

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL - UFRGS
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS - IPH

DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE MÁXIMA DE TRANSPORTE
POR ARRASTE DE UM ESCOAMENTO SOBRE FUNDO MÓVEL.

Ana Luiza O.Borges

Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento

Dissertação de Mestrado

Porto Alegre, RS, janeiro de 1987.

Trabalho apresentado como parte dos requisitos
para obtenção do título de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL

Autor: ANA LUIZA O.BORGES
Orientador: MARC PIERRE BORDAS

Comissão Examinadora:

Prof. Marc Pierre Bordas

Prof. Carlos Eduardo M.Tucci

Prof. Wellington Lou

AGRADECIMENTOS

A todos aqueles que de uma forma ou de outra contribuíram para o pleno desenvolvimento deste estudo, auxiliando no preparo de execução dos ensaios, sugerindo procedimentos ou incentivando.

Em especial ao Prof. MARC BORDAS pela orienta-
ção, acompanhamento, interesse e dedicação.

S U M Á R I O

RESUMO	VI
ABSTRACT	VIII
LISTA DE FIGURAS	X
LISTA DE TABELAS	XV
LISTA DE SÍMBOLOS	XVII
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Disponibilidade de sedimentos	1
1.2. Capacidade de transporte	6
1.3. Objetivos deste estudo	8
2. FORMAÇÃO DOS DEPÓSITOS SOBRE LEITO MÓVEL	10
2.1. Características do escoamento sobre leito móvel	10
2.2. Mecânica do transporte e do depósito	15
2.3. Parâmetros que regem a Mecânica Fluvial ...	18
2.4. Estudos sobre depósito de grãos isolados...	23
2.5. Estudos do depósito de uma massa de grãos..	25
2.5.1. Estudo indireto da formação do depósito de uma massa de grãos	25
2.5.1.1. Generalidades	25
2.5.1.2. Fórmulas de capacidade de transporte	27
2.5.2. Estudo direto da formação de depósitos	37
2.5.2.1. A fundo fixo	37
2.5.2.2. A fundo móvel	44
3. ENSAIOS COM DEPÓSITO SOBRE FUNDO MÓVEL	45
3.1. Introdução	45
3.2. Instalações e equipamentos	45
3.2.1. O canal de ensaios	45
3.2.2. Alimentação líquida	48
3.2.3. Alimentação sólida	50
3.3. Materiais ensaiados	51

RESUMO

Este estudo visa a determinação da capacidade máxima de transporte de um escoamento sobre fundo móvel, a partir da identificação do início de depósito.

Os ensaios foram realizados em um canal de laboratório objetivando determinar as condições hidráulicas que assinalam a saturação do escoamento e, portanto, o início de depósito. O método experimental baseou-se na injeção de uma certa quantidade de sedimentos num escoamento permanente uniforme e levantamento das cotas do trecho móvel antes e depois de cada ensaio.

Os resultados finais obedecem uma lei expressa pela relação:

$$\frac{\gamma_q I}{\gamma_s v^{0,51} d^{0,73} g^{0,24}} = 1,959 \left(\frac{q}{v}\right)^{0,357}$$

com coeficiente de correlação $R = 0,89$

que foi comparada com estudos semelhantes a fundo fixo e com fórmulas clássicas de transporte por arraste.

Da comparação com os estudos a fundo fixo confirma-se que as necessidades energéticas para o transporte sólido de uma mesma descarga sólida é maior (da ordem de 2,5 vezes no caso presente) num fundo móvel do que num fundo fixo liso e do que num fundo fixo rugoso.

Da comparação com as fórmulas clássicas de transporte por arraste observa-se que não há contradições entre os dados deste estudo e aqueles empregados pelos autores, uma vez que se situam dentro da nuvem de pontos que gerou aquelas relações.

Outras variáveis hidráulicas como: tensão de cisalhamento e velocidade média foram utilizadas para representar o escoamento porém, com resultados menos conclusivos do que a potência.

Empregou-se os diâmetros 1,98mm, 1,22mm e 0,77mm, potências na faixa de 0,49/2,20 W/m² e profundidades médias entre $1,77 \times 10^{-2}$ /5,72 x 10⁻²m.

Trata-se de uma primeira tentativa, aparentemente bem sucedida, que requer complementações para a ampliação da faixa de potências e descargas sólidas, expansão dos diâmetros ensaiados e redução das declividades a fim de se aproximar melhor da realidade dos cursos d'água.

DETERMINATION OF MAXIMUM BED LOAD TRANSPORT
CAPACITY BY A FLOW OVER A MOVABLE BED

ABSTRACT

The purpose of this study is to determine the maximum transport capacity of a flow over a movable bed using as criterium the beginning of deposit formation.

Tests were performed in a laboratory channel in order to establish the hydraulic conditions characteristic of flow saturation and the beginning of deposit formation. The experimental method consisted of injecting a certain quantity of sediment into steady uniform flow, surveying the level of the movable bed reach before and after each test.

The results obtained are expressed by relation:

$$\frac{\gamma_s v^{0,51} q I}{d^{0,73} g^{0,24}} = 1,959 \left(\frac{q}{v} \right)^{0,357}$$

with a correlation coefficient of $R = 0,89$

which was compared to similar fixed bed studies and to classical bed load transport formulas.

Comparison to the fixed bed studies confirms that energy requirements for the transport of a same amount of bed load are greater (on the order of 2.5 times in the present case) in a movable bed than in a smooth fixed bed or rough fixed bed.

In comparing these results to the classical bed load formulas it is found that there is no contradiction

between the data in this study and those utilized by the authors, since they are within the cloud of experimental points which generated those relations,

Other hydraulic variables such as: shear stress and mean velocity were used to represent streamflow but results were less conclusive than power.

Diameters 1.98mm, 1.22mm and 0.77mm, powers ranging between 0.49 and 2.20 W/m^2 and mean depths of 1.77×10^{-2} to $5.72 \times 10^{-2}m$ were used.

This is a first, apparently successful attempt which must be complemented to increase the range of powers and solid loads. Tested diameters must be expanded and slopes must be reduced for a better approach to the reality found in watercourses.

LISTA DE FIGURAS

	<u>Página</u>
Figura 2.1 : DISTRIBUIÇÃO DAS FORÇAS HIDRODINÂMICAS segundo LANE (1953)	10
Figura 2.2 : DEFORMAÇÕES DE UM LEITO ALUVIAL segundo ALBERTSON e outros (1958)	13
Figura 2.3 : DEFORMAÇÕES DE UM LEITO ALUVIAL segundo LNH CHATOU (1963)	14
Figura 2.4 : DEFORMAÇÕES DE UM LEITO ALUVIAL segundo ZNAMENSKAYA (1965)	14
Figura 2.5 : FORÇAS QUE AGEM NUMA PARTÍCULA MERGU - LHADA NUM ESCOAMENTO	15
Figura 2.6 : MOVIMENTOS EXECUTADOS PELO GRÃO	16
Figura 2.7 : EROSIÃO E DEPOSIÇÃO DE GRÃOS ISOLADOS segundo HJULSTROM (1935)	24
Figura 2.8 : VELOCIDADE DE INÍCIO E PARADA DE MOVIMENTO DOS GRÃOS segundo MANARD (1950).	24
Figura 2.9 : RELAÇÃO ENTRE τ_{cr} e ψ segundo DUBOYS (1879)	30
Figura 2.10 : DIAGRAMA DE SHIELDS (1936)	30
Figura 2.11 : EQUAÇÃO DE KALINSKE (1942) PARA TRANSPORTE POR ARRASTE	31
Figura 2.12 : RELAÇÃO ϕ^* - ψ^* segundo EINSTEIN(1942)	31
Figura 2.13 : FUNÇÃO $\phi = f(1/\psi)$ de EINSTEIN-BROWN (1950)	32
Figura 2.14 : RESULTADOS EXPERIMENTAIS DE MARCO PICCA (1973)	32

Figura 2.15	: DADOS EXPERIMENTAIS UTILIZADOS POR MEYER-PETER E MULLER (1948) E RETA AJUSTADA A ELES	34
Figura 2.16	: FATOR DE EFICIÊNCIA DE TRANSPORTE DE BAGNOLD (1966)	35
Figura 2.17	: VARIAÇÃO DA $tg\alpha$ segundo BAGNOLD (1966)..	36
Figura 2.18	: DADOS EXPERIMENTAIS UTILIZADOS POR ENGE-LUND E HANSEN (1967) E RETA AJUSTADA A ELES	37
Figura 2.19	: TRANSPORTE POR ARRASTE EM CANAL DE FUNDO FIXO E LISO segundo PEDROLI (1963)	39
Figura 2.20	: EQUAÇÃO DE COSTA (1974)	41
Figura 2.21	: EQUAÇÃO DE ALMEIDA (1980)	42
Figura 2.22	: EQUAÇÃO DE GARCIA (1983)	43
Figura 2.23	: GENERALIZAÇÃO DAS PESQUISAS SOBRE FUNDO FIXO LISO (PEDROLI-1963) E FUNDO FIXO RU-GOSO (IPH-1983)	44
Figura 3.1	: REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DAS INSTALAÇÕES DO PEQUENO CANAL	47
Figura 3.2	: VERTEDEDOR RETANGULAR E SUA CURVA DE AFERI-ÇÃO	48
Figura 3.3	: ESQUEMA DO CIRCUITO DE ALIMENTAÇÃO LÍQUI-DA	49
Figura 3.4	: DISTRIBUIDOR DE AREIA DO PEQUENO CANAL ..	52
Figura 3.5	: CURVAS GRANULOMÉTRICAS DAS AREIAS EMPREGA-DAS NOS ENSAIOS	53
Figura 3.6	: FLUXOGRAMA DAS OPERAÇÕES EXECUTADAS NO CA-NAL DE ENSAIOS	56
Figura 3.7	: SISTEMA DE MOLDAGEM DO LEITO	59
Figura 3.8	: SISTEMA DE CONFECÇÃO DO CANAL	60
Figura 3.9	: DEFORMAÇÕES SOFRIDAS PELO PERFIL LONGITU-DINAL DO TRECHO MÓVEL	64

Figura 3.10	: PERFIS LONGITUDINAIS DO EIXO DO CANAL PARA CADA DECLIVIDADE ENSAIADA COM $D=1,98\text{mm}$ (seções cada 10 cm)	73
Figura 3.11	: PERFIS LONGITUDINAIS DO EIXO DO CANAL PARA CADA DECLIVIDADE ENSAIADA COM $D=1,22\text{mm}$...	74
Figura 3.12	: PERFIS LONGITUDINAIS DO EIXO DO CANAL PARA CADA DECLIVIDADE ENSAIADA COM $D=0,77\text{mm}$...	75
Figura 3.13	: RESULTADOS OBTIDOS EM CADA ENSAIO: SEÇÃO TRANSVERSAL E PERFIL DO EIXO ANTES E DEPOIS DO ENSAIO	76
Figura 4.1	: VAZÃO DE EQUILÍBRIO PARA CADA DECLIVIDADE EM FUNDO MÓVEL	78
Figura 4.2	: VAZÃO DE EQUILÍBRIO PARA OS ENSAIOS A FUNDO FIXO (IPH-1974, 1980, 1983)	80
Figura 4.3	: PERFIS LONGITUDINAIS, NA CONDIÇÃO DE INÍCIO DE DEPÓSITO, APRESENTANDO AS DEFORMAÇÕES DO FUNDO	82
Figura 4.4	: CLASSIFICAÇÃO DAS FORMAS DE FUNDO, SEGUNDO OS CRITÉRIOS CITADOS, PARA OS ENSAIOS REALIZADOS	85
Figura 4.5	: COMPARAÇÃO ENTRE A ALTURA MEDIDA SOBRE O FUNDO FIXO E A CALCULADA SOBRE O FUNDO MÓVEL	90
Figura 4.6	: RELAÇÃO ENTRE A DESCARGA SÓLIDA NO INÍCIO DE DEPÓSITO E AS PROFUNDIDADES: SOBRE O FUNDO FIXO (fora da região de ensaios) E FUNDO MÓVEL (região de ensaios)	91
Figura 4.7	: RELAÇÃO ENTRE A DESCARGA SÓLIDA E A VELOCIDADE MÉDIA: SOBRE FUNDO FIXO E SOBRE FUNDO MÓVEL	94

Figura 4.8	: RELAÇÕES FUNCIONAIS OBTIDAS PARA O DIÂMETRO 1,98mm	101
Figura 4.9	: RELAÇÕES FUNCIONAIS OBTIDAS PARA O DIÂMETRO 1,22mm	102
Figura 4.10	: RELAÇÕES FUNCIONAIS OBTIDAS PARA O DIÂMETRO 0,77mm	103
Figura 4.11	: SÍNTESE DAS RELAÇÕES FUNCIONAIS EM TERMOS DA POTÊNCIA DO ESCOAMENTO OBTIDAS PARA OS TRÊS DIÂMETROS ENSAIADOS	109
Figura 4.12	: RELAÇÕES FUNCIONAIS OBTIDAS PARA A POTÊN- CIA DO ESCOAMENTO EM ESCALA LOGARÍTMICA . . .	110
Figura 4.13	: COMPARAÇÃO ENTRE A DESCARGA SÓLIDA OBSERVA DA NOS EXPERIMENTOS E A DESCARGA SÓLIDA PRE VISTA ATRAVÉS DAS RELAÇÕES FUNCIONAIS	112
Figura 4.14	: TENTATIVA DE OBTENÇÃO DO EXPOENTE SEGUNDO PROCEDIMENTO APLICADO POR GARCIA(1983)	117
Figura 4.15	: GENERALIZAÇÃO DOS DADOS OBTIDOS	120
Figura 4.16	: COMPARAÇÃO ENTRE AS RETAS OBTIDAS A FUNDO FIXO E A FUNDO MÓVEL PARA A POTÊNCIA DO ES- COAMENTO	125
Figura 4.17	: COMPARAÇÃO ENTRE CURVAS GEOMÉTRICAS OBTIDAS PARA FUNDO FIXO E FUNDO MÓVEL PARA A POTÊN- CIA DO ESCOAMENTO	125
Figura 4.18	: COMPARAÇÃO ENTRE OS DADOS DISPONÍVEIS GENE- RALIZADOS	131
Figura 4.19	: COMPARAÇÃO COM A FUNÇÃO DE ARRASTE segundo MEYER-PETER e MÜLLER (1948)	135
Figura 4.20	: COMPARAÇÃO COM A FUNÇÃO DE ARRASTE DE ENGE- LUND e HANSEN (1967)	135
Figura 4.21	: COMPARAÇÃO COM A FUNÇÃO DE ARRASTE DE EISN- TEIN (1950)	137

Figura 4.22	: COMPARAÇÃO COM AS FUNÇÕES DE ARRASTE DE KALINSKE (1947) e EINSTEIN-BROWN (1950)	138
Figura 4.23	: REGIÃO DE VALIDADE DE BAGNOLD (1966) E FAIXA EXPERIMENTAL ADOTADA	140
Figura A1	: AVALIAÇÃO DA RUGOSIDADE DE UM CANAL ALUVIAL MÉTODO DE EINSTEIN-BARBAROSSA	161
Figura A2	: REPARTIÇÃO DE VELOCIDADES: FATOR DE CORREÇÃO X EM FUNÇÃO DE K_s/δ	161

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1	: CUSTO APROXIMADO DOS PREJUÍZOS CAUSADOS PELA SEDIMENTAÇÃO (BROWN, 1948)	6
Tabela 2.1	: FÓRMULAS DE CAPACIDADE DE TRANSPORTE...	29
Tabela 3.1	: CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS ENSAIADOS	51
Tabela 3.2	: PROGRAMA DE ENSAIOS: areia D=1,98mm ...	66
Tabela 3.3	: PROGRAMA DE ENSAIOS: areia D=1,22mm ...	67
Tabela 3.4	: PROGRAMA DE ENSAIOS: areia D=0,77mm ...	68
Tabela 3.5	: RESULTADOS OBTIDOS	70/71/72
Tabela 4.1	: CÁLCULO DOS PARÂMETROS ADIMENSIONAIS : areia D=1,98mm	98
Tabela 4.2	: CÁLCULO DOS PARÂMETROS ADIMENSIONAIS : areia D=1,22mm	99
Tabela 4.3	: CÁLCULO DOS PARÂMETROS ADIMENSIONAIS : areia D=0,77mm	100
Tabela 4.4	: COMPARAÇÃO ENTRE OS COEFICIENTES DE CORRELAÇÃO CALCULADOS PARA A PROFUNDI- DADE DETERMINADA FORA E SOBRE A REGIÃO DE ENSAIOS	113
Tabela 4.5	: RESUMO DAS REGRESSÕES LINEARES SIMPLES ENCONTRADAS	122
Tabela 4.6	: EXPRESSÕES DAS CURVAS GEOMÉTRICAS AJUS- TADAS AOS PONTOS EXPERIMENTAIS PARA CA- DA DIÂMETRO E TIPO DE FUNDO	123

Tabela 4.7	: FAIXAS DE TENSÃO DE CISALHAMENTO ADIMENSIONAL ENSAIADAS	140
Tabela A1	: DETERMINAÇÃO DA CORREÇÃO NAS PROFUNDIDADES, SEGUNDO MÉTODOS DE CÁLCULO DE RESISTÊNCIA DOS CANAIS ALUVIAIS	160

LISTA DE SÍMBOLOS

<u>SÍMBOLO</u>	<u>SIGNIFICADO</u>	<u>UNIDADE</u>
A'	parâmetro linear da reta	(-)
a	parâmetro para uma lei exponencial	(-)
B	largura do canal	(m)
B'	parâmetro angular da reta	(-)
b	expoente para uma lei de potência	(-)
c	coeficiente de rugosidade de Chézy	
c'	coeficiente de Chézy relativo aos grãos	
Cu	coeficiente de uniformidade do sedimento	(-)
Cv	coeficiente de descarga do vertedor	
d, D	diâmetro do sedimento	(m)
df	diâmetro do fundo	(m)
di	diâmetro do sedimento injetado	(m)
dm, \bar{D}	diâmetro médio	(m)
D_{35}, D_{50}, D_{90}	diâmetro do sedimento em relação ao qual 35%, 50% e 90% do material é mais fino	(m)
D*	parâmetro adimensional diâmetro da partícula	(-)
e_b	eficiência de transporte de Bagnold	
F	número de Froude do escoamento	(-)
F*	número de Froude da partícula	(-)
f	fator de atrito (diagrama Moody)	
f'	fator de atrito devido aos grãos	
f''	fator de atrito devido às formas de fundo	
G	peso total do sedimento	(Kgf)
g	aceleração da gravidade	(m/s ²)
g _s	descarga sólida unitária em peso	(Kgf/s.m)

h, H	altura da lâmina d'água	(m)
h'	altura da lâmina d'água sobre o leito móvel	(m)
h_c	altura d'água correspondente à tensão crítica	(m)
I	declividade do fundo do canal	(-)
I'	declividade do canal relativa aos grãos	(-)
I''	declividade do canal relativa às formas de fundo	(-)
J	declividade da linha de energia	(-)
K	coeficiente de rugosidade de Stricker	$(m^{1/3}/s)$
K_s	rugosidade do grão	
K_T	rugosidade de forma	
K'	coeficiente de Strickler sobre o fundo móvel	$(m^{1/3}/s)$
L	comprimento do canal	(m)
l	largura da faixa de injeção	(m)
M	vazão sólida total por unidade de largura	(Kgf/m.s)
m	massa	(Kg)
n	rugosidade	
p	potência unitária do escoamento	(Kgf/s.m)
Q	vazão líquida total	(m^3/s)
q	vazão líquida unitária	$(m^3/s.m)$
q_c	vazão líquida correspondente à tensão crítica	(m^3/s)
q_t	vazão líquida unitária correspondente à potência dissipada pelo transporte	$(m^3/s.m)$
Q_s	descarga sólida total em peso	(Kgf/s)
q_s	descarga sólida unitária em peso	(Kgf/s.m)
q_v	descarga sólida unitária em volume	$(m^3/s.m)$
Q_c	vazão líquida crítica	(m^3/s)

R	raio hidráulico	(m)
R_b	raio hidráulico relativo ao leito	(m)
R'	raio hidráulico relativo aos grãos	(m)
R''	raio hidráulico relativo às formas de fundo	(m)
R	número de Reynolds do escoamento	(-)
R_{e*}	número de Reynolds da partícula	(-)
T	parâmetro estágio de transporte	(-)
t	tempo	(s)
u^*	velocidade de cisalhamento	(m/s)
$u_{*,cr}$	velocidade de cisalhamento crítica	(m/s)
V	velocidade média do escoamento	(m/s)
V'	velocidade média do escoamento sobre o fundo móvel	(m/s)
V_c	velocidade média correspondente à tensão crítica	(m/s)
V_{ss}	velocidade de sedimentação	(m/s)
X	termo independente da reta	
Y	termo dependente da reta	
Z	cota do fundo	(m)
α	coeficiente de fricção sólida intergranular	(-)
β	densidade do sedimento	(-)
γ	peso específico do fluido	(Kgf/m ³)
γ_s	peso específico do sedimento	(Kgf/m ³)
Δ	altura da forma de fundo	(m)
Δt	intervalo de tempo	(s)
λ	comprimento da forma de fundo	(m)
μ	viscosidade dinâmica do fluido	(Kgf/s.m ²)

ν	viscosidade cinemática do fluido	(m^2/s)
ρ	massa específica do fluido	(Kg/m^3)
ρ_s	massa específica do sedimento	(Kg/m^3)
τ	tensão de cisalhamento	(Kgf/m^2)
τ_c	tensão de cisalhamento crítica	(Kgf/m^2)
τ_o	tensão de cisalhamento junto ao fundo	(Kgf/m^2)
τ'_o	tensão de cisalhamento relativa aos grãos	(Kgf/m^2)
τ''_o	tensão de cisalhamento relativa às formas de fundo	(Kgf/m^2)
τ^*	tensão de cisalhamento adimensional	(-)
$1/\psi, \theta$	fator de transporte de Shields	(-)
$1/\psi_c$	fator de transporte de Shields crítico	(-)
ψ''	relação entre a altura e comprimento da forma de fundo ("bed-form steepness")	(-)
Φ	descarga sólida adimensional segundo Engelund e Hansen	(-)

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Quando se pretende conhecer a interação água-sedimento num escoamento concentrado, deve-se ter em mente a totalidade dos processos ocorridos na bacia hidrográfica, que culminam com a transformação da precipitação em vazão e produção de sedimentos.

A respeito do transporte de sedimentos por um escoamento, EINSTEIN (1950) observa que cada partícula de sedimento que passa por uma seção transversal do curso d'água deve satisfazer a duas condições:

- a. deve ter sido erodida em algum lugar da bacia vertente a montante da seção transversal;
- b. deve ter sido transportada pelo escoamento do local de erosão até a seção transversal.

Cada uma destas condições limita a quantidade de sedimento que passa numa seção transversal da rede de drenagem, dependendo de dois controles: da disponibilidade de material na bacia vertente e da capacidade de transporte do escoamento. Estes dois conceitos serão objeto de algumas considerações a seguir.

1.1. DISPONIBILIDADE DE SEDIMENTOS

Os sedimentos que chegam aos rios tem sua origem na bacia vertente. Sob a ação de processos químicos e intemperismo, as rochas são desagregadas originando os so-

los. Este processo é muito lento, ocorrendo numa velocidade em torno de 10 t/ha/ano, ou seja, 0,4 mm/ano (KIRKBY-1980) sendo necessários milhões de anos para a formação de uma camada apreciável. Simultaneamente à formação dos solos, o tipo de clima, precipitação, topografia e cobertura vegetal impõem a remoção dos mesmos, através do transporte da camada superficial, com tendências a um rebaixamento do relevo.

Em geral, existe um equilíbrio entre a formação e a erosão dos solos, uma vez que a cobertura vegetal, através do poder coesivo das raízes, da eliminação do impacto das gotas de chuva sobre o solo e da diminuição do escoamento superficial, atua como elemento de proteção dos solos contra uma erosão muito acentuada.

Quando o homem interfere nas condições naturais através da remoção da cobertura vegetal, do mau manejo dos solos na agricultura e pastoreio e de outros meios que perturbem o equilíbrio existente, provoca erosões que levariam, normalmente, séculos para ocorrer.

Perturbado o equilíbrio natural, a água da precipitação, que era em grande parte absorvida pelo solo protegido pela cobertura vegetal, escoia superficialmente em direção às cotas mais baixas, causando a erosão. A capacidade erosiva das águas é aumentada à medida que ocorre a concentração do escoamento em pequenas valetas.

A erosão retira o humus orgânico depositado na camada superficial do solo e provoca a lavagem dos fertilizantes ali introduzidos, podendo conduzir à inutilização agrícola e, dependendo do tipo de solo, à formação de focos de desertos.

A perda de solos férteis provoca um aumento na extensão das terras cultivadas, a reposição da matéria orgânica através de corretivos e a utilização intensiva de adubos a fim de evitar a perda da capacidade produtiva.

Como resultado do aumento dos sedimentos produzidos pela erosão nas vertentes, o escoamento nos cursos d'água fica carregado de sedimentos de diversos tamanhos, variando de argila até cascalhos ou seixos nos cursos d'água mais íngremes. Este material deve ser transportado para jusante, sendo depositado no leito ou nas margens do curso d'água, quando o mesmo não mais possui capacidade de transportá-lo. A deposição é seletiva, depositando-se inicialmente os sedimentos mais pesados e progressivamente os mais finos.

A presença de sedimentos nos cursos d'água cria um habitat desfavorável para os peixes, destrói o equilíbrio ecológico e asfixia diversas espécies aquáticas, uma vez que estão acompanhados por produtos químicos de alta toxicidade. Sob o ponto de vista da engenharia, além de poluírem as águas modificando seu padrão de potabilidade, os sedimentos reduzem a capacidade de escoamento num canal, aumentam os efeitos das inundações, provocam o assoreamento de canais de navegação e irrigação, diminuem a vida útil dos reservatórios e modificam a relação cota-descarga em canais com fundo móvel.

Pelo acima exposto, torna-se necessário quantificar a produção de sedimentos na bacia vertente, conhecer como atinge a calha do rio e em que condições ocorre o transporte sólido pelo escoamento, bem como determinar os custos gerados pelos trabalhos com sua remoção e contenção.

A quantidade de sedimentos produzida pela bacia vertente depende da:

- a. grandeza, duração, erosividade e distribuição da precipitação;
- b. pedologia e topografia da região;
- c. tipo de cobertura vegetal;
- d. práticas de manejo e conservação do solo.

A análise quantitativa de qualquer uma destas grandezas é dificultada devido à sua variabilidade espacial e temporal. Métodos de regressão, como por exemplo a Equação Universal da Perda de Solos, podem ser adotados para o estabelecimento de uma relação de perda de solo numa determinada área, obtendo-se a quantidade de sedimento capaz de ser produzida.

Entretanto, qualquer que seja o método adotado, se obtém o solo erodido nas vertentes e não o valor do sedimento injetado na rede hidrográfica, que constitui a descarga sólida de abastecimento, de fundamental importância para a definição do comportamento do trecho de jusante. Os sedimentos produzidos na bacia vertente, depois de erodidos, passam por outros fenômenos físicos (retardo, retenção, ...) fazendo com que sua quantidade seja diferente quando alcançam o curso d'água. Para levar em conta esta diferença, faz-se uma correção através de uma taxa de emissão (Sediment Delivery Ratio), a qual costuma ser avaliada como uma pequena percentagem obtida relacionando o sedimento produzido até uma determinada estação de medição na bacia vertente e o total do solo erodido a montante desta estação.

O transporte, a permanência ou a deposição dos sedimentos na superfície da vertente ou na calha do rio depende da relação entre a capacidade de transporte do escoamento e a descarga de abastecimento. É sobre esta parte

da interação água-sedimento que estão focalizados os objetivos deste estudo.

Os problemas de erosão e sedimentação advindos da quebra do ciclo hidrosedimentológico natural, impõem a adoção de medidas de proteção, controle e prevenção que aumentam os custos dos projetos de aproveitamento dos recursos hídricos.

Em países com uma agricultura altamente desenvolvida e com o uso de práticas de conservação do solo, 3×10^9 m³ de sedimento são removidos anualmente pelo escoamento superficial e se estima que 1/3 dele atinja os reservatórios feitos pelo homem. O custo para remover aproximadamente 1/8 do total dos sedimentos chega a 500-600 milhões de dólares anuais, não incluindo o custo de danos ao solo agrícola vel (RAKÓCZI-1975).

Alguns estudos de viabilidade econômica dos projetos de engenharia levam em conta os custos dos trabalhos com a reparação dos danos provenientes da sedimentação. BROWN (1948) apresentou uma estimativa dos custos dos prejuízos médios anuais causados pela sedimentação nos Estados Unidos da América (tabela 1.1).

Os índices apresentados nesta tabela são uma indicação das proporções que assume o problema da sedimentação no contexto da exploração dos recursos hídricos para benefício do homem. Tendo em vista que, em última análise, é a sociedade que paga pelos mencionados prejuízos, tanto na forma de privar-se temporariamente dos benefícios advindos do uso dos mananciais de água como no pagamento de impostos e taxas ou na alocação de mais recursos aos serviços atingidos pela sedimentação em detrimento de outros, urge a necessidade de reduzir ao mínimo aqueles inconvenientes. Desta forma abre-se a porta para a pesquisa em torno do assunto.

TABELA 1.1 - Custo aproximado dos prejuízos
causados pela sedimentação.
(BROWN, 1948)

Tipo de prejuízo	Custo aproximado
1. Inutilização de terras cultiváveis	US\$ 50 milhões
2. Sedimentação em reservatórios de múltiplos usos	US\$ 50 milhões
3. Manutenção dos sistemas de drenagem	US\$ 17 milhões
4. Manutenção dos sistemas de irrigação	US\$ 10 milhões
5. Dragagem das vias de navegação	US\$ 12 milhões
6. Purificação das águas devido ao excesso de turbidez	US\$ 5 milhões
7. Remoção dos sedimentos depositados em rodovias e propriedades	US\$ 20 milhões
8. Reparos em rodovias, linhas de comunicação, turbinas	US\$ 11 milhões
TOTAL	US\$175 milhões

1.2. CAPACIDADE DE TRANSPORTE

A capacidade de transporte de um escoamento é definida como a máxima descarga sólida que pode ser transportada sem alterar a forma da seção transversal do leito. Sua determinação é um dos objetivos principais da mecânica fluvial. O conhecimento da descarga sólida de um trecho de rio e de sua capacidade de transporte permite o conhecimento das modificações que ocorrem no leito: erosão, transporte em equilíbrio ou depósito.

O balanço sedimentológico em um curso d'água, normalmente indica um equilíbrio, sem a ocorrência de erosões e depósitos. Contudo, vários fatores, tanto naturais como provocados pelo homem, podem contribuir para perturbar o frágil equilíbrio entre as variáveis envolvidas e conduzir à erosão ou ao depósito ao longo de trechos. Na verdade, rios em equilíbrio constituem mais uma exceção do que uma regra. Deve-se entender que um curso d'água tem um comportamento dinâmico, ajustando sua configuração, declividade e dimensões em função das perturbações introduzidas, propagando seus efeitos a longas distâncias.

As modificações sofridas por um leito aluvial resultam da ação de dois grupos de variáveis: o primeiro afetando o suprimento do sedimento à corrente e o outro afetando a capacidade da corrente em transportá-lo. Uma análise do segundo grupo de variáveis resulta numa série de equações que procuram retratar a capacidade de transporte de equilíbrio, isto é, a máxima carga de sedimentos que um canal ou curso d'água natural pode transportar sob certa condição hidráulica.

O depósito em um trecho do curso d'água ocorre quando a descarga de abastecimento (volume de sedimentos que entra) é maior do que a capacidade de transporte do escoamento. Consequentemente, parte do sedimento é transportada e parte (o excesso) se deposita, elevando a superfície do fundo.

A erosão ocorre, se possível, quando o volume de sedimento que entra no trecho é inferior à capacidade de transporte do escoamento. O volume extra de sedimento necessário para satisfazê-la é obtido através da erosão do fundo e das margens, provocando rebaixamento do leito e alargamento da seção transversal.

As equações de transporte de sedimentos procuram retratar a capacidade de transporte do escoamento e foram desenvolvidas para condições especiais em laboratórios. Em geral, utilizam variáveis hidráulicas dependentes como a profundidade ou velocidade média, que sofrem influências do tipo de configuração do fundo, das mudanças de rugosidade, da qualidade da água transportada (limpa ou mistura água-sedimento) e de imposições da natureza como a declividade e a aceleração da gravidade. Discrepâncias são observadas ao se aplicar estas fórmulas e ao se comparar os resultados obtidos com os medidos na natureza. O uso da equação em condições diferentes daquelas em que foi gerada, a não verificação da hipótese de saturação do escoamento ou o emprego impróprio de uma variável dependente podem ser causas destas diferenças.

A avaliação da capacidade de transporte por ar - raste através do emprego de variáveis independentes, como a vazão e a declividade média do curso d'água, frequentemente traz vantagens, pela certeza da independência entre estas variáveis.

Pretende-se, neste estudo, avaliar a capacidade máxima de transporte de um escoamento sobre fundo móvel através da observação do início de depósito (saturação do escoamento) relacionando-o com uma variável independente : a potência unitária do escoamento (YqI).

1.3. OBJETIVOS DESTE ESTUDO

O primeiro objetivo deste estudo consiste em definir as condições hidráulicas em que ocorre o início de depósito dos sedimentos transportados pelo escoamento nas calhas dos cursos d'água.

Em seguida, relacionar o início de depósito (sa

turação do escoamento) com a potência unitária do escoamento naquele momento, de forma a permitir a determinação da sua capacidade máxima de transporte.

Finalmente, já que estudos semelhantes, a fundo fixo, foram feitos no IPH por COSTA (1974), ALMEIDA (1980) e GARCIA (1983), procurou-se comparar os resultados. Para tanto foram estudadas as areias 0,77mm, 1,22mm e 1,98mm que coincidem com os diâmetros adotados por aqueles autores.

Como decorrência dos objetivos anteriores, foi testada a eficiência do uso de uma variável independente, como a vazão unitária e a declividade do fundo reunidas na potência do escoamento, para sintetizar o comportamento do material de fundo em termos de repouso ou movimento.

RELEVÂNCIA DO TRABALHO

Os resultados oriundos deste estudo experimental permitem a quantificação da máxima descarga sólida, que um escoamento pode transportar em canais de areia, sem que haja modificações sensíveis no seu perfil de fundo. Se conhecermos as condições hidráulicas (vazão, declividade e profundidade) de um trecho de canal aluvial, bem como a quantidade de sedimento que nele é transportada, pode-se comparar a descarga sólida de abastecimento com a capacidade máxima de transporte do escoamento e obter as modificações que o fundo do canal sofrerá. Pode-se então, analisar as repercursões que uma derivação, uma captação de água, um barramento, etc..., causam num trecho de canal aluvial, uma vez que modificam a descarga sólida de abastecimento deste trecho e/ou a vazão líquida que nele passa.

..... CAPÍTULO II

..... FORMAÇÃO DOS DEPÓSITOS SOBRE LEITO MÓVEL

2.1. CARACTERÍSTICAS DO ESCOAMENTO SOBRE LEITO MÓVEL

Considerando um canal de fundo móvel constituído por material não coesivo, com uma certa declividade, escoando em movimento permanente e uniforme, sobre o qual serão observados seus comportamentos à ação de vazões crescentes. Para as vazões baixas o fundo permanece estacionário. Esta condição de escoamento é semelhante a que ocorre em fundo fixo. Contudo, se a vazão é aumentada de um certo valor, começa a ocorrer um movimento discretizado e aleatório das partículas individuais do leito. Em outras palavras, a condição de escoamento é tal que provoca o início do movimento das partículas do fundo. Esta condição é conhecida como condição de movimento incipiente das partículas de sedimento.

O início e a manutenção do movimento do sedimento depende das forças hidrodinâmicas que se desenvolvem pela ação do escoamento e, ao interagir com as paredes do canal, impõem deformações em seu perfil.

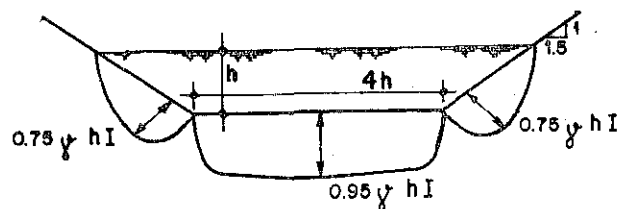


Figura: 2.1 — Distribuição das forças hidrodinâmicas segundo LANE (1953).

A primeira e principal diferença entre um canal de fundo fixo e um de fundo móvel reside na possibilidade de erosão deste último. As modificações da seção transversal e do perfil longitudinal sofridas por um leito móvel são constituídas por uma sucessão de mini-erosões e mini-depósitos que vão constituir as configurações de fundo do canal.

Em fundo fixo, a resistência ao escoamento é devida apenas a rugosidade dos grãos que constituem o fundo do canal, a qual resulta da ação do escoamento sobre sua superfície e da formação de redemoinhos na esteira de cada grão.

Em fundo móvel, a resistência ao escoamento é afetada de diversas maneiras pelo movimento dos grãos. O mais importante destes efeitos ocorre devido ao descolamento dos filetes líquidos nas formas de fundo criadas no leito do canal como resultado do transporte dos sedimentos. Para se conhecer o comportamento de um escoamento sobre leito móvel, além de considerar as condições hidráulicas como: profundidade, declividade e velocidade, deve-se considerar as propriedades do fluido, as propriedades do sedimento e as condições de turbulência do escoamento.

Desde que o tamanho e a forma das deformações mudam constantemente com modificações da vazão, pode-se esperar grandes variações na resistência do canal.

Muitos estudos foram realizados visando estabelecer as relações entre velocidade média, profundidade, declividade e tamanho do sedimento com a resistência do canal aluvial. Entre eles estão os trabalhos de EINSTEIN e BARBAROSSA (1952), LIU-HWANG (1961), ENGELUND (1966) e VAN RIJN (1984).

Pelo citado anteriormente é de se prever que um escoamento sobre leito móvel, constituído pelo mesmo diâmetro

tro de sedimento e declividade que em um leito fixo, necessita de maior vazão (ou maior potência do escoamento) para transportar uma mesma quantidade de sedimento.

A capacidade de um fundo móvel sofrer deformações, constituindo as configurações de fundo, conduz a um aumento na dissipação de energia do escoamento, consumindo parte da energia que seria utilizada no transporte sólido. O conhecimento do tipo de configuração de fundo facilita a determinação das necessidades energéticas do escoamento. Várias formas de fundo aparecem em um leito erodível de acordo com as características do material que constitui o leito e das condições hidráulicas, como consequência da interação entre o escoamento e a carga de sedimentos. As configurações de fundo podem ser classificadas em: ondulações, dunas, leito plano, transição e anti-dunas.

Crítérios para a determinação do tipo de configuração de fundo em função de parâmetros adimensionais do escoamento tem sido estabelecidos por diversos pesquisadores. ALBERTSON e outros (1958) relacionaram o número de Reynolds da partícula com a relação entre a velocidade de cisalhamento e a velocidade de sedimentação (figura 2.2). CHABERT e CHAUVIN (1963), em trabalho desenvolvido no LNH Chatou, estabeleceram as formas de fundo como função da tensão de cisalhamento sobre o fundo e o número de Reynolds da partícula (figura 2.3). ZNAMENSKAYA (1965) sugeriu um diagrama que relaciona o número de Froude do escoamento com o adimensional velocidade média sobre a velocidade de sedimentação (figura 2.4). ENGELUND e HANSEN (1967) classificaram as formas de fundo através de um diagrama construído a partir do relacionamento entre o número de Froude do escoamento e o número adimensional razão da velocidade média sobre velocidade de cisalhamento.

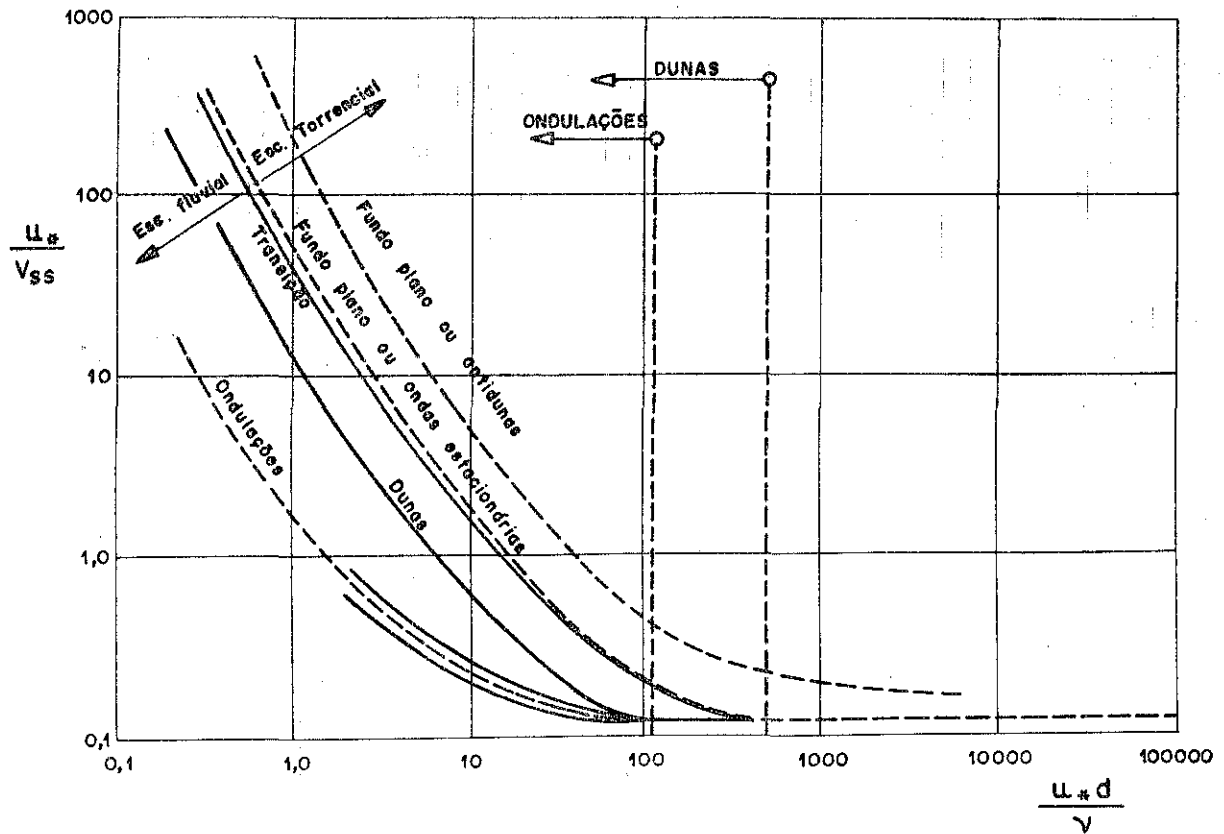


Figura : 2.2 — Deformações de um leito aluvial segundo ALBERTSON e outros (1958).

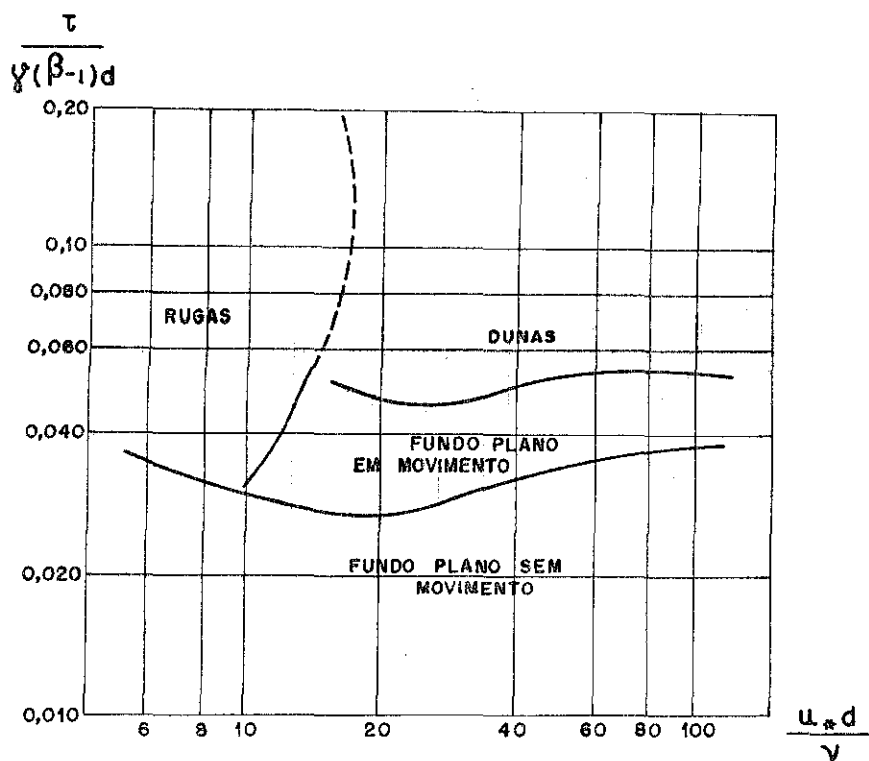


Figura: 2.3 — Deformações de um leito aluvial segundo o LNH CHATOU (1963).

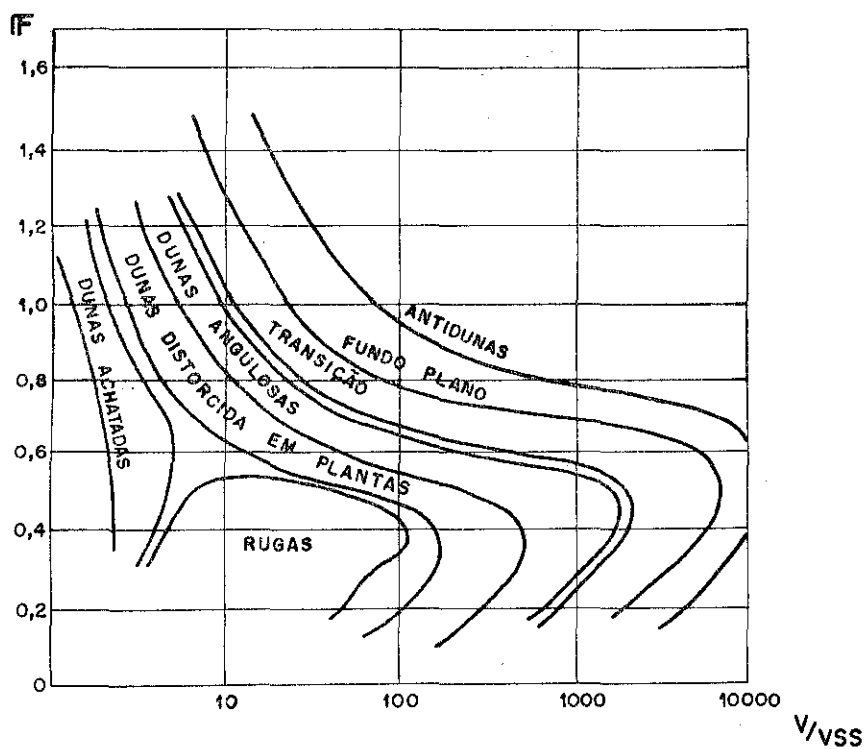


Figura: 2.4 — Deformações de um leito aluvial segundo ZNAMENSKAYA (1965).

2.2. MECÂNICA DO TRANSPORTE E DO DEPÓSITO

A água que escoá sobre um fundo de natureza sedimentar exerce força sobre os grãos. Estas forças tendem a movimentar os sedimentos. As forças que resistem à ação do escoamento dependem das propriedades do material que constitui o fundo. Se o fundo é constituído por areia ou pedregulho, a força resistiva é o peso. No caso de argilas e siltes, a oposição ao movimento é feita principalmente pela coesão.

As forças que agem sobre uma partícula mergulhada numa massa líquida em movimento são o peso submerso da partícula, a força de sustentação e a força de arraste (figura 2.5).

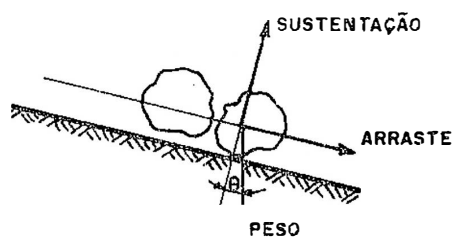


Figura : 2.5 — Força que agem numa partícula mergulhada num escoamento

A força de sustentação age no sentido oposto a ação da gravidade, forçando a subida da partícula. A força de arraste impulsiona a partícula no mesmo sentido do escoamento.

Da relação entre estas três forças surgem os tipos de transporte sólido. Quando a força de sustentação equilibra a da gravidade, a partícula desloca-se para ju-

sante flutuando no meio do prisma líquido, há o transporte por SUSPENSÃO. Quando o peso da partícula supera a força de sustentação, esta desce até o fundo e, sob a ação da força de arraste, desloca-se para jusante.

O transporte por arraste pode ocorrer de três maneiras: deslizamento, rolamento e saltação (figura 2.6).

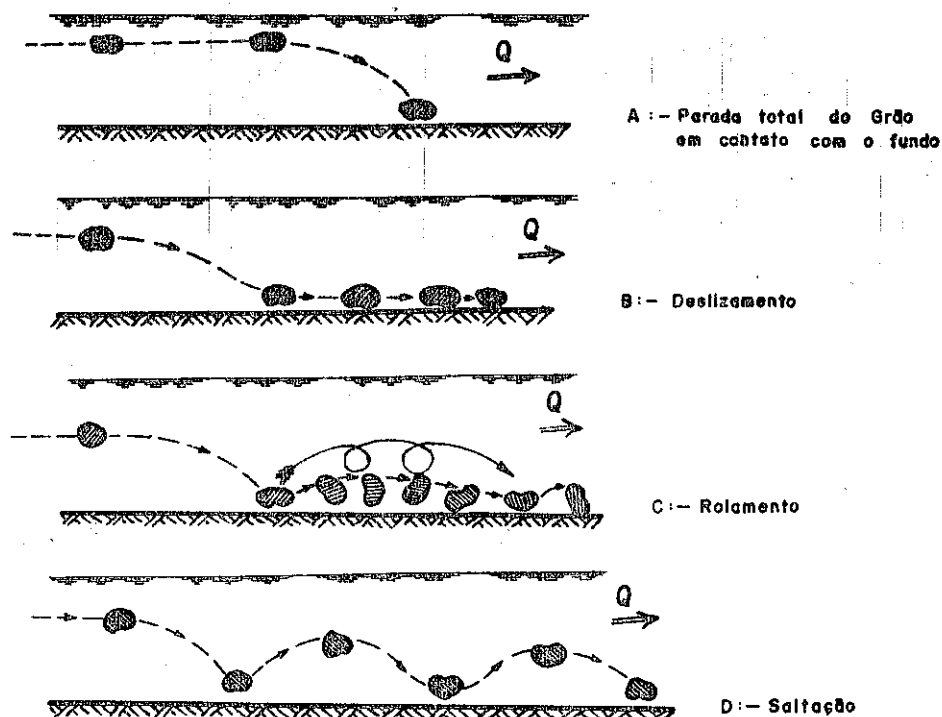


Figura :2.6 — Movimentos executados pelo grão.

O deslizamento ocorre quando a partícula escorrega por sobre o leito. É próprio dos grãos de forma lamelar (disco) e leitos pouco irregulares.

O rolamento, característico dos grãos de forma esférica, ocorre quando a partícula gira em torno de um eixo horizontal, deslocando-se sobre o leito.

Na saltação, mediante interação entre as forças de sustentação e arraste, a partícula percorre sua trajetõ

ria aos pulos. Parte do tempo ela está em suspensão, parte em contato com o fundo.

Considerando um conjunto de grãos movendo-se sobre o fundo, observa-se que as partículas não permanecem indefinidamente em movimento, mas repousam após haverem percorrido um trecho. Isto ocorre devido à aleatoriedade das forças de sustentação e de arraste. Este repouso pode ser temporário ou permanente. A situação de parada total do grão junto ao leito chama-se DEPÓSITO.

