deve-se notar na equação de Rijn para carga total, equação (3.47) que, quando a carga suspensa q_s é igual a zero, a vazão sólida total q_T também é nula. Isto significa que a equação de Rijn não deve ser usada para fluxos cuja carga total seja basicamente constituída pela carga do leito.

A equação para cálculo da carga do leito apresentada por Meyer-Peter e Müller, apresentou boas estimativas em relação aos dados medidos. A Tabela 7 e a Figura 5.4 mostram que 90% dos resultados situaram-se em uma faixa de variação percentual de $\pm 70\%$. Os resultados razoavelmente bons desta equação talvez possam ser atribuídos ao fato da mesma ter sido calibrada para condições de transporte de sedimento semelhantes aos dos ensaios realizados neste trabalho, em termos de granulometria do material do leito. Entretanto, as declividades do leito de sedimentos usados nos ensaios foram quase sempre superiores a 0.001, o que pode ter contribuído para a não obtenção de resultados ainda melhores, uma vez que, de evidências experimentais a equação de Meyer-Peter e Müller dá boas estimativas para fluxos em canais com

declividades de leito menores que 0.001 [Simons & Sentürk (1977), Vanoni (1975)].

A equação de Bagnold para o cálculo da carga total foi uma das que apresentou melhor comportamento, com 88,54% dos ensaios situando-se dentro de uma faixa de variação percentual de $\pm 50\%$ (Tabela 7, Figura 5.5). Em suma, a estimativa da equação de Bagnold para carga total pode ser considerada muito boa, concordando com a indicação de Bagnold [Graf (1971)], de que ela deve ser aplicada para fluxos turbulentos com alta taxa de transporte de sedimento. Consequentemente, a equação de Bagnold parece ser muito indicada para a avaliação da quantidade de sedimento transportado em fluxos com leito plano, já que esta é uma forma de leito que se caracteriza por altas taxas de transporte de sedimento. A não variação da forma do leito é, segundo Bagnold (1960) [Vanoni (1975)], um fator importante para a correta aplicação da equação, porque a descarga de sedimento pode ser uma única função de $\tau_0 U$ em casos onde a forma do leito e por conseguinte o fator de atrito, mudam drasticamente ou permanecem constantes. Contudo, quando a forma do leito muda de duas para leito plano e a relação entre a profundidade e a vazão do fluxo é descontínua, a relação entre descarga de sedimento e potência do fluxo não será única.

A equação de Laursen para carga total, semelhante a equação pioneira de Du Boys, usa o critério de $(\tau_0 - \tau_c)$ como parâmetro principal da avaliação do transporte de carga do leito. Os resultados obtidos com a utilização da equação de Laursen foram razoavelmente bons, com 88,51% dos dados na faixa de variação percentual, em relação aos dados medidos,

de $\pm 100\%$ (Tabela 7, Figura 5.6). Entretanto, estes dados apresentaram um interessante comportamento em relação aos valores medidos. Quase todos os valores calculados pela equação de Laursen ficaram defasados por um fator constante, conforme a Figura 5.7. Como esta equação foi obtida por métodos semi-empíricos, ela é altamente afetada por coeficientes empíricos usados na sua aferição. Notadamente pelo parâmetro U_*/w , que expressa a ação da turbulência na mistura e, que foi usado na determinação da carga suspensa pela relação funcional $f(U_*/w)$, desenvolvida por Laursen e baseada em dados de canais. As condições de experimento, bem como as variáveis características (rugosidade do leito e das paredes, dimensões do canal, etc.) dos canais usados por Laursen provavelmente diferiram das condições e características do canal usado no presente trabalho. Estes fatores podem ter contribuído para a defasagem encontrada entre valores medidos e calculados. Corrigindo-se esta defasagem, obteve-se resultados pertinentes a uma outra equação que foi denominada de Laursen Modificada. Na Figura 5.7, que representa a relação gráfica entre os valores de vazão sólida calculados pela equação de Laursen e os medidos nos ensaios, observa-se uma defasagem por um fator constante de 0.064 entre os valores calculados e a situação ideal, representada por uma reta de 45° . Este fator constante pode ser entendido como fator de correção para a equação de Laursen que tomou a forma de:

$$q_T = q \cdot c - A \quad (6.1)$$

onde:

- q_T - descarga de sedimento total, em peso seco por unidade de tempo e largura;
- q - vazão líquida em volume, por unidade de tempo e largura;
- c - concentração média total de sedimento, em peso por unidade de volume do fluido;
- A - fator de ajuste da equação de Laursen que, para os casos semelhantes aos dos experimentos realizados neste trabalho será de 0.064.

Esta nova equação, chamada de Laursen Modificada, dentre todas as selecionadas foi a que forneceu os melhores resultados, com 82,85% dos valores dentro da faixa de variação de $\pm 30\%$, conforme observa-se na Tabela 7 e Figura 5.8.

A equação Schoklitsch, para o cálculo da carga do leito, apresentou grande parte dos valores calculados, precisamente 77,2%, abaixo dos valores medidos, conforme mostra a Figura 5.9. A Tabela 7 mostra que 79,03% dos resultados obtidos pela equação de Schoklitsch situaram-se numa faixa de $\pm 70\%$ de variação em relação aos dados medidos em laboratório. A tendência de sub-estimar a quantidade de sedimento transportado deve-se, provavelmente, ao fato de Schoklitsch levar em consideração, na sua hipótese de cálculo, apenas a carga do leito. Caso fosse adicionada a parcela de

carga suspensa, os resultados, provavelmente, seria melhores, já que esta equação empírica foi baseada em dados obtidos de canais com leitos de sedimentos de textura bem próxima da usada no experimento realizado neste trabalho.

6.3 - A RELAÇÃO DO TRANSPORTE PELA ANÁLISE DIMENSIONAL

Conforme citado no capítulo anterior, foi proposto por Rêgo & Srinivasan (1981), uma relação para concentração de sedimentos em função dos parâmetros adimensionais d/D , q/v e gD^3/v^2 . No presente trabalho, estabeleceu-se esta relação empiricamente com os dados experimentais obtidos.

Uma análise geral das figuras que caracterizam as tendências de concentração em função dos parâmetros adimensionais propostos (Figura 5.10 a 5.16) demonstram que os parâmetros q/v e d/D descrevem a variação da concentração de sedimento, uma vez que considerou-se o parâmetro gD^3/v^2 praticamente constante ou sem nenhuma influência notável.

Como o parâmetro de rugosidade relativa d/D é altamente influenciado pelo diâmetro do sedimento representativo do material do leito, é de se esperar que a utilização de sedimentos mais finos fornecessem tendências ainda mais marcantes. Verifica-se pelas Figuras 5.13, 5.14 e 5.15 que as relações encontradas entre a concentração de sedimentos (c) e o parâmetro (q/v) podem ser consideradas razoáveis para todas as faixas de d/D . Entretanto, o menor grau de dispersão observado entre os pontos plotados e a reta ajustada, coincidiu com aqueles relativos a altos valores de d/D . Isto significa

que para profundidades de fluxo fixas, a relação funcional apresenta uma tendência mais nítida para sedimentos mais finos.

O parâmetro gD^3/v^2 não representou de forma significativa as tendências de concentração de sedimento esperadas, o que pode ser atribuído a pequena diferença granulométrica entre o material constituinte dos leitos usados nos experimentos e à pouca variação na temperatura da água nos ensaios, resultando em um valor do parâmetro quase constante. Observando-se que o escoamento do tipo hidraulicamente rugoso sofre pouca influência da viscosidade e conseqüentemente da temperatura, segundo assertiva de Srinivasan (1969) e Rêgo (1981), é provável, portanto, que este parâmetro não exerça influência significativa na função de transporte sólido.

Na Figura 2.3, desenvolvida por Srinivasan (1969), é mostrado que, para qualquer tamanho de sedimento e viscosidade da água, o fator gD^3/v^2 (que relaciona as forças gravitacionais e viscosas que atuam na partícula) pode ser calculado e o tipo de instabilidade (forma do leito) pode ser previsto. O limite da tensão de cisalhamento no leito plano também pode ser determinado pela Figura 2.3. Para os valores de gD^3/v^2 obtidos nos 105 ensaios efetuados, a forma do leito prevista pela Figura 2.3 corresponde ao leito plano, confirmando a hipótese de Srinivasan (1969) de que o leito plano é um regime estável básico enquanto as outras formas do leito são conseqüências de instabilidades do fluxo em leito plano, e, também, aumentando a confiabilidade do uso da Figura 2.3, proposta por Srinivasan (1969), na previsão das formas do leito.

A Figura 5.16 é uma junção das Figuras 5.13, 5.14 e 5.15 onde a concentração de sedimentos c é mostrada como uma função de q/v e d/D , e evidencia o papel de d/D como parâmetro importante, demonstrando resultados coerentes. Observa-se na Figura 5.16 que para profundidades de fluxo e tamanho de sedimentos fixos, o transporte aumenta com o aumento da vazão e, conservando-se constante a vazão e o diâmetro dos sedimentos, um aumento na profundidade do fluxo acarretará uma diminuição do transporte, o que concorda bem com as experiências e observações.

Foi desenvolvido, tomando por base a Figura 5.16, uma comparação entre valores previstos pelas funções gráficas desta Figura e os valores observados nos ensaios. Esta comparação gráfica é apresentada na Figura 5.17. A Tabela 7 dá as variações percentuais entre o transporte de Sedimento Previsto, obtido pela Figura 5.16, e os dados de transporte de sedimentos medidos nos ensaios. Os resultados encontrados podem ser considerados muito bons, já que 76,2% dos valores obtidos pela relação da Figura 5.16, situaram-se numa faixa de dispersão de $\pm 30\%$, considerando que uma variação de até 100% é normal nas observações [Rijn (1984)]. A Figura 5.17 mostra graficamente os resultados apresentados na Tabela 7 para o transporte de Sedimento Previsto. Apesar da relação de $c = f(q/v, d/D)$ ter apresentado ótimos resultados, para se fazer generalizações e recomendações seria necessário a verificação desta relação em condições mais abrangentes.

CAPÍTULO VII

CONCLUSÕES

As comparações das equações de transporte de se
dimento existentes na literatura, mostram resultados muito
discrepantes entre si, entre os valores de transporte estima
dos pelas equações e os valores medidos. Além disso, não há
uma indicação de quais equações são mais apropriadas para uti
lização em determinada forma de leito. Baseado nos resultados
obtidos com a comparação das equações estimativas de trans
porte sólido na condição de leito plano e nas condições do la
boratório, pode se concluir que:

- A restrição da forma de leito utilizada, con
tribuiu para uma redução da amplitude da variação normalmente
citada na literatura. Isto reforça o pensamento de que cada
forma do leito deverá ser analisada separadamente para que se
obtenha melhores resultados, conforme as afirmações anterio
res de Srinivasan (1969) e Rêgo (1981).

- As equações de Einstein e Toffaleti não apre
sentaram bons resultados, sempre fornecendo valores muito al
tos, provavelmente devido a acentuada importância dada a car

ga suspensa por estas equações, o que não correspondia a situação encontrada nos ensaios realizados.

- A equação de Laursen apresentou bons resultados, com a maior parte dos dados numa faixa de variação entre 20,0% a 80,0%.

- A equação de Laursen Modificada forneceu excelentes resultados, porém, a sua utilização para escoamento em outras formas de leito que não seja o leito plano, necessitaria de uma comprovação, além de estudos complementares.

- A equação de Bagnold para cálculo da carga total, pelos resultados apresentados, demonstrou uma tendência a subestimar o transporte total, uma vez que grande parte dos resultados apresentaram valores calculados menores que os medidos. Entretanto, a equação de Bagnold foi uma das que apresentaram menor amplitude de variação percentual em relação aos valores medidos.

- As equações de Schoklitsch e Meyer-Peter e Müller talvez representem boas relações para a carga de leito, uma vez que, na maioria dos ensaios, a carga total medida foi superior aos valores da carga de leito estimada pelas equações.

- A equação de Leo C. Van Rijn, apresentou uma superestimação do transporte, nas condições de escoamento em

leito plano, e variações percentuais muito altas, contrariando as conclusões baseadas em comparações efetuadas pelo autor, que utilizou-se de dados de várias fontes e formas de leito.

- A relação do Transporte de Sedimento Prevista baseada na análise dimensional e em trabalhos anteriores [Srinivasan (1969, Rêgo (1981)] , apresentou bons resultados, com a maior parte dos dados obtendo uma variação percentual na faixa de apenas $\pm 40\%$.

- A profundidade do fluxo e a granulometria do material do leito parecem ser fatores bastante influentes na função de transporte para leito plano. No entanto, mais dados fazem-se necessários para se chegar a uma conclusão definitiva a este respeito.

CAPÍTULO VIII

RECOMENDAÇÕES

- As equações que objetivam a avaliação do transporte de sedimento devem ser usadas criteriosamente, sempre levando-se em consideração as condições para as quais elas foram desenvolvidas.

