

Avaliação de Métodos de Cálculo do Transporte de Sedimentos em um Pequeno Rio Urbano

Juliana Scapin, João Batista Dias de Paiva, Fábio A. Beling

Departamento de Hidráulica e Saneamento - UFSM - Santa Maria, RS

julianascapin@yahoo.com.br, paiva@ct.ufsm.br, fabiobelting@gmail.com

Recebido: 13/01/06 - revisado: 27/10/06 - aceito: 17/10/07

RESUMO

Este trabalho apresenta os resultados da avaliação dos métodos de Meyer Peter & Müller(1948), Einstein(1950), Einstein Modificado por Colby e Hembree (1955), Colby (1957), Engelund e Hansen (1967), Yang (1973), Ackers e White (1973), Van Rijn (1984), Karim (1998) e Cheng (2002), para o cálculo da descarga sólida em rios, utilizando resultados de treze medições de descargas líquidas e sólidas, realizadas durante eventos chuvosos, no período entre Dezembro de 2003 e Novembro de 2004, em um córrego urbano na cidade de Santa Maria – RS. Para avaliar a qualidade dos resultados foram utilizados a relação entre os valores calculados e medidos e o índice de dispersão proposto por Aguirre et al. (2004), que estabelece um valor máximo de 10 como critério de aceitação. Os métodos de Einstein Modificado por Colby e Hembree (1955) e Colby (1957), que incorporam dados medidos de concentração de sedimentos em suspensão, obtiveram os melhores resultados, com relações entre a descarga calculada e a descarga medida de 1,01 e 1,33 e índices de dispersão de 0,14 e 0,39, respectivamente. Dos métodos de estimativa indireta da descarga total de sedimentos, o método de Yang foi o que apresentou os melhores resultados com a relação entre a descarga calculada e a descarga medida de 1,41 e índice de dispersão de 3,08. Os métodos de Karim (1998) e Ackers e White (1973) subestimaram os resultados, com as relações entre as descargas calculadas e as descargas medidas de 0,65 e 0,59 e índices de dispersão de 3,21 e 3,28, respectivamente. O método de Van Rijn (1984) superestimou os resultados com relação entre a descarga calculada e a descarga medida de 2,97 e índice de dispersão de 6,89. O método de Engelund e Hansen (1967) apresentou relações entre a descarga calculada e a descarga medida de 4,35 e índices de dispersão de 17,04, não se aplicando, portanto, ao caso estudado, segundo o critério do índice de dispersão proposto por Aguirre et al.(2004) Os métodos de estimativa da descarga sólida transportada por arraste de fundo não apresentaram resultados satisfatórios e, não se aplicam ao caso em estudo, segundo o critério do índice de dispersão proposto por Aguirre et al.(2004).

Palavras-chave: Hidrossedimentometria, Transporte de Sedimentos, Métodos de Cálculo.

INTRODUÇÃO

Diversos são os problemas ocasionados pela deposição de sedimentos no leito de rios, lagos e reservatórios. A erosão, o transporte e a deposição de sedimentos são processos naturais que podem sofrer desequilíbrio com a ação do homem. A retirada da vegetação, o manejo inadequado do solo e a ocupação urbana acelerada próximos às margens de rios são alguns dos fatores que prejudicam o homem e o meio ambiente. O depósito de sedimentos pode ocasionar o aumento da ocorrência de enchentes, reduzir a vida útil de reservatórios, prejudicar a prática da navegação e elevar os custos de tratamento da água, entre outros. Os custos para desassorear o leito de um rio, lago ou reservatório são elevados e por isso medidas preventivas acompanhadas de um

monitoramento sedimentométrico adequado são recomendadas.

O objetivo deste trabalho foi determinar a descarga de sedimentos no Arroio Cancela, na cidade de Santa Maria, RS visando obter informações para avaliar, dentre os principais métodos de cálculo de transporte de sedimentos em rios, os que melhor se adaptam ao caso estudado. Os resultados obtidos através da aplicação dos métodos foram comparados com os resultados medidos nas campanhas, por meio de dois parâmetros: a relação entre a descarga de sedimentos calculada pelos métodos e a descarga medida (r) e o índice de dispersão (ID), apresentado por Aguirre Pe et alli em 2004. O método será tanto melhor quanto mais próxima de um for a relação (r) e quanto mais próximo de zero for o valor de (ID). Valores de ID maiores que 10 indicam que o método não se aplica.

METODOLOGIA

O trabalho foi desenvolvido em uma seção do Arroio Cancela, afluente do Arroio Cadena, em Santa Maria, RS, que drena uma área de 4,92km², perímetro de 9,52km, desnível entre nascente e exutório de 161m e declividade média da bacia de 9,91%. O uso do solo predominante é a ocupação urbana. A estação de medição está localizada nas coordenadas 29°42'27,03"S e 53°48'46,35"W.

As medidas de velocidade, para obtenção da vazão, foram feitas com molinete hidrométrico em verticais espaçadas entre si de cinquenta centímetros, onde também foram coletadas amostras de sedimentos em suspensão com amostrador USDH-48 (AMS-1) para determinação da concentração e granulometria. As medidas diretas da descarga de fundo foram feitas com amostrador modelo Helley Smith a ¼, ½ e ¾ da largura da seção de medição. A amostragem do material de leito foi feita com amostrador tipo US-BMH-53.

A declividade da linha d'água foi calculada pela fórmula de Manning, com n=0,070.

As análises, em laboratório, da concentração de sedimentos em suspensão, bem como da granulometria foram realizadas pelos métodos do tubo de retirada pelo fundo e pelo método da pipetagem, descritos por Carvalho (1994). Para a determinação da granulometria do material de leito, foram realizados ensaios de peneiramento e sedimentação, os quais forneceram os seguintes diâmetros característicos: D90=2,4mm, D84=1,20mm, D65=0,65mm, D50=0,50mm, D35=0,35mm, D16=0,20mm.

Métodos de cálculo da descarga de sedimentos a partir de medições em rios

Foram aplicados dois métodos que incorporam dados medidos de concentração de sedimentos em suspensão: Einstein Modificado por Colby e Hembree (1955) e Colby (1957), utilizando-se o Software WinTSR, desenvolvido por Paiva, Beling e Rosa (2002) a partir do Software TSR 1.0 desenvolvido por Paiva e Lago (1996). Conforme esperado, os resultados obtidos com a aplicação desses métodos assemelham-se aos resultados obtidos através das medições e estão apresentados na Tabela 2.

Métodos de estimativa indireta da descarga de fundo

Foram analisados 4 métodos de estimativa indireta da descarga de fundo: Método de Meyer

Peter e Müller (1948), Einstein (1950), Van Rijn (1984) e Cheng (2002) e 5 métodos de estimativa indireta da descarga total de material de fundo, a saber: Engelund e Hansen(1967), Yang (1973), Ackers e White(1973), Van Rijn (1984) e Karim (1998), cuja descrição sucinta é apresentada a seguir:

Método de Meyer Peter e Müller (1948)

A fórmula de Meyer-Peter e Muller (1948), para o cálculo da descarga de sedimentos por arrasto de fundo, foi desenvolvida a partir de experimentos com partículas de areia de tamanhos uniformes, partículas de areia de diferentes tamanhos, cascalho natural, lignita e barita. Baseia-se nas seguintes hipóteses:

- Que a declividade da linha de energia é uma característica da iteração entre o movimento sólido e o líquido de um escoamento com transporte de sedimentos. Uma dada porção de energia é consumida para o transporte sólido e a energia remanescente para o movimento líquido.
- Que os mesmos fenômenos governam o transporte de sedimentos e o início do movimento.

A sua aplicação requer o conhecimento dos seguintes parâmetros: peso específico dos sedimentos, os diâmetros característicos do material de fundo, a declividade da linha de energia, a vazão em escoamento e a forma da seção transversal do canal.