Um escoamento sobre fundo móvel, recebendo a injeção de uma descarga sólida, apresenta um movimento das partículas totalmente desordenado. Ao mesmo tempo que alguns grãos param, outros entram em movimento. As paradas podem ser de curta duração ou mais demoradas; os deslocamentos podem ocorrer em longas ou pequenas distâncias. Num análise global do movimento executado pelas partículas injetadas e pelas do fundo, três situações podem ocorrer em função da relação entre grãos parados e em movimento: erosão, depósito e equilíbrio.

Na EROSAO, o leito é rebaixado, uma vez que o movimento dos grãos é generalizado. No DEPÓSITO, ocorre o aparecimento de uma camada de sedimentos cobrindo a superfície do leito, produzindo uma elevação. No EQUILÍBRIO há uma troca entre partículas, permanecendo o fundo estável.

Analisando as três situações de transporte em termos de energia disponível pode-se dizer:

- a. na EROSAO há um excesso de energia. Parte da energia do escoamento irá transportar o material injetado e o excesso irá ser dissipado com o rebaixamento do fundo;

- b. no DEPÓSITO há falta de energia. A quantidade de material injetado é superior a que o escoamento pode transportar. O excesso de sedimento irá se depositar;
- c. no EQUILÍBRIO, a energia do escoamento é a necessária para o transporte do material injetado. O fundo permanece estável, havendo apenas troca de partículas.

O limite da situação de depósito corresponde à situação de equilíbrio com a saturação do escoamento, indicando a vazão onde se inicia a parada dos grãos. Como critério experimental para sua determinação é tomado o levantamento do perfil longitudinal do canal.

2.3. PARÂMETROS QUE REGEM A MECÂNICA FLUVIAL

Os movimentos executados pelas partículas, conforme descritos anteriormente, bem como a quantidade do material transportado ou depositado sob uma série de condições é o resultado da interação de quatro grupos de parâmetros. No primeiro grupo estão os parâmetros que caracterizam o sedimento, no segundo, aqueles que caracterizam o fluido e no terceiro e no quarto, aqueles que caracterizam o escoamento e o leito do canal, respectivamente. A análise a seguir será útil para a compreensão do fenômeno estudado e o estabelecimento dos parâmetros adimensionais que o representará.

a. Parâmetros que caracterizam o sedimento:

diâmetro do grão	d	(L)
massa específica	ρ_s	(ML^{-3} ou $FT^{-2}L^{-4}$)
descarga sólida unitária em volume	q_v	(L^2T^{-1})

b. Parâmetros que caracterizam o fluido:

viscosidade dinâmica μ $(ML^{-1}T^{-1})$ ou (FT^2L^{-1})
 massa específica ρ (ML^{-3}) ou (FT^2L^{-4})

c. Parâmetros que caracterizam o escoamento:

aceleração da gravidade g (LT^{-2})
 altura d'água h (L)
 ou velocidade média V (LT^{-1})
 ou descarga líquida unitária .. q (L^2T^{-1})

d. Parâmetros que caracterizam o leito do canal:

declividade I $(-)$
 rugosidade do fundo df (L)
 (como função do diâmetro do material
 do fundo).

No presente estudo, o sedimento transportado pelo escoamento é idêntico ao que constitui o fundo do canal ($d = df$).

A obtenção da relação entre os diversos parâmetros que representam o fenômeno estudado é feita com o auxílio da análise dimensional. A aplicação do TEOREMA DE BUCKINGHAM permite obter grupos adimensionais, com significado físico bem definido (número de Reynolds, de Froude,...) cujo comportamento será obtido experimentalmente.

A. Relações adimensionais em função de variáveis dependentes.

A.1. Se o escoamento é definido por h, g, I :

$$q_v = f_1 (h, g, I, \rho, \mu, \rho_s, d) \quad (2.1)$$

mas ghI aparecem na expressão da velocidade de cisalhamento

u_* ($u_* = \sqrt{ghI}$). Então a relação acima pode ser expressa por:

$$q_v = f_1 (u_*, g, h, \rho, \mu, \rho_s, d) \quad (2.2)$$

Aplicando o teorema de BUCKINGHAM (teorema dos π) e fazendo $\nu = \mu/\rho$ obtêm-se:

$$\frac{q_v}{u_* d} = f_2 \left(\frac{u_* d}{\nu}, \frac{\rho_s}{\rho}, \frac{u_*^2}{gd} \right) \quad (2.3)$$

onde $\frac{u_* d}{\nu}$, $\frac{u_*^2}{gd}$ e $\frac{\rho_s}{\rho}$ são conhecidos, respectivamente, como número de Reynolds (R_*) e de Froude (F_*) da partícula e densidade do sedimento (β).

Estes agrupamentos adimensionais podem ser interpretados como:

$\frac{u_* d}{\nu}$: reflete a influência da exposição do grão ao escoamento turbulento, mostrando a influência da viscosidade sobre o movimento do grão.

$\frac{\rho_s}{\rho}$: representa a influência da massa específica do grão, caracterizando a força de inércia que atua sobre a partícula.

$\frac{u_*^2}{gd}$: caracteriza a razão entre a força exercida pelo escoamento sobre a partícula sólida e a força de resistência ao movimento representada pelo peso submerso do grão.

Agrupando os parâmetros da relação (2.1) e fazendo $\gamma = \rho g$ chega-se a:

$$\frac{q_v}{v} = f_3 \left(\frac{\gamma h I}{\rho_s (\nu g)^{2/3}}, \frac{dg^{1/3}}{v^{2/3}}, \frac{\rho_s}{\rho} \right) \quad (2.4)$$

onde apareceu a tensão de cisalhamento ($\tau = \gamma h I$) exercida pelo escoamento sobre o leito e o diâmetro do sedimento associado, uma vez que $d_f = d$, a rugosidade do leito.

SHIELDS (1936), realizando experiências para de terminar a função de início de movimento, agrupou os dois últimos parâmetros da relação (2.3). Obteve uma curva (diagrama de SHIELDS) definida no plano:

$$\frac{1}{\psi} = \frac{u_*^2}{gd(\beta-1)} = \frac{\tau}{\gamma(\beta-1)d} \quad e \quad (2.5)$$

$$\frac{u_* d}{\nu}$$

que fixa o limite da erosão. (figura 2.10).

Partindo das mesmas variáveis para a definição do escoamento (2.1), YALIN (1972) passou a expressar o escoamento por u_* , h , I . Por análise dimensional chega a seguinte relação:

$$\frac{q_s}{\rho u_*^3} = f \left(\frac{\mu u_*}{\gamma_s d^2}, \frac{u_*^2}{\gamma_s d}, \frac{\rho_s u_*^2}{\gamma_s d}, \frac{h}{D} \right) \quad (2.6)$$

Segundo o autor, o agrupamento h/d não intervêm nos fenômenos que ocorrem junto ao leito. Fazendo um novo arranjo na expressão (2.6):

$$\frac{q_v \cdot g}{u_*^3} = f \left(\frac{\rho_s}{\rho}, \frac{u_* d}{\nu}, \frac{\rho u_*^2}{(\rho_s - \rho)gd} \right) \quad (2.7)$$

cuja interpretação dos agrupamentos do 2º membro da equação (2.7) já foi citada anteriormente.

A.2. Se o escoamento for definido por V, g, I :

$$q_v = f(V, g, I, \rho, \mu, \rho_s, d) \quad (2.8)$$

aplicando o teorema de BUCKINGHAM obtêm-se:

$$\frac{q_v}{v} = f\left(\frac{\rho}{\rho_s}, I, \frac{V}{(vg)^{1/3}}, \frac{dg^{1/3}}{v^{2/3}}\right) \quad (2.9)$$

B - Relações adimensionais em função de variáveis independentes

B.1. Se o escoamento for definido por q, g, I :

$$q_v = f(q, g, I, \rho, \mu, \rho_s, d) \quad (2.10)$$

aplicando o teorema dos π obtêm-se:

$$\frac{q_v}{v} = f\left(\frac{\rho}{\rho_s}, \frac{q}{v}, I, \frac{d(gp^2)^{1/3}}{\mu^{2/3}}\right) \quad (2.11)$$

agrupando $I, \rho/\rho_s, q/v$ chega-se a:

$$\frac{q_v}{v} = f\left(\frac{\gamma q I}{\gamma_s v}, \frac{dg^{1/3}}{v^{2/3}}\right) \quad (2.12)$$

Pelo acima exposto, nota-se que existem diversas maneiras de se abordar o problema e as fórmulas de capacidade de transporte mostradas mais adiante, apresentam

os mais diversos grupos adimensionais. Entretanto, as expressões desenvolvidas pelos diversos pesquisadores enquadram-se, direta ou indiretamente, em algumas das abordagens aqui feitas.

2.4. ESTUDOS SOBRE DEPÓSITO DE GRÃOS ISOLADOS

Diversas pesquisas tem sido realizadas com o objetivo de encontrar relações entre as variáveis que caracterizam o escoamento e o movimento dos grãos sobre o fundo. Dois estudos bastante significativos são os realizados por HJULSTROM (1935) e MENARD (1950) que adotaram a velocidade do escoamento como a variável que define o comportamento dos grãos isolados.

São caracterizadas duas velocidades distintas:

- VELOCIDADE DE COMPETÊNCIA que é a velocidade média do escoamento necessária para arrancar os grãos de sua posição inicial.
- VELOCIDADE DE DEPÓSITO que é a velocidade média do escoamento que permite ao grão cessar seu movimento, depositando-se no fundo.

Entre estas velocidades encontra-se uma faixa na qual o escoamento tem a capacidade de transportar o sedimento sem causar erosões no leito.

HJULSTROM (1935) apresenta os resultados de pesquisas com grãos isolados movimentando-se sobre um fundo plano, verificando a velocidade de competência e de depósito. Propôs um gráfico mostrando nas abcissas o diâmetro do sedimento e nas ordenadas a velocidade do escoamento. Adotou a velocidade média do escoamento, uma vez que a velocidade junto ao fundo é de difícil medição (figura 2.7).

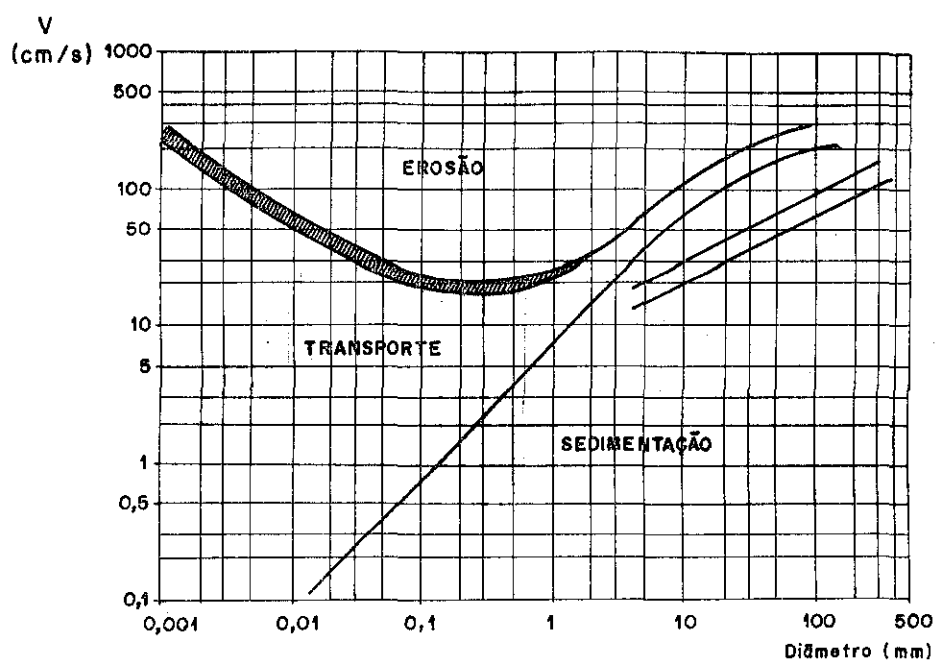


Figura : 2.7 — Erosão e deposição de grãos isolados segundo HJULSTROM (1935).

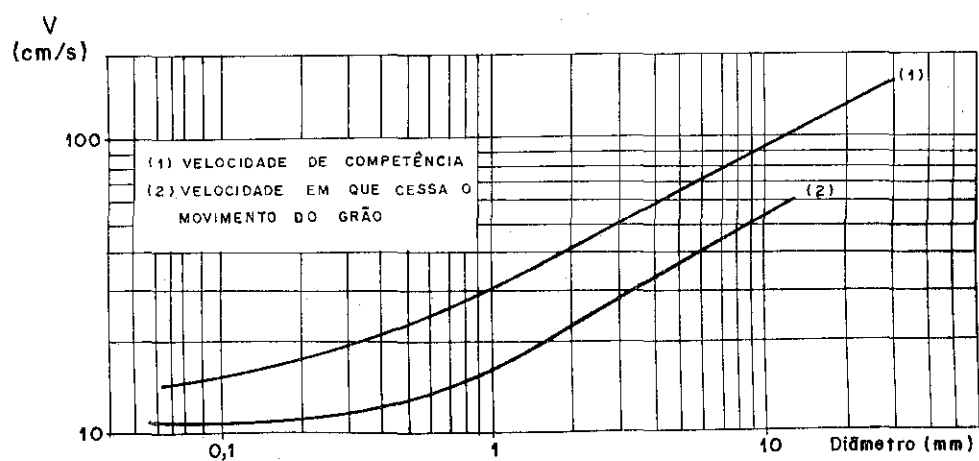


Figura : 2.8 — Velocidade de início e parada de movimento do grão segundo MENARD (1950).

MENARD (1950) realizou estudo semelhante, mostrando a relação entre velocidade do escoamento e diâmetro do grão. Analisando a velocidade de depósito nota-se que mesmo os menores diâmetros depositam-se. A curva de velocidade de depósito é assintótica ao eixo onde está representado os diâmetros, indicando a velocidade limite de 10cm/s, para a qual até a areia mais fina se deposita (figura 2.8).

2.5. ESTUDOS DO DEPÓSITO DE UMA MASSA DE GRÃOS

O estudo do depósito de um conjunto de grãos pode ser abordado sob dois enfoques:

- a. estudo indireto
- b. estudo direto.

No estudo indireto, a capacidade de transporte do escoamento é avaliada através de expressões que relacionam as características hidráulicas com a quantidade de material sólido transportado. O depósito ocorrerá quando a capacidade de transporte for excedida.

No estudo direto, avalia-se as condições hidráulicas que correspondem à formação do depósito, na qual ocorre a saturação do escoamento e a capacidade de transporte é excedida. No limite, se a condição hidráulica escolhida for a vazão, a vazão de início de depósito indicará a capacidade de transporte máxima do escoamento para um dado diâmetro do sedimento, declividade e descarga sólida.

2.5.1. Estudo indireto da formação de depósito de uma massa de grãos.

2.5.1.1. Generalidades

O conceito de capacidade de transpor-

te é entendido pelos estudiosos da mecânica fluvial como sendo a maior quantidade de matéria sólida de um determinado diâmetro que um escoamento tem condições de transportar.

Da relação entre a capacidade de transporte e a disponibilidade de sedimentos dependem as modificações do leito aluvial:

- a. Se em um dado instante, um curso d'água tem a sua disposição um volume de sedimentos menor do que a sua capacidade de transporte, todo este material será transportado para jusante e existirá uma tendência de rebaixamento do leito para, através da EROSAO, usar plenamente a capacidade de transporte.
- b. Se a quantidade do material disponível for maior do que a capacidade de transporte, somente uma parcela dele será transportada. O excesso será deixado para atrás, elevando o leito e constituindo os DEPÓSITOS.
- c. Caso o volume de sedimento disponível seja quase igual à capacidade de transporte, a situação de EQUILÍBRIO é atingida e o leito permanece estável.

O movimento do material de fundo tem sido objeto de diversos estudos analíticos e experimentais. A principal dificuldade encontrada na medição ou na estimativa do transporte de fundo é a descontinuidade de seu movimento. Os grãos de areia em contato com o leito movem-se súbita e desordenadamente por rolamento ou deslizamento, com períodos de movimento sendo seguidos por períodos de repouso. Como resultado, uma análise estatística de um grande número de medições é necessária para se obter uma boa estimativa da quantidade de sedimentos transportada pelo escoamento.

A distinção entre o transporte por arraste e por suspensão tende a desaparecer a favor de um conceito mais amplo, que engloba os dois tipos de transporte, chamado transporte total do material de fundo.

As fórmulas de capacidade de transporte são expressões que associam os parâmetros hidráulicos do escoamento a parâmetros que caracterizam os materiais que cobrem o fundo do canal. A maioria delas foi estabelecida a partir de dados de laboratório, sob a condição de movimento permanente uniforme. Seu uso é difícil, uma vez que são numerosas, os resultados diferem bruscamente e muito pouco é conhecido acerca da aplicação destas descrições matemáticas do fenômeno de transporte sólido às condições de campo.

As fórmulas de transporte podem ser classificadas segundo a forma de expressar a descarga sólida (BORDAS, 1973) em função:

- da atuação da tensão de cisalhamento sobre o leito;
- do mecanismo de turbulência;
- das trocas de energia entre o leito e a massa líquida em movimento;
- das características globais (macroscópicas) do escoamento;
- de um enfoque estocástico.

2.5.1.2 - Fórmulas de capacidade de transporte

Segundo a classificação citada anteriormente, as fórmulas de transporte sólido são apresentadas na tabela 2.1.

Os diagramas e gráficos necessários para a apli

cação destas equações são apresentados após a tabela 2.1.

Apenas as fórmulas de KALINSKE (1947), MEYER-PETER e MÜLLER (1948), EINSTEIN-BROWN (1950), BAGNOLD (1966) e ENGELUND e HANSEN (1967) serão descritas mais detalhadamente, por serem aplicadas nas comparações com os dados experimentais obtidos.

a. KALINSKE (1947)

KALINSKE (1947) considera que o movimento dos sedimentos ocorre quando as forças exercidas pelo escoamento atingem um valor crítico. As variações de pressão e a turbulência do escoamento fazem com que estas forças flutuem em torno de um valor médio. Considera, então, o transporte por arraste como uma função do número, tamanho e velocidade média das partículas em movimento.

$$\frac{q_v}{u_* d} = 10 \left(\frac{\tau}{\gamma(\beta-1)d} \right)^2 \quad (2.13)$$

onde q_v é a descarga sólida em volume por unidade de largura, u_* é a velocidade de cisalhamento do escoamento, d é o diâmetro do sedimento, τ é a tensão de cisalhamento do escoamento, β é a densidade do sedimento e γ é o peso específico do fluido. (ver figura 2.11).

b. MEYER-PETER e MÜLLER (1948)

Baseados na hipótese de que parte da energia que está animando o líquido em movimento é usada para o transporte do material de fundo e a outra parte é usada para o transporte líquido e que parâmetros semelhantes governam o início do movimento e do transporte dos sedimentos, MEYER-PETER e MÜLLER (1948) apresentaram a seguinte expressão:

TABELA 2.1 - FÓRMULAS DE CAPACIDADE DE TRANSPORTE

Classificação	Autor	Fórmula	Uso da fórmula			Condições experimentais de obtenção
			Diam.	Diagrama	Condição de aplicação	
TENSÃO DE CISALHAMENTO	DU BOYS (1879)	$q_s = \psi \tau (\tau - \tau_c)$	d_{50}	para ψ e τ_c ver fig.2.9		movimento do material em camadas sucessivas
	SHIELDS (1936)	$q_s = 10 q_l \frac{(\tau - \tau_c)}{(\beta - 1) \tau_c^2 d_{50}}$	d_{50}	para τ_c ver fig.2.10	fundo liso (não deformável) sem suspensão	$1.06 < \gamma_s/\gamma < 4.20$ $1.7mm < d < 2.5mm$ dunas pouco acentuadas $0.4m < B < 0.8m$ erro $> 200\%$
	MEYER-PETER e MULLER (1948)	$\frac{q_s}{\tau_c} \left(\frac{K_T}{K_S} \right)^{3/2} \gamma h I - 0.047 (\gamma_s - \gamma) d_m = 0.25 + \left(\frac{\gamma}{g} \right)^{1/3} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{2/3} q_s^{2/3}$	$d_m = \frac{\Sigma d \cdot \Delta p}{100 K_S}$	diagrama de Moody para avaliar K_F/K_S	sem suspensão $1/\psi < 1$ $Re_* > 70$	$0.15 < B < 2.00m$ $4\% < I < 2\%$ $1cm < h < 1.20m$ $0.4mm < d < 30mm$ $S = S' + S''$
	YALIN (1963)	$a \left(\frac{\tau_0}{\tau_c} - 1 \right) - \frac{1.575 a q_t}{\gamma_s u_* d} = \ln \left[1 + a \left(\frac{\tau_0}{\tau_c} - 1 \right) \right]$ $a = 2.45 \left(\frac{\rho_s}{\rho} \right)^{0.4} (\tau_{*c})^{0.5} 1/\psi_c$	d_m		leito plano sedimento uniforme	rios: $0.25mm < d < 0.90mm$ canais: $0.09mm < d < 7.0mm$
	LUQUE e BEEK (1976)	$\phi = q_s (\beta - 1) g d^3 ^{1/2}$		$\phi = f \left(\frac{1}{\psi} - \frac{1}{\psi_c} \right)$		$1.34 < \rho_s/\rho < 4.58$ $0.9mm < d < 3.3mm$
TROCAS DE ENERGIA	BAGNOLD (1966)	$\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} q_v \text{ tga} = \tau \cdot v \cdot e_b$	d_{50}	$\text{tga} = f(1/\psi)$ $e_b = f(v)$	Não divide o raio hidráulico, nem declividade Não considera formas fundo - escoamento laminar e turbulento	$d > 0.015mm$
	ENGELUND e HANSEN (1967)	$q_s = 0.05 \gamma_s v^2 \sqrt{\frac{d_{50}}{g(\gamma_s/\gamma - 1)}} \cdot \left \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) d_{50}} \right ^{3/2}$	d_{50}		leito com dunas $Re_* > 12$ $d_m > 0.15mm$ ou escoamento rápido	$0.19 < d \text{ queda} < 0.93mm$
"MACROSCÓPICAS"	SCHOKLITSCH (1934)	$q_s = \frac{7000}{d^{1/2}} I^{3/2} (q - q_c)$ $q_c = 1.944 \times 10^{-5} (d/I)^{4/3}$	d_{50}		sem suspensão leitos pedregulho	$0.3mm < d < 5.0mm$
	INGLIS-LACEY (1968)	$q_s = 0.562 \frac{(vq)}{w} \frac{1}{g d} \frac{v^2}{g} \gamma \frac{v^3}{g}$				
	PICCA (1973)	$\tau = \frac{1}{(\beta - 1)} \frac{q^{3/8} I^{13/16}}{g^{3/16} d^{15/16}}$ $q_s = \frac{1}{\gamma_s (\beta - 1)^{1/2} g^{5/16}}$ $\frac{q_s I^{3/16}}{q^{3/8} d^{25/16}}$	d_m	$q_s = f(\tau)$ ver fig. 2.14		granulometria uniforme $d_m > 0.5mm$ escoamento tridimensional
TURBULÊNCIA	KALINSKE (1947)	$\frac{q_s}{u_* d} = f \left(\frac{\tau_c}{\tau_0} \right) = 250 \frac{\tau_c}{\tau_0}$ ver fig.2.11	d_{50}	$\frac{q_s}{u_* d} = f \left(\frac{\tau_c}{\tau_0} \right)$	$1/\psi < 1$ $Re_* > 70$	
	EINSTEIN (1950)	$\frac{q_s}{\gamma_s \sqrt{(\beta - 1) g d^3}} = f \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \cdot \frac{d}{IR} \right)$ ver fig.2.12	d_{35}	$\phi_* = f(\psi_*)$		$0.785mm < d_m < 28.65mm$ tratamento probabilístico
	EINSTEIN-BROWN (1950)	$\frac{q_s}{F \sqrt{(\beta - 1) d^3}} = f \left(\frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma) d} \right)$ ver fig.2.13	d_{35}	$\phi = f(1/\psi)$	qualquer caso	$0.3mm < d < 7mm$

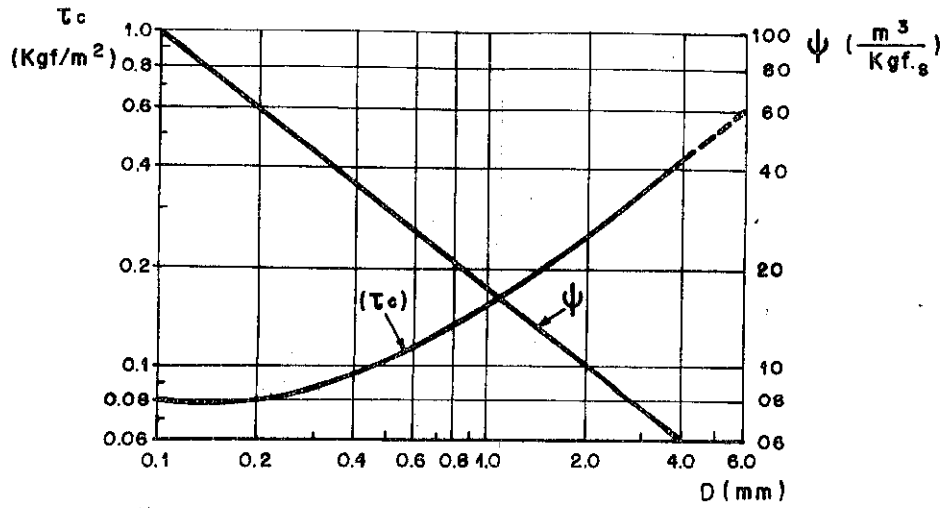


Figura:2.9 — Relação entre τ_{cr} e ψ segundo DUBOYS (1879).

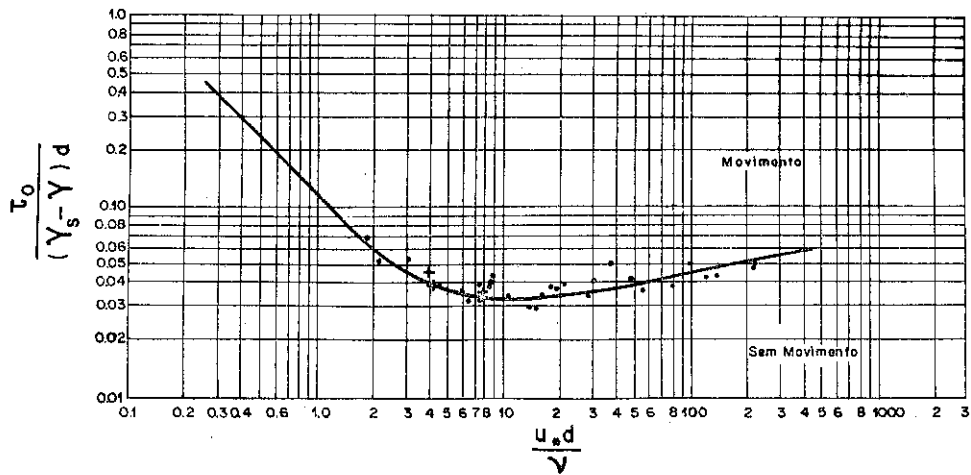


Figura: 2.10 — Diagrama de SHIELDS .

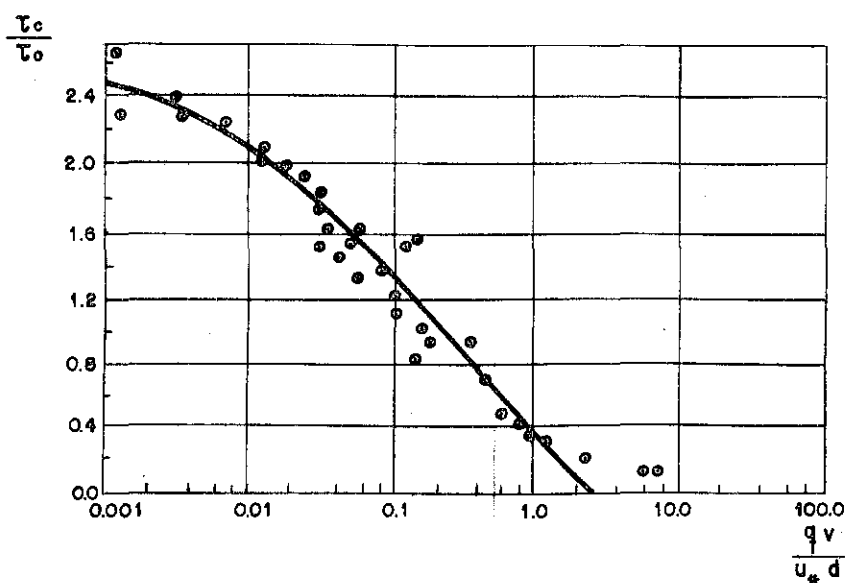


Figura: 2.11 — Equação de KALINSKE (1942) para transporte por arraste.

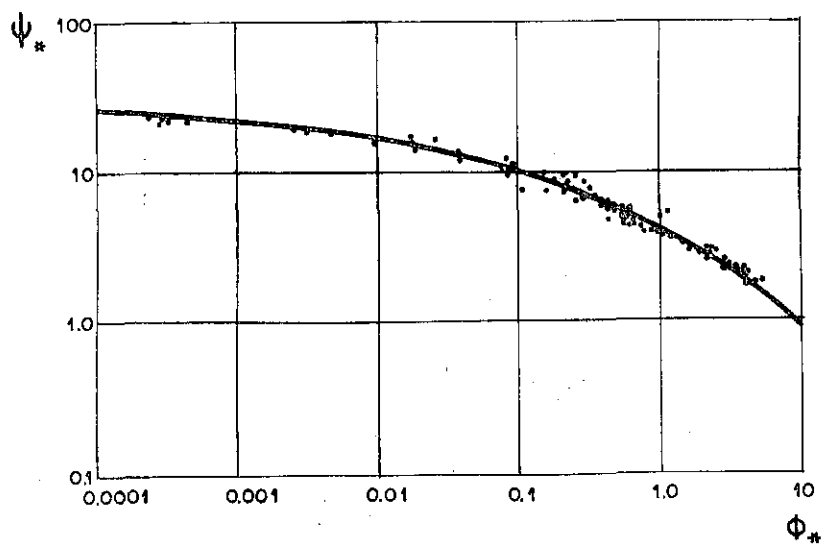


Figura : 2.12 — Relação $\phi_* - \psi_*$ segundo EINSTEIN (1942).

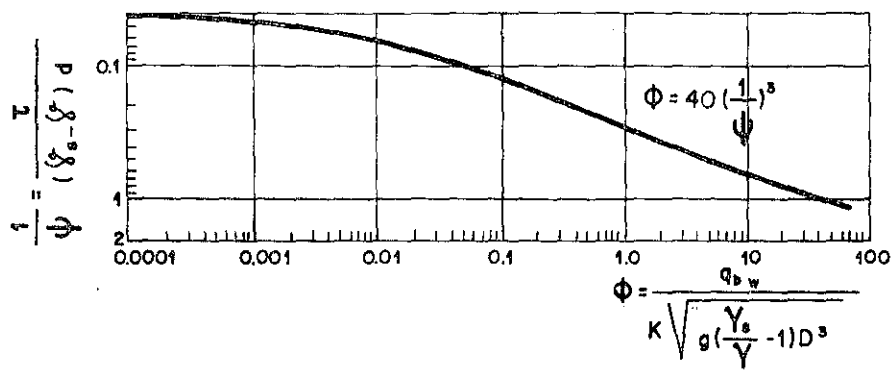


Figura: 2.13 — Função $\Phi = f(1/\psi)$ de EINSTEIN - BROWN (1950).

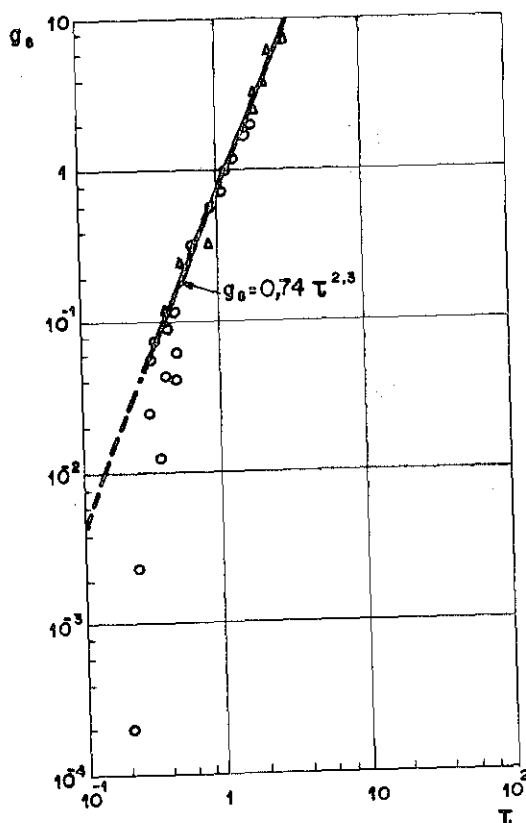


Figura: 2.14 — Resultados experimentais de MARCO PICCA (1973).

$$\gamma \frac{Q_s}{Q} \left(\frac{K_s}{K_R} \right)^{3/2} hI = 0,047(\gamma_s - \gamma)d + 0,25 \left(\frac{\gamma}{g} \right)^{1/3} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{2/3} q_s^{2/3} \quad (2.14)$$

A equação acima é dimensionalmente homogênea, pois seus membros possuem a dimensão de tensão (FL^{-2} ou $ML^{-1}T^{-2}$), podendo ser reduzida a uma diferença entre duas tensões ($\tau - \tau_c$).

O termo Q_s/Q é o coeficiente de correção do efeito das paredes. Caso o rio seja largo ($L > 10h$) pode ser desprezado.

O termo K_s/K_R é o coeficiente de correção da resistência de superfície e de forma do fundo. Pode ser determinado através de:

$$\frac{K_s}{K_R} = \frac{v}{u_*} \sqrt{\frac{f'}{8}}$$

De acordo com a equação (2.14), o transporte de sedimentos é nulo quando a tensão de cisalhamento adimensional ($\tau_* = \tau / \gamma(\beta-1)d$) tem o valor de 0,047. A quantidade $\tau_* - 0,047$ pode ser interpretada como a tensão de cisalhamento efetiva que causa o transporte por arraste.

A figura 2.15 mostra os pontos experimentais adotados por MEYER-PETER e MÜLLER e a reta de ajuste dos mesmos que originou a expressão 2.14.

Em canais com largura infinita ($L > 10h$) com fundo fixo, a equação (2.14) fica:

$$\gamma hI = 0,047(\gamma_s - \gamma)d + 0,25 \left(\frac{\gamma}{g} \right)^{1/3} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{2/3} q_s^{2/3} \quad (2.15)$$

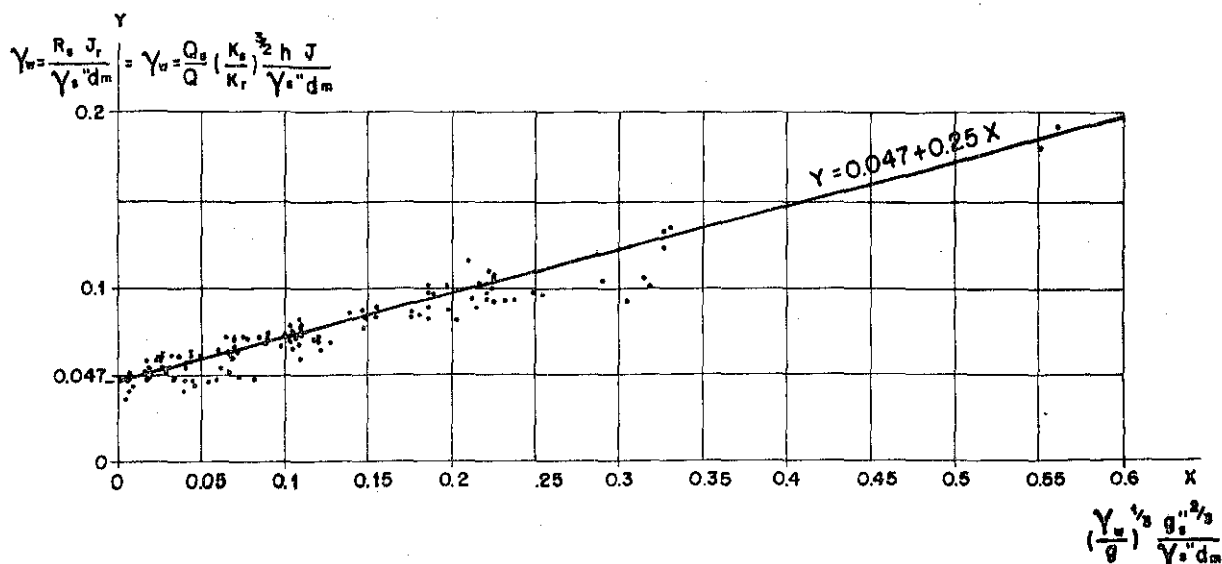


Figura: 2.15 — Dados experimentais utilizados por MEYER PETER e MULLER (1948) e reta ajustada a eles.

c. EINSTEIN-BROWN (1950)

A equação de EINSTEIN-BROWN (1950) é uma modificação do método de EINSTEIN (1942) que relaciona o transporte sólido por arraste às flutuações turbulentas do escoamento, ao invés de relacioná-lo aos valores médios das forças exercidas pelo escoamento sobre as partículas de sedimento. Conseqüentemente, o início ou o término do movimento dos sedimentos é expresso através de conceitos de probabilidade, o qual relaciona as forças hidrodinâmicas de sustentação instantâneas com o peso submerso das partículas. A função de Einstein-Brown é dada por:

$$\phi = 40 \left(\frac{1}{\psi} \right)^3 \quad (2.16)$$

onde $\phi = \frac{q_v}{w \cdot d}$ e $\frac{1}{\psi} = \frac{\tau}{\gamma(\beta-1)d}$

sendo w a velocidade de queda das partículas avaliada pela fórmula de RUBEY (1933). (Ver figura 2.13).

d. BAGNOLD (1966)

Propôs uma teoria para o transporte de sedimentos baseada no trabalho feito pelo fluido ao transportar os sedimentos. Determinou que o trabalho feito pelo escoamento é o produto da taxa de transporte, expressa em peso submerso por unidade de largura e tempo, pela tangente do ângulo α , coeficiente de fricção sólida inter-granular. Do ponto de vista físico, a potência disponível do escoamento fornece a energia para o transporte sólido

$$\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \cdot q_v \cdot \operatorname{tg} \alpha = \tau \cdot V \cdot e_b \quad (2.17)$$

onde e_b é a eficiência de transporte obtida na figura 2.16. Em geral e_b varia entre 0,15 e 0,11. O valor da $\operatorname{tg} \alpha$ varia de 0,375 a 0,75 sendo função de $1/\psi$ e do diâmetro, como mostra a figura 2.17. Cabe salientar que existem combinações destes dois valores, para as quais $\operatorname{tg} \alpha$ não está definida, representando uma zona de não aplicabilidade da equação de BAGNOLD.

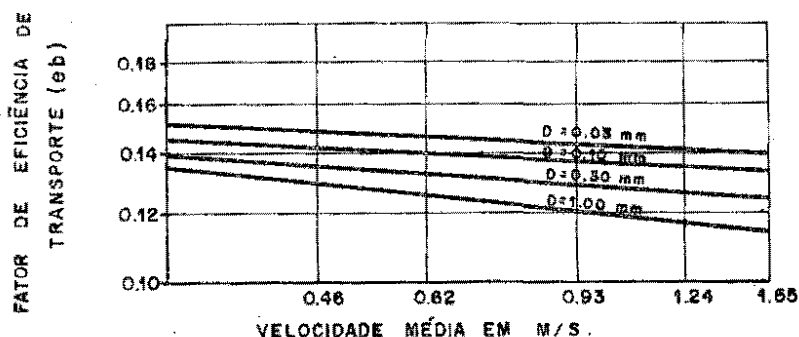


Figura : 2.16 — Fator de eficiência de transporte de BAGNOLD (1966).

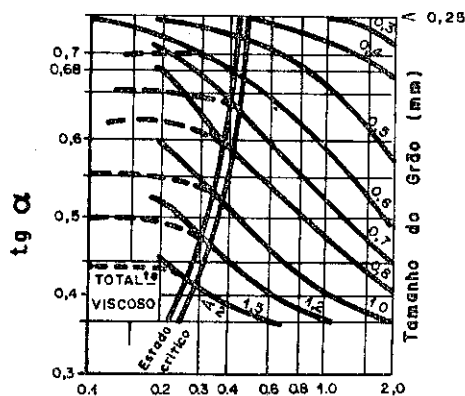


Figura : 2.17 — Variação da $\text{tg } \alpha$ segundo BAGNOLD (1966).

e. ENGELUND e HANSEN (1967)

Estes autores elaboraram uma teoria para o transporte por arraste baseada na tensão de cisalhamento e no fator de fricção do fundo, a partir do estudo das formas de fundo e das trocas de energia entre o escoamento e o material do leito.

Sugerem que o ganho em energia potencial por unidade de tempo e de largura para uma carga de sedimento (q_s) movendo-se ao longo de uma distância (l), ser elevada a uma altura comparável à altura de uma duna (h), é igual ao trabalho feito pela força de arraste para mover as partículas no mesmo intervalo de tempo.

A expressão apresentada é:

$$q_s = 0,05 \gamma_s v^2 \sqrt{\frac{d_{50}}{g \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)}} \left[\frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) d_{50}} \right]^{3/2} \quad (2.18)$$

que pode ser escrita de forma reduzida como:

$$f\phi = 0,1 \theta^{5/2} \quad (2.19)$$

onde f é o fator de fricção do leito e igual a $(2gIh)/V^2$.

$$\phi = \frac{q_t}{\sqrt{(\beta-1)gd^3}} \quad \text{e} \quad \theta = \frac{\tau}{(\beta-1)\gamma d} = \frac{hI}{(\beta-1)d} \quad (2.20)$$

A curva representada pela equação (2.19) foi obtida pelos autores a partir de dados coletados em canais com sedimentos variando de 0,19 mm a 0,93 mm, com formas de fundo do tipo: dunas, transição, ondas estacionárias e anti-dunas. A figura 2.18 mostra os pontos experimentais e a curva ajustada.

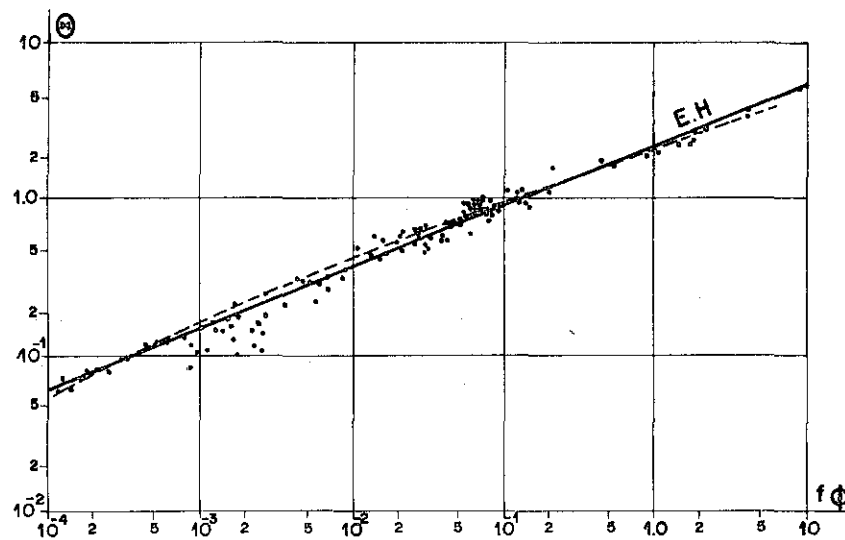


Figura 2.18.— Dados experimentais utilizados por ENGELUND e HANSEN (1967) e reta ajustada a eles.

2.5.2. Estudo direto da formação de depósitos

2.5.2.1. A fundo fixo

Poucos são os estudos encontrados na literatura disponível que visem conhecer, a partir da observação direta, as condições de depósito dos sedimentos. A maioria destes estudos são oriundos da área de saneamento, onde há o interesse de identificar as condições mediante as quais

ocorre a deposição dos sedimentos ao longo das canalizações de esgoto e da área do hidrot transporte. Entre eles pode-se citar os trabalhos de CRAVEN e AMBROSE (1953), PEDROLI (1963), NOVAK e NALLURI (1974) e as pesquisas do IPH/UFRGS desenvolvidas por COSTA (1974), ALMEIDA (1980) e GARCIA (1983).

O uso de fundo fixo é uma simplificação dos leitos naturais nos quais pode ocorrer erosão e deposição. Neste fundo, todos os esforços concentram-se na observação dos depósitos.

a. PEDROLI (1963)

Procurou relacionar a capacidade de transporte do escoamento à tensão de cisalhamento usando o critério da formação de depósito. Usando um canal com 0,60m de largura e 44m de comprimento com fundo fixo e liso (concreto), para uma determinada vazão líquida eram injetadas quantidades sempre crescentes de sedimentos até se formar um depósito. A descarga sólida imediatamente anterior àquela em que ocorria o depósito, correspondia à condição ótima de capacidade de transporte para aquelas condições hidráulicas.

Como grandezas capazes de representar o movimento sólido junto ao fundo, foram escolhidas:

$$q_s = f_1 (R_s, I, d_m, \gamma_s, v, g) \quad (2.21)$$

que por análise dimensional resultou nos parâmetros adimensionais:

$$\frac{q_s}{\gamma_s v} = f \left(\frac{\tau_g^{1/3}}{\gamma_s v^{2/3}}, \frac{dg^{1/3}}{v^{2/3}} \right) \quad (2.22)$$

Após uma série de experiências empregando areia com peso específico de 2.700 Kgf/m^3 , diâmetros de 1.1mm, 2.6mm, 5.2mm, 8.5mm, 8.9mm e 11.1mm e declividades de fundo de 1.04, 5.0, 7.5 e $10^0/100$, Pedroli chegou à seguinte expressão:

$$\frac{\tau^{8/5} g^{3/5} d^{1/5}}{\gamma_s^{8/5} v^{6/5}} = 1,6 + 0,069 \frac{q_s}{\gamma_s v} \quad (2.23)$$

cujo ajuste gráfico pode ser visto na figura 2.19.

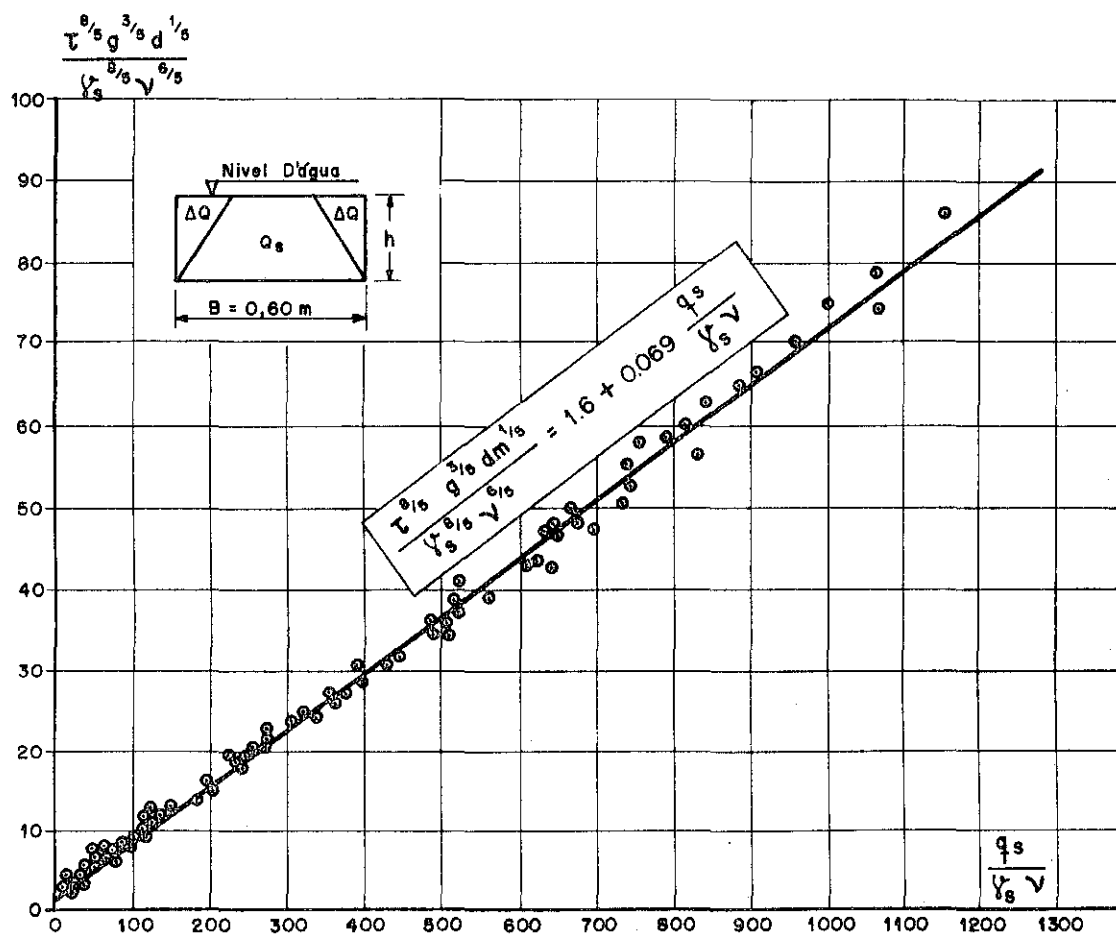


Figura: 2.19 — Transporte por arraste em canal de fundo fixo e liso segundo PEDROLI (1963).

b. COSTA - IPH (1974)

Utilizando o critério da formação de depósitos, COSTA (1974) realizou as primeiras experiências do IPH para estabelecer a capacidade de transporte em função da potência do escoamento (γqI) e introduziu o conceito de taxa de depósito como critério analítico para identificação de vazões de início de depósito. Os experimentos foram feitos no canal do pavilhão fluvial do IPH/UFRGS com 2,82m de largura e 37m de comprimento.

O leito do canal, constituído por areia com diâmetro 1,22mm, era moldado em determinada declividade e fixado com uma fina película de pó de cimento, conservando a rugosidade do grão caracterizada por seu tamanho. Injetando uma descarga sólida constante nos 0.70m centrais da seção transversal do canal, ensaiou diversas vazões líquidas, sucessivamente menores, até encontrar aquela que permitia a deposição do material. O início de depósito era identificado visualmente pelo recobrimento contínuo da superfície do leito, a partir da seção de injeção.

Partindo das grandezas que regem o movimento sólido do fundo, com o auxílio da análise dimensional, as experiências de COSTA (1974) conduziram à seguinte expressão:

$$\frac{\gamma qI}{\gamma_s v} = 8,06 + 1,56 \frac{q_s}{v} \quad (2.24)$$

expressão válida para areia com diâmetro 1,22mm, peso específico de 2630 Kgf/m³, vazões sólidas entre 0.051 e 0.705Kgf/min e declividade de 6^o/100, 8^o/100 e 10^o/100.

O ajuste gráfico dos dados experimentais pode ser visto na figura 2.20.

