

# CONSIDERAÇÕES SOBRE TURBULÊNCIA E REGIMES EM UM CANAL COM TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

*Péricles Alves Medeiros<sup>1</sup> & Ademar Cordero<sup>2</sup>*

**RESUMO** – Foi realizada em laboratório de hidráulica uma grande série de ensaios em canal transportando sedimentos de vários diâmetros. Dois fundos planos e fixos foram utilizados mas com rugosidade diferentes. As equações das capacidades máximas de transporte por arraste foram determinadas bem como seu equacionamento com distintos números adimensionais. O presente artigo retoma parte daqueles dados brutos e realiza agora uma ordenada análise especificamente sobre turbulência e regimes de escoamento. Gráficos foram desenvolvidos no sentido de se visualizar os dados de forma mais clara e adequada. Pontos débeis ou mal esclarecidos da pesquisa anterior foram aqui abordados e alertados. Dessa forma, está disponível uma ordenada discussão desses dois temas orientando assim a condução de outros experimentos.

**ABSTRACT**- In a hydraulics laboratory, a big serie of tests in sediment transport with various grain diameters has been done. Two types of fixed bottom were utilized with different bed roughness. The maximum bedload transport capacities were established as well its equations with many types of dimensionless numbers. The present paper recover part of that gross data and now realize an ordered analysis specifically on turbulence and flow regimes. Graphs were developed for more suitable and clear visualization of data. Weak or not clear aspects in that previous research were here approached and warned. Thus, it is available a ordered discussion of both themes giving by its turn, direction for future alike experiments.

**Palavras chave:** Regimes de escoamento, turbulência, hidráulica de canais;

---

<sup>1</sup> Professor, Depto. Eng. Sanitária e Ambiental, CTC / UFSC; CEP 88040-900; Florianópolis - SC, Tel. (48) 37.21.95.97; . FAX (48) 32.34.64.59; [pericles@ens.ufsc.br](mailto:pericles@ens.ufsc.br)

<sup>2</sup> Professor, Depto. Eng. Civil; FURB, Rua Araçatuba, 83; 89030-080- Blumenau – SC; [cordero@furb.br](mailto:cordero@furb.br)

## INTRODUÇÃO

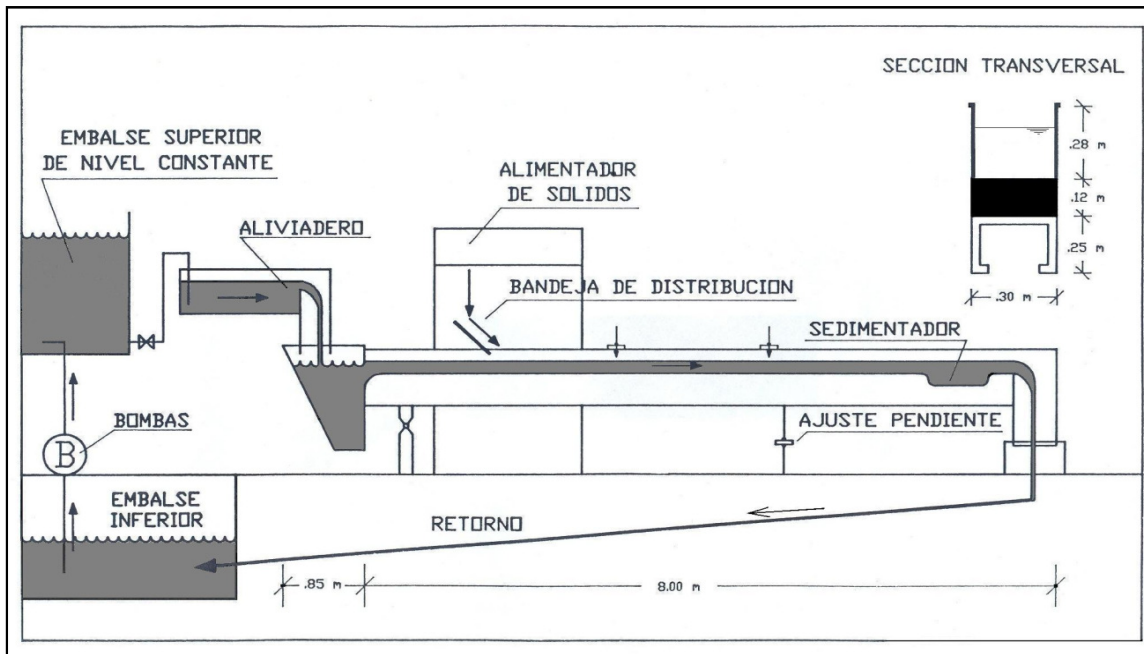
O presente trabalho tem sua base na tese de doutorado de Medeiros (1993) realizada na Universidad Politécnica de Madrid entre 1989 e 1993. Na época, um extenso programa de ensaios em um canal de fundo fixo foi realizado, determinando-se as capacidades máximas de transporte sólido. Resumidamente foram utilizados: 5 diferentes sedimentos de diâmetro aproximadamente uniforme, dois tipos de rugosidade de fundo, 3 declividades e várias vazões líquidas e sólidas. Os sedimentos utilizados variaram de areias a cascalho miúdo. Considerando todas as variáveis envolvidas, o número total de ensaios chegou à 1104. Em cada bateria de ensaios, fixou-se uma rugosidade de fundo, um tipo de sedimento, uma declividade de fundo e uma descarga sólida constante desse sedimento escolhido. Essa descarga sólida fixa era injetada no escoamento e era transportada, basicamente por arraste, até o fim do canal. A metodologia será detalhada mais adiante mas, resumidamente para um evento pontual, possuía dois passos: a) uma determinada vazão sólida constante era escolhida e injetada em uma vazão líquida propositalmente de excessiva energia para realizar o transporte sólido; b) nos ensaios seguintes, diminuía-se sucessivamente apenas a vazão líquida e observava-se o comportamento do arraste chegando-se assim, à mínima vazão líquida capaz de transportar aquela descarga sólida fixa escolhida. Dito de outra forma, foi obtida, pela via inversa, a capacidade máxima de transporte sólido daquela vazão líquida mínima. Assim, aquele trabalho de 1993 obteve finalmente diversas tipos de equações de transporte sólido. Como variável representativa da energia disponível do escoamento, utilizou-se 3 parâmetros: a tensão de cisalhamento de fundo, a velocidade média e a potência unitária do escoamento. Esses parâmetros foram adequadamente transformados em números adimensionais para generalizar a aplicações finais das equações. Finalmente, o mencionado trabalho também abordou outras questões relativas ao tema como: início de arraste, início de depósito, fronteira suspensão/arraste, comparações fundo móvel/fundo fixo, etc.

Quanto ao presente trabalho, pode-se dizer que recupera daquela tese alguns dados originais brutos ainda não suficientemente desenvolvidos e analisados. O objetivo deste trabalho é a análise da turbulência e regime de escoamento referentes àqueles experimentos. Na verdade, aquele primeiro trabalho, pelo extenso programa de ensaios e os variados desdobramentos, ainda possui muitos dados inexplorados que podem, em outra oportunidade, ser abordados.

