

DECLARA
TRATAR-SE
DA VERSÃO
INITIVA NA QUAL
CONSTAM AS SUBES-
TOES DA COMISSÃO
TELEGADORA.
30/9/96

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

APLICAÇÃO DE EQUAÇÕES DE RESISTÊNCIA AO
ESCOAMENTO EM UM TRECHO DO RIO ATIBAIA/SP.

Gilmar de Araujo Sobrinho

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado da Faculdade de Engenharia Civil, como requisito à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração : Recursos Hídricos e Saneamento.

Orientador : Prof. Dr. Evaldo Miranda Coiado.

Campinas - 1996

UNIDADE	78C
N.º CHAMADA:	T/UNICAMP
	Ar 15a
V.	Ex.
T.º 30 B.	29130
PROC.	664/96
C	<input type="checkbox"/>
D	<input checked="" type="checkbox"/>
PREÇO	R\$ 11,00
DATA	26/11/96
N.º CPD	EM.0009526 4-1

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

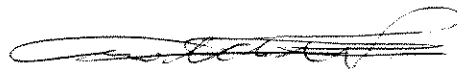
So12a	<p>Sobrinho, Gilmar de Araujo</p> <p>Aplicação de equações de resistência ao escoamento em um trecho do rio Atibaia/SP / Gilmar de Araujo Sobrinho.--Campinas, SP: [s.n.], 1996.</p> <p>Orientador: Evaldo Miranda Coiado.</p> <p>Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.</p> <p>1. Rios aluviais. 2. Curso de água - Fluxo. 3. Transporte de sedimento. I. Coiado, Evaldo Miranda. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. III. Título.</p>
-------	---

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

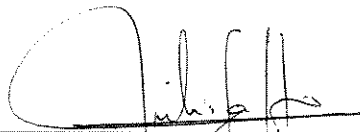
**APLICAÇÃO DE EQUAÇÕES DE RESISTÊNCIA AO
ESCOAMENTO EM UM TRECHO DO RIO ATIBAIA.**

Gilmar de Araujo Sobrinho

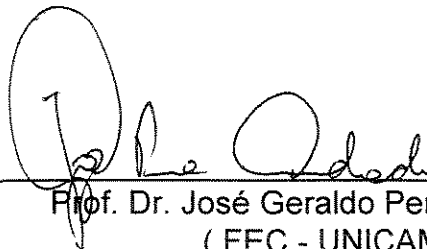
Dissertação defendida e aprovada, em 05 de setembro de 1996, pela banca
examinadora constituída pelos professores :



Prof. Dr. Evaldo Miranda Coiado
(Orientador-Presidente)



Prof. Dr. Julio Satto
(FEAGRI - UNICAMP)



Prof. Dr. José Geraldo Pena de Andrade
(FEC - UNICAMP)

Dedicatória :

Dedico este trabalho a minha querida esposa Josiane, as minhas filhas Giovanna e Monnize, e aos meus pais João e Maria. Pela compreensão no furto de inúmeras horas de convívio familiar.

Agradecimentos :

Quero consignar agradecimentos pela valiosa contribuição de todas as pessoas e instituições que colaboraram para tornar possível este trabalho. De maneira especial :

- **a Deus**, por me conservar a vida e conceder sabedoria para realização desta pesquisa;
- ao orientador, Prof. Dr. Evaldo Miranda Coiado, que forneceu subsídios, apoio e sempre esteve presente, principalmente nas coletas de campo;
- aos técnicos do laboratório : Paulo e Carlão;
- aos professores e funcionários da Pós-Graduação;
- aos colegas da Pós-Graduação e alunos da iniciação científica;
- as instituições :
 - CNPq
 - ETFMT
 - UNICAMP

Porque a sabedoria serve de defesa como de defesa serve o dinheiro; mas a excelência da sabedoria é que ela preserva a vida de quem a possui... Eclesiastes 7:12

O temor do Senhor é o princípio de sabedoria... Salmo 111:10

SUMÁRIO

Lista de Figuras	viii
Lista de Gráficos	ix
Lista de Tabelas	xv
Lista de Siglas	xvi
Resumo	xxi
Abstract	xxii
Capítulo 1. Introdução.....	01
Capítulo 2. Revisão Bibliográfica.....	05
2.1. Introdução.....	05
2.2. Equações básicas de resistência que não consideram as deformações do leito.....	20
2.2.1. <i>Equações logarítmicas</i>	20
2.2.2. <i>Equações exponenciais</i>	25
2.3. Equações básicas de resistência que consideram as deformações do leito.....	31
2.3.1. <i>Método de Einstein-Barbarossa</i>	31

2.3.2. Método de Engelund.....	36
2.3.3. Método de Alam-Kennedy.....	37
2.3.4. Outros autores.....	38
2.4. Considerações sobre atrito de margens.....	42
Capítulo 3. Materiais e Métodos	44
3.1. Introdução.....	44
3.2. O trecho em estudo.....	46
3.3. A seção de medidas.....	47
3.4. Hidrometria.....	48
3.4.1. Medição de vazão.....	48
3.4.2. Medidas das velocidades pontuais e velocidade média da seção.....	49
3.4.3. Medição da declividade.....	50
3.5. Sedimentometria.....	51
3.5.1. Medição da descarga sólida de fundo.....	51
3.5.1.1. Peso do sólido seco coletado.....	52
3.5.2. Medição da descarga sólida em suspensão.....	53
3.5.2.1. Determinação da concentração.....	55
3.5.3. Granulometria do material sólido que constitui o leito do rio.....	57
3.5.3.1. Amostras.....	57
Capítulo 4. Resultados e Discussões.....	60
4.1. Introdução.....	60
4.2. Equações básicas de resistência que não consideram as deformações do leito.....	61

4.2.1	.Equação de Keulegan.....	61
4.2.2	.Equação de Karim e Kennedy.....	67
4.2.3	.Equação de Lau.....	68
4.2.4	.Equação de Darcy-Weissbach.....	73
4.2.5	.Equação de Manning.....	79
4.3	. Equações básicas de resistência que consideram as deformações do leito.....	87
4.3.1	.Método de Einstein-Barbarossa.....	88
4.3.2	.Outros autores.....	94
4.3.2.1	.Engenheiros japoneses.....	94
4.3.2.2	.Garde e Ranga Raju.....	98
4.3.2.3	.Brownlie.....	99
Capítulo 5. Conclusões.....		101
Capítulo 6. Sugestões.....		105
7. Referências Bibliográficas.....		106
8. Apêndices.....		111

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1. - Curvas de solução gráfica das equações de Einstein-Barbarossa, para determinação de R'	35
FIGURA 2.2 - Relação entre o fator χ de Einstein (1950) e $\frac{K_s}{\delta'}$, usados na equação logarítmica de resistência.....	36
FIGURA 2.3 - Critério proposto por Garde e Ranga Raju para regime de escoamento e deformações do leito.....	39
FIGURA 3.1 - Croqui mostrando as posições das réguas linimétricas (1 e 2) e a localização da seção de medidas no rio Atibaia-Sousas-Campinas (sem escala).....	46
FIGURA 3.2 - Seção de medidas do rio Atibaia-Sousas-Campinas (sem escala).....	47

LISTA DE GRÁFICOS

- GRÁFICO 4.1 - Relação entre a constante de Von Karman (K_1), segundo Keulegan, e a vazão líquida (Q), durante as campanhas. Não considerando as deformações do leito..... 62
- GRÁFICO 4.2 - Relação entre a constante de Von Karman (K_1), segundo Keulegan, e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}), durante as campanhas. Não considerando as deformações do leito..... 63
- GRÁFICO 4.3 - Relação entre a constante de Von Karman (K_1), segundo Keulegan, e a vazão líquida (Q). Não considerando as deformações do leito..... 64
- GRÁFICO 4.4 - Relação entre a constante de Von Karman (K_1), segundo Keulegan, e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}). Não considerando as deformações do leito..... 65
- GRÁFICO 4.5 - Variação da constante de Von Karman (K_1), segundo Keulegan, comparada com o valor médio e com $K_1 = 0,4$ para água limpa. Não considerando as deformações do leito..... 66

GRÁFICO 4.6 - Relação entre a velocidade medida no rio (U), a velocidade de escoamento U_1 , segundo Karim e Kennedy, e as médias. Não considerando as deformações do leito.....	68
GRÁFICO 4.7 - Relação entre a constante de Von Karman (K_2), segundo Lau, e a vazão líquida (Q), durante as campanhas. Não considerando as deformações do leito.....	69
GRÁFICO 4.8 - Relação entre a constante de Von Karman (K_2), segundo Lau, e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}), durante as campanhas. Não considerando as deformações do leito.....	70
GRÁFICO 4.9 - Relação entre a constante de Von Karman (K_2), segundo Lau, e a vazão líquida (Q). Não considerando as deformações do leito.....	71
GRÁFICO 4.10 - Relação entre a constante de Von Karman (K_2), segundo Lau, e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}). Não considerando as deformações do leito.....	72
GRÁFICO 4.11 - Variação da constante de Von Karman (K_2), segundo Lau, comparada com o valor médio e com $K_2 = 0,4$ para água limpa. Não considerando as deformações do leito.....	73
GRÁFICO 4.12 - Relação entre o fator de atrito de Darcy-Weissbach (f) e a	

vazão líquida (Q), durante as campanhas. Não considerando as deformações do leito.....	74
GRÁFICO 4.13 - Relação entre o fator de atrito de Darcy-Weissbach (f) e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}), durante as campanhas. Não considerando as deformações do leito.....	75
GRÁFICO 4.14 - Relação entre o número de Froude (Fr^2), o fator de atrito (f) de Darcy-Weissbach e a rugosidade relativa (d_{50} / D).....	76
GRÁFICO 4.15 - Relação entre o fator de atrito de Darcy-Weissbach (f) e a vazão líquida (Q). Não considerando as deformações do leito.....	77
GRÁFICO 4.16 - Relação entre o fator de atrito de Darcy-Weissbach (f) e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}). Não considerando as deformações do leito.....	78
GRÁFICO 4.17 - Relação entre o coeficiente de rugosidade de Manning (n) e a vazão líquida (Q), durante as campanhas. Não considerando as deformações do leito.....	79
GRÁFICO 4.18 - Relação entre o coeficiente de rugosidade de Manning (n) e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}), durante as campanhas. Não considerando as deformações do leito.....	80

GRÁFICO 4.19 - Relação entre o coeficiente de rugosidade de Manning (n) e a vazão líquida (Q). Não considerando as deformações do leito.....	81
GRÁFICO 4.20 - Relação entre o coeficiente de rugosidade de Manning (n) e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}). Não considerando as deformações do leito.....	82
GRÁFICO 4.21 - Relação entre o coeficiente de rugosidade de Manning (n) e o diâmetro representativo d_{65} do material do leito. Não considerando as deformações do leito.....	84
GRÁFICO 4.22 - Regimes de escoamento e deformações do leito, segundo Garde e Ranga Raju (1985), para o rio em estudo.....	88
GRÁFICO 4.23 - Relação entre a constante de Von Karman (K_3), segundo Einstein-Barbarossa, e a vazão líquida (Q), durante as campanhas. Considerando as deformações do leito.....	89
GRÁFICO 4.24 - Relação entre a constante de Von Karman (K_3), segundo Einstein-Barbarossa, e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}), durante as campanhas. Considerando as deformações do leito.....	90
GRÁFICO 4.25 - Variação da constante de Von Karman (K_3), segundo	

Einstein-Barbarossa, comparada com o valor médio e com $K_3 = 0,4$ para água limpa. Considerando as deformações do leito.....	91
GRÁFICO 4.26 - Relação entre a constante de Von Karman (K_3), segundo Einstein-Barbarossa, e a vazão líquida (Q). Considerando as deformações do leito.....	92
GRÁFICO 4.27 - Relação entre a constante de Von Karman (K_3), segundo Einstein-Barbarossa, e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}). Considerando as deformações do leito.....	93
GRÁFICO 4.28 - Relação entre a constante de Von Karman (K_4), segundo engenheiros japoneses, e a vazão líquida (Q), durante as campanhas. Considerando as deformações do leito.....	94
GRÁFICO 4.29 - Relação entre a constante de Von Karman (K_4), segundo engenheiros japoneses, e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}), durante as campanhas. Considerando as deformações do leito.....	95
GRÁFICO 4.30 - Variação da constante de Von Karman (K_4), segundo engenheiros japoneses, comparada com o valor médio e com $K_4 = 0,4$ para água limpa. Considerando as deformações do leito.....	96

GRÁFICO 4.31 - Relação entre a constante de Von Karman (K_4), segundo engenheiros japoneses, e a vazão líquida (Q). Considerando as deformações do leito.....	97
GRÁFICO 4.32 - Relação entre a constante de Von Karman (K_4), segundo engenheiros japoneses, e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{SS}). Considerando as deformações do leito.....	98
GRÁFICO 4.33 - Relação entre a velocidade medida no rio (U), a velocidade de escoamento U_2 , segundo Garde e Ranga Raju, e as médias. Considerando as deformações do leito.....	99
GRÁFICO 4.34 - Relação entre a velocidade medida no rio (U), a velocidade de escoamento U_3 , segundo Brownlie, e as médias. Considerando as deformações do leito.....	100

LISTA DE TABELAS

TABELA 5.1 - Expressões entre K, f, n com relação à vazão líquida, a concentração de sedimentos em suspensão e os diâmetros representativos do material do leito.....	103
TABELA 8.1 - Elementos geométricos e fluviométricos da seção do rio Atibaia.....	112
TABELA 8.2 - Elementos fluvio-sedimentométricos da seção do rio Atibaia....	114
TABELA 8.3 - Granulometria do material do leito e diâmetro médio do material transportado em suspensão, no rio Atibaia.....	116
TABELA 8.4 - Fator de atrito de Darcy-Weissbach, coeficiente de rugosidade de Manning e constante de Von Karman. Não considerando as deformações do leito do rio Atibaia.....	118
TABELA 8.5 - Fator de atrito de Darcy-Weissbach, coeficiente de rugosidade de Manning e constante de Von Karman. Considerando as deformações do leito do rio Atibaia.....	120
TABELA 8.6 - Velocidade de escoamento no rio Atibaia. Vários autores.....	122

LISTA DE SIGLAS

A - área molhada total, no trecho do rio (L^2).

A_ℓ - área molhada referente ao leito (L^2).

A_m - área molhada referente às margens (L^2).

B - largura do rio (L).

C - coeficiente de descarga de Chezy ($L^{1/2} / T$).

C_{SS} - concentração média do material em suspensão (FT^2 / L^4).

d - diâmetro representativo do material do leito (L).

d_{10} - diâmetro representativo do material do leito tal que 10% da amostra, em peso, tem diâmetro inferior (L).

d_{16} - diâmetro representativo do material do leito tal que 16% da amostra, em peso, tem diâmetro inferior (L).

d_{35} - diâmetro representativo do material do leito tal que 35% da amostra, em peso, tem diâmetro inferior (L).

d_{50} - diâmetro representativo do material do leito tal que 50% da amostra, em peso, tem diâmetro inferior (L).

d_{65} - diâmetro representativo do material do leito tal que 65% da amostra, em peso, tem diâmetro inferior (L).

d_{84} - diâmetro representativo do material do leito tal que 84% da amostra, em peso, tem diâmetro inferior (L).

d_{90} - diâmetro representativo do material do leito tal que 90% da amostra, em peso, tem diâmetro inferior (L).

d_m - diâmetro representativo médio do material sólido transportado em suspensão (L).

D - profundidade do rio (L).

f - fator de atrito de Darcy - Weissbach (adimensional).

f' - fator de atrito de Darcy - Weissbach referente aos grãos (adimensional).

F_r - número de Froude (adimensional).

g - aceleração da gravidade (L/T²).

G_{SS} - descarga sólida em suspensão (FT / L).

G_{SA} - descarga sólida de fundo (FT / L).

G_{ST} - descarga sólida total na seção do rio (FT / L).

K - constante de Von Karman (adimensional).

K_1 - constante de Von Karman, segundo expressão de Keulegan (adimensional).

K_2 - constante de Von Karman, segundo expressão de Lau (adimensional).

K_3 - constante de Von Karman, segundo expressão de Einstein-Barbarossa (adimensional).

K_4 - constante de Von Karman, segundo expressão de engenheiros japoneses (adimensional).

K_{s1} - rugosidade equivalente aos grãos do sólido que forma as paredes e fundo do rio, segundo Strickler (T^6 / L^2).

K_{s2} - rugosidade equivalente aos grãos do sólido que forma as paredes e fundo do rio, segundo Einstein (T^6 / L^2).

K_{s3} - rugosidade equivalente aos grãos do sólido que forma as paredes e fundo do rio, segundo Tsubaki e Furuya (T^6 / L^2).

n - coeficiente de rugosidade de Manning ($T / L^{1/3}$).

n' - coeficiente de rugosidade de Manning devido os grãos ($T / L^{1/3}$).

n_m - coeficiente de rugosidade de Manning referente as margens ($T / L^{1/3}$).

P - perímetro molhado da seção transversal (L).

Q - vazão líquida (L^3/T).

q_t - carga total de sedimentos transportada ($F / L.T$).

R - raio hidráulico (L).

R' - raio hidráulico referente aos grãos (L).

R_e - número de Reynolds (adimensional).

R_ℓ - raio hidráulico referente ao leito (L).

R_m - raio hidráulico referente as margens (L).

S - declividade média da linha de energia (L/L).

u - velocidade pontual do fluxo (L/T).

U - velocidade média do fluxo na seção (L/T).

U_1 - velocidade de escoamento do fluxo, segundo Karim - Kennedy (L/T).

U_2 - velocidade de escoamento do fluxo, segundo Garde e Ranga Raju (L/T).

U_3 - velocidade de escoamento do fluxo, segundo Brownlie (L/T).

u_* - velocidade de atrito (L/T).

u'_* - velocidade de atrito referente aos grãos (L/T).

u''_* - velocidade de atrito referente as deformações (L/T).

y - profundidade do fluxo no canal (L).

y' - profundidade do fluxo no canal, tal que $u=0$ e $y=y'$ (L).

τ_0 - tensão de cisalhamento do fluxo (F/L^2).

τ'_0 - tensão de cisalhamento devido aos grãos (F/L^2).

τ''_0 - tensão de cisalhamento devido às deformações do leito (F/L^2).

τ_* - tensão de atrito (adimensional).

ρ_f - massa específica do fluido ($F T^2 / L^4$).

ρ_s - massa específica do sedimento ($F T^2 / L^4$).

ν - viscosidade cinemática (L^2/T).

γ_s - peso específico do sedimento (F/L^3).

$\gamma = \gamma_f$ = peso específico do fluido (F/L^3).

$\Delta\gamma_s = \gamma_s - \gamma_f$ (F/L^3).

ω_0 - velocidade de sedimentação (L/T).

Ψ' - parâmetro de escoamento de Einstein (adimensional).

σ_g - desvio padrão geométrico (adimensional).

Π - parâmetro esteira dos vórtices (adimensional).

χ - fator de correção de Einstein (adimensional).

μ - viscosidade absoluta do fluido (FT / L²).

δ' - espessura do filme laminar (L).

RESUMO

Nos cursos de água natural caracterizados como escoamentos em superfície livre, diversos elementos causam resistência ao processo de escoamento e promovem a perda de energia, destacando-se a rugosidade do leito e margens, o transporte de sedimentos e as deformações no leito do rio. Neste trabalho foram considerados os efeitos que o transporte de sedimentos causam na resistência ao escoamento, tendo em vista que a mobilidade de sedimento altera a geometria do leito e a rugosidade da seção do rio. Para isto foram feitas medidas hidrométricas e sedimentométricas numa seção localizada em um trecho reto do rio Atibaia, no distrito de Sousas, município de Campinas-São Paulo. A partir dos dados de campo, estudo da resistência ao escoamento foi feito utilizando-se de equações empíricas, métodos de resistência global e métodos que utilizam o desdobramento da resistência ao escoamento. Estabeleceram-se relações entre os coeficientes das principais equações de resistência (logarítmicas e exponenciais) e a vazão líquida, a concentração de sedimentos em suspensão e o diâmetro do material que constitui o leito do rio. Foi possível indicar aquelas que mais se ajustam ao caso estudado. Espera-se que de uma forma em geral, esta pesquisa realizada no rio Atibaia contribua no sentido de auxiliar como parâmetro em futuras obras hidráulicas, bem como para análises das ações antrópicas do homem na bacia hidrográfica contribuinte.

ABSTRACT

In the alluvial streams characterized as flow on free surface, several elements induce resistance to the flow process and promote loss of energy, distinguishing the roughness of the river bed and boundary, the sediments transportation and the undulations on the river bed. In this work, it was considered the effects that the sediments transport induce in the resistance to the flow, having in mind the sediment mobility changes the geometry bed and the roughness of the river section. For this, hydrometrics and sediment measurements were made in a river section located in the straight part of river Atibaia in the district of Souza, in Campinas city, São Paulo. From the field data, researches on the resistance to the flow were made applying the empiric equations, methods of general resistance and methods that apply the resistance development to the flow. It was set up relationships between the coefficients of the main equations of resistance (logarithmic and exponential) and the discharge, the sediments concentration in suspension and the diameter of the material which constitute the river bed. It was possible to show the ones which more adapt to the case studied. It is hoped for that in a general way, this research made in Atibaia river contribute in a way to help, as a parameter, in future hydraulics works, as well as to analysis of anthropic actions of man in the contributor hydrographic basin.

Capítulo 1.

INTRODUÇÃO

O crescente desmatamento que se verifica em diferentes regiões do país, com finalidades diversas, tais como agricultura, formação de pastagens, mineração, construção de grandes obras e urbanização, torna-se causa de graves problemas ambientais.

Sob o impacto da chuva, o solo desprotegido se desagrega, sendo arrastado para os fundos de vale pelo escoamento superficial atingindo os cursos d'água. Em áreas de declividades acentuadas, as partículas são transportadas para locais mais planos, onde em presença de escoamentos mais lentos se depositam.

A deposição de sedimentos altera a seção transversal e o perfil longitudinal dos canais e em consequência seus regimes de escoamentos. Na busca do equilíbrio, aparecem as sinuosidades e os meandros, que favorecem o surgimento de correntes secundárias, acentuando o fluxo transversal e propiciando o desmoronamento das margens, com perdas de solo e maior produção de sedimentos.

O assoreamento das calhas dos rios, com o passar do tempo, provoca a diminuição da capacidade de transporte da água, e que por ocasião das chuvas ocorrem então as inundações anteriormente nunca verificadas. A navegação é prejudicada ou mesmo impedida, os reservatórios são assoreados e tem sua vida útil diminuída. A qualidade da

água torna-se inapropriada para o consumo e para a utilização industrial, sendo que os reflexos ambientais se fazem notar sobre a flora e a fauna da região.

Torna-se imperioso do ponto de vista científico, o conhecimento do processo no qual os sólidos transportados em rios naturais, afetam a distribuição de velocidades e conseqüentemente a resistência ao escoamento.

Tal pesquisa é de grande importância, de acordo com TUCCI (1993), tendo em vista que projetos de obras hidráulicas de controle de enchentes, canais de irrigação, etc, dependem da curva cota-descarga, que por sua vez depende entre outros fatores da geometria, da rugosidade da seção do rio em estudo e de eventuais deformações do leito e características geométricas do leito e margens.

No caso de escoamento permanente e uniforme em canais com leito rígido (canais artificiais), há uma relação bem definida entre a velocidade média de escoamento, o raio hidráulico, a declividade da linha da água e a rugosidade das paredes e fundo. Tal relação é conhecida como equação de resistência. Assim, equações de resistência do tipo exponencial como as de Chezy em 1775 e Manning em 1889, citado por GRAF (1971), e do tipo logarítmica como a proposta por KEULEGAN (1938) são muito usadas.

Por outro lado, os fatores que governam o escoamento num rio natural são numerosos e complexos por duas razões. Primeira, porque o

leito sofre deformações com a variação das condições de escoamento. Essas deformações do leito dificultam definir um coeficiente que se mantenha constante e descreva a resistência com exatidão. Segunda razão, porque para determinada condição, uma parte da carga de sedimento é transportada em suspensão provocando mudanças nas condições de escoamento, e conseqüentemente influenciando a distribuição de velocidades, portanto alterando a velocidade média. O que torna razão suficiente para o desenvolvimento de estudos nesta área.

Entretanto, embora uma quantidade grande de trabalhos tenham sido publicados para o caso da resistência ao escoamento em rios, os resultados obtidos ainda não são muitos satisfatórios.

No entanto, devido à amplitude do assunto e à complexidade dos fenômenos envolvidos, cada fase do processo que engloba desde a erosão na bacia contribuinte até o transporte e deposição das partículas no leito dos rios, deve ser estudado separadamente.

Dentro deste contexto, particularmente, despertou-se o interesse pelo assunto que se refere ao estudo da resistência ao escoamento em rios naturais, por se tratar de um problema de importância prática, ampla e complexa. Para isso foram utilizados neste trabalho, equações empíricas, métodos de resistência global e métodos que utilizam o desdobramento da resistência ao escoamento.

Na aplicação destas equações e métodos, foi utilizado dados de hidrometria e sedimentometria de um trecho em estudo do rio Atibaia, distrito de Sousa, Campinas - São Paulo.

O trabalho tem como objetivo primeiro avaliar e quantificar as variações que sofrem os fatores de atrito, os coeficientes de rugosidade e as constantes de Von Karman (f , n , K). Dessa forma foram analisados os efeitos causados pelos sedimentos transportados na resistência ao escoamento em um trecho do rio Atibaia. Para isto foram realizadas nos anos de 1993, 1994 e 1995, cinquenta (50) campanhas de medições e monitoramento no rio Atibaia, procurando associar os efeitos, não somente à vazão líquida, mas também à descarga sólida transportada e aos tamanhos representativos dos sedimentos que compõe o leito do rio.

Capítulo 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INTRODUÇÃO

Existem registros de estudos sobre o escoamento livre, em regime permanente e uniforme, há mais de 200 anos, com a apresentação de várias fórmulas empíricas sugeridas para resistência ao escoamento em canais.

Entre essas, as duas equações mais usadas são as de Chezy em 1775 e a de Manning em 1889, citado por GRAF (1971). Essas duas equações de resistência dão bons resultados somente quando o contorno é hidraulicamente rugoso.

A relação de Darcy-Weissbach em 1859, citado por GRAF (1971), também é comumente usada para expressar a resistência ao escoamento, sem considerar as deformações do leito.

Já no século XX, L. Hopf em 1923, citado por KAZEMIPOUR & APELT (1979), mostrou que em geral a resistência ao escoamento em canais é, entre outras grandezas, função da forma da seção transversal.

Depois da introdução dos conceitos modernos da teoria da camada limite e deduções de fórmulas de resistências hidráulica para escoamento em tubos por Von Karman e Prandtl na década de 30, citado

por GARDE & RANGA RAJU (1985), as pesquisas em escoamentos livre tem sido em geral orientadas no sentido de adotar estas novas formulações como base.

Meyer-Peter e Muller, citado por SIMONS & SENTURK (1992), desenvolveram na Europa em 1948 a idéia de que certa parte da energia disponível é consumida para superar a resistência devida à rugosidade da superfície e a outra parte gasta para vencer a resistência devida às deformações no leito (rugas, dunas e anti-dunas).

Einstein em 1950, citado por GRAF (1971), apresenta a resistência total sendo expressa em termos da soma das tensões de cisalhamento devidas aos grãos e as deformações do leito, respectivamente.

Os valores do coeficiente de rugosidade de Manning para diferentes tipos de parede de canais, foram listados por CHOW (1959), e eles tem permanecidos invariáveis com relação ao sistema de unidades. Uma aproximação interessante da avaliação do coeficiente de rugosidade dos canais naturais é apresentado por Barnes em 1967, citado por GRAF (1971), onde com ajuda de dados explicativos e fotografias coloridas de 50 (cincoenta) canais típicos dos Estados Unidos da América com fluxos diferentes e estáveis, foram encontrados diversos valores para o coeficiente de rugosidade.

Keulegan em 1938, citado por GARDE & RANGA RAJU (1985), utilizou a teoria de Von Karman e Prandtl e as bases de dados de

Bazin para obter a lei logarítmica de resistência para canais abertos, similares as usadas para escoamento em condutos sob pressão, considerando os efeitos da rugosidade das paredes do canal.

Strickler em 1923, citado por MEYER-PETER & MULLER (1948), analisando os dados de vários rios da Suíça, cujos leitos continham materiais grossos e estavam livres de ondulações, encontrou uma equação para a determinação do coeficiente de rugosidade de Manning para leito rígido. Assim a equação de Strickler, combinada com a de Manning, resulta numa das mais corretas lei logarítmica para superfície rugosa, no intervalo $\frac{R}{k_S}$ (raio hidráulico / rugosidade equivalente) entre 7,5 e 250.

A lei de resistência proposta por THOMPSON & CAMPBELL (1979), levam em conta o aumento da resistência ao escoamento para baixas profundidades e é recomendado para rios de leito com material grosso (pedregulhos e seixo rolado).

Um outro fator que afeta a resistência em canais naturais é a presença do sedimento em suspensão. Provavelmente Flammont [s.d.], citado por GARDE & RANGA RAJU (1985), foi o primeiro a mencionar os efeitos do material em suspensão na velocidade média.

Analogamente, Buckley em 1922-23, citado por GARDE & RANGA RAJU (1985), analisou dados do rio Nilo, onde verificou apreciável redução no coeficiente n de Manning, devida à elevação da concentração do material em suspensão. Semelhante fato foi notado por Lacey, citado por GARDE & RANGA RAJU (1985), no rio Indus e Kotri da Índia.