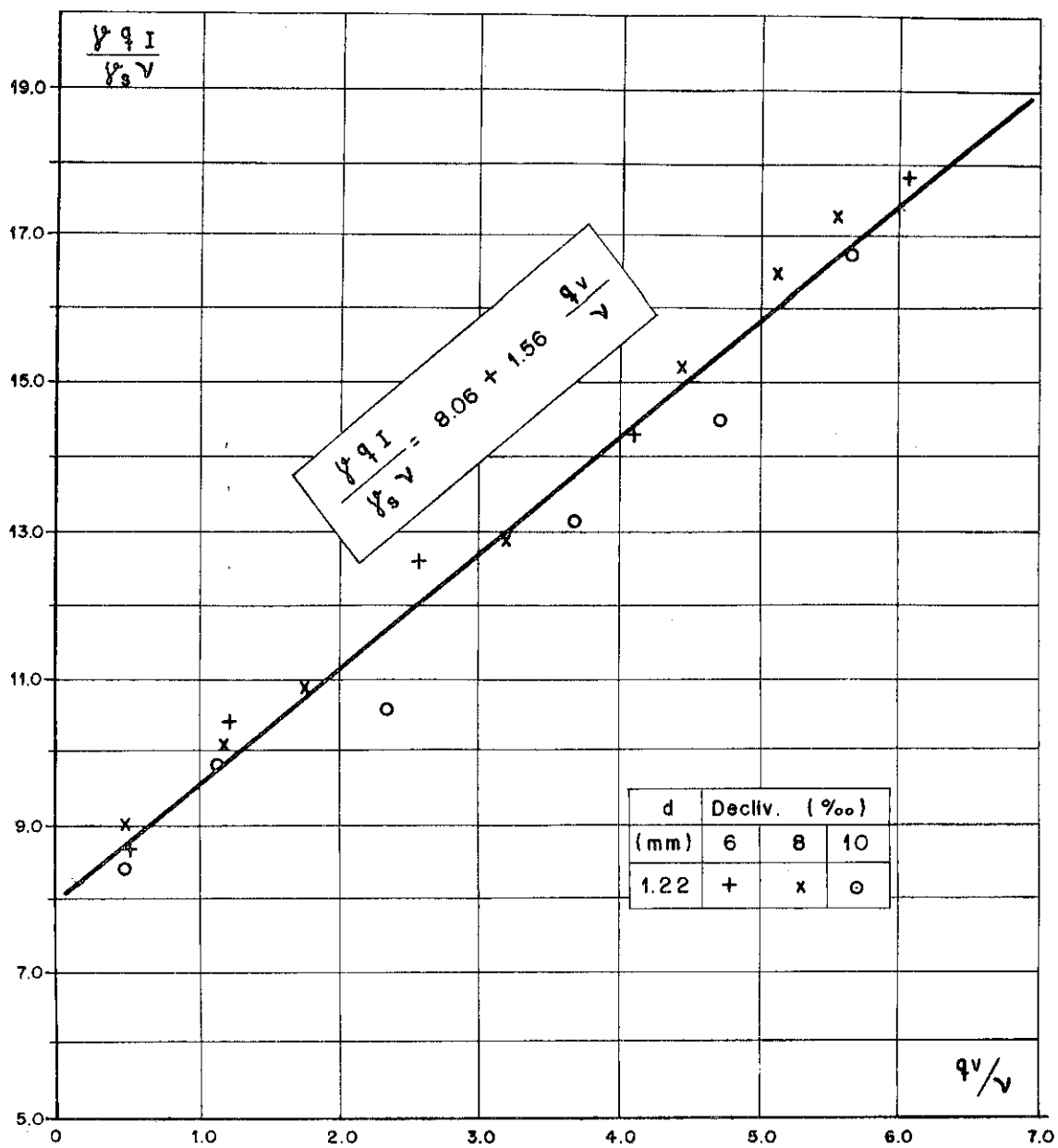


Figura : 2.20— Equação de COSTA (1974).

c. ALMEIDA - IPH (1980)

Estendendo os estudos iniciados por COSTA(1974), utilizando as mesmas instalações e metodologia, ALMEIDA (1980) ensaiou a areia de diâmetro 0,77mm, peso específico 2600 Kgf/m³ e declividades do fundo de 4^o/oo, 6^o/oo, 8^o/oo e 10^o/oo. A expressão resultante, cujo ajuste gráfico aparece na figura 2.21 é:

$$\frac{\gamma_q I}{\gamma_s v} = 5,432 + 1,504 \frac{q_v}{v} \quad (2.25)$$

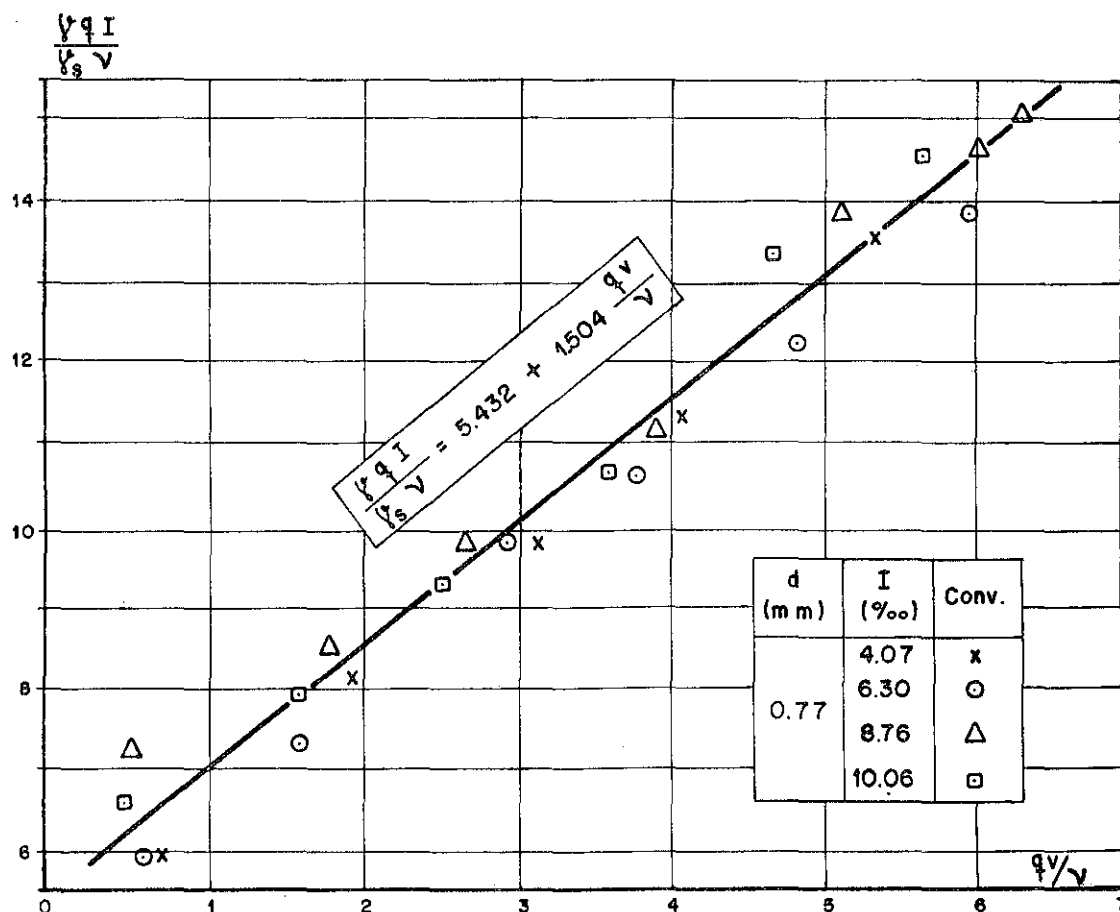


Figura: 2.21 — Equação de ALMEIDA (1980).

d. GARCIA - IPH (1983)

Completando os estudos sobre capacidade de transporte em canal de fundo fixo e rugoso, GARCIA (1983) empregou areia com diâmetro 1,98mm, peso específico de 2650 Kg/m³ e declividades do fundo do canal de 6^o/100, 8^o/100 e 10^o/100. Com igual metodologia e na mesma instalação utilizada pelos pesquisadores anteriores, obteve a seguinte expressão:

$$\frac{\gamma q I}{\gamma_s v} = 13,977 + 1,897 \frac{q_v}{v} \quad (2.26)$$

cujo ajuste gráfico aparece na figura 2.22.

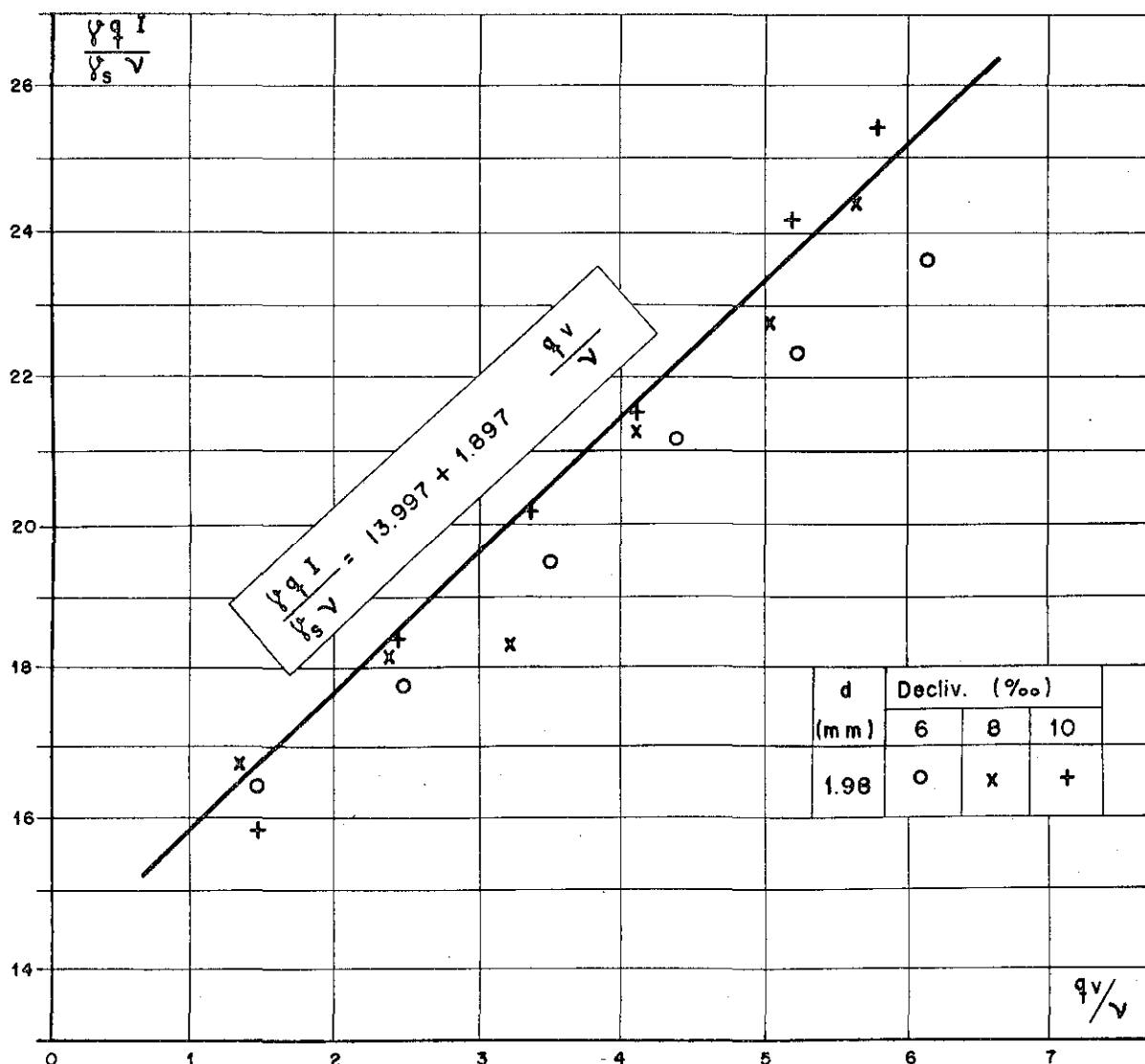


Figura 2.22 — Equação de GARCIA (1983).

GARCIA (1983) obteve uma expressão para a capacidade de transporte em função da potência do escoamento e dos diâmetros do sedimento, para as três areias estudadas no IPH a fundo fixo e rugoso. A expressão, que engloba e sintetiza os experimentos efetuados, é dada por:

$$\frac{\gamma_s v^{2/3} q I}{d^{1/2} g^{1/6}} = 0,766 + 0,164 \frac{q v}{v} \quad (2.27)$$

que aparece graficada na figura 2.23, juntamente com todos os pontos experimentais obtidos no IPH e com os dados de PEDROLI (1963).

Deve-se notar que em todos os estudos citados o diâmetro do material injetado é igual ao diâmetro do material que constitui o fundo do canal.

2.5.2.2. A fundo móvel

Com fundo móvel, não se encontrou nenhuma referência que determine a capacidade de transporte através da identificação do início de depósitos, salvo o trabalho de GARCIA (1983) desenvolvido no IPH/UFRGS.

GARCIA (1983) utilizando um canal de 0,40m de largura e 17,0m de comprimento, após exaustivas tentativas elaborou uma metodologia para a identificação da formação de depósitos sobre fundo móvel. Ensaando um leito de areia com diâmetro 1,98mm na declividade 6°/100, provou a validade da metodologia, conseguindo uma boa detecção dos depósitos através do levantamento de perfis do fundo antes e depois da ação do escoamento.

Este estudo baseia-se na metodologia desenvolvida por GARCIA (1983), que é descrita em detalhes no item 3.4.

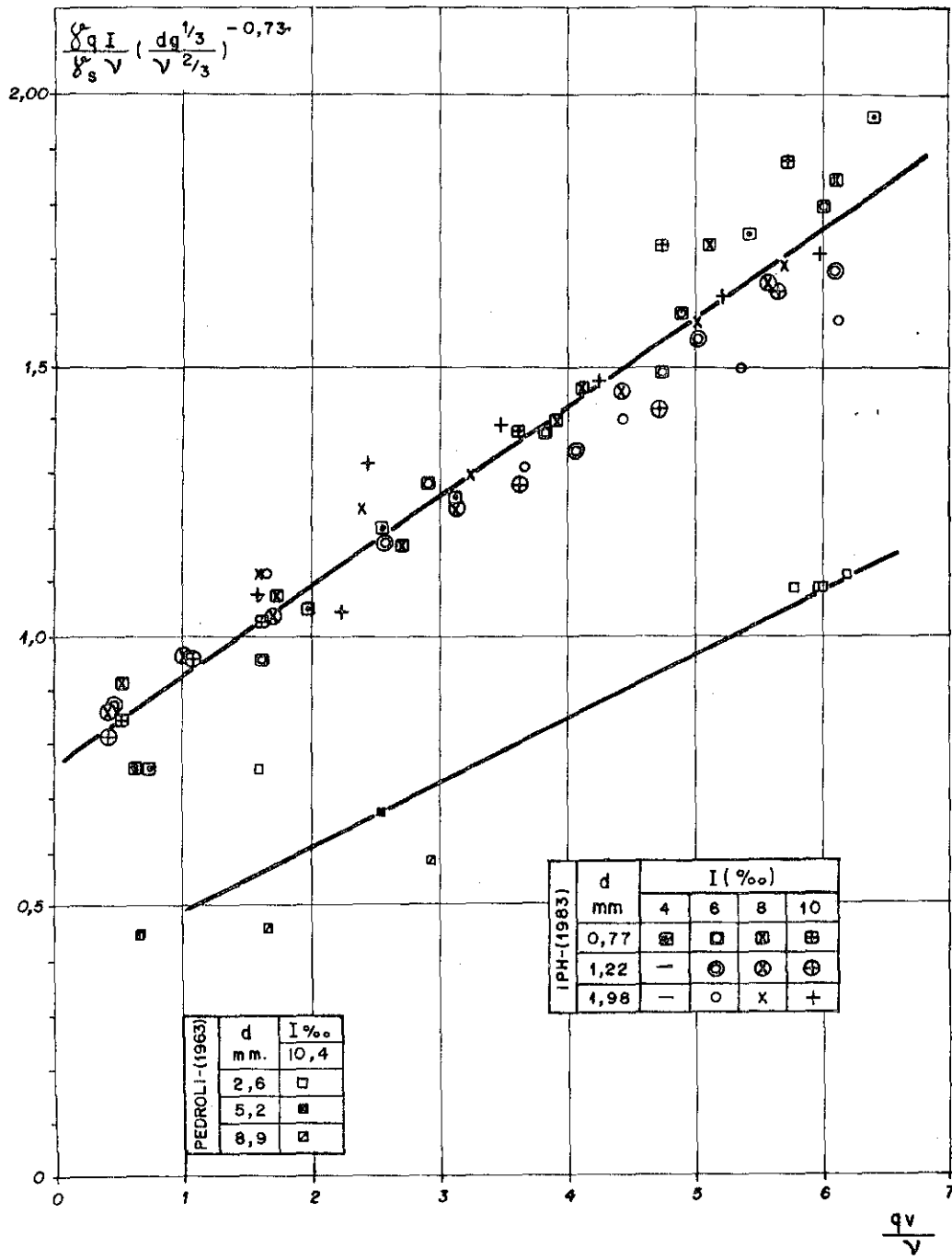


Figura : 2.23— Generalização das pesquisas sobre fundo fixo liso (PEDROLI-1963) e fundo fixo rugoso (IPH-1983).

CAPÍTULO III

ENSAIOS COM DEPÓSITO SOBRE FUNDO MÓVEL

3.1. INTRODUÇÃO

Os ensaios efetuados sobre fundo móvel para o conhecimento da capacidade de transporte do escoamento foram executados utilizando procedimentos semelhantes aos desenvolvidos pelos pesquisadores do IPH com fundo fixo, a fim de permitir sua comparação. A idéia básica da avaliação da capacidade de transporte a partir do início dos depósitos foi mantida. O critério de início de depósitos é que foi adaptado às novas condições do leito.

O programa de ensaios que satisfaz os objetivos deste estudo baseia-se em quatro declividades do leito e, para cada uma delas, no teste de quatro descargas sólidas. Para cada descarga sólida são ensaiadas várias vazões até que se atinja o início do depósito. Detalhes da metodologia adotada bem como das instalações e dos equipamentos utilizados são apresentados a seguir.

3.2. INSTALAÇÕES E EQUIPAMENTOS

3.2.1. O canal de ensaios

O canal de ensaios, localizado no laboratório de ensino do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS, é construído em alvenaria de tijolos com 17,50m de comprimento e 0,40m de largura interna. As paredes laterais do canal tem 0,80m de altura, são revestidas com reboco e receberam uma pintura com nata de cimento, que as tornaram o mais lisa possível.

Sobre o fundo horizontal do canal em cimento alisado é lançado um maciço de areia com o diâmetro a ser ensaiado.

A montante existe um vertedor retangular com a largura de 0,50m. A câmara de tranquilização, composta por grades de madeira e tijolos furados é, ao mesmo tempo, a transição entre a largura do vertedor e a largura do canal.

A jusante existe uma cuba com 0,50x0,40x0,50 m, que recolhe o sedimento transportado, e uma comporta retangular articulada na aresta inferior, que regula a altura d'água no canal de forma a se obter movimento permanente uniforme na zona de observação.

Na parte central do canal, numa extensão de 2.00 m, as paredes são de vidro. Neste local é moldado o fundo móvel, uma vez que a observação da evolução do leito é facilitada, e colocado o distribuidor de areia.

Através da leitura de duas pontas linimétricas, situadas antes e após a região de ensaios, obtêm-se a altura da lâmina d'água no canal, ou seja, a altura d'água sobre o fundo móvel antes de sofrer deformações.

A representação esquemática do canal de ensaios é vista na figura 3.1.

Inicialmente, pensava-se em medir a profundidade do escoamento sobre o fundo móvel porém, as flutuações de nível provocadas pelas alterações do fundo, dificultaram por demais esta medição, razão pela qual resolveu-se manter a medição da profundidade fora da região de ensaios, que retrata a profundidade antes do início das deformações do fundo (ver item 4.1.1.2).

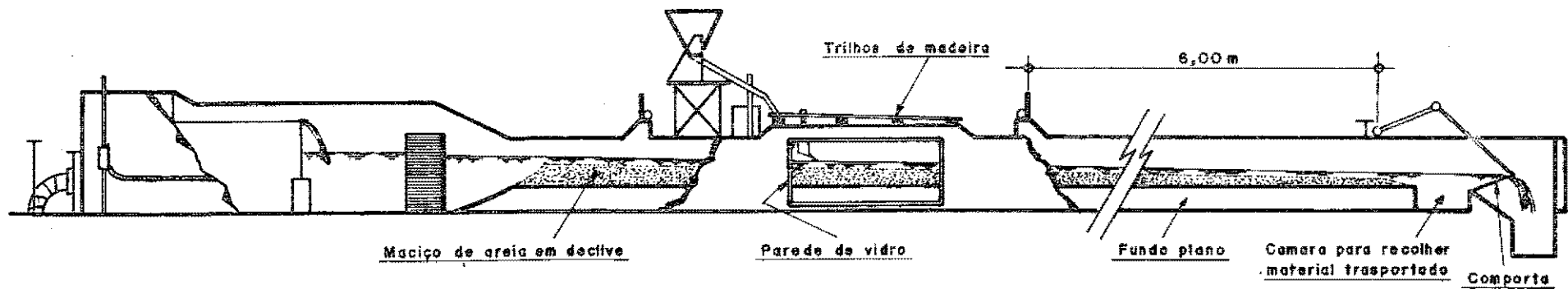
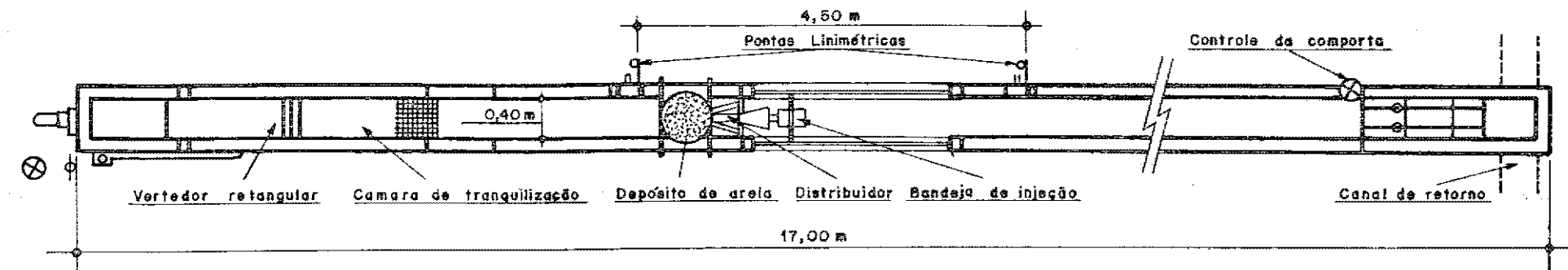


Figura 3.1 — Representação esquemática das instalações do pequeno canal.

3.2.2. Alimentação Líquida

A água que chega ao canal de ensaios provém de um reservatório de baixa pressão. Por bombeamento, a água é recalçada para o reservatório de nível constante que alimenta o modelo através de uma canalização de ferro fundido.

O controle da vazão admitida no canal é feito através de um vertedor retangular, constituído por uma placa de alumínio com a aresta superior lisa e cuba de alvenaria. A curva de aferição do vertedor é válida para vazões entre 3 l/s e 80 l/s.

A figura 3.2 mostra o vertedor e sua curva de aferição, ampliada na zona das vazões ensaiadas.

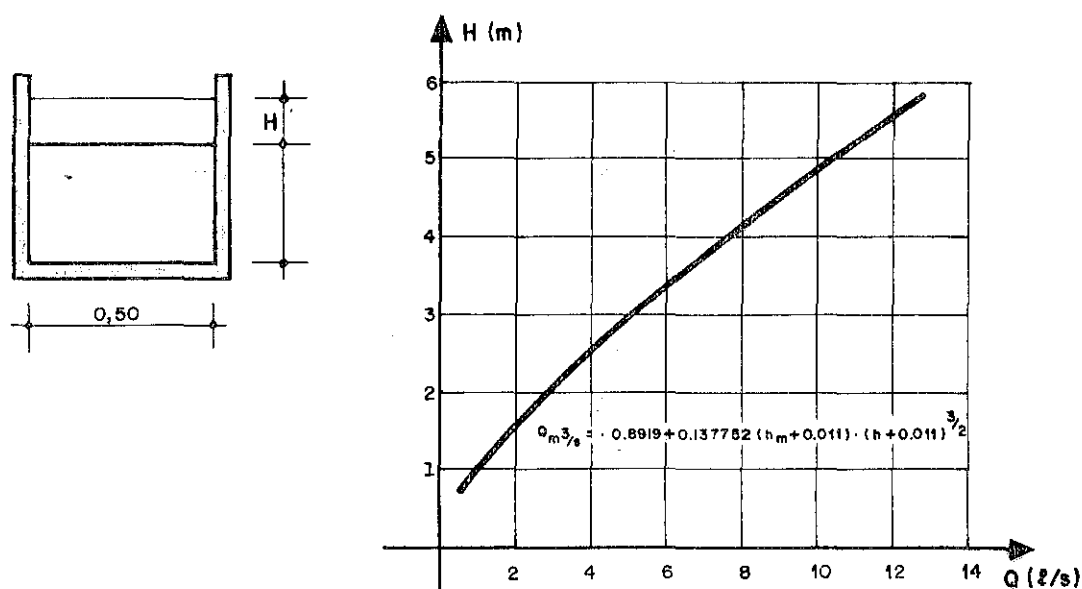


Figura:3.2 — Vertedor retangular e sua curva de aferição.

Como os ensaios foram efetuados em um canal estreito e um fundo móvel, a faixa de vazões líquidas exploradas é de 3 l/s - 15 l/s. Vazões inferiores a 3 l/s intro

duzem erros de leitura da carga sobre o vertedor e causam problemas quanto à colagem da lâmina d'água no paramento do mesmo. Vazões superiores a 15 l/s impõem alturas d'água onde ocorre efeito das paredes, além de provocarem grandes erosões no fundo móvel, dificultando sua estabilização.

A água que escoar no canal de ensaios segue para um canal de retorno, atingindo o reservatório de baixa pressão.

Pelo repetido uso, a água, inicialmente limpa, adquire certa quantidade de material em suspensão como finos, algas, ..., porém em quantidade não suficiente para alterar os resultados experimentais. Periodicamente, o reservatório de baixa pressão é limpo e a água renovada.

O circuito de alimentação líquida é apresentado na figura 3.3.

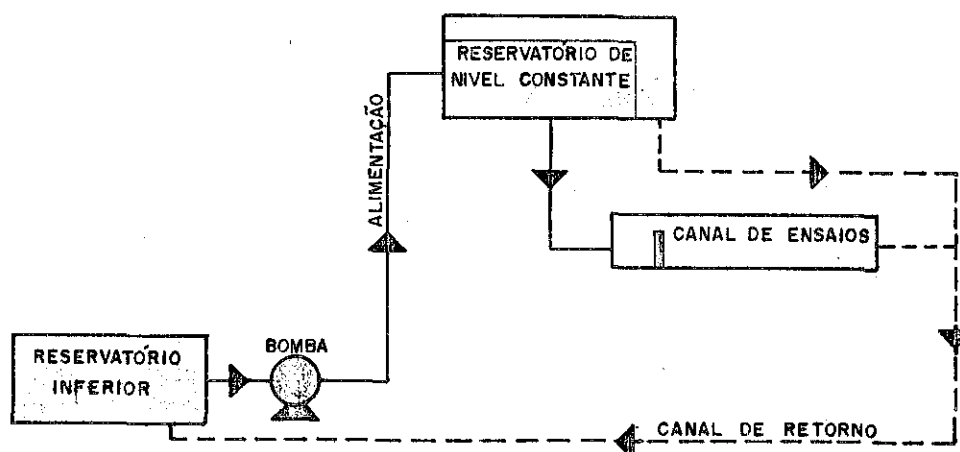


Figura 3.3 — Esquema do circuito de alimentação líquida .

3.2.3. Alimentação sólida

Sobre o trecho de observação e próximo a seu início está instalado o distribuidor de areia. O material sólido deve ser lançado no escoamento por meio de um equipamento que garanta a constância do peso injetado e a homogeneidade da distribuição transversal. Este equipamento é constituído por um depósito, uma bandeja de repartição do material e uma caixa para seu lançamento no escoamento. O movimento do sedimento, neste conjunto, é produzido exclusivamente pela ação da gravidade.

O depósito é formado por um cone metálico invertido interceptado no vértice por um cilindro. Este cilindro é fechado inferiormente por uma placa metálica de parede delgada, tendo no centro um orifício em forma estrelada por onde o sedimento flui. A forma dada ao orifício tem por finalidade criar arestas, evitando a paralisação aleatória do fluxo sólido.

Para iniciar ou interromper o fluxo sólido emprega-se um dispositivo do tipo "tramela" com eixo fixado na tampa do cilindro.

O jato de areia, fluindo pelo orifício, é interceptado por uma bandeja com inclinação suficiente para permitir o escoamento do material. Esta bandeja é constituída por uma série de canaletas e diafragmas ajustáveis que repartem o volume de areia lançado em um intervalo de tempo, proporcionando determinada descarga sólida. Durante a repartição do volume de areia, a parcela coletada nas canaletas centrais é injetada no canal; a parcela restante, que atinge as canaletas laterais, é coletada em caixas e recirculada.

A injeção do sedimento no escoamento é feita através de um tubo de papelão que recebe a parcela das cana

letas centrais e conduz, em queda livre, o material até um anteparo inclinado, lançando-o suavemente contra a corrente líquida.

Esta instalação pode ser vista na figura 3.4.

3.3. MATERIAIS ENSAIADOS

O material empregado no fundo móvel e na injeção é areia proveniente das imediações de Porto Alegre e beneficiada na estação de peneiramento do IPH.

Foram ensaiadas três areias com as seguintes características:

Característica	areia I	areia II	areia III
diâmetro (d50)	0,77 mm	1,22 mm	1,98 mm
distribuição	log - normal		
coeficiente de uniformidade (Cu)	1,78	1,85	1,67
peso específico (Ys)	2640 ₃ Kgf/m ³	2630 ₃ Kgf/m ³	2620 ₃ Kgf/m ³
forma	angular	semi- angular	semi- angular
velocidade de queda t=20°C (W)	0,0837 m/s	0,1099 m/s	0,1432 m/s

TABELA 3.1. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS ENSAIADOS

Na figura 3.5 podem ser vistas as curvas granulométricas das três areias ensaiadas.

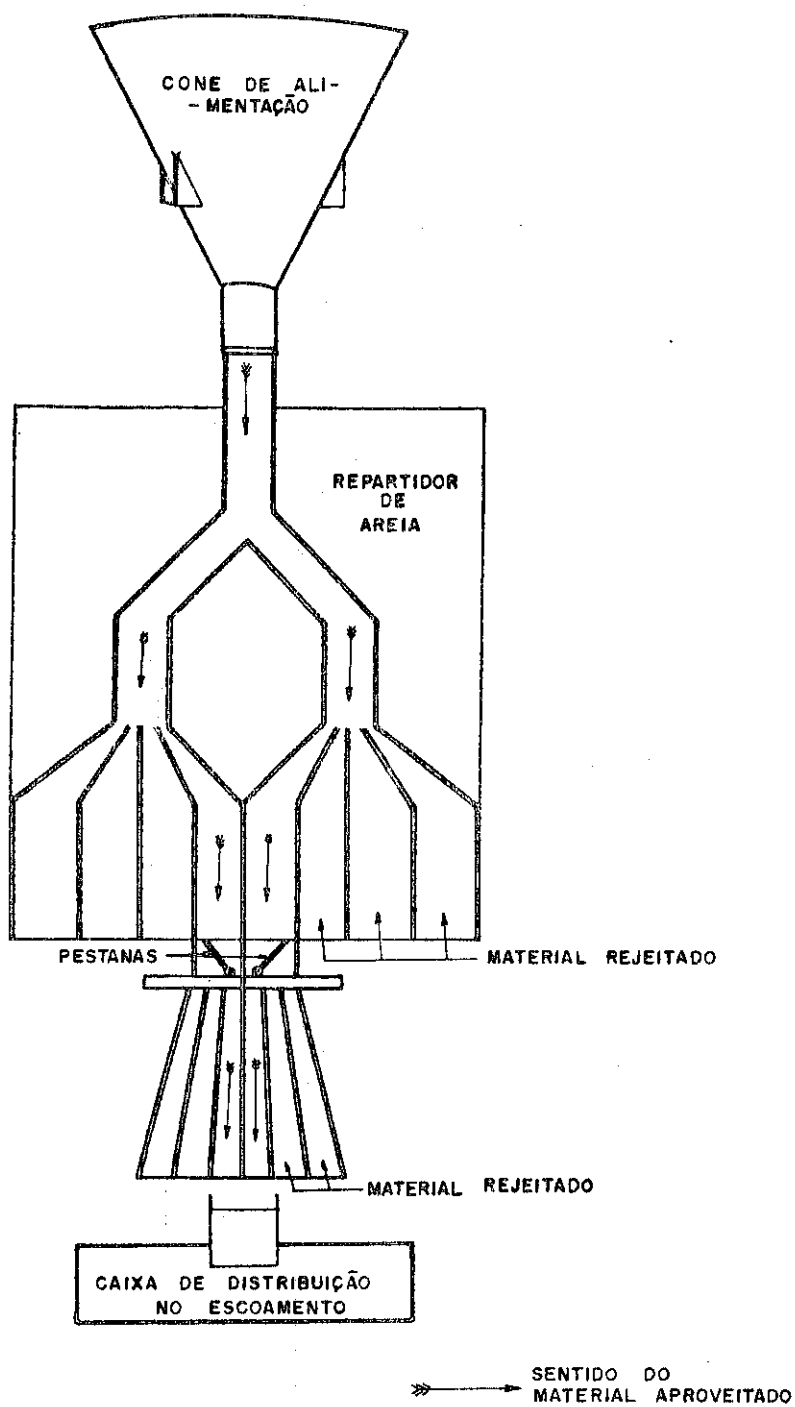


Figura : 3.4 — Sistema de alimentação sólida .

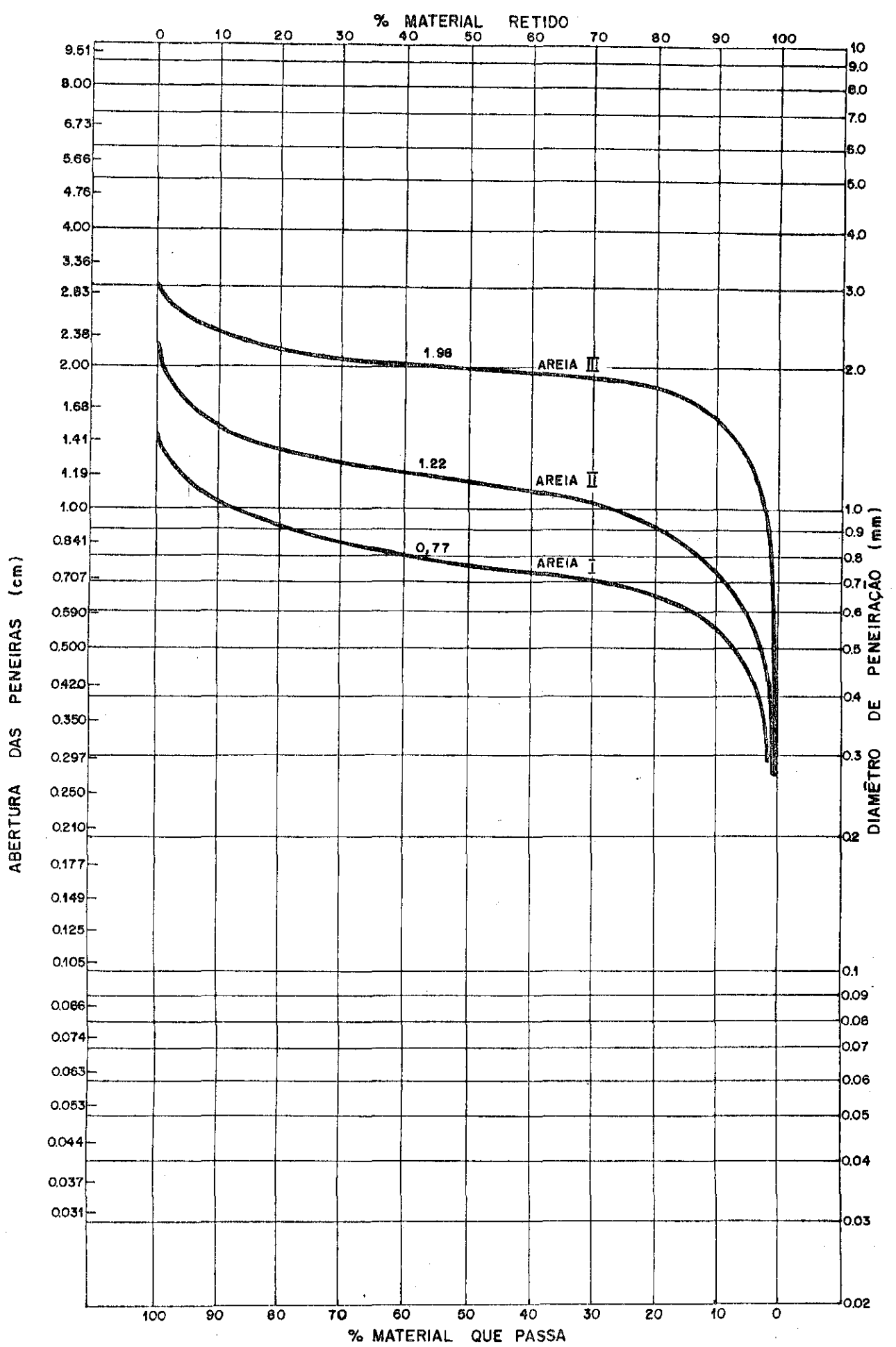


Figura : 3.5 — Curvas granulométricas das areias empregadas nos ensaios.

3.4. METODOLOGIA

3.4.1. Introdução

A metodologia descrita a seguir foi utilizada para a investigação da capacidade de transporte do escoamento, partindo do início de depósito do sedimento (ou saturação do escoamento) e é comum para os três tipos de areia ensaiados.

Para uma declividade, com uma mesma descarga s lida, ensaiam-se diversas vazões líquidas em ordem crescente de grandeza. A primeira vazão deve ser suficientemente pequena para produzir a deposição do material. À medida que se aumenta a vazão, torna-se mais difícil a deposição do material até que ocorra erosão do leito. Em geral, procurou-se ensaiar três vazões: uma que cause depósito, outra que cause equilíbrio dinâmico do fundo e outra que cause erosão.

O depósito apresenta-se como uma sobreelevação do eixo longitudinal do canal; o equilíbrio dinâmico como uma oscilação em torno da condição inicial e a erosão como um rebaixamento do mesmo.

Antes do início de um ensaio o fundo do canal é plano e possui a declividade desejada.

3.4.2. Procedimento geral

O leito plano do canal é moldado na declividade desejada e fixado por uma fina camada de cimento em toda a sua extensão, exceto na zona de observação.

As cotas de fundo do leito móvel são lidas com o auxílio do "apalpador de fundo". A bomba é acionada. Ele va-se a comporta de jusante a 40° e se introduz, lentamente, água no canal para a expulsão do ar retido no maciço

de areia. O registro que alimenta o vertedor é aberto até que a carga sobre o mesmo atinja o valor correspondente à vazão desejada. A água flui lentamente sobre o canal, sem deformar o fundo móvel que se encontra dentro do remanso causado pela comporta.

Quando a vazão de ensaio está estabilizada, baixa-se a comporta de jusante até um ângulo que estabeleça o regime permanente uniforme em toda a extensão do canal. Com o auxílio de pontas linimétricas dotadas de lâmpada neon, acompanha-se o rebaixamento da linha d'água até sua estabilização.

Ao iniciar o movimento do sedimento sob a ação do escoamento uniforme, o orifício na parte terminal do cone de injeção é aberto. No mesmo instante, é acionado o cronômetro para a contagem do tempo de injeção do sedimento no escoamento.

Durante o ensaio são lidas as profundidades à montante e à jusante da zona de observações, a temperatura d'água e a linha d'água sobre o fundo móvel.

Transcorrido o tempo de ensaio (em geral entre 15 e 30 minutos), cuidados especiais são necessários para a sua finalização sem alterar o fundo que foi modificado pela ação do escoamento e pela injeção dos sedimentos. A comporta de jusante é elevada produzindo um aumento da altura d'água no canal. Quando a onda de remanso atingir o fundo móvel, a alimentação sólida é interrompida, os registros que esgotam a cuba de tranquilização e o canal são abertos e é fechado o registro de alimentação do vertedor. Desta forma, não há movimento junto ao fundo do canal, mas apenas junto à superfície.

Esvaziado o canal, observa-se a configuração do fundo e se procede ao levantamento das cotas de fundo. As

leituras são efetuadas a cada 10 cm a partir de uma seção localizada no início da transição entre o fundo fixo e o fundo móvel, até uma distância onde se nota maior concentração dos sedimentos. Quando a concentração de sedimentos diminui ou quando se observa erosão, as leituras são feitas no eixo do canal e nas seções extremas.

Terminado o ensaio, o leito móvel deve ser refeito para o próximo teste. O material transportado que não atingiu a caixa de areia de jusante, depositando-se ao longo do trecho, deve ser recolhido para evitar o rompimento do fundo devido ao seu acúmulo e para evitar perturbações no escoamento que possam atingir a zona de ensaios.

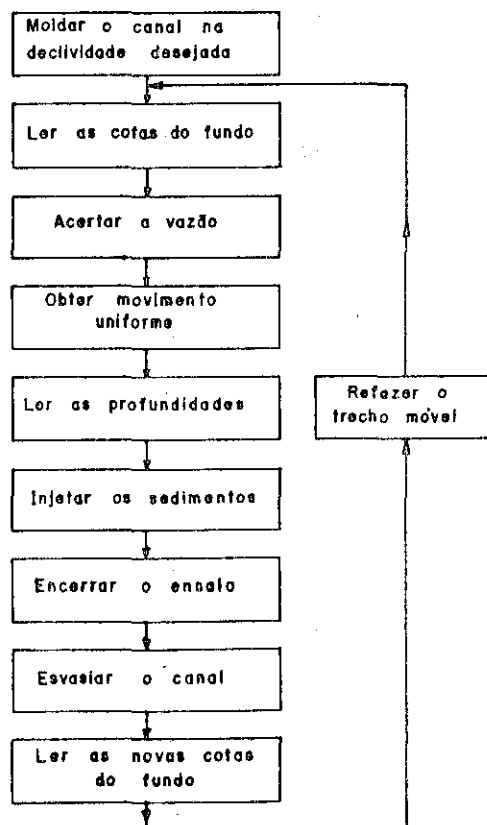


Figura 3.6 — Fluxograma das operações executadas no canal de ensaios.

3.4.3. Detalhes do procedimento

3.4.3.1 - Generalidades

A metodologia adotada neste estudo foi desenvolvida por GARCIA (1983) após um exaustivo e criterioso trabalho utilizando, por vezes, o processo de tentativa e erro. Durante os ensaios preliminares GARCIA (1983) observou certas dificuldades surgidas devido à mobilidade do fundo do canal.

- a. A vazão mínima necessária capaz de produzir o movimento de alguns poucos grãos injetados na corrente líquida é suficiente para produzir também o arraste do material constituinte do leito;
- b. Com o decorrer do tempo, a seção de transição entre o fundo fixo e o móvel sofre erosão localizada. Consequentemente, a superfície do leito móvel não permanece plana conforme inicialmente construída, acentuando as deformações do leito.

As dificuldades acima conduzem à necessidade de assegurar que o trecho móvel, no momento de iniciar a alimentação sólida e após o estabelecimento do regime permanente uniforme ao longo do canal, apresente-se retilíneo e com a mesma declividade do restante do leito.

A diferenciação do material que constitui o leito e aquele que é injetado foi obtida por GARCIA (1982), através da pintura da areia, que irá ser moldada como fundo, com uma anilina solúvel em álcool.

As modificações do trecho móvel durante o enchimento do canal foram evitadas com o enchimento lento de ju

sante para montante e com a proteção do leito com um fino lençol de plástico transparente preso apenas na extremidade de montante por dois grampos de arame, fixados num suporte de madeira.

Além de contornar as dificuldades surgidas durante a transferência da metodologia de ensaios a fundo fixo, aplicada por COSTA (1974) e ALMEIDA (1980), GARCIA(1983) adaptou o sistema de injeção de areia, reduzindo a bandeja de distribuição para uma largura efetiva de injeção de 0.20m.

Os procedimentos preliminares indicados por GARCIA (1983) para a manutenção das condições iniciais, no decorrer dos ensaios realizados para as três areias e com descargas sólidas superiores às por ele adotadas, mostraram-se eficientes apenas para a areia grossa e baixas descargas sólidas. À medida que o diâmetro do sedimento diminui e/ou que aumenta a vazão e/ou aumenta a declividade, a erosão localizada na transição acentua-se, ocorre erosão na fixação do lençol plástico dificultando a sua aderência ao leito e o fundo é rebaixado misturando o material natural com o pintado.

Devido à estas constatações e à prática, alguns pontos da rotina experimental desenvolvida por GARCIA(1983) foram modificados ou adaptados às condições do material ensaiado.

Nos parágrafos que seguem alguns detalhes do procedimento são descritos com comentários quanto a metodologia e o equipamento.

3.4.3.2. Moldagem do fundo do canal

Escolhida a declividade de ensaio, o canal é sub-dividido em trechos com 2 m de extensão. São calculadas as alturas que cada seção deve ter para que, conservan

do a altura de 0.15 m na seção mais extrema a jusante, o maciço de areia tenha a declividade desejada. Criam-se compartimentos ao longo do canal, que serão preenchidos com os sedimentos e reguados longitudinalmente, tendo por base as tábua-guia com alturas pré-calculadas. Assim sendo, o canal é moldado em segmentos de 2 m (figura 3.7).

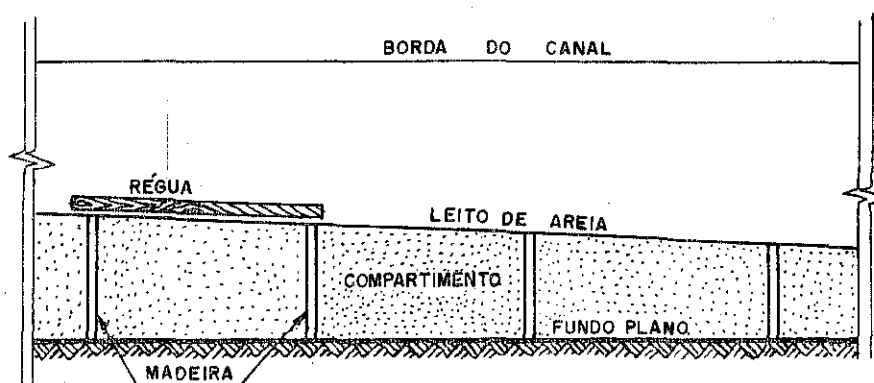


Figura: 3.7 — Sistema de moldagem do leito .

Em geral, a declividade final é a desejada, exceto nas emendas dos segmentos, onde pode haver uma pequena mudança. Isto ocorre porque as placas de madeira devem ser retiradas do maciço, provocando o deslizamento do sedimento em torno da seção. Estas emendas são feitas manualmente, pelo preenchimento dos vazios, adensamento do sedimento e cobertura com a camada de pó de cimento.

Após a moldagem com areia seca, o canal é enchi do lentamente de jusante para montante, permitindo a expulsão do ar retido no maciço de areia, sem que haja movimento do material de fundo. O leito é recoberto por uma fina película de cimento peneirado de forma a fixá-lo, conservando a rugosidade do material, exceto na zona de observação.

Com vazões altas e/ou altas declividades observou-se muita perturbação na transição do fundo fixo para o fundo móvel. Esta perturbação se traduz por uma grande dissipação de energia e, às vezes, pela formação de um pequeno ressalto. Toda esta instabilidade do escoamento provoca a degradação do fundo fixo na transição, sendo difícil mantê-lo intacto. Para tanto, o trecho de 0.20m à montante da transição passou a ser moldado com uma mistura de areia e cimento na proporção 5:1. Por infiltração, a água que atinge indiretamente este trecho permite que se torne resistente. Forma-se uma placa com a espessura ao redor de 1 cm, que fixa a transição, eliminando a erosão regressiva sobre o fundo fixo à montante do trecho móvel.

Após a secagem da película de cimento que recobre o fundo, o canal está com a declividade desejada.

O fundo móvel deve ser refeito a cada novo ensaio. A sua declividade é dada por um raspador de fundo que, ajustado para a altura do fundo à montante do trecho móvel e apoiado em trilhos com a declividade adotada no leito do canal, retifica o trecho modificado pelo ensaio anterior.

Com este procedimento, a cada novo ensaio, o canal tem um perfil contínuo com declividade única (figura 3.8).

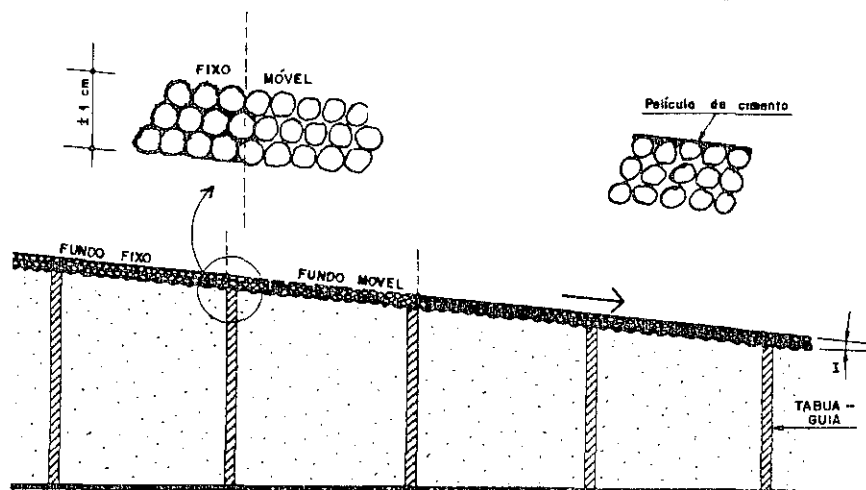


Figura: 3.8 — Sistema de confecção do canal.

O método para confecção do canal introduz os possíveis erros a seguir listados:

- a. colocação das tábua-guias em posição diferente das determinadas;
- b. existência de alguns grãos de areia no fundo e/ou paredes do canal que alterem a altura da tábua-guia;
- c. má execução da reguagem do fundo com o acúmulo e/ou falta de material junto às paredes;
- d. retirada brusca das tábulas-guia, causando emendas largas que podem modificar as condições de escoamento;
- e. distribuição não-uniforme do cimento peneirado sobre o fundo, modificando localmente a rugosidade.

3.4.3.3. Identificação do início de depósito

A identificação da vazão na qual o material injetado no escoamento começa a se depositar é o ponto de partida para o estabelecimento da capacidade de transporte a partir da saturação do escoamento.

Segundo o critério adotado nos ensaios a fundo fixo, o início da formação do depósito ocorre quando os sedimentos injetados cobrem progressiva e uniformemente o leito do canal, provocando uma leve sobre-elevação do mesmo.

A dificuldade da transposição do critério adotado para a identificação do início de depósito sobre fundo fixo para um fundo móvel reside na possibilidade de erosão deste último. O fundo móvel, sob a ação do escoamento, pode sofrer erosões que introduzirão deformações no perfil longitudinal do canal. Estas deformações consistem, basicamen

te, em rebaixamentos e elevações de pontos na superfície do leito, podendo mascarar a identificação visual dos depósitos. Assim sendo, o critério de identificação do início dos depósitos foi modificado para se adaptar às novas condições experimentais.

Numa primeira tentativa procurou-se visualizar o início dos depósitos pintando com cor escura os graos que constituem o leito, para contrastar com a nuvem de sedimentos injetados, em cor natural. Porém, durante o transcorrer de um ensaio, ocorrem deformações no leito móvel. Por vezes, ocorre uma troca entre o material escuro e o natural, com este tomando o lugar daquele, que visualmente indicaria um depósito mas que, ao se proceder o levantamento das cotas de fundo, pode indicar um equilíbrio ou erosão. Por esta razão, o critério visual pela distinção da cor foi abandonado, passando-se a determinar o estado final do leito pela medição das cotas de fundo antes e após o ensaio.

Além disso, como a injeção dos sedimentos é feita nos 0.20m centrais do canal, ficando os 0.10m junto as paredes sob a ação do escoamento sem a proteção extra do sedimento injetado, foi adotado como padrão para comparações o perfil longitudinal do eixo do canal.

Será considerado início de depósito, o perfil do eixo do canal onde a cota média do leito permanece muito próxima ou oscilando em torno daquela observada inicialmente.

