

Travessia de Canais por Dutos - Estimativa da Profundidade de Erosão

Jairo Antonio Pelizzaro¹; Bruno Victor Veiga²; Maurício Dzedzic¹

jpelizzaro@hotmail.com; bvveiga@rdr.srv.br; dziedzic@up.edu.br

Recebido: 15/09/09 - revisado: 04/11/10 - aceito: 21/03/13

RESUMO

A travessia de canais de fundo móvel por dutos deve ser objeto de análise cuidadosa e projeto criterioso, devido à sua grande susceptibilidade à instabilidade do leito e das margens, decorrente da erosão. O presente trabalho apresenta os principais métodos empíricos para estimativa da erosão do leito de canais, além de sua utilização para estimar a erosão nos locais de travessia de dutos. Foi realizada coleta de dados em campo de dez travessias, na região próxima à cidade de Barbacena, Minas Gerais, Brasil. A metodologia de análise e os respectivos resultados são apresentados. Conclui-se que nenhum dos métodos utilizados apresenta desempenho de destaque, recomendando-se a utilização de todos os métodos aplicáveis e a adoção de valores médios para a previsão da profundidade máxima de erosão em travessias de canais por dutos.

Palavras-chave: Dutos. Travessia de canais. Instabilidade. Erosão.

INTRODUÇÃO

A implantação de dutos e estruturas nas margens, leito ou planície de inundação de canais deve levar em conta as características hidráulicas, morfológicas e de transporte de sedimentos para prever o potencial de erosão durante cheias como o registrado no Arroio Vacacaí Mirim, no Rio Grande do Sul, onde, em apenas uma cheia, o leito teve um aprofundamento de mais de meio metro, segundo Paiva e Paiva (1999), ou como o ocorrido na cidade de Everet – EUA (URLICH *et al*, 2005) onde a exposição de um gasoduto devido à erosão do leito do rio criou risco de acidente por rompimento do duto, com perigo para pessoas e meio ambiente.

Além disso, cabe ao empreendedor arcar com os altos custos resultantes de acidentes, que vão desde multas, indenizações, recuperação de áreas degradadas e até, no caso de haver vítimas, responder criminalmente, tendo em vista que tanto as legislações ambientais quanto as cíveis vêm se tornando cada vez mais rígidas.

Os estudos empíricos devem ser considerados o mínimo recomendado para execução de projetos de travessia de dutos em canais. Antes de lançar mão de técnicas mais avançadas, como a modelagem computacional ou física, deve-se realizar uma

análise de custo/benefício para decidir se o ganho de precisão e confiabilidade nos resultados compensa o investimento nessa tecnologia e o tempo adicional necessário para utilizá-la, e se os dados disponíveis, ou passíveis de obtenção, são suficientes para garantir resultados melhores com modelos mais complexos.

O objetivo do trabalho aqui descrito foi realizar um levantamento da formulação empregada em diferentes situações de travessia de canais por dutos, bem como dos dados necessários para sua utilização, além de conduzir um estudo comparativo entre os resultados obtidos a partir da utilização dessas formulações empíricas e da modelagem computacional, utilizada apenas em termos qualitativos em função da exigüidade de dados. Para tanto, inicialmente é apresentada uma visão geral sobre remoção, transporte e deposição de sedimentos, suas causas e efeitos. Na seqüência, são apresentados os métodos empregados, os dados necessários, sua forma de obtenção e análise. São apresentados, ainda, detalhes do programa HEC-6 (USACE, 1993) que pode fornecer estimativas “precisas e confiáveis”, segundo Bhowmik *et al* (2008), com maior amplitude de aplicação. Finalmente, é apresentado um estudo comparativo entre as estimativas de erosão obtidas com as diversas metodologias descritas.

¹ Universidade Positivo

² RDR Consultores Associados

CONCEITOS

Erosão

A erosão é um processo mecânico de desgaste dos materiais sólidos e também um processo de transformação natural da paisagem que acontece através dos tempos geológicos (VANONI, 1977). Pode ter como agente os ventos, sendo denominada erosão eólica, as geleiras, quando é dita erosão glacial, ou ainda a água, dando origem à erosão hídrica, objeto do presente trabalho.

Ações antrópicas como, por exemplo, urbanização, mineração, atividades agrícolas e construção de estradas, contribuem com a aceleração da erosão, pois alteram o escoamento superficial (VANONI, 1977) e com isso a vazão dos rios, comprometendo diretamente a estabilidade dos canais. A ocupação humana é um fator ativo e crescente, pois o constante aumento da população tende a não permitir o estabelecimento de um novo equilíbrio natural a partir das alterações já ocorridas.

Dois fatores principais influenciam a erosão em rios: 1) as propriedades hidráulicas, que incluem a velocidade da água, o gradiente hidráulico e a profundidade do escoamento, associada ao pico de vazão e às vazões médias, e 2) a distribuição granulométrica das partículas do leito e das margens do canal, ou seja, a presença de diversos diâmetros diminui os espaços vazios e conseqüentemente dificulta a erosão, ou vice e versa (PEMBERTON e LARA, 1984).

Se o canal estiver confinado lateralmente, mudanças expressivas podem ocorrer no leito. No entanto, se a enchente puder ocupar a área de planície em torno do rio, as mudanças poderão ser menores, uma vez que com a disponibilidade de maior área na seção transversal para acomodação da cheia, a tendência é de menores velocidades de escoamento e, conseqüentemente, menor potencial de erosão (BREUSERS e RAUDKIVI, 1991).

Estabilidade de Canais

Rios e riachos transportam materiais na forma de partículas sólidas, que podem ser removidas do leito ou depositadas, dependendo da magnitude da força dinâmica do escoamento sobre a partícula. Muito importante na estabilidade de canais é a coesão existente entre as partículas, dado que os sedimentos fazem parte, na maioria dos canais naturais, da estrutura do próprio canal, tanto no leito quanto nas margens. A presença de pelo menos 10%

de argila no material que compõe o canal faz com que o tamanho e o formato das partículas sejam menos importantes do que as interações eletroquímicas em sua estabilidade, possibilitando a formação de uma massa coesa (BREUSERS e RAUDKIVI, 1991). Além disso, influem na estabilidade a composição, o formato, a distribuição granulométrica das partículas e, ainda, os eventos geológicos tais como estratificação ou compressão. Para caracterizar a estabilidade de um canal é necessário conhecer o limite entre repouso e movimento do material particulado. Para tanto pode ser utilizado o parâmetro de Shields, o qual relaciona forma e tipo de material e as características do fluido (GRAF, 1984). A Figura 1 representa a Curva de Shields, limite entre as condições de estabilidade e remoção de partículas de sedimento do leito (BRIGHETTI; MARTINS, 2001).