## EQUIPAMENTO EXPERIMENTAL

O trabalho foi realizado no Laboratório de Hidráulica da Escuela de Caminos, Canales y Puertos da Universidad Politécnica de Madrid, entre 1989 e 1993. O canal utilizado tem uma estrutura metálica muito reforçada, feita não de perfis, mas de ferro maciço. Assim, não permite qualquer flexão perceptível. A extensão total do aparato tem 8,85 metros mas, o canal propriamente dito, possui 7,50 m. A largura interna é de 0,30 metros e as paredes laterais são de vidro para visualização. A grande maioria das vazões líquidas situaram-se entre 6 e 24 l/s. A máxima vazão líquida pontual utilizada chegou à 44 l/s. A altura normal máxima foi de 0,13 m mas, em média, ficou próxima de 0,06 m. A relação: extensão do canal / altura normal máxima resultou em 58. Para a altura normal média, a dita relação é de 125. Dessa forma, foi possível admitir movimento permanente uniforme sem erros apreciáveis. Assim, considerou-se a declividade da linha da energia (J) igual à declividade do fundo (I). Para a viscosidade cinemática ( $\nu$ ), considerou-se a temperatura da água, no verão, de 20° C (para “Fundo 1”) e , no inverno, 11 °C (para “Fundo 2”). Para ajuste da declividade, existe um parafuso tipo rosca sem fim, manejado por um grande volante. Nos ensaios foram utilizadas 3 declividades de fundo: 0,006; 0,008 e 0,010 m/m. Sobre o fundo do canal metálico, foi construída uma camada de alvenaria coberta por fina argamassa de cimento branco feita com areia  $d = 0,65$  mm, bem alisada. Assim, foi possível, no final do canal, formar um rebaixo de 0,12 m para que o sedimento ali se depositasse sem assorear o reservatório subterrâneo. Duas rugosidades absolutas de fundo ( $k$ ) foram utilizadas: a da própria argamassa feita com areia de diâmetro aproximadamente uniforme 0,65 mm (“Fundo 1”, com “ $k$ ” avaliado em aproximadamente 0,30 mm) e, posteriormente, com colagem de areia de diâmetro uniforme 0,65 mm (“Fundo 2”, com “ $k$ ” avaliado em aproximadamente 0,65 mm). Essas duas rugosidades absolutas de fundo não são exatas mas sim observadas com uma lente. Além disso, há que se ter presente que a rugosidade absoluta das paredes (vidro) é de aproximadamente 0,004 mm (ou até inferior). Percebe-se que , no primeiro caso, a rugosidade adotada ficou um pouco menor do que a metade do diâmetro do grão misturado ao cimento branco. No segundo, após minucioso exame, optou-se pelo próprio valor do diâmetro como rugosidade mais representativa. Isso porque, na colagem, ao se utilizar uma camada de grãos de espessura 1 cm pressionada contra o fundo, os grãos que ficaram fixos não ficam exatamente lado a lado mas sim desordenados. A vazão líquida era obtida por um reservatório elevado de nível constante. Assim, a abertura da válvula de saída permite uma relação bem definida entre carga e vazão. A seguir, um vertedor retangular já calibrado e uma ponta linimétrica com nônio determinam, com erro máximo de 1,5 %, as vazões líquidas. Como mostrará a metodologia mais adiante, vazões sólidas de sedimento seco são injetadas no

escoamento. As vazões sólidas de areia e cascalho injetadas, pré ajustadas, variaram de 0,00565 à 0,14172 Kg/s. A Figura 1 a seguir, mostra um desenho esquemático do canal.



**Figura 1 - Canal utilizado.**

## METODOLOGIA

Para a determinação da capacidade máxima de transporte sólido de um escoamento líquido, os experimentos de laboratório podem dispor basicamente de duas formas: a) Em um escoamento de vazão líquida constante, injeta-se progressivamente uma vazão crescente de sedimentos secos até o início de deposição. b) Com uma injeção de uma descarga sólida fixa, gradualmente à cada ensaio, diminui-se a vazão líquida que a transporta. Assim, também chega-se, por observação visual, à capacidade máxima de transporte sólido. Aqui, optou-se pelo segundo método. Assim, para a padronização de todos os ensaios, cumpriu-se a seguinte metodologia ordenada por passos:

- a) Escolhe-se um tipo de fundo (1 ou 2), uma declividade de fundo (I), um tipo de sedimento (A,B,C,D ou E) e regula-se o citado equipamento de sólidos para uma descarga sólida fixa total na secção (Gs) a ser injetada no escoamento.

- b) Através de ensaios prévios, determina-se uma vazão líquida total na secção (Q) capaz de, propositalmente, transportar com excessiva energia aquela descarga sólida escolhida.
- c) O experimento começa com a vazão líquida já mencionada que, obviamente transportará com grande facilidade o sedimento. Mede-se: a temperatura da água ( $t$  °C), a altura normal antes e durante o transporte sólido ( $h$ ,  $h_s$ , que são diferentes devido ao volume ocupado pelos grãos), o tempo de avanço da frente de grãos (“Tempo”) até o final do canal (assim tem-se a velocidade média dos grãos,  $V_{mg}$ ) e seu comportamento ( a facilidade ou não de se locomover, se alguns grão se depositam ou não, etc.). Para este último parâmetro, se necessita experiência adquirida com muitos ensaios prévios de treinamento.
- d) Progressivamente, à cada novo ensaio, diminui-se apenas a vazão líquida, observando-se todas as variáveis já mencionadas bem como qualquer outro detalhe que possa surgir (por exemplo, com número de Froude (F) muito próximo à 1,0 a superfície da água fica completamente instável, inviabilizando o ensaio).
- e) Assim, chega-se inevitavelmente à um ensaio no qual há uma generalizada e irreversível tendência de deposição da grande maioria dos grãos. O ensaio imediatamente anterior é caracterizado como “ensaio crítico”, definidor de máxima capacidade de transporte sólido.
- f) Através de um adequado programa, varia-se: a declividade, o tipo de fundo, o tipo de sedimento, descarga sólida e vazões líquidas precedentes ao “ensaio crítico”.

## DADOS BÁSICOS

O sedimento bruto necessário para os ensaios foi retirado das margens do rio Manzanares, afluente do rio Jarama, no município de San Martin de la Vega, à sudeste de Madrid, Espanha. O volume total de sedimento bruto foi de  $5 \text{ m}^3$ . Para aquele trabalho separou-se inicialmente, por peneiramento, 8 diâmetros aproximadamente uniformes de sedimento. As correspondentes 8 curvas granulométricas individuais nem puderam ser devidamente desenhadas visto que eram praticamente retas verticais. Posteriormente, optou-se por trabalhar apenas com 5 daqueles diâmetros uniformes (ver Tabela 1, a seguir). Os de diâmetro superior, pelo seu peso, ficavam quase sempre depositados no ponto de injeção pois o sistema hidráulico disponível não fornecia vazão suficiente para o arraste. Os de menor diâmetro, entravam em suspensão e foram eliminados pois optou-se por trabalhar apenas com arraste de fundo, uniformizando assim a modalidade de transporte da totalidade dos ensaios. Pelo visto na metodologia, percebe-se que para se atingir um ensaio crítico (com capacidade máxima de transporte sólido), há que se passar obrigatoriamente por todos os

