

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL - UFRGS
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRAULICAS - IPH
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO

RELAÇÕES ENTRE A CAPACIDADE DE TRANSPORTE POR ARRASTE E
O DEPÓSITO DE SEDIMENTOS EM UM CANAL DE FUNDO FIXO RUGOSO

por

Jorge Hugo Silvestrini

Dissertação de Mestrado

Porto Alegre, RS, Abril de 1991.

RELAÇÕES ENTRE A CAPACIDADE DE TRANSPORTE POR ARRASTE E
O DEPÓSITO DE SEDIMENTOS EM UM CANAL DE FUNDO FIXO RUGOSO

Trabalho apresentado como parte dos requisitos
para obtenção do título de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL

Autor: Jorge Hugo Silvestrini
Orientador: Prof. Marc Pierre Bordas

AGRADECIMENTOS

O autor deseja expressar seus agradecimentos

Ao Prof Marc P. Bordas, pela orientação recebida durante a elaboração da presente dissertação.

A CAPES e PROPESP/UFRGS, pelo suporte financeiro.

Ao CNPq, pelo financiamento da pesquisa

A todas as pessoas que, de diversas formas, contribuíram para que este trabalho pudesse ser realizado.

SUMÁRIO

RESUMO	
ABSTRACT	
LISTA DE FIGURAS	
LISTA DE TABELAS	
LISTA DE SÍMBOLOS	
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 - Considerações preliminares sobre processos fluviais	1
1.2 - A determinação da capacidade de transporte	3
1.3 - Hipóteses simplificativas e objetivos gerais da pesquisa	4
2. FUNDAMENTOS DO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS E INÍCIO DE DEPÓSITO	6
2.1 - Revisão bibliográfica	6
2.1.1 - Estudos sobre condição crítica de grãos isolados	6
2.1.2 - Estudos sobre transporte e depósito de uma massa de grãos	8
2.1.2.1 - Estudos de capacidade de transporte baseados nas fórmulas de descarga sólida	8
2.1.2.2 - Estudos de capacidade de transporte a partir da deposição dos sedimentos	16
2.1.3 - Outros estudos sobre depósito	21
2.2 - Fundamentos teóricos	22
2.2.1 - Mecânica de transporte e depósito de sedimentos	22
2.2.2 - Início de depósito vs início de erosão	26
2.3 - Parâmetros que regem o transporte de sedimentos	28
2.4 - Objetivos específicos da pesquisa	31
3. PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS E INSTALAÇÕES USADAS	33
3.1 - Instalações e Equipamentos	33
3.1.1 - O canal de ensaio: lay-out	33
3.1.2 - Alimentação Líquida	33
3.1.3 - Alimentação Sólida	35
3.1.4 - Sistema de Medição	36
3.1.5 - Sistema de Retorno	38
3.2 - Procedimentos Experimentais	38
3.2.1 - Moldagem do fundo fixo e rugoso do canal	39

3.2.2 - Metodologia dos ensaios	40
3.2.3 - Identificação de início de depósito	42
3.2.3.1 - Metodologia	42
3.2.3.2 - Alguns comentários sobre a aplicação dos critérios	47
3.3 - Programa de Experiências	48
4. ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS	54
4.1 - Resultados Obtidos	54
4.2 - Análise dos Resultados	59
4.2.1 - Metodologia	59
4.2.1.1 - Escolha do adimensional mais adequado para representar a variável hidráulica	59
4.2.1.2 - Comparação entre os critérios experimental e analítico	64
4.2.2 - Teoria	68
4.2.2.1 - Caso $d_i = d_f$	68
4.2.2.2 - Caso $d_i \neq d_f$	70
4.3 - Interpretação dos Resultados	71
4.3.1 - Caso $d_i = d_f$	73
4.3.1.1 - Relação entre potência hidráulica e capacidade de transporte	73
4.3.1.2 - Generalização dos resultados	75
4.3.2 - Caso $d_i \neq d_f$	79
4.3.2.1 - Relação entre potência hidráulica e capacidade de transporte	81
4.3.2.2 - Generalização dos resultados	85
5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	92
5.1 - Conclusões	92
5.2 - Recomendações	95
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	97
ANEXO	100

RESUMO

A determinação da capacidade máxima de transporte por arraste é um assunto de fundamental importância para entender a propagação dos sedimentos em rios, a evolução de erosão e depósito e, em geral, para estabelecer balanços sedimentológicos em bacias hidrográficas. Este trabalho tem por objetivo principal sua quantificação a partir da observação e identificação do início de depósito.

As experiências foram realizadas num canal de 26 m de comprimento, 1 m de largura e 0.90 m de altura. A metodologia de ensaio procura identificar a condição hidráulica para a qual começa o depósito dos sedimentos transportados, quando a vazão de ensaio vem sendo sistematicamente diminuída (para descarga sólida constante). Dois critérios foram utilizados para definir a vazão crítica, um experimental (baseado na observação do fenômeno) e outro analítico (baseado num conceito reformulado de taxa de depósito).

Os valores ensaiados abrangeram uma faixa de descarga sólida de 300 a 5000 gr/min, declividades de 0.006, 0.008 e 0.010, vazões de 3 a 35 l/s, e diâmetros de areia de 0.77, 1.22 e 1.98 mm. Foram realizadas três séries de experiências com diâmetro de areia injetada igual ao diâmetro da rugosidade de fundo do canal, e uma quarta com diâmetro de areia injetada maior que a rugosidade de fundo.

Os resultados mostram que das quatro alternativas testadas para caracterizar a variável hidráulica, a potência do escoamento por unidade de superfície, teve a melhor performance. Foi verificada também a boa concordância que existe entre os resultados obtidos em pesquisas anteriores e os obtidos neste trabalho. Quanto às relações entre potência do escoamento e capacidade de transporte, foi confirmada a existência das três faixas de transporte de sedimentos definidas em pesquisas anteriores, porém, os limites foram outros. Na zona de transporte de sedimentos mais intensa (transporte de massa), pode ser constatada a existência de um mecanismo adicional de dissipação de energia, que se acredita ligado aos choques entre partículas. Este mecanismo faz com que o gradiente de potência de

escoamento necessário para transportar igual volume de sedimentos seja maior para os diâmetros menores.

A série de experiências com diâmetro de areia injetada maior que a rugosidade de fundo, permite analisar o comportamento de uma massa de grãos transportados (com diâmetro constante) sobre fundos com diferentes rugosidades e a sua influência no início de depósito. Os casos analisados foram 1.98/0.77, 1.98/1.22 e 1.22/0.77. Os resultados mostram que um fundo com rugosidade caracterizada por um diâmetro menor que o diâmetro do sedimento transportado não dissipa necessariamente menos energia que um fundo de rugosidade igual ao sedimento transportado. A incorporação do adimensional que caracteriza a rugosidade de fundo permitiu generalizar os resultados conseguidos anteriormente com estes novos, obtendo desta forma uma formulação final única que abrange os dois casos pesquisados.

ABSTRACT

Computing maximum bed load capacity of a flow is essential to understand sediment routing in rivers, erosion and deposition, and, in general, to establish sediment budgets in river basins. The main purpose of this study is to quantify bed load capacity by observing and identifying initial deposition.

Experiments were performed in a 26m long, 1m wide and 0.90m high channel. The methodology used in the tests attempts to identify the hydraulic conditions under which deposition of transported sediments begin, as discharge (for constant bed load) is successively reduced. Two criteria were used to define the critical condition, one of them experimental and the other analytical (based on a reformulated concept of the rate of deposition).

The values tested covered a range of sediment load from 300 a 5000 g/min, slopes of 0.006, 0.008 and 0.01, streamflows of 3 to 35 l/s, and grain diameters of 0.77, 1.22 and 1.98 mm. Three series of experiments were performed with an injected sand diameter equal to the diameter of the channel bed roughness, and a fourth with an injected sand diameter greater than the bed roughness.

The results show that, of the four alternatives tested to describe the hydraulic variable, the best performance was achieved with the stream unit power (per unit of area). It was also found that the results achieved in previous studies generally agree with present findings. As to the relationship between stream unit power and transport capacity, the existence of the three types of sediment transport defined in previous studies was confirmed, but the limits were different. In the more intense sediment transport zone (mass transport) an additional energy dissipation mechanism was found, which is probably related to collisions between sediments. Due to this mechanism, the gradient of stream unit power required to transport an equal volume of sediment must be higher for smaller diameters.

The series of experiments with an injected sand diameter larger than bed roughness allow the analysis of the behavior of a

mass of transported grains, (with constant diameter), in beds with different roughness, and its influence on the beginning of deposition. The results show that a bed with roughness characterized by a smaller diameter than that of the transported sediment, does not necessarily dissipate less energy than a bed with roughness equal to transported sediment. The addition of an adimensional group for the bed roughness made it possible to generalize the results achieved previously with these new ones, thus obtaining a final single formulation which covers both cases researched.

LISTA DE FIGURAS

	Página
Figura 2.1 - Erosão e deposição de grãos isolados (Hjulstrom, 1935)	7
Figura 2.2 - Velocidade de erosão e depósito de grãos (Menard, 1950)	7
Figura 2.3 - Fator de eficiência de transporte e coeficiente de atrito intergranular (Bagnold, 1966)	10
Figura 2.4 - Fórmula de transporte de Engelund e Hansen (1967)	11
Figura 2.5 - Fórmula de transporte por arraste para canais de fundo fixo e liso (Pedroli, 1963)	18
Figura 2.6 - Fórmulas de transporte por arraste para canais de fundo fixo, liso e rugoso e fundo móvel (Borges, 1987)	20
Figura 2.7 - Forças que agem numa partícula submersa no escoamento	23
Figura 2.8 - Distribuição de probabilidade associada à determinação do início de depósito	26
Figura 3.1 - Representação esquemática das instalações usadas	34
Figura 3.2 - Curvas granulométricas das areias empregadas nos ensaios	37
Figura 3.3 - Fluxograma das operações no canal de ensaio	43
Figura 3.4 - Relação entre taxa de depósito e potência do escoamento (Garcia, 1983)	45
Figura 4.1 - Relações funcionais para $d_v = d_f = 0.77$ mm	60
Figura 4.2 - Relações funcionais para $d_v = d_f = 1.22$ mm	61
Figura 4.3 - Relações funcionais para $d_v = d_f = 1.98$ mm	62
Figura 4.4 - Relação entre taxa de depósito e vazão por unidade de largura para $d_v = d_f = 0.77$ mm	65
Figura 4.5 - Relação entre taxa de depósito e vazão por unidade de largura para $d_v = d_f = 1.22$ mm	66
Figura 4.6 - Relação entre taxa de depósito e vazão por unidade de largura para $d_v = d_f = 1.98$ mm	67
Figura 4.7 - Comparação entre os critérios analítico e experimental para $d_v = d_f = 0.77$ mm	69
Figura 4.8 - Comparação entre os critérios analítico e	

	experimental para $d_v = d_f = 1.22$ mm	69
Figura 4.9 -	Comparação entre os critérios analítico e experimental para $d_v = d_f = 1.98$ mm	70
Figura 4.10 -	Relação entre potência de escoamento e capacidade de transporte para $d_v = d_f$ (dados próprios)	71
Figura 4.11 -	Relação entre potência de escoamento e capacidade de transporte para o caso $d_v \neq d_f$ (dados próprios)	72
Figura 4.12 -	Relação entre potência de escoamento e capacidade de transporte (todos os dados $d_v = d_f$)	74
Figura 4.13 -	Generalização dos resultados para $d_v = d_f$: Primeira tentativa	77
Figura 4.14 -	Generalização dos resultados para $d_v = d_f$: Segunda tentativa	79
Figura 4.15 -	Generalização dos resultados para $d_v = d_f$	80
Figura 4.16 -	Relação entre potência de escoamento e capacidade de transporte para as relações 1.98/0.77, 1.98/1.22 e 1.98/1.98	82
Figura 4.17 -	Relação entre potência de escoamento e capacidade de transporte para as relações 1.22/0.77, e 1.22/1.22	83
Figura 4.18 -	Influência da rugosidade na determinação do início de depósito	84
Figura 4.19 -	Generalização dos resultados para $d_v = 1.98$ mm	86
Figura 4.20 -	Generalização dos resultados para $d_v = 1.22$ mm	87
Figura 4.21 -	Relação entre potência de escoamento, capacidade de transporte e influência da rugosidade	89
Figura 4.22 -	Resultado final obtido para os casos $d_v = d_f$ e $d_v \neq d_f$.	90

LISTA DE TABELAS

	Página
Tabela 2.1 - Resumo dos resultados obtidos em pesquisas realizadas no IPH/UFRGS	19
Tabela 3.1 - Características dos materiais ensaiados	36
Tabela 3.2 - Programa de ensaios para $d_i = d_f = 0.77$ mm	50
Tabela 3.3 - Programa de ensaios para $d_i = d_f = 1.22$ mm	51
Tabela 3.4 - Programa de ensaios para $d_i = d_f = 1.98$ mm	52
Tabela 3.5 - Programa de ensaios para areias de $d_i \neq d_f$	53
Tabela 4.1 - Resultados obtidos e parâmetros adimensionais para $d_i = d_f = 0.77$ mm	55
Tabela 4.2 - Resultados obtidos e parâmetros adimensionais para $d_i = d_f = 1.22$ mm	56
Tabela 4.3 - Resultados obtidos e parâmetros adimensionais para $d_i = d_f = 1.98$ mm	57
Tabela 4.4 - Resultados obtidos e parâmetros adimensionais para $d_i \neq d_f$	58

LISTA DE SÍMBOLOS

SÍMBOLO	SIGNIFICADO	UNIDADE
A'	parâmetro linear da reta	(-)
a, a'	parâmetro para uma lei potencial	(-)
B	largura do canal	(m)
B'	parâmetro angular da reta	(-)
b, b'	exponente para uma lei potencial	(-)
c	constante	(-)
C _t	concentração total de sedimentos	(-)
C _u	coeficiente de uniformidade do sedimento	(-)
C _v	concentração média em volume	(-)
D	diâmetro de tubulação	(m)
d	diâmetro do sedimento	(m)
d _f	diâmetro do sedimento de fundo	(m)
d _i	diâmetro do sedimento injetado	(m)
d ₅₀	diâmetro do sedimento em relação ao qual 50% do material é mais fino	(m)
e _b	eficiência de transporte de Bagnold	(-)
F	número de Froude do escoamento	(-)
F _a	força de arraste	(kgf)
F _l	força de sustentação	(kgf)
F*	número de Froude do grão	(-)
f	fator de atrito	(-)
f _i	funções a determinar	
G _o	descarga sólida total em peso	(kgf/s)
G _b	descarga sólida por arraste em peso	(kgf/s)
g	aceleração da gravidade	(m/s ²)
g _o	descarga sólida em peso por unidade de largura	(kgf/s/m)
g _{o*}	descarga sólida adimensional de M. Picca	(-)
g _v	descarga sólida em volume por unidade de largura	(m ³ /s)
h	altura da lâmina de água	(m)
I	declividade do fundo do canal	(-)
k	fator que relaciona o peso de material seco e molhado	(-)
k _r	fator proporcional às perdas por resistência de Pacheco-Ceballos	(-)

k_s	rugosidade equivalente	(m)
k'	constante	(-)
k''	proporção de descarga sólida por arraste em relação à descarga sólida total	(-)
n	número de grãos	(-)
P_b	potência para transporte por arraste	(kgf/s)
PMAS	peso do material abastecido seco	(kgf)
PMDS	peso do material depositado seco	(kgf)
PMTM	peso do material transportado molhado	(kgf)
P_s	potência para transporte em suspensão	(kgf/s)
P_1	potência para resistência ao escoamento	(kgf/s)
P_2	potência dissipada por efeitos secundários	(kgf/s)
Q	vazão total	(m ³ /s)
q	vazão por unidade de largura	(m ² /s)
Re_*	número de Reynolds da partícula	(-)
U	velocidade do escoamento para dada profundidade	(m/s)
U_D	velocidade do escoamento para $y=d$	(m/s)
U_*	velocidade de cisalhamento	(m/s)
V	velocidade média do escoamento	(m/s)
V_{cr}	velocidade média crítica de erosão	(m/s)
W	peso do grão submerso	(kgf)
X	adimensional da capacidade de transporte	(-)
Y, Y_1	adimensional da potência do escoamento	(-)
Y_{1a}	adimensional da potência do escoamento calculado pelo critério analítico	(-)
Y_{1e}	adimensional da potência do escoamento calculado pelo critério experimental	(-)
Y_2	adimensional da tensão de cisalhamento	(-)
Y_3	adimensional da velocidade média	(-)
Y_4	adimensional da potência do escoamento por unidade de peso de Yang	(-)
Y'	queda de energia entre duas seções de um canal	(m)
y	ordenada	(m)
Z	adimensional característico do sedimento	(-)
Z_f	adimensional característico do sedimento de fundo	(-)
Z_i	adimensional característico do sedimento injetado	(-)
α	exponente que caracteriza a diferença entre sedimento injetado e de fundo	(-)
α_o	coeficiente de atrito intergranular	(-)

β	densidade do sedimento	(-)
γ	peso específico do fluido	(kgf/m ³)
γ_s	peso específico do sedimento	(kgf/m ³)
Δt	intervalo de tempo	(s)
η	taxa de depósito	(-)
Φ	adimensional da descarga sólida unitária	(-)
φ	ângulo de repouso do material	(rad)
ϕ_i	funções a determinar	
λ	comprimento do depósito	(m)
ν	viscosidade cinemática do fluido	(m ² /s)
ρ	massa específica do fluido	(kgf.s ² /m ⁴)
ρ_s	massa específica do sedimento	(kgf.s ² /m ⁴)
τ, τ_0	tensão de cisalhamento	(kgf/m ²)
τ_{ocr}	tensão de cisalhamento crítica	(kgf/m ²)
τ_*	tensão de cisalhamento adimensional de M.Picca	(-)
μ	viscosidade dinâmica do fluido	(kgf.s/m ²)
ω	velocidade de queda do sedimento	(m/s)
$\Theta, 1/\psi$	coeficiente de mobilidade de Shields	(-)

CAPITULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 - Considerações preliminares sobre processos fluviais

O problema geral da evolução de um leito fluvial é um processo altamente complexo. Nele esta incorporada uma série de fenômenos que ocorreram na bacia hidrográfica (principalmente produção de sedimentos) e na rede fluvial (principalmente transporte e depósito). A interação destes fenômenos entre si e com a atividade humana (obras civis) pode provocar grandes alterações nos leitos e margens dos rios que, em muitos casos, chega a por em perigo essas obras. Portanto, surge uma grande necessidade da interpretação dos fenômenos envolvidos, que permita obter boas avaliações para sustento de futuros projetos.

De forma geral, três são os processos principais que regem a evolução de um leito fluvial: o transporte, a erosão e o depósito dos sedimentos.

O transporte de sedimentos é esquematicamente caracterizado por duas modalidades: o transporte em suspensão e o transporte por arraste. O primeiro predomina geralmente no volume total de sedimentos transportados com uma faixa de aproximadamente 90%. O segundo, também é muito importante pois domina as mudanças morfológicas, tanto na evolução do perfil do leito como nas configurações em planta.

O transporte de sedimentos é portanto um dos principais tópicos de pesquisa da hidráulica fluvial, e ele é geralmente definido a partir da noção de capacidade de transporte. Este conceito é interpretado como a máxima descarga sólida que se pode transportar, sem alterar o fundo do leito do rio ou canal. Pela definição, pode-se concluir que um canal transportando sedimentos em quantidade igual à sua capacidade de transporte encontra-se em estado de equilíbrio.

Em condições "normais" o equilíbrio existente na natureza é basicamente dinâmico, ou seja, existe uma determinada alternância de processos erosivos e de deposição que não mudam, a curto prazo, o perfil longitudinal de um rio. A presença de condições excepcionais, tanto produzidas pela natureza como pelo homem, rompem este equilíbrio, provocando modificações fluviais até atingir um novo equilíbrio. Estas modificações são traduzidas em erosões e depósitos generalizados.

A erosão, desde que fisicamente possível, ocorre quando a descarga sólida de abastecimento (volume de sedimentos que entra num determinado trecho) é menor que a capacidade de transporte. A diferença entre ambas deverá ser fornecida pelo material de fundo que não estava sendo transportado, ou pelo material das margens, até que seja atingida a capacidade de transporte. Os exemplos mais notórios são: a erosão produzida a jusante de uma barragem devido à diminuição drástica da descarga sólida no volume de água que sai pelo vertedouro, e a erosão devida a uma enchente que produz um aumento na capacidade de transporte enquanto o correspondente aumento de descarga sólida sofre um retardo.

A deposição de sedimentos ocorre no caso contrário, ou seja, quando a descarga sólida de abastecimento é superior à capacidade de transporte máxima do escoamento. Neste caso se produz a saturação do escoamento e o material restante se depositará elevando a cota de fundo do canal. Os exemplos mais conhecidos são: o depósito produzido a montante de uma barragem devido à diminuição de sua capacidade de transporte, e o depósito que pode-se produzir devido às características excepcionais de precipitações nas bacias hidrográficas, provocando um aumento na descarga sólida de abastecimento aos rios.

Deve-se notar que estes três fenômenos, que foram separados para sua melhor interpretação, em várias situações ocorrem simultaneamente. Exemplos disto é a evolução de uma curva de um rio, onde na mesma seção transversal terá depósito, erosão e transporte, ou, em casos de granulometria extensa, onde podem existir erosão e

deposição simultânea de grãos de diferentes tamanhos.

Nas três definições anteriores o conhecimento da capacidade de transporte de um canal é a chave principal para avaliar sua evolução. Se entende, portanto, o porque da grande quantidade de pesquisas feitas até o momento para tentar quantificar seu valor.

1.2 - A determinação da capacidade de transporte

A quantificação da capacidade de transporte num canal tem sido um dos principais tópicos de pesquisa de hidráulica fluvial desde os tempos de seu nascimento como ramo "paralelo" da hidráulica aplicada. Seu primeiro intento de avaliação data de 1879 e os últimos estendem-se até o presente (Graf (1971); Pacheco-Ceballos (1989)).

Sua avaliação é de vital importância em projetos de obras civis, principalmente para reservatórios e canais. Nas áreas de engenharia de irrigação e saneamento os condutos deverão ser projetados a partir da condição de não depósito do material transportado. No hidrotransporte é de especial interesse a determinação da potência hidráulica necessária para transportar determinado material.

As equações de transporte de sedimentos que tentam avaliar a capacidade de transporte são desenvolvidas em condições de laboratório. As vezes, as variáveis hidráulicas usadas não são as mais adequadas por serem dependentes e condicionadas em particular pela rugosidade ou configuração de fundo. Isto (e outros fatores) tem como consequência uma grande discrepância entre valores calculados e observados de transporte sólido.

Na tentativa de ter uma definição mais correta de capacidade de transporte, uma forma alternativa de abordar o problema consiste em usar o conceito de início de depósito. Neste caso, procura-se determinar a condição hidráulica para a qual haverá início de

depósito, e desta forma, concluir que a capacidade de transporte foi atingida. Assim, a observação direta da formação de depósitos e a definição de início de depósito tornam-se peças-chaves para avaliar a capacidade de transporte.

1.3 - Hipóteses simplificativas e objetivos gerais da pesquisa

No caso presente as hipóteses de trabalho adotadas são: fundo fixo rugoso, transporte de sedimentos por arraste, regime permanente e uniforme, e sedimento uniforme não coesivo.

O uso de fundo fixo é uma simplificação que se baseia em duas premissas. A primeira é que este tipo de fundo permite uma melhor visualização do fenômeno de depósito, e, portanto, sua compreensão. A segunda, e mais importante para o entendimento dos processos estudados, é que permite eliminar outras fontes de perda de energia como a erosão e deformação do leito.

As considerações de transporte de sedimentos por arraste têm sua justificativa principal na pouca qualidade dos resultados obtidos em pesquisas anteriores, demonstrando um conhecimento não suficiente dos diversos fenômenos envolvidos. O transporte por suspensão é melhor entendido, o que fica refletido nos resultados razoáveis que podem-se obter de algumas de suas formulações clássicas.

As considerações sobre regime permanente e uniforme e sedimento uniforme não coesivo, foram escolhidas por serem as mais simples possíveis, e de mais fácil controle em condições de laboratório.

Desta forma, os resultados a serem obtidos terão suas principais aplicações na engenharia, em projetos de canais revestidos para irrigação e saneamento e, em geral, no transporte de sedimentos em rios com fundo de cascalho.

O principal objetivo da pesquisa foi definir a capacidade de

transporte de um escoamento a partir da observação do início de depósito. Os resultados são apresentados através de relações empíricas que ligam o transporte de sedimentos com uma característica hidráulica determinada. Para tal objetivo, procurou-se testar diferentes variáveis hidráulicas, entre elas, a potência unitária do escoamento, que tem a vantagem de ser uma variável independente.

Finalmente, a partir de pesquisas anteriores realizadas no IPH/UFRGS, dentro desta linha, tentou-se comparar e ampliar os resultados obtidos, procurando fórmulas que sintetizem todas as variáveis testadas.

CAPITULO 2 - FUNDAMENTOS DO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS E INÍCIO DE DEPÓSITO

2.1 - Revisão bibliográfica

Devido à grande quantidade de referências bibliográficas que podem ser encontradas sobre transporte de sedimentos, esta revisão limitar-se-á àquelas formulações que englobam conceitos de potência de escoamento, e, em geral, de dissipação de energia no canal. As outras formulações podem ser achadas em livros clássicos de hidráulica fluvial (American Society of Civil Engineering (1975); Graf (1971); Garde e Raju (1977); Simons e Senturk (1976); Bogardi (1974)). Quanto ao depósito, a situação é inversa. Existem escassos trabalhos sobre condições de depósito em canais fixos ou móveis e, portanto, pretende-se fazer uma revisão mais completa, que inclua os casos de depósito de grãos isolados e de conjunto de grãos.

2.1.1 - Estudos sobre condição crítica de depósito de grãos isolados.

Das pesquisas realizadas sobre depósito de grãos isolados, duas merecem receber especial atenção, devido ao fato que consideram simultaneamente os fenômenos de erosão e depósito.

Hjulström (1935) apresentou resultados sobre erosão, transporte e deposição de sedimentos isolados, movimentando-se sobre um fundo móvel constituído de sedimento de tamanho idêntico. O autor considerou a velocidade média do escoamento como variável hidráulica. O gráfico é apresentado na figura 2.1. Nele pode-se apreciar que a areia fina (de 0.2 a 0.3 mm) é a mais facilmente erodível; e, que para grãos ainda mais finos, a velocidade necessária para removê-los aumenta em consequência da atuação das forças de coesão que aumentam a resistência à erosão. A curva de depósito apresenta um comportamento linear.

Menard (1950), através de uma pesquisa semelhante à anterior,

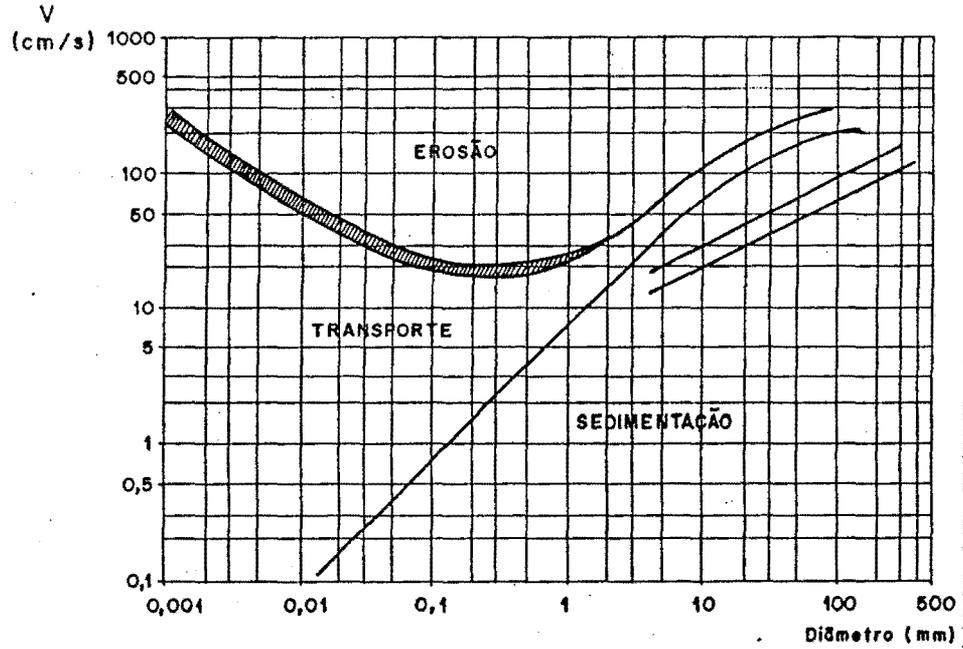


Figura 2.1 - Erosão e deposição de grãos isolados (Hjulstrom, 1935)

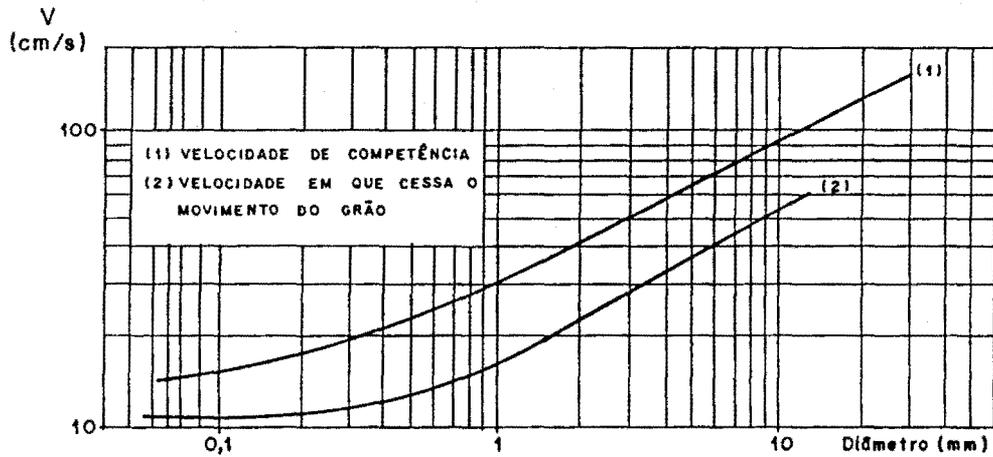


Figura 2.2 - Velocidade de erosão e depósito de grãos (Menard, 1950)

definiu a velocidade de erosão e velocidade de depósito em função do diâmetro do sedimento (figura 2.2). Os resultados concordam razoavelmente bem com os de Hjulström para $d > 1$ mm, enquanto que para valores inferiores existe uma visível discordância. Isto pode ser devido às diferentes definições de início de erosão ou depósito adotada por cada autor.

2.1.2 - Estudos sobre transporte e deposição de uma massa de grãos.

Como foi definido no primeiro capítulo, a determinação do depósito de grãos passa necessariamente pelo conhecimento da capacidade de transporte. Sob este enfoque, podemos considerar as pesquisas de transporte de sedimentos (na sua forma convencional) como uma forma indireta de definir critérios de depósito. O segundo enfoque, ou seja, a partir da observação da formação de depósito, pode ser considerado como uma aproximação direta para o estudo da capacidade de transporte máxima de um escoamento.

2.1.2.1 - Estudos de capacidade de transporte baseados nas fórmulas de descarga sólida.

A capacidade de transporte tem sido normalmente avaliada por coleta e medição de um volume de sedimentos transportados, após um ensaio determinado (no caso de canais de laboratório), ou no campo por cubagem do material depositado em fossas ou reservatórios. A forma da expressão final pode ser obtida de duas maneiras. A primeira, basicamente experimental, faz uso da análise dimensional, que define os grupos adimensionais a relacionar. A segunda, mais teórica, por dedução analítica.

Estas formulações podem ser classificadas segundo a forma de expressar a descarga sólida (Bordas, 1973) em função:

- da tensão de cisalhamento sobre o leito,
- do mecanismo da turbulência,
- das trocas de energia entre o leito e o escoamento,
- das características macroscópicas do escoamento,
- de um enfoque estocástico

Não se pretende aqui apresentar uma relação exaustiva sobre as formulas existentes. Como foi informado no começo do capítulo, vamos fixar nossa atenção nas expressões que visam avaliar o transporte sólido a partir da dissipação de energia do escoamento no canal.

Esta escolha foi feita em função dos bons resultados que esta linha de pesquisa vem dando e, por corresponder à orientação geral do programa de pesquisa em execução no IPH/UFRGS.

a) A primeira proposta nesta linha de pensamento foi feita através de duas contribuições de R.A. Bagnold (1956, 1966). O trabalho de 1956 tem por objetivo avaliar o transporte de sedimentos por arraste. Tecendo considerações sobre o trabalho realizado pelo escoamento no canal, o autor define o transporte sólido como o produto da potência de escoamento disponível pela eficiência de transporte, ou seja:

$$g_s = \frac{e_b}{\text{tg } \alpha_o} [\tau_o - \tau_{ocr}] U_D \quad (2.1)$$

onde e_b é a eficiência de transporte definida como a relação entre o trabalho útil exercido pelo escoamento e a energia disponível, α_o é o coeficiente de atrito intergranular e U_D a velocidade do escoamento para $y=k_s=d$. A partir do perfil logarítmico de velocidades, considerando fluxo turbulento rugoso, temos:

$$\frac{U}{U_*} = 2.5 \ln \frac{y}{k_s} + 8.5 \quad (2.2)$$

e tomando $y=k_s$, a equação (2.1) fica

$$g_s = \frac{8.5 e_b U_*}{\text{tg } \alpha_o} [\tau_o - \tau_{ocr}] \quad (2.3)$$

Os valores de e_b e α_o são obtidos dos gráficos correspondentes (figura 2.3). Em 1966, Bagnold apresentou uma generalização da equação (2.3) para transporte por arraste e suspensão, a partir das mesmas considerações. A expressão resultante se escreve:

$$\frac{g_s}{\tau_o U} = \left[\frac{e_b}{\text{tg } \alpha_o} + 0.01 \frac{U}{\omega} \right] \quad (2.4)$$

A expressão (2.4) é aplicável para fluxo turbulento

desenvolvido e podem ser obtidos bons ajustes com dados observados para os casos de altas taxas de transporte sólido (Simons e Senturk, 1976).

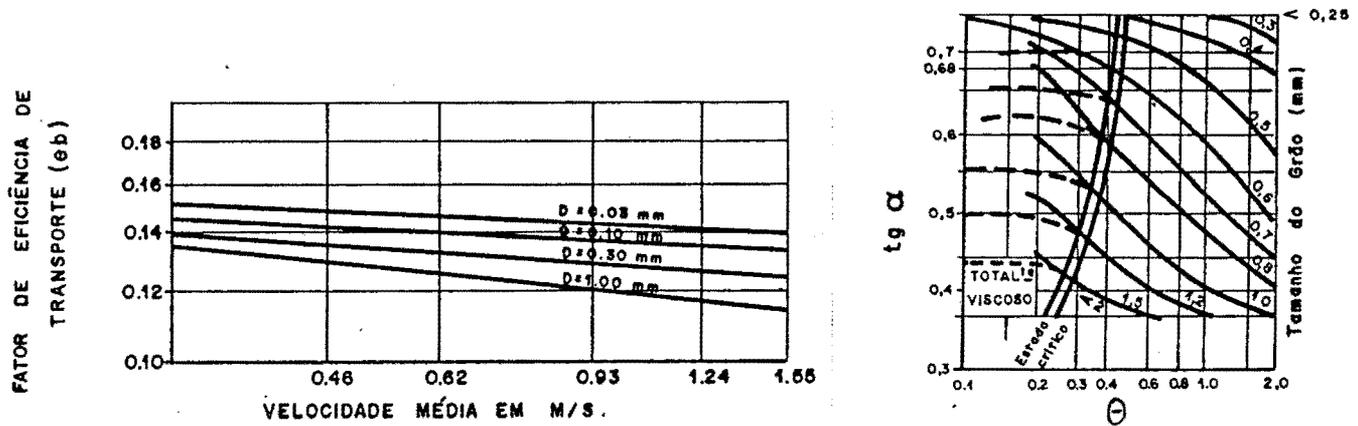


Figura 2.3 - Fator de eficiência de transporte e coeficiente de atrito intergranular (Bagnold, 1966)

b) Engelund e Hansen (1967) elaboraram uma teoria para o transporte sólido baseado nas trocas de energia entre o escoamento e o fundo do canal, a partir do estudo das deformações produzidas no leito móvel, e expressando-as em função do fator de fricção. A expressão apresentada pelos autores foi:

$$g_s = 0.05 \gamma_s V^2 \sqrt{\frac{d_{50}}{g(\beta - 1)}} \left(\frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) d_{50}} \right)^{3/2} \quad (2.5)$$

a qual usando os grupos adimensionais

$$\Phi = \frac{g_v}{\sqrt{(\beta - 1)gd^3}}, \quad \Theta = \frac{\tau}{(\beta - 1)\gamma d} \quad (2.6)$$

a expressão (2.5) passa a se escrever:

$$\Phi f = 0.1 \Theta^{5/2} \quad (2.7)$$

onde f é o fator de atrito igual a $2gIh/V^2$. A curva da equação (2.7) é apresentada na figura 2.4. A fórmula é baseada em experimentos feitos com areias uniformes de diâmetro entre 0.19 e 0.93 mm, com formas de fundo de tipo dunas, transição, ondas estacionárias e antidunas. Em geral, esta fórmula fornece bons resultados quando a carga de sedimentos suspensos é alta (Raudkivi, 1985).

