

Hidráulica geral e aplicada



Reitor

Targino de Araújo Filho

Vice-Reitor

Pedro Manoel Galetti Junior

Pró-Reitora de Graduação

Emília Freitas de Lima



Secretária de Educação a Distância - SEaD

Aline Maria de Medeiros Rodrigues Reali

Coordenação UAB-UFSCar

Claudia Raimundo Reyes

Daniel Mill

Denise Abreu-e-Lima

Joice Otsuka

Sandra Abib

Valéria Sperduti Lima

Coordenador do Curso de Engenharia Ambiental

Luiz Márcio Poiani

UAB-UFSCar

Universidade Federal de São Carlos

Rodovia Washington Luís, km 235

13565-905 - São Carlos, SP, Brasil

Telefax (16) 3351-8420

www.uab.ufscar.br

uab@ufscar.br

Jorge Akutsu

Hidráulica geral e aplicada

São Carlos
2012

© 2012, Jorge Akutsu

Concepção Pedagógica

Daniel Mill

Supervisão

Douglas Henrique Perez Pino

Assistente Editorial

Letícia Moreira Clares

Equipe de Revisão Linguística

Daniela Silva Guanais Costa

Francimeire Leme Coelho

Jorge Ialanji Filholini

Lorena Gobbi Ismael

Luciana Rugoni Sousa

Marcela Luisa Moreti

Paula Sayuri Yanagiwara

Rebeca Aparecida Mega

Sara Naime Vidal Vital

Equipe de Editoração Eletrônica

Edson Francisco Rother Filho

Izis Cavalcanti

Equipe de Ilustração

Eid Buzalaf

Jorge Luís Alves de Oliveira

Nicole Santaella

Priscila Martins de Alexandre

Capa e Projeto Gráfico

Luís Gustavo Sousa Sguissardi

SUMÁRIO

APRESENTAÇÃO	7
UNIDADE 1: Definições, princípios e fundamentos básicos do escoamento de fluidos	9
UNIDADE 2: Linha piezométrica x linha de energia ou de carga total	41
UNIDADE 3: Teorema de Bernoulli	47
UNIDADE 4: Teoria dos sifões e linhas de sucção	59
UNIDADE 5: Formulação da perda de carga em condutos forçados: Fórmula Universal (F.U.)	71
UNIDADE 6: Formulações empíricas de perda de carga em condutos forçados	91
UNIDADE 7: Sistemas de tubulações e sistemas ramificados	99
UNIDADE 8: Sistemas de bombeamento e instalações de recalque	121
UNIDADE 9: Introdução ao escoamento em canais (Condutos livres)	149
UNIDADE 10: Movimento Permanente e Uniforme em canais (MPU)	161
UNIDADE 11: Dimensionamento, projeto, construção e manutenção de canais	175

APRESENTAÇÃO

O livro intitulado Hidráulica Geral e Aplicada foi especialmente preparado com vistas à sua utilização como material de apoio ao curso de Engenharia Ambiental, na modalidade de ensino a distância da UFSCar. Contou com a experiência didática do autor na transmissão de conhecimentos de Hidráulica junto à UNESP, Campus de Bauru, onde atuou durante treze anos, e com o suporte técnico e pessoal oferecido pela equipe de confecção de material impresso da SeAD – Secretaria de Ensino a Distância desta Universidade.

Para elaboração deste livro, procurou-se adequar seu conteúdo de forma a ser condizente e consonante com o perfil e formação desejados de um engenheiro ambiental, delineados no projeto pedagógico do referido curso.

São abordados neste livro os conceitos e fundamentos básicos sobre o escoamento e transporte de água e análise dos fenômenos físicos associados, com a particularidade de conter textos objetivos e sintéticos, acompanhados de ilustrações, de maneira a permitir a visualização e interpretação dos fenômenos e conceitos pertinentes à disciplina.

Distinguem-se na estruturação do conteúdo deste livro duas partes principais, quais sejam: escoamento de água em condutos forçados e escoamento de água em condutos livres ou canais.

Na parte referente a condutos forçados, são abordados assuntos específicos tais como: equação da conservação da energia total, formulações de perda de carga, traçados de linha de energia e linha piezométrica, sistemas de tubulações e reservatórios, sistemas de bombeamento e medidas de vazões.

Na parte que trata de canais, são apresentadas especificamente as teorias relacionadas ao transporte de água em regime de movimento permanente e uniforme (M.P.U.), inclusive aspectos práticos de dimensionamento e projeto de sistemas de água limpa ou água contendo teores de sólidos em suspensão (águas residuárias).

Assim, avalia-se que os conceitos e fundamentos apresentados poderão ser utilizados no dimensionamento, projeto, análise e avaliação de sistemas de abastecimento de água, sistemas de coleta e transporte de esgotos sanitários e sistemas de drenagem de águas pluviais, dentre outros.

Tais conceitos e fundamentos também possibilitarão ao aluno a análise e avaliação de parâmetros intrinsecamente associados ao escoamento, tais como pressão, vazão, velocidade, perdas de energia etc, com vistas ao enquadramento dos sistemas de transporte de água aos requisitos técnicos, econômicos, operacionais e ambientais.

UNIDADE 1

Definições, princípios e fundamentos
básicos do escoamento de fluidos

1.1 Introdução

Apresentam-se nesse capítulo definições, princípios e os fundamentos básicos do escoamento de fluidos com intuito principal do aluno se familiarizar com os termos, notações e parâmetros que serão abordados no desenvolvimento da disciplina de Hidráulica geral e aplicada a ser oferecida no curso EaD da UFSCar.

A disciplina de Hidráulica, como o próprio nome sugere, trata do estudo específico do transporte do fluido água e da análise dos fenômenos físicos que ocorrem.

A disciplina aborda apenas o escoamento em regime permanente (ver definição no item 1.2.1 a seguir) e fluido considerado incompressível por se tratar da água.

1.2 Regime de escoamento permanente x regime de escoamento uniforme

1.2.1 Regime de escoamento permanente (tempo)

Entende-se como regime de escoamento **permanente**, aquele em que as propriedades e características hidráulicas em **determinada seção** da canalização não variam ao longo do **tempo**. Caso contrário o escoamento é classificado como **variável** ou **não permanente**.

1.2.2 Regime de escoamento uniforme (espaço)

Entende-se como regime de escoamento **uniforme** aquele em que as propriedades e características hidráulicas não variam ao longo do **espaço**, ou seja, tais características e propriedades se mantêm constantes ao longo de um trecho percorrido. Caso contrário o escoamento é classificado como **variado** ou **não uniforme**.

1.3 Escoamento em condutos forçados x escoamento em condutos livres ou canais

1.3.1 Escoamento em condutos forçados

Em sistemas de canalizações funcionado com condutos forçados a água preenche totalmente as seções da canalização (seção cheia ou plena).

As pressões atuantes no interior das canalizações podem ser maiores, iguais ou menores que a pressão atmosférica. O transporte da água nas canalizações podem ser efetuados pela força gravitacional ou por meio da introdução de energia externa (sistema de bombeamento). Exemplos: trecho que interliga dois reservatórios, trecho que interliga a caixa d'água ao chuveiro, adutoras de águas em sistemas de bombeamento, redes de abastecimento de água potável das cidades. As Figuras 1.3.1 a 1.3.4 ilustram esses exemplos.

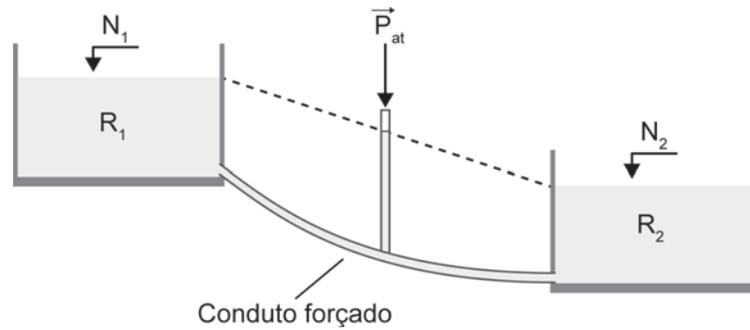


Figura 1.1 Trecho de tubulação interligando dois reservatórios.

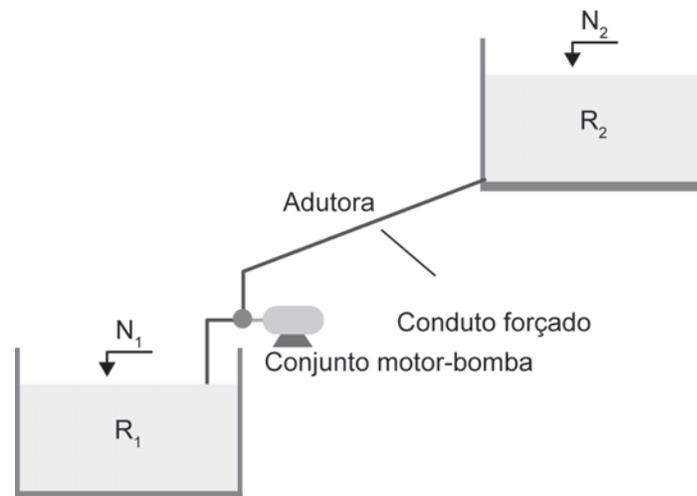


Figura 1.2 Trecho de adutora por bombeamento.

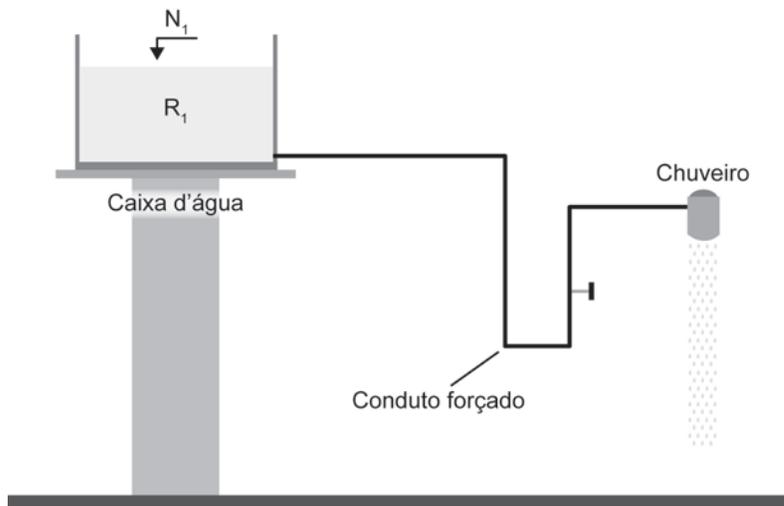


Figura 1.3 Trecho que interliga a caixa d'água de uma residência ao chuveiro.

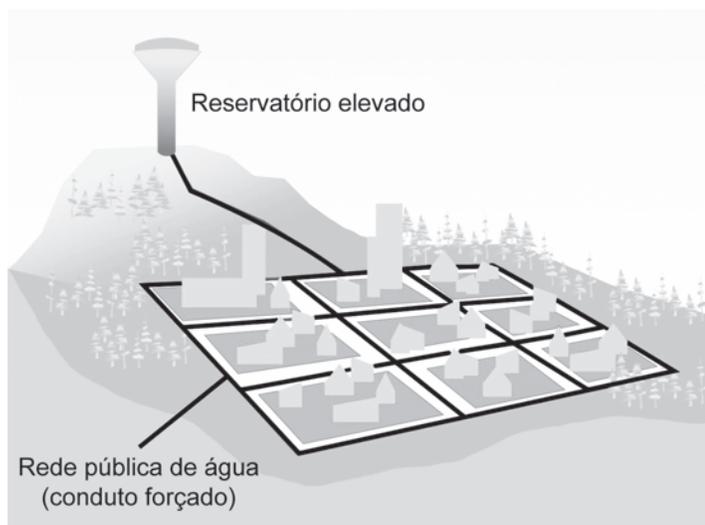


Figura 1.4 Rede de abastecimento público de água potável

1.3.2 Escoamento em condutos livres ou canais

Em sistemas de condutos livre ou canais uma característica peculiar é a existência de uma superfície livre (interface ar-água) onde atua a pressão atmosférica. O transporte da água se dá apenas pela força gravitacional. As seções das canalizações podem trabalhar com vários graus de preenchimento (parcialmente cheias), ou na iminência de encher (seção plena), situação limite em que existe ainda uma superfície livre infinitesimal na seção, onde atua a pressão atmosférica. Exemplos: trecho em canal aberto interligando dois reservatórios, sarjetas das ruas, sistemas de esgotos sanitários, galerias de água pluviais, canais naturais ou rios. As Figuras 1.3.5 a 1.3.9 ilustram esses exemplos.

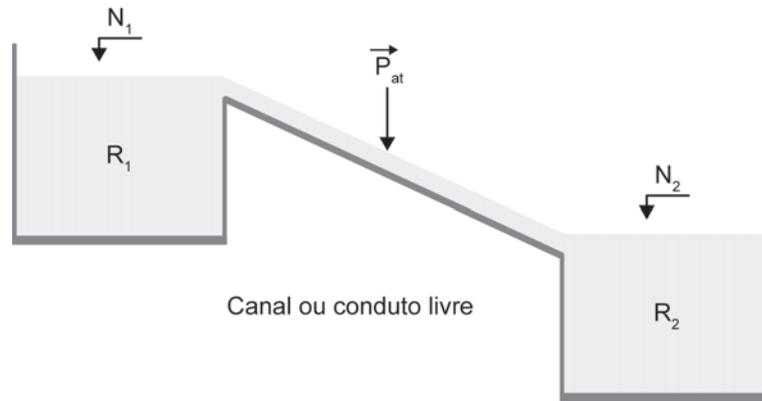


Figura 1.5 Trecho em canal aberto interligando dois reservatórios.

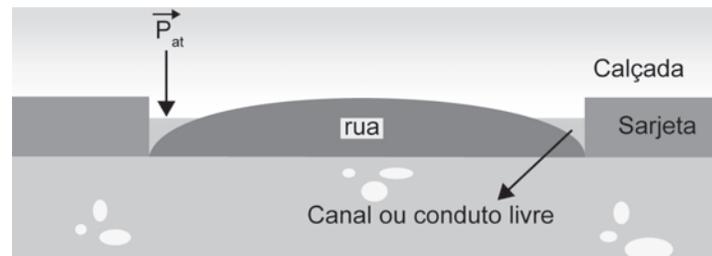


Figura 1.6 Sarjetas de drenagem de águas das ruas.

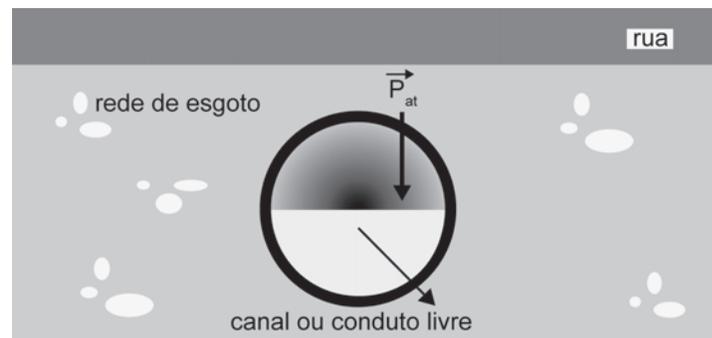


Figura 1.7 Rede pública de esgotos sanitários.

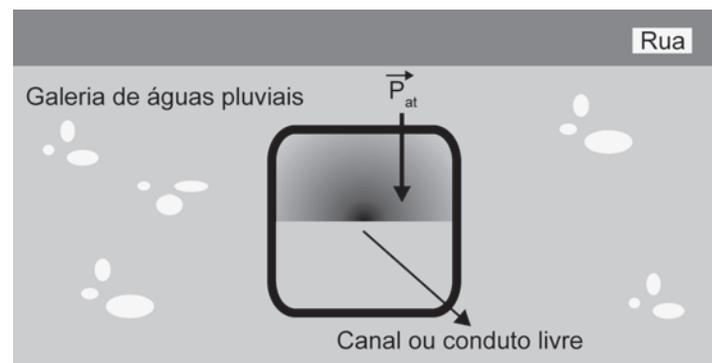


Figura 1.8 Galeria de águas pluviais.

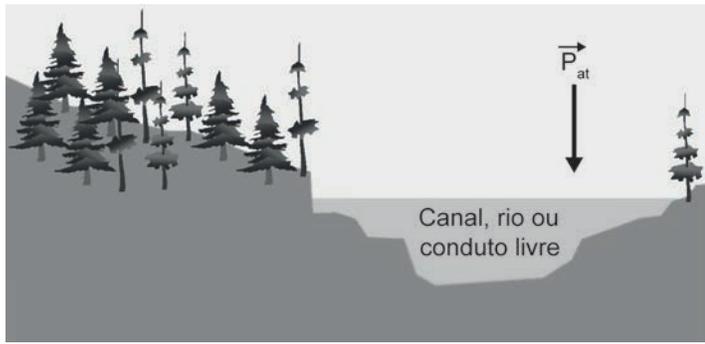


Figura 1.9 Canais naturais ou rios.

1.4 Regime laminar x regime turbulento

Em sistemas de condutos forçados, a classificação do tipo de regime de escoamento se dá por meio da avaliação de um adimensional de referência denominado Número de Reynolds, que aqui será representado pela sigla (R_{ey}).

Matematicamente, R_{ey} pode ser representado pelas seguintes formulações:

$$R_{ey} = \frac{\rho \cdot V \cdot D}{\mu} \text{ ou,}$$

$$R_{ey} = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

Pela expressão matemática apresentada, o Número de Reynolds R_{ey} , é um adimensional resultante da divisão do termo que se apresenta como numerador ($V \cdot D$) com o termo que se apresenta como denominador (ν).

Considerando-se um determinado diâmetro D constante, apresenta--se como numerador a velocidade V e como denominador a viscosidade cinemática.

A velocidade V , num escoamento pode ser entendida fisicamente como um fator que promove a dispersão ou mistura (forças advectivas), enquanto que a viscosidade, em contrapartida, atua como uma força de agregação das moléculas (forças coesivas).

Dessa maneira, fisicamente R_{ey} expressa, portanto, a relação entre as forças dispersivas e as forças de agregação ou coesão.

$$R_{ey} = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{\text{FORÇAS DISPERSIVAS (MISTURA)}}{\text{FORÇAS AGREGAÇÃO (COESIVAS)}}$$

Assim, dependendo dos “pesos” relativos das forças dispersivas (advec-tivas) em contraposição às forças de coesão, será o quociente dessa divisão representado pelo valor absoluto do adimensional Re_y . Resumindo:

Regime laminar: preponderam as forças coesivas (ν, μ) em relação às dis-persivas (V) → o que resulta em valores pequenos para Re_y .

Regime turbulento: preponderam as forças dispersivas V , em relação às coesivas (ν, μ) o que resulta em valores grandes para Re_y .

Nikuradse classificou os tipos de regimes de escoamentos utilizando-se do adimensional Re_y , segundo três faixas, quais sejam:

$Re_y < 2.000 \rightarrow$ regime laminar

$2.000 < Re_y < 4.000 \rightarrow$ regime de transição

$Re_y > 4.000 \rightarrow$ regime turbulento

1.5 Regime fluvial x regime torrencial

Em sistemas de condutos livres ou canais, a classificação dos tipos de re-gime de escoamento se dá com a utilização de um adimensional de referência denominado de Número de Froude, aqui representado por Fr .

Matematicamente o Número de Froude é representado pela seguinte expressão:

$$Fr = \frac{V}{c}, \text{ onde:}$$

V = velocidade média do escoamento no canal (m/s).

c = celeridade (velocidade de propagação de onda de pequena amplitude que se forma na superfície livre) (m/s).

A celeridade ou velocidade de propagação de onda de pequena amplitude pode ser facilmente visualizada fisicamente, quando provocamos uma perturba-ção na superfície livre da água. Por exemplo, quando lançamos uma pedra em uma piscina podemos visualizar as pequenas ondas que se formam na superfície e que caminham com certa velocidade, concentricamente do ponto perturbado para suas direções radiais periféricas.