ensaios anteriores. Como já foi dito antes, o número total de ensaios daquela tese foi de 1104 logo, a média geral de ensaios necessários para se chegar a um ensaio crítico foi de 7,36 ensaios. No presente trabalho, somente são recuperados os dados básicos dos 150 ensaios críticos e estão apresentados na Tabela 2 mais adiante. Nessa tabela, a palavra “grupo” de ensaios significa um conjunto de vazões decrescentes até se chegar na vazão, digamos, “crítica” (ver metodologia) que tem a máxima capacidade de transporte sólido. Muitas vezes, por precaução, um grupo de ensaios continuava a decrescer, mesmo já se tendo atingido o ponto “crítico”. Ou seja, chegava-se a escoamentos claramente sem capacidade de transportar aquela vazão sólida pré-estabelecida injetada no escoamento. Dessa forma, tinha-se certeza absoluta de quais vazões estavam acima e quais abaixo da dita capacidade. Ainda na mesma Tabela 2, são apresentadas as alturas normais (movimento praticamente permanente uniforme) tanto antes ( $h$ ) como durante ( $h_s$ ) a injeção de sedimentos, o tempo (“Tempo”) do avanço da frente de sedimentos até o fim do canal. As vazões sólidas (Kgf/s) e líquidas ( $m^3/s$ ) são as totais na secção transversal. Os dados restantes são auto-explicativos.

**Tabela 1 – Sedimentos utilizados.**

Sedim.	Diâmetro uniforme (mm)	Classificação	Esfericidade	Peso específico Kgf/m <sup>3</sup>
A	2,84	cascalho fino	Sub-angular a sub-rolado	2610
B	2,10	cascalho fino	Sub-angular a sub-rolado	2610
C	1,42	areia grossa	Sub-angular a sub-rolado	2610
D	1,02	areia grossa	Sub-angular a sub-rolado	2610
E	0,65	areia grossa	Sub-angular a sub-rolado	2610

Tabela 2 - Dados básicos apenas dos ensaios com capac. máx. de transporte.

Grupo	Fundo	Sedim	Decliv m/m	Vazão sól. Kgf/s	Vazão m <sup>3</sup> /s	Altura h	Altura hs	Tempo seg.
1	1	A	0,006	0,01007	0,0015	0,0115	0,0145	15,87
2	1	A	0,006	0,0155	0,0025	0,0154	0,0189	12,92
3	1	A	0,006	0,04857	0,009	0,036	0,0385	8,3
4	1	A	0,006	0,05838	0,0105	0,04	0,0445	7,98
5	1	A	0,006	0,07595	0,014	0,0496	0,053	7,46
6	1	A	0,008	0,00775	0,0015	0,0112	0,0135	13,7
7	1	A	0,008	0,05606	0,006	0,0252	0,0272	7,66
8	1	A	0,008	0,07672	0,0085	0,0318	0,0363	7,46
9	1	A	0,008	0,08912	0,01	0,0356	0,0374	7,26
10	1	A	0,008	0,11031	0,013	0,0438	0,0484	7,07
11	1	A	0,01	0,01188	0,0015	0,0099	0,0119	11,76
12	1	A	0,01	0,04857	0,004	0,0177	0,0207	8,82
13	1	A	0,01	0,05735	0,0045	0,019	0,0225	8,75
14	1	A	0,01	0,07672	0,006	0,0235	0,027	8,5
15	1	A	0,01	0,11031	0,008	0,0284	0,0314	6,35
16	1	B	0,006	0,00646	0,002	0,0122	0,0142	14,4
17	1	B	0,006	0,01749	0,0035	0,0182	0,0222	11,38
18	1	B	0,006	0,0288	0,006	0,0272	0,0287	9,08
19	1	B	0,006	0,0681	0,013	0,0468	0,05	7,12
20	1	B	0,006	0,09555	0,018	0,0602	0,0642	6,67
21	1	B	0,008	0,01749	0,002	0,0127	0,0147	11,47
22	1	B	0,008	0,0288	0,0035	0,0176	0,0191	9,8
23	1	B	0,008	0,05652	0,008	0,0307	0,0332	7,48
24	1	B	0,008	0,0681	0,0105	0,037	0,039	6,95
25	1	B	0,008	0,08802	0,014	0,0452	0,0477	6,43
26	1	B	0,01	0,00834	0,0015	0,0097	0,0127	11,02
27	1	B	0,01	0,0288	0,002	0,0117	0,0147	9,97
28	1	B	0,01	0,05652	0,005	0,0212	0,0237	7,75
29	1	B	0,01	0,0681	0,0065	0,0248	0,0276	7,23
30	1	B	0,01	0,08802	0,0085	0,0295	0,033	6,93
31	1	C	0,006	0,01088	0,0035	0,019	0,021	14,01
32	1	C	0,006	0,02825	0,0075	0,0316	0,0338	8,49
33	1	C	0,006	0,05209	0,012	0,044	0,0465	7,61
34	1	C	0,006	0,07179	0,018	0,0593	0,0628	6,73
35	1	C	0,006	0,09148	0,023	0,071	0,0755	6,23
36	1	C	0,008	0,01088	0,0015	0,0112	0,013	12,6
37	1	C	0,008	0,02514	0,0035	0,0176	0,0196	9,98
38	1	C	0,008	0,02825	0,004	0,0189	0,0204	9,44
39	1	C	0,008	0,05209	0,009	0,0329	0,0354	7,13
40	1	C	0,008	0,07179	0,011	0,0385	0,0415	6,8
41	1	C	0,01	0,01088	0,001	0,0081	0,0101	12
42	1	C	0,01	0,02825	0,0025	0,0133	0,0163	10,67
43	1	C	0,01	0,07179	0,0085	0,0299	0,0324	6,45
44	1	C	0,01	0,09148	0,012	0,0392	0,0412	6,32
45	1	C	0,01	0,0977	0,013	0,0415	0,044	6,27

Tabela 2 - Dados básicos apenas dos ensaios com capac. máx. de transporte.