- Torna-se necessária a experimentação com condições de fluxo mais variadas e, conseqüentemente a obtenção de um maior número de dados possibilitando uma melhor definição para as funções de transporte de sedimento em canais aluviais.

- Em vista dos resultados obtidos neste trabalho com o uso de leito plano e, considerando os resultados obtidos por Rêgo (1981) com o uso de leito Dunas e Ripples, parece razoável afirmar que a rugosidade da forma do leito exerce considerável influência no transporte de sedimento, mesmo porque os parâmetros hidráulicos se modificam com a forma do leito e, portanto, as pesquisas a serem desenvolvidas para equacionamento do fenômeno do transporte devem incluir a influência da rugosidade da forma do leito na sua hipótese de cálculo, ou seja, torna-se mais eficaz o estabelecimento de

relações para o transporte de sedimento apropriadas para cada forma de leito em particular, ao invés de estabelecer-se relações gerais que abranjam indistintamente todas as formas de leito.

BIBLIOGRAFIA

- | 1 | Ackers, P.; White; R.
"Sediment Transport: New Approach and Analysis".
Jornal of the Hydraulics Division, ASCE, No. HY11, 1973.
- | 2 | Bagnold, R. A.
"Sediment Discharge and Stream Power".
United States Geological Survey, Circular 421, Washing
ton, D.C., 1960.
- | 3 | Bagnold, R. A.
"An Approach to the Sediment transport Problem from
General Physics".
U.S. Geol. Survey Prof. Paper 422-J, 1966.
- | 4 | Blench, T.
"Mobile Bed Fluviology".
Alberta. The University of Alberta. Press, 1969.
- | 5 | Colby, B. R.; Hembree, C. H.
"Computations of Total Sediment Discharge Niobrara River
Near Cody, Nebraska".

Water - Supply Paper 1357, United States Geological Survey, Washington, D.C., 1955.

| 6 | Cunha, L. D.

"Comportamento da Onda no Leito e sua Aplicação à Medição da Descarga de Sedimentos por Arrasto".

Tese de Mestrado. Campina Grande, Universidade Federal da Paraíba, 1978.

| 7 | Committee on Hydraulics and Hydraulic Engineering - JSCE

"The Bed Configuration and Roughness of Alluvial Streams". Japan Society of Civil Engineers.

Tokio, 1974.

| 8 | Einstein, H. A.

"Bed Load Transportation in Mountain Creek".

SCS-TP-55 United States Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Washington, D.C., 1944.

| 9 | Einstein, H. A.

"The Bed-Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows".

V.S. Dept. Agric., Soil Conserv. Serv., T.B. No. 1026, 1950.

|10| Einstein, H. A.; Chien, N.

"Transport of Sediment Mixtures with Large Ranges of Grain Size".

Missouri River Division Sediment Series No. 2. Univer
sity of California Inst. of Eng. Res., U.S. Army Eng.
Div. Missouri River, June, 1953.

| 11 | Gilbert, K. G.

"The Transportation of Debris by Running Water".

U.S. Geol. Survey, Prof. Paper 86, 1914.

| 12 | Graf, W. H.

"Hydraulics of Sediment Transport".

New York, Mc Graw Hill Book Company, 1971.

| 13 | Guy, H. P.; Simons, D. B.; Richardson, E. V.

"Summary of Alluvial Channel Data from Flume Experimen
ts, 1956-61".

Professional Paper 462-I, United States Geological Sur
vey, 1966.

| 14 | Hubbell, D. W.; D. Q. Matejka.

"Investigations of Sediment Transportation".

U. S. Geol. Survey, Water Supply Paper 1476, 1959.

| 15 | Laursen, E. M.

"The Total Sediment Load of Streams".

J. of The Hydraulics Div., ASCE, Vol. 84, No. HY1, 1958

| 16 | Nordin, C. F.

"Aspects of Flow Resistance and Sediment Transport, Rio

Grande near Bernalillo, New México".

U.S. Geol. Survey, water Supply Paper 1498-H, 1964.

- | 17 | Parker, G.; Anderson, A. G.
"Basic Principles of River Hydraulics".
Jornal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 103 Nº
HY9, September, 1977.
- | 18 | Raudkivi, A. J.
"Loose Boundary Hydraulics".
2nd Ed., Pergamon Press International, Library, 1976.
- | 19 | Rêgo, J. C.
"Relações de Resistência e de Transporte para Canais
Aluviais".
Tese de Mestrado. Campina Grande, Universidade Federal
da Paraíba, 1981.
- | 20 | Rijn, L. V.
"Suspended Load Transport".
Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 110, Nº
11, pp. 1613-1641, Nov. 1984.
- | 21 | Shen, H. W.
"Wash Load and Bed Load".
River Mechanics, Edited by H. W. Shen, Chapter 11, Fort
Collins, Colorado, 30 p. 1971.

- | 22 | Simons, D. B.; Sentürk, F.
"Sediment Transport Technology".
Fort Collins, Colorado, USA, Water Resources Publications, 1977.
- | 23 | Srinivasan, V. S.
"The Mechanics of Flet Bed Flow and Occurrence of Bed
Forms in Alluvial Channels".
Ph.D Thesis. Waterloo, University of Waterloo, 1969.
- | 24 | Stall, J. B.; Rupani, N. L.; Kandaswamy, P. K.
"Sediment Transport in Money Creek".
J. of the Hydraulics Div., ASCE, Vol. 84, No. HY1, 1958
- | 25 | Vanoni, V. A.
"Sedimentation Engineering".
New York, 1975.
- | 26 | Yang, C. T.
"Incipient Motion and Sediment Transport".
Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 99, No.
HY10, Oct., 1973.

APÊNDICE 01

PROCEDIMENTO PARA CORREÇÃO DO EFEITO DAS PAREDES LATERAIS

Se a rugosidade do perímetro molhado de um canal não for uniforme, a distribuição da tensão de cisalhamento ao longo das fronteiras sólidas do canal também não o será. Em um canal retangular, se o leito for mais rugoso do que as margens, a tensão de cisalhamento no leito será maior do que nas margens, e vice-versa, se as margens forem mais rugosas. No presente experimento, o leito de areia era mais rugoso do que as paredes de vidro e foi necessário calcular os parâmetros hidráulicos relativos ao leito. Para esse propósito, a técnica seguida foi o procedimento adotado por Vanoni e Brooks (1957), [Rêgo (1981) Srinivasan (1969)], bastante adequado para experimentos em laboratório com canais de paredes laterais lisas. Segue-se um breve resumo desse método.

As seguintes hipóteses são feitas:

1. A seção transversal pode ser dividida em duas seções, uma produzindo cisalhamento no leito e a outra nas paredes; não havendo nenhuma tensão de cisalhamento na fronteira entre as seções.

2. A velocidade em cada seção é igual à veloci

dade U no canal.

3. O raio hidráulico R , a velocidade de cisalhamento U_* , o fator de atrito f e o número de Reynolds Re podem ser calculados para cada seção, como se cada uma fosse de um canal.

4. As rugosidades das superfícies são homogêneas, embora diferentes.

As quantidades pertinentes ao leito são identificadas com o subscrito "b", enquanto aquelas pertinentes às paredes laterais são identificadas com o subscrito "w", na análise seguinte.

Para paredes lisas, f_w será função do número de Reynolds das laterais, Re_w , sendo,

$$Re_w = 4 UR_w / \nu \quad (A.1)$$

onde R_w é o raio hidráulico das laterais.

A equação A.1 pode ser escrita como

$$Re_w = Re (R_w/R) \quad (A.2)$$

onde R é o raio hidráulico do canal.

Os coeficientes de atrito para o leito e as laterais podem ser expressos como,

$$f_w = 8(U_* / U)^2; \quad e \quad f = 8(U_* / U)^2 \quad (A.3)$$

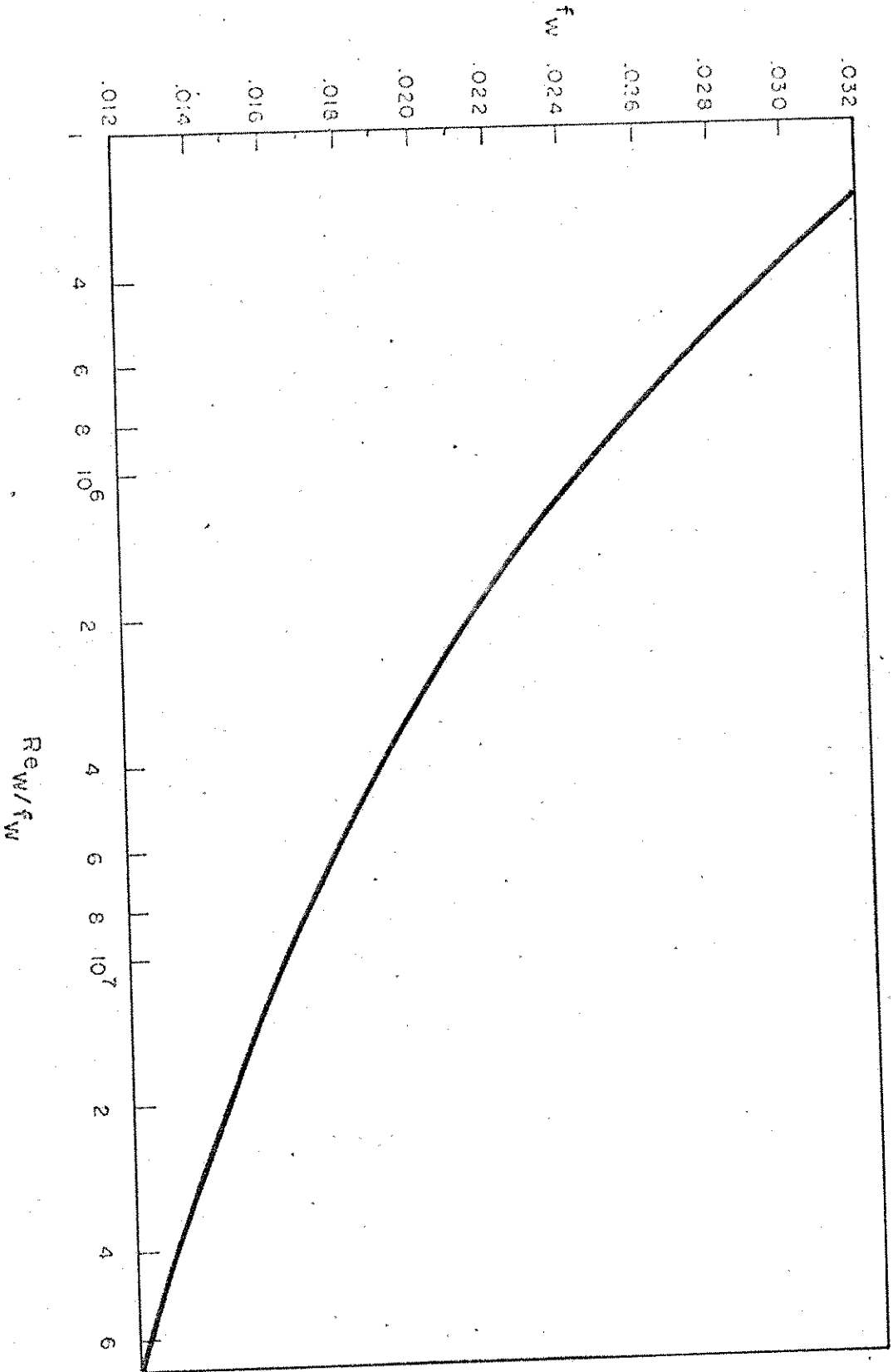


FIG. A.1 — RELAÇÃO ENTRE f_w E Re_w/f_w PARA PAREDES LISAS, SEGUNDO VANDONI E BROOKS.

onde,

$$U_{*w} = (gR_w S)^{1/2} \quad \text{e} \quad U_* = (gRS)^{1/2},$$

sendo S a declividade da linha de energia. Pode-se mostrar que:

$$R_w/R = f_w/f \quad \text{e} \quad R_b/R = f_b/f \quad (\text{A.4})$$

$$\text{e} \quad Re_w/f_w = Re/f = Re_b/f_b \quad (\text{A.5})$$

R e F podem ser determinados para o canal e a partir daí a relação Re_w/f_w pode ser determinada, Vanoni e Brooks desenvolveram um gráfico, mostrado na Figura A.1, para a relação entre f_w e Re_w/f_w , baseado na equação de resistência de Karman-Prandtl para tubos lisos. Para fazer uso do coeficiente de atrito, o diâmetro foi substituído por quatro vezes o raio hidráulico.

