

Hidráulica

Conduitos Livres

Prof. Francisco Piza

2013

Apostila extraída e adaptada da bibliografia:

- Manual de Hidráulica: Azevedo Netto 8ª edição
- Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas: DAEE-SP 2006
- Anotações pessoais.

Sumário	pg
14.1 - CONDUTOS LIVRES	03
14.2 - TIPOS DE MOVIMENTO	03
14.3 - CARGA ESPECÍFICA	04
14.4 - PROJETO DE PEQUENOS CANAIS COM FUNDO HORIZONTAL	04
14.5 - OBSERVAÇÕES SOBRE PROJETOS DE CANAIS	05
14.6 - FORMA DOS CONDUTOS	05
14.7 - DISTRIBUIÇÃO DAS VELOCIDADES NOS CANAIS	05
14.8. - RELAÇÕES PARA A VELOCIDADE MÉDIA	05
14.9 - ÁREA MOLHADA E PERÍMETRO MOLHADO	06
14.10 - EQUAÇÃO GERAL DE RESISTÊNCIA	06
14.11 - FÓRMULA DE CHÉZY	07
14.12 - MOVIMENTO TURBULENTO UNIFORME NOS CANAIS	09
14.13 - FÓRMULA DE CHÉZY COM COEFICIENTE DE MANNING	09
14.14 – SEÇÕES CIRCULARES E SEMICIRCULARES	11
14.15 – SEÇÕES COMPOSTAS	12
14.16 – SEÇÕES DE CONCORDÂNCIA	13
14.17 – CURVAS NOS CANAIS	13
14.18 – LIMITES DE VELOCIDADE	14
14.19 – ASPÉCTOS CONSTRUTIVOS	15
14.20 – REVISÃO DE VERTEDORES	16
14.21 – MOVIMENTO VARIADO NOS CANAIS	18
14.22 – RESALTO HIDRÁULICO	22
14.23 – REMANSO	23
14.24 – DISSIPADORES	

CONDUTOS LIVRES OU CANAIS.

MOVIMENTO UNIFORME

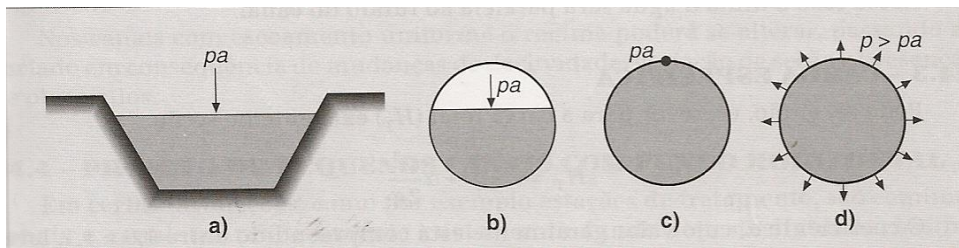
14.1 - CONDUTOS LIVRES

Os *condutos livres* estão sujeitos à pressão atmosférica, pelo menos em um ponto da sua seção do escoamento. Eles também são denominados *canais* e normalmente apresentam uma superfície livre de água, em contato com a atmosfera.

Na Fig. 14.1 são mostrados dois casos típicos de condutos livres (a e b); em (c) está indicado o caso limite de um conduto livre: embora o conduto funcione completamente cheio, na sua geratriz interna superior atua uma pressão igual à atmosférica. Em (d) está representado um conduto no qual existe uma pressão maior do que a atmosférica.

Os cursos d'água naturais constituem o melhor exemplo de condutos livres. Além dos rios e canais, funcionam como condutos livres os coletores de esgotos, as galerias de água pluviais, os túneis-canais, as calhas, canaletas, etc.

São, pois considerados *canais* todos os condutos que conduzem águas com uma superfície livre, com seção aberta ou fechada.



14.2 - TIPOS DE MOVIMENTO

O escoamento em condutos livres pode se realizar de várias maneiras:

ESCOAMENTO	PERMANENTE (Numa determinada seção a vazão permanece constante)	UNIFORME (Seção uniforme, profundidade e velocidade constantes)	
	NÃO PERMANENTE (Vazão variável)	VARIADO (Acelerado ou retardado)	Gradualmente Bruscamente

MOVIMENTO UNIFORME

Se ao longo do tempo o vetor velocidade não se alterar em grandeza e direção em qualquer ponto determinado de um líquido em movimento o escoamento é qualificado como *permanente*. Nesse caso as características hidráulicas em cada seção independem do tempo (essas características podem, no entanto, variar de uma seção para outra, ao longo do canal: se elas não variarem de seção para seção ao longo do canal o movimento será *uniforme*).

Considerando-se agora um trecho de canal, para que o movimento seja permanente no trecho, é necessário que a quantidade de líquido que entra e que sai mantenha-se constante.

Consideremos um canal longo, de forma geométrica única, com uma certa rugosidade homogênea e com uma pequena declividade, com uma certa velocidade e profundidade. Com essa velocidade ficam balanceadas a força que move o líquido e a resistência oferecida pelos atritos internos e externo (este decorrente da rugosidade das paredes).

Aumentando-se a declividade, a velocidade aumentará, reduzindo-se a profundidade e aumentando os atritos (resistência), sempre de maneira a manter o exato balanço das forças que atuam no sistema.

Não havendo novas entradas e nem saídas de líquido, a vazão será sempre a mesma e o movimento será *permanente* (com permanência de vazão). Se a profundidade e a velocidade forem constantes (para isso a seção de escoamento não pode ser alterada), o movimento será *uniforme* e o canal também será chamado uniforme desde que a natureza das suas paredes seja sempre a mesma.

Nesse caso a linha d'água será paralela ao fundo do canal.

14.3 - CARGA ESPECÍFICA

Pode-se, então, escrever para a carga total (H_T) existente na seção:

$$H_T = Z + y + \alpha \frac{v^2}{2g}$$

O coeficiente α , cujo valor geralmente está compreendido entre 1,0 e 1,1 leva em conta a variação de velocidades que existe na seção. Na prática adota-se o unitário, com aproximação razoável, resultando:

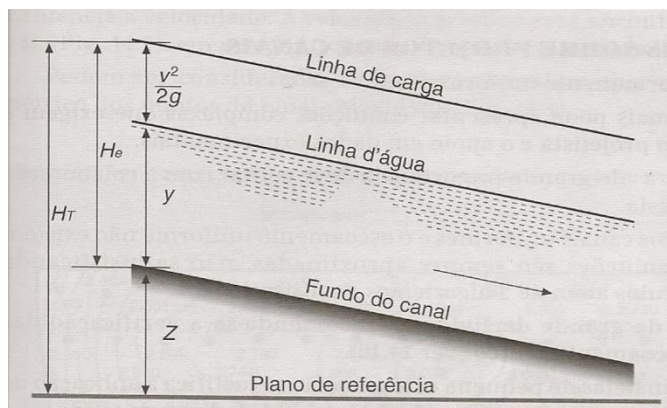
$$\frac{v^2}{2g} = Z + y + \frac{v^2}{2g}$$

Em seções a jusante a carga será menor, pois o valor de Z vai se reduzindo para permitir a manutenção do escoamento contra os atritos.

Passando-se a tomar como referência o próprio fundo do canal, a carga na seção passa a ser:

$$H_e = y + \frac{v^2}{2g}$$

H_e ; denomina-se *carga específica* e resulta da soma da altura de água com a carga cinética ou energia de velocidade.



Os canais uniformes e o escoamento uniforme não existem na natureza. Até mesmo no caso de condutos artificiais prismáticos, longos e de pequena declividade, as condições apenas se aproximam do movimento uniforme. Essas condições de semelhança apenas acontecem a partir de uma certa distância da seção inicial e também deixam de existir a uma certa distância da seção final (nas extremidades a profundidade e a velocidade são variáveis).

É por isso que nos canais relativamente curtos não podem prevalecer as condições de uniformidade.

Em coletores de esgotos, concebidos como canais de escoamento uniforme, ocorrem condições de remanso e ressaltos de água onde o movimento se afasta da uniformidade.

Nos canais com escoamento uniforme o regime poderá se alterar, passando a variado em consequência de mudanças de declividade, variação de seção e presença de obstáculos.

14.4 - PROJETO DE PEQUENOS CANAIS COM FUNDO HORIZONTAL

Em certas instalações, como por exemplo estações de tratamento, são comuns canais e canaletas relativamente curtos, com fundo sem declividade, assim construídos por facilidade ou conveniência estrutural.