VANONI & NOMICOS (1960), desenvolveram uma série de ensaios em canais de laboratório visando encontrar resultados conclusivos sobre os efeitos da presença de sedimentos em suspensão e das deformações do leito sobre a resistência ao escoamento. Concluíram que a presença da carga de lavagem ("wash load") tende a diminuir a resistência, verificando que essa diminuição é mais significativa no caso de leito sem deformações. Interpretam também que a mudança no fator de atrito devida à variação nas deformações do leito são maiores que aquelas com carga em suspensão.

IPPEN (1973), afirma que algumas experiências trouxeram informação de que o fator de atrito correspondente ao leito sem deformação, tende a crescer com a elevação da concentração da carga de lavagem ("wash load"). Por outro lado KIKKAWA & FUKUOKA (1969), indicam que não haverá nenhuma mudança na resistência com a alteração da concentração. Assim, pesquisas adicionais necessitam ser executados para chegar a conclusões definitivas quanto à influência da carga de lavagem ("wash load") sobre a resistência.

BROOKS (1958), apontou outras características dos rios naturais, como consequência da variação da rugosidade e das deformações do leito. Verificou que existe uma multiplicidade de velocidades para uma mesma declividade, profundidade e tamanho de sedimento. Mas de acordo com BROOKS a velocidade não pode ser expressa unicamente em termos destes fatores. Porém, EINSTEIN & CHIEN (1958), argumentam que a

multiplicidade de velocidades ocorre num intervalo restrito de profundidades para ser significativa para as condições de campo.

Leopold et al. em 1964, citado por CHRISTOFOLETTI (1981), afirmam que, em sentido hidráulico, a resistência ou rugosidade não pode ser diretamente medida, mas computada através de observações sobre velocidade do fluxo, profundidade e declividade.

Os parágrafos descritos acima evidenciam várias complexidades sobre o problema de resistência nos rios naturais. Nenhum dos pesquisadores até agora puderam desenvolver relações de resistência, onde pudessem avaliar todos os fatores, tais como o efeito da forma do canal, variação do regime de descarga, etc, sobre a resistência. De fato, mesmo as leis de resistência famosas e confiáveis, predizem a velocidade média sómente com precisão de mais ou menos 30%.

Existem basicamente, duas maneiras para a determinação da resistência ao escoamento num canal natural. Na primeira considera-se o canal com fundo fixo e utilizam-se fórmulas empíricas como as de Chezy, Manning e outras. Neste caso o fator de atrito é estimado a partir de critérios subjetivos. Na segunda maneira, calcula-se a resistência ao escoamento considerando o escoamento em fundo móvel, e os parâmetros de resistência são determinados a partir das características hidráulicas e sedimentométricas do canal.

Uma das primeiras relações de resistências baseada na aproximação da resistência total, foi proposta por Lacey em 1930, citado por

GARDE & RANGA RAJU (1985), baseados nos dados de canal da Índia. Lacey testou a aplicabilidade da equação para dados do rio e achou a equação válida para a descarga predominante do rio. Porém a equação não é aplicável em todas profundidades do rio e conseqüentemente não pode ser usada para construção da curva cota-descarga, além disso não considera o tamanho do sedimento, o que pode ser questionável.

De acordo com GARDE & RANGA RAJU (1966), as fórmulas japonesas utilizadas para a determinação da resistência global, ao serem verificadas com dados de campo e de laboratório, não apresentaram bom ajuste.

LIU & HWANG (1961), partindo da análise dimensional do problema de resistência apresentaram uma equação para a resistência global. GARDE & RANGA RAJU (1966), verificaram sobre a precisão desta equação, comparando as velocidades observadas com as velocidades calculadas sobre os dados de campo e laboratório, onde em muitos casos houve erros maiores que 50%.

GARDE & RANGA RAJU (1966), analisando dados de campo e de laboratório propuseram uma equação empírica para a velocidade média. Porém ALAM (1967), achou muitos erros quando esta relação foi usada para pequenos rios americanos. GARDE e RANGA RAJU, verificaram então a necessidade de algumas modificações e apresentaram dados diagramados em função do tamanho do sedimento. A inexatidão

possível na velocidade média predita por este método, está dentro do limite de $\pm 30\%$ para 90% dos dados.

Paris em 1980, citado por GARDE & RANGA RAJU (1985), usando uma quantidade grande de dados de campo e de laboratório apresenta uma fórmula para escoamento subcrítico em canais aluviais, observando que a velocidade média calculada por esta relação é muito próxima da medida.

BROWNLIE (1981), fez análise dimensional e análise de regressão sobre os parâmetros obtidos em campo e laboratório, obtendo assim equação para vazão específica de água sobre areia, tendo densidade relativa de 2,65.

KARIM & KENNEDY (1981) partindo de grande quantidade de dados apresentaram uma equação para velocidade média, onde argumentam que a velocidade média do fluxo depende da capacidade de transporte de sedimentos. Com isso, podemos perceber que a necessidade de se conhecer a capacidade de transporte de sedimentos, pode restringir a aplicabilidade da equação em problemas de resistência.

Um outro aspecto da resistência ao escoamento, abordado por EINSTEIN (1942), é o relativo à diferença de rugosidades das margens e do leito, cujo efeito é mais sentido em canais e rios estreitos. Neste caso EINSTEIN assumiu que a velocidade, é uniformemente distribuída em toda seção e que a área molhada pode ser dividida em correspondentes às paredes e ao leito. Baseando-se então na equação de Manning ele

estabeleceu a equação do novo raio hidráulico. Enquanto que Vanoni e Brooks em 1957, citado por GARDE & RANGA RAJU (1985), sugeriram o procedimento baseado na equação de resistência para contorno liso e utilizaram no cálculo o raio hidráulico relativo às paredes e raio hidráulico relativo a toda seção.

EINSTEIN & BARBAROSSA (1952), foram os primeiros a sugerirem o dimensionamento da resistência ao escoamento baseado na divisão da resistência, uma devida aos grãos e a outra devida às deformações do leito (rugas, dunas e antidunas). Neste método, a resistência devida aos grãos para leito plano hidraulicamente rugoso, sem movimento de sedimentos, o coeficiente n de Manning é dado pela equação de Strickler. No caso da presença de material fino deve-se introduzir um fator de correção, que por sua vez, na prática pode ser desprezado, o que introduz um erro não maior que 20%. No segundo tipo de resistência que é devida às deformações do leito, sem considerar a resistência das margens, o método exige que se conheçam as características dos sedimentos, detalhes da seção transversal (gráfico de profundidade x área molhada e profundidade x raio hidráulico), e a inclinação do canal, para posterior cálculo da velocidade média através de tentativas e erros. EINSTEIN e BARBAROSSA argumentam que a velocidade média depende da quantidade de sedimento transportada, que é expresso como função de parâmetro de escoamento ψ' de Einstein, referente às deformações do

leito, o qual é criticado por GARDE & RANGA RAJU (1966) por não predizer a resistência satisfatoriamente.

ENGELUND (1967) propôs a divisão da tensão de cisalhamento e do raio hidráulico. Porém sua expressão de distribuição de velocidade apresentada, não leva em consideração a resistência devida às deformações. Ele verificou em seus experimentos que a resistência do leito sem deformação, com movimento de sedimentos, é maior que a do leito sem deformação e sem movimento de sedimentos. Neste método deve primeiramente supor-se um regime e posteriormente, baseado em gráfico, encontrar o valor do raio hidráulico devido aos grãos e a seguir a velocidade média. Mittal em 1968, citado por GARDE & RANGA RAJU (1985), testou com dados de campo e laboratório a aplicabilidade da determinação da velocidade média, onde na maioria dos casos, o desvio encontrado na velocidade foi menor que 30%.

ALAM & KENNEDY (1969), também usaram a divisão da resistência em seu método de predição da resistência de canal aluvial, dividindo a inclinação da linha d'água em duas componentes, técnica anteriormente usada por Meyer-Peter e Muller, em 1948. Por análise de campo e de laboratório LOVERA & KENNEDY (1969) obtiveram, para leito sem deformação, a relação entre f' , R_e e $\frac{R}{d}$, onde f' é o fator de atrito devida aos grãos. Com isso a resistência devida aos grãos pode ser calculada com ajuda da equação de Strickler ou diagrama de Nikuradse. Alam e Kennedy com ajuda de dados de campo e laboratório relacionaram

f'' com $\frac{U}{\sqrt{g \cdot y}}$ e $\frac{R}{y}$, onde f'' é o fator de atrito devida às deformações

do leito. Alam e Kennedy usaram esse método para predizer curvas de cota-descarga para alguns rios, encontrando bons resultados ao utilizar dados atuais. GARDE & RANGA RAJU (1970), questionaram o método dizendo não se justificar a inclusão da análise de dados de leito sem deformações em rios naturais.

Dos métodos discutidos até agora, alguns têm sido usados para construção de curvas cota-descarga. Em geral, as curvas cota-descarga preditas pelos métodos e a curva observada têm apresentado um bom acordo, porém em muitos casos isto não acontece.

Um aspecto do problema, é a separação de resistência o outro é a comparação entre a resistência dos grãos medida com a computada. VITTAL et al. (1977) têm mostrado que os valores de $\gamma_f \cdot R' \cdot S$ (usados na equação de Strickler) e $\gamma_f \cdot R \cdot S'$ (usando diagrama de Nikuradse) são diferentes, sendo o último invariavelmente baixo.

LOVERA & KENNEDY (1969), apresentaram, sobre a aplicação das técnicas de divisão da resistência ao escoamento, algumas dúvidas no caso de canal aluvial. Primeiramente, a resistência do leito sem deformação com movimento de sedimentos é suposta ser diferente da do leito sem deformação sem movimento de sedimentos. Entretanto, Einstein e Barbarossa, citados por GARDE & RANGA RAJU (1985), acreditam que a resistência é a mesma nos dois casos. Também acreditam que a equação

de Strickler e o diagrama de Nikuradse são válidos para o caso de um desenvolvimento total da camada limite, no qual o fluido experimenta um coeficiente de resistência constante ao longo do comprimento e largura do canal. Mas no caso de um leito com deformação, há uma variação considerável do atrito superficial no leito, devido à separação do fluxo de sedimentos e desenvolvimento da camada limite.

LYN (1991), a partir de três tipos diferentes de areia natural verificou o efeito da resistência ao escoamento em canais constituídos de leito uniforme e sem deformação. As medidas da tensão de cisalhamento foram feitas por um sistema de anemometria laser-Doppler. Os resultados indicam que, ao contrário dos modelos recentes, a presença dos sedimentos em suspensão não necessariamente reduz a resistência ao escoamento.

LI et al. (1992), desenvolveram uma teoria estocástica para determinação da resistência ao escoamento em rios naturais. Estudaram a variação da largura do rio e elevação do leito, levando em conta o aspecto aleatório. Os resultados indicam que a resistência ao escoamento em rios naturais é fortemente influenciado pela irregularidade da seção transversal e pela condição média de escoamento, associadas à rugosidade relativa das paredes e leito e às formas médias da seção transversal. Além disso, os resultados mostram que a resistência total é sempre maior do que a resistência em regime uniforme no correspondente canal. Essa diferença é função do número de Froude.

BATEMAN et al. (1994), a partir de uma série de ensaios e medidas experimentais em canais, tanto de campo como de laboratório, avaliaram os parâmetros de resistência ao fluxo em superfície livre, comparando as metodologias clássicas, que utilizam equação de conservação de energia, com os métodos de otimização. Verificaram que os valores numéricos resultantes da aplicação dos métodos clássicos são maiores que os correspondentes calculados por otimização. Isso ocorre, pois no método de otimização a discriminação das piores medidas tem um menor peso no processo de cálculo, enquanto que os métodos clássicos consideram que todas as medidas realizadas estão isentas de erro.

Também, uma das grandes dificuldades a serem ainda alcançadas é com relação à obtenção de uma equação satisfatória para a distribuição de velocidades em canais aluviais.

Vanoni em 1946, Ismael em 1952 e outros, citados por GARDE & RANGA RAJU (1985), estabeleceram que a distribuição de velocidades para córrego aluvial podem ser descritas por lei logarítmica, conforme dados do canal de irrigação em U.P. (Índia) e no rio Middle Loup (USA).

Einstein em 1950, citado por GARDE & RANGA RAJU (1985), apresentou expressão de distribuição de velocidade para contornos lisos, rugosos e transição.

VANONI (1946) e ISMAIL (1952), mostraram a partir de dados experimentais obtidos em canais artificiais, que a constante K de

Karman é frentemente diferente de 0,40 (água limpa). VANONI verificou que quando sedimentos são introduzidos em um fluxo de água limpa, a constante K é reduzida e assume valor abaixo de 0,40. Esta queda deve-se ao amortecimento da turbulência devido ao alto gradiente de concentração perto do leito.

EINSTEIN & CHIEN (1955), apresentaram uma hipótese para explicar a redução na constante de Karman, devida à carga de sedimentos em suspensão, a qual é baseada na relação entre a potência para manter os sedimentos em suspensão e a potência requerida para vencer o atrito. Também apresentaram que não é correto usar a mesma fórmula logarítmica de distribuição de velocidade em toda a profundidade

D . A fórmula clássica de distribuição de velocidade (logarítmica) é válida para $\frac{y}{D}$ maior que 0,10 com K assumindo valores menores. Eles apresentaram a expressão para condições de leito sem deformação e $\frac{y}{D}$ maior que 0,10.

VANONI & NOMICOS (1960), usaram um parâmetro diferente, onde relacionaram K com a potência requerida para levantar os sedimentos na camada limite perto do leito e a requerida para vencer a resistência.

Garde e Paintal em 1964, citado por GARDE & RANGA RAJU (1985), analisando dados de campo e laboratório indicaram que o valor de K em córregos aluviais variam de 0,15 a 0,60 ou mais.

RICHARDS (1977), afirma que a resistência é transmitida ao fluxo pela turbulência exercida pelas paredes limitantes. Pode-se dizer que a profundidade e a velocidade são dependentes da rugosidade, e se a taxa de mudança da rugosidade não for uniforme causará desvios na taxa de crescimento da profundidade e da velocidade do fluxo.

COLEMAN (1981), investigou a distribuição de velocidades de escoamento contendo sedimentos em suspensão, num canal de leito rígido. Concluiu que os perfis de distribuição de velocidade não seguem uma única função logarítmica, desde regiões próximas ao leito até a superfície. COLEMAN chama a atenção do uso incorreto da constante K de Von Karman pelos pesquisadores na lei de distribuição de velocidade. Sugeriu que a lei logarítmica só é válida nas proximidades do fundo, na subcamada limite laminar. COLEMAN verificou que a presença de sedimentos em suspensão não tem efeitos sobre os valores de K . Para que a lei fosse válida para toda a profundidade, o referido autor utilizou a lei de distribuição logarítmica de velocidades acrescida da função das esteiras dos vórtices, introduzida por COLES (1956).

LAU (1983), baseado na lei geral de distribuição de velocidades, modificada por Coleman, que contém a função de esteiras dos vórtices, mostrou que para dois escoamentos de mesma descarga e o leito com a mesma declividade, um com material sólido em suspensão e o outro sem material sólido em suspensão, o primeiro apresentou velocidades menores nas proximidades do leito e maiores em posições mais distantes do

leito, quando comparadas com aquelas do escoamento sem sólidos em suspensão, porém os resultados não permitiram conclusões definitivas.

MONCADA et al. (1994), a partir de trabalhos, de Gonzalvez em 1976 (fluxo com alta concentração de partículas sólidas), de Cheng-Lung em 1988 e Takahashi em 1991 (medidas de distribuição de velocidades), verificaram a necessidade de se agregar uma função adimensional nas funções de distribuição de velocidade. Por outro lado, os modelos de distribuição de velocidade do tipo turbulento baseados na formulação de Prandtl e Von Karman, propostos por Rickenmann em 1991 e Umeyama-Gerritsen em 1992 mostram boa correlação sem modificações na estrutura das equações, apresentando um erro médio de 6% em relação aos dados experimentais.

BERGERON (1994), analisou as características de 82 (oitenta e dois) perfis de velocidade, referentes a 9 (nove) córregos diferentes com leito em cascalho. Um teste estatístico, da linearidade dos perfis de velocidade dos escoamentos indicados, é contrário aqueles frequentemente assumidos. Perfis de velocidade não são muitas vezes semilogarítmicos mas segmentados, isto é, ele pode ser dividido em dois (ou mais) segmentos semilog-linear. Os resultados mostram que o perfil de velocidade segmentado não é limitado somente para rios de leito com vários materiais grossos, mas estes também ocorrem em córregos com leitos constituídos de partículas relativamente finas. Essa técnica permite a identificação do perfil de velocidade segmentado semilog-linear e o

correspondente nó onde se juntam. Uma análise do modelo de escoamento sobre leito natural, revelou que o perfil de velocidades segmentado corresponde a camadas distintas do escoamento, ajustado a escala diferente de rugosidade : a rugosidade referente ao grão controla a forma do perfil de velocidade segmentado perto do leito e a rugosidade referente à deformação do leito controla a forma do perfil de velocidade segmentada localizado imediatamente acima.

2.2. EQUAÇÕES BÁSICAS DE RESISTÊNCIA QUE NÃO CONSIDERAM AS DEFORMAÇÕES DO LEITO.

2.2.1. Equações logarítmicas

De acordo com GARDE & RANGA RAJU (1985), a lei da distribuição de velocidade para fluxo turbulento hidraulicamente liso ou rugoso, com água limpa, pode vir da equação da tensão de cisalhamento em fluxo turbulento obtida da teoria da camada limite, ficando :

$$\frac{u}{u_*} = \frac{1}{K} \cdot \ln\left(\frac{y}{y'}\right) \quad (2.1),$$

onde : u - velocidade pontual do fluxo na seção, em m/s;

u_* - velocidade de atrito, em m/s;

K - constante de Von Karman ($K = 0,4$ para água limpa);

y - altura da lâmina d'água no canal;

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho_f}} \quad \text{e } y' \text{ é a distância tal que } u=0 \text{ e } y = y' ;$$

onde : $\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot S$;

γ - peso específico do fluido, em Kgf/m³ ;

R - raio hidráulico do rio, em m;

S - declividade média da linha de energia, em m/m.

Após substituir os valores experimentais de y' para contorno hidrodinamicamente liso e rugoso na equação (2.1) chega-se a tão conhecida equação de distribuição de velocidade de Prandtl-Karman, citado por GARDE & RANGA RAJU (1985) :

1) para turbulento hidraulicamente liso

$$\frac{u}{u_*} = \frac{2,3}{K} \cdot \log\left(\frac{u_* \cdot y}{\nu}\right) + 5,5; \quad (2.2);$$

2) para turbulento hidraulicamente rugoso

$$\frac{u}{u_*} = \frac{2,3}{K} \cdot \log\left(\frac{y}{K_s}\right) + 8,5; \quad (2.3)$$

onde : ν - viscosidade cinemática, em m^2/s ;

K_s - rugosidade equivalente aos grãos dos sólidos que

formam as paredes e fundo do rio, em m.

Zegzhda em 1939, de acordo com SIMONS & SENTURK (1992), foi um dos primeiros a ajustar e aplicar os conceitos de escoamento em canal aberto. Desde então vários pesquisadores tem realizado inúmeros estudos, onde podem ser resumidos as seguintes categorias de escoamentos:

1) canais turbulentos hidraulicamente lisos, quando atenderem a expressão :

$$\frac{K_s \cdot u_*}{\nu} \leq 5 \quad (2.4);$$

2) canais turbulentos hidraulicamente rugosos, quando atenderem a expressão :

$$\frac{K_s \cdot u^*}{\nu} > 70 \quad (2.5).$$

Através da integração das equações (2.2) e (2.3) sobre a profundidade do fluxo e sobre as bases de dados experimentais de Bazin, Keulegan em 1938, citado por GARDE & RANGA RAJU (1985), obtiveram-se as seguintes leis logarítmicas de resistência :

1) para turbulentos hidraulicamente lisos

$$\frac{U}{u^*} = \frac{2,3}{K} \cdot \log\left(\frac{u^* \cdot R}{\nu}\right) + 3,25; \quad (2.6);$$

2) para turbulentos hidraulicamente rugosos

$$\frac{U}{u^*} = \frac{2,3}{K} \cdot \log\left(\frac{R}{K_s}\right) + 6,25; \quad (2.7),$$

onde : U - velocidade média do fluxo na seção, em m/s.

Uma das primeiras relações de resistência, baseada na aproximação da resistência total, foi proposta por Lacey [s.d.], de acordo com GARDE & RANGA RAJU (1985), baseado nos dados de canal da Índia.

KARIM & KENNEDY (1981), propuseram a seguinte equação para velocidade média:

$$\log \frac{U}{\sqrt{\frac{\Delta\gamma_s}{\rho_f} \cdot d}} = 0,7812 + 0,2496 \log \frac{q_t}{\gamma_s \sqrt{\frac{\Delta \cdot \gamma_s}{\rho_f} \cdot d^3}} + 0,2997 \log \frac{u_* d}{\gamma} - 0,0411 \log \frac{u_*^3}{gd\omega_0} \quad (2.8),$$

onde : $\Delta\gamma_s$ -variação entre o peso específico do sedimento e do fluido, em Kgf/m³;

d - diâmetro representativo do material do leito, em m;

ρ_f - massa específica do fluido, em Kgf.s²/m⁴;

q_t - carga total de sedimentos transportados, em Kg/s;

γ_s - peso específico do sedimento, igual a 2650 Kgf/m³;

g - aceleração da gravidade, igual a 9,81 m/s²;

ω_0 - velocidade de sedimentação, em m/s.

Onde a velocidade de sedimentação, de acordo com GARDE & RANGA RAJU (1985), pode ser encontrada pela expressão de Rubey's :

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{36\mu^2}{\rho_f^2 \cdot d^2} + \frac{2(\gamma_S - \gamma_f) \cdot d}{3\rho_f}} - \frac{6\mu}{\rho_f \cdot d} \quad (2.9),$$

onde: μ - viscosidade absoluta do fluido, em Kgf.s/m²;

ρ_S - massa específica do sedimento, igual a 270 utm/m³ .

LAU (1983), investigou os efeitos dos sedimentos em suspensão sobre a resistência ao escoamento, somando-se a função da esteira de vórtices introduzida por COLES (1956), ao perfil de distribuição logarítmico da velocidade, conforme equação abaixo :

$$U = \frac{u_*}{K} \left[\ln \frac{u_* \cdot D}{\nu} + 1,2 + \Pi \right] \quad (2.10),$$

onde : Π - parâmetro de esteira, que varia entre 0,19 a 0,86;

D - profundidade do rio, em m.

2.2.2. Equações exponenciais

De acordo com GRAFF (1971), a resistência ao escoamento permanente uniforme, sem considerar as deformações do leito, é comumente expressa com a relação de Darcy-Weissbach :

$$S = f \cdot \frac{1}{4R} \cdot \frac{U^2}{2g} \quad (2.11),$$

onde : f é o fator de atrito de Darcy-Weissbach.

Do mesmo modo outras fórmulas de escoamento frequentemente utilizadas como as equações de Chezy em 1775 e de Manning em 1889, citado por GRAF (1971), são bem conhecidas.

A equação de Chezy para fluxo uniforme pode ser assim expressada :

$$U = C\sqrt{R \cdot S} \quad (2.12),$$

onde: C - coeficiente de descarga de Chezy, em $L^{1/2} / T$;

S - declividade média da linha d'água, em m/m.

A equação de Manning em unidades do S.I. pode ser assim escrita :

$$U = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (2.13),$$

onde : n é o coeficiente de rugosidade de Manning.

Comparando a equação de Chezy com a equação de Manning a seguinte relação pode ser obtido :

$$\frac{U}{u_*} = \frac{C}{\sqrt{g}} = \frac{1}{n\sqrt{g}} R^{1/6} \quad (2.14)$$

De acordo com GARDE & RANGA RAJU (1985), um conveniente relacionamento pode ser desenvolvido equiparando os valores

$\frac{U}{u_*}$, isto é., $\frac{C}{\sqrt{g}}$ das equações (2.7) e (2.13), então temos :

$$\frac{R^{1/6}}{n\sqrt{g}} = 6,25 + \frac{2,3}{K} \cdot \log\left(\frac{R}{K_s}\right) \quad (2.15).$$

Em gráfico das relações $\frac{R^{1/6}}{n\sqrt{g}}$ com $\frac{R}{K_s}$, para $\frac{R}{K_s}$ entre

7,5 e 250, pode ser aproximada por uma linha reta, ficando em unidades do

S.I.:

$$\frac{R^{1/6}}{n} = 24,0 \cdot \left(\frac{R}{K_s}\right)^{1/6} \quad (2.16)$$

ou,

$$n = \frac{K_s^{1/6}}{24,0} \quad (2.17)$$

onde K_s em metros.

Strickler em 1923, citado por MEYER-PETER & MULLER (1948), encontrou após vários dados de rios da Suíça de leito com material grosso e sem deformações, a seguinte relação para o coeficiente de rugosidade de Manning :

$$n = \frac{d_{50}^{1/6}}{21} \quad (2.18),$$

onde: d_{50} - diâmetro representativo do material sólido do leito tal que 50% da amostra, em peso, tem diâmetro inferior, em (m).

Quando o fundo do rio for constituído de sedimentos não uniformes, MEYER-PETER & MÜLLER (1948), recomendam para o n de Manning a seguinte relação:

$$n = \frac{d_{90}^{1/6}}{A_c} \quad (2.19),$$

onde: d_{90} - diâmetro do material do leito tal que 90% da amostra, em peso, tem diâmetro inferior, em m;

A_c - constante levemente diferente do valor 21 dado pela equação (2.18).

O uso do diâmetro representativo d_{90} , de acordo com MEYER-PETER & MÜLLER (1948), faz sentido, pois, de observações, sabe-se que o diâmetro médio da superfície de revestimento do leito dos rios naturais coincide aproximadamente com d_{90} .

EINSTEIN (1952) recomenda utilizar a seguinte relação:

$$n = \frac{d_{65}^{1/6}}{24} \quad (2.20),$$

onde: d_{65} - diâmetro representativo do material do leito tal que 65% da amostra, em peso, tem diâmetro inferior, em m.

Irmay em 1949, citado por GARDE & RANGA RAJU (1985), sugere substituir na equação (2.20), o d_{65} pelo tamanho máximo de material do leito.

KAMPHUIS (1974), de pesquisas realizadas em rios com leitos constituídos por cascalhos encontrou a seguinte relação:

$$n = \frac{1}{24} (2d_{90})^{1/6} \quad (2.21).$$

THOMPSON & CAMPBELL (1979), encontrou a seguinte equação :

$$n = \frac{(4,5d_{50})^{1/6}}{24} \quad (2.22).$$

A relação de Campbell não difere muito daquela encontrada por Kamphuis, já que o diâmetro d_{90} é da ordem de duas vezes ao d_{50} .

HEY (1979), de pesquisas realizadas em rios, com leitos constituídos de seixos, encontrou que:

$$n = \frac{(3,5d_{84})^{1/6}}{24} \quad (2.23).$$

LIU-HWANG (1961), partindo da análise dimensional e com dados de rios japoneses encontraram em termos de equação empírica que :

$$U = C_a \cdot R^x \cdot S^y \quad (2.24),$$

onde : C_a, x, y são funções do diâmetro médio do sedimento e do regime do fluxo.

2.3. EQUAÇÕES BÁSICAS DE RESISTÊNCIA QUE CONSIDERAM AS DEFORMAÇÕES DO LEITO.

Quando a tensão de cisalhamento do escoamento ultrapassa a tensão de cisalhamento crítica, ocorre então o início da movimentação dos sedimentos contidos no leito do rio, seja por arraste ou por suspensão. Essas partículas tendem a se agruparem, formando deformações no fundo (rugos, dunas, antidunas, etc), cujos tamanhos e formas dependem do número de Froude. O conhecimento dessas deformações é importante pois elas alteram o perfil de distribuição das velocidades e em consequência a concentração de partículas.

EINSTEIN & BARBAROSSA (1952), foram os primeiros a considerar a influência das deformações do leito na resistência total, como sendo a soma da resistência devida aos grãos e resistência devida às deformações. A seguir apresentaremos este método e outros :

2.3.1 - Método de Einstein e Barbarossa

Neste método eles dividiram a resistência total do leito em resistência devida aos grãos de areia e resistência devida às deformações do leito, isto é, a resistência ao escoamento pode ser :

$$\tau_O = \tau_O' + \tau_O'' \quad (2.25).$$

onde: τ_O' e τ_O'' são as tensões de cisalhamento devidas à resistência dos grãos e devidas à resistência das deformações do leito, respectivamente, em Kgf/m².

A equação anterior (2.25) pode ser reescrita, usando :

$$\tau_O = \gamma_f \cdot S(R' + R'') \quad (2.26),$$

onde: R' e R'' são os raios hidráulico do leito correspondente aos grãos e correspondente às deformações, respectivamente, em m.

Para leito plano hidrodinamicamente rugoso, o coeficiente de Manning (n') é devida aos grãos, e é dado pela equação de Strickler, em unidades do S.I.:

$$n' = \frac{d_{65}^{1/6}}{24,0} \quad (2.27).$$

Combinando esta, com a equação de Manning (na qual R' é usada) pode-se escrever :

$$\frac{U}{u'_*} = 7,66 \left(\frac{R'}{d_{65}} \right)^{1/6} \quad (2.28),$$

onde: $u'_* = \sqrt{g \cdot R' \cdot S}$;

u'_* - velocidade de atrito referente aos grãos, em m/s;

R' - raio hidráulico referente aos grãos, em m.