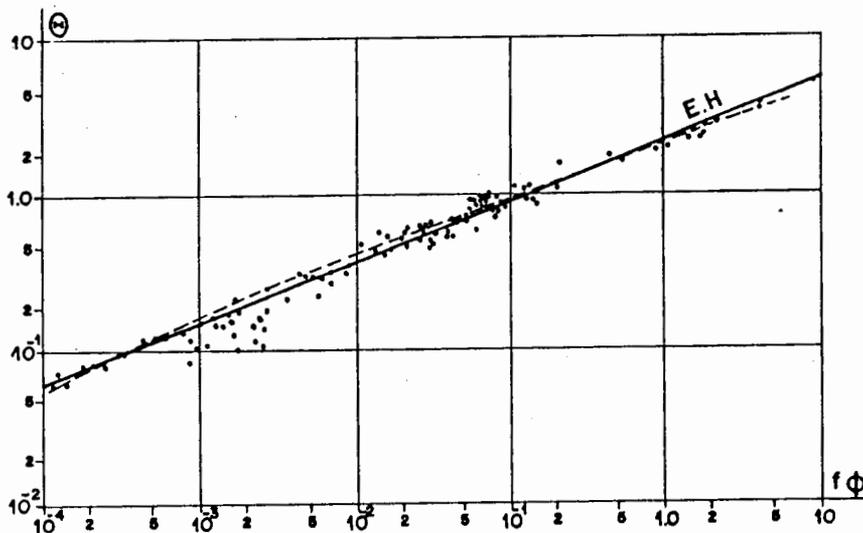


Figura 2.4 - Fórmula de transporte de Engelund e Hansen (1967)

c) Uma das principais contribuições dentro desta linha de pesquisa é constituída pelos trabalhos de C.T. Yang (1973) e Yang e Molinas (1982). Baseado na ideia original de Bagnold sobre potência de escoamento e em seus trabalhos anteriores sobre morfologia fluvial, Yang concluiu que o fator dominante para determinar o transporte total de sedimentos é a potência unitária de escoamento, definido como a taxa de dissipação de energia potencial por unidade de peso. Se consideramos Y' como a queda total de energia entre duas seções de um canal, a potência unitária fica definida por

$$\frac{dY'}{dt} = \frac{dx}{dt} \frac{dY'}{dx} = VI \quad (2.8)$$

onde o produto VI (potência unitária do escoamento) é considerado como uma variável só.

As variáveis escolhidas para a determinação da concentração total de sedimentos C_t , conforme apontada pela análise dimensional, são:

$$\phi (C_t, VI, U_*, \nu, \omega, d) = 0 \quad (2.9)$$

Usando o teorema Π de Buckingham a relação (2.9) pode-ser expressa em grupos adimensionais como:

$$C_t = \phi_1 \left(\frac{VI}{\omega}, \frac{U_*}{\omega}, \frac{\omega d}{\nu} \right) \quad (2.10)$$

e acrescentando a condição crítica de potência unitária para iniciar o movimento de partículas, (2.10) passa a ser:

$$C_t = \phi_2 \left(\frac{VI}{\omega} - \frac{V_{cr} I}{\omega}, \frac{U_*}{\omega}, \frac{\omega d}{\nu} \right) \quad (2.11)$$

A equação (2.11) fornece a relação das principais variáveis adimensionais necessárias. Com o uso de 463 jogos de dados disponíveis e a análise de regressão o autor obteve a seguinte expressão:

$$\begin{aligned} \log C_t = & 5.435 - 0.286 \log \frac{\omega d}{\nu} - 0.457 \log \frac{U_*}{\omega} + \\ & + (1.799 - 0.409 \log \frac{\omega d}{\nu} - 0.314 \log \frac{U_*}{\omega}) \log \left(\frac{VI}{\omega} - \frac{V_{cr} I}{\omega} \right) \end{aligned} \quad (2.12)$$

com um coeficiente de correlação de 0.971. O autor também definiu, analiticamente, um critério de início de movimento dado pela velocidade crítica V_{cr} . Este critério se expressa pelas seguintes relações:

$$\frac{V_{cr}}{\omega} = \frac{2.5}{\log\left(\frac{U_* d}{\nu}\right) - 0.06} + 0.66 \quad \text{se } 0 < \frac{U_* d}{\nu} < 70 \quad (2.13a)$$

$$\frac{V_{cr}}{\omega} = 2.05 \quad \text{se } 70 < \frac{U_* d}{\nu} \quad (2.13b)$$

O fundamento teórico que sustenta (2.12) foi apresentado por Yang e Molinas em 1982. A partir de conceitos de turbulência os autores mostraram que a concentração de sedimentos em suspensão para uma dada profundidade h , é função da taxa de produção de energia turbulenta para essa profundidade. Desta forma, os autores conseguiram reproduzir (2.12) a partir de um tratamento analítico. A expressão (2.12) foi logo extendida satisfatoriamente para os casos de fundo com seixos e para fluxo superficial (sheet and rill erosion) (Yang (1984); Moore and Burch (1986)).

Ao respeito da qualidade do ajuste da equação (2.12), uma avaliação realizada pela ASCE (1982) sobre oito expressões de transporte de sedimentos, constatou que a fórmula de Yang apresentava os melhores resultados. Em geral, das comparações realizadas com dados observados em laboratórios e rios, pode-se esperar que, em média, a fórmula tenha um 92% de efetividade para o intervalo de discrepância 0.5 - 2, 95% entre 0.25 e 1.75 e 84% entre 0.5 e 1.50.

d) M. Pica (1973) propôs uma expressão para o cálculo de transporte sólido desenvolvida a partir de uma análise macroscópica, usando a vazão e a declividade (com pesos diferentes) como características hidráulicas. A relação obtida foi do tipo:

$$g_{s**} = f(\tau_*) \quad (2.14)$$

onde

$$\tau_* = \frac{Q^{3/8} I^{13/16}}{(\beta-1) g^{3/16} d^{15/16}}, \quad g_{s**} = \frac{G_s I^{3/16}}{\gamma_s (\beta-1)^{1/2} g^{5/16} Q^{3/8} d^{25/16}} \quad (2.15)$$

Para $\tau_* < 0.5$ não existe uma única relação entre τ_* e g_{s**} devido ao efeito de pavimentação. Para $\tau_* > 0.5$ a relação pode ser simplificada para:

$$g_{s*} = 0.75 \tau_*^{2.3} \quad (2.16)$$

ou que implica:

$$\frac{G_s}{\gamma_s Q} = c \frac{Q^{1/4} I^{5/3}}{d^{3/5}} \quad (2.17)$$

onde c é uma constante que se relaciona com g e β . A expressão (2.17) é válida para $d > 0.3$ mm para areia uniforme e $d > 0.5$ mm para areia não uniforme.

e) Recentemente Pacheco-Ceballos (1989) apresentou uma aproximação totalmente analítica para a determinação do transporte de sedimentos. Baseado na idéia original de balanço de energia proposta por Bagnold, o autor definiu que a potência total requerida para o transporte de uma mistura de água e sedimentos é composta por:

$$P = P_1 + P_b + P_s + P_2 \quad (2.18)$$

onde P_1 é a potência necessária para vencer a resistência ao escoamento causada por formas de fundo e rugosidade, P_b é a potência para transporte por arraste, P_s é a potência para transporte em suspensão e P_2 é uma potência dissipada por efeitos de menor importância. A partir da avaliação de cada um dos termos de (2.18), o autor obteve a seguinte relação:

$$C_v \equiv \frac{G_v}{Q} = \frac{k_r VI}{k''V \operatorname{tg}\varphi + (1-k'')\omega} \quad (2.19)$$

onde C_v é a concentração média em volume, k_r é um fator proporcional às perdas por resistência, φ o ângulo de repouso do material, k'' a proporção de descarga sólida de arraste (sobre a descarga total) e ω a velocidade de queda.

Duas considerações sobre (2.19) são particularmente interessantes. Se $k''=1$ (transporte por arraste) a equação fica

reduzida a:

$$G_b = \frac{k_r}{t_{90}} QI \quad (2.20)$$

ou seja, a descarga sólida é uma fração da potência total de escoamento por unidade de peso. Transformando C_v a concentração em ppm por peso, resulta:

$$C_t = k' VI \quad (2.21)$$

onde VI é a potência unitária do escoamento equivalente à taxa de dissipação de energia potencial por unidade de peso usada por Yang.

O autor testou a fórmula com dados de laboratório e de campo obtendo bons resultados. Em geral, para dados de laboratório, a fórmula tem um 70% de efetividade no intervalo de discrepância 0.75-1.50 e 88% entre 0.5-2.

Como comentário deste item, pode-se concluir que a comparação dos resultados fornecidos pelas diversas formulações com valores observados apresentam grandes diferenças. Estas diferenças podem ser explicadas por:

- o uso das equações fora das condições nas quais foram desenvolvidas,
- não ter sido atingida em todos os casos a capacidade de transporte,
- as condições de laboratório podem diferir grandemente das condições naturais, principalmente devido às paredes verticais e rígidas, largura e relações largura/profundidade não naturais e a distribuição de sedimentos uniforme (Blench et alii, 1980),
- o uso de variáveis inadequadas para representar o escoamento; por exemplo, a velocidade média do escoamento,
- o desconhecimento do estado de equilíbrio do canal ou rio, portanto as medições de descarga sólida não necessariamente devem

implicar medições de capacidade de transporte (Graf, 1971); isto também fica refletido nos desvios dos valores observados que podem chegar até 2 (Van Rijn, 1984),

- a duvidosa qualidade das medições de descarga sólida, principalmente, por arraste.

Tendo em vista todas essas dificuldades, e na tentativa de melhorar algumas delas, uma forma alternativa de avaliar a capacidade de transporte consiste em observar diretamente a formação de depósitos. Neste caso ocorre a saturação do escoamento e portanto o canal não pode transportar mais sedimento do que está transportando.

2.1.2.2 - Estudos de capacidade de transporte a partir da deposição de sedimentos

Esta linha de pesquisa, muito menos explorada que a anterior, teve origem nos trabalhos de Gilbert (1914) e foi muito usada na área de saneamento, onde o interesse é identificar as condições mediante as quais ocorre depósito de sedimentos ao longo de canalizações ou tubulações. Outra área onde se encontra semelhante interesse é no hidrotransporte.

a) O trabalho de Gilbert (1914) representa um dos compêndios mais importantes quanto ao volume de informação gerado sobre transporte de sedimentos em canal de laboratório. O autor desenvolveu uma série de relações empíricas variando as condições de vazão, declividade e propriedade de sedimento em fundo fixo e móvel. O uso dessas equações não é considerado prático devido ao processo iterativo que se deve realizar, porém os seus dados são de extrema utilidade para ajustar novas fórmulações.

b) Craven e Ambrose (1953) estudaram as condições de início de depósito de areia em tubulações lisas e concluíram que para ambas as condições de fluxo sob pressão ou superfície livre a relação:

$$Q > 2.9 g^{2/5} D^2 G_s^{1/5} (\beta-1)^{2/5} \quad (2.22)$$

assegura o não depósito. Em (2.22) D é o diâmetro da tubulação.

c) Pedroli (1963) pesquisou a formação de depósito em canais de fundo fixo liso. O objetivo de suas experiências consistiu, essencialmente, em avaliar o transporte de sedimentos de fundo em estações de controle construídos sobre leitos naturais em regiões montanhosas. Para uma determinada vazão eram injetadas quantidades sempre crescentes de material sólido até conseguir o depósito. A descarga sólida imediatamente anterior àquela em que ocorria depósito (desde que a relação entre as duas fosse menor a 5%) correspondia à condição crítica. O resultado de seus experimentos ficam representados pela relação:

$$\frac{\tau^{8/5} g^{3/5} d^{1/5}}{\gamma_s^{8/5} \nu^{6/5}} = 1.6 + 0.069 \frac{g_s}{\gamma_s \nu} \quad (2.23)$$

O material usado tinha diâmetros variando entre 1.1 e 11 mm, a declividade de fundo variava entre 0.00104 e 0.01, e a faixa de vazões entre 0.010 e 0.281 m³/s. O ajuste dos pontos experimentais pode-se apreciar na figura 2.5.

d) Novak e Nalluri (1975, 1978 e 1984) efetuaram amplas pesquisas em condutos circulares e canal retangular de fundo fixo liso e rugoso, com a finalidade de determinar: a) o início de movimento para partículas discretas e b) o transporte sólido por arraste, definido como a máxima taxa de transporte sem tendência do sedimento a depositar. Os resultados obtidos para canal de fundo liso são expressados por:

$$\Phi = 11.6 Q^{2.04} \quad (2.24)$$

As experiências com fundo rugoso, considerando material transportado de diâmetro maior que o de fundo, são limitadas ao estudo do início

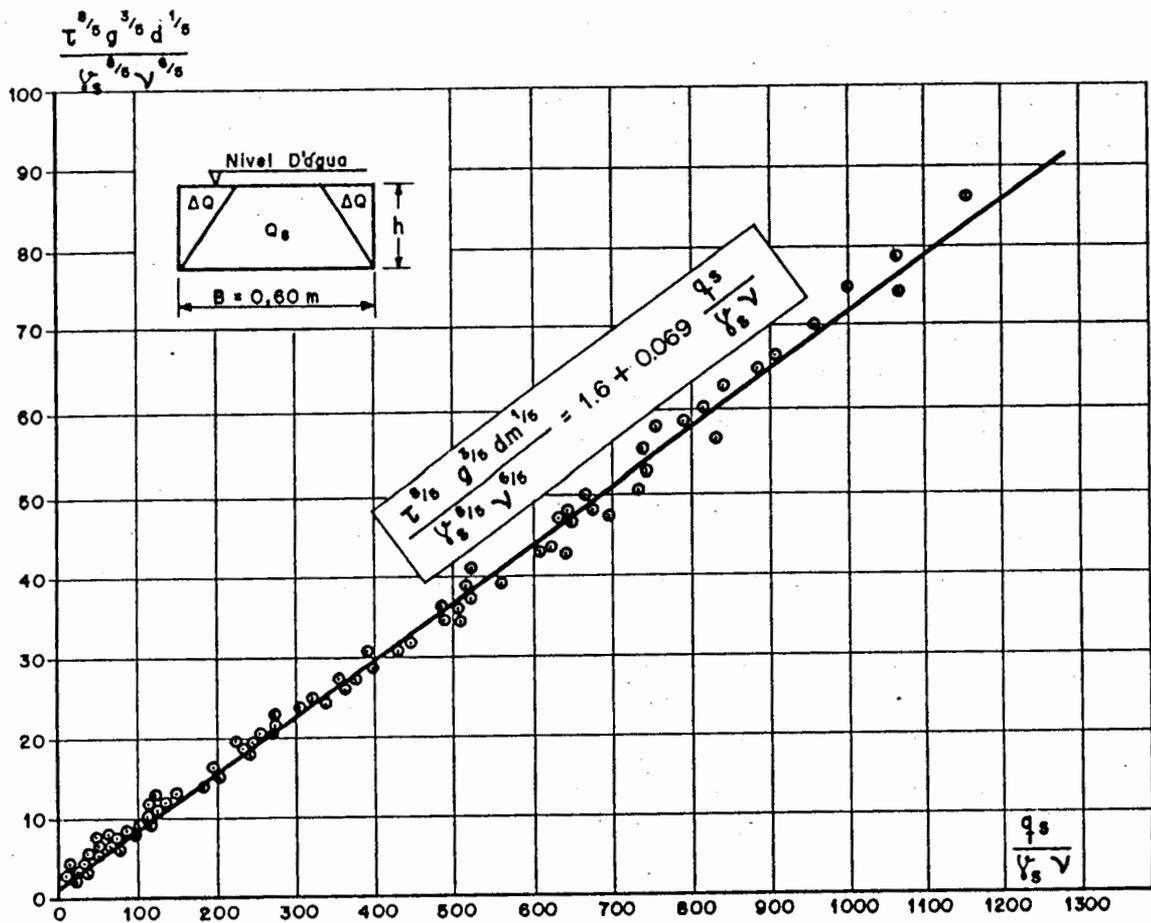


Figura 2.5 - Fórmula de transporte por arraste para canais de fundo fixo e liso (Pedroli, 1963)

do transporte.

e) No Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal de Rio Grande do Sul (IPH/UFRGS), tem-se desenvolvido uma série de pesquisas, desde 1974, dentro desta linha de trabalho, sobre transporte de sedimentos em canal de fundo fixo e móvel (Costa (1974); Almeida (1977); Garcia (1983); Medeiros (1986); Borges (1987)). Os materiais usados foram areias de 0.77, 1.22 e 1.98 mm, com declividade variando de 0.004 a 0.01 e descargas sólidas até 700 gr/min. O critério para a condição crítica, em todos os casos, foi a formação de um depósito contínuo, uniforme e com espessura igual a um grão. As equações ajustadas, para as variáveis apresentadas, obtiveram as melhores correlações com o uso da potência hidráulica do escoamento (por unidade de superfície), como variável hidráulica na forma:

$$\frac{\gamma q I}{\gamma_s \nu} = A' + B' \frac{g_s}{\gamma_s \nu} \quad (2.25)$$

onde A' e B' são constantes que variam para cada tamanho de sedimento. Na tabela (2.1) são apresentados, para cada relação d_i/d_f (diâmetro do material injetado / diâmetro do material de fundo), os valores de A' e B' e o coeficiente de correlação obtido.

d_i/d_f	Fundo	A'	B'	R (%)
1.22/1.22	Fixo	8.06	1.56	98.9
	Móvel	27.46	1.70	91.0
0.77/0.77	Fixo	5.43	1.50	98.6
	Móvel	13.15	3.47	90.0
1.98/1.98	Fixo	14.00	1.90	97.0
	Móvel	23.36	7.77	84.0
0.77/1.22	Fixo	9.47	1.71	96.3
1.98/1.22	Fixo	13.82	2.54	92.1

Tabela 2.1 - Resumo dos resultados obtidos em pesquisas realizadas no IPH/UFRGS

Reagrupando todos os resultados (com $d_i/d_f=1$), num mesmo gráfico, obtém-se a relação:

$$Y Z^{-0.79} = a X^b \quad (2.26)$$

onde Y é o parâmetro que caracteriza a variável hidráulica (potência unitária de escoamento), Z caracteriza o diâmetro do material injetado e X caracteriza o transporte de sedimentos. Os valores ajustados foram: para fundo fixo rugoso $a=0.809$, $b=0.419$ com $R^2=0.95$, para fundo móvel $a=1.959$, $b=0.357$ com $R^2=0.90$ e para fundo fixo liso $a=0.466$, $b=0.383$ com $R^2=0.90$. Estas três relações podem ser apreciadas na figura 2.6.

Considerando, também o trabalho de Pedroli para $d_i \gg d_f$ (fundo

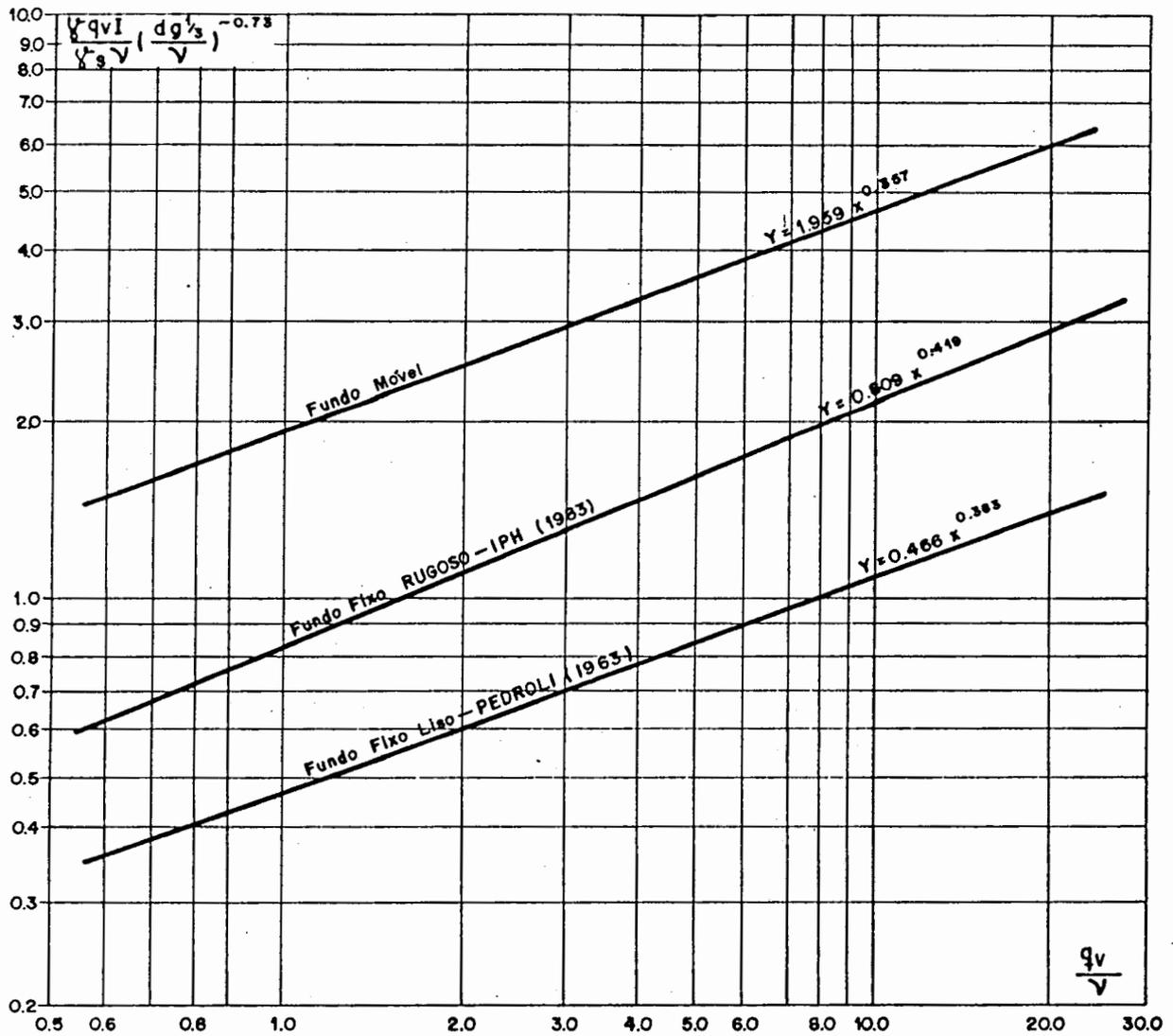


Figura 2.6 - Fórmulas de transporte por arraste para canais de fundo fixo liso e rugoso e móvel (Borges, 1987)

liso) a relação anterior fica da forma (Bordas et alii, 1988):

$$Y \frac{Z_i^{-0.73}}{Z_f^\alpha} = a' (X/Z_i)^{b'} \quad (2.27)$$

onde α caracteriza a diferença de tamanhos entre o sedimento transportado (injetado) e de fundo, e Z_f caracteriza o sedimento de fundo. Para fundo liso $\alpha=0$ e para rugoso $\alpha=-0.38$.

Os resultados mostraram que:

- a potência hidráulica por unidade de superfície (γqI) é a variável mais confiável para expressar a capacidade de transporte,
- a partir dos dados para fundo liso, podem-se definir três modalidades distintas de transporte por arraste: transporte de grãos isolados, de conjunto e da massa, cada uma delas respondendo a uma lei diferente de consumo de energia,
- um escoamento transporta mais facilmente as partículas de diâmetro idêntico ao do revestimento de fundo que as de quaisquer outro tamanho, e que a injeção de sedimentos de um diâmetro diferente (maior) ao de fundo é uma questão que ainda deve ser pesquisada para chegar a um claro entendimento de seu funcionamento (Medeiros, (1986)),
- as faixas de descargas sólidas ensaiadas no IPH/UFRGS atingem o valor de $q\sqrt{\nu} < 6$ e $\gamma qI/\gamma_s \nu < 25$. Desta forma ensaios com valores acima destes tornavam-se necessários para confirmar ou não as tendências apresentadas.

2.1.3 Outros estudos sobre depósito

Neste item pretende-se incluir algumas pesquisas sobre depósito que não visam a determinação da capacidade de transporte, mas fornece informação interessante sobre o fenômeno de depósito em leitos aluviais.

Bhamidipaty e Shen (1971) e Soni (1981a,1981b) pesquisaram experimentalmente a formação e evolução de depósitos em leitos aluviais. Introduzindo uma descarga sólida maior que a capacidade de transporte, os autores avaliaram a evolução da cota de fundo do canal e o transporte de sedimento na zona de depósito. No primeiro trabalho a descarga sólida era injetada no canal com o escoamento em condição crítica, enquanto que no segundo caso o canal já se encontrava transportando uma determinada descarga sólida.

Os resultados permitiram observar que uma vez que o depósito é formado, a declividade da linha de água aumenta enquanto a profundidade diminui. Desta forma, o canal procura uma nova condição

hidráulica que permite transportar o material abastecido. Foi achado que a elevação de fundo aumentava logaritmicamente com o tempo, e que o transporte de material sobre o depósito era basicamente transitório, diminuindo seu valor até chegar a capacidade de transporte no fim do depósito. A partir desse ponto, o leito mantinha-se em equilíbrio.

2.2 Fundamentos Teóricos

Neste item vai ser analisada a mecânica de transporte e depósito de sedimentos, revisando conceitos tais como forças que atuam sobre a partícula, tipos de transporte que podem ser observados e caracterização do tipo de transporte que ocorre no canal, principalmente o relacionado com a camada de transporte por arraste, e sua influência sobre o depósito. A seguir serão discutidas as diferenças existentes entre início de depósito e início de erosão e suas consequências no cálculo da capacidade de transporte.

2.2.1. Mecânica de transporte e depósito de sedimentos

Consideremos a situação do fluxo de água num canal de fundo fixo onde é injetada uma determinada descarga sólida constante composta por sedimentos de granulometria uniforme. No instante em que o sedimento mergulha na água, três tipos de forças estão interagindo nele (considera-se desprezível a componente devido à injeção): a força de arraste F_a , a força de sustentação F_l e o peso do grão submerso W (ver figura 2.7).

A força de arraste impulsiona a partícula no sentido do fluxo enquanto que a força de sustentação, que atua em sentido oposto à gravidade, está ligada às flutuações da velocidade. A resultante entre as três forças vai definir o tipo de transporte sólido que

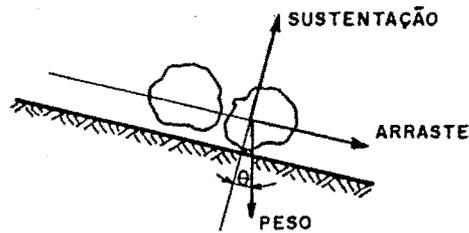


Figura 2.7 - Forças que agem numa partícula submersa no escoamento

ocorrerá no canal. Em geral, quando a força de sustentação equilibra o peso submerso o sedimento será transportado em suspensão. Se o peso debaixo d'água for maior, o grão tenderá a descer até o fundo do canal. Neste caso o grão pode ficar em repouso sobre o fundo ou ser transportado por deslizamento, rolamento ou saltação. A forma do grão e a irregularidade do fundo do canal determinarão se o sedimento vai ser transportado por deslizamento (para grãos lamelares) ou rolamento (para grãos esféricos). O transporte por saltação é caracterizado num meio onde a intensidade da turbulência é maior, porém não consegue pôr o sedimento em suspensão.

A partir de uma análise com a potência hidráulica do escoamento (por unidade de largura), podemos considerar que existirão dois limites teóricos que definem se haverá ou não transporte e o tipo de transporte:

Se $\gamma qI > \gamma qI_{cr_1} \Rightarrow$ transporte por suspensão

Se $\gamma qI_{cr_1} > \gamma qI > \gamma qI_{cr_2} \Rightarrow$ transporte por arraste

Se $\gamma qI_{cr_2} > \gamma qI \Rightarrow$ depósito

Na pesquisa proposta, o objetivo primário é definir uma lei de comportamento para γqI_{cr_2} .

Em todas estas considerações sobre forças atuantes e mecanismo de transporte, não se deve perder de vista que o grão está submerso num fluxo turbulento, totalmente desenvolvido, e portanto, as forças que atuam nele são flutuantes. Estas flutuações alterarão consideravelmente os valores críticos obtidos a partir de uma análise de valores médios. Um dos primeiros pesquisadores que reconheceu a função destas flutuações sobre a tensão de cisalhamento foi C. White. Ele determinou experimentalmente a tensão crítica do movimento como uma função do diâmetro do sedimento, porém, notou que o valor de τ_c poderia ser reduzido pela metade devido à presença de turbulência (Bogardi, 1974). Outra experiência de interesse foi desenvolvida na Universidade Técnica de Budapest, sobre a determinação da influência das flutuações de velocidade na velocidade crítica de erosão. Os resultados mostram, claramente, que um aumento na intensidade de turbulência provocava uma queda no valor da velocidade crítica e, portanto, que era mais fácil colocar a partícula em movimento (Bogardi, 1974).

Estes comentários devem ser considerados com especial atenção, visto que os processos de transporte por arraste, depósito e erosão se localizam numa camada onde a estrutura da turbulência, gerada pela rugosidade do canal (e também pelas suas irregularidades) tem um importante papel. Infelizmente, devido à presença de sedimentos e às dificuldades experimentais, ainda não foi possível conhecer como uma massa de grãos em transporte altera a estrutura da turbulência e viceversa. No caso de sedimentos em suspensão considera-se que a presença de grãos amortece as escalas de comprimento (Yalin, 1971), mas no caso de sedimento de fundo poucos avanços tem sido logrados.

Grass (1971) estudou a relação entre as velocidades flutuantes e tensões de Reynolds com a rugosidade do fundo do canal, para os casos de fundo liso, transição e rugoso. Seus resultados mostraram a importância que têm a zona próxima ao fundo do canal, onde as tensões de Reynolds são máximas. A medida que a rugosidade aumenta, a intensidade de u' diminui e a intensidade de v' aumenta; ou seja, a rugosidade tende a amortecer as flutuações na direção do escoamento e ampliá-las na direção normal.

É de interesse notar que, hoje em dia, é aceita a ideia que a estrutura da camada limite turbulenta tem uma boa organização e uma de suas principais características é a emissão de vórtices, em determinada frequência, gerados na camada viscosa para a zona de fluxo turbulento totalmente desenvolvido. Este fenômeno denominado "bursting" teria uma importante função na suspensão de sedimentos de fundo e na moldagem das dunas (Levi, 1979).

Os comentários anteriores podem ser aplicados agora à identificação do início de depósito. Considere-se um canal escoando uma determinada vazão e no qual é injetado um sedimento uniforme numa determinada seção transversal. Pode-se considerar que a partir da vazão (e a declividade), tem-se uma potência unitária de escoamento ($\gamma q I_1$) suficientemente alta para evitar o depósito. Na sequência procede-se à diminuição da vazão até obter um depósito generalizado de várias camadas (para um determinado valor de $\gamma q I_2$). O valor correspondente ao início de depósito estará pois entre $\gamma q I_1$ e $\gamma q I_2$, mas esse valor não terá uma definição acurada, e variará devido as características intermitentes do fluxo e, portanto do transporte de sedimento (apesar do escoamento ser considerado permanente numa perspectiva macroscópica).

Desde um ponto de vista probabilístico, pode-se considerar que a definição de início de depósito se comporta como uma distribuição normal cujo valor médio é o valor crítico procurado, e cujo desvio indicara a faixa de variação em torno do valor médio (da ordem de $\gamma q I_1 - \gamma q I_2$). Considere-se a Y uma variável hidráulica e X outra variável que caracteriza o transporte de sedimento. A figura 2.8, mostra como à medida em que o transporte de sedimento (X) aumenta o desvio de Y, em torno ao valor médio, também aumenta. Isto é devido ao aumento da intensidade da turbulência que faz com que a determinação do valor crítico procurado seja mais difícil. Contrariamente, quando X diminui o desvio deverá também diminuir, tornando mais fácil a determinação do valor crítico. No limite, quando X tende para um valor pequeno, o desvio devera ser também pequeno, quando o fundo se tornar hidraulicamente liso ou em regime

laminar. Uma análise semelhante foi apresentada por Grass (1970) com o intuito de determinar as flutuações nos valores de tensão de cisalhamento crítico (de erosão) em torno do clássico gráfico de Shields.

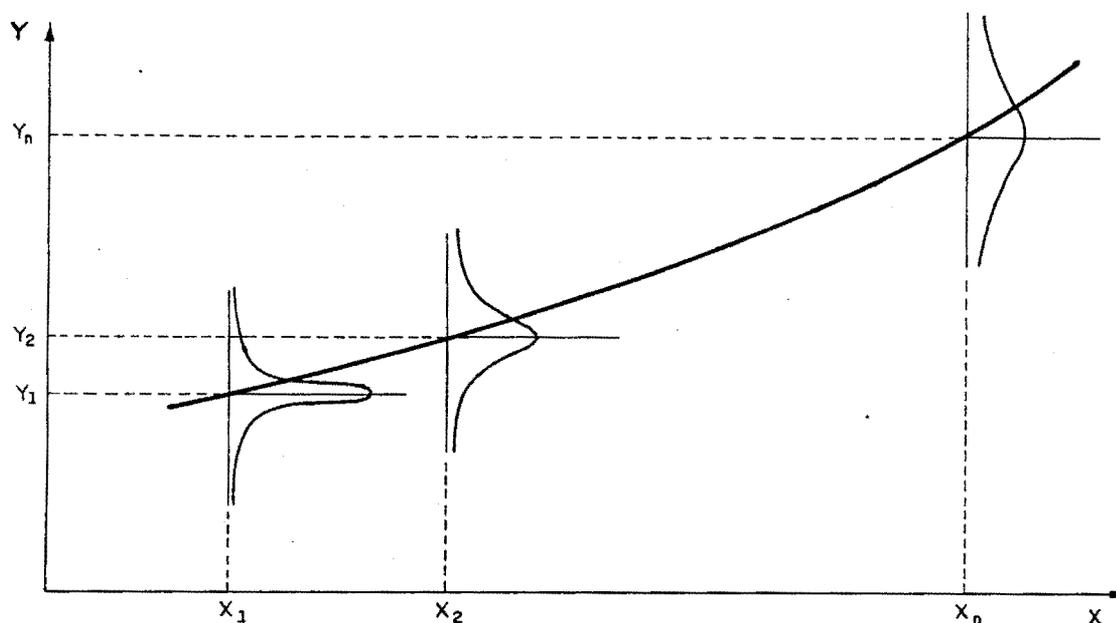


Figura 2.8 - Distribuição de probabilidade associada à determinação de início de depósito

2.2.2. Início de depósito vs início de erosão

Para dar início ao movimento de uma partícula, é normalmente necessário uma potência de escoamento superior à requerida para mantê-la em transporte (visto que num primeiro momento tem que vencer a resistência da rugosidade sem inércia). Isto pode ser observado num canal de laboratório, e implica que:

$$\gamma qI|_{cr_{er}} > \gamma qI|_{transp} \quad (2.28)$$

Para obter agora, o depósito dessa partícula deve-se, necessariamente, diminuir novamente a potência do escoamento até um novo valor crítico, ou seja,

$$\gamma qI|_{transp} > \gamma qI|_{cr_{dep}} \quad (2.29)$$

De (2.28) e (2.29) pode se interpretar que

$$\gamma qI|_{cr_{er}} > \gamma qI|_{cr_{dep}} \quad (2.30)$$

Isto significa que a condição crítica de depósito está abaixo da condição crítica de erosão. Esta afirmação deve ser analisada agora do ponto de vista da engenharia para saber quais poderiam ser suas conseqüências. Suponha-se que um canal de fundo móvel tenha sido projetado para transportar água com $\gamma qI < \gamma qI|_{cr_{er}}$ e também $\gamma qI < \gamma qI|_{cr_{dep}}$. Neste caso o canal desenvolverá depósito, portanto o projeto do canal devesa levar em conta um valor entre $\gamma qI|_{cr_{er}}$ e $\gamma qI|_{cr_{dep}}$ para que seu funcionamento não seja alterado por erosões ou depósitos.