46	1	D	0,006	0,00565	0,0015	0,0112	0,0142	16,11
47	1	D	0,006	0,01668	0,0035	0,0193	0,0218	11,5
48	1	D	0,006	0,03003	0,007	0,0298	0,0328	9,09
49	1	D	0,006	0,04723	0,0115	0,042	0,0445	8,07
50	1	D	0,006	0,07443	0,0175	0,0584	0,0624	7,06
51	1	D	0,008	0,01668	0,0025	0,0146	0,0176	12,84
52	1	D	0,008	0,03388	0,0055	0,0235	0,0255	8,64
53	1	D	0,008	0,04723	0,0095	0,0345	0,0376	7,86
54	1	D	0,008	0,07443	0,014	0,0473	0,0493	6,22
55	1	D	0,008	0,0943	0,018	0,0566	0,0591	6,27
56	1	D	0,01	0,01129	0,0015	0,0095	0,011	11,64
57	1	D	0,01	0,02515	0,003	0,0148	0,0165	9,93
58	1	D	0,01	0,03388	0,0045	0,0192	0,0212	8,23
59	1	D	0,01	0,07443	0,0105	0,0351	0,0376	6,49
60	1	D	0,01	0,09343	0,015	0,0466	0,0491	5,66
61	1	E	0,006	0,01222	0,0035	0,0185	0,0215	13,91
62	1	E	0,006	0,02645	0,006	0,0269	0,0299	11,14
63	1	E	0,006	0,03243	0,008	0,0328	0,0348	8,58
64	1	E	0,006	0,0494	0,012	0,0445	0,048	7,93
65	1	E	0,006	0,07834	0,0195	0,0636	0,0656	6,57
66	1	E	0,008	0,01222	0,0025	0,0149	0,0174	13,3
67	1	E	0,008	0,01821	0,0035	0,0176	0,0195	10,96
68	1	E	0,008	0,03218	0,0055	0,0233	0,0252	8,82
69	1	E	0,008	0,0494	0,008	0,0305	0,033	8,63
70	1	E	0,008	0,09805	0,014	0,0465	0,0485	6,43
71	1	E	0,01	0,01222	0,002	0,0108	0,0138	13,23
72	1	E	0,01	0,03218	0,005	0,0206	0,0226	8,11
73	1	E	0,01	0,0494	0,007	0,0263	0,0278	6,99
74	1	E	0,01	0,07834	0,0085	0,03	0,033	6,79
75	1	E	0,01	0,09805	0,013	0,0422	0,0442	6,56
1	2	A	0,006	0,01307	0,0045	0,026	0,0283	13,4
2	2	A	0,006	0,045	0,019	0,0706	0,0732	9,3
3	2	A	0,006	0,05606	0,023	0,0801	0,0817	8
4	2	A	0,006	0,07672	0,03	0,0954	0,0994	7,83
5	2	A	0,006	0,11031	0,0425	0,12	0,125	6
6	2	A	0,008	0,01149	0,0025	0,0168	0,0183	12,8
7	2	A	0,008	0,035	0,009	0,038	0,0406	10,15
8	2	A	0,008	0,05606	0,0155	0,0557	0,0583	7,65
9	2	A	0,008	0,07492	0,0225	0,0725	0,0764	6,9
10	2	A	0,008	0,11031	0,03	0,0883	0,0949	6,65
11	2	A	0,01	0,01307	0,002	0,0135	0,0157	13,8
12	2	A	0,01	0,045	0,006	0,0276	0,0295	9,8
13	2	A	0,01	0,05606	0,009	0,0358	0,0385	8,25
14	2	A	0,01	0,07492	0,015	0,051	0,0533	7,15
15	2	A	0,01	0,11031	0,022	0,0676	0,0705	6,25



Tabela 2 - Dados básicos apenas dos ensaios com capac. máx. de transporte.

16	2	B	0,006	0,01284	0,0065	0,0334	0,0344	14,05
17	2	B	0,006	0,02611	0,015	0,0593	0,061	10,1
18	2	B	0,006	0,05652	0,027	0,0892	0,0922	8,85
19	2	B	0,006	0,08802	0,036	0,1069	0,1119	6,8
20	2	B	0,006	0,09609	0,039	0,113	0,1176	6,2
21	2	B	0,008	0,01491	0,0025	0,0182	0,0195	14,6
22	2	B	0,008	0,02611	0,0065	0,0307	0,0327	10,65
23	2	B	0,008	0,04356	0,015	0,0536	0,0562	8
24	2	B	0,008	0,0681	0,022	0,0719	0,0751	6,95
25	2	B	0,008	0,12705	0,034	0,0969	0,1015	6,25
26	2	B	0,01	0,01284	0,002	0,0151	0,0162	13,5
27	2	B	0,01	0,02611	0,004	0,0203	0,0228	11,28
28	2	B	0,01	0,04356	0,0085	0,0349	0,0371	9,4
29	2	B	0,01	0,0681	0,015	0,0517	0,054	7,15
30	2	B	0,01	0,09609	0,02	0,0634	0,067	7,15
31	2	C	0,006	0,01088	0,005	0,0281	0,0293	15,6
32	2	C	0,006	0,02514	0,018	0,0666	0,0682	9,8
33	2	C	0,006	0,04344	0,024	0,083	0,085	8,8
34	2	C	0,006	0,07179	0,0315	0,0988	0,102	7,9
35	2	C	0,006	0,10833	0,0415	0,1182	0,1231	6,6
36	2	C	0,008	0,01088	0,0025	0,018	0,0189	15,7
37	2	C	0,008	0,02514	0,01	0,0412	0,0424	10,1
38	2	C	0,008	0,04344	0,018	0,0616	0,0648	7,8
39	2	C	0,008	0,07179	0,024	0,0754	0,0786	7,3
40	2	C	0,008	0,10833	0,031	0,0888	0,0946	6,5
41	2	C	0,01	0,01581	0,0035	0,0197	0,0206	13
42	2	C	0,01	0,02799	0,0075	0,0317	0,0323	9,6
43	2	C	0,01	0,05209	0,015	0,0516	0,0531	7,9
44	2	C	0,01	0,09148	0,023	0,0693	0,0718	6,35
45	2	C	0,01	0,0977	0,024	0,0718	0,0744	6,2
46	2	D	0,006	0,01129	0,006	0,0317	0,0332	12,8
47	2	D	0,006	0,02515	0,017	0,0646	0,0666	9,8
48	2	D	0,006	0,03687	0,022	0,078	0,0803	9,3
49	2	D	0,006	0,09343	0,0365	0,109	0,1135	6,3
50	2	D	0,006	0,1078	0,0385	0,113	0,1173	6,1
51	2	D	0,008	0,01668	0,005	0,0257	0,0271	12,65
52	2	D	0,008	0,03003	0,011	0,0436	0,0454	10,4
53	2	D	0,008	0,04723	0,019	0,0653	0,0672	8,25
54	2	D	0,008	0,07443	0,0225	0,0737	0,0767	7,95
55	2	D	0,008	0,12654	0,03	0,0893	0,0922	7,2
56	2	D	0,01	0,01668	0,0035	0,0192	0,0204	13,25
57	2	D	0,01	0,03687	0,0095	0,0369	0,039	9,4
58	2	D	0,01	0,07443	0,0195	0,0632	0,0648	8,15
59	2	D	0,01	0,09343	0,022	0,0688	0,0714	7,5
60	2	D	0,01	0,13885	0,025	0,0752	0,0786	7,7

Tabela 2 - Dados básicos apenas dos ensaios com capac. máx. de transporte.

61	2	E	0,006	0,01821	0,01	0,045	0,0463	16,95
62	2	E	0,006	0,03243	0,016	0,0618	0,0643	11,9
63	2	E	0,006	0,0494	0,0225	0,0798	0,0816	9,3
64	2	E	0,006	0,09805	0,029	0,0934	0,096	8,95
65	2	E	0,006	0,12675	0,03	0,0958	0,0981	8,55
66	2	E	0,008	0,01821	0,007	0,0331	0,0347	14,55
67	2	E	0,008	0,0494	0,0135	0,0509	0,0531	9,25
68	2	E	0,008	0,07834	0,018	0,0624	0,0643	8,05
69	2	E	0,008	0,11178	0,021	0,0712	0,0724	7,8
70	2	E	0,008	0,14172	0,0225	0,0742	0,0768	7,7
71	2	E	0,01	0,01222	0,0025	0,0155	0,0163	12,95
72	2	E	0,01	0,03243	0,006	0,0274	0,0285	10,25
73	2	E	0,01	0,07834	0,0115	0,0418	0,0438	7,75
74	2	E	0,01	0,11178	0,014	0,0492	0,0516	7,6
75	2	E	0,01	0,14172	0,0155	0,0532	0,055	8

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

Como já foi dito, os dados iniciais deste artigo vem de um trabalho anterior de Medeiros (1993) que, pela sua grande quantidade de ensaios, dados, etc. ainda não foi suficientemente explorado. Apesar de ser apenas parte dos dados básicos, foi recuperada uma razoável quantidade de material. À primeira vista, pode parecer um certo exagero de informações prévias mas, sem elas, o presente artigo não teria nenhuma base para a verificação dos cálculos nem a compreensão da metodologia lá utilizada. O objetivo daquele trabalho era basicamente a determinação de equações de transporte sólido através de números adimensionais. Então, à partir desse momento, inicia-se o presente trabalho de análise do grau de turbulência e dos regimes de escoamento observados.