Freqüentemente são projetados com uma seção determinada para manter a velocidade de escoamento com um valor conveniente. Há dois casos a considerar:

- 1) *Canais afogados*, cujo nível d'água a jusante é predeterminado por uma condição de chegada. Nesse caso calcula-se a perda de carga e , partindo-se do N.A. conhecido de jusante, pode-se obter o nível de montante;
- 2) *Canais livres*, que descarregam livremente a jusante, onde o nível é bem mais baixo. Nesse caso sabe-se que na extremidade do canal a profundidade do líquido cairá abaixo da profundidade crítica (Ver 14.16.2). Partindo-se da profundidade crítica, determina-se a profundidade pouco acima dela ($He = 3/2 yJ$). A partir desse ponto calcula-se a perda de carga para se encontrar o nível de montante. Se o canal receber contribuições pontuais ao longo da sua extensão, ele poderá ser subdividido em trechos para efeito de cálculo.

14.5 - OBSERVAÇÕES SOBRE PROJETOS DE CANAIS

(com escoamento permanente uniforme)

1. O projeto de canais pode apresentar condições complexas que exigem a sensibilidade do projetista e o apoio em dados experimentais. O projeto de obras de grande importância deve contar com a colaboração de um especialista.
4. Sabendo-se que os canais uniformes e o escoamento uniforme não existem na prática, as soluções são sempre aproximadas, não se justificando estender os cálculos além de 3 algarismos significativos.
5. Para os canais de grande declividade, recomenda-se a verificação das condições de escoamento crítico (Ver 14.16).
6. Em canais ou canaletas de pequena extensão não se justifica a aplicação de fórmulas práticas para a determinação da profundidade ou da vazão.

14.6 - FORMA DOS CONDUTOS

Os condutos livres podem ser abertos ou fechados, apresentando-se na prática com uma grande variedade de seções.

Os condutos de pequenas proporções geralmente são executados com a forma circular.

A seção em forma de ferradura é comumente adotada para os grandes aquedutos.

Os canais escavados em terra normalmente apresentam uma seção trapezoidal que se aproxima tanto quanto possível da forma semi-hexagonal. O talude das paredes laterais depende da natureza do terreno (condições de estabilidade).

Os canais abertos em rocha são, aproximadamente, de forma retangular, com a largura igual a cerca de duas vezes a altura.

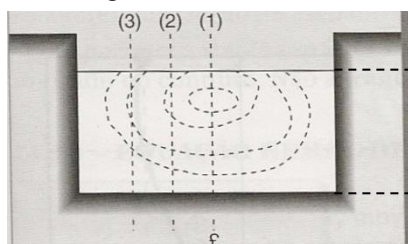
As calhas de madeira ou aço são, em geral, semicirculares, ou retangulares.

14.7 - DISTRIBUIÇÃO DAS VELOCIDADES NOS CANAIS

A variação de velocidade, nas seções dos canais, vem sendo investigada há muito tempo. Para o estudo da distribuição das velocidades consideram-se duas seções.

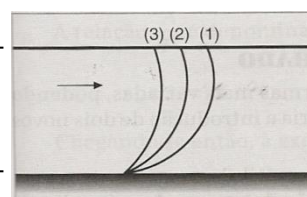
a) *Seção transversal*

Fig: 14.3



b) *Seção longitudinal*

Fig: 14.5



A Fig. 14.5 mostra a variação da velocidade nas verticais (1), (2) e (3), indicadas na Fig. 14.3.

Considerando-se a velocidade média em determinada seção como igual a 1 pode-se traçar o diagrama de variação da velocidade com a profundidade (Fig. 14.6).

A resistência oferecida pelas paredes e pelo fundo reduz a velocidade. Na superfície livre a resistência oferecida pela atmosfera e pelos ventos também influencia a velocidade. A velocidade máxima será encontrada na vertical (1) central, (Fig. 14.3) em um ponto pouco abaixo da superfície livre. Essa última expressão é mais precisa. Sobre o assunto, veja Capítulo 17 (seção 17.17).

Podem ser consideradas as curvas *isotáquicas*, que constituem o lugar geométrico dos pontos de igual velocidade (Fig. 14.4).

Fig 14.4 Curvas isotáquicas num canal aberto.

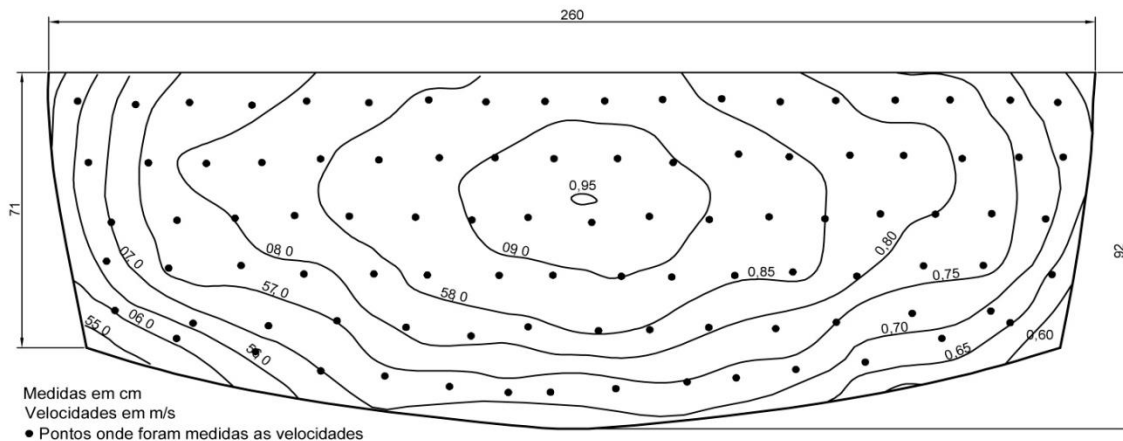
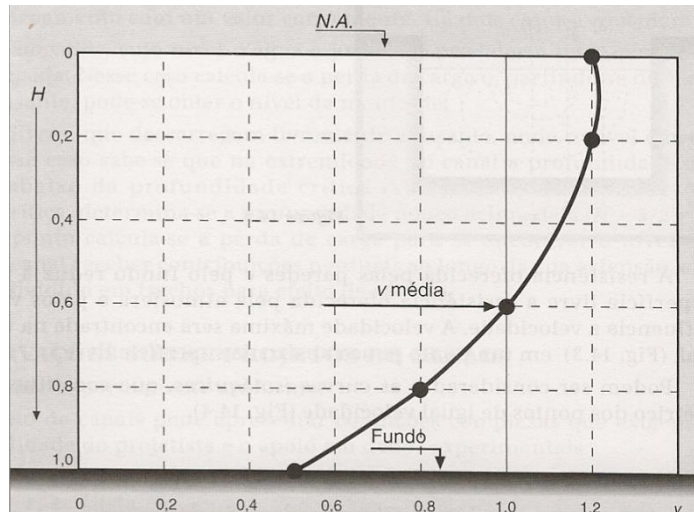


Fig. 14.6 Velocidades na seção longitudinal



14.8. - RELAÇÕES PARA A VELOCIDADE MÉDIA

O Serviço Geológico dos Estados Unidos (United States Geological Survey) apresenta as relações dadas a seguir, que são de grande utilidade nas determinações e estimativas de vazão.

- A velocidade média numa vertical geralmente equivale de 80% a 90% da velocidade superficial.
- A velocidade a seis décimos de profundidade é, geralmente, a que mais se aproxima da velocidade média,

$$V_{med} = V_{0,6}$$

- Com maior aproximação do que na relação anterior, tem-se

$$V_{med} = \frac{V_{0,2} + V_{0,8}}{2}$$

d) A velocidade média também pode ser obtida partindo-se de

$$V_{med} = \frac{V_{0,2} + V_{0,8} + V_{0,6} * 2}{4}$$

14.9 - ÁREA MOLHADA E PERÍMETRO MOLHADO

Como os condutos livres podem apresentar as formas mais variadas, podendo ainda funcionar *parcialmente cheios*, torna-se necessária a introdução de dois novos parâmetros para o seu estudo.

Denomina-se *área molhada* de um conduto a área útil de escoamento numa seção transversal. Deve-se, portanto, distinguir S , seção de um conduto (total), e A e área molhada (seção de escoamento).

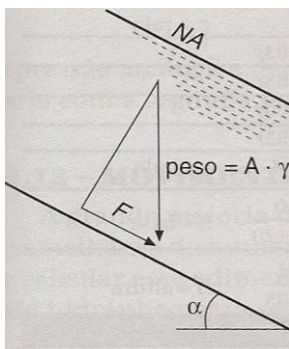
O *perímetro molhado* é a linha que limita a área molhada junto às paredes e o fundo do conduto. Não abrange, portanto, a superfície livre das águas.