Sob a ação de uma certa vazão e com a injeção de uma determinada quantidade de sedimento, um trecho do leito de areia de dado diâmetro, com sua superfície regularizada e nivelada a certa declividade, pode apresentar as seguintes posições, transcorrido um certo tempo de injeção:

- a. Se a descarga s o lida injetada for superior $\tilde{\text{a}}$ capacidade de transporte do escoamento, o corre DEP O SITO. Nesta situa $\tilde{\text{c}}\tilde{\text{o}}$ o apenas parte do material injetado $\tilde{\text{e}}$ transportado e o restante se deposita produzindo uma sobre-ele-va $\tilde{\text{c}}\tilde{\text{o}}$ o do leito.
- b. Se a descarga s o lida injetada for aproxima-damente igual $\tilde{\text{a}}$ capacidade de transporte do escoamento, o perfil do leito apresenta uma cota m e dia pr o xima $\tilde{\text{a}}$ quela da posi $\tilde{\text{c}}\tilde{\text{o}}$ o inici-al. Neste caso, a capacidade de transporte est $\tilde{\text{a}}$ pr o xima de ser atingida. O material injetado est $\tilde{\text{a}}$ sendo transportado sem que haja ac u mulo e aquele que $\tilde{\text{e}}$ removido do leito $\tilde{\text{e}}$ repostado pelo injetado. Ocorre uma troca en-tre o material injetado e o do leito. $\tilde{\text{E}}$ uma situa $\tilde{\text{c}}\tilde{\text{o}}$ o de equil i brio din a mico.
- c. Se a descarga s o lida injetada for menor que a capacidade de transporte do escoamento, o perfil do leito indica que o material inje-tado acrescido daquele que constitui o fun-do est $\tilde{\text{a}}$ o sendo transportados. A capacidade de transporte n $\tilde{\text{a}}$ o foi atingida e o leito sofreu eros $\tilde{\text{o}}$ o.

Na figura 3.9 visualiza-se as tr e s posi $\tilde{\text{c}}\tilde{\text{o}}$ es pos-s i veis do leito m o vel para uma mesma quantidade de sedimen-to injetado e vaz o es crescentes. Estas posi $\tilde{\text{c}}\tilde{\text{o}}$ es s $\tilde{\text{a}}$ o obti-das atrav e s do levantamento das cotas na superf i cie do lei-to m o vel.

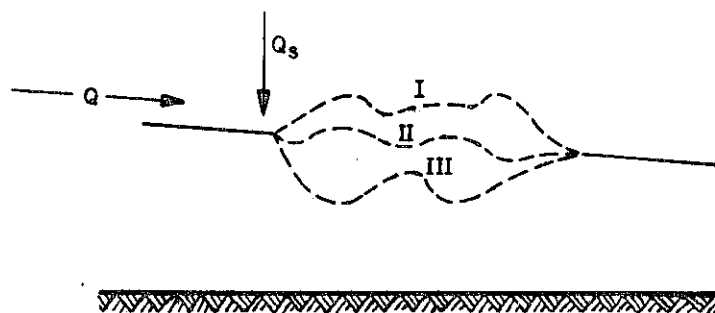


Figura: 3.9 — Deformações sofridas pelo perfil longitudinal do trecho móvel.

Chamando a capacidade de transporte do escoamento por CT tem-se:

- a. Em I : $Q_s > CT$
- b. Em II : $Q_s = CT$
- c. Em III : $Q_s < CT$

Conservando a vazão (Q) constante e variando a descarga sólida (Q_s) chega-se a:

$$Q_{sI} > Q_{sII} > Q_{sIII}$$

Fixando a descarga sólida e variando a vazão, para os perfis obtidos nota-se que:

$$Q_I < Q_{II} < Q_{III}$$

3.5. PROGRAMA DE ENSAIOS

Para cada uma das três areias utilizadas foram ensaiadas quatro declividades e, para cada declividade, des

cargas sôlidas variando de 29 g/min a 460 g/min.

As tabelas 3.2, 3.3 e 3.4 mostram o programa de ensaios seguido para cada areia, declividade e descarga sôlida.

Cabe salientar que não foi possível ensaiar sempre a mesma descarga sôlida nos diferentes diâmetros e declividades adotados devido a:

1. limitações de altura d'água no canal que, dependendo da declividade, conduz a perturbações no escoamento devido a influência das paredes;
2. mobilidade dos grãos menores, que associada a grandes declividades, conduziu ao aumento da descarga sôlida a fim de evitar que a transição entre o fundo fixo e o móvel sofresse um processo de erosão.

Variações da descarga sôlida em torno de uma mesma grandeza são observadas devido a pequenas modificações na inclinação do distribuidor, alterando a quantidade do sedimento admitido no sistema de injeção.

3.6. RESULTADOS OBTIDOS

Para cada um dos ensaios efetuados no pequeno canal de areia, fixadas a declividade, a descarga sôlida e a vazão, foram medidas as seguintes grandezas:

- a. altura da lâmina d'água;
- b. temperatura;
- c. tempo de duração do ensaio;

TABELA 3.2 - Programa de ensaio: areia D=1,98mm

$\frac{I}{100}$	EXP.	ENSAIO	Q_s (Kgf/minx0.2m)	Q ($10^{-3} \frac{m^3}{s} \times 0.4m$)	q_{q1} (10^{-3}Kgf/s.m)
4	1	1	0.029	5.0	50.0
		2		5.5	55.0
		3		6.0	60.0
		4		6.5	65.0
		5		7.0	70.0
		6		8.0	80.0
	2	1	0.036	7.0	70.0
		2		8.0	80.0
		3		8.5	85.0
	3	1	0.039	8.0	80.0
		2		9.0	90.0
		3		10.0	100.0
		4		11.0	110.0
	4	1	0.048	8.0	80.0
		2		8.5	85.0
		3		9.0	90.0
		4		9.5	95.0
		5		10.0	100.0
		6		11.0	110.0
	5	1	0.063	10.0	100.0
2		11.0		110.0	
3		11.5		115.0	
4		12.0		120.0	
6	6	0.015	3.0	45.0	
			4.0	60.0	
			5.0	75.0	
			7.0	105.0	
	7	0.044	4.0	45.0	
			6.0	90.0	
			7.0	105.0	
			8.0	120.0	
	8	0.067	4.0	45.0	
			5.0	75.0	
			6.0	90.0	
			7.0	105.0	
8.0			120.0		
8	9	0.029	3.0	60.0	
			3.5	70.0	
			4.0	80.0	
			5.0	100.0	
	10	0.036	3.5	70.0	
			4.5	90.0	
			5.5	110.0	
	11	0.066	4.0	80.0	
			4.5	90.0	
			5.0	100.0	
			5.5	110.0	
	12	0.111	4.5	90.0	
5.0			100.0		
5.5			110.0		
6.0			120.0		
7.0			140.0		
7.5			150.0		
10	13	0.036	2.5	62.5	
			3.0	75.0	
			4.0	100.0	
			4.5	112.5	
			5.0	125.0	
			5.5	137.5	
	14	0.048	3.0	75.0	
			3.5	87.5	
			4.0	100.0	
			5.0	125.0	
	15	0.063	3.0	75.0	
			3.5	87.5	
			4.0	100.0	
			4.5	112.5	
	16	0.111	4.5	112.5	
			5.0	125.0	
5.5			137.5		
6.0			150.0		

TABELA 3.3 - Programa de ensaios: areia D=1,22mm

σ I ($^{\circ}$ /oo)	EXP.	ENSAIO	Q_s (Kgf/minx0.2m)	Q (10^{-3} m ³ /sx0.4m)	γ_{qI} (10^{-3} Kgf/s.m)
4	17	1	0.057	6.0	60.0
		2		7.0	70.0
		3		8.0	80.0
		4		8.5	85.0
		5		9.0	90.0
	18	1	0.080	3.0	30.0
		2		3.5	35.0
		3		4.0	40.0
		4		5.0	50.0
		5		5.5	55.0
	19	1	0.114	7.0	70.0
		2		8.0	80.0
		3		9.0	90.0
		4		10.0	100.0
		5		11.0	110.0
	20	1	0.121	9.0	90.0
2		9.5		95.0	
3		10.0		100.0	
4		11.0		110.0	
6	21	1	0.057	3.0	45.0
		2		4.0	60.0
		3		5.0	75.0
		4		6.0	90.0
	22	1	0.080	5.0	75.0
		2		6.0	90.0
		3		7.0	105.0
	23	1	0.112	6.0	90.0
		2		7.0	105.0
		3		8.0	120.0
	24	1	0.121	7.0	105.0
		2		7.5	112.5
3		8.0		120.0	
4		9.0		135.0	
25	1	0.125	7.0	105.0	
	2		8.0	120.0	
	3		9.0	135.0	
8	26	1	0.121	3.0	60.0
		2		4.0	80.0
		3		5.0	100.0
	27	1	0.172	4.0	80.0
		2		4.5	90.0
		3		5.0	100.0
		4		6.0	120.0
	28	1	0.420	5.0	100.0
		2		6.0	120.0
		3		6.5	130.0
		4		7.0	140.0
	29	1	0.466	7.0	140.0
2		8.0		160.0	
3		9.0		180.0	
10	30	1	0.350	3.0	75.0
		2		4.0	100.0
		3		5.0	125.0
	31	1	0.425	4.0	100.0
		2		5.0	125.0
		3		6.0	150.0
	32	1	0.580	5.0	125.0
		2		6.0	150.0
		3		7.0	175.0
	33	1	0.657	6.0	150.0
2		7.0		175.0	
3		8.0		200.0	

TABELA 3.4 - Programa de ensaios: areia D=0,77mm

I (°/00)	EXP.	ENSAIO	Q_s (Kgf/minx0.2m)	Q ($10^{-3}m^3/sx0.4m$)	q_{qI} ($10^{-3}Kgf/s.m$)
4	34	1	0.193	4.0	40.0
		2		5.0	50.0
		3		6.0	60.0
	35	1	0.364	5.0	50.0
		2		6.0	60.0
		3		7.0	70.0
	36	1	0.451	6.0	60.0
		2		7.0	70.0
		3		8.0	80.0
	37	1	0.553	8.0	80.0
		2		9.0	90.0
		3		10.0	100.0
4		11.0		110.0	
5		12.0		120.0	
6	38	1	0.364	4.0	60.0
		2		5.0	75.0
		3		6.0	90.0
	39	1	0.451	5.0	75.0
		2		6.0	90.0
		3		7.0	105.0
	40	1	0.553	7.0	105.0
		2		8.0	120.0
		3		9.0	135.0
	41	1	0.642	8.0	120.0
		2		9.0	135.0
		3		10.0	150.0
8	42	1	0.364	2.5	50.0
		2		3.0	60.0
		3		4.0	80.0
	43	1	0.451	4.0	80.0
		2		5.0	100.0
		3		6.0	120.0
	44	1	0.553	5.0	100.0
		2		5.5	110.0
		3		6.0	120.0
	45	1	0.642	6.0	120.0
		2		6.5	130.0
		3		7.0	140.0
10	46	1	0.455	4.0	100.0
		2		4.5	112.5
		3		5.0	125.0
	47	1	0.550	5.0	125.0
		2		6.0	150.0
		3		7.0	175.0
		4		8.0	200.0
	48	1	0.671	7.0	175.0
		2		7.5	187.5
		3		8.0	200.0
		4		9.0	225.0
	49	1	0.790	8.0	200.0
2		9.0		225.0	
3		10.0		250.0	

- d. cotas do fundo móvel antes do ensaio;
- e. cotas do fundo móvel após o ensaio.

A tabela 3.5 mostra os resultados obtidos nos experimentos realizados para cada diâmetro de areia. Os ensaios onde se observou o início de depósito estão assinalados com um asterisco.

Nas figuras 3.10, 3.11 e 3.12 são apresentados os levantamentos de alguns dos perfis do fundo móvel para uma descarga sólida variando-se a declividade e o diâmetro do sedimento. Em cada figura observa-se a situação de depósito, equilíbrio e erosão. Sendo que o perfil intermediário indica as condições de início de depósito e, portanto, o máximo da capacidade de transporte. A existência da transição entre fundos é identificada pela tendência de erosão nos primeiros 15 cm da zona de ensaios, ampliada quando a areia em estudo tem o diâmetro de 0.77 mm. Pode-se notar, também, a presença de ondulações, mesmo na superfície da camada que constitui o depósito.

Um exemplo da modificação sofrida pela seção transversal do canal, na zona de ensaios, é mostrada na figura 3.13. Nota-se que, como o sedimento é injetado nos 20cm centrais do canal, há uma tendência de rebaixamento do fundo nas faixas laterais, uma vez que estas sofrem a ação direta do escoamento. É também perceptível uma tendência à atenuação do depósito à medida que se avança para jusante no trecho móvel. A erosão localizada no trecho inicial do fundo móvel está bem caracterizada. A análise das modificações na seção transversal confirma o perfil longitudinal do eixo do canal com um bom retrato das modificações sofridas pelo leito móvel.

TABELA 3.5 - Resultados obtidos para areia D=1,98mm

EXP.	ENS.	Q_s (10^{-3} Kgf/min.0.2m)	Δt ($^{\circ}$ ")	Q_3 (10^{-3} m ³ /s.0.4m)	h_{-2} (10^{-2} m)	t ($^{\circ}$ C)	v_2 (10^{-6} m ² /s)	Y_{91} (10^{-3} Kgf/s.m)	
I = 4 °/100	1	1	29	30'02"	5.0	3.03	23	0.94	50.0
	2			28'50"	5.5	3.28	23	0.94	55.0
	3			30'10"	6.0	3.39	23	0.94	60.0
	4			30'06"	6.5	3.67	21	0.98	65.0
	5			30'02"	7.0*	3.93	23	0.94	70.0
	6			30'15"	8.0	4.24	24	0.92	80.0
	2	1	36	30'21"	7.0	3.93	23	0.94	70.0
	2	2		33'20"	8.0*	4.24	24	0.92	80.0
	3			31'17"	8.5	4.36	24	0.92	85.0
	3	1	39	30'20"	8.0	4.24	27	0.86	80.0
	2			30'02"	9.0*	4.62	27	0.86	90.0
	3			30'15"	10.0	5.08	28	0.84	100.0
	4			32'15"	11.0	5.33	27	0.86	110.0
	4	1	48	30'45"	8.0	4.24	27	0.86	80.0
	2			30'35"	8.5	4.36	28	0.84	85.0
	3			30'10"	9.0	4.62	27	0.86	90.0
	4			31'30"	9.5	4.87	28	0.84	95.0
	5			30'10"	10.0	5.08	27	0.86	100.0
	6			44'29"	11.0*	5.33	26	0.88	110.0
	5	1	63	30'02"	10.0	5.08	27	0.86	100.0
	2			32'47"	11.0	5.33	28	0.84	110.0
	3			31'15"	11.5*	5.49	27	0.86	115.0
	4			30'08"	12.0	5.61	26	0.88	120.0
	I = 6 °/100	6	1	15	12'26"	3.0	2.17	21	0.98
2				19'15"	4.0*	2.67	20	1.00	60.0
3				16'59"	5.0	2.89	20	1.00	75.0
4				32'48"	7.0	3.53	19	1.02	105.0
7		1	44	29'59"	4.0	2.67	21	0.98	45.0
2				10'32"	6.0*	3.31	22	0.96	90.0
3				13'47"	7.0	3.53	21	0.98	105.0
4				19'42"	8.0	3.80	22	0.96	120.0
8		1	67	20'59"	4.0	2.67	21	0.98	45.0
2				21'17"	5.0	2.89	22	0.96	75.0
3				18'58"	6.0	3.31	22	0.96	90.0
4				18'33"	7.0*	3.53	21	0.98	105.0
5			18'05"	8.0	3.80	20	1.00	120.0	
I = 8 °/100	9	1	29	26'09"	3.0	1.84	17	1.06	60.0
	2			30'51"	3.5	1.96	18	1.04	70.0
	3			32'40"	4.0*	2.18	19	1.02	80.0
	4			31'45"	5.0	2.47	17	1.06	100.0
	10	1	36	30'37"	3.5	1.96	14	1.16	70.0
	2			29'30"	4.5*	2.25	14	1.16	90.0
	3			25'11"	5.5	2.67	15	1.10	110.0
	11	1	66	30'32"	4.0	2.18	15	1.10	80.0
	2			30'29"	4.5	2.25	18	1.04	90.0
	3			22'09"	5.0*	2.47	17	1.06	100.0
	4			20'00"	5.5	2.67	18	1.04	110.0
	12	1	111	14'10"	4.5	2.25	18	1.04	90.0
2			28'43"	5.0	2.47	20	1.00	100.0	
3			31'08"	5.5	2.67	18	1.04	110.0	
4			31'13"	6.0*	2.87	18	1.04	120.0	
5			15'56"	7.0	3.13	18	1.04	140.0	
6			30'18"	7.5	3.37	17	1.06	150.0	
I = 10 °/100	13	1	36	30'08"	2.5	1.12	24	0.92	62.5
	2			31'06"	3.0*	1.97	24	0.92	75.0
	3			31'31"	4.0	2.43	23	0.94	100.0
	4			30'40"	4.5	2.56	26	0.88	112.5
	5			30'40"	5.0	2.70	24	0.92	125.0
	6			30'30"	5.5	2.97	26	0.88	137.5
	14	1	48	31'05"	3.0	1.97	21	0.98	75.0
	2			30'00"	3.5*	2.12	23	0.94	87.5
	3			20'35"	4.0	2.43	21	0.98	100.0
	4			18'35"	5.0	2.70	20	1.00	125.0
	15	1	63	26'50"	3.0	1.97	24	0.92	75.0
	2			30'20"	3.5	2.12	24	0.92	87.5
	3			31'30"	4.0*	2.43	21	0.98	100.0
	4			20'11"	4.5	2.56	23	0.94	112.5
	16	1	111	30'03"	4.5	2.56	23	0.94	112.5
	2			30'30"	5.0*	2.70	23	0.94	125.0
3			30'12"	5.5	2.97	26	0.88	137.5	
4			18'50"	6.0	3.06	23	0.94	150.0	

TABELA 3,5 - RESULTADOS OBTIDOS PARA A AREIA d=1,22mm

EXP.	ENS.	Q_s (10^{-3} Kgf/min 0.2m)	Δt ($^{\circ}$ ")	Q (10^{-3} m ³ /s.04.m)	h (10^{-2} m)	t ($^{\circ}$ C)	v (10^{-6} m ² /s)	γqI (10^{-3} Kgf/s.m)
I = 4 °/00	17	57	26'11"	6.0	4.25	23	0.94	60.0
	2		24'58"	7.0*	4.34	22	0.96	70.0
	3		26'30"	8.0	4.74	22	0.96	80.0
	4		24'55"	8.5	4.85	17	1.06	85.0
	5		23'30"	9.0	5.15	17	1.06	90.0
	18	80	25'35"	3.0	2.20	24	0.92	30.0
	2		23'15"	3.5	2.52	24	0.92	35.0
	3		28'03"	4.0	2.70	25	0.90	40.0
	4		28'25"	5.0	3.40	25	0.90	50.0
	5		12'49"	5.5	3.72	25	0.90	55.0
	6		24'53"	6.0	4.25	17	1.06	60.0
	7		25'15"	8.0*	4.74	18	1.04	80.0
	8		25'30"	9.0	5.15	19	1.02	90.0
	19	114	25'13"	7.0	4.24	23	0.94	70.0
	2		24'48"	8.0	4.74	23	0.94	80.0
	3		25'55"	9.0*	4.85	17	1.06	90.0
	4		24'53"	10.0	5.72	17	1.06	100.0
	5		24'47"	11.0	5.98	18	1.04	110.0
	20	121	24'07"	9.0	5.15	18	1.04	90.0
	2		22'25"	9.5	5.50	20	1.00	95.0
3	25'52"		10.0*	5.72	19	1.02	100.0	
4	24'30"		11.0	5.98	19	1.02	110.0	
I = 6 °/00	21	57	12'35"	3.0	1.84	19	1.02	45.0
	2		20'00"	4.0	2.25	19	1.02	60.0
	3		21'04"	5.0*	2.89	19	1.02	75.0
	4		21'20"	6.0	3.10	18	1.04	90.0
	22	80	21'15"	5.0	2.89	18	1.04	75.0
	2		21'17"	6.0*	3.10	18	1.04	90.0
	3		23'45"	7.0	3.46	18	1.04	105.0
	23	112	21'33"	6.0	3.10	18	1.04	90.0
	2		23'12"	7.0*	3.46	18	1.04	105.0
	3		21'15"	8.0	4.34	17	1.06	120.0
	24	121	18'10"	7.0	3.46	18	1.04	105.0
	2		21'48"	7.5*	3.90	18	1.04	112.5
3	21'20"		8.0	4.34	17	1.06	120.0	
4	21'17"		9.0	4.46	17	1.06	135.0	
25	125	21'48"	7.0	3.46	17	1.06	105.0	
2		21'40"	8.0*	4.34	17	1.06	120.0	
3		21'20"	9.0	4.46	17	1.06	135.0	
I = 8 °/00	26	121	15'06"	3.0	2.39	17	1.06	60.0
	2		21'45"	4.0*	2.87	16	1.08	80.0
	3		21'03"	5.0	3.15	17	1.06	100.0
	27	172	20'40"	4.0	2.87	15	1.10	80.0
	2		20'38"	4.5*	3.01	15	1.10	90.0
	3		19'25"	5.0	3.15	15	1.10	100.0
	4		20'58"	6.0	3.33	15	1.10	120.0
	28	420	22'30"	5.0	3.15	17	1.06	100.0
	2		12'58"	6.0	3.33	17	1.06	120.0
	3		20'32"	6.5*	3.45	15	1.10	130.0
4	21'43"		7.0	3.56	15	1.10	140.0	
29	466	20'26"	7.0	3.56	15	1.10	140.0	
2		20'13"	8.0*	3.66	16	1.08	160.0	
3		21'20"	9.0	3.81	16	1.08	180.0	
I = 10 °/00	30	350	11'32"	3.0	1.95	20	1.00	75.0
	2		12'45"	4.0*	2.23	21	0.98	100.0
	3		12'47"	5.0	2.42	21	0.98	125.0
	31	425	20'25"	4.0	2.23	20	1.00	100.0
	2		21'35"	5.0*	2.42	20	1.00	125.0
	3		22'40"	6.0	2.63	20	1.00	150.0
	32	580	18'35"	5.0	2.42	21	0.98	125.0
	2		21'23"	6.0*	2.63	21	0.98	150.0
	3		10'41"	7.0	2.80	21	0.98	175.0
	33	657	17'23"	6.0	2.63	21	0.98	150.0
2	11'18"		7.0*	2.80	21	0.98	175.0	
3	13'39"		8.0	3.02	20,5	0.99	200.0	

EXP.	ENS.	$(10^{-3} \frac{Q_s}{\text{Kgf/min } 0.2\text{m}})$	$(\frac{\Delta t}{\text{''}})$	$(10^{-3} \frac{Q_3}{\text{m}^3/\text{s.0.4m}})$	$(10^{-2} \frac{h^2}{\text{m}})$	$(\frac{t}{\text{°C}})$	$(10^{-6} \frac{v^2}{\text{m}^2/\text{s}})$	$(10^{-3} \frac{q_1}{\text{Kgf/s.m}})$	
I = 4 °/00	34	193	10'	4.0	2.54	22	0.96	40.0	
	2		10'	5.0*	2.93	22	0.96	50.0	
	3		10'	6.0	3.41	22	0.96	60.0	
	35	1	364	10'05"	5.0	2.93	21	0.98	50.0
		2		10'00"	6.0*	3.41	21	0.98	60.0
		3		10'00"	7.0	3.78	21	0.98	70.0
	36	1	451	10'01"	6.0	3.41	22	0.96	60.0
		2		10'	7.0*	3.78	22	0.96	70.0
		3		10'00"	8.0	3.96	22	0.96	80.0
	37	1	553	10'02"	8.0	3.96	22	0.96	80.0
		2		10'25"	9.0	4.10	22	0.96	90.0
		3		10'00"	10.0	4.66	22	0.96	100.0
		4		10'00"	11.0*	4.79	22	0.96	110.0
		5		10'00"	12.0	4.94	22	0.96	120.0
	I = 6 °/00	38	364	10'55"	4.0	2.03	20	1.00	60.0
2		11'00"		5.0*	2.42	20	1.00	75.0	
3		10'20"		6.0	2.68	20	1.00	90.0	
39		1	451	10'02"	5.0	2.42	20	1.00	75.0
		2		10'50"	6.0*	2.68	20	1.00	90.0
		3		10'15"	7.0	2.83	20	1.00	105.0
40		1	553	10'00"	7.0	2.83	20	1.00	105.0
		2		10'00"	8.0*	2.96	21	0.98	120.0
		3		10'00"	9.0	3.18	21	0.98	135.0
41		1	642	10'15"	8.0	2.96	21	0.98	120.0
		2		10'00"	9.0*	3.18	21	0.98	135.0
		3		10'00"	10.0	3.42	21	0.98	150.0
I = 8 °/00	42	364	10'05"	2.5	1.68	23	0.94	50.0	
	2		10'15"	3.0*	1.77	23	0.94	60.0	
	3		10'10"	4.0	1.92	23	0.94	80.0	
	43	1	451	10'45"	4.0	1.92	23	0.94	80.0
		2		12'10"	5.0*	2.28	23	0.94	100.0
		3		10'37"	6.0	2.59	23	0.94	120.0
	44	1	553	12'30"	5.0	2.28	21	0.98	100.0
		2		11'27"	5.5*	2.34	21	0.98	110.0
		3		10'10"	6.0	2.59	21	0.98	120.0
	45	1	642	11'40"	6.0	2.59	21	0.98	120.0
		2		10'15"	6.5*	2.67	21	0.98	130.0
		3		10'35"	7.0	2.78	21	0.98	140.0
I = 10 °/00	46	455	13'43"	4.0	2.86	20	1.00	100.0	
	2		12'00"	4.5*	2.94	20	1.00	112.5	
	3		12'34"	5.0	3.05	20	1.00	125.0	
	47	1	550	10'30"	5.0	3.05	21	0.98	125.0
		2		10'10"	6.0*	3.24	21	0.98	150.0
		3		10'02"	7.0	3.48	20	1.00	175.0
		4		10'20"	8.0	3.75	20	1.00	200.0
	48	1	671	10'42"	7.0	3.48	19	1.02	175.0
		2		10'05"	7.5*	3.57	19	1.02	187.5
		3		10'26"	8.0	3.75	20	1.00	200.0
		4		09'47"	9.0	4.12	19	1.02	225.0
	49	1	790	09'52"	8.0	3.75	19	1.02	200.0
2		11'37"		9.0*	4.12	19	1.02	225.0	
3		11'23"		10.0	4.67	19	1.02	250.0	

D = 1,98 mm

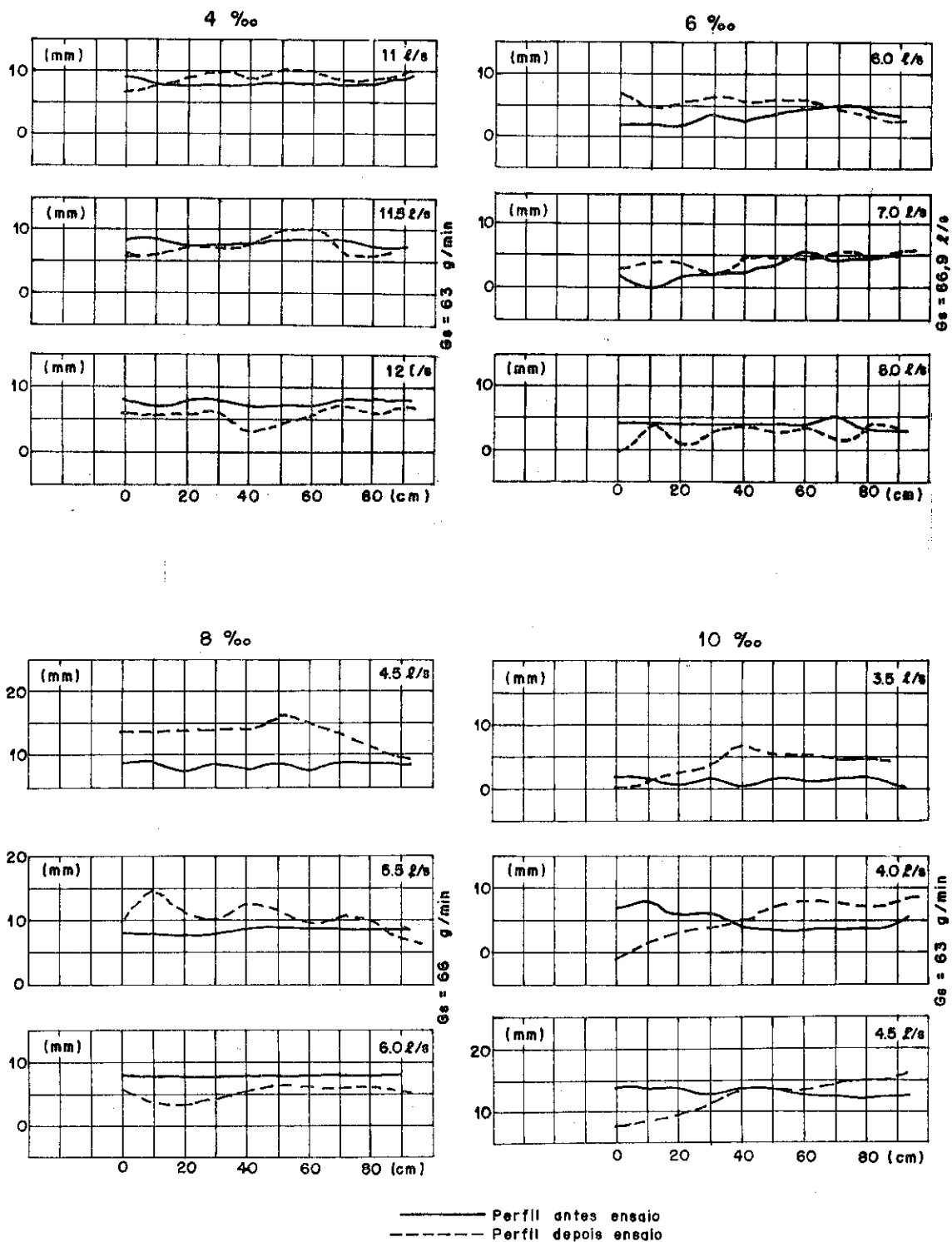


Figura: 3.10 — Perfis longitudinais do eixo do canal, para cada declividade ensaiada com D = 1,98 mm (Seções cada 10 cm).

D = 1,22 mm

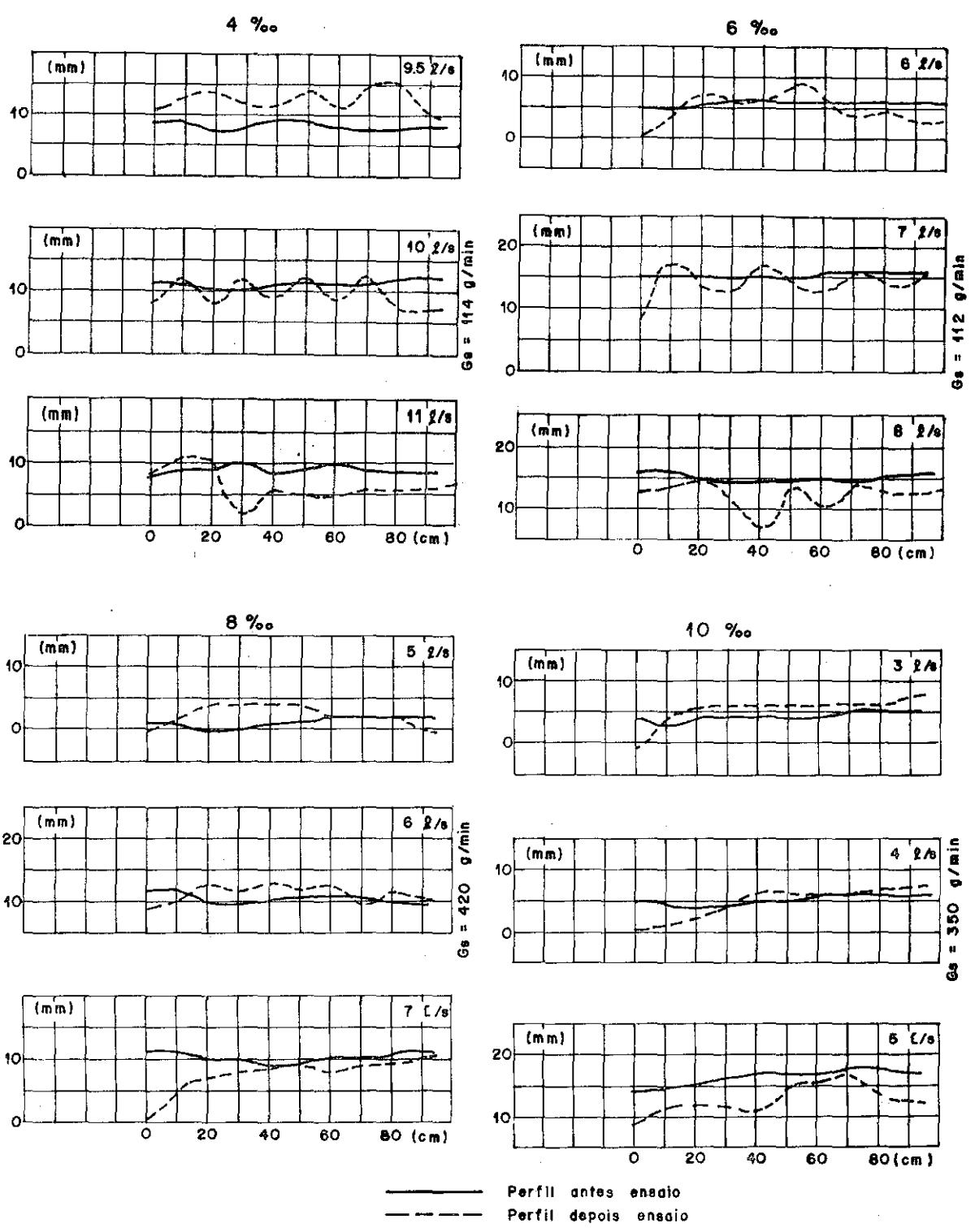


Figura: 3.11 — Perfis longitudinais do eixo do canal, para cada declividade ensaiada com D = 1,22 mm.

D = 0.77 mm

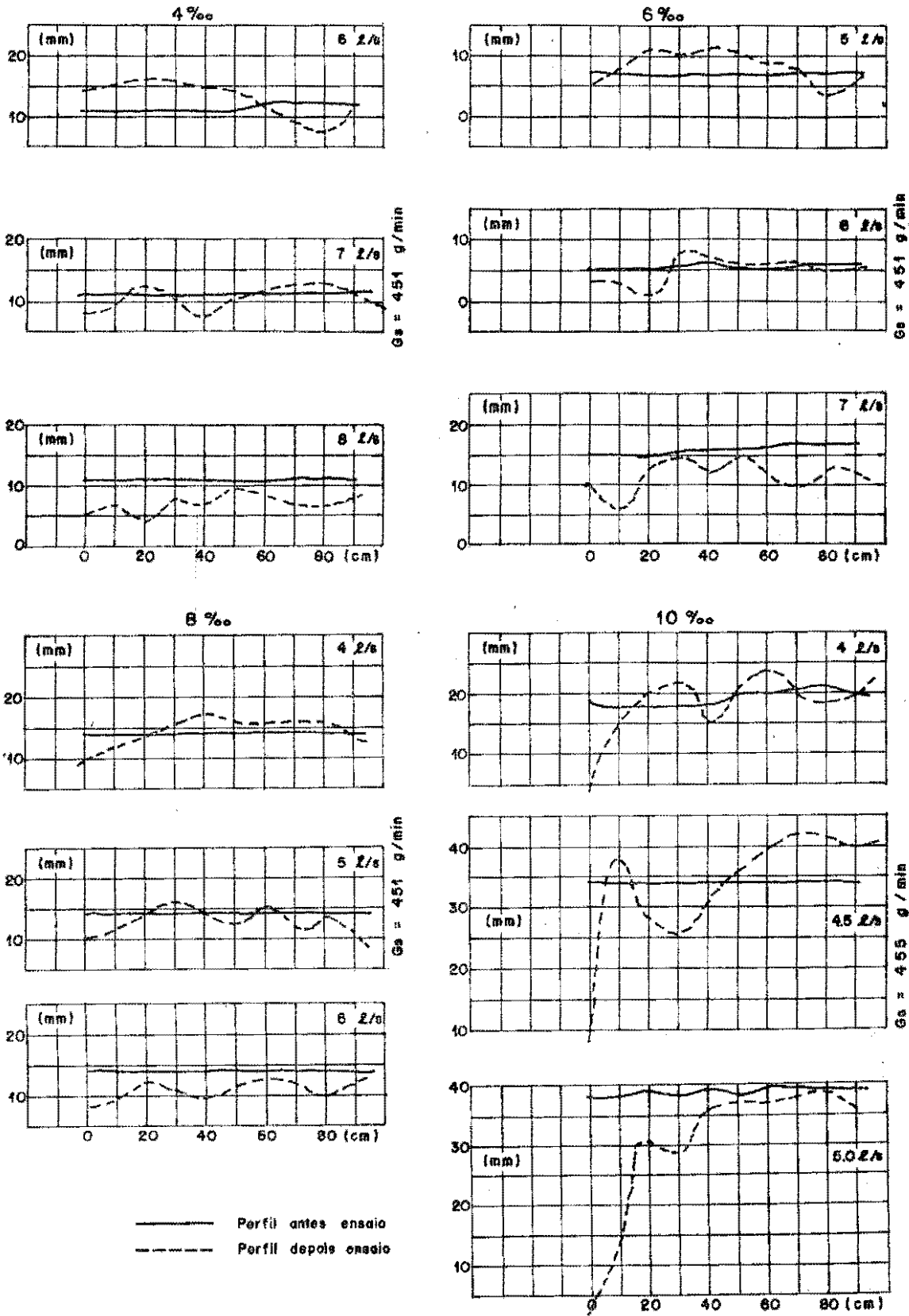


Figura : 3.12 — Perfis longitudinais do eixo do canal , para cada declividade ensaiada com D = 0.77 mm .

CAPÍTULO IV

ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

As condições hidráulicas que definem o início de depósito, obtidas experimentalmente, serão analisadas uma a uma, a fim de se verificar possíveis discrepâncias.

Os dados experimentais, já consistidos, serão utilizados para o estabelecimento de parâmetros adimensionais que, correlacionados, originam as relações funcionais que sintetizam a formação dos depósitos.

Estabelecidas as relações funcionais, os resultados serão a seguir interpretados e comparados com aqueles obtidos:

1. com os experimentos a fundo fixo efetuados anteriormente;
2. empregando fórmulas clássicas de transporte por arraste.

4.1. ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1.1. Condições hidráulicas

Três são as condições hidráulicas a serem analisadas: vazão de equilíbrio, profundidade e velocidade. Apenas a vazão é uma variável independente que, portanto, não sofre influência da maneira como se processa o escoamento sobre o leito móvel. A profundidade é uma variável dependente que, medida antes do leito móvel se deformar, impõe certos cuidados para assegurar que ela represente o escoamento sobre o trecho móvel do canal. Já a velocidade é

derivada das anteriores, estando sua determinação mais sujeita a erros.

Esta análise será feita através da plotagem da descarga sólida no início do depósito em função da condição hidráulica escolhida, verificando-se possíveis anomalias.

4.1.1.1. Vazão de Equilíbrio

Vazão de Equilíbrio é o nome dado à vazão que re_{tr}ata, dadas uma descarga sólida e uma declividade do fundo, a situação de início de depósito caracterizada por uma leve sobre-elevação do leito.

A determinação da vazão de equilíbrio é feita através da observação dos perfis longitudinais do eixo do canal obtidos para uma certa condição experimental, conforme descrito no item 3.4.3.3.

Para cada declividade e diâmetro ensaiados são plotados os pares: vazão x descarga sólida, medidos na condição de início de depósito. (figura 4.1).

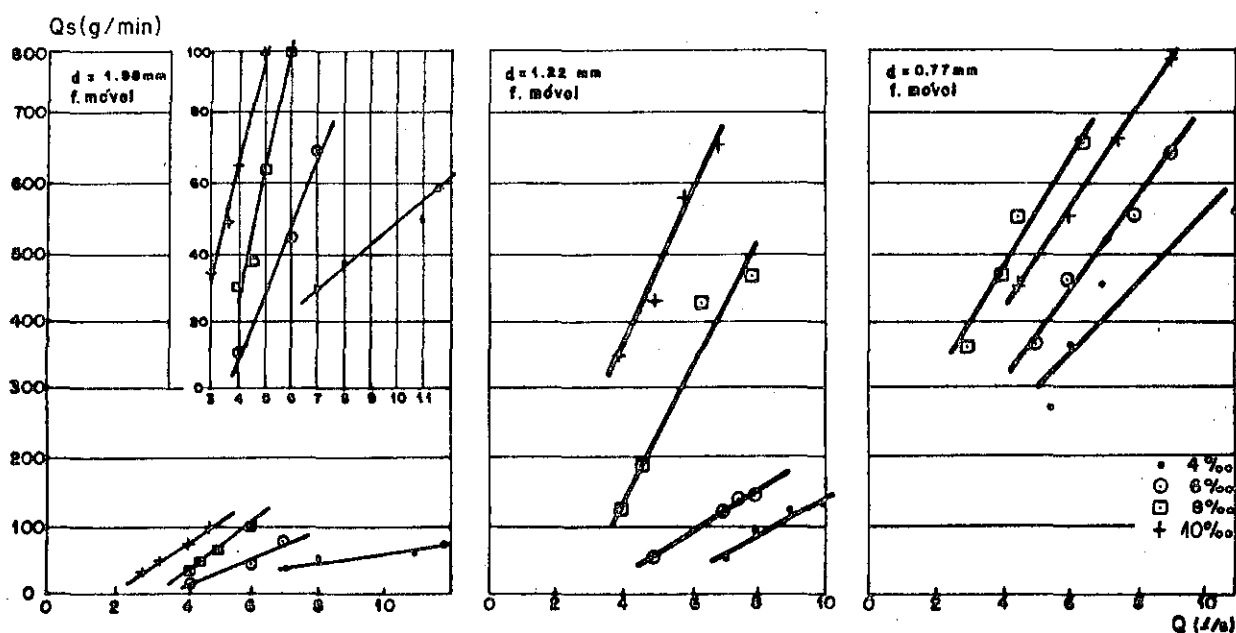


Figura: 4.1 — Vazão de equilíbrio para cada declividade em fundo móvel.

Os gráficos dessa figura indicam que:

- a. para um mesmo diâmetro e uma mesma descarga sólida, quanto mais baixa a declividade, maior é a vazão necessária para atingir o equilíbrio;
- b. conservando a vazão e o diâmetro constantes, à medida que cresce a declividade, maior deve ser a descarga sólida para se obter o início de depósito;
- c. variando o diâmetro de forma crescente, para uma mesma declividade, é necessária uma vazão cada vez maior para transportar a mesma quantidade de sedimentos.

Este comportamento se mantém para os diâmetros de sedimento adotados, exceto para a areia com $d = 0,77$ mm na declividade de $10^0/00$, onde ocorre uma inversão: o início de depósito foi obtido com vazões inferiores às obtidas na declividade de $8^0/00$, significando que, com uma mesma potência, o escoamento transporta menos carga sólida na declividade de $10^0/00$ do que na de $8^0/00$. A análise desta anomalia será retomada adiante.

Com a finalidade de comparar as tendências de comportamento da relação descarga sólida x vazão de equilíbrio obtidas nos experimentos a fundo móvel com os experimentos efetuados a fundo fixo (IPH-1974, 1980, 1983) e verificar se ocorre a inversão das declividades $8^0/00$ e $10^0/00$ da areia $0,77$ mm, foram plotados, na figura 4.2, os pontos que representam as condições de início de depósito sobre fundo fixo.

Em fundo fixo, o comportamento da relação $Q_s \times Q$ é semelhante ao observado para fundo móvel: relação linear; a vazão de equilíbrio decresce com o aumento da declividade, fixados o diâmetro e a descarga sólida; à medida que aumenta o diâmetro do sedimento, numa mesma condição de vazão e declividade, diminui a capacidade de transporte do escoamento.

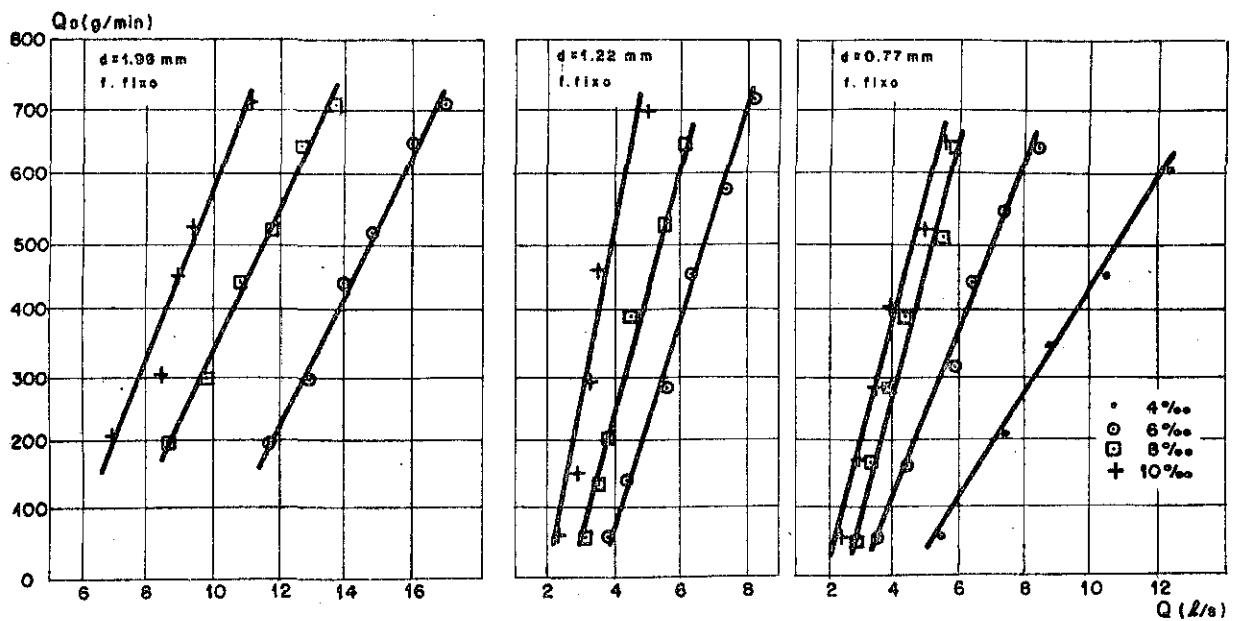


Figura: 4.2 — Vazão de equilíbrio para os ensaios a fundo fixo.
(I.P.H. 1974 - 1980 - 1983)

Deve-se notar que não existe a inversão na descarga sôlida de início de depôsito para a areia com diâmetro 0,77 mm, nas declividades de 8⁰/100 e 10⁰/100, nos experimentos a fundo fixo. Fixada a vazão de equilíbrio, o escoamento transporta uma carga sôlida maior na declividade de 10⁰/100, onde a potência é maior, do que na de 8⁰/100, como é de se esperar.

4.1.1.2. Profundidade

Nos estudos de início de depôsito com fundo fixo (IPH-1974, 1980, 1983), a profundidade medida em seções de terminadas do canal representava a profundidade sobre a região de ensaios. Esperava-se que, ao transformar o fundo fixo em móvel na região de ensaios, a profundidade sobre a mesma pouco diferiria da medida fora desta zona. Porém, du

rante a execução do programa de ensaios, verificou-se que a superfície líquida era estável fora da região de ensaios e oscilante sobre a mesma, criando dúvidas quanto a validade da profundidade medida.

Procurou-se encontrar uma maneira de fazer a leitura direta das profundidades sobre a região com fundo móvel, que é a de interesse na observação do início de depósito. Em alguns casos foi testado o uso de uma ponta limimétrica móvel para a leitura da linha d'água em algumas seções ao longo da zona de ensaios, porém, as ondulações da superfície líquida, avançando para jusante, faziam com que ora a ponta atingisse a parte alta da ondulação e ora a parte baixa, em períodos muito curtos, que impediam o perfeito ajuste do instrumento de medição. Uma tentativa grosseira para a obtenção de, pelo menos, uma ordem de grandeza para a profundidade foi feita através de uma régua graduada colocada junto ao vidro, que constitui as paredes do canal na zona de ensaios, e leitura da diferença de cotas entre o leito móvel e a superfície líquida. Este tipo de medição é dificultada pela aderência da água ao vidro provocando uma elevação e, também, pela oscilação da lâmina d'água, impondo a adoção de um nível médio muito aproximado.

Na figura 4.3 são apresentados três perfis longitudinais do eixo do canal, um para cada diâmetro ensaiado, com a linha d'água obtida para um instante qualquer. Cabe salientar que, uma vez que o fundo do canal se encontra numa situação de transporte, com a superfície líquida sofrendo oscilações que se propagam para jusante, a determinação da profundidade através da diferença entre as cotas do fundo e da superfície líquida refere-se a uma condição momentânea do escoamento. Com o passar do tempo de ensaio, o fundo vai se modificando até que atinja uma condição de equilíbrio dinâmico, a partir da qual a profundidade sobre o leito móvel deixa de variar de instante para instante.

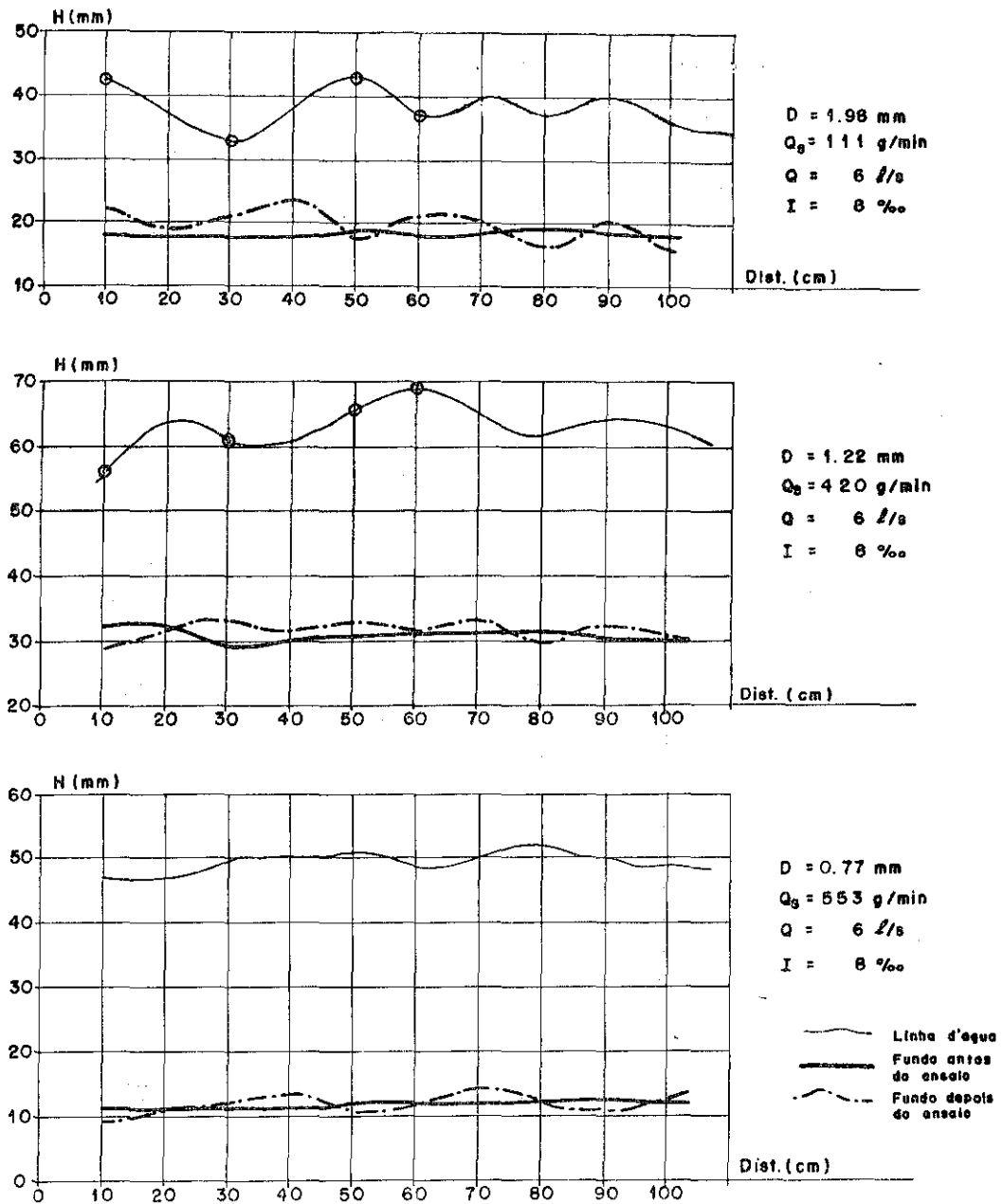


Figura 4.3 — Perfis longitudinais, na condição de início de depósito, apresentando as deformações do fundo.