### Grau de turbulência

Segundo Chow (1973), o estado ou comportamento do escoamento em um canal é determinado basicamente pelos efeitos das forças de inércia relativos à viscosidade ou gravidade. Quanto à tensão superficial, nos casos reais não apresenta importância significativa. Voltando à primeira relação, um bastante usado indicador do grau de turbulência de um fluxo, é a conhecida relação adimensional entre forças de inércia e forças de viscosidade mostrado na seguinte equação:

$$R = V L / \nu \quad (1)$$

Onde  $R$  é o número de Reynolds;  $L$  é uma dimensão linear característica da secção transversal;  $\nu$  é a viscosidade cinemática do fluído (que é função da temperatura). A dimensão  $L$  pode ser motivo de alguma discussão. Nos condutos forçados, o número mais significativo é, sem dúvida, o diâmetro do conduto. Já, nos canais, tem-se utilizado  $L = 4 R$  (sendo  $R$  o raio hidráulico, ou seja, área dividida pelo perímetro molhado). Essa é uma tentativa de colocar diferentes secções transversais numa base comum de comparação visto que, em qualquer círculo (referência inicial básica) o raio hidráulico é  $\frac{1}{4}$  do diâmetro. O escoamento é considerado “laminar” se as forças viscosas são grandes em relação à de inércia. Estas últimas, são função da velocidade média e a citada dimensão linear. Nos casos reais, praticamente todos os escoamentos são chamados “turbulentos” com clara predominância das forças de inércia (assim, com elevados valores de  $R$ , por exemplo 100000, 300000, etc). Entre os dois estados, há uma “zona crítica” (ou de transição) não muito bem definida por ser instável. Nessa zona, o escoamento pode assumir um dos dois tipos segundo cada situação em particular. Por exemplo, se nessa zona, um escoamento laminar receber uma perturbação, vibração das paredes, etc, o fluxo pode perder o frágil equilíbrio e passar à turbulento. Nas tubulações (origem de toda essa questão), essa transição é considerada aproximadamente nos limites de  $R$  entre 2000 e 4000, válido tanto para tubos como canais (se  $L$  for considerado igual à  $4R$ ). Vale dizer que vários autores encontraram resultados um tanto diferentes. Se nos canais a dimensão linear ( $L$ ) for substituída por simplesmente o raio hidráulico ( $R$ ) teríamos então, o limite inferior dessa transição como  $R = 500$ , o que fisicamente não muda nada. No caso do presente artigo, usou-se  $L = 4R$  e portanto o limite inferior é 2000. O limite superior dessa faixa instável pode, em alguns casos, superar bastante o citado  $R = 4000$ . Lamentavelmente, Medeiros (1993) não observou o comportamento dos filetes líquidos com injeção de tinta nos escoamentos. Assim, alguns baixos valores de  $R_s$  observados nos ensaios, poderiam ainda estar na zona crítica, digamos, “extendida”, já que, como comentado, não há um limite superior fixo. As Figuras 2 e 3 à seguir apresentam os números de Reynolds observados durante o transporte de sedimentos ( $R_s$ ). Os valores de  $R$  (Reynolds antes da injeção de sólidos) não foram aqui apresentados por assumirem valores muito próximos aos de  $R_s$ . Note-se que o Fundo 1 tem rugosidade absoluta “ $k$ ” = 0,30 mm (bastante liso) e o Fundo 2, mais rugoso ( $k = 0,65$  mm). Por isso, o grau de turbulência exigido para o transporte de sedimentos foi, em geral, maior no Fundo 2. Percebe-se que, Fundo 1, foram observados vários valores “baixos” (considerando os casos reais) de  $R$  na faixa 10000 à 19000 e,

no Fundo 2, de 18000 à 32000. Considerando que esse número pode, na prática, facilmente chegar à 300000 , 400000, 500000, etc, pode-se dizer que aqueles números estão muito próximos à citada faixa crítica (de mudança de “estado”) ou, até mesmo dentro dela. Efetivamente, essa transição, segundo Chow (1973), não possui realmente um bem definido limite superior podendo até em alguns casos específicos, chegar à 50000. Por essas razões, é pertinente aquele comentário sobre a falta dessas observações no trabalho de Medeiros (1993).