A celeridade pode ser calculada de forma aproximada pela seguinte expressão:

$$c = \sqrt{g \cdot y}$$

sendo:

g = aceleração da gravidade (m/s^2).

y = altura da lâmina d'água, para o caso de canais de seção transversal retangular (m).

OBS.: o cálculo do valor de y para canais com seções transversais distintas da retangular, será tratado em capítulo específico.

Pode-se observar, tal como no caso do Número de Reynolds, que o Número de Froude é um adimensional que nasce da divisão da velocidade média da seção transversal do canal, com o valor da celeridade que pode ser determinada conhecendo-se a profundidade y da lâmina d'água no canal.

1.6 Parâmetros e unidades mais utilizadas em problemas de hidráulica

Apresentam-se na Tabela 6.1, as notações, simbologia, unidades e parâmetros mais utilizados nos problemas correntes de hidráulica, todas elas apresentadas no sistema internacional (SI) de unidades.

Tabela 1.1 Parâmetros e unidades mais usuais em problemas de hidráulica:

Parâmetro	Simbologia	Unidade S.I.	OBS.:
Comprimento	L	m	
Massa	m	kg	
Força	F	N	
Tempo	t	s	
Volume	V_{ol}	m^3	
Área	A	m^2	
Área molhada	A_m	m^2	
Perímetro molhado	P_m	m	
Raio hidráulico	R_h	m	$R_h = A_m / P_m$
Velocidade	V	m / s	
Velocidade crítica	V_c	m / s	
Celeridade	c	m / s	
Vazão	Q	m^3 / s	$Q = V \cdot A$
Aceleração	a	m / s^2	
Diâmetro	D	m	
Aceleração da gravidade	g	m / s^2	
Potência	P_{ot}	W (watt)	
Energia	E	$W \cdot s$	$E = P_{ot} \cdot t$
Viscosidade Absoluta	μ	$N \cdot S / m^2$	

... continuação

Tabela 1.1 Parâmetros e unidades mais usuais em problemas de hidráulica:

Viscosidade Cinemática		m^2 / s	$\nu = \mu / \rho$
Massa Específica		kg / m^3	
Peso Específico		N / m^3	$\gamma = \rho \cdot g$
Pressão	P	$N / m^2 = Pa$	
Pressão por unidade de peso específico	P / γ	m.c.a.	
Perda de carga	ΔH	m	
Perda de carga unitária	J	m / m	$J = H / L$
Rugosidade absoluta		m	
Rugosidade relativa	ε / D	-	
Número de Reynolds	R_{ey}	-	$R_{ey} = V \cdot D / \nu$
Número de Froude	F_r	-	V / c
Lâmina ou altura d'água em canais	y	m	

1.6.1 Unidades derivadas/compostas

$\nu = \frac{\mu}{\rho}$: viscosidade cinemática (ν) = viscosidade absoluta (μ) por unidade de massa específica (ρ).

$\gamma = \rho \cdot g$: peso específico da água (γ) = produto da massa específica (ρ) pela aceleração da gravidade (g).

$\frac{P}{\gamma} = h$: $\frac{P}{\gamma}$ = pressão (P) por unidade de peso específico da água (γ) o que resulta em pressão expressa em termos de metros de coluna de água = m.c.a.

$R_h = \frac{A_m}{P_m}$: (R_h) raio hidráulico = (A_m) área molhada por unidade de perímetro molhado (P_m).

1.6.2 Equação da continuidade

A equação da continuidade é representada pela seguinte expressão:

$$Q = V \cdot A,$$

sendo:

$Q = \text{vazão (m}^3/\text{s)}$;

$V = \text{velocidade média na seção (m/s)}$;

$A = \text{área (m}^2)$, em condutos forçados corresponde à própria área da seção transversal interna da tubulação e em condutos livres à área molhada (A_m), a ser definida posteriormente.

1.7 Pressão de vapor (P_v)

1.7.1 Considerações iniciais

Em hidráulica o conhecimento do conceito de pressão de vapor P_v é muito importante, uma vez que, quando em determinado trecho ou ponto da tubulação a pressão atuante aproximar-se deste valor, a água começa a sofrer processo de vaporização, ocorrendo a formação de “bolsão de ar”, que por sua vez culmina na denominada “quebra” da coluna líquida ou descontinuidade de fluxo.

É conveniente em problemas de hidráulica trabalhar com a pressão P_v expressa em termos de unidades de peso específico da água (γ), ou seja, P_v / γ , em termos da coluna d’água equivalente (m.c.a.).

1.7.2 Conceituação e ilustrações

As Figuras 1.7.1 e 1.7.2 apresentadas na sequência ilustram dois tipos de recipientes contendo um líquido, no caso a água. Temos exemplo de um recipiente aberto para a atmosfera local e outro fechado.

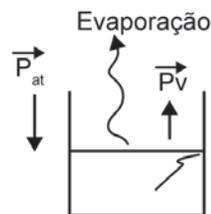


Figura 1.10 Recipiente aberto.

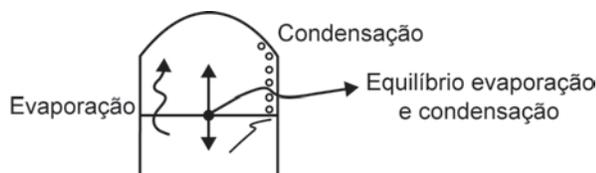


Figura 1.11 Recipiente fechado.

Imaginemos duas situações distintas, ambas com a existência de uma interface ar-água: uma com recipiente aberto (Figura 1.7.1) e outra com recipiente fechado (Figura 1.7.2). Em ambas as condições, poderá ocorrer o processo de evaporação da água em função do escape das moléculas da superfície livre delimitada pela interface ar-água.

As moléculas em evaporação passam a exercer uma pressão parcial nas imediações desta superfície, conhecida como pressão de vapor (P_v).

Quando a pressão nas imediações desta superfície igualar-se ou tornar-se menor a (P_v), inicia-se o processo de evaporação.

1.7.3 Definição de P_v

Pressão de vapor (P_v) pode ser entendida como a pressão atuante nas imediações de uma superfície livre do líquido ou mesmo sólido (no caso do gelo), quando está ocorrendo o processo de evaporação ou sublimação, respectivamente.

Em outras palavras, P_v pode ser entendida também como sendo a pressão de equilíbrio com a atmosfera adjacente local (atuante nas imediações da interface ar-água ou ar-gelo), no momento em que ocorre a evaporação ou sublimação.

1.7.4 Valores de P_v / γ para a água em função da temperatura:

A pressão de vapor P_v / γ , depende da natureza e temperatura do fluido, assumindo valores crescentes com o acréscimo da temperatura. A Tabela 1.7.1, apresenta os valores de pressão de vapor por unidade de peso específico da água, e portanto em termos de m.c.a.

Tabela 1.2 Valores de pressão de vapor da água (P_v / γ) em função da temperatura.

T(°C)	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
P_v/γ (mca)	0,06	0,09	0,12	0,17	0,25	0,33	0,44	0,58	0,76	0,98	1,26
T(°C)	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	
P_v/γ (mca)	1,61	2,03	2,56	3,20	3,96	4,86	5,93	7,18	8,62	10,33	

Fonte: Streeter, V., L., & Wylie, E.B., 1982. McGraw-Hill.

1.7.5 Reflexões

De acordo com as definições e conceitos anteriores, podemos fazer a seguinte pergunta: A que temperatura tem início a vaporização da água?

Resposta: A qualquer temperatura, desde que sobre a sua superfície esteja atuando uma pressão menor ou igual à respectiva pressão de vapor (P_v / γ), característica dessa temperatura.

1.8 Medida da pressão atmosférica

1.8.1 Considerações iniciais

A pressão atmosférica é um parâmetro de referência muito importante em hidráulica, uma vez que constitui a pressão atuante exercida no entorno das canalizações ou diretamente sobre as superfícies livres dos fluidos. Em sistemas de condutos forçados, conforme já discutido, as pressões atuantes no interior das canalizações podem ser maiores, iguais ou menores que pressão atmosférica.

Em sistemas hidráulicos com trechos “sifonados”, ou seja, em que as pressões atuantes são menores que a pressão atmosférica, cuidados especiais devem ser tomados na implantação e operação das canalizações, devido à possibilidade de acesso de ar, ou formação de “bolsões” que podem interromper o fluxo.

Em linhas de sucção com bombas montadas na forma “não afogadas”, a pressão atmosférica local atuante na superfície livre, representa a energia inicial disponível e responsável para sua conversão em energia potencial ou de elevação da água até a entrada dos rotores das bombas.

1.8.2 Fatores que influem nos valores da pressão atmosférica

Os principais fatores que influem nos valores da pressão atmosférica são: altitude local, temperatura, umidade e a densidade do ar. Variando-se apenas um fator de cada vez mantendo-se os outros fatores influentes em condições constantes, é possível constatar-se as seguintes relações:

Altitude – a pressão é inversamente proporcional à altitude, ou seja, quanto maior for a altitude menor será a pressão.

Temperatura do ar – a pressão é inversamente proporcional à temperatura, ou seja, quanto menor a temperatura, maior será a pressão.

Umidade do ar – a pressão é inversamente proporcional à umidade, ou seja, quanto mais úmido e, portanto, menos denso for o ar, menor será a pressão.

Densidade do ar – a densidade é diretamente proporcional à pressão atmosférica, ou seja, quanto maior for a densidade do ar maior será a pressão atmosférica e vice-versa.

Latitude – a pressão depende da aceleração da gravidade (g) que por sua vez varia com a latitude, por exemplo: latitude de 20° ; $g = 9,78 \text{ m/s}^2$; Latitude de 45° , $g = 9,806 \text{ m/s}^2$ e latitude de 80° , $g = 9,83 \text{ m/s}^2$.

Embora a pressão atmosférica, dependa de vários fatores, de forma aproximada, é um parâmetro que pode ser expresso em função apenas da altitude e, portanto, dependente de cada localidade.

1.8.3 Ilustrações para visualização da pressão atmosférica e pressão de vapor

A Figura 1.8.1 apresenta um esquema para medida da pressão atmosférica por meio de um “tubo de ensaio” invertido. No ponto 1, que constitui a interface ar-fluido age a pressão atmosférica local e no ponto 2, e em todo o volume gasoso compreendido entre o fluido e a parede confinante do tubo de ensaio age a pressão de vapor $P_v = f(T)$, que é correspondente ao tipo de fluido e sua respectiva temperatura.

De acordo com o esquema apresentado, para obtermos a pressão atmosférica local P_{at} basta somarmos a altura de equilíbrio H do fluido com a pressão de vapor P_v . Para utilizarmos unidades coerentes devemos apresentar as pressões atuantes em termos de pressão por unidade de peso específico do fluido, o que resulta em pressões em termos de altura de coluna de fluido (m.c.f.), ou seja: $\frac{P_{at}}{\gamma} = H + \frac{P_v}{\gamma}$.

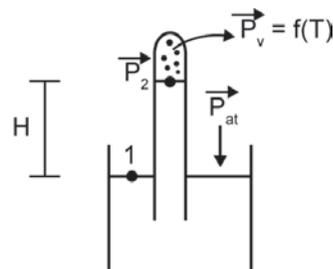


Figura 1.12 Medida da pressão atmosférica com “tubo de ensaio” invertido.

Se recorrermos à Tabela 1.7.1 onde são apresentados os valores de P_v / γ do fluido água, podemos verificar que quanto maior for a temperatura da água maior é a contribuição da pressão do vapor no equilíbrio que se estabelece com a pressão atmosférica local, e portanto menor a altura H de elevação do fluido e vice-versa.

A Figura 1.8.2, apresenta esquema ilustrativo da composição da pressão atmosférica resultante da soma das parcelas referentes à pressão de vapor P_v / γ com a altura de elevação da água h em função da variação da temperatura. Verifica-se que para temperaturas baixas da água a parcela referente à pressão de vapor tem pouca contribuição na composição da pressão atmosférica prevalecendo a altura de elevação h . À medida em que ocorre o acréscimo gradual da temperatura os valores relativos das parcelas contribuintes vão se invertendo, culminando em valor extremo da pressão de vapor e mínimo da altura de elevação H , quando a temperatura da água atinge o valor de 100 °C.

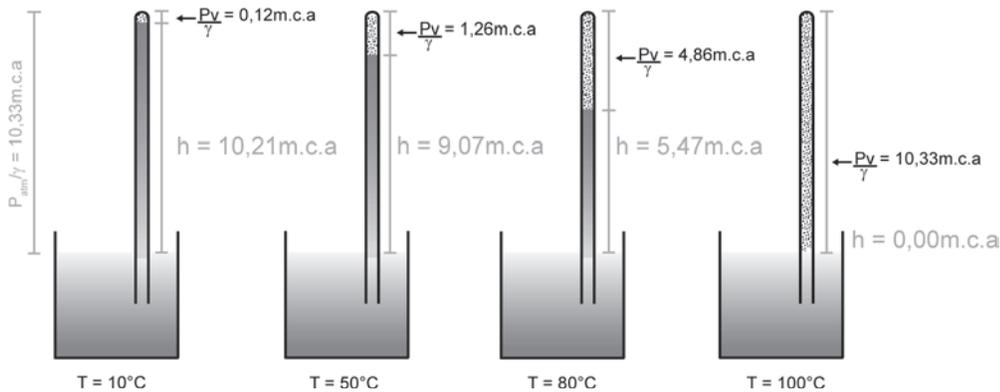


Figura 1.13 Valores relativos entre a pressão de vapor (P_v / γ) e altura de coluna d'água (h) em função da temperatura em coluna de medição da pressão atmosférica (P_{at} / γ).

1.8.4 Expressão para determinação da pressão atmosférica (P_{at} / γ)

A pressão atmosférica pode ser estimada em função da altitude local h , em metros de coluna de água (m.c.a.), pela Equação 1.8.1.

$\frac{P_{at}}{\gamma}$ → é função da altitude do local (h)

$$\frac{P_{at}}{\gamma} = 13,6 \cdot \left(\frac{760 - 0,081 \cdot h}{1000} \right) \rightarrow \text{m.c.a.} \quad (1.8.1)$$

1.8.5 Exemplos de determinação da pressão atmosférica local

Em Santos (S.P.): supondo altitude $h = 0 \text{ m}$

$$\frac{P_{at}}{\gamma} = 13,6 \cdot \left(\frac{760 - 0}{1000} \right) \rightarrow 10,33 \text{ m.c.a.}$$

Em São Carlos (S.P.): supondo altitude média $h = 800$ m

$$\frac{P_{at}}{\gamma} = 13,6 \cdot \left(\frac{760 - 0,081 \cdot 800}{1000} \right) \rightarrow 9,45 \text{ m.c.a.}$$

Em La Paz (Bolívia): supondo altitude $h = 3500$ m

$$\frac{P_{at}}{\gamma} = 13,6 \cdot \left(\frac{760 - 0,081 \cdot 3500}{1000} \right) \rightarrow 6,48 \text{ m.c.a.}$$

1.9 Considerações gerais sobre as velocidades e pressões nas canalizações

1.9.1 Velocidades limites

Tanto em sistemas funcionando, como condutos forçados ou como condutos livres ou canais, existem **limites inferiores e superiores de velocidades e pressões** no sentido de atender aos aspectos técnicos, econômicos, funcionais e operacionais.

Por exemplo, em condutos forçados para transporte de água limpa por bombeamento, as velocidades usuais associam-se aos aspectos econômicos de transporte dessa água e situam-se na prática na faixa de 1,0 a 2,0 m/s. Velocidades muito altas significam neste caso, alto gasto com energia devido à grande perda de carga desenvolvida neste transporte e velocidades muito baixas implicam em utilização de tubulações com diâmetros muito elevados e consequentemente representando maiores custos de investimento de capital. Ainda nesse caso, são fixadas velocidades limites superiores na faixa de 5,0 m/s no sentido de se evitar desgastes excessivos das paredes da tubulação. Em instalações prediais, as velocidades máximas limites também são estipuladas no sentido de se evitar incômodos com ruídos provocados por velocidades excessivas e problemas com transitórios hidráulicos tais como o fenômeno do Golpe de Aríete.

Em sistemas de canalizações para transporte de água “suja”, com sólidos em suspensão, como no caso de redes de esgoto sanitário, ou material particulado (areia), como no caso de galerias de águas pluviais, **além da velocidade máxima já citada há que se preocupar também com as velocidades mínimas** no sentido de se evitar a formação de depósitos indesejáveis desses materiais, que podem causar a obstrução das canalizações. Por exemplo, para o caso de se garantir arraste e transporte de partículas de areia com diâmetros menores ou iguais a 0,2 mm, estipula-se uma velocidade média mínima em torno de 0,3 m/s na seção da canalização.

1.9.2 Pressões limites

Diferentemente do parâmetro velocidade, as **pressões limites** a princípio só fazem sentido na análise dos sistemas em condutos forçados. A título de exemplificação, as redes públicas de abastecimento de água de um município, são dimensionadas para atender uma faixa de pressões mínima e máxima, respectivamente de 15 m.c.a. e 50 m.c.a., conforme recomendado por normas técnicas. A pressão mínima no caso visa a garantia de abastecimento de água, alimentando domicílios com cerca de até 3 andares por força gravitacional, em pontos e horários mais críticos de funcionamento da rede.

Fisicamente, uma pressão mínima de 15 m.c.a., significa que ao conectarmos uma mangueira transparente (piezômetro), na torneira do cavalete de uma residência, e ao dispô-la verticalmente, esta irá atingir uma coluna de pelo menos 15 m.c.a. neste ponto. O mesmo raciocínio é válido para a pressão máxima de 50 m.c.a.

As pressões mínimas são também estabelecidas para garantia de funcionamento adequado de peças ou aparelhos, apenas pela ação da força gravitacional. Por exemplo, o fabricante de chuveiro solicita uma pressão mínima de 1 m.c.a., na sua conexão de entrada.

As pressões máximas em redes de abastecimento de água visam além da busca de redução de custos com materiais extremamente resistentes, também à redução de consumo e perdas de água nessa rede. Como se sabe, quanto maior a pressão disponível na entrada de uma torneira, maior é seu consumo induzido pela pressão. O mesmo é válido para o caso das perdas por vazamento nas redes. Os maiores índices de perdas em rede associam-se com as maiores pressões atuantes. As pressões máximas e suas variações são também utilizadas como parâmetros de especificações de materiais que compõem canalizações de recalque de sistemas de bombeamento envolvendo grandes alturas manométricas.

Além das **pressões máximas**, merecem preocupações em sistemas de condutos forçados às **pressões mínimas**. Conforme veremos, os trechos de condutos forçados funcionando com pressões abaixo da pressão atmosférica (trechos “sifonados”), merecem preocupações tanto construtivas como funcionais, uma vez que possibilitam a entrada de ar em juntas mal executadas, ou formação de “bolsões de ar” que propiciam a “quebra” da coluna líquida, provocando a descontinuidade do fluxo. A condição limite e crítica de funcionamento ocorre quando a pressão no interior da canalização aproximar-se da pressão de vapor P_v .

1.10 (Piezômetros x tubos Pitot): tomadas de pressão e velocidades

1.10.1 Introdução

Trataremos nesse item dos conceitos relativos aos Piezômetros e Tubos de Pitot e as tomadas de pressão e de velocidades nas canalizações.

Os piezômetros quando conectados às canalizações captam a energia de pressão contida nesses pontos. A pressão, quando expressa em unidades de peso específico do fluido (P / γ), resulta em m.c.a.

Os tubos de Pitot quando conectados às canalizações captam a energia cinética ($V^2 / 2g$) contida nesses pontos, expressa em m.c.a.

Os tubos de Pitot, dependendo da configuração de montagem, podem captar além da energia cinética expressa em m.c.a. ($V^2 / 2g$), também a energia de pressão (P / γ).

Nos casos que iremos ilustrar, adotaremos a configuração para captar essas duas formas de energia, ou seja; $(P / \gamma) + (V^2 / 2g)$. Denominaremos esse dispositivo de **tubo de Pitot Modificado**. Tais dispositivos, portanto, quando conectados às canalizações nos permitirão **visualizar e destacar de forma conjunta** as energias de pressão e de velocidade.