14.10 - EQUAÇÃO GERAL DE RESISTÊNCIA

Tome-se um trecho de comprimento unitário. O movimento sendo uniforme, a velocidade mantém-se à custa da declividade do fundo do canal, declividade essa que será a mesma para a superfície livre das águas. Sendo γ_0 peso específico da massa líquida, a força que produz o movimento será a componente tangencial do peso do líquido:

Desde que o movimento seja uniforme, deve haver equilíbrio entre as forças aceleradoras e retardadoras, de modo que a força F deve contrabalançar a resistência oposta ao escoamento pela resultante dos atritos. Essa resistência ao escoamento pode ser considerada proporcional aos seguintes fatores:

$$F = \gamma A \sin \alpha$$



- peso específico do líquido (γ);
- perímetro molhado (P);
- comprimento do canal ($=1$);
- uma certa função $\phi(v)$ da velocidade média, ou seja,

$$Res = \gamma P \phi(v) \quad \text{equação (2)}$$

Igualando-se as Eqs. (1) e (2),

$$\gamma A \sin \alpha = \gamma P \phi(v)$$

$$A \sin \alpha = P \phi(v)$$

Na prática, em geral, a declividade dos canais é relativamente pequena, $\alpha < 10^\circ$

permitindo que se tome

$$\sin \alpha = \tan \alpha = I \text{ (declividade)}$$

$$A/P * I = \phi(v)$$

A relação $\frac{A}{P}$ é denominada *raio hidráulico* ou *raio médio*:

$$R_H = \frac{\text{área molhada}}{\text{perímetro molhado}}$$

Chegando-se então, à expressão

$$R_H * I = \phi(v)$$

que é a equação geral da resistência.

A declividade, nesse caso, corresponde à perda de carga unitária (J) dos condutos forçados.

Além da equação de resistência, tem-se a equação da continuidade. $Q = v \cdot A$

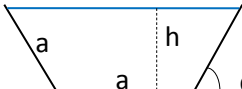
Essas duas equações permitem resolver os problemas práticos de maneira análoga a dos condutos forçados; conhecidos dois elementos, é sempre possível determinar os outros dois (seção 7.7.3 - Capó 7).

QUADRO 14.1 – Área molhada, perímetro molhado e raio hidráulico de algumas seções usuais

Forma ou seção	Altura de água	Área molhada	Perímetro molhado	Raio hidráulico	Observações
Condutos fechados					
Circular*	D	$3,14r^2$	$6,28r$	$0,500r$	$D = \text{diâmetro}$ $r = \text{raio}$
Circular	$0,75D$	$2,53r^2$	$4,19r$	$0,603r$	
Circular	$0,67D$	$2,24r^2$	$3,84r$	$0,583r$	
Circular	$0,50D$	$1,57r^2$	$3,14r$	$0,500r$	
Circular	$0,25D$	$0,614r^2$	$2,09r$	$0,293r$	
Quadrada*	a	a^2	$4a$	$a/4$	$a = \text{lado}$
Retangular*	a	ab	$2(a+b)$	$\frac{ab}{2(a+b)}$	$b = \text{base}$
Triangular 90° *	H	H^2	$2,83H$	$\frac{H}{2,83}$	$H = \text{altura}$
Condutos abertos					
Retangular	y	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	$b = \text{base}$ $y = \text{profundidade}$
Trapezoidal					
a) talude 60° com a horizontal				$\frac{\left(b + \frac{y}{\sqrt{3}}\right)y}{b + \frac{4y}{\sqrt{3}}}$	
b) talude 45° com a horizontal				$\frac{by + y^2}{b + 2\sqrt{2}y}$	

* Condutos a seção plena

Trapezoidal com fundo e lados de iguais dimensões:



$$P = 3 * a$$

$$A = 1,299 a^2 \quad h = a \text{ sen } \alpha$$

$$a = \sqrt{A/1,299}$$

$$RH = 0,433 a$$

14.11 - FÓRMULA DE CHÉZY

Em 1775, Chézy propôs uma expressão da seguinte forma:

$$v = CRH^*I$$

O valor de C era, nessa época, suposto independente da rugosidade das paredes.

É interessante notar que, para um conduto de seção circular, funcionando com a seção cheia,

$$RH = D/4$$

Tomando-se $I = J$ e fazendo-se as substituições na fórmula de Chézy, resulta

$$\frac{DJ}{4} = C^2 * V^2$$

Ou

$$DJ = \phi(v),$$

Expressão análoga a de Darcy, em que o expoente de D é a unidade e a resistência varia com a segunda potência da velocidade.

14.12 - MOVIMENTO TURBULENTO UNIFORME NOS CANAIS

A grande maioria dos escoamentos em canais ocorre com regime turbulento.

À semelhança do número de Reynolds, calculado para tubos de seção circular, pode-se calcular esse adimensional para os canais. Como para os condutos circulares, o raio hidráulico para seção cheia, vale:

$$RH = D/4$$

Sendo, D o diâmetro do conduto, para o cálculo do número de Reynolds para os canais, adota-se freqüentemente, como dimensão linear característica, o valor $D = 4RH$.

Assim, se o conduto for uma seção circular cheia, esse valor coincidirá com o diâmetro D . Então, para os canais, usualmente tem-se a seguinte expressão para o número de Reynolds:

$$Re = \frac{\rho v(4RH)}{\mu}$$

ou

$$Re = \frac{4RHv}{\nu} \text{ equação (3)}$$

Calculando-se o número de Reynolds pela Eq. (3), na grande maioria dos escoamentos considerados em hidráulica esse valor será superior a 10^5 . Assim, só serão considerados, neste capítulo, escoamentos em regime turbulento.

Para o caso particular dos movimentos laminares ($Re < 1000$), o raio hidráulico e a área da seção não são os únicos elementos geométricos do canal que influem na equação do movimento do fluido; há que considerar um outro parâmetro, que depende também de forma da seção.

Neste capítulo só serão considerados os movimentos uniformes, ou seja, aqueles em que a declividade da superfície livre corresponde à declividade do fundo, isto é. área molhada, raio hidráulico, vazão e declividade do fundo são constantes.

14.13 - FÓRMULA DE CHÉZY COM COEFICIENTE DE MANNING

Qualquer expressão do movimento turbulento uniforme poderia ser utilizada para os canais, desde que o elemento geométrico característico fosse $D = 4RH$ uma vez que, nos movimentos turbulentos, a forma da seção praticamente não influi na equação do movimento.

$$V = 1/n * RH^{2/3} * I^{1/2}$$

e

$$Q = V * A$$

Sendo: n = coeficiente de rugosidade de Ganguillet e Kutter;

Q = vazão (m/s);

I = declividade do fundo do canal (m/m);

A = área molhada do canal (m²);

RH = raio hidráulico (m).

A única objeção que se faz à fórmula de Chézy com coeficiente de Manning é que o coeficiente n é um dimensional. Contudo o valor adimensional da rugosidade, da chamada fórmula Universal, seria calculado através das alturas das asperezas D (e), (sem se preocupar com vários outros fatores que influem na rugosidade, como, por exemplo, orientação das asperezas), alturas essas dificilmente medidas ou adotadas com precisão. O valor do coeficiente n de rugosidade de Ganguillet e Kutter é pouco variável, como se pode ver pela Tab 14.2.

Tabela 14.2: Coeficientes de Rugosidade de Manning (n)

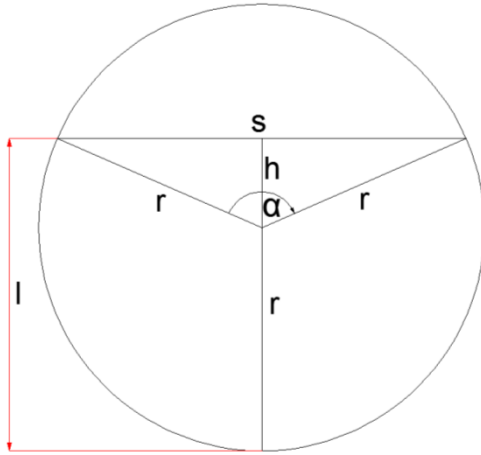
Natureza das paredes	Condições			
	Muito boa	Boa	Regular	Má
Alvenaria de pedra argamassada	0,017	0,020	0,025	0,030
Alvenaria de pedra aparelhada	0,013	0,014	0,015	0,017
Alvenaria de pedra seca	0,025	0,033	0,033	0,035
Alvenaria de tijolos	0,012	0,013	0,015*	0,017
Calhas metálicas lisas (semicirculares)	0,011	0,012	0,013	0,015
Canais abertos em rocha (irregular)	0,035	0,040	0,045	-
Canais c/ fundo em terra e talude c/ pedras	0,028	0,030	0,033	0,035
Canais c/ leito pedregoso e talude vegetado	0,025	0,030	0,035	0,040
Canais com revestimento de concreto	0,012	0,014*	0,016	0,018
Canais de terra (retilíneos e uniformes)	0,017	0,020	0,023	0,025
Canais dragados	0,025	0,028	0,030	0,033
Condutos de barro (drenagem)	0,011	0,012*	0,014*	0,017
Condutos de barro vitrificado (esgoto)	0,011	0,013*	0,015	0,017
Condutos de prancha de madeira aplainada	0,010	0,012*	0,013	0,014
Gabião	0,022	0,030	0,035	-
Superfícies de argamassa de cimento	0,011	0,012	0,013*	0,015
Superfícies de cimento alisado	0,010	0,011	0,012	0,013
Tubo de ferro fundido revestido c/ alcatrão	0,011	0,012*	0,013*	-
Tubo de ferro fundido sem revestimento	0,012	0,013	0,014	0,015
Tubos de bronze ou de vidro	0,009	0,010	0,011	0,013
Tubos de concreto	0,012	0,013	0,015	0,016
Tubos de ferro galvanizado	0,013	0,014	0,015	0,017
Córregos e rios Limpos, retilíneos e uniformes	0,025	0,028	0,030	0,033
Igual anterior porém c/ pedras e vegetação	0,030	0,033	0,035	0,040
Com meandros, bancos e poços, limpos	0,035	0,040	0,045	0,050
Margens espraiadas, pouca vegetação	0,050	0,060	0,070	0,080
Margens espraiadas, muita vegetação	0,075	0,100	0,125	0,150