Utilizando a relação logarítmica e aplicando para material fino, logo :

$$\frac{U}{u'_*} = \frac{2,3}{K} \cdot \log \left(\frac{12,27 \cdot R' \cdot \chi}{d_{65}} \right) \quad (2.29),$$

onde: χ é o fator de correção e é função de $\frac{d_{65}}{\delta'}$, tabelados por

EINSTEIN (1952).

Para $\frac{d_{65}}{\delta'}$ bem maior que 10, χ é igual a 1,0. Na prática χ ,

assume valor unitário, o que introduz um erro não maior que 20%.

A segunda resistência a ser considerada neste método, vem da presença das deformações do leito. Levando em consideração o número

de ondulações (N) na seção transversal de área a ao longo do comprimento λ_1 , com perímetro molhado P e o coeficiente de arraste C_d , teremos :

$$\frac{U}{u_*''} = \sqrt{\frac{2 \cdot \lambda_1 \cdot P}{C_d \cdot a \cdot N}} \quad (2.30).$$

EINSTEIN & BARBAROSSA (1952), concluíram que o segundo termo da equação acima depende da taxa de sedimento transportada, a qual é função do parâmetro de escoamento de Einstein ψ' , dado por :

$$\psi' = (\rho_s - \rho_f) \cdot \frac{d_{35}}{\rho_f \cdot R' \cdot S} \quad (2.31).$$

AGUIRRE (1983), afirma que, quando a velocidade média de escoamento é conhecida, pode-se determinar o valor da velocidade de atrito referente ao grão u_*' , na FIG. 2.1, para determinar então o valor de R' . A FIG. 2.1., foi obtida por Lovera e Kennedy em 1969 a partir de análise dimensional.

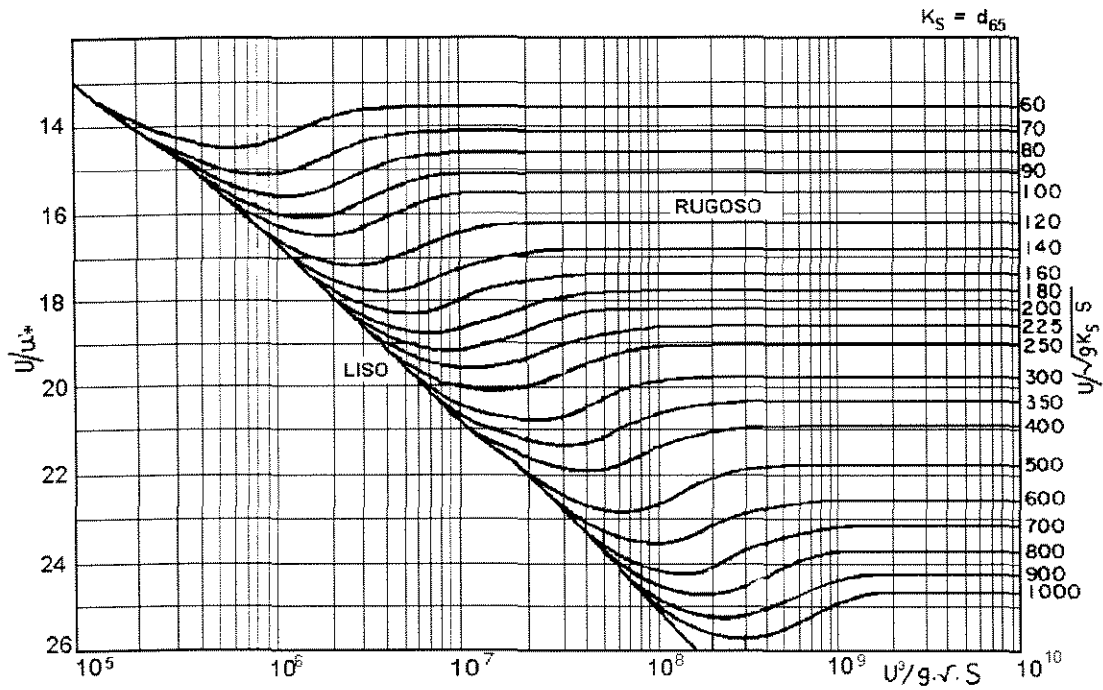


FIGURA 2.1 - Curvas de solução gráfica das equações de Einstein-Barbarossa, para determinação de R' .

FONTE : AGUIRRE, 1983.

Segundo AGUIRRE (1983), o fator χ de Einstein depende do efeito de viscosidade $\frac{d_{65}}{\delta'}$, sendo $\delta' = \frac{11,6 \cdot \nu}{u'_*}$. Portanto usando a FIG. 2.2 obtemos o valor de χ , que aplicado na equação (2.29) fornece o valor da constante K de Von Karman, conhecida U e u'_* .

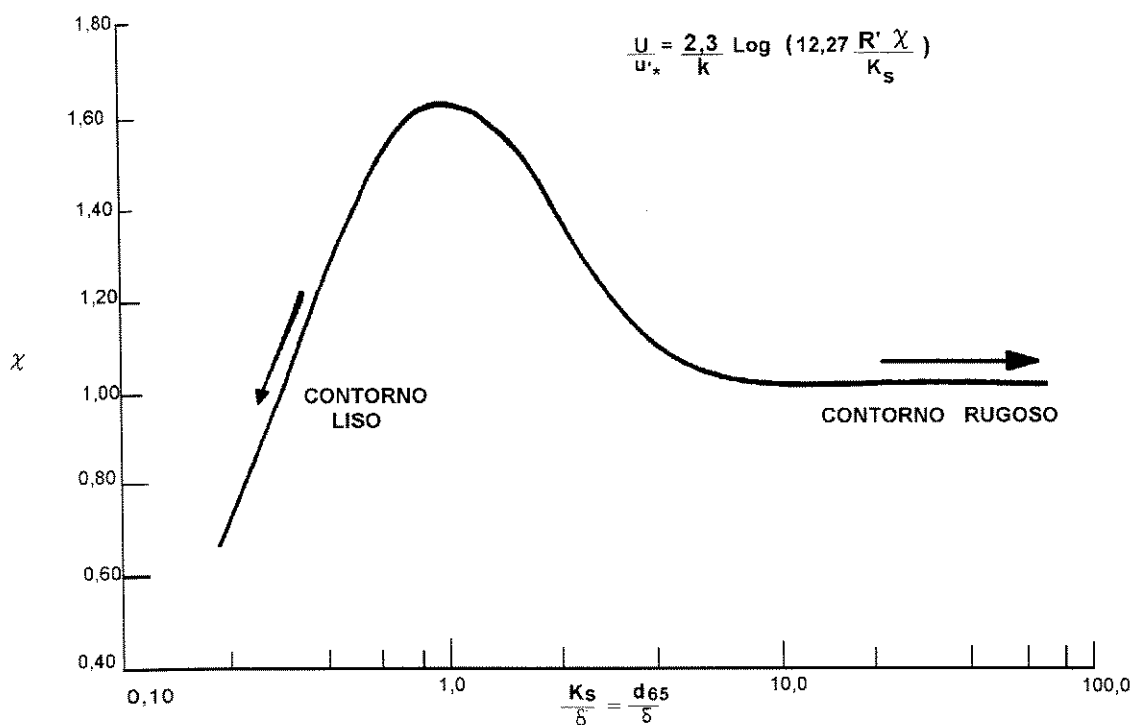


FIGURA 2.2 - Relação entre o fator χ de Einstein (1950) e K_s / δ' , usados na equação logarítmica de resistência.

FONTE : AGUIRRE, 1983.

2.3.2 - Método de Engelund

ENGELUND (1967), também propôs a divisão da tensão de cisalhamento e raio hidráulico. Notando em sua experiência um aumento da resistência do leito plano com transporte de sedimentos, ele introduziu a seguinte equação para descrever a resistência do grão :

$$\frac{U}{u_*'} = \frac{2,3}{K} \cdot \log\left(\frac{R'}{2 \cdot d_{65}}\right) + 6,0 \quad (2.32).$$

Usando a equação anterior e dados de canais artificiais e rios naturais, foi encontrado que $\tau_0' / (\Delta\gamma_s \cdot d_{35})$ é função de $\tau_0 / (\Delta\gamma_s \cdot d_{35})$ e do regime de escoamento.

Para a determinação da velocidade média, o regime deve primeiro ser admitido e R' obtido com ajuda de gráfico. A velocidade média pode ser então determinada da equação (2.32). Se o regime prognosticado não concorda com o regime admitido, a segunda tentativa seria necessária.

2.3.3 - Método de Alam e Kennedy

Enquanto que nos métodos anteriores foi dividido o raio hidráulico, neste ALAM-KENNEDY (1981) dividiram a declividade da linha de energia em duas componentes :

$$S = S' + S'' \quad (2.33),$$

onde: S' é a inclinação da linha de energia que o fluxo teria se o leito fosse sem deformação e S'' inclinação da linha de energia resultante das deformações do leito, em m/m.

2.3.4 - Outros autores

Sugio em 1974, citado por GARDE & RANGA RAJU (1985), tem usado dados do rio do Japão e obteve a seguinte equação para diferentes regimes, para unidade do S.I.:

$$U = K \cdot R^{0,54} \cdot S^{0,27} \quad (2.34),$$

onde: $K = 6,51$ para rugas;

$K = 9,64$ para dunas e

$K = 11,28$ para regime de transição.

GARDE & RANGA RAJU (1966), analisando dados de canais artificiais e rios naturais, propuseram a seguinte equação empírica :

$$\frac{U}{\sqrt{\Delta\gamma_s \cdot d / \rho_f}} = K(R/d)^{2/3} \cdot \left(\frac{S}{\Delta\gamma_s / \gamma_f} \right)^{1/2} \quad (2.35),$$

onde : $K = 7,66$ para leito sem deformações;

$K = 3,20$ para leito com rugas e dunas;

$K = 6,00$ para leito em transição e com anti-dunas.

Sendo que os valores de K citados acima, de acordo com GARDE & RANGA RAJU (1985), podem ser determinados utilizando-se da FIG. 2.3, que é o critério proposto pelos mesmos autores para definir os regimes de escoamentos e as deformações do leito.

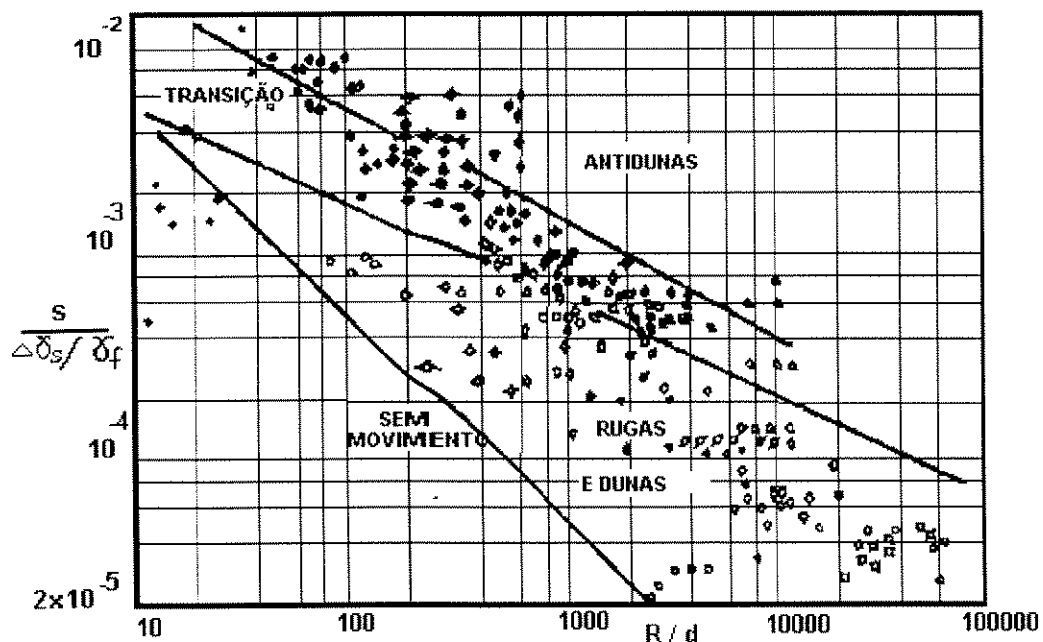


FIGURA 2.3 - Critério proposto por Garde e Ranga Raju para regime de escoamento e deformações do leito.

FONTE : GARDE-RANGA RAJU, 1985.

BROWNLIE (1981), usando dados de campo e laboratório, bem como fazendo análise dimensional, encontrou :

1) para regime de rugas e dunas

$$\frac{U \cdot D}{\sqrt{gd^3}} = 4,57 \left(\frac{R}{d} \right)^{1,529} \cdot \frac{S^{0,389}}{\sigma_g^{0,161}} \quad (2.36);$$

2) para regime com leito plano e antidunas

$$\frac{U \cdot D}{\sqrt{gd^3}} = 7,51 \left(\frac{R}{d} \right)^{1,6} \cdot \frac{S^{0,46}}{\sigma_g^{0,128}} \quad (2.37),$$

onde : σ_g - desvio padrão geométrico;

$$\sigma_g = \frac{1}{2} \left(\frac{d_{84}}{d_{50}} + \frac{d_{50}}{d_{16}} \right) \quad (2.38).$$

De acordo com GARDE & RANGA RAJU (1985), muitos engenheiros japoneses usam a seguinte equação básica para resistência:

$$\frac{U}{u_*} = \frac{2,3}{K} \cdot \log \left(\frac{R}{K_s} \right) + 6,0 \quad (2.39).$$

Baseados em análises dos dados de rios japoneses, Tsubaki e Furuya [s.d.], de acordo com GARDE & RANGA RAJU (1985), obtiveram a seguinte expressão para K_s em pregas e regime de dunas :

$$\log(K_s / d) = 3,48(1 - 0,225 \cdot \tau_*^{-1/2}) \quad (2.40),$$

onde : τ_* - tensão de atrito, em Kgf/m^2 ;

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma)d} \quad (2.41),$$

onde: τ_0 - tensão de cisalhamento do fluxo, em Kgf/m^2 ;

γ_s - peso específico do sedimento igual a 2650 Kgf/m^3 .

Já Ishihara, Iwagaki e Sueishi [s.d.], efetuaram experiências e encontraram a seguinte expressão para K_s em leito sem deformação e com movimento de sedimentos: .

$$\frac{K_s}{d} = 10 \cdot \tau_*^{0,769} \quad (2.42).$$

2.4. CONSIDERAÇÕES SOBRE ATRITO DE MARGENS.

De acordo com GARDE & RANGA RAJU (1985), para canais largos com leito aluvial, a aspereza é considerada igual em todo o perímetro. Já em córregos estreitos as asperezas do fundo e das margens são diferentes. Assim é necessário determinar o raio hidráulico das margens (R_m) e o raio hidráulico do leito (R_ℓ). Utilizando o procedimento sugerido por EINSTEIN (1942), em que supôs que a distribuição de velocidade é uniforme em toda seção transversal, a divisão da área total do fluxo será :

$$A = A_m + A_\ell \quad (2.43),$$

onde: A_m é a área correspondente às margens e A_ℓ é área referente ao leito, em m².

Usando equação de Manning para as margens, a saber :

$$U = \frac{1}{n_m} \cdot R_m^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (2.44),$$

onde: R_m - raio hidráulico correspondente as margens, em m.

Podendo R_m ser calculado, se n_m , coeficiente de Manning para o lado da margem for conhecido. Então para canais retangulares pode-se escrever da equação (2.43) que :

$$R_\ell = \left(1 + 2 \cdot \frac{D}{B}\right) \cdot R - 2 \cdot \left(\frac{D}{B}\right) \cdot R_m \quad (2.45).$$

Capítulo 3

MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. INTRODUÇÃO

Durante os anos de 1993, 1994 e 1995 foram realizadas 50 (cincoenta) campanhas de medições no rio Atibaia - Distrito de Sousas - Campinas - São Paulo, com o objetivo de estudar a resistência ao escoamento, levando em consideração a variação da granulometria do material que compõe o leito do rio, a carga do material sólido transportado em suspensão e por arraste e as deformações do leito.

Para se estudar os fatores de atrito, os coeficientes de rugosidade e as constantes de Von Karman na seção do rio Atibaia, foram necessários medir, entre outros, os seguintes parâmetros:

Q = vazão líquida, em (m^3 /s);

A = área molhada total no trecho do rio, em (m^2);

P = perímetro molhado, em (m);

S = declividade da linha d'água, em (m/m).

Conhecidos os parâmetros A e P calcula-se o raio hidráulico (R) através da seguinte relação:

$$R = \frac{A}{P} \quad (3.1).$$

O valor do coeficiente de rugosidade n é obtido da equação de Manning :

$$n = \frac{A \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{S}}{Q} \quad (3.2).$$

O coeficiente n calculado pela equação (3.2) foi comparado com os valores obtidos pelas equações (2.17 a 2.23).

Os diâmetros representativos das equações citadas: $d_m, d_{50}, d_{65}, d_{84}, d_{90}$ foram tirados das curvas granulométricas obtidas de amostras coletadas do fundo do rio Atibaia na seção em estudo.

Os valores das constantes de Von Karman (K_1, K_2, K_3, K_4), determinadas pelas equações (2.7, 2.10, 2.29 e 2.39), respectivamente, foram calculadas substituindo a grandeza U das equações pela velocidade média medida na seção do rio.

O valor do fator de atrito f da equação (2.11), foi calculado substituindo na referida equação os valores das grandezas medidas no rio.

3.2. O TRECHO EM ESTUDO

O trecho em estudo do rio Atibaia está localizado no Distrito de Sousas na Cidade de Campinas - São Paulo, entre a passarela de pedestre e o Clube de Campo Regatas de Sousas, conforme croqui mostrado na FIG. 3.1, numa extensão de aproximadamente 600m.

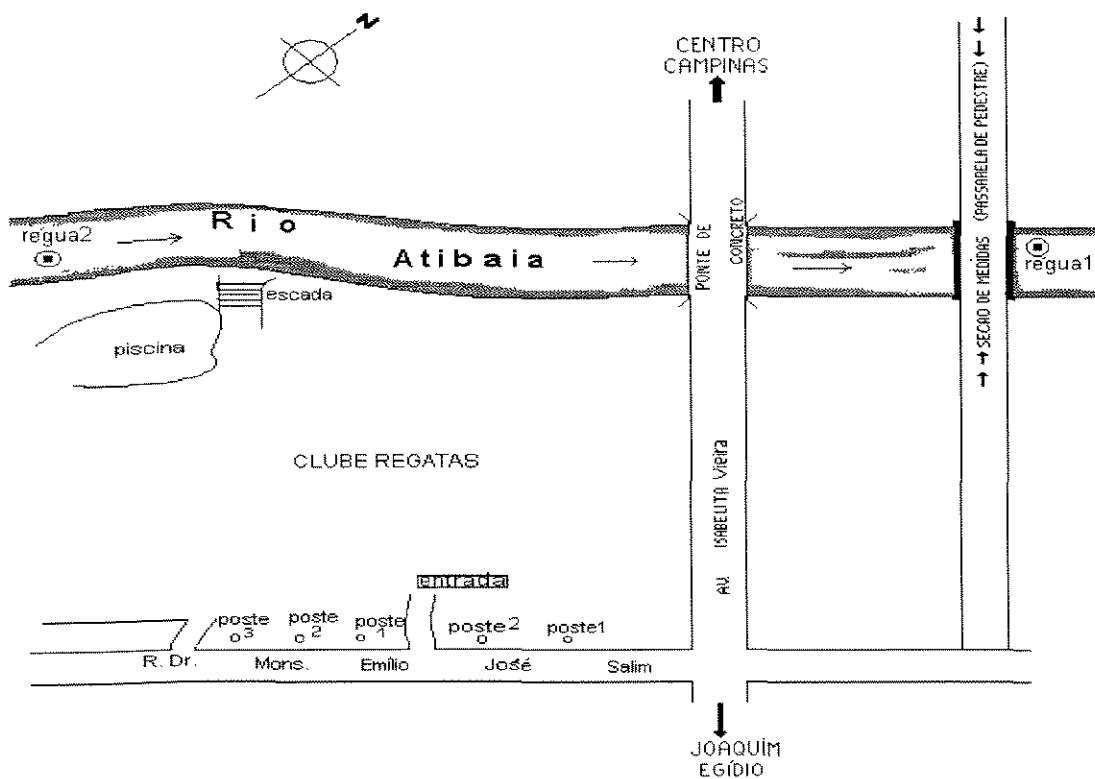


FIGURA 3.1 - Croqui mostrando as posições das réguas linimétricas (1) e (2) e a localização da seção de medidas, no rio Atibaia - Sousas - Campinas. (sem escala)

3.3. A SEÇÃO DE MEDIDAS

A seção de medidas coincide com a seção onde se localiza uma passarela de pedestre (antiga ponte de trem). A seção é bem simétrica; como pode ser visto na FIG. 3.2, obtida através de batimetrias realizadas durante a pesquisa.

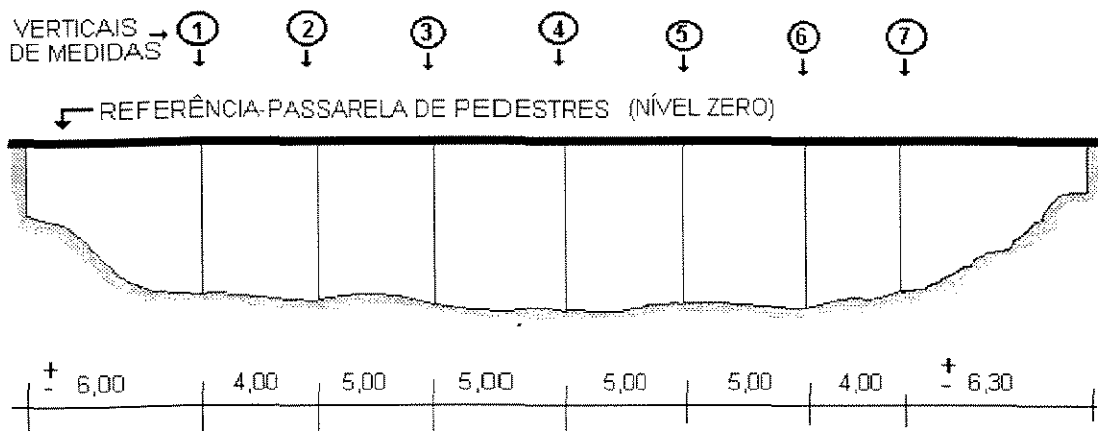


FIGURA 3.2 - Seção de medidas do rio Atibaia - Sousas - Campinas.(sem escala)

3.4. HIDROMETRIA

3.4.1. Medição da vazão

As medições de vazão foram realizadas pelo método das áreas e da velocidade nas verticais, utilizando os seguintes procedimentos:

- 1) realização da batimetria na seção de medição para a determinação da área de escoamento e do perímetro molhado;
- 2) medições das velocidades médias nas verticais de 1 a 7 (FIG. 3.2);
- 3) leitura da régua linimétrica instalada na extremidade a jusante do trecho em estudo.

O cálculo da vazão é dada por:

$$Q = \sum_{i=1}^n \overline{V}_i \cdot \overline{Y}_i \cdot \ell_i \quad (3.3),$$

onde: \overline{V}_i - velocidade média medida na vertical i , em m/s;

\overline{Y}_i - profundidade da faixa de influência i , em m;

ℓ_i - largura da faixa de influência, em m.

3.4.2. Medidas das velocidades pontuais e velocidade média da seção

As medidas de velocidades pontuais, foram feitas com um molinete fluviométrico da marca IH, calibrado.

A equação da velocidade para o molinete é :

$$V = 0,02278 + 0,2638.N \quad (3.4)$$

onde : V - velocidade da lâmina d'água, em m/s ;

N - n^o de rotações da hélice do molinete, em rps.

Testes anteriormente feitos, posicionando o molinete nos pontos: fundo; 0,2D; 0,4D; 0,6D; 0,8D e D indicaram que a velocidade média da vertical considerada, coincide com aquela localizada a 0,6D. Portanto, o molinete foi posicionado a 0,6D, onde D é a profundidade total. No caso o referencial é a superfície livre da água.

A velocidade média da seção (U), foi determinada utilizando a equação de continuidade, a qual foi comparada com aquelas velocidades de escoamento (U_1, U_2, U_3), calculadas pelas equações (2.8, 2.35 e 2.36).

3.4.3. Medição da declividade

Para a obtenção da declividade foram instaladas duas réguas linimétricas. Uma à jusante e outra à montante do trecho em estudo. Levantamentos altimétricos permitiram estabelecer cotas nas réguas em relação a um mesmo referencial. O zero superior da régua de jusante corresponde à cota 998,008 m e o da régua de montante corresponde à cota 998,436 m.

Feitas as leituras e por subtrações determinou-se o desnível da superfície livre d'água. A declividade da linha d'água, considerada igual a inclinação da linha de energia pois trata de um trecho reto do rio, será:

$$S = \frac{\Delta h}{\ell} \quad (3.5),$$

onde: Δh - desnível da linha d'água em metros= leitura jusante -
leitura montante+0,428;

ℓ - distância longitudinal entre as réguas = 598,36m.

3.5. SEDIMENTOMETRIA

3.5.1. Medição da descarga sólida de fundo

O escoamento do material de fundo foi medido pelo método direto, utilizando-se um amostrador do tipo ARNHEM - BTMA. O processo de medição consiste em fazer descer o aparelho ao fundo, deixando-o nesta posição por um determinado período, e recolhendo-o posteriormente.

Após um período de testes e experiência, deixou-se o amostrador no fundo do rio nas posições verticais (2), (4) e (6) durante quarenta minutos em cada vertical.

O cálculo da descarga sólida de fundo é feito através da fórmula:

$$G_{sa} = \frac{\sum g_{sai} \cdot \ell_i}{0,085} \quad (3.6),$$

onde: G_{sa} = descarga sólida de fundo, em t./dia;

ℓ_i = faixa de influência da medição, em m;

g_{sai} = descarga sólida em peso seco que passa pela boca do aparelho, obtida pela equação:

$$g_{\text{sai}} = \sum_{i=1}^n \frac{K_i \cdot P_s}{\Delta t_i} \quad (3.7)$$

onde : P_s - peso do sólido seco coletado pelo aparelho num intervalo de tempo Δt_i , em ton;

K_i - constante de correção do aparelho $\cong 1,43$.

O aparelho ARNHEM BTMA, é do tipo deprimogêneo, e consiste numa caixa de tela, com formato divergente na parte posterior, que provoca uma diminuição de pressão, e conseqüentemente no aumento da velocidade, compensando assim a perda de carga provocada pela presença da tela. O uso deste aparelho é recomendado para cursos de baixa declividade, com material fino superior a 0,3 mm (diâmetro da tela).

3.5.1.1 - Peso do sólido seco coletado (P_s)

O material sólido coletado pelo amostrador ARNHEM - BTMA foi colocado em um cadim de peso conhecido (pc) e submetido inicialmente em estufa durante 24 horas e 103°C. Decorrido este período o cadim foi resfriado em um dessecador até atingir a temperatura ambiente e pesado obtendo-se o peso (pca). A diferença (pca - pc) resulta o peso dos sólidos

totais recolhidos pelo amostrador. A seguir, o cadim com a amostra foi levado a uma mufla onde foi submetido à temperatura de 550°C durante 30 minutos, assim os sólidos voláteis (matéria orgânica) foram eliminados. Decorridos os 30 minutos, a amostra foi resfriada novamente num dessecador até atingir a temperatura ambiente e pesada, obtendo-se o peso p_{ca}' . A diferença ($p_{ca}' - p_c$) resulta o peso dos sólidos fixos (areia, seixo e outros).

3.5.2. Medição da descarga sólida em suspensão

O equipamento utilizado para a medição da descarga sólida em suspensão, foi o amostrador do tipo AMS - 3, que consiste numa peça de ferro fundido de formato hidrodinâmico, com aletas direcionadoras e um bocal, para a coleta do material. No seu interior é colocada a garrafa amostradora com capacidade de 1 litro.

Este tipo de amostrador possibilita somente a amostragem do tipo integrado, ou seja, a coleta é feita em uma vertical durante o trajeto de descida do aparelho até as proximidades do fundo, e subida até a superfície, com a mesma velocidade, tal que a garrafa coleta um volume máximo, igual ou inferior a 3/4 do litro.

As amostras foram feitas nas sete verticais indicadas na FIG.

3.2.

A descarga sólida parcial medida numa determinada vertical é dada pela expressão:

$$g_{ssi} = C_i \cdot P_i \cdot Q_i \cdot 0,0864 \quad (3.8),$$

onde : g_{ssi} - descarga sólida parcial em suspensão da vertical i , em ton/dia;

C_i - concentração dos sólidos totais em suspensão, em ppm;

P_i - porcentagem de vazão líquida que passa na faixa de influência desta vertical;

Q_i - vazão líquida total, em m^3 /s .

A descarga sólida total do material em suspensão que passa pela seção é dada pela somatória das descargas sólidas parciais:

$$G_{SS} = \sum_{i=1}^n g_{ssi} \quad (3.9),$$

onde: n é o número de descarga sólidas parciais.