A relação (2.30) foi experimentalmente verificada por Pazis (1977). A partir de medições diretas do número de sedimentos depositados e erodidos num canal de laboratório, o autor concluiu que sempre o número de sedimentos depositados era superior ao número de sedimentos erodidos, e que essa diferença era maior para os diâmetros mais finos do que para os maiores.

Para terminar este ponto consideraremos uma outra questão do cálculo de transporte de sedimentos a partir do início de depósito. Para calcular o transporte de sedimentos num canal a partir de um valor crítico de erosão, duas relações experimentais são necessárias: uma para determinar o valor crítico de erosão, e outra para calcular a descarga sólida em função do excesso de energia disponível ($\tau - \tau_{cr}$ ou $VI - VI_{cr}$). Se for usado o critério de início de depósito apenas uma relação empírica será necessária, visto que, por definição, a condição crítica de depósito implica que a capacidade de transporte tenha sido atingida. Esta diferença pode tornar mais interessante o cálculo da descarga sólida a partir do início de depósito, pois não acumula erros, como no caso de início de erosão.

2.3 Parâmetros que regem o transporte de sedimentos

Neste item, são desenvolvidos os principais grupos adimensionais que caracterizam o fenômeno para posteriormente, no capítulo IV, estabelecer as relações funcionais procuradas.

A análise dimensional é uma ferramenta muito útil que serve principalmente em casos de problemas complexos. Consiste basicamente em definir quais são os parâmetros independentes que determinam cada fase do fenômeno, e logo após, usando uma técnica apropriada, agrupa-los em grupos adimensionais. Neste caso parte-se de quatro jogos de parâmetros:

- a) Parâmetros que caracterizam o sedimento transportado
- | | |
|-------------------------------|--|
| diâmetro do grão | d_i (L) |
| massa específica do sedimento | ρ_s (FT^2L^{-4}) ou (ML^{-3}) |
| descarga sólida unitária | q_v (L^2T^{-1}) |
- b) Parâmetros do fluido
- | | |
|--------------------------|---|
| viscosidade dinâmica | μ (FTL^{-2}) ou ($ML^{-1}T^{-1}$) |
| massa específica da água | ρ (FT^2L^{-4}) ou (ML^{-3}) |
- c) Parâmetros que caracterizam o escoamento
- | | |
|-------------------------|---------------------|
| aceleração da gravidade | g (LT^{-2}) |
| altura de água | h (L) |
| ou velocidade média | V (LT^{-1}) |
| ou descarga unitária | q (L^2T^{-1}) |
- d) Parâmetros que caracterizam o leito do canal
- | | |
|--|-----------|
| rugosidade de fundo (função do diâmetro do sedimento de fundo) | d_f (L) |
| declividade | I (-) |

Para a obtenção dos grupos adimensionais é aplicado o teorema de Buckingham. Num primeiro tempo são desenvolvidas as relações adimensionais que usam variáveis dependentes (h ou V), e a seguir, as que usam variáveis independentes (q).

Se o escoamento é definido pela velocidade média V temos :

$$g_v = \phi (V, g, I, \mu, \rho, d_i, \rho_s, d_f) \quad (2.31)$$

aplicando o teorema de Buckingham obtem-se

$$\frac{g_v}{\nu} = \phi_1 \left(\frac{V}{\nu^{1/3} g^{1/3}}, I, \frac{d_i g^{1/3}}{\nu^{2/3}}, \frac{d_f g^{1/3}}{\nu^{2/3}}, \beta \right) \quad (2.32)$$

onde $\beta = \rho_s / \rho$ é a densidade do sedimento. Se o escoamento é definido através da potência hidráulica do escoamento por unidade de peso (usada por Yang) os grupos adimensionais obtidos são idênticos aos de (2.31) porém substituindo V por VI .

Se o escoamento é definido pela altura de água h , temos que:

$$g_v = \phi_2 (h, g, I, \mu, \rho, d_i, \rho_s, d_f) \quad (2.33)$$

Considerando que ρghI é a tensão de cisalhamento τ , e aplicando o teorema temos que:

$$\frac{g_v}{\nu} = \phi_3 \left(\frac{\tau g^{1/3}}{\gamma_s \nu^{2/3}}, \frac{d_i g^{1/3}}{\nu^{2/3}}, \frac{d_f g^{1/3}}{\nu^{2/3}}, \beta \right) \quad (2.34)$$

ou também:

$$\frac{g_v}{\nu} = \phi_4 \left(\frac{\tau}{\gamma(\beta-1)d_i}, \frac{d_i g^{1/3}}{\nu^{2/3}}, \frac{d_f g^{1/3}}{\nu^{2/3}}, \beta \right) \quad (2.35)$$

onde o primeiro termo entre parênteses é o coeficiente de mobilidade, popularizado por Shields ($1/\psi$) e usado amplamente na literatura especializada.

Usando a velocidade de cisalhamento $U_* = (\tau/\rho)^{1/2}$ como variável hidráulica, Yalin (1971) obteve os seguintes grupos adimensionais (considerando $d_i = d_f$):

$$\frac{g_v}{\rho U_*^3} = \phi_5 \left(\frac{U_* d}{\nu}, \frac{U_*^2}{g d (\beta - 1)}, \frac{\rho_s}{\rho}, \frac{h}{d} \right) \quad (2.36)$$

onde o primeiro termo entre parenteses é o número de Reynolds do grão (Re_*) que reflete a influência da exposição do grão dentro da camada viscosa.

Se o escoamento é definido por uma variável independente como a descarga unitária temos que:

$$g_v = \phi_6 (q, g, I, \mu, \rho, d_i, \rho_s, d_f) \quad (2.37)$$

e agrupando-os:

$$\frac{g_v}{\nu} = \phi_7 \left(\frac{\gamma q I}{\gamma_s \nu}, \frac{d_i g^{1/3}}{\nu^{2/3}}, \frac{d_f g^{1/3}}{\nu^{2/3}}, \beta \right) \quad (2.38)$$

Dos grupos adimensionais obtidos nota-se que são de cinco tipos, cuja relação pode ser apresentada como:

$$X = \Phi_1 (Y, Z_i, Z_f, \beta) \quad (2.39)$$

onde X é o adimensional da descarga sólida, Y é o adimensional que caracteriza o escoamento (em função de V , VI , τ , ou $\gamma q I$), Z_i caracteriza o sedimento transportado, Z_f caracteriza o sedimento de fundo e β reflete a influência da massa específica dos grãos. Em nosso caso a densidade dos materiais usados é praticamente constante. Isto faz que o parâmetro β não seja necessário aos efeitos de obter o adimensional X.

Desta forma, a relação final a procurar será do tipo:

$$X = \Phi_2 (Y, Z_i, Z_f) \quad (2.40)$$

quando se considera os casos de $d_i \neq d_f$, e

$$X = \Phi_3 (Y, Z) \quad (2.41)$$

no caso de $d_i = d_f$. A equação (2.41) indica que a descarga sólida estará definida por um adimensional que caracteriza a variável hidráulica e outro que caracteriza o sedimento transportado. Vejamos agora, como pode ser interpretado o parâmetro Z.

Na equação (2.35) foram apresentados os grupos adimensionais seguindo o critério definido por Yalin. Considere-se agora a seguinte relação entre Re_* e o parâmetro de Shields ($1/\psi$):

$$\frac{Re_*^2}{1/\psi} = \frac{\frac{U_*^2 d^2}{\nu^2}}{\frac{U_*^2}{g d (\beta-1)}} = \frac{d^3 g (\beta-1)}{\nu^2} \cong Z^3 \quad (2.42)$$

e como $\beta-1$ é uma constante podemos concluir que

$$Z \cong \left(\frac{Re_*^2}{1/\psi} \right)^{1/3} \quad (2.43)$$

Portanto, Z reflete a influência da viscosidade de uma forma similar à de Re_* , com a vantagem de permanecer constante para diferentes condições de escoamento (transição ou turbulento rugoso). Deve se notar, porém, que Z está também relacionada ao parâmetro $1/\psi$, portanto seu valor poderia ser interpretado como um balanço entre forças viscosas e forças gravitacionais (dado que $1/\psi = f(F_*)$, onde F_* é o número de Froude do grão igual a $U_*/(gd)^{1/2}$).

2.4 Objetivos específicos da pesquisa

Uma vez analisados os trabalhos feitos no IPH/UFRGS concluiu-se da necessidade de ampliar as faixas de descarga sólida para valores

de $g_v/\nu > 6$, e portanto considerar também faixas de potência hidráulica do escoamento maiores, pretendendo estendê-los até o limite das instalações de laboratório.

Para esses novos valores, a determinação do início de depósito será feita através de dois critérios: um experimental e outro analítico. Este último é baseado numa ideia original de Costa (1974), modificada para atender às novas necessidades.

Seguindo a linha de trabalho apresentada por Medeiros (1986), pretende-se ainda analisar alguns casos onde o sedimento transportado tem diâmetro diferente ao do fundo. O objetivo deste ponto é analisar o efeito da rugosidade na identificação do início de depósito, e portanto, na definição da capacidade de transporte.

CAPITULO 3 - PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS E INSTALAÇÕES USADAS

3.1 - Instalações e Equipamentos

3.1.1 - O canal de ensaio: lay-out

O programa geral de experiências foi desenvolvido no canal do pavilhão fluvial do Instituto de Pesquisas Hidráulicas. O canal propriamente dito é de alvenaria de tijolos, tem 26 m de comprimento, 1 m de largura, 0.90 m de altura e seu fundo é horizontal.

A instalação completa é composta de uma alimentação líquida convencional com sistema de tranquilização (parágrafo 3.1.2), uma alimentação sólida (parágrafo 3.1.3), um sistema de medição para descargas sólidas e níveis (parágrafo 3.1.4), e finalmente um sistema de retorno (parágrafo 3.1.5).

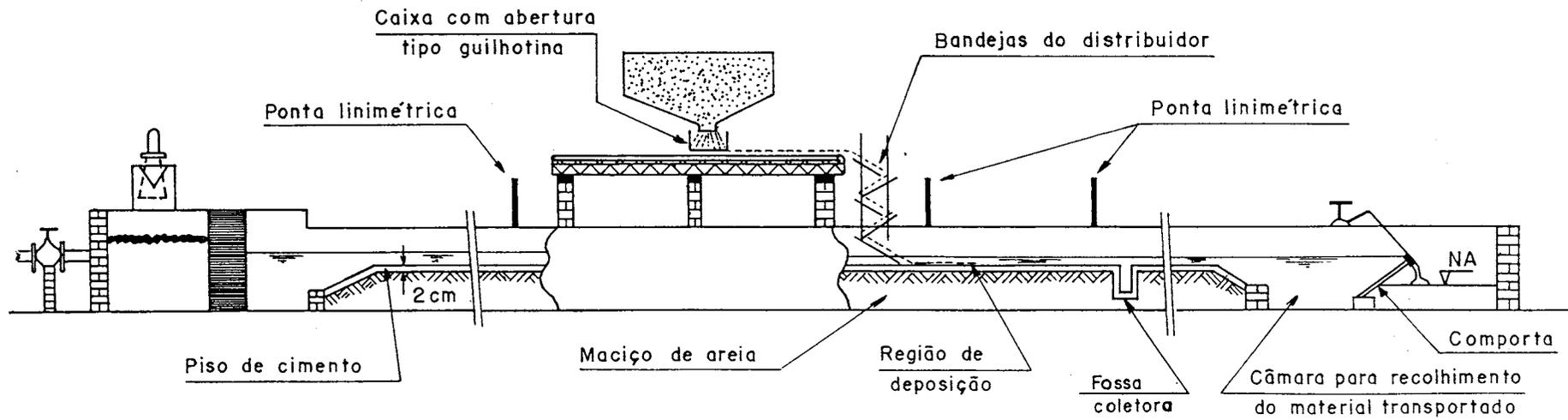
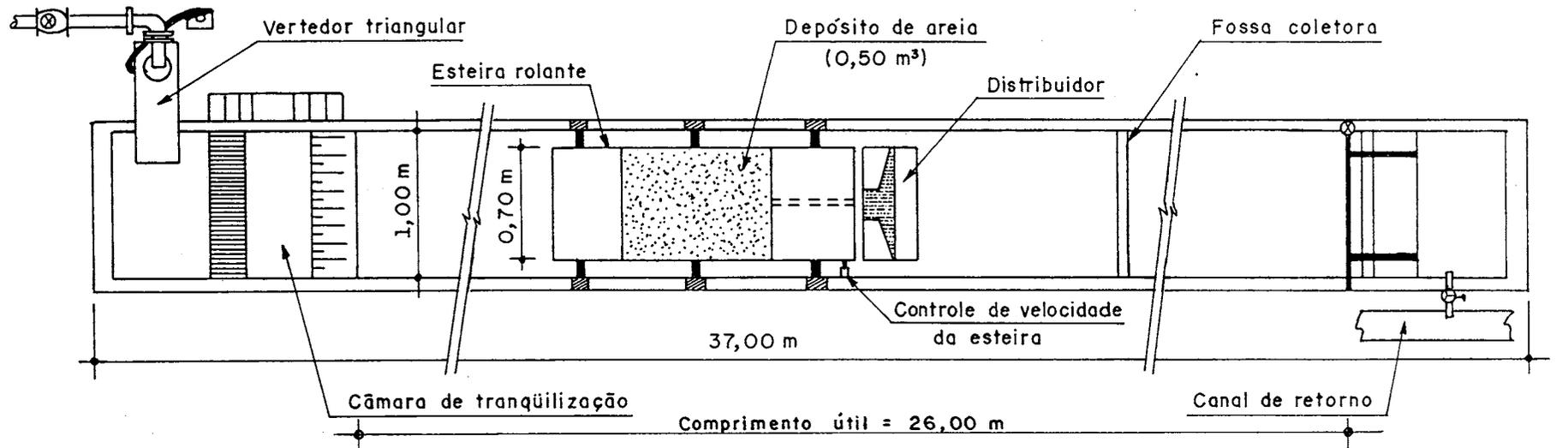
O canal de ensaio com todo o equipamento é esquematizado na figura 3.1.

3.1.2 - Alimentação líquida

O sistema de alimentação líquida provém de um reservatório subterrâneo de onde a água é bombeada para o canal. O controle da vazão é feita por meio de vertedor triangular de 90° , cujo nível é medido com ponta linimétrica num copo lateral. A vazão é obtida da curva chave do vertedor. Esta curva de aferição é válida para vazões de até 35 l/s.

A montante do canal há uma câmara de tranquilização que recebe água do vertedor. A câmara é composta basicamente por duas paredes de tijolos furados com brita entre ambas as paredes. Este sistema fornece um escoamento tranquilo livre das perturbações provocadas pela queda da água.

Figura 3.1 - Representação esquemática das instalações usadas



3.1.3 - Alimentação Sólida

O sistema de alimentação sólida é composto por uma cuba de madeira contendo os sedimentos a serem injetados, uma esteira e um distribuidor.

A cuba tem por finalidade o armazenamento da areia que vai ser usada nos ensaios. Seu volume é de 0.50 m^3 o que permite fazer uma série de 8 a 10 experiências (para a faixa de descargas sólidas testadas). Sua forma é de um tronco de pirâmide invertido. Na parte inferior tem um furo circular de 2 cm de diâmetro que permite a livre passagem da areia até uma caixa disposta sobre a esteira. Esta caixa comporta várias aberturas reguláveis que permitem controlar o volume de sedimentos a ser transportado.

A esteira rolante está situada a uma altura de 2 m acima do leito do canal. Sua finalidade é abastecer de sedimentos o distribuidor a uma velocidade constante. A velocidade é controlada por um variador de velocidades acoplado ao motor. A velocidade da esteira e a abertura da janela definem a descarga sólida de abastecimento.

Os sedimentos são recebidos pelo distribuidor que tem por função alargar a faixa de material transportado pela esteira para uma faixa de 0.70 m cujo eixo coincide com o do canal. A distribuição do material no canal deve ser lateralmente uniforme. Esta importante condição é garantida pelo ajuste de chapas partidoras que distribuem os sedimentos entre quatro saídas de igual largura. A passagem do material que cai por cada uma dessas deve ser feita cada vez que se começa uma nova experiência, a fim de verificar e ajustar a uniformidade da distribuição dos sedimentos. Esta tarefa é considerada como uma das principais na qualidade do resultado do ensaio, e se torna cada vez mais importante ao aumentar a descarga sólida e, portanto, a potência do escoamento necessária para o transporte.

Por último, o material usado é constituído por areias de granulometria média 0.77, 1.22 e 1.98 mm, cujas características são apresentadas na tabela 3.1 e as curvas granulométricas na figura 3.2.

Características	Areia I fina	Areia II média	Areia III grossa
Diâmetro d_{50} (mm)	0.77	1.22	1.98
Distribuição	log-normal		
Coefficiente de Uniformidade (Cu)	1.78	1.85	1.67
Peso específico γ_s (kg/m ³)	2600	2630	2641
Forma	angular	semiangular	semiangular

Tabela 3.1 - Características dos materiais ensaiados

3.1.4 - Sistema de Medição

Para medir o volume de sedimentos transportados foi construída uma fossa coletora de sedimentos com armadilha de tela. A forma da caixa é retangular e suas dimensões são 13 cm de comprimento, 1 m de largura e 4 cm de profundidade.

Sua localização foi determinada previamente de forma a não perturbar a uniformidade do fluxo na zona de observação e, por outro lado, a fazer com que os sedimentos alcançassem em tempo razoável de modo a não alongar demais os ensaios. Assim, a caixa foi colocada a 3 m do fim da zona de observação. Deve-se salientar que em todo instante foi controlada a possível interferência que a caixa pudesse ter no escoamento.

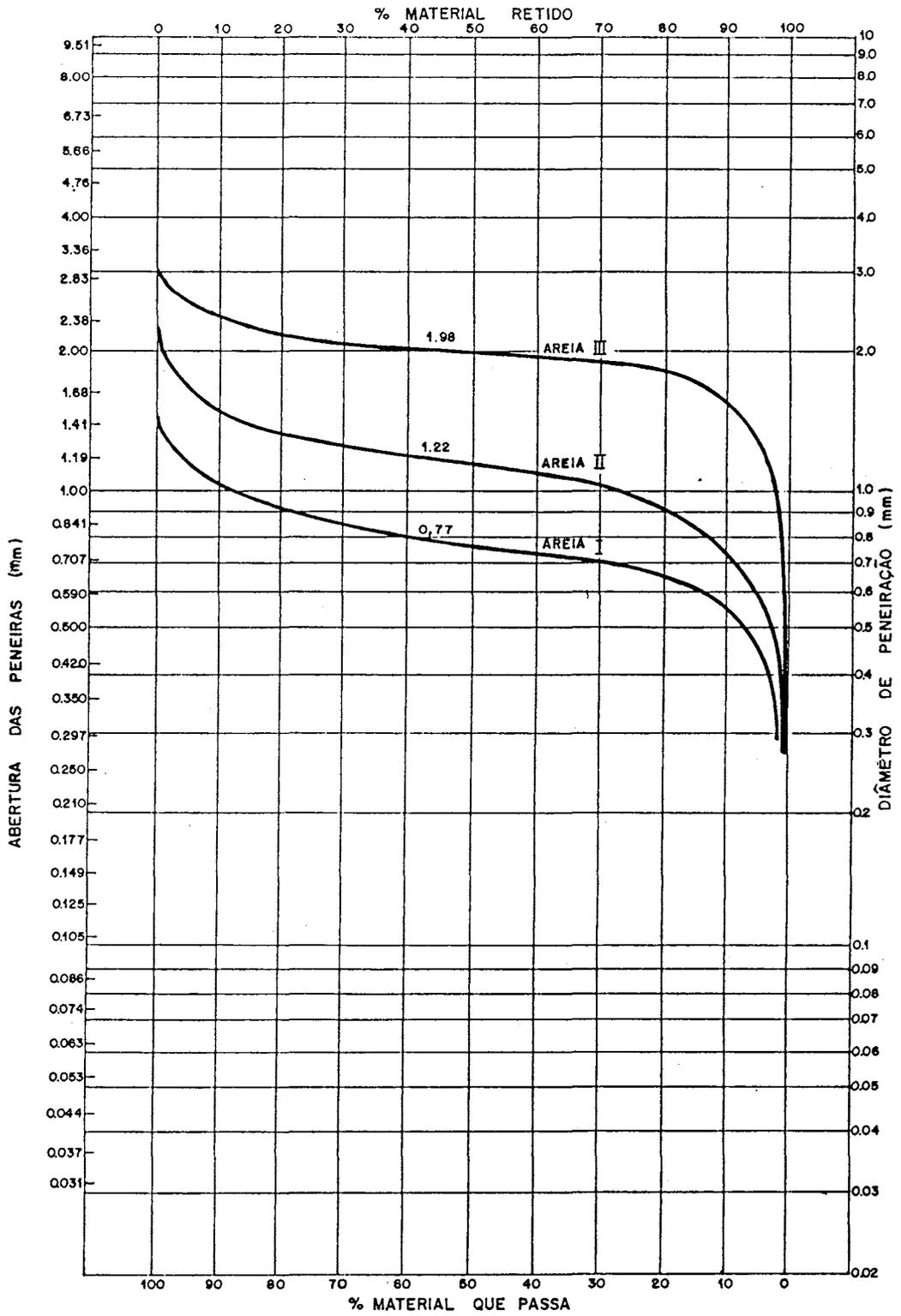


Figura 3.2 - Curvas granulométricas das areias empregadas nos ensaios

Nesse intuito, e também para verificar a uniformidade do escoamento, foram escolhidas três seções de leitura de nível de água, uma a montante da esteira, outra logo após o distribuidor (na zona de observação) e a última antes da caixa. Em cada seção três pontos foram lidos: aos 25, 50 e 75 cm. Desta forma pode-se ter um panorama razoavelmente bom sobre a qualidade do escoamento obtido. Na figura 3.1 pode-se observar a localização das pontas linimétricas.

Os comprimentos dos depósitos foram medidos com uma trena de 2m colocada na parede do canal.

3.1.5.- Sistema de Retorno

A jusante do canal existe uma cuba para recolher os sedimentos e uma comporta retangular articulada na aresta inferior que permite o controle de escoamento uniforme no canal.

A água que sai do canal volta para o reservatório subterrâneo através do canal de retorno paralelo ao canal de ensaios.

3.2 - Procedimentos Experimentais

De modo geral a metodologia usada para os ensaios é idêntica à que foi utilizada nas pesquisas anteriores realizadas no IPH/UFRGS. Resumidamente, para uma declividade determinada e uma descarga sólida constante, ensaiam-se várias vazões em ordem decrescente até que se obtenha um depósito generalizado na zona de observação. Porém, para atingir os fins propostos, algumas modificações tiveram que ser introduzidas nos procedimentos antes adotados.

As duas principais mudanças que tiveram que ser feitas se referem à moldagem do fundo fixo e rugoso do canal e à construção, fora da zona de observação, da fossa de coleta dos sedimentos transportados descrita no parágrafo 3.1.4. Esta última inovação foi introduzida para poder definir um critério analítico de início de

depósito.

3.2.1 - Moldagem do fundo fixo e rugoso do canal

Inicialmente começou-se a trabalhar com a metodologia de moldagem do fundo do canal usada nas pesquisas anteriores. Esta operação seguia as seguintes etapas:

- definição da declividade de ensaio;
- sub-divisão do canal em trechos de 2 m de comprimento;
- colocação e nivelamento de tábuas-guias nas cotas prefixadas nas extremidades dos trechos;
- preenchimento dos compartimentos com o sedimento que devia constituir o fundo do canal;
- reguagem longitudinal do canal para cada trecho de 2 metros;
- umidificação do maciço de areia (por jusante, para expulsar as bolhas de ar do interior do maciço);
- aplicação de uma fina película de cimento para fixar o fundo do canal.

Nos primeiros ensaios feitos com potências de escoamento maiores que as usadas anteriormente, constatou-se a dificuldade de manter o fundo fixo em boas condições de trabalho. Furos que com o tempo tendem a se expandir costumavam aparecer e acabaram invalidando os ensaios. Tentou-se consolidar o fundo de várias maneiras, por exemplo, com o uso de diferentes peneiras para a aplicação do pó de cimento, mas todas as tentativas feitas malogravam cedo ou tarde. Concluiu-se assim, que esta técnica funciona bem para valores de $g\sqrt{v} < 6$ e $\gamma qI/\gamma_s v < 25$ (faixa até onde chegaram os experimentos anteriores) e que passando estes limites, devia ser usado mais cimento para fixar os grãos de areia, o que terminava modificando a rugosidade original do fundo.

Visto o insucesso, a técnica foi abandonada e se passou a pesquisar outras alternativas.

Após vários testes realizados no canal do laboratório de ensino

do IPH, foi decidido optar pela construção de um fundo de concreto de 2 cm de espessura com a declividade escolhida, e colar nele a areia correspondente à rugosidade procurada. Para colar o material no concreto foram testadas dois tipos de tintas; a óleo e sintética (tipo fosca e marca Renner ou Killing). Optou-se finalmente pela segunda, devido à boa qualidade do fundo que ela permitia obter e, principalmente, à resistência à erosão do material e ao curto tempo de secagem.

Por fim, decidiu-se aplicar também uma fina película da mesma tinta por cima dos sedimentos já fixados, no intuito de dar um bom contraste entre a cor da areia injetada e o fundo do canal. Este contraste permitiu uma excelente visualização dos fenômenos de transporte, erosão e deposição dos sedimentos nos ensaios realizados (ver fotografias no Anexo).

Esta técnica pode ser considerada mais apropriada que a anterior, pelo fato de evitar os problemas com bolhas de ar (Medeiros (1986), já tinha chamado a atenção sobre este problema) e, sobretudo, por não alterar a rugosidade da areia fixada no fundo do canal.

A seguir foi escolhida uma zona de observação com comprimento de 1.30 m a contar da saída do distribuidor, afin de acompanhar a formação e evolução dos depósitos. Este comprimento foi escolhido após constatar que os depósitos nunca ultrapassam aquele valor.

3.2.2 - Metodologia dos ensaios

Como foi dito, a metodologia em muito se parece com a que tinha sido adotada anteriormente, exceto no que diz respeito à determinação do critério analítico.

Uma experiência completa abrange, para a declividade e o diâmetro de areia escolhidos, uma descarga sólida e uma série de ensaios para diferentes vazões. Esta faixa de vazões é tal que, no seu limite superior, não admita depósito e, no seu limite inferior,

permita um depósito uniforme e contínuo de várias camadas. Desta forma, ensaiando as vazões em ordem decrescente passa-se por um ponto que vai definir o início de depósito.

O roteiro completo de uma experiência é apresentado a seguir:

- a) Definição de uma descarga sólida G_s . A escolha é feita em função da posição dos pontos experimentais na relação empírica procurada. Seu valor é obtido após várias pesagens dos sedimentos injetados para um determinado tempo (normalmente 1 min).
- b) Acerta-se uma determinada vazão Q (começando pelo limite superior) no vertedor.
- c) Após a estabilização do nível no copo de medida, procede-se às leituras dos níveis da linha de água nas secções do canal predeterminadas. Com estes níveis e as cotas de fundo tomadas antes dos ensaios, determinam-se as profundidades.
- d) Começa o ensaio propriamente dito com a injeção dos sedimentos, ao mesmo tempo em que é acionado o cronômetro para o controle do tempo de injeção. Após um tempo prefixado o ensaio é encerrado. Mede-se o comprimento do depósito.
- e) Procede-se à coleta e pesagem dos sedimentos transportados fora da zona de observação na fossa coletora.
- f) Procede-se à limpeza hidráulica do canal retirando o material depositado na zona de observação. Esta tarefa foi facilitada pela improvisação de uma "vassoura hidráulica". Trata-se de uma chapa de alumínio de 40 x 40 cm, em forma de L, que introduzida no escoamento provoca um estreitamento, aumentando portanto a velocidade local do fluxo e permitindo uma limpeza rápida da zona de observação.
- g) Repete-se as operações a partir de b), acertando uma vazão inferior à anterior.
- h) O ensaio é dado como terminado após ter sido obtido um depósito contínuo, uniforme e de várias camadas.
- i) Define-se a "vazão crítica" ou "vazão de início de depósito" a partir de diversos critérios, que serão apresentados no próximo parágrafo.

O tempo de ensaio deve ser tal que se forme um depósito estável

na zona de observação. A experiência mostrou que este tempo depende muito das descargas sólidas escolhidas. Experimentalmente verificou-se que para descargas sólidas baixas (< 1000 gr/min) um tempo entre 4 a 6 minutos era suficiente, enquanto que para as altas (> 3000 gr/min) era necessário um tempo menor, normalmente 2 minutos. Esta dependência explica-se pelo volume de sedimentos necessários para formar um depósito. Em muitas ocasiões, os tempos de ensaio definidos foram ultrapassados, com a intenção de confirmar ou não o carácter estável do depósito.

A temperatura da água é medida no começo e no fim de cada experimento, no intuito de calcular a viscosidade cinemática do fluido.

Na figura 3.3, apresenta-se um fluxograma das operações no canal que abrange a totalidade das tarefas realizadas.

No anexo são apresentadas uma série de fotografias que mostram o equipamento usado, como assim também, uma experiência completa.

3.2.3 - Identificação de início de depósito

3.2.3.1. - Metodologia

Nesta seção são apresentados os procedimentos usados (experimental e analítico), para determinar a vazão (ou outra variável hidráulica) que caracteriza o início de depósito.

Deve-se definir em primeiro lugar o que se entende por início de depósito. Como já foi discutido no capítulo 2, não existe uma vazão determinada que, de repente, gera um depósito. O que realmente existe é uma faixa de vazões, na qual a maior caracteriza o não depósito, a menor o depósito contínuo de várias camadas e no meio uma série de vazões que provocam distintos tipos de depósito. Ou seja, existe uma condição similar ao caso dos estudos de erosão (Shields, 1936), onde de alguma forma deve se caracterizar a erosão (no caso de Shields foi a erosão generalizada) a partir de uma

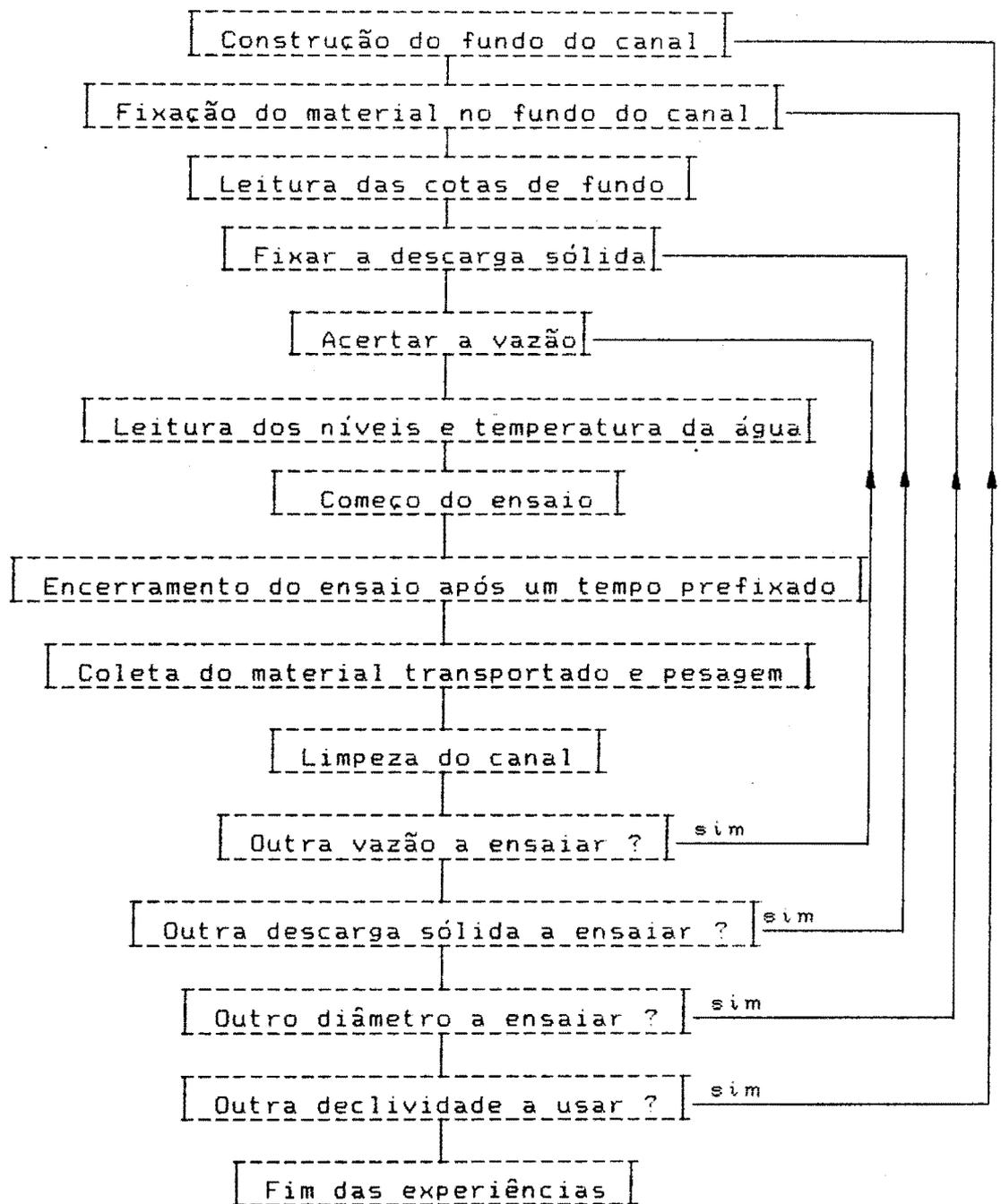


Fig 3.3 - Fluxograma das operações no canal de ensaio.

variável hidráulica.

Nesta pesquisa (e seguindo uma definição igual tomada nas pesquisas anteriores no IPH) considerou-se como vazão crítica a primeira que gera um depósito contínuo, uniforme e de espessura igual ao diâmetro do sedimento injetado. A aplicação desta definição foi facilitada pelo contraste existente entre a areia injetada e a areia que constitui o fundo do canal (de cor branca). Portanto, este método experimental, baseia-se fundamentalmente, na observação do processo de depósito.

Um outro critério, mais analítico, foi desenvolvido por Costa (1974), a partir da introdução do conceito de taxa de depósito. Este conceito define a relação existente entre a área (idealmente) coberta pelos sedimentos depositados (considerados esféricos) de um grão de espessura e a área total do fundo do canal, ou seja:

$$\eta = \frac{n \pi d^2 / 4}{B \lambda} \quad (3.1)$$

onde η é a taxa de depósito, n o número de grãos, λ o comprimento do depósito e B a largura do depósito igual a 0.70 m no caso presente.