Sendo A e P a área da seção transversal e o perímetro molhado, respectivamente, então, da geometria geral,

$$A = A_b + A_w \quad (\text{A.6})$$

Substituindo $R = A/P$ e usando a Equação (A.3) pode-se escrever, a partir da equação (A.6)

$$P_f U^2 / 8gS = P_b f_b U^2 / 8gS + P_w f_w U^2 / 8gS \quad (\text{A.7})$$

então,

$$Pf = P_b f_b + P_w f_w \quad (\text{A.8})$$

Se a profundidade do escoamento for "b" e a largura do canal "d", então:

$$P = b + 2d$$

$$P_b = b \quad \text{e} \quad P_w = 2d$$

Substituindo por P, P_b e P_w na Equação (A.8), pode ser demonstrado que:

$$f_b = f + (2d/b) (f - f_w) \quad (\text{A.9})$$

Então, da Equação (A.4)

$$R_b = R (f_b/f) \quad (\text{A.10})$$

e daí:

$$U_{*b} = (gR_b S)^{1/2} \quad \text{e} \quad (\text{A.11})$$

$$A_b = b \times R_b \quad (\text{A.12})$$

As equações (A.9) e (A.12) definem completamente os parâmetros hidráulicos relativos ao leito.

A marcha de cálculo é a seguinte:

- a) Obtêm-se os valores de d , V , R e f , considerando o canal total;
- b) Calcula-se a razão $Re_w/f_w = Re/f$;
- c) Determina-se f_w na Figura A.1, a partir do valor conhecido de Re_w/f_w ;
- d) Calcula-se o coeficiente de atrito do leito, f_b , da equação (A.9) e
- e) Usando as Equações (A.10), (A.11) e (A.12) calcula-se os parâmetros hidráulicos procurados (relativos ao leito).

APENDICE 02

PROGRAMA COMPUTACIONAL USADO PARA O CÁLCULO DA QUANTIDADE DE SEDIMENTO TRANSPORTADO PELAS EQUAÇÕES DE: SCHOKLITSCH; BAGNOLD, LAURSEN, MEYER-PETER E MÜLLER, TOFFALETI E EINSTEIN.

```
1Ø REM ROSIRES CATÃO CURI
2Ø REM TRANSPORTE DE SEDIMENTO
3Ø READ NE
4Ø READ MM
4Ø READ G, D5Ø, D9Ø, D65
6Ø FOR II = 1 TO NE
7Ø IF MM < = 5 THEN KK = MM
8Ø IF MM > THEN KK = 5
9Ø READ T, MI, RO, VC
10Ø READ Q, S, U, R
11Ø READ F, FW, RB
12Ø IF KK = 1 GO TO 22Ø
13Ø READ EB, F1; AC, X1, Y
14Ø IF KK = 2 THEN GO TO 22Ø
15Ø READ K, E1
16Ø IF KK = 3 THEN GO TO 22Ø
17Ø READ PHI
18Ø IF KK = 4 THEN GO TO 22Ø
```

```

190 READ I1, I2
200 REM - CALCULO DA VELOCIDADE DE QUEDA DE UMA PARTICULA NA
      AGUA
220 IF MM > 5 THEN KK = MM - 5
230 CLS
240 PRINT: PRINT "ENSAIO", I1: PRINT
250 IF D50 = 0.28 E-3 OR D50 = 0.26 E-3 THEN W = (3.14 E-3 +
      3.5 E8 * (MI/(RO*9.81)) ^ 2) ^ 0.5 - 1.8 E4 * (MI/(RO * 9.
      81))
260 IF D50 = 0.24 E-3 THEN W = (2.74 E-3 + 4.6 E8 * (MI/(RO*
      9.81)) ^ 2) ^ 0.5 - 2.1 E4 * (MI/(RO * 9.81))
270 REM - EQUAÇÃO DE SCHOKLITSCH
280 Q7 = RB * U
290 Q8 = 1.94 E-5 * (D50 * 1000)/S ^ (4/3)
300 Q9 = 7000 * S ^ (3/2) * (Q7 - Q8)/((D50 * 1000) ^ 0.5)
310 PRINT: PRINT: PRINT "SCHOKLITSCH"
320 PRINT: PRINT "Q9 ="; Q9
345 IF INKEY $ = " " THEN GO TO 345
350 REM - EQUAÇÃO DE MEYER-PETER E MÜLLER
360 CLS
370 QW = (1201.09 * RB * S - (84.67 * D50)) ^ 1.5
380 PRINT: PRINT "MEYER E MÜLLER"
390 PRINT
400 PRINT "QW ="; QW
430 IF INKEY $ = " " THEN GO TO 430
440 REM - EQUAÇÃO DE BAGNOLD
450 CLS
460 U1 = U * 3.28

```

```

470 PRINT "U1 ="; U1
480 E = D50 * 1000
490 IF KK <> THEN GO TO 560
500 PRINT "E ="; E
510 PRINT "FIG 3.5 - COM U1 E E OBTENHA VALOR DE EB"
520 IF KK = 1 THEN GO TO 630
560 T0 = 995.71 * RB * S
570 PRINT "TENSÃO DE CISALHAMENTO"
580 PRINT "TO ="; TO
590 QT = 1.666 * TO * U * (EB/0.75 + 0.01 * U/W)
600 PRINT "BAGNOLD"
610 PRINT
620 PRINT "QT ="; QT
630 IF INKEY $ = " " THEN GO TO 630
640 REM - EQUAÇÃO DE LAURSEN
650 CLS
660 Q3 = Q * 35.28/1.312
670 U2 = (32.17 * 3.28 * RB * RB*S) ^ 0.5
680 TC = 3.64 * 3.28 * D50
690 PRINT "TENSÃO DE CISALHAMENTO CRITICA"
700 PRINT
710 PRINT "TC ="; TC
720 T1 = RO * 0.019 * (3.28 * U) ^ 2/58 * (D50/RB) ^ (1/3)
730 PRINT "TENSÃO DE CISALHAMENTO RELATIVA À RESISTENCIA DO
      GRÃO"
740 PRINT
750 PRINT "T1 ="; T1
760 J = U2/(W * 3.28)

```

```
770 IF KK <> 1 THEN GO TO 840
780 PRINT "J ="; J
790 PRINT "FIG. 3.4 - OBTENHA VALOR DE F1"
800 IF KK = 1 THEN GO TO 890
840 C = 0.6224 * (D50/RB) ^ (7/6) * (T1/TC - 1) * F1
850 GT = C * Q3 * 1.485
860 PRINT "LAURSEN"
870 PRINT
880 PRINT "GT ="; GT
890 IF INKEY $ " " GO TO 890
900 REM - EQUAÇÃO DE TOFFALETI
910 CLS
920 TF = 9/5 * T + 32
930 CZ = 260.67 - 0.667 * TF
940 Z = W * U / (CZ * RB * S)
950 NV = 0.1198 + 0.00048 * TF
960 N3 = 1 + NV - 0.756 * Z
970 N2 = 1 + NV - Z
980 N1 = 1 + NV - 1.5 * Z
990 U3 = (g * 3.28 * RB * S) ^ 0.5
1000 A1 = (VC * 1E5) ^ (1/3) / (10 * U3)
1010 IF KK <> 1 THEN GO TO 1080
1020 PRINT "A1 ="; A1
1030 PRINT "FIG 3.8 COM VALOR DE A1 OBTENHA VALOR DE AC"
1040 IF KK = 1 THEN GO TO 1250
1080 A2 = A1E5 * D65 * S
1090 IF KK <> 2 THEN GO TO 1130
1100 PRINT "A2 ="; A2
```



```

1110 PRINT "FIG. 3.9 COM VALOR DE A2 OBTENHA VALOR DE K"
1120 IF KK = 2 THEN GO TO 1250
1130 TT = 1.10 * (0.051 + .9E - 5 * TF)
1140 M = (0.6 * N3)/(((RB * 3.28/11.24) ^ N3 - (2 * D65) ^ N3) *
      (TT * AC * K/(3.28 * U) ^ 2) ^ (5/3) * (D65/5.8 E-4) ^ (5/
      3))
1150 QU = M/N1 * ((RB * 3.28/11.24) ^ (0.244 * Z) * (3.28 * RB/
      2.5) ^ (0.5Z) * ((3.28 * RB) ^ N1 - (3.28 * RB/2.5) ^ N1))
1160 PRINT "QU ="; QU
1170 QM = M/N2 * ((3.28 * RB/11.24) ^ (0.244 * Z) * ((3.28 *
      RB/2.5) ^ N2 - (3.28 * RB/11.24) ^ N2))
1180 PRINT "QM ="; QM
1190 Q1 = M/N3 * ((3.28 * RB/11.24) ^ N3 - (2 * D65) ^ N3)
1200 PRINT "QL ="; QL
1210 Q4 = M * (2 * D65) ^ N3
1220 PRINT "Q4 ="; Q4
1230 Q5 = 1.312 * 0.0344 * (Q4 + QU + QM + QL)
1240 PRINT "Q5 ="; Q5
1250 IF INKEY $ = " " THEN GO TO 1250
1260 REM - EQUAÇÃO DE EINSTEIN
1270 CLS
1280 U4 = (G * 3.28 * RB * S) ^ 0.5
1290 SO = 11.6 * VC/U4
1300 S1 = D65/SO
1310 IF KK <> 1 THEN GO TO 1380
1320 PRINT "S1 ="; S1
1330 PRINT "FIG. 8.6, COM VALOR DE S1 OBTENHO X1 E Y"
1340 IF KK = 1 THEN GO TO 1690

```

```

1380 S2 = D65/X1 * SO
1390 IF S2 = < 1.80 THEN X = 1.398 * SO
1400 IF S2 > 1.80 THEN X = 0.77 * D65/X1
1410 I = 10.6 * X * X1/D65
1420 J1 = log (I)/LOG(10)
1430 M1 = (LOG(10.6)/LOG(I)) ^ 2
1440 K1 = 30.2 * 3.28 * RB * X1/D65
1450 PR = 2.3 * LOG(K1)
1460 S3 = 3.28 * D50/X
1470 IF KK <> 2 THEN GO TO 1510
1480 PRINT "S3 ="; S3
1490 PRINT "FIG. 2.100, COM VALOR DE S3, OBTENHO VALOR DE E1"
1500 IF KK = 2 THEN GO TO 1690
1505 READ E1
1510 L = 1.5 * D65/(RB * S * 3.28)
1520 PSI = EI * L * M1 * Y
1530 IF KK <> 3 THEN GO TO 1570
1540 PRINT "PSI ="; PSI
1550 PRINT "FIG. 3.1, COM VALOR DE PSI OBTENHA VALOR DE PHI"
1560 IF KK = 3 THEN GO TO 1690
1570 GB = 189.85 * PHI * (G ^ 0.5) * (3.28 * D50) ^ 1.5
1580 PRINT "GB ="; GB
1590 NO = 2 * D50/RB
1600 PRINT "NO ="; NO
1610 Z1 = 3.28 * W/0.4 * U4
1620 IF KK <> 4 THEN GO TO 1660
1630 PRINT "Z1 ="; Z1

1640 PRINT "COM OS VALORES DE NO E Z1, NA FIG. 3.2

```

OBTENHA

I1, E NA FIG. 3.3 OBTENHA I2"

```
165Ø IF KK = 4 THEN 169Ø
166Ø T2 = PR * I1 + I2 + 1
167Ø GS = 1.486 * T2 * GB
168Ø PRINT "GS ="; GS
169Ø IF INKEY $ = " " THEN GO TO 169Ø
170Ø NEXT II
171Ø END
```

PROGRAMA COMPUTACIONAL USADO PARA O CALCULO DA QUANTIDADE DE
SEDIMENTO TRANSPORTADO PELA EQUAÇÃO DE LEO C. V. RIJN.

```
1Ø REM ROSIRES CATÃO CURI
2Ø REM TRANSPORTE DE SEDIMENTO
3Ø READ NE
4Ø READ MM
5Ø READ G, D5Ø, D9Ø, D65
6Ø READ D84, D16
7Ø FOR II = 1 TO NE
8Ø IF MM < = 5 THEN KK = MM
9Ø IF MM > 5 THEN KK = 5
10Ø READ T, MI, RO, VC
11Ø READ Q, S, U, R
12Ø READ F, FW, RB
13Ø IF KK = 2 THEN GO TO 19Ø
14Ø IF KK = 3 THEN GO TO 19Ø
15Ø READ T4
```

```

160 IF KK = 4 THEN GO TO 190
170 READ VM
180 REM - CÁLCULO DA VELOCIDADE DE QUEDA DE UMA PARTÍCULA NA
    ÁGUA
190 IF MM > 5 THEN KK = MM - 5
200 CLS
210 PRINT: PRINT "ENSAIO", II:PRINT
220 IF D50 = 0.28E-3 OR D50 = 0.26E-3 THEN W = (3.14E-3 + 3.5
    E8 * (MI/(RO * 9.81)) ^ 2) ^ 0.5 - 1.8E4 * (MI/(RO * 9.81))
230 IF D50 = 0.24E-3 THEN W = (2.74E-3 + 4.6E8 * (MI/(RO *
    9.81)) ^ 2) ^ 0.5 - 2.1E4 * (MI/(RO * 9.81))
240 DA = D50 * ((1.65) * g * 0.3048/(VC * 0.0929) ^ 2) ^ (1/3)
250 T3 = 9/5 * T + 32
260 PRINT "T3 ="; T3
270 PRINT "FIG. 2.44 - COM T3 OBTENHA VALOR DE T4"
280 IF INKEY $ = " " THEN GO TO 280
290 UC = (T4/RO) ^ 0.5
300 CL = 18 * LOG(12 * RB/(3 * D90/1000))/LOG(10)
310 UL = (((g * 0.3048) ^ 0.5)/CL)
320 T5 = (UL ^ 2 - UC ^ 2)/UC ^ 2
330 A = 3 * D90/1000
340 CA = 0.015 * D50 * (T5 ^ 1.5)/(A * DA ^ 0.3)
350 TS = 0.5 * (D84/D50 + D16/D50)
360 DS = D50 * (1 + 0.011 * (TS - 1) * (T5 - 25))
370 WS = 10 * (VC * 0.0929)/DS * ((1 + (0.01 * 1.65 * g * 0.
    3048 * DS ^ 3/(VC * 0.0929) ^ 2)) ^ 0.5 - 1)
380 UA = (g * 0.3048 * RB * S) ^ 0.5
390 BE = 1 + 2 * (WS/UA) ^ 2.