Onde:

$\psi = V_* / gD$ parâmetro de Shields;

$Re_* =$ número de Reynolds crítico = $V_* D / \nu$;

V_* = velocidade de corte, ($m \cdot s^{-1}$);

g = aceleração da gravidade ($m \cdot s^{-2}$);

D = diâmetro médio das partículas de sedimento do leito (m);

ν = viscosidade cinemática, ($m^2 \cdot s^{-1}$).

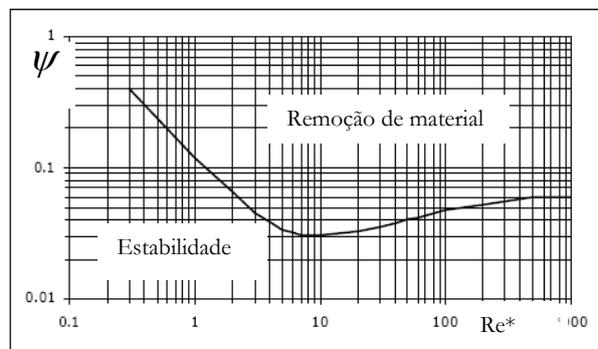


Figura 1 - Curva de Shields, limite entre estabilidade e remoção do material particulado do leito (adaptado de Brighetti e Martins, 2001).

TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

A hidrosedimentologia estuda a remoção (erosão), o transporte e o depósito de sedimentos provocados pela água. As conseqüências destes fenômenos podem ser benéficas: deposição de matéria orgânica (Rio Nilo), produção de materiais de

construção (areia, seixo rolado, etc.) (CARVALHO, 1994) ou prejudiciais: causando desestabilização de estruturas, assoreamento e alteração da calha dos rios.

Os sedimentos são transportados pela água de três formas: em suspensão, por arraste ou saltação. A distribuição vertical dos sedimentos depende de sua forma, tamanho, densidade e das características do escoamento.

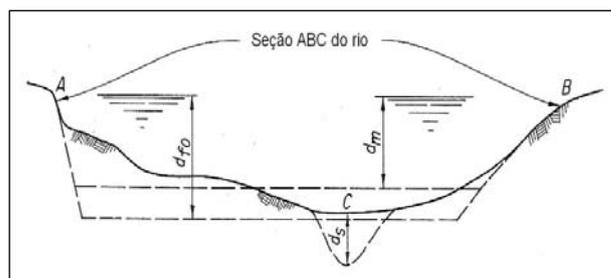
A capacidade de transporte de sedimentos pelo escoamento depende de diversos fatores como: vazão; declividade do canal; densidade, formato e tamanho da partícula; e força de arraste do escoamento. Desta forma, diversas tentativas foram feitas ao longo da história para determinar a inter-relação dos fatores atuantes sobre as partículas e, a partir de dados de campo, deduzir a influência do escoamento sobre os sedimentos (LELIAVSKY, 1964).

EROSÃO DE CANAIS

Para conhecer a erosão de canais é necessário que sejam feitos levantamentos de dados sobre a morfologia fluvial e as condições hidráulicas do trecho em estudo, que deverão ser combinados com experiências já realizadas e com a seleção apropriada da formulação a ser aplicada (PEMBERTON; LARA, 1984).

Embora as formulações empíricas não forneçam uma solução genérica, aplicável a todas as situações, elas podem ser utilizadas e propiciam meios para os engenheiros desenvolverem seus projetos, pois, assim como no caso das equações com base teórica, estas permitem prever as respostas do leito e das margens sob determinadas condições de escoamento. O profissional deve, ainda, julgar e decidir quais equações melhor atendem às necessidades de projeto e dar ênfase à metodologia de estudo analítico da erosão (PEMBERTON; LARA, 1984).

A previsão da erosão do canal de um rio, d_s (Figura 2), exacerbada em eventos extremos de vazão (cheias), é necessária para projetos de instalação ou recuperação de estruturas (PEMBERTON e LARA, 1984). A erosão do leito ou das margens deve ser levada em conta em projetos de quaisquer estruturas que venham a ser executadas sob canais, como, por exemplo, dutos. É necessário considerar que pode ocorrer erosão máxima localizada (d_s) (Figura 2) devido à concentração do escoamento em alguma parte do canal.



Esboço da erosão em canal natural (adaptada de Pemberton e Lara, 1984).

Para tanto, são apresentados a seguir os procedimentos técnicos mais aplicáveis e o equacionamento desenvolvido para prever erosão, baseado em condições práticas.

MÉTODOS EMPÍRICOS PARA A ESTIMATIVA DA EROSÃO DO LEITO

A escolha do método deve levar em conta as características do trecho do canal que será estudado, por exemplo: quando não houver restrições na largura do canal, a erosão é calculada a partir das médias hidráulicas, mas, se houver estruturas restringindo sua largura, a erosão é calculada a partir das condições hidráulicas geradas pela restrição. Em todos os casos deve-se efetuar a análise com base nas características hidráulicas do canal principal (PEMBERTON e LARA, 1984), além disso, deve-se considerar que a previsão da profundidade de erosão não é um procedimento preciso (JOYCE; CHANTLER, 2001).

As equações para prever erosões localizadas em canais normalmente são agrupadas em duas categorias: aquelas utilizadas em erosões naturais e as utilizadas em erosões provocadas por estruturas construídas pelo homem (PEMBERTON; LARA, 1984).

Embora cada situação deva ser analisada individualmente, existem algumas características que devem ser levadas em consideração na escolha da metodologia. A conclusão a que chegaram Lane e Borland (1954, apud PEMBERTON e LARA, 1984), é que as enchentes não causam um rebaixamento geral do leito, mas erodem locais onde a seção oferece restrições ao escoamento. Outra característica genérica no transporte de sedimentos é a erosão associada com elevada concentração de sedimentos durante o pico de vazão. A grande concentração de

sedimentos associada ao alto poder erosivo do escoamento, faz com que haja deposição de material grosso no leito e erosão das margens.