O número de grãos injetados no escoamento é:

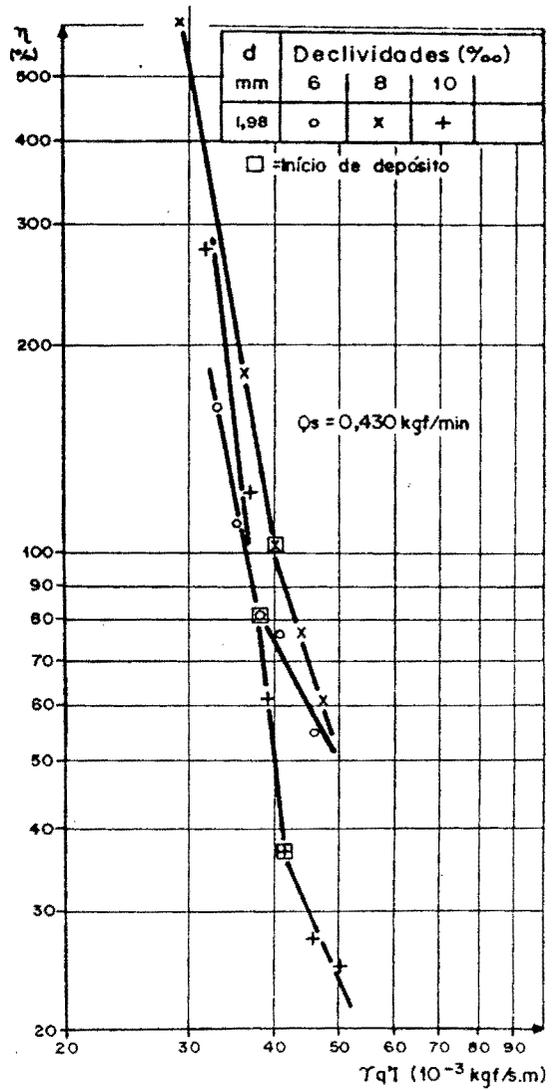
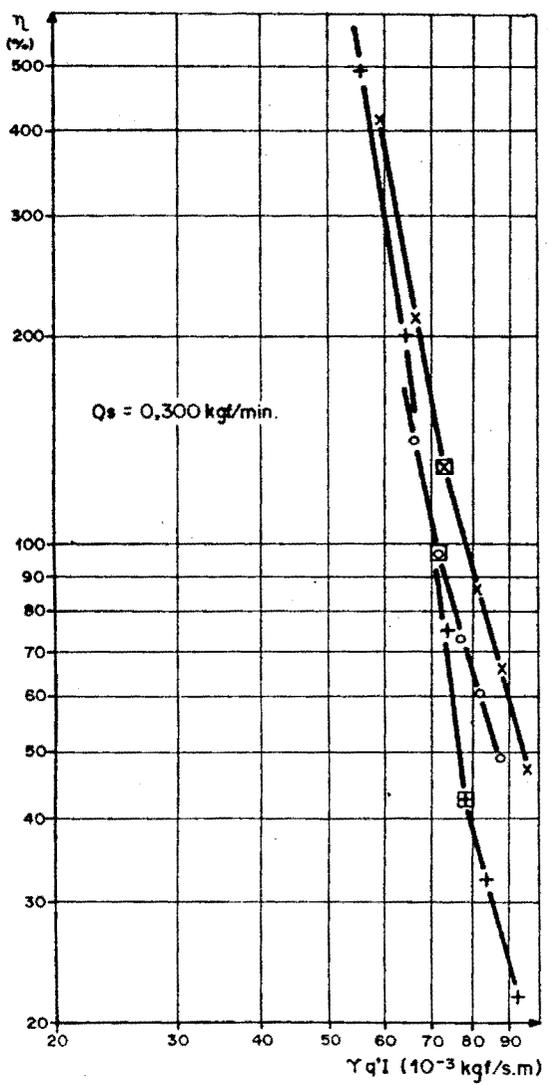
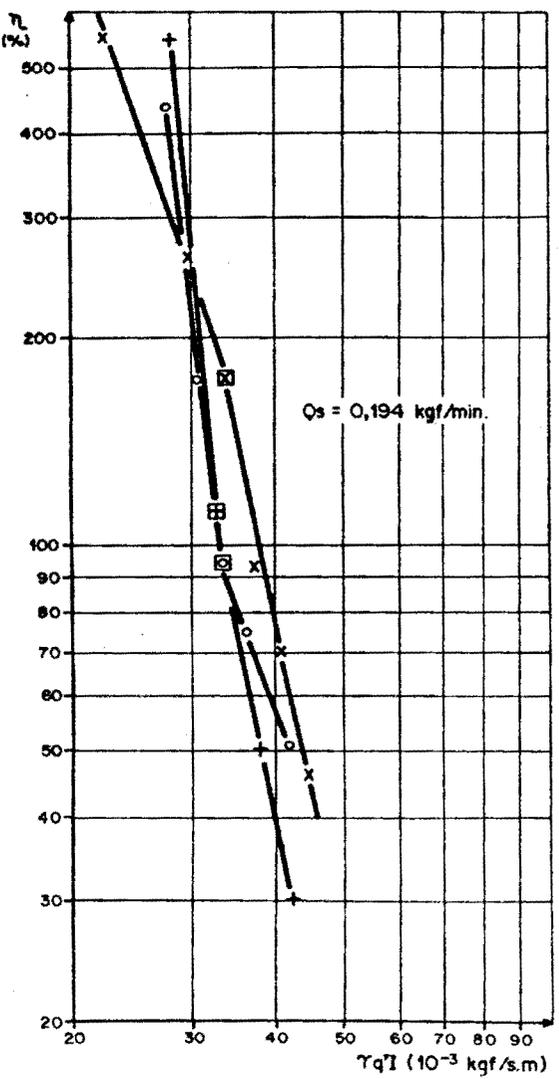
$$n = \frac{G_s \Delta t / \gamma_s}{\pi d^3 / 6} \quad (3.2)$$

De (3.2) e (3.1) tem-se:

$$\eta = \frac{2.143 G_s \Delta t}{\lambda d \gamma_s} \quad (3.3)$$

Para um determinado Δt , mede-se o comprimento λ e calcula-se a taxa de depósito η . O autor verificou que a plotagem da curva η vs potência do escoamento, apresentava uma singularidade que

Figura 3.4 - Relação entre taxa de depósito e potência do escoamento
 (Garcia, 1983)



praticamente coincide com a vazão de início de depósito obtida com o primeiro critério (ver fig 3.4).

O conceito idealizado por Costa considera que todo o material vai se depositar na zona de observação (o que "razoavelmente" ocorre para descargas sólidas menores que 500 gr/min, trabalhadas nas pesquisas anteriores). Para descargas superiores este conceito torna-se impróprio pois existe abundante transporte de sedimentos fora da zona de observação. Assim, a definição original teve de ser alterada, para passar a considerar agora o volume de sedimentos "realmente" depositado na zona de observação. Isto pode ser obtido a partir da diferença entre o volume de sedimentos injetados e o volume de sedimentos transportado recolhido na fossa coletora. Desta forma surge um conceito novo de taxa de depósito, onde o número de grãos n é avaliado como:

$$n = \frac{\text{Volume depositado na Zona Observação}}{\text{Volume de um grão}} = \frac{\text{PMDS} / \gamma_s}{\pi d^3 / 6} \quad (3.4)$$

onde PMDS é o peso seco do material que forma o depósito, obtido como

$$\text{PMDS} = \text{PMAS} - k \text{PMTM} \quad (3.5)$$

onde PMAS é o peso de material abastecido seco, PMTM é o peso de material transportado molhado e k um fator que relaciona o peso de material seco com o peso de material molhado. Este fator, obtido experimentalmente, é função do diâmetro do grão na forma que apresenta a seguinte tabela:

d (mm)	0.77	1.22	1.98
k	0.92	0.932	0.95

A expressão final para a taxa de depósito passa agora a ser:

$$\eta = \frac{2.143 (PMAS - k PMTM)}{\lambda d \gamma_s} \quad (3.6)$$

onde PMTM e λ deverão ser obtidos experimentalmente.

Com este conceito, graficando agora η em função da vazão (ou outra variável hidráulica), o valor correspondente a uma taxa de depósito de 100% é considerado como o valor de início de depósito. Deve-se salientar que este valor pode ser alterado para valores mais baixos em função da condição de início de depósito procurada, é até, se for o caso, pode ser extrapolado a 0% que daria a condição de não depósito.

3.2.3.2 - Alguns comentários sobre a aplicação dos critérios

O uso de critério experimental foi aprimorado a partir de uma série de testes preliminares. Em geral, os ensaios realizados para $d_v = d_f$ foram caracterizados por um avanço de depósito com o passar do tempo; isso ocorre simultaneamente com o engordamento e fechamento progressivo do depósito.

A identificação do início de depósito por observação direta de sua formação, apresenta graus de dificuldade diferente, de acordo com a faixa de descarga sólida injetada. Quando a descarga sólida injetada é inferior a 1500 gr/min, a definição de um valor crítico de início de depósito não é uma tarefa complicada, pois além da forma ser mais nítida, sua identificação é facilitada pelo contraste entre a cor da areia e a do fundo do canal. Deve-se notar que o valor indicado é um valor médio, que depende da declividade e do diâmetro do grão transportado. Para diâmetros menores (0.77 mm) e declividade alta (0.01) esse valor tende a diminuir, o contrário ocorre para declividade baixa e diâmetros maiores.

Para valores superiores a 1500 gr/min, e portanto, para potências hidráulica mais altas, a identificação se torna delicada

devido à presença de ondulações então apresentadas pelo próprio depósito. Dependendo da condição hidráulica, estas ondulações poderão se manter inalteradas ou evoluir para um depósito contínuo, caracterizando a condição de início de depósito. Esta característica dos depósitos foi observada em quase todos os ensaios e, mais claramente, nos ensaios com a areia mais fina ($d = 0.77$ mm).

Nas experiências realizadas para o caso de $d_v \neq d_f$, a formação dos depósitos difere do que ocorre quando $d_v = d_f$. Estes ensaios não são caracterizados por um avanço de depósito. O grão injetado de diâmetro maior que o de fundo procura depositar-se em alguma irregularidade do fundo. Os demais grãos tendem sempre a se acumular junto com os já depositados. Esse depósito inicial, se a potência do escoamento o permite, vai se alargando e alongando até formar um depósito contínuo e regular. No processo intermediário de formação do tapete, a aparência do depósito é muito semelhante à configuração de um canal trançado ou anastomosado ("braided channel"). Devido ao exposto, nestes ensaios só foi usado o método experimental para obter a vazão crítica de início de depósito.

Como foi descrito no parágrafo anterior, o uso do critério analítico foi possibilitado pelo uso da fossa coletora de sedimentos incorporada ao canal. Conhecendo o volume de material arrastado para fora da zona de observação e o volume injetado, é possível calcular o volume de material depositado naquela zona.

De modo geral, a fossa coletora funcionou a contento exceto com as descargas sólidas mais altas. Nestes casos a fossa era assoreada facilmente, perdendo parte do material transportado. Desta forma, só foi possível aplicar o critério analítico para descargas sólidas baixas e médias.

3.3 - Programa de Experiências

A totalidade dos ensaios realizados consta nas tabelas 3.2 a

3.5. As três primeiras se referem ao caso de $d_v = d_f$, e a quarta a $d_v \neq d_f$. Nas tabelas foram indicados os valores correspondentes ao início de depósito, obtido a partir do critério experimental. Resumidamente, as faixas dos valores das principais variáveis foram as seguintes:

- declividade : 0.006, 0.008 e 0.010
- descarga sólida: 300 a 5500 gr/min
- vazão: 3 a 35 l/s

e, portanto a potência unitária do escoamento varia entre 0.03 a 0.3 kg/m/s.

Ao respeito da descarga sólida, deve-se salientar que o limite superior foi imposto pelo sistema de alimentação sólida, dado que descargas sólidas superiores entupiam o distribuidor e impossibilitavam o correto abastecimento dos sedimentos ao canal. Por outra parte os valores a ensaiar foram escolhidos de tal maneira que: a) exista superposição parcial com os valores já testados anteriormente, a fim de verificar a repetibilidade dos experimentos, e b) estender os resultados anteriores para valores mais elevados de potência hidráulica.

A faixa de valores mencionados corresponde ao caso de diâmetros injetado e de fundo idênticos, ou seja a relação $d_v/d_f = 1$.

A fim de verificar e confirmar as tendências apresentadas por Medeiros (1986) nos ensaios com $d_v/d_f \neq 1$, foram realizadas três séries de experiências para a declividade de 0.008, considerando o caso de $d_v > d_f$. Estes são 1.98/1.22, 1.98/0.77 e 1.22/0.77. A escolha destas relações se baseia nas observações feitas por Medeiros, nas quais a relação $d_v > d_f$ apresentava uma dificuldade maior para seu entendimento. Estes ensaios destinam-se a estudar o efeito da rugosidade de fundo sobre a formação de depósitos.

O número de ensaios realizados foi de 323 para $d_v = d_f$ e 111 para $d_v \neq d_f$, o que totaliza 434 ensaios, gerando 88 eventos críticos de início de depósito.

I (-)	Experiência (-)	Ensaios Realizados	G _s (gr/min)	Q (l/s)
0.006	1	4	374	6, 5.5, <u>5</u> , 4.5
	2	4	678	8, 7, <u>6.5</u> , 6
	3	4	1254	11, 10, <u>9</u> , 8
	4	5	1691	14, 13, 12, <u>11</u> , 10
	5	6	2355	18, 17, 16, <u>15</u> , 14, 13
	6	4	3584	24, <u>22</u> , 20, 18
	7	4	4770	31, <u>29</u> , 27, 25

0.008	1	5	782	7, 6, <u>5.5</u> , 5, 4.5
	2	5	1214	9, 8, 7, <u>6.5</u> , 6
	3	5	1527	12, 11, 10, <u>9</u> , 8
	4	5	2034	14, 13, 12, <u>11</u> , 10
	5	6	2786	18, 17, 16, 15, <u>14</u> , 13
	6	5	3321	21, 19, 18, <u>17</u> , 16
	7	4	4009	25, 23, <u>21</u> , 19
	8	5	5040	30, 28, 26, <u>24</u> , 22

0.010	1	5	520	5, 4, 3.5, <u>3</u> , 2.5
	2	6	973	8, 7, 6, 5, <u>4.5</u> , 4
	3	5	1401	10, 9, 8, 7, <u>6</u>
	4	7	1950	12, 11, 10, 9, <u>8</u> , 7.5, 7
	5	5	2925	14, 13, 12, <u>11</u> , 10
	6	6	4454	20, 19, 18, 17, <u>16</u> , 15
	7	4	5258	25, 23, <u>21</u> , 19

Total de ensaios = 109

Tabela 3.2 - Programa de ensaios para $d_c = d_f = 0.77$ mm (O valor sublinhado corresponde à vazão de início de depósito determinada pelo critério experimental)

I (-)	Experiência (-)	Ensaio Realizados	G _s (gr/min)	Q (l/s)
0.006	1	5	301	8, 7, 6, <u>5</u> , 4
	2	5	662	9, 8, <u>7</u> , 6.5, 6
	3	5	1210	12, <u>11</u> , 10, 9, 8
	4	6	1675	15, 14, <u>13</u> , 12, 11, 10
	5	9	2215	20, 19, 18, 17, <u>16</u> , 15, 14, 13, 12
	6	6	3388	21, <u>20</u> , 19, 18, 17, 16
	7	6	4547	29, <u>27</u> , 25, 23, 21, 19

0.008	1	5	505	7, 6, 5, <u>4.5</u> , 4
	2	4	852	8, 7, <u>6</u> , 5.5
	3	4	1430	11, 10, <u>9</u> , 8
	4	5	1924	14, 13, 12, <u>11</u> , 10
	5	6	2520	18, 17, 16, 15, <u>14</u> , 13
	6	5	3009	20, 19, 18, 17, <u>16</u>
	7	4	3992	24, 22, <u>20</u> , 19
	8	4	5087	30, 28, <u>26</u> , 24

0.010	1	5	600	7, 6, 5, <u>4.5</u> , 4
	2	4	955	8, 7, <u>6.5</u> , 6
	3	5	1335	10, 9, <u>8</u> , 7.5, 7
	4	5	1985	13, 12, 11, <u>10</u> , 9
	5	4	2757	16, 15, <u>14</u> , 13
	6	7	3717	22, 21, <u>20</u> , 19, 18, <u>17</u> 16
	7	3	5356	26, 25, <u>24</u>

Total de ensaios = 112

Tabela 3.3 - Programa de ensaios para $d_i = d_f = 1.22$ mm (O valor sublinhado corresponde à vazão de início de depósito determinada pelo critério experimental)

I (-)	Experiência (-)	Ensaios Realizados	G _s (gr/min)	Q (l/s)
0.006	1	4	499	11, 10, <u>9</u> , 8
	2	5	749	14, 13, <u>12</u> , 11, 10
	3	4	1195	18, 17, <u>16</u> , 15
	4	5	1550	22, 21, <u>20</u> , 19, 18
	5	5	2265	28, 26, 25, <u>24</u> , 23
	6	4	3395	35, 32, <u>30</u> , 28

0.008	1	4	627	9, 8.5, <u>8</u> , 7.5
	2	5	842	13, 12, 11, <u>10</u> , 9
	3	5	1120	16, 14, 13, <u>12</u> , 11
	4	6	1530	18, 17, 16, 15, <u>14</u> , 13
	5	5	1878	19, 18, 17, <u>16</u> , 15
	6	5	2410	21, 20, <u>19</u> , 18, 17
	7	5	3557	29, 27, 25, <u>24</u> , 23
	8	5	4554	34.5, 33, 31, <u>30</u> , 29

0.010	1	5	619	10, 9, 7, <u>6.5</u> , 6
	2	5	971	12, 11, 10, <u>9</u> , 8
	3	5	1335	14, 13, 12, <u>11</u> , 10
	4	5	1898	17, 16, 15, <u>14</u> , 13
	5	5	2920	21, 20, 19, <u>18</u> , 17
	6	5	4095	28, 26, 24, <u>23</u> , 22
	7	5	4998	34.5, 32, 30, <u>28</u> , 26

Total de ensaios = 102

Tabela 3.4 - Programa de ensaios para $d_i = d_f = 1.98$ mm (O valor sublinhado corresponde à vazão de início de depósito determinada pelo critério experimental)

d_i/d_f (-)	Experiência (-)	Ensaios Realizados	G_s (gr/min)	Q (l/s)
1.98/1.22	1	4	480	9, 8, <u>7.5</u> , 7
	2	5	793	11, 10, <u>9.5</u> , 9, 8.5
	3	5	1056	14, 13, 12, <u>11</u> , 10
	4	5	1443	16, 15, 14, <u>13</u> , 12
	5	4	1816	17, 16, <u>15</u> , 14
	6	5	2415	20, 19, <u>18</u> , 17, 16
	7	4	3497	26, 24, <u>22</u> , 21
	8	3	4503	31, 29, <u>27</u>

1.98/0.77	1	6	464	9, 8, 7, <u>6.5</u> , 6, 5.5
	2	5	847	10, 9, <u>8.5</u> , 8, 7.5
	3	6	1120	12, 11, 10, <u>9.5</u> , 9, 8.5
	4	5	1520	14, 13, 12, <u>11</u> , 10
	5	5	1940	16, 15, 14, <u>13</u> , 12
	6	5	2520	19, 18, 17, <u>16</u> , 15
	7	5	3294	24, 22, <u>20</u> , 19, 18
	8	4	4431	30, 28, <u>26</u> , 24

1.22/0.77	1	5	759	8, 7, 6, <u>5.5</u> , 5
	2	5	1066	9, 8, 7.5, <u>7</u> , 6.5
	3	5	1491	11, 10, <u>9.5</u> , 9, 8
	4	5	1955	14, 13, <u>12</u> , 11, 10
	5	5	2554	17, 16, 15, <u>14</u> , 13
	6	5	3336	21, 20, 19, <u>18</u> , 17
	7	5	4628	30, 28, 26, <u>24</u> , 22

Total de ensaios = 111

Tabela 3.5 - Programa de ensaios para $d_i \neq d_f$ (O valor sublinhado corresponde à vazão de início de depósito determinada pelo critério experimental)

CAPITULO 4 - ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos no programa completo de experiências. Estes resultados foram determinados a partir do uso dos critérios de definição de início de depósito descritos no capítulo anterior. São também analisados os resultados dos ensaios para o caso de $d_v \neq d_f$, procurando interpretar a influência da rugosidade de fundo sobre o depósito de sedimentos.

Logo após são determinadas as relações funcionais para cada diâmetro de grão usado e estes resultados são generalizados para o conjunto total de dados. Finalmente, procede-se à interpretação dos resultados a partir da comparação dos mesmos com os que foram obtidos em pesquisas prévias no IPH/UFRGS, procurando o entendimento dos diferentes processos envolvidos, como também a obtenção de relações funcionais que sintetizem as diferentes variantes testadas.

4.1 - Resultados Obtidos

Os resultados obtidos, a partir do critério experimental, para $d_v = d_f$, são apresentados nas tabelas 4.1, 4.2 e 4.3. Nestas tabelas foram calculadas as principais variáveis e grupos adimensionais identificados previamente. A respeito das características hidráulicas dos ensaios realizados, pode-se observar nas tabelas que estas variaram bastante. O número de Froude situou-se entre 0.5 e 1.2, ou seja numa faixa que inclui escoamentos fluviais e torrenciais. O número de Reynolds do grão apresenta valores que indicam, um fluxo turbulento em transição, para as experiências com areias de 0.77 e 1.22 mm, e fluxo turbulento rugoso para a areia de 1.98 mm.

Na tabela 4.4, são apresentados os resultados obtidos nas experiências para $d_v \neq d_f$.

Tabela 4.1 - Resultados obtidos e parâmetros adimensionais para $d_i = d_f = 0,77 \text{ mm}$

Exp (-)	I (°)	Q (l/s)	G_s (g/min)	H (cm)	V (m/s)	ν ($10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)	F (-)	Re_* (-)	τ (kg/m^2)	γq_l ($\text{kg}/\text{s}/\text{m}$)	Y_{1e} (-)	X (-)	Y_2 (-)	Y_3 (-)	Y_4 (-)	$1/\psi$ (-)	Y_{1a} (-)	Z_f (-)	Z_i (-)
1	6	5	374	1.90	0.263	0.951	0.61	27.07	0.11	0.030	12.13	3.60	0.97	12.50	0.075	0.090	-	17.04	17.04
2	6	6.5	678	2.28	0.298	0.951	0.65	29.00	0.13	0.039	15.77	6.53	1.11	14.16	0.085	0.103	16.99	17.04	17.04
3	6	9	1254	2.54	0.354	0.940	0.71	31.68	0.15	0.054	22.10	12.22	1.31	16.90	0.101	0.120	-	17.18	17.18
4	6	11	1691	2.86	0.385	0.929	0.73	34.01	0.17	0.066	27.22	16.67	1.48	18.41	0.110	0.135	-	17.31	17.31
5	6	15	2355	3.41	0.440	0.929	0.76	37.14	0.20	0.090	37.26	23.22	1.77	21.06	0.126	0.161	-	17.31	17.31
6	6	22	3584	4.12	0.534	0.918	0.84	41.30	0.25	0.132	55.30	35.75	2.16	25.66	0.154	0.194	-	17.45	17.45
7	6	29	4770	4.75	0.611	0.918	0.89	44.35	0.29	0.174	72.89	47.58	2.48	29.34	0.176	0.224	-	17.45	17.45

1	8	5.5	782	1.56	0.353	1.193	0.90	22.59	0.12	0.044	14.19	6.00	0.91	15.53	0.124	0.098	15.47	14.66	14.66
2	8	6.5	1214	1.70	0.382	1.193	0.94	23.58	0.14	0.052	16.77	9.32	0.99	16.84	0.135	0.107	20.63	14.66	14.66
3	8	9	1527	2.07	0.435	1.209	0.96	25.68	0.17	0.072	22.91	11.57	1.20	19.07	0.153	0.130	27.99	14.53	14.53
4	8	11	2034	2.29	0.480	1.193	1.01	27.37	0.18	0.088	28.38	15.62	1.34	21.16	0.169	0.144	34.30	14.66	14.66
5	8	14	2786	2.66	0.526	1.193	1.03	29.50	0.21	0.112	36.12	21.39	1.56	23.18	0.185	0.167	-	14.66	14.66
6	8	17	3321	2.98	0.570	1.177	1.06	31.64	0.24	0.136	44.44	25.84	1.76	25.24	0.202	0.188	49.67	14.79	14.79
7	8	21	4009	3.39	0.619	1.177	1.07	33.75	0.27	0.168	54.90	31.19	2.00	27.41	0.219	0.213	62.74	14.79	14.79
8	8	25	5040	3.79	0.660	1.177	1.08	35.68	0.30	0.200	65.36	39.21	2.24	29.18	0.233	0.239	-	14.79	14.79

1	10	3	520	0.88	0.341	1.036	1.16	21.84	0.09	0.030	11.14	4.60	0.71	15.74	0.157	0.069	-	16.10	16.10
2	10	4.5	973	1.25	0.360	1.023	1.03	26.36	0.12	0.045	16.92	8.71	1.01	16.69	0.167	0.098	20.68	16.24	16.24
3	10	6	1401	1.47	0.408	1.023	1.07	28.59	0.15	0.060	22.56	12.54	1.19	18.92	0.189	0.116	28.20	16.24	16.24
4	10	8	1950	1.75	0.457	1.023	1.10	31.19	0.18	0.080	30.08	17.46	1.42	21.19	0.212	0.138	37.60	16.24	16.24
5	10	11	2925	2.09	0.526	1.048	1.16	33.25	0.21	0.110	40.35	25.55	1.67	24.20	0.242	0.164	-	15.97	15.97
6	10	16	4454	2.58	0.620	1.048	1.23	36.95	0.26	0.160	58.69	38.90	2.06	28.52	0.285	0.203	-	15.97	15.97
7	10	20	5258	2.98	0.671	1.062	1.24	39.21	0.30	0.200	72.45	45.35	2.36	30.73	0.307	0.234	-	15.84	15.84

Tabela 4.2 - Resultados obtidos e parâmetros adimensionais para $d_i = d_f = 1.22 \text{ mm}$

Exp (-)	I (%)	Q (l/s)	G_s (g/min)	H (cm)	V (m/s)	ν ($10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)	F (-)	Re_w (-)	τ (kg/m^2)	γqI ($\text{kg}/\text{s}/\text{m}$)	Y_{1e} (-)	X (-)	Y_2 (-)	Y_3 (-)	Y_4 (-)	$1/\psi$ (-)	Y_{1a} (-)	Z_f (-)	Z_l (-)
1	6	5	301	1.97	0.254	1.048	0.58	39.62	0.12	0.030	10.88	2.60	0.93	11.67	0.070	0.059	13.06	25.31	25.31
2	6	7	662	2.39	0.293	1.089	0.60	42.02	0.14	0.042	14.67	5.50	1.10	13.30	0.080	0.071	-	24.68	24.68
3	6	11	1210	2.94	0.374	1.103	0.70	46.02	0.18	0.066	22.75	9.93	1.34	16.92	0.101	0.088	-	24.47	24.47
4	6	13	1675	3.22	0.404	1.075	0.72	49.40	0.19	0.078	27.58	14.10	1.50	18.41	0.110	0.096	-	24.89	24.89
5	6	16	2215	3.57	0.448	1.089	0.76	51.36	0.21	0.096	33.52	18.42	1.65	20.35	0.122	0.106	-	24.68	24.68
6	6	20	3388	4.06	0.493	1.062	0.78	56.17	0.24	0.120	42.98	28.89	1.90	22.56	0.135	0.121	-	25.09	25.09
7	6	27	4547	4.73	0.571	1.062	0.84	60.63	0.28	0.162	58.02	38.77	2.22	26.14	0.157	0.141	-	25.09	25.09

1	8	4.5	505	1.47	0.306	1.146	0.81	36.14	0.12	0.036	11.94	3.99	0.87	13.66	0.109	0.058	13.27	23.84	23.84
2	8	6	852	1.75	0.343	1.146	0.83	39.44	0.14	0.048	15.92	6.73	1.04	15.30	0.122	0.069	18.58	23.84	23.84
3	8	9.5	1430	2.28	0.417	1.146	0.88	45.01	0.18	0.076	25.21	11.29	1.36	18.60	0.149	0.091	27.87	23.84	23.84
4	8	11.5	1924	2.51	0.458	1.146	0.92	47.23	0.20	0.092	30.51	15.19	1.49	20.45	0.164	0.100	-	23.84	23.84
5	8	14	2520	2.83	0.495	1.146	0.94	50.15	0.23	0.112	37.15	19.90	1.68	22.08	0.177	0.112	42.47	23.84	23.84
6	8	16	3009	3.05	0.525	1.193	0.96	50.05	0.24	0.128	40.81	22.84	1.77	23.11	0.185	0.121	-	23.22	23.22
7	8	21	3992	3.54	0.593	1.193	1.01	53.91	0.28	0.168	53.56	30.30	2.05	26.13	0.209	0.141	-	23.22	23.22
8	8	27	5087	4.15	0.651	1.162	1.02	59.94	0.33	0.216	70.71	39.65	2.44	28.91	0.231	0.165	-	23.60	23.60

1	10	4.5	600	1.38	0.326	0.963	0.89	46.64	0.14	0.045	17.78	5.64	1.15	15.43	0.154	0.068	-	26.79	26.79
2	10	6.5	955	1.71	0.380	0.974	0.93	51.29	0.17	0.065	25.37	8.87	1.42	17.91	0.179	0.085	25.37	26.58	26.58
3	10	8	1335	1.91	0.419	1.010	0.97	52.27	0.19	0.080	30.11	11.96	1.54	19.50	0.195	0.095	32.00	25.94	25.94
4	10	10	1985	2.15	0.465	1.010	1.01	55.46	0.21	0.100	37.64	17.79	1.74	21.65	0.217	0.107	43.29	25.94	25.94
5	10	14	2757	2.58	0.543	1.023	1.08	60.01	0.26	0.140	52.05	24.40	2.07	25.16	0.252	0.128	-	25.73	25.73
6	10	17	3717	2.90	0.586	1.036	1.10	62.84	0.29	0.170	62.42	32.50	2.31	27.07	0.271	0.144	-	25.52	25.52
7	10	24	5356	3.49	0.688	1.023	1.17	69.79	0.35	0.240	89.22	47.41	2.80	31.88	0.319	0.173	-	25.73	25.73

Tabela 4.3 - Resultados obtidos e parâmetros adimensionais para $d_i = d_f = 1.98 \text{ mm}$

Exp	I	Q	G _n	H	V	ν	F	Re _w	τ	γq_l	Y _{1e}	X	Y ₂	Y ₃	Y ₄	1/w	Y _{1a}	Z _f	Z _i
(-)	(%)	(l/s)	(g/min)	(cm)	(m/s)	(10 ⁻⁶ m ² /s)	(-)	(-)	(kg/m ²)	(kg/s/m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
1	6	9.5	499	2.50	0.380	0.929	0.77	81.77	0.15	0.057	23.23	4.84	1.28	18.19	0.109	0.046	-	44.52	44.52
2	6	12	749	2.85	0.421	0.929	0.80	87.30	0.17	0.072	29.35	7.27	1.46	20.15	0.121	0.052	31.79	44.52	44.52
3	6	16	1195	3.39	0.472	0.907	0.82	97.46	0.20	0.096	40.06	11.87	1.76	22.77	0.137	0.062	43.83	45.22	45.22
4	6	20	1550	3.83	0.522	0.907	0.85	103.59	0.23	0.120	50.07	15.40	1.99	25.20	0.151	0.070	52.60	45.22	45.22
5	6	24	2265	4.31	0.557	0.907	0.86	109.89	0.26	0.144	60.08	22.50	2.24	26.87	0.161	0.079	65.12	45.22	45.22
6	6	30	3395	4.86	0.617	0.907	0.89	116.70	0.29	0.180	75.10	33.73	2.52	29.78	0.179	0.089	-	45.22	45.22

1	8	8	627	2.08	0.385	1.146	0.85	69.78	0.17	0.064	21.14	4.93	1.23	17.17	0.137	0.051	-	38.69	38.69
2	8	10	842	2.40	0.417	1.146	0.86	74.95	0.19	0.080	26.42	6.62	1.42	18.60	0.149	0.059	27.75	38.69	38.69
3	8	12	1120	2.64	0.455	1.146	0.89	78.61	0.21	0.096	31.71	8.81	1.56	20.29	0.162	0.065	31.70	38.69	38.69
4	8	14	1530	2.88	0.486	1.177	0.91	79.98	0.23	0.112	36.03	11.72	1.67	21.51	0.172	0.070	37.31	38.02	38.02
5	8	16	1878	3.11	0.514	1.177	0.93	83.11	0.25	0.128	41.18	14.38	1.81	22.76	0.182	0.076	43.75	38.02	38.02
6	8	19	2410	3.45	0.551	1.177	0.95	87.54	0.28	0.152	48.90	18.46	2.01	24.37	0.195	0.084	54.05	38.02	38.02
7	8	24	3557	3.97	0.605	1.146	0.97	96.40	0.32	0.192	63.41	27.97	2.35	26.98	0.216	0.097	-	38.69	38.69
8	8	30	4554	4.59	0.654	1.162	0.97	102.31	0.37	0.240	78.24	35.35	2.69	29.04	0.232	0.112	-	38.36	38.36

1	10	6.5	619	1.63	0.399	0.929	0.99	85.23	0.16	0.065	26.50	6.01	1.39	19.09	0.191	0.050	-	44.52	44.52
2	10	9	971	2.01	0.448	0.951	1.01	92.44	0.20	0.090	35.83	9.20	1.68	21.27	0.213	0.061	37.03	43.83	43.83
3	10	11	1335	2.23	0.493	0.951	1.06	97.37	0.22	0.110	43.79	12.65	1.87	23.43	0.234	0.068	45.79	43.83	43.83
4	10	14	1898	2.59	0.541	0.963	1.07	103.69	0.26	0.140	55.07	17.78	2.15	25.57	0.256	0.079	55.05	43.48	43.48
5	10	18	2920	3.05	0.590	0.963	1.08	112.52	0.30	0.180	70.81	27.35	2.54	27.92	0.279	0.093	78.64	43.48	43.48
6	10	23	4095	3.55	0.648	0.951	1.10	122.85	0.35	0.230	91.56	38.81	2.97	30.78	0.308	0.109	-	43.83	43.83
7	10	27	4998	3.86	0.699	0.998	1.14	122.08	0.39	0.270	102.44	45.15	3.13	32.70	0.327	0.118	-	42.44	42.44

Tabela 4.4 - Resultados obtidos e parâmetros adimensionais para $d_i \neq d_f$.

Exp (-)	d_i/d_f (-)	Q (l/s)	G_E (g/min)	H (cm)	V (m/s)	ν ($10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$)	F (-)	Re_* (-)	τ (kg/m^2)	γq_i ($\text{kg}/\text{s}/\text{m}$)	Y_{10} (-)	X (-)	Y_2 (-)	Y_3 (-)	Y_4 (-)	Z_1 (-)	Z_i (-)
1		5.5	759	1.56	0.353	1.162	0.90	23.19	0.12	0.044	14.40	5.92	0.92	15.67	0.125	14.92	23.64
2		7	1066	1.77	0.395	1.162	0.95	24.71	0.14	0.056	18.33	8.31	1.04	17.57	0.141	14.92	23.64
3	1.22/	9.5	1492	2.14	0.444	1.162	0.97	27.17	0.17	0.076	24.88	11.63	1.26	19.73	0.158	14.92	23.64
4	0.77	12	1955	2.43	0.494	1.162	1.01	28.95	0.19	0.096	31.42	15.24	1.43	21.94	0.176	14.92	23.64
5		14	2554	2.66	0.526	1.177	1.03	29.89	0.21	0.112	36.18	19.65	1.55	23.29	0.186	14.79	23.43
6		18	3386	3.09	0.583	1.177	1.06	32.22	0.25	0.144	46.52	25.66	1.80	25.78	0.206	14.79	23.43
7		23	4628	3.57	0.644	1.162	1.09	35.09	0.29	0.184	60.23	36.07	2.10	28.63	0.229	14.92	23.64

1		6.5	464	1.70	0.382	1.225	0.94	22.96	0.14	0.052	16.07	3.42	0.96	16.69	0.134	14.40	37.02
2		8.5	847	1.98	0.429	1.276	0.97	23.79	0.16	0.068	20.18	5.98	1.09	18.49	0.148	14.01	36.03
3		9.5	1120	2.14	0.444	1.259	0.97	25.07	0.17	0.076	22.86	8.02	1.19	19.21	0.154	14.14	36.36
4	1.98/	11	1520	2.29	0.480	1.225	1.01	26.65	0.18	0.088	27.20	11.19	1.30	20.97	0.168	14.40	37.02
5	0.77	13	1940	2.55	0.510	1.242	1.02	27.74	0.20	0.104	31.72	14.09	1.43	22.16	0.177	14.27	36.69
6		16	2520	2.88	0.556	1.225	1.04	29.88	0.23	0.128	39.57	18.55	1.63	24.26	0.194	14.40	37.02
7		20	3294	3.31	0.604	1.225	1.06	32.04	0.26	0.160	49.46	24.24	1.87	26.38	0.211	14.40	37.02
8		25	4431	3.78	0.661	1.242	1.09	33.78	0.30	0.200	60.99	32.17	2.12	28.75	0.230	14.27	36.69

1		7.5	480	2.00	0.375	1.162	0.85	41.61	0.16	0.060	19.56	3.72	1.17	16.67	0.133	23.64	38.36
2		9.5	793	2.27	0.419	1.146	0.89	44.91	0.18	0.076	25.10	6.23	1.34	18.68	0.149	23.84	38.69
3		11	1056	2.45	0.449	1.146	0.92	46.66	0.20	0.088	29.06	8.30	1.45	20.04	0.160	23.84	38.69
4	1.98/	13	1443	2.70	0.481	1.146	0.94	48.98	0.22	0.104	34.35	11.35	1.60	21.49	0.172	23.84	38.69
5	1.22	15	1816	2.95	0.508	1.146	0.94	51.20	0.24	0.120	39.63	14.28	1.75	22.69	0.182	23.84	38.69
6		18	2415	3.26	0.552	1.146	0.98	53.83	0.26	0.144	47.56	18.99	1.93	24.64	0.197	23.84	38.69
7		23	3497	3.74	0.615	1.193	1.01	55.42	0.30	0.184	58.42	26.43	2.16	27.09	0.217	23.22	37.69
8		28	4503	4.24	0.660	1.193	1.02	59.01	0.34	0.224	71.12	34.04	2.45	29.09	0.233	23.22	37.69

As variáveis hidráulicas e os correspondentes grupos adimensionais utilizados para serem relacionados com a capacidade de transporte ($X = g_v/\nu$) foram:

- a) a potência unitária do escoamento $\frac{\gamma q I}{\gamma_s \nu} = Y_1$
- b) a tensão de cisalhamento $\frac{\tau g^{1/3}}{\gamma_s \nu^{2/3}}$ ou $\frac{\tau}{\gamma (\beta-1) d} = Y_2$
- c) a velocidade média $\frac{V}{(\nu g)^{2/3}} = Y_3$
- d) a potência do escoamento por unidade de peso (Yang) $\frac{V I}{(\nu g)^{2/3}} = Y_4$

4.2. Análise de Resultados

Esta análise será levada sucessivamente sob os prismas da metodologia usada e da teoria.