3.5.2.1 - Determinação da concentração

De cada amostra coletada pela garrafa amostradora; após a agitação da amostra para uma homogeneização perfeita, foram retiradas mais ou menos 200 ml da amostra que foram filtrados num microfiltro (GF/G; 1,2 μm de abertura, "WHATMAN"), utilizando-se de uma bomba a vácuo acoplada num suporte milipor para filtro de 4,7cm de diâmetro. Antes da filtragem, o microfiltro foi colocado em uma mufla a 550°C, durante 15 minutos. Decorrido este tempo, o microfiltro foi resfriado num dessecador até atingir a temperatura ambiente e pesado obtendo-se o peso (p_f) em mg.

O microfiltro e os sólidos retidos na operação de filtragem foram secos numa estufa a 103°C, durante 24 horas. Decorridas estas horas, o filtro foi resfriado num dessecador até atingir a temperatura ambiente e pesado obtendo-se o peso (p_{fa}). A diferença ($p_{fa} - p_f$) resulta o peso dos sólidos totais, retidos pelo microfiltro, existente no volume filtrado (v_f).

Após a segunda pesagem, o filtro foi submetido à temperatura de 550°C, numa mufla, durante 30 minutos. Ao final deste tempo, o filtro foi resfriado num dessecador até atingir a temperatura ambiente, e pesado

obtendo-se o peso p'_{fa} . A diferença ($p'_{fa} - p_f$) resulta o peso dos sólidos fixos existentes no volume filtrado (v_f).

As concentrações C_i de cada amostra foram calculadas através das seguintes relações:

$$C_i = \frac{p_{fa} - p_f}{v_f} \quad (3.10),$$

onde: C_i - concentração dos sólidos totais em suspensão, em ppm;

p_{fa} - peso dos sólidos totais retidos pelo microfiltro, em mg;

p_f - peso do microfiltro, em mg;

v_f - volume da amostra filtrada, em litros.

$$C'_i = \frac{p'_{fa} - p_f}{v_f} \quad (3.11),$$

onde: C'_i - concentração dos sólidos fixos em suspensão, em ppm;

p'_{fa} - peso dos sólidos fixos retidos pelo microfiltro, em mg;

p_f - peso do microfiltro, em mg;

Portanto, a concentração média do material sólido transportado em suspensão na seção em estudo do rio, é dado pela expressão :

$$C_{SS} = \frac{G_{SS}}{Q \cdot 0,0864} \quad (3.12),$$

onde: C_{SS} - concentração média do material sólido em suspensão, em mg/l;

G_{SS} - descarga sólida total do material sólido em suspensão, em ton./d;

Q - vazão líquida, em m³/s.

3.5.3. Granulometria do material sólido que constitui o leito do rio

3.5.3.1 - Amostras

As amostras do material sólido que constitui o leito do rio foram coletadas por um draga do tipo PETERSEN, em bronze fundido, com um dispositivo de desarme tipo alavanca de braço móvel. A draga desce com as caçambas abertas, pela alavanca. Ao chegar ao fundo, pelo alívio

das tensões de tração, a alavanca desarma-se, permitindo que a draga, ao ser levantada, feche automaticamente, coletando sedimento. No fechamento, a própria alavanca mantém as caçambas fechadas através de um pino de travagem. A draga utilizada tem um volume útil de 1,5 litros.

As amostras foram coletadas do fundo do rio nas verticais (2), (4) e (6), indicadas na FIG. 3.2. Em cada campanha as amostras foram juntadas, constituindo uma única amostra, seca em estufa a 103°C, durante 24 horas e destorroadas. Por quarteamento foram separadas 500 gramas da amostra, as quais, por agitação, foram peneiradas numa série de peneiras, constituída pelas peneiras série TYLER: 4; 10; 20; 40; 60; 100 e 200. O tempo de peneiramento foi de 20 minutos.

O material retido em cada peneira foi pesado, constituindo uma fração com o diâmetro médio inferior ao da peneira anterior e superior ao da peneira na qual foi retida. Assim para as frações com diâmetros superiores a 0,074mm (peneira nº 200) empregou-se o método do peneiramento. Para a fração retida no prato, ou seja, com diâmetro médio inferior a 0,074mm deve ser empregado o método da análise por sedimentação contínua num meio líquido, caso a fração represente em peso um valor superior a 5% do total.

Nesse método, uma certa quantidade de solo é dispersa num frasco contendo água (100 gramas do solo seco em um litro d'água) e um agente antifloculante, a fim de se obter uma suspensão fina. As partículas cairão então, sob a ação da gravidade, em um meio resistente, segundo a

Lei de Stokes, com velocidades uniformes proporcionais ao diâmetro da partícula.

A partir do conhecimento dos pesos das diversas frações foi determinada a curva granulométrica, da qual foram retirados os diâmetros representativos : d_{50} , d_{65} , d_{84} , d_{90} , os quais foram utilizados na determinação do n da equação de Manning, propostos pelos vários autores e na determinação da constante K de Von Karman.

Capítulo 4

RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 - INTRODUÇÃO

Trata-se dos resultados de 50 (cincoenta) campanhas de medições e monitoramento em um trecho do rio Atibaia - Distrito de Sousas - Campinas - São Paulo, realizadas no período de 26 de março de 1993 a 12 de maio de 1995.

As amostras coletadas em campo durante às 50 (cincoenta) campanhas, foram manipuladas no laboratório do Departamento de Hidráulica e Saneamento da Faculdade de Engenharia Civil, da UNICAMP.

Os parâmetros medidos e determinados, encontram-se relacionados nas TAB. 8.1 até TAB. 8.6. Na TAB. 8.1 estão os elementos geométricos e fluviométricos da seção do rio Atibaia. Na TAB. 8.2, estão os elementos fluvio-sedimentométricos da seção, onde os elementos relativos a sedimentometria são tanto do material transportado por arraste quanto do material em suspensão. Na TAB. 8.3, pode-se verificar todos os resultados relativos à granulometria do material contido no leito do rio e o diâmetro médio do material em suspensão, obtidos experimentalmente no laboratório após coleta de amostras.

Procurou-se estudar o comportamento de equações de resistência propostas na literatura, levando em conta a influência da vazão líquida, da concentração média dos sólidos em suspensão, do diâmetro médio do material que constitui o leito do rio e das deformações do leito.

4.2 - EQUAÇÕES BÁSICAS DE RESISTÊNCIA QUE NÃO CONSIDERAM AS DEFORMAÇÕES DO LEITO.

4.2.1 - Equação de Keulegan

Nesta fase da análise, o rio foi considerado como um canal de leito rígido, onde portanto, desconsiderou-se as deformações do leito. Utilizando-se então a equação (2.7) de Keulegan, 1938, citado por GARDE & RANGA RAJU (1985), obtiveram-se os valores da constante de Von Karman K_1 , que são apresentados na TAB. 8.4.

Foi utilizado a equação (2.7), já que os dados calculados e que constam na TAB. 8.4, mostram que todos os valores da coluna que contém $u_* K_{s1} / \nu$ estão bem acima de 70, e que portanto trata-se de um escoamento turbulento hidraulicamente rugoso.

No GRÁF. 4.1 apresentam-se relacionados os valores da constante de Von Karman (K_1), segundo Keulegan, e a vazão líquida (Q) medida no rio, para as 50 campanhas realizadas.

Verifica-se no GRÁF. 4.1 uma variação da constante de Von Karman (K_1) em relação a vazão líquida (Q), onde se pode perceber uma tendência que à medida que se eleva a vazão líquida do rio há um decréscimo na constante K_1 . Mas não é possível afirmar que isto seja uma regra para todos os pontos, uma vez que outras influências interferem no escoamento. Por exemplo, deve-se levar em conta a variação das concentrações dos sólidos transportados em suspensão, as deformações do leito, e para o caso particular estudado, o rio é controlado à montante através de barragem.

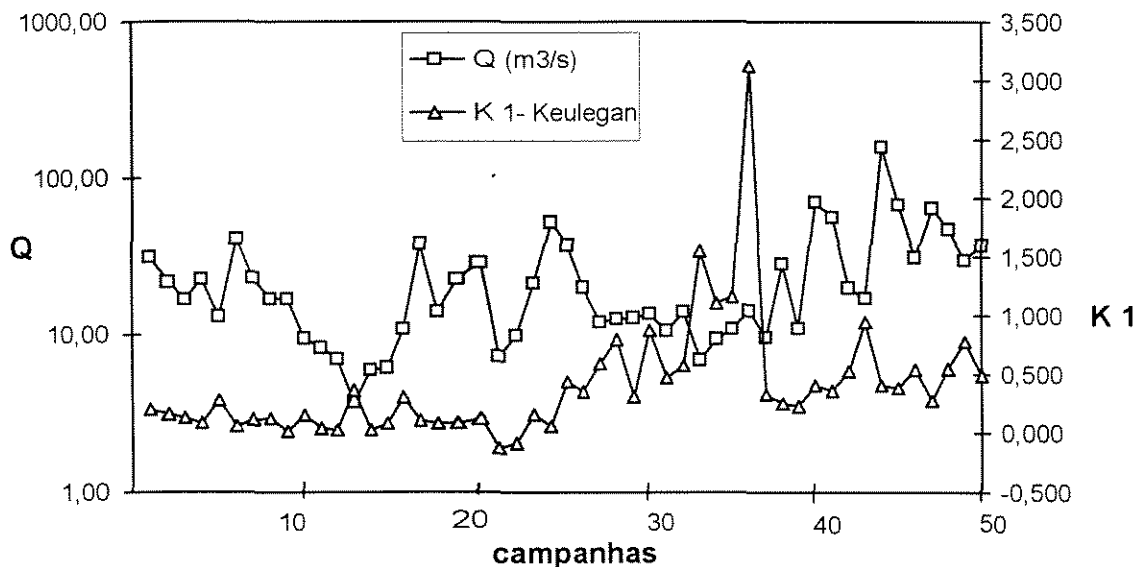


GRÁFICO 4.1 - Relação entre a constante de Von Karman (K_1), segundo Keulegan, e a vazão líquida (Q), durante as campanhas. Não considerando as deformações do leito.

No GRÁF. 4.2, apresentam-se relacionados os valores da constante K_1 , segundo Keulegan, e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}), para as 50 campanhas realizadas.

Comparando-se, no GRÁF. 4.2, a constante K_1 com a concentração média de sedimentos em suspensão, (C_{ss}), verifica-se que de modo geral a constante K_1 decresce com o aumento na concentração média de sedimentos em suspensão.

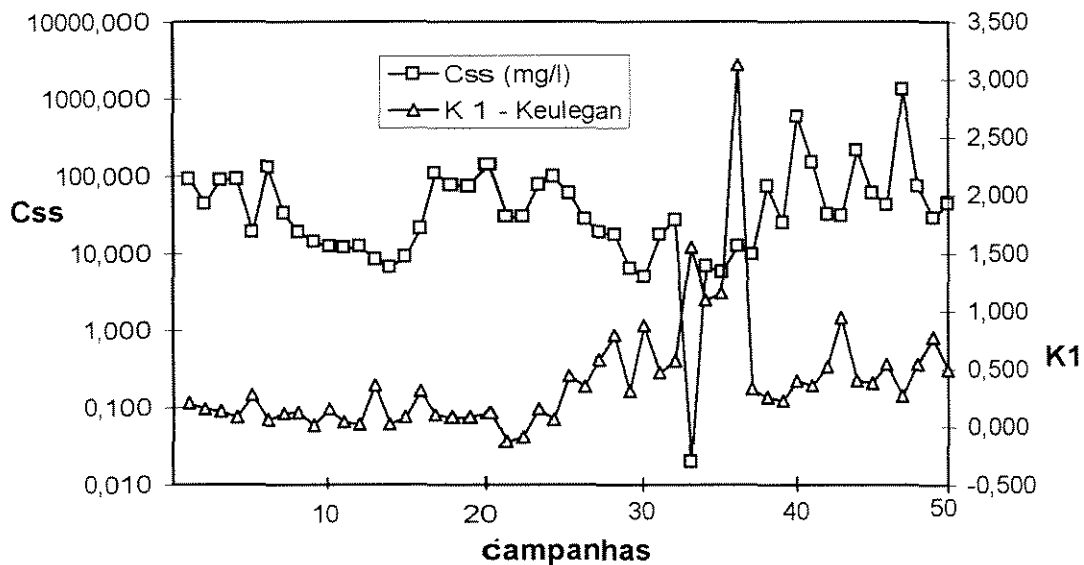


GRÁFICO 4.2 - Relação entre a constante de Von Karman (K_1), segundo Keulegan, e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}), durante as campanhas. Não considerando as deformações do leito.

No GRÁF. 4.3, é mostrada a relação dos valores da constante K_1 com a vazão líquida (Q), medida no rio. Os pontos que relacionam a

vazão líquida com os valores da constante K_1 foram ajustados, com regressão linear de $R^2=0,0056$, obtendo-se a seguinte relação :

$$K_1 = 0,5544 - 0,0505 \cdot \ln(Q) \quad (4.1),$$

onde : Q - vazão líquida em, m^3/s

Considerando as 50 campanhas medidas, verifica-se uma queda no valor de K_1 com o aumento da vazão líquida (Q).

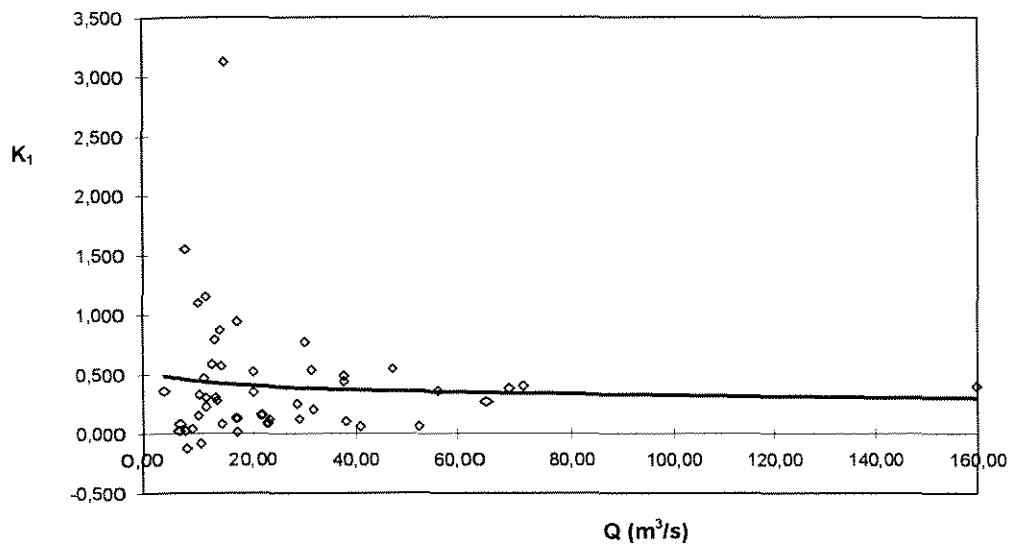


GRÁFICO 4.3 - Relação entre a constante de Von Karman (K_1), segundo Keulegan, e a vazão líquida (Q). Não considerando as deformações do leito.

O GRÁF. 4.4 mostra a relação dos valores da constante de Von Karman (K_1), segundo Keulegan, com a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{SS}). Os pontos que relacionam a constante K_1

com a concentração média de sedimentos em suspensão, foram ajustados com regressão linear de $R^2=0,1515$, obtendo-se a seguinte relação :

$$K_1 = 0,8418 - 0,128 \cdot \ln(C_{SS}) \quad (4.2),$$

onde: C_{SS} - concentração média de sedimentos em suspensão, em mg/l.

Considerando as 50 campanhas medidas, verifica-se uma queda no valor de K_1 com o aumento da concentração de sedimentos em suspensão.

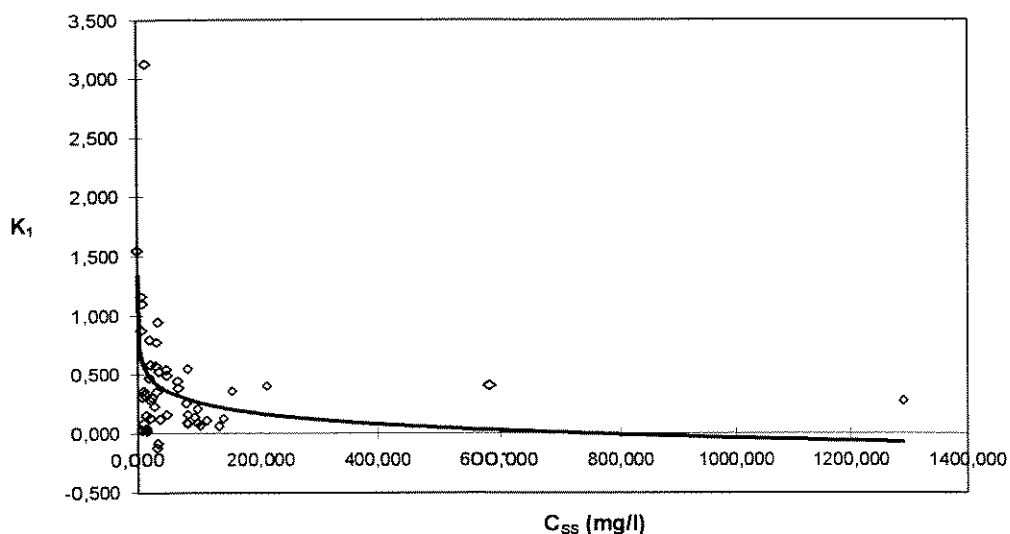


GRÁFICO 4.4 - Relação entre a constante de Von Karman (K_1), segundo Keulegan, e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{SS}). Não considerando as deformações do leito.

Nos GRÁF. 4.1 e 4.2, os decréscimos da constante K_1 , diante do aumento da vazão líquida (Q) e da concentração de sedimentos em suspensão (C_{SS}), devem-se ao amortecimento da turbulência do

escoamento. Portanto, nas proximidades do leito, a constante K_1 assume os maiores valores devido à queda das velocidades influenciada pela alta concentração de sedimentos, enquanto que, nas regiões mais afastadas do leito assume valores menores. A presença dos sólidos reduzem o grau de turbulência e a resistência ao escoamento, aumentando a velocidade média em toda seção.

O GRÁF. 4.5, mostra a variação durante as 50 campanhas da constante K_1 , o valor médio de $K_1 = 0,459 \pm 0,261$ e o valor de $K_1 = 0,4$ para água limpa. Verifica-se que 32% dos valores de K_1 estão acima de $K_1 = 0,4$, 62% dos valores estão abaixo e 6% dos valores de K_1 ficaram próximos de 0,4.

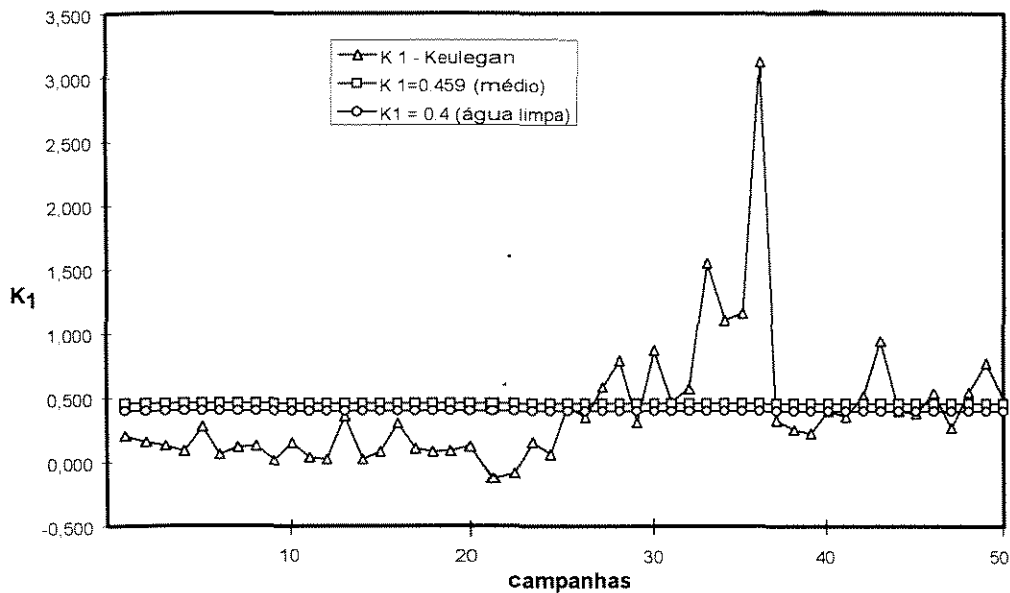


GRÁFICO 4.5 - Variação da constante de Von Karman (K_1), segundo Keulegan, comparada com o valor médio e com $K_1 = 0,4$ para água limpa. Não considerando as deformações do leito.

4.2.2 - Equação de Karim e Kennedy

Com a expressão logarítmica (2.8) de KARIM-KENNEDY (1981), determinaram-se as velocidades de escoamento (U_1), das 50 campanhas realizadas, conforme são apresentadas na TAB. 8.6

Verifica-se no GRÁF. 4.6, que mostra a relação entre a velocidade média medida no rio (U) e a velocidade de escoamento calculada (U_1), que a maioria dos valores, da velocidade U_1 , calculados pela expressão (2.8), são levemente inferiores aos valores medidos, obtendo-se a média igual a $0,011 \pm 0,001$ m/s, ficando muito abaixo da média dos valores medidos de U , que foi de 0,439 m/s. Portanto essa equação para o trecho em estudo, não pode ser aplicada. Por se tratar de uma equação que veio de ajustes de dados de outros rios, provavelmente as características dos parâmetros fluviométricos eram totalmente diferentes dos nossos.

Verifica-se também que 70% dos valores de U_1 estão abaixo da velocidade média do rio ($U = 0,439$ m/s), 26% dos valores de U_1 estão acima e apenas 4% dos valores coincidiram com a velocidade média.

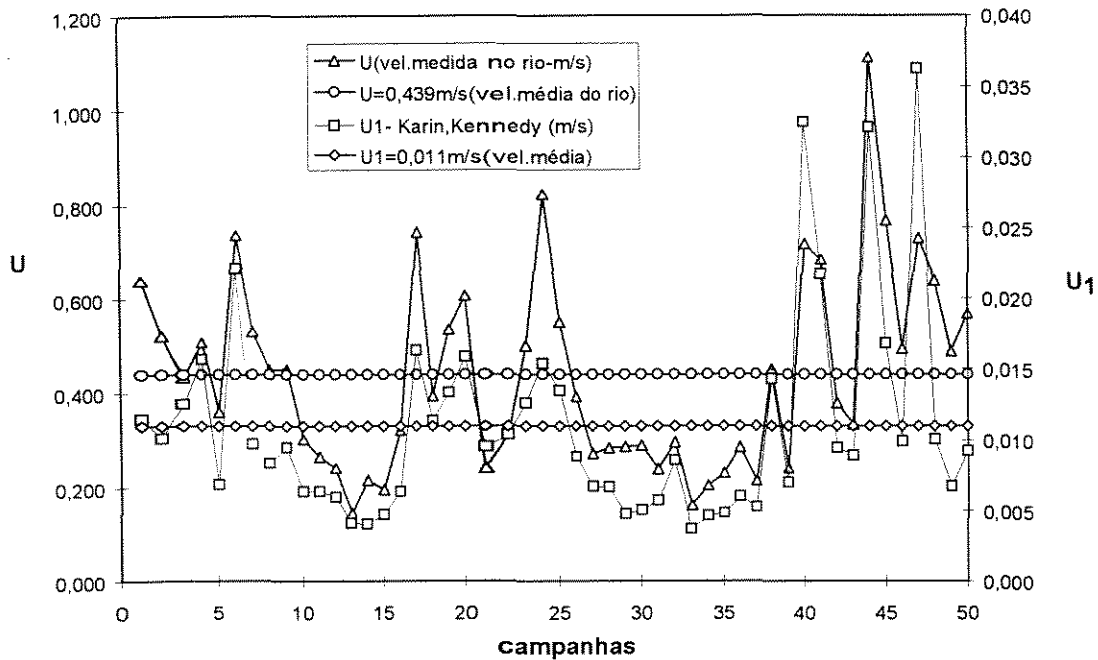


GRÁFICO 4.6 - Relação entre a velocidade medida no rio (U), a velocidade de escoamento (U_1), segundo Karin e Kennedy e as médias. Não considerando as deformações do leito.

4.2.3 - Equação de Lau

Utilizando -se a expressão (2.10) de LAU (1983), foram encontrados os valores da constante de Von Karman (K_2), segundo é apresentado na TAB. 8.4.

No GRÁF. 4.7 mostra a variação durante as 50 campanhas, da constante de Von Karman (K_2), segundo Lau, em relação à vazão líquida (Q) medida no rio.

Verifica-se no GRÁF. 4.7, que a vazão líquida (Q) apresenta uma tendência de ser inversamente proporcional à constante K_2 , em concordância à equação (2.10) de Lau.

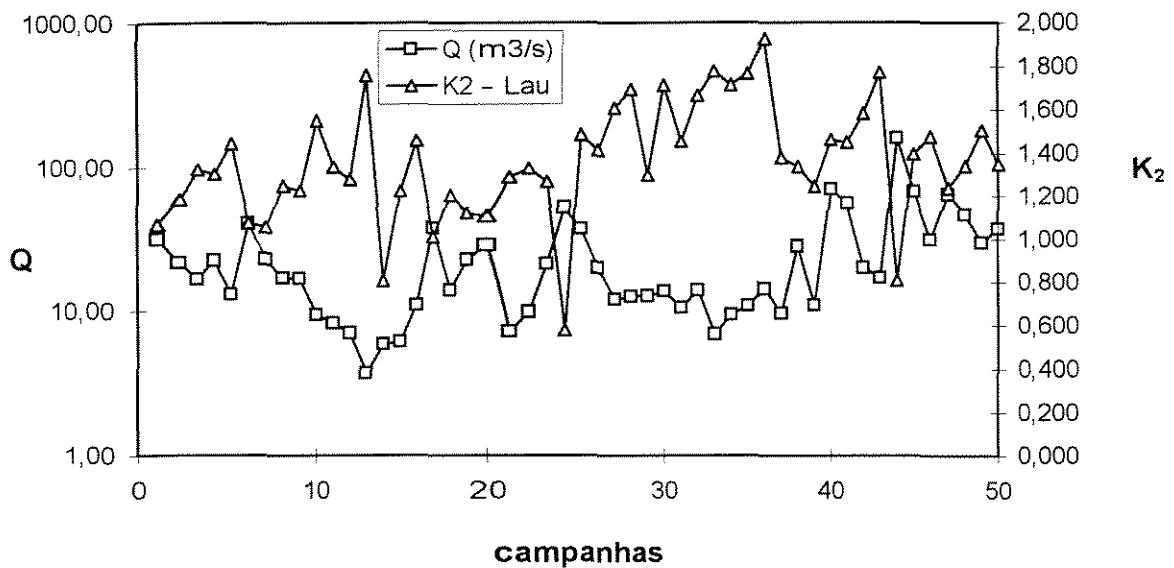


GRÁFICO 4.7 - Relação entre a constante de Von Karman (K_2), segundo Lau, e a vazão líquida (Q), durante as campanhas. Não considerando as deformações do leito.

No GRÁF. 4.8, que mostra a relação entre a constante K_2 com a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{SS}), percebe-se que o aumento na concentração média de sedimentos em suspensão (C_{SS}) ocasiona uma diminuição na constante K_2 . Isto se deve ao amortecimento da turbulência com diminuição da resistência ao escoamento.

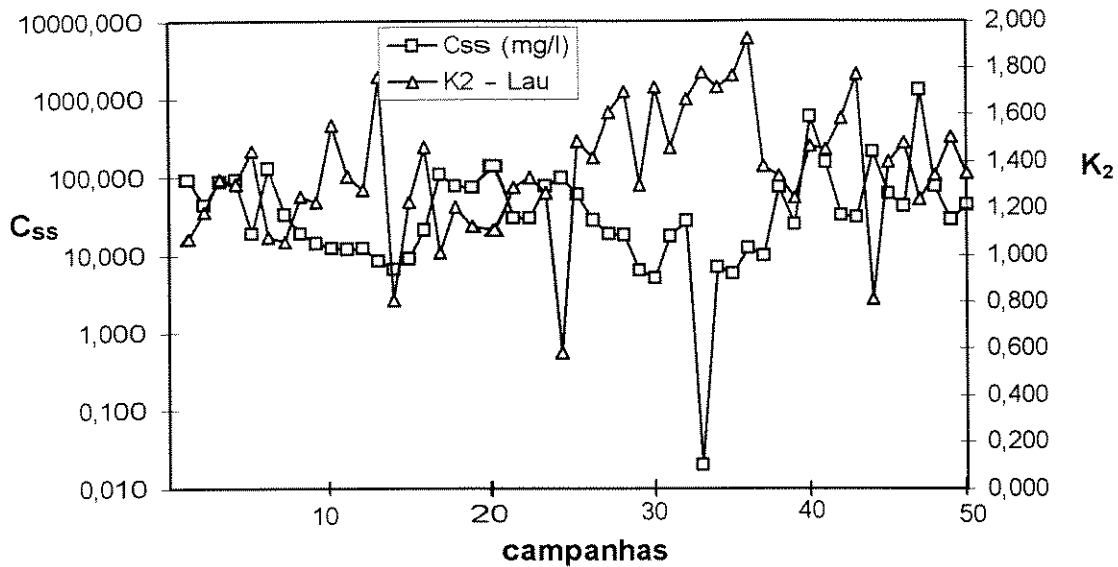


GRÁFICO 4.8 - Relação entre a constante de Von Karman (K_2), segundo Lau, e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}), durante as campanhas. Não considerando as deformações do leito.