No presente trabalho serão apresentados quatro métodos para estimar a profundidade de erosão, descritos por Neill (1973, apud PEMBERTON e LARA, 1984), aperfeiçoados pelo *United States Bureau of Reclamations* (USBR) e utilizados em projetos de dutos enterrados e estruturas construídas nas margens dos canais, e mais três métodos descritos por Joyce e Chantler (2001).

Método de Abbott ou do Canal Efêmero

Um estudo não publicado de Abbott (1963, apud PEMBERTON e LARA, 1984), analisou dados de vazão de vários rios do sudoeste dos EUA, e desenvolveu uma curva envoltória de vazão x erosão do riacho Galisteo, que foi posteriormente validada com medições de erosão, após enchentes, feitas entre 1963 e 1969. A equação serve de apoio na estimativa de erosão para leitos arenosos com D_{50} , que é o diâmetro das partículas do sedimento do leito para o qual 50% em peso são menores, variando de 0,5 a 0,7 mm.

$$d_s = K(q)^{0,24} \quad (1)$$

onde:

d_s = a profundidade máxima de erosão, m;
 K = coeficiente de ajuste da equação = 1,32;
 q = a vazão unitária, $m^3 \cdot s^{-1}$ por m de largura.

O uso da Equação 1 deve ser limitado a canais relativamente íngremes, com inclinação variando de 0,004 a 0,008 m/m. Em escoamentos com baixas profundidades e com sedimentos de tamanho médio a grosso (partículas maiores que 0,25 mm) Pemberton e Lara (1984) indicam que o transporte de material de fundo seria considerável.

Método de Neill

Neill (1973, apud PEMBERTON e LARA, 1984) sugeriu uma abordagem, sem restrições quanto à utilização, baseada em medições de campo onde vazão de cheia e características hidráulicas são utilizadas para determinar a profundidade de erosão através da Equação 2.

$$d_f = d_i \left(\frac{q_f}{q_i} \right)^m \quad (2)$$

onde:

d_f = profundidade erodida abaixo do nível correspondente à vazão de projeto, m;

d_i = profundidade média da seção principal durante a cheia, m;

q_f = vazão de projeto por unidade de largura, $m^2 \cdot s^{-1}$;

q_i = vazão por unidade de largura da porção principal do canal, $m^2 \cdot s^{-1}$;

m = expoente que varia de 0,67 para areia a 0,85 para cascalho grosso.

Método de Lacey

O método de Neill foi expandido para incluir as equações empíricas da teoria do regime de Lacey (1930, apud PEMBERTON e LARA, 1984) e o método de remoção nula de Blench, (1969, apud PEMBERTON e LARA, 1984), tendo aplicação irrestrita. A Equação 3 representa o método.

$$d_m = 0,47 \left(\frac{Q}{f} \right)^{1/3} \quad (3)$$

onde:

d_m = profundidade média de escoamento correspondente à vazão de projeto, m;

Q = vazão de projeto, $m^3 \cdot s^{-1}$;

f = fator de silte de Lacey igual a $1,76(D_m)^{1/2}$,

D_m é igual ao diâmetro médio do material do leito, mm.

Método de Blench

O “fator de remoção nula”, representado pela Equação (4), prevê a profundidade de erosão na qual a remoção e a deposição de sedimentos serão iguais, ou seja, o leito não sofrerá mais alterações, (PEMBERTON e LARA, 1984). Não foram encontradas restrições de utilização do método na literatura.

$$d_{fo} = \frac{q_f^{2/3}}{F_{bo}^{1/3}} \quad (4)$$

onde:

d_{f0} = profundidade de equilíbrio, sem erosão do leito, m;

q_f = vazão de projeto por unidade de largura $m^3 \cdot s^{-1} m^{-1}$;

F_{b0} = “fator de remoção nula” de Blench em $m \cdot s^{-2}$ (Figura 3).

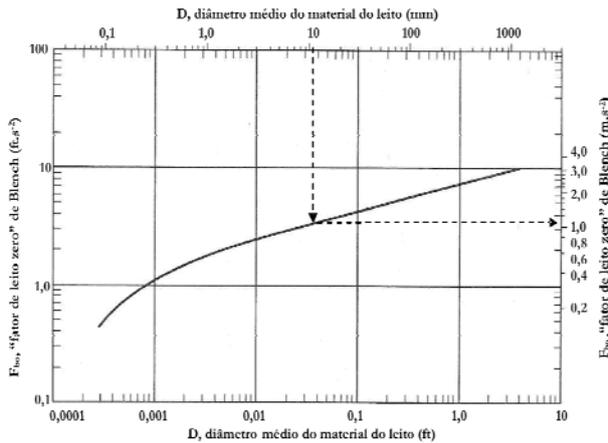


Figura 3 - Gráfico para obtenção de F_{b0} (adaptado de Pemberton e Lara, 1984).

Para prever a máxima profundidade de erosão (d_s), as equações (2), (3) e (4) são utilizadas em conjunto com um fator empírico de ajuste, Z que representa as diferentes características morfológicas possíveis do trecho em estudo, sendo também um fator de segurança adequado para uso em projetos (PEMBERTON e LARA, 1984). Os respectivos coeficientes Z são relacionados na Tabela 1. A Equação (5) fornece a estimativa de erosão empregando o método de Neill, enquanto as Equações (6) e (7), empregam, respectivamente, os métodos de Lacey e Blench.

$$d_s = Z d_f \tag{5}$$

$$d_s = Z d_m \tag{6}$$

$$d_s = Z d_{f0} \tag{7}$$

Tabela 1- Valores do coeficiente Z para obtenção da profundidade de erosão (adaptada de PEMBERTON e LARA, 1984).

Características Geomorfológicas do trecho		Valores de Z		
		Neill	Lacey; Yaremko e Cooper	Blench
Equações para trechos sem restrições	Trecho reto	0,5	0,25	1,0
	Curva moderada	0,6	0,5	
	Curva acentuada	0,7	0,75	
	Curva em ângulo reto		1,0	1,25
	Margem rochosa		1,25	

Método da Profundidade Média

A Equação (8) retrata o método da profundidade média para estimativa da erosão máxima como função da profundidade média na vazão de projeto. (URLICH et al., 2005).

$$d_s = 0,5 d_h \tag{8}$$

onde:

$d_h = \frac{A}{B}$, profundidade hidráulica para a cheia de projeto, m;
 A = área da seção transversal, m^2 ;
 B = largura superficial, m.