4.2.1 - Metodologia

4.2.1.1 - Escolha do adimensional mais adequado para representar a variável hidráulica.

Os valores obtidos no caso $d_i = d_f$ para os distintos grupos adimensionais, foram relacionados com a capacidade de transporte e a declividade nas figuras 4.1, 4.2 e 4.3, para as areias de 0.77mm, 1.22mm e 1.98mm, respectivamente. Nos três casos, observa-se que a potência hidráulica do escoamento (por unidade de superfície) brinda o melhor ajuste, enquanto que a menos representativa é a potência do escoamento (por unidade de peso) proposta por Yang. É interessante

Figura 4.1 - Relações funcionais para $d_v = d_f = 0.77$ mm

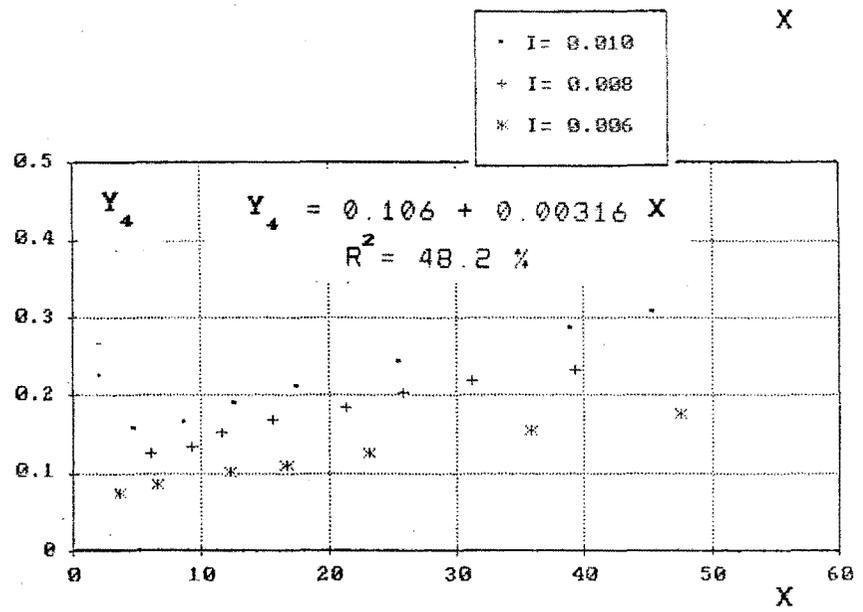
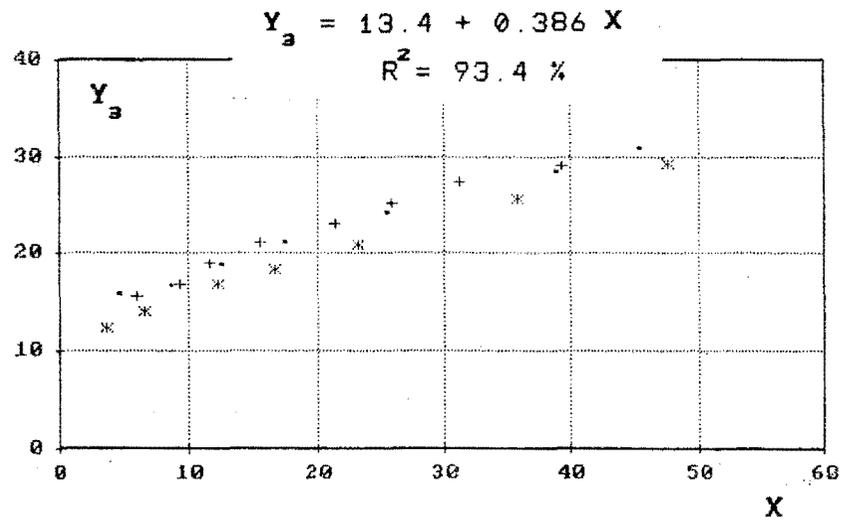
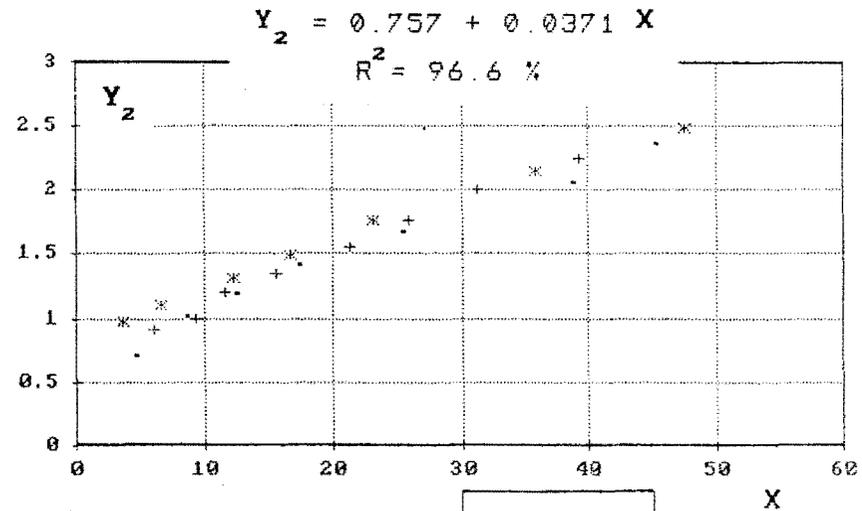
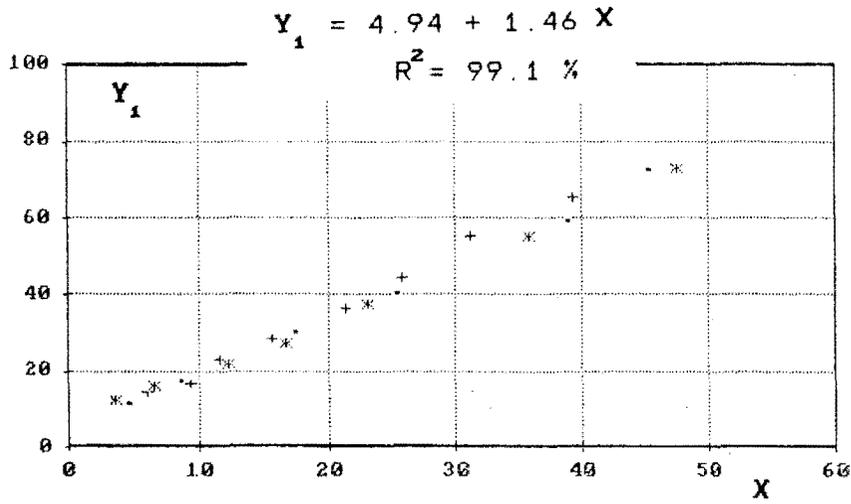


Figura 4.2 - Relações funcionais para $d_f = d_f = 1.22 \text{ mm}$

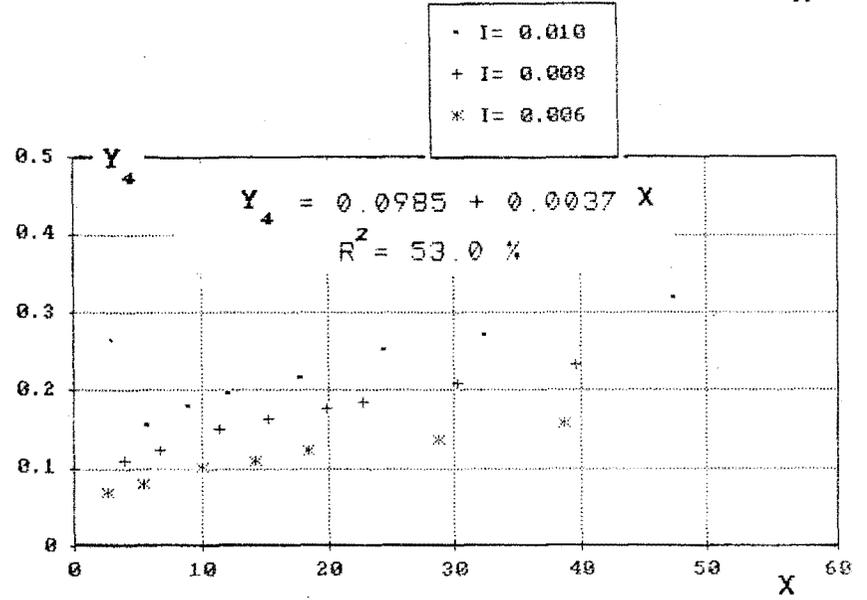
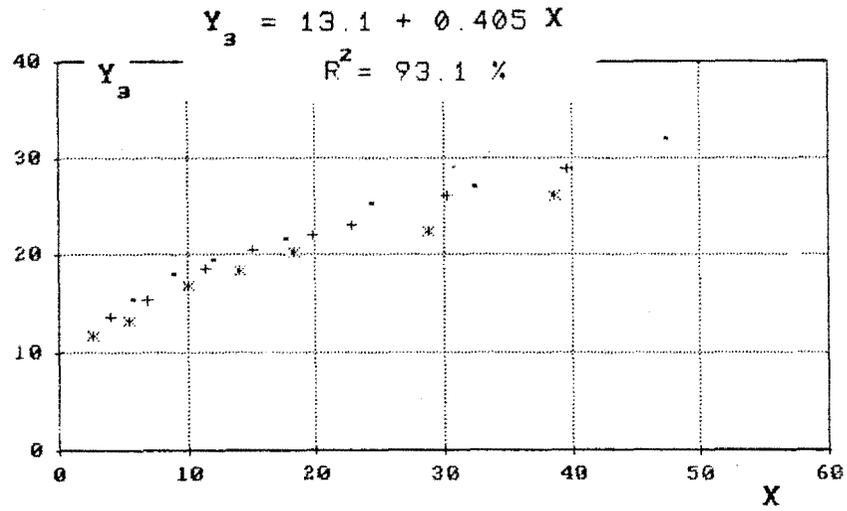
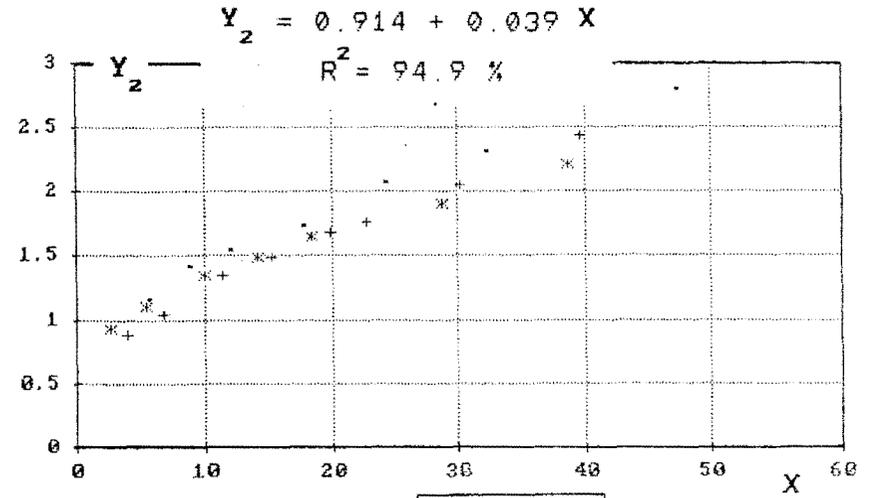
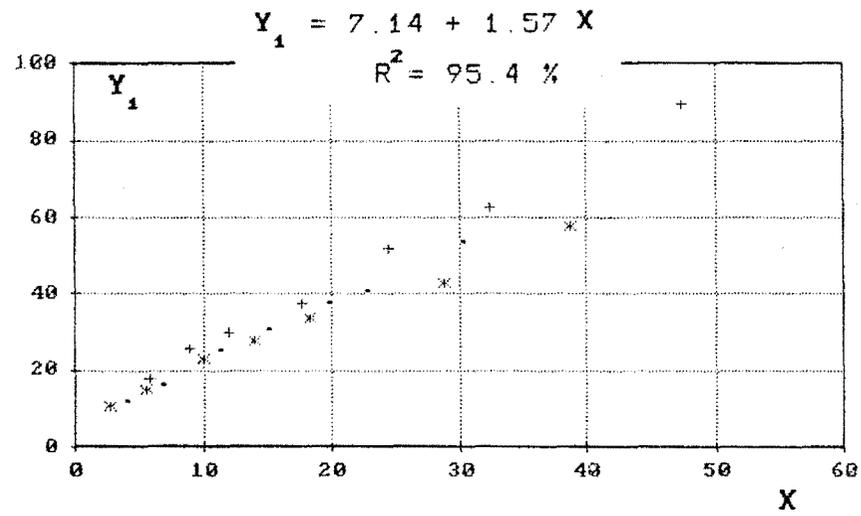
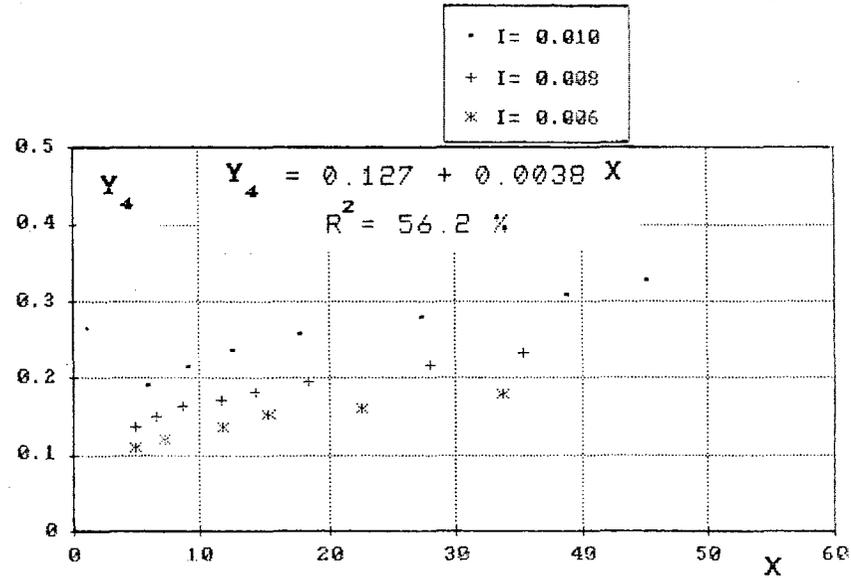
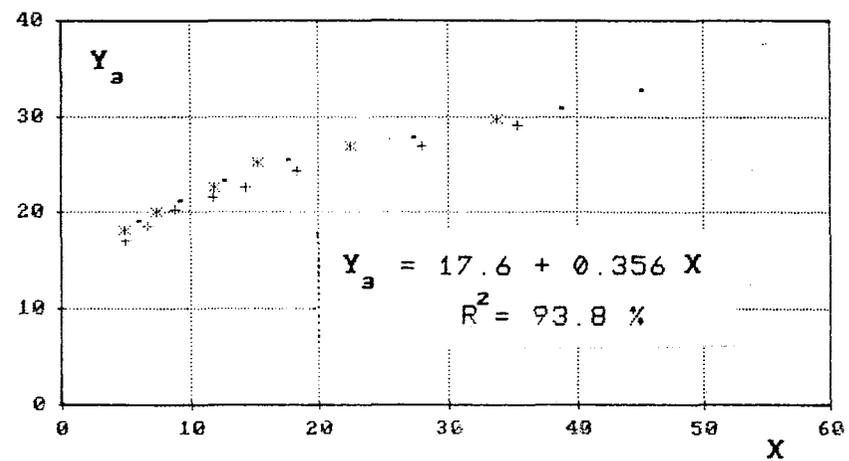
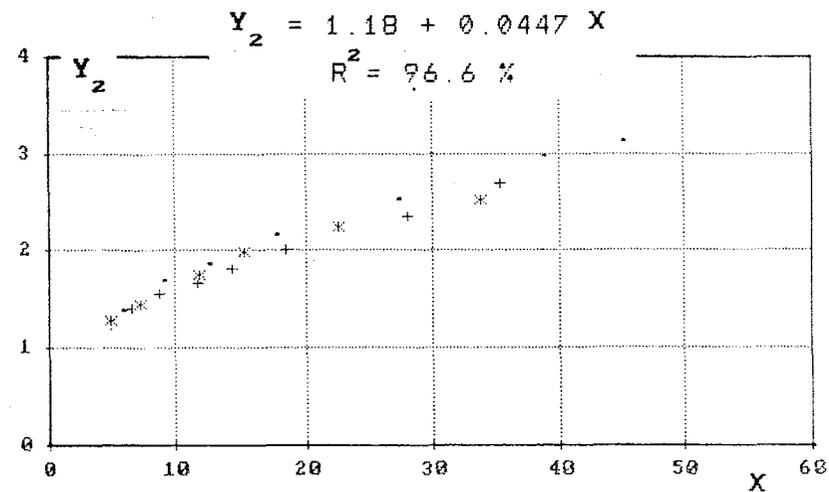
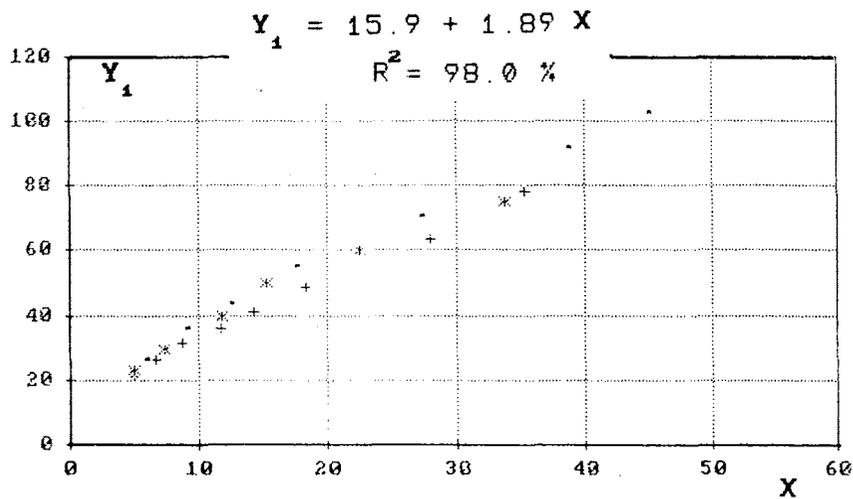


Figura 4.3 - Relações funcionais para $d_i = d_f = 1.98 \text{ mm}$



notar que, além de nos fornecer o melhor ajuste, a potência hidráulica do escoamento também tem a propriedade de aumentar a declividade da curva ajustada com respeito às outras variáveis, obtendo desta forma uma melhor representação funcional. Esta importante propriedade é muito procurada na área de transporte de sedimentos, uma vez que equações a partir da velocidade média, da vazão e da tensão de cisalhamento, fornecem uma relação mais fraca com a capacidade de transporte (Yang, 1988).

O ajuste destas relações foi obtido por regressão linear simples, e seus resultados são os seguintes:

$$\begin{array}{lll}
 - d = 0.77 \text{ mm} & \text{a) } Y_1 = 4.94 + 1.46 X & \text{com } R^2 = 99.1 \% \\
 & \text{b) } Y_2 = 0.757 + 0.0371 X & \text{com } R^2 = 96.6 \% \\
 & \text{c) } Y_3 = 13.4 + 0.386 X & \text{com } R^2 = 93.4 \% \\
 & \text{d) } Y_4 = 0.106 + 0.00316 X & \text{com } R^2 = 48.2 \%
 \end{array} \quad (4.1)$$

$$\begin{array}{lll}
 - d = 1.22 \text{ mm} & \text{a) } Y_1 = 7.14 + 1.57 X & \text{com } R^2 = 95.4 \% \\
 & \text{b) } Y_2 = 0.914 + 0.039 X & \text{com } R^2 = 94.9 \% \\
 & \text{c) } Y_3 = 13.1 + 0.405 X & \text{com } R^2 = 93.1 \% \\
 & \text{d) } Y_4 = 0.0985 + 0.0037 X & \text{com } R^2 = 53.0 \%
 \end{array} \quad (4.2)$$

$$\begin{array}{lll}
 - d = 1.98 \text{ mm} & \text{a) } Y_1 = 15.9 + 1.89 X & \text{com } R^2 = 98.0 \% \\
 & \text{b) } Y_2 = 1.18 + 0.0447 X & \text{com } R^2 = 96.6 \% \\
 & \text{c) } Y_3 = 17.6 + 0.356 X & \text{com } R^2 = 93.8 \% \\
 & \text{d) } Y_4 = 0.127 + 0.0038 X & \text{com } R^2 = 56.2 \%
 \end{array} \quad (4.3)$$

O comentário feito anteriormente pode ser percebido mais claramente agora. Enquanto a declividade da reta obtida para a potência hidráulica do escoamento varia entre 1.46 e 1.89, para as outras três variáveis está entre 0.031 e 0.41. Os coeficientes de determinação mostram que, em geral, os ajustes foram bons, exceto para a potência do escoamento por unidade de peso, e também que, a areia de 0.77 mm aparece com o melhor ajuste, seguida pelas areias

de 1.98 e 1.22 mm.

Os resultados precedentes confirmam os que foram obtidos por outros autores, quanto à escolha da potência unitária do escoamento γqI , como melhor parâmetro para representar a variável hidráulica. Desta forma, a partir de agora trabalharemos só com este parâmetro.

4.2.1.2 - Comparação entre os critérios experimental e analítico

Em primeiro lugar, vamos aplicar o critério analítico, tal como foi definido no parágrafo 3.2.3.1.

Os resultados obtidos de taxa de depósito (eq. 3.6), em função da vazão por unidade de largura, são indicados nas figuras 4.4, 4.5 e 4.6, para cada diâmetro de areia, declividade e descarga sólida ensaiada. A partir destas figuras, pode-se determinar para uma taxa de depósito de 100% o valor que corresponderá ao início de depósito do ponto de vista analítico. Deve ser salientado também que, em várias ocasiões a tendência dos pontos apresenta uma singularidade perto do valor de $\eta = 1$. Este fato, que foi originalmente observado por Costa (1974), sustentava a ideia de uma mudança no comportamento do depósito uma vez obtido o depósito uniforme. Porém, como se aprecia nas figuras, essa singularidade não aparece sistematicamente o que dificulta definir o início de depósito a partir da mesma. Isto salienta a necessidade de procurar uma nova definição da taxa de depósito.

Conhecidos os valores das vazões de início de depósito, foi calculada a potência hidráulica unitária, e finalmente, estes resultados foram graficados junto com os obtidos pelo critério experimental, de forma a procurar possíveis diferenças ou semelhanças.

Nas figuras 4.7, 4.8 e 4.9 são apresentados os resultados

Figura 4.4 - Relações entre a taxa de depósito e vazão por unidade de largura para $d_1 = d_f = 0.77$ mm

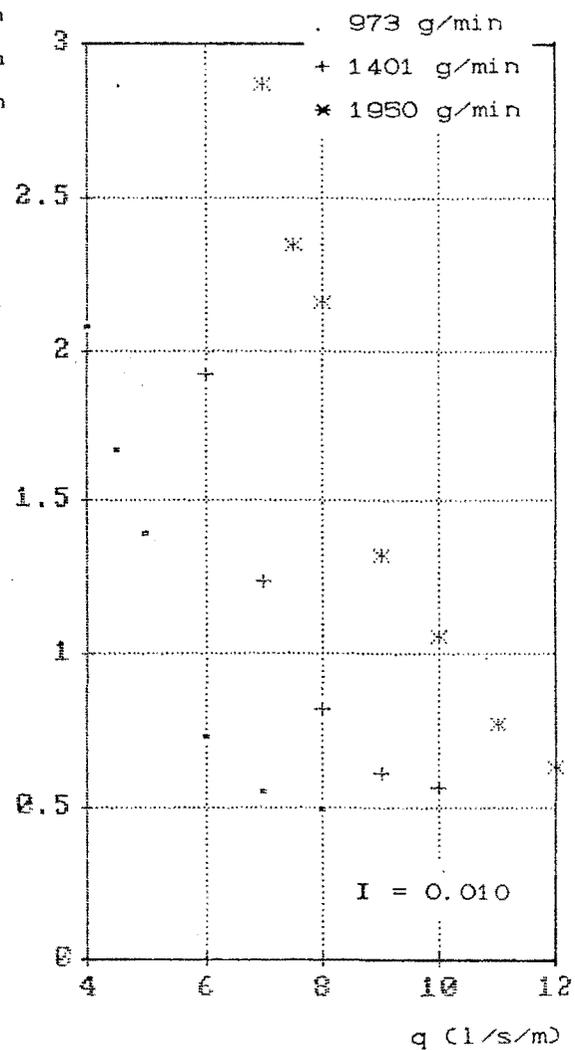
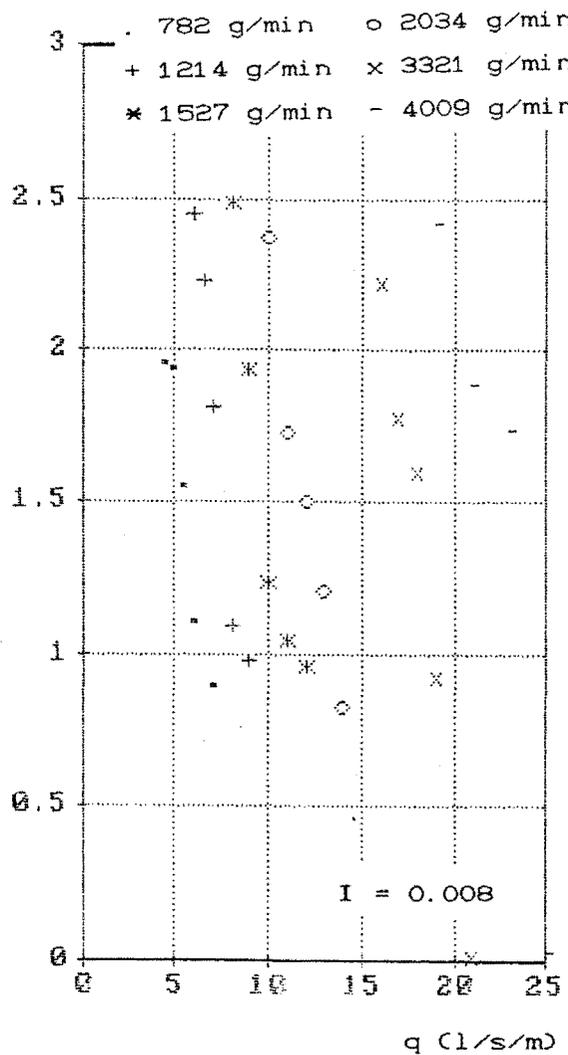
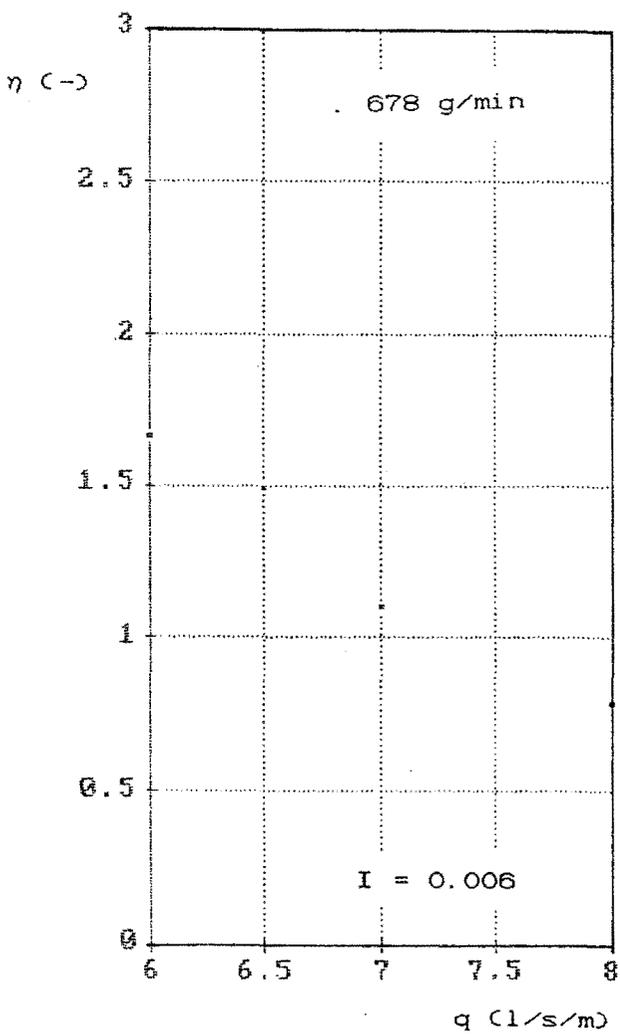


Figura 4.5 - Relações entre a taxa de depósito e vazão por unidade de largura para $d_1 = d_f = 1.22$ mm

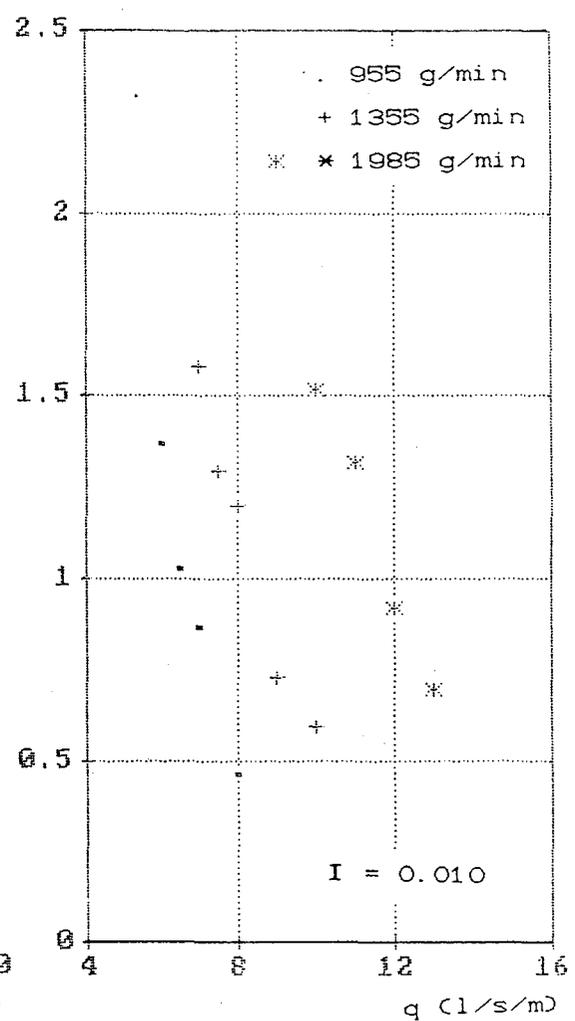
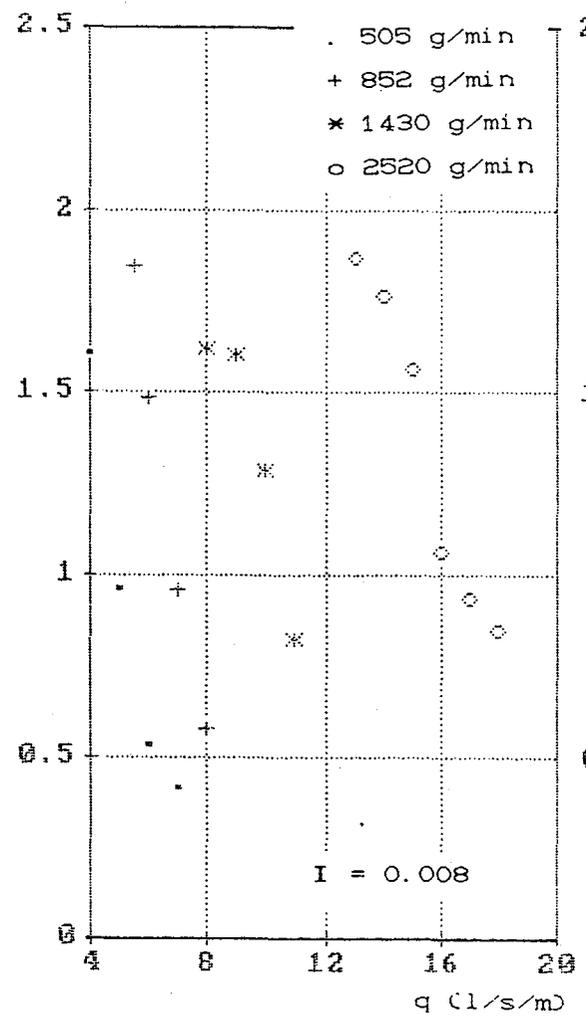
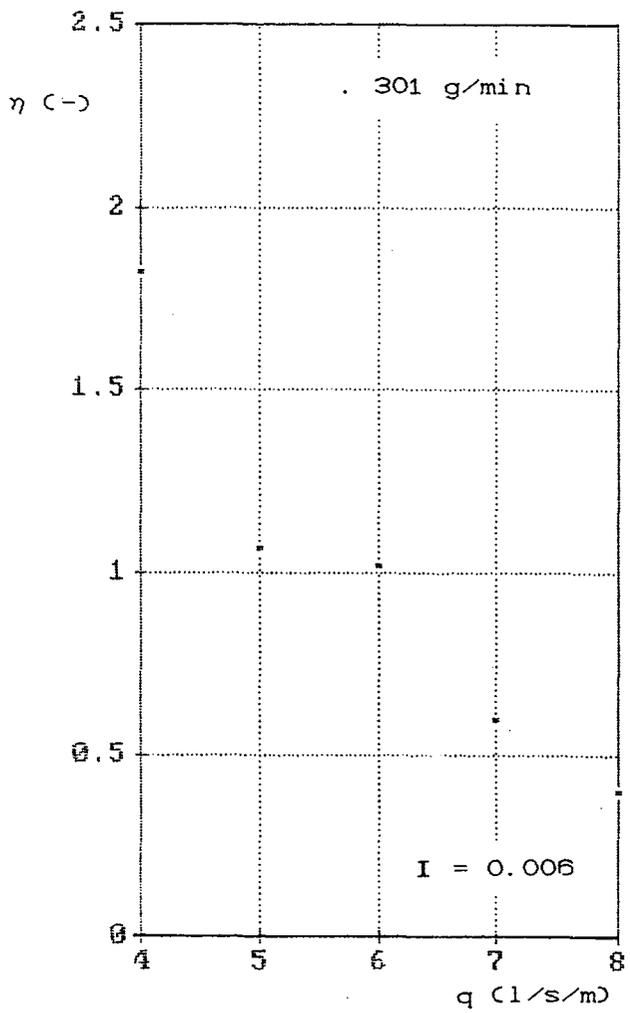
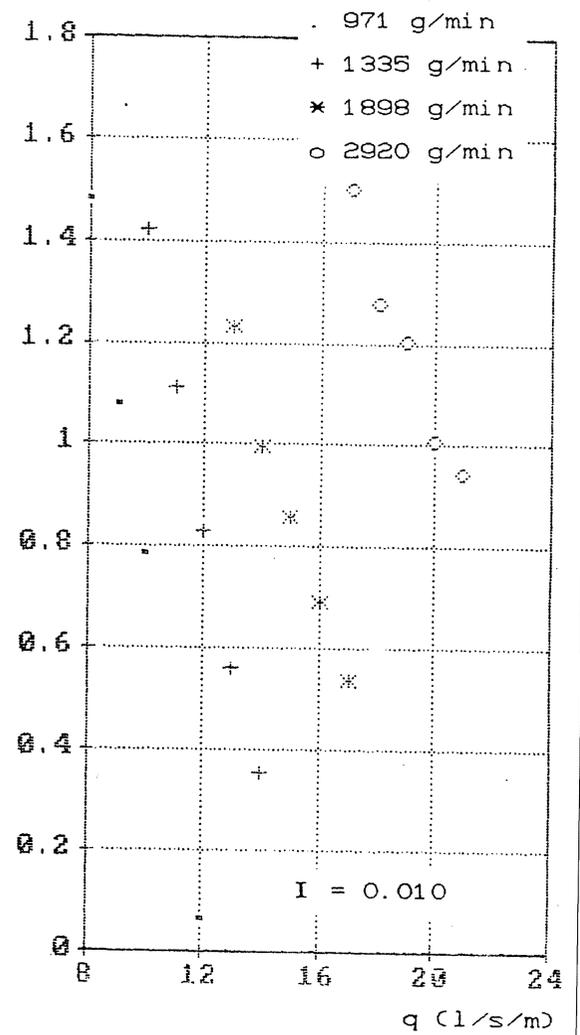
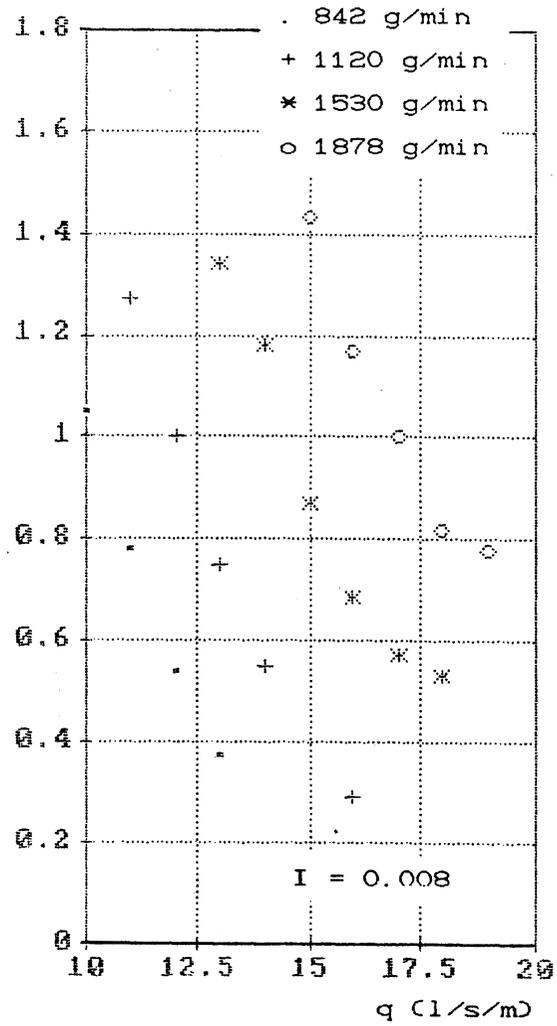
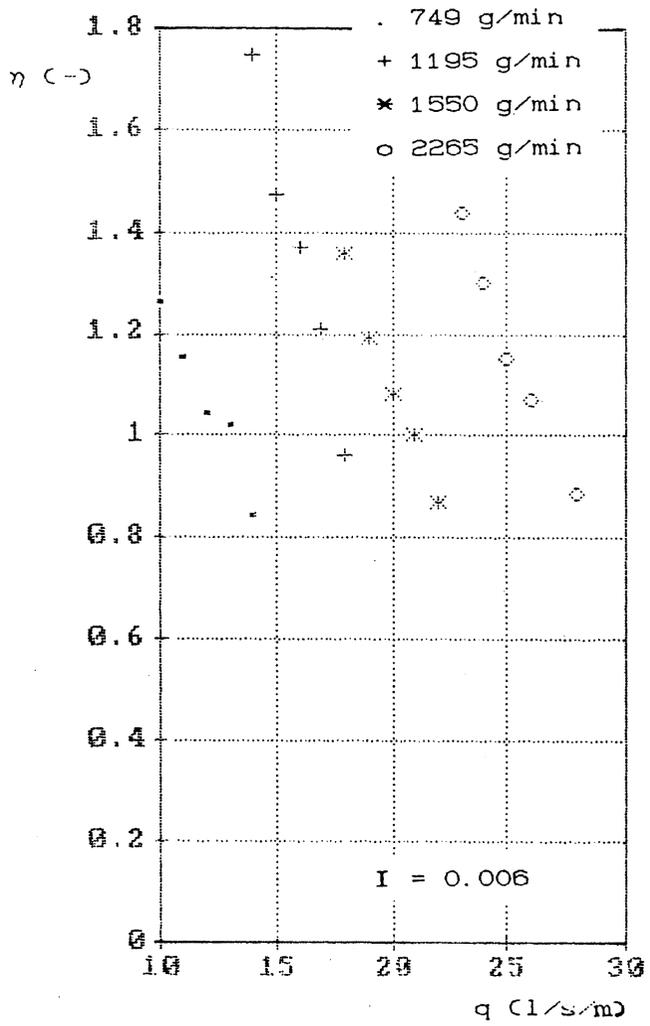


Figura 4.6 - Relações entre a taxa de depósito e vazão por unidade de largura para $d_f = 1.98$ mm



fornecidos pelos dois critérios utilizados, para cada diâmetro de areia ensaiado.