A fórmula de Meyer Peter & Muller (1948), segundo Paiva (1988) é apresentada por Simons & Senturk (1977), na forma:

$$\gamma \left[\frac{K_{st}}{K_r} \right]^{3/2} RS = 0,047 \gamma'_S D_m + 0,25 \rho^{1/3} q_b^{2/3} \quad (1)$$

sendo:

q_b- peso submerso do sedimento transportado (ton/s.m);

R - raio hidráulico do fundo (m);

S - gradiente de energia (m/m);

γ - peso específico da água (ton/m³);

γ'_s- peso específico do sedimento submerso (ton/m³);

ρ = massa específica da água (UTM/m³/1000)

K_{st}- coeficiente de rugosidade de Strickler, dado pela equação:

$$K_{st} = \left(\frac{U^2}{S R \frac{4}{3}} \right)^{1/2} \quad (2)$$

sendo:

U – velocidade média do escoamento;

Kr – coeficiente de rugosidade devido à força de cisalhamento dado pela equação:

$$K_r = \frac{26}{D_{90}^2} \quad (3)$$

D₉₀ - diâmetro do sedimento maior que 90% do material de fundo (m);

D_m - diâmetro médio do material de fundo, calculado pela equação:

$$D_m = \frac{\sum D \cdot i_b}{100} \quad (4)$$

D - diâmetro médio de uma faixa de diâmetros (m);

i_b - porcentagem do material do leito, correspondente ao diâmetro D;

Método de Einstein (1950)

Einstein (1950) desenvolveu um método para estimar a descarga de material de fundo, para diferentes vazões, a partir dos dados para a seção transversal e de amostras de material de fundo, em um trecho selecionado de rio, com escoamento uniforme, com base no conceito de probabilidade de remoção, definida por Einstein (1950) como a fração do tempo durante o qual, em qualquer lugar, a força de sustentação instantânea excede o peso da partícula, ou seja, a probabilidade da relação entre o peso efetivo da partícula e a força de sustentação instantânea ser menor que 1.

Einstein (1950) assumiu ainda que a espessura da camada de fundo é duas vezes maior que o diâmetro representativo do grão do material de fundo e que dentro dessa camada, que é a fonte de material em suspensão, é impossível a existência de material em suspensão. Seu método tem servido de base para diversos pesquisadores que utilizaram seus conceitos para desenvolvimento de outros métodos de cálculo de transporte de sedimentos

A função de carga de fundo de Einstein(1950) é expressa, em Simons e Senturk (1977), pela equação:

$$\Phi_* = \frac{i_b \cdot q_b}{i_b \cdot g \cdot \rho_s} \sqrt{\frac{\rho}{\rho_s - \rho}} \cdot \sqrt{\frac{1}{g \cdot D^3}} \quad (5)$$

Onde:

Φ*: intensidade de transporte de carga de fundo por unidade de largura para uma fração de grão individual, ou função de taxa de transporte, que é uma medida adimensional do transporte de fundo e é independente do tamanho da corrente. Se Φ* é igual em dois escoamentos diferentes, as duas taxas de transporte de carga de fundo são dinamicamente semelhantes.

A descrição detalhada da metodologia de aplicação do Método de Einstein (1950) pode ser encontrada em Simons e Senturk (1977). No presente trabalho, foi utilizado o Software WinTSR, desenvolvido por Paiva, Beling e Rosa (2002) a partir do Software TSR 1.0 desenvolvido por Paiva e Lago (1996).

Método de Engelund e Hansen (1967)

A fórmula de Engelund e Hansen (1967), usa o conceito de potência da corrente e o princípio da similaridade. Os autores restringem o uso da equação para materiais de leito que possuam diâmetro médio maior do que 0,15mm e não recomendam a equação para fundo com rugas.

De acordo com Paiva (1988), Engelund e Hansen fizeram uma análise com base em condições de similaridade para prever o fator de atrito. Separaram o gradiente de energia em: uma declividade devido à rugosidade dos grãos e outra devido às formas de fundo. As hipóteses de semelhança, quando em duas correntes dinamicamente semelhantes, foram: a tensão de atrito devido aos grãos deve ser a mesma e a perda por expansão, devido à rugosidade de forma, é a mesma fração da perda total de energia.

Para aplicação deste método, é necessário o conhecimento de: peso específico do sedimento em ton/m³ (γs); peso específico da água em ton/m³ (γ); velocidade média do escoamento em m/s (U); diâmetro da partícula, para o qual 50% do material do leito são mais finos (D50); aceleração da gravidade em m/s² (g); raio hidráulico em m (Rh); declividade da linha d'água em m/m (S) e largura da superfície do canal em m (B).

A tensão de cisalhamento da corrente (τ₀) em kg/m² é determinada pela equação:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R_h \cdot S \quad (6)$$

A descarga sólida total (gs) do material transportado em kg/m.s é determinada pela equação:

$$g_s = 0,05 \cdot \gamma_s \cdot U^2 \left[\frac{D_{50}}{g(\gamma_s/\gamma - 1)} \right]^{\frac{1}{2}} \left[\frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D_{50}} \right]^{\frac{3}{2}} \quad (7)$$

Método de Yang (1973)

Yang (1973) analisou dados de laboratório e de campo e observou que a maioria dos dados analisados mostraram que a potência unitária do escoamento é um fator dominante na determinação da concentração total de sedimentos. A potência unitária do escoamento é definida como o valor da energia potencial dissipada, por unidade de peso da água, sendo expressa pelo produto da velocidade pela declividade (VS). Suas equações podem ser usadas em canais com materiais não coesivos e para qualquer tipo de forma de fundo. O mecanismo no qual frações de potência unitária do escoamento são usados para transportar sedimentos por deslizamento, rolamento, saltação e suspensão são muito complexos e dependem das condições de fluxo instantâneo. Por isso é difícil associar potência unitária do escoamento com cada modo de transporte.

O Método de Yang foi desenvolvido por meio de dados obtidos de calhas de laboratório e rios naturais. O diâmetro das partículas, segundo o autor, variou de 0,15 a 1,71 mm; a largura do canal de 0,134 a 532 m; profundidade dos canais de 0,010 a 15,2 m; temperatura da água de 0 a 34,3 °C; velocidade média da água de 0,229 a 1,97 m/s; declividade da linha d'água de 0,000043 a 0,0279 e a concentração total de sedimentos de 10 a 585 ppm.

Os dados de entrada para a aplicação do Método de Yang (1973) são: diâmetro médio do sedimento em m (D); velocidade média do escoamento em m/s (U); vazão em m³/s (Q); largura da superfície do canal em m (B); viscosidade cinemática da água em m²/s (ν); profundidade hidráulica em m (d); raio hidráulico em m (Rh) e declividade da linha d'água em m/m (S).

O equacionamento para aplicação do Método de Yang (1973) é descrito em Paiva (2001) conforme segue:

- a) Calcula-se a velocidade de cisalhamento relativa aos grãos pela equação:

$$U^* = (9,81 * Rh * S)^{0,5} \quad (8)$$

- b) Calcula-se a velocidade de queda da partícula de sedimento em suspensão (m/s) pelas equações 4 e 5:

- Para partículas maiores ou iguais a 0,1 mm, usa-se a equação de Rubey (1933):

$$W = \frac{[\frac{2}{3} \cdot g \cdot (\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1) \cdot D_i^3 + 36 \cdot \nu^2]^{(1/2)} - 6 \cdot \nu}{D_i} \quad (9)$$

- Para partículas menores do que 0,1 mm, usa-se a equação de Stokes:

$$W = \frac{1}{18} \cdot \frac{(s-1) \cdot g \cdot D_s^2}{\nu} \quad (10)$$

- c) Calcula-se a relação entre a velocidade crítica do escoamento no movimento incipiente e a velocidade de queda pela equação:

$$\frac{U_c}{W} = \frac{2,5}{\log\left(\frac{U_* \cdot D}{\nu}\right) - 0,06} + 0,66 \text{ para } 1,2 \leq \frac{U_* \cdot D}{\nu} < 70 \quad (11)$$

e:

$$\frac{U_c}{W} = 2,05 \text{ para } 70 < \frac{U_* \cdot D}{\nu} \quad (12)$$

- d) Calcula-se a concentração total de material de leito no escoamento, para grãos de diâmetro até 2mm, pela equação:

$$\log CT = 5,435 - 0,286 \cdot \log\left(\frac{W \cdot D}{\nu}\right) - 0,457 \cdot \log\left(\frac{U^*}{W}\right) + \left(1,799 - 0,409 \cdot \log\left(\frac{W \cdot D}{\nu}\right) - 0,314 \cdot \log\left(\frac{U^*}{W}\right)\right) \cdot \log\left(\frac{U \cdot S}{W} - \frac{U_c \cdot S}{W}\right) \quad (13)$$

Para grãos de diâmetro maior que 2mm, a concentração total de material de leito no escoamento é calculada pela equação:

$$\log CT = 6,681 - 0,633 \cdot \log \left(\frac{W \cdot D}{v} \right) - 4,816 \cdot \log \left(\frac{U^*}{W} \right) + \left(2,784 - 0,305 \cdot \log \frac{W \cdot D}{v} - 0,282 \cdot \log \frac{U^*}{W} \right) \cdot \log \left(\frac{U \cdot S}{W} - \frac{U_c \cdot S}{W} \right) \quad (14)$$

onde:

CT: concentração total em ppm por peso;

Uc: velocidade crítica do escoamento no movimento incipiente;

Método de Ackers e White (1973)

Ackers e White (1973) obtiveram uma função para cálculo da descarga sólida do material do leito em termos de três grupos adimensionais: um diâmetro adimensional da partícula, um parâmetro referente à mobilidade da partícula e uma taxa adimensional do transporte de sedimentos. Esta função foi obtida com base em quase mil experimentos em calhas com movimentos uniformes e aproximadamente uniformes, número de Froude menor que 0,8 e com profundidades de escoamento de até 0,4 m.