Método de Yaremko e Cooper

O método sugerido por Yaremko e Cooper (1983, apud JOYCE e CHANTLER, 2001) para estimar a profundidade de erosão é um método que também utiliza a profundidade hidráulica em condições de cheia de projeto. A Equação 9 é utilizada pelo método para o cálculo da erosão, não tendo restrições de aplicabilidade.

$$d_s = Z d_h \tag{9}$$

onde:

Z = fator que depende da geometria e forma do canal (Tabela 1) - mesmo valor válido para o método de Lacey (1930).

Método da Velocidade Competente ou Velocidade Limite

Neill (1973 apud PEMBERTON e LARA, 1984), ressalta que este método é considerado muito conservador para canais com grande transporte de material de leito. O método de cálculo está baseado na hipótese de que a seção transversal do canal irá se ajustar naturalmente até o ponto em que a velocidade média esteja reduzida a um valor em que não ocorra movimento do material do leito, segundo Joyce e Chantler (2001). A velocidade competente é definida como a velocidade de escoamento capaz de mover o material do leito. A equação 10 retrata a aplicação do método.

$$d_s = d_m (V_m / V_c - 1) \quad (10)$$

onde:

V_c = velocidade competente, $m.s^{-1}$

$$= [26,57(S_b - 1)d_m^{1/3}D_{50}^{2/3}]^{1/2};$$

S_b = densidade relativa do material do leito =

$$\rho_b / \rho_w;$$

ρ_b = densidade do sedimento do leito, $kg.m^{-3}$;

ρ_w = densidade da água, $kg.m^{-3}$;

V_m = velocidade média de projeto, $m.s^{-1}$.

ESTIMATIVA DA ALTURA DAS DUNAS

A tensão tangencial sobre o leito móvel dos canais pode induzir à formação de dunas, que se movem na direção do escoamento por um processo de erosão a montante de sua crista e deposição a jusante. Estas formas móveis do leito podem ter tamanhos que variam dependendo do regime de vazões (JOYCE e CHANTLER, 2001). Há interesse particular na altura destas dunas para a situação em que elas provoquem um acréscimo na erosão do leito em consequência de sua migração. Diversos métodos foram desenvolvidos para o cálculo da altura destas ondulações, como os de Yalin (1977) e Gill (1971). Metade da média das alturas encontradas é acrescida à profundidade de erosão para obtenção do potencial total de erosão do leito do ca-

nal, pois assume-se que a posição vertical da duna se distribui igualmente para cima e para baixo a partir do leito do canal. Os quatro métodos apresentados a seguir fornecem uma boa previsão da altura das dunas quando comparadas a alturas observadas (medidas in loco) (JOYCE; CHANTLER, 2001).

Método de Gill

Gill (1971) estudou um método para calcular a altura das formas móveis do leito de canais que foi mais tarde modificado por Van Rijn (1984). É expresso pela equação 11.

$$\Delta_d = d_m [(1 - \tau_{b,cr} / \tau_{projeto})(1 - Fr^2)] / (2n\alpha) \quad (11)$$

onde;

Fr = número de Froude para a vazão de projeto;

n = coeficiente de energia da velocidade para transporte de sedimento, varia entre 3 e 6 (VAN RIJN, 1993 apud JOYCE e CHANTLER, 2001);

α = coeficiente relativo à forma da duna: 0,5 para duna triangular e 0,7 para duna arredondada.

Método de Van Rijn

Este método para o cálculo da altura das dunas, representado pela Equação 12, baseia-se em dados de campo e laboratório para o comportamento das formações móveis do leito (VAN RIJN, 1984).

$$\Delta_d = 0,11d_m (D_{50} / d_m)^{0,3} [1 - \exp(-0,5T)](25 - T) \quad (12)$$

Onde:

Δ_d = altura da duna, medida da crista ao fundo, m;

T = tensão tangencial relativa no leito = $(\tau'_{b,c} - \tau_{b,cr}) / \tau_{b,cr}$;

$\tau'_{b,c}$ = tensão tangencial sobre o leito =

$$\rho_w g (V_m / C')^2, N.m^{-2};$$

$\tau_{b,cr}$ = tensão tangencial crítica no leito (baseada no parâmetro de Shields) = $D_{50} [(\rho_b - \rho_w) g \theta_{cr}]$, $N.m^{-2}$;

θ_{cr} = parâmetro indicativo do início do movimento = $0,24 / D_b^* + 0,055(1 - \exp[-0,02D_b^*])$, de uma representação algébrica da curva de Shields, sugerida por Soulsby (1997, apud JOYCE e CHANTLER, 2001);

D_b^* = parâmetro adimensional referente ao diâmetro da partícula do leito = $D_{50} [(S_b - 1)g / \nu^2]^{1/3}$;

C' = coeficiente de Chézy relacionado à resistência do grão = $18 \log(12d_m / 3D_{90})$, $m^{1/2}.s^{-1}$;

D_{90} = diâmetro para o qual 90 % do material do leito é mais fino, m.

Método de Yalin

O método de Yalin (1977) é descrito pela Equação 13 e também é utilizado para calcular a altura das formas móveis dos leitos.

$$\Delta_d = d_m(1/6)(1 - \tau_{b,cr} / \tau_{projeto}) \tag{13}$$

onde:

$\tau_{projeto}$ = tensão tangencial no leito na vazão de projeto = $\rho_w C_D V_m^2$, $N.m^{-2}$;

C_D = coeficiente de arraste = $(k / Ln(d_m / h_0))^2$;

h_0 = altura da rugosidade do leito, mm (Tabela 2);

k = constante de von Kármán = 0,41;

ν = viscosidade cinemática da água, $m^2.s^{-1}$;

e demais variáveis definidas anteriormente.

Método de Allen

O método sugerido por Allen (1968, apud JOYCE e CHANTLER, 2001) é representado pela Equação 14.

$$\Delta_d = 0,086d_m^{1,19} \tag{14}$$

Tabela 2 - Valores da altura de rugosidade em função da composição do leito (adaptado de Yalin, 1977).