```

```

400 FI = 2.5 * ((WS/UA) ^ 0.8) * ((A/0.65) ^ 0.4
410 ZE = WS/(BE * 0.4 * UA)
420 ZL = ZE + FI
430 F2 = ((A/RB( ^ ZL) - ((A/RB) ^ 1.2)/((1 - A/RB) ^ ZL) * (1.
      2 - ZL)
440 G1 = F2 * U * RB * CA * 2489.17
450 PRINT "G1 =";G1
460 VP = (G1 - VM)/VM * 100
470 PRINT: PRINT "VP% =", VP
480 IF INKEY $ = " " THEN GO TO 480
490 NEXT II
500 END

```

OBSERVAÇÕES:

- A Figura 8.6, citada na linha 1330, consta em Simons & Senturk (1977).
- A Figura 2.100, citada na linha 1490, consta em Vanoni (1975).
- A Figura 2.44, citada na linha 270 do 2º programa, consta em Vanoni (1975).

APÉNDICE 03

GRÁFICOS

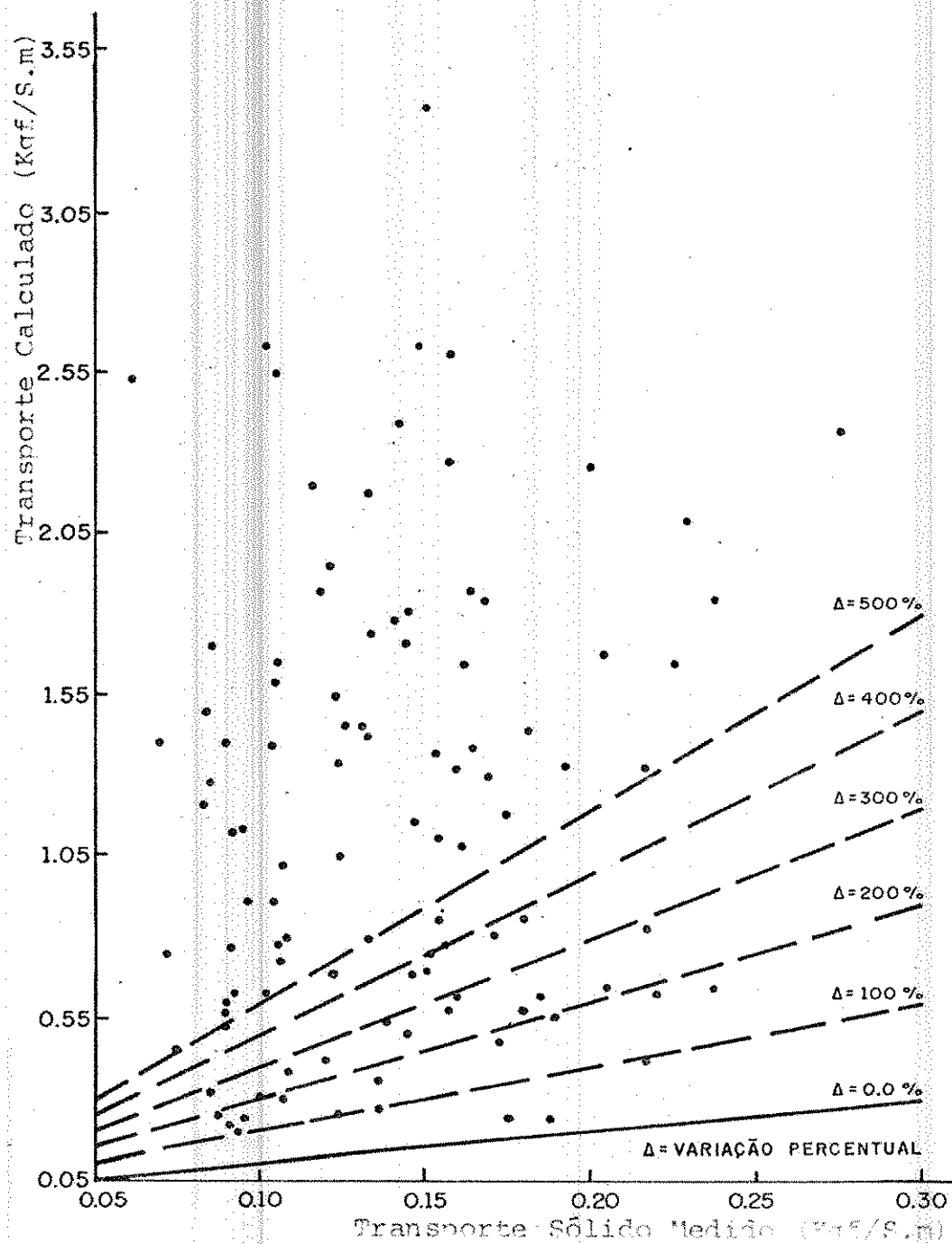


Fig. 5.1 - Relação entre o Transporte Calculado (Carga total), pela Equação de Einstein, e o Transporte Sólido Medido.

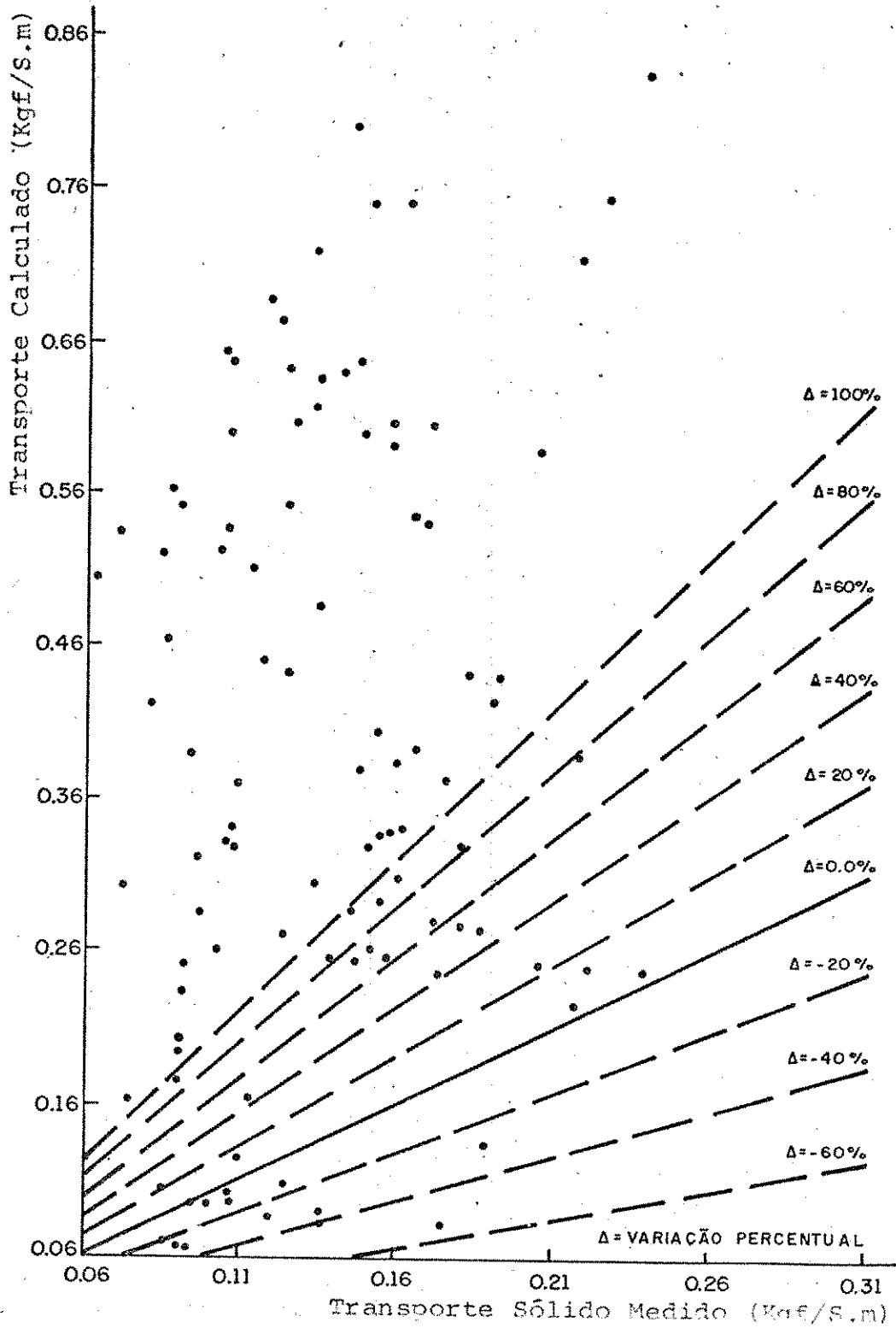


Fig. 5.2 - Relação entre o Transporte Calculado (Carga total), pela Equação de Toffaleti, e o Transporte Sólido Medido.

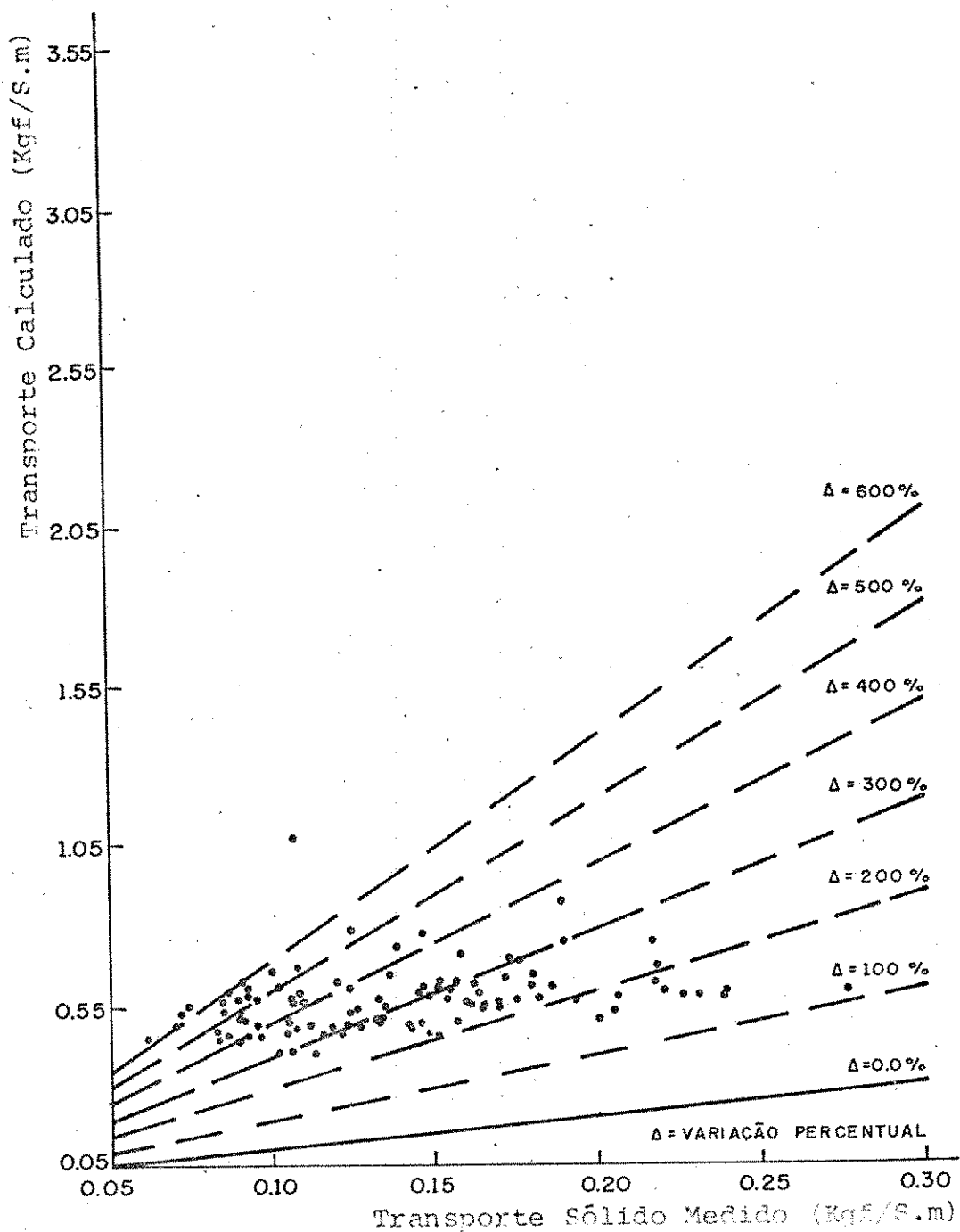


Fig. 5.3 - Relação entre o Transporte Calculado (Carga total), pela Equação de Leo C. Van Rijn, e o Transporte Sólido Medido.