1.10.2 Ilustrações de piezômetros e tubos Pitot modificados conectados em canais e condutos forçados

A Figura 1.10.1 ilustra uma seção de canal onde foram conectados um piezômetro e tubo de Pitot modificado. Cabe observar que ao conectarmos um piezômetro em um ponto qualquer da seção do canal, este não acusa nenhuma energia de pressão que seria representada pela elevação de uma coluna de água (h). Já com relação ao tubo de Pitot modificado, verifica-se que este capta a carga de energia cinética representada por uma altura de elevação (h), igual a $V^2 / 2g$ expressa em termos de metros de coluna de água (m.c.a.).

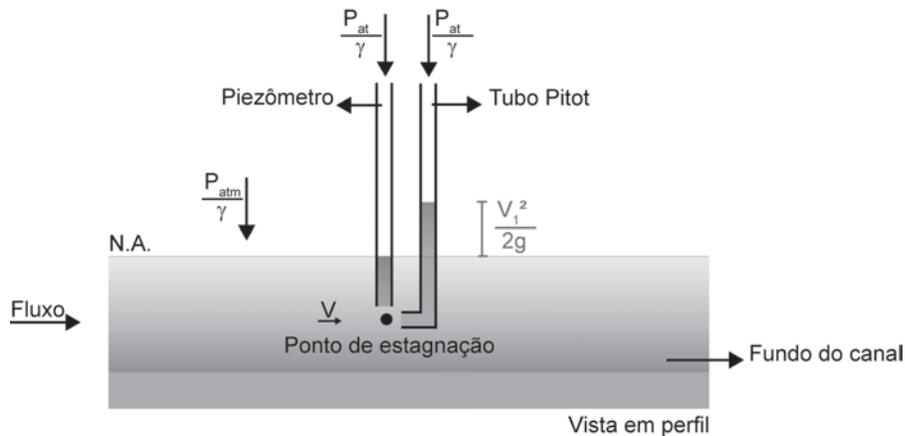


Figura 1.14 Ilustração de piezômetro e tubo de Pitot modificado conectado em uma seção de canal.

As Figuras 1.10.2 e 1.10.3 ilustram respectivamente as conexões de piezômetro e tubo de Pitot modificado em uma seção de conduto forçado. No caso da Figura 1.10.2 verifica-se que o piezômetro capta a energia de pressão contida no escoamento representada pela altura de elevação P/γ , expressa em termos de altura de coluna de água (h). Cabe ressaltar que neste caso a pressão atuante no interior do conduto forçado é superior à pressão atmosférica em valor correspondente à coluna de água detectada no piezômetro. Veremos mais adiante que teremos casos em que a pressão atuante no interior do conduto forçado pode também apresentar valores iguais ou inferiores que a pressão atmosférica.

A Figura 1.10.3 apresenta a ilustração do resultado da conexão de um tubo de Pitot modificado em seção de conduto forçado, cuja pressão atuante no interior da canalização é também superior à pressão atmosférica. Verifica-se que o tubo de Pitot Modificado, além da energia de pressão P/γ , capta a energia cinética $V^2/2g$.

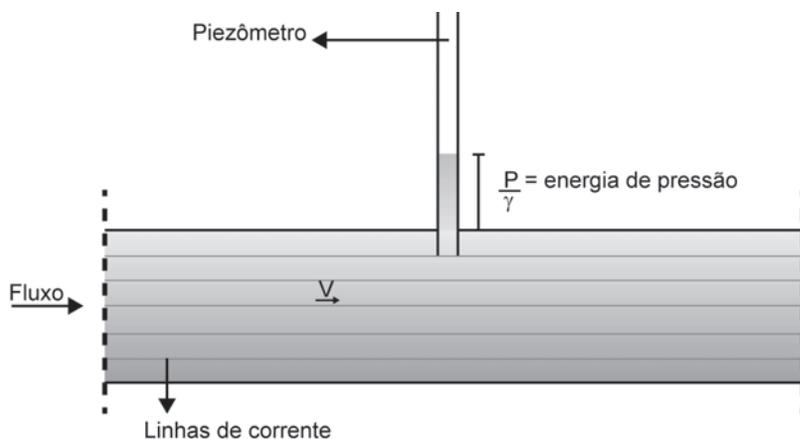


Figura 1.15 Ilustração de piezômetro conectado em seção de conduto forçado.

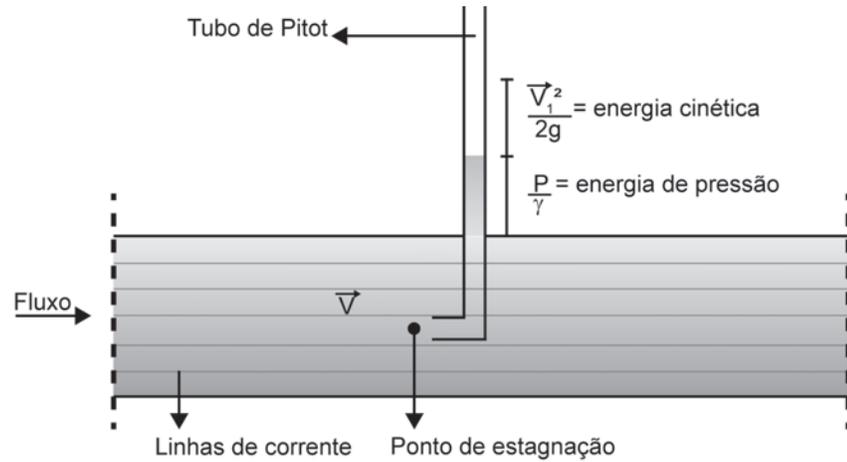


Figura 1.16 Ilustração de tubo de Pitot modificado conectado em seção de conduto forçado.

1.10.3 Ilustrações de piezômetros, tubos Pitot modificado e manômetros conectados em condutos forçados com diferentes situações de pressões internas

Apresentam-se nas Figuras 1.10.4 a 1.10.6 ilustrações de conexões de piezômetros, tubos Pitot modificados e manômetros em trechos de tubulações em três situações distintas de pressão atuante no interior do conduto, ou seja; maior, igual e menor que a pressão atmosférica.

a) Pressão atuante interna no conduto maior que a pressão atmosférica

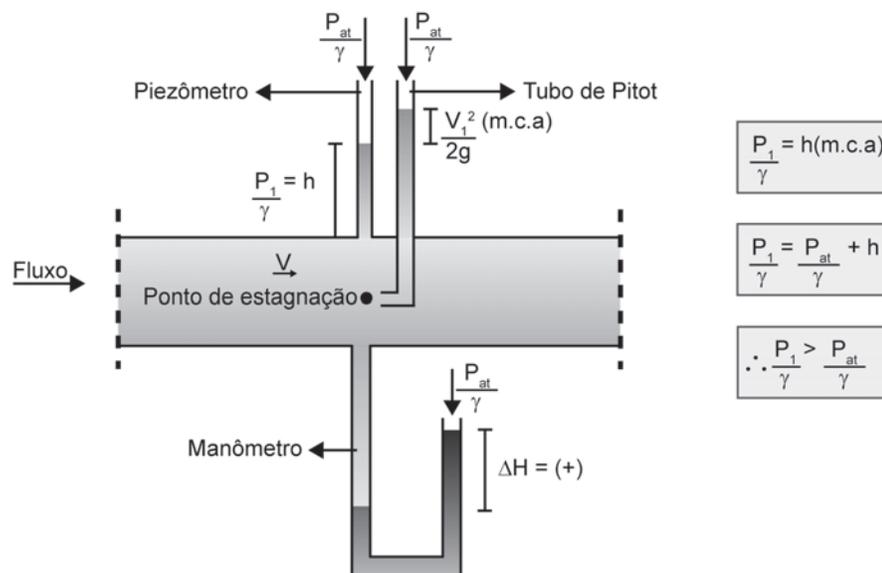


Figura 1.17 Ilustração de piezômetro, tubo de Pitot modificado e manômetro conectados em seção de conduto forçado com pressão interna atuante maior que a atmosférica.

É fácil distinguir pela Figura 1.10.4 que a pressão atuante no interior do conduto apresenta-se acima da pressão atmosférica em função da altura de

elevação (h) da água detectada no piezômetro. No caso do Pitot modificado, além da altura h, houve também um acréscimo adicional representado pela altura $V^2 / 2g$ que se traduz na carga de energia cinética contida no escoamento. Um manômetro conectado nas imediações do ponto 1, acusa também um deslocamento (positivo) da coluna do líquido de preenchimento, representado na figura como $\Delta H(+)$, acima da pressão atmosférica.

b) Pressão atuante interna no conduto igual à pressão atmosférica

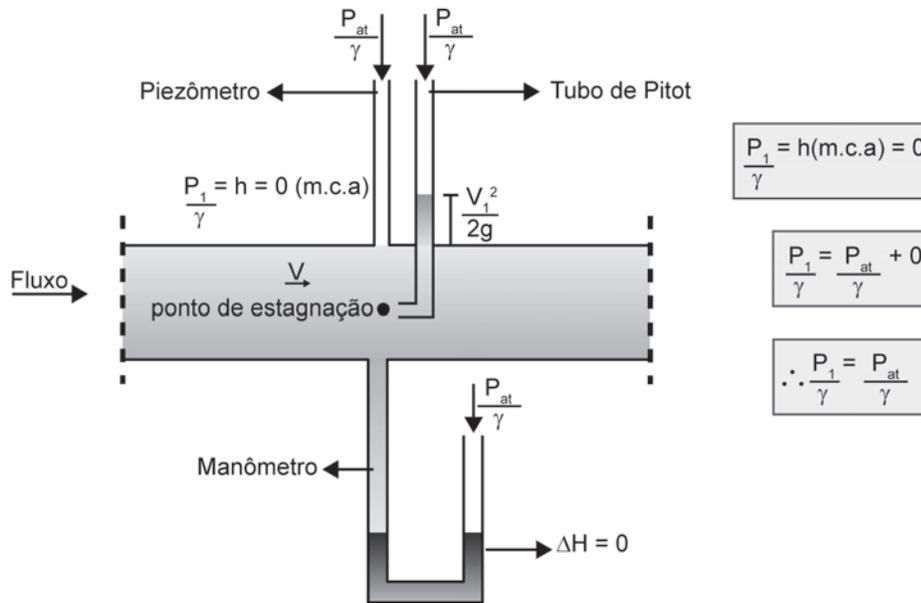


Figura 1.18 Ilustração de piezômetro, tubo de Pitot modificado e manômetro conectados em seção de conduto forçado com pressão interna atuante igual à pressão atmosférica.

Pela análise da Figura 1.10.5. observa-se que o piezômetro não acusa nenhuma elevação da coluna de água ($h = 0$), demonstrando que nesse ponto a pressão interna apresenta-se exatamente igual à pressão atmosférica local. O tubo de Pitot modificado por sua vez, acusa uma elevação $V^2 / 2g$ referente a carga cinética contida no escoamento. Analisando de forma isolada o manômetro, verifica-se que o líquido de preenchimento contido no seu interior não acusa nenhum deslocamento, ou seja, denota-se que a pressão interna na tubulação encontra-se em pleno equilíbrio e é igual à pressão atmosfera local.

c) Pressão atuante interna no conduto menor que a pressão atmosférica

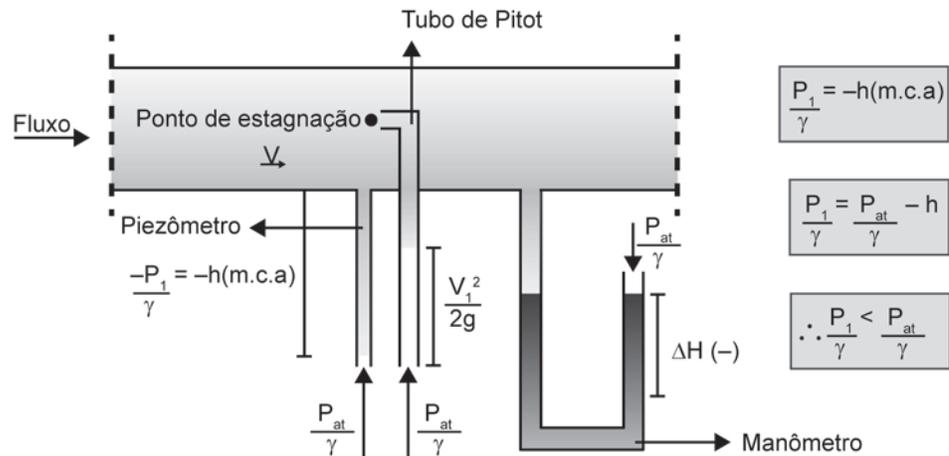


Figura 1.19 Ilustração de piezômetro, tubo de Pitot modificado e manômetro conectados em seção de conduto forçado com pressão interna atuante menor que a pressão atmosférica.

Nos casos em que as pressões atuantes internas nas canalizações são inferiores à pressão atmosférica, temos que adotar o seguinte artifício: **conectar os piezômetros e tubos de Pitot, às canalizações com as pontas voltadas para “baixo”**. Se não adotarmos tal estratégia, pelo fato da pressão reinante ser menor que a atmosférica teríamos nesse ponto o processo de acesso de ar ao interior da canalização e os aparatos perderiam sua função, uma vez que colunas de equilíbrio não seriam geradas possibilitando sua visualização e leitura. Utilizando-se deste pequeno artifício poderemos continuar contando com esses preciosos aparatos na avaliação e análise das linhas piezométricas e de energia total. Analisando inicialmente apenas o piezômetro da Figura 1.10.6 podemos destacar uma coluna “invertida” de água (-h), que se destaca representando que nas imediações do ponto 1 a pressão atuante no interior do conduto apresenta esse valor de altura h inferior à pressão atmosfera local. Na realidade podemos também imaginar que a pressão no interior da canalização no ponto 1, sendo inferior que a atmosférica (succiona) ou “sustenta” esta coluna de altura h de água. Pela análise do tubo Pitot, podemos verificar que nas proximidades do ponto 1 a pressão tem um valor $V^2 / 2g$ superior a (-h), decorrente da energia cinética contida no escoamento. Ainda pela análise do manômetro podemos verificar que nas proximidades do ponto 1 existe uma pressão atuante inferior à atmosférica que propicia a “sucção” e sustentação de uma coluna $\Delta H(-)$ do líquido manométrico. A utilização do artifício de invertermos ou “pendurarmos” os piezômetros em trechos submetidos a pressões menores que a atmosférica é muito útil no traçado das linhas piezométricas e linhas de energia das canalizações.

1.11 Conceitos e diferenciação entre perda de carga distribuída e perda de carga localizada

Apresentaremos neste capítulo os conceitos referentes às perdas de carga distribuídas e perdas de carga localizadas em canalizações trabalhando como condutos forçados. Para tal utilizaremos como apoio, as ilustrações apresentadas nas Figuras 1.11.1 a 1.11.4, apresentadas na sequência.

1.11.1 Perda de carga distribuída (ΔH)

A perda de carga distribuída (ou perda ao longo da tubulação) é a perda de energia ΔH , que ocorre de forma homogênea e gradativa ao longo de um determinado trecho de uma tubulação de diâmetro constante.

Pela Figura 1.11.1, podemos verificar duas situações de transporte de vazões (Q_1 e Q_2), por meio de uma tubulação de diâmetro constante igual a D . Como dispositivo auxiliar de visualização foram instalados no trecho de comprimento L , dois piezômetros, um no seu início (ponto 1) e outro no seu final (ponto 2).

Para a vazão Q_1 , verifica-se que ocorreu no final do trajeto L percorrido por esta vazão uma **perda de carga distribuída** total igual a $\Delta H(Q_1)$. Para a vazão Q_2 , maior que a vazão Q_1 , verifica-se a ocorrência de uma perda de carga distribuída total no final do trecho, igual a $\Delta H(Q_2)$, maior que $\Delta H(Q_1)$.

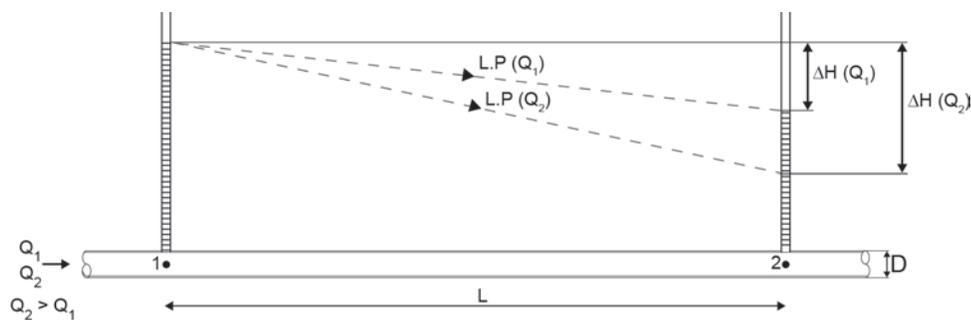


Figura 1.20 Ilustração da perda de carga distribuída para uma tubulação de diâmetro constante e trecho de extensão L .

1.11.2 Perda de carga unitária (J)

A perda de carga unitária J , nada mais é que a perda de carga distribuída por unidade de comprimento da tubulação, ou seja: $J = \Delta H/L$. Na verdade a perda de carga unitária nos indica o gradiente de decréscimo da energia total ΔH ao longo da

tubulação, e matematicamente representa a tangente do ângulo formado entre um plano horizontal de referência, com a linha piezométrica. Assim para um mesmo D, quanto maior o ângulo citado, maior a declividade da linha piezométrica, maior o J e maior a vazão transportada neste trecho.

O valor de J pode ser utilizado como parâmetro referencial para a verificação ou pré-dimensionamento de tubulações. Por exemplo, em dimensionamento de canalizações de instalações prediais e de redes de abastecimento de água é comum utilizar-se um valor aproximativo de J na faixa de 7m / km. Este valor referencial significa que podemos impor que a perda de carga unitária que irá ocorrer na tubulação seja de 7m em uma distância total percorrida pela água em 1 km de tubulação.

1.11.3 Perda de carga localizada ou perda de carga concentrada (ΔH_{loc})

A perda de carga localizada ou concentrada diferentemente da perda de carga distribuída é a perda de energia concentrada que se verifica decorrente da existência em determinados pontos da tubulação de peças, acessórios ou singularidades.

É dita localizada ou concentrada, pois caracteriza-se por um degrau de energia que se verifica em um pequeno espaço percorrido (quando da passagem por uma peça, acessório ou singularidade).

Como exemplos de peças, acessórios e singularidades podemos citar: curvas ou cotovelos (raio longo, raio curto), curvas de 45°, redução, ampliação, "Ts" (passagem direta, saída lateral ou saída bilateral), entrada de canalizações (entrada normal e entrada de borda), saída de canalização, registros totalmente abertos ou parcialmente fechados, válvulas diversas (globo, de pressão, de retenção, de pé com crivo), bocais etc.

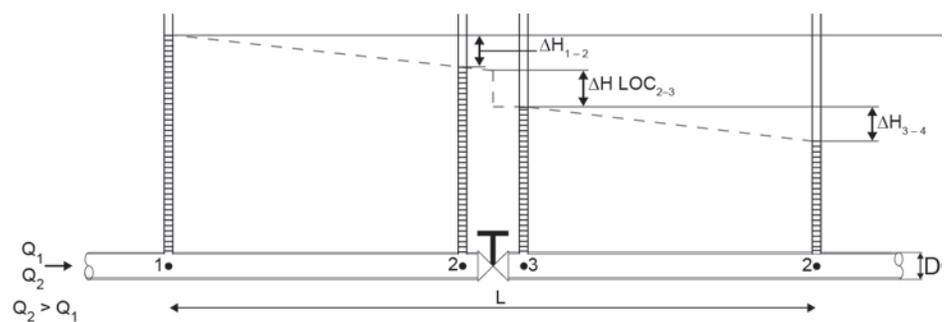


Figura 1.21 Ilustração de perda de carga localizada (ΔH_{loc}), em virtude da presença de acessório (registro) entre os pontos 2 e 3 da tubulação.