Altura da rugosidade do leito (h_0)	
Composição do leito	h_0 (mm)
Lama	200
Lama e areia	700
Silte e areia	50
Areia (não ondulada)	400
Areia (ondulada)	600
Areia e conchas	300
Areia e cascalho	300

MODELO COMPUTACIONAL HEC-6

O Hydrologic Engineering Center, HEC (Centro de Engenharia Hidrológica) desenvolveu o modelo computacional HEC-6 para o U.S. Army Corps of Engineers, USACE (Divisão de Engenharia do Exército dos Estados Unidos), em 1986. O programa (arquivos executáveis e fonte), bem como sua documentação estão disponíveis gratuitamente¹ para o público (USACE, 1993).

O HEC-6 é um modelo de escoamento unidimensional em canal aberto, capaz de simular alterações na seção transversal do rio, que leva em conta na simulação, além da geometria do canal, as características hidráulicas e o transporte de sedimentos.

Base conceitual

O HEC-6 (HEC, 1991) simula o transporte de sedimentos de leito e em suspensão baseado nos conceitos de Einstein, que descreve as interações dinâmicas na composição do leito, assumindo um canal aluvial, onde o material em suspensão e o leito são compostos do mesmo tipo de sedimento, calculando a taxa de transporte de sedimentos.

A equação unidimensional de energia é usada para calcular o perfil da superfície livre para caracterização do escoamento (HEC, 1991). O HEC-6 estima taxas de transporte para sedimentos com diâmetro de até 2048 mm. Métodos diferentes para o cálculo do transporte dos sedimentos, como Yang, DuBoys, Ackers-White, Meyer-Peter-Muller, Toffaleti (GRAF, 1971) e outros, podem ser escolhidos pelo usuário. O potencial de transporte de sedimento baseia-se apenas em características hidráulicas e do sedimento. As condições de contorno para o aporte de sedimentos no rio principal, nos afluentes ou pontos de entrada/saída podem variar com o tempo.

Pontos fortes do modelo

- Simula a quantidade de sedimento passando através de cada seção transversal e o volume de sedimento depositado ou erodido em cada seção;

¹ <http://www.hec.usace.army.mil/software/legacysoftware/hec6/hec6-download.htm>

- Pode ser usado para simular a alteração do tipo de sedimentos juntamente com as condições hidráulicas;
- Também utilizado na simulação do perfil do canal ou dragagem de reservatório.

Limitações do modelo

- Não inclui capacidade para simular o desenvolvimento de meandros ou distribuição lateral de aporte de sedimento através de uma seção transversal;
- Não simula as formações do leito (dunas), mas através do coeficiente de Manning (n) determinado pelo usuário, pode considerar seus efeitos indiretamente;
- Não simula variações de densidade e correntes secundárias;
- Apenas um cruzamento ou ponto local de entrada de fluxo é permitido entre duas seções consecutivas;
- Na análise de eventos únicos, os resultados devem ser tomados apenas como qualitativos, úteis na comparação com outros métodos.

METODOLOGIA DO ESTUDO

A fim de alcançar os objetivos do presente trabalho, optou-se pelo estudo de vários casos de travessia de canais por dutos. A oportunidade apresentou-se e motivou o presente trabalho, quando os autores participaram da análise das travessias para o projeto de um duto que transportará gás do Rio de Janeiro até Belo Horizonte. A análise dos dados foi inicialmente realizada por Dziedzic e Veiga (2007) com base nos métodos recomendados por Urlich et al. (2005). A proposta, aqui, foi avaliar mais métodos de análise, além daqueles utilizados inicialmente para o projeto.

A figura 4 mostra a localização das travessias analisadas.

CARACTERIZAÇÃO HIDROSEDIMENTOMÉTRICA

Topobatimetria

O levantamento topográfico foi realizado com espaçamento médio entre os pontos sempre inferior a 5 metros e restringindo-se às margens dos

canais. O levantamento batimétrico foi realizado de forma que a distância entre dois pontos consecutivos na seção transversal fosse de, no máximo, 1,0 m.

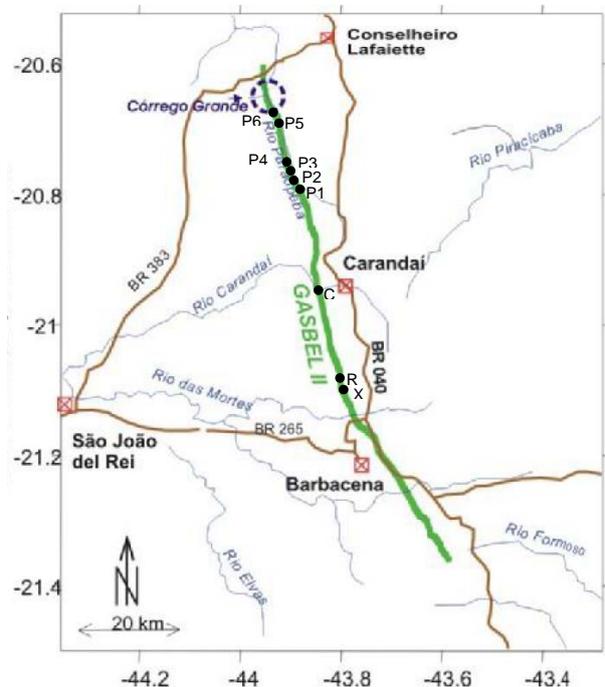


Figura 4 - Localização aproximada das travessias analisadas, coordenadas geográficas decimais. Destaque para a travessia mais ao norte, de “Córrego Grande”, com localização indicada pelo círculo tracejado. A linha mais espessa indica o gasoduto “GASBEL II”. As demais travessias são indicadas por pontos sobre o gasoduto: C = Carandá; Pn – Paraopeba n; R = Ressaquinha; X = Xavier (Aeroimagem, 2007)

Hidrometria

Para a determinação da vazão, foram realizadas medições de velocidade da água, com molinete, ao longo da seção transversal da travessia, para posterior integração numérica do perfil de velocidades na seção transversal. A metodologia utilizada para a determinação das distâncias horizontais entre as posições de leitura e das profundidades de medição de velocidade baseou-se nas recomendações de Santos *et al.* (2001). Nas profundidades inferiores a 0,6 m, foi efetuada uma leitura a 60 % da profundidade local. Nas profundidades superiores a 0,6 m, foram efetuadas duas medições por posição vertical: uma a 20 % da profundidade local e outra a 80 %, devido à distribuição parabólica de velocidades em escoamentos com superfície livre. A média dessas

duas medições foi tomada como a velocidade média na vertical em consideração.