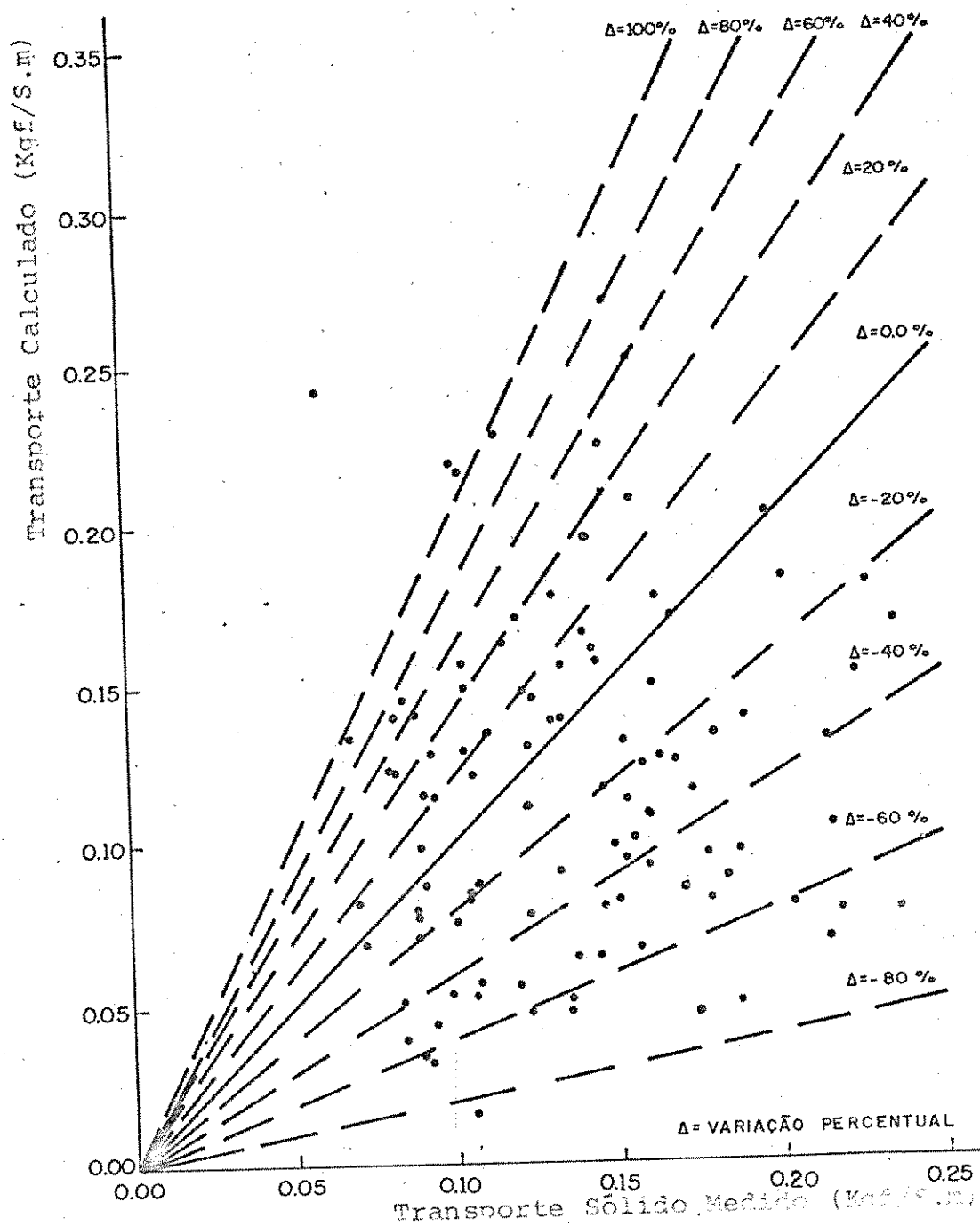


Fig. 5.4 - Relação entre o Transporte Calculado (Carga do leito), pela Equação de Meyer-Peter e Müller, e o Transporte Sólido Medido.

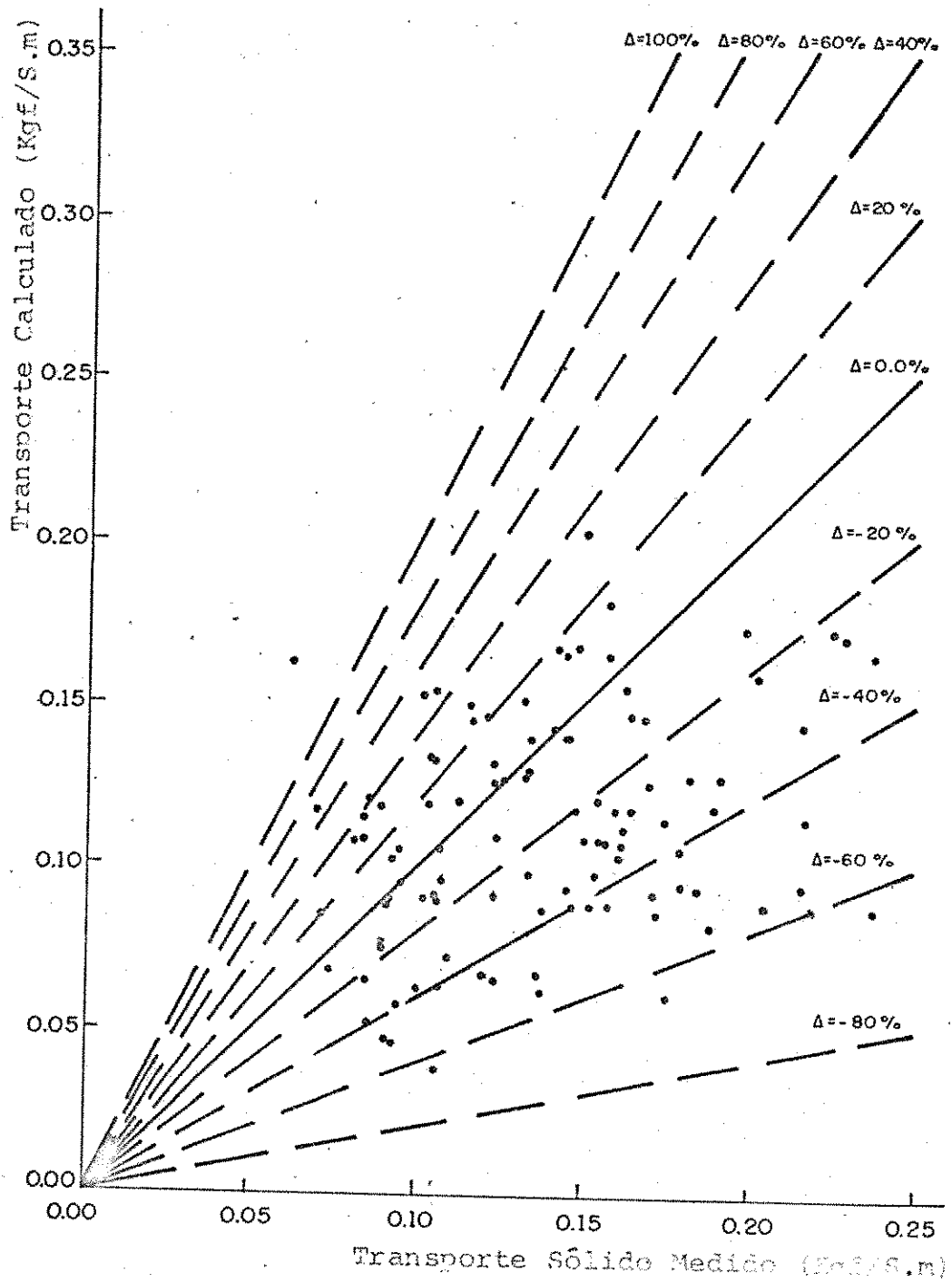


Fig. 5.5 - Relação entre o Transporte Calculado (Carga total), pela Equação de Bagnold, e o Transporte Sólido Medido.

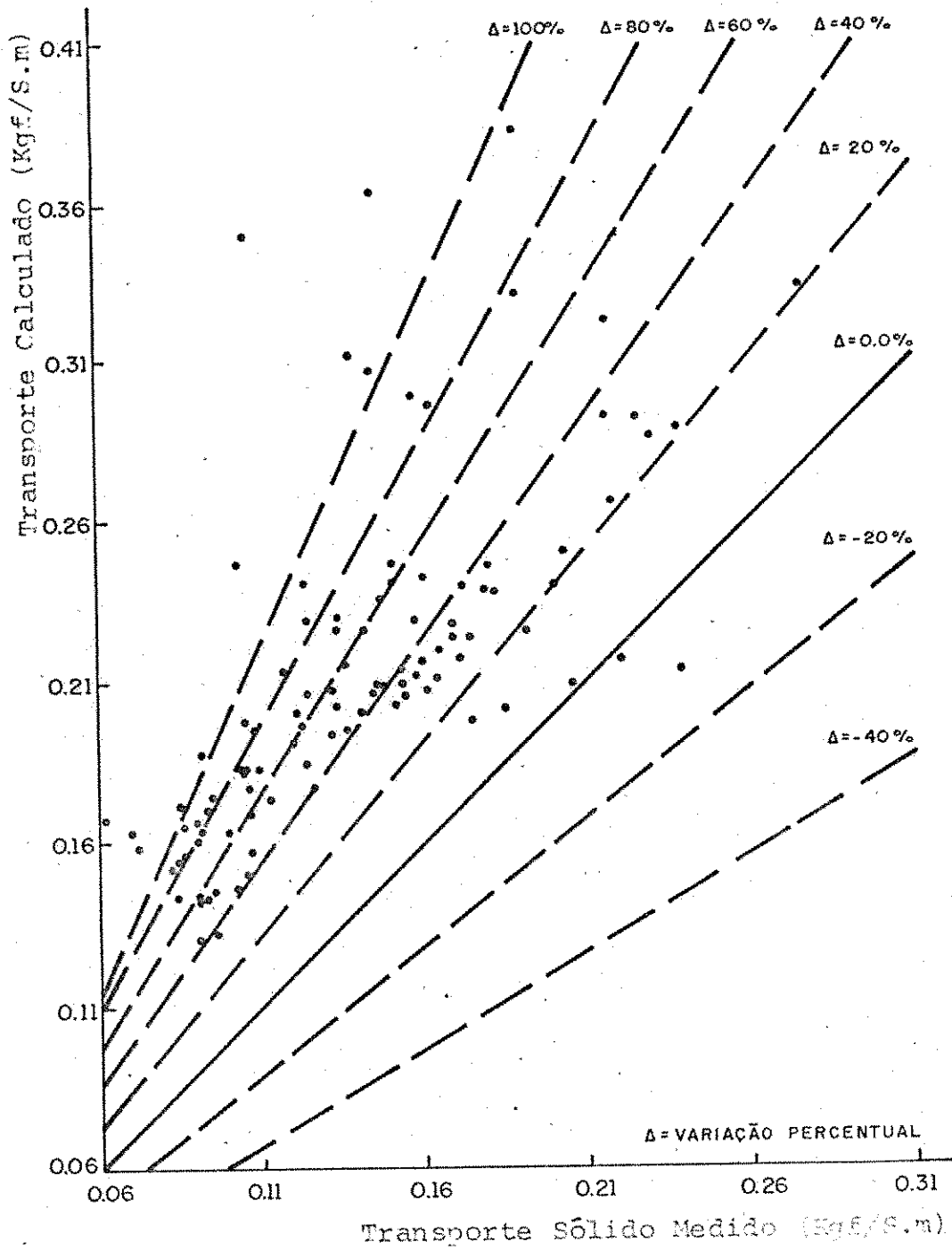


Fig. 5.6 - Relação entre o Transporte Calculado (Carga total), pela Equação de Laursen, e o Transporte Sólido Medido.