A Figura 1.11.2 ilustra a perda de carga localizada decorrente da existência de um registro colocado entre os pontos 2 e 3. Conforme se pode verificar pelos piezômetros colocados antes e depois desta peça, ocorre uma perda de energia na forma de um “degrau” resultando em queda da coluna de água após a passagem pelo registro.

Resumindo, cada peça, acessório ou singularidade quando presentes nos trechos retos das canalizações introduzem em maior ou menor grau a denominada perda localizada. Por exemplo, um cotovelo de raio curto tem o efeito de introduzir maior perda localizada se comparado ao cotovelo de raio longo.

Os valores das perdas localizadas para essas diferentes peças, acessórios e singularidades foram determinados experimentalmente, e para efeito do seu cálculo existem disponíveis na literatura métodos e valores de coeficientes de perda de carga (K) tabelados. Os catálogos de fabricantes de tubulações também costumam fornecer valores dos coeficientes de perdas de carga localizadas.

A Figura 1.11.3 apresenta a ilustração de um sistema de tubulações associadas em série. Destacam-se na figura três trechos com diâmetros distintos, e portanto nas transições ou mudanças de diâmetro são presentes peças de ampliação e redução que introduzem a denominada perda de carga localizada. É possível identificar pela figura que as perdas distribuídas e localizadas vão se somando através do percurso e no seu ponto final (6), atingem a perda total (ΔH_{total}).

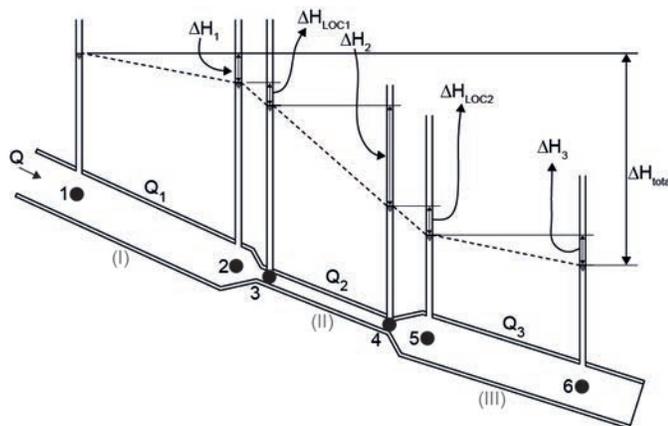


Figura 1.22 Ilustração de perdas distribuídas e localizadas para um sistema de tubulações associadas em série.

1.11.4 Comprimento real (L_{real}), comprimento equivalente (L_{eq}) e comprimento virtual (L_{virt}):

1.11.4.1 Considerações iniciais

Abordaremos nesse item os conceitos referentes a: **comprimento real, comprimento equivalente e comprimento virtual.**

Em sistemas hidráulicos de tubulações podemos nos deparar com trechos de tubulações com presença de peças, acessórios e singularidades, destinadas à mudanças de diâmetro (ampliação/redução), mudança de material (PVC-ferro galvanizado), mudança de direção (curvas de 90°, 45°), controle e regulação de vazão (registros, válvulas), além de outros (válvulas de retenção, de pé com crivo, válvulas antigolpe etc).

1.11.4.2 Perdas de carga expressas em termos de coluna de água (m.c.a.)

Conforme já vimos, as peças, acessórios e singularidades, quando presentes em trechos de tubulações, introduzem a denominada perda de carga localizada. As perdas de carga localizadas, expressas em termos de altura de coluna de água (m.c.a.) e que se apresentam na forma de degraus nos traçados da linha piezométrica podem ser calculadas pela expressão apresentada a seguir:

$$\Delta H_{loc} = K \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Sendo:

H_{loc} = perda de carga localizada em (m.c.a.);

V = velocidade média na passagem pela peça/acessório/singularidade (m/s);

g = aceleração gravitacional (m/s²);

K = coeficiente de perda de carga (valor tabelado para cada peça/acessório/singularidade).

Tabela 1.3 Exemplo de valores do coeficiente K, para diferentes peças e acessórios.

Peça ou acessório	Valor de K	Peça ou acessório	Valor de K
Curva de 90° raio curto	0,9	Válvula de ângulo aberta	5,0
Curva de 90° raio longo	0,6	Válvula de globo aberta	10,0
Curva de 45° raio curto	0,4	Válvula de retenção	3,0
Curva de 45° raio longo	0,2	Válvula de pé com crivo	10,0
T de passagem direta	0,9		
T de saída lateral	2,0		
Válvula de bóia	6,0		
Registro de gaveta (aberto)	0,2		

Os valores de K determinados experimentalmente para cada tipo de peça ou acessório, na verdade não são constantes, variando em função principalmente do número de Reynolds em sua faixa inicial compreendida entre o regime laminar e início do regime turbulento. Uma vez que, para as velocidades usuais nas tubulações, dispomos de Reynolds relativamente altos, o valor de K é aproximado como sendo uma constante.

1.11.4.3 Perdas de carga expressas em termos de comprimento equivalente de tubulação.

Ao invés de calcularmos as perdas localizadas em termos de altura de coluna de água (em m.c.a.), conforme a abordagem anterior podemos, para um determinado trecho de tubulação de extensão L_{real} , recorrer ao artifício de embutirmos o efeito dessas perdas localizadas, transformando-as previamente em termos de comprimentos equivalentes (L_{eq}) dessa mesma tubulação.

Fazendo isso, a extensão original do trecho reto inicial L_{real} ficará acrescida da extensão L_{eq} decorrente da equivalência com as perdas localizadas. Se efetuarmos a soma do comprimento real com o comprimento equivalente, nasce o conceito de comprimento virtual L_{virt} .

O comprimento virtual L_{virt} , que assim se origina, será a nova extensão (virtual) a ser percorrida pela água e que redundará na mesma perda de carga total que ocorreria, caso a água percorresse o trecho reto original e efetuasse a passagem pelas peças, acessórios e singularidades.

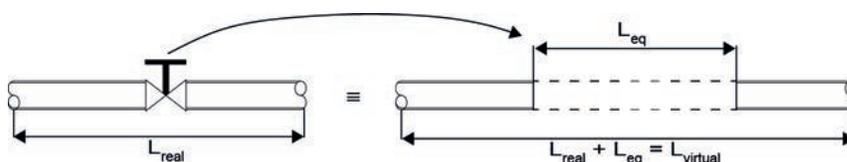


Figura 1.23 Transformação de um trecho de comprimento real (L_{real}), mais o efeito da perda localizada (L_{eq}) em comprimento virtual (L_{virt}).

Pela análise da Figura 1.11.4, podemos visualizar um trecho original real (L_{real}) de tubulação que dispõe de um registro em um ponto intermediário. O efeito do registro que introduz uma perda localizada foi transformado em termos de comprimento equivalente (L_{eq}), dessa mesma tubulação, o que resultou em um sistema hidráulico equivalente, só que agora com um comprimento maior (L_{virt}) a ser percorrido pela água para sofrer a mesma perda de carga.

A literatura apresenta diferentes métodos para transformação dos efeitos das perdas localizadas em termos de comprimento equivalente de tubulação, que somados ao comprimento real possibilita o cálculo do comprimento virtual. Alguns desses métodos são restritos por cobrirem apenas uma faixa de aplicação. Nesse sentido será apresentado aqui o método dos comprimentos equivalentes (L_{eq}) expressos em termos de número de diâmetros ($n \cdot D$), considerado mais amplo e geral.

Neste método, o efeito da perda de carga localizada para distintas peças, acessórios ou singularidades podem ser estimadas por meio da determinação de um comprimento equivalente em termos de números de diâmetro da canalização, ou seja:

$$L_{eq} = n \cdot D$$

Tais valores se encontram tabelados e são apresentados na Tabela 1.11.2. que se apresenta na sequência.

Tabela 1.4 Determinação de comprimentos equivalentes (L_{eq}) das perdas localizadas em termos de números de diâmetros da canalização ($n \cdot D$).

Peça, Acessório ou Singularidade	$L_{eq} = n \cdot D$
Cotovelo de 90° (raio de curvatura acentuada)	45 D
Cotovelo de 45° (raio de curvatura acentuada)	20 D
Curva de 90° (raio de curvatura mais amena)	30 D
Curva de 45° (raio de curvatura mais amena)	15 D
Entrada normal (ponto de saída da tubulação de um reservatório)	17 D
Entrada de borda (ponto de saída da tubulação de um reservatório)	35 D
Saída de canalização (ponto de entrada da tubulação em um reservatório)	35 D
Redução gradual	6 D
Ampliação gradual	12 D
Registro de gaveta aberto	8 D
Registro de globo aberto	350 D
Registro de ângulo aberto	170 D
T de passagem direta	20 D
T de saída lateral	50 D
T de saída bilateral	65 D
Válvula de pé com crivo (início da linha de sucção de bombas)	250 D
Válvula de retenção (evita o retorno da água - sentido unidirecional)	100 D

OBS.:Essesvalorespodemvariarsegundodadosdediferentesfontesouautoresnaliteratura.

1.11.4.4 Significância entre perdas de carga localizadas e perdas de carga distribuídas

Vamos aqui realizar uma análise da significância das perdas de carga localizadas quando comparadas com as perdas de carga distribuídas. A significância relativa das perdas de carga localizadas em relação às perdas distribuídas, a princípio, dependem dos tipos de sistema hidráulicos.

Por exemplo, para adutoras com grandes extensões, mesmo com eventuais traçados de linhas de tubulação não retilíneas (com curvas horizontais e verticais com grandes raios de curvatura), tais curvaturas tem pouca ou nenhuma influência na introdução de perdas localizadas. Também, mesmo que essa adutora de grande extensão contenha alguma peças e acessórios, tais como registros de gaveta, válvulas de retenção, em geral, não alteram significativamente o comprimento virtual quando comparado ao comprimento real. O mesmo costuma ser válido também para os grandes trechos que compõem as redes de abastecimento público de água e trechos longos que interligam reservatórios.

Já para o caso de trechos relativamente curtos com grande presença de peças e acessórios tal como a linha de tubulação que interliga a caixa d'água de uma residência ao chuveiro, existe grande significância relativa das perdas localizadas, fazendo com que o comprimento virtual seja muito distinto do comprimento real. Nesse caso em particular portanto, há que se levar em consideração tal fato para que não haja sub-dimensionamento dessa linha.

1.12 Relações entre pressão estática, pressão dinâmica e perda de carga

Apresentaremos neste capítulo os conceitos referentes à pressão estática, pressão dinâmica e perda de carga. Para tal, utilizaremos inicialmente a ilustração apresentada na Figura 1.12.1. apresentada na sequência.

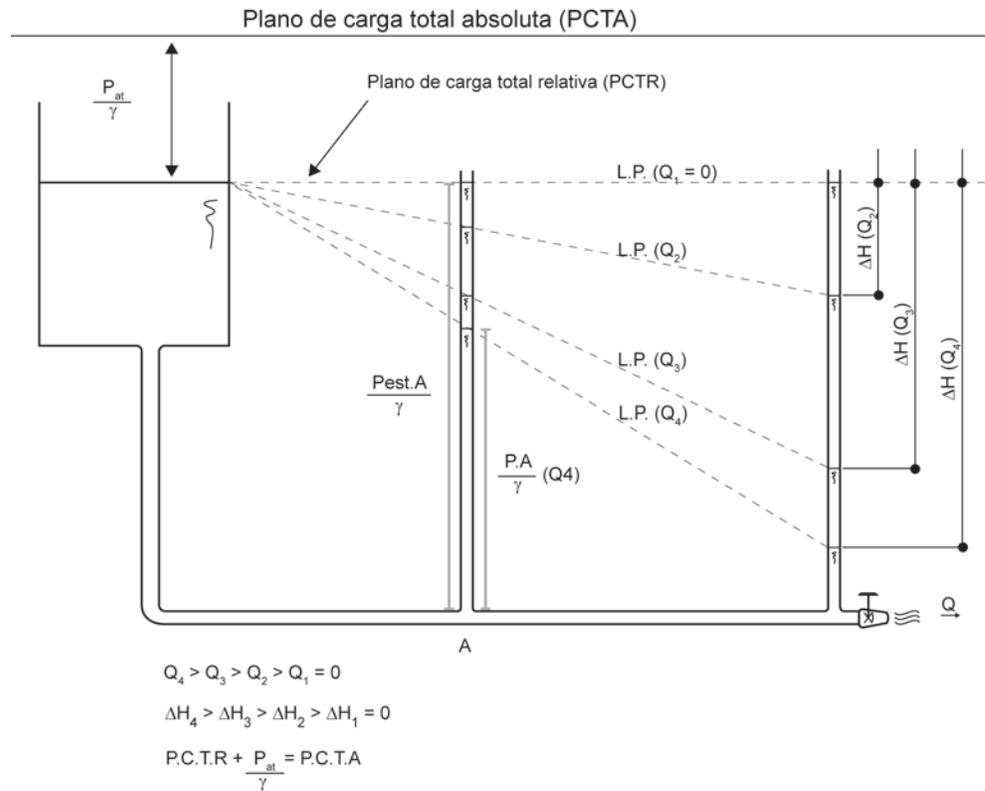


Figura 1.24 Ilustração da pressão estática, pressão dinâmica e perda de carga.

Pela figura apresentada, dispomos de um reservatório, mantido com o nível de água constante e que pode descarregar diferentes vazões por meio de um trecho de tubulação dotado de um registro de controle em sua extremidade.

Destaca-se na Figura 1.12.1 um ponto A, locado em um ponto intermediário da tubulação onde colocamos para auxiliar a visualização do escoamento, um piezômetro. Em um ponto, pouco antes do registro foi colocado também outro piezômetro.

Vamos imaginar um processo de abertura progressiva do registro, de início tendo como hipótese ele totalmente fechado. Com o registro totalmente fechado, desenha-se a LP ($Q_1=0$), e como não existe fluxo, não existe perda de carga e assim a água atinge o seu ponto máximo que é igual ao NA do reservatório. Esta situação é análoga à do princípio dos vasos comunicantes tratado na estática dos fluidos, e o piezômetro está acusando nesta situação a denominada pressão estática ($P_{est. A} / \lambda$), em m.c.a.

Procedendo-se ao processo de abertura gradual do registro dá-se início ao escoamento de uma vazão Q_2 , que provoca um decaimento da linha piezométrica, decorrente do dispêndio de energia (perda de carga), o que pode ser notado no piezômetro colocado próximo ao registro e anotado por $\Delta H (Q_2)$.

Dando prosseguimento ao processo de abertura gradativa do registro, podemos ver pela figura mais duas situações de acréscimo nas vazões (Q_3 e Q_4),

que irão promovendo respectivamente acréscimos nas perdas de carga $\Delta H (Q_3)$ e $\Delta H (Q_4)$.

Denominamos de pressão dinâmica as pressões que ocorrem em determinado ponto da tubulação quando está ocorrendo escoamento. Por exemplo, na Figura 1.12.1 apresenta-se a pressão dinâmica $P_{at} / \gamma (Q_4)$, que é a pressão disponível neste ponto quando está escoando a vazão Q_4 .

Cabe notar que a linha piezométrica horizontal LP (Q_1), denota que não está ocorrendo fluxo, ou seja; $Q_1=0$, e portanto não existe velocidade e consequentemente não existe perda de carga e a pressão atuante em qualquer ponto desta tubulação é a pressão estática e representa ainda a pressão máxima que pode ocorrer em tais pontos, quando estamos tratando de regime permanente ou estacionário.

É importante ressaltar também que, o sentido de decaimento da linha piezométrica, sempre indica o sentido de escoamento da vazão e que o seu gradiente de decaimento (mais ou menos acentuado), denota também em termos relativos e comparativos se as vazões que estão ocorrendo são menores ou maiores uma em relação às outras.

Finalmente cabe apresentar as relações que existem entre as pressões estática, pressão dinâmica e perda de carga:

Para um ponto qualquer, por exemplo ponto A, a pressão dinâmica P_{at} / γ para uma dada vazão Q, é a pressão estática $P_{est. A} / \gamma$ neste ponto subtraída da perda de carga ΔH_{1-A} que ocorreu de um ponto inicial (1), de referência até este ponto A, ou seja:

$$\frac{P_A}{\gamma} = \frac{P_{est. A}}{\gamma} - \Delta H_{1-A}$$

UNIDADE 2

Linha piezométrica x linha de energia
ou de carga total

2.1 Considerações iniciais

Em Hidráulica, a **visualização física do escoamento** permite que possamos formular matematicamente o problema com maior facilidade e segurança.

Uma maneira de visualizar fisicamente o escoamento e as formas de energias envolvidas no mesmo (pressão, cinética e potencial) é efetuar o **traçado ou desenho da linha piezométrica ou da linha de carga ou energia total**.

Em sistemas hidráulicos trabalhando como **condutos livres ou canais** a visualização da linha piezométrica é mais simples, pois o seu traçado coincide com a própria superfície livre do canal (interface ar-água), onde atua a pressão atmosférica.

Já, em sistemas hidráulicos trabalhando como **condutos forçados** a visualização da linha piezométrica não se dá de maneira tão direta, uma vez que o escoamento se apresenta de forma “escondida” no conduto. Além disso, a pressão atuante em determinado ponto pode ser maior, igual ou menor que a pressão atmosférica.

Uma maneira de destacar ou obter o traçado da linha piezométrica consiste na instalação de diversos piezômetros ao longo de um determinado trecho de tubulação que queremos analisar.

O conhecimento do conceito e respectivo **traçado ou desenho da linha piezométrica** ou da linha de carga ou energia total nos permite visualizar e distinguir os vários estágios e parâmetros associados ao escoamento: pressão disponível (P / γ), cota piezométrica (cota da interface ar-água dentro do piezômetro), cota da tubulação, perda de carga (ΔH) em determinado trecho ou ao longo da tubulação.

De posse desses parâmetros, o equacionamento do escoamento torna-se mais fácil.

Apresentam-se na sequência os conceitos e fundamentos para traçado da linha piezométrica e linha de energia total.

2.2 Linha piezométrica: conceito

A linha piezométrica pode ser entendida como o lugar geométrico (L.G.) dos pontos correspondentes aos níveis d'água alcançados nos piezômetros se instalados ao longo da linha da tubulação. Cabe lembrar que nas interfaces ar-água originadas nos piezômetros age a pressão atmosférica P_{at} / γ .

Cabe citar ainda que os piezômetros quando conectados às tubulações, captam e medem a energia de pressão expressa em termos de unidades métricas de coluna de fluido em escoamento, no caso $P / \gamma \notin \text{m.c.a.}$

2.3 Linha de carga ou de energia total: conceito

A linha de carga ou energia total pode ser entendida como o lugar geométrico (L.G.), formado pela interligação das cotas dos diversos pontos gerados pelas diversas interfaces ar-água que se originam quando conectamos diversos **tubos Pitot modificados** ao longo de uma tubulação.

Na verdade, a linha de carga ou de energia total (LE) é a própria linha piezométrica (LP) acrescida do termo de carga referente à energia cinética ($V^2 / 2g$), também expressa em termos de m.c.a.

Cabe citar, portanto, que os tubos Pitot modificados quando conectados às tubulações captam e medem a energia de pressão, acrescida da energia cinética expressa em termos de altura de coluna de fluido em escoamento, no caso $P / \gamma + V^2 / 2g = \text{m.c.a.}$

2.4 Linha piezométrica e linha de energia em canais e condutos forçados

A Figura 2.1. ilustra exemplo de traçado de linha piezométrica (LP) e linha de energia ou carga total (LE), para um trecho de canalização funcionando como canal, em regime de escoamento permanente e uniforme. Cabe notar que a LP em canais é a própria superfície livre (interface ar-água), e que se confirma quando conectamos piezômetros em diferentes pontos do canal. Ao conectarmos Tubos de Pitot nesse trecho de canal, nota-se que os mesmos acusam uma altura de elevação de água representada pelo termo $V^2 / 2g$, que se traduz pela energia cinética contida neste escoamento.