Fonte: Porto (1998) e Cirilo et al. (2001)

Letras do alfabeto grego			
Letra	Nome	Letra	Nome
A α	Alfa	Ξ ξ	Csi/Xi
B β	Beta	Ο ο	Ômicron
Γ γ	Gama	Π π	Pi
Δ δ	Delta	(Μ)	San
E ε	Épsilon	(Φ)	Qoppa
(F)	Digama	Ρ ρ	Rô
Z ζ	Zeta	Σ σ,ς	Sigma
H η	Eta	Τ τ	Tau
Θ θ	Teta	Υ υ	Úpsilon
I ι	Iota	Φ φ	Fi
K κ	Capa	Χ χ	Qui/Chi
Λ λ	Lambda	Ψ ψ	Psi
M μ	Mu/Mi	Ω ω	Ômega
N ν	Nu/Ni	(τ)	Sampi

14.14 – SEÇÕES CIRCULARES E SEMICIRCULARES

Uma situação bastante comum nas galerias de drenagem pluvial urbana são as tubulações operando com lâminas diversas. Isso ocorre, porque os diâmetros das tubulações de concreto comercialmente disponíveis variam com diâmetro entre 300mm e 1.500mm com as seguintes medidas e usos mais comuns:



D = 300mm: Utilizada apenas em drenagem interna de pátios e estacionamentos.

D = 400mm: Costuma ser o diâmetro mínimo aceito para drenagem urbana. Geralmente liga uma bocas de lobo à tubulações maiores.

D = 500mm: Raramente encontrada, utilizada para ligar duas bocas de lobo.

D = 600mm: Medida comumente utilizada para a ligação entre bocas de lobo.

D = 800mm: Utilizada para coletar várias tubulações menores.

D = 1000mm: Utilizada para conduzir drenagem de áreas de aproximadamente 10 a 15 ha.

D = 1200mm e 1500mm: Utilizadas para conduzir a água

drenada de áreas maiores que 15 ha.

Obs.: Os usos indicados são os mais comuns e com uma estimativa muito grosseira. Para projeto da drenagem há de se considerar inúmeros outros fatores.

Como podemos notar, a vazão calculada num determinado sistema de drenagem deverá se adaptar nas tubulações comercialmente existentes, terminando por operar fora do níveis econômicos máximos.

Por relações geométricas podemos determinar as lâminas de trabalho das tubulações:

$h = l - r$ onde “l” = lâmina de água.

$$\alpha = 2 \arccos(h/r)$$

$$\text{Área molhada: } A = (\pi r^2 (360 - \alpha) / 360) + (hr \operatorname{sen}(\alpha/2))$$

$$\text{Perímetro molhado: } P = \pi D (360 - \alpha) / 360$$

Velocidade máxima: A velocidade máxima numa tubulação é atingida quando a lâmina “L” atinge 81% do diâmetro da tubulação: **$L = 0,81D$**

Vazão máxima: A vazão máxima numa tubulação é atingida quando a lâmina “L” atinge 95% do diâmetro da tubulação: **$L = 0,95D$**

Exemplo 1: Uma tubulação de concreto (coeficiente de Manning $n = 0,014$) com 1200mm de diâmetro e declividade de fundo de 0,0025m/m está operando com lâmina de 800mm. Qual é a velocidade e vazão da água nesta tubulação? Para esta vazão, seria possível substituir esta tubulação por outra com 1000mm de diâmetro operando no máximo com 0,95D ?

$$\text{Área molhada: } A = 0,801\text{m}^2$$

$$\text{Perímetro molhado: } P = 2,293\text{m}$$

$$\text{RH} = 0,349\text{m}$$

$$\text{Velocidade: } V = 1,77\text{m/s}$$

$$\text{Vazão: } Q = 1,42\text{ m}^3/\text{s}$$

Tubulação de 1000mm com lâmina de 950mm.

$$\text{Área molhada: } A = 0,771\text{m}^2$$

$$\text{Perímetro molhado: } P = 2,691\text{m}$$

$$\text{RH} = 0,286\text{m}$$

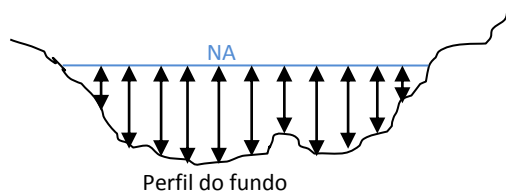
$$\text{Velocidade: } V = 1,55\text{m/s}$$

$$\text{Vazão: } Q = 1,20\text{ m}^3/\text{s}$$

A substituição proposta não poderá ser feita, pois a tubulação de 1000 mm não suportará a mesma vazão.

14.15– SEÇÕES COMPOSTAS

Há casos onde a seção do canal possui formas irregulares ou compostas. Por irregulares temos seções transversais que possui formas variadas durante o percurso do canal, apresentando seções transversais também variadas. Esta situação é típica dos rios e córregos naturais. Figura 14.15.1



Nestes casos, o perímetro e a área devem ser calculados por meio de medidas de batimetria. Estas medições devem ser feitas em toda a extensão do curso d'água para estimarmos o comportamento médio da velocidade e da vazão. É fácil notar que o resultado não será exato.

Figura 14.15.1: Perfil transversal de um rio.

Quando a seção transversal é composta por figuras geométricas conhecidas, o cálculo da velocidade e da vazão ocorre da mesma forma dos canais com figura geométrica única. O perímetro e a área serão medidos e calculados por relações geométricas. Os perfis transversais mais comuns estão representados na Figura 14.15.2.

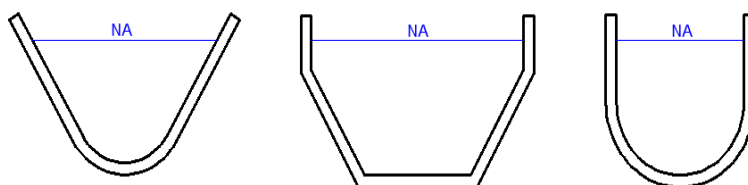
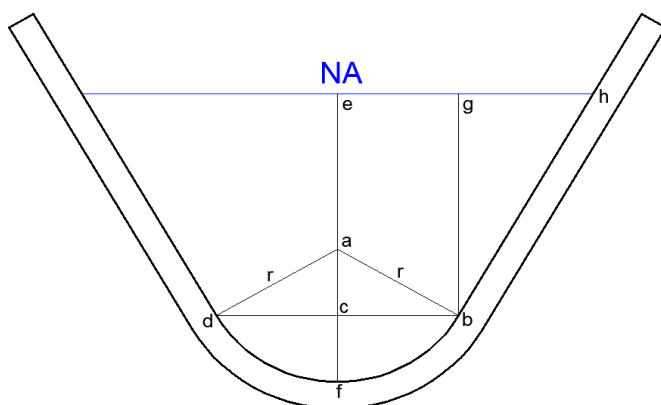


Figura 14.15.2: Perfis transversais compostos mais comuns.

Exemplo 1: Um canal com seção transversal em “V”, fundo arredondado com raio de 50cm e laterais com inclinação de 60° opera com lâmina de 1 metro, declividade de 0,0025m/m e coeficiente de Manning de 0,018. Qual é a velocidade e a vazão neste canal?

Solução: Há muitas formas de se dividir uma figura composta. Deve-se procurar encontrar formas que reduzam as necessidades de cálculos.