Para aplicar o Método de Ackers e White, são usados os seguintes dados de entrada: vazão em m³/s (Q); diâmetro do grão para o qual 35% do material do leito são mais finos (D₃₅); peso específico do sedimento em t/m³ (s); velocidade média do escoamento em m/s (U); profundidade do escoamento em m (Rh); declividade da linha d'água em m/m (S); viscosidade cinemática da água em m²/s (ν) e aceleração da gravidade (g).

A aplicação do Método de Ackers e White é descrita em Paiva (1988) conforme segue:

- a) Calcula-se a velocidade de cisalhamento conforme a equação:

$$U^* = (9,81 \cdot Rh \cdot S)^{0,5} \quad (15)$$

- b) Calcula-se o diâmetro adimensional do grão pela equação:

$$D_{gr} = D_{35} \left[\frac{g(s-1)}{\nu^2} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (16)$$

Para silte de diâmetro 0,04 mm, D_{gr}=1, para areias de diâmetro 2,5mm, D_{gr}=60, para sedimentos grossos D_{gr}>60 e para material fino D_{gr}<1, o método não se aplica.

- c) Calcula-se a grandeza adimensional de mobilidade da partícula pela equação:

$$F_{gr} = \frac{U_*^n}{\sqrt{g D_{35} (s-1)}} \cdot \left[\frac{U}{5,657 \cdot \log \left(\frac{\alpha \cdot d}{D_{35}} \right)} \right]^{1-n} \quad (17)$$

- d) Calcula-se a descarga sólida adimensional:

$$G_{gr} = C_A \left(\frac{F_{gr}}{A} - 1 \right)^m \quad (18)$$

sendo:

α: coeficiente, que no regime turbulento hidráulicamente rugoso tem valor igual a 10;

n: expoente de transição que depende da granulometria do sedimento;

A: valor do número de Froude no movimento incipiente;

m: expoente da função de transporte de sedimento;

C_A: coeficiente da função de transporte de sedimento.

Determina-se os valores de n, A, m e C_A pelas seguintes equações:

- Para 1 ≤ D_{gr} ≤ 60:

$$n = 1 - 0,56 \cdot \log D_{gr} \quad (19)$$

$$A = \frac{0,23}{(D_{gr})^{0,5}} + 0,14 \quad (20)$$

- Para D_{gr} > 60:

$$n = 0 \quad \text{e} \quad A = 0,17$$

- Para 1 ≤ D_{gr} ≤ 60:

$$m = \frac{9,66}{D_{gr}} + 1,34 \quad (21)$$

$$\log C_A = 2,86 \cdot \log D_{gr} - (\log D_{gr})^2 - 3,53 \quad (22)$$

- Para D_{gr} > 60:

$$m = 1,5 \quad \text{e} \quad C_A = 0,025$$

- Para D_{gr} < 1 o método não se aplica.

Calcula-se, então, a concentração de sedimentos por unidade de peso de fluido pela equação:

$$C = \frac{G_{gr.s.D_{35}}}{d} \cdot \frac{1}{\left(\frac{U^*}{U}\right)^n} \quad (23)$$

Para materiais finos, com $D_{gr} < 1$, os quais apresentam propriedades coesivas, as equações de transporte não se aplicam. Os autores afirmam que as equações não são sensíveis às formas de fundo, podendo ser aplicadas a fundos planos, com rugas e com dunas.

Método de Van Rijn (1984)

De acordo com Van Rijn (1984) o transporte de sedimentos através do escoamento da água pode se dar na forma de transporte da carga de fundo ou transporte da carga em suspensão, dependendo do tamanho e composição das partículas do leito e das condições do escoamento. Em condições naturais não há uma divisão fixa entre transporte em suspensão e transporte de fundo, então é necessário definir uma camada para representação matemática do transporte da carga de fundo.

Basicamente, distinguem-se três modos de movimentos de partículas de sedimentos: (1) rolamento e deslizamento, (2) saltos, (3) movimento em suspensão. Os movimentos de rolamento e/ou saltos se dão quando o valor da velocidade de cisalhamento supera o valor crítico do início do movimento. Van Rijn segue as definições de Bagnold (1966), onde o movimento das partículas do leito é dominado pelas forças gravitacionais, enquanto os movimentos de turbulência são considerados de menor importância. O autor calcula a máxima altura teórica do salto da partícula e assume que todas as partículas no escoamento, com altura maior que a do máximo salto teórico, são transportadas em suspensão. Segundo Van Rijn, de acordo com Bagnold, uma partícula é suspensa quando a velocidade de cisalhamento (u^*) excede a velocidade de queda (W_b). Conseqüentemente, o modo de transporte através de saltos é dominante quando a velocidade de cisalhamento é menor do que a velocidade de queda ($u^*/W_b < 1$).

Segundo Van Rijn (1984), a taxa de sedimentos pode ser descrita por dois parâmetros adimensionais: o diâmetro adimensional da partícula (D^*) e um parâmetro de transporte (T) que expressa a mobilidade da partícula em termos de estágio

de movimento relativo ao estágio crítico do início do movimento, descritos por Ackers e White (1973).

Dentre as conclusões, Van Rijn (1984) salienta que suas equações apresentaram uma estimativa confiável do transporte de fundo de partículas na faixa de 200 – 2000 microns, as quais foram baseadas em um estudo de verificação utilizando dados de campo de 580 canais. A análise mostrou que 77% dos resultados dos valores estimados estão entre 0,5 a 2 vezes os valores medidos. A concentração no nível de referência (C_a), abaixo do qual o transporte é considerado de fundo, pode ser usada para estimar a concentração de sedimentos em suspensão. Estudos sugerem que para o início da suspensão, o máximo valor da intensidade vertical da turbulência é da mesma ordem da velocidade de cisalhamento no fundo.

A seguir é apresentado o equacionamento, descrito em Paiva (2001) para a aplicação do Método de Van Rijn:

- Cálculo do número de Reynolds (Re_y):

$$Re_y = \frac{4.R_h.U}{\nu}; Re_{yb} = \frac{4.R_b.U}{\nu}; Re_{yw} = \frac{4.R_w.U}{\nu} \quad (24)$$

onde:

U : velocidade média do escoamento (m/s);

ν : viscosidade cinemática da água (m²/s);

Re_y : parâmetro adimensional dado pela relação entre a força de inércia e a força viscosa;

R_h : raio hidráulico da seção (m);

Re_{yb} : número de Reynolds relativo ao fundo;

R_b : raio hidráulico relativo ao fundo (m);

Re_{yw} : número de Reynolds relativo às paredes;

R_w : raio hidráulico relativo às paredes (m).