O GRÁF. 4.9, mostra os pontos que relacionam a constante K_2 com os valores da vazão líquida medida no rio, onde foram ajustados para uma regressão linear de $R^2=0,1588$, obtendo-se a seguinte relação :

$$K_2 = 1,4697 - 0,0042 \cdot Q \quad (4.3),$$

onde : Q - vazão líquida medida no rio, em m^3/s .

A relação (4.3) mostra para os 50 pontos obtidos, que a constante K_2 decresce com o aumento da vazão líquida.

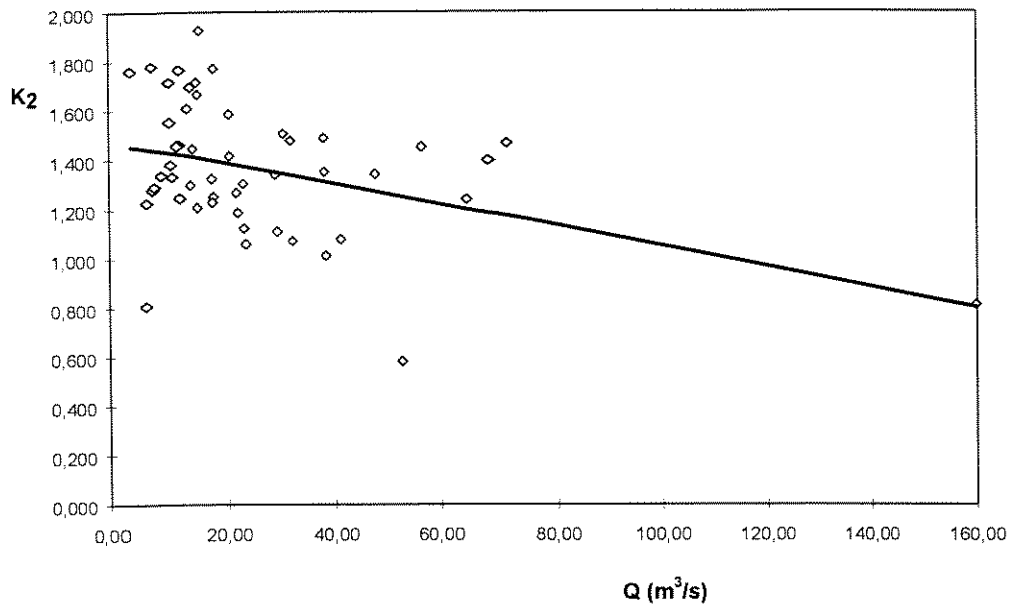


GRÁFICO 4.9 - Relação entre a constante de Von Karman (K_2), segundo Lau, e a vazão líquida (Q). Não considerando as deformações do leito.

No GRÁF. 4.10 os pontos que relacionam a constante de Von Karman (K_2) com a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}), foram ajustados para uma regressão linear de $R^2=0,1968$, obtendo-se a seguinte relação :

$$K_2 = 1,621 - 0,076 \cdot \ln(C_{ss}) \quad (4.4),$$

onde: C_{ss} - concentração média de sedimentos em suspensão, em mg/l.

A relação (4.4) mostra, que para os 50 pontos obtidos a constante K_2 decresce com o aumento da concentração média de sedimentos em suspensão.

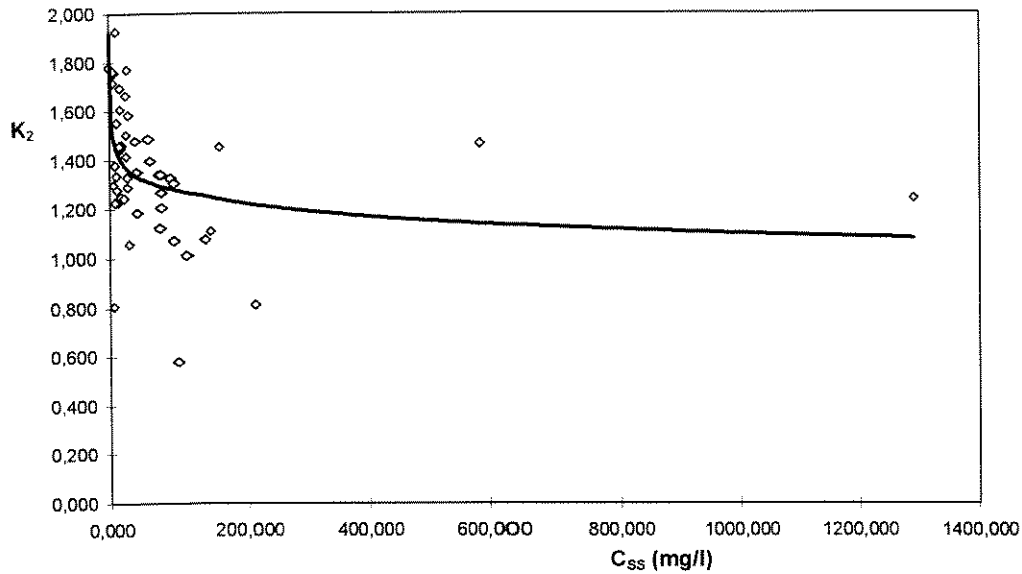


GRÁFICO 4.10 - Relação entre a constante de Von Karman (K_2), segundo Lau, e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}). Não considerando as deformações do leito.

O GRÁF. 4.11 apresenta a variação, durante as 50 campanhas, da constante K_2 , o valor médio de $K_2=1,383 \pm 0,100$ e o valor de $K_2=0,4$ para água limpa. Verificam-se que cem por cento dos valores de K_2 estão bem acima do valor da água limpa.

Os valores muito maiores que aquele referente a água limpa ($K_2=0,4$), devem-se ao valor do parâmetro esteira de vórtices (Π) mantido constante e igual a 0,525. Segundo COLEMAN (1981) os valores de Π variam de 0,19 a 0,86 para escoamento com sedimentos em suspensão.

Neste trabalho para efeito de aplicação da equação de Lau foi utilizado a média entre esses valores (0,525).

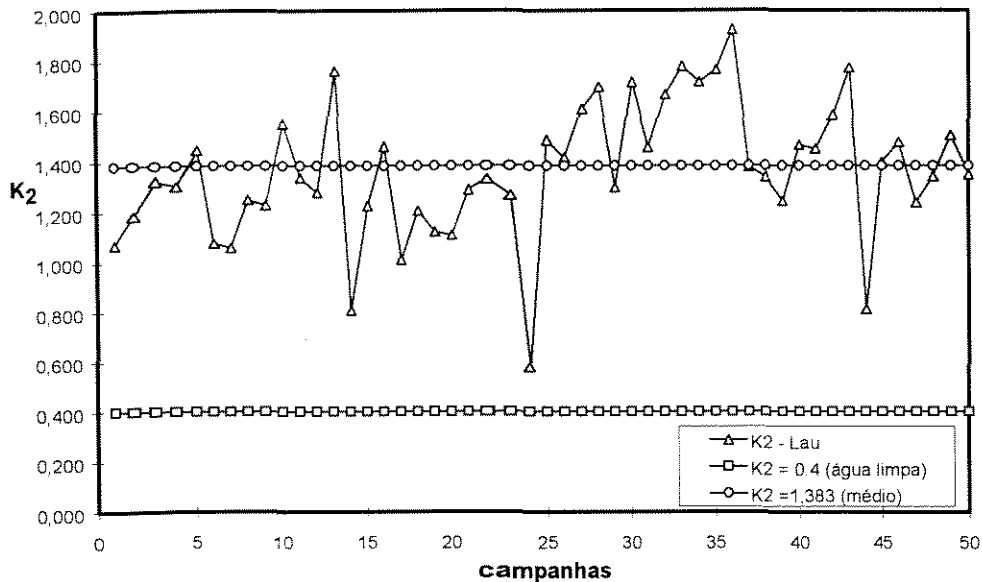


GRÁFICO 4.11 - Relação entre a constante de Von Karman (K_2), segundo Lau, comparada com o valor médio e com $K_2=0,4$ para água limpa. Não considerando as deformações do leito.

4.2.4 - Equação de Darcy-Weissbach

Utilizando-se a expressão empírica (2.11) de Darcy-Weissbach, segundo GRAFF (1971), determinaram-se os valores do fator de atrito (f) para as 50 campanhas, conforme é apresentado na TAB. 8.4.

O GRÁF. 4.12 mostra a variação dos valores do fator de atrito (f) com relação à vazão líquida (Q) medida no rio. Observa-se que a

vazão líquida de modo geral, é inversamente proporcional ao fator de atrito (f), em conformidade com a própria expressão de Darcy-Weissbach.

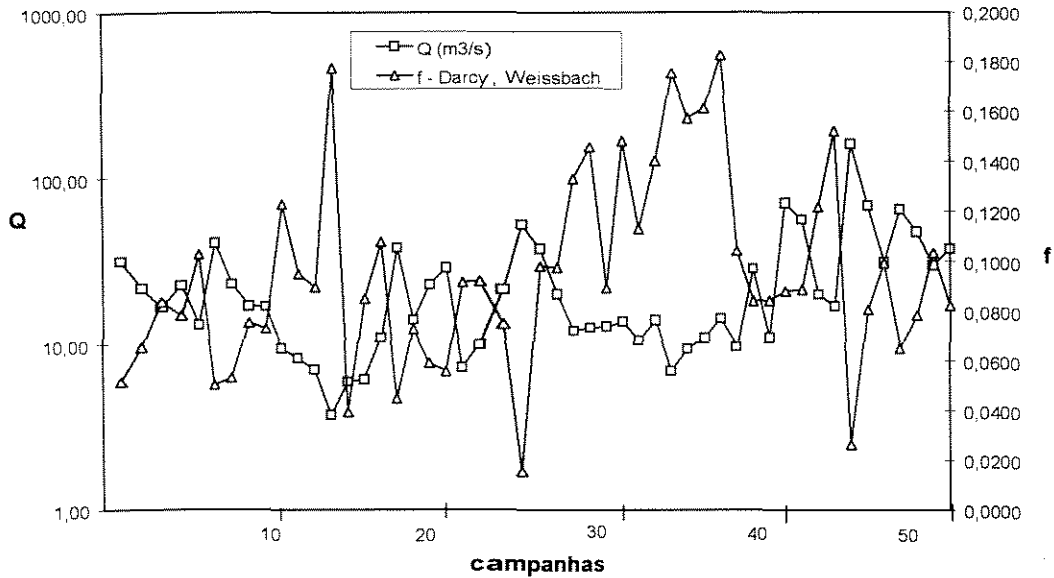


GRÁFICO 4.12 - Relação entre o fator de atrito de Darcy-Weissbach (f) e a vazão líquida (Q), durante as campanhas. Não considerando as deformações do leito.

O GRÁF. 4.13 mostra a variação do fator de atrito (f) com relação a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}), onde se percebe que quando ocorre o aumento na concentração de sedimentos este ocasiona uma diminuição no fator de atrito. Isto se deve à diminuição das velocidades nas proximidades do leito e ao aumento das velocidades em pontos mais distantes do leito, sendo esta última mais significante,

aumentando assim a velocidade média da seção e diminuindo o fator de atrito, já que os dois parâmetros são inversamente proporcionais.

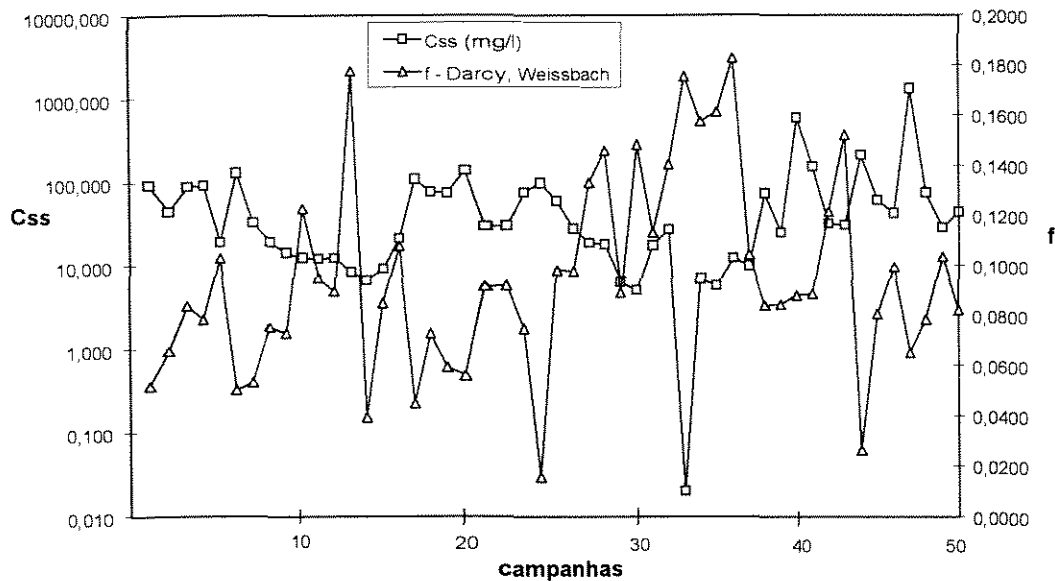


GRÁFICO 4.13 - Relação entre o fator de atrito de Darcy-Weissbach (f) e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}), durante as campanhas. Não considerando as deformações do leito.

No GRÁF. 4.14, onde se apresenta a variação da rugosidade relativa (d_{50} / D) com relação o número de Froude (F_r^2) e o fator de atrito (f), foi estabelecida uma relação prática e simples com objetivo da determinação da velocidade de escoamento e da vazão líquida, associadas ao diâmetro representativo do material sólido que constitui o leito do rio.

No GRÁF. 4.14, os pontos que relacionam a rugosidade relativa (d_{50}/D) e o número de Froude (Fr^2) foram ajustados para uma regressão linear de $R^2=0,3241$, obtendo a seguinte expressão:

$$d_{50}/D = 5 \cdot 10^{-4} - 0,0137 \cdot Fr^2 \quad (4.5).$$

Também os pontos que relacionam o fator de atrito (f) com o número de Froude (Fr^2), foram ajustados para uma regressão linear de $R^2=0,4958$, obtendo-se a seguinte relação :

$$f = 0,1398 - 3,8734 \cdot Fr^2 \quad (4.6).$$

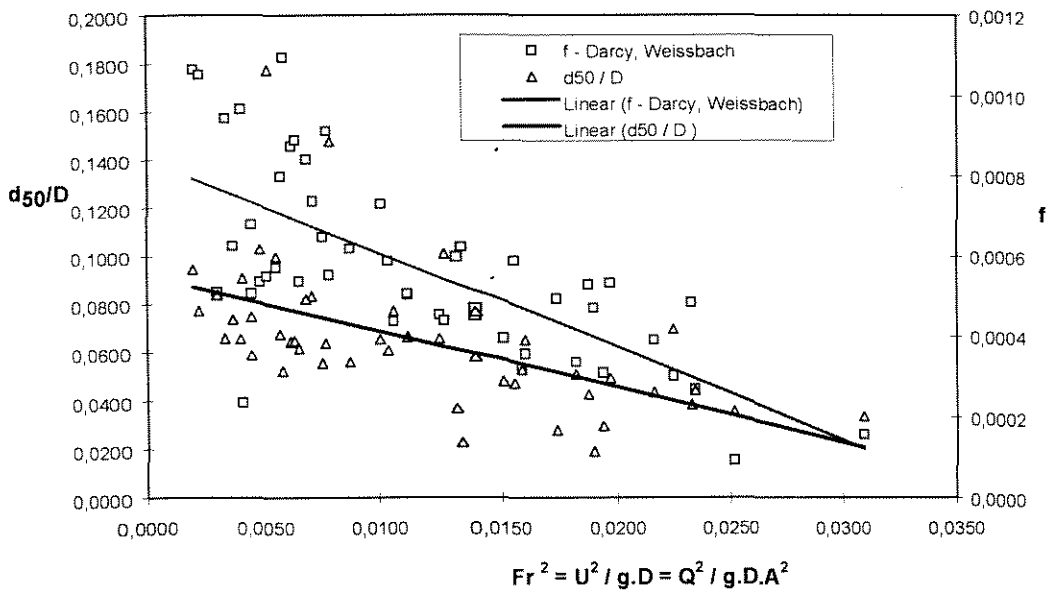


GRÁFICO 4.14 - Relação entre o número de Froude (Fr^2), o fator de atrito (f) de Darcy-Weissbach e a rugosidade relativa (d_{50}/D).

No GRÁF. 4.15, os pontos que relacionam o fator de atrito (f) com a vazão líquida (Q) medida no rio foram ajustados, para uma regressão linear de $R^2=0,2894$, obtendo a seguinte relação :

$$f = 0,1748 - 0,0272 \cdot \ln(Q) \quad (4.7).$$

Verifica-se que ao aumentar a vazão líquida o fator de atrito decresce.

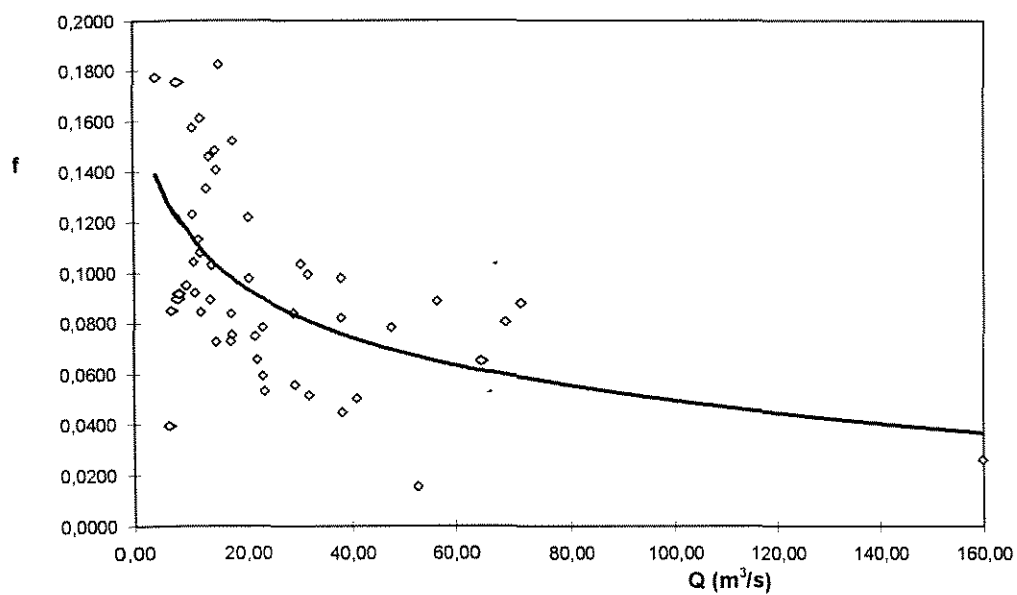


GRÁFICO 4.15 - Relação entre o fator de atrito (f) de Darcy-Weissbach e a vazão líquida (Q). Não considerando as deformações do leito.

No GRÁF. 4.16 os pontos que relacionam o fator de atrito de Darcy-Weissbach (f) e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{SS}), foram ajustados para uma regressão linear de $R^2=0,3573$, obtendo a seguinte relação :

$$f = 0,1452 - 0,0147 \cdot \ln(C_{SS}) \quad (4.8).$$

Verifica-se que com o aumento da concentração de sedimentos em suspensão ocorre um decréscimo no fator de atrito.

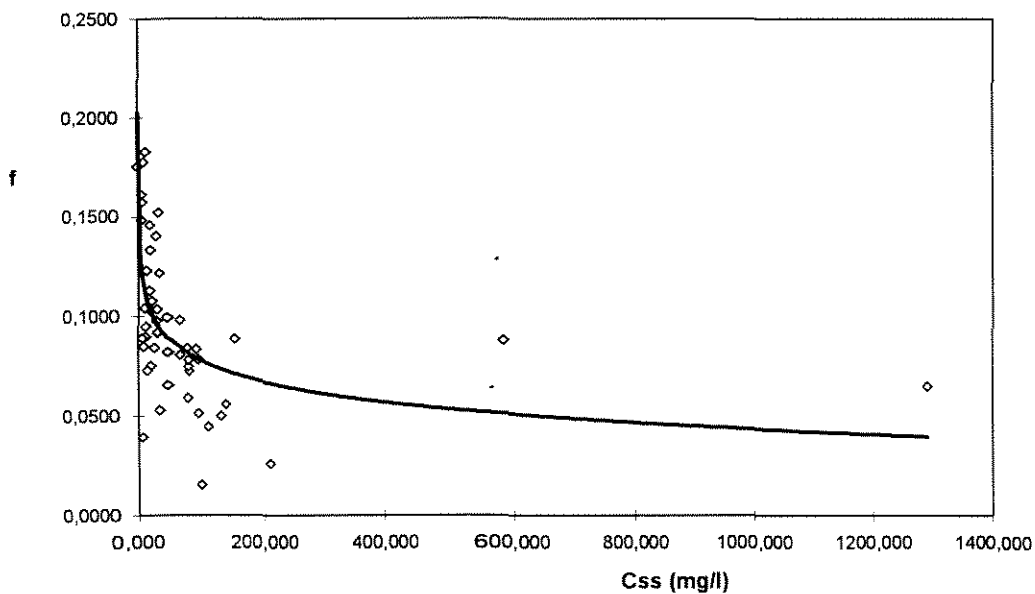


GRÁFICO 4.16 - Relação entre o fator de atrito de Darcy-Weissbach (f) e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{SS}). Não considerando as deformações do leito.

4.2.5 - Equação de Manning

Utilizando-se a equação empírica (2.13) de Manning, de acordo com GRAFF (1971), determinaram-se os valores dos coeficientes de rugosidade de Manning (n) para as 50 campanhas, conforme é apresentado na TAB. 8.4.

No GRÁF. 4.17, foram plotados os coeficientes de rugosidade (n) com relação a vazão líquida (Q) medida no rio. Verificou-se nas 50 campanhas realizadas que, a medida que aumenta a vazão líquida ocorre um decréscimo no coeficiente de rugosidade (n), em conformidade com a própria equação.

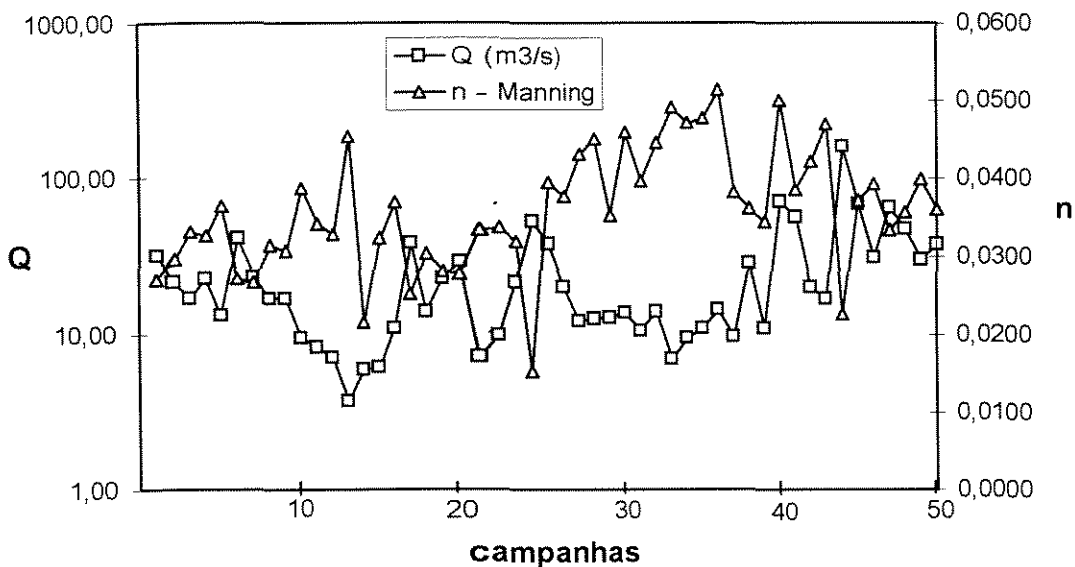


GRÁFICO 4.17 - Relação entre o coeficiente de rugosidade de Manning (n) e a vazão líquida (Q), durante as campanhas. Não considerando as deformações do leito.

O GRÁF. 4.18, mostra a relação entre o coeficiente n e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}). Pode-se perceber, em geral, que o aumento do coeficiente n é inversamente proporcional à concentração de sedimentos em suspensão.

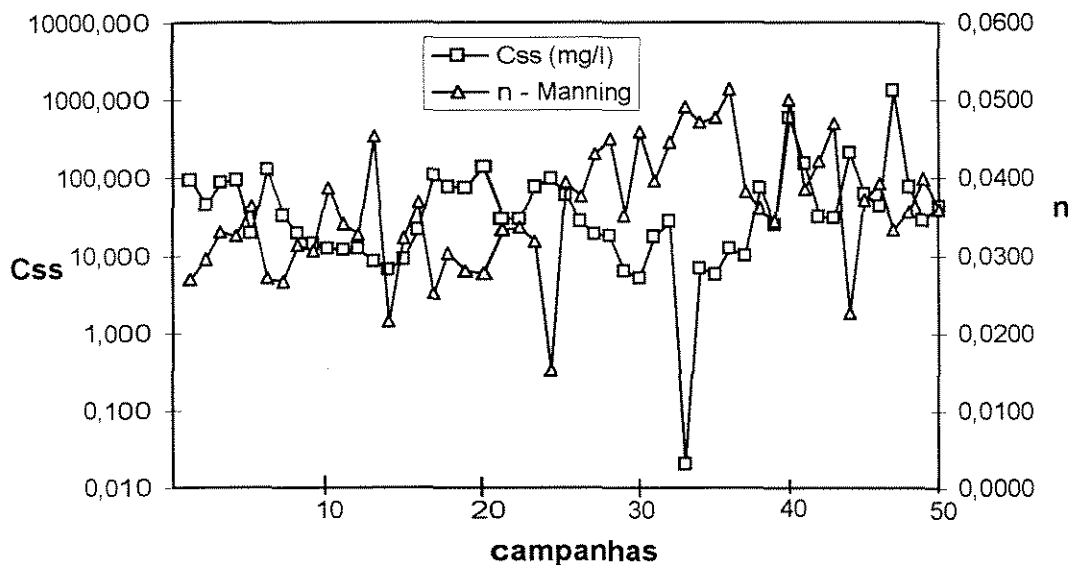


GRÁFICO 4.18 - Relação entre o coeficiente de rugosidade de Manning (n) e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}), durante as campanhas. Não considerando as deformações do leito.

No GRÁF. 4.19 os pontos que relacionam o coeficiente de rugosidade de Manning (n) e a vazão líquida (Q) medida no rio, foram ajustados para uma regressão linear de $R^2=0,0825$, obtendo-se a seguinte expressão :

$$n = 0,0445 - 0,0029 \cdot \ln(Q) \quad (4.9),$$

onde : Q - vazão líquida medida no rio, em m^3/s .

Verifica-se que o coeficiente de rugosidade de Manning (n)
decrece com a elevação da vazão líquida (Q) do rio, como era de se
esperar.

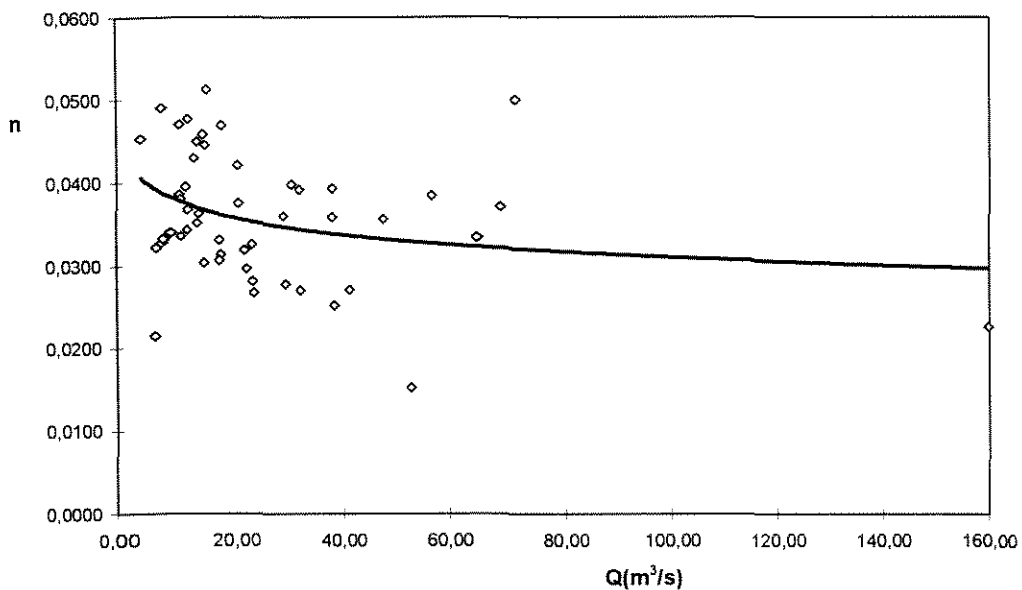


GRÁFICO 4.19 - Relação entre o coeficiente de rugosidade de Manning (n)
e a vazão líquida (Q). Não considerando as deformações do leito.

No GRÁF. 4.20 , os pontos que relacionam o coeficiente de
rugosidade de Manning (n) e a concentração média de sedimentos em

suspensão (C_{SS}) foram ajustados para uma regressão linear de $R^2=0,1545$, obtendo-se a seguinte equação :

$$n = 0,0426 - 0,002 \cdot \ln(C_{SS}) \quad (4.10),$$

onde : C_{SS} - concentração média de sedimentos em suspensão, em mg/l.