Circunferência	
Arco =	1,0472 m
Área =	0,2618 m ²

Geometria	entradas
Lâmina de água =	1,00 m
Raio Curva =	0,50 m
Angulo lateral =	60,0 °
Ângulo bad =	120,0 °

Triângulo		
Ângulo	a =	60 °
	b =	30 °
	c =	90 °
Lados	ab =	0,500 m
	bc =	0,433 m
	ac =	0,250 m
	db =	0,866 m
Área	abc =	0,054 m ²
Área	abd =	0,108 m ²

Trapézio	
Altura arco =	0,250 m
Altura $bg=ce$ =	0,750 m
Ângulo gbh =	30,0 °
bh =	0,866 m
gh =	0,433 m
Superfície canal =	1,7321 m
Área =	0,9743 m ²

Cálculo de vazão	
Área da seção =	1,13 m ²
Perímetro molhado=	2,78 m
RH	0,406 m
entradas	
Coef. Manning: n =	0,018
Declividade: I =	0,0025 m/m
Saídas	
Velocidade:	V = 1,52 m/s
Vazão:	Q = 1,72 m³/s

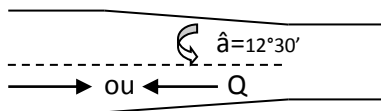
14.16– SEÇÕES DE CONCORDÂNCIA

Muitas vezes os canais sofrem mudanças na seção transversal durante seu percurso. Isso ocorre geralmente, porque há mudanças nas condições do terreno, de escavação ou estruturais, tais como travessias elevadas ou passagens de veículos sobre o canal.

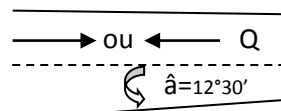
Nestas condições, há a necessidade de considerar a concordância entre as seções. Isso reduzirá as turbulências e as perdas de carga no trecho.

O U.S. Bureau of Reclamation (recuperação) (EUA) adota o ângulo de $\hat{\alpha}=12^{\circ}30'$ em relação ao eixo do canal como o máximo para uma boa condição de concordância em todas as direções (fundo e lateral).

Planta



Corte



Além destes aspectos é necessário considerar o arredondamento nos ângulos de entrada e saída da concordância. Geralmente o raio desta concordância é igual ou maior que a maior dimensão da seção transversal.

14.17– CURVAS NOS CANAIS

As curvas nos canais também causam perdas de carga, embora quase insignificantes quando o raio da curvatura do eixo é maior que o dobro da largura do canal. As perdas de carga devido à curvatura podem ser reduzidas ou compensadas por meio do aumento da área da seção transversal ou pelo aumento da declividade na curva. Nos casos de canais muito longos com muitas curvas estas perdas devem ser consideradas. Na literatura especializada pode-se encontrar exemplos de cálculo destas perdas.

14.18– LIMITES DE VELOCIDADES

a) Limite inferior

É delimitado pela capacidade da água de transportar sedimentos. Para evitar o depósito de sedimentos, são comumente adotadas as seguintes velocidades:

Tipo	V (m/s)
Águas com suspensões finas	0,30
Águas carregando areias finas	0,45
Águas de esgoto	0,60
Águas pluviais	0,75

b) Limite superior

É delimitado pela resistência do material das paredes à erosão. Para este fim são comumente adotadas as seguintes velocidades:

Tipo	V (m/s)
Canais arenosos	0,30
Saibro	0,40
Seixos	0,80
Materiais aglomerados consistentes	2,00
Alvenaria	2,50
Canais em rocha compacta	4,00
Canais em concreto	4,50

Convém ressaltar que esta tabela não considera a abrasividade do material transportado que, principalmente no caso de pequenas centrais hidrelétrica, é fundamental.

c) Velocidades práticas mais comuns.

Tipo	V (m/s)
Canais de navegação sem revestimento	até 0,50
Canais industriais sem revestimento	0,40 a 0,80
Canais industriais com revestimento	0,60 a 1,30
Aquedutos de água potável	0,60 a 1,30
Coletores e emissários de esgoto	0,50 a 1,50

d) Declividades limite

As velocidades ocorrem em função da declividade encontrada nos canais. Desta forma, é possível estabelecer parâmetros a partir da declividade.

Tipo	declividade (m/m)
Canais de navegação	até 0,00025
Canais industriais	0,00040 a 0,00050
Canais de irrigação pequenos	0,00060 a 0,00080
grandes	0,00020 a 0,00050
Aquedutos de água potável	0,00015 a 0,00100

14.19- ASPÉCTOS CONSTRUTIVOS

a) Escolha do tipo e seção do canal.

A escolha do tipo de canal deve levar em consideração sua finalidade, o solo em que será construído, a disponibilidade de equipamentos, possibilidades de revestimento, velocidade de operação, etc.

Solos mais arenosos demandam canais com laterais menos inclinadas, preferencialmente, com inclinação menor que o talude natural do terreno. Solos mais compactos aceitam que as laterais do canal sejam mais inclinadas. Escavações em rocha geralmente aceitam laterais verticais. Quando o duto for do tipo enterrado, os tubos de concreto ou metálicos costumam ser a melhor solução.

b) Revestimento.

Com a escassez de água da atualidade, procura-se sempre que possível revestir os canais. Isso evita a perda de água por infiltração no solo, além de outros problemas de estabilidade que ocorrem principalmente em solos colapsíveis.

O melhor revestimento é aquele que une a funcionalidade com a baixa manutenção e menor custo. Em cada caso a solução para esta equação é diferente.

Os canais mais sólidos e perenes são aqueles construídos em concreto armado sobre uma camada de brita, com todas as proteções como canaletas e galerias contra infiltração externa de água principalmente de chuva. Ocorre, que também é o de maior custo de instalação porém, é o menor custo de manutenção.

Quando as laterais do canal tiverem inclinação maior que o talude natural do terreno, será necessário utilizar o concreto armado, considerando a situação limite que ocorre quando o canal estiver sem água.

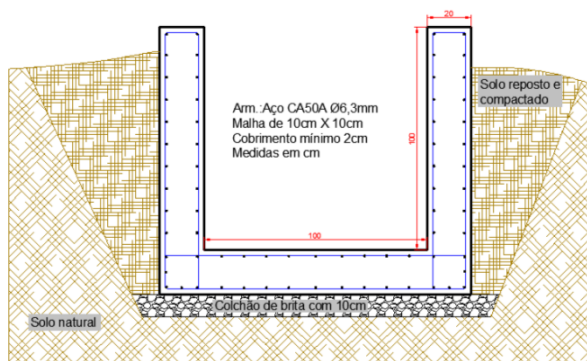
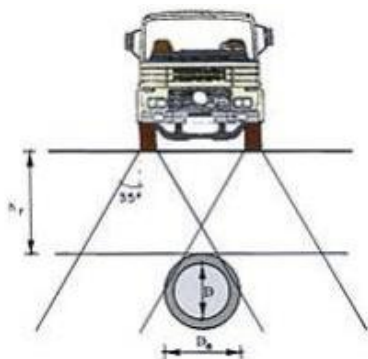
Quando as paredes do canal possuírem laterais com inclinação menor que o talude natural os revestimento poderão ser de concreto, mantas plásticas, manta de gabião, manta alfáltica, etc.

c) Junta de dilatação.

Os canais executados em concreto devem possuir junta de dilatação a cada 10m com espessura de 10mm. Estas juntas devem ser preenchidas com material elástico de forma a permitir a dilatação dos trechos mantendo a estanqueidade do conjunto.

e) Tubulações e galerias enterradas.

As tubulações e galerias enterradas devem atentar para as pressões oriundas do tráfego de veículos ou edificações próximas. A melhor forma de garantir a instalação é controlar os processos de compactação no entorno da galeria. O rejuntamento interno das tubulações sempre que for possível deve ser executado. Além de melhorar as condições de estanqueidade, reduz os atritos internos com o fluxo de água.



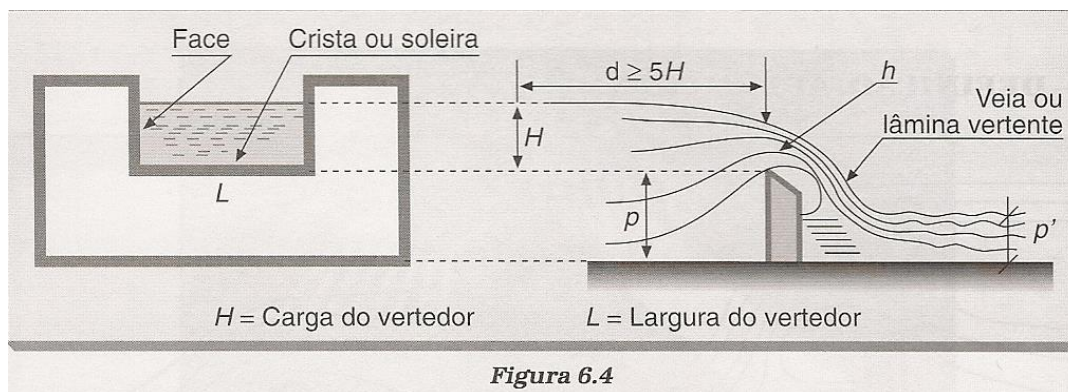
14.20- REVISÃO DE VERTEDORES

Vertedores são estruturas sobre as quais ocorre a vazão de um líquido. O estudo dos vertedores visa conhecer o modo que ocorre a passagem do líquido sobre estas estruturas considerando as condicionantes induzidas pelas formas das estruturas.