As instabilidades da linha d'água verificadas são associadas às deformações do fundo móvel que aparecem na figura 4.3. A presença de deformações tão marcadas como as que foram registradas constituiu, até certo ponto, uma surpresa, pois as granulometrias das areias ensaiadas foram escolhidas de modo a que essas deformações não aparecessem ou, pelo menos, não alcançassem uma magnitude que pudesse

alterar substancialmente o escoamento. Convém esclarecer que todas as areias usadas nos experimentos do setor de mecânica fluvial do IPH provêm de um estoque formado há quinze anos a partir de areia natural, posteriormente peneirada, de modo a separar três componentes uniformes cujas granulometrias, segundo os critérios conhecidos na época, não permitiam o aparecimento de formas de fundo muito acentuadas.

Mesmo com as dificuldades de medição da profundidade sobre a região de ensaios, resolveu-se prosseguir com as areias idênticas às empregadas a fundo fixo, já que a pesquisa tenciona comparar os depósitos sobre fundos fixo e móvel para melhor entender os fenômenos e, mais objetivamente, não havia como obter facilmente areias de granulometria uniforme que permitissem a continuidade dos experimentos.

A maneira de contornar a dificuldade criada passa pela determinação indireta das profundidades sobre a zona de ensaios (fundo móvel) a partir das profundidades que podem ser medidas fora desta zona, nos trechos de canal a fundo fixo, ou seja, a partir das profundidades que prevaleciam no instante anterior ao início das deformações do fundo.

A metodologia para a determinação indireta das profundidades sobre o fundo móvel comporta duas etapas:

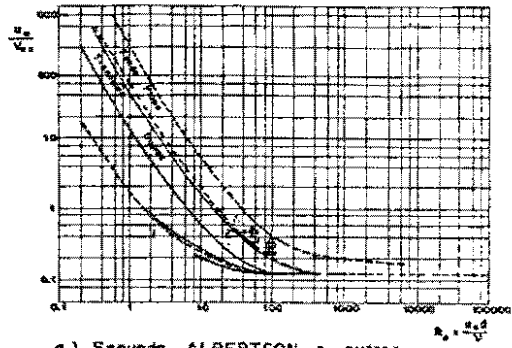
- identificação do tipo de deformação do fundo;
- cálculo da profundidade a partir de fórmulas de escoamento sobre fundo móvel semelhantes às fórmulas de resistência usadas para fundos fixos (Chézy, Manning,...)

Identificação das formas de fundo

A aplicação dos dados experimentais a alguns dos estudos de classificação das formas de fundo, permite a comparação entre o tipo de deformação observada e aquela esperada, segundo autores, em função das condições hidráulicas do escoamento modelado.

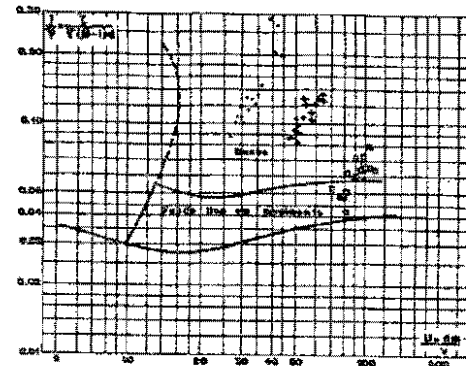
As formas de fundo, consequência das alterações na superfície do leito dos canais aluviais sob a ação do escoamento, tem sido estudadas por ALBERTSON et alii (1958), CHABERT e CHAUVIN (1963), ZNAMENSKAYA (1965) e ENGELUND e HANSEN (1966), entre outros. Os resultados destes estudos são sintetizados por relações entre parâmetros adimensionais convenientemente escolhidos, que traduzem as condições hidráulicas do escoamento e as características dos sedimentos. A aplicação destes critérios aos ensaios realizados conduz à seguinte classificação das formas de fundo:

- de acordo com ALBERTSON et alii (1958), grande parte dos ensaios se situa na faixa denominada fundo plano ou ondas estacionárias. Algumas dunas são obtidas nos ensaios com areia 0,77 mm e pequenas declividades (figura 4.4a);
- o critério do LNH CHATOU (1963) indica a formação de dunas exceto nos ensaios 1, 2, 6 e 9 onde se encontra fundo plano em movimento (figura 4.4b);
- ZNAMENSKAYA (1965) indica o aparecimento de dunas para todos os ensaios (figura 4.4c);
- ENGELUND e HANSEN (1966) classifica as formas de fundo observadas como dunas (figura 4.4d).

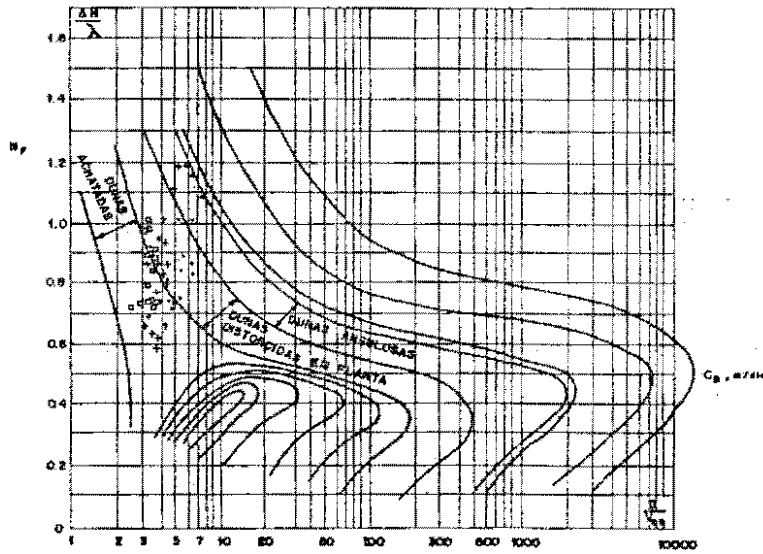


a) Segundo ALBERTSON e outros (1958)

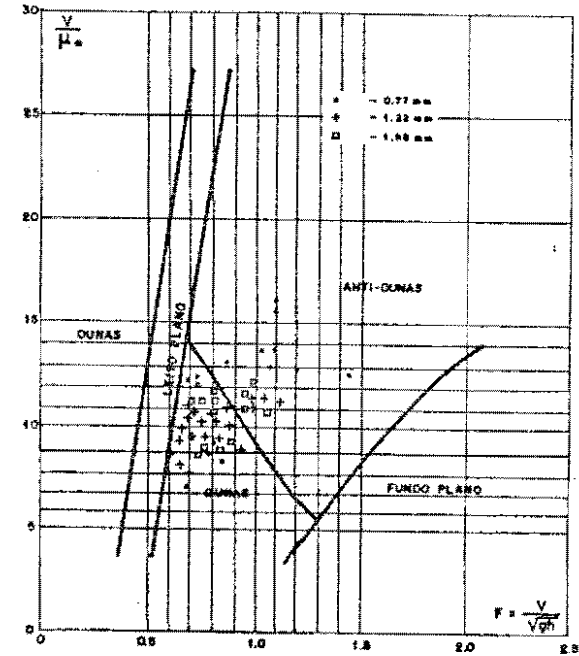
- * — 0,77 mm
- + — 1,22 mm
- — 1,98 mm



b) Segundo L.N.M. Chatou (1963)



c) Segundo Znamenskaya (1965)



d) Segundo ENGELUND (1967)

Figura 4.4 — Classificação das formas de fundo, segundo os critérios citados, para os ensaios realizados.

Pelos resultados obtidos esperava-se a formação de dunas suaves, alongadas, que não afetassem substancialmente o escoamento; mesmo porque, as formas clássicas de identificação das deformações de fundo são proporcionam uma apreciação grosseira do tamanho das deformações.

Por exemplo: observando as figuras que retratam a classificação das formas de fundo nota-se que, para a areia mais grossa ($d=1,98\text{mm}$) as deformações esperadas são mais suaves (dunas achatadas), pouco influenciando o escoamento. Já a areia mais fina ($d=0,77\text{mm}$) apresenta uma tendência a deformações mais acentuadas (dunas distorcidas e dunas angulosas), modificando as condições de escoamento devido ao aumento da rugosidade. A areia com $d=1,22\text{mm}$ ora apresenta deformações suaves, ora deformações acentuadas, refletindo uma mudança em seu comportamento quando sob ação do escoamento.

Nos experimentos efetuados foram observadas formas de fundo de porte suficiente para influenciar o escoamento na região de ensaios, devido ao aumento da rugosidade e, portanto, da energia dissipada. O comprimento destas formas variou entre $0,10\text{m}$ e $0,35\text{m}$ e a altura entre $0,002\text{m}$ e $0,025\text{m}$ que, comparadas com a faixa de profundidades explorada (até $0,055\text{m}$), confirma sua influência no escoamento, contrariando as configurações indicadas pelas formas clássicas de identificação, o que motivou a procura de estudos mais recentes.

Através do estudo de VAN RIJN (1985) para a determinação da rugosidade de um canal aluvial foi possível obter, a partir do diâmetro do sedimento que constitui o fundo do canal e da vazão que nele escoar, a altura e o comprimento das formas de fundo compatíveis, numa primeira análise, com as dimensões das deformações observadas nos experimentos.

As formas de fundo identificadas pelos métodos preconizados pela maioria dos autores citados fornecem uma idéia qualitativa do tipo de deformação e uma aproximação de seu tamanho. Sua aplicação não permite, de modo imediato, perceber a magnitude destas deformações em relação à profundidade do escoamento que as produz. No entanto, os estudos de VAN RIJN (1985) vão além e possibilitam a quantificação destas formas, fornecem dimensões compatíveis com as observadas nos ensaios, que representam deformações de fundo capazes de perturbar o escoamento pelo aumento da energia dissipada. Consequentemente, é mostrada a necessidade de corrigir a profundidade que ocorre sobre a região de ensaios.

Correção das profundidades

A constatação da presença de dunas no leito do canal, verificada com a classificação das formas de fundo, confirma a necessidade de se conhecer a profundidade sobre a zona de ensaios para melhor descrever o escoamento.

A existência de mais um grau de liberdade no fundo móvel, que é a sua capacidade de deformação, introduz mudanças na rugosidade total do fundo. Além da rugosidade de superfície, resultado do atrito entre o escoamento e os grãos de sedimento, surge a rugosidade de forma, causada pela presença das dunas, que aumenta o atrito na interface água/sedimento, produzindo um acréscimo na dissipação de energia. É nesta separação da rugosidade que se baseiam os diversos métodos de cálculo da resistência de canais aluviais.

Conhecida a vazão, a declividade e as características do fluido que escoam no canal, a aplicação de métodos como o de EINSTEIN-BARBAROSSA (1952), ENGELUND e HANSEN (1967) e VAN RIJN (1985), entre outros, permite o estabelecimento das condições hidráulicas, principalmente a profundidade,

sobre a zona de ensaios.

EINSTEIN-BARBAROSSA (1952) divide o raio hidráulico do canal em dois: o raio hidráulico dos grãos e o raio hidráulico de forma. Através de uma curva experimental onde estabelece a relação entre o fator de atrito relativo à forma e o raio hidráulico relativo aos grãos, representado pela tensão de cisalhamento adimensional devida aos grãos, obtem-se o raio hidráulico relativo à forma. O raio hidráulico total do escoamento será a soma destes dois (ver anexo A).

ENGELUND e HANSEN (1967) partem da decomposição da tensão de cisalhamento, através da decomposição da declividade e da expressão da perda de energia por resistência de forma, usando a fórmula de perda de carga numa expansão brusca. Uma curva experimental relaciona a tensão de cisalhamento total do escoamento com a tensão de cisalhamento relativa aos grãos (ver anexo A).

VAN RIJN (1985) estabelece um método para o cálculo da rugosidade sobre um fundo móvel baseado em dois parâmetros: o parâmetro diâmetro da partícula e o parâmetro estágio de transporte, a partir dos quais determina a altura e o comprimento da deformação do fundo e a rugosidade relativa como soma da rugosidade causada pelo grão com a rugosidade de forma, sendo mais aplicável para dunas. Um roteiro detalhado para a determinação da rugosidade equivalente das formas de fundo faz parte do anexo A.

Os três métodos citados foram aplicados aos dados experimentais, com resultados mais ou menos coerentes, como é visto a seguir:

- a. As profundidades calculadas através do método iterativo de EINSTEIN-BARBAROSSA (1952), exceto para a areia com $d=1,98\text{mm}$ nas declividades de $4^{\circ}/00$, $6^{\circ}/00$ e $8^{\circ}/00$, man

tiveram-se abaixo da profundidade observada antes do início das deformações.

- b. O método de ENGELUND e HANSEN (1967), também iterativo, resultou em profundidades inferiores às medidas fora da região de ensaios, exceto para o diâmetro 0,77mm, encontrando-se alguns casos com o $d=1,98\text{mm}$, onde sua aplicação conduziu a raios hidráulicos relativo a forma superiores ao raio hidráulico total arbitrado.
- c. Apenas o procedimento indicado por VAN RIJN (1985) gerou sistematicamente profundidades sobre o leito móvel maiores do que as observadas, para todos os diâmetros ensaiados, indicando que o aumento da rugosidade, devido à presença das deformações, aumenta o atrito com o fundo, freando o escoamento, diminuindo a velocidade e, portanto, aumentando a profundidade, como era de se esperar. (ver tabela anexo A).

Assim sendo, a determinação indireta das profundidades será efetuada através do procedimento de VAN RIJN (1985) que, além de gerar profundidades superiores às medidas fora da região de ensaios, sugere dimensões para as dunas (altura e comprimento) compatíveis com as dimensões observadas nos ensaios efetuados.

O anexo A é constituído por resumos dos três métodos adotados para a determinação da resistência do canal aluvial, bem como pelos resultados obtidos com suas aplicações aos dados experimentais.

Uma comparação entre a profundidade medida diretamente sobre o fundo fixo e a obtida indiretamente sobre o fundo móvel, em alguns ensaios onde a capacidade de transporte foi atingida, é apresentada na figura 4.5. Nota-se que, como era de se esperar, uma mesma vazão ocorre numa profundidade maior sobre o fundo móvel do que sobre o fun-

do fixo constituído pelo mesmo diâmetro.

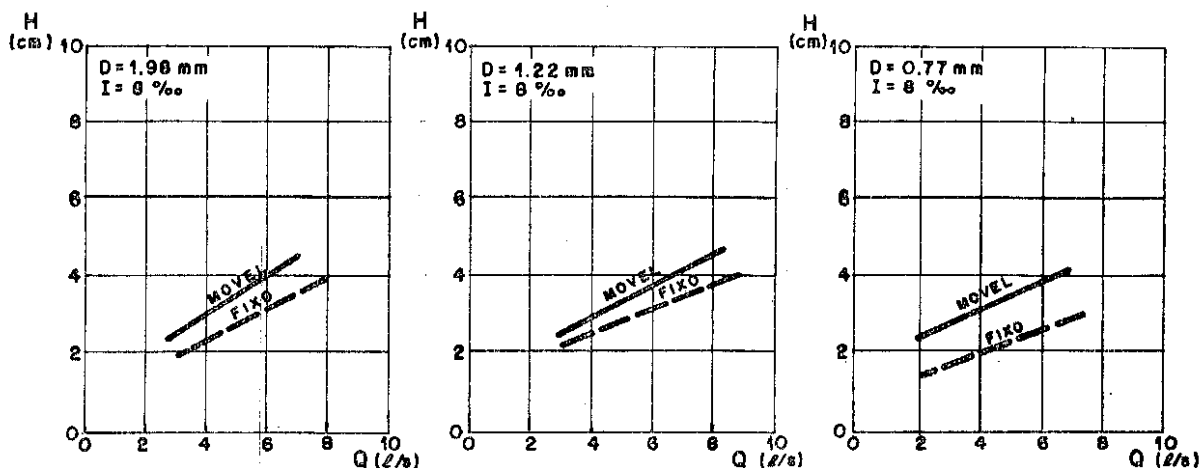


Figura: 4.5 — Comparação entre a altura medida sobre o fundo fixo e a calculada sobre fundo móvel.

Em média, os acréscimos verificados na profundidade foram de 15%, 19% e 36%, respectivamente para os diâmetros 1,98mm, 1,22mm e 0,77mm. O maior acréscimo ocorreu na areia com $d=0,77\text{mm}$, que é uma areia fina com grande mobilidade e, portanto, capaz de aumentar a resistência de forma.

Constatada a variação das profundidades com a vazão em função do tipo de configuração do fundo, parte-se para o estabelecimento de relações entre a descarga sólida, na capacidade máxima de transporte do escoamento, e as duas profundidades: uma medida sobre o fundo fixo e a outra calculada sobre o fundo móvel, a fim de se verificar possíveis anomalias.

Na figura 4.6 são apresentadas estas relações agrupando os diâmetros dos sedimentos em função da declividade. O índice m indica valores obtidos sobre o fundo móvel e o índice f , valores obtidos fora da região de ensaios.

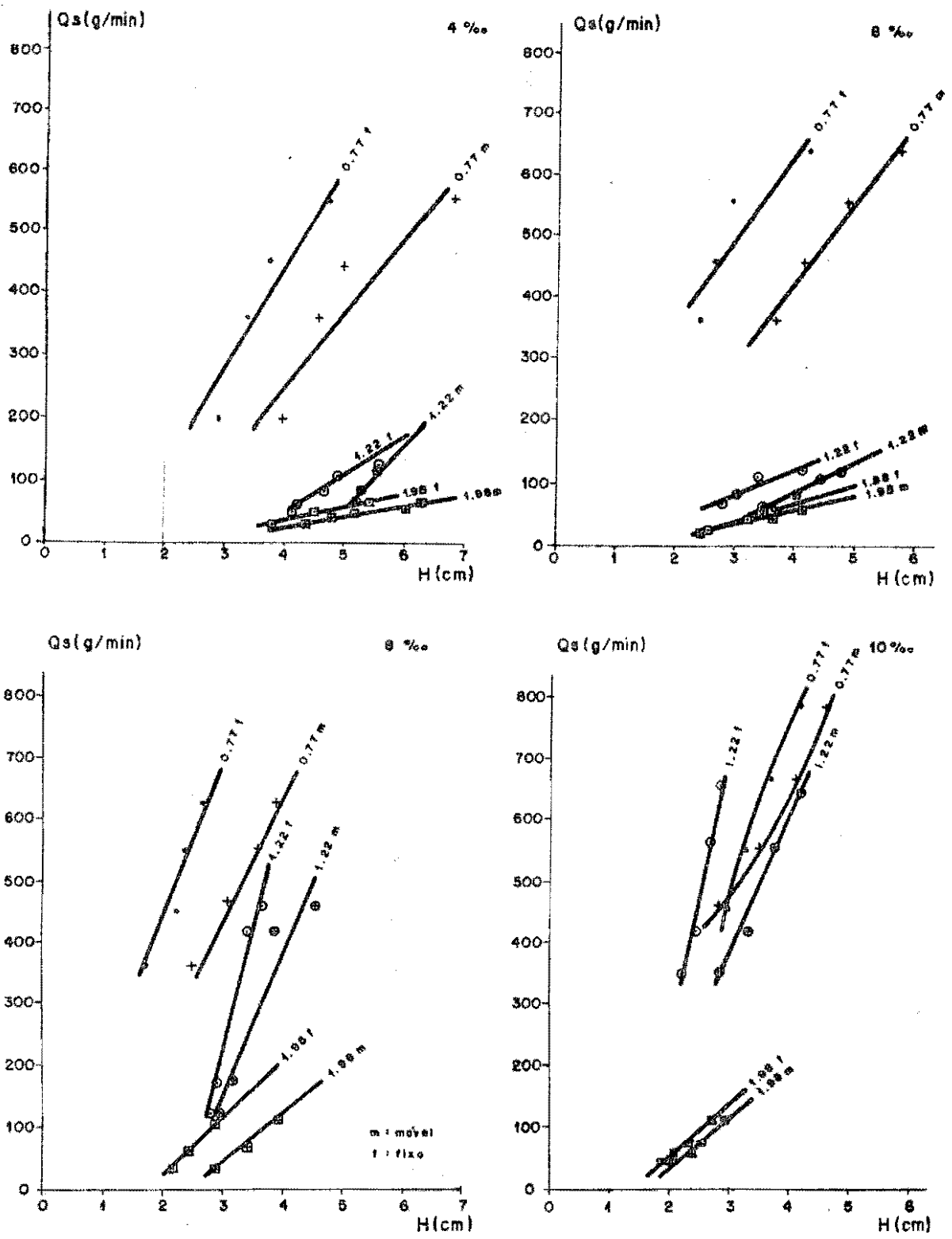


Figura: 4.6 — Relação entre a descarga sólida no início de depósito e as profundidades: Sobre o fundo fixo (fora da região de ensaios) e fundo móvel (região de ensaios).

A análise da relação entre a profundidade medida fora da região de ensaios e a determinada sobre o fundo móvel com a descarga sólida de equilíbrio (figura 4.6) conduz às seguintes observações:

. fixada uma profundidade, a quantidade de material transportado na capacidade máxima de transporte do escoamento é menor quando se observa o escoamento sobre o trecho móvel do canal do que sobre o trecho fixo;

. nas declividades $4^{\circ}/\text{oo}$, $6^{\circ}/\text{oo}$ e $8^{\circ}/\text{oo}$, a descarga sólida cresce com a diminuição do diâmetro, ou seja, uma mesma profundidade sobre um leito constituído por areia com $d=1,98\text{mm}$ transporta menos sedimento do que a mesma altura d'água sobre um leito com $d=0,77\text{mm}$;

. na declividade $10^{\circ}/\text{oo}$ observa-se que as retas que ajustam os pares descarga sólida x profundidade para o diâmetro $0,77\text{mm}$ encontram-se dentro da região delimitada pelos pontos definidos para o diâmetro $1,22\text{mm}$, caracterizando uma mudança de comportamento na areia mais fina com alta declividade, que passa a transportar menos sedimento do que o fundo fixo com $d=1,22\text{mm}$, porém mais do que o fundo móvel com $d=1,22\text{mm}$;

. analisando em separado a areia com $d=0,77\text{mm}$, verifica-se que mantida constante a profundidade, a descarga sólida transportada sob fundo fixo é superior na declividade de $8^{\circ}/\text{oo}$ do que na de $10^{\circ}/\text{oo}$, confirmando a inversão detectada na vazão de equilíbrio. Quando é feita a correção das profundidades, transferindo-a para sobre o fundo móvel, esta inversão deixa de existir, com a declividade $10^{\circ}/\text{oo}$ transportando mais sedimento do que a de $8^{\circ}/\text{oo}$ quando sob a ação de um mesmo escoamento.

Em geral, pode-se concluir que a determinação indireta das profundidades, transferindo aquela medida fora

da região de ensaios para sobre o fundo móvel, atenua e amortece as inversões de comportamento observadas quando se adota a profundidade medida nas pontas linimétricas.

Como o escoamento se estabelece no canal de ensaios com duas profundidades distintas, que impõem comportamentos diversos na relação com a capacidade máxima de transporte, a determinação das relações funcionais, que sintetizam as condições experimentais, será feita adotando ambas, de maneira a se poder avaliar a influência de uma ou outra condição nos resultados finais.

4.1.1.3. Velocidade média do escoamento

A existência de duas profundidades distintas para a mesma vazão que passa no canal impõe, por consequência, a existência de duas velocidades: uma correspondente à profundidade medida sobre o fundo fixo e outra correspondente à profundidade que ocorre sobre as deformações da zona de ensaios.

A determinação da velocidade média do escoamento é feita indiretamente, através da equação da continuidade. Assim sendo, o erro cometido no cálculo da velocidade será maior do que o erro existente na medição da vazão e medição e/ou cálculo da profundidade, pois é derivado de ambas. Na zona fixa, a velocidade média é determinada com a área molhada referente à profundidade medida com o auxílio das pontas linimétricas. Na região de ensaios, é calculada a partir da profundidade determinada através do método de VAN RIJN (1985) de avaliação da rugosidade do canal.

A figura 4.7 apresenta as velocidades calculadas sobre fundo fixo e sobre fundo móvel relacionadas com a carga sólida de abastecimento correspondente ao início de depósito.

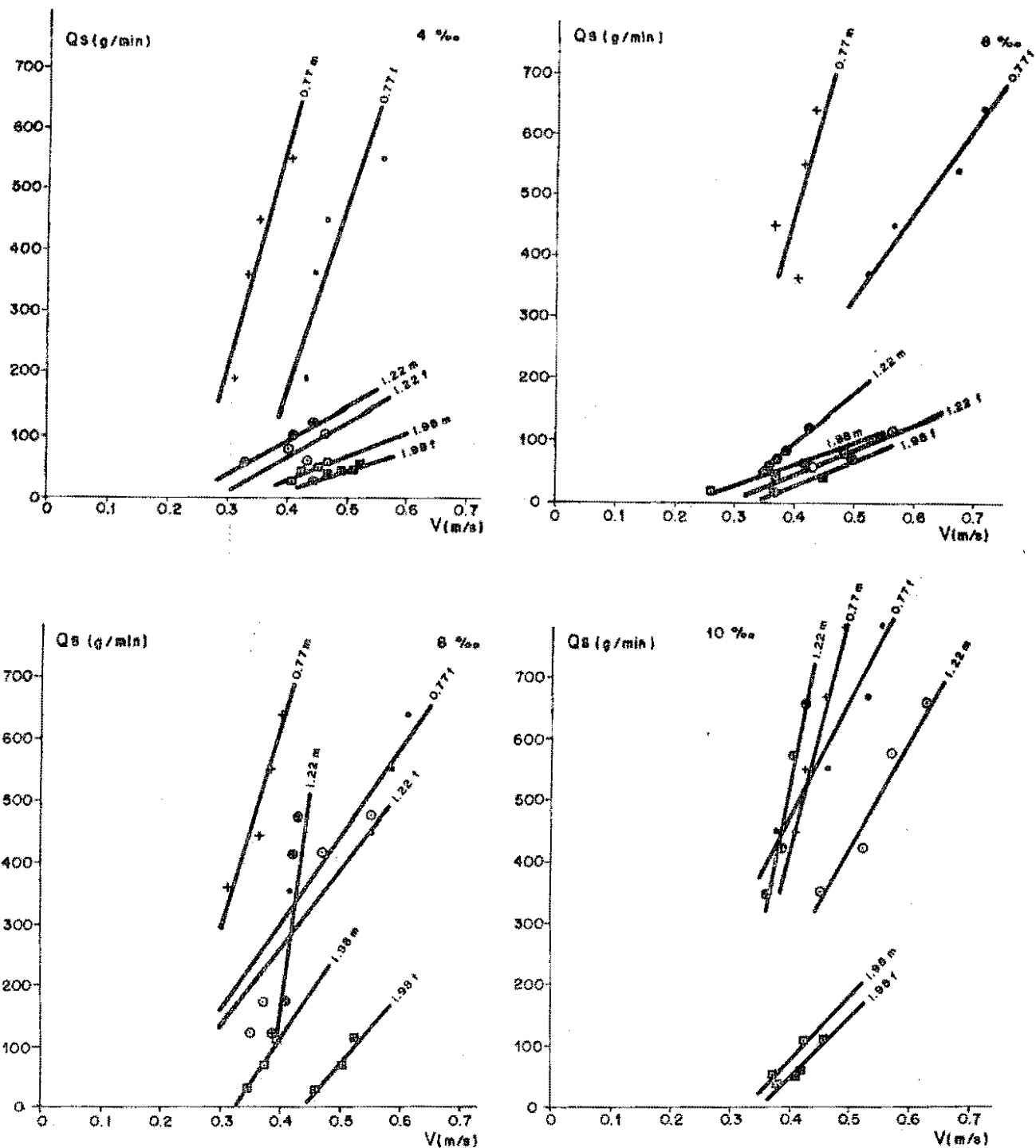


Figura: 4.7 — Relação entre a descarga sólida e a velocidade média :
Sobre fundo fixo e sobre fundo móvel.

Como a velocidade é derivada da profundidade, varia com o inverso desta: um aumento na profundidade provoca uma diminuição na velocidade. Assim sendo, a descarga sólida transportada sobre o fundo móvel é maior do que a transportada sobre um fundo fixo, mantida constante a velocidade.

de. Fixando a descarga sólida, nota-se que é necessário uma velocidade maior para transportá-la se o fundo for fixo do que se ele for móvel, ou seja, a velocidade maior implica em uma profundidade menor, confirmando a tendência de comportamento das profundidades.

As situações graficadas na figura 4.7 são basicamente as mesmas apresentadas na figura 4.6, com semelhante interpretação. Nota-se que, também na velocidade, a inversão verificada na areia 0,77mm nas declividades $10^0/00$ e $8^0/00$ permanece.

Possíveis anomalias verificadas na plotagem das condições hidráulicas em relação à descarga sólida tem sua origem no método experimental adotado, refletindo a influência de qualquer pequena alteração na cobertura do fundo do canal com a película de cimento (por exemplo: excesso de cimento, presença de fissuras,...), sobre as condições de escoamento, para certas vazões.

4.1.1.4. Comentários

Comparando o relacionamento entre a vazão e a descarga sólida na capacidade máxima de transporte obtidos para o estudo a fundo fixo (IPH-1974, 1980, 1983) e a fundo móvel, nota-se que ocorre uma mudança de comportamento neste último, constituindo-se numa peculiaridade a ser comentada. (figuras 4.1 e 4.2).

Esta mudança de comportamento caracteriza-se pela inversão observada entre as declividades $10^0/00$ e $8^0/00$ da areia 0,77mm, indicando que, com a maior declividade é transportada menor quantidade de sedimento do que com a declividade menor e se mantém quando se adota a profundidade medida ou a velocidade dela derivada. Também observa-se a diminuição da descarga sólida transportada quando o diâmetro que constitui o fundo é 0,77mm em relação ao diâmetro 1,22mm, na declividade $10^0/00$.

Duas podem ser as razões deste comportamento:

- a. as deformações sofridas pelo fundo móvel, como forma de ajuste da rugosidade ao escoamento, aumenta a dissipação de energia por atrito e diminui a parcela de energia disponível para o transporte sólido. Através da observação durante a execução dos ensaios e da identificação das formas de fundo feita anteriormente, verifica-se que a areia de diâmetro 0,77mm, devido à sua forma quase lamelar e pequeno peso, tende a constituir dunas de geometria mais abrupta, provocando um consumo maior de energia, modificando a repartição de energia do escoamento;
- b. porém, no que pese a lógica dessa explicação, parece contar mais na explicação da anomalia uma segunda razão, vinculada à erosão localizada existente na transição do fundo fixo para o fundo móvel. Os grãos de areia com diâmetro 0,77mm tem pequena inércia e forma quase lamelar; injetados no escoamento, necessitam de uma certa distância para se depositar. Em média, o salto executado pelo grão deixa a descoberto os primeiros 15 cm do fundo móvel que, sem receber a contribuição do sedimento injetado, transformam-se numa fossa de erosão, consumindo parte da energia do escoamento destinada ao transporte sólido e induzindo um fluxo que agrava as deformações à jusante da transição.

Não são nas declividades 8⁰/100 e 10⁰/100 da areia 0,77mm foram detectadas essas fossas de erosão parasitas. Em alguns ensaios com o diâmetro 1,22mm e com outras declividades do diâmetro 0,77mm foram observadas outras fossas de erosão na transição dos fundos, porém não em magnitude suficiente para desencadear um aumento na dissipação de energia com redução sensível da capacidade de transporte do escoamento. A ocorrência das fossas de erosão impôs o emprego de descargas sólidas cada vez maiores, numa tentativa de impedir a retirada dos sedimentos na transição, o que

criou dificuldades para a execução de ensaios com a areia 0,77mm utilizando baixas descargas sólidas.

4.1.2. Determinação das relações funcionais

Mantendo as relações funcionais utilizadas nos trabalhos anteriores a este: COSTA (1974), ALMEIDA (1980) e GARCIA (1983), adotou-se a vazão, a altura da lâmina d'água e a velocidade média como parâmetros representativos do escoamento. Nas expressões finais, obtidas por análise dimensional, estes parâmetros aparecem representados pela potência unitária, pela tensão de cisalhamento e pela velocidade média, respectivamente.

As regressões lineares feitas com os grupos adimensionais:

$$\frac{\gamma q I}{\gamma_s v}, \frac{\tau g^{1/3}}{\gamma_s v^{2/3}}, \frac{v}{(vg)^{1/3}} \text{ e } \frac{\tau}{\gamma(\beta-1)d}$$

permitirão a comparação entre os resultados obtidos a fundo fixo e os a fundo móvel.

4.1.2.1. Obtenção das relações funcionais

O cálculo dos grupos adimensionais para os 49 ensaios selecionados para os diâmetros de sedimento adotados é apresentado nas tabelas 4.1, 4.2 e 4.3. As duas últimas colunas indicam a profundidade e a velocidade do escoamento calculadas sobre o fundo móvel, segundo procedimento indicado no item 4.1.1.2.

As relações obtidas para os grupos adimensionais adotados são mostrados nas figuras 4.8, 4.9 e 4.10, respectivamente, para os diâmetros 1,98mm, 1,22mm e 0,77mm.

EXP.	ENS.	$\frac{I}{d/100}$	Q l/s	Q_s 10^{-3} kgf/min	q_s 10^{-3} kgf/s.m	q_v 10^{-6} m ³ /s.m	q 10^{-3} m ³ /s.m	h 10^{-2} m	v m/s	v 10^{-6} m ² /s	τ 10^{-2} kgf/m ²	u_s 10^{-2} m/s	γq_1 10^{-3} kgf/s.m	$\frac{\gamma q_1}{\gamma_s v}$	$\frac{q_v}{v}$	$\frac{dq}{v}^{1/3}$ $\frac{m}{v^{2/3}}$	$\frac{u+d}{v}$	$\frac{\tau}{\gamma_s v^{2/3}}$	$\frac{v}{(vg)^{1/3}}$	$\frac{\gamma q_1 dq^{1/3}}{\gamma_s v^{2/3}}$	$\frac{\tau}{\gamma(6-1)d}$	$\frac{v}{\sqrt{gb}}$	$R = \frac{4vh}{v}$	$\frac{\gamma q_1}{w/m}$	h m(vel)	v m(vel)
1	5	4	7	29	2.42	0.912	17.5	3.93	0.445	0.94	15.72	3.93	69.93	28.07	0.972	44.17	82.78	1.32	21.22	1.767	0.048	0.717	74419	0.686	4.40	0.401
2	2	4	8	36	3.00	1.132	20.0	4.24	0.472	0.92	16.96	4.08	79.92	32.78	1.230	44.81	87.80	1.45	22.67	2.042	0.052	0.732	87012	0.784	4.90	0.410
3	3	4	9	39	3.25	1.226	22.50	4.62	0.487	0.86	18.48	4.26	89.99	39.49	1.426	46.87	98.03	1.65	23.92	2.381	0.056	0.423	104648	0.882	5.30	0.426
4	6	4	11	48	4.00	1.509	27.5	5.33	0.516	0.88	21.32	4.57	109.89	47.12	1.715	46.16	102.83	1.87	25.15	2.873	0.065	0.714	125012	1.078	6.10	0.451
5	3	4	11,5	63	5.25	1.981	28.75	5.49	0.524	0.86	21.96	4.64	114.89	50.41	2.304	46.87	106.83	1.96	25.74	3.039	0.067	0.714	133802	1.127	6.30	0.455
6	2	6	4	15	1.25	0.472	10.00	2.67	0.375	1.00	16.02	3.96	79.94	22.62	0.472	42.39	78.41	1.29	17.52	1.467	0.049	0.733	40050	0.588	2.60	0.378
7	2	6	6.0	44	3.67	1.384	15.0	3.31	0.473	0.96	19.86	4.41	89.91	35.34	1.441	43.53	90.96	1.65	21.45	2.248	0.061	0.795	65230	0.882	3.70	0.408
8	4	6	7.0	67	5.58	2.107	17.50	3.53	0.496	0.98	21.18	4.56	104.89	40.39	2.150	42.96	92.13	1.73	23.33	2.595	0.065	0.843	71460	1.029	4.20	0.412
9	3	8	4.0	29	2.42	0.912	10.0	2.18	0.459	1.02	17.44	4.14	79.92	29.57	0.894	41.83	80.36	1.39	21.30	1.936	0.054	0.992	39240	0.784	2.90	0.347
10	2	8	4.5	36	3.00	1.132	15.25	2.25	0.500	1.16	17.98	4.20	89.91	29.25	0.976	38.39	71.72	1.32	22.23	2.040	0.055	1.064	38793	0.882	3.10	0.362
11	3	8	5.0	66	5.50	2.076	12.50	2.47	0.506	1.06	19.76	4.40	99.90	35.56	1.956	40.77	82.19	1.53	23.18	2.374	0.061	1.027	47163	0.980	3.40	0.369
12	4	8	6.0	111	9.25	3.491	15.00	2.87	0.523	1.04	22.96	4.95	119.80	43.50	3.356	41.29	90.43	1.81	24.11	2.877	0.071	1.856	57731	1.175	3.80	0.397
13	2	10	3.0	36	3.00	1.132	7.50	1.97	0.381	0.92	19.70	4.39	74.92	30.73	1.231	44.81	94.48	1.68	18.30	1.915	0.0603	0.867	32.633	0.735	2.00	0.368
14	2	10	3.5	48	4.00	1.509	8.75	2.12	0.413	0.94	21.20	4.56	87.41	35.09	1.606	44.17	96.05	1.58	19.69	2.209	0.065	0.906	37258	0.857	2.30	0.375
15	3	10	4.0	63	5.25	1.981	10.0	2.43	0.412	0.98	24.30	4.88	99.90	38.47	2.022	42.96	98.59	1.99	19.38	2.472	0.074	0.844	40864	0.980	2.40	0.416
16	2	10	5.0	111	9.25	3.491	12.5	2.70	0.463	0.94	27.00	5.15	124.87	50.13	3.713	44.17	108.48	2.27	22.08	3.156	0.083	0.8996	53196	1.225	2.90	0.431

TABELA 4.1- Cálculo dos parâmetros adimensionais: d=1,98mm

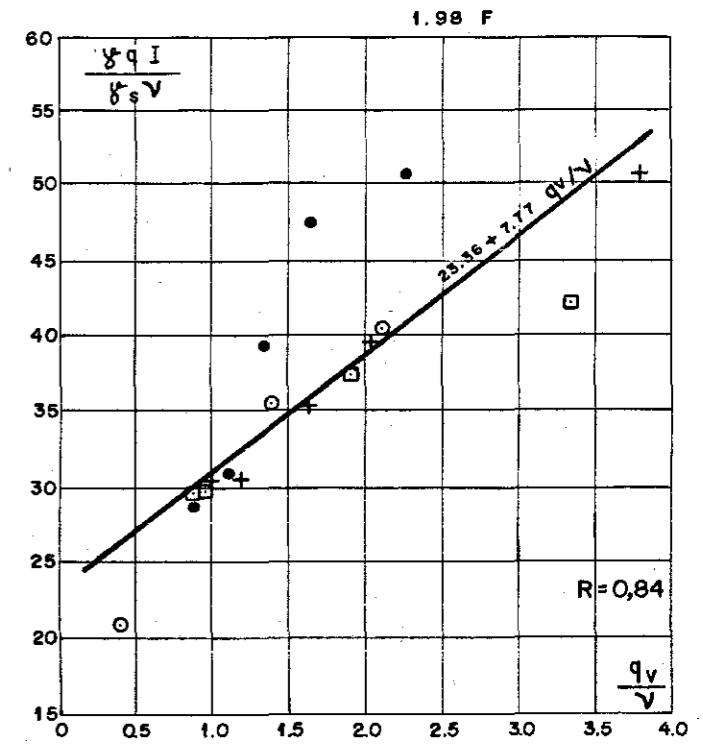
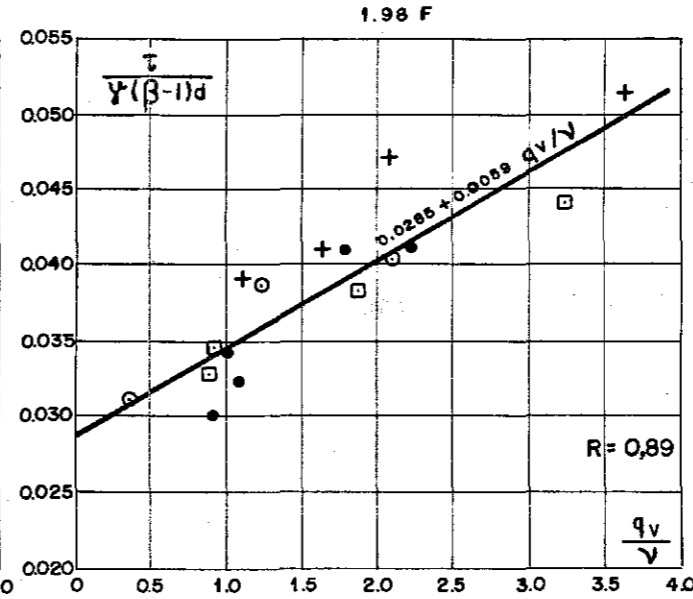
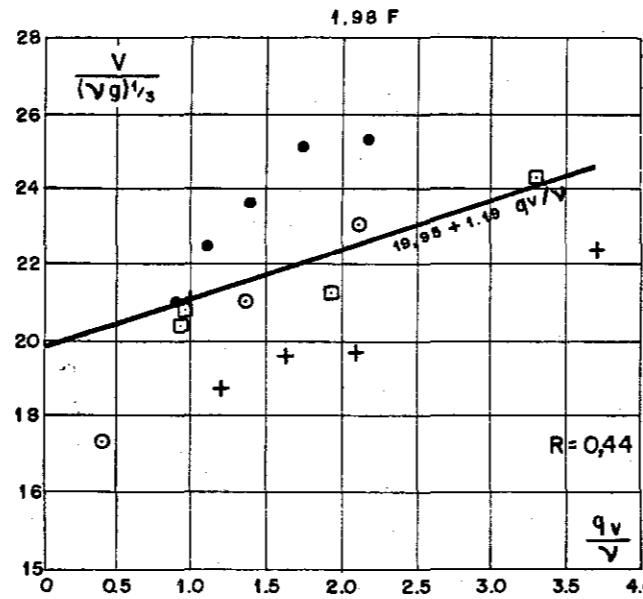
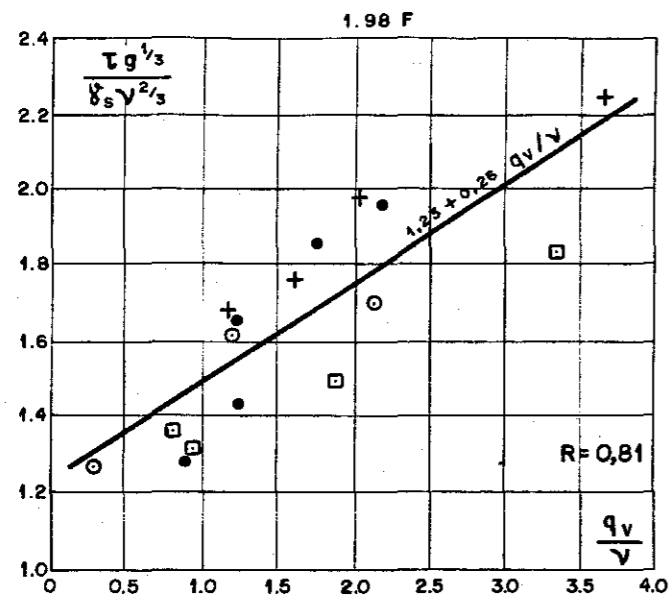
0,35 m

EXP.	ENS.	$\frac{J}{\text{oo}}$	$\frac{Q}{\text{l/s}}$	$\frac{Q_s}{10^{-3} \text{Kg/l/min}}$	$\frac{Q_s}{10^{-3} \text{Kg/l.s.m}}$	$\frac{Q_v}{10^{-6} \text{m}^3/\text{s.m}}$	$\frac{c}{10^{-3} \text{m}^3/\text{s.m}}$	$\frac{h}{10^{-2} \text{m}}$	$\frac{V}{\text{m/s}}$	$\frac{v}{10^{-6} \text{m}^2/\text{s}}$	$\frac{\tau}{10^{-2} \text{Kg/l.m}^2}$	$\frac{u_*}{10^{-2} \text{m/s}}$	$\frac{\gamma q_1}{10^{-3} \text{Kg/l.s.m}}$	$\frac{\gamma q_1}{\gamma_s v}$	$\frac{q_v}{v}$	$\frac{d_0^{1/3}}{v^{2/3}}$	$\frac{u_* d}{v}$	$\frac{-g}{\gamma_s v^{2/3}}$	$\frac{v}{(\nu g)^{1/3}}$	$\frac{\gamma q_1 d_0^{1/3} u_*^{1/3}}{\gamma_s v^{2/3}}$	$\frac{\tau}{\gamma(B-1)d}$	$\frac{v}{\sqrt{gh}}$	$R = \frac{4vh}{v}$	$\frac{\gamma q_1}{(W/m^2)}$	$\frac{h}{\text{móvel}}$	$\frac{v}{\text{móvel}}$
17	2	4	7	57	4.75	1.792	17.5	4.34	0.403	0.96	17.36	4.13	70.0	27.515	1.867	26.84	52.44	1.44	19.09	2.49	0.086	0.618	72880	0.687	5.30	0.331
18	3	4	8	80	6.67	2.516	20.0	4.74	0.422	1.04	18.96	4.31	80.0	29.027	2.419	25.44	50.59	1.43	19.45	2.73	0.094	0.619	76930	0.785	4.90	0.408
19	7	4	9	114	9.50	3.585	22.5	4.85	0.464	1.06	19.40	4.36	90.0	32.039	3.382	25.12	50.21	1.51	21.25	3.05	0.096	0.673	84920	0.883	5.60	0.404
20	3	4	10	121	10.08	3.805	25.0	5.72	0.437	1.02	22.88	4.74	100.0	36.99	3.73	25.77	56.67	1.82	20.28	3.45	0.114	0.583	98025	0.981	5.60	0.443
21	3	6	5	57	4.75	1.792	12.5	2.89	0.433	1.02	17.34	4.12	75.0	27.75	1.76	25.77	49.33	1.38	20.07	2.59	0.086	0.813	49073	0.736	3.50	0.356
22	2	6	6	80	6.67	2.516	15.0	3.10	0.484	1.04	18.60	4.27	90.0	32.66	2.42	25.44	50.11	1.46	22.31	3.08	0.0924	0.878	57707	0.883	4.10	0.366
23	2	6	7	112	9.33	3.522	17.5	3.46	0.508	1.04	20.76	4.51	105.0	38.098	3.39	25.44	52.94	1.64	23.32	3.59	0.103	0.880	67603	1.030	4.50	0.372
24	2	6	7.5	121	10.08	3.805	18.75	3.90	0.481	1.04	23.40	4.79	112.5	40.82	3.66	25.44	56.20	1.84	22.17	3.84	0.116	0.778	72150	1.104	4.60	0.405
25	2	6	8	125	10.42	3.931	20.0	4.34	0.461	1.06	26.04	5.05	120.0	42.72	3.71	25.12	58.17	2.02	21.11	4.06	0.129	0.707	75499	1.177	4.80	0.433
26	2	8	4	121	10.08	3.805	10.0	2.87	0.348	1.08	22.96	4.75	80.0	27.95	3.52	24.81	53.61	1.76	15.86	2.68	0.114	0.656	36991	0.785	2.60	0.398
27	2	8	4.5	172	14.33	5.409	11.25	3.01	0.374	1.10	24.08	4.86	90.0	30.87	4.92	24.51	53.91	1.83	16.91	2.99	0.120	0.688	40936	0.883	2.80	0.409
28	2	8	6.5	420	35.00	13.207	16.25	3.45	0.471	1.06	27.60	5.20	130	46.28	12.46	25.12	59.89	2.14	21.58	4.40	0.137	0.810	61318	1.275	3.90	0.420
29	2	8	8	466	38.83	14.654	20.0	3.66	0.546	1.08	29.28	5.36	160	55.90	13.57	24.81	60.54	2.25	24.88	5.36	0.145	0.911	74013	1.570	4.60	0.433
30	2	10	4	350	29.17	11.006	10.0	2.23	0.448	0.98	22.30	4.68	100	38.51	11.23	26.47	58.23	1.83	21.09	3.52	0.111	0.958	40777	0.981	2.80	0.359
31	2	10	5	425	35.42	13.364	12.5	2.42	0.517	1.00	24.20	4.87	125	47.17	13.36	26.17	59.44	1.95	24.13	4.36	0.120	1.061	50045	1.228	3.30	0.383
32	2	10	6	580	48.33	18.238	15.0	2.63	0.570	0.98	26.30	5.08	150	57.76	18.61	26.47	63.23	2.15	26.82	5.28	0.131	1.122	61187	1.472	3.70	0.402
33	2	10	7	657	54.75	20.660	17.50	2.86	0.625	0.98	28.00	5.24	175	67.39	21.08	26.47	65.25	2.29	29.39	6.17	0.139	1.193	71428	1.717	4.10	0.424

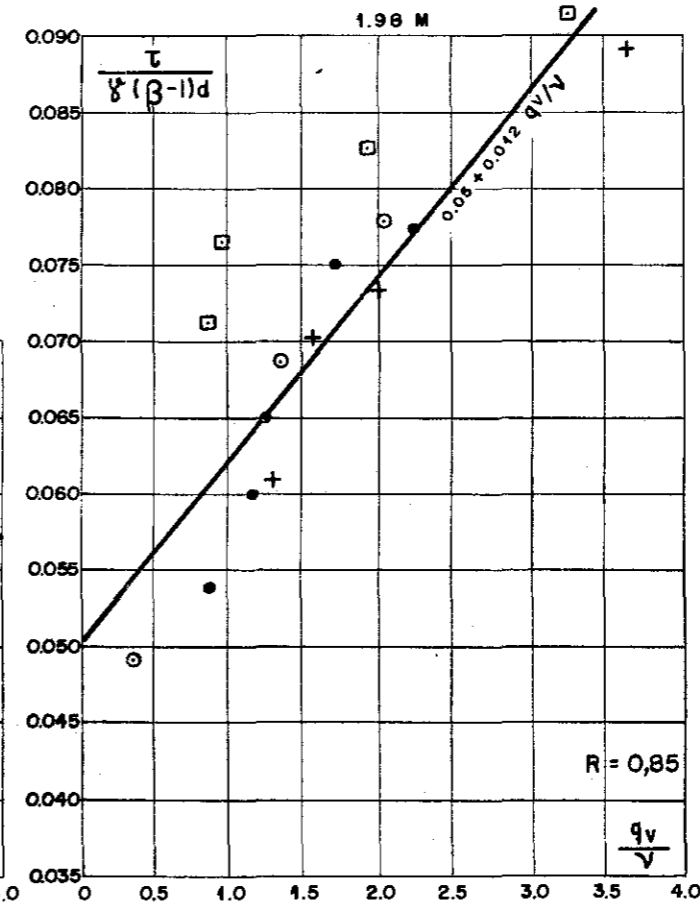
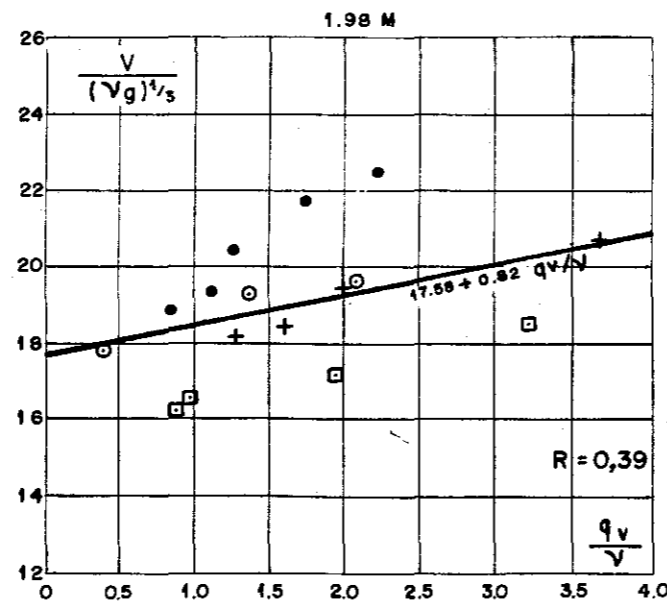
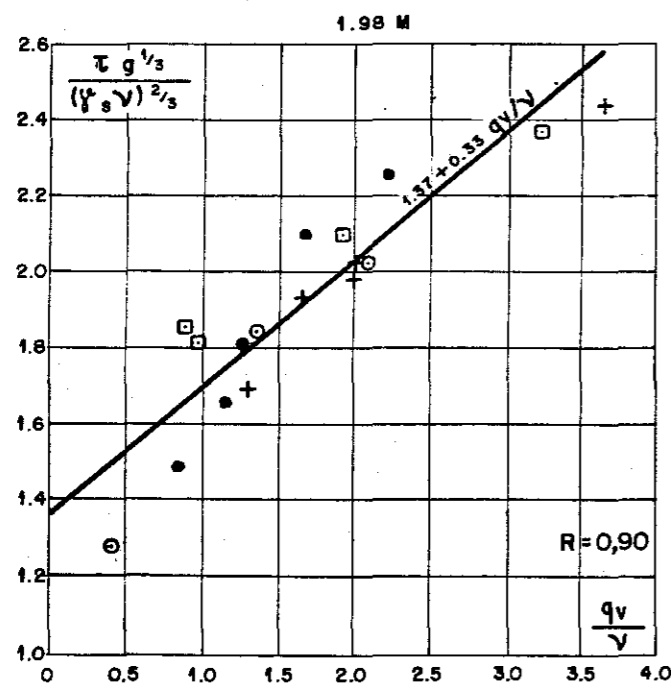
TABELA 4.2- Cálculo dos parâmetros adimensionais: $d=1,22\text{mm}$