Vazão de projeto

Para a avaliação das vazões de cheias associadas aos períodos de retorno estabelecidos, utilizou-se a análise estatística com base em série histórica de máximos anuais. A frequência de cheias consiste no estabelecimento de uma relação funcional entre a magnitude de um evento e sua probabilidade de ocorrência, a partir de uma amostra de dados. A probabilidade de ocorrência de uma cheia é, em geral, medida pelo tempo de recorrência (T), entendido como o valor esperado do número de anos para que ocorra uma cheia igual ou superior à considerada. Na análise conduzida por Dziejczak e Veiga (2007), foram levados em conta tempos de recorrência de 2, 10, 20 e 100 anos. Estes mesmos tempos de recorrência foram considerados na presente análise.

Sedimentometria

Foram coletadas amostras de sedimento do leito ativo dos canais em estudo com a utilização de draga manual. As amostras foram submetidas a análise granulométrica, passando inicialmente por processo de secagem, peneiramento e então sedimentação ou método do densímetro (CARVALHO, 1995).

Condições do escoamento

A declividade da linha de energia, S_b , assim como a profundidade hidráulica, foram determinadas por simulação numérica das condições de escoamento nas seções naturais, com o auxílio do programa HEC-RAS (River Analysis System).

Dentre os tempos de recorrência (T_r) considerados, foi adotado aquele que correspondesse à estimativa de maior profundidade de erosão. Cabe notar que a maior vazão não corresponde necessariamente ao maior poder erosivo, pois este depende mais fortemente da velocidade de escoamento que da vazão. A velocidade de escoamento, além de depender da vazão, depende também da forma da seção transversal, sendo necessário efetuar a verificação para cada tempo de recorrência.

Cálculo da Profundidade Máxima de Erosão

Os métodos utilizados para o cálculo da profundidade máxima de erosão, e descritos acima, foram: Neill, Lacey, Canal Efêmero (Abbott), Blen-

ch, Yaremko e Cooper, e Velocidade Competente. Além disso, para o cálculo da altura das dunas, os métodos utilizados, também descritos acima, foram: Gill, Van Rijn, Yalin e Allen.

O programa HEC-6 também foi utilizado para prever a profundidade de erosão de cada travessia e seus resultados confrontados com aqueles fornecidos pelos métodos empíricos. Como não se dispõe de dados para calibração do modelo, a comparação é feita apenas em relação à ordem de grandeza dos valores obtidos.

RESULTADOS

A Tabela 3 apresenta os resultados obtidos para todas as travessias analisadas no presente trabalho. O tempo de retorno (linha 2) indicado, e a vazão (linha 3) associada, correspondem àqueles valores que conduziram à maior profundidade de erosão dentre os analisados. A quarta linha da tabela contém o diâmetro das partículas do sedimento do leito para o qual 50% em peso são menores, obtido das curvas granulométricas determinadas em laboratório. A quinta linha, que contém a declividade da linha de energia do escoamento na região da travessia, e a sexta linha, que contém a profundidade hidráulica do escoamento nas condições indicadas, foram obtidas com auxílio do programa HEC-RAS em função da geometria do canal. A altura das dunas (linha 7) foi determinada como a média dos resultados fornecidos pelos métodos apresentados nas equações (11) a (14). As linhas 8 a 14 apresentam as profundidades máximas de erosão obtidas por aplicação dos vários métodos empíricos descritos acima. A linha 15 apresenta as profundidades máximas de erosão indicadas pelo programa HEC-6. A penúltima linha contém a profundidade de erosão obtida como a média dos métodos empíricos aplicáveis, acrescida de metade da altura da duna. A última linha contém a altura de recobrimento recomendada.

Dentre os métodos empíricos utilizados, não é possível destacar nenhum como mais adequado, ou mais recomendável, para utilização em situações de projeto. Optando-se, como aqui, por utilizar a média dos resultados obtidos pelos vários métodos, não é possível indicar um método que tenha fornecido valores mais próximos a esse valor médio – os métodos da profundidade média e de Yaremko e Cooper atendem esse critério para quatro das dez travessias cada, o método da velocidade competente atende para três travessias, enquanto os métodos de

Tabela 3 – Resultados obtidos para todas as travessias analisadas – profundidades de erosão calculadas por vários métodos empíricos (em negrito) e pelo programa HEC-6, e altura da duna calculada como a média dos resultados fornecidos pelos métodos empíricos descritos no texto. A última linha contém a profundidade de erosão obtida como a média dos métodos aplicáveis acrescida de metade da altura da duna.

↓ Método \ Travessia →	Carandaí (m)	Córrego Grande (m)	Xavier (m)	Ressaquinha (m)	Paraopeba 1 (m)	Paraopeba 2 (m)	Paraopeba 3 (m)	Paraopeba 4 (m)	Paraopeba 5 (m)	Paraopeba 6 (m)
Tr (anos)	2	100	100	20	100	100	100	2	20	2
Q (m ³ .s ⁻¹)	10,70	6,96	1,74	4,38	180,04	182,37	187,45	72,78	147,71	74,11
D ₅₀ (mm)	0,385	0,750	0,771	0,120	0,560	0,330	0,650	0,575	0,214	0,250
S _f (m.m ⁻¹)	3,51 x 10 ⁻⁴	3,07 x 10 ⁻⁴	3,50 x 10 ⁻⁴	3,35 x 10 ⁻⁴	3,26 x 10 ⁻⁴	3,98 x 10 ⁻⁴	3,56 x 10 ⁻⁴	3,48 x 10 ⁻⁴	3,49 x 10 ⁻⁴	3,84 x 10 ⁻⁴
Profundidade hidráulica (m)	1,66	1,26	0,48	1,07	1,45	1,40	1,37	1,86	4,23	2,84
Altura duna (m)	0,28	0,11	0,04	0,09	0,13	0,13	0,12	0,18	0,48	0,30
Profundidade média	0,91	0,68	0,26	0,58	0,79	0,76	0,75	1,02	2,35	1,57
Neill	1,24	0,64	0,31	0,69	1,02	0,88	0,99	1,20	2,78	1,85
Lacey	0,58	0,44	0,27	0,50	1,88	1,39	1,26	0,98	1,57	1,18
Canal Efêmero (Abbott)	Não aplicável: inclinação moderada	1,41	Não aplicável: inclinação moderada	Não aplicável: inclinação moderada	Não aplicável: inclinação moderada	2,27	1,89			
Blench	1,02	0,70	0,42	0,93	1,41	0,89	0,63	1,15	1,87	1,80
Yaremko e Cooper	0,91	0,68	0,14	0,58	1,16	0,76	0,75	1,02	2,35	1,57
Continua.										