Experimentos feitos por Van Rijn (1984) mostraram valores de K_s (altura da rugosidade equivalente de NIKURADSE) entre 1D90 a 10D90 com valor médio de 3D90. K_s é dado pela equação:

$$K_s = 3.D_{90} \quad (25)$$

- Cálculo do fator de perda de carga (f) por iteração, pela fórmula de Colebrook (1939):

$$\frac{1}{f^{0,5}} = -0,86 \cdot \ln \left[\frac{\left(\frac{K}{4.R_h} \right)}{3,7} + \frac{2,51}{Re_y \cdot f^{0,5}} \right] \quad (26)$$

- Determinação do fator de cisalhamento relativo às paredes (fw), definido como o fator de cisalhamento em função de Rey/f, usado nos cálculos de correção das paredes laterais pelo procedimento de Vanoni e Brooks (1957):

$$\text{para } \text{Rey}/f < 5,4.10^5 \rightarrow \text{fw} = 0,476.(\text{Rey}/f)^{-0,215} \quad (27)$$

$$5,4.10^5 < \text{Rey}/f < 8.10^6 \rightarrow \text{fw} = 0,315.(\text{Rey}/f)^{-0,185} \quad (28)$$

$$\text{Rey}/f > 8.10^6 \rightarrow \text{fw} = 0,197 (\text{Rey}/f)^{-0,155} \quad (29)$$

- Cálculo do fator de cisalhamento relativo ao fundo (fb):

$$\text{fb} = f + \frac{2.d}{B} (f - \text{fw}) \quad (30)$$

- Cálculo do raio hidráulico relativo ao fundo (Rb):

$$\text{Rb} = \frac{\text{Ab}}{\text{Pb}} = \frac{\text{fb}.U^2}{8.g.s} \quad (31)$$

- Cálculo do diâmetro adimensional da partícula:

$$D_* = D_{50} \left(\frac{(s-1).g}{v^2} \right)^{1/3} \quad (32)$$

- Coeficiente de Chézy relativo aos grãos (aspereza dos grãos):

$$C = 18. \log \left(\frac{12.Rb}{3.D_{90}} \right) \quad (33)$$

- Cálculo da velocidade de cisalhamento relativa aos grãos:

$$u_*' = \left[\frac{g^{0,5}}{C'} \right].U \quad (34)$$

- Cálculo do parâmetro de mobilidade crítica (Θ_{cr}): início do movimento e suspensão das partículas:

$$\text{para } D_* \leq 4 \rightarrow \Theta_{cr} = 0,24.D_*^{-1} \quad (35)$$

$$4 < D_* \leq 10 \rightarrow \Theta_{cr} = 0,14.D_*^{-0,54} \quad (36)$$

$$10 < D_* \leq 20 \rightarrow \Theta_{cr} = 0,04.D_*^{-0,10} \quad (37)$$

$$20 < D_* \leq 150 \rightarrow \Theta_{cr} = 0,013.D_*^{0,29} \quad (38)$$

$$D_* > 150 \rightarrow \Theta_{cr} = 0,055 \quad (39)$$

- Cálculo do valor crítico para o início da suspensão das partículas, definido pela velocidade de cisalhamento crítica (ucr), pela equação:

$$\theta_{cr} = \frac{(u_{cr})^2}{(s-1)gD_{50}} \quad (40)$$

- Cálculo do parâmetro de transporte, que expressa a mobilidade da partícula em termos de estágio de movimento relativo ao estágio crítico do início do movimento:

$$T = \frac{(u_*')^2 - (u_{*cr}')^2}{(u_{*cr}')^2} \quad (41)$$

- Cálculo da descarga de fundo, em m³/s.m, para partículas na faixa de 200 a 2000 μm:

$$\frac{qb}{[(s-1).g]^{0,5}.D_{50}^{1,5}} = 0,053. \frac{T^{2,1}}{D_*^{0,3}} \quad (42)$$

- Determinação do nível de referência (a), abaixo do qual, o transporte é considerado de fundo:

$$\text{se } K_s \geq 0,01.d, \text{ então } a = K_s, \text{ senão } a = 0,01.d \quad (43)$$

- A concentração de referência (Ca), é calculada pela equação:

$$Ca = 0,015. \frac{D_{50}}{a} \cdot \frac{T^{1,5}}{D_*^{0,3}} \quad (44)$$

- Cálculo do desvio padrão geométrico do material de fundo, dado pela equação:

$$\sigma_s = 0,5 \left[\frac{D_{84}}{D_{50}} + \frac{D_{50}}{D_{16}} \right] \quad (45)$$

- Cálculo do diâmetro das partículas em suspensão (Ds): partícula representativa do diâmetro em suspensão, a qual pode ser ≤ D50 do diâmetro do material do leito:

$$\frac{D_s}{D_{50}} = 1 + 0,011.(\sigma_s - 1).(T - 25) \quad (46)$$

- Calcula-se a velocidade de queda do sedimento em suspensão pelas equações:

a) Para partículas com diâmetro menor que 100 μm , usa-se a equação de Stokes:

$$W = \frac{1}{18} \cdot \frac{(s-1) \cdot g \cdot D_s^2}{\nu} \quad (47)$$

b) Para partículas na faixa de 100 a 1000 μm , usa-se a equação de Zanke (1977), citado por Van Rijn (1984) :

$$W = 10 \cdot \frac{\nu}{D_s} \left[\left(1 + \frac{0,01 \cdot (s-1) \cdot g \cdot D_s^3}{\nu^2} \right)^{0,5} - 1 \right] \quad (48)$$

c) Para partículas maiores que 1000 μm , usa-se a equação proposta por Van Rijn (1984):

$$W = 1,1 \cdot [(s-1) \cdot g \cdot D_s]^{0,5} \quad (49)$$

- Velocidade de cisalhamento no fundo:

$$u_* = [g \cdot d \cdot S]^{0,5} \quad (50)$$

onde d é a profundidade média do escoamento.

O fator β é definido como um coeficiente relacionado à difusão das partículas de sedimento. β maior do que a unidade indica um domínio da influência das forças centrífugas. β é menor do que a unidade porque as partículas de sedimento não podem responder completamente às flutuações turbulentas da velocidade. O fator β é definido pela equação:

$$\beta = 1 + 2 \cdot \left(\frac{W}{u_*} \right)^2, \text{ para } 0,1 < \frac{W}{u_*} < 1 \quad (51)$$

O fator ϕ é definido como um fator de influência das partículas na estrutura do movimento turbulento. Fator de correção representando efeitos adicionais para cada condição hidráulica, Ca , W , u_* . O fator ϕ é definido pela equação:

$$\phi = 2,5 \cdot \left(\frac{W}{u_*} \right)^{0,8} \cdot \left(\frac{Ca}{Co} \right)^{0,4} \text{ para } 0,01 \leq \frac{W}{u_*} \leq 1 \quad (52)$$

- Cálculo do parâmetro de suspensão (Z), que expressa a influência das forças ascendentes do escoamento turbulento e as forças gravitacionais descendentes.

$$Z = \frac{W}{\beta \cdot K \cdot u_*} \quad (53)$$

- O parâmetro, Z' é calculado pela equação: (valor de suspensão modificado).

$$Z' = Z + \phi \quad (54)$$

- Cálculo de a/d

$$\text{se } a/d \leq 0,01, \text{ então } a/d = 0,01, \text{ senão } a/d \quad (55)$$

- Fator de correção da carga de sedimento em suspensão (F):

$$F = \frac{\left[\frac{a}{d} \right]^{Z'} - \left[\frac{a}{d} \right]^{1,2}}{\left[1 - \frac{a}{d} \right]^{Z'} \cdot [1,2 - Z']} \quad (56)$$

- A descarga de sedimentos em suspensão é dada por:

$$q_s = F \cdot U \cdot d \cdot ca \quad (57)$$

- A descarga total de sedimentos é calculada por:

$$q_T = q_b + q_s \quad (58)$$

Método de Karim (1998)

Karim (1998) desenvolveu uma equação para obtenção da descarga total de sedimentos por unidade de largura, tendo como princípio que a velocidade média do escoamento (m/s), a velocidade de cisalhamento no fundo (m/s) e a velocidade de queda das partículas (m/s) são as variáveis mais importantes.

O diâmetro da partícula para o qual 50% do material do leito são mais finos (D_{50}) é usado na equação de Karim (1998) para representar a granulometria do material de leito, quando esta apresenta uma graduação uniforme. Nos experimentos de Karim, D_{50} variou entre 0,137 e 28,65 mm; a concentração de sedimentos entre 20 e 49,3 ppm; a profundidade média entre 0,10 e 17,35 ft; a velocidade entre 1,04 e 9,45 ft/s; a declividade da linha d'água entre 0,00015 e 0,024, a temperatura da água entre 0,6 a 38°C e o número de Froude entre 0,09 e 2,08.

Para a aplicação do método é preciso conhecer os seguintes dados: largura da superfície do

canal em m (B); diâmetro da partícula, para o qual 50% do material do leito são mais finos (D50); profundidade hidráulica em m (d); declividade da linha d'água em m/m (S) e viscosidade cinemática da água em m²/s (ν).

A descarga total de sedimentos por unidade de largura (qs) é dada por:

$$\frac{qs}{\sqrt{g \cdot \Delta \cdot D_{50}^3}} = 0,00139 \left(\frac{V}{\sqrt{g \cdot \Delta \cdot D_{50}}} \right)^{2,97} \left(\frac{u^*}{W} \right)^{1,47} \quad (59)$$

onde:

Δ : é definido pela diferença entre o peso específico do sedimento (2,65 ton/m³) e o peso específico da água (1,00 ton/m³).