Em geral, os dois critérios fecham bem. Deve-se notar que os resultados obtidos pelo critério analítico se separam, em alguns casos, dos obtidos pelo critério experimental. Isto pode ser explicado pelo fato que, na determinação do valor crítico no critério experimental, provavelmente alguns valores de início de depósito tenham sido considerados a partir de depósito de uma espessura um pouco maior de um grão.

Como as diferenças são muito pequenas, pode-se concluir que o critério analítico valida o critério experimental, e portanto, podemos adotar os resultados obtidos pelo critério experimental para generalizá-los e compará-los com os obtidos em pesquisas anteriores (determinados também pelo mesmo critério). Deve ser salientado, porém, que novas experiências com o critério analítico devem ser feitas para, principalmente, dimensionar a fossa coletora capaz de armazenar um volume maior de sedimentos.

4.2.2 - Teoria

4.2.2.1 Caso $d_i = d_f$

Segundo Medeiros (1986), a partir dos resultados obtidos por Pedroli sobre fundo fixo e liso e do IPH/UFRGS para fundo rugoso, graficados em escala logarítmica, se destacam três estágios de transporte sólido: transporte de grãos isolados, transporte de conjunto e transporte de massa. Cada tipo de transporte responde a uma lei diferente de consumo de energia. Este fato sugere a adoção da escala logarítmica para testar os pontos experimentais às tendências apresentadas.

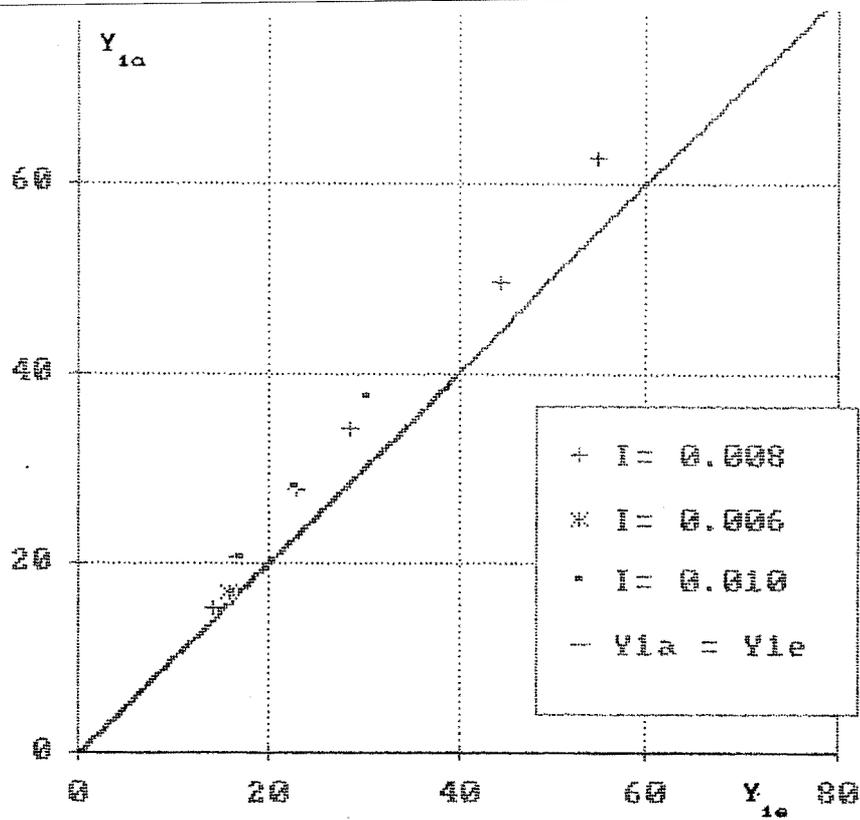


Figura 4.7 - Comparação entre os critérios analítico e experimental para $d_i = d_f = 0.77$ mm

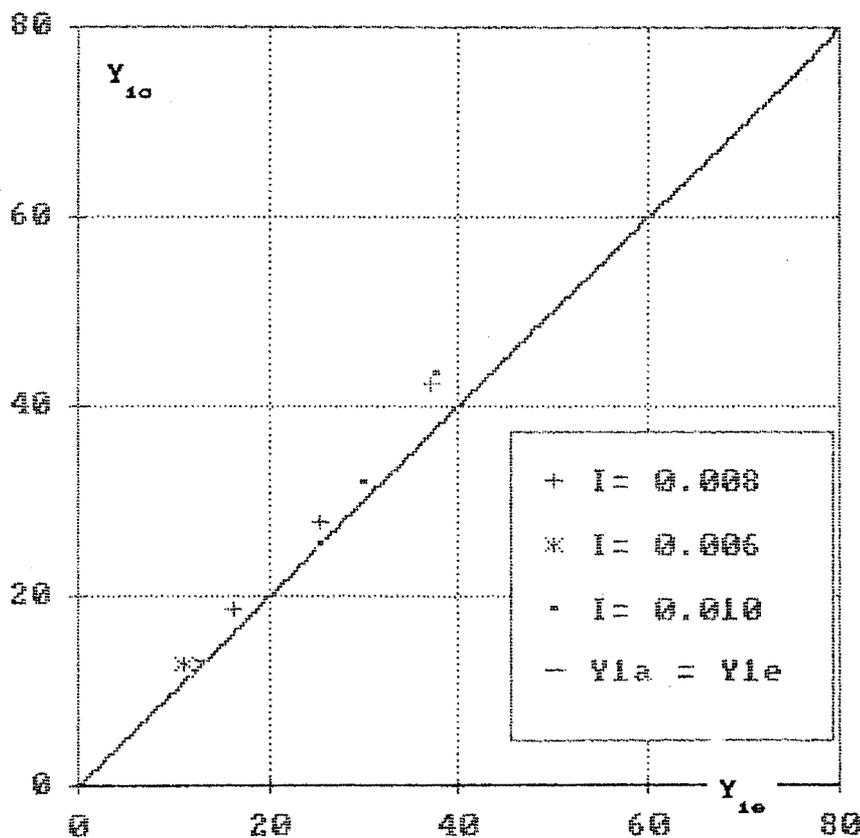


Figura 4.8 - Comparação entre os critérios analítico e experimental para $d_i = d_f = 1.22$ mm

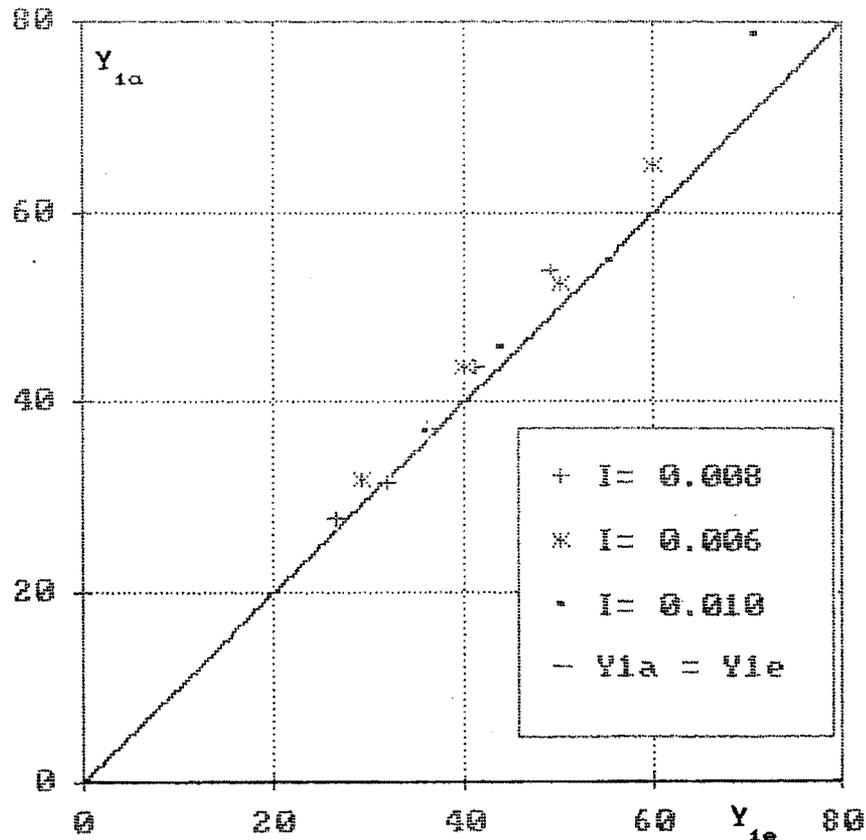


Figura 4.9 - Comparação entre os critérios analítico e experimental para $d_i = d_f = 1.98 \text{ mm}$

Na figura 4.10 são apresentadas, em escala logarítmica, as relações entre a potência do escoamento ($Y = \gamma q I / \gamma_s \nu$) e a capacidade de transporte ($X = gv / \nu$) para as três areias ensaiadas. Na figura pode-se observar uma tendência das retas a se juntar a medida que a capacidade de transporte aumenta.

4.2.2.2 - Caso $d_i \neq d_f$

Como foi explicado anteriormente (parágrafo 3.2.3.2), nestas experiências só foi possível usar o critério experimental para obter a vazão crítica de início de depósito. Estes valores, juntamente com os adimensionais correspondentes, são relacionados na tabela 4.4 e plotados na figura 4.11. Deve-se notar que não se procurou ajustar equações para estes pontos devido aos poucos pontos experimentais

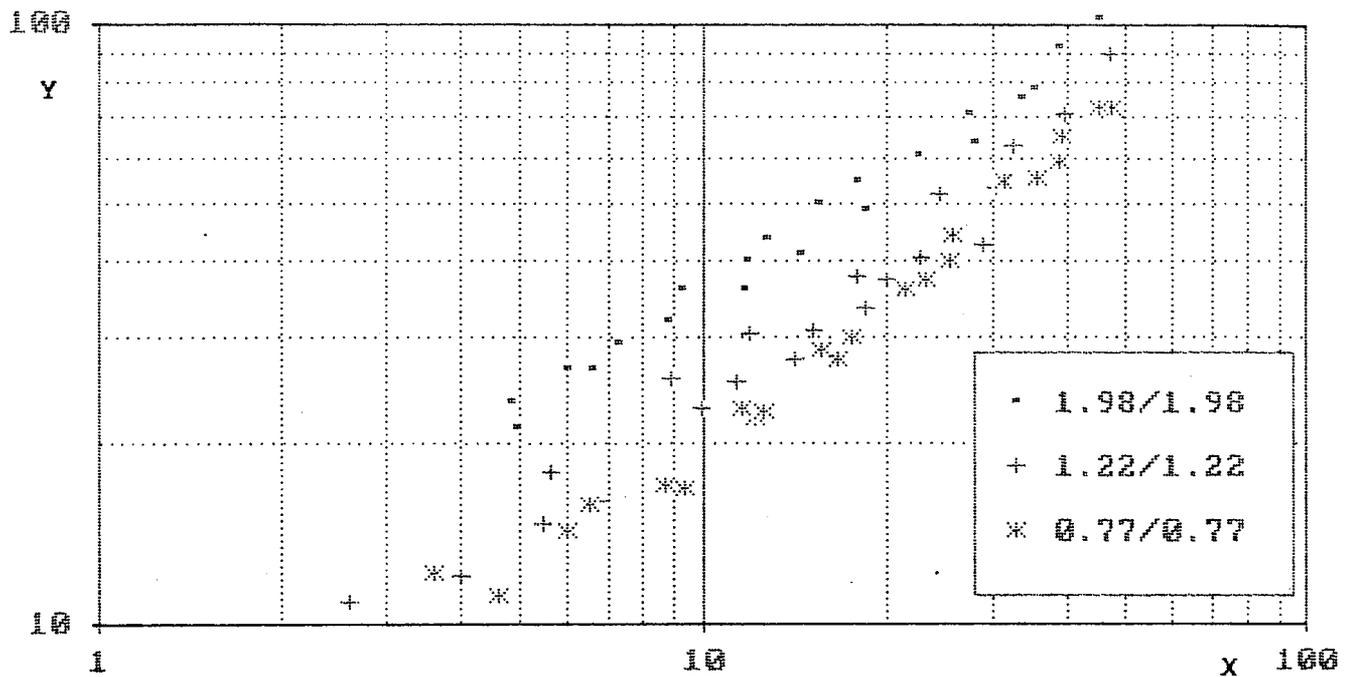


Figura 4.10 - Relação entre a potência de escoamento e capacidade de transporte para $d_i = d_f$ (dados próprios)

obtidos, porém pretende-se usá-los para testar as tendências apresentadas por Medeiros, e, juntamente com todos os dados, agora sim, ajustar uma expressão geral para os casos de $d_i = d_f$ e $d_i \neq d_f$.

4.3 - Interpretação dos resultados

Na seção que se refere à análise dimensional (parágrafo 2.3), foi obtida a relação que generaliza os resultados, para ambos os casos, $d_i = d_f$ e $d_i \neq d_f$. Esta é:

$$X = \Phi_2 (Y, Z_i, Z_f) \quad (2.40)$$

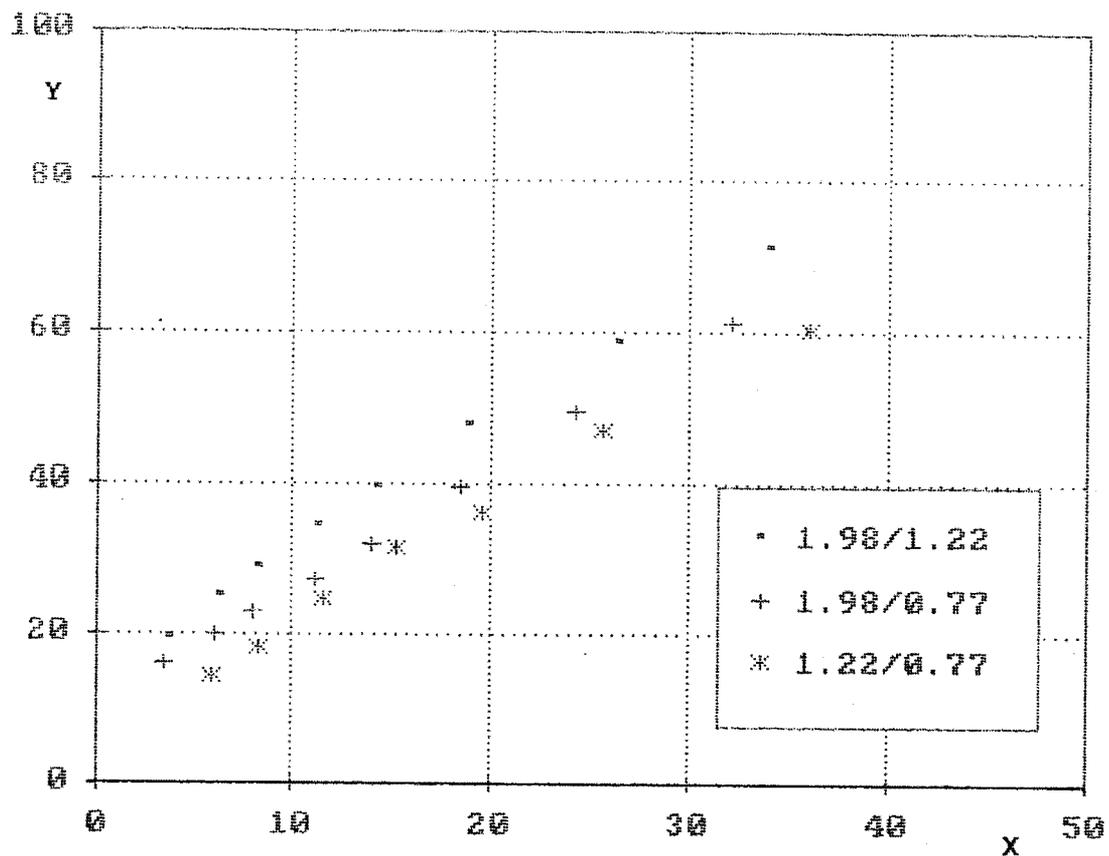


Figura 4.11 - Relação entre potência de escoamento e capacidade de transporte para o caso $d_i \neq d_f$ (dados próprios)

ou

$$\frac{g_v}{\nu} = \Phi_2 \left(\frac{\gamma q I}{\gamma_s \nu}, \frac{d_i g^{1/3}}{\nu^{2/3}}, \frac{d_f g^{1/3}}{\nu^{2/3}} \right) \quad (4.4)$$

Porém, se considerarmos a metodologia de ensaio usada, o objetivo prático procurado consiste em determinar a potência hidráulica unitária necessária para evitar o depósito generalizado de determinado tipo de areia. A relação procurada na prática não é, portanto, da forma da equação (2.39) mas sim da forma:

$$Y = f (X, Z_i, Z_f) \quad (4.5)$$

A equação final a determinar será do tipo:

$$Y = a X^b Z_v^c Z_f^d \quad (4.6)$$

válida como resultado generalizado dos casos pesquisados.

4.3.1 - Caso $d_v = d_f$

4.3.1.1 - Relação entre potência hidráulica e capacidade de transporte

Com o intuito de verificar se os resultados para cada areia ensaiada se coadunam com os obtidos nas pesquisas anteriores de Almeida (1977), Costa (1974) e Garcia (1983), todos os pontos experimentais diferenciados por diâmetro de areia e autor, são apresentados na figura 4.12.

Nesta figura podemos apreciar as seguintes características principais. Em primeiro lugar, nota-se uma boa concordância entre os pontos experimentais na zona onde há superposição, ou seja, para valores $2.5 < X < 6$. Isto significa que, apesar da possível subjetividade que poderia existir no uso do critério experimental, o método deu resultados muito semelhantes para seis experiências diferentes envolvendo quatro pesquisadores.

Existe também uma clara mudança na tendência dos pontos experimentais para $X > 10$, e, mais ainda, existe uma tendência a se juntar, devido ao fato que as declividades das "retas" são maiores para os diâmetros menores, e vice-versa.

Estas tendências sugerem que as três zonas de transporte definidas previamente, são confirmadas, porém, seus limites são diferentes dos que foram apontados por Medeiros. Para $X < 1.5$ a potência hidráulica unitária tende a se tornar independente da máxima descarga sólida transportada, indicando que nesse caso, a

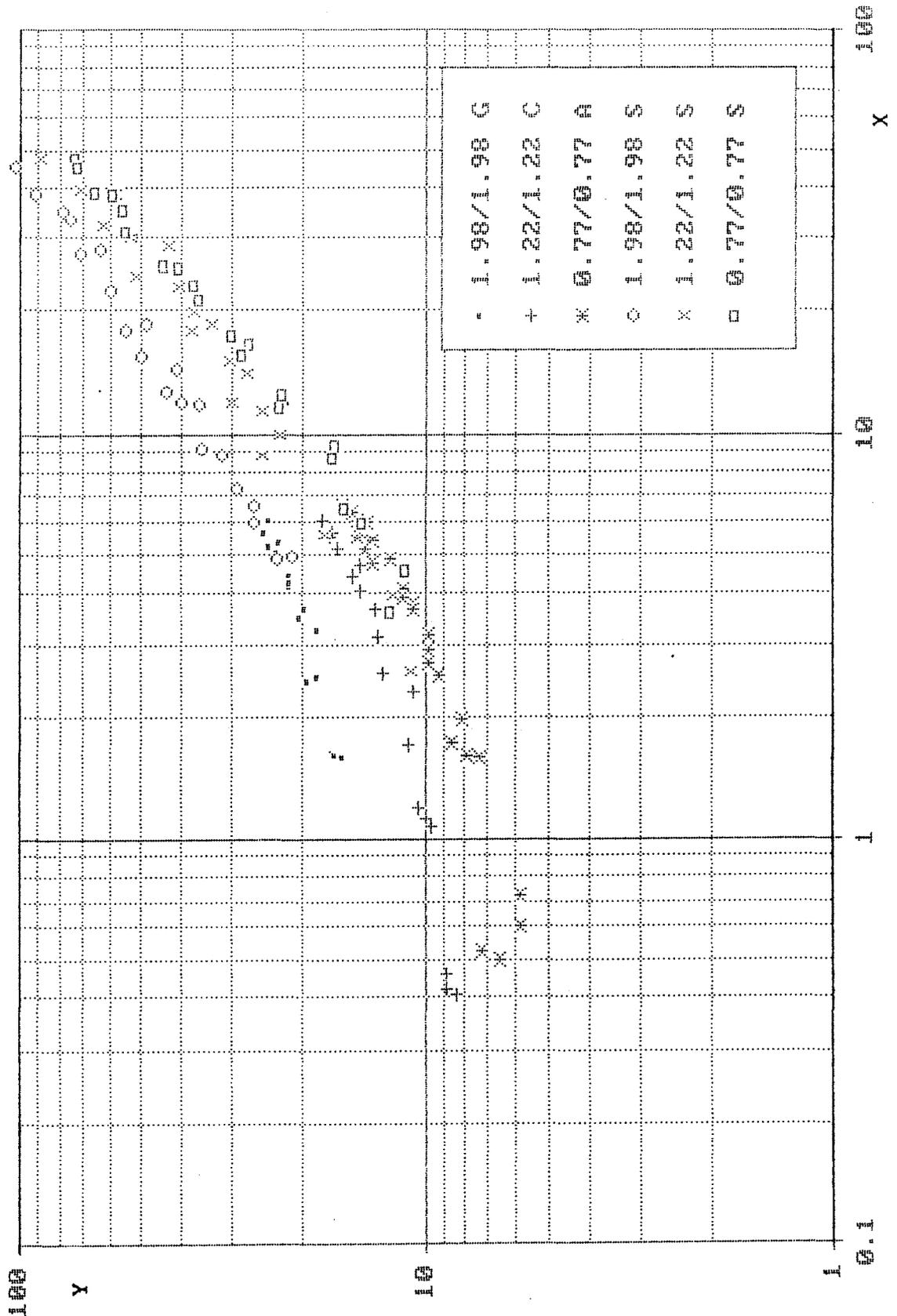


Figura 4.12 - Relação entre potência de escoamento e capacidade de transporte (todos os dados de $d_t = d_f$) (A letra junto com a relação d_t/d_f , indica o autor da pesquisa. Assim G se refere aos resultados de Garcia (1983), A aos de Almeida (1977), C aos de Costa (1974) e S aos resultados deste trabalho)

variável que rege seu comportamento, estaria ligada apenas ao peso do grão e não ao volume transportado. Esta zona é denominada de transporte de grãos isolados.

Para $1.5 < X < 10$, existe uma zona, denominada previamente de transporte de conjunto, onde a demanda de potência hidráulica é maior. Esta zona é caracterizada por um paralelismo quase perfeito entre as três curvas que representam os três tipos de areias ensaiadas.

Para $X > 10$, é definida a zona de transporte de massa. Nesta zona as curvas apresentam duas características principais: a) uma mudança na disposição dos pontos experimentais, indicando um aumento maior de potência hidráulica necessária em relação ao caso anterior, e b) uma tendência a se cruzar, visto a declividade maior que têm as curvas que representam os diâmetros menores. Ou seja, se verifica a existência de um gradiente de potência unitária do escoamento maior para os diâmetros menores.

Este fato indica que deve existir um outro mecanismo de consumo de energia, o qual tem mais interferência nos grãos menores que nos maiores. O fenômeno apresentado pode ser explicado pela existência de um mecanismo de dissipação de energia por choques entre partículas, como um dos mecanismos predominante de consumo de energia na zona de transporte de massa. Esta idéia, originalmente desenvolvida por Bagnold (1966), foi utilizada por Bordas et alii. (1988), para explicar fato semelhante que ocorre no caso de transporte em fundo fixo e liso.

Estes resultados verificam a análise feita por Medeiros a partir dos dados de Pedrolí (1963), para fundo fixo e liso. Os limites, porém, diferem dos que Medeiros sugeria, ao que tudo indica agora que se dispõe de um maior número de dados para potências maiores.

4.3.1.2 - Generalização dos resultados

A relação a procurar, para o caso $d_i = d_f$, tem a seguinte forma:

$$Y = f_1 (X, Z) \quad (4.7)$$

A partir dos valores de Y, X e Z dados nas tabelas 4.1, 4.2 e 4.3, procurou-se em primeiro lugar, verificar a relação (2.26) (resultado de pesquisas anteriores), na forma:

$$Y Z^{-0.73} = f_2 (X) \quad (4.8)$$

O expoente de Z (-0.73), tinha a característica de agrupar os três tipos de ensaios realizados anteriormente, em um único, para a zona de transporte por conjunto. Na figura 4.13 se apresenta os pontos experimentais ajustados à relação 4.8.

Como se observa na figura, a relação 4.8, evidencia um bom ajuste dos dados até $X < 10$ (limite do transporte por conjunto). Além desse valor, existem três tendências que indicam, que o valor de $YZ^{-0.73}$ associado ao transporte de uma determinada quantidade de sedimentos finos (0.77 mm) é superior ao que corresponderia a igual quantidade de sedimentos mais grossos (1.98 mm).

Com o intuito de estabelecer uma relação única que resumisse todos os valores experimentados, o conjunto de dados obtidos em experiências realizadas no IPH/UFRGS para $d_i = d_f$ (60 experiências desenvolvidas por Almeida (1977), Costa (1974) e Garcia (1983) e 65 experiências desenvolvidas neste trabalho), foram submetidos a uma regressão linear múltipla do tipo 4.7. O resultado obtido aponta a relação:

$$Y Z^{-0.554} = 1.3404 X^{0.537} \quad (4.9)$$

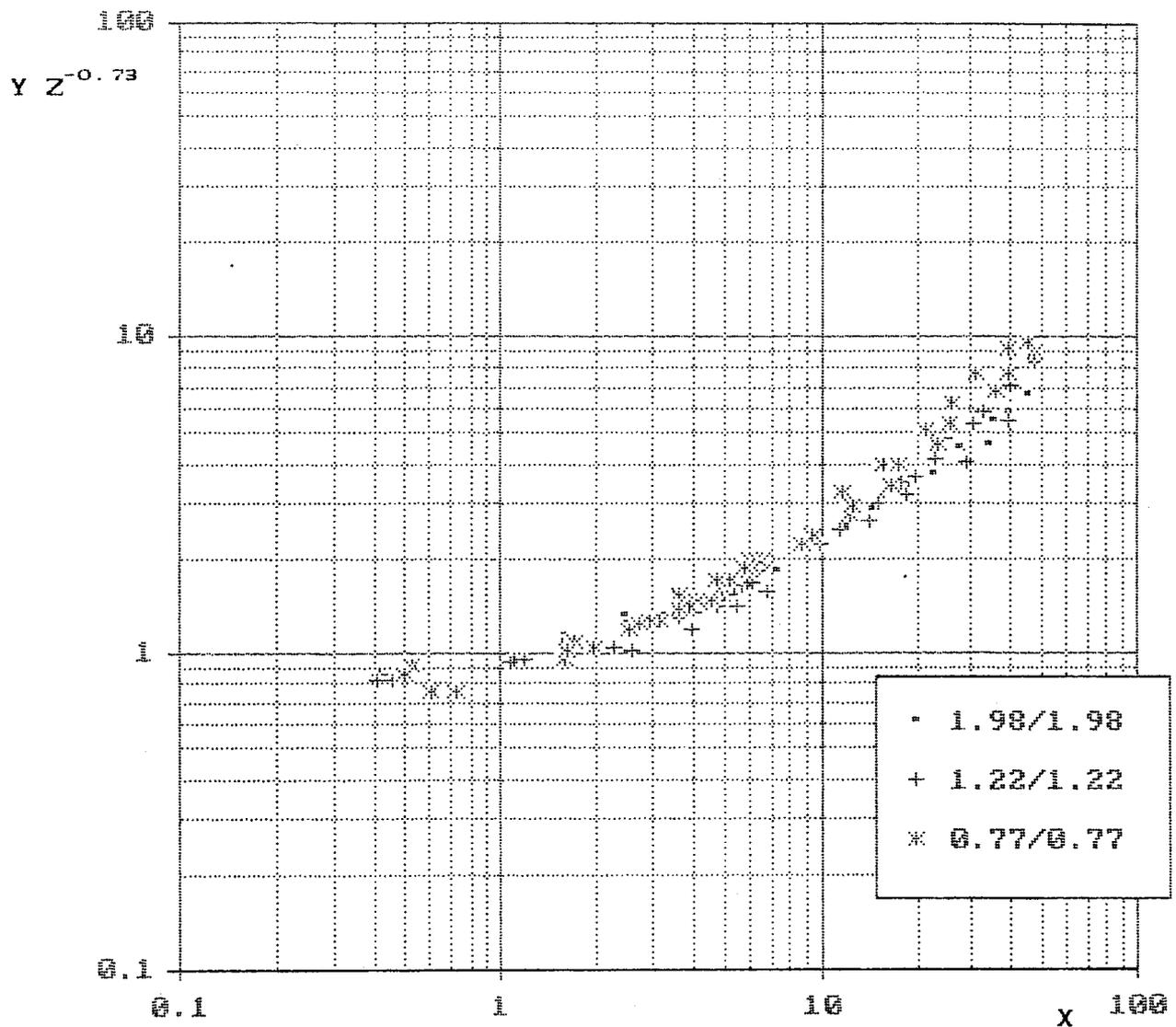


Figura 4.13 - Generalização dos resultados para $d_t = d_f$
(Primeira tentativa)

com $R^2 = 92.7 \%$, como a mais apropriada para expressar a capacidade de transporte em primeira aproximação.

Como se observa nesta nova equação o expoente de Z difere do anterior. A diminuição do seu valor indica um peso menor no termo representativo do diâmetro da areia transportada e da influência da sub-camada viscosa. Os pontos experimentais graficados a partir da equação 4.9 são apresentados na figura 4.14.

Nota-se na figura uma boa representação dos pontos experimentais, porém, com aumento da dispersão dos dados quando aumenta o valor do adimensional da capacidade de transporte. Este fato se explica pela influência da zona de transporte de massa, onde o número de partículas em transporte é maior, e a interação entre os grãos mais intensa.

Na tentativa de procurar uma melhor representação dos pontos experimentais, Bordas et alii (1988) apresentaram uma relação semelhante à 4.9, porém, a variável dependente utilizada foi X/Z em vez de X . Apesar desta iniciativa não ter um sustento analítico, desde o ponto de vista da física do processo é especialmente interessante, dado que o agrupamento adimensional X/Z pode ser interpretado como uma função do número de grãos transportados. O resultado, determinado a partir da equação 4.9, foi:

$$Y Z^{-1.091} = 1.3404 (X/Z)^{0.537} \quad (4.10)$$

e a apresentação gráfica dos pontos experimentais se observa na figura 4.15. Pode-se apreciar na figura, uma sensível diminuição da dispersão dos resultados com o aumento de X/Z .