Continuação										
Velocidade Competente	0,80	Não aplicável: transporte de sedimentos elevado	Não aplicável: transporte de sedimentos elevado	0,82	Não aplicável: transporte de sedimentos elevado	1,00	Não aplicável: transporte de sedimentos elevado	0,97	Não aplicável: transporte de sedimentos elevado	Não aplicável: transporte de sedimentos elevado
HEC-6 (Qualitativo)	1,67	1,34	0,74	1,27	1,75	1,83	1,56	1,92	2,61	2,97
d _s adotado (m) – média métodos aplicáveis + ½ duna	0,77 + 0,14	0,57+0,06	0,23+0,02	0,62+0,05	1,19+0,07	0,95+0,07	0,82+0,06	0,97+0,09	1,96+0,24	1,49+0,15
Altura de recobrimento recomendada (m)	1,4	1,0	1,0	1,0	1,9	1,5	1,3	1,6	3,3	2,5

Neill e Blench atendem para uma travessia cada. Caso se adotasse o critério de considerar o máximo valor obtido dentre aqueles fornecidos pelos métodos utilizados, os métodos de Neill, Lacey e Blench atenderiam o critério para três travessias cada, enquanto o método de Abbott atenderia para uma travessia.

Quase todos os métodos disponíveis no programa HEC-6 foram testados. Apenas os métodos de Toffaleti e o método combinado de Toffaleti e Meyer-Peter e Müller não foram utilizados por insuficiência de dados. Os métodos de Madden, Yang, Du-Boy, Ackers-White, Laursen e Copeland apresentaram resultados com variação inferior a 10% entre eles. Os métodos de Colby e Meyer-Peter e Müller apresentam resultados com variação superior a 300% entre eles e variação da ordem de 70% em relação aos demais métodos. Assim, foi escolhido o método de Yang para padronização das estimativas, pois seus resultados apresentaram a mesma ordem de grandeza daqueles obtidos pelos métodos empíricos. Além disso, Yang e Wan (1991) verificaram que, para rios com fundo arenoso, o método de Yang tende a fornecer os resultados mais precisos. Observa-se, entretanto, que os resultados obtidos com a utilização do programa HEC-6 são superiores ao máximo valor obtido com os métodos empíricos em oito dos dez casos analisados, mostrando tendência de superestimativa. Pela maior dificuldade de utilização em relação ao emprego dos métodos empíricos, recomenda-se o uso do programa HEC-6 apenas em situações com abundância de dados e em travessias de maior porte.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho descreve os principais métodos de cálculo de erosão em leitos de rio para projetos de travessias de canais por dutos, identificando os dados necessários para sua aplicação, e permitindo o planejamento de campanhas de obtenção desses dados. Alguns métodos foram omitidos por não serem aplicáveis a nenhum dos casos aqui apresentados. Um exemplo é o método de Borah (1989), aplicável a canais aluviais.

As profundidades máximas de erosão listadas na penúltima linha da tabela 3 são utilizadas para definir as alturas de recobrimento dos dutos nas travessias (última linha da tabela 3), ou seja, a que profundidade abaixo do fundo do canal devem ser instalados.

As diferenças entre os resultados fornecidos pelos diferentes métodos podem se dever aos diferentes parâmetros utilizados nas várias equações, e às diferenças de características entre as condições de obtenção de cada equação aqui utilizada e as condições de campo das travessias avaliadas. Apesar de cada método de cálculo ter sido utilizado apenas quando as condições observadas permitiam sua aplicação, obedecendo as respectivas limitações, as observações de campo foram poucas e pontuais e podem não ter caracterizado adequadamente as condições em cada travessia. Além disso, conforme especificado para cada método de cálculo, em alguns casos a literatura não especifica condições de aplicação da equação, o que pode conduzir a erros, caso estejam sendo extrapolados os limites representados pelos dados utilizados para a obtenção da respectiva equação.

As profundidades máximas de erosão para cada travessia analisada foram calculadas como a média dos resultados fornecidos pelos métodos aplicáveis a cada caso. Esse procedimento foi adotado em função dos resultados fornecidos pelos diferentes métodos serem da mesma ordem de grandeza para cada travessia. Caso se observe grande discrepância entre os resultados fornecidos pelos diferentes métodos, essa estratégia deve ser revista pelo projetista. Os valores devem ser analisados quanto a sua magnitude e coerência em relação à viabilidade prática e econômica de execução, além de se considerar a obtenção de mais dados para melhoria dos resultados.

Um possível critério de validação dos resultados é a comparação entre a altura de recobrimento recomendada e a profundidade hidráulica em cada sessão. Nas dez travessias avaliadas, pode-se perceber que esses valores são da mesma ordem de grandeza. Em casos nos quais isso não seja observado, deve-se considerar, também, a obtenção de mais dados de campo.

No caso específico das travessias analisadas, os autores recomendam, além de adotar a média dos resultados fornecidos pelos métodos, a utilização de um coeficiente de segurança de 1,5 e uma profundidade mínima de recobrimento de 1 m, em função da escassez de campanhas sistemáticas de monitoramento sedimentométrico e de erosão, e de terem sido observados dutos expostos em algumas travessias pré-existentes. Essas recomendações devem ser revisadas em função das condições de cada projeto, e da disponibilidade de dados que permitam a verificação dos modelos empíricos e a calibração de modelos computacionais. Os autores optaram por recomendações a favor da segurança em função da

necessidade de fornecer parâmetros de projeto em situação de escassez de dados. Essa escassez é, infelizmente, a regra na maioria das situações de projetos semelhantes no país.