EXP.	ENS.	$\frac{I}{\text{oo}}$	$\frac{Q}{1/s}$	$\frac{Q_s}{10^{-3} \text{ Kgf/min}}$	$\frac{Q_s}{10^{-3} \text{ Kgf/s.m}}$	$\frac{Q_v}{10^{-6} \text{ m}^3/\text{s.m}}$	$\frac{q}{10^{-3} \text{ m}^3/\text{s.m}}$	$\frac{h}{10^{-2} \text{ m}}$	$\frac{V}{\text{m/s}}$	$\frac{v}{10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}}$	$\frac{\tau}{10^{-2} \text{ Kgf/m}^2}$	$\frac{u^*}{10^{-2} \text{ m/s}}$	$\frac{\gamma q_1}{10^{-3} \text{ Kgf/s.m}}$	$\frac{\gamma q_1}{\gamma_s v}$	$\frac{q_v}{v}$	$\frac{dg^{1/3}}{v^{2/3}}$	$\frac{u^* d}{v}$	$\frac{\tau g^{1/3}}{\gamma_s v^{2/3}}$	$\frac{v}{(vg)^{1/3}}$	$\frac{\gamma q_1 dg^{1/3}}{\gamma_s v^{1/3} v^{2/3}}^{-0.73}$	$\frac{\tau}{\tau(s-1)d}$	$\frac{v}{\sqrt{gh}}$	$R = \frac{4vh}{v}$	$\frac{\gamma q_1^2}{(W/m^2)}$	$\frac{h}{\text{móvel}}$	$\frac{v}{\text{móvel}}$
34	2	4	5	193	16.08	6.069	12.50	2.93	0.427	0.96	11.72	3.39	50.0	19.654	6.322	16.938	27.191	0.973	20.202	2.491	0.0922	0.7965	52130	0.491	4.00	0.309
35	2	4	6	364	30.33	11.445	15.00	3.41	0.440	0.98	13.64	3.66	60.0	23.104	11.679	16.707	28.757	1.117	20.693	2.958	0.1074	0.7607	61240	0.589	4.60	0.329
36	2	4	7	451	37.58	14.182	17.50	3.78	0.463	0.96	15.12	3.85	70.0	27.515	14.773	16.938	30.890	1.255	21.922	3.4874	0.1190	0.7603	72922	0.687	5.00	0.347
37	4	4	11	553	46.08	17.390	27.50	4.79	0.574	0.96	19.16	4.34	110.0	43.238	18.114	16.938	34.773	1.590	27.186	5.4807	0.1581	0.8374	114560	1.079	6.90	0.400
38	2	6	5	364	30.33	11.447	12.50	2.42	0.516	1.00	14.52	3.77	75.0	28.301	11.446	16.483	29.060	1.1729	24.128	3.6590	0.1143	1.059	49948	0.736	3.70	0.401
39	2	6	6	451	37.58	14.182	15.00	2.68	0.560	1.00	16.08	3.97	90.0	33.962	14.182	16.483	30.582	1.2989	26.145	4.3903	0.1265	1.0922	60032	0.883	4.20	0.360
40	2	6	8	553	46.08	17.390	20.00	2.96	0.676	0.98	17.76	4.17	120.0	46.207	17.744	16.706	32.795	1.4541	31.776	5.9155	0.1398	1.2545	81671	1.177	4.90	0.409
41	2	6	9	642	53.50	20.189	22.50	3.18	0.707	0.98	19.08	4.33	135.0	51.983	20.600	16.706	33.992	1.5622	33.276	6.6549	0.1502	1.2658	91765	1.324	5.30	0.421
42	2	8	3	364	30.33	11.447	7.50	1.77	0.424	0.94	14.16	3.73	60.0	24.086	12.177	17.177	30.530	1.1920	20.206	3.0217	0.1115	1.0175	31935	0.589	2.50	0.302
43	2	8	5	451	37.58	14.182	12.50	2.28	0.548	0.94	18.24	4.23	100.0	40.144	15.087	17.177	34.650	1.5355	25.144	5.0362	0.1436	1.1587	53167	0.981	3.50	0.360
44	2	8	5.5	553	46.08	17.390	13.75	2.34	0.588	0.98	18.72	4.29	110.0	42.356	17.744	16.706	33.670	1.5327	27.634	5.4225	0.1473	1.2273	56160	1.079	3.60	0.377
45	2	8	6.5	642	53.50	20.189	16.25	2.67	0.609	0.98	21.36	4.58	130.0	50.057	20.600	16.706	35.966	1.7488	28.622	6.4085	0.1681	1.1899	66369	1.275	3.90	0.389
46	2	10	4.5	455	37.92	14.308	11.25	2.94	0.383	1.00	29.40	5.37	112.5	42.452	14.308	16.483	41.352	2.3749	17.875	5.4886	0.2341	0.7132	45041	1.104	2.80	0.401
47	2	10	6	550	45.83	17.296	15.00	3.24	0.423	0.98	32.40	5.64	150.0	57.758	17.648	16.706	44.296	2.6528	21.772	7.3944	0.2550	0.7503	55940	1.472	3.50	0.425
48	2	10	7.5	671	55.92	21.101	18.75	3.57	0.525	1.02	35.70	5.92	187.5	69.367	20.686	16.267	44.674	2.8460	24.373	9.0551	0.2810	0.8871	73500	1.839	4.10	0.454
49	2	10	9	790	65.83	24.843	22.50	4.12	0.546	1.02	41.20	6.36	225.0	83.240	24.355	16.267	44.992	3.2845	25.343	10.866	0.3243	0.8588	88216	2.207	4.60	0.487

TABELA 4.3- Cálculo dos parâmetros adimensionais: d=0,77mm



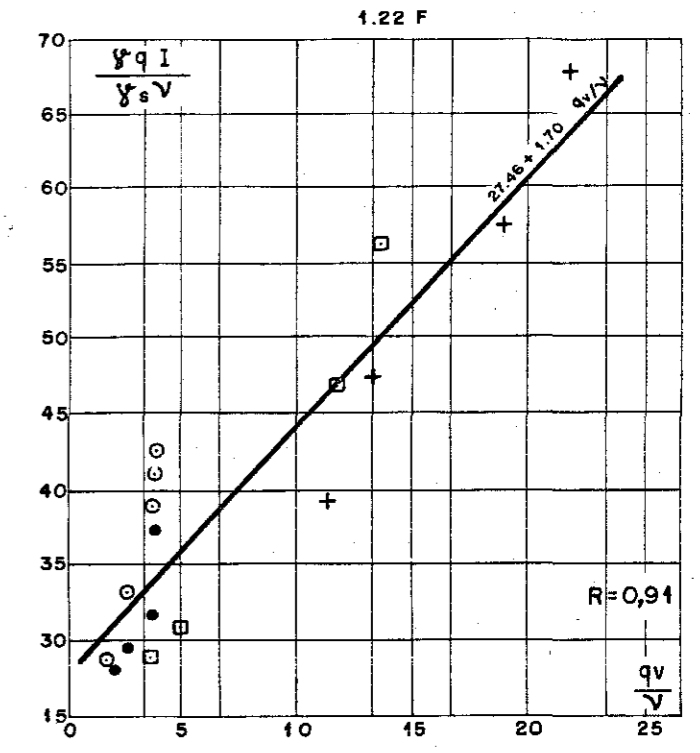
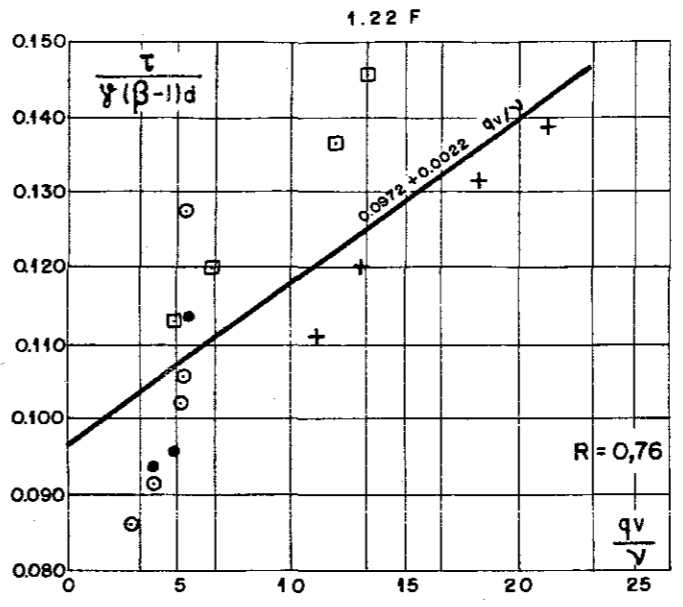
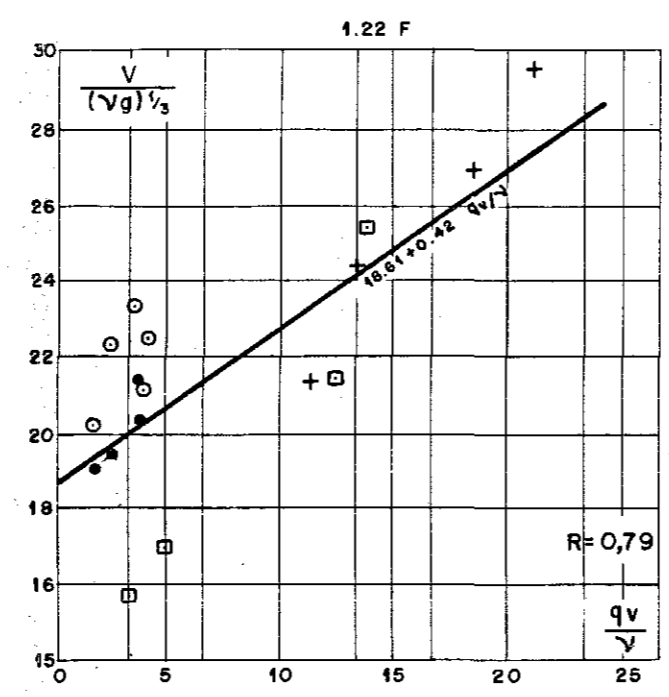
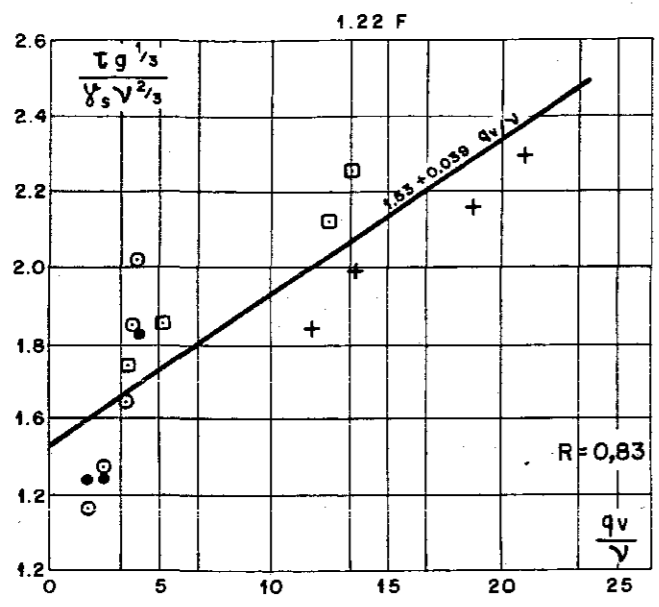
FORA DA REGIÃO DE ENSAIOS



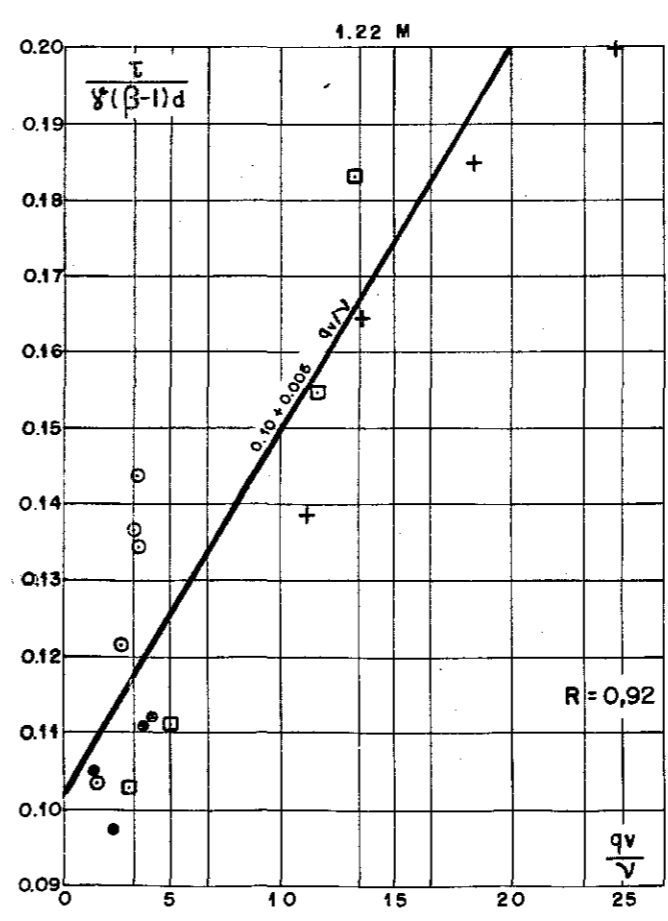
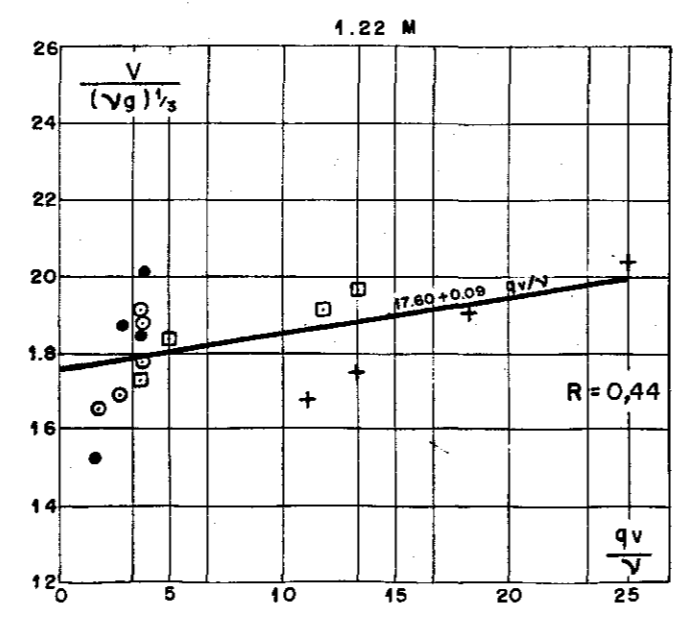
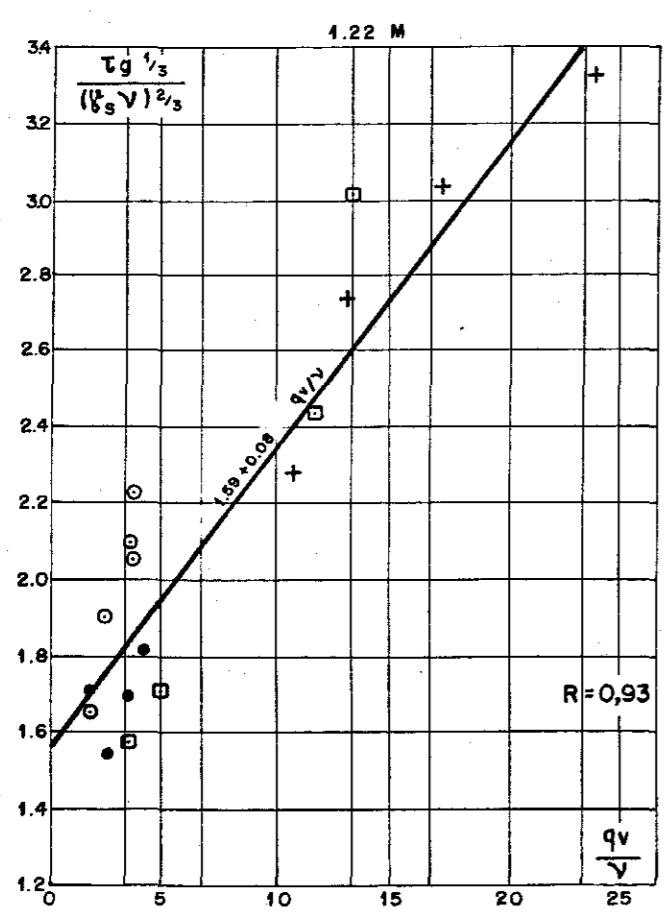
- = 4 ‰
- = 6 ‰
- ◻ = 8 ‰
- + = 10 ‰
- D = 198 mm

SOBRE A REGIÃO DE ENSAIOS

Figura: 4.8 — Relações funcionais obtidas para o diâmetro 1.98 mm.



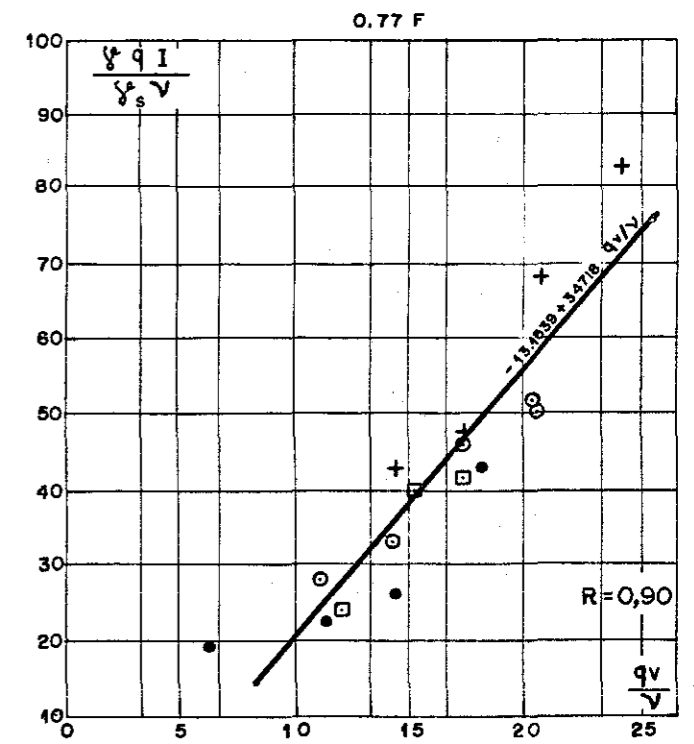
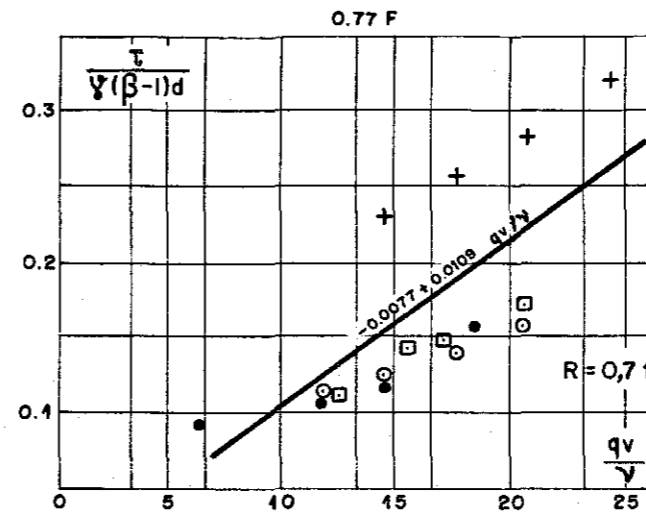
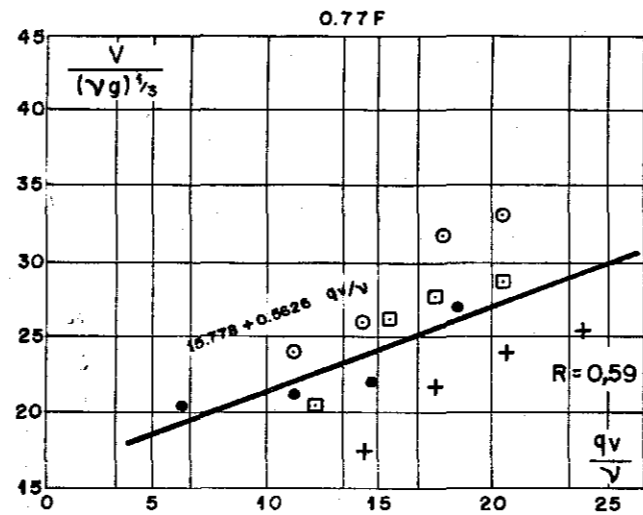
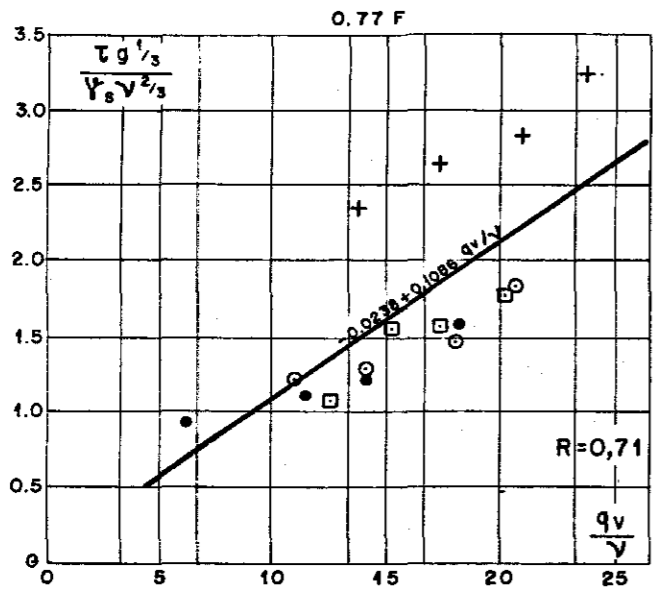
FORA DA REGIÃO DE ENSAIOS



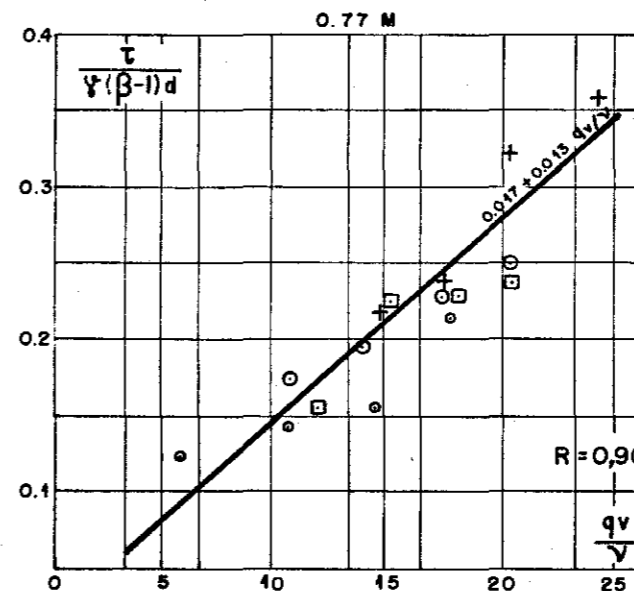
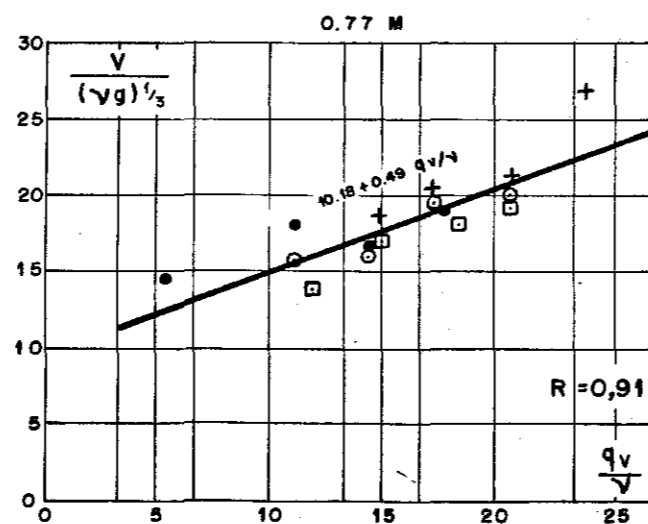
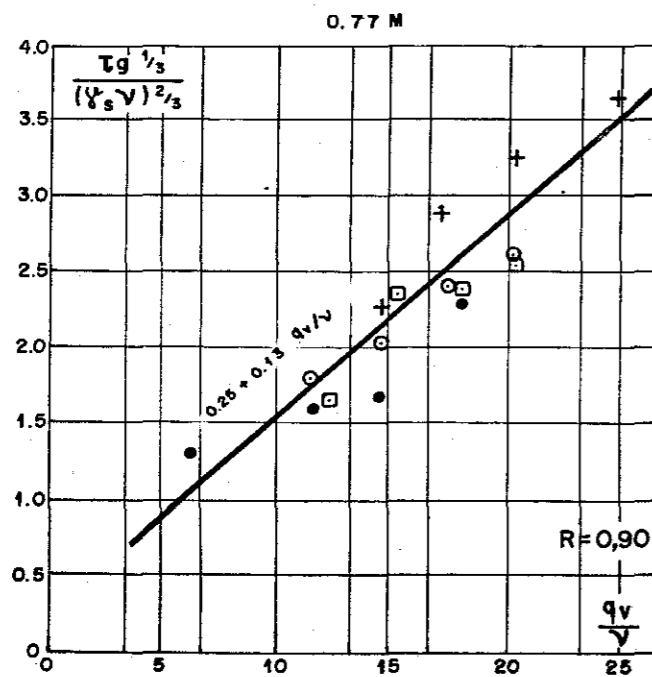
- = 4 ‰
- = 6 ‰
- = 8 ‰
- + = 10 ‰
- D = 1.22 mm

SOBRE A REGIÃO DE ENSAIOS

Figura: 4.9 — Relações funcionais obtidas para o diâmetro 1.22 mm.



FORA DA REGIÃO DE ENSAIOS



SOBRE A REGIÃO DE ENSAIOS

- = 4 ‰
- ⊙ = 6 ‰
- = 8 ‰
- + = 10 ‰
- D = 0.77 mm

Figura: 4.10 — Relações funcionais obtidas para o diâmetro 0.77 mm

O ajuste das funções:

1. capacidade de transporte como função da potência do escoamento;
2. capacidade de transporte como função da tensão de cisalhamento;
3. capacidade de transporte como função da velocidade média;
4. capacidade de transporte como função do fator de transporte de Shields;

foi obtido através de regressão linear simples.

Os parâmetros das retas de ajuste são calculados segundo as expressões:

a) Parâmetros A' e B' da reta $Y = A + BX$:

$$A' = \bar{Y} - B\bar{X}$$

$$B' = \frac{(\sum XY - \sum X)/N}{(\sum X^2 - (\sum X)^2)/N}$$

b) Coeficiente de correlação:

$$R' = \frac{\sum (\Delta X - \Delta Y)}{\sqrt{\sum (\Delta X)^2 \cdot \sum (\Delta Y)^2}}$$

onde: X - valores do grupo adimensional no eixo horizontal

Y - valores do grupo adimensional no eixo vertical

\bar{X} e \bar{Y} - média dos valores de X e Y

$$\Delta X = X - \bar{X}$$

$$\Delta Y = Y - \bar{Y}$$

Nas expressões que seguem o número 1 indica que os parâmetros adimensionais foram determinados a partir das condições hidráulicas ocorridas fora da região de ensaios e

o número 2 indica que os parâmetros adimensionais foram derivados da profundidade e da velocidade média calculadas sobre a região de ensaios. As relações funcionais obtidas são:

a. potência do escoamento

$$d=1,98\text{mm} : \frac{\gamma q I}{\gamma_s v} = 23,36 + 7,77 \frac{q_v}{v} \quad (4.1)$$

$$R = 0,84$$

$$d=1,22\text{mm} : \frac{\gamma q I}{\gamma_s v} = 27,46 + 1,70 \frac{q_v}{v} \quad (4.2)$$

$$R = 0,91$$

$$d=0,77\text{mm} : \frac{\gamma q I}{\gamma_s v} = 13,15 + 3,47 \frac{q_v}{v} \quad (4.3)$$

$$R = 0,90$$

b. tensão de cisalhamento

$$d=1,98\text{mm} : 1. \frac{\tau g^{1/3}}{\gamma_s v^{2/3}} = 1,23 + 0,26 \frac{q_v}{v} \quad (4.4)$$

$$R = 0,81$$

$$2. \frac{\tau g^{1/3}}{\gamma_s v^{2/3}} = 1,37 + 0,33 \frac{q_v}{v} \quad (4.5)$$

$$R = 0,90$$

$$d=1,22\text{mm} : 1. \frac{\tau g^{1/3}}{\gamma_s v^{2/3}} = 1,53 + 0,039 \frac{q_v}{v} \quad (4.6)$$

$$R = 0,83$$

$$2. \frac{\tau g^{1/3}}{\gamma_s v^{2/3}} = 1,59 + 0,08 \frac{q_v}{v} \quad (4.7)$$

$$R = 0,93$$

$$d=0,77\text{mm} : 1. \frac{\tau g^{1/3}}{\gamma_s v^{2/3}} = 0,0238 + 0,109 \frac{q_v}{v} \quad (4.8)$$

$$R = 0,71$$

$$2. \frac{\tau g^{1/3}}{\gamma_s v^{2/3}} = 0,25 + 0,13 \frac{q_v}{v} \quad (4.9)$$

$$R = 0,90$$

c. velocidade média

$$d=1,98\text{mm} : 1. \frac{V}{(vg)^{1/3}} = 19,95 + 1,19 \frac{q_v}{v} \quad (4.10)$$

$$R = 0,44$$

$$2. \frac{V}{(vg)^{1/3}} = 17,58 + 0,82 \frac{q_v}{v} \quad (4.11)$$

$$R = 0,39$$

$$d=1,22\text{mm} : 1. \frac{V}{(vg)^{1/3}} = 18,61 + 0,42 \frac{q_v}{v} \quad (4.12)$$

$$R = 0,79$$

$$2. \frac{V}{(vg)^{1/3}} = 17,60 + 0,09 \frac{q_v}{v} \quad (4.13)$$

$$R = 0,44$$

$$d=0,77\text{mm} : 1. \frac{V}{(vg)^{1/3}} = 15,778 + 0,5626 \frac{q_v}{v} \quad (4.14)$$

$$R = 0,59$$

$$2. \frac{V}{(vg)^{1/3}} = 10,18 + 0,49 \frac{q_v}{v} \quad (4.15)$$

$$R = 0,91$$

d. fator de transporte de Shields

$$d=1,98\text{mm} : 1. \frac{\tau}{\gamma(\beta-1)d} = 0,0285 + 0,0059 \frac{q_v}{v} \quad (4.16)$$

$$R = 0,89$$

$$2. \frac{\tau}{\gamma(\beta-1)d} = 0,05 + 0,012 \frac{q_v}{v} \quad (4.17)$$

$$R = 0,85$$

$$d=1,22\text{mm} : 1. \frac{\tau}{\gamma(\beta-1)d} = 0,097 + 0,002 \frac{q_v}{v} \quad (4.18)$$

$$R = 0,76$$

$$2. \frac{\tau}{\gamma(\beta-1)d} = 0,10 + 0,005 \frac{q_v}{v} \quad (4.19)$$

$$R = 0,92$$

$$d=0,77\text{mm} : 1. \frac{\tau}{\gamma(\beta-1)d} = 0,008 + 0,011 \frac{q_v}{v} \quad (4.20)$$

$$R = 0,71$$

$$2. \frac{\tau}{\gamma(\beta-1)d} = 0,017 + 0,013 \frac{q_v}{v} \quad (4.21)$$

$$R = 0,90$$

As relações acima são válidas apenas para a previsão da capacidade máxima de transporte em canais de fundo móvel com rugosidade semelhante ao diâmetro do material transportado e escoando água clara.

A aplicação do parâmetro adimensional de Shields para os ensaios efetuados por COSTA (1974), ALMEIDA (1980)

e GARCIA (1983) com fundo fixo, resultou nas seguintes relações:

$$d=1,98\text{mm} : \frac{\tau}{\gamma(\beta-1)d} = 0,0238 + 0,0016 \frac{q_v}{v} \quad (4.22)$$

$$R = 0,90$$

$$d=1,22\text{mm} : \frac{\tau}{\gamma(\beta-1)d} = 0,0466 + 0,0038 \frac{q_v}{v} \quad (4.23)$$

$$R = 0,98$$

$$d=0,77\text{mm} : \frac{\tau}{\gamma(\beta-1)d} = 0,0479 + 0,0059 \frac{q_v}{v} \quad (4.24)$$

$$R = 0,97$$

Nas figuras 4.8, 4.9 e 4.10 estão apresentadas as retas de regressão para os parâmetros adimensionais:

$$\frac{\gamma q_l}{\gamma_s v} , \frac{\tau g^{1/3}}{\gamma_s v^{2/3}} , \frac{v}{(vg)^{1/3}} \text{ e } \frac{\tau}{\gamma(\beta-1)d}$$

obtidos nos ensaios efetuados para cada um dos diâmetros, tanto fora da região de ensaios como sobre ela. À direita de cada gráfico encontra-se o coeficiente de correlação para cada ajustamento feito.

A figura 4.11 apresenta a união das relações funcionais obtidas para a potência do escoamento. Verifica-se que a areia com $d=0,77\text{mm}$ apresenta valores de potência unitária negativos para $q_v/v < 4$, além de indicar que, mesmo com potência unitária nula, existe transporte sólido se for extrapolada a tendência verificada na zona dos experimentos.

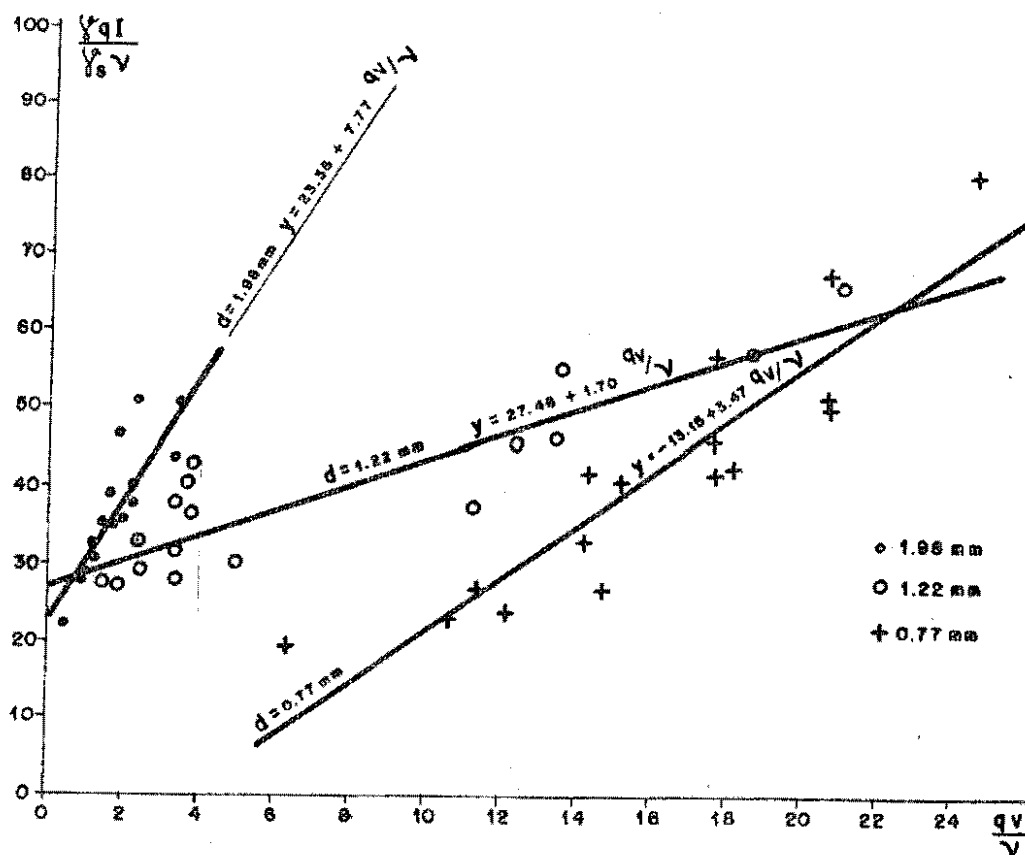


Figura: 4.11 — Síntese das relações funcionais em termos da potência do escoamento obtidas para os três diâmetros ensaiados.

Este fato associado aos resultados obtidos por MEDEIROS (1986) segundo os quais o transporte sólido pode ocorrer em três estágios: como grãos isolados, como grãos em conjunto e como massa, com necessidades energéticas distintas, identificados através da plotagem dos pares: potência x descarga sólida em escala logarítmica, sugerem a adoção desta escala para eliminar a impossibilidade física surgida e melhor descrever o comportamento da areia de menor diâmetro em baixas descargas sólidas.

A transposição dos dados experimentais à escala logarítmica é vista na figura 4.12, onde estão indicadas as novas relações funcionais, expressas por:

$$d=1,98\text{mm} : \frac{\gamma q I}{\gamma_s v} = 30,49 \left(\frac{q_v}{v}\right)^{0,391} \quad (4.25)$$

$$R = 0,90$$

$$d=1,22\text{mm} : \frac{\gamma q I}{\gamma_s v} = 23,64 \left(\frac{q_v}{v}\right)^{0,293} \quad (4.26)$$

$$R = 0,88$$

$$d=0,77\text{mm} : \frac{\gamma q I}{\gamma_s v} = 1,87 \left(\frac{q_v}{v}\right)^{1,12} \quad (4.27)$$

$$R = 0,89$$

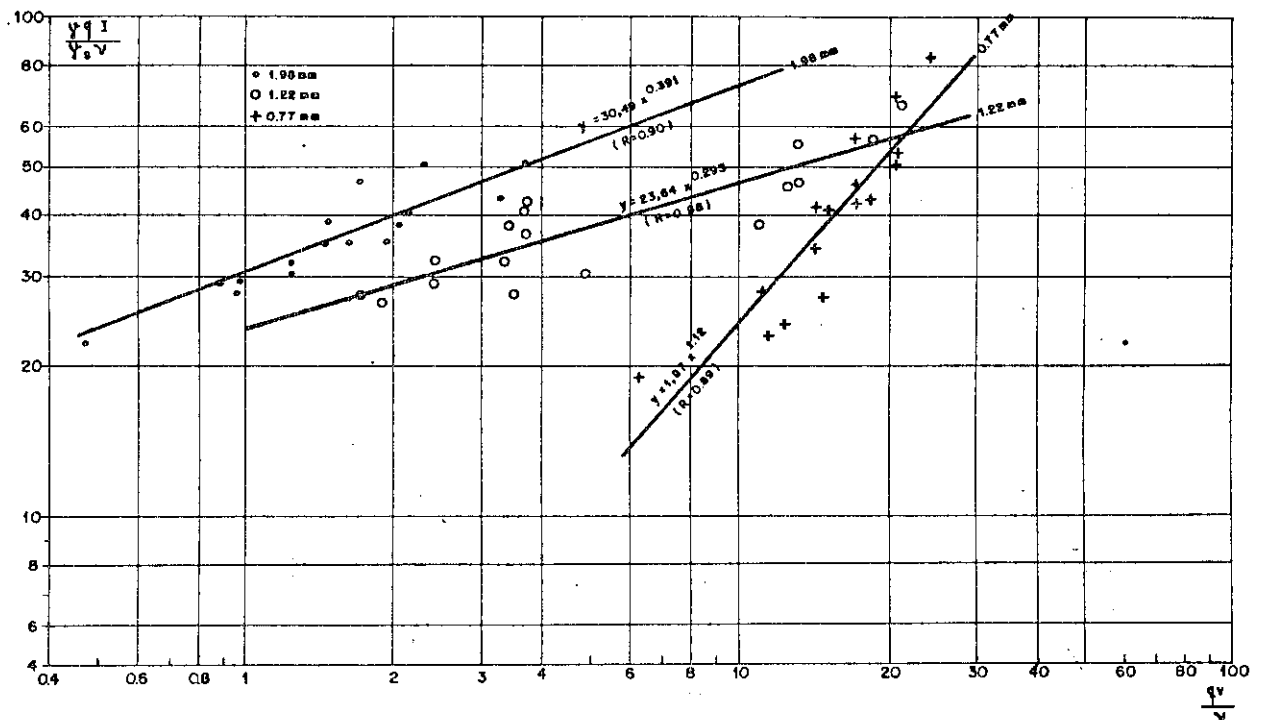


Figura 4.12 — Relações funcionais obtidas para a potência do escoamento em escala logarítmica.

4.1.2.2. Considerações a respeito das relações funcionais obtidas

A confiabilidade da previsão da capacidade máxima de transporte do escoamento através do uso das relações funcionais estabelecidas entre os diversos parâmetros adimensionais é obtida através do coeficiente de correlação destas relações ou, de forma mais visual, através de gráficos onde são plotadas a descarga sólida observada e a descarga sólida prevista. (figura 4.13). A reta a 45° indica igualdade de descargas sólidas. Os pontos situados acima desta linha indicam que a descarga sólida calculada é superior à observada. O contrário é indicado pelos pontos situados abaixo desta reta. Verifica-se que as maiores dispersões de resultados ocorrem no caso da velocidade média e as menores, na potência do escoamento. A adoção da correção das profundidades melhora a adequação dos valores previstos aos observados. Quanto à grandeza independente, a potência do escoamento, a dispersão obtida entre os valores de descarga calculada e observada é menor quando se adota uma relação geométrica para ajuste dos dados do que quando a relação é linear.

A comparação entre os coeficientes de correlação obtidos quando os parâmetros adimensionais foram determinados a partir da profundidade medida sobre fundo fixo com as mesmas relações adimensionais porém determinadas com a profundidade sobre o fundo móvel, permite avaliar em que situações a adoção de uma correção para esta variável melhora os resultados finais. Esta comparação é apresentada na tabela 4.4.

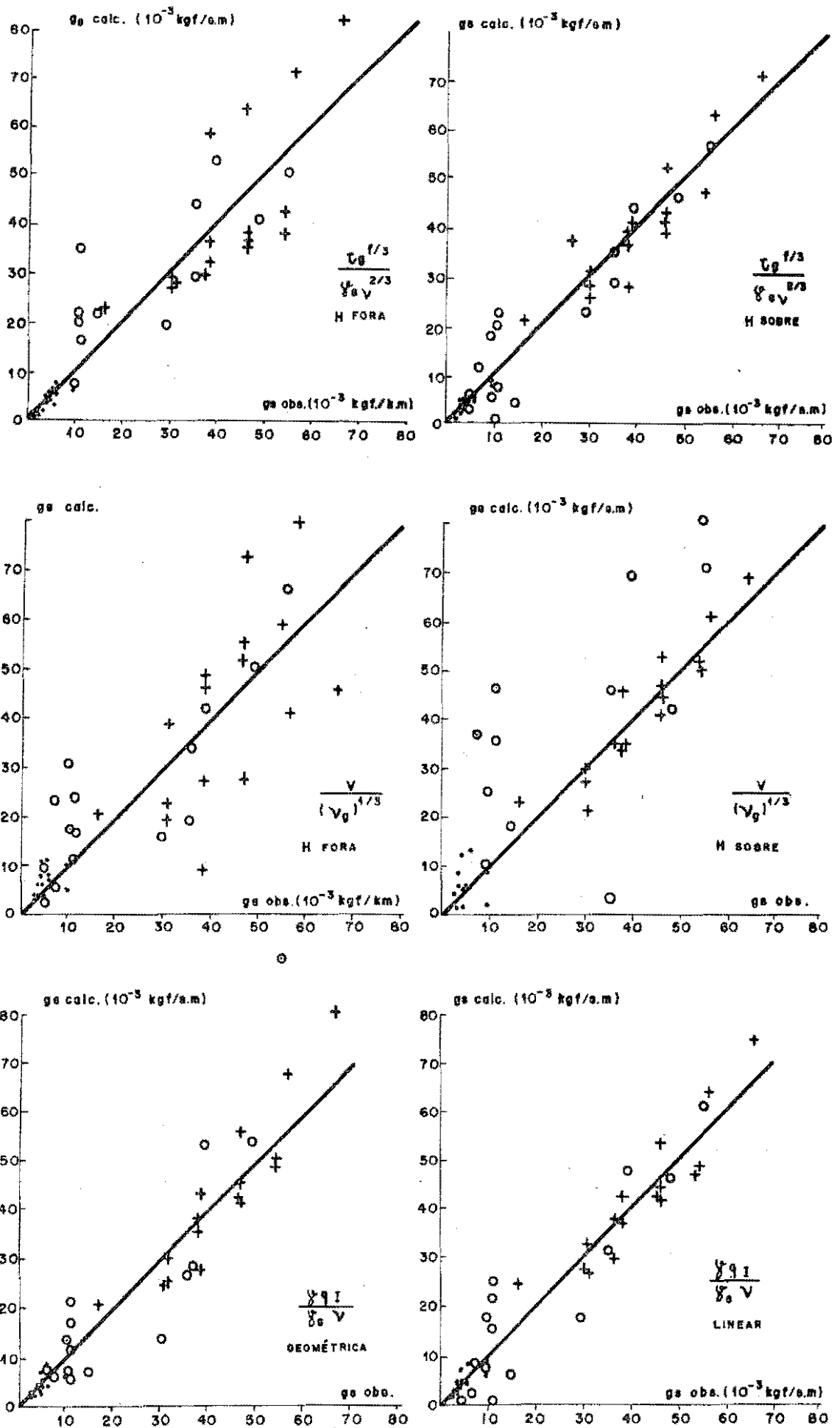


Figura: 4.13 — Comparação entre a descarga sólida observada nos experimentos e a descarga sólida prevista através das relações funcionais.

TABELA 4.4. Comparação entre os coeficientes de correlação calculados para a profundidade determinada fora e sobre a região de ensaios.

	profundidade determinada	$\frac{\gamma q I}{\gamma_s v}$	$\frac{\tau g^{1/3}}{(\gamma_s v)^{2/3}}$	$\frac{v}{(vg)^{1/3}}$	$\frac{\tau}{\gamma(\beta-1)d}$
1,98mm	fora	0,84	0,81	0,44	0,89
	sobre	0,84	0,90	0,39	0,85
1,22mm	fora	0,91	0,83	0,79	0,76
	sobre	0,91	0,93	0,44	0,92
0,77mm	fora	0,90	0,71	0,59	0,71
	sobre	0,90	0,90	0,91	0,90

Observando a tabela 4.4 e as figuras 4.8, 4.9 e 4.10 verifica-se que o emprego da profundidade sobre a região de ensaios melhora sensivelmente o ajuste dos parâmetros que dela são dependentes, diminuindo a dispersão dos dados. O parâmetro onde entra a potência unitária do escoamento, função da vazão por unidade de largura e da declividade, independe da profundidade, conservando o mesmo coeficiente de correlação.

Mesmo que, na transferência das condições hidráulicas para a região de ensaios, os ajustes tenham sido, em alguns casos, melhores do que o ajuste obtido entre a potência unitária adimensional e a descarga sólida adimensional, este pequeno acréscimo nos coeficientes de correlação não justifica as dificuldades a serem vencidas para o conhecimento da profundidade sobre as deformações do fundo. Além disso, se forem considerados os coeficientes de correlação obtidos para os experimentos efetuados a fundo fixo (IPH-1974, 1980, 1983), estes superam os demais.

Em outras palavras, dois são os caminhos para a obtenção das profundidades sobre o leito móvel:

- a. medição criteriosa procurando eliminar as dificuldades de leitura causadas pela deformação do fundo e oscilações na superfície líquida;
- b. correção da profundidade medida fora da região móvel, através da aplicação de um método de cálculo da rugosidade em canais aluviais.

Qualquer um destes caminhos acrescenta um esforço não justificado quando a capacidade de transporte é avaliada através de grandezas independentes. A utilização da potência unitária do escoamento em substituição à profundidade ou à velocidade evita toda a problemática de conhecimento destas grandezas que são dependentes de como e onde se processa o escoamento. Acrescido a isto, está o melhor desempenho deste critério observado nos estudos anteriores a fundo fixo, aos quais este trabalho será comparado.

Devido às dificuldades citadas, o relacionamento entre a descarga sólida e a potência unitária será adotado para representar as condições hidráulicas e de transporte observadas nos ensaios, embora, ao se transpor este conceito às condições de campo, hajam dificuldades para o conhecimento da declividade do fundo e da vazão, sendo muito mais prático, neste, caso, o emprego da profundidade.

A relação entre a potência unitária do escoamento e a descarga sólida pode, entre outros, ser do tipo linear ou geométrico. Pelas razões expostas no final do item 4.1.2.1 e pela comparação da qualidade dos ajustes efetuados, usaremos doravante a equação geométrica para representar a capacidade de transporte.

4.1.3. Generalização dos dados obtidos

Os dados de capacidade de transporte coletados para os três diâmetros ensaiados: 1,98mm, 1,22mm e 0,77mm resultaram de experiências realizadas em laboratório baseadas na saturação total do escoamento e no início do depósi

to. Em cada s\u00e9rie de ensaios, a instala\u00e7\u00e3o e a metodologi
a foram mantidas constantes, logo, estes dados podem ser
expressos por uma lei \u00fanica v\u00e1lida para os di\u00e2metros cita-
dos.

O estabelecimento de uma lei \u00fanica para os expe-
rimentos a fundo m\u00f3vel, permitir\u00e1 a compara\u00e7\u00e3o com a lei
para fundo fixo determinada por GARCIA (1983) para os da-
dos por ele obtidos, acrescidos pelos dados de COSTA (1974)
e ALMEIDA (1980), todos com m\u00e9todos experimentais semelhan-
tes.