Verifica-se que o coeficiente de rugosidade de Manning (n) decresce com a elevação da concentração média de sedimentos em suspensão (C_{SS}), devido ao amortecimento turbulento pela presença dos sedimentos, principalmente próximos ao leito.

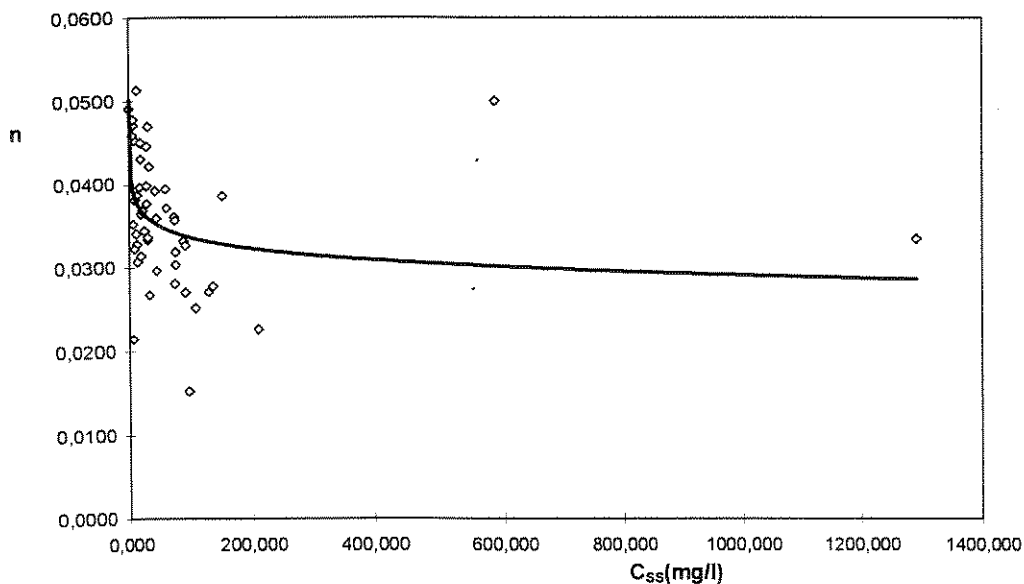


GRÁFICO 4.20 - Relação entre o coeficiente de rugosidade de Manning (n) e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{SS}). Não considerando as deformações do leito.

No GRÁF. 4.21 os pontos que relacionam o coeficiente de rugosidade de Manning (n) e o diâmetro representativo do material do leito (d_{65}), foram ajustados para uma regressão linear de $R^2=0,0906$, obtendo-se a seguinte expressão :

$$n = 0,0346 - 0,0066 \cdot \ln(d_{65}) \quad (4.11),$$

onde: d_{65} - diâmetro representativo do material do leito tal que 65% da amostra, em peso, tem diâmetro inferior, em (m).

Verifica-se que o coeficiente de rugosidade de Manning (n) decresce com o aumento do diâmetro representativo d_{65} do material do leito. O aumento do diâmetro representativo do material, que constitui o leito do rio, está associado ao aumento da vazão líquida que provoca uma elevação no grau de turbulência. O aumento da intensidade turbulenta faz com que as partículas finas do leito passem a serem transportadas em suspensão, aumentando com isso o diâmetro representativo do material do leito. Por outro lado, a presença das partículas finas transportadas em suspensão, causam um amortecimento na turbulência do fluxo principal reduzindo a resistência ao escoamento. Na verdade ocorrem vários efeitos associados, predominando, para efeito de redução da resistência, aquele devido à presença dos sólidos em suspensão.

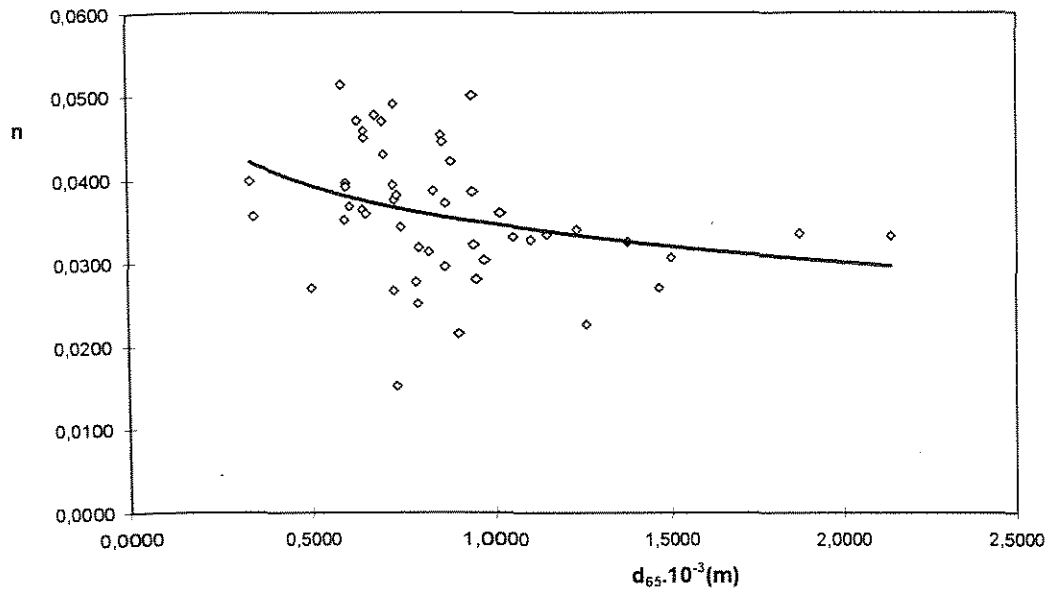


GRÁFICO 4.21 - Relação entre o coeficiente de rugosidade de Manning (n) e o diâmetro representativo d_{65} do material do leito. Não considerando as deformações do leito.

Objetivando apresentar relações simples para a determinação do coeficiente de rugosidade (n) de Manning, associado a diâmetros representativos do material sólido que constitui o leito móvel do rio, como aqueles apresentados por EINSTEIN (1952), KAMPHUIS (1974), THOMPSON & CAMPBELL (1979), HEY (1979), foram portanto obtidas as seguintes relações referentes às 50 campanhas de medições:

1) Equação de EINSTEIN (1952), adaptada para o caso em estudo:

$$n = 2,86 \cdot \frac{(d_{65})^{1/6}}{24} \quad (4.12),$$

$$\text{ou } n = \frac{(d_{65})^{1/6}}{8,4} \quad (4.12a)$$

onde : d_{65} - diâmetro representativo do material do leito, tal que 65% da amostra, em peso, tem diâmetro inferior, em (m).

2) Equação de KAMPHUIS (1974), adaptada para o caso em estudo:

$$n = \frac{2,11}{24} \cdot (2 \cdot d_{90})^{1/6} \quad (4.13),$$

$$\text{ou } n = 0,088 \cdot (2 \cdot d_{90})^{1/6} \quad (4.13a),$$

onde: d_{90} - diâmetro representativo do material do leito, tal que 90% da amostra, em peso, tem diâmetro inferior, em (m).

3) Equação de THOMPSON & CAMPBELL (1979), adaptada para o caso em estudo:

$$n = \frac{2,35}{24} \cdot (4,5 \cdot d_{50})^{1/6} \quad (4.14),$$

$$\text{ou } n = 0,098 \cdot (4,5 \cdot d_{50})^{1/6} \quad (4.14a),$$

onde: d_{50} - diâmetro representativo do material do leito, tal que 50% da amostra, em peso, tem diâmetro inferior, em (m).

4) Equação de HEY (1979), adaptada para o caso em estudo:

$$n = \frac{2,02}{24} \cdot (3,5 \cdot d_{84})^{1/6} \quad (4.15),$$

$$\text{ou } n = 0,084 \cdot (3,5 \cdot d_{84})^{1/6} \quad (4.15a),$$

onde: d_{84} - diâmetro representativo do material do leito, tal que 84% da amostra, em peso, tem diâmetro inferior, em (m).

As desigualdades estruturais verificadas, entre as relações apresentadas por EINSTEIN (1952), KAMPHUIS (1974), THOMPSON & CAMPBELL (1979), HEY (1979), e as relações adaptadas para o caso em estudo (4.12, 4.13, 4.14 e 4.15), devem-se às diferenças entre as características físicas dos leitos dos rios para os quais os autores as encontraram.

As relações apresentadas pelos diferentes autores, referem-se a leitos de rios constituídos por materiais de diâmetros grandes, como seixos e cascalhos, enquanto que o leito do trecho estudado é constituído basicamente por areias.

4.3 - EQUAÇÕES BÁSICAS DE RESISTÊNCIA QUE CONSIDERAM AS DEFORMAÇÕES DO LEITO.

Nesta etapa da análise, considerou-se o escoamento do rio em fundo móvel. O início do transporte de sedimentos provoca deformações no leito (rugas, dunas e antidunas).

Utilizou-se o critério proposto por GARDE & RANGA RAJU (1985) para regimes de escoamento e deformações do leito, conforme é apresentado na FIG. 2.3 .

Com os valores determinados de R/d_{50} e $\frac{S}{\Delta\gamma_s/\gamma_f}$, apresentados na TAB. 8.6, se verifica no GRÁF. 4.22, para as 50 campanhas de medições, que a maioria dos pontos apontam para uma deformação de leito do tipo rugas-dunas.

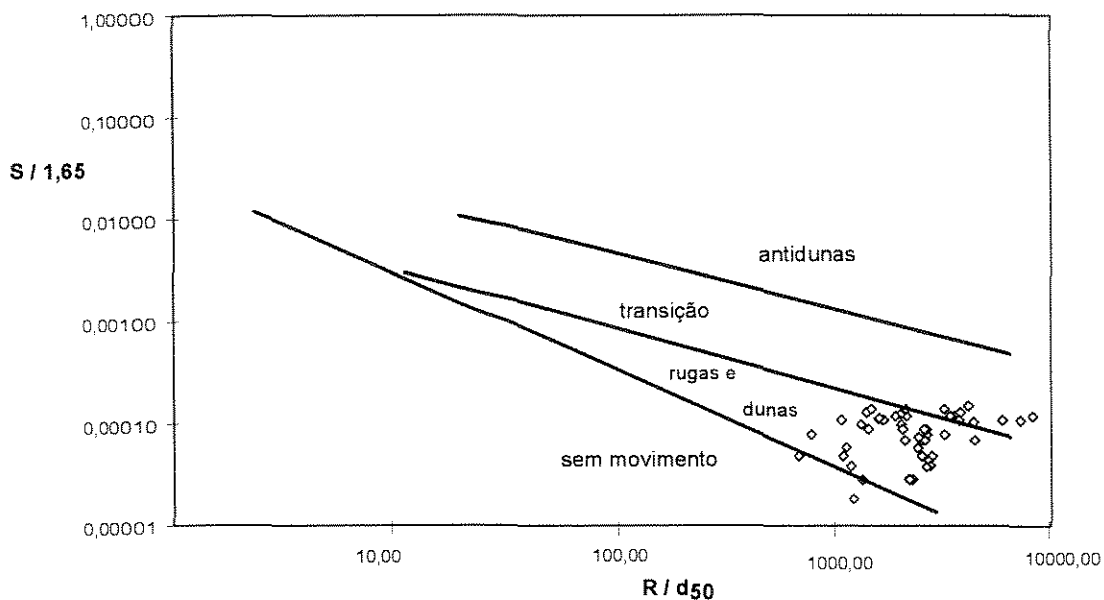


GRÁFICO 4.22 - Regimes de escoamento e deformações do leito, segundo Garde e Ranga Raju (1985), para o rio em estudo.

4.3.1 - Método de Einstein-Barbarossa

Utilizando-se a expressão logarítmica (2.29) de EINSTEIN-BARBAROSSA (1952), foram determinados os valores da constante de Von Karman (K_3), que são apresentados na TAB. 8.5.

No GRÁF. 4.23 a vazão líquida (Q) foi comparada com o valor da constante K_3 .

Verifica-se nesse gráfico, que os valores de K_3 não variam significativamente com a vazão líquida (Q). Os valores de K_3 encontram-se

em um intervalo entre 0,396 a 0,404, considerados praticamente constantes se levar em conta a complexidade do escoamento em canais naturais.

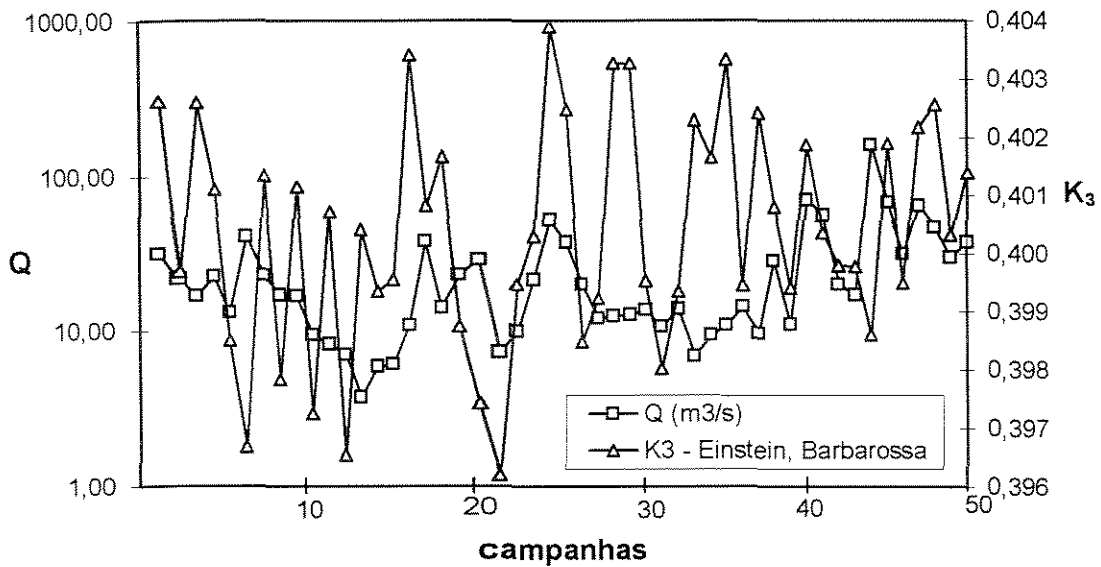


GRÁFICO 4.23 - Relação entre a constante de Von Karman (K_3), segundo Einstein-Barbarossa, e a vazão líquida (Q), durante as campanhas. Considerando as deformações do leito.

No GRÁF. 4.24, a constante K_3 foi comparada com a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}).

Verifica-se nesse gráfico, que os valores de K_3 , da mesma forma que ocorreu com a vazão líquida, não variam significativamente com a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}).

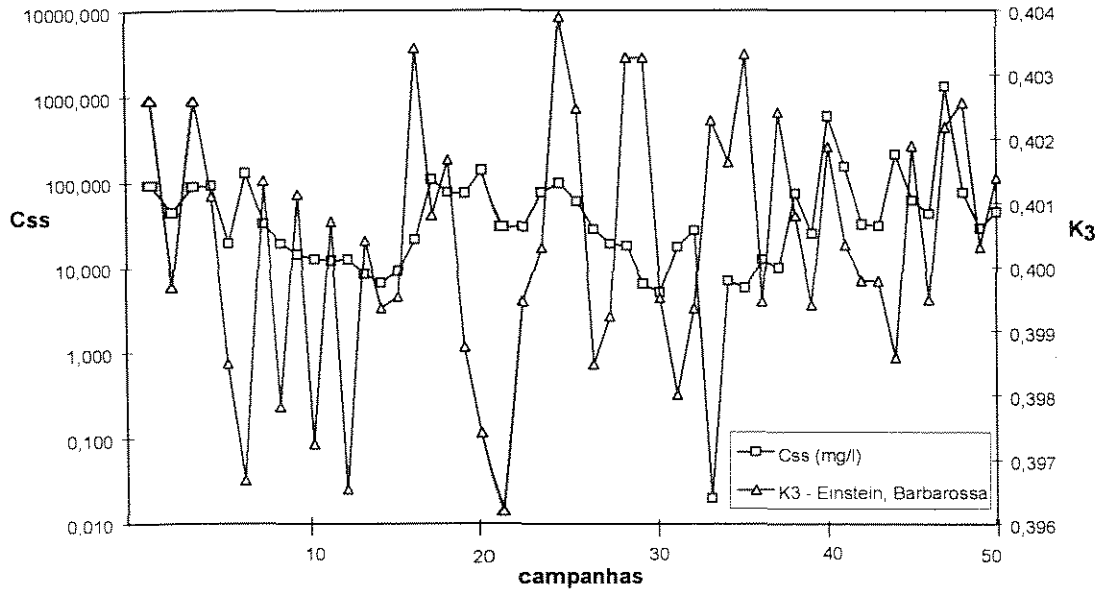


GRÁFICO 4.24 - Relação entre a constante de Von Karman (K_3), segundo Einstein-Barbarossa, e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}), durante as campanhas. Considerando as deformações do leito.

No GRÁF. 4.25 apresenta a variação, durante as 50 campanhas, da constante K_3 , as posições do valor médio de K_3 e o valor referente à água limpa ($K_3 = 0,4$). Percebe-se que o valor médio de $K_3 = 0,404 \pm 0,0003$ é muito próximo de 0,4 para água limpa.

Portanto, a metodologia de cálculo apresentado por EINSTEIN-BARBAROSSA (1952), que faz a distinção entre as resistências devidas as deformações do leito (rugas, dunas e antidunas) e à devidas aos grãos de sedimentos, leva a valores da constante de Von Karman muito próximas daquela obtida para água limpa. Isto mostra que ao se fazer a

separação dessas resistências, isolam-se as influências da vazão e da concentração sobre essa constante, comportando-se como escoamento num canal de fundo rígido transportando água limpa.

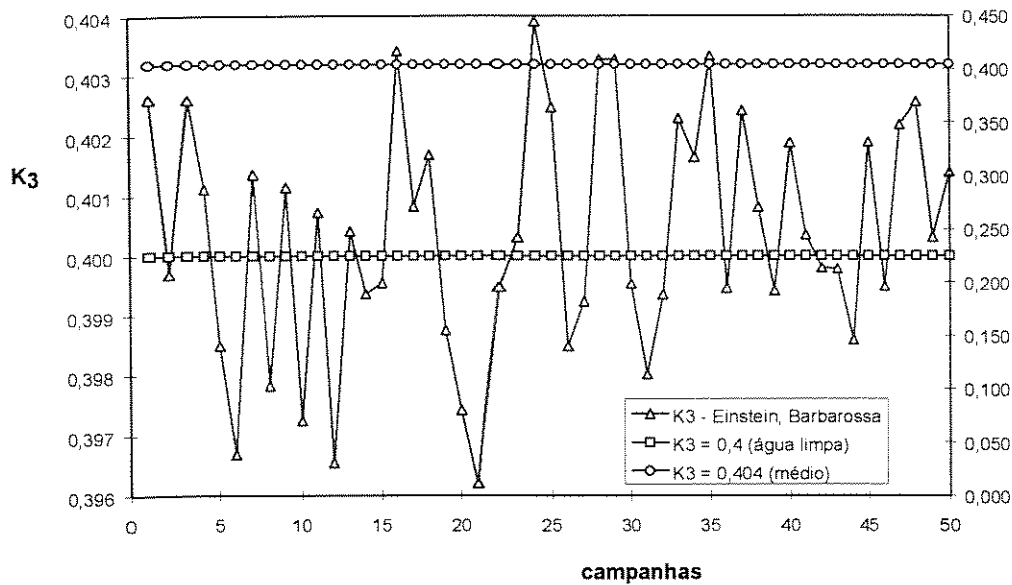


GRÁFICO 4.25 - Variação da constante de Von Karman (K_3), segundo Einstein-Barbarossa, comparada com o valor médio e com $K_3 = 0,4$ para água limpa. Considerando as deformações do leito.

No GRÁF. 4.26, é mostrada a relação dos valores da constante K_3 com a vazão líquida (Q), medida no rio. Os pontos que relacionam a vazão líquida com os valores da constante K_3 , foram ajustados para uma regressão linear de $R^2=0,007$, obtendo-se a seguinte relação:

$$K_3 = 0,4002 + 6 \cdot 10^{-6} \cdot Q \quad (4.16),$$

onde: Q - vazão líquida medida no rio, em m^3/s .

Considerando as 50 campanhas medidas, verifica-se um aumento insignificante no valor de K_3 , com o aumento da vazão líquida. Por exemplo, a variação verificada entre a vazão máxima ($\cong 160 m^3/s$) e a vazão mínima ($\cong 3,7 m^3/s$) foi de 98 %, enquanto que a variação de K_3 foi de apenas 2 %.

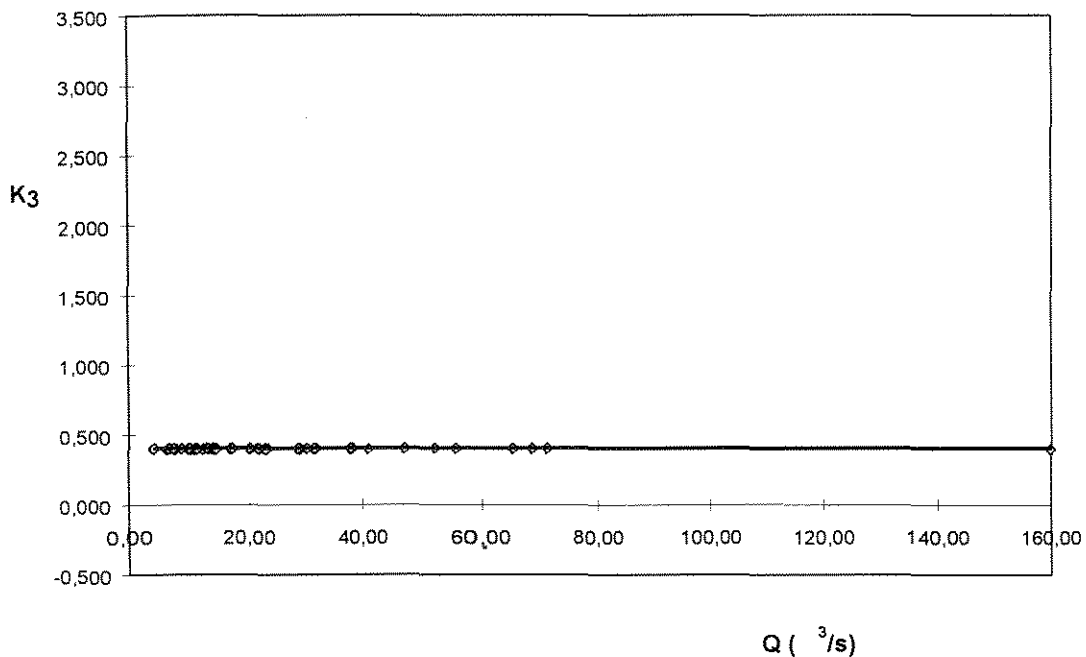


GRÁFICO 4.26 - Relação entre a constante de Von Karman (K_3), segundo Einstein e Barbarossa, e a vazão líquida (Q). Considerando as deformações do leito.

O GRÁF. 4.27 mostra a relação dos valores da constante de Von Karman (K_3), segundo Einstein-Barbarossa, com a concentração média

de sedimentos em suspensão (C_{SS}). Os pontos que relacionam a constante K_3 com a concentração de sedimentos em suspensão, foram ajustados para uma regressão linear de $R^2=0,0235$, obtendo-se a seguinte relação :

$$K_3 = 0,4002 + 2 \cdot 10^{-6} \cdot C_{SS} \quad (4.17),$$

onde: C_{SS} - concentração média de sedimentos em suspensão, em mg/l.

Considerando as 50 campanhas medidas, a exemplo do que ocorreu com a vazão, verifica-se uma elevação muito pequena no valor de K_3 com o aumento da concentração de sedimentos em suspensão.

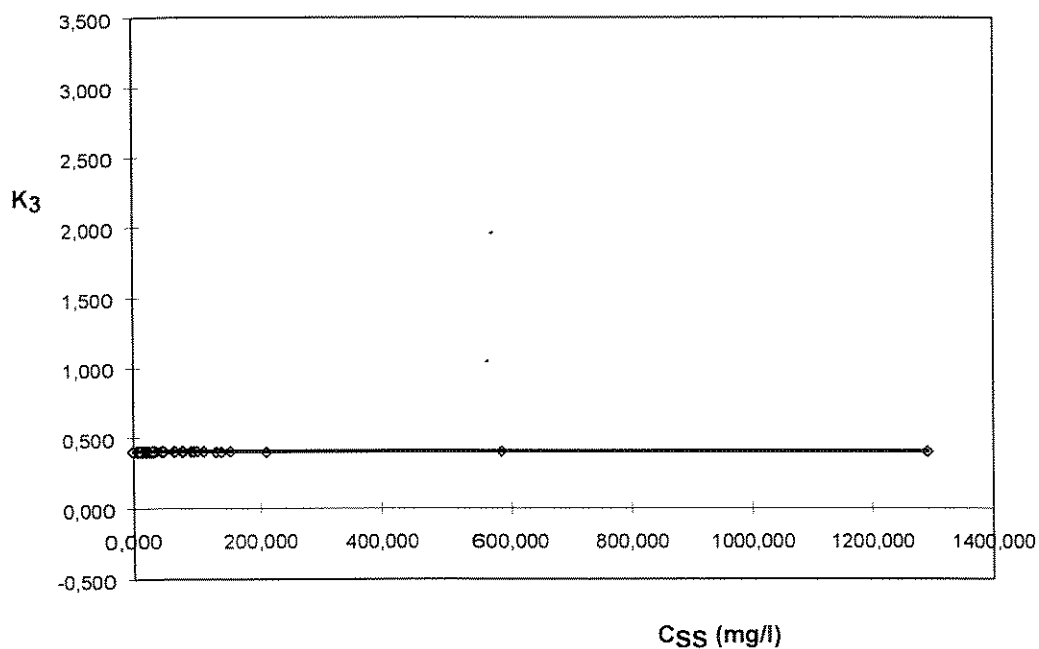


GRÁFICO 4.27 - Relação entre a constante de Von Karman (K_3), segundo Einstein e Barbarossa, e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{SS}). Considerando as deformações do leito.

4.3.2 - Outros autores

4.3.2.1 - Engenheiros japoneses

Utilizando-se a equação (2.39), de acordo com GARDE & RANGA RAJU (1985), foram determinados os valores da constante de Von Karman (K_4), que são apresentadas na TAB. 8.5.

No GRÁF. 4.28, é mostrada a relação entre a constante K_4 com a vazão líquida (Q) medida no rio, onde observa-se que com a elevação da vazão líquida, de modo geral, ocorre um decréscimo na constante K_4 .

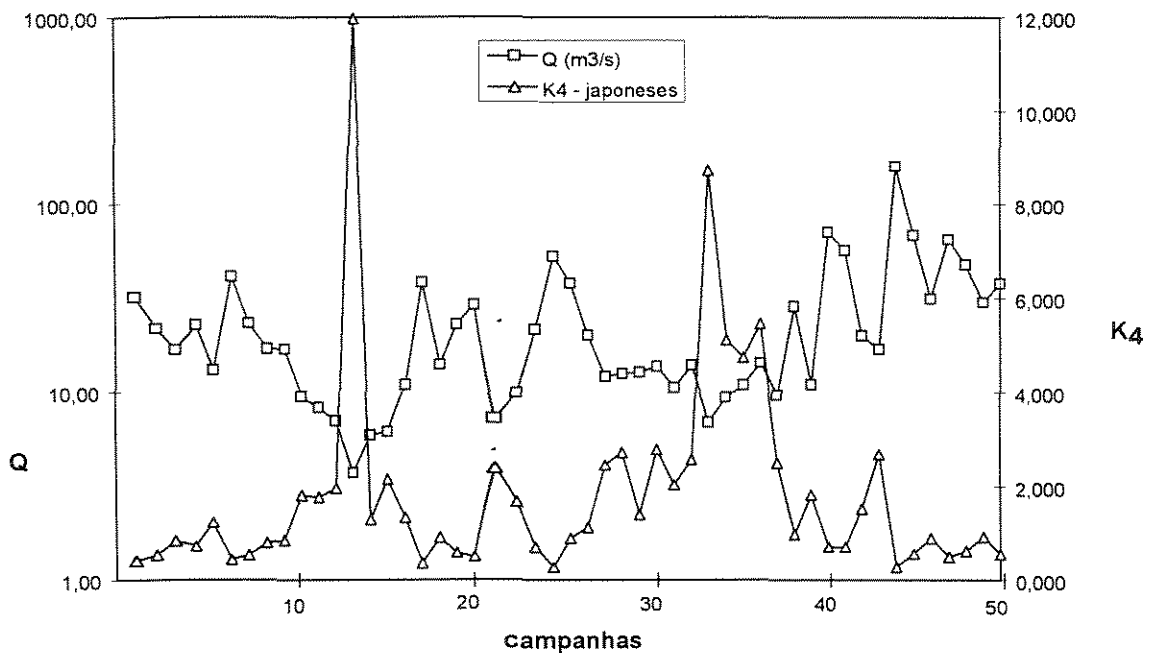


GRÁFICO 4.28 - Relação entre a constante de Von Karman (K_4), segundo engenheiros japoneses, e a vazão líquida (Q), durante as campanhas. Considerando as deformações do leito.

Foram plotados no GRÁF. 4.29 os valores da constante K_4 com a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{SS}), onde se verificou que de modo geral, o aumento da concentração de sedimentos ocasiona uma diminuição na constante K_4 .