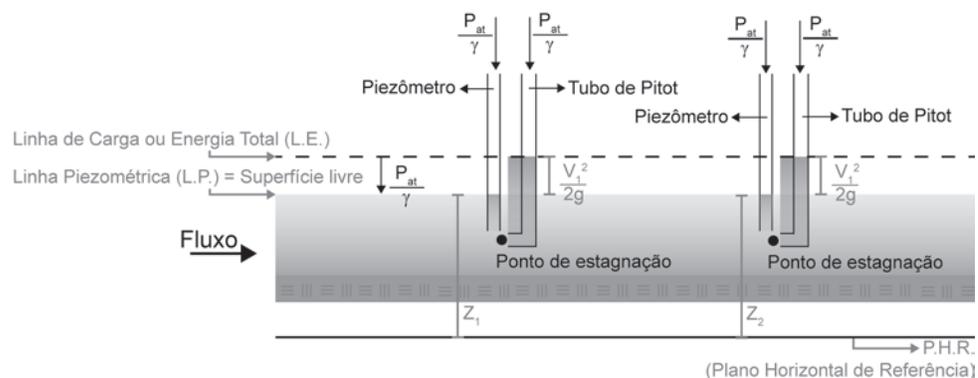


Figura 2.1 Ilustração das linhas piezométrica (LP) e linha energética (LE), para um trecho de canal em movimento permanente e uniforme.

A Figura 2.2 apresenta exemplo de traçado de linha piezométrica (LP) e linha de energia ou carga total (LE), para um trecho de tubulação funcionando como conduto forçado, com diâmetro (D) e vazão (Q) constantes. Pode-se observar por essa figura que a LP é desenhada por meio da ligação das interfaces ar-água que se formam nos piezômetros colocados ao longo da tubulação enquanto que o traçado da LE se origina através das interfaces originadas pela colocação dos tubos de Pitot Modificados ao longo da tubulação. É importante notar que a LE é a LP acrescida do termo de carga cinética contida no escoamento representada pelo termo $V^2 / 2g$ expresso em metros de coluna de água (m.c.a.).

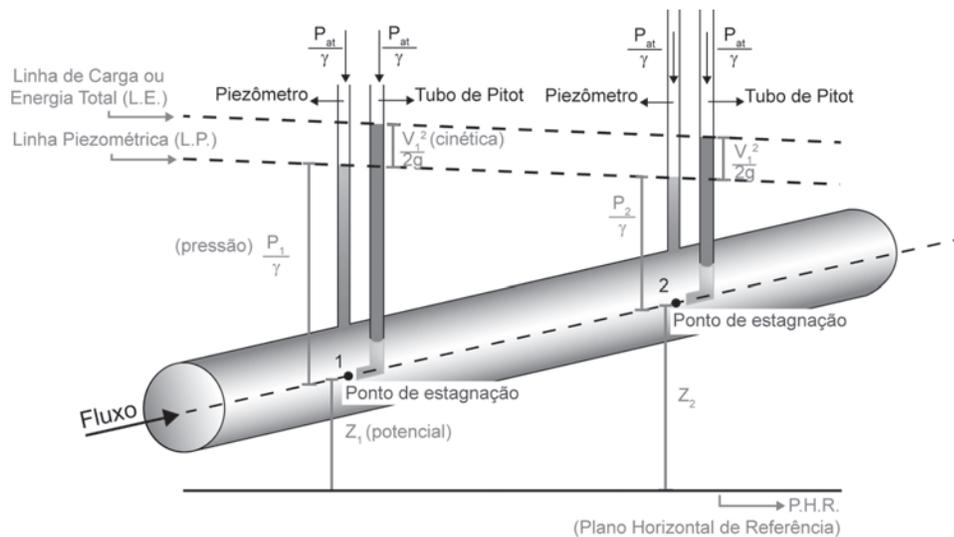


Figura 2.2 Exemplo de traçado de linha piezométrica (LP) e linha de carga ou energia total (LE), para um trecho de tubulação em conduto forçado.

2.5 Análise comparativa e considerações práticas sobre a linha piezométrica e linha de energia total

Em problemas correntes e práticos de hidráulica é comum considerarmos para efeito de simplificação de traçado, ao invés da linha de carga ou de energia total (**L.E.**) apenas a linha piezométrica (**L.P.**).

Esta aproximação pode ser plausível em função de duas razões:

1) para as velocidades usuais nas tubulações em condutos forçados que giram em torno de 1,0 a 2,0 m/s o termo cinético $V^2 / 2g$, torna-se desprezível quando comparado às pressões mínimas atuantes nas tubulações.

Por exemplo para $V = 1,5$ m/s, o termo $V^2 / 2g$ representa em termos de m.c.a. o valor de 0,11m ou cerca de apenas 11cm.

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{1,5^2}{2 \cdot 9,8} = 0,1 \text{ m}$$

Conforme já foi citado no item que trata das pressões mínimas atuantes nas redes públicas de abastecimento, a carga adicional de 0,11 m pouco representa quando comparada à pressão atuante mínima de 15,0 m.c.a.

2) Outra razão em se poder considerar em geral apenas a L.P. ao invés da L.E., reside no fato de que em uma linha de tubulação de diâmetro constante, a carga cinética também se apresenta constante, não interferindo portanto no balanço de energia deste trecho, uma vez que deve ser acrescida em ambos os termos, anulando portanto seu efeito final.

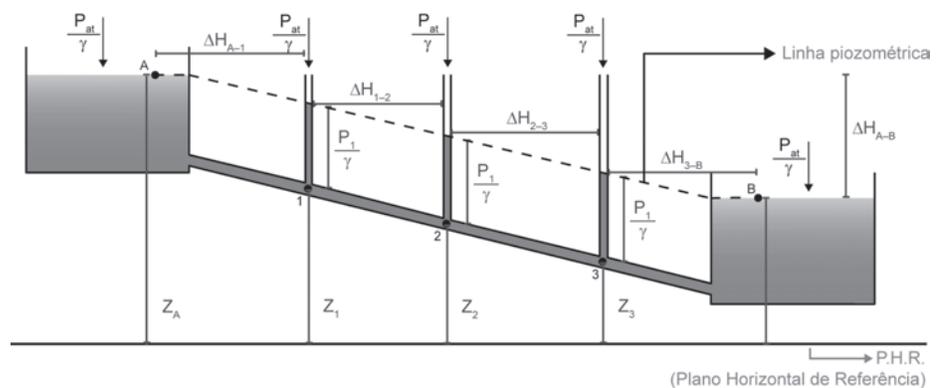


Figura 2.3 Exemplo de aproximação no traçado da linha de carga ou energia (LE) pela linha piezométrica (LP).

Na ilustração apresentada na Figura 2.3, apresenta-se desenhada apenas a linha piezométrica (LP), sendo omitida no caso a linha de energia total (LE), pelas razões anteriormente expostas. Na realidade, a linha tracejada que interliga as superfícies de água dos dois reservatórios trata-se da LE.

A LP na verdade seria uma reta paralela à LE deslocada do valor $V^2 / 2g$ abaixo da mesma. A cota do nível de água no reservatório superior (ponto A), representa a energia total inicial, enquanto que a cota de água no reservatório inferior (ponto B), representa a energia total final.

A diferença das cotas do nível de água inicial e final representa a energia despendida ou gasta para transporte da água entre esses dois pontos considerados, através do escoamento no interior desta tubulação. Esta energia despendida ou gasta, como veremos mais adiante é denominada no meio técnico como “perda de carga”, e representada na figura como sendo ΔH_{A-B} .

A figura ilustra também as perdas de carga parciais que vão ocorrendo trecho a trecho (ΔH_{A-1} , ΔH_{1-2} , ΔH_{2-3} , ΔH_{3-B}), cuja soma destas perdas parciais resulta na perda total ΔH_{A-B} .

UNIDADE 3

Teorema de Bernoulli

3.1 Apresentação do Teorema de Bernoulli

A Equação 3.1 que se apresenta na sequência, exprime a formulação do Teorema de Bernoulli, onde a carga ou energia total por unidade de peso específico do fluido em questão H (expressa em m.c.a.) se mantém constante ao longo de uma linha de corrente considerada, tendo como hipóteses o escoamento de líquidos perfeitos, sem efeito de viscosidade, incompressível ($\rho = \text{cte}$), e em regime permanente. A referida linha de corrente pode ser entendida como um lugar geométrico em que os vetores velocidades das partículas em escoamento, sempre se apresentam tangentes. Ainda, nos escoamentos permanentes, as trajetórias das partículas se apresentam coincidentes com as linhas de corrente.

Cabe salientar que existem na literatura, de acordo com a conveniência, diferentes formas de se exprimir a equação de Bernoulli. Em se tratando de hidráulica, a maneira mais apropriada é exprimir as diferentes formas de energia ($P/\gamma =$ pressão, $Z =$ potencial, $V^2/2g =$ cinética), em termos de unidade de peso específico (γ) da água.

Fazendo assim, podemos destacar as distintas formas de energia em termos de altura de coluna de água (m.c.a.), o que em muito facilita sua visualização e percepção em um escoamento, quando conforme já foi comentado, conectamos piezômetros e tubos de Pitot em pontos de interesse das tubulações.

$$H = \frac{P}{\gamma} + Z + \frac{V^2}{2g} = \text{cte} \quad (3.1)$$

A equação de Bernoulli aplicada entre dois pontos (1-2), de uma trajetória de partículas no interior de um tubo de corrente, formado por um conjunto de linhas de corrente delimitadas pelos contornos da tubulação, considerando valores médios da velocidade, pode ser escrita, pelo seguinte balanço de energia:

$$\frac{P_1}{\gamma} + Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\gamma} + Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} = \text{cte},$$

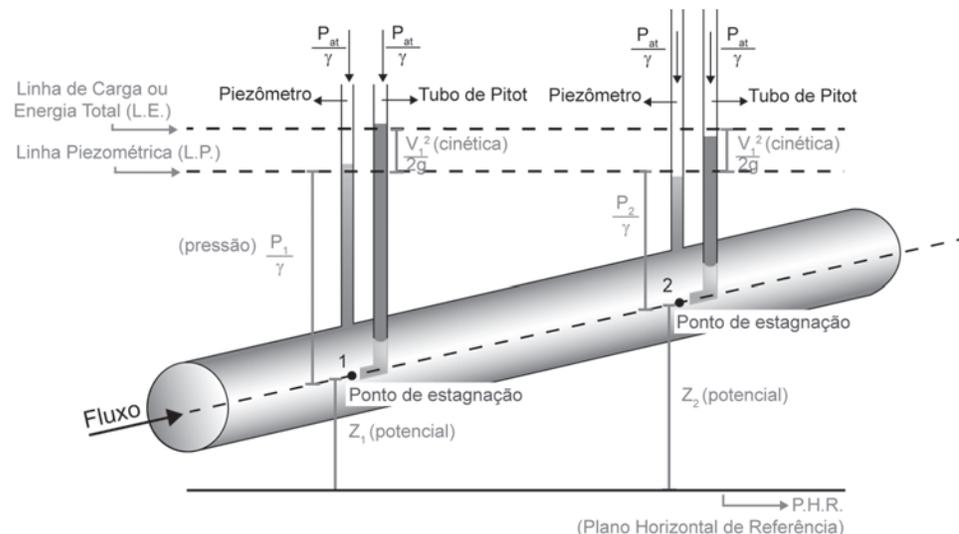


Figura 3.1 Destaque das três formas de energias (pressão, potencial e cinética), entre dois pontos de um escoamento e fluido em condições ideais.

Sabe-se que, em sistemas reais de escoamento, os fluidos não são ideais e tampouco os escoamentos se dão em condições ideais, o que torna necessária a introdução de fator corretivo para validar o balanço de energia anteriormente apresentado. O fator corretivo deve, portanto, ser inserido no segundo termo da equação, através do parâmetro que representa a perda de energia denominada no meio técnico de perda de carga ΔH , expressa nesse caso, conforme já comentado em termos de m.c.a.

A equação de Bernoulli, balanceada com o fator corretivo devido à perda de carga torna-se, para um trajeto da água entre dois pontos, portanto:

$$\frac{P_1}{\gamma} + Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\gamma} + Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H_{1-2} \quad (3.2)$$

em que:

P_1 / γ = energia de pressão no ponto 1 (m.c.a.);

Z_1 = energia potencial no ponto 1 (m);

$V_1^2 / 2g$ = energia ou carga cinética no ponto 1 (m.c.a.);

P_2 / γ = energia de pressão no ponto 2 (m.c.a.);

Z_2 = energia potencial no ponto 2 (m);

$V_2^2 / 2g$ = energia ou carga cinética no ponto 2 (m.c.a.);

H_{1-2} = perda de carga ocorrida entre os pontos 1 e 2.

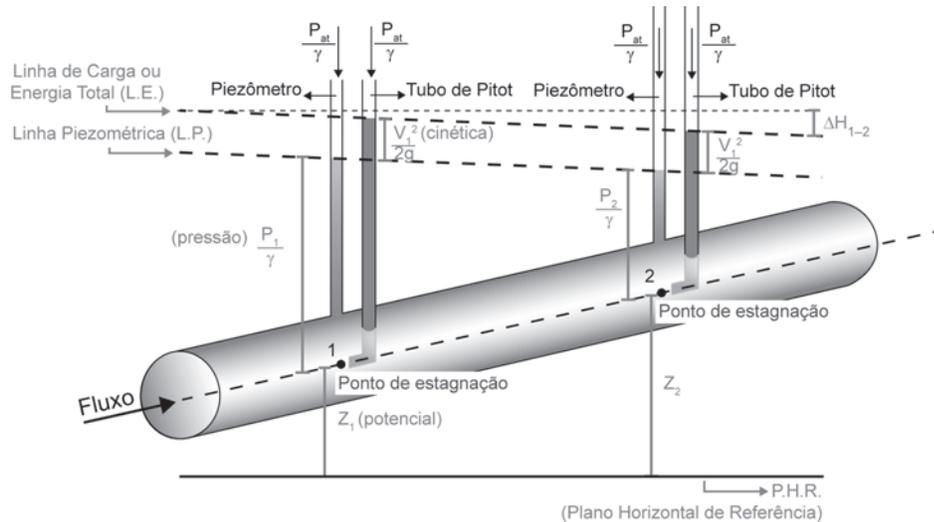


Figura 3.2 Destaque das três formas de energias (pressão, potencial e cinética), entre dois pontos de um escoamento e fluido em condições reais.

Conforme já apresentado no Capítulo 2, podemos em determinado escoamento, destacar de forma mais fácil, os parâmetros P / γ (energia de pressão), por meio da colocação imaginária de piezômetros em pontos de interesse, e os parâmetros $V_1^2 / 2g$ (energia ou carga cinética), através da colocação de tubos de Pitot. O parâmetro Z (energia potencial ou de posição) é facilmente destacável por meio da criação de um Plano Horizontal de Referência (P.H.R.).

De posse destes parâmetros, resta apenas, para efetuar o balanço de energia entre dois pontos conhecer as formulações para estimativa ou cálculo das perdas de carga ΔH , que será assunto tratado nos próximos capítulos.

3.2 Exemplos clássicos de aplicação do Teorema de Bernoulli

Apresentam-se nesse item, alguns exemplos clássicos da aplicação do teorema de Bernoulli, para distintos sistemas hidráulicos. Realizaremos aqui, a aplicação do teorema de Bernoulli, entre dois pontos escolhidos de forma conveniente, para que possamos descrever matematicamente o balanço de energia inicial (1) e final (2) decorrente de um trajeto percorrido pela água (1-2), através de um tubo de corrente.

3.2.1 Descarga de água de um reservatório através de bocal

A Figura 3.3 ilustra um primeiro exemplo clássico, que trata de um reservatório mantido com o nível constante, em regime permanente e que descarrega uma vazão constante Q , através de um bocal.

Escolhemos para esse caso, o ponto 1, sobre a superfície livre (interface ar-água), onde atua a pressão atmosférica P_{at} / γ , que é o ponto de energia máxima, e onde também toda energia relativa neste ponto se encontra armazenada na forma de energia potencial.

Como ponto 2, escolhemos a saída do bocal, na qual também atua a pressão atmosférica P_{at} / γ , e toda energia relativa neste ponto encontra-se acumulada na forma de energia cinética.

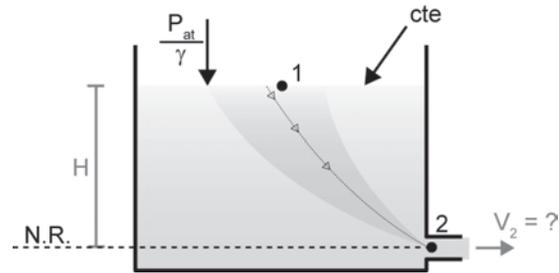


Figura 3.3 Descarga de água de reservatório, através de bocal.

O trajeto percorrido pelas partículas se dá através de um tubo de corrente de forma cônica dentro do reservatório, desde o ponto 1 ao ponto 2. Em hidráulica, apesar de existir uma perda de energia neste trajeto, uma vez que as velocidades no interior do reservatório se apresentam baixas, tais perdas são em geral desprezadas. Quando a água se aproxima do ponto 2, para entrada e saída (passagem) pelo bocal, existe um acréscimo significativo das velocidades, que provoca turbilhonamentos e que produz uma perda de carga localizada. Tais perdas, na teoria dos bocais são computadas de forma indireta, sendo determinadas experimentalmente e denominadas como coeficientes de descarga dos bocais.

Vamos aqui neste caso esquecer, além da perda no trajeto dentro do reservatório (em geral sempre desprezada), também a perda decorrente da descarga pelo bocal e efetuarmos a aplicação de Bernoulli entre os pontos 1 e 2.

Recorrendo à Equação 3.2, apresentada anteriormente e adotando o PHR, passando pelo ponto 2, teremos o seguinte balanço:

$$\frac{P_1}{\gamma} + Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\gamma} + Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H_{1-2}$$

$$\frac{P_{at}}{\gamma} + H + 0 = \frac{P_{at}}{\gamma} + 0 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H_{1-2}, \text{ ou;}$$

$$H = \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H_{1-2}$$

Como adotamos por hipótese, desprezar as perdas ocorridas no trajeto 1-2, temos finalmente que:

$$H = \frac{V_2^2}{2g}$$

Que reescrita e explicitada em termos de V fica:

$$V_2 = \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (3.3)$$

A equação 3.3 é a famosa equação de Torricelli.

Resumindo, o que podemos verificar neste exemplo é que o parâmetro **pressão se manteve constante** do ponto 1 ao ponto 2, e portanto se anularam, e toda energia que se encontrava acumulada na forma **potencial em 1** foi transformada (desprezando a perda no bocal) em **energia cinética no ponto 2**.

3.2.2 Descarga de jato vertical para a atmosfera

A Figura 3.4 ilustra a descarga de um jato vertical, através de um bocal para a atmosfera, mantido em regime de escoamento permanente, descarregando uma vazão Q, constante. Escolhemos para esse caso o ponto 1, que é a saída do bocal e como ponto 2, o ponto de alcance máximo vertical do jato.

Tanto no ponto 1 quanto no ponto 2, é possível observar que age a pressão atmosférica P_{at} / γ . Pode-se observar também que no trajeto percorrido 1-2, no ponto 1, a velocidade assume um valor máximo até tornar-se zero no ponto 2.

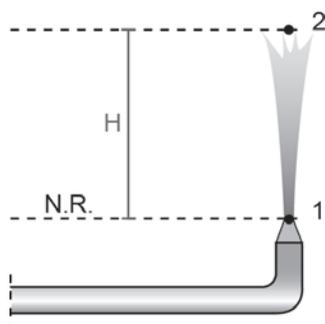


Figura 3.4 Descarga de jato vertical para a atmosfera

Novamente aqui faremos algumas observações e hipóteses sobre as perdas ocorridas no trajeto 1-2, no qual dispomos de um tubo de corrente envolto pela atmosfera, em que podemos desprezar as perdas de carga.

É muito importante observar que na passagem pelo bocal existe uma perda de carga que pode ser bastante significativa quanto maior for a velocidade de

saída do jato. No entanto, estaremos aqui realizando o balanço **após a passagem pelo bocal** (em sua saída), e portanto, para efeito da aplicação de Bernoulli, estaremos apenas desprezando as perdas que ocorrem com o percurso do tubo de corrente em contato com o ar.