REFERÊNCIAS

- ABBOTT, P. O. *Scour Study for Navajo Indian Irrigation Project*, USBR Memorandum, 1963.
- AEROIMAGEM. *Relatório da Travessia Córrego Grande*. 2007.
- ALLEN, J. R. L. *Current Ripples*. North Holland Publishing Company, Amsterdam, The Netherlands, 1968.
- BHOWMIK, N. G.; TSAI, C.; PARMAR, P.; DEMISSIE, M. Case Study: Application of the HEC-6 Model for the Main Stem of the Kankakee River in Illinois. *Journal of Hydraulic Engineering - ASCE*, April, p. 355-366, 2008.
- BORAH, D. K. Scour-Depth Prediction under Armoring Conditions. *Journal of Hydraulic Engineering – ASCE*, v. 115, n. 10, p. 1421-1425, Oct., 1989.
- BRIGHETTI, G.; MARTINS, J. R. S. *Estabilização e Proteção de Margens*. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Dep. de Eng. Hid. e Sanitária, 2001. http://www.fcth.br/public/cursos/phd5023/protect_aopdf.
- BUREAU OF RECLAMATIONS. *Design of Small Dams – A Water Resources Technical Publication*. United Department of the Interior, Denver CO, USA, 1987.
- BLENCH, T. *Mobile-Bed Fluviology*. University of Alberta, 1969.
- BREUSERS, H. N. C.; RAUDKIVI, A. J. *Scouring . Hydraulic Structures Design Manual – v. 2*. A. A. Balkema/Rotterdam/Brookfield, 1991.
- CARVALHO, N. O. *Hidrossedimentologia Prática*. Rio de Janeiro: CPRM e ELETROBRÁS, 1994.
- DZIEDZIC, M.; VEIGA, B. V. Análise das travessias do gasoduto da Petrobrás no Rio Paraopeba. 2007.
- GILL, M. A. *Height of Sand Dunes in Open Channel Flow*. *Journal of Hydraulic Division, ASCE*, v. 97, 1971.
- GRAF, W. H. *Hydraulics of Sediment Transport*. Water Resources Publications. Book Crafters, Inc., Chelsea, Michigan, U. S. A., 1984.
- HEC - U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. *Scour and Deposition in Rivers and Reservoirs*. Institute for Water Resources Hydrologic Engineering Center, 1991. <http://www.hec.usace.army.mil/software/legacysoftware/hec6/hec6.htm>
- JOYCE, S.; CHANTLER, A. *A Method for the Analysis of Scour Potential and Protective Works Design at Pipeline Crossings of Mobile-bed Rivers*. Pipeline 2001.
- LACEY, G. *Stable Channels in Alluvium em Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, vol. 229, 1930.
- LELIAVSKY, S. *Introducción a la Hidráulica Fluvial*. Barcelona, 1964.
- MME - MINISTÉRIO DAS MINAS E ENERGIA. *Normas e Recomendações Hidrológicas – Departamento Nacional de Águas e Energia. Anexo III – Sedimentometria*, 1967.
- NEILL, C. R. *Guide to Bridge Hydraulics*. Roads and Transportation Association of Canada, 1973.
- PAIVA, E. M. C. D.; PAIVA, J.B.D. *Evolução de Processo Erosivo Acelerado em Trecho do Arroio Vacacaí Mirim*. Departamento de Hidráulica e Saneamento, Centro de tecnologia, UFMS. Santa Maria, RS, 1999. <http://lates.cnpq.br>
- PEMBERTON, E. L.; LARA, J. M., *Computing Degradation and Local Scour*. Technical Guideline for Bureau of Reclamation. Denver, 1984.
- SANTOS, I.; FILL, H. D.; SUGAI, M. R. V. B.; BUBA, H.; KISHI, R. T.; MARONE, E.; LAUTERT, L. F. *Hidrometria Aplicada – Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento*, 2001.
- SOULSBY, R. *Dynamics of Marine Sands*. Thomas Telford, London, UK, 1997.
- URLICH, C.; RAJAH, K.; TALICH, C.; GALATAS, J. A Case History of Scour Impacted Pipelines in River Crossings: Part I — Scour Evaluation. Proceedings of the Pipeline Division Speciality Conference. *Pipelines 2005 – Optimizing Pipeline Design, Operations, and Maintenance in Today's Economy*. ASCE .Houston,

Texas, 2005. <https://www.asce.org/files/tocs/40800.pdf>

USACE (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS). Hydrologic Engineering Center (HEC), HEC-6, 1993. <http://www.hec.usace.army.mil/software/legacysoftware/hec6/hec6.htm>

VAN RIJN, L. C. *Sediment Transport, Part III: Bed Forms and Alluvial Roughness*, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 1984.

VAN RIJN, L. C. *Principals of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas*. Aqua Publications, Amsterdam, The Netherlands, 1993.

VANONI, V. A. *Sedimentation Engineering*, ASCE - Manuals and Reports on Engineering Practice n°. 54, by the ASCE Task Committee for the Preparation of the Manual on Sedimentation of the Sedimentation Committee of the Hydraulics Division, 1977.

YALIN, M. S. *Mechanics of Sediment Transport*. Queens University, Ontário. 1977.

YANG, C. T. Incipient Motion and Sediment Transport. *Journal of the Hydraulics Division – ASCE*, v. 115, n. 9, p. 1679-1704, Oct., 1973.

YANG, C. T.; WAN, S. Comparison of Selected Bed-Material Load Formulas. *Journal of Hydraulic Engineering – ASCE*, v. 117, n. 8, p. 973-989., Aug., 1991.

YAREMKO, E. K.; COOPER, R. H. *Influence of Northern Pipelines on River Crossing Design*. Proc. Conf. on Pipelines in Adverse Environments, ASCE, San Diego, CA, 1983.

Pipeline Crossings Of Mobile-Bed Channels – Estimated Depth Of Erosion

ABSTRACT

Pipeline crossings of mobile-bed rivers must be the subject of thorough analysis and careful design considerations, since they are highly susceptible to instability of the bed and the banks during floods. The present work presents the main empirical methods for the calculation of bed erosion, and their use for estimating bed erosion at pipeline crossings. Data were collected in the field for ten

pipeline crossings, near Barbacena, a town in the state of Minas Gerais, Brazil. The method of analysis and the ensuing results are presented. In conclusion, it is observed that none of the scour prediction methods showed outstanding performance. It is recommended that all applicable methods be used and average values are adopted for predicting maximum bed scour at pipeline crossings.

Keywords: pipeline crossing, mobile-bed channel, instability, erosion.