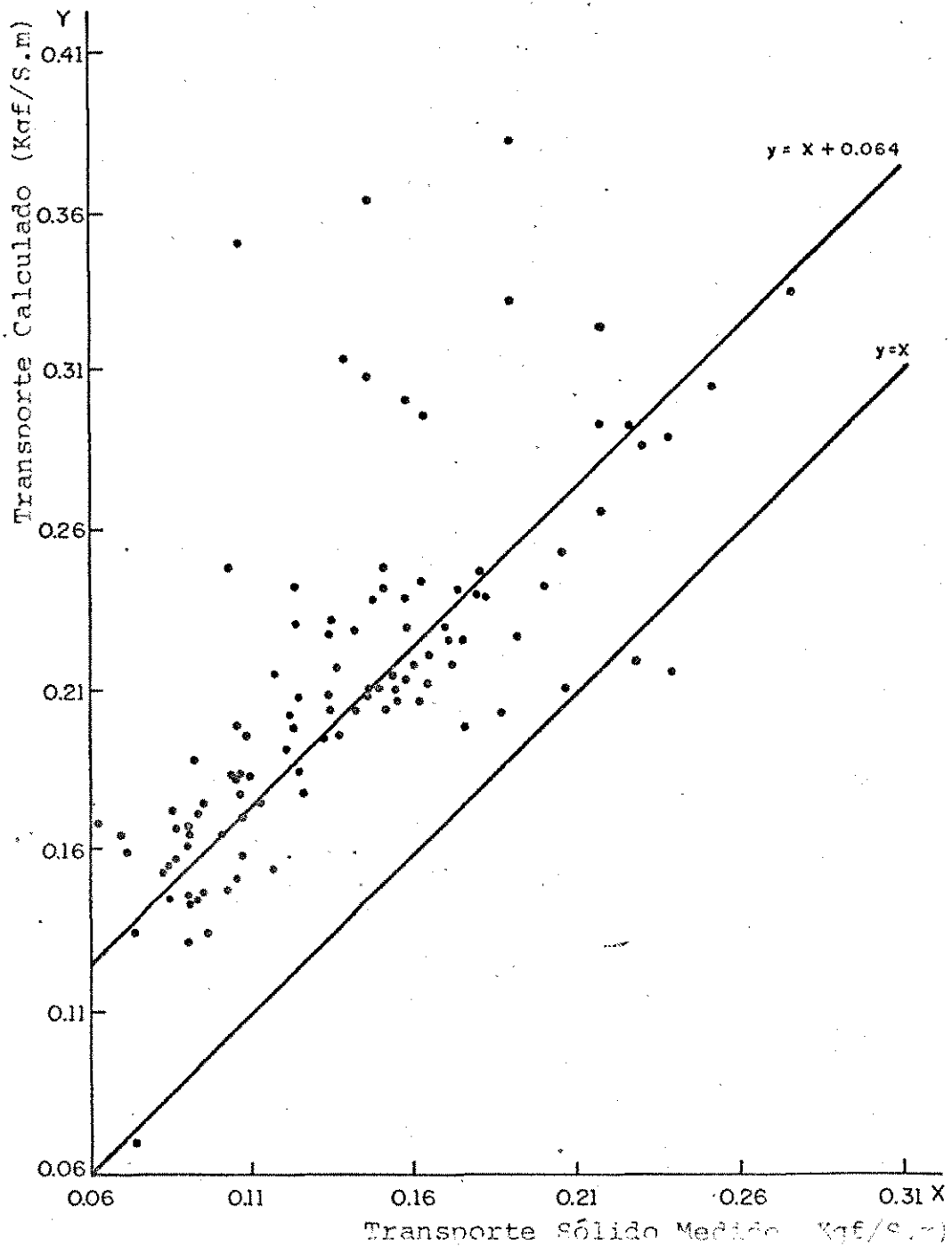


Fig. 5.7 - Reta que Define a Tendência de Sedimento, Calculado pela Equação de Laursen, em relação ao Transporte Sólido Medido.

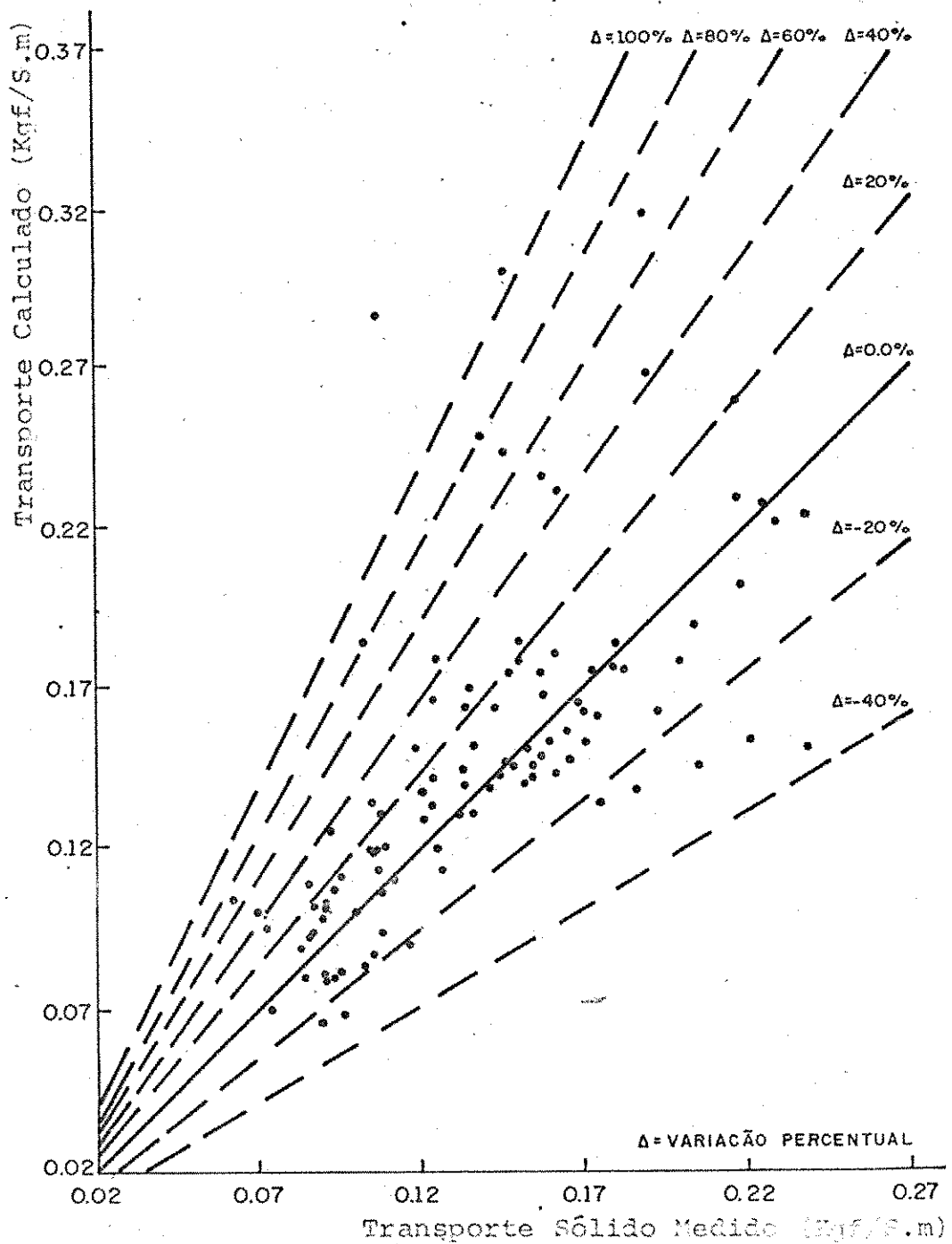


Fig. 5.8 - Relação entre o Transporte Calculado (Carga total), pela Equação de Laursen Modificada, e o Transporte Sólido Medido.

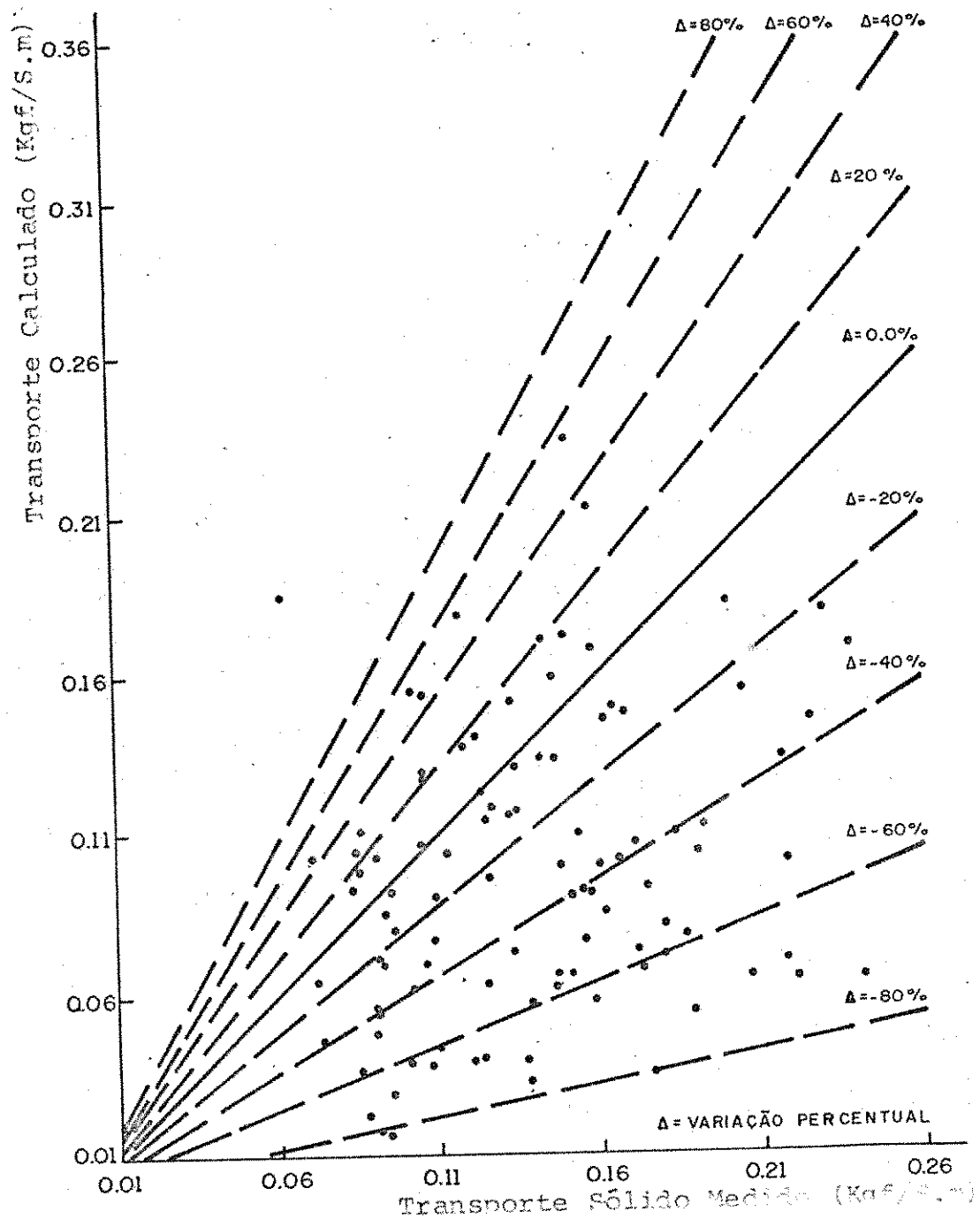


Fig. 5.9 - Relação entre o Transporte Calculado (Carga do leito), pela Equação de Schoklitsch, e o Transporte Sólido Medido.