Nas figuras 4.11 e 4.12 s\u00e3o apresentados os da-
dos a serem generalizados, bem como as fun\u00e7\u00f5es ajustadas a
cada di\u00e2metro em escala normal e na escala logar\u00edtmica. A-
justando os dados \u00e0 uma reta ou uma curva geom\u00e9trica obtem-
se:

$$d=1,98\text{mm} : \frac{\gamma q I}{\gamma_s v} = 23,36 + 7,77 \frac{q_v}{v} \quad (4.28)$$

$$R = 0,84$$

$$\frac{\gamma q I}{\gamma_s v} = 30,49 \left(\frac{q_v}{v}\right)^{0,391} \quad (4.29)$$

$$R = 0,90$$

$$d=1,22\text{mm} : \frac{\gamma q I}{\gamma_s v} = 27,46 + 1,70 \frac{q_v}{v} \quad (4.30)$$

$$R = 0,91$$

$$\frac{\gamma q I}{\gamma_s v} = 23,64 \left(\frac{q_v}{v}\right)^{0,293} \quad (4.31)$$

$$R = 0,88$$

$$d=0,77\text{mm} : \frac{\gamma q I}{\gamma_s v} = 13,15 + 3,47 \frac{q_v}{v} \quad (4.32)$$

$$R = 0,90$$

$$\frac{\gamma q I}{\gamma_s v} = 1,87 \left(\frac{q_v}{v}\right)^{1,12} \quad (4.33)$$

$$R = 0,89$$

Na generalização dos dados procura-se uma função que relacione a descarga sôlida com a potência unitária do escoamento e o diâmetro do sedimento:

$$\frac{q_v}{v} = f_1 \left(\frac{\gamma q I}{\gamma_s v}, \frac{dg^{1/3}}{v^{2/3}} \right) \quad (4.34)$$

agrupando, numa sô expressão, os ajustes obtidos para cada um dos diâmetros ensaiados.

Para se encontrar a expressão geral que represente o relacionamento entre os parâmetros adimensionais da relação (4.34) é necessário obter o relacionamento entre o parâmetro adimensional que é função do diâmetro e os grupos adimensionais $\gamma q I / \gamma_s v$ e q_v / v .

Seguindo o procedimento aplicado por GARCIA (1983), procura-se uma relação do tipo : $Y = ax^b$, que conduz a seguinte expressão:

$$\frac{\gamma q I}{\gamma_s v} = \left[f_2 \left(\frac{q_v}{v} \right) \right] \cdot \left(\frac{dg^{1/3}}{v^{2/3}} \right)^b \quad (4.35)$$

onde o valor de b é obtido fixando-se valores de q_v/v e plotando em papel di-log os valores de $\gamma q I / \gamma_s v$ e $dg^{1/3} / v^{2/3}$. Para cada descarga sôlida fixada, são ajustadas retas aos pontos, cuja inclinação média define o valor de b .

A pesquisa deste expoente para a generalização dos dados experimentais a fundo móvel, trouxe a surpresa de não existir uma tendência a um único expoente, como fora observada nos dados a fundo fixo. Dependendo da quantidade de sedimento a ser transportado e do seu diâmetro, verificou-se mudanças sensíveis nas inclinações das retas que relacionam a potência do escoamento com o diâmetro do sedimento para uma descarga sôlida constante (figura 4.14), sugerindo a existência de outras variáveis como o número de

grãos em movimento, o número de choques entre partículas e as deformações do fundo, a modificar o comportamento observado com os ensaios a fundo fixo, impedindo a adoção deste procedimento para a generalização dos dados.

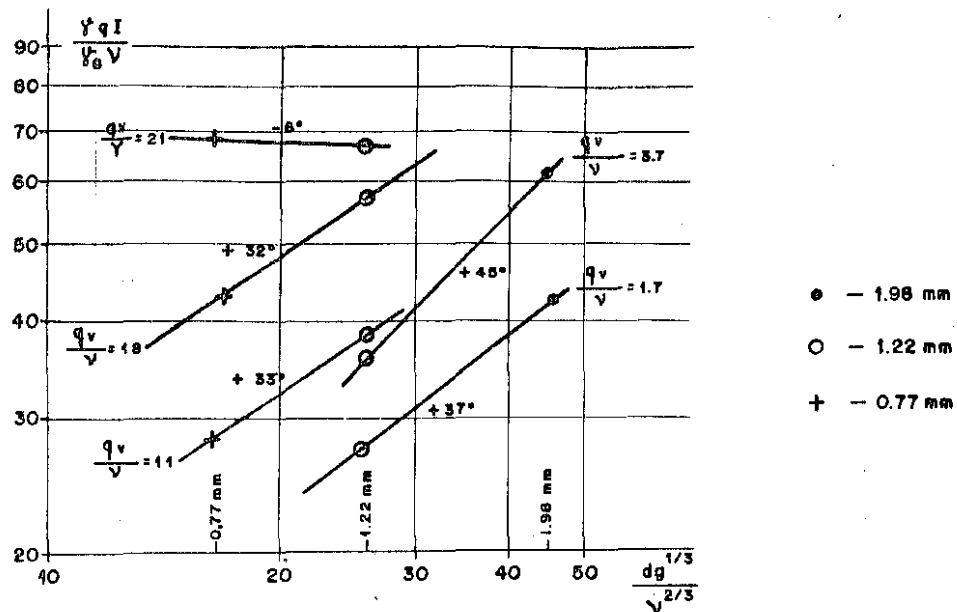


Figura: 4.14 — Tentativa de obtenção do expoente, segundo procedimento aplicado por GARCIA (1983)

Submetendo os dados experimentais a uma regressão múltipla, procura-se um novo procedimento para efetuar a generalização dos dados experimentais.

$$Y = a + bX_1 + cX_2 \quad (4.36)$$

onde $Y = \log \frac{YqI}{Y_sV}$, $X_1 = \log \frac{q_v}{v}$ e $X_2 = \log \frac{dg^{1/3}}{v^{2/3}}$

Pelas razões expostas no final do item 4.1.2, trabalhar-se-á com os dados logaritmados.

Aplicando esta metodologia aos dados obtidos com fundo móvel e aos dados oriundos dos ensaios a fundo fixo (COSTA, 1974 - ALMEIDA, 1980 - GARCIA, 1983) obtem-se:

Fundo móvel:

$$\log \left(\frac{YqI}{Y_s v} \right) = 0,277 + 0,344 \log \left(\frac{q_v}{v} \right) + 0,749 \log \left(\frac{dg^{1/3}}{v^{2/3}} \right) \quad (4.37)$$

$$R = 0,74$$

Fundo fixo:

$$\log \left(\frac{YqI}{Y_s v} \right) = -0,035 + 0,369 \log \left(\frac{q_v}{v} \right) + 0,712 \log \left(\frac{dg^{1/3}}{v^{2/3}} \right) \quad (4.38)$$

$$R = 0,98$$

Manipulando a equação que define a regressão linear múltipla, chega-se a um novo grupo adimensional:

$$\log \left(\frac{YqI}{Y_s v} \right) \left(\frac{dg^{1/3}}{v^{2/3}} \right)^{-c} = a + \log \left(\frac{q_v}{v} \right)^b \quad (4.39)$$

que indica uma relação geométrica simples entre os parâmetros do tipo:

$$\left(\frac{YqI}{Y_s v} \right) \left(\frac{dg^{1/3}}{v^{2/3}} \right)^{-c} = K_1 \left(\frac{q_v}{v} \right)^{K_2} \quad (4.40)$$

onde K_1 e K_2 são obtidos através dos coeficientes de ajuste de uma curva geométrica aos dados experimentais e o expoente c varia entre 0,712 (fundo fixo) e 0,749 (fundo móvel), sugerindo que o número de choques entre partículas é maior no fundo móvel do que quando o fundo é fixo. O valor médio destes expoentes (0,73) filtra a diferença existente entre os fundos e coincide com o expoente determinado por GARCIA (1983) quando obteve uma tendência única de relacionamento entre os parâmetros dimensionais envolvidos.

Assim sendo, os dados experimentais disponíveis, tanto a fundo móvel como a fundo fixo, são ajustados a uma

curva geométrica segundo a equação (4.40), fornecendo:

Fundo móvel:

$$\left(\frac{\gamma q I}{\gamma_s v}\right) \left(\frac{d_g^{1/3}}{v}\right)^{-0,73} = 1,959 \left(\frac{q_v}{v}\right)^{0,357} \quad (4.41)$$

$$R = 0,89$$

Fundo fixo:

$$\left(\frac{\gamma q I}{\gamma_s v}\right) \left(\frac{d_g^{1/3}}{v}\right)^{-0,73} = 0,809 \left(\frac{q_v}{v}\right)^{0,419} \quad (4.42)$$

$$R = 0,95$$

que podem ser vistas na figura 4.15, na qual nota-se a possibilidade de haver duas tendências de ajuste. Nas baixas descargas sólidas, o ajuste apresentado retrata bem a disposição dos pontos experimentais, porém, nas altas descargas sólidas verifica-se um crescimento mais acentuado da energia necessária para o transporte sólido, uma vez que os grãos movem-se em conjunto e ocorrem formas de fundo. Este ajuste mais rigoroso deve ser estudado com mais cuidado, procurando-se determinar como ocorre a possível mudança de inclinação na reta de ajuste.

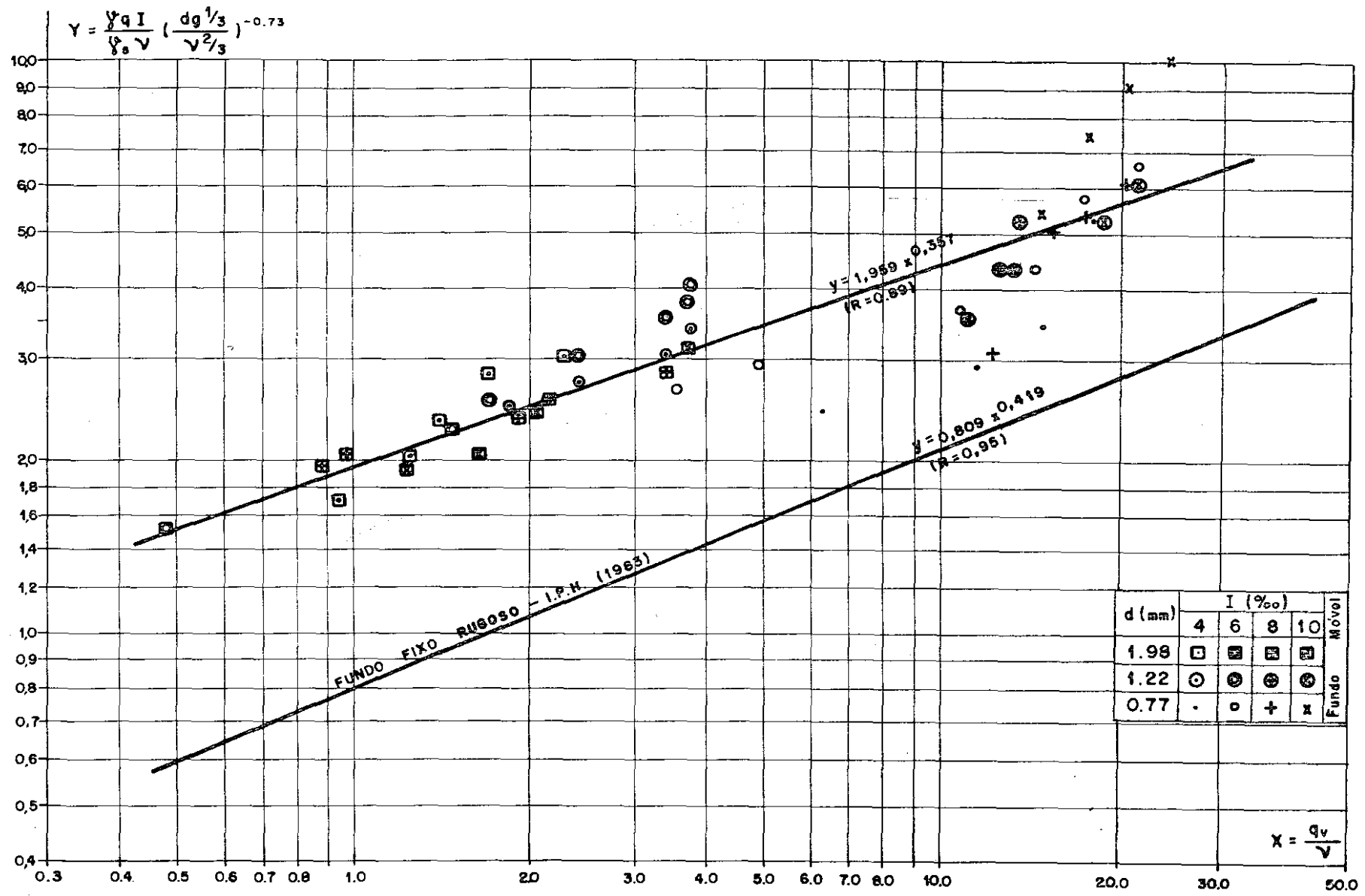


Figura : 4.15 — Generalização dos dados obtidos.

4.2. Interpretação dos resultados

4.2.1. Comparação com os resultados obtidos a fundo fixo

4.2.1.1. Comparação entre fundos

Para se verificar as modificações ocorridas na capacidade de transporte quando se passa de um leito fixo para um móvel, será feita uma comparação entre os resultudos obtidos nos experimentos a fundo móvel e os de fundo fixo executados por COSTA (1974), ALMEIDA (1980) e GARCIA (1983).

A tabela 4.5 é um resumo das retas de regressão encontradas para os experimentos efetuados no IPH.

Cabe ressaltar que a metodologia para os ensaios a fundo fixo, basicamente, pouco difere da adotada para fundo móvel. Grande parte dos experimentos a fundo fixo foi realizada num canal com 1,50m de largura e faixa de injeção de 0,70m. O fundo, após moldagem, foi fixado com pó de cimento em toda a sua extensão. O sedimento é injetado no escoamento e se observa o início do depósito. Como o fundo não sofre erosões, nem se molda, não é necessário o levantamento de perfis do fundo para se estabelecer a vazão de equilíbrio. Esta é a diferença entre as metodologias de ensaio.

D (mm)	TIPO DE FUNDO	$\frac{\gamma q I}{\gamma_s v}$	$\frac{\tau_g^{1/3}}{\gamma_s v^{2/3}}$	$\frac{v}{(\nu g)^{1/3}}$	$\frac{\tau}{\gamma(\beta-1)d}$	
1,98	FIXO (GARCIA-1983)	$13,99+1,897 \frac{q_v}{v}$ R = 0,97	$0,973+0,059 \frac{q_v}{v}$ R = 0,89	$14,558+0,774 \frac{q_v}{v}$ R = 0,94	$0,024+0,002 \frac{q_v}{v}$ R = 0,90	
	MÓVEL	FORA	$23,36+7,77 \frac{q_v}{v}$ R = 0,84	$1,23+0,26 \frac{q_v}{v}$ R = 0,81	$19,95+1,19 \frac{q_v}{v}$ R = 0,44	$0,0285+0,0059 \frac{q_v}{v}$ R = 0,89
		SOBRE	-	$1,37+0,33 \frac{q_v}{v}$ R = 0,90	$17,58+0,82 \frac{q_v}{v}$ R = 0,39	$0,05 + 0,012 \frac{q_v}{v}$ R = 0,85
1,22	FIXO (COSTA-1974)	$8,06+1,56 \frac{q_v}{v}$ R = 0,99	$0,753+0,064 \frac{q_v}{v}$ R = 0,98	$11,568+0,785 \frac{q_v}{v}$ R = 0,97	$0,047+0,004 \frac{q_v}{v}$ R = 0,98	
	MÓVEL	FORA	$27,46+1,70 \frac{q_v}{v}$ R = 0,91	$1,53+0,039 \frac{q_v}{v}$ R = 0,83	$18,61+0,42 \frac{q_v}{v}$ R = 0,79	$0,097+0,002 \frac{q_v}{v}$ R = 0,76
		SOBRE	-	$1,59+0,08 \frac{q_v}{v}$ R = 0,93	$17,60+0,09 \frac{q_v}{v}$ R = 0,44	$0,10+0,005 \frac{q_v}{v}$ R = 0,92
0,77	FIXO (ALMEIDA-1980)	$5,34+1,50 \frac{q_v}{v}$ R = 0,98	$0,47+0,07 \frac{q_v}{v}$ R = 0,94	$11,52+0,87 \frac{q_v}{v}$ R = 0,97	$0,048+0,006 \frac{q_v}{v}$ R = 0,97	
	MÓVEL	FORA	$-13,15+3,47 \frac{q_v}{v}$ R = 0,90	$-0,024+0,190 \frac{q_v}{v}$ R = 0,71	$15,78+0,563 \frac{q_v}{v}$ R = 0,59	$-0,008+0,011 \frac{q_v}{v}$ R = 0,71
		SOBRE	-	$0,25+0,13 \frac{q_v}{v}$ R = 0,90	$10,18+0,49 \frac{q_v}{v}$ R = 0,91	$0,01-+0,013 \frac{q_v}{v}$ R = 0,90

TABELA 4.5. RESUMO DAS REGRESSÕES LINEARES SIMPLES ENCONTRADAS

A comparação entre os dois tipos de fundo : móvel e fixo é facilitada se os pontos experimentais são lançados em um gráfico di-log e a eles se associam retas que retratam o ajuste de uma curva geométrica do tipo : $Y = ax^b$. Desta forma se está eliminando a impossibilidade física ocorrida na areia 0,77mm (figura 4.16), onde a intersecção da reta de ajuste com o eixo das descargas sólidas indica a existência de transporte sólido mesmo com potência unitária do escoamento nula.

A potência unitária do escoamento é a variável escolhida para a comparação entre fundos, por não depender de como ocorre o escoamento sobre os leitos e ser função apenas da vazão e da declividade, variáveis que tiveram o mesmo tipo de controle, tanto nos ensaios a fundo móvel como a fundo fixo. Além disto, os ajustes obtidos com a potência do escoamento nos ensaios a fundo fixo superam os ajustes obtidos com as outras variáveis hidráulicas (tabela 4.5). Por estas razões ela é a variável escolhida para testar $Y-ax^b$.

Os dados experimentais, ajustados a uma curva geométrica, fornecem as relações seguintes, básicas para a análise comparativa dos fundos.

D(mm)	TIPO FUNDO	$\gamma q_1 / \gamma_s v$
1,98	FIXO	$13,49 (q_v/v)^{0,324} \quad R=0,94$
	MÓVEL	$30,49 (q_v/v)^{0,391} \quad R=0,90$
1,22	FIXO	$8,10 (q_v/v)^{0,418} \quad R=0,96$
	MÓVEL	$23,64 (q_v/v)^{0,293} \quad R=0,88$
0,77	FIXO	$6,04 (q_v/v)^{0,470} \quad R=0,98$
	MÓVEL	$1,87 (q_v/v)^{1,12} \quad R=0,89$

TABELA 4.6. EXPRESSÕES DAS CURVAS GEOMÉTRICAS AJUSTADAS AOS PONTOS EXPERIMENTAIS PARA CADA DIÂMETRO E TIPO DE FUNDO.

que aparecem graficadas na figura 4.17.

Comparando os coeficientes de correlação obtidos com o ajuste dos dados a uma curva geométrica (tabela 4.6) com os coeficientes de correlação do ajuste linear (tabela 4.5) nota-se que a qualidade daquele ajuste ou foi melhorada ou foi mantida dentro de uma pequena faixa de variação na qual os coeficientes são praticamente iguais.

Comparando o que ocorre com a mudança do tipo de fundo:

a. Para os diâmetros ensaiados observa-se que, em geral, a potência unitária do escoamento necessária para o transporte de uma mesma descarga sólida cresce com o aumento do diâmetro, tanto a fundo fixo como a fundo móvel.

b. Fixando um diâmetro, a energia necessária para o transporte desta carga sólida é maior quando o escoamento ocorre sobre um fundo móvel do que sobre um fundo fixo. As razões do aumento de energia quando se passa de um fundo fixo para um móvel residem:

- * na possibilidade de interação entre o fundo e o escoamento manifestada através do arrancamento das partículas que o constitui, as quais, uma vez entrando no escoamento, aumentam os choques e a dissipação de energia;
- * na possibilidade de surgirem ondulações no fundo móvel, introduzindo a rugosidade de forma.

No fundo fixo, a energia disponível do escoamento é dissipada pelo atrito e pelo transporte sólido. Num fundo móvel, esta energia também é gasta no arrancamento das partículas e nas formas de fundo.

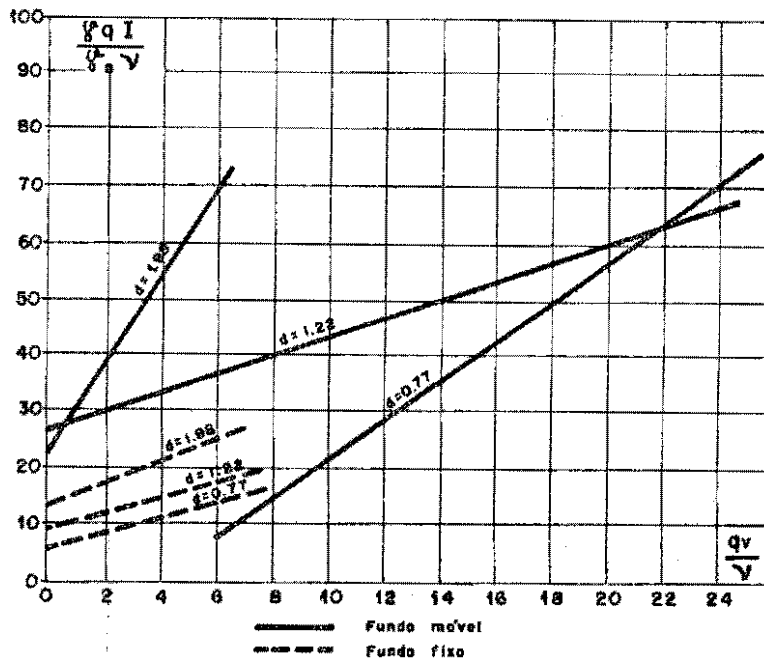


Figura : 4.16 – Comparação entre retas obtidas a fundo fixo e a fundo móvel para a potencia do escoamento.

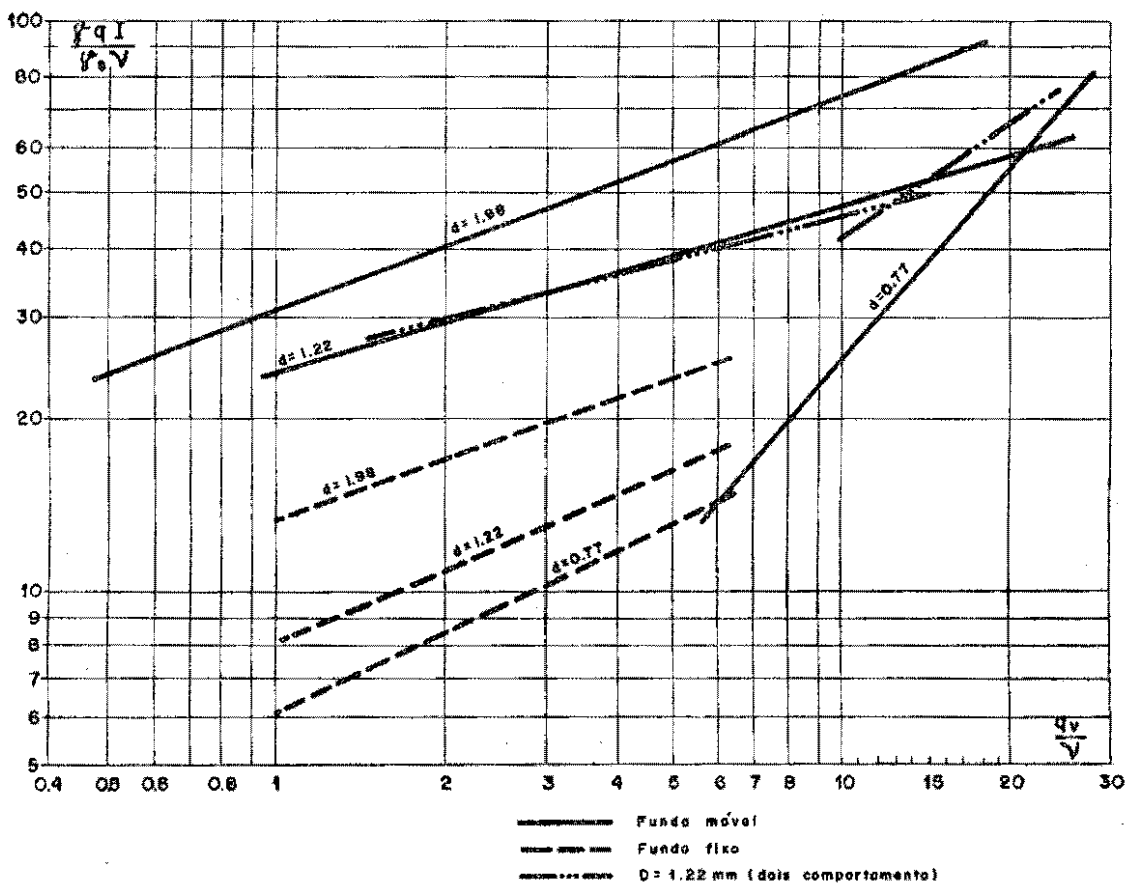


Figura : 4.17 – Comparação entre curvas geométricas obtidas para fundo fixo e fundo móvel para a potencia do escoamento .

Em média, o acréscimo de energia necessário ao transporte sólido quando se passa de um fundo fixo rugoso para um fundo móvel é da ordem de 2,5 vezes. Este valor é obtido verificando, na figura 4.17, as potências unitárias necessárias para o transporte de uma mesma descarga sólida nestas duas condições de fundo.

c. A fundo fixo, o expoente das relações obtidas parece diminuir com o aumento do diâmetro, o que poderia explicar a menor perda de energia devido a um número de choques menor. Há uma predominância do tamanho do grão e da rugosidade a ele associada, como responsáveis pelo acréscimo na dissipação de energia quando o diâmetro do sedimento é aumentado.

A fundo móvel, a energia do escoamento continua crescente com o diâmetro do sedimento porém, os expoentes das curvas são diferentes entre si, indicando comportamentos diferenciados para os sedimentos transportados.

A análise do comportamento de cada diâmetro quando ensaiado em fundos distintos conduz a:

*. $d=1,98\text{mm}$

Os grãos deste tamanho movimentam-se de forma quase individual, com velocidades distintas, o que favorece os choques entre eles. O aumento da energia do escoamento provoca o arrancamento das partículas do fundo, que passam a participar do escoamento interagindo com o material em transporte. Os grãos arrancados do fundo aumentam os choques entre partículas e podem agir como pequenos obstáculos que tendem a aumentar a dissipação de energia, diminuindo a parcela necessária para o transporte sólido. Assim sendo, a taxa de crescimento da energia necessária para o transporte sólido é maior nesta areia do que nas demais (figura 4.17). Pode-se dizer que este diâmetro de sedimento reage ao escoamento mais pela sua inércia do que pelas deformações sofridas pelo fundo.

Em relação ao fundo fixo constituído pelo mesmo diâmetro, nota-se que é empregada uma energia maior à fundo móvel para o transporte sólido, em razão do aparecimento de outras formas de dissipação de energia já citadas. Considerando que a energia dissipada por atrito e transporte seja igual, tanto para o fundo móvel como para o fixo, o não paralelismo entre as retas (figura 4.16) ou entre as curvas (figura 4.17), indica que a energia gasta no arrancamento das partículas e nos choques não é constante, ao se passar de um fundo para outro, mas depende da quantidade de sedimento transportado, o que explica porque o expoente da curva à fundo móvel (0,391) é superior ao da curva à fundo fixo (0,324).

*. $d=1,22\text{mm}$

Dos sedimentos ensaiados a fundo móvel, a areia com diâmetro 1,22mm, dentro da faixa ensaiada em comum, foi a que apresentou uma perda de energia, em outras formas que não o atrito e o transporte sólido, praticamente constante, constatada através da pouca diferença entre os coeficientes angulares das retas ajustadas (figura 4.16).

Analisando o comportamento desta areia em relação às demais, quando empregadas num fundo móvel, nota-se dois tipos de comportamento diferentes:

a. Para $q_v/v < 5$, esta areia se comporta como a areia 1,98mm, impondo-se ao escoamento pela sua inércia, com a energia crescendo moderadamente com o aumento da descarga sólida;

b. Para $q_v/v > 10$, a taxa de crescimento da energia necessária para o transporte sólido é aumentada, tendendo ao comportamento da areia 0,77mm. Nesta faixa, o aumento de energia, que favorece o arrancamento das partículas, associado à forma do grão, faz com que as configura -

ções de fundo predominem como reação ao escoamento, de tal forma que a capacidade de transporte é alcançada com energias maiores.

Por outro lado, a faixa de descargas sólidas compreendida entre 5 e 10 não pode ser ensaiada devido ao aparecimento de uma fossa de erosão na transição entre fundos, quando a energia do escoamento era aumentada. Com a finalidade de conter o fundo, empregou-se descargas sólidas de alimentação cada vez maiores, provocando um salto nos valores ensaiados. Este fenômeno é amplificado quando se passa a estudar a areia mais fina.

*. $d=0,77\text{mm}$

Com este diâmetro de sedimento não foi possível trabalhar com valores de $q_v/\nu < 6$, devido ao aparecimento da fossa de erosão à montante da zona de ensaios que, introduzindo ondulações parasitas, perturbavam a observação do início de depósito. Como a fundo fixo existem menos variáveis e fenômenos não totalmente conhecidos do que a fundo móvel, para a comparação, a curva obtida a fundo fixo será extrapolada em direção à faixa de descargas sólidas ensaiada à fundo móvel.

Nota-se um crescimento acentuado da energia necessária ao transporte sólido, oriundo da existência das deformações de fundo, que aumentam a dissipação de energia. Para descargas sólidas mais baixas, há uma pequena diferença entre a necessidade energética sobre um fundo móvel e um fundo fixo. Porém, com o aumento da descarga sólida, esta diferença acentua-se, uma vez que o aumento da potência do escoamento amplifica as formas de fundo. O aumento acentuado da energia do escoamento é sentido através da comparação entre os expoentes das curvas a fundo móvel (1,12) e a fundo fixo (0,470).

Em suma, no fundo fixo, a dissipação da energia so ocorre por atrito sobre o grão e pelo transporte solido. Se é aumentado o diâmetro do grão, aumenta a energia dissipada e, portanto, a energia necessãria ao escoamento para vencer estas perdas. O expoente das relações geométricas es estabelecidas para cada diâmetro a fundo fixo diminuem com o aumento do mesmo, indicando uma diminuição no número de choques entre partículas, de forma que a diferença de energia necessãria para o transporte solido provém do aumento do atrito sobre o grão.

No fundo movel, a possibilidade deste interagir com o escoamento e com o material em transporte, bem como a sua liberdade de deformação introduz novas formas de dissipação de energia, provocando comportamentos diferenciados entre os sedimentos ensaiados. O sedimento maior ($d = 1,98\text{mm}$), por ser mais pesado e ter forma esférica, tende a se opor ao escoamento pela sua inércia, aumentando a parcela de energia gasta com o arrancamento do fundo, cujas partículas, ao entrar no escoamento, constituem-se em obstáculos que propiciam um aumento do número dos choques entre elas e o material que vem de montante. O sedimento mais fino ($d=0,77\text{mm}$), mais leve e de forma quase lamelar, é moldado facilmente pelo escoamento, constituindo as configurações de fundo, que introduzem a rugosidade de forma. O sedimento com $d=1,22\text{mm}$, ora se comporta como um ora como o outro, mostrando que deve ser estudado com mais rigor.

4.2.2.2. Comparação da expressão final obtida para fundo movel com as obtidas para fundo fixo.

Além das pesquisas efetuadas no IPH, expressando a capacidade de transporte a partir da potência do escoamento, em canais com fundo fixo, encontra-se o trabalho de PEDROLI (1963).

A expressão proposta por PEDROLI (1963) apresen

ta o termo que caracteriza a energia do escoamento, no caso a potência unitária, inversamente proporcional ao diâmetro do grão, enquanto que na obtida por GARCIA (1983) aquele termo é diretamente proporcional ao diâmetro do grão.

PEDROLI (1963):

$$\frac{\gamma q I}{\gamma_s v} = 26,62 + 1,75 \frac{q_v}{d^{1/5} g^{1/15} v^{13/15}} \quad (4.43)$$

GARCIA (1983):

$$\frac{\gamma q I}{\gamma_s v^{0,51} d^{0,73} g^{0,24}} = 0,766 + 0,164 \frac{q_v}{v} \quad (4.44)$$

Isto provém do fato de que as experiências realizadas no IPH, a fundo fixo, empregaram valores de q_v/v variando de 0,5 a 7,0, ao passo que nas efetuadas por PEDROLI (1963) este parâmetro variou de 1 a 200. Adotando os dados de PEDROLI situados dentro da faixa ensaiada a fundo fixo, GARCIA (1983) estabelece uma relação semelhante à encontrada para os dados do IPH:

$$\frac{\gamma q I}{\gamma_s v^{0,51} d^{0,73} g^{0,24}} = 0,4385 + 0,078 \frac{q_v}{v} \quad (4.45)$$

indicando que, para baixas descargas sólidas, os dados de PEDROLI (1963) conservam a proporcionalidade entre a potência do escoamento e o diâmetro do grão.

Mantendo os parâmetros adimensionais utilizados na generalização dos resultados (item 4.1.3), os dados experimentais de PEDROLI (1963) são submetidos a uma regressão geométrica simples, fornecendo:

$$\frac{\gamma q I}{\gamma_s v} \left(\frac{dg}{v} \right)^{1/3 - 0,73} = 0,466 \left(\frac{q_v}{v} \right)^{0,383} \quad (4.46)$$

$$R = 0,90$$

Na figura 4.18 são apresentadas as curvas geométricas que retratam o comportamento dos dados experimentais a fundo móvel, a fundo fixo rugoso (IPH) e a fundo fixo liso (PEDROLI).

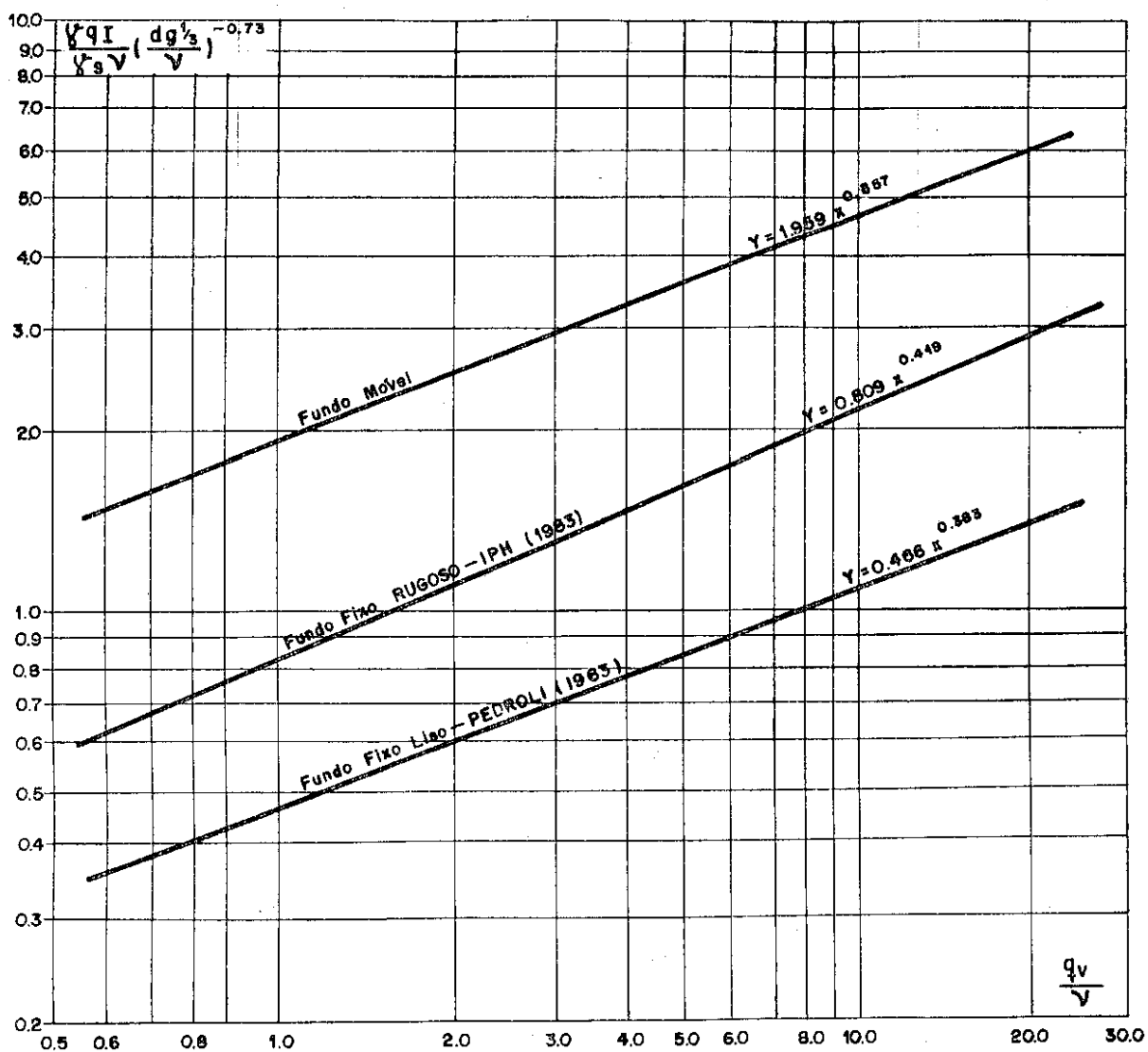


Figura:4.18 — Comparação entre os dados disponíveis generalizados.

Comparando as curvas de generalização dos resultados, deduz-se que a energia necessária para transportar um mesmo volume de material sólido é consideravelmente maior quando o fundo é móvel do que quando o fundo é fixo. Além disto, no fundo fixo rugoso (IPH) a energia é superior a do fundo fixo liso (PEDROLI), onde as asperezas do fundo são pouco sentidas pelo sedimento transportado. Significa que a capacidade de transporte é sensivelmente influenciada pela rugosidade que provoca a dissipação da energia; seja apenas a rugosidade do fundo ou a rugosidade do fundo acrescida da rugosidade de forma. A última situação corresponde a uma maior dissipação por atrito, diminuindo a parcela de energia disponível para o transporte sólido.

Supondo que a potência do escoamento é mantida constante e que o escoamento ocorre sobre os três fundos distintos:

- * quando o fundo for fixo e liso, a energia é dissipada apenas pelo transporte sólido, uma vez que a rugosidade do fundo é praticamente nula;
- * caso o fundo seja fixo e rugoso, a existência de asperezas no fundo do canal faz com que haja perda de energia por atrito com os grãos, reduzindo o excesso de energia utilizada no transporte sólido, com conseqüente diminuição do volume de material transportado;
- * se o fundo for móvel, a energia dissipada por atrito aumenta, devido à possibilidade de arrancamento das partículas que o constituem e à existência de configurações de fundo, com uma diminuição sensível do excesso de energia disponível para o transporte sólido e, conseqüentemente, da quantidade de material transportado.

4.2.2. Comparação com fórmulas de transporte sólido

Nesta altura do estudo cabe fazer uma comparação entre nossos resultados e os resultados das fórmulas clássicas de transporte sólido. Conscientes de que nossos experimentos, que geraram um reduzido número de dados, foram efetuados com uma faixa de potências do escoamento restrita e sedimentos com granulometria especiais e uniformes, é de se esperar que a comparação não possa fornecer resultados totalmente conclusivos. Mesmo assim, a título de curiosidade, ela será feita, uma vez que dará uma idéia de como nossos resultados se situam em relação aos dos autores.

Dentre as diversas fórmulas de transporte sólido existentes na literatura foram escolhidas para a comparação: KALINSKE (1947), MEYER-PETER e MÜLLER (1948), EINSTEIN-BROWN (1950), EINSTEIN (1950), BAGNOLD (1966) e ENGE LUND e HANSEN (1967). As três primeiras expressam o transporte sólido como função da tensão de cisalhamento, enquanto as demais entram com o conceito de energia.

Cabe insistir na diferença entre transporte sólido e capacidade máxima de transporte. As fórmulas que expressam o transporte sólido não garantem que a situação retratada corresponda à saturação total do escoamento que está vinculada à capacidade máxima de transporte. Na situação de transporte sólido, o escoamento ainda é capaz de ajustar internamente suas condições hidráulicas para aumentar a carga transportada. Na situação de capacidade máxima de transporte, a liberdade de ajuste das condições hidráulicas deixou de existir e o excesso da carga sólida acaba se depositando.

Foi no pressuposto de que os dados experimentais usados na comprovação das relações de transporte sólido elaboradas pelos autores não correspondem, forçosamente, à

situações de saturação total da capacidade de transporte do escoamento, que se procurou explicar as discrepâncias verificadas entre as fórmulas de transporte por arraste. Se essa hipótese foi verdadeira, é de se esperar, na comparação entre esta pesquisa e as fórmulas de arraste geralmente usadas, que estas dêem descargas sólidas inferiores ou, no máximo, para as melhores delas, semelhantes com as obtidas nos experimentos realizados durante este trabalho.

O procedimento adotado para homogeneizar os dados e facilitar a comparação foi, com os resultados experimentais obtidos sobre a região de ensaios, determinar os mesmos parâmetros dimensionais adotados pelos autores; plotar os pontos obtidos em seus gráficos e ajustar, a sentimento ou analiticamente, funções semelhantes às determinadas pelos autores para retratar o transporte sólido sob uma certa condição hidráulica. Desta forma, pode-se situar nossos dados em relação aos demais.

Os dados experimentais deste trabalho, expressos segundo os autores escolhidos, levaram a resultados de vários tipos, confirmando ou não a hipótese feita para explicar as discordâncias e imprecisões das fórmulas de arraste. Basicamente, estes resultados são de quatro tipos:

a. MEYER-PETER e MULLER (1948)

ENGELUND e HANSEN (1967)

A hipótese de maior quantidade de sedimento transportado na situação de saturação do escoamento é, em geral, confirmada quando se adota os critérios destes autores (figuras 4.19 e 4.20).

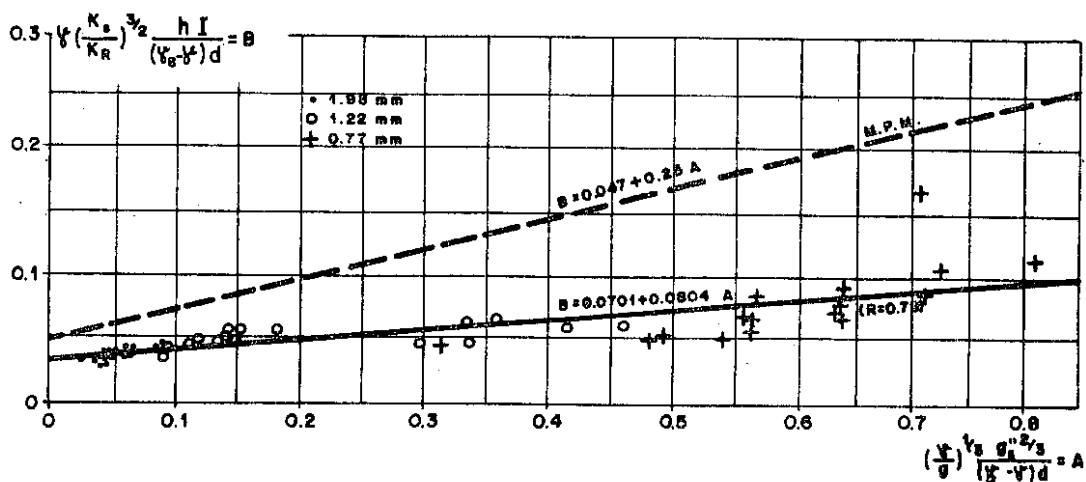


Figura: 4.19 — Comparação com a função de arraste segundo MEYER-PETER e MÜLLER (1948)

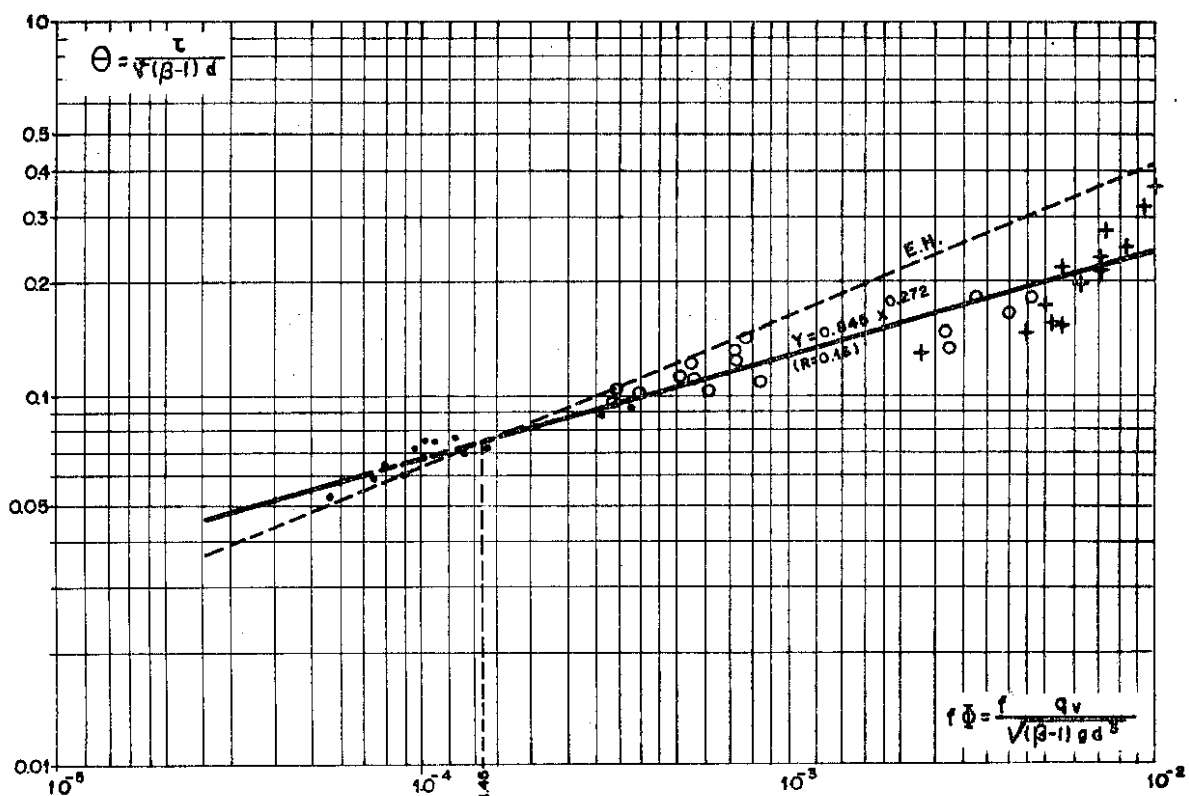


Figura: 4.20 — Comparação com a função de arraste segundo ENGELUND e HANSEN (1967)

A tendência observada nos dados experimentais e retratada pela reta de ajuste que aparece na figura 4.19 indica que, mantida constante as condições hidráulicas do escoamento, a fórmula de Meyer-Peter e Müller fornece uma descarga sólida menor do que a obtida com a identificação do

início dos depósitos, confirmando a hipótese de que esta fórmula não foi obtida na condição máxima da capacidade de transporte.

Analisando a figura 4.20 onde são apresentadas as curvas de Engelund e Hansen, os pontos experimentais deste trabalho e a curva a eles ajustada verifica-se que:

· existe uma intersecção entre as duas curvas no entorno de $f_{\Phi} = 1,45 \times 10^{-4}$ e $\theta = 0,074$. Para valores de θ menores que este, uma mesma quantidade de material a ser transportada exige menor energia do escoamento do que a observada em nossos experimentos, contrariando a hipótese inicial. Porém, a parte da curva do autor que tem este comportamento é uma extrapolação da tendência observada na faixa de descargas sólidas ensaiadas: $10^{-4} < f_{\Phi} < 10$, podendo ter outra lei de variação;

· para $f_{\Phi} > 1,45 \times 10^{-4}$, a lei de Engelund e Hansen conduz a descargas sólidas menores do que as obtidas com nossos dados experimentais, para uma mesma energia do escoamento;

· em geral, os nossos dados experimentais seguiram o comportamento dos dados destes autores. Segundo eles, o diâmetro decresce com o aumento do parâmetro adimensional f_{Φ} , estando o diâmetro 0,93mm situado no entorno de $f_{\Phi} = 10^{-3}$ e o diâmetro 0,19mm no entorno de $f_{\Phi} = 10^{-1}$. Na curva encontrada, o diâmetro 1,98mm está no entorno de $f_{\Phi} = 10^{-4}$, o diâmetro 0,77mm no entorno de $f_{\Phi} = 7 \times 10^{-2}$, decrescendo com o aumento da descarga sólida.

b. EINSTEIN (1950)

A aplicação dos dados experimentais aos parâmetros adimensionais da fórmula de Einstein para a determinação da carga sólida por arraste conduziu a resultados fora

da nuvem de dados do autor que, ajustado, fornecem descargas s \tilde{o} lidas sempre menores do que as do autor, numa mesma condi \tilde{c} o \tilde{a} o hidr \tilde{a} ulica (figura 4.21).

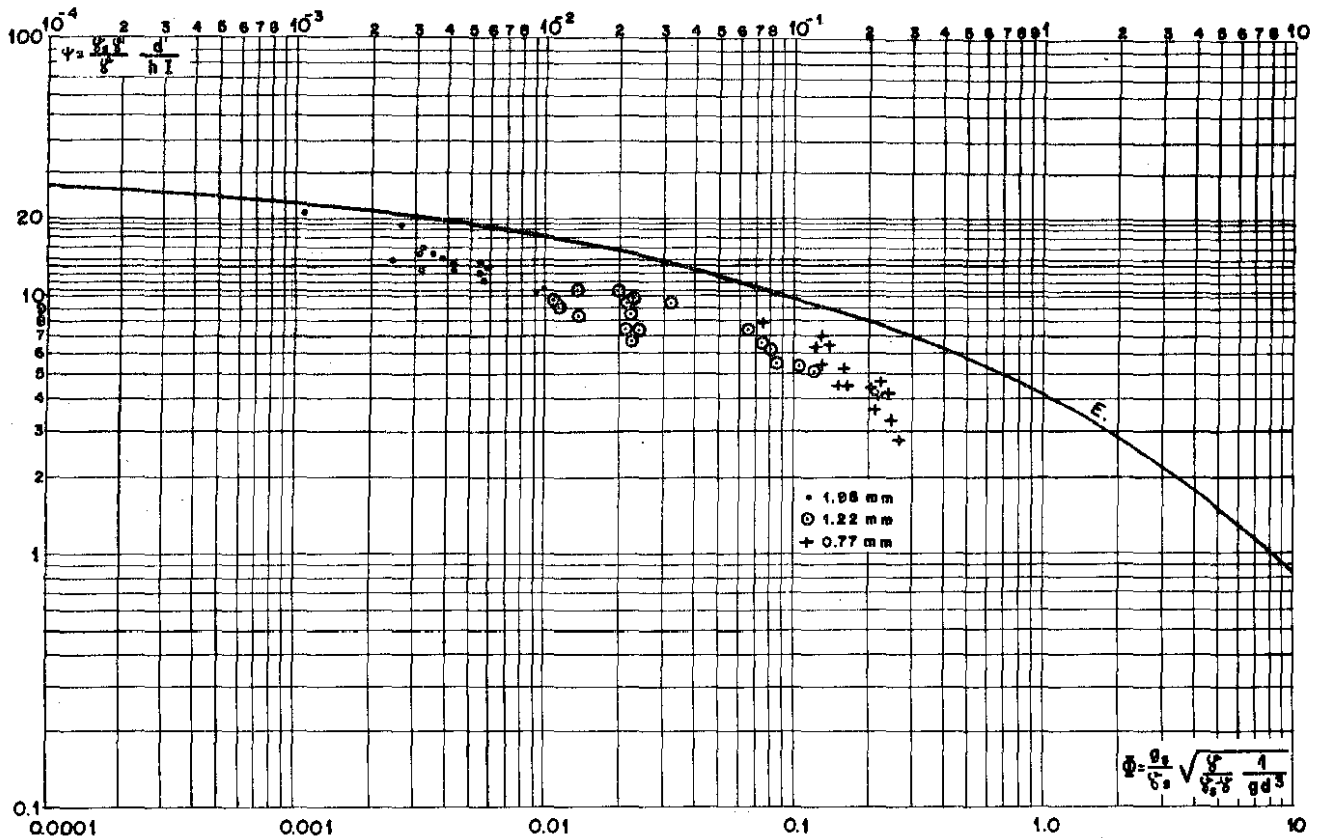


Figura: 4.21 — Comparação com a função de arraste segundo EINSTEIN (1950)

Neste caso, EINSTEIN (1950) fornece descargas s \tilde{o} lidas sistematicamente maiores que aquelas que correspondem \tilde{a} saturação do escoamento, negando a hip \tilde{o} tese inicial.