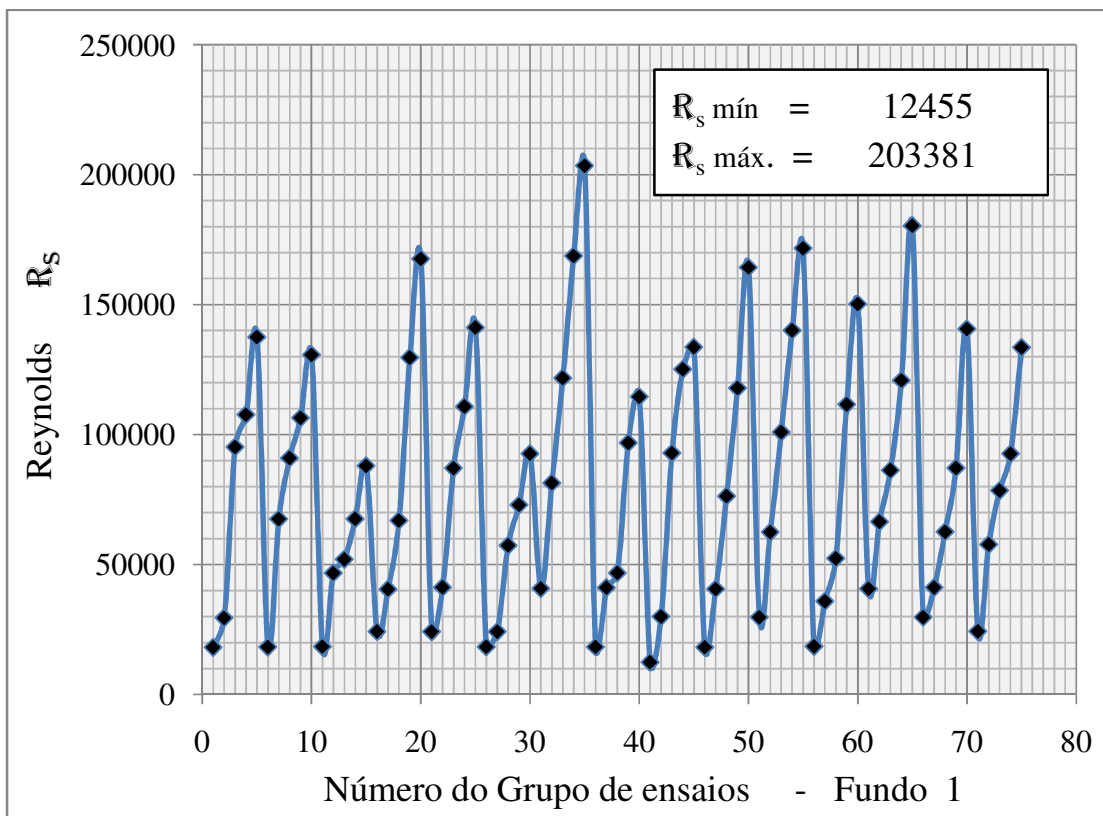


Figura 2 – Números de Reynolds nos escoamentos do Fundo 1

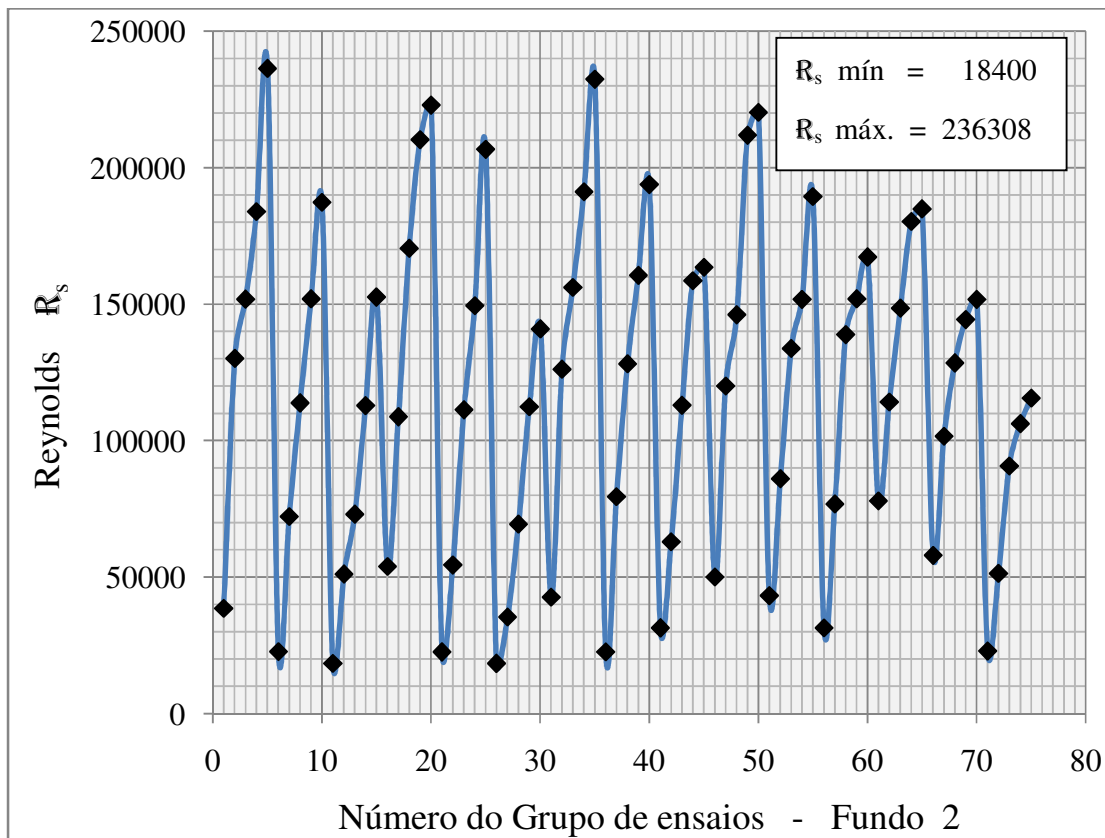


Figura 3 – Números de Reynolds nos escoamentos do Fundo 2

Observando-se detalhadamente as Figuras 2 e 3 pode-se perceber que os pontos plotados seguem uma sequência com grupos de 5 ensaios. Pela ordem, foram realizados 5 ensaios em cada declividade de fundo ( $I = 0,006; 0,008$  e  $0,010$  m/m) . Assim, à cada 15 ensaios, corresponde um tipo de sedimento usado (A,B,C,D e E , da Tabela 1 mostrada no início). Efetivamente, como visto na Tabela 2, o montante de ensaios com capacidade máxima de transporte sólido foi de 75 para cada tipo de fundo. Assim, o total dos 2 fundos atingiu 150 ensaios com essa condição.(OBS: Cada situação hidráulica de transporte sólido máximo é resultado final de um “grupo” de ensaios. Assim, como já foi dito, o número total de ensaios foi de 1104 ensaios.

### Regimes de escoamento

Pode-se considerar como indicador do regime de escoamento, a relação entre as forças de inércia sobre as forças gravitacionais, caracterizando assim o conhecido número de Froude. Alguns autores utilizam a expressão “regime” também para definir o grau de turbulência. Outros, usam “regime” para tratar do efeito conjunto entre os três parâmetros: inércia- viscosidade - gravidade. Ainda, pode-se dizer que uma vazão constante também define um “regime permanente”. Aqui, a

palavra regime será utilizada para expressar a citada relação inércia/gravidade. Assim o número de Froude pode ser definido como :

$$F = V / (g L)^{1/2} \quad (2)$$

Assim como o número de Reynolds, a expressão de Froude também provém da análise dimensional que, aliás, fornece vários outros parâmetros indicativos da condição do fluxo. Se  $F$  é menor que 1 tem-se o chamado regime: rápido, torrencial, inferior ou super-crítico. Se for maior que 1, o regime é: lento, fluvial, tranqüilo, superior ou sub-crítico. Percebe-se que cada autor utiliza uma expressão diferente. Porém, se  $F$  for igual à 1, o regime é chamado crítico. Neste caso, a velocidade média do escoamento ( $V$ ) é igual à velocidade das ondas rasas ( $V_o$ ), equação (3):

$$V_o = (g \cdot L)^{1/2} \quad (3)$$

Assim, o número de Froude também pode ser definido como uma relação entre velocidade do fluxo líquido e a velocidade das ondas rasas. O parâmetro  $L$  é uma dimensão linear que melhor caracterizaria a secção transversal. No caso presente, a secção sempre foi retangular. Portanto a “altura normal” (do movimento permanente uniforme) é igual à “altura hidráulica média” (área da secção/largura na superfície). Neste caso específico, o valor de  $L$  será portanto a própria altura normal medida nos ensaios. Vale repetir que, em cada ensaio, media-se tanto “ $h$ ” como “ $h_s$ ” ou seja, antes e durante a injeção de sedimentos no escoamento. Assim, tem-se sempre  $F$  e  $F_s$ . As figuras 4 e 5 à seguir, mostram esses valores medidos nos ensaios.