W: velocidade de queda das partículas (m/s), expressa por::

$$W = \left(\sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{g \cdot \Delta \cdot D_{50}^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{g \cdot \Delta \cdot D_{50}^3}} \right) \sqrt{g \cdot \Delta \cdot D_{50}} \quad (60)$$

Método de Cheng (2002)

O estudo de Cheng (2002) visa à possibilidade de estender algumas fórmulas de transporte de sedimentos de leito, as quais se adaptam bem para condições de cisalhamento moderadas e altas e para situações onde ocorrem transportes mais fracos.

Cheng (2002) calcula taxas de transporte de leito considerando condições de baixas a altas tensões de cisalhamento. O autor do método faz uma comparação com outros métodos, os quais não levam em consideração esta condição. Segundo o autor, para tensões de cisalhamento moderadas, a fórmula é muito próxima àquela proposta por Einstein (1950) e Meyer-Peter e Muller (1948), respectivamente; em condições onde ocorrem transportes mais fracos, a fórmula se adapta melhor às relações propostas por Einstein (1942) e Paintal (1971), citada por Cheng(2002), respectivamente..

Para aplicação do método, é necessário o conhecimento dos seguintes dados: profundidade hidráulica em m (d); declividade da linha d'água em m/m (S); diâmetro da partícula, para o qual 50% do material do leito, são mais finos (D50) e largura da superfície do canal em m (B).

Calcula-se a descarga total de sedimentos por unidade de largura (qb) pela equação:

$$\Phi = \frac{qb}{D_{50} \sqrt{\Delta \cdot g \cdot D_{50}}} \quad (61)$$

onde:

- Δ : é a densidade do sedimento submerso 1,65.

- O parâmetro adimensional da tensão de cisalhamento é dado pela equação:

$$\Theta = \frac{u_*^2}{\Delta \cdot g \cdot D_{50}} \quad (62)$$

e o parâmetro adimensional de transporte de Einstein é dado pela equação:

$$\Phi = 13\Theta^{1,5} \exp\left(-\frac{0,05}{\Theta^{1,5}}\right) \quad (63)$$

Crítérios para avaliação dos métodos estudados

Os resultados das descargas de sedimentos calculadas pelos métodos foram comparados com os resultados das descargas de sedimentos medidas.

Foram usados dois critérios para avaliar a qualidade do ajuste:

1. a razão entre a descarga de sedimentos calculada pelos métodos e a descarga medida (r);

2. o índice de dispersão (ID), proposto por Aguirre et al. (2004), conforme expresso pelas equações 64, 65 e 66. A Tabela 5 apresenta esses índices.

$$ID = \frac{MNE}{100} MPF \quad (64)$$

$$MNE = \frac{100}{n} \sum_{i=1}^n \left| \frac{x_{mi} - x_{ci}}{x_{mi}} \right| \quad (65)$$

$$MPF = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \text{maior de} \left(\frac{x_{mi}}{x_{ci}}, \frac{x_{ci}}{x_{mi}} \right) \quad (66)$$

onde:

MNE: erro médio normalizado;

MPF: fator médio de estimativa;

xmi: valores medidos das variáveis hidráulicas;

xci: valores calculados das variáveis hidráulicas.

Pelo primeiro critério, um método será tanto melhor quanto mais próximo de 1 for o valor médio de r .

Pelo segundo critério, são aceitáveis os métodos que apresentam ID com valores menores ou iguais a 10, sendo a eficiência do método tanto melhor quanto mais próximo de zero for a valor de ID.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 1 apresenta o resumo dos dados hidráulicos e geométricos da seção transversal que foram obtidos durante as medições de campo, onde:

A: área da seção transversal;
P: perímetro da seção;
Rh: raio hidráulico da seção;
S: declividade da linha d'água;
B: largura da seção;
U: velocidade média do escoamento;
d: profundidade média do escoamento;
Q: descarga líquida;
C: concentração de sedimentos em suspensão.
F. Fundo: forma de fundo de acordo com a classificação de Van Rijn (1984)
FP: fundo plano
TR: transição

Cabe observar que apesar do número pequeno de eventos, 13 eventos apenas, eles tiveram uma grande amplitude em termos de vazões e concentrações de sedimentos. As profundidades variaram de 0,37 a 2,22 m, com vazões variando 0,56 a 13,10 m³/s e concentrações de sedimentos em suspensão variando de 151 a 1619 mg/l. O experimento de maior vazão, foi realizado durante uma forte cheia, quando o córrego extrapolou a calha e passou por cima do bueiro e da estrada. Ou seja as medições cobriram desde as cotas mais baixas até as cotas mais altas no córrego em estudo e foram feitas de dezembro de um ano a novembro do ano seguinte. Os autores entendem que representam satisfatoriamente a variação das vazões do córrego, em especial que a juzante da secção de medição existe um bueiro que funciona como controle hidráulico, já que descarrega em queda livre. A variação da declividade da linha d'água indica a existência do controle.

A Tabela 2 apresenta os resultados das descargas de sedimentos medidas e calculadas. Os índices 1, 2 e 3 que precedem algumas datas indicam o número da medição realizada no mesmo dia, para diferentes descargas líquidas.

A Tabela 3 apresenta os resultados da comparação entre as descargas de fundo calculadas pelos métodos e os valores medidos. Pode se observar nessa tabela, que pelo critério da razão entre os valores calculados e os medidos, nenhum dos métodos reproduziu satisfatoriamente os valores medidos. A menor relação média foi obtida pelo Método de Meyer Peter e Müller (1948) e foi de 9,1. O mesmo ocorre quando se analisa pelo critério do índice de dispersão. O menor índice de dispersão foi obtido pelo Método de Meyer Peter & Müller, cujo valor foi de 133, muito acima do valor máximo aceitável. Nos demais métodos, os valores obtidos foram muito piores, permitindo-se concluir que os métodos testados não se aplicam como estimadores da descarga de fundo na seção estudada.

A Tabela 4 apresenta os resultados da avaliação dos métodos de estimativa da descarga total de material de leito, utilizando o critério da razão entre os valores calculados e os valores medidos.

Os resultados apresentados nas tabelas mostram que os métodos que incorporam dados medidos de concentração de sedimentos em suspensão apresentaram resultados muito bons, quando comparados com os dados medidos:

- o Método de Eintein Modificado por Colby e Hembree apresentou os melhores resultados em todos os casos, com r variando entre 0,54 a 1,32 e média de 1,01, com valor de ID igual a 0,14;
- o Método de Colby (1957) apresentou o segundo melhor resultado, com r variando entre 1,12 a 1,60 e média de 1,33 com ID igual a 0,39;

Com relação aos métodos de estimativa indireta da descarga total de material do leito, todos os métodos apresentaram resultados satisfatórios, com exceção do Método de Engelund e Hansen (1967), para o qual r variou de 0,16 a 21,40 com média de 4,38 e ID igual a 17,04.

Para os demais métodos testados, os resultados foram:

- no Método de Yang r variou entre 0,06 a 4,78 com média de 1,41 e ID igual a 3,08;
- no Método de Ackers e White r variou de 0,03 a 2,01, com média de 0,59 e ID igual a 3,28;
- no Método de Van Rijn r variou de 0,22 a 8,71, com média de 2,97 e ID igual a 6,89;

- no Método de Karim r variou de 0,04 a 2,67 com média de 0,65 e ID igual a 3,21;

Os resultados mostram que dentre os métodos de estimativa indireta da descarga total de material de fundo testados, o Método de Yang (1973) apresentou o melhor desempenho, com índice de dispersão ID = 3,08, seguido dos métodos de Karim (1998), ID = 3,21, Ackers e White (1973), com ID (3,28), Van Rijn (1984) com ID= 6,89. O Método de Engelund e Hansen (1967), com ID = 17,04, por esse critério, não se aplica ao caso em estudo, uma vez que o ID máximo admissível como aceitável é 10.

Esse resultado é conflitante com os resultados obtidos por Aguirre-Pe et al (2006) que, com base em informações de bancos de dados internacionais, analisaram 4000 fluxos de 45 canais de laboratório e rios e avaliaram o desempenho de 15 métodos distintos de previsão do transporte de sedimentos de fundo e concluíram que: “os modelos de transporte que apresentam uma melhor reprodução do transporte real em canais de laboratório e rios são os de Engelund e Hansen (1967); Aguirre-Pe et al. (2003); Sato, Kikkawa y Ashida (1958) e Karim (1998), considerando como critério de avaliação o índices de dispersão (ID)”.

Os métodos de Karim (1998) e Ackers e White (1973) subestimaram a descarga total de sedimentos, enquanto os métodos de Van Rijn (1984), Engelund e Hansen (1967) superestimaram. Tais ocorrências, possivelmente estão associadas com as condições para as quais foi desenvolvido cada método.