Para efeito desta revisão, vamos estudar apenas os vertedores de crista plana e laterais retas verticais, nos concentrando no perfil transversal do vertedor e nas contrações laterais. Estas condições configuram a grande maioria dos casos reais de cálculo.

TERMINOLOGIA

A borda horizontal denomina-se **crista**, ou soleira, Fig. 6.4. As bordas verticais constituem as **faces** do vertedor. A carga do vertedor **H**, é a altura atingida pelas águas, a contar da cota da soleira do vertedor. Devido à depressão (abaixamento) da lâmina vertente junto ao vertedor, a carga H deve ser medida a montante, a uma distância aproximadamente igual ou superior a $5H$.



CLASSIFICAÇÃO DOS VERTEDORES

Assumindo as mais variadas formas e disposições, os vertedores apresentam comportamentos os mais diversos, sendo muitos os fatores que podem servir de base à sua classificação.

1. Forma

- (a) simples (retangulares, trapezoidais, triangulares, etc.).
- (b) compostos (seções combinadas).

2. Altura relativa da soleira

- (a) vertedores completos ou livres ($p > p'$);
- (b) vertedores incompletos ou afogados ($p < p'$).

3. Natureza da parede

- (a) vertedores em parede delgada (chapas ou madeira chanfrada);
- (b) vertedores em parede espessa ($e > 0,66H$), (Fig.6.5)

4. Largura relativa

- (a) vertedores sem contrações laterais ($L = B$);
- (b) vertedores contraídos ($L < B$) (com uma contração e com duas contrações).

É considerado contraído o vertedor cuja largura é menor que a do canal de acesso (Fig. 6.6).

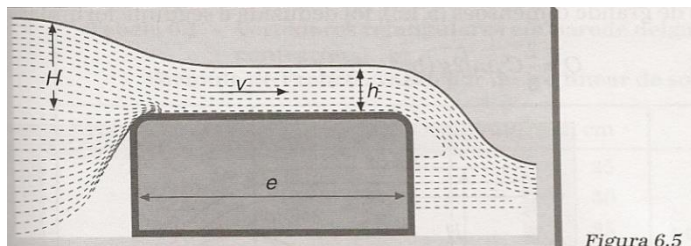
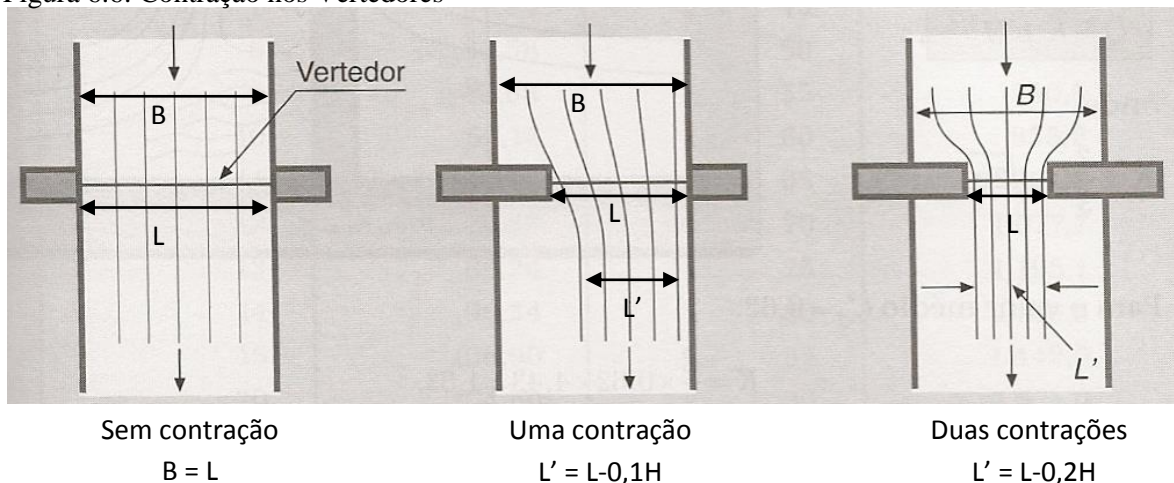


Figura 6.5

As contrações laterais causam um estreitamento da veia de forma que o vertedor funciona como se a crista “L” disponível fosse ligeiramente reduzida para um determinado “L’”.

Figura 6.6: Contração nos Vertedores



Fórmula de Francis

Na categoria de fórmulas práticas, esta é a mais utilizada pelos calculistas*.

$$Q = 1,838 L H^{3/2}$$

Onde: L = Largura da crista do vertedor (ou L' caso existam contrações). (m)

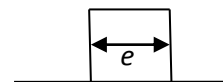
H = Altura da lâmina de água. (m)

Q = Vazão (m³/s)

* Considera o vertedor de parede delgada, $e \leq 0,66H$

Caso o vertedor seja do tipo espesso ($e > 0,66H$) temos:

$$Q = 1,71 L H^{3/2}$$



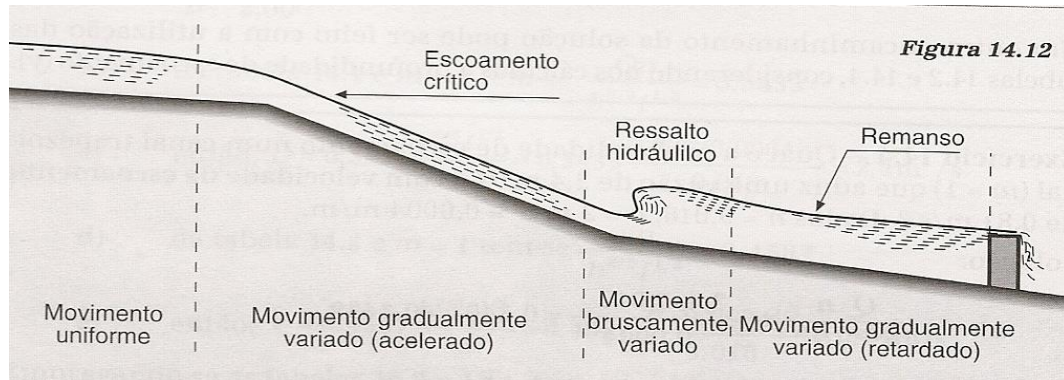
Caso seja utilizado o perfil de Creager temos:

$$Q = 2,2 L H^{3/2}$$



14.20 - MOVIMENTO VARIADO NOS CANAIS

Nesta seção será retomado o conceito de carga específica que foi tratado em 14.3 e depois serão apresentados a profundidade crítica, o ressalto hidráulico e o remanso na seqüência apresentada na Fig. 14.12.



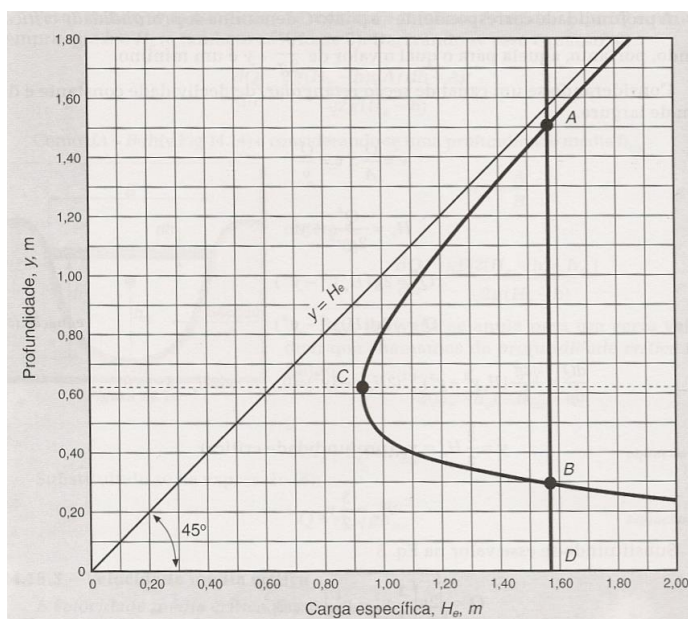
Variação de carga específica

Para uma vazão constante, pode-se traçar a curva da variação da carga específica em função da profundidade considerada variável.