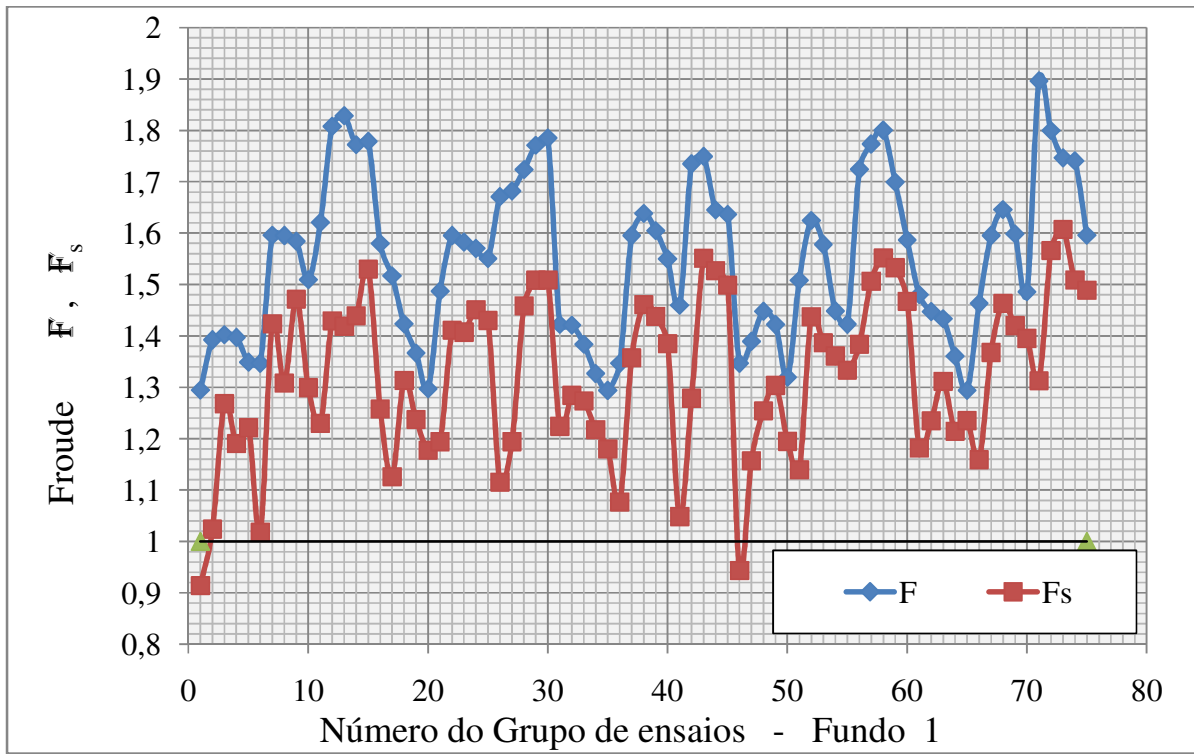


Figura 4 – Números de Froude – Fundo 1

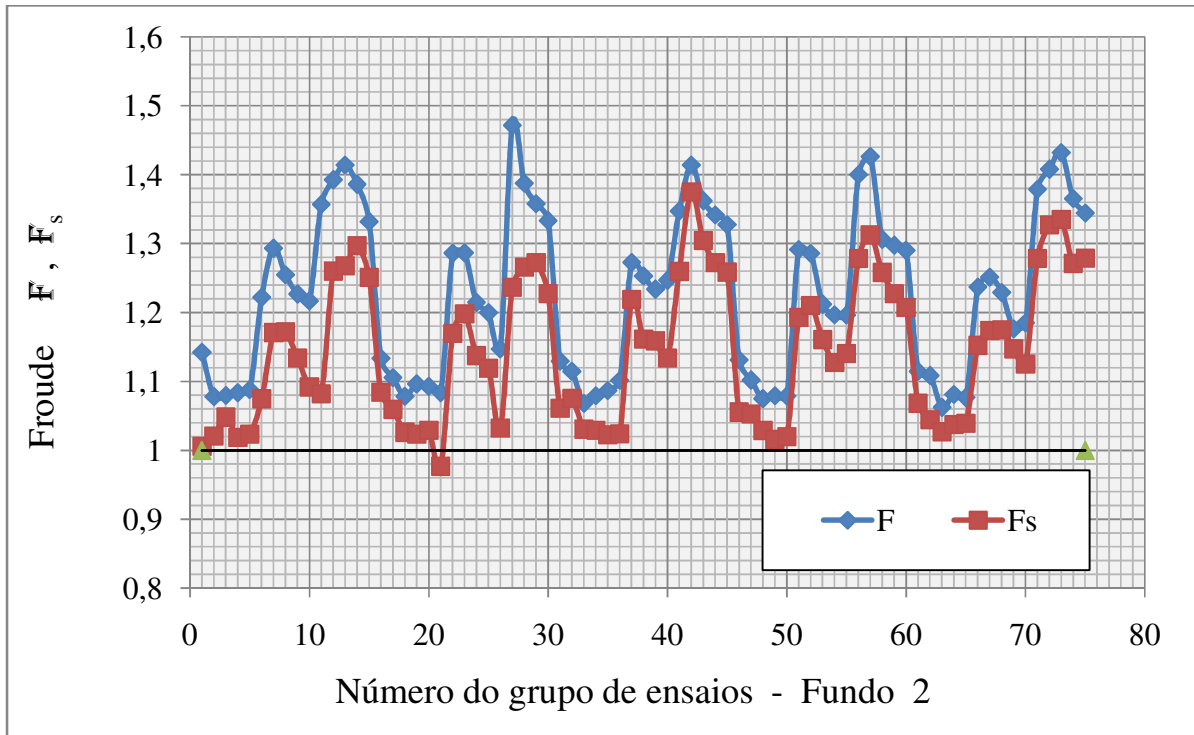


Figura 5 – Números de Froude - Fundo 2

Percebe-se assim que, em praticamente todos os ensaios de capacidade máxima de transporte sólido, o valor de  $F$  e  $F_s$  foi superior à 1. Isso foi válido para qualquer descarga sólida que variou de 0,00565 à 0,14172 Kgf/s. Também pode-se dizer que o regime predominante aconteceu no extremo inferior do regime rápido isto é, já próximo ao regime crítico. Isso preliminarmente indica que no caso presente, o transporte sólido só pode ser realizado em regime rápido por possuir predominância da energia cinética sobre a potencial. Porém, analisando-se as mesmas figuras 4 e 5 percebe-se que houve 3 ensaios com Froude menor que a unidade. São eles:  $F_s = 0,91429$  e  $F_s = 0,94342$  para o Fundo 1 e  $F_s = 0,97708$  para o Fundo 2. Uma possível explicação é que o número de Froude não seja um parâmetro tal que possa ser expresso com a precisão extraída das planilhas eletrônicas (os valores acima foram copiados com todos os decimais). Por outro lado, é também verdade que, no clássico diagrama de energia específica da hidráulica ( altura normal versus altura normal + energia cinética), a curva nas proximidades do ponto crítico, mostra-se com curvatura máxima. Nesta vizinhança, uma mínima variação de energia traduz-se numa razoavelmente grande variação de altura de água. Assim, qualquer medição nesta zona específica fica instável. Por tudo isso, mantém-se a preliminar explicação já dada acima. Ainda percebe-se que em alguns grupos de ensaios o valor de  $F_s$  chega à diminuir mas comporta-se como que numa aproximação assintótica ao escoamento crítico ( $F_s=1$ ). De fato, o número de Froude =1 indica uma condição hidráulica tal que o escoamento se realiza com a mínima energia possível. Outra observação mostra que a diferença  $F - F_s$  é generalizadamente sempre maior no Fundo 1 (mais liso) do que no Fundo 2 (mais rugoso). Isso é explicado pelo fato do escoamento no primeiro fundo (com pouco atrito) ter proporcionalmente maior energia disponível antes da injeção de sedimentos do que durante o transporte sólido. No Fundo 2, mesmo sem sedimentos já era exigida uma maior energia para o escoamento e, com a injeção, pouca coisa parece ter proporcionalmente mudado.