O decréscimo da constante K_4 ao aumentar a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{SS}), deve-se ao ganho de energia necessária para manter os sedimentos em suspensão. Isto foi apresentado como justificativa por Einstein e Chien, segundo RANGA RAJU (1985). Esta energia vem das flutuações turbulentas amortecidas.

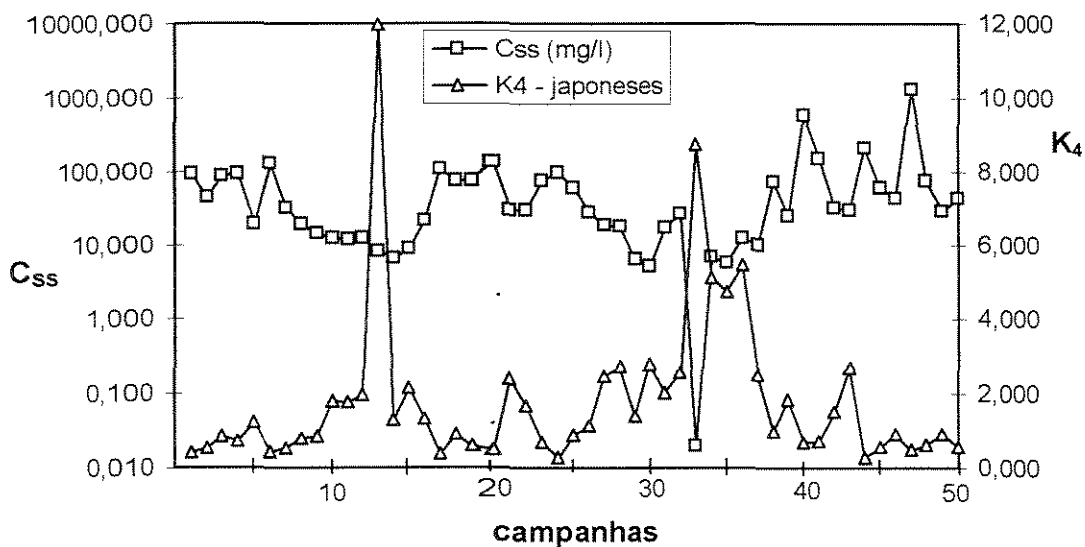


GRÁFICO 4.29 - Relação entre a constante de Von Karman (K_4), segundo engenheiros japoneses, e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{SS}), durante as campanhas. Considerando as deformações.

No GRÁF. 4.30 apresenta a variação, durante as 50 campanhas, da constante K_4 , as posições do valor médio de K_4 e os valores relativos à água limpa ($K_4 = 0,4$). Onde verifica-se que o valor médio da constante $K_4 = 1,887 \pm 0,307$ nas 50 campanhas, está bem acima do valor para água limpa. Também observa-se que 10% dos valores de K_4 estão acima de $K_4 = 0,4$ e 90% dos valores estão abaixo.

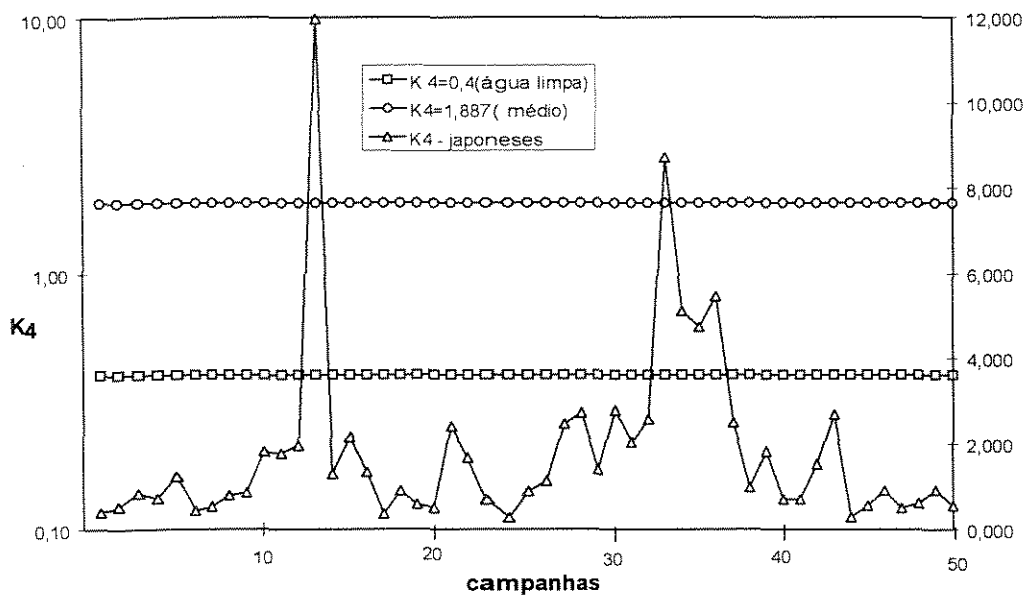


GRÁFICO 4.30 - Variação da constante de Von Karman (K_4), segundo engenheiros japoneses, comparada com o valor médio e com ($K_4 = 0,4$) para água limpa. Considerando as deformações do leito.

No GRÁF. 4.31, é mostrada a relação dos valores da constante K_4 com a vazão líquida (Q), medida no rio. Os pontos que relacionam a vazão líquida com os valores da constante K_4 , foram ajustados pra uma regressão linear de $R^2=0,3606$, obtendo-se a seguinte relação:

$$K_4 = 6,737 - 1,6792 \cdot \ln(Q) \quad (4.18),$$

onde: Q - vazão líquida medida no rio, em m^3/s .

Considerando as 50 campanhas medidas, verifica-se uma diminuição no valor de K_4 , com o aumento da vazão líquida.

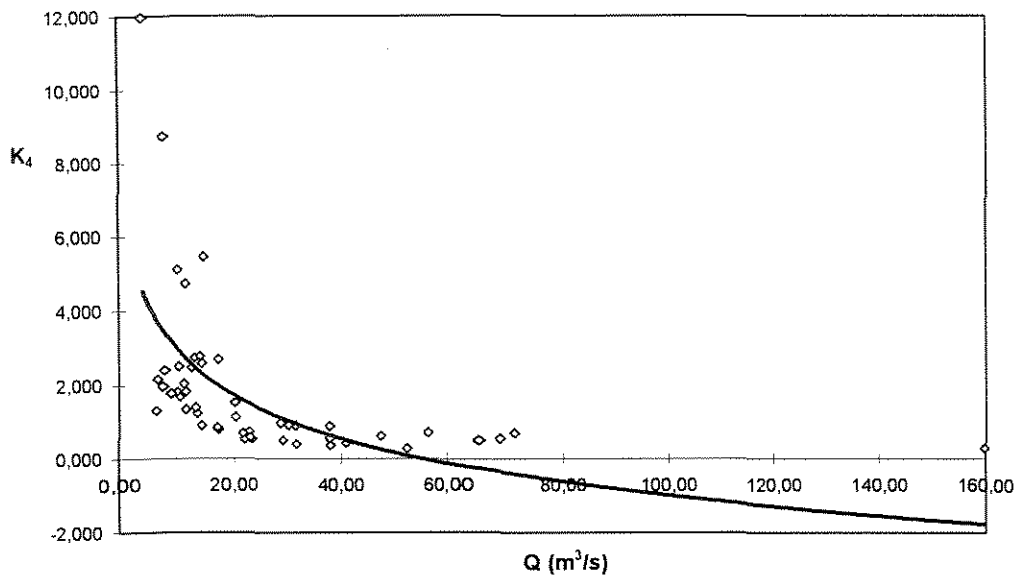


GRÁFICO 4.31 - Relação entre a constante de Von Karman (K_4), segundo engenheiros japoneses, e a vazão líquida (Q). Considerando as deformações do leito.

No GRÁF. 4.32, é mostrada a relação dos valores da constante K_4 com a concentração média de sedimentos em suspensão. Os pontos que relacionam a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{SS}) com os valores da constante K_4 , foram ajustados para uma regressão linear de $R^2=0,4383$, obtendo-se a seguinte relação:

$$K_4 = 4,8852 - 0,9002.Ln(C_{SS}) \quad (4.19),$$

onde: (C_{SS}) - concentração média de sedimentos em suspensão, em mg/l .

Considerando as 50 campanhas medidas, verifica-se uma diminuição no valor de K_4 com o aumento da concentração média de sedimentos em suspensão.

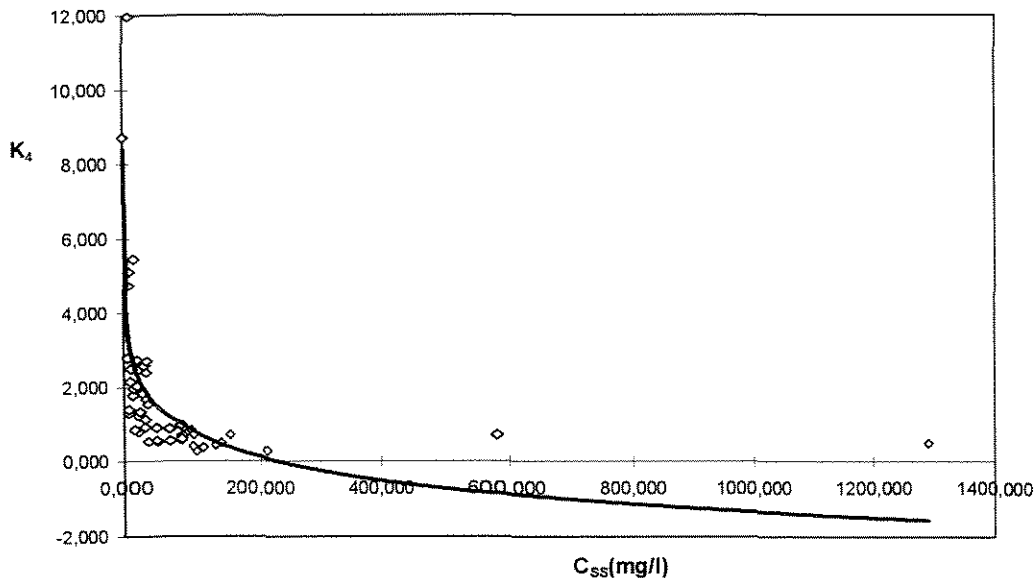


GRÁFICO 4.32 - Relação entre a constante de Von Karman (K_4), segundo engenheiros japoneses, e a concentração média de sedimentos em suspensão (C_{ss}). Considerando as deformações do leito.

4.3.2.2 - Garde e Ranga Raju

Utilizando-se a equação empírica (2.35), de GARDE & RANGA RAJU (1966), determinaram-se às velocidades de escoamento U_2 nas 50 campanhas realizadas e são apresentadas no TAB. 8.6.

Verifica-se no GRÁF. 4.33, onde é apresentada a relação entre a velocidade de escoamento média do rio (U) e a velocidade de escoamento U_2 segundo GARDE & RANGA RAJU (1966), que todos os

valores de U_2 se apresentam majorados em relação à velocidade medida no rio. Tem-se que 10% dos valores de U_2 estão abaixo da velocidade média do rio ($U = 0,439\text{m/s}$), 88% estão acima e apenas 2% coincidem com o valor da velocidade média do rio. A majoração deve-se, em parte, a dificuldade de se estabelecer o valor correto da constante K da equação (2.35). Já que o mesmo depende das deformações do leito. O valor médio de $U_2 = (0,589 \pm 0,100)$ m/s.

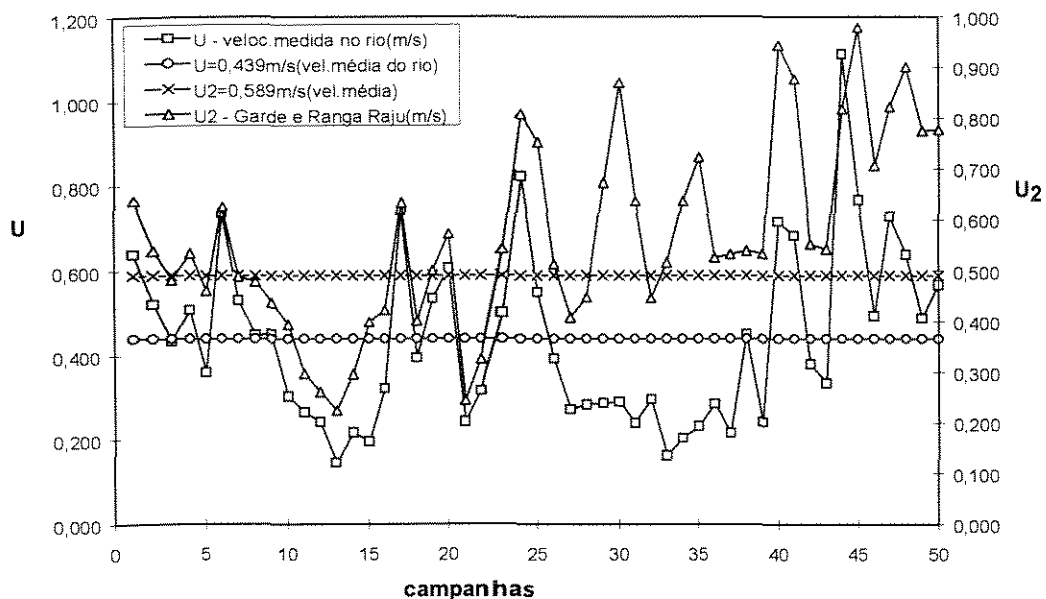


GRÁFICO 4.33 - Relação entre a velocidade de medida do rio (U), a velocidade de escoamento U_2 , segundo Garde e Ranga Raju, e as médias. Considerando as deformações do leito.

4.3.2.3 - Brownlie

Utilizando-se a expressão (2.36) de BROWNLIE (1981), determinaram-se as velocidades de escoamento U_3 nas 50 campanhas

realizadas e são apresentadas na TAB. 8.6, sendo a média igual $0,546 \pm 0,145$ m/s.

Verifica-se no GRÁF. 4.34, onde é apresentada a relação entre as velocidades de escoamento do rio U e as velocidades de escoamento U_3 , que até a campanha nº 25 os valores das duas velocidades são próximas e a partir da referida campanha os valores da velocidade U_3 são majorados em relação à velocidade do rio U . Também nota-se que 16% dos valores de U_3 estão abaixo da velocidade média do rio ($U = 0,439$ m/s), 8% coincidem com a velocidade média e 76% estão acima da velocidade média.

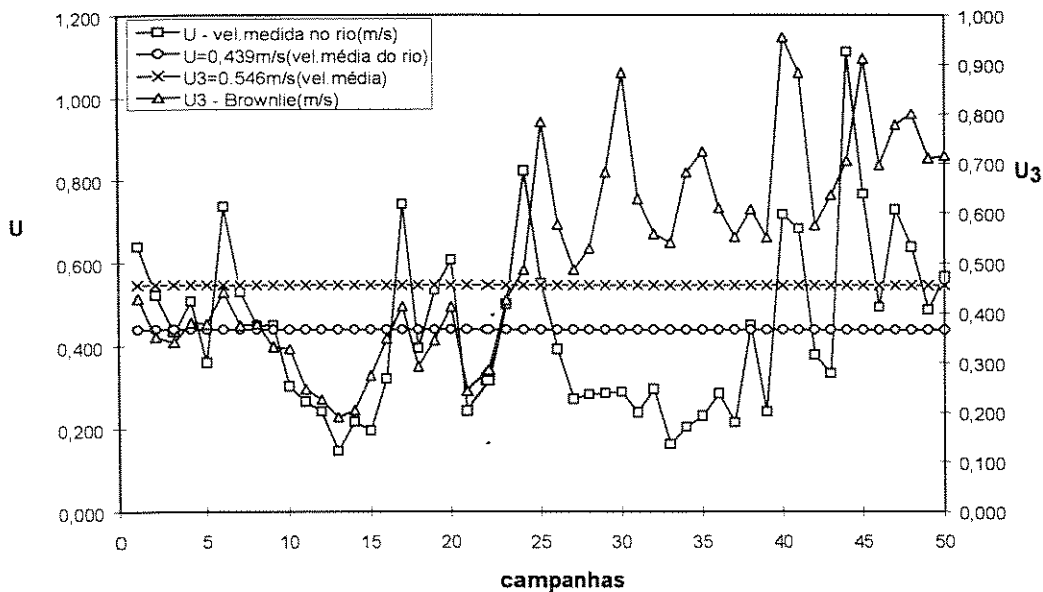


GRÁFICO 4.34 - Relação entre a velocidade medida no rio (U), a velocidade de escoamento U_3 , segundo Brownlie e as médias. Considerando as deformações do leito.

resistências devidas à deformação do leito e ao grão de sedimentos, isolam-se as influências da vazão líquida e da concentração de sedimentos em suspensão sobre a referida constante. O valor médio obtido para K_3 foi de $0,404 \pm 0,0003$, muito próxima daquele obtido para o escoamento de água limpa;

4) utilizando o critério proposto por GARDE & RANGA RAJU (1985), verificou-se que as deformações predominantes do leito são do tipo rugas e dunas;

5) das equações de resistência que permitiram comparar as velocidades média do rio com as velocidades calculadas, a que melhor deu resultado foi a equação de BROWNLIE (1981) com desvio de 24%. A velocidade média das 50 campanhas medidas no rio foi de 0,439 m/s e o valor calculado usando a expressão do referido autor foi de $(0,546 \pm 0,145)$ m/s.

6) foi possível estabelecer relações entre o fator de atrito (f) de Darcy-Weissbach e a vazão líquida, a concentração de sedimentos em suspensão e o número de Froude do escoamento. O fator de atrito é inversamente proporcional a estas grandezas. Estabeleceu-se também, uma relação entre a rugosidade relativa do leito $\left(\frac{d_{50}}{R}\right)$ e o número de Froude, de forma que conhecendo-se a distribuição granulométrica do material que constitui o leito e os parâmetros geométricos da seção é possível determinar a vazão líquida;

7) determinaram-se as relações entre o coeficiente de rugosidade de Manning (n) e a vazão líquida, a concentração de sedimentos em suspensão e o diâmetro representativo (d_{65}) do material que constitui o leito do rio. Este coeficiente é inversamente proporcional a estes três parâmetros. Estabeleceram-se também, relações entre o coeficiente de rugosidade de Manning e os diâmetros representativos do material do leito ($d_{50}, d_{65}, d_{84}, d_{90}$), aproveitando as estruturas das equações de EINSTEIN (1952), KAMPHUS(1974), THOMPSON-CAMPBELL (1979) e HEY (1979), onde a que melhor se ajustou ao caso em estudo foi a de HEY (1979);

8) avaliaram-se e quantificaram-se as variações que sofrem os fatores e coeficientes de rugosidade (K, f, n) com relação a vazão líquida, a concentração de sedimentos em suspensão e os diâmetros representativos do material do leito, as quais podem ser calculadas através das seguintes relações :

TABELA 5.1
Expressões entre K, f, n com relação à vazão líquida, a concentração de sedimentos em suspensão e os diâmetros representativos do material do leito.

(continua)

Autores	Relações para o rio em estudo
Keulegan	$K_1 = 0,5544 - 0,0505 \cdot \ln(Q)$ $K_1 = 0,8418 - 0,128 \cdot \ln(C_{ss})$
Lau	$K_2 = 1,4697 - 0,0042 \cdot Q$ $K_2 = 1,621 - 0,076 \cdot \ln(C_{ss})$

TABELA 5.1

Expressões entre K, f, n com relação à vazão líquida, a concentração de sedimentos em suspensão e os diâmetros representativos do material do leito.

(conclusão)

Autores	Relações para o rio em estudo
Einstein - Barbarossa	$K_3 = 0,4002 + 6 \cdot 10^{-6} \cdot Q$ $K_3 = 0,4002 + 2 \cdot 10^{-6} \cdot C_{SS}$
Engenheiros japoneses	$K_4 = 6,737 - 1,6792 \cdot \ln(Q)$ $K_4 = 4,8852 - 0,9002 \cdot \ln(C_{SS})$
Darcy - Weissbach	$f = 0,1748 - 0,0272 \cdot \ln(Q)$ $f = 0,1452 - 0,0147 \cdot \ln(C_{SS})$ $f = 0,1398 - 3,8734 \cdot Fr^2$
Manning	$n = 0,0445 - 0,0029 \cdot \ln(Q)$ $n = 0,0426 - 0,002 \cdot \ln(C_{SS})$ $n = 0,0346 - 0,0066 \cdot \ln(d_{65})$
Einstein	$n = 2,86 \cdot \frac{(d_{65})^{1/6}}{24}$
Kamphuis	$n = 2,11 \cdot \frac{(2d_{90})^{1/6}}{24}$
Thompson e Campbell	$n = 2,35 \cdot \frac{(4,5d_{50})^{1/6}}{24}$
Hey	$n = 2,02 \cdot \frac{(3,5d_{84})^{1/6}}{24}$

Capítulo 6

SUGESTÕES

Embora seja complexa a previsão da resistência ao escoamento em rios naturais, sugere-se que os próximos trabalhos levem em consideração os seguintes fatores :

1) o desenvolvimento contínuo de pesquisas nos principais rios da bacia hidrográfica, para o estabelecimento de relações a partir de séries mais longas de dados;

2) associar a carga de sedimentos transportados numa seção do rio com as condições de uso da bacia de contribuição localizada à montante, assim como os eventos pluviosos ;

3) verificar "in loco" as deformações do leito do rio, associando-as aos parâmetros fluvio-sedimentométricos;

4) desassociar a resistência do leito daquelas provocadas pelas margens;

5) associar os coeficientes das equações de resistência com a distribuição granulométrica do material transportado em suspensão.

7 .REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGUIRRE, J. Hidraulica de sedimentos. Editado por CIDIAT. Mérida-Venezuela. 1983. 79-107p.
- ALAM, Z.U., KENNEDY, J.F. Friction factors for flow in sand-bed channels. Journal of the Hydraulics Division , Proc.ASCE, Vol.95, No HY-6, Nov. 1969, pp.1973-1990.
- ALAM,Z.U. Discusson of [GARDE - RANGA RAJU /1966]. Journal of the Hydraulics Division , Proc. ASCE, Vol.93, No HY-2, March 1967.
- BATEMAN, A., LÓPEZ, R., GÓMEZ, M., DOLZ, J. Metodologias para el ajuste y estimacion de la resistência al flujo em lamina libre. XVI Congreso Latinoamericano de Hidráulico. Santiago. Anais... Chile. Nov. 1994, Vol.1.p.25-36.
- BERGERON, N.E. Analysis of flow velocity profiles, stream bed roughness, and resistance to flow in natural gravel bed streams. National Conference on hydraulic Engineering, Publ by ASCE, New York, Proceedings , USA. p 692-696.1994.
- BROOKS,N.H. Mechanics of streams with movable beds of fine sands. Transactions, ASCE, vol.123,1958.
- BROWNLIE, W.R. Prediction of flow depth and sediment discharge in open channels. Caltec Report, No KH-R-43A, Nov. 1981.
- CHOW,V.T. Open channel hydraulics. Mc Graw-Hill Book Co, 1959. 109-103p.

CHRISTOFOLETTI, A. Geomorfologia fluvial. São Paulo: Edgard Blucher, 1981.
v.1, 73p.

COLEMAN, N.L. Velocity profiles with suspended sediment. Journal of Hydraulic Research , Vol. 19, 1981, No 3.

COLES, D. The law of the wake in the turbulent boundary layer. Journal of Fluid Mechanics. Vol. 1, 1956, p. 191-226.

EINSTEIN, H.A. Formulas for the transportation de bed-load. Transactions, ASCE, Vol.107, 1942, pp.561-573.

EINSTEIN, H.A., BARBAROSSA, N.L. River channel roughness. Transactions, ASCE, Vol. 117, 1952

EINSTEIN, H.A., CHIEN, N. Discussion of [BROOKS], Transactions, ASCE, vol.123, 1958.

ENGELUND, F. Hydraulic resistance of alluvial streams . Journal of the Hydraulics Division , Proc. ASCE, Vol.92, No HY-2, March 1966. Also see closure to the paper Journal of the Hydraulics Division , Proc. ASCE, Vol.93, No HY-4, July 1967.

GARDE, R.J., RANGA RAJU, K.G. Discussion of [LOVERA - KENNEDY]. Journal of the Hydraulics Division, Proc. ASCE, Vol. 96, no. HY-4, April 1970.

GARDE, R.J., RANGA RAJU, K.G. Mechanics of sediment transporation and alluvial strean problems. New York. Wiley, 1985. 432p.

- GARDE, R.J., RANGA RAJU, K.G. Resistance relationships for alluvial channel flow. Journal of the Hydraulics Division, Proc.ASCE, Vol.92, No.HY-4, July 1966.
- GRAF, W H. Hydraulics of sediment transport. New York. Mc Graw Hill, 1971. 513p.
- HEY, R.D. Flow resistance in gravel-bed rivers. Journal of the Hydraulics Division , Proc. ASCE, Vol. 105, No HY-4, April 1979.
- IPPEN, A.T. Transport of suspended sediment. In:International Seminar on Hydraulics of Alluvial Streams,IAHR, New Delhi, jan.1973.
- ISMAIL, H.M. Turbulent transfer mechanism and suspended sediment in closed channels. Trans. ASCE, Vol. 117, 1952.
- KAMPHUIS, J.W. Determination of sand roughness for fixed beds. Journal of Hydraulic Research , Vol.12, No 2, 1974.
- KARIM, M.F., KENNEDY, J.F. Computer-based predictors for sediment discharge and friction factor of alluvial streams. Report No 242, Institute of Hydraulic Research, Iowa, 1981
- KAZEMIPOUR, A. K., APELT, C. J. Shape effects on resistance to uniform flow in open channels. Journal of Hydraulic Research. Delf, Vol.17, n°2, 1979, p.129-147.
- KIKKAWA, H., FUKUOKA, D. The characteristics of flow with wash load. Proc.IAHR, 13 th Congress, Kyoto, Japan, vol.2,1969.

- LI, S., VENKATARAMAN, L., McLAUGHLIN, D. Stochastic theory for irregular stream modeling. Journal of Hydraulic Engineering, Vol.118, n.8, Aug 1992, p. 1079-1090
- LIU, H.K., HWANG, S.Y. Discharge formula for straight alluvial channels. Trans.ASCE, Vol.126, 1961.
- LOVERA, F., KENNEDY, J.F. Friction factors for flat-bed in sand channels. Journal of the Hydraulics Division , Proc. ASCE, Vol. 95, No HY-4, July 1969.
- LYN, D. A. Resistance in flat-bed sediment-laden flows. Journal of Hydraulic Engineering. Vol.117, N.1, Jan 1991, p. 94-115
- MEYER-PETER, E., MULLER, R. Formulas for bed load transport. Proceedings 2nd. Meeting, IAHR, Stockholm, 1948, pp. 39-64.
- MONCADA, A. T., FUENTES, R. A., AGUIRRE, J. Distribuciones de velocidad en flujo cargado de sedimentos. XVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Santiago. Anais... Chile. Nov. 1994, Vol.2. p.303-313
- RICHARDS, K.S. Channel and flow geometry : a geomorphological perspective. Progress in Physical Geography, 1977. 65-102p.
- SIMONS, D. B., SENTURK, F. Sediment transport technology. Water Resources Publications, Littleton, Colorado, 1992. 260-295p.
- THOMPSON, S.M., CAMPBELL, P.L. Hydraulics of a large channel paved with boulders. Journal of Hydraulic Research, vol.17, no.4. 1979.
- TUCCI, C. E. M. (org.). Hidrologia: ciência e aplicação. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ABRH: EDUSP, 1993. v.4, 508p.

VANONI, V.A. Transportation of suspended sediment by water. Trans. ASCE, Vol.111, 1946.

VANONI, V.A., NOMICOS, G.N. Resistance properties of sediment laden streams. Transactions, ASCE, vol.125.1960, p.1140.

VITTAL, N., RANGA RAJU, K.G., GARDE, R.J. Resistance of two-dimensional triangular roughness. Journal of Hydraulic Research , Vol. 15, No 1, 1977.