Recorrendo novamente à Equação 3.2, apresentada anteriormente e adotando o P.H.R., passando agora pelo ponto 1, teremos o seguinte balanço de energia:

$$\frac{P_1}{\gamma} + Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\gamma} + Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H_{1-2}$$

$$\frac{P_{at}}{\gamma} + 0 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_{at}}{\gamma} + H + 0 + \Delta H_{1-2} \text{ ou}$$

$$\frac{V_1^2}{2g} = H + \Delta H_{1-2}$$

Como adotamos como hipótese, desprezarmos as perdas ocorridas no trajeto 1-2, temos finalmente que:

$$\frac{V_1^2}{2g} = H \text{ ou}$$

$$H = \frac{V_1^2}{2g} \tag{3.4}$$

Se observarmos, a equação 3.4, a mesma é a própria equação de Torricelli, só que agora explicitada em termos de H.

Resumindo, o que podemos verificar neste exemplo é que o parâmetro **pressão se manteve constante** do ponto 1 ao ponto 2 (e portanto se anularam) e toda energia que se encontrava acumulada na forma **cinética em 1** foi transformada (desprezando as perdas no trajeto 1-2) em **energia potencial no ponto 2 (altura H do jato)**.

3.2.3 Efeito Venturi (conversão brusca de energia de pressão em energia cinética)

A Figura 3.5 apresenta a ilustração de um tubo de Venturi, que tem como princípio a realização de uma redução brusca na seção da canalização, o que implica para um escoamento em regime permanente veiculando uma vazão Q

constante, associado ao princípio da equação da continuidade em um acréscimo também brusco da velocidade na seção contraída.

A realização das transições bruscas criam zonas de alto turbilhonamento nas regiões de mudanças de diâmetro, introduzindo perdas de carga significativas representadas na figura como ΔH_{1-2} e ΔH_{2-3} .

Para auxiliar a visualização das formas de energia envolvidas, bem como as perdas que ocorrem nesse dispositivo, recorreremos à conexão de piezômetros e tubos de Pitot. Nesse caso em particular, a tubulação sendo disposta na horizontal, apresenta para os distintos pontos a mesma energia potencial Z , podendo ser anulados no balanço a ser efetuado.

O que é mais interessante ser mostrado neste esquema são as transformações/conversões das energias de pressão/cinética, mantida a energia potencial constante.

Do ponto 1 ao ponto 2, fora a perda de carga ocorrida, grande parte da energia em 1 armazenada na forma de energia de pressão é convertida em energia cinética no ponto 2, reduzindo portanto de forma significativa a energia de pressão no ponto 2.

Do ponto 2 ao ponto 3, ocorre o processo inverso. A energia que se encontrava acumulada na forma cinética em dois é revertida para energia de pressão no ponto 3, ocorrendo portanto queda da energia cinética no ponto 3.

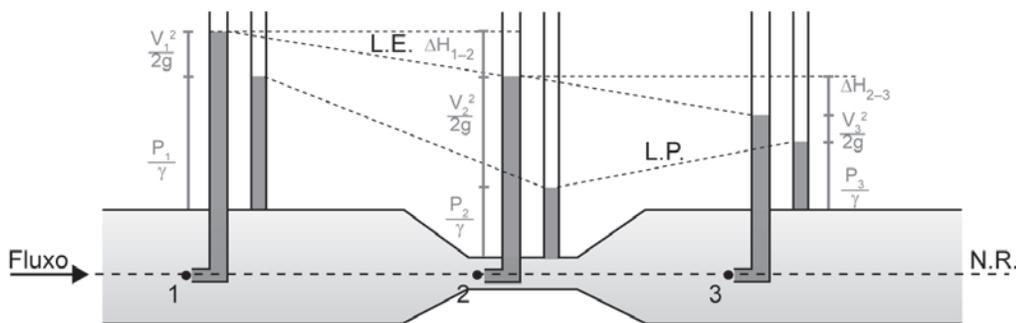


Figura 3.5 Tubo de Venturi: conversão brusca de energia de pressão em energia cinética.

Esse exemplo tem a função de destacar que a linha energética (LE), **sempre decai** decorrente da perda de carga envolvida, pois trata-se de linha envolvendo a energia total e que a linha piezométrica (LP) por sua vez, **tanto pode decair como ascender** (recuperar energia de pressão), em decorrência de diminuição, no caso, da energia cinética neste ponto.

3.2.4 Trecho de tubulação interligando dois reservatórios

A Figura 3.6 apresenta exemplo de um trecho de tubulação de diâmetro constante D , que veicula uma vazão Q também constante e que faz a interligação entre dois reservatórios mantidos a nível constante, em regime permanente.

Neste caso, diferentemente dos casos anteriores, podemos verificar que a forma de energia que se mantém constante ao longo da tubulação é a energia cinética $V^2 / 2g$, uma vez que a vazão e o diâmetro são constantes.

Mediante este fato, em balanço que se realizar entre dois pontos quaisquer da tubulação, as energias cinéticas sendo iguais **se anulam** não interferindo no cômputo e balanço total de energia envolvida entre esses dois pontos.

Essa é uma das razões por que podemos em trechos de diâmetros constantes considerarmos por questões de simplificação, apenas o traçado da linha piezométrica (LP), ao invés da linha energética (LE).

Vamos agora recorrer novamente à Equação 3.2 e efetuarmos a aplicação do teorema de Bernoulli entre os pontos 1 (Reservatório 1) e ponto 2 (Reservatório 2).

Cabe ressaltar que o ponto 1 acumula toda a energia relativa inicial, na forma potencial, pois atua na superfície livre a pressão atmosférica P_{at} / γ e a velocidade em 1 é zero pois o nível no reservatório 1 é mantido constante.

No ponto 2, podemos destacar toda a energia relativa final, também na forma potencial, pois atua também na superfície livre a pressão atmosférica P_{at} / γ , e a velocidade em 2 também é zero pois o nível no reservatório 2 também é constante.

Adotando o P.H.R. passando pelo ponto 2 e efetuando o balanço de energia entre os pontos 1 e 2 obtemos:

$$\frac{P_1}{\gamma} + Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\gamma} + Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H_{1-2}$$

$$\frac{P_{at}}{\gamma} + Z_1 + 0 = \frac{P_{at}}{\gamma} + 0 + 0 + \Delta H_{1-2}, \text{ ou;}$$

$$Z_1 = \Delta H_{1-2}$$

Conclui-se por esse balanço que a perda de carga ΔH_{1-2} é o próprio desnível, ou diferença de cota entre os níveis do reservatório 1 e reservatório 2.

Em outras palavras, a perda de carga que ocorreu para efetuar o transporte de vazão do reservatório 1 para o reservatório 2 é a diferença dos N.As desses dois reservatórios.

Cabe aqui novamente ressaltar que existe uma aproximação, pois conforme citado no item 3.2.1, as perdas “dentro” dos reservatórios (do ponto 1 à entrada da canalização) e (da saída da canalização ao ponto 2), por estarem associadas à baixas velocidades são geralmente desprezadas.

Dessa maneira, em interligações de reservatórios, embora a perda total ocorra de fato entre os pontos 1 e 2 (NAs), costuma-se aproximar essa perda total e atribuí-la como se ocorresse totalmente e apenas no percurso “dentro” da canalização.

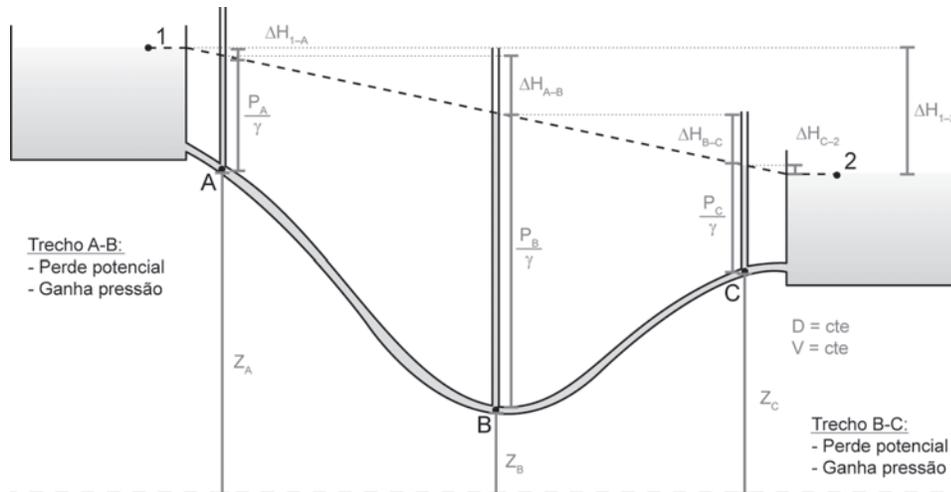


Figura 3.6 Trecho de tubulação de diâmetro constante interligando dois reservatórios.

Resumindo, podemos concluir que toda energia inicial acumulada na forma potencial em 1, decaiu para a forma de energia potencial final em 2 (diferença de NAs), sendo esta energia (ΔH_{1-2}), consumida para veicular a vazão que ocorreu na extensão total do trecho de tubulação (desde a entrada da canalização que ocorreu no reservatório 1 à saída da canalização que ocorreu no reservatório 2).

Como comentários finais acerca do sistema de interligação apresentado podemos citar:

Do ponto A para o ponto B, a energia cinética permanece constante e verifica-se uma perda de energia potencial ($Z_B < Z_A$), porém respectiva recuperação de energia de pressão no ponto B ($P_B / \gamma > P_A / \gamma$).

Do ponto B para o ponto C, a energia cinética permanece constante e verifica-se ganho novamente da energia potencial ($Z_C > Z_B$), porém com respectiva perda da energia de pressão ($P_C / \gamma < P_B / \gamma$).

Logicamente que para efetuar o balanço de energia nesses trechos, há que se considerar as respectivas perdas de cargas envolvidas, ΔH_{A-B} e ΔH_{B-C} .

UNIDADE 4

Teoria dos sifões e linhas de sucção

4.1 Teoria dos Sifões

Definição e considerações gerais:

Em hidráulica dos condutos forçados, sifões ou trechos sifonados, são trechos em que as pressões atuantes no interior dos condutos são inferiores à pressão atmosférica.

Em sistemas hidráulicos tais trechos podem ser facilmente identificados quando traçamos a linha piezométrica (LP), entre dois pontos e confrontamos com a linha da tubulação.

Como sabemos, a linha piezométrica é o lugar geométrico que se origina ao unirmos as diversas interfaces ar-água que se destacam quando conectamos diversos piezômetros ao longo de uma tubulação. Vimos também que nessa interface ar-água atua a pressão atmosférica.

Portanto, toda vez que a **linha da tubulação** se encontrar (ou passar) **acima da linha piezométrica**, a pressão atuante em um respectivo ponto desta tubulação estará submetida a uma pressão menor que a atmosférica.

Do ponto de vista prático os trechos sifonados merecem preocupações, pois representam pontos suscetíveis ao acesso de ar (em juntas mal feitas ou mal vedadas), pelo fato da pressão ser menor que a atmosférica, o que redundará na interrupção do fluxo, causando problemas operacionais.

Os trechos sifonados também propiciam o desprendimento dos gases dissolvidos que acabam formando “bolsões” de ar em pontos altos, prejudicando o fluxo.

Ainda, outra preocupação refere-se à possibilidade de um determinado ponto da canalização apresentar pressão atuante muito abaixo da pressão atmosférica (a ponto de aproximar-se da pressão de vapor (P_v / γ)). Nesses casos pode-se dar início ao processo de vaporização da água, o que implicará também na formação de “bolsões” de ar, criando a descontinuidade da coluna líquida, denominada “quebra” da coluna líquida, levando novamente à interrupção do fluxo.

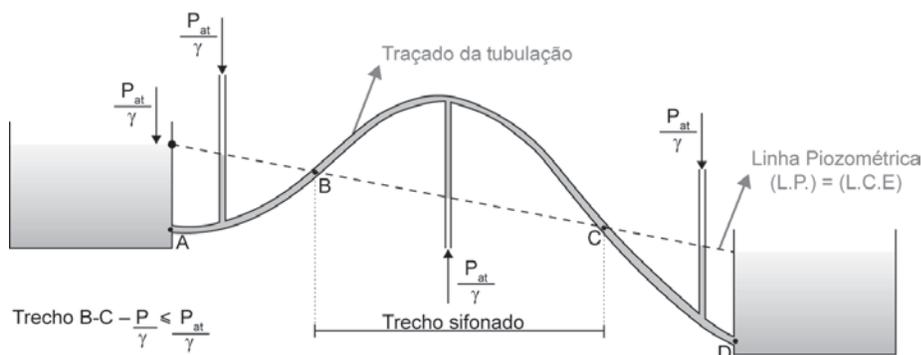


Figura 4.1 Ilustração de um trecho sifonado na interligação de dois reservatórios.

Na Figura 4.1 temos a ilustração da interligação de dois reservatórios, onde em que podemos visualizar um trecho da tubulação (B-C), que passa acima da linha piezométrica. Tal trecho é o dito trecho sifonado. Do ponto de vista teórico nos pontos B e C, atuam “exatamente” a pressão atmosférica e portanto se eventualmente efetuássemos “furos” em tais pontos, não ocorreria acesso de ar ou vazamento de água. No trecho B-C, tal “furo” provocaria acesso de ar e interrupção do fluxo. Nos trechos A-B e C-D, atuam pressões maiores que a atmosférica e portanto tais “furos” provocariam vazamento de água.

Na Figura 4.1 destaca-se também no trecho sifonado um ponto mais alto situado no intermédio que configura o ponto de menor pressão neste trecho, portanto trata-se do ponto crítico a ser analisado.

Princípio de funcionamento dos sifões:

A Figura 4.2 apresenta a ilustração de esquema geral de um sifão que será utilizado para desenvolvimento da teoria e formulações.

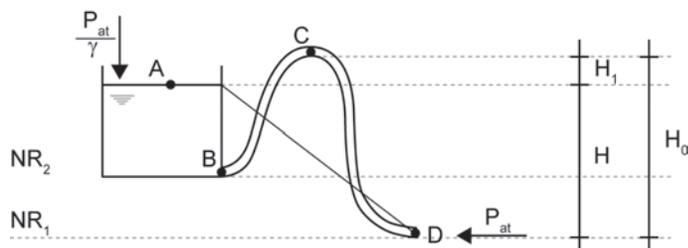


Figura 4.2 Esquema geral de um sifão

Procedimentos para início de funcionamento de um sifão:

1. Para início de funcionamento do sifão é necessário efetuar o procedimento de escorva ou de retirada de ar, preenchendo a tubulação totalmente com a água, ou seja; criando-se a coluna líquida contínua. Para grandes sistemas é necessário o auxílio de sistemas de bombeamentos.
2. A partir disso estabelece-se um fluxo de vazão Q , que será movido pela carga H . Quanto maior o H (perda de carga), maior será a vazão transportada. Verifique que a linha que parte do NA do reservatório e chega ao ponto D é a linha piezométrica.

Algumas reflexões por meio de perguntas e respostas:

Pergunta: Que carga move a água de A para D?

Resposta: carga H (perda de carga).

Pergunta: Qual o H_1 (máximo teórico) para que ocorra escoamento de A a C (sem bombeamento) desconsiderando existência de perdas de carga entre B e D?

Resposta: $H_1 = P_{at} / \gamma$ (essa resposta é discutida com maiores detalhes no final deste texto).

Pergunta: Qual a pressão mínima admissível no ponto C, para que não haja descontinuidade no fluxo?

Resposta: P_v / γ (pressão de vapor da água respectiva a uma dada temperatura).

Desenvolvimento das expressões e formulações em sistemas de sifões:

Apresenta-se a seguir, o desenvolvimento das expressões e formulações destinadas ao desenvolvimento da teoria dos sifões e trechos sifonados. Tal desenvolvimento baseia na aplicação do teorema de Bernoulli.

1. Aplicação de Bernoulli entre os pontos A e D, com nível de referência em NR_1 (ponto D)

$$\frac{P_{at}}{\gamma} + 0 + H = \frac{P_{at}}{\gamma} + \frac{V_D^2}{2g} + 0 + \sum \Delta H_{A-D}$$

$$\therefore H = \frac{V_D^2}{2g} + \sum \Delta H \rightarrow V_D = \sqrt{2g(H_0 - H_1 - \sum \Delta H_{A-D})}$$

OBS.: As perdas de A a D, na realidade podem ser substituídas pelas perdas de B a D (trecho percorrido na tubulação), dentro daquele princípio que as perdas de A a B (dentro do reservatório) são consideradas desprezíveis.

Por coerência matemática, o termo dentro da raiz deve ser $> 0 \rightarrow H_0 > H_1 + \sum \Delta H$ ou $H = H_0 - H_1 > \sum \Delta H_{A-D}$.

Ou seja: quanto maior for $\sum \Delta H_{A-D} \rightarrow$ temos que ter maior H.

Ou finalmente conclui-se que: H deve ser tão maior quanto maiores forem as perdas.

2. Aplicação de Bernoulli entre os pontos A e C, com nível de referência no NA do reservatório (ponto A)

$$\frac{P_{at}}{\gamma} + 0 + 0 = \frac{P_C}{\gamma} + \frac{V_C^2}{2g} + H_1 + \sum \Delta H_{A-C}$$

$$\frac{P_{at}}{\gamma} = \frac{P_C}{\gamma} + \frac{V_D^2}{2g} + H_1 + \sum \Delta H_{A-C}$$

OBS 1.: As perdas de A a C, na realidade podem ser substituídas pelas perdas de B a C (trecho percorrido na tubulação), dentro daquele princípio que as perdas de A a B (dentro do reservatório) são consideradas desprezíveis.

OBS 2.: P_C/γ deve ser menor que P_{at}/γ para que ocorra escoamento.

$$\text{Isolando } \frac{V_C^2}{2g} \rightarrow \frac{V_C^2}{2g} = \frac{P_{at}}{\gamma} - \frac{P_C}{\gamma} - H_1 - \sum \Delta H_{A-C}$$

OBS. 3: para que haja escoamento $\rightarrow V_C > 0$

$$\frac{V_C^2}{2g} > 0 \rightarrow \frac{P_{at}}{\gamma} > H_1 + \frac{P_C}{\gamma} + \sum \Delta H_{A-C}$$

Outra condição limite no ponto C: $P_C/\gamma > P_v/\gamma$ (evitar processo de vaporização e respectiva quebra da coluna líquida).

Finalmente obtemos uma expressão que limita a altura H_1 que pode ser elevada acima do NA do reservatório:

$$H_1 < \frac{P_{at} - P_v}{\gamma} - \sum \Delta H_{A-C}$$

Verificando novamente esta expressão e realizando algumas hipóteses podemos realizar uma análise interessante:

supondo que as perdas de carga de A a C (ou B a C), sejam desprezíveis;

supondo que P_v/γ , para uma temperatura baixa de água seja considerada desprezível em relação à pressão atmosférica;

Substituindo os termos citados aproximando-os por zero, temos que $H_1 \approx P_{at}/\gamma$; ou seja, aplica-se aqui o mesmo princípio da altura máxima teórica de sucção que desprezadas as perdas de carga e considerando água à baixas temperaturas (onde a pressão de vapor é também pequena), resulta que a máxima altura de elevação em m.c.a., aproxima-se do valor da pressão atmosférica local.

4.2 Linhas de sucção em sistemas de bombeamento.

4.2.1 Considerações iniciais

As **linhas de sucção** em sistemas de bombeamento se referem aos trechos que antecedem a entrada do rotor da bomba. Tais linhas são destinadas a fazer a

conexão entre o poço de sucção e o ponto de entrada das bombas. Mais adiante será visto que as **linhas de recalque** se referem aos trechos que sucedem a saída das bombas, transportando a água para um outro ponto ou unidade.

As linhas de sucção em sistemas de bombeamento merecem atenção especial principalmente quando for trabalhar com pressões muito inferiores que a pressão atmosférica. Linhas de sucção submetidas a pressões inferiores à atmosférica podem necessitar de escorvas contínuas para início de funcionamento, caso a válvula de retenção inferior apresente vazamentos. Linhas de sucção com grande altura de elevação de água, podem se apresentar problemáticas devido a possibilidade de formação do processo de cavitação nos rotores das bombas.