O desempenho pouco satisfatório do Método de Engelund e Hansen (1967) deve-se ao fato que, em 4 dos 13 experimentos realizados, a configuração do leito não é duna, pois a sua aplicação é indicada para fundo com dunas. Nos 4 maiores eventos, 3 ocorreram com fundo plano e 1 na fase de transição, segundo o critério de classificação das formas de fundo de Van Rijn(1984). Se excluirmos esses 4 experimentos, os valores de ID para cada método, tornam-se: Yang (1973), ID=1,96; Engelund e Hansen (1967), ID=2,34; VanRijn(1984), ID =3,52; Karim (1998), ID=4,04 e Ackers e White (1973), ID=4,42, fazendo com que o Método de Engelund e Hansen (1967) passe a ocupar a segunda posição no ranking.

Por outro lado, o bom desempenho do Método de Yang (1973) tem se repetido em avaliações anteriores, em diferentes condições, a saber:

Segundo o Task Committee(1982), Alonso(1980) utilizando resultados de 205 testes indivi-

duais, comparou as relações de discrepância entre o transporte de sedimento calculado e o transporte de sedimento medido, produzido pelos métodos de: Ackers e White (1973), Engelund e Hansen (1967), Laursen (1958), Meyer-Peter-Muller(1948), para o cálculo da descarga de fundo, combinado com o Método Modificado de Einstein(1955), para o cálculo da descarga em suspensão, Yang (1973), Bag-nold(1966), Meyer-Peter-Muller (1948) e Yalin (1963). Da análise, concluiu que a fórmula de Yang (1973) é a melhor equação para ser aplicada sobre toda a faixa de condições de escoamento.

Paiva (1988), com base em 22 medições de campo no rio Mogi Guaçu e em 353 séries de dados experimentais dos canais do Paquistão, fez uma avaliação de 16 dos principais métodos disponíveis na ocasião e concluiu que para o rio Mogi Guaçu, na seção e condições testadas, dentre os métodos de estimativa indireta da descarga total de material de fundo avaliados, os melhores resultados foram apresentados pelo Método de Yang (1973), seguido pelos métodos de Toffaleti (1969), Bishop(1965), Ackers & White (1973) e Van Rijn (1984) que apresentaram desempenhos semelhantes.

Por sua vez, cabe registrar que o baixo desempenho dos métodos de estimativa da descarga de fundo, tem se repetido em outras situações.

Em seus experimentos, Paiva (1988) concluiu que nenhum dos métodos avaliados estimou a descarga de fundo dentro de uma precisão aceitável. Todos os métodos seperestimaram muito a descarga transportada por arraste de fundo.

Cogollo Ponce (1990) com base em 36 experimentos de campo realizados no Rio Mogi Guaçu, em Santa Eudóxia, São Carlos- SP, somados aos 21 experimentos realizados por Paiva (1988), na mesma seção e, com 111 conjuntos de dados sedimentométricos coletados pelo DAEE- SP, avaliou 10 fórmulas de cálculo da descarga de sedimentos por arraste de fundo e concluiu que nenhum dos métodos de cálculo avaliados apresentou resultados satisfatórios para todas as faixas de taxas de transporte;

Paiva(1995) avaliou 10 fórmulas para o cálculo da descarga total de sedimentos, com base em 24 medições realizadas no Rio Atibaia-SP. Concluiu que para as condições testadas, todos os métodos apresentaram diferenças percentuais relativas aos dados medidos superiores a 50% e que para a descarga total de sedimentos calculada a partir do diâmetro D50 do grão, o método que apresentou o melhor resultado foi o de Engelund e Hansen(1967).

Tabela 1– Características hidráulicas e geométricas da seção transversal para o Arroio Cancela.

Data	A (m ²)	P (m)	Rh (m)	S (m/m) (x 10 ⁻³)	B (m)	U (m/s)	d (m)	Q (m ³ /s)	C (mg/L) (mg/L)	Forma de Fundo
15/12/2003	11,41	6,67	1,71	3,16	5,35	1,15	2,22	13,10	1183	FP
23/6/2004	4,02	6,12	0,66	3,15	5,20	0,61	0,75	2,44	848	Duna
13/7/2004	2,78	5,34	0,52	1,10	4,60	0,31	0,58	0,85	1354	Duna
29/7/2004	2,06	5,33	0,39	1,87	5,00	0,33	0,43	0,67	432	Duna
6/8/2004	4,20	5,95	0,71	3,10	4,80	0,63	0,86	2,64	1406	Duna
17/8/2004	1,80	5,07	0,35	1,92	4,65	0,31	0,37	0,56	371	Duna
10/9/2004	3,07	5,70	0,54	2,52	4,50	0,48	0,62	1,46	818	Duna
1-20/09/04	3,03	5,65	0,54	1,54	4,85	0,37	0,62	1,12	335	Duna
2-20/09/04	2,78	5,55	0,50	1,24	4,85	0,32	0,57	0,88	151	Duna
3-20/09/04	5,67	7,02	0,81	3,74	6,00	0,76	1,02	4,30	1479	TR
16/10/2004	2,46	5,66	0,43	3,24	4,89	0,46	0,54	1,14	277	Duna
1-09/11/04	4,18	5,54	0,75	8,66	4,30	1,10	0,91	4,59	1569	FP
2-09/11/04	5,93	6,54	0,91	10,96	4,95	1,40	1,19	8,31	1619	FP
Média	4,11	5,86	0,68	3,55	4,92	0,63	0,82	3,24	911	
Máximo	11,41	7,02	1,71	10,96	6,00	1,40	2,22	13,10	1619	
Mínimo	1,80	5,07	0,35	1,10	4,30	0,31	0,37	0,56	151	

Tabela 2– Descargas sólidas totais medidas e calculadas em toneladas por dia.

Data	Q _{tm}	Einstein Mod. (1955)	Colby (1957)	Engelund Hansen (1967)	Yang (1973)	Ackers e White (1973)	V. Rijn (1984)	Karim (1998)
15/12/2003	1365,8		1826,4	7541,5	2692,8	975,0	3504,8	1226,6
23/6/2004	180,7	204,2	242,7	482,8	222,8	94,4	421,3	80,2
13/7/2004	100,1	103,0	111,9	15,9	6,0	2,9	21,7	3,6
29/7/2004	25,3	28,5	32,8	28,0	10,3	5,1	46,1	5,6
6/8/2004	321,0	323,5	408,3	521,0	251,2	101,6	433,1	89,9
17/8/2004	18,0	23,7	23,7	21,2	7,5	3,9	36,7	4,2
10/9/2004	103,4	103,4	131,1	139,8	72,8	31,9	152,1	25,6
1_20/09/04	36,4	33,5	42,8	42,5	19,6	8,8	52,4	8,9
2_20/09/04	12,7	10,9	16,3	20,2	7,8	3,7	28,1	4,5
3_20/09/04	555,2	302,4	728,1	1537,7	629,6	245,4	1126,7	255,9
16/10/2004	28,5	29,3	43,0	144,5	67,3	28,6	185,8	26,6
1_09/11/04	641,6	681,9	698,6	7286,2	2117,5	909,3	3749,4	937,6
2_09/11/04	1206,6	1285,3	1932,3	25819,4	5772,3	2427,5	10514,7	3224,3
Média	269,1	260,8	367,6	3004,9	765,4	321,9	1397,3	388,9
Máximo	1206,6	1285,3	1932,3	25819,4	5772,3	2427,5	10514,7	3224,3
Mínimo	12,7	10,9	16,3	15,9	6,0	2,9	21,7	3,6

Tabela 3 – Descargas sólidas de arraste medidas e calculadas em toneladas por dia e razão entre a descarga sólida de arraste medida e calculada.