8 . APÊNDICES

TABELA 8.1 - Elementos geométricos e fluviométricos da seção do rio Atibaia.
(continua)

data	amostra	<i>A</i> (m ²)	<i>P</i> (m)	<i>R</i> (m)	<i>B</i> (m)	<i>D</i> (m)	<i>S.10⁻⁴</i> (m/m)	<i>Q</i> (m ³ /s)
26/03/93	1	49,63	36,50	1,36	34,70	2,15	1,972	31,69
06/04/93	2	41,73	36,30	1,15	34,87	1,84	1,972	21,73
20/04/93	3	38,78	35,80	1,08	34,88	1,70	1,850	16,78
04/05/93	4	44,71	37,40	1,20	34,78	1,87	2,139	22,67
18/05/93	5	36,58	35,50	1,03	34,38	1,51	1,638	13,12
01/06/93	6	55,68	37,10	1,50	35,24	2,45	2,306	40,92
08/06/93	7	43,64	37,65	1,16	34,91	1,81	1,638	23,11
15/06/93	8	37,96	35,40	1,07	34,21	1,62	1,805	17,02
22/06/93	9	37,59	36,20	1,04	34,54	1,61	1,805	16,90
29/06/93	10	31,39	36,00	0,87	33,99	1,32	1,638	9,47
06/07/93	11	31,16	35,50	0,88	33,77	1,31	0,969	8,27
21/07/93	12	29,11	35,20	0,83	33,64	1,24	0,802	7,03
03/08/93	13	25,70	34,43	0,75	32,82	1,12	0,635	3,73
17/08/93	14	27,40	35,20	0,78	33,53	1,18	0,301	5,93
31/08/93	15	31,48	35,60	0,88	33,74	1,31	0,468	6,14
21/09/93	16	34,11	35,60	0,96	33,97	1,40	1,471	10,94
28/09/93	17	51,42	37,80	1,36	34,92	2,39	2,306	38,11
05/10/93	18	35,54	36,30	0,98	34,38	1,49	1,471	14,02
21/10/93	19	42,75	37,40	1,14	34,84	1,82	1,888	22,83
28/10/93	20	47,78	37,50	1,27	33,88	2,06	2,056	28,94
04/11/93	21	30,01	35,50	0,85	33,82	1,18	0,802	7,25
09/11/93	22	31,47	35,35	0,89	34,01	1,30	1,304	9,90
20/12/93	23	42,79	35,50	1,21	34,64	1,82	1,972	21,41
10/02/94	24	64,04	38,70	1,65	35,65	2,74	0,802	52,61
29/03/94	25	68,50	36,68	1,92	34,34	1,99	1,970	37,70

TABELA 8.1 - Elementos geométricos e fluviométricos da seção do rio Atibaia.
(conclusão)

data	amostra	<i>A</i> (m ²)	<i>P</i> (m)	<i>R</i> (m)	<i>B</i> (m)	<i>D</i> (m)	<i>S.10⁻⁴</i> (m/m)	<i>Q</i> (m ³ /s)
19/04/94	26	51,30	34,90	1,47	34,00	1,51	1,300	20,10
06/05/94	27	44,60	34,31	1,30	33,60	1,33	0,960	12,10
20/05/94	28	44,60	34,31	1,30	33,60	1,34	1,140	12,60
17/06/94	29	44,80	34,73	1,29	33,64	1,29	0,720	12,80
01/07/94	30	47,50	34,42	1,38	33,81	1,36	1,140	13,71
15/07/94	31	44,28	34,33	1,29	33,54	1,32	0,640	10,60
29/07/94	32	47,30	34,53	1,37	33,81	1,32	1,140	13,98
12/08/94	33	42,61	34,09	1,25	33,26	1,23	0,470	6,91
26/08/94	34	46,19	34,21	1,35	33,47	1,29	0,620	9,44
08/09/94	35	47,30	34,53	1,37	33,68	1,38	0,800	10,93
22/09/94	36	50,30	34,69	1,45	33,92	1,44	1,300	14,32
06/10/94	37	44,90	34,27	1,31	33,49	1,30	0,470	9,67
27/10/94	38	63,30	35,56	1,78	34,48	1,84	1,220	28,50
23/11/94	39	45,61	34,33	1,33	33,52	1,34	0,470	11,00
22/12/94	40	98,86	36,80	2,69	35,68	2,79	2,140	70,83
05/01/95	41	82,64	36,26	2,28	35,27	2,41	2,306	56,37
19/01/95	42	52,85	34,92	1,51	33,92	1,46	1,471	20,01
26/01/95	43	50,99	34,77	1,47	33,93	1,49	1,470	17,03
09/02/95	44	143,87	39,89	3,61	40,30	4,07	1,140	159,82
16/02/95	45	89,01	36,47	2,44	35,40	2,57	2,470	68,19
08/03/95	46	63,57	35,53	1,79	34,94	1,86	1,720	31,34
24/03/95	47	89,07	36,47	2,44	35,38	2,50	1,800	64,81
07/04/95	48	74,26	35,98	2,06	35,05	2,19	1,970	47,36
28/04/95	49	61,54	35,43	1,74	34,63	1,79	1,800	29,99
12/05/95	50	66,61	35,68	1,87	34,74	1,89	1,800	37,76

TABELA 8.2 - Elementos fluvio-sedimentométricos da seção do rio Atibaia.
(continua)

data	amostra	G_{SS} (t/d)	G_{SA} (t/d)	G_{ST} (t/d)	C_{SS} (mg/l)
26/03/93	1	251,55	0,1223	251,67	91,870
06/04/93	2	83,19	0,0259	83,22	44,310
20/04/93	3	127,64	0,0361	127,68	88,040
04/05/93	4	179,78	0,0370	179,82	91,780
18/05/93	5	21,63	0,0192	21,65	19,080
01/06/93	6	455,86	0,1665	456,03	128,940
08/06/93	7	65,57	0,0209	65,59	32,840
15/06/93	8	28,19	0,0060	28,20	19,170
22/06/93	9	20,76	0,0050	20,77	14,220
29/06/93	10	10,12	0,0058	10,13	12,370
06/07/93	11	8,57	0,0013	8,57	11,990
21/07/93	12	7,47	0,0050	7,48	12,300
03/08/93	13	2,69	0,0017	2,69	8,350
17/08/93	14	3,39	0,0014	3,39	6,620
31/08/93	15	4,82	0,0014	4,82	9,080
21/09/93	16	20,02	0,0044	20,02	21,180
28/09/93	17	355,16	0,3549	355,51	107,860
05/10/93	18	92,03	0,0038	92,03	75,970
21/10/93	19	146,15	0,0194	146,17	74,090
28/10/93	20	342,10	0,0291	342,13	136,820
04/11/93	21	18,57	0,0070	18,58	29,640
09/11/93	22	25,53	0,0042	25,53	29,850
20/12/93	23	139,82	0,0714	139,89	75,580
10/02/94	24	443,21	0,3073	443,52	97,500
29/03/94	25	194,00	0,9250	194,93	59,560

TABELA 8.2 - Elementos fluvio-sedimentométricos da seção do rio Atibaia.
(conclusão)

data	amostra	G_{SS} (t/d)	G_{SA} (t/d)	G_{ST} (t/d)	C_{SS} (mg/l)
19/04/94	26	48,50	0,0200	48,52	27,930
06/05/94	27	19,60	0,0400	19,60	18,750
20/05/94	28	19,51	0,0050	19,51	17,910
17/06/94	29	7,08	0,0020	7,08	6,400
01/07/94	30	6,04	0,0010	6,04	5,100
15/07/94	31	15,90	0,0490	15,95	17,360
29/07/94	32	32,84	0,0070	32,85	27,190
12/08/94	33	2,06	0,0100	2,07	0,020
26/08/94	34	5,65	0,0020	5,65	6,930
08/09/94	35	5,43	0,0030	5,43	5,750
22/09/94	36	15,16	0,0020	15,16	12,250
06/10/94	37	8,23	0,0020	8,23	9,850
27/10/94	38	180,40	0,0340	180,73	73,260
23/11/94	39	23,57	0,0030	23,57	24,800
22/12/94	40	3575,65	0,1740	3575,82	584,280
05/01/95	41	738,07	0,2540	738,32	151,540
19/01/95	42	55,12	0,0120	55,13	31,880
26/01/95	43	44,85	0,0334	44,88	30,480
09/02/95	44	2896,86	2,9798	2899,84	209,790
16/02/95	45	359,49	0,4544	359,94	61,020
08/03/95	46	115,24	0,3763	115,62	42,560
24/03/95	47	7.231,64	1,5554	7.233,19	1291,460
07/04/95	48	304,85	0,1595	305,01	74,500
28/04/95	49	73,72	0,0732	73,79	28,450
12/05/95	50	143,25	0,4497	143,70	43,910

TABELA 8.3 - Granulometria do material do leito e diâmetro médio do material transportado em suspensão, no rio Atibaia. (continua)

data	amostra	Diâmetro do material contido no leito							Diam.médio mater.susp. d _m (mm)
		(mm)							
		d 10	d 16	d 35	d 50	d 65	d 84	d 90	
26/03/93	1	0,1901	0,2250	0,3099	0,3831	0,4982	0,9864	1,5527	0,100
06/04/93	2	0,1914	0,2358	0,3717	0,5346	0,8788	2,7696	3,8186	0,046
20/04/93	3	0,2413	0,2942	0,4756	0,6787	1,0423	2,9615	4,1083	0,042
04/05/93	4	0,2150	0,2731	0,5319	0,8596	1,3714	3,2359	4,2174	0,050
18/05/93	5	0,2438	0,2838	0,4004	0,5062	0,6444	0,9686	1,2278	0,085
01/06/93	6	0,3250	0,4049	0,7046	1,0212	1,4648	2,4995	3,1283	0,051
08/06/93	7	0,2739	0,3173	0,4501	0,5723	0,7349	1,1334	1,4175	0,116
15/06/93	8	0,2913	0,3424	0,4961	0,6368	0,8333	1,4373	3,7813	0,070
22/06/93	9	0,3631	0,4398	0,6924	0,9737	1,4971	4,4710	4,9443	0,091
29/06/93	10	0,3159	0,3700	0,5233	0,6591	0,8466	1,4034	1,9965	0,052
06/07/93	11	0,2974	0,3554	0,5556	0,7825	1,2217	4,0998	4,7462	0,014
21/07/93	12	0,2954	0,3569	0,5579	0,7649	1,0896	3,3301	4,4951	0,078
03/08/93	13	0,2713	0,3215	0,4792	0,6339	0,8690	3,9004	4,7006	0,174
17/08/93	14	0,2682	0,3156	0,4729	0,6420	0,9158	2,3010	4,0229	0,043
31/08/93	15	0,2759	0,3239	0,4846	0,6584	0,9507	2,1708	3,1594	0,052
21/09/93	16	0,2396	0,2743	0,3720	0,4669	0,6067	0,9990	1,4501	0,059
28/09/93	17	0,3138	0,3651	0,5098	0,6357	0,8044	1,2855	1,7734	0,046
05/10/93	18	0,2811	0,3350	0,5101	0,6896	0,9742	4,7689	5,1137	0,070
21/10/93	19	0,3089	0,3705	0,5460	0,7094	0,9575	3,6294	4,6160	0,046
28/10/93	20	0,2926	0,3488	0,5014	0,6301	0,7991	1,2395	1,6422	0,071
04/11/93	21	0,3419	0,4434	0,8363	1,2552	2,1381	4,5168	4,9613	0,056
09/11/93	22	0,3036	0,3918	0,7506	1,1524	1,8713	4,2733	4,8231	0,111
20/12/93	23	0,2994	0,3552	0,5065	0,6349	0,8050	1,2634	1,7053	0,065
10/02/94	24	0,2711	0,3222	0,4660	0,5874	0,7430	1,1120	1,3704	0,052
29/03/94	25	0,2481	0,2968	0,4376	0,5634	0,7313	1,1832	1,6554	0,014

TABELA 8.3 - Granulometria do material do leito e diâmetro médio do material transportado em suspensão, no rio Atibaia. (conclusão)

data	amostra	Diâmetro do material contido no leito							Diam. médio
		(mm)							mater. susp.
		d 10	d 16	d 35	d 50	d 65	d 84	d 90	d _m (mm)
19/04/94	26	0,2392	0,2855	0,4206	0,5504	0,7353	1,3438	2,2621	0,028
06/05/94	27	0,2316	0,2792	0,4146	0,5378	0,7045	1,2021	4,4318	0,025
20/05/94	28	0,2455	0,2905	0,4133	0,5176	0,6483	0,9456	1,1954	0,053
17/06/94	29	0,2381	0,2783	0,3852	0,4775	0,5926	0,8275	0,9760	0,029
01/07/94	30	0,2665	0,3104	0,4308	0,5287	0,6470	0,8896	1,0517	0,019
15/07/94	31	0,2257	0,2665	0,3711	0,4665	0,5954	0,8889	1,0952	0,023
29/07/94	32	0,2834	0,3367	0,4987	0,6493	0,8724	1,6607	2,2951	0,022
12/08/94	33	0,2818	0,3228	0,4495	0,5691	0,7337	1,2345	2,1751	0,027
26/08/94	34	0,2670	0,3042	0,4130	0,5089	0,6291	0,8811	1,0471	0,026
08/09/94	35	0,2766	0,3165	0,4356	0,5428	0,6817	1,0096	1,2660	0,150
22/09/94	36	0,2127	0,2516	0,3562	0,4522	0,5839	0,8881	1,0994	0,022
06/10/94	37	0,2703	0,3145	0,4483	0,5735	0,7431	1,1806	1,5231	0,018
27/10/94	38	0,2643	0,3305	0,5330	0,7293	1,0112	1,7873	3,1450	0,014
23/11/94	39	0,2957	0,3442	0,4825	0,6010	0,7544	1,1379	1,4460	0,016
22/12/94	40	0,3164	0,3731	0,5473	0,7131	0,9494	1,5961	2,5138	0,028
05/01/95	41	0,3164	0,3731	0,5473	0,7131	0,9494	1,5961	2,5138	0,025
19/01/95	42	0,2241	0,2696	0,4075	0,5720	0,8956	4,1741	4,7902	0,015
26/01/95	43	0,2946	0,3378	0,4626	0,5686	0,7023	1,0178	1,2793	0,023
09/02/95	44	0,1701	0,2543	0,5503	0,8215	1,2511	4,8381	5,1525	0,023
16/02/95	45	0,2138	0,2558	0,4134	0,5931	0,8804	1,7847	2,6987	0,018
08/03/95	46	0,1756	0,2008	0,2954	0,4112	0,5963	1,2030	1,8494	0,023
24/03/95	47	0,1668	0,2054	0,3877	0,6540	1,1364	2,9728	4,0255	0,018
07/04/95	48	0,1531	0,1669	0,2088	0,2511	0,3314	0,7192	1,0959	0,012
28/04/95	49	0,1529	0,1656	0,2045	0,2432	0,3217	0,9100	1,4358	0,024
12/05/95	50	0,1554	0,1718	0,2270	0,3171	0,6535	1,5515	2,7876	0,026

TABELA 8.4 - Fator de atrito de Darcy-Weissbach, coeficiente de rugosidade de Manning e constante de Von Karman. Não considerando as deformações do leito do rio Atibaia.(continua)

data	amostra	Q (m ³ /s)	S.10 ⁻⁴ (m/m)	U.K _{S1} /V	não considerando deformações do leito			
					f	n	K1	K2
26/03/93	1	31,69	1,972	19644,23	0,0516	0,0270	0,204	1,071
06/04/93	2	21,73	1,972	25207,59	0,0656	0,0296	0,160	1,185
20/04/93	3	16,78	1,850	30038,31	0,0838	0,0331	0,132	1,324
04/05/93	4	22,67	2,139	43121,35	0,0784	0,0326	0,086	1,303
18/05/93	5	13,12	1,638	20587,22	0,1029	0,0364	0,276	1,445
01/06/93	6	40,92	2,306	59468,37	0,0503	0,0271	0,060	1,077
08/06/93	7	23,11	1,638	24700,72	0,0532	0,0267	0,117	1,058
15/06/93	8	17,02	1,805	27709,80	0,0754	0,0313	0,128	1,250
22/06/93	9	16,90	1,805	41771,53	0,0729	0,0307	0,016	1,227
29/06/93	10	9,47	1,638	24635,86	0,1229	0,0387	0,152	1,552
06/07/93	11	8,27	0,969	22624,94	0,0950	0,0341	0,040	1,336
21/07/93	12	7,03	0,802	19540,28	0,0896	0,0328	0,025	1,278
03/08/93	13	3,73	0,635	13697,40	0,1774	0,0453	0,360	1,759
17/08/93	14	5,93	0,301	9740,15	0,0393	0,0215	0,024	0,807
31/08/93	15	6,14	0,468	13229,82	0,0850	0,0322	0,084	1,226
21/09/93	16	10,94	1,471	17372,64	0,1077	0,0368	0,304	1,460
28/09/93	17	38,11	2,306	35249,36	0,0448	0,0251	0,107	1,011
05/10/93	18	14,02	1,471	25924,87	0,0727	0,0303	0,083	1,206
21/10/93	19	22,83	1,888	32587,01	0,0592	0,0281	0,088	1,123
28/10/93	20	28,94	2,056	31880,33	0,0559	0,0278	0,122	1,109
04/11/93	21	7,25	0,802	32449,61	0,0917	0,0333	-0,126	1,289
09/11/93	22	9,90	1,304	38872,01	0,0920	0,0336	-0,084	1,331
20/12/93	23	21,41	1,972	30707,99	0,0748	0,0319	0,157	1,267
10/02/94	24	52,61	0,802	21157,43	0,0154	0,0152	0,062	0,580
29/03/94	25	37,70	1,970	34308,40	0,0980	0,0394	0,439	1,485

ABELA 8.4 - Fator de atrito de Darcy-Weissbach, coeficiente de rugosidade de Manning e a constante de Von Karman. Não considerando as deformações do leito do rio Atibaia. (conclusão)

data	amostra	Q (m ³ /s)	S.10 ⁻⁴ (m/m)	u*KS1/v	não considerando deformações do leito			
					f	n	K1	K2
19/04/94	26	20,10	1,300	23823,67	0,0977	0,0376	0,350	1,415
06/05/94	27	12,10	0,960	18811,70	0,1331	0,0430	0,585	1,607
20/05/94	28	12,60	1,140	19729,60	0,1457	0,0450	0,792	1,695
17/06/94	29	12,80	0,720	14409,02	0,0893	0,0352	0,308	1,298
01/07/94	30	13,71	1,140	20763,53	0,1482	0,0458	0,872	1,715
15/07/94	31	10,60	0,640	13272,00	0,1131	0,0396	0,469	1,456
29/07/94	32	13,98	1,140	25407,27	0,1403	0,0446	0,572	1,664
12/08/94	33	6,91	0,470	13658,17	0,1753	0,0490	1,550	1,778
26/08/94	34	9,44	0,620	14577,90	0,1573	0,0471	1,102	1,715
08/09/94	35	10,93	0,800	17792,83	0,1611	0,0477	1,157	1,765
22/09/94	36	14,32	1,300	19439,55	0,1825	0,0513	3,125	1,926
06/10/94	37	9,67	0,470	14090,22	0,1042	0,0381	0,328	1,379
27/10/94	38	28,50	1,220	33650,85	0,0841	0,0360	0,254	1,339
23/11/94	39	11,00	0,470	14878,16	0,0843	0,0344	0,227	1,245
22/12/94	40	70,83	2,140	53571,45	0,0880	0,0500	0,403	1,465
05/01/95	41	56,37	2,306	51197,34	0,0887	0,0385	0,357	1,451
19/01/95	42	20,01	1,471	26692,59	0,1216	0,0422	0,520	1,584
26/01/95	43	17,03	1,470	26171,23	0,1520	0,0469	0,943	1,772
09/02/95	44	159,82	1,140	52181,13	0,0262	0,0226	0,400	0,811
16/02/95	45	68,19	2,470	45590,17	0,0806	0,0372	0,380	1,396
08/03/95	46	31,34	1,720	22591,43	0,0994	0,0392	0,539	1,477
24/03/95	47	64,81	1,800	42914,97	0,0651	0,0334	0,272	1,238
07/04/95	48	47,36	1,970	15838,47	0,0783	0,0356	0,544	1,341
28/04/95	49	29,99	1,800	13476,41	0,1035	0,0398	0,772	1,504
12/05/95	50	37,76	1,800	18216,01	0,0822	0,0359	0,490	1,349

TABELA 8.5 - Fator de atrito de Darcy-Weissbach, coeficiente de rugosidade de Manning e constante de Von Karman. Considerando as deformações do leito do rio Atibaia.(continua)

data	amostra	Q (m ³ /s)	S.10 ⁻⁴ (m/m)	u.K _{S1} /v	considerando as deformações do leito			
					f'	n'	K3	K4
26/03/93	1	31,69	1,972	19644,23	0,011	0,014	0,403	0,409
06/04/93	2	21,73	1,972	25207,59	0,012	0,017	0,400	0,535
20/04/93	3	16,78	1,850	30038,31	0,012	0,019	0,403	0,835
04/05/93	4	22,67	2,139	43121,35	0,013	0,020	0,401	0,723
18/05/93	5	13,12	1,638	20587,22	0,011	0,017	0,398	1,227
01/06/93	6	40,92	2,306	59468,37	0,013	0,018	0,397	0,434
08/06/93	7	23,11	1,638	24700,72	0,012	0,016	0,401	0,533
15/06/93	8	17,02	1,805	27709,80	0,012	0,017	0,398	0,798
22/06/93	9	16,90	1,805	41771,53	0,013	0,020	0,401	0,852
29/06/93	10	9,47	1,638	24635,86	0,011	0,019	0,397	1,810
06/07/93	11	8,27	0,969	22624,94	0,012	0,020	0,401	1,770
21/07/93	12	7,03	0,802	19540,28	0,012	0,019	0,397	1,960
03/08/93	13	3,73	0,635	13697,40	0,011	0,022	0,400	11,967
17/08/93	14	5,93	0,301	9740,15	0,012	0,016	0,399	1,291
31/08/93	15	6,14	0,468	13229,82	0,012	0,019	0,400	2,147
21/09/93	16	10,94	1,471	17372,64	0,011	0,018	0,403	1,336
28/09/93	17	38,11	2,306	35249,36	0,012	0,015	0,401	0,363
05/10/93	18	14,02	1,471	25924,87	0,012	0,018	0,402	0,903
21/10/93	19	22,83	1,888	32587,01	0,012	0,017	0,399	0,583
28/10/93	20	28,94	2,056	31880,33	0,012	0,016	0,397	0,503
04/11/93	21	7,25	0,802	32449,61	0,013	0,023	0,396	2,396
09/11/93	22	9,90	1,304	38872,01	0,013	0,023	0,399	1,674
20/12/93	23	21,41	1,972	30707,99	0,012	0,017	0,400	0,695
10/02/94	24	52,61	0,802	21157,43	0,013	0,012	0,404	0,271
29/03/94	25	37,70	1,970	34308,40	0,012	0,016	0,402	0,888

TABELA 8.5 - Fator de atrito de Darcy-Weissbach, coeficiente de rugosidade de Manning e constante de Von Karman. Considerando as deformações do leito do rio Atibaia. (conclusão)

data	amostra	Q (m ³ /s)	S.10 ⁻⁴ (m/m)	u.K _{S1} /v	considerando as deformações do leito			
					f'	n'	K3	K4
19/04/94	26	20,10	1,300	23823,67	0,011	0,016	0,398	1,130
06/05/94	27	12,10	0,960	18811,70	0,011	0,018	0,399	2,457
20/05/94	28	12,60	1,140	19729,60	0,011	0,018	0,403	2,725
17/06/94	29	12,80	0,720	14409,02	0,011	0,016	0,403	1,395
01/07/94	30	13,71	1,140	20763,53	0,011	0,018	0,400	2,782
15/07/94	31	10,60	0,640	13272,00	0,011	0,017	0,398	2,029
29/07/94	32	13,98	1,140	25407,27	0,012	0,018	0,399	2,572
12/08/94	33	6,91	0,470	13658,17	0,011	0,020	0,402	8,723
26/08/94	34	9,44	0,620	14577,90	0,011	0,018	0,402	5,112
08/09/94	35	10,93	0,800	17792,83	0,011	0,019	0,403	4,738
22/09/94	36	14,32	1,300	19439,55	0,011	0,018	0,399	5,453
06/10/94	37	9,67	0,470	14090,22	0,012	0,017	0,402	2,496
27/10/94	38	28,50	1,220	33650,85	0,012	0,017	0,401	0,978
23/11/94	39	11,00	0,470	14878,16	0,012	0,017	0,399	1,820
22/12/94	40	70,83	2,140	53571,45	0,013	0,016	0,402	0,707
05/01/95	41	56,37	2,306	51197,34	0,013	0,016	0,400	0,710
19/01/95	42	20,01	1,471	26692,59	0,012	0,018	0,400	1,524
26/01/95	43	17,03	1,470	26171,23	0,011	0,018	0,400	2,688
09/02/95	44	159,82	1,140	52181,13	0,014	-0,430	0,399	0,284
16/02/95	45	68,19	2,470	45590,17	0,013	0,016	0,402	0,559
08/03/95	46	31,34	1,720	22591,43	0,011	0,015	0,399	0,900
24/03/95	47	64,81	1,800	42914,97	0,013	0,016	0,402	0,494
07/04/95	48	47,36	1,970	15838,47	0,011	0,013	0,403	0,616
28/04/95	49	29,99	1,800	13476,41	0,011	0,014	0,400	0,916
12/05/95	50	37,76	1,800	18216,01	0,012	0,015	0,401	0,556

TABELA 8.6 - Velocidade de escoamento no rio Atibaia. Vários autores.
(continua)

data	amostra	W_0 (m/s)	R/d_{50}	$\frac{S}{\Delta\gamma_s/\gamma_f}$ $\times 10^{-4}$	tipos de deformação	U_1 (m/s)	U_2 (m/s)	U_3 (m/s)
26/03/93	1	0,049	3549,99	1,20	rugos-dunas	0,011	0,637	0,429
06/04/93	2	0,065	2151,14	1,20	rugos-dunas	0,010	0,539	0,351
20/04/93	3	0,077	1591,28	1,12	rugos-dunas	0,013	0,482	0,340
04/05/93	4	0,089	1396,00	1,30	rugos-dunas	0,016	0,534	0,380
18/05/93	5	0,062	2034,77	0,99	rugos-dunas	0,007	0,461	0,377
01/06/93	6	0,099	1468,86	1,40	rugos-dunas	0,022	0,625	0,441
08/06/93	7	0,068	2026,91	0,99	rugos-dunas	0,010	0,489	0,374
15/06/93	8	0,074	1680,28	1,09	rugos-dunas	0,008	0,478	0,378
22/06/93	9	0,096	1068,09	1,09	rugos-dunas	0,009	0,437	0,331
29/06/93	10	0,075	1319,98	0,99	rugos-dunas	0,006	0,394	0,328
06/07/93	11	0,084	1124,60	0,59	rugos-dunas	0,006	0,297	0,246
21/07/93	12	0,083	1085,11	0,49	rugos-dunas	0,006	0,261	0,226
03/08/93	13	0,073	1183,15	0,38	sem movim.	0,004	0,224	0,189
17/08/93	14	0,074	1214,95	0,18	sem movim.	0,004	0,296	0,204
31/08/93	15	0,075	1336,57	0,28	sem movim.	0,005	0,398	0,274
21/09/93	16	0,058	2056,11	0,89	rugos-dunas	0,006	0,422	0,349
28/09/93	17	0,074	2139,37	1,40	rugos-dunas	0,016	0,634	0,412
05/10/93	18	0,078	1421,11	0,89	rugos-dunas	0,011	0,401	0,292
21/10/93	19	0,079	1606,99	1,14	rugos-dunas	0,013	0,501	0,345
28/10/93	20	0,073	2015,55	1,25	rugos-dunas	0,016	0,573	0,412
04/11/93	21	0,112	677,18	0,49	sem movim.	0,010	0,244	0,243
09/11/93	22	0,106	772,30	0,79	rugos-dunas	0,010	0,326	0,285
20/12/93	23	0,073	1905,81	1,20	rugos-dunas	0,013	0,542	0,426
10/02/94	24	0,070	2808,99	0,49	rugos-dunas	0,015	0,808	0,486
29/03/94	25	0,067	3407,88	1,19	transição	0,013	0,752	0,784

TABELA 8.6 - Velocidade de escoamento no rio Atibaia. Vários autores.
(conclusão)

data	amostra	W_0 (m/s)	R/d ₅₀	$\frac{S}{\Delta \gamma_s / \gamma_f}$ $\times 10^{-4}$	tipos de deformação	U ₁ (m/s)	U ₂ (m/s)	U ₃ (m/s)
19/04/94	26	0,066	2670,78	0,79	rugos-dunas	0,009	0,513	0,577
06/05/94	27	0,065	2417,26	0,58	rugos-dunas	0,007	0,408	0,486
20/05/94	28	0,063	2511,59	0,69	rugos-dunas	0,007	0,447	0,528
17/06/94	29	0,059	2701,57	0,44	rugos-dunas	0,005	0,672	0,682
01/07/94	30	0,064	2610,18	0,69	rugos-dunas	0,005	0,870	0,884
15/07/94	31	0,058	2765,27	0,39	rugos-dunas	0,006	0,636	0,628
29/07/94	32	0,075	2109,96	0,69	rugos-dunas	0,009	0,446	0,558
12/08/94	33	0,068	2196,45	0,28	rugos-dunas	0,004	0,517	0,540
26/08/94	34	0,062	2652,78	0,38	rugos-dunas	0,005	0,636	0,682
08/09/94	35	0,066	2523,95	0,48	rugos-dunas	0,005	0,722	0,724
22/09/94	36	0,057	3206,55	0,79	transição	0,006	0,525	0,610
06/10/94	37	0,068	2284,22	0,28	rugos-dunas	0,005	0,532	0,552
27/10/94	38	0,081	2440,70	0,74	rugos-dunas	0,014	0,539	0,607
23/11/94	39	0,071	2212,98	0,28	rugos-dunas	0,007	0,534	0,550
22/12/94	40	0,079	3772,26	1,30	transição	0,032	0,943	0,955
05/01/95	41	0,079	3197,31	1,40	rugos-dunas	0,022	0,877	0,884
19/01/95	42	0,068	2639,86	0,89	rugos-dunas	0,009	0,552	0,575
26/01/95	43	0,068	2585,30	0,89	rugos-dunas	0,009	0,543	0,635
09/02/95	44	0,087	4394,40	0,69	rugos-dunas	0,032	0,818	0,705
16/02/95	45	0,070	4113,98	1,50	transição	0,017	0,979	0,912
08/03/95	46	0,052	4353,11	1,04	rugos-dunas	0,010	0,707	0,697
24/03/95	47	0,075	3730,89	1,09	rugos-dunas	0,036	0,823	0,778
07/04/95	48	0,029	8203,90	1,19	transição	0,010	0,901	0,801
28/04/95	49	0,027	7154,61	1,09	transição	0,007	0,774	0,711
12/05/95	50	0,040	5897,19	1,09	transição	0,009	0,777	0,716