4.2.2 Bombas “afogadas” e bombas “não afogadas”

Apresentaremos a seguir a diferenciação entre as bombas “afogadas” e bombas “não afogadas”. A Figura 4.3. ilustra o esquema de uma bomba “afogada”, onde é possível constatar que o nível de água do poço de sucção apresenta-se em cota superior à entrada do rotor da bomba.

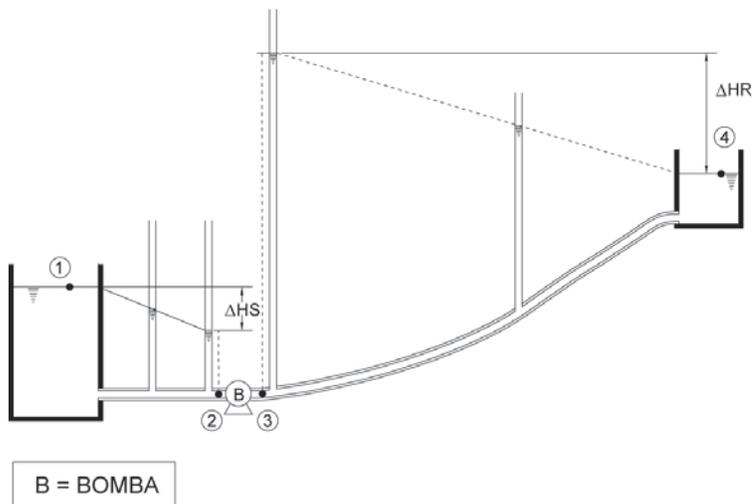


Figura 4.3 Esquema de uma bomba “afogada”.

Dessa maneira a princípio, na entrada do rotor da bomba existe uma carga de coluna de água (h) acima da pressão atmosférica (P_{at} / γ). Logicamente que, mesmo para o esquema de bombas “afogadas”, caso a perda de carga na linha de sucção ΔH_s seja excessiva, devido a veiculação de uma vazão muito alta ou se o diâmetro desta linha for muito pequeno, é possível que ocorram pressões muito menores que a atmosférica na entrada do rotor.

A Figura 4.4, apresenta o esquema de uma bomba montada na forma “não afogada”. Em esquemas de bombas “não afogadas” a única energia disponível

no ponto 1 situado no N.A. do poço de sucção é a pressão atmosférica P_{at} / γ . Dessa maneira, para que a água consiga subir e atingir a entrada do rotor é necessário criar neste ponto uma energia de pressão menor que a pressão atmosférica. É o caso da transformação da energia de pressão contida no ponto 1 em energia potencial no ponto 2, decorrente da diminuição da energia de pressão no ponto 2 e que permite a elevação da água até a entrada do rotor.

Relembrando a equação de Bernoulli, a energia cinética nesse caso, considerando uma linha de diâmetro constante são iguais nos pontos 1 e 2.

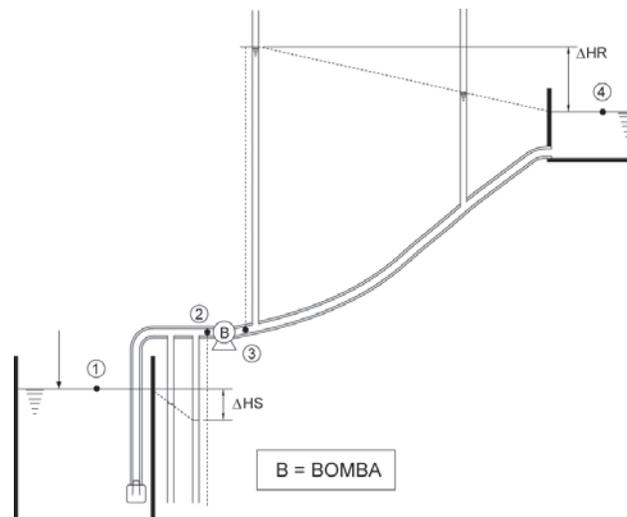


Figura 4.4 Esquema de uma bomba “não afogada”.

Podemos verificar também pela Figura 4.4 o traçado da linha piezométrica da linha de sucção, que parte do N.A. do poço de sucção e decai de ΔH_s , até chegar à entrada do rotor da bomba. É possível destacar também que a linha de sucção nesse trecho trabalha com pressões inferiores à atmosférica, pois esta passa acima da linha piezométrica.

4.2.3 Máxima altura de sucção (real x teórica):

O conceito de máxima altura de sucção refere-se ao caso das bombas “não afogadas”. Conforme já vimos, a única energia disponível no N.A. do poço de sucção trata-se da pressão atmosférica P_{at} / γ .

Dessa maneira para que se consiga uma altura de elevação de água (h), do ponto 1 ao ponto 2, considerando uma energia cinética constante, é necessário que seja efetuada uma redução na pressão atuante no ponto 2 sempre abaixo da pressão atmosférica através da provocação de uma sucção neste ponto.

Assim, quanto maior for a redução da pressão no ponto 2, maior será a altura de elevação h (ganho de energia potencial no ponto 2).

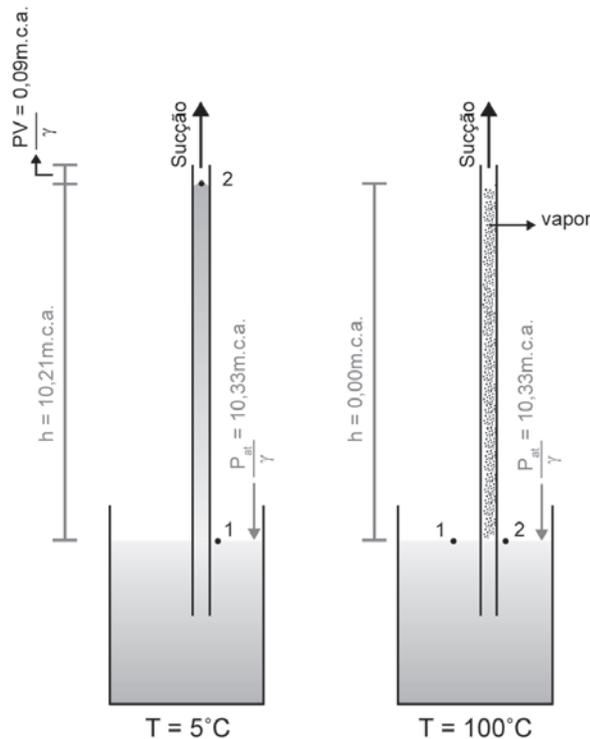


Figura 4.5 Máxima altura de elevação h (coluna de água), em função da pressão atmosférica local, pressão de vapor e temperatura da água.

Logicamente que a redução da pressão no ponto 2 apresenta um limite que já foi anteriormente discutido e que se trata da pressão de vapor (P_v / γ), que por sua vez é dependente da temperatura da água. Vale aqui novamente o conceito de formação de bolsões de ar, no caso citado e que culminarão na quebra e descontinuidade da coluna líquida, interrompendo o fluxo. No caso de sistemas de bombeamento, outro agravante é a formação do processo de cavitação quando as pressões nas entradas dos rotores atingem valores próximos à pressão de vapor.

Retomando a Figura 4.5, podemos verificar que a pressão atmosférica local P_{at} / γ encontra-se em equilíbrio com a coluna de água h e a pressão de vapor P_v / γ . Dessa maneira pode-se concluir que **quanto menor for a pressão atuante no ponto 2** (sem que se atinja valor menor que a pressão de vapor), **maior será a altura de sucção** que pode ser conseguida em uma linha de sucção com bomba “não afogada”.

No entanto, o esquema apresentado trata-se de um equilíbrio estático e não dinâmico. Logicamente que para o caso das linhas de sucção, em que exis-

te o fluxo de água aparecerá mais um termo (perda de carga ΔH_S), que reduzirá a altura de sucção anteriormente citada.

Aplicando-se o teorema de Bernoulli entre os pontos 1 e 2, com o N.R. no ponto 1, obtemos:

$$\frac{P_1}{\gamma} + Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\gamma} + Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H_{S(\text{initub-2})}$$

$$\frac{P_{at}}{\gamma} + 0 + 0 = \frac{P_2}{\gamma} + H_S + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H_{S(\text{initub-2})}$$

Rearranjando os termos e explicitando em termos de H_S (altura de sucção), obtemos:

$$H_S = \frac{P_{at}}{\gamma} - \frac{P_2}{\gamma} - \frac{V_2^2}{2g} - \Delta H_{S(\text{initub-2})} \quad (4.5)$$

Essa expressão é a que permite determinar a **máxima altura real** de sucção.

Analisando a expressão de H_S (4.5), é possível tirar as seguintes conclusões:

- H_S é tão maior quanto maior for a pressão atmosférica local P_{at} / γ
- H_S é tão menor quanto maior for a pressão em 2 (P_2 / γ). Cabe citar que o limite de P_2 / γ é P_v / γ , e assim quanto maior for a temperatura maior será a pressão de vapor e menor será a altura de elevação da água.
- H_S é tão menor quanto maior for a velocidade na linha de sucção $V_2^2 / 2g$
- H_S é tão menor quanto maior for a perda de carga na linha de sucção $\Delta H_{S(\text{initub-2})}$. No caso, a perda de carga na linha de sucção deve ser calculada desde o início de entrada da água na tubulação (initub) até o ponto 2, e não a partir do ponto 1 que se realizou o balanço de energia por Bernoulli. A perda de carga na realidade sempre é calculada no trecho total percorrido **dentro** da tubulação.

Novamente, se admitirmos algumas hipóteses simplificadoras, podemos obter a **máxima altura teórica sucção ($H_{S \text{ máx}}$)**.

Hipóteses:

Água a baixa temperatura $\rightarrow P_2 / \gamma \approx 0$ m.c.a.

Velocidade baixa na linha de sucção $\rightarrow V_2^2 / 2g \approx 0$ m.c.a.

Velocidade baixa na linha de sucção → perda de carga baixa na linha de sucção → $\Delta H_{S (inib-2)} \approx 0$ m.c.a.

Adotando tais hipóteses chegamos que a máxima altura teórica de sucção $H_{S \text{ máx}}$ para água à baixas temperaturas é a própria pressão atmosfera local P_{at} / γ em m.c.a.

No entanto, é fundamental observar que para água a uma temperatura de 100 °C, conforme apresentado na Figura 4.5, a altura máxima de sucção $H_{S \text{ máx}}$ é igual a zero.

UNIDADE 5

Formulação da perda de carga em condutos
forçados: Fórmula Universal (F.U.)

5.1 Introdução

Fórmula Universal da perda de carga (F.U.)

Antes de apresentar a Fórmula Universal, será efetuada aqui uma síntese histórica de como esta formulação foi criada, desenvolvida e aperfeiçoada ao longo dos anos.

A Fórmula Universal da perda de carga (F.U.) foi desenvolvida a partir do Teorema de Buckingham ou Teorema dos π_s (pis), que trata da formulação de um determinado fenômeno físico, fundamentado na teoria da análise dimensional.

O segundo nome dado ao teorema de Buckingham, Teorema dos π_s , advém do uso da letra π , que foi usada para designar os coeficientes adimensionais e o fenômeno físico em pauta, refere-se ao escoamento de um fluido por meio de um conduto forçado.

A Fórmula Universal pode ser considerada uma formulação semi-empírica, pois embora fundamentada em base teórica para sua formulação (construída pela teoria da análise dimensional), foi complementada por meio do suporte de intensas avaliações e análise experimentais no que se refere à determinação do fator ou coeficiente de atrito f , conforme será visto mais adiante.

O que diz o Teorema de Buckingham ou dos π_s ?

Quando se tem um fenômeno físico envolvendo n grandezas, às quais estão associadas m dimensões fundamentais (por exemplo: sistema M, L, T), essas grandezas podem ser agrupadas e correlacionadas por $(n-m) = \pi$ adimensionais independentes.

Quais as n grandezas envolvidas no escoamento?

Seja um escoamento através de um trecho de conduto conforme ilustrado:

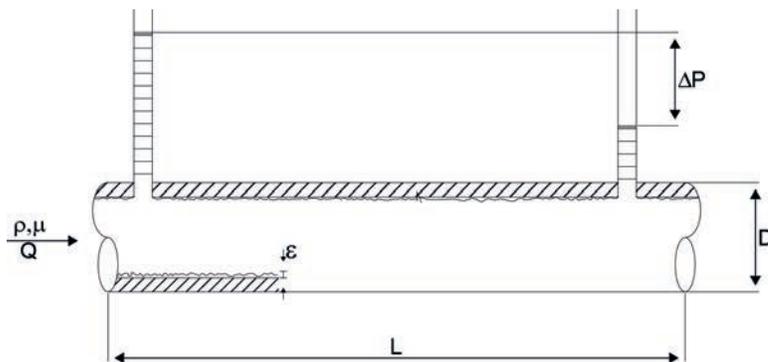


Figura 5.1 Ilustração das variáveis envolvidas no escoamento de um fluido em um trecho de conduto.

A análise da Figura 5.1 destaca as seguintes variáveis:

1. Q = vazão transportada;
2. L = extensão do trecho considerado;
3. D = diâmetro do conduto;
4. ε = rugosidade absoluta da parede do conduto;
5. μ = viscosidade absoluta do fluido em escoamento;
6. ρ = massa específica do fluido em escoamento;
7. ΔP = perda de carga ocorrida no trecho L percorrido.

Portanto, foram identificadas, na Figura 5.1., sete (7) grandezas dimensionais ($n=7$) para representar o fenômeno do escoamento.

Quais as m grandezas fundamentais?

Caso se considere o sistema (M, L, T), ou mesmo (F, L, T), tem-se 3 grandezas fundamentais envolvidas ($m=3$).

Portanto: $n - m = 7 - 3 = 4 \rightarrow \pi = 4$ adimensionais

Caso se deseje formular a equação da perda de carga (ΔP) explicitamente, tem-se:

$$\Delta P = F(L, \varepsilon, D, V, \rho, \mu) .$$

Verifica-se, portanto, que ΔP pode ser escrita segundo seis variáveis dimensionais.

Agora, desejando formular a equação da perda de carga segundo o Teorema dos π_s tem-se:

$$\Delta P = F(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4)$$

Assim, ΔP , anteriormente expressa através de 6 variáveis, pode ser agora reescrita em função de 4 variáveis adimensionais designadas por π .

Escolha dos adimensionais apropriados:

Na análise dimensional, a escolha dos adimensionais mais apropriados à formulação do fenômeno não constitui tarefa muito simples. No caso, simplesmente apresentam-se os adimensionais escolhidos para o desenvolvimento da Fórmula Universal descritos a seguir.

$$\pi_1 = \frac{\Delta P}{1/2 \cdot \rho \cdot V^2} \rightarrow \text{n}^\circ \text{ de Euler}$$

$$\pi_2 = \frac{\rho \cdot V \cdot D}{\mu} = \frac{V \cdot D}{\nu} \rightarrow \text{n}^\circ \text{ de Reynolds}$$

$$\pi_3 = \frac{L}{D} \rightarrow \text{comprimento relativo}$$

$$\pi_4 = \frac{\varepsilon}{D} \rightarrow \text{rugosidade relativa}$$

De posse desses adimensionais π_{is} , um próximo passo foi efetuar uma combinação. A forma apropriada encontrada foi escrever π_1 como função de π_2 , π_3 e π_4 .

Assim:

$$\pi_1 = F(\pi_2, \pi_3, \pi_4)$$

Escrevendo a formulação em termos desses adimensionais, obteve-se:

$$\frac{\Delta P}{1/2 \cdot \rho \cdot V^2} = F\left(\text{Rey}, \frac{L}{D}, \frac{\varepsilon}{D}\right) \rightarrow \Delta P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2 \cdot \frac{L}{D} \cdot F\left(\text{Rey}, \frac{\varepsilon}{D}\right)$$

Denominou-se a função $F\left(\text{Rey}, \frac{\varepsilon}{D}\right) = f$ fator de atrito ou coeficiente de atrito

Relembrando da hidrostática que $\Delta P = \gamma \cdot \Delta H$; $\gamma = \rho \cdot g$

Obtém-se:

$$\gamma \cdot \Delta H = f \cdot \frac{1}{2} \cdot V^2 \cdot \frac{L}{D} \cdot \rho \quad \text{ou} \quad \Delta H = \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (5.1)$$

→ **(Fórmula Universal da perda de carga)**

sendo:

ΔH = perda de carga (m.c.a.);

L = extensão percorrida pelo fluido (m);

D = diâmetro do conduto (m);

V = velocidade média na seção (m/s);

g = aceleração gravitacional (m^2/s);

$f = F(\text{Rey}, \varepsilon/D)$.

A Equação 5.1 apresentada é a forma de representação clássica da Fórmula Universal da perda de carga (F.U.), também conhecida como Equação de Darcy-Weissbach.

Tal formulação é aplicável a qualquer tipo de fluido, conhecidas suas propriedades físicas, e também para qualquer tipo de regime de escoamento (laminar, transição ou turbulento).

Embora se tenha a F.U. escrita segundo o teorema dos π_s , um problema adicional persiste, que é: como determinar $f = F(\text{Re}_y, \varepsilon / D)$?

Apresenta-se a seguir uma explanação acerca de f , que é o coeficiente de atrito da Fórmula Universal. Outro problema associado a f é que o mesmo não se trata de uma constante e sim uma função dependente do número de Reynolds (Re_y) e da rugosidade relativa (ε / D).

Obtenção e visualização física dos valores de $f = F(\text{Re}_y, \varepsilon / D)$: (coeficiente ou fator de atrito da F.U).

De posse da Fórmula Universal, uma dificuldade adicional persistia: quais valores atribuir a f de tal forma que, quando inserido na formulação, a expressão de F.U. se tornasse verdadeira?

Toda vez que não se dispõe de uma constante de proporcionalidade, ou, no caso, em que se desconhece a função f , é necessário proceder-se às avaliações e determinações experimentais. Nesses termos, os valores da função f , nasceram após inúmeras determinações e análises experimentais, variando-se os diversos parâmetros envolvidos no problema físico apresentado.

Nikuradse (1933) foi um dos pesquisadores pioneiros na realização desses experimentos hidráulicos, conforme descrito na sequência.

Experimentos de Nikuradse (1933): construção de ábaco para determinação dos valores de f .

A seguir, apresenta-se na Figura 5.2. o esquema da montagem experimental utilizada por Nikuradse para determinação dos valores de f , efetuando-se uma combinação e variação de diversos parâmetros (mantendo-se um deles fixo), no intuito de cobrir uma faixa grande dos valores de Reynolds.

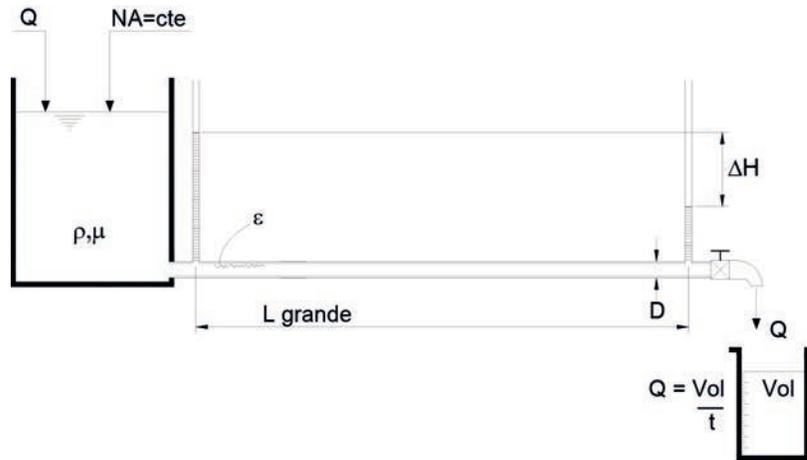


Figura 5.2 Esquema da montagem experimental utilizada por Nikuradse para determinação dos valores de f (coeficiente de atrito) da Fórmula Universal.