Data	Descargas sólidas de arraste. Medidas e calculadas					Razão entre a descarga sólida de arraste calculada e medida			
	Qfm	MPM (1948)	Einstein (1950)	Van Rijn (1984)	Cheng (2002)	MPM (1948)	Einstein (1950)	Van Rijn (1984)	Cheng (2002)
15/12/2003	26,48	164,0	94,6	1308,0	17665,3	6,2	3,6	49,4	667,1
23/6/2004	2,00	20,6	47,4	234,0	3352,6	10,3	23,7	117,0	1676,3
13/7/2004	0,01	0,0	0,1	9,6	389,2	0,0	12,0	956,0	38915,0
29/7/2004	0,07	0,0	0,7	24,1	611,5	0,0	9,7	344,4	8736,3
6/8/2004	0,37	21,4	48,2	227,4	3365,2	57,8	130,4	614,5	9095,2
17/8/2004	0,02	0,0	0,0	19,3	467,3	0,0	0,1	964,5	23364,5
10/9/2004	0,21	4,1	13,4	83,5	1540,4	19,3	63,8	397,6	7335,0
1_20/09/04	4,00	0,0	1,3	26,1	768,8	0,0	0,3	6,5	192,2
2_20/09/04	1,22	0,0	0,3	13,0	476,7	0,0	0,2	10,6	390,7
3_20/09/04	5,80	12,8	34,4	571,3	7982,7	2,2	5,9	98,5	1376,3
16/10/2004	1,22	4,4	14,7	105,3	1989,5	3,6	12,1	86,3	1630,7
1_09/11/04	19,55	184,6	196,0	2131,0	16967,8	9,4	10,0	109,0	867,9
2_09/11/04	43,90	435,4	395,3	5616,7	41834,8	9,9	9,0	127,9	953,0
Média	8,07	65,2	65,1	797,6	7493,2	9,1	21,6	298,6	7323,1
Máximo	43,90	435,4	395,3	5616,7	41834,8	57,8	130,4	964,5	38915,0
Mínimo	0,01	0,0	0,0	9,6	389,2	0,0	0,1	6,5	192,2

Tabela 4 – Razão (r) entre os valores da descarga de sedimentos total calculados e os medidos.

Data	Eintein Modificado (1955)	Colby (1957)	Engelund e Hansen (1967)	Yang (1973)	Ackers e White (1973)	Van Rijn (1984)	Karim (1998)
15/12/2003	-	1,34	5,52	1,97	0,71	2,57	0,9
23/6/2004	1,13	1,34	2,67	1,23	0,52	2,33	0,44
13/7/2004	1,03	1,12	0,16	0,06	0,03	0,22	0,04
29/7/2004	1,13	1,3	1,11	0,41	0,2	1,82	0,22
6/8/2004	1,01	1,27	1,62	0,78	0,32	1,35	0,28
17/8/2004	1,32	1,32	1,18	0,42	0,22	2,04	0,23
10/9/2004	1	1,27	1,35	0,7	0,31	1,47	0,25
1_20/09/04	0,92	1,17	1,17	0,54	0,24	1,44	0,24
2_20/09/04	0,86	1,28	1,59	0,62	0,29	2,21	0,35
3_20/09/04	0,54	1,31	2,77	1,13	0,44	2,03	0,46
16/10/2004	1,03	1,51	5,07	2,36	1	6,52	0,93
1_09/11/04	1,06	1,51	11,36	3,3	1,42	5,84	1,46
2_09/11/04	1,07	1,6	21,4	4,78	2,01	8,71	2,67
Média	1,01	1,33	4,38	1,41	0,59	2,97	0,65
Máxima	1,32	1,60	21,40	4,78	2,01	8,71	2,67
Mínima	0,54	1,12	0,16	0,06	0,03	0,22	0,04

Tabela 5 - Índice de dispersão (ID) para quantificar a estimativa de sedimentos proporcional a dispersão experimental.

a. Descarga Total de Material de Leito			
Método	MNE(%)	MPF	ID
Einstein Modificado (1955)	12,02	1,15	0,14
Colby (1957)	30,16	1,30	0,39
Engelund e Hansen (1967)	351,13	4,85	17,04
Yang (1973)	94,32	3,27	3,08
Ackers e White (1973)	62,68	5,24	3,28
Van Rijn (1984)	208,62	3,30	6,89
Karim (1998)	67,54	4,76	3,21
b. Descarga de Fundo			
Meyer Peter e Müller (1948)	892,53	14,88	133
Einstein (1950)	2083,01	23,79	496
Van Rijn (1984)	29798,71	298,99	89094
Cheng (2002)	732249,11	7323,49	53626198

Os resultados conflitantes nas diversas avaliações mostram que não é possível simplesmente aplicar um método de cálculo qualquer para uma determinada seção de rio. Antes disso, porém, é necessário proceder-se a levantamentos de campo, por um período determinado, que permitam definir qual o método que melhor se aplica a cada caso e a partir daí usá-lo para a estimativa do transporte de sedimentos a partir das características hidráulicas da sessão e do escoamento.

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Os resultados obtidos nas treze campanhas realizadas entre Dezembro de 2003 a Novembro de

2004 no Arroio Cancela em Santa Maria, RS, permitiram comparar os valores medidos da descarga total de sedimentos com os valores calculados pelos métodos de Meyer Peter & Müller (1948), Einstein (1950), Einstein Modificado por Colby e Hembree (1955), Colby (1957), Engelund e Hansen (1967), Yang (1973), Ackers e White (1973), Van Rijn (1984), Karim (1998) e Cheng (2002).

Conforme esperado, os métodos de Einstein Modificado por Colby e Hembree (1955) e Colby (1957), que incorporam dados medidos de concentração de sedimentos em suspensão, forneceram os melhores resultados.

Dos métodos da estimativa indireta da descarga total de sedimentos, o Método de Yang foi o que apresentou os melhores resultados, com a relação média entre a descarga calculada e a descarga medida de 1,41 e índice de dispersão de 3,08.

Os métodos de Karim (1998) e Ackers e White (1973) apresentaram bons resultados, com as relações médias entre as descargas calculadas e as descargas medidas de 0,65 e 0,59 e índices de dispersão de 3,21 e 3,28, respectivamente.

O Método de Van Rijn (1984) apresentou relação média entre a descarga calculada e a descarga medida de 2,97 e índice de dispersão de 6,89. Considerando que os índices de dispersão são aceitáveis até 10, o Método de Van Rijn pode ser considerado, porém comparado com os demais, não apresentou bons resultados.

O pior desempenho dentre os métodos de estimativa da descarga total de material de leito, considerando os treze experimentos, foi apresentado pelo Método de Engelund e Hansen (1967) que apresentou uma relação média entre a descarga calculada e a descarga medida de 4,35 e índice de dispersão de 17,04, indicando que o mesmo não pode ser aplicado para as condições avaliadas, uma vez que o valor limite para o índice de dispersão, conforme proposto por Aguirre Pe (2004), é ID = 10.

Quando se consideram apenas os eventos em que a configuração do leito foi classificada como dunas, 9 eventos, o desempenho dos métodos variam para: Yang (1973), ID=1,96; Engelund e Hansen (1967), ID=2,34; VanRijn(1984), ID =3,52; Karim (1998), ID=4,04 e Ackers e White (1973), ID=4,42, fazendo com que o Método de Engelund e Hansen (1967) passe a ocupar a segunda posição no raking.

Nenhum dos métodos de estimativa da descarga de fundo testados, Meyer Peter e Müller (1948), Einstein (1950), Van Rijn(1984) e Cheng (2002), foi capaz de estimar descarga de fundo me-

dida com precisão aceitável. O menor índice de dispersão foi obtido pelo Método de Meyer Peter e Muller e seu valor foi $ID=133$, ou seja, 13,3 vezes maior que o maior valor aceitável.

Com base nas conclusões, pode-se recomendar que sejam feitas medidas da concentração de sedimentos em suspensão para posterior aplicação dos métodos de Einstein Modificado por Colby e Hembree (1955) e Colby (1957), com o objetivo de caracterizar o transporte de sedimentos na seção em estudo. No caso da ausência de medidas da concentração de sedimentos em suspensão pode-se aplicar o Método de Yang (1973) que apresentou o melhor resultado, em relação aos demais, quando comparado com dados medidos.

As medições e coletas no campo são de fundamental importância para se obter dados reais da seção ou trecho do rio que se quer analisar. As possíveis falhas nos cálculos da descarga total de sedimentos podem estar nas medições, nas coletas, nas análises de laboratório e, talvez, em alguns métodos de cálculo. Por isso, é importante que os métodos de cálculo sejam aprimorados e adaptados para diferentes condições de campo e que se desenvolvam também novos métodos aplicáveis a estas condições, já que a maioria deles usa dados medidos em calhas de laboratório. Com objetivo de facilitar e minimizar as falhas nas coletas de sedimentos de arraste de fundo e suspensão, o desenvolvimento de novos equipamentos de medições deve ser incentivado.

AGRADECIMENTOS

A CAPES e ao CNPQ pelas bolsas fornecidas e ao CTHidro pelos recursos financeiros.