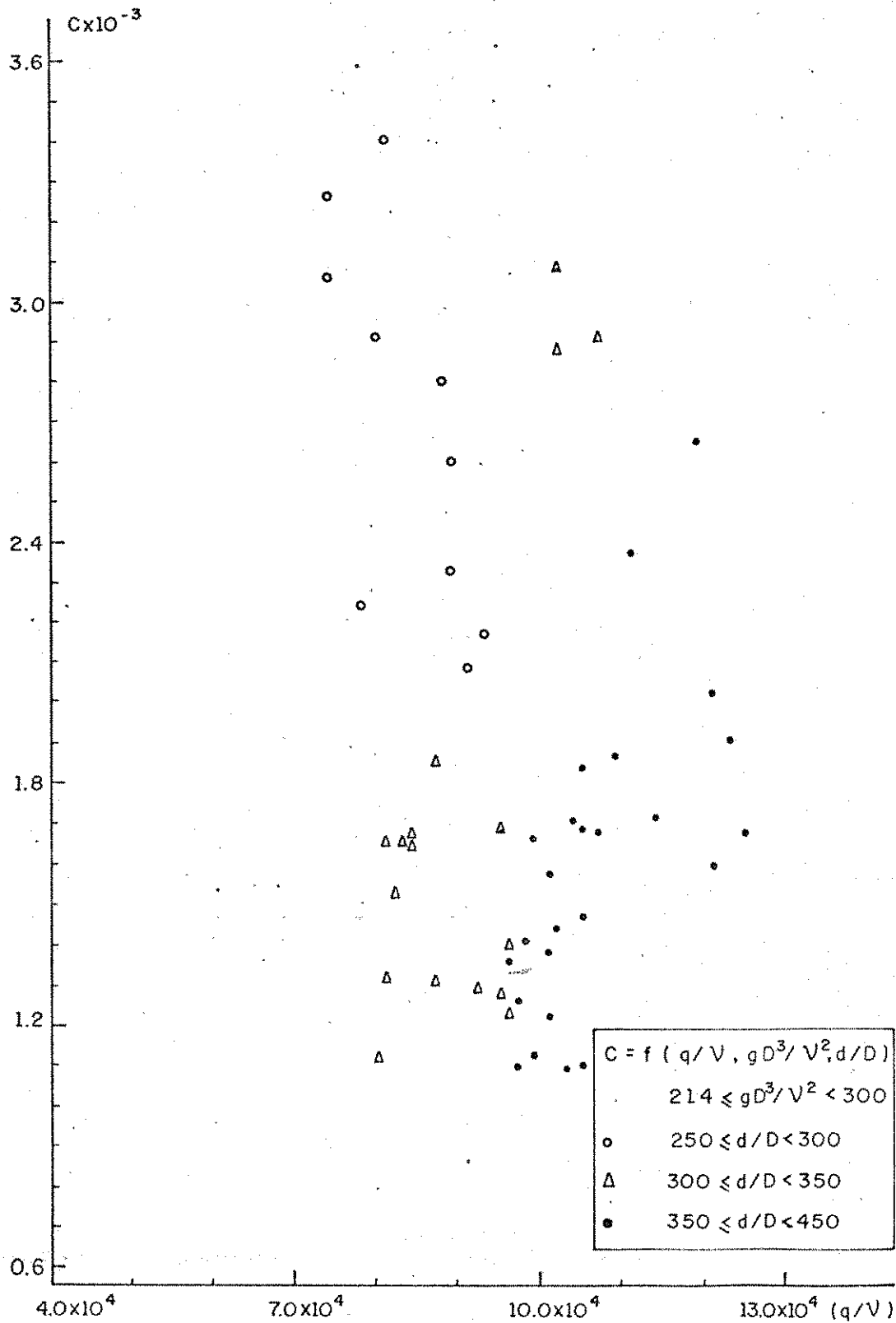


Fig. 5.10 - Variação da Concentração C com q/v , para Leito Plano, em função dos parâmetros gD^3/v^2 e d/D .

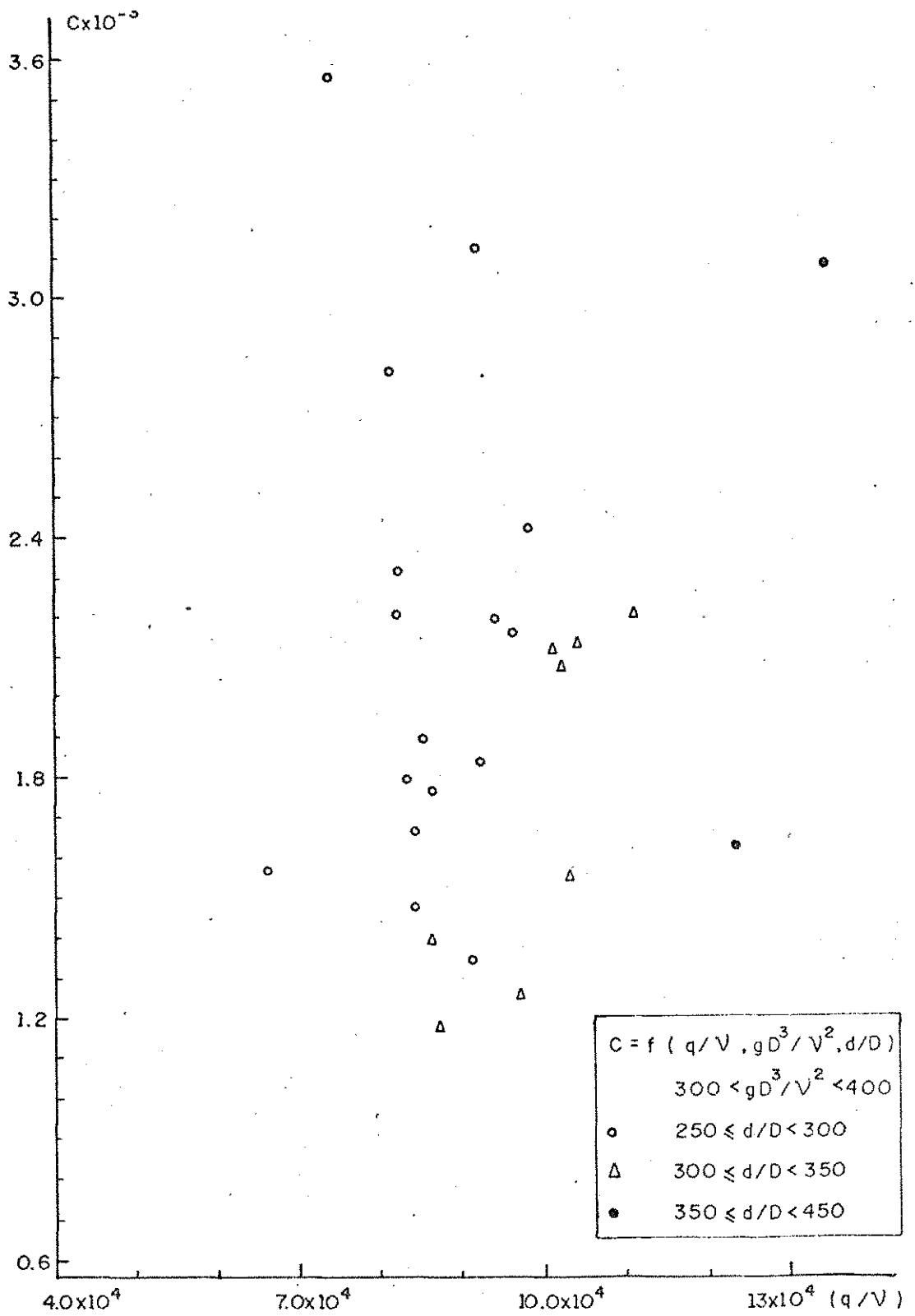
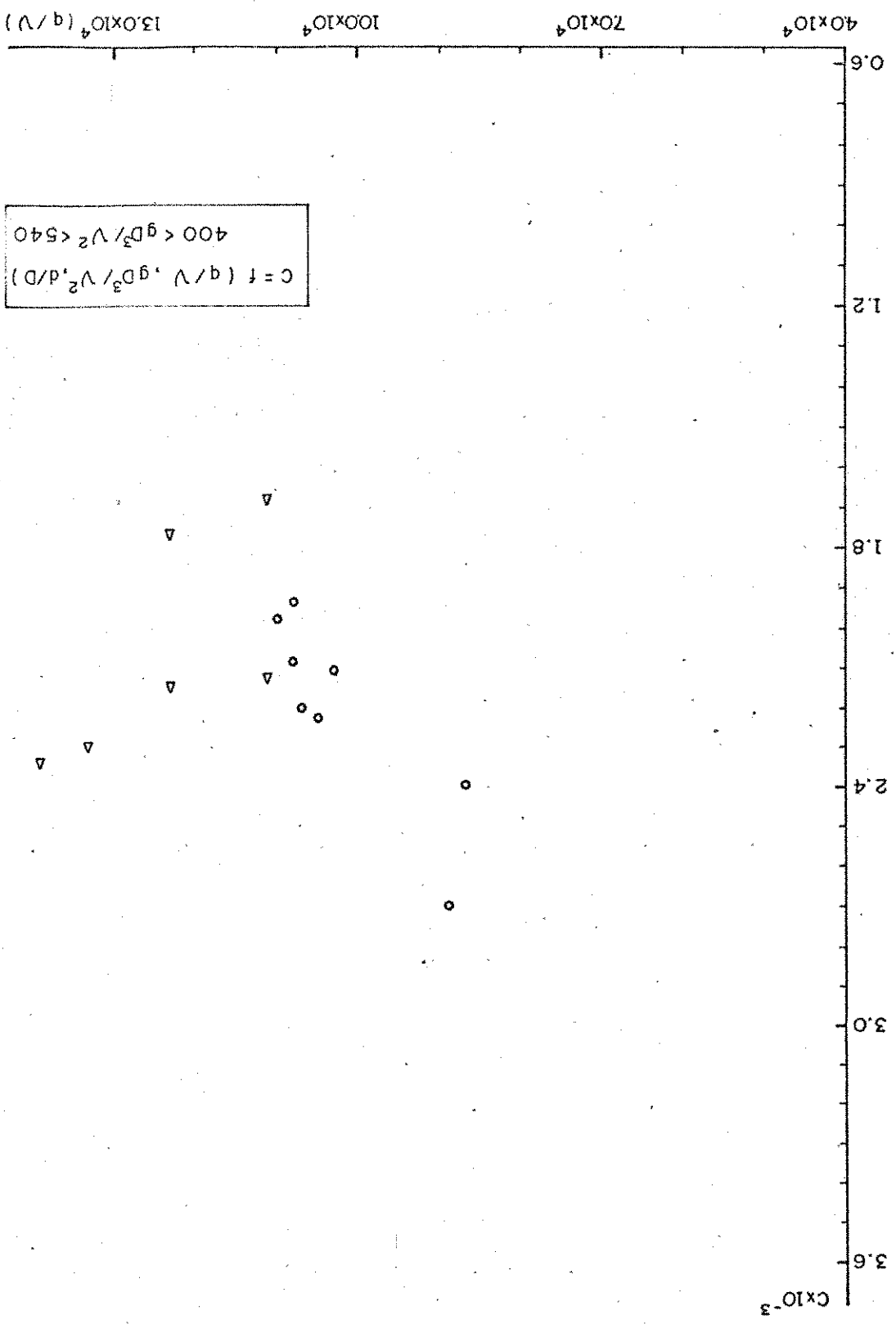


Fig. 5.11 - Variação da Concentração C com q/v , para Leito Plano, em função dos parâmetros gD^3/v^2 e d/D .

FIG. 5.12 - Variação da Concentração C com q/V , para
 Leito Plano, em função dos parâmetros
 gd^3/V^2 e d/D .



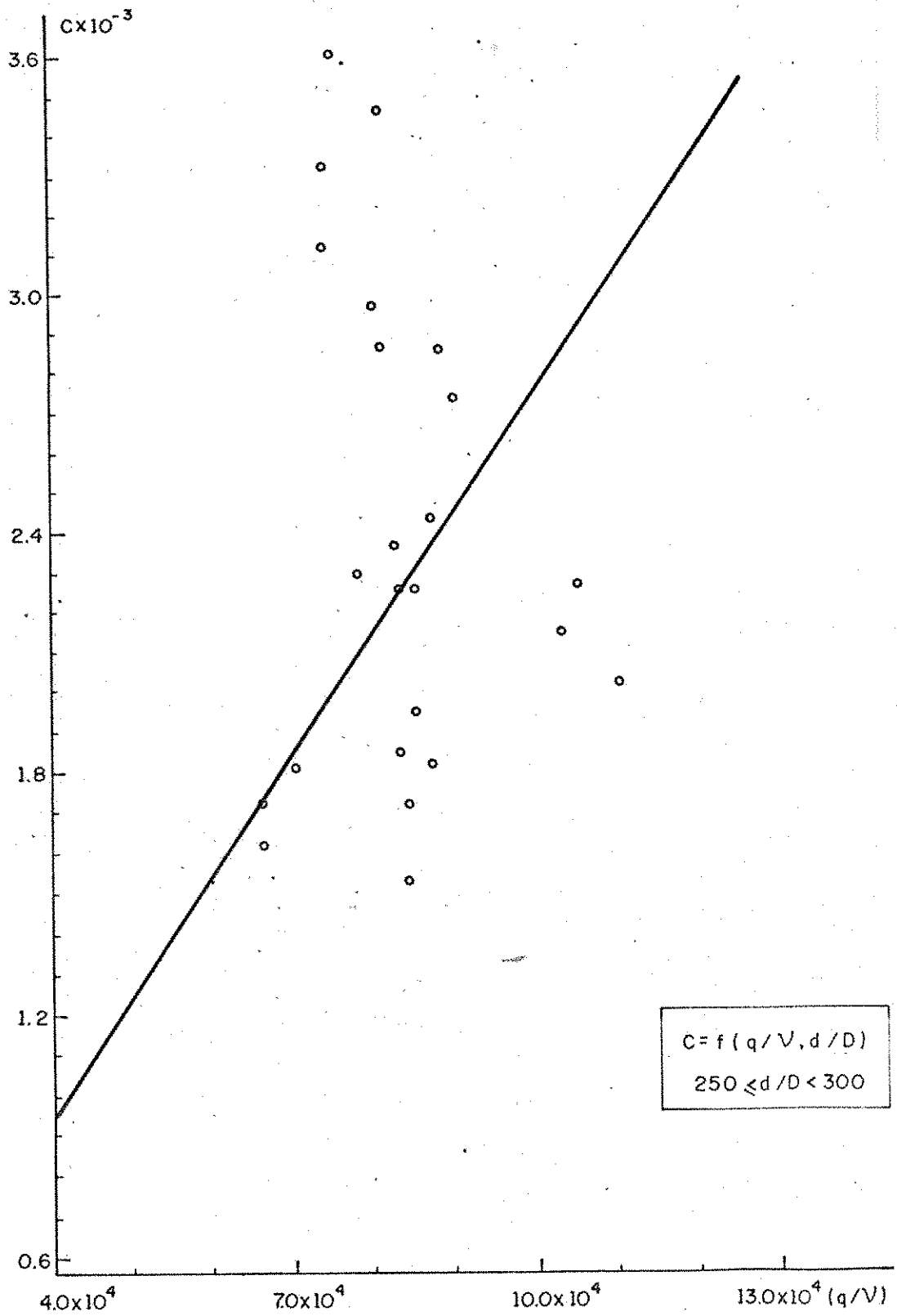


Fig. 5.13 - Variação da Concentração C , para Leito Plano, em função do parâmetro q/v , ($250 \leq d/D < 300$).