Assim, por exemplo, considerando-se o caso de um canal de seção retangular com 3 m de largura, conduzindo 4,5 m³/s de água, encontram-se os valores de y e He' que se acham no Quadro 14.2. Os valores de y e He' mostrados nesse quadro, quando representados graficamente, dão a curva típica ilustrada na Fig. 14.13.

Os dois ramos da curva são assintóticos, tanto o superior, à reta $y = He'$ que forma o ângulo de 45° com o eixo horizontal, como o inferior, ao eixo horizontal He .

$$He = y + v^2/2g$$



QUADRO 14.2 – Valores de y e He (m)			
y (m)	v (m/s)	$v^2/2g$ (m)	He (m)
0,30	5,00	1,27	1,57
0,40	3,75	0,71	1,11
0,50	3,00	0,46	0,96
0,60	2,50	0,32	0,92
0,80	1,87	0,18	0,98
1,00	1,50	0,11	1,11
1,20	1,25	0,08	1,28
1,40	1,07	0,06	1,46
1,60	0,94	0,04	1,64
1,80	0,83	0,03	1,83

Figura 14.13

Profundidade crítica

Na fig 14.13 verifica-se que o valor mínimo de carga específica ocorre no ponto C, correspondente a uma profundidade pouco superior a 0,6 m. Abaixo ou acima dessa profundidade, eleva-se o valor de He . A profundidade correspondente ao ponto C denomina-se *profundidade crítica*, sendo, portanto, aquela para o qual o valor de $(v^2/2g) + y$ é um mínimo.

Considerando-se um canal de *seção retangular*, de declividade constante e de 1 m de largura, $A = 1 * y$:

$$v = \frac{Q}{A} \therefore v = \frac{Q}{y}$$

Temos que: $y_c = 0,47Q^{2/3}$

que é a profundidade crítica para canais retangulares (essa expressão é aproximada).

Denomina-se crítica a profundidade de água em um canal que corresponde ao valor mínimo da carga específica (He) quando se tem uma certa vazão. Em outras palavras: a profundidade crítica é aquela para a qual ocorre a maior vazão quando se tem uma carga específica estabelecida (neste caso o Número de Froude é igual a 1).

$$\text{A carga específica é dada por } He = h + (v^2/2g)$$

(observe-se que y ou h representam a mesma grandeza, profundidade).

de onde se tira: $Q = A\sqrt{2g(He - h)}$

Pesquisando-se as condições de máximo e mínimo, constata-se que Q se anula sempre que $h = He$ (e também se A fosse 0). Sendo h_m a altura média da seção e h_{mc} a altura média crítica da seção.

$$Q = A_c \sqrt{gh_{mc}}$$

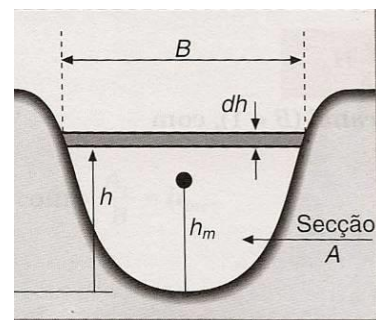


Figura 14.14

Desta forma, a profundidade crítica h_c no canal de seção retangular é:

$$h_c = \sqrt[3]{q^2/g}$$

(onde q é a vazão máxima correspondente à profundidade crítica e relativa a 1 m de largura de canal).

Conclui-se, portanto, que quando se tem uma vazão dada (Q ou q), a profundidade crítica h_c é invariável.

No caso de escoamento uniforme a profundidade que a água apresenta vai depender da declividade I .

Tratando-se de condutos de seção circular funcionando parcialmente cheios, a profundidade crítica pode ser calculada pela fórmula:

$$h_c = 0,483(Q/D)^{2/3} + 0,083 D \quad \text{válida para } 0,3 < (h_c / D) < 0,9$$

Velocidade média crítica

A velocidade média crítica passa a ser:

$$v_c = \frac{Q}{A_c} = \sqrt{gh_{mc}}$$

A vazão máxima em uma seção é alcançada quando a velocidade da água igualar velocidade crítica.

A velocidade crítica é igual à velocidade de propagação de uma onda infinitamente pequena em um canal com profundidade média h_{mc}'

* Não se deve confundir o escoamento torrencial com o movimento turbulento. Nos canais o movimento é sempre turbulento, mesmo no caso de regime fluvial.

Declividade crítica

Sempre que a declividade de uma canal ultrapassar a declividade crítica (I_c) a profundidade nesse canal será inferior à profundidade crítica e o movimento da água será *torrencial*. Não confundir com escoamento turbulento pois, nos canais, o escoamento é sempre turbulento, podendo ser tranqüilo / fluvial ou torrencial / supercrítico.

$$I_c = \frac{(gh_c)}{C^2RH}$$

Variação da vazão em função da profundidade (para H ; dada)

A equação (6)

$$Q = A\sqrt{2g(H_e - h)}$$

sendo representada graficamente (valores de Q resultantes de valores admitidos para h) tem-se:

Pode-se observar que o ponto crítico divide a curva em dois ramos.

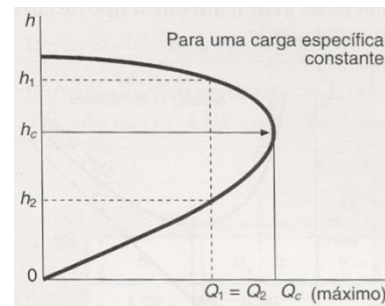
Para qualquer valor de Q , inferior ao que é dado pela altura crítica, existem 2 valores possíveis para a profundidade de água, ambos correspondendo à mesma carga H_e' . Para a profundidade h_1 maior do que a profundidade crítica, a velocidade v_1 será menor que a velocidade crítica e menor que a velocidade das ondas infinitamente pequenas.

Nesse caso as ondas infinitamente pequenas poderiam se propagar tanto para montante, como para jusante e o regime se denomina *fluvial* (tranqüilo).

No outro caso a velocidade v_2 será mais elevada do que $(gh_{mc})^{1/2}$ e as ondas infinitamente pequenas somente podem se propagar *para jusante*, dando lugar a um regime *torrencial* (ou supercrítico). As duas profundidades possíveis (na Fig. h_1 e h_2) são denominadas profundidades alternadas ou conjugadas.

Resumindo:

- Para valores fixos de H ; e h há um único valor possível de Q .
- Para valores fixos de Q e h há um único valor possível de H_e'
- Para valores fixos de Q e H ; podem existir 2 valores possíveis de h (e excepcionalmente 1 ou nenhum valor).



Como causar o regime supercrítico ?

O escoamento tranquilo ou fluvial pode se transformar em escoamento supercrítico ou torrencial, mudando-se a seção do canal ou aumentando-se consideravelmente a declividade (ver 14.16.4).

Para que seja formado um ressalto hidráulico, é necessário que a velocidade de montante seja supercrítica.

Movimento retardado

A existência de um obstáculo no canal (uma barragem, por exemplo) causa a elevação da profundidade, redução da velocidade e, conseqüentemente, o movimento variado retardado. Forma-se, dessa maneira, um remanso.

A variação de profundidade no caso de um remanso sempre é muito gradual, abrangendo longo trecho do canal (distâncias grandes).

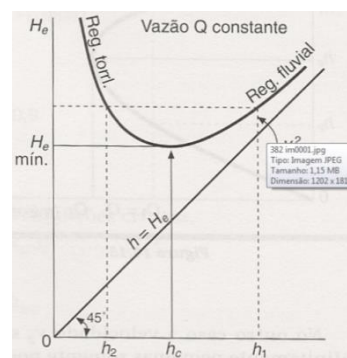
Variação da carga específica (H_e) em função da profundidade h da água

Partindo-se de uma certa vazão conhecida Q , pode-se traçar uma curva que mostra a variação de H_e em função de h . Obtém-se, assim, um outro tipo de curva, para mostrar a ocorrência dos dois tipos de escoamento:

Portanto, a carga de velocidade deverá igualar-se a $1/3 H_e$, ou seja, a metade da profundidade.

Essas relações constituem um critério simples para se julgar sobre o regime de uma determinada corrente. Se a carga de velocidade for menor que a metade da profundidade, o regime será *superior*. Caso contrário o regime será *inferior*.

Sempre que a energia de velocidade iguala-se à metade da profundidade, conclui-se que essa profundidade é a crítica (para canais regulares).



Regimes recíprocos de escoamento

Examinado-se a Fig. 14.13, verifica-se que, para a mesma carga específica, podem existir duas profundidades de escoamento.

Assim é que, para o exemplo que originou o gráfico (Sec. 14.16.1), têm-se, para a profundidade de escoamento de 0,30 m, $H_e = 1,57$ m e, para a profundidade de escoamento de 1,52 m, $H_e = 1,57$ m.