REFERÊNCIAS

- ACKERS, P. & WHITE, W.R. *Sediment Transport: New Approach and Analysis*. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, vol. 99, No.HY 11, Nov., pp.2041-2060. 1973.
- AGUIRRE-PE, J., OLIVERO, M.L. y MONCADA, A.T. "Particle densimetric Froude number for estimating sediment transport". J. Hydraul. Eng. 129(6), pp. 428-437. 2003
- AGUIRRE-PE, J.; MONCADA, A.T. e OLIVERO, M.L. Transporte de Sedimentos en Rios y Canales. In: XXI Congresso Latinoamericano de Hidráulica. IAHR, Oct., 2004, São Pedro, SP. 10p.
- AGUIRRE-PE J., MACHADO D. A., MONCADA A. T. E OLIVERO M. L. (2006). "Los Mejores Modelos de Transporte de Sedimentos." XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. IAHR .Ciudad Guayana, Venezuela, Out. 2006. 10 p. (Anais em CDrom)
- ALONSO, C. V. (1980), "Selecting a Formula to Estimate Sediment Transport Capacity in Non-Vegetated Channels" CREAMS: A Field Scale Model for Chemicals, Runoff, Erosion from Agricultural Management Systems. Conservation Research Report no. 26, United States Department of Agriculture, pp. 426-435.
- BAGNOLD, R. A. (1966), "An Approach to the Sediment Transport Problem from General Physics", U. S. Geological Survey, Proc. Paper 442.1, Washington.
- BISHOP, A. A. , SIMONS, D. B. & RICHARDSON, E. V. (1965), "Total Bed-Material Transport", Journal of the Hydraulics Division, ASCE, vol. 91, no. HY2, March, pp. 175-191. 1965
- CARVALHO, N. O. Hidrossedimentologia Prática. CPRM: ELETROBRÁS, 1994. 372p.
- CHENG, N. S. Exponential Formula for Bedload Transport. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 128, n.10, Oct., pp.942-946. 2002.
- COGOLLO PONCE, Ricardo José - Análise da Aplicabilidade e Modificações de Métodos de Cálculo do Transporte de Sedimento por Arraste de Fundo em Rios de Médio Porte . SHS-EESC-USP.(Tese de Doutorado) 1990.
- COLBY,B.R. Relationship of unmeasured sediment discharge to mean velocity. Transactions, Amer. Geophy. Union. Vol . 38, n. 5, oct, pp.708-719. 1957
- COLBY,B.R. & HEMBREE, C.H. Computation of Total Sediment Discharge, Niobrara River near Cody, Nebraska. U.S. Geol. Survey. Water Supply Paper 1357. 1955
- COLEBROOK, C.F. Turbulent Flow in Pipes, with particular Reference to the Transition Region between the Smooth and Rough Pipe Laws, J. Inst. Civil Engrs. London, vol.11, pag 133-136, 1938 -1939.
- EINSTEIN, H.A.. Formulas for the transportation of bed load. Transactions, ASCE, vol. 107. 1942.
- EINSTEIN, H.A.. The bed load function for sediment transportation in open channel flows . U.S. Dept. Agric., S.C.S., T.B. n. 1026. 1950.
- ENGELUND,F. & HANSEN,E. (1967) - "A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams", Teknisk Verlag, Copenhagen.
- KARIM, F. Bed Material Discharge Prediction for Nonuniform Bed Sediments. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 124, n. 6, Jun., pp.597-604.1998.

- LAURSEN, E.M. - The Total Sediment Load of Streams , Journal of the Hydraulics Division, ASCE, vol. 84, No. HY1. 1958.
- MEYER-PETER, E. & MULLER, R. - Formulas for Bed Load Transport , Proceedings, 3rd Meeting of Intern. Assoc. Hydraulic Res., Stockholm, pp. 39-64. 1948.
- PAIVA, J. B. D. Avaliação dos Modelos Matemáticos de Cálculo do Transporte de Sedimentos em Rios. 1988. 315p. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento). Universidade de São Carlos, São Paulo, 1988.
- PAIVA, J.B.D. ; LAGO, N. (1996). TSR - 1.0 . Software para o cálculo do transporte de sedimentos em rios. II Encontro Nacional de Engenharia de Sedimentos. Rio de Janeiro. Pp127-135
- PAIVA, J. B. D. Métodos de Cálculo do Transporte de Sedimentos em Rios. In: Paiva, J.B.D. et al. Hidrologia Aplicada a Gestão de Pequenas Bacias Hidrográficas. Porto Alegre. ABRH, 2001. cap. 12, p. 313-364.
- PAIVA, J.B. D. de, Beling, F.A e Rosa, L.H. da. WinTSR – Cálculo do Transporte de Sedimentos em Rios. HDS-CT- UFSM. 2002 (Software não publicado)
- PAIVA, L. E. D. de - Aplicação de Métodos Macroscópicos na Determinação da Carga Sólida Total Transportada em Rios. DHS-FEC-UNICAMP.Dissert. de Mestrado) 1995.
- RUBEY, W. W. – Settling Velocities of Gravel, Sand and Silt. American Journal of Science, vol 25, pp325-338. 1933.
- SATO, S. KIKKAWA H, Y ASHIDA, K. (1958). "Research on the bed-load transportation", 1.Res PWRI, 3(3). pp. 11.
- SIMONS, D. B. & SENTURK, F. (1977), "Sediment Transport Technology". Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado.
- TASK COMMITTEE ON RELATIONS BETWEEN MORPHOLOGY OF SMALL STREAMS AND SEDIMENT YIELD- Relationships Between Morphology of Small Streams and Sediment Yield. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, vol. 108, HY11, November, pp. 1328-1365.
- TOFFALETI, F.B. Definitive computation of sand discharge in rivers . Journal of the Hydraulics Division, ASCE, vol 95, HY1, Jan., pp. 225-246. 1969.
- VAN RIJN, L. C. Sediment Transport, Part I: Bed Load Transport. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 110, n.10, Oct., pp.1431-1456. 1984.
- VAN RIJN, L. C. Sediment Transport, Part II: Suspended Load Transport. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 110, n.11, Nov., pp.1613-1641. 1984.
- VAN RIJN, L. C. Sediment Transport, Part III: Bed Forms and Alluvial Roughness. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 110, n.12, Dec., pp.1733-1754. 1984.

- VANONI, V.A, and Brooks, N.H.. laboratory Studies of the Roughness and Suspended Load of Alluvial Streams. Report E-68, California Inst. Of Technology, Pasadena, California, 129 p.
- YALIN, M. S. An Expression for Bed- Load Transportation, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, vol. 89, No. HY3, May, pp. 221-249.
- YANG, C.T. Incipient Motion and Sediment Transport. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol.99, n. HY10, Oct., pp.1679-1701. 1973.

Assessment of the Sediment Transport Calculating Methods in a Small Urban River

ABSTRACT

This paper presents the results of the methods of Meyer Peter & Müller (1948), Einstein (1950), Einstein Modified by Colby and Hembree (1955), Colby (1957), Engelund and Hansen (1967), Yang (1973), Ackers and White (1973), Van Rijn (1984), Karim (1998) and Cheng (2002) to calculate solid discharge in rivers, using the results of thirteen liquid and solid discharge measurements, which were accomplished during rainfall events between December 2003 and November 2004 in an urban stream in the city of Santa Maria – RS. The relationship between the calculated and measured values and the dispersion index proposed by Aguirre et al. (2004), which establishes a maximum value of 10 as the acceptance criterion were used to evaluate the quality of results. Einstein Modified by Colby and Hembree (1955) and Colby (1957) are the methods that include measured data on the suspended sediment concentration and are those that presented the best results. They showed relations between the calculated and measured discharge of 1.01 and 1.33 and dispersion index of 0.14 and 0.39, respectively. Considering the total sediment discharge indirect estimation methods, Yang presented the best results with relations of 1.41 between the calculated and measured discharges, and dispersion index of 3.08. Karim (1998) and Ackers and White (1973) underestimated the results, with ratios between the calculated and measured discharges of 0.65 and 0.59 and dispersion indexes of 3.21 and 3.28, respectively. The Van Rijn (1984) method overestimated the results and presented a relation between the calculated and measured discharge of 2.97 and dispersion index of 6.89. The Engelund and Hansen (1967) method presented a relation between the calculated and measured discharges of 4.35 and dispersion indexes of 17.04, and is thus not applicable to the studied case according to the dispersion index criterion proposed by Aguirre et al. (2004). Considering the bed load sediment

discharges estimation methods, none of the analyzed methods presented satisfactory results and they are not applicable to the studied case according to the dispersion index criterion proposed by Aguirre et al.(2004)

Key words: Hydrosedimentology, Sediment Transport, Calculation Methods.