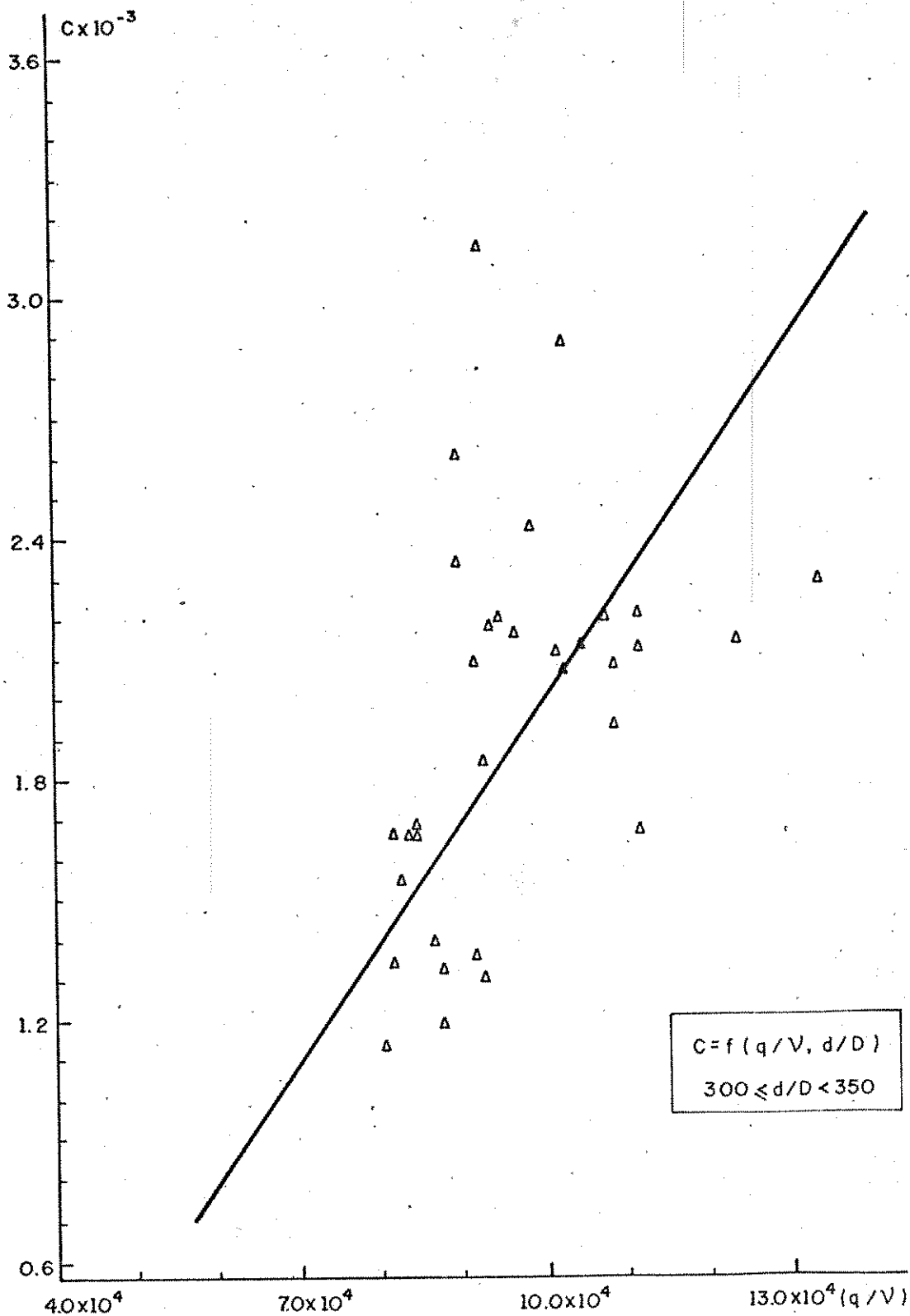


Fig. 5.14 - Variação da Concentração C , para Leito Plano em função do parâmetro q/v , ($300 \leq d/D < 350$).

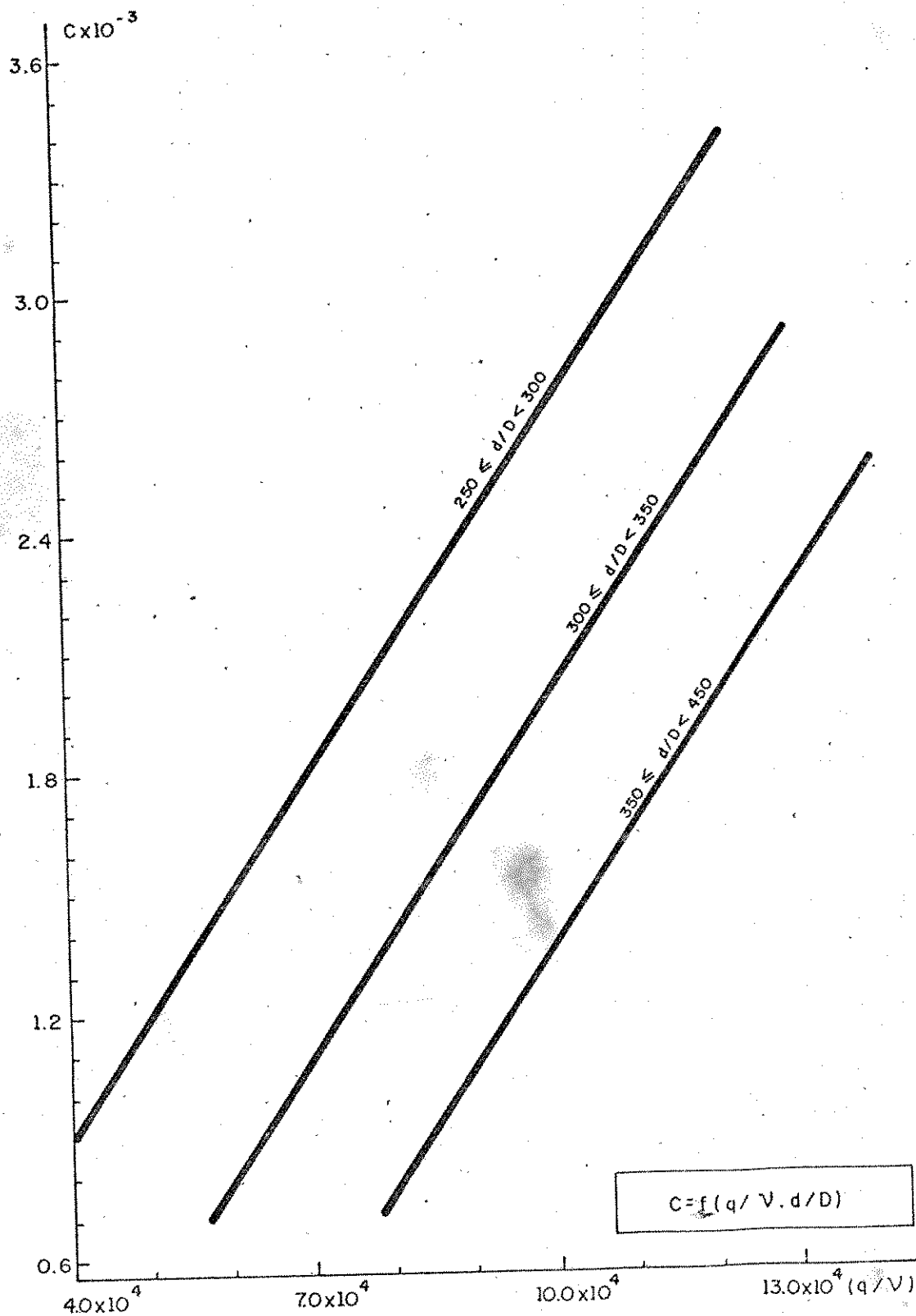


Fig. 5.16 - Relação Ajustada de Transporte Sólido, para Leito Plano, em termos da Concentração C e dos parâmetros q/v e d/D .

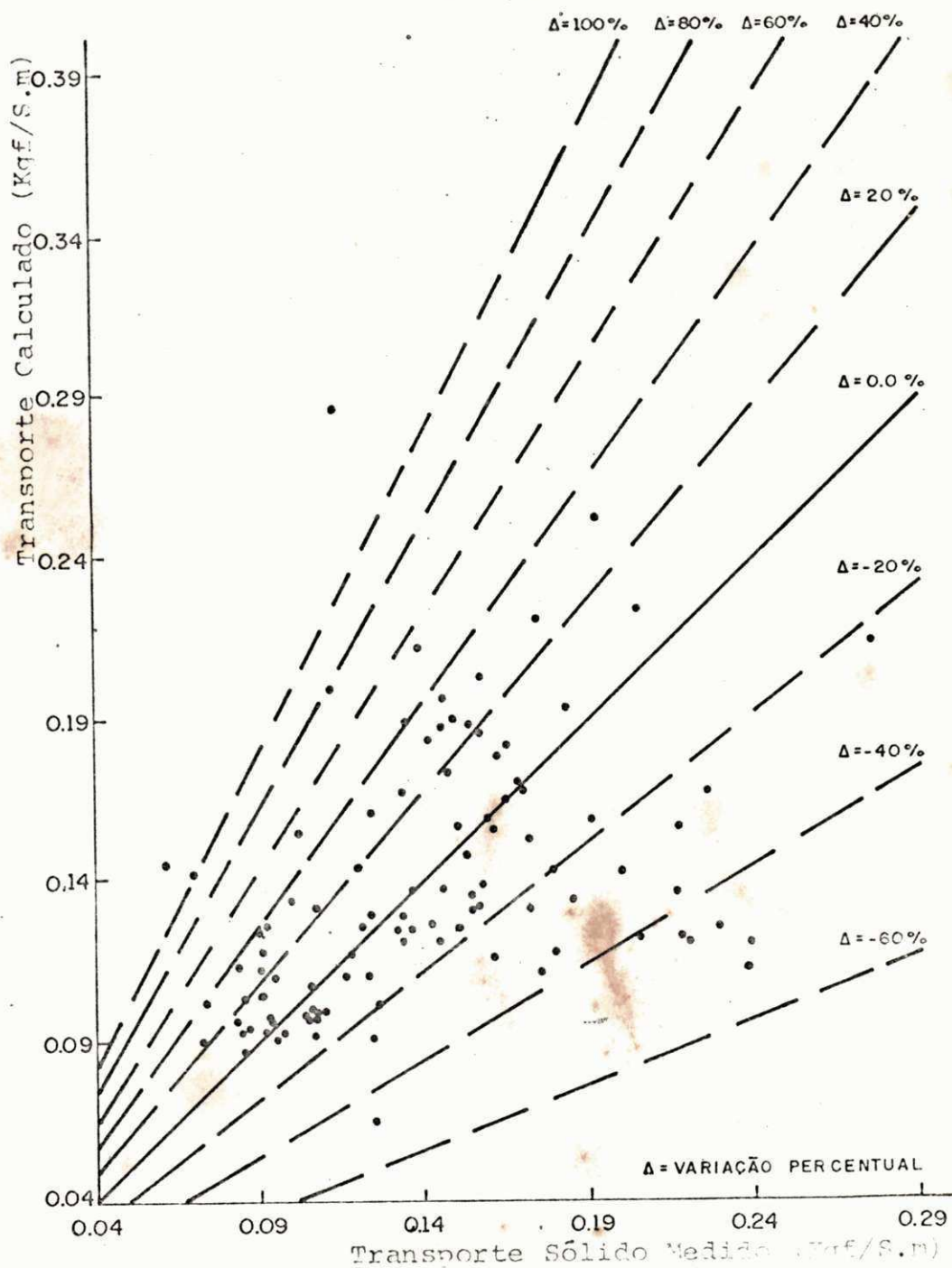


Fig. 5.17 - Relação entre o Transporte Calculado, Proposto neste Trabalho, e o Transporte Sólido Medido.