O grau de turbulência ( $R$  ou  $R_s$ ) e o regime do escoamento ( $F$  ou  $F_s$ ) podem ser agrupadas em um único gráfico mostrando o efeito combinado da viscosidade e gravidade. Assim os casos possíveis são:

- Sub-crítico-laminar
- Supercrítico-laminar
- Sub-crítico-turbulento
- Supercrítico-turbulento



A Figura 6 apresenta um gráfico de Robertson & Rouse citado em Chow (1973). Mostra a relação entre altura normal e velocidade média. Considerando o conjunto de dados já apresentados, o caso presente está portanto situado na região: supercrítico-turbulento. Porém observando-se a Figuras 2,3,4 e 5 percebe-se que há vários ensaios no limite inferior do regime rápido. Assim, esses pontos estariam quase no caso: sub-crítico turbulento.

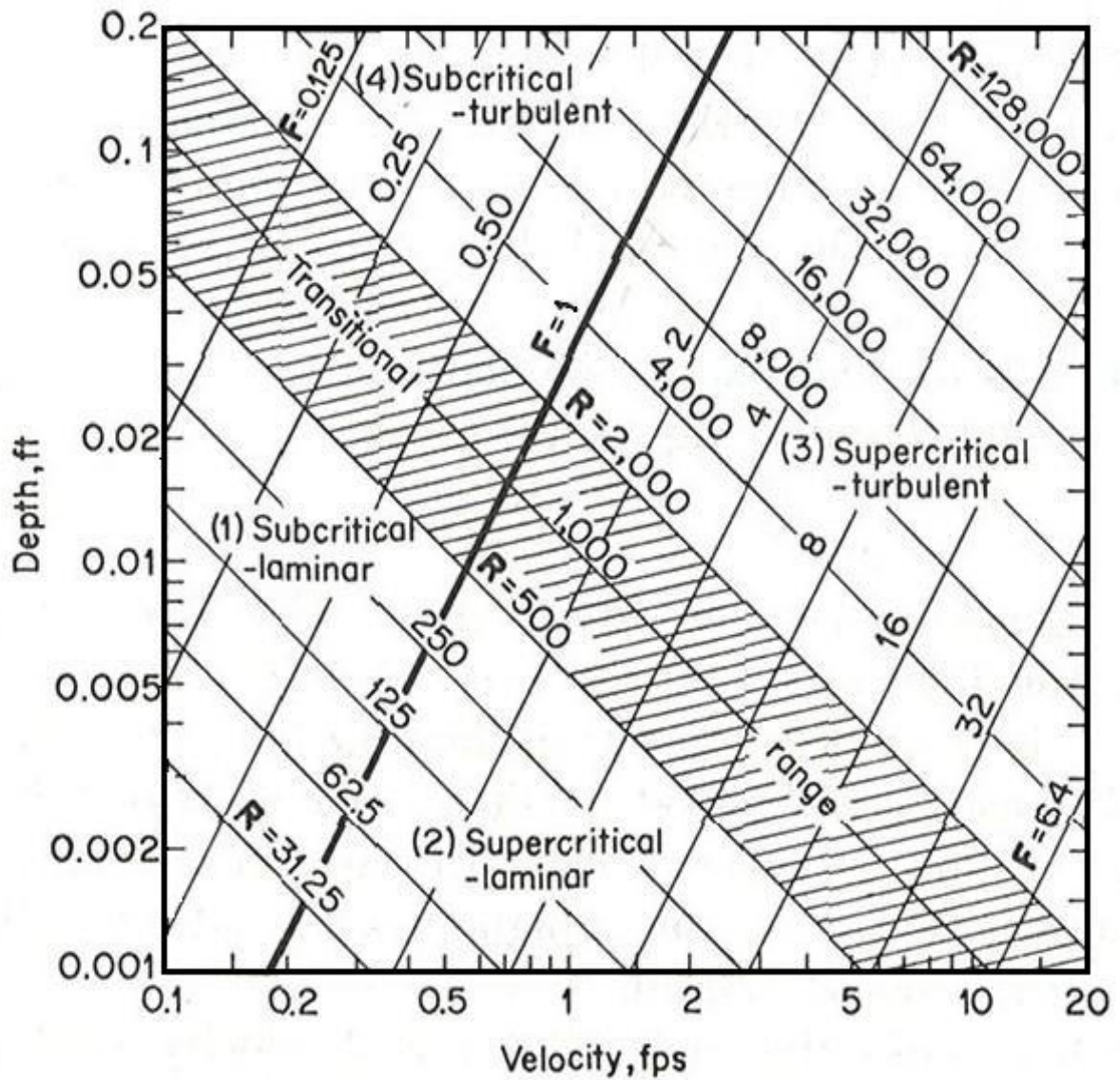


Figura 6 – Relação altura normal – velocidade média

Considerando-se o que diz Chow (1973) nas páginas anteriores, se fossem ainda considerados aqueles poucos pontos com número de Reynolds abaixo de 20000, poder-se-ia considerá-los com alguma chance de serem situados no caso de transição entre: supercrítico-turbulento e sub-crítico turbulento ( a faixa hachurada do gráfico). A razão da dúvida reside nas incertezas dos comentados limites superiores da zona crítica quanto à turbulência.

## CONCLUSÃO

Alguns dados brutos de Medeiros (1993) foram analisados exclusivamente sob o ponto de vista da turbulência e do regime de escoamento. Gráficos foram desenvolvidos no sentido de se visualizar os dados de forma mais adequada. Pontos débeis ou mal esclarecidos da pesquisa anterior foram aqui abordados e alertados. Dessa forma, está disponível uma ordenada discussão desses temas orientando assim a condução de outros experimentos.

## BIBLIOGRAFIA

BORDAS, M. P. ; BORGES, A. L. O. ; MEDEIROS, P. A. (1988). “*Puissance Hydraulique et Depôt de Sediments en Eaux Courantes*”. In: Sediment Budgets, , Porto Alegre. Sediment Budgets. Wallingford : IAHS Publication, 1988. v. Único.

BORDAS, M. P. ; MEDEIROS, P. A. (1987). “*A Influência da Rugosidade de Fundo de um Canal Fixo Sobre a Formação de Depósitos de Areia*”. In: VII Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos, 1987, Salvador. VII Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos. São Paulo : Associação Brasileira de Recursos Hídricos,. v. Único.

CHOW, V.T. (1973). *Open - Channel Hydraulics*. McGraw-Hill International Editions, Singapore, 680p.

MEDEIROS, P.A. (1993). *Analisis Experimental de la Capacidad de Transporte de Sedimentos en Cauces con Fondo Fijo*. Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, 490 p.

MEYER-PETER, E. & MUELLER, R. (1948). “*Formulas for bed-load transport.*” Proc., 2nd Meeting of International Association for Hydraulic Research, Stockholm, Sweden, pp.39 -64.

NEVES, E. T.(1989). Curso de Hidráulica, 9. ed. Globo, São Paulo, 577p.

OTA,J.J.;NALLURI,C.;DETTMER, P.H.C. ; MEDEIROS,P.A. (2003) . “*Transporte de Sedimentos sobre Leitões Planos Fixos*”. In: XV Simposio Brasileiro de Recursos Hidricos, 2003, Curitiba. XV Simposio ABRH/Anais. Sao Paulo. v. 01.