Por \tilde{e} m, deve-se considerar que nossos dados experimentais s \tilde{a} o aplicados puros, assim como foram obtidos no canal de ensaios, sem sofrer qualquer tipo de tratamento ou processamento. J \tilde{a} a curva $\psi^* \times \psi^*$ de EINSTEIN retrata a aplica \tilde{c} o \tilde{a} o de um conceito probabil \tilde{i} stico de movimento dos se \tilde{d} imentos \tilde{a} dados experimentais utilizados para a formula \tilde{c} o \tilde{a} o

de sua expressão. Consequentemente a comparação é feita entre dados que não são totalmente comparáveis, em decorrência das diferenças entre os processamentos aplicados a cada conjunto dos mesmos. Não há portanto como concluir taxativamente que a hipótese feita não é comprovada no caso em pauta.

c. KALINSKE e EINSTEIN-BROWN

Os pontos experimentais ajustados aos parâmetros adimensionais destes autores (figura 4.22) caem na faixa dos dados por eles empregados, com uma tendência a fornecer, para um mesmo parâmetro de transporte ($1/\psi$), uma descarga sólida menor que a indicada pelos autores. Numa primeira análise, esta observação pode indicar que a hipótese de saturação total do escoamento, conduzindo a uma maior carga sólida em transporte, está sendo negada.

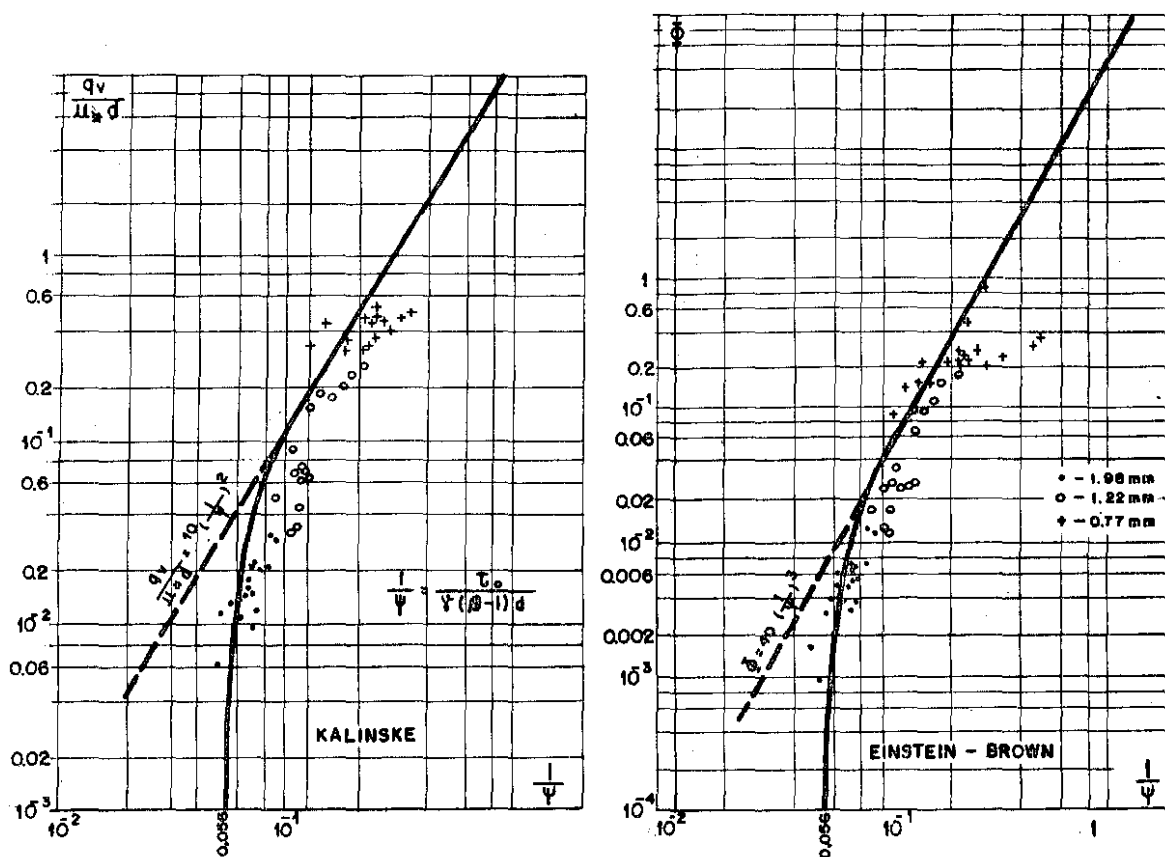


Figura 4.22 — Comparação com as funções de arraste segundo KALINSKE (1947) e EINSTEIN-BROWN (1950)

Porém, concentrando a atenção na nuvem de pontos à qual foi ajustada a função de cada autor, verifica-se que, examinando os pontos com mais cuidado, pode-se destacar aqueles que apresentem a condição de transporte máximo e ajustar outra função que poderá se situar abaixo da encontrada para nossos dados. Assim sendo, nada de conclusivo pode ser dito, apenas que estamos trabalhando dentro da mesma faixa explorada pelos autores e que os dados experimentais devem ser analisados e sofrer uma certa triagem para que se possa comparar dados semelhantes.

d. BAGNOLD (1966)

Analisando a equação (2.17) desenvolvida por este autor verifica-se que o termo $t\alpha$, coeficiente de fricção sólida inter-granular do material que constitui o fundo, é o principal limitante de sua aplicação aos dados experimentais. Este coeficiente, função da tensão de cisalhamento adimensional e do diâmetro do sedimento, define a zona de aplicabilidade de sua equação, referindo-se ao movimento total dos grãos segundo um tapete contínuo, quando sob a ação de um escoamento com profundidade muito superior à altura da região onde ocorre o transporte sólido.

As faixas de tensão de cisalhamento e diâmetro ensaiados conduzem à não-aplicabilidade da equação deste autor aos dados experimentais (tabela 4.7), retratando uma situação em que a região onde ocorre o transporte sólido ocupa quase a totalidade da profundidade do escoamento (figura 4.23).

Em geral, na comparação com as fórmulas clássicas de transporte por arraste, nota-se que nossos dados estão compreendidos dentro da nuvem de dados, experimentais ou não, utilizados por cada pesquisador para o estabelecimento de suas relações. Consequentemente, nada de conclusivo pode

ser afirmado sem uma análise criteriosa destes dados experimentais, de maneira a se conhecer suas condições de obtenção e identificando aqueles que se aproximam da saturação total do escoamento e da granulometria por nós ensaiada. Desta forma, estaremos comparando dados obtidos dentro de um mesmo critério.

Diâmetro (mm)	Limites do parâmetro de transporte	
	fora região de ensaios	sobre região de ensaios
1,98	0,048 - 0,074	0,048 - 0,089
1,22	0,086 - 0,145	0,097 - 0,204
0,77	0,092 - 0,324	0,126 - 0,362

TABELA 4.7 : Faixas de tensão de cisalhamento adimensional ensaiadas.

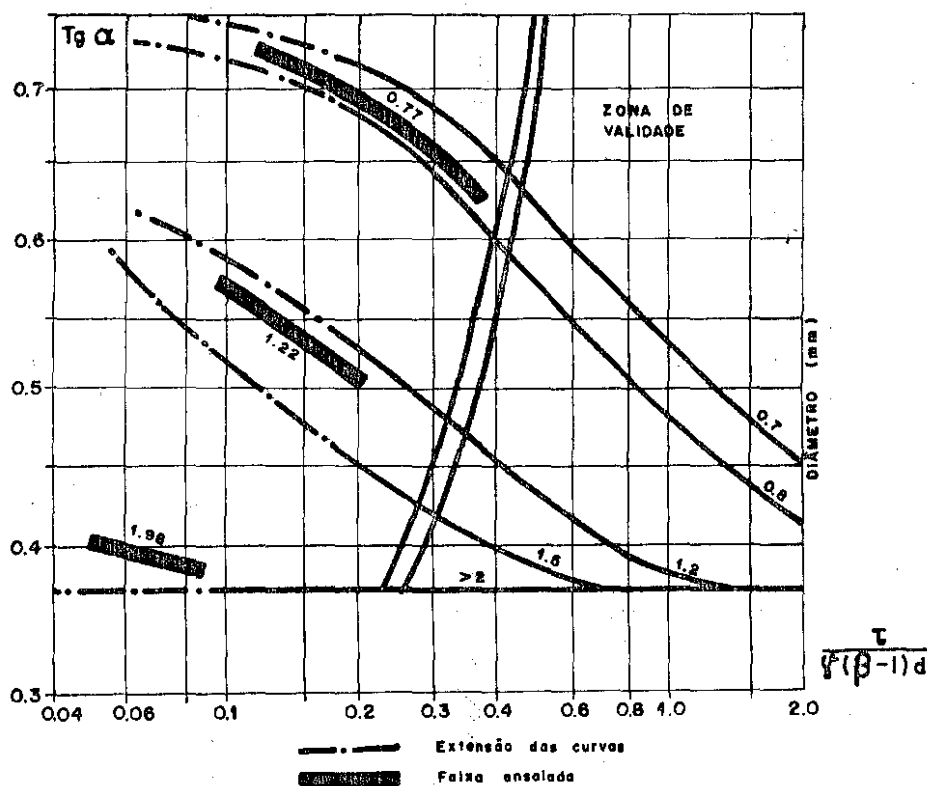


Figura : 4.23 -- Região de validade de BAGNOLD e faixa experimental adotada

CAPÍTULO V

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1. CONCLUSÕES

a. * A partir de experimentos realizados sobre um leito móvel constituído por areias de granulometria uniforme e diâmetros iguais a 1,98mm, 1,22mm e 0,77mm conseguiu-se estabelecer fórmulas (relações) que retratam o início de depósito, indicando a saturação total da capacidade de transporte para descargas sólidas na faixa de $1,25 \times 10^{-3}$ Kgf/s.m a $65,83 \times 10^{-3}$ Kgf/s.m e potências hidráulicas na faixa de $0,49 \text{ W/m}^2$ a $2,20 \text{ W/m}^2$.

b. * A validade do critério da potência unitária do escoamento foi confirmada na previsão da capacidade de transporte máxima do escoamento sobre um leito móvel. GARCIA (1983) já tinha confirmado o uso deste critério em fundo fixo. A independência desta grandeza em relação à profundidade e à velocidade, garante sua validade e unicidade em um leito móvel onde ocorrem sensíveis mudanças nas condições hidráulicas devido às oscilações da lâmina d'água.

* As condições de depósito podem igualmente ser expressas como função da tensão de cisalhamento sobre o fundo (força tratora). No entanto, para que a expressão correspondente tenha um grau de confiabilidade e equivalente ao proporcionado pela potência unitária é necessário efetuar correções nas profundidades medidas. Para essas correções foi adotado o método desenvolvido por VAN RIJN (1985).

* O relacionamento entre a capacidade de transporte do escoamento e a velocidade média fornece os resultados menos confiáveis.

c. * A estrutura da relação entre a potência unitária do escoamento e a descarga sólida unitária em volume obtida no estudo dos depósitos sobre fundo fixo foi modificada, passando de uma relação linear para uma relação geométrica, descrevendo melhor o comportamento dos dados experimentais.

* A generalização dos dados obtidos nos experimentos a fundo móvel resultou na seguinte expressão para a capacidade máxima de transporte:

$$\frac{\gamma q I}{\gamma_s v^{0,51} d^{0,73} g^{0,24}} = 1,959 \left(\frac{q_v}{v}\right)^{0,357} \quad (5.1)$$

$$R = 0,89$$

Para os experimentos a fundo fixo (IPH-1974,1980, 1983), a relação expressa na forma geométrica é:

$$\frac{\gamma q I}{\gamma_s v^{0,51} d^{0,73} g^{0,24}} = 0,809 \left(\frac{q_v}{v}\right)^{0,419} \quad (5.2)$$

$$R = 0,95$$

A título de comparação a generalização segundo uma lei linear forneceu:

$$\text{a fundo fixo: } \frac{\gamma q I}{\gamma_s v^{0,51} d^{0,73} g^{0,24}} = 0,766 + 0,164 \frac{q_v}{v} \quad (\text{GARCIA-1983}) \quad (5.3)$$

$$R = 0,97$$

a fundo móvel: $\frac{\gamma_s v^{0,51} d^{0,73} g^{0,24}}{\gamma_s v^{0,51} d^{0,73} g^{0,24}} = 1,926 + 0,230 \frac{q_v}{v}$ (este trabalho §4.1.3)

$$R = 0,87 \quad (5.4)$$

as quais são válidas nas seguintes condições:

- . diâmetro de sedimento entre 0,77mm e 1,98mm ;
- . diâmetro do sedimento injetado igual ao diâmetro do sedimento que constitui o fundo;
- . descargas sólidas entre $1,25 \times 10^{-3}$ Kgf/s.m e $65,83 \times 10^{-3}$ Kgf/s.m;
- . vazões entre $7,5 \times 10^{-3}$ m³/s.m e $28,75 \times 10^{-3}$ m³/s.m;
- . declividades do canal entre 4^o/100 e 10^o/100;
- . peso específico do material: ao redor de 2650 Kgf/m³.

Quanto às variáveis dependentes, as mesmas situaram-se nas faixas de 0,348/0,707 m/s para as velocidades médias e $1,77 \times 10^{-2}$ /5,72 $\times 10^{-2}$ m para as profundidades médias.

A respeito das mesmas é bom salientar que nem sempre correspondem às condições encontradas em campo onde em geral, a profundidade é muito maior do que a altura da faixa onde ocorre o movimento dos sedimentos e o transporte sólido (BAGNOLD, 1966).

* Cabe ressaltar que a relação (5.1) abrange dois grupos de experimentos que retratam comportamentos diferenciados dos sedimentos ensaiados (figura 4.15): predominância da inércia (choques) do sedimento e predominância das deformações, no aumento da energia dissipada e consumo de parte da energia disponível para o transporte sólido. Con-

sequentemente, é de se esperar a existência de leis distintas para descrevê-los e, portanto, quanto mais dados experimentais estiverem disponíveis, mais correto será o desdobramento da relação proposta em duas outras, expressando melhor os comportamentos observados.

d. * No que pese as areias terem sido escolhidas de maneira a não ocorrer deformações de fundo, durante os ensaios foram observadas ondulações de porte suficiente para perturbar o escoamento, provocando ondulações da lâmina d'água sobre a região com fundo móvel.

* Foram encontradas dificuldades experimentais nos ensaios com o diâmetro 0,77mm devido à formação de fossas de erosão na transição entre a zona de ensaios (fundo desagregado) e montante (fundo fixado com pó de cimento) e aos escoamentos secundários a elas associados, provocando um gasto de parte da energia disponível no escoamento para o transporte sólido e introduzindo ondulações parasitas que, somadas às ondulações surgidas como reação normal ao escoamento, alteram a necessidade de energia para o transporte por arraste.

* Nos ensaios com o diâmetro 1,22mm, a faixa de descargas sólidas compreendida entre 5 e 10 ($5 < q_v/v < 10$) não pôde ser explorada devido ao aparecimento de fossas de erosão na transição entre fundos, o que impôs o emprego de descargas sólidas cada vez maiores na tentativa de conter o sedimento situado nesta área, provocando um salto nos valores ensaiados.

e. * A possibilidade do fundo móvel interagir com o escoamento e com o material em transporte, bem como a sua capacidade de deformação introduz novas formas de dissipação de energia, provocando comportamentos diferenciados para os sedimentos:

- . o diâmetro 1,98mm tende a se opor ao escoamento mais pela sua inércia (choques entre partículas arrancadas do fundo e partículas em transporte) do que pelas deformações de fundo, constituindo uma situação aqui denominada fundo móvel sem ondulações.
 - . O diâmetro 0,77mm é moldado facilmente pelo escoamento de tal forma que a necessidade de energia é aumentada pela incorporação da rugosidade de forma. Esta situação é aqui denominada fundo móvel com ondulações.
 - . O diâmetro 1,22mm, nas baixas declividades, comporta-se como o diâmetro maior e, nas altas declividades, seu comportamento é semelhante ao do diâmetro menor.
- f. * Na comparação da generalização dos dados deste estudo com os resultados a fundo fixo, GARCIA (1983) e PEDROLI (1963), torna-se evidente a influência da rugosidade do fundo sobre a capacidade de transporte (figura 4.18). Para uma mesma descarga sólida a energia cresce com o tipo de fundo na seguinte sequência: fundo fixo liso, fundo fixo rugoso, fundo móvel sem ondulações e fundo móvel com ondulações.
- * As fontes consumidoras de energia em cada um dos fundos citados acima, além da energia necessária para o transporte sólido, são respectivamente:
- . rugosidade associada ao grão num fundo com asperezas quase inexistentes;
 - . rugosidade associada ao grão;
 - . rugosidade associada ao grão acrescida da inércia do sedimento que consome uma parcela de energia para ser arrancado do fundo e para vencer os choques ocorridos entre os sedimentos

arrancados e os em transporte pelo escoamento;
 . rugosidade do grão mais a energia para arrancar os sedimentos e os choques existentes entre partículas acrescida da rugosidade de forma introduzida pelas deformações do fundo.

* Em média, o acréscimo de energia necessário para se passar de um fundo fixo para um fundo móvel é da ordem de 2,5 vezes.

* As curvas geométricas determinadas para os ensaios a fundo fixo sugerem uma relação entre seus expoentes e os choques entre partículas, cujo número diminui com o diâmetro do sedimento para uma mesma descarga sólida, já que o valor do expoente diminui quando aumenta o diâmetro dos grãos. Isso confirma os ajustes a sentimento feitos por MEDEIROS (1986) em gráfico di-log entre a potência unitária e a descarga sólida.

A fundo móvel, a energia dissipada pelos choques é de difícil individualização, uma vez que a interação entre sedimentos e escoamento também ocorre através do arrancamento das partículas e das deformações do fundo.

* Em geral pode-se concluir que o aumento dos graus de liberdade do sedimento em um fundo móvel, devido às possibilidades de deformação do fundo sob a ação do escoamento, de arrancamento das partículas de fundo e de choque entre estas partículas e as que estão em transporte, aumentam a resistência (rugosidade) do canal, aumentando a potência unitária necessária para o transporte sólido em relação ao mesmo fundo fixado com uma película de cimento.

g. * Na comparação com as fórmulas clássicas de transporte por arraste, os dados experimentais deste estudo caíram na faixa dos dados empregados por seus

autores, dificultando o estabelecimento de conclusões, mas indicando que não há contradição entre eles.

5.2. RECOMENDAÇÕES

Visando a continuação desta linha de pesquisa do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS, recomenda-se:

- a. Ampliar as faixas de potência unitária do escoamento e de descarga sólida usadas até agora;
- b. Ensaiar declividades menores do que as adotadas até o momento, de forma a se aproximar mais da realidade dos cursos d'água. As declividades menores conduzem ao aumento das profundidades médias do escoamento, fazendo com que a relação destas com a altura da zona onde ocorre o transporte sólido seja aumentada;
- c. Expandir a faixa de sedimentos com granulometria uniforme, mantendo a igualdade entre o diâmetro do sedimento injetado e o diâmetro do sedimento que constitui o fundo:

* Em particular, deve ser ensaiado o diâmetro 1,22mm em faixas de potência unitária e descarga sólida que preencham a região que não permitiu ensaios (ver item 4.2.1.1), a fim de melhor descrever a transição entre os dois tipos de comportamento observados para este sedimento.

* Devem também ser ensaiados sedimentos com diâmetros maiores, para esclarecer sem interferência de deformações de fundo, a influência dos choques no consumo de energia.

* Numa etapa mais avançada, para se estabelecer a influência da rugosidade de fundo sobre a energia necessária para o transporte sólido, injetar sedimentos com diâmetro diferente daquele que constitui o fundo do canal de ensaios.

d. Quanto às instalações e ao método experimental, convém:

* Aumentar o trecho móvel de ensaios de forma a se obter uma região que não seja influenciada pelos escoamentos secundários causados pela fossa de erosão que se forma na transição entre o fundo fixado e o fundo móvel, principalmente para os diâmetros menores.

Este aumento pode impôr a existência de duas injeções de sedimento: uma pouco antes da transição entre fundos para suprir o sedimento arrancado nas fossas e outra no início da zona de estabilização do escoamento, para proceder à identificação do início de depósito.

* Uma só instalação com dois trechos longos um fixo e outro móvel, permite observar e comparar como ocorre o fenômeno de início de depósito antes e depois da deformação do leito.

e. De posse de mais dados experimentais, que cubram outras gamas de potência e diâmetro, estudar melhor as leis de comportamento para a generalização, procurando melhorar a pesquisa dos expoentes, relacionando-os com a quantidade de sedimento em transporte.

- f. Por fim, não centralizar os esforços apenas na obtenção da potência do escoamento esquecendo a relação força tratora x início de depósito, apesar das dificuldades para a obtenção das profundidades sobre o trecho móvel do canal de ensaios, pois, nas aplicações práticas em campo, a medição das profundidades é menos sujeita a erros do que a obtenção da velocidade ou da vazão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ALBERTSON et alii. 1958. Discussion of mechanics of sediment-ripples formation, by H.K.Liu. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 84(1): Feb. apud SIMONS, D.B. & SENTURK, F. Sediment transport technology. Fort Collins, Water Resources Publications. p.261.
2. ALMEIDA, L.E.S. Brito de. 1980. Contribuição à previsão da capacidade de transporte por arraste em canal a fundo fixo. Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento. 107f. Diss.Mestr.Engenharia Civil.
3. BAGNOLD, R.A. 1956. Flow of cohesionless grains in fluids. Philosophical Trans. RSL, nº 964, V.269 apud GARDE, R.J. & RANGA RAJU, K.G. 1977. Mechanics of sediment transformation and alluvial streams problems. New Delhi, Wiley Eastern Limited. p.196.
4. BAGNOLD, R.A. 1966. An approach to the sediment transport problem from general physics. Geological Survey Professional Paper, Washington (422-I): 1-37.
5. BAYAZIT, M. 1969. Resistance to reversing flows over movable beds. Journal of the Hydraulics Division, New York, ASCE, 95(4): 1107-27, July.
6. BOGARDI, J. 1974. Sediment transport in alluvial streams. Budapest, Akadémiai Kiadó. 826p.
7. BORDAS, M.P. 1973. Contributions recentes à analyse quantitative du transport solide. In: ASSOCIATION INTERNATIONALE DE RECHERCHES HYDRAULIQUES, 15., Istanbul, 1973. Recherche et développement dans l'hydrosphère. Istanbul. V.6, p.175-88.

8. BORDAS, M.P. 1973. Conditions initiales et équilibre d'un canal alluvial. In: ASSOCIATION INTERNATIONALE DE RECHERCHES HYDRAULIQUES, 15., Istanbul, 1973. Recherche et développement dans l'hydrosphère. Istanbul. V.1, p.143-50.
9. BORDAS, M.P. 1976. Uso da potência hidráulica no dimensionamento de canais aluviais. In: CONGRESSO LATINO AMERICANO DE HIDRÁULICA, 7., Santiago do Chile.
10. BORDAS, M.P.; ALMEIDA, L.E.S. Brito de; GARCIA, E.P. 1985. Sediment deposition in low stream power flow with fixed bed. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE HIDROLOGIA E RECURSOS HÍDRICOS, 6., São Paulo, 1985. Anais. São Paulo, ABRH. V.1, p.57-68.
11. BROWNLIE, W. 1983. Flow depth in sand-bed channels. Journal of Hydraulic Engineering, New York, ASCE, 109(7):959-90, July.
12. CHABERT, J. & CHAUVIN, J.L. 1963. Formation de dunes et de rides dans le modèles fluviaux. Bull., C.R.E.C. nº 4 apud SIMONS, D.B. & SENTURK, F. 1977. Sediment transport technology. Fort Collins, Water Resources Publications. p.
13. COSTA, A.F. 1974. Contribuição à previsão de depósito de sedimentos em canal a fundo fixo. Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-Graduação em Hidrologia Aplicada. 103p. Diss. Mestr. Hidrologia Aplicada.
14. COSTA, A.F. & BORDAS, M.P. 1975. Conditions hydrauliques de formation des dépôts de sédiments en eaux courantes. In: ASSOCIATION INTERNATIONALE DE RECHERCHES HYDRAULIQUES, 16., São Paulo, 1975. Outils fondamentaux utilisés pour résoudre les problèmes d'environnement. São Paulo. V.2, p.220-7.
15. DU BOYS, M.P. 1879. Étude du régime et l'action exercée par les eaux sur un lit à fon de graviers indéfiniment

- affouitable. Annales des Ponts et Chaussées, ser.5, 18: 141-95 apud SIMONS, D.B. & SENTURK, F. 1977. Sediment transport technology. Fort Collins, Water Resources Publications. p.509.
16. EINSTEIN, H.A. 1950. The bed load function for sediment transportation in open channels. Washington, U.S.Department of Agriculture. 78p. (Soil Conservation Service, Technical Bulletin 1026).
17. EINSTEIN, H.A. & BARBAROSSA, N.L. 1952. River channel roughness. Transactions, ASCE, V.117 apud GARDE, R. J. & RANGA RAJU, K.G. 1977. Mechanics of sediment transportation and alluvial streams problems. New Delhi, Wiley Eastern. p.111.
18. ENGELUND & HANSEN. 1967. A monograph on sediment transport in alluvial streams. Copenhagen, Teknisk Forlag. 62p.
19. GARCIA, E.P. 1983. Contribuição à previsão da capacidade de transporte em canais a fundo fixo e móvel. Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento. 191f. Diss.Mestr.Engenharia Civil.
20. GILBERT, G.K. 1914. The transportation of debris by running water. Geological Survey Professional Paper, Washington (B6):1-263.
21. GRAF, W.H. 1971. Hydraulics of sediment transport. New York, McGraw-Hill. 513p.
22. GRAF, W.H. & PAZIS. 1977. Deposition and erosion in an alluvial channel. Journal of the Hydraulic Research, Delft, 15(2):151-62.
23. HJULSTROM, F. 1935. Studies of the morphological activity of rivers as illustrated by the river Fyris. Bulletin of the Geological Institution of the University of Uppsala, Uppsala, 25:221-525 apud GRAF, W. H. 1971. Hydraulics of sediment transport. New York, McGraw-Hill. p.88.

24. INGLIS, C.C. & LACEY. 1968. Systematic evaluation of river regime: A discussion. Journal of the Waterways and Harbor Division, ASCE, 94(1):109-14, Feb. apud SIMONS, D.B. & SENTÜRK, F. 1977. Sediment transport technology. Fort Collins, Water Resources Publications. p.600.
25. KALINSKE, A.A. 1942. Criteria for determining sand-transport by surface-creep and saltation. Transactions American Geophysical Union, 23(2) apud SIMONS, D.B. & SENTÜRK, F. 1977. Sediment Transport technology. Fort Collins, Water Resources Publications p.512.
26. KIRKBY, M.J. 1980. The problem. In: KIRKBY, M.J. & MORGAN, R.P.C., ed. Soil Erosion. New York, John Wiley. Chap.1, p.1.6.
27. LANE, E.W. 1953. Design of stable channels. Transactions, ASCE, V.120, p.1234-60 apud SIMONS, D.B. & SENTÜRK, F. 1977. Sediment transport technology. Fort Collins, Water Resources Publications. p.468.
28. LIU, H.K. & HWANG, S.Y. 1961. Discharge formula for straight alluvial channels. Transactions, ASCE, V.126. apud GARDE, R.J. & RANGA RAJU, K.G. 1977. Mechanics of sediment transportation and alluvial streams problems. New Delhi, Wiley Eastern. p.105.
29. LUQUE, R.F. & BEEK, R.Van. 1976. Erosion and transport of bed-load sediment. Journal of the Hydraulic Research, Delft, 14(2):127-44.
30. MEDEIROS, P.A. 1986. Efeito da rugosidade de fundo sobre a formação dos depósitos em canal de fundo fixo rugoso. Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento. 143f. Mestr.Eng.Civil.
31. MENARD, H.W. 1950. Sediment movement in relation to current velocity. Journal of Sedimentary Petrology, Tulsa, 20(3):148-60. Sept.apud GARCIA, E.P. 1983.

- Contribuição à previsão da capacidade de transporte em canais a fundo fixo e móvel. Porto Alegre, Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento. 191f. Diss.Mestr.Engenharia Civil.
32. MEYER-PETER, E. & MÜLLER, R. 1948. Formulas for bed-load transport. In: ASSOCIATION INTERNATIONALE DE RECHERCHES POUR TRAVAUX HYDRAULIQUES, 2., Stockolm, 1948. Rapport. Stockolm. p.39-64.
33. NOVAK, P. & NALLURI, C. 1975. Sediment transport in smooth fixed bed channels. Journal of the Hydraulics Division, New York, ASCE, 101(9):1139-54, Sept.
34. PEDROLI, R. 1963. Transporto di materiale in canal: a fondo fisso e liso. Zurigo, Scuola Politēcnica Federale. 178p. Tesi Dottore Scienze Techniche.
35. PICA, M. 1973. Bed-load transport in mountain streams. In: ASSOCIATION INTERNATIONALE DE RECHERCHES HYDRAULIQUES, 15., Istambul, 1978. Recherche et developement dans l'hydrosphère. Istambul. V.1,p.339-40.
36. RAUDKIVI, A.J. 1967. Loose boundary hydraulics. Oxford, Pergamon. 331p.
37. RAKOCZI, L. 1975. Effects of man on sedimentation and erosion in rural environments. Hydrological Sciences Bulletin, Reading, 20(1):103-12, Mar.
38. RIJN, L.C.Van. 1985. Sediment transport. Delft, Hydraulics Laboratory. n.p. (Delft Hydraulics Laboratory. Publication n° 334).
39. SCHOKLITSCH, A. 1934. Geschiebetrieb und die Geschiebefracht. Wasserkraft and Wasserwirthsch, 39(4) apud SIMONS, D.B. & SENTÜRK, F. 1977. Sediment transport technology. Fort Collins, Water Resources Publications. p.515.
40. SHIELDS, A. 1936. Anwendung der Ahnlichkeitsmechanik und turbulenzforschung auf die geschiebebewegung. Mitteil. PREUSS, VERS ANST. apud GRAF, W.H. 1971.

- Hydraulics of sediment transport. New York, McGraw-Hill. p.128.
41. SIMONS, D.B. & ALBERTSON, N.L. 1961. Flume studies using medium sand (0.45mm). U.S.Geol.Survey, Water Supply Paper. 1498-A apud GRAF, W.H. 1971. Hydraulics of sediment transport. New York, McGraw-Hill. p.280.
 42. SIMONS, D.B. et alli. 1975. The river environment: a reference document. Fort Collins, Colorado State University, n.p.
 43. SIMONS, D.B. & SENTURK, F. 1977. Sediment transport technology. Fort Collins, Water Resources Publications. 810p.
 44. TASK COMMITTEE FOR PREPARATION OF SEDIMENT MANUAL. 1962. Introduction and properties of sediment. Journal of the Hydraulics Division, New York, ASCE, 88(4): 77-127, July.
 45. ———. 1971. Sediment transportation mechanics: H sediment discharge formulas. Journal of the Hydraulics Division, New York, ASCE, 97(4):523-67, Apr.
 46. YALIN, M.S. 1963. An expression for bed-load transportation. Journal of the Hydraulics Division, New York, ASCE, 89(3):221-50, May.
 47. YALIN, M.S. 1972. Mechanics of sediment transport. Oxford; Pergamon. 290p.
 48. ZNAMENSKAYA, N.S. 1965. The use of laws of sediment dune moviments in computy channel deformations. Soviet Hydrology (Am.Geophys.Union), n9 5 apud GRAF, W.H. 1971. Hydraulics of sediment transport, New York, McGraw-Hill, p.285.

.....

A N E X O S

.....

ANEXO A: Cálculo da rugosidade de um canal aluvial

A.1. Segundo Einstein-Barbarossa (1952)

Conhecidos: vazão, declividade e diâmetro sedimento.

- 1) Arbitrar um raio hidráulico relativo aos grãos.
- 2) Calcular a tensão de cisalhamento, a velocidade de cisalhamento e o parâmetro de transporte relativo aos grãos.

$$\tau' = \gamma R' I \quad u_*' = \sqrt{\tau' / \rho} \quad 1/\psi' = \tau' / \gamma(\beta-1)d$$

- 3) Determinar o fator X da equação da velocidade a partir do gráfico A2.

$$\delta = 11,6 \frac{v}{u_*'} \quad k_s = d_{50} \quad \frac{k_s}{\delta} \xrightarrow{\text{gráf}} X$$

- 4) Calcular a velocidade média do escoamento.

$$\frac{\bar{v}}{u_*'} = 5,75 \log \left(12,27 \cdot X \cdot \frac{R'}{k_s} \right)$$

- 5) Com o valor de ψ' entrar no gráfico A1 e obter $1/\sqrt{f''}$
- 6) Calcular o raio hidráulico relativo à forma:

$$R' = \frac{v^2 \cdot f''}{8gI}$$

- 7) Calcular o raio hidráulico total:

$$R = R' + R''$$

- 8) Determinar a vazão que passa no canal

$$Q = B \cdot h \cdot \bar{v} \quad (\text{com } h \approx R)$$

- 9) Comparar a vazão calculada com a vazão conhecida. Se for diferente deve-se modificar o raio hidráulico relativo aos grãos arbitrado em 1, até que se obtenha aproximadamente o mesmo valor.

A.2. Segundo Engelund-Hansen (1967)

Conhecidos: vazão, declividade.

- 1) Escolher uma profundidade média.
- 2) Cálculo do parâmetro de transporte:

$$\theta = \frac{hI}{(\beta-1)d} \quad (\theta = \frac{1}{\psi})$$

- 3) Calcular o parâmetro de transporte relativo aos grãos:

$$\theta' = 0,06 + 0,4 \theta^2 \quad (\text{expressão da curva experimental})$$

- 4) Cálculo do raio hidráulico (ou profundidade) relativo aos grãos:

$$h' = \frac{(\beta-1)d \cdot \theta'}{I}$$

- 5) Cálculo da velocidade de cisalhamento:

$$u_*' = \sqrt{gh'I} = \sqrt{\frac{\tau'}{\rho}}$$

- 6) Determinação do fator X de correção na velocidade média do escoamento através do gráfico de Einstein.

- 7) Cálculo da velocidade média do escoamento:

$$\frac{V}{u_*'} = 5,75 \log \left(12,27 \cdot X \cdot \frac{R'}{k_s} \right) \quad \text{com } k_s = d_{50}$$

8) Cálculo da vazão:

$$Q = B.h.V$$

9) Comparar a vazão calculada em 8 com a vazão que passa no canal.

A.3. Segundo Van Rijn (1985)

Van Rijn (1985) sugere um roteiro para a determinação da rugosidade equivalente das formas de fundo.

1) Calcular o parâmetro diâmetro da partícula:

$$D_* = D_{50} \left| \frac{(\beta-1)g}{\nu} \right|^{1/3}$$

onde β é a densidade do sedimento, g é a aceleração da gravidade, ν é a viscosidade cinemática.

2) Determinar a velocidade de cisalhamento crítica:

através do diagrama de Shields. (figura 2.10).

3) Calcular o parâmetro estágio de transporte:

$$T = \frac{(u_*')^2 - (u_{*,cr})^2}{(u_{*,cr})^2}$$

onde u_*' é a velocidade de cisalhamento relativa aos grãos, calculada por $u_*' = (g^{0.5}/c')V$; $c' = 18 \log (12 Rb/3D_{g0})$ é o coeficiente de Chézy relativo aos grãos; Rb é o raio hidráulico relativo ao leito; D_{g0} é o diâmetro do material do fundo; V é a velocidade média e $u_{*,cr}$ é a velocidade de cisalhamento crítica, segundo Shields.

4) Calcular a altura da forma de fundo:

$$\frac{\Delta}{h} = 0,11 \left(\frac{D_{50}}{h} \right)^{0,3} (1 - e^{-0,5T}) \quad (25-1)$$

onde h é a profundidade; Δ é a altura da forma do fundo
e T é o parâmetro estágio de transporte.

5) Calcular o comprimento da forma de fundo:

$$\lambda = 7,3 h$$

6) Calcular a rugosidade relativa:

$$K_s = K_{s, \text{grão}} + K_{s, \text{forma}}$$

$$K_s = 3D_{90} + 1,1 \Delta (1 - e^{-25\psi''})$$

onde $\psi'' = \Delta/\lambda$ é chamado de "bed-form steepness".

7) Calcular o coeficiente de Chézy:

$$C = 18 \log \left(12 \frac{R_b}{K_s} \right)$$

Na tabela que segue estão apresentadas as profundidades e velocidades obtidas com a aplicação de cada um dos métodos citados de cálculo da rugosidade do canal aluvial, bem como as profundidades medidas fora da região de ensaios e as respectivas velocidades médias do escoamento.

Tabela A.1. Determinação da correção nas profundidades, segundo métodos de cálculo de resistência dos canais aluviais.

		OBSERVADA		EINSTEIN-BARB.		ENGELUND-HANSEN		VAN RIJN		
		V(m/s)	H(10 ² m)	V(m/s)	H(10 ² m)	V(m/s)	h(10 ² m)	V(m/s)	H(10 ² m)	
1,98	4%	0,445	3,93	0,402	4,35	0,625	2,80	0,309	4,40	
		0,472	4,24	0,444	4,50	0,645	3,10	0,329	4,90	
		0,487	4,62	0,458	4,91	0,625	3,60	0,347	5,30	
		0,516	5,33	0,482	5,70	0,640	4,30	0,400	6,10	
		0,524	5,49	0,486	5,92	0,653	4,40	0,401	6,30	
	6%	0,375	2,67	0,365	2,74	0,588	1,70	0,360	2,60	
		0,453	3,31	0,425	3,53	0,577	2,60	0,409	3,70	
		0,496	3,53	0,477	3,67	0,583	3,00	0,421	4,20	
	8%	0,459	2,18	0,418	2,39	0,588	1,70	0,302	2,90	
		0,500	2,25	0,454	2,48	0,563	2,00	0,360	3,10	
		0,506	2,47	0,450	2,78	0,543	2,30	0,377	3,40	
		0,523	2,87	0,492	3,05	0,577	2,60	0,389	3,80	
	10%	0,381	1,97	0,399	1,88	0,500	1,50	0,401	2,00	
		0,413	2,12	0,440	1,99	0,547	1,60	0,425	2,30	
		0,412	2,43	0,435	2,30	0,556	1,80	0,454	2,40	
		0,463	2,70	0,496	2,52	0,543	2,30	0,487	2,90	
	1,22	4%	0,432	4,34	0,426	4,11	0,515	3,40	0,331	5,30
			0,422	4,74	0,462	4,33	0,513	3,90	0,408	4,90
			0,464	4,85	0,485	4,64	0,523	4,30	0,404	5,60
			0,437	5,72	0,506	4,94	0,521	4,80	0,443	5,60
6%		0,433	2,89	0,437	2,86	0,481	2,60	0,356	3,50	
		0,484	3,10	0,479	3,13	0,484	3,10	0,366	4,10	
		0,556	3,46	0,521	3,36	0,486	3,60	0,372	4,50	
		0,481	3,90	0,537	3,49	0,493	3,80	0,405	4,60	
		0,461	4,34	0,565	3,54	0,500	4,00	0,433	4,80	
8%		0,348	2,87	0,461	2,17	0,435	2,30	0,345	2,90	
		0,374	3,01	0,463	2,43	0,450	2,50	0,351	3,20	
		0,471	3,45	0,542	3,00	0,478	3,40	0,420	3,90	
		0,546	3,66	0,599	3,34	0,489	4,10	0,433	4,60	
10%		0,448	2,23	0,485	2,06	0,455	2,20	0,359	2,80	
		0,517	2,42	0,546	2,29	0,463	2,70	0,383	3,30	
		0,570	2,63	0,591	2,54	0,469	3,20	0,402	3,70	
		0,625	2,80	0,618	2,83	0,473	3,70	0,424	4,10	
0,77		4%	0,427	2,93	0,418	2,99	0,412	3,00	0,309	4,00
			0,440	3,41	0,462	3,25	0,420	3,60	0,329	4,60
			0,463	3,78	0,529	3,74	0,427	4,20	0,347	5,00
	0,574		4,79	0,561	4,90	0,458	6,00	0,400	6,90	
	6%	0,517	2,42	0,484	2,58	0,391	3,20	0,401	3,70	
		0,560	2,68	0,560	2,68	0,417	3,60	0,360	4,20	
		0,676	2,96	0,583	3,43	0,445	4,50	0,409	4,90	
		0,708	4,32	0,634	3,55	0,459	4,90	0,421	5,30	
	8%	0,424	1,77	0,444	1,69	0,375	2,00	0,302	2,50	
		0,548	2,28	0,539	2,32	0,403	3,10	0,360	3,50	
		0,588	2,34	0,548	2,51	0,393	3,50	0,377	3,60	
		0,609	2,67	0,609	2,67	0,439	3,70	0,389	3,90	
	10%	0,383	2,94	0,536	2,10	0,402	2,80	0,401	2,80	
		0,463	3,24	0,625	2,40	0,429	3,50	0,425	3,50	
		0,525	3,57	0,697	2,69	0,469	4,00	0,454	4,10	
		0,546	4,12	0,723	3,11	0,500	4,50	0,487	4,60	

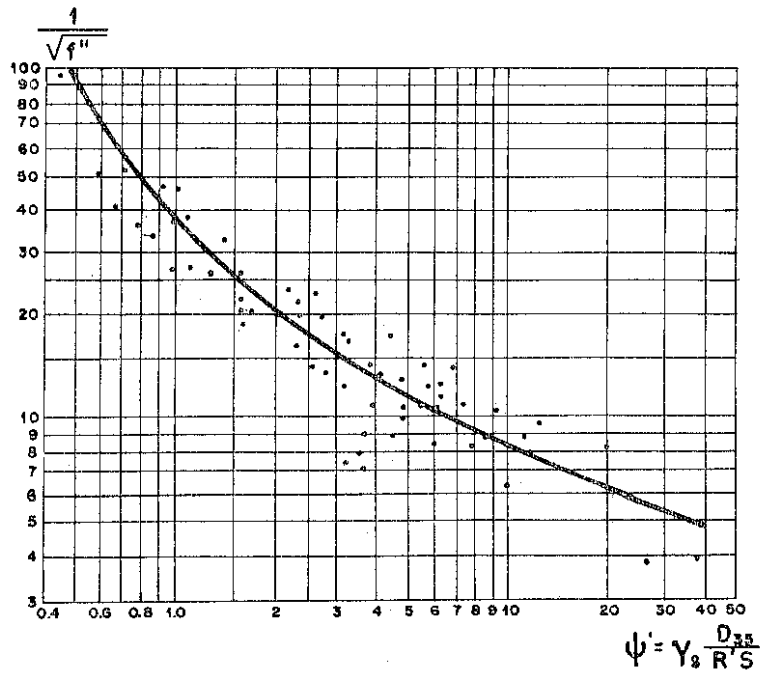


Figura: A.1 — Avaliação da rugosidade de um canal aluvial. Método de EINSTEIN - BARBAROSSA.

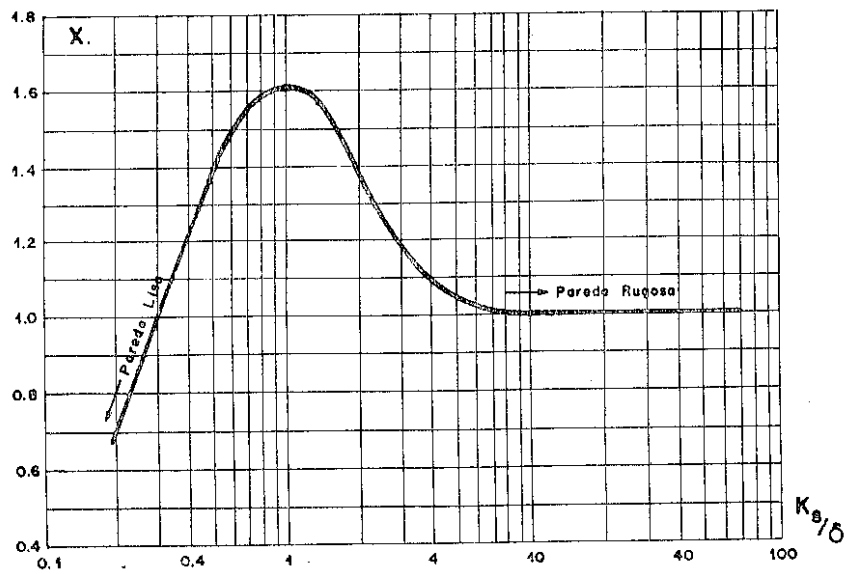


Figura: A.2 — Repartição de velocidades; Fator de correção X em função de K_s / δ .

ANEXO B: ANÁLISE DO ERRO EXPERIMENTAL

A análise do erro experimental introduzido pelas medições efetuadas durante o transcorrer dos ensaios, para a obtenção das grandezas características do fenômeno estudado, permite o conhecimento da representatividade dos dados obtidos, bem como estabelecer uma quantidade mínima a ser medida a fim de evitar a propagação do erro.

As grandezas medidas durante um ensaio são:

- a. vazão, no vertedor retangular;
- b. descarga sólida, no distribuidor;
- c. altura da lâmina d'água;
- d. temperatura;
- e. tempo,

que serão analisadas separadamente.

a. Vazão (vertedor retangular)

A vazão em um vertedor retangular é função do coeficiente de descarga do vertedor, da carga sobre o mesmo, da aceleração da gravidade e de sua largura:

$$Q = \frac{2}{3} B C_v \sqrt{2g} h^{3/2} = K B C_v g^{1/2} h^{3/2} \quad (1)$$

$$Q = f(C_v, g, h, B) \quad (2)$$

onde K é uma constante e B é a largura da soleira do vertedor.

A diferencial total da equação de descarga num vertedor retangular é:

$$dQ = \frac{\partial f}{\partial C_v} dC_v + \frac{\partial f}{\partial g} dg + \frac{\partial f}{\partial h} dh + \frac{\partial f}{\partial B} dB \quad (3)$$

Diferenciando a equação (3), obtêm-se:

$$dQ = Bg^{1/2}h^{3/2}dC_v + \frac{1}{2}Bg^{-1/2}C_vh^{3/2}dg + \frac{3}{2}BC_vg^{1/2}h^{1/2}dh + C_vg^{1/2}h^{3/2}dB \quad (4)$$

Para se obter o erro relativo divide-se a equação (4) pela equação (1):

$$\frac{dQ}{Q} = \frac{dC_v}{C_v} + \frac{1}{2} \frac{dg}{g} + \frac{3}{2} \frac{dh}{h} + \frac{dB}{B} \quad (5)$$

Aproximando a diferencial total por diferenças finitas, o erro relativo experimental na determinação da vazão passa a ser limitado por:

$$\frac{\Delta Q}{Q} \ll \frac{\Delta C_v}{C_v} + \frac{1}{2} \frac{\Delta g}{g} + \frac{3}{2} \frac{\Delta h}{h} + \frac{\Delta B}{B} \quad (6)$$

Considerando desprezíveis os erros relativos de vido ao coeficiente de descarga e à aceleração da gravidade, a expressão (6) toma a forma:

$$\left| \frac{\Delta Q}{Q} \right| \ll \frac{3}{2} \frac{\Delta h}{h} + \frac{\Delta B}{B} \quad (7)$$

A carga sobre o vertedor (h) é medida com o auxílio de uma ponta linimétrica com a precisão do décimo de milímetro (ex.: leitura = 28.58cm).

A largura do vertedor (B) é de 0,50m e foi construído com a precisão do centímetro (0,01m).

Assim sendo, o erro relativo experimental na determinação da vazão é:

$$\left| \frac{\Delta Q}{Q} \right| \leq \frac{3}{2} \frac{0,1 \times 10^{-3}}{1 \times 10^{-2}} + \frac{1 \times 10^{-2}}{1} = 0,015 + 0,01 = 0,025$$

$$\left| \frac{\Delta Q}{Q} \right| \leq 2,5\% \text{ por metro de vertedor.}$$

b. Descarga s\u00f3lida

A descarga s\u00f3lida \u00e9 obtida no distribuidor de areia pela calibra\u00e7\u00e3o das palhetas que regulam a entrada do sedimento no escoamento. \u00c9 expressa por:

$$Q_s = \frac{\text{peso do sedimento}}{\text{tempo}} \quad (8)$$

$$Q_s = G \cdot t^{-1} \quad (9)$$

A diferencial total da equa\u00e7\u00e3o da descarga s\u00f3lida \u00e9:

$$dQ_s = \frac{\partial Q_s}{\partial G} dG + \frac{\partial Q_s}{\partial t} dt \quad (10)$$

Diferenciando a equa\u00e7\u00e3o (10) obt\u00eam-se:

$$dQ_s = t^{-1} dG + Gt^{-2} dt \quad (11)$$

Dividindo-se a equa\u00e7\u00e3o (11) por (9) e expressando atrav\u00e9s de diferen\u00e7as finitas, chega-se ao erro experimental na medida da descarga s\u00f3lida:

$$\left| \frac{\Delta Q_s}{Q_s} \right| \leq \frac{\Delta G}{G} + \frac{\Delta t}{t} \quad (12)$$

A quantidade de sedimento \u00e9 obtida por pesagem em uma balan\u00e7a cuja capacidade m\u00e1xima \u00e9 de 1.000g, com precis\u00e3o de leitura de 0,5g.

O tempo \bar{t} é cronometrado com a precisão do segundo.

Adotando o tempo de coleta de 60 segundos, as descargas variaram de 15 gf/min a 750 gf/min. Analisando o erro relativo para a condição mais desfavorável (menor descarga a medir), temos:

$$\left| \frac{\Delta Q_s}{Q_s} \right| \leq \frac{0,5 \times 10^{-3}}{15 \times 10^{-3}} + \frac{1}{60} = 0,033 + 0,017 = 0,05$$

$$\left| \frac{\Delta Q_s}{Q_s} \right| \leq 5.0\%$$

Aumentando-se o tempo de coleta do material, diminui-se o erro na determinação da descarga sólida. É aconselhável, para descargas baixas, adotar um tempo de coleta da ordem de três minutos ou mais, que aumenta a confiabilidade da medição.

c. Altura da lâmina d'água

As profundidades no canal são determinadas por leitura direta em pontas linimétricas cuja precisão é do décimo de milímetro para cada centímetro indicado.

Introduz, desta forma, um erro relativo da ordem de 1%, desprezível se comparado com os erros na vazão e na descarga sólida.

d. Temperatura

A temperatura é medida através de um termômetro de mercúrio cuja escala varia de -10°C a $+60^{\circ}\text{C}$. Os erros relativos introduzidos por esta grandeza não são significativos, uma vez que a variação da temperatura ao longo dos ensaios foi pequena ($18^{\circ}\text{C} \leq t \leq 25^{\circ}\text{C}$), não alterando sensivelmente a viscosidade da água.

e. Tempo

O tempo é obtido pelo uso de um cronômetro com a precisão de meio segundo.

O erro relativo desta medida é:

$$\left| \frac{\Delta t}{t} \right| = \frac{0,5 \text{ s}}{60 \text{ s}} = 0,83\%$$

O principal erro relativo experimental encontrado é o introduzido pela medição da descarga sólida. Esta operação deve ser feita cuidadosamente, com o aumento do tempo de coleta do material ou melhoria do equipamento de pesagem do sedimento.

Tomando cuidado nas leituras dos dados experimentais e na utilização do equipamento, o erro relativo experimental total próprio de cada ensaio deve ser menor ou no máximo igual a 3%, limite determinado pela qualidade e tipo da instalação e equipamentos adotados.