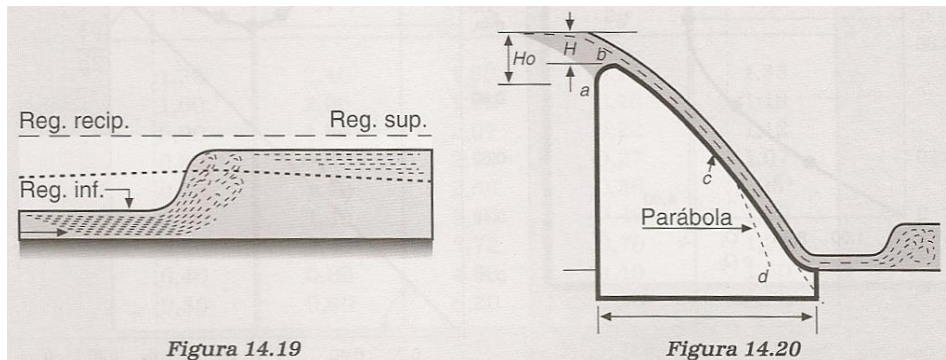
Essas duas profundidades, representadas no diagrama da Fig. 14.13 pelos segmentos DE e DA , correspondem a dois regimes recíprocos de escoamento, denominados inferior e superior.

O regime superior (y acima da profundidade crítica) é *tranquilo* ou *fluvial*, designando-se por *rápido* ou *torrencial* o escoamento em regime inferior.

Na Sec. 14.16.2 encontrou-se a relação: $Y_c = 2/3 H_e$

14.21 Ressalto hidráulico

O salto ou ressalto hidráulico é uma sobre elevação brusca da superfície líquida. Corresponde à mudança de regime de uma profundidade menor que a crítica para outra maior que esta, em consequência do retardamento do escoamento em regime inferior (rápido) (fig. 14.19). É um interessante fenômeno, o que freqüentemente se observa no sopé das barragens (Fig. 14.20), a jusante de comportas e nas vizinhanças de obstáculos submersos.



Considerando-se, por exemplo, as condições indicadas na Fig. 14.13, (linha DBA), se as condições forem favoráveis para provocar o ressalto hidráulico, a montante o escoamento será rápido e torrencioso com uma profundidade DB ; com o ressalto, o escoamento passará a ser tranquilo e a profundidade pouco inferior a DA . Portanto a profundidade passará de DB para DA , embora a carga total seja a mesma na duas seções (praticamente há uma diferença, devida às perdas de carga provocada pela turbulência).

Para ocorrer o ressalto hidráulico, é necessário que a profundidade seja inferior à crítica (zona das profundidades conjugadas).

1 - Tipos de ressalto hidráulico

O ressalto hidráulico pode apresentar-se com duas formas, dadas a seguir.

- O salto elevado, com um grande turbilhonamento, que faz certa porção do líquido rolar contra a corrente (Fig. 14.21a). Neste caso, o ar entranhado permite uma certa aeração do líquido.
- Superfície agitada, porém sem remoinho e sem retorno do líquido. Essa segunda forma ocorre quando a profundidade inicial não se encontra muito abaixo do valor crítico (Fig. 14.21b).

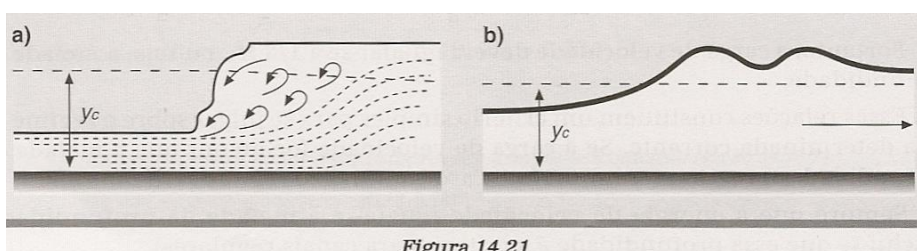


Figura 14.21

2 - Número de Froude

Substituindo-se, na expressão da carga crítica, o valor já visto

(Sec. 14.16.2), obtém-se:

$$\frac{3}{2}y_c = y_c + \frac{v^2}{2g}$$

$$y_c = \frac{v^2}{g}$$

A expressão $v/(gy_c)^{1/2}$ é denominada número de Froude.

Conclui-se que a carga específica mínima ocorre quando o número de Froude iguala-se à unidade.

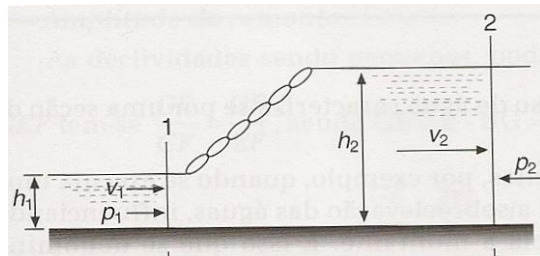
A experiência tem mostrado que o valor de v , dado pela Eq. 11, é idêntico à velocidade das ondas superficiais nas águas rasas.

3 - Altura do salto hidráulico

Considerando-se em uma canal retangular, as duas seções indicadas na Fig. 14.22, o ressalto em (2) será $= h_2 - h_1$

$$h_2 = \frac{-h_1 + \sqrt{2V_1^2 h_1 + \frac{h_1^3}{4}}}{2}$$

E a perda de carga será:
$$\Delta H = \left[\frac{V_1^2 + h_1}{2g} \right] - \left[\frac{V_2^2 + h_2}{2g} \right]$$



14.22 Remanso

O movimento uniforme em um curso de água caracteriza-se por uma seção de escoamento e declividade constantes.

Tais condições deixam de ser satisfeitas, por exemplo, quando se executa uma barragem em um rio. A barragem causa a sobrelevação das águas, influenciando o nível da água a uma grande distância a montante. É isso que se denomina remanso, remonte ou *remous* (em inglês: *hardwater*).

A determinação dessa influência das barragens, ou melhor, o traçado da curva de remanso, constitui importante problema de engenharia, intimamente relacionado a questões tais como delimitação das áreas inundadas, volumes de água acumulados, variação das profundidades, etc.

Na prática, o traçado aproximado da curva de remanso pode ser obtido por processo prático bastante simples. É o processo empírico conhecido como o "método dos engenheiros do Seria".

Seja TB uma barragem acima da qual as águas se sobreelevam até N , vertendo para jusante. Conhecendo-se a vazão das águas e aplicando-se a fórmula dos vertedores, pode-se determinar a altura BN , isto é a posição de N (Fig. 14.23).

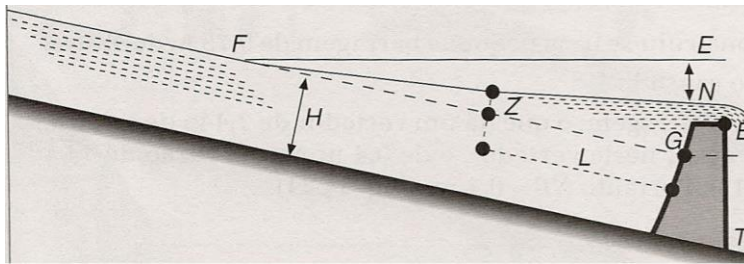


Figura 14.23

A experiência tem mostrado que, para os cursos de água de pequena declividade, a sobrelevação das águas a montante (*remous*) deixa de ser apreciável acima de um ponto F , situado na mesma horizontal que passa pelo ponto E .

$$EN=NG$$

A aproximação consiste na substituição da curva real de remanso por uma parábola do segundo grau, passando pelos pontos F e N e tangente à horizontal que passa por N e à reta FG .

Sendo Z_0 a sobrelevação NG do ponto N (com relação à linha primitiva do regime uniforme) e z a sobrelevação de um ponto Z qualquer situado a uma distância L da barragem, a equação desta parábola será:

$$Z = \frac{(2z_0 - IL)^2}{4z_0}$$

Então a solução prática é obtida dando-se a L uma série de valores equidistantes de 100 m, por exemplo, e determinando-se os valores correspondentes de z que permitem traçar a curva; ainda, dando-se valores a z variando de 10 em 10 cm e calculando-se as distâncias L correspondentes.

1 - Amplitude do remonte

As declividades sendo pequenas, pode-se tomar EF por GF . Para o triângulo GEF .

$$\text{Assim,} \quad EF = 2z_0/I$$

O processo considerado é aproximado, havendo métodos de maior rigor. Entretanto, sempre que a declividade for pequena (caso mais comum), a aproximação obtida será satisfatória sob o ponto de vista prático. Aliás, nenhuma fórmula dá uma segurança completa quando se leva em conta os efeitos do remanso em casos excepcionais.

Por outro lado, nos projetos de grande importância, a melhor solução é a que se obtém com o estudo de modelos reduzidos, ou então verificando-se os efeitos produzidos com a construção da barragem por etapas progressivas.