Na realidade a troca de X por X/Z , na equação 4.9, não tem uma justificativa definitiva, porém, sua interpretação física, nos fornece novos subsídios para o entendimento geral do fenômeno. Quando se têm altas taxas de transporte sólido, existe também dissipação de energia devido aos choques entre partículas; neste caso, a potência total dissipada encontraria uma relação funcional mais apropriada com o número de grãos transportados, que com o volume transportado (Bordas et alii, 1988).

$$Y Z^{-0.554} = 1.3404 X^{0.537}$$

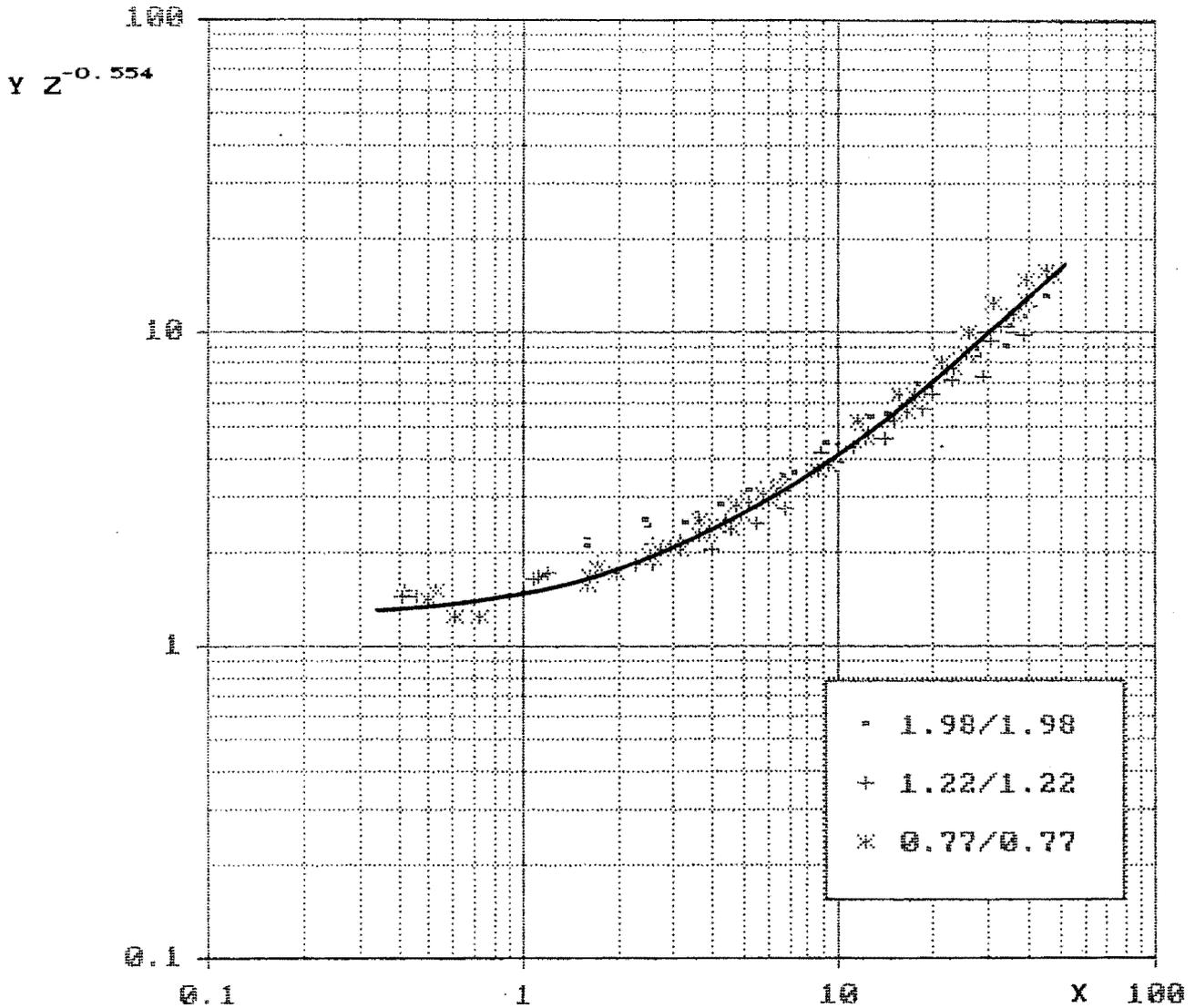
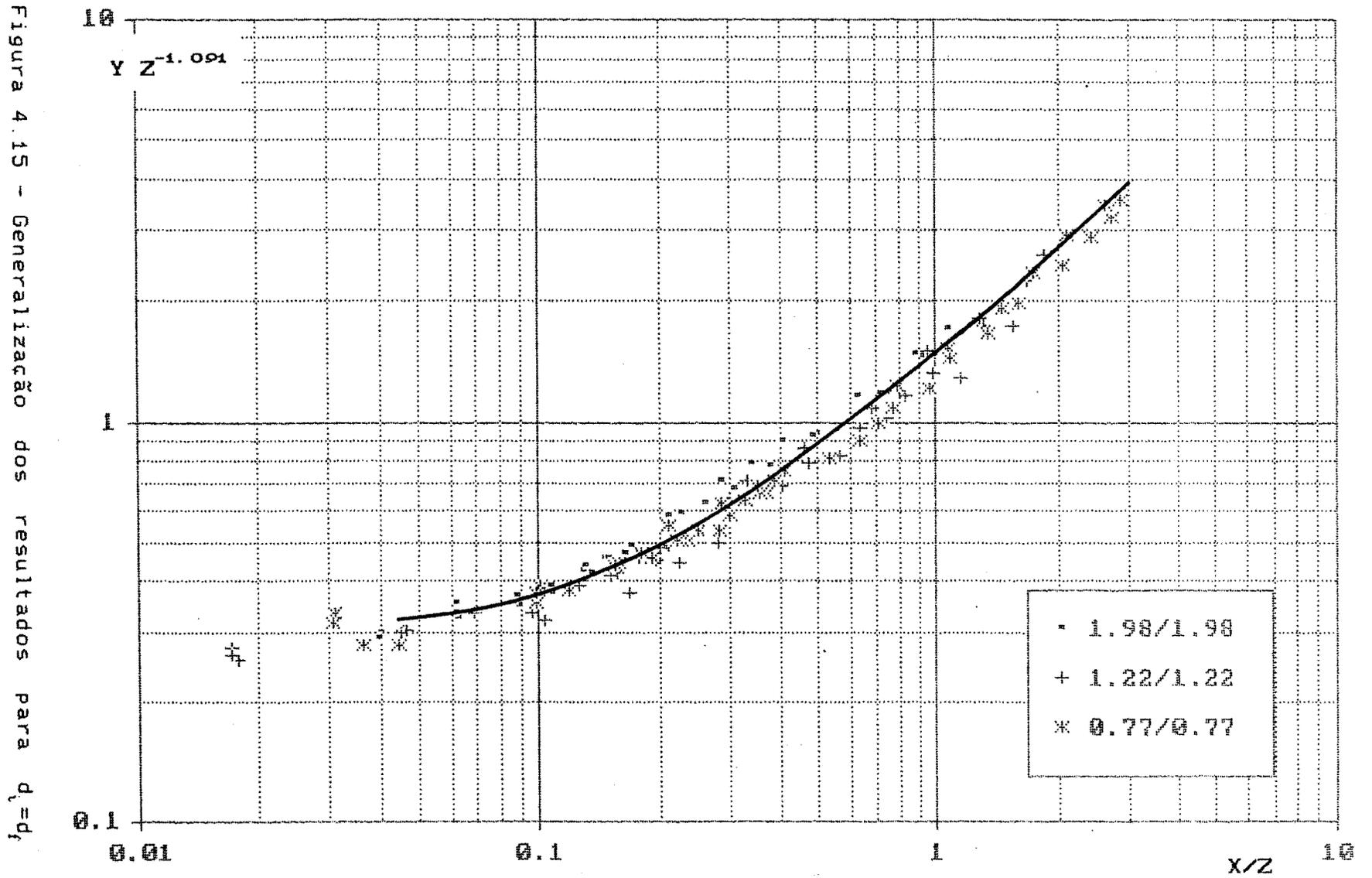


Figura 4.14 - Generalização dos resultados para $d_i = d_f$
(Segunda tentativa)

4.3.2 - Caso $d_i \neq d_f$

Como foi mencionado no começo do capítulo, resta agora incorporar ao resultado anterior o efeito de rugosidade de fundo sobre o transporte de sedimentos, através da interpretação das

$$Y Z^{-1.091} = 1.3404 (X/Z)^{0.537}$$



experiências com $d_i > d_f$. Esta relação pode ser obtida a partir dos grupos adimensionais obtidos anteriormente, sob a forma:

$$Y = f_3 \left(X/Z_i, Z_f, Z_i \right) \quad (4.11)$$

lembrando que a partir de agora os valores de Z_i e Z_f são diferentes, o primeiro caracterizando o material transportado e o segundo caracterizando a rugosidade de fundo.

A interpretação desta série de experiências será feita em duas etapas. Em primeiro lugar, procurando definir a influência que diferentes rugosidades podem ter sobre o transporte de sedimentos de um mesmo diâmetro. Na continuação proceder-se-á à generalização do resultado anterior para todos os diâmetros ensaiados.

4.3.2.1 - Relação entre potência hidráulica e capacidade de transporte

Na figura 4.16, são apresentados os resultados para as seguintes relações entre d_i e d_f : 1.98/0.77, 1.98/1.22 e 1.98/1.98. Os dados de 1.98/1.22 correspondem aos que foram obtidos por Medeiros (1986) e aos obtidos neste trabalho. Pode-se apreciar na figura uma boa organização dos dados de 1.98/0.77, 1.98/1.22 (dados desta pesquisa) e 1.98/1.98. Porém, a conjunção entre os dados de Medeiros com os deste trabalho é fraca, visto as diferenças existentes entre os valores observados de potência hidráulica unitária para a mesma descarga sólida.

As diferenças achadas podem ser imputadas à tecnologia usada por ambos os pesquisadores para a construção do fundo fixo rugoso. No caso de Medeiros, a metodologia usada foi descrita no parágrafo 3.2.1. Esta metodologia estava exposta a constantes rompimentos (e consertos) do fundo do canal, durante a execução de uma experiência,

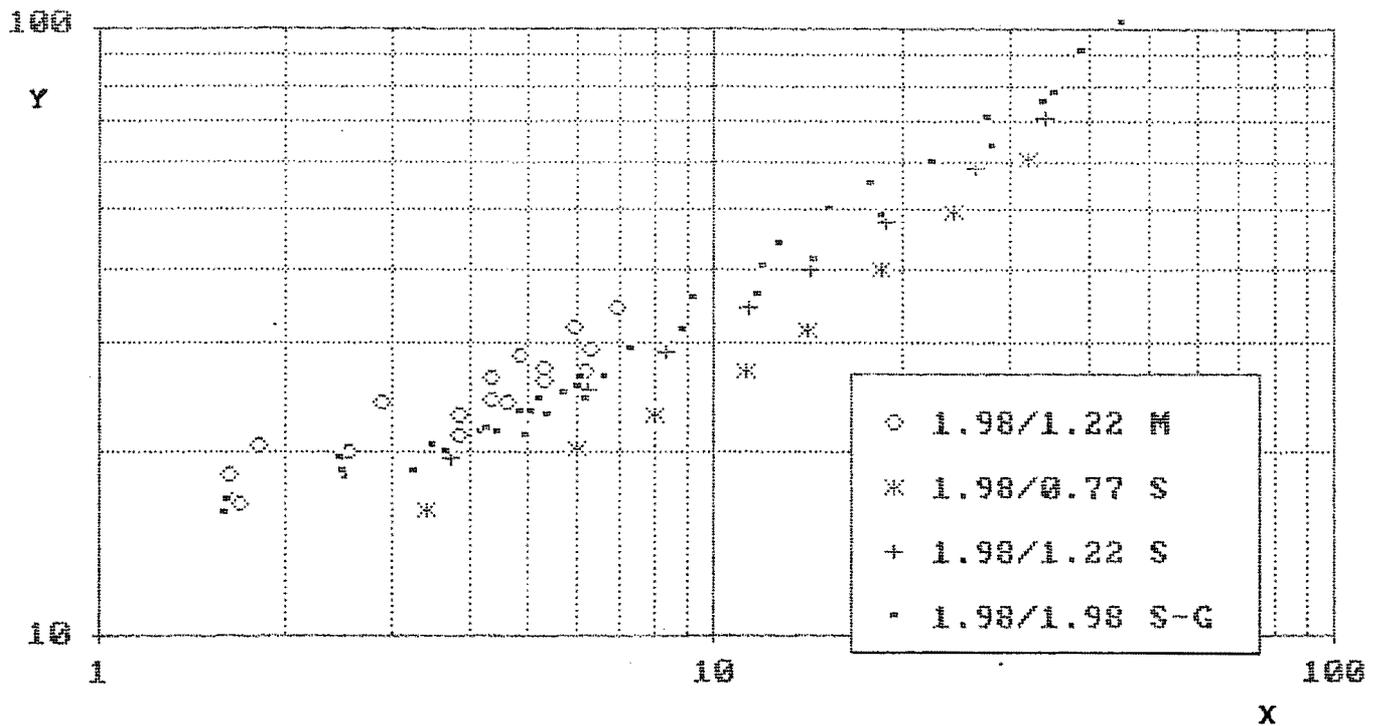


Figura 4.16 - Relação entre potência de escoamento e capacidade de transporte para 1.98/0.77, 1.98/1.22 e 1.98/1.98

o que deixa dúvida sobre a rugosidade final de fundo. Uma vez modificada a tecnologia, este fato não se repetiu mais, e se pode contar, a todo momento, com um fundo de canal em condições de trabalho adequadas.

Na figura, observa-se também, o quase paralelismo dos resultados de 1.98/1.98 e 1.98/0.77. Porém, os resultados de 1.98/1.22 (dados próprios) tem uma leve tendência a se misturar com os de 1.98/1.98, para $X < 8$.

A figura 4.17 apresenta os resultados para as relações 1.22/1.22 e 1.22/0.77. Observa-se na figura que os pontos de 1.22/0.77 ficam levemente por baixo dos de 1.22/1.22, o que não era esperado.

No intuito de esclarecer e completar a interpretação dos efeitos de rugosidade antes feita por Medeiros (1986), os resultados foram plotados na figura que o referido autor apresentou para sua

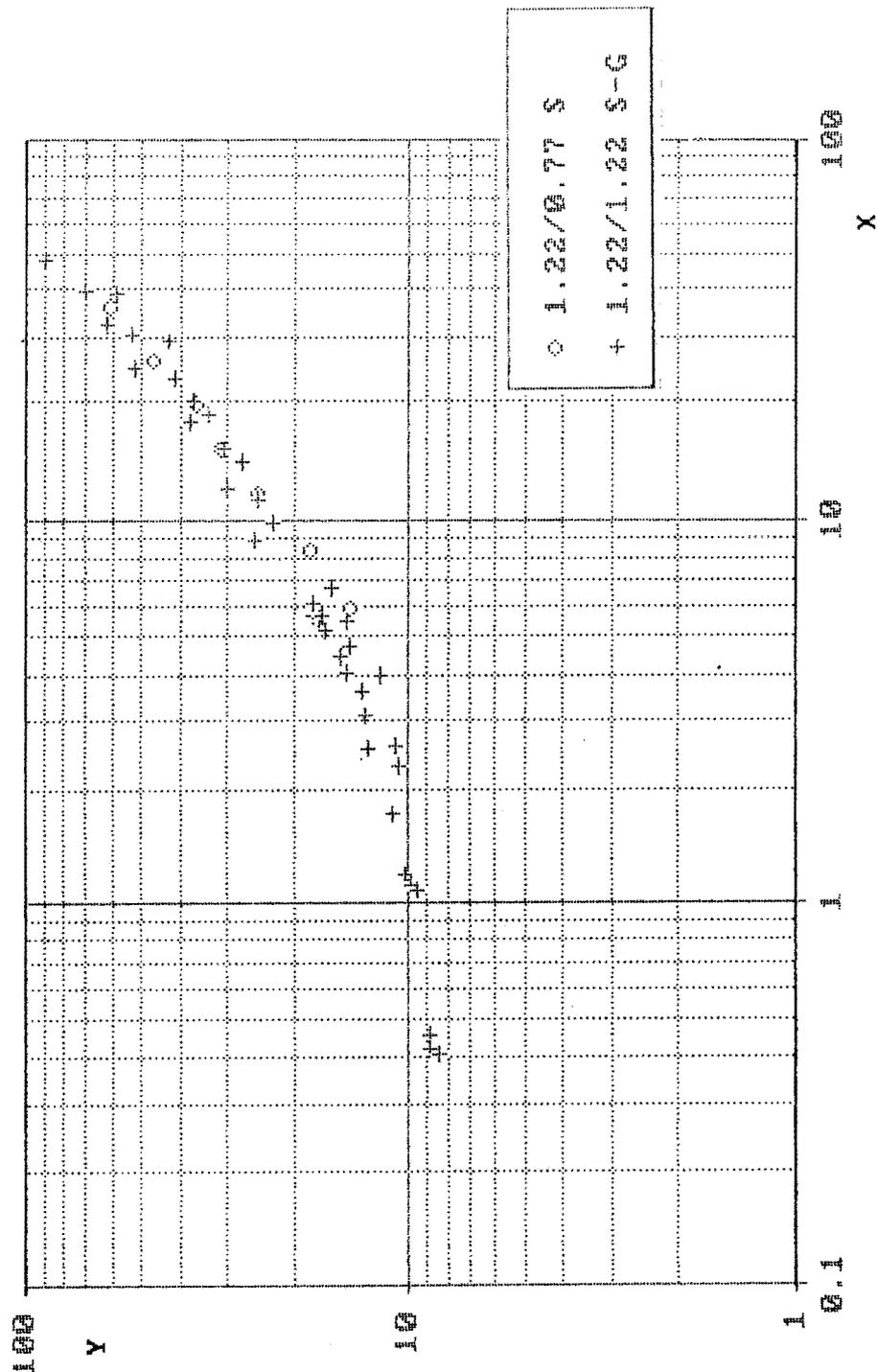


Figura 4.17 - Relação entre potência de escoamento e capacidade de transporte para 1.22/0.77 e 1.22/1.22.

análise. Na figura 4.18 se observam os resultados de potência hidráulica unitária em função da relação entre d_f/d_i para o valor de

$g_v/\nu = 5$. Nota-se na figura uma inflexão na curva quando $d_i > d_f$, indicando um efeito imprevisto no comportamento dos resultados. Uma tendência semelhante é observada nos dados de Medeiros (1986), porém, os valores são diferentes aos deste trabalho. Acredita-se que essas diferenças são devidas às diferentes tecnologias usadas na construção do fundo do canal. O efeito da rugosidade diferente ao diâmetro da areia transportada é possível de se observar em ambos os

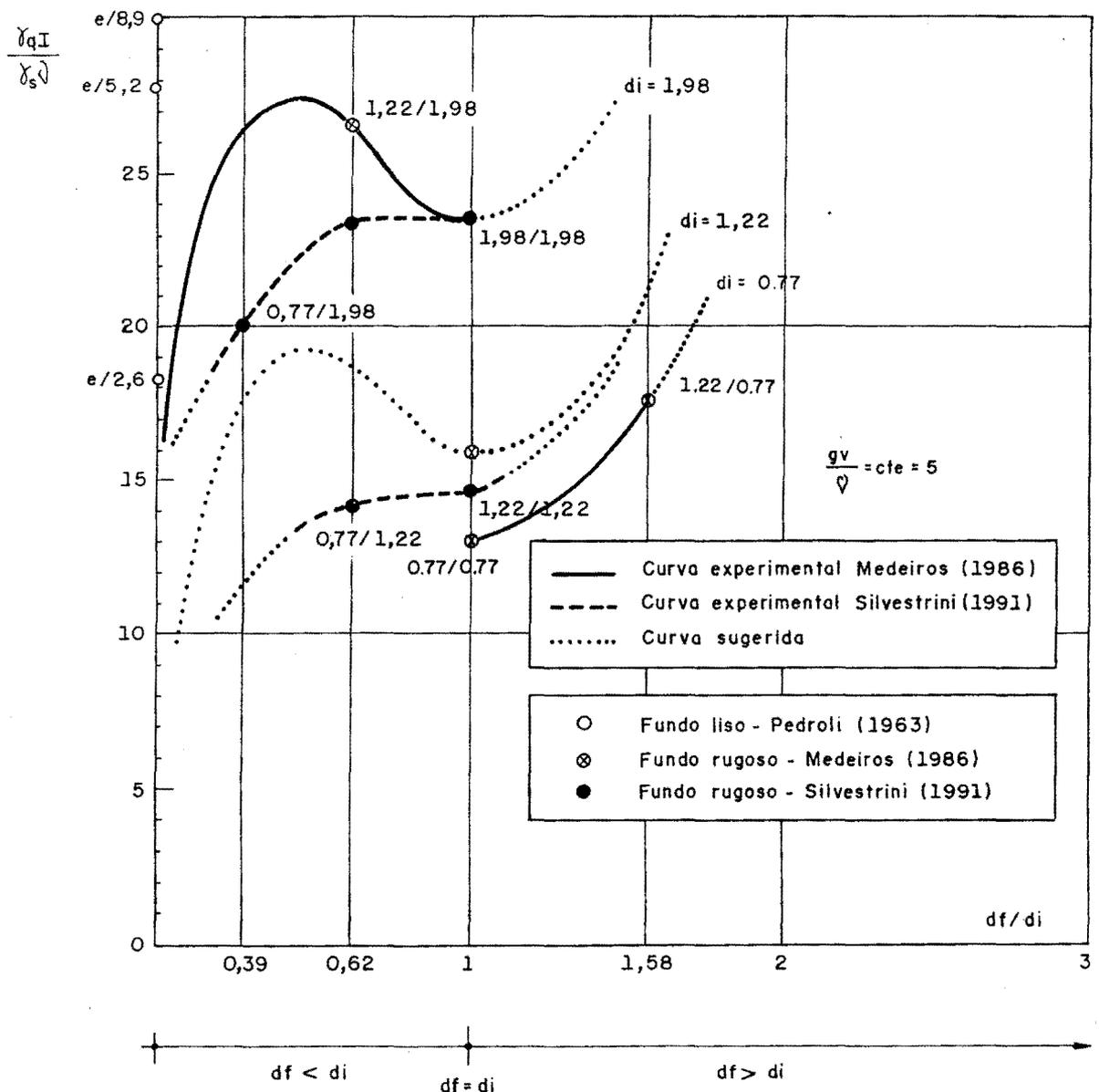


Figura 4.18 - Influência da rugosidade na determinação do início do depósito

casos. Este efeito, dado pela inflexão da curva, sugere que o transporte de uma areia de diâmetro igual a 1.98 mm sobre um fundo de 1.22 mm, não vai necessariamente requerer menos potência que a de 1.98/1.98.

4.3.2.2 - Generalização dos resultados

Em primeiro lugar, procurou-se incorporar às figuras anteriores, a influência da rugosidade, ajustando equações do tipo:

$$Y = f_4 (X, Z_f) \quad (4.12)$$

para valores idênticos de d_t . Os resultados foram os seguintes:

a) $d_t = 1.98$ mm,

$$Y = 5.419 X^{0.47} Z_f^{0.234} \quad \text{com } R^2 = 92.9 \% \quad (4.13)$$

b) $d_t = 1.22$ mm,

$$Y = 1.964 X^{0.748} Z_f^{0.258} \quad \text{com } R^2 = 97.5 \% \quad (4.14)$$

Observa-se em 4.13 e 4.14, que os valores do expoente de Z_f são muito parecidos. Isto sugere que, na expressão final a procurar, poderia ser incorporado um valor médio entre ambos (0.247 no caso), como expoente para o adimensional que caracteriza a rugosidade de fundo.

Nas figuras 4.19 e 4.20 pode ser observados o ajuste das equações 4.13 e 4.14 aos pontos experimentais, para as areias de 1.98 e 1.22 mm, respectivamente.

Para o diâmetro de 1.98 mm, a figura 4.19, apresenta um bom ajuste exceto para os dados de Medeiros (1.98/1.22). Esta diferença indicou a necessidade de uma revisão dos dados experimentais, como

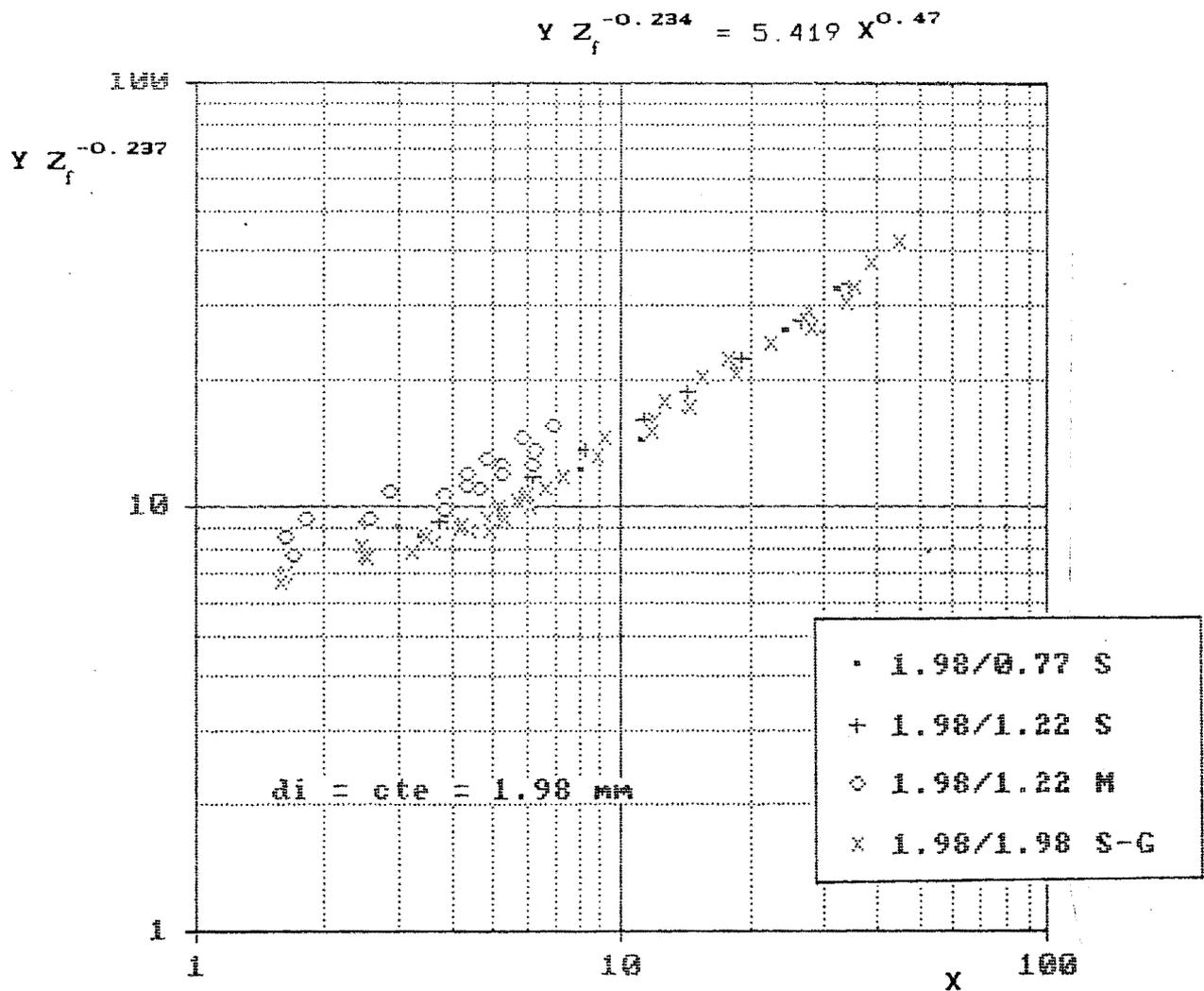
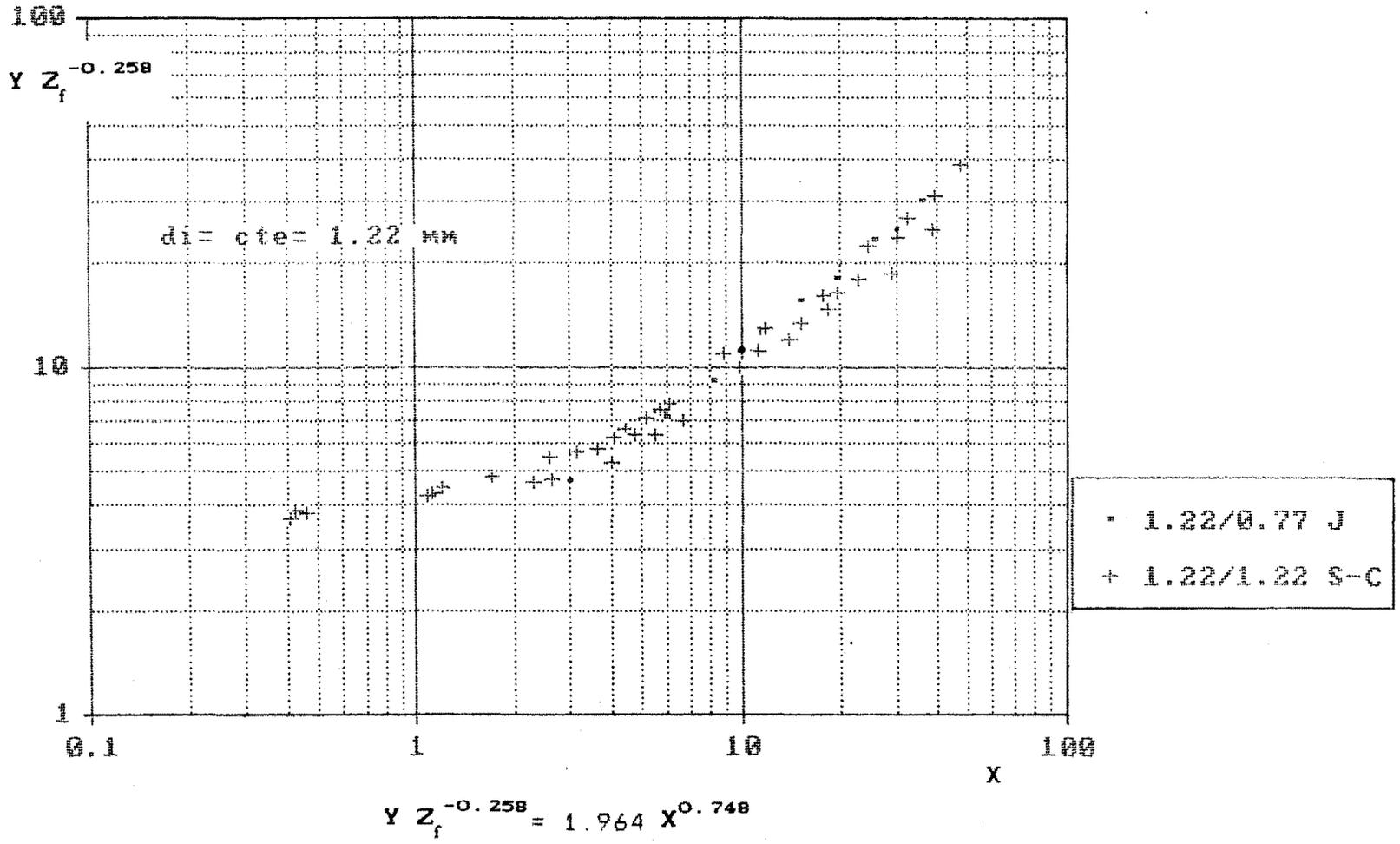


Figura 4.19 - Generalização dos resultados para $d_i = 1.98 \text{ mm}$

assim também, um nova análise dos resultados obtidos. Na comparação dos dados de Medeiros (1.98/1.22) e Garcia (1.98/1.98) com os dados deste trabalho (1.98/1.22 e 1.98/1.98), existe em ambos os casos uma menor dispersão dos pontos experimentais para os do segundo trabalho, o que fica refletido nos melhores coeficientes de determinação obtidos. Isto parece indicar que as diferenças achadas se devem mais à tecnologia usada para construir o fundo fixo e rugoso do canal, do que à metodologia de ensaio propriamente dita. Deve-se notar também, que as experiências de 1.98/1.22, podem ser

Figura 4.20 - Generalização dos resultados para $d_v = 1.22 \text{ mm}$



consideradas como as mais difíceis de se realizar devido a suas características próprias mencionadas no parágrafo 3.2.3.2. Visto a diferente tecnologia usada, decidiu-se, deixar de lado por enquanto os dados de Medeiros (1.98/1.22), até que novas experiências possam esclarecer melhor as divergências achadas.

Na figura 4.21 foram plotados todos os dados experimentais obtidos no IPH/UFRGS, para os casos de $d_i = d_f$ e $d_i > d_f$, a partir da relação antes sugerida, utilizando um expoente médio para Z_f :

$$Y Z_f^{-0.247} = f_5 (X) \quad (4.15)$$

Observa-se na figura um bom ordenamento dos pontos experimentais para $X < 10$, indicado por três tendências, cada uma representando um d_i determinado. Para $X > 10$, os dados tendem a se juntar, não se podendo observar diferenças aparentes para $X > 30$. Como a figura sugere que a incorporação de Z_f com um expoente apropriado poderia agrupar as curvas, o passo seguinte consistiu em submeter os resultados a uma nova regressão linear múltipla, sob a forma indicada por 4.11.

O resultado final obtido foi o seguinte:

$$Y = 1.255 (X/Z_v)^{0.554} Z_f^{0.247} Z_v^{0.97} \quad (4.16)$$

com $R^2 = 92.8 \%$. A escolha de X/Z_v em vez de X , se baseia nas mesmas observações feitas para o caso de $d_i = d_f$. Na figura 4.22 podem ser observados os pontos experimentais plotados a partir da equação 4.16. O alinhamento dos pontos experimentais é razoavelmente bom, indicando que a expressão final obtida pode ser tomada como uma boa representação da capacidade de transporte em função da potência hidráulica unitária, tanto para $d_i = d_f$ como para $d_i > d_f$.

No entanto, não se deve perder de vista que se trata de uma

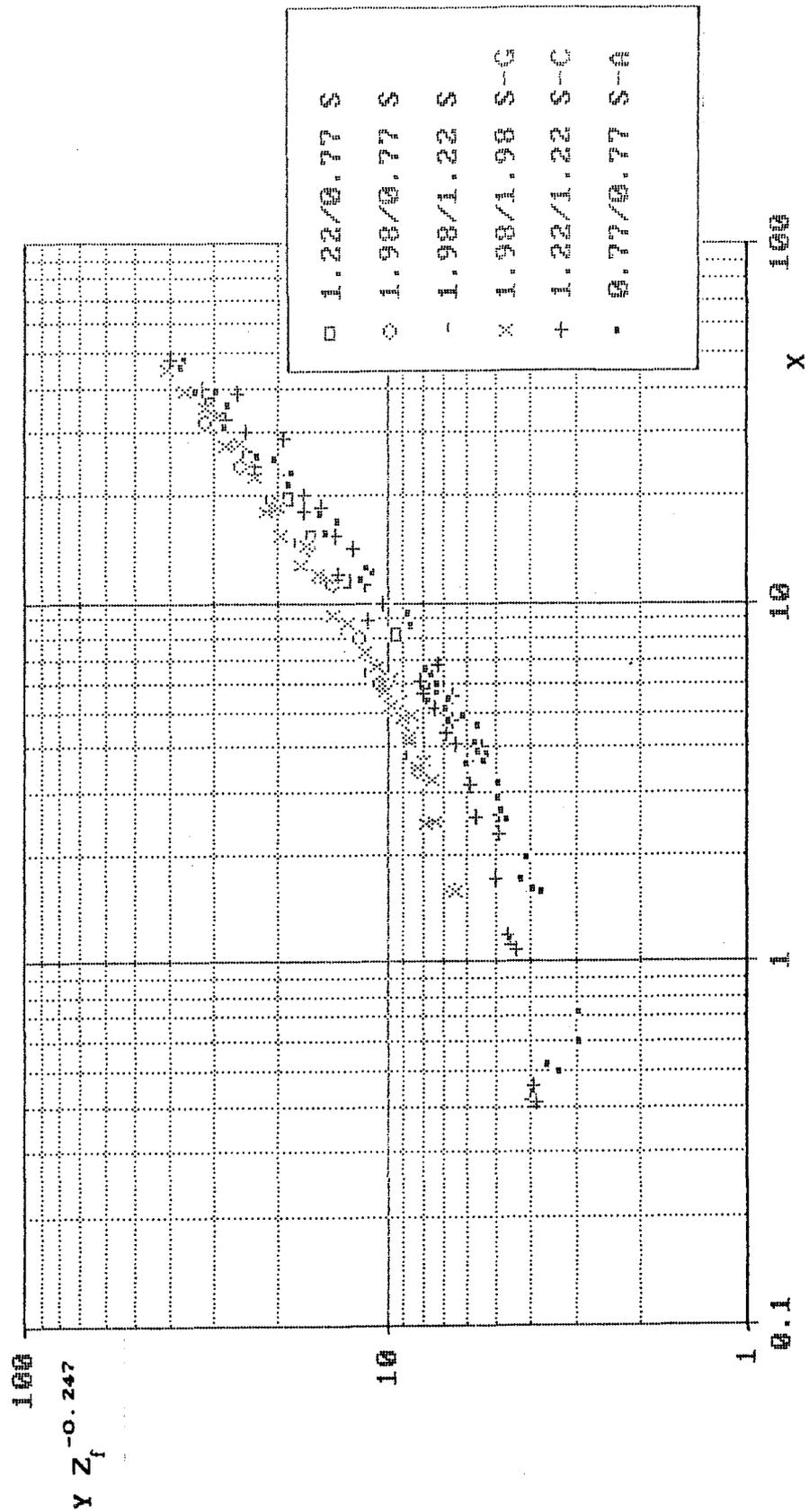
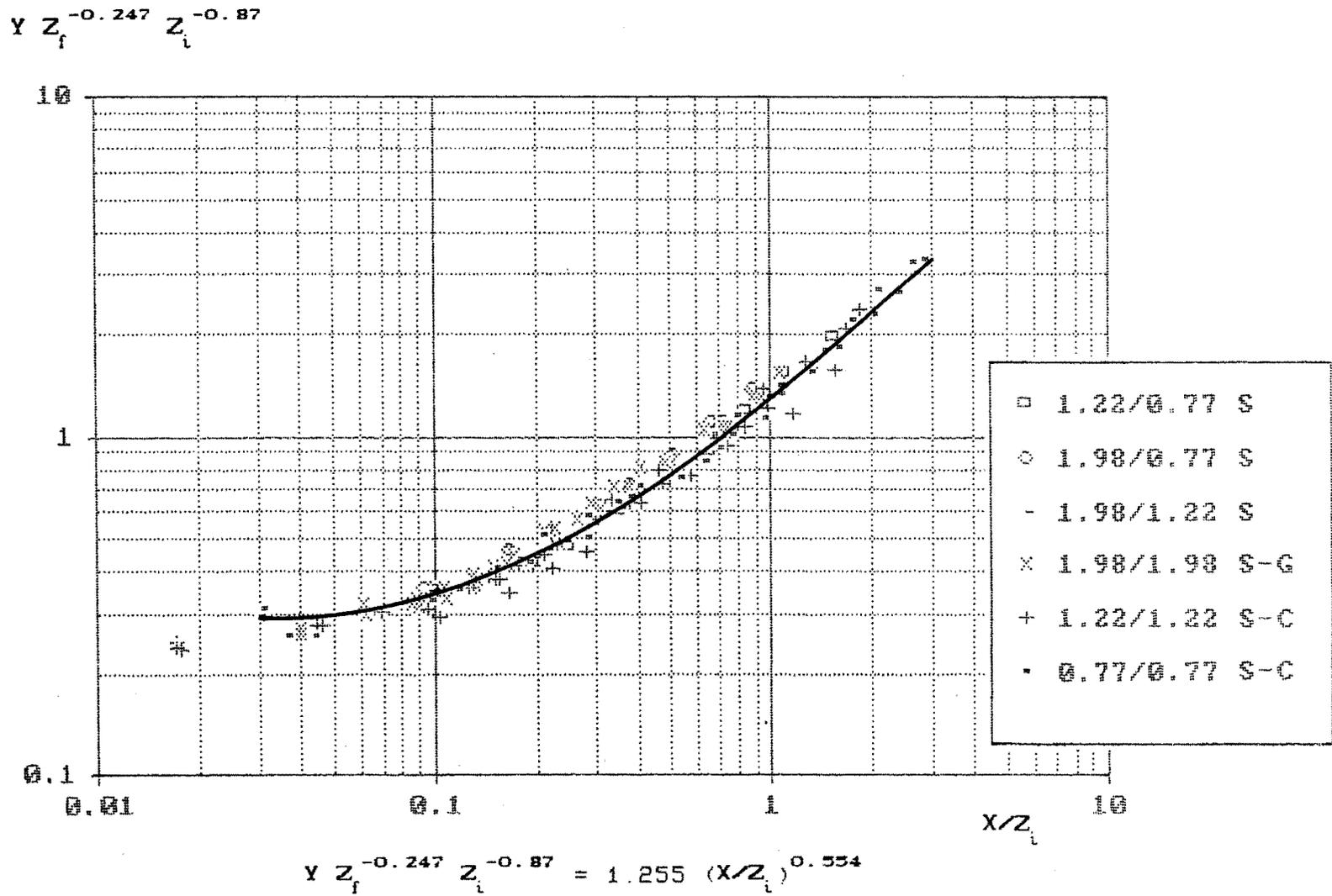


Figura 4.21 - Relação entre potência de escoamento, capacidade de transporte e influência da rugosidade

Figura 4.22 - Resultado final obtido para os casos $d_i = d_j$ e $d_i \neq d_j$



assimilação de vários dados destinada a sintetizar, de forma singela, os resultados obtidos em condições diferentes. Novas experiências serão necessárias para chegar a uma formulação final. Para efeito de aplicação a problemas práticos, sugere-se utilizar em primeira aproximação, a equação:

$$Y = 1.255 Z_f^{0.247} Z_i^{0.316} X^{0.554} \quad (4.17)$$

deduzida da anterior, para expressar a potência mínima exigida pelo transporte de sedimentos em canais de fundo fixo com escoamentos semelhantes aos que foram testados aqui. Ou:

$$X = 0.664 Y^{1.805} Z_f^{-0.446} Z_i^{-0.570} \quad (4.18)$$

para expressar a capacidade de transporte em função da potência hidráulica unitária. Ambas formulações aplicáveis aos intervalos $0.4 < X < 60$ e $3 < Y < 100$.

CAPITULO 5 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 - Conclusões

a) Foram realizadas quatro séries de experiências (três para $d_i = d_f$ e uma para $d_i > d_f$), totalizando 434 ensaios, com o intuito de definir uma formulação que permita calcular a capacidade máxima de transporte por arraste num canal de fundo fixo rugoso. As faixas de valores ensaiadas foram:

$$\begin{aligned} 300 \text{ gr/min} < g_s < 5000 \text{ gr/min} \\ 0.03 \text{ kg/s/m} < \gamma qI < 0.3 \text{ Kg/s/m.} \end{aligned}$$

b) Das quatro alternativas testadas para caracterizar a variável hidráulica, a potência hidráulica unitária γqI , foi a que teve a melhor performance, seja na comparação dos coeficientes de determinação, seja na representação dos pontos experimentais (maior declividade que as outras variáveis hidráulicas) (fig. 4.1, 4.2 e 4.3).

c) É sugerida uma interpretação do grupo adimensional Z , como um balanço entre as forças gravitacionais (ligado ao número do Froude do grão) e a influência da exposição do grão à sub-camada viscosa (parágrafo 2.3).

d) Foi aprimorada a definição de um critério analítico para a obtenção da vazão crítica de início de depósito. Com base da ideia, originalmente elaborada por Costa (1974), foi possível definir uma nova taxa de depósito, calculada a partir do volume de sedimentos captado por uma fossa de retenção localizada à jusante da zona de observação. O critério é expresso pela seguinte relação:

$$\eta = \frac{2.143 (PMAS - k PMTM)}{\lambda d \gamma_s} \quad (3.6)$$

Os resultados obtidos pelos critérios analítico e experimental são muito semelhantes (fig. 4.7, 4.8 e 4.9), permitindo assim, validar os dados do critério experimental, que são em definitiva os usados para a formulação das equações de regressão. Portanto, o uso do critério analítico valoriza o critério experimental para o pesquisador com experiência neste tipo de ensaios, e por outro lado, permite seu uso por um iniciante com escassa experiência.

e) A respeito das relações entre capacidade de transporte e potência hidráulica unitária, no caso de $d_i = d_f$, pode-se dizer que (ver fig. 4.12):

e.1) Existe superposição entre os dados deste trabalho e os obtidos anteriormente por outros pesquisadores (Costa (1974), Almeida (1977), Garcia (1983)).

e.2) As três faixas de transporte definidas anteriormente por Bordas et alii (1988), puderam também ser identificadas, porém, os seus limites são diferentes dos que foram propostos anteriormente.

e.3) Para $X < 1.5$, a potência hidráulica unitária tende a se tornar independente do volume de sedimentos a transportar; nesta zona, denominada de transporte de grãos isolados, a variável que rege o fenômeno está ligada apenas ao peso do grão.

e.4) Para $1.5 < X < 10$, existe uma zona, denominada de transporte de conjunto, onde a demanda de potência hidráulica é maior. A zona é caracterizada por um quase paralelismo entre as curvas que representam cada areia ensaiada. O fenômeno é regido pelo volume total de sedimentos transportados.

e.5) Para $X > 10$, é definida a zona de transporte de massa. Nesta zona se observam duas características: i) uma mudança na disposição dos pontos experimentais, indicando uma maior necessidade de energia que no caso anterior, e ii) uma tendência das retas a se cruzar, visto a declividade maior que apresenta a curva de diâmetro menor. Este fato sugere a existência de um outro mecanismo de dissipação de energia, para descargas sólidas altas, que se acredita ligado aos choques intergranulares.

f) Quanto à expressão procurada da potência mínima para transporte de sedimentos, no caso $d_i = d_f$, o ajuste dos pontos experimentais à relação obtida em pesquisas anteriores (eq. 4.8), evidencia uma boa representação dos dados até $X < 10$ (ver figura 4.13). A partir desse valor, existem três tendências que indicam, um maior gradiente de potência hidráulica para o diâmetro menor que para o maior. Este fato é atribuído à dissipação de energia por choques entre partículas, que caracteriza o transporte de massa. Experimentos adicionais são necessários para elucidar este ponto.

g) Na tentativa de procurar uma expressão que sintetize em primeira aproximação o conjunto de dados para $d_i = d_f$, obteve-se finalmente:

$$Y Z^{-1.091} = 1.3404 (X/Z)^{0.537} \quad \text{com } R^2 = 92.7 \%$$

O uso do agrupamento adimensional X/Z diminuiu a dispersão dos pontos experimentais se comparados a X . Seu uso não tem uma clara justificativa, porém acredita-se, que como X/Z tem alguma relação com o número de partículas transportados, esta variável caracterizaria melhor o fenômeno que X , principalmente, quando as descargas sólidas são altas (fig. 4.14 e 4.15).

h) A interpretação da séries de experiências para $d_i > d_f$, foi realizada em duas etapas.

h.1) A primeira procurando definir como é o comportamento de uma massa de grãos transportados ($d_i = \text{cte}$), em fundo com diferentes rugosidades. Assim foram analisados os casos de 1.98/1.98, 1.98/1.22 e 1.98/0.77, e, 1.22/1.22 e 1.22/0.77. Em geral o alinhamento dos pontos experimentais é bom, porém não existe uma boa superposição entre os dados de Medeiros (1986) para 1.98/1.22 e os apresentados neste trabalho. Esta diferença é explicada pela diferente tecnologia usada na construção do fundo fixo e rugoso (fig. 4.16 e 4.17).

h.2) O próximo passo foi acrescentar o parâmetro Z_f nas correlações, no intuito de incluir as diferentes rugosidades ensaiadas, e finalmente, incorporar o adimensional Z_i para

generalizar os resultados.

h.3) O resultado final obtido, válido para $d_i > d_f$ e $d_i = d_f$ (ver fig. 4.22), é expresso pela seguinte relação:

$$Y Z_f^{-0.247} Z_i^{-0.87} = 1.255 (X/Z_i)^{0.554} \quad \text{com } R^2 = 92.8 \%$$

i) Desde o ponto de vista da tecnologia de trabalho, foi decisivamente aprimorada a construção do fundo fixo e rugoso. Este fundo foi concebido depois de vários insucessos com a tecnologia anteriormente utilizada. Suas vantagens principais foram: a de manter em ótimas condições de trabalho no decorrer das experiências, a excelente visualização dos fenômenos de transporte, erosão e deposição dos sedimentos, e à certeza que a rugosidade inicial não é alterada.

j) Para o uso do critério analítico, a partir da nova definição, foi construída uma fossa coletora de sedimentos transportados no fundo do canal. O uso desta fossa requer muitos cuidados, na definição tanto de sua localização, como do seu tamanho.

5.2 - Recomendações

Na base dos resultados obtidos e suas interpretações, recomenda-se:

a) Estender as experiências para faixas de descargas sólidas maiores. Estes novos ensaios permitirão identificar melhor a zona de transporte de massa e verificar suas características principais.

b) Visto as diferenças achadas entre os dados de Medeiros (1986) e os apresentados neste trabalho, recomenda-se repetir as experiências para $d_i/d_f = 1.98/1.22$, e sobretudo, realizar experiências com $d_i < d_f$, com o intuito de confirmar ou não as tendências apresentadas.

c) Explorar zonas com tipos de escoamentos diferentes, principalmente na faixa de tipo fluvial, visto que o número de Froude das experiências realizadas foi relativamente alto.

d) A partir dos bons resultados obtidos com o critério analítico para o caso de $d_i = d_f$, sugere-se estender o uso deste critério para o caso de $d_i \neq d_f$.

En quanto às instalações se recomenda:

a) A curto prazo, pesquisar o tamanho e localização de fossas coletoras a serem usadas com descargas sólidas altas, de modo a aumentar sua capacidade de armazenamento de sedimentos.

b) A longo prazo, a construção de um canal de fundo inclinável.

CAPITULO 6 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Almeida L.E. Sá Brito de, 1980, Contribuição à previsão da capacidade de transporte por arraste em canal a fundo fixo, Dissertação de Mestrado IPH/UFRGS, 107 pp.
2. American Society of Civil Engineers, 1975, Sedimentation Engineering, Ed. V. Vanoni, New York, 690 pp.
3. ASCE Task Committee Report, 1982, Relationship between morphology of small streams and sediment yield, Journal of Hyd. Div., ASCE, Vol 108, HY11, pp 1328-1365.
4. Bagnold R.A., 1956, The flow of cohesionless grains in fluids, Phil. Trans. Roy. Soc. London, A 249, No. 964.
5. Bagnold R.A., 1966, An approach to the sediment transport problem from general physics, U.S. Geol. Survey Prof. Paper 422-I, 37 pp.
6. Bhamidipaty S, Shen H.W., 1971, Laboratory study of degradation and aggradation, J. of Waterways, Harbors and Coastal Eng. Div. ASCE, Vol 97, No WW4, pp 615-630.
7. Blench T., Galay V.J., Peterson A.W., 1980, Steady fluid-solid-flow in flumes, in Hydraulic Transport in Flumes, BHRA Inf. Series No. 2, pp 11-23
8. Bogardi J.L., 1974, Sediment transport in alluvial streams, Akadémiai Kiadó, Budapest, 826 pp.
9. Bordas M.P., 1973, Contributions récentes à l'analyse quantitative du transport solide, XV Congrès de L'Association Internationale de Recherches Hydraulics, Istambul, Vol 6, pp 175-188.
10. Bordas M.P., Borges A.L. de O., Medeiros P, 1988, Puissance hydraulique et dépôt de sédiments en eaux courantes, International Symposium on Sediment Budgets, Porto Alegre, pp 21-33
11. Borges A.L. de O., 1987, Determinação da capacidade máxima de transporte por arraste de um escoamento sobre fundo móvel, Dissertação de Mestrado IPH/UFRGS, 166 pp.
12. Costa A.F., 1974, Contribuição à previsão de depósito de sedimentos em canal a fundo fixo, Dissertação de Mestrado IPH/UFRGS, 103 pp.

13. Craven J.P., Ambrose H.H., 1953, The transportation de sands in pipes, Proc. of the Fifth Hyd. Conf., Bulletin 34, Iowa, apud. Novak P., Nalluri C., 1975, Sediment transport in smooth fixed bed channels, Journal of Hyd.Div., ASCE, Vol. 101, HY 9, pp 1141.
14. Engelund F., Hansen E., 1967, A monograph on sediment transport in alluvial streams, Copenhagen, Teknisk Forlag, 62pp.
15. Garcia A., 1983, Contribuição à previsão da capacidade de transporte em canais a fundo fixo e móvel, Dissertação de Mestrado IPH/UFRGS, 191 pp.
16. Garde R., Ranga Raju K.G., 1977, Mechanics of sediment transportation and alluvial streams problems, Wiley Easten, New Delhi, 111 pp.
17. Grass J., 1970, Initial instability of fine bed sand, Journal of Hyd. Div., ASCE, Vol 96, HY 3, pp 619-632.
18. Grass J., 1971, Structural features of turbulent flow over smooth and rough boundaries, Journal Fluid Mechanics, Vol 50, part 2, pp 233-255
19. Gilbert K.G., 1914, The transportation of debris by running water, U.S. Geol. Survey Prof. Paper 86, 263 pp.
20. Graf W.H., 1971, Hydraulics of sediment transport, Mc-Graw-Hill, 513 pp.
21. Hjulstrom f., 1935, Studies of the morphological activity of rivers as illustrated by the river Furis, Bull. Geol. Inst. Univ. Uppsala, Uppsala, 25, pp 221-525, apud Graf W.H., 1971, Hydraulics of sediment transport, pp 88.
22. Levi E., 1979, Turbulent process in natural streams, UNAM, 63 pp
23. Medeiros P., 1986, Efeito de rugosidade de fundo sobre a formação de depósitos em canal de fundo fixo rugoso, Dissertação de Mestrado IPH/UFRGS 138 pp.
24. Menard H.W., 1950, Sediment movement in relation to current velocity, Journal of Sed. Petrology, 20(3), pp 148-160.
25. Moore I.D., Burch G.J., 1986, Sediment transport capacity of sheet and rill erosion: application of unit stream power theory, Water Res. Research Vol 22, No. 8, pp 1350-1360.
26. Novak P., Nalluri C., 1975, Sediment transport in smooth fixed bed channels, Journal of Hyd. div., ASCE, Vol 101, HY9,

- pp 1139-1154.
27. **Novak P., Nalluri C.**, 1978, Sewer design for no-deposition, Proc. Inst. Civ. Eng., Part 2, 65, pp 669-674.
 28. **Novak P., Nalluri C.**, 1984, Incipient motion of sediment particles over fixed beds, Journal of Hyd. Res., IAHR, Vol.22, No.3, pp 181-197.
 29. **Pacheco-Ceballos M.**, 1989, Transport of sediments: analytical solution, Journal of Hyd. Res., IHAR, Vol. 27, No. 4, pp 501-518.
 30. **Fazis G.**, 1977, Un critère de dépôt, Publicação 122, IAHS, pp 325-329.
 31. **Pedroli R.**, 1963, Transporto di materiale solido in canali a fondo fisso e liscio, Tesi di dottore in Scienze Tecniche, Scuola Plitecnica Federale, Zurigo, 178 pp.
 32. **Pica M.**, 1973, Bed load transport in mountain streams, Association Internationale de Recherches Hydrauliques, 15, Vol 1, pp 339- 344.
 33. **Raudkivi A.J.**, 1985, Apostilha do Curso Latinoamericano de Mecánica Fluvial, Buenos Aires.
 34. **Simons D.B., Senturk F.**, 1976, Sediment transport technology, Water Resources Publications, Fort Collins, 807 pp.
 35. **Soni J.P.**, 1981a, Laboratory study of aggradation in alluvial channels, Journal of Hydrology, Vol 49, No. 4, pp 97-106
 36. **Soni J.P.**, 1981b, Unsteady sediment transport law and prediction of Aggradation parameters, Water Resources Research, Vol 17, No. 1, pp 33-40
 37. **Van Rijn L.**, 1984, Sediment transport Part I: bed load transport Journal of Hyd. Eng., ASCE, Vol. 110, No. 10, pp 1431-1456.
 38. **Yalin M.S.**, 1972, Mechanics of sediment transport, Pergamon Press, 290 pp.
 39. **Yang C.T.**, 1973, Incipient motion and sediment transport, Journal of Hyd. Div., ASCE, Vol. 99, HY10, pp 1679-1704.
 40. **Yang C.T.**, 1984, Unit stream power equation for gravel, Journal of Hyd. Eng., ASCE, Vol. 110, No. 12, pp 1783-1797.
 41. **Yang C.T., Molinas A.**, 1982, Sediment transport and unit stream power function, Journal of Hyd. Div., ASCE, Vol. 108. HY6, pp 774-793.

ANEXO

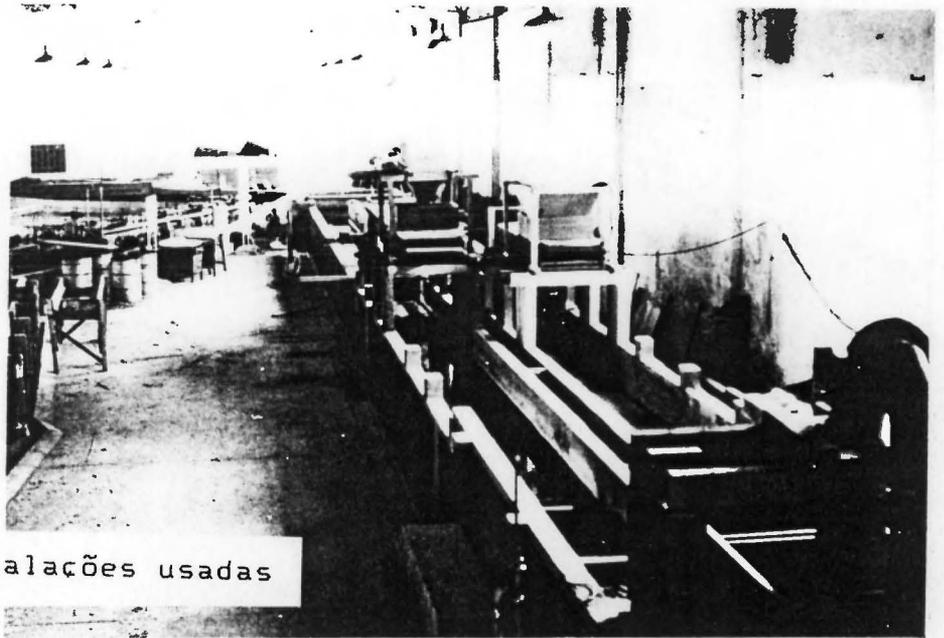


Foto 1 - Instalações usadas

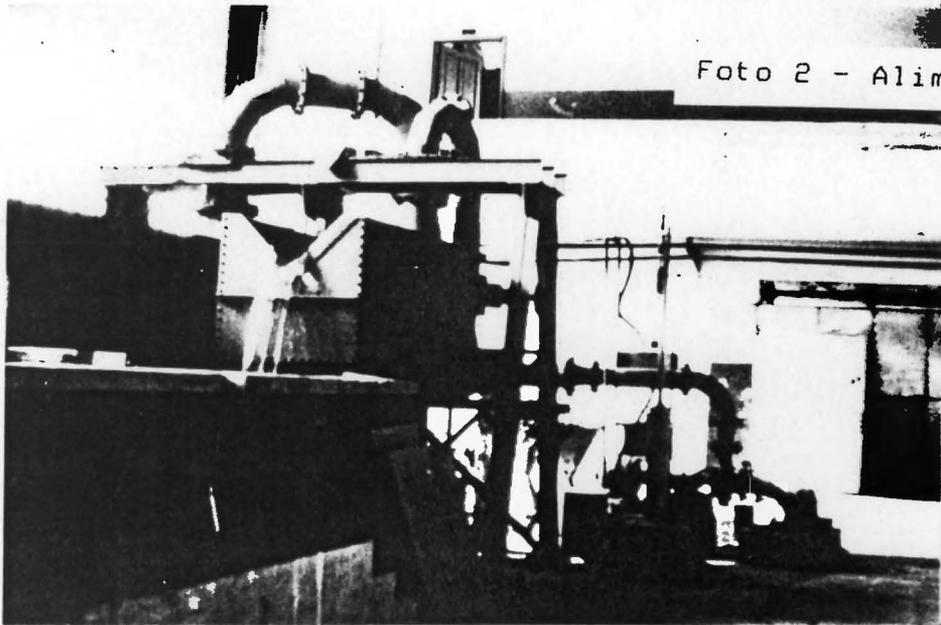
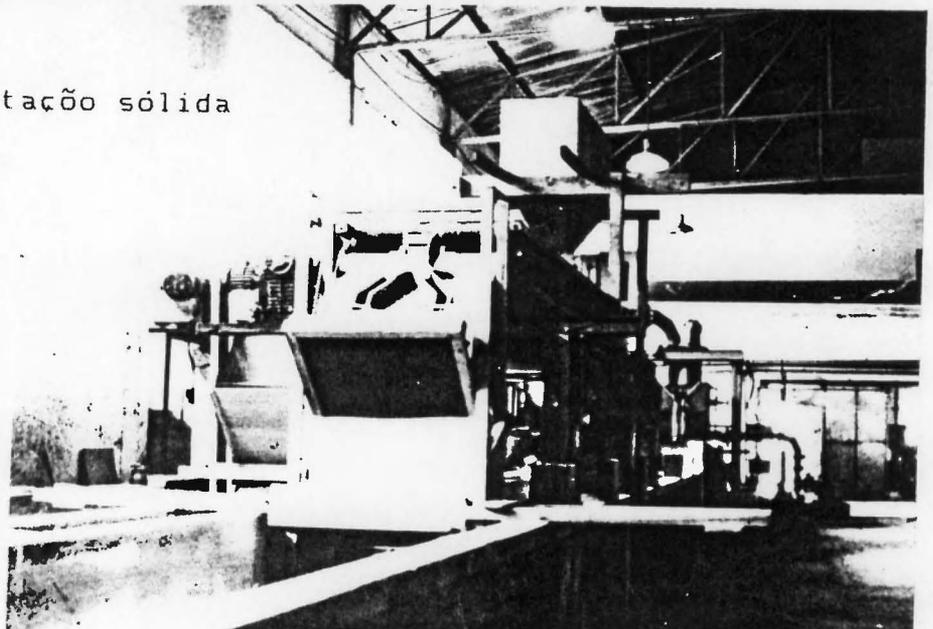


Foto 2 - Alimentação líquida

Foto 3 - Alimentação sólida



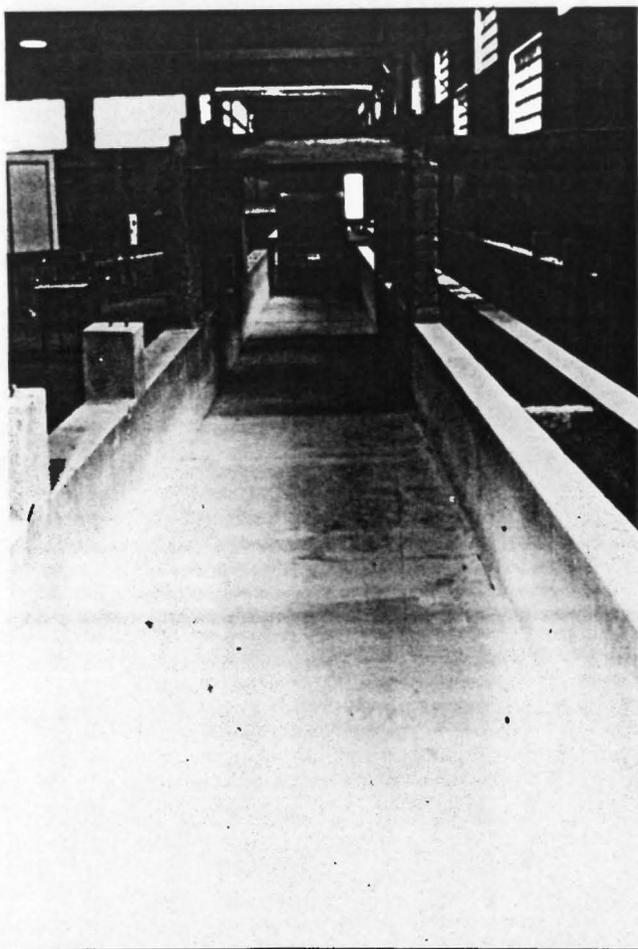


Foto 4 - O canal de ensaio liso

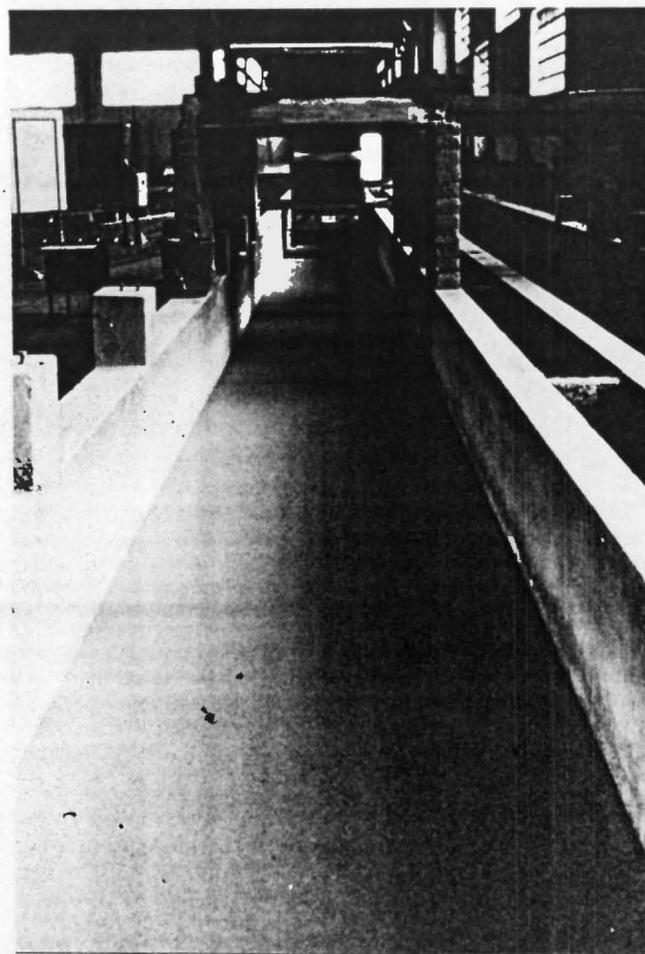
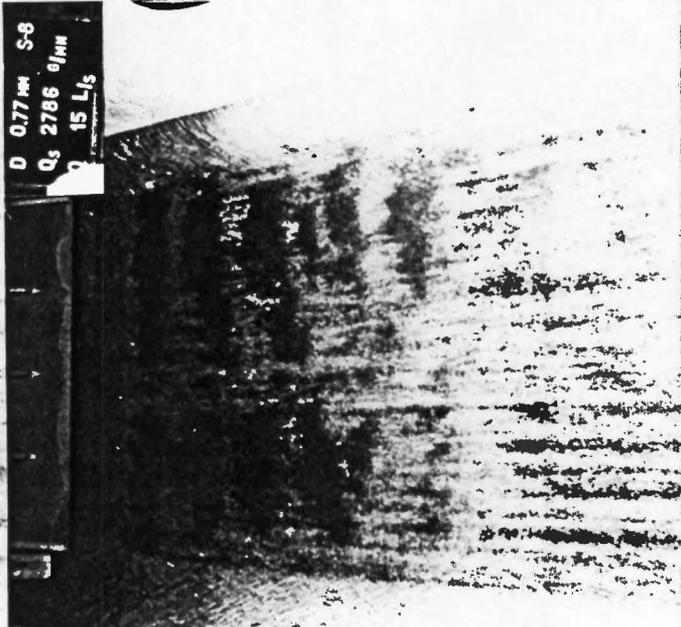
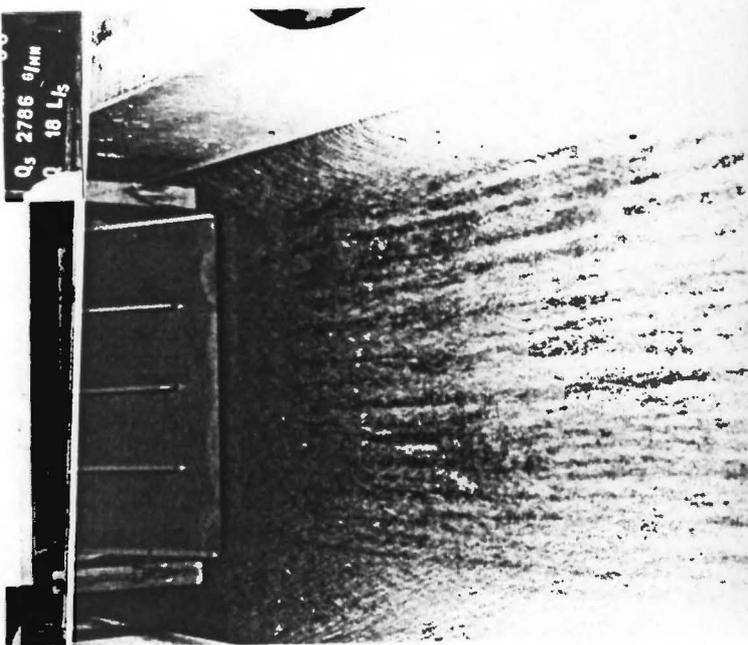
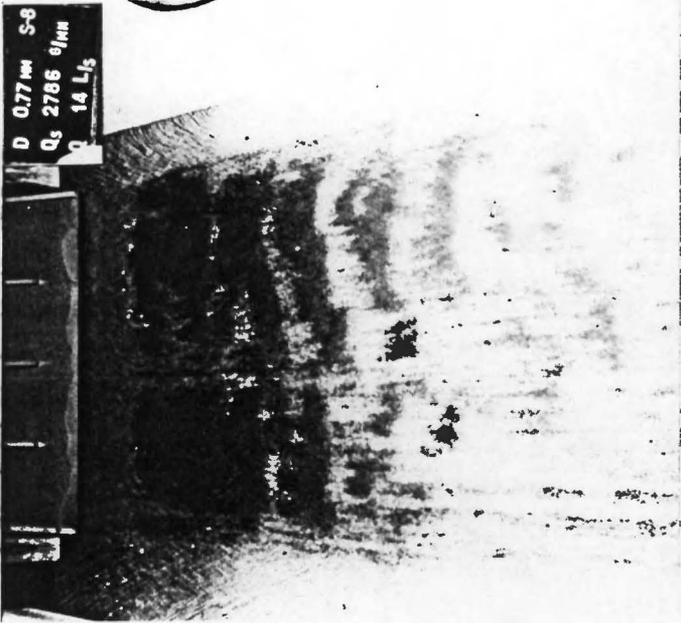
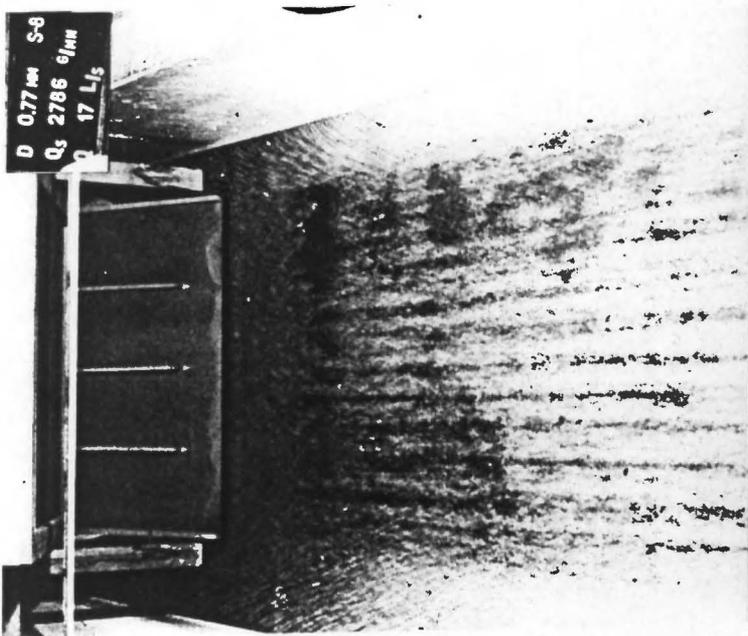
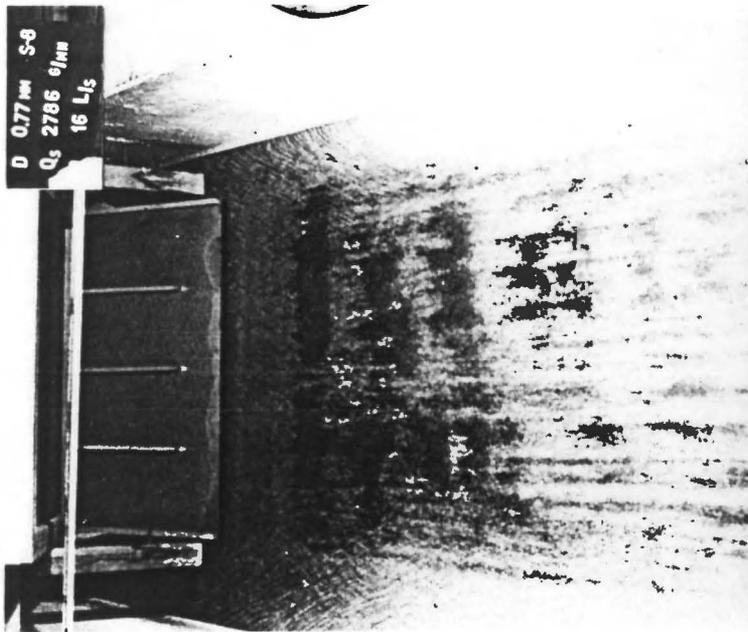


Foto 5 - O canal de ensaio rugoso



Fotos 6 a 11 - Experiência completa para $Q_s = 2786$ g/min,
 $d = 0.77$ mm, $Q = 18, 17, 16, 15, 14$ e 13 l/s, e $t = 1'30''$