O experimento dispunha basicamente dos seguintes componentes / procedimentos:

1. reservatório de alimentação do conduto, mantido a nível de água constante;
2. trecho de conduto com diâmetro conhecido, de extensão L , relativamente grande para estabelecimento e equilíbrio do fluxo em seu trecho inicial;
3. válvula no final do trecho para controle da vazão descarregada;
4. recipiente para medição volumétrica ou mássica da água descarregada;
5. cronômetro para determinação de intervalos de água descarregada;
6. piezômetros ou manômetros para medidas de pressão ao longo do trecho de tubulação percorrido pelo fluido;
7. possibilidade de variação de rugosidades ($\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3, \dots, \epsilon_n$);
8. possibilidade de variação nas propriedades dos fluidos (ρ e μ).

Procedimentos experimentais:

1. conhecendo-se ($\rho, \mu, \epsilon, D, L$);
2. medindo-se: $\Delta P = (P_1 - P_2) = \gamma \cdot \Delta H$, sendo que ΔP pode ser lido em manômetros, ou ΔH obtido na leitura de piezômetros;
3. a vazão pode ser determinada através de medidas volumétricas ou mássicas, cronometrando-se o tempo e determinando-se $Q = \frac{\Delta Vol}{t}$.

Cálculo dos valores de f:

Relembrando a F.U.

$$\Delta H = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$
$$\left. \begin{array}{l} \\ \text{e sabendo-se que } Q = V \cdot A \end{array} \right\} \Delta H = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{Q^2 \cdot 16}{2g \cdot \pi^2 \cdot D^4}$$

Conhecendo-se ou medindo-se todas as variáveis envolvidas, é possível determinar-se os valores de f, da seguinte maneira:

$$f = \frac{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g \cdot \Delta H}{8 \cdot L \cdot Q^2}$$

Nikuradse, realizando diversos experimentos para diversos valores de D, ϵ , (ϵ/D) , ρ , μ e Q, pode assim plotar os **valores obtidos experimentalmente para f em função de $(\epsilon/D$ e Rey)**.

Para que se obtivesse uma forma melhor de visualização das curvas de f, tais valores foram estrategicamente plotados em papel bi-log, obtendo-se a denominada “Harpa de Nikuradse” (ábaco), dada a sua semelhança com este instrumento musical.

A Figura 5.3 a seguir apresenta o clássico ábaco ou “Harpa de Nikuradse”.

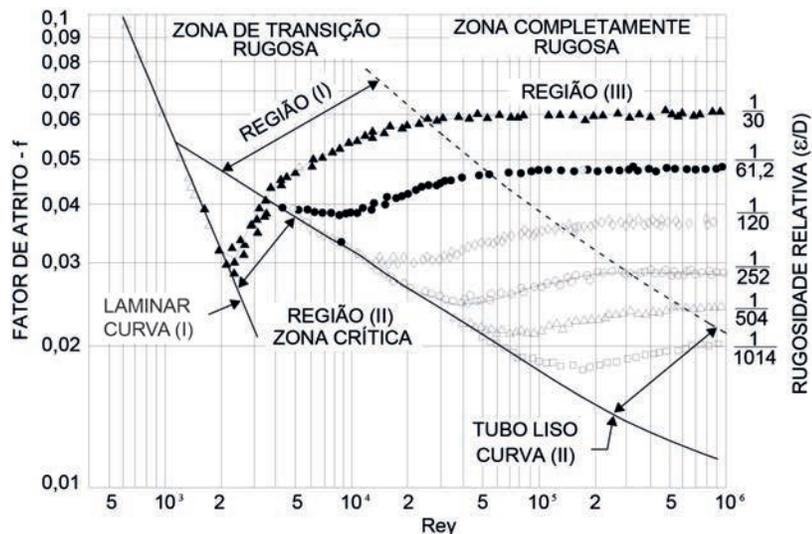


Figura 5.3 “Harpa de Nikuradse”.

Desenvolvimento de novos ábacos para determinação dos valores de f.

Após Nikuradse, diversos pesquisadores tais como Colebrook, Hunter-Rouse e Moody, dentre outros, procederam ao aperfeiçoamento ou maior detalhamento dos valores de $f = F(\text{Rey}, \epsilon/D)$ através de ábacos.

Apresenta-se aqui, apenas o Diagrama de Moody, que é um dos mais difundidos e utilizados. Antes de apresentá-lo e discuti-lo é interessante, porém, introduzir alguns conceitos adicionais que servirão de subsídio para a sua interpretação e entendimento. Tais conceitos incluem a teoria de tubos lisos e rugosos, além da teoria da subcamada laminar, que serão apresentados na sequência.

Conceituação de tubos lisos e rugosos:

Introdução

A conceituação de tubos lisos e rugosos pode, de uma maneira mais simplificada, ser feita através de mera análise física, identificação visual ou por tato da magnitude das rugosidades ou asperezas presentes nas paredes internas da tubulação.

Além da simples análise física, trata-se aqui também da conceituação de tubos lisos e rugosos do ponto de vista da análise hidráulica. Tal conceituação hidráulica será adotada como sendo a abordagem correta.

Abordagem segundo análise física

A Figura 5.4, apresenta a ilustração física visual de tubos rugosos e lisos.

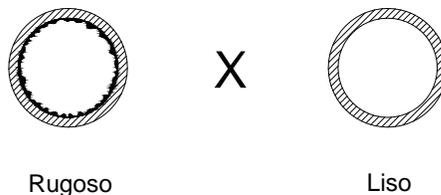


figura 5.4 Visualização física de tubos lisos e rugosos.

Por exemplo, a análise física além da visual, pode em princípio ser feita ou percebida pelo tato das rugosidades presentes nas paredes internas das tubulações. Cabe, assim, a seguinte classificação, segundo a textura.

À análise Física {
Tubos rugosos: concreto, ferro fundido, tubos com incrustações
Tubos lisos: PVC, vidro, acrílico, cobre polido

Classificação segundo o conceito hidráulico:

Em hidráulica dos escoamentos, a diferenciação entre tubos lisos e rugosos não se dá por mera análise física, mas através de um conceito hidráulico.

A teoria de Prandtl estabelece a teoria da subcamada laminar, como suporte ao desenvolvimento do conceito hidráulico que permite efetuar a diferenciação entre tubos lisos e rugosos.

Teoria de Prandtl sobre o conceito de subcamada laminar:

Segundo Prandtl, durante o escoamento de um fluido no interior de uma tubulação, junto à parede da mesma, forma-se uma **subcamada laminar de espessura δ** , onde o escoamento é **laminar**, independentemente do regime de escoamento ser laminar, de transição ou turbulento.

A Figura 5.5 ilustra um trecho de tubulação no interior do qual ocorre o fluxo de um fluido. Logo na entrada da tubulação pode-se verificar o início de formação de uma subcamada com espessura crescente, aderida à parede da tubulação, denominada de subcamada laminar. Depois de percorrido um trecho a subcamada passa por uma região de transição instável, sofrendo uma diminuição na sua espessura e, após o fluxo tornar-se estabelecido, pode-se verificar a existência de uma subcamada laminar de espessura δ , estável e constante. Conforme já citado, essa subcamada, é sempre laminar, independentemente do regime de escoamento ser laminar, de transição ou turbulento. O que ocorre na prática é a variação do valor da espessura δ dessa camada, de acordo com o tipo de regime.

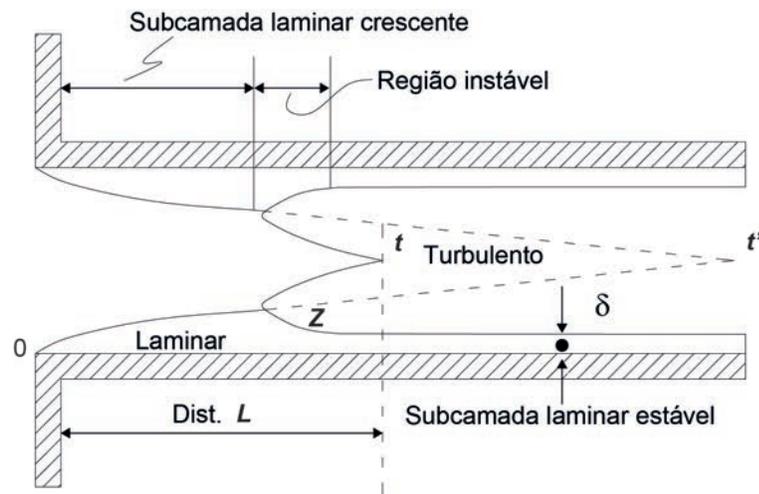


Figura 5.5 Ilustração de formação da subcamada laminar aderida à parede da tubulação.

Prandtl propôs uma expressão para estimativa dessa espessura, de forma que o valor de δ pode ser avaliado como:

$$\text{Prandtl} \rightarrow \delta = \frac{32,8 \cdot D}{\text{Re}_y \cdot \sqrt{f}}$$

sendo:

δ = espessura da subcamada laminar

D= diâmetro da tubulação

$Rey = V \cdot D / \nu$

f = fator de atrito da Fórmula Universal

Fazendo uma análise geral da expressão proposta por Prandtl é possível verificar que, para um dado tipo de fluido, a espessura da subcamada sofre grande influência do número de Reynolds, ou seja; quanto maior for Rey, menor será a espessura δ da subcamada laminar e vice-versa.

De posse do valor da subcamada laminar, a mesma deve ser comparada com as rugosidades absolutas ϵ presentes nas paredes da tubulação. Essa comparação possibilita a classificação hidráulica de tubulações lisas e rugosas, apresentadas a seguir. Surge também outra classificação que se refere aos tipos de escoamento quanto à rugosidade: escoamento hidraulicamente liso, de transição rugosa e escoamento hidraulicamente rugoso.

A Figura 5.6 será usada para ilustração e análise comparativa da espessura da subcamada laminar δ com a rugosidade ϵ .

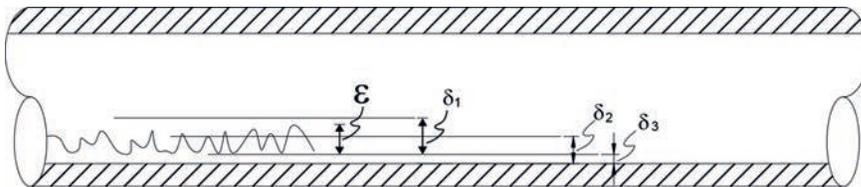


Figura 5.6 Análise comparativa entre distintas possibilidades de ocorrência de espessuras da subcamada laminar δ com a rugosidade ϵ .

Situação 1: δ_1 encobre totalmente ϵ

$$\delta_1 > \epsilon$$

Situação 2: δ_2 encobre parcialmente ϵ

$$\delta_2 > \epsilon$$

Situação 3: δ_3 não encobre nada de ϵ

(rugosidades são totalmente expostas, $\delta \approx 0$).

Classificação hidráulica da rugosidade das tubulações:

A tubulação é considerada lisa se $\epsilon < \delta / 3$;

A tubulação é considerada rugosa se $\epsilon > 8 \delta$;

A tubulação fica na transição entre lisa ou rugosa se $\delta / 3 < \epsilon < 8 \delta$.

Conclui-se, portanto, que, segundo o critério hidráulico, a classificação das tubulações é realizada através dos dois parâmetros citados (ϵ e δ).

Classificação dos tipos de escoamento quanto à rugosidade:

Ao invés de classificar os tubos como lisos ou rugosos, pode-se classificar os tipos de rugosidades associados aos escoamentos, ou seja:

- escoamento hidráulicamente liso: a ocorrência desse tipo de escoamento se caracteriza por rugosidades ~~A~~ totalmente encobertas pela subcamada laminar δ , não havendo, portanto, a interferência da rugosidade ϵ sobre o escoamento;
- escoamento na transição entre o liso e rugoso: a ocorrência desse tipo de escoamento se caracteriza por rugosidades ~~A~~ parcialmente encobertas pela subcamada laminar δ , havendo, portanto, interferência parcial da rugosidade sobre o escoamento;
- escoamento hidráulicamente rugoso: a ocorrência desse tipo de escoamento se caracteriza por rugosidades totalmente expostas, uma vez que a subcamada laminar é muito pequena ou praticamente inexistente. Verifica-se, portanto, a interferência total da rugosidade sobre o escoamento.

Apresentação, interpretação e análise do diagrama de Moody

A Figura 5.7 ilustra o Diagrama de Moody que apresenta os valores do coeficiente ou fator de atrito f em função do número de Reynolds e ϵ / D , ou seja; $f = F(\text{Re}_y, \epsilon / D)$.

Para a análise e interpretação do diagrama de Moody, é importante analisá-lo conjuntamente com a teoria da subcamada laminar e o conceito de escoamento hidráulicamente liso, de transição rugosa e hidráulicamente rugoso, apresentados anteriormente.

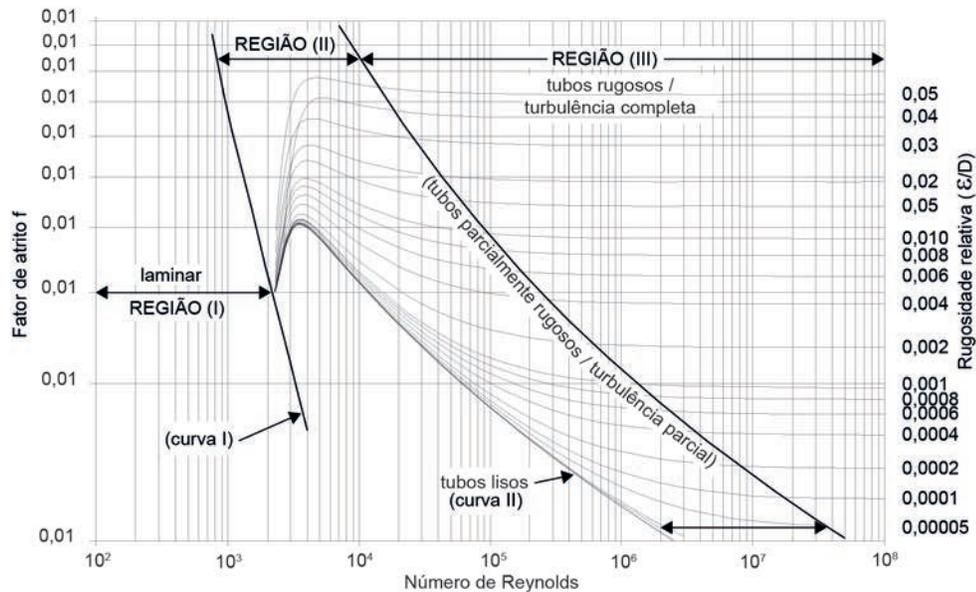


Figura 5.7 Diagrama de Moody: Valores de f em função do N° de Reynolds e ϵ / D .

Região I – escoamento hidraulicamente liso

No escoamento hidraulicamente liso, observou-se que a subcamada laminar δ , formada junto à parede da tubulação encobria totalmente as rugosidades ϵ , anulando, portanto sua interferência no escoamento e no valor de f .

Sendo assim, o fator de atrito f independe da rugosidade da tubulação. É o caso da região laminar (Curva I), em que se pode verificar que para qualquer (ϵ / D) , f só depende do número de Reynolds. Também é o caso da Curva II na região turbulenta (Equação de Blasius para tubos “perfeitamente” lisos), em que o valor de f independe dos valores de ϵ / D , variando apenas em função de Rey .

Resumo:

Para essa a região I pode-se escrever que f é função apenas de Rey , ou seja:

$$f = F(Rey) \rightarrow \text{nenhuma interferência das rugosidades nos valores de } f$$

OBS.: prepondera o efeito da viscosidade em relação ao efeito da rugosidade na composição do fator de atrito.

$$\text{Equação de } f \text{ para o regime laminar (Curva I): } f = \frac{64}{Rey}$$

$$\text{Equação de } f \text{ para a Curva II (Blasius): } f = \frac{0,316}{Rey^{0,25}}$$

A Equação de Blasius pode ser aplicada com aproximação razoável para tubos de rugosidades muito pequenas, pois, teoricamente, é aplicável apenas a tubos “perfeitamente” lisos, na faixa $3000 < Rey < 10^5$.

Região II - Transição entre o escoamento hidraulicamente liso e rugoso

Na Região II, conforme ilustrado na Figura 5.7, é possível verificar que as curvas de f variam tanto em função de Re_y como de (ϵ / D) . Essa região fica compreendida entre o escoamento hidraulicamente liso e rugoso, e, portanto foi denominada de transição rugosa. Nessa região, diferentemente da região laminar, as rugosidades são encobertas apenas parcialmente pela subcamada laminar e, portanto, existe interferência além de Re_y , também de (ϵ / D) nos valores de f .

Resumo:

Para essa região pode-se escrever que f depende tanto de Re_y quanto de (ϵ / D) , ou seja;

$$f = F(Re_y, \epsilon / D) \rightarrow \text{interferência parcial das rugosidades nos valores de } f$$

OBS.: tanto o efeito da viscosidade quanto o da rugosidade têm contribuição na composição do fator de atrito.

Região III – Escoamento turbulento hidraulicamente rugoso

Na Região III, conforme se pode verificar pela Figura 5.7, é possível constatar que as curvas de f para os diferentes valores de (ϵ / D) se tornam horizontais. Isto significa que, para essa região os valores de f independem do número de Reynolds, dependendo e variando apenas em função de (ϵ / D) . Trata-se da região em que os elevados números de Reynolds envolvidos, levam a produzir subcamada laminar de espessura infinitesimal, ou quase nula ($\delta \approx 0$), fazendo com que o efeito das rugosidades sobressaiam e tenham interferência total no escoamento, independentemente dos valores de Re_y .

Resumo:

Para essa região pode-se escrever que f depende apenas de (ϵ / D) , ou seja;

$$f = F(\epsilon / D) \rightarrow \text{interferência total das rugosidades nos valores de } f$$

OBS.: prepondera o efeito da rugosidade em relação ao efeito da viscosidade na composição do fator de atrito.

Utilização do Diagrama de Moody (valores de $f = F(Re_y, \epsilon / D)$), para cálculo das perdas de cargas através da Fórmula Universal

Após a introdução dos valores de f constantes do Diagrama de Moody, resta ainda discutir como utilizar tais valores para inserção na Fórmula Universal de perda de carga.

Relembrando-se a Fórmula Universal em termos de Q:

$$FU \rightarrow \Delta H = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}; \quad V = \frac{Q}{A} \rightarrow V = \frac{Q \cdot 4}{\pi \cdot D^2} \rightarrow V^2 = \frac{Q^2 \cdot 16}{\pi^2 \cdot D^4}$$

Adotando-se $g=9,8 \text{ m / s}^2$

$$\therefore \Delta H = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{Q^2 \cdot 16}{\pi^2 \cdot D^4 \cdot 2 \cdot 9,8} \rightarrow \Delta H = 0,0827 \cdot f \cdot L \cdot \frac{Q^2}{D^5}$$

$$\Delta H = 0,0827 \cdot f \cdot L \cdot \frac{Q^2}{D^5} \rightarrow \text{Fórmula Universal escrita em termos de Q}$$

Em hidráulica pode-se deparar com 3 tipos básicos de problema mais usuais a serem resolvidos, resumidos a seguir:

Tipo do problema	Parâmetros conhecidos	Parâmetro a determinar
1	Q, L, D, v, ϵ	$\Delta H = ?$
2	ΔH , L, D, v, ϵ	Q = ?
3	ΔH , Q, L, v, ϵ	D = ?

Em se tratando da necessidade de utilização de ábacos para realização de cálculos, muitas vezes pode-se não dispor de maneira direta um valor desejado no mesmo. Assim, a obtenção via direta dependerá muito do parâmetro que se pretende calcular.

Caso não se consiga extrair o valor desejado do ábaco de maneira direta, é necessário atribuir valores iniciais “chutes” e realizar os processos iterativos e retroativos para que o valor inicialmente atribuído coincida finalmente com o valor calculado.

Inicialmente explicita-se o valor do adimensional Rey em termos de Q:

$$Rey = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{Q \cdot 4 \cdot D}{\pi \cdot D^2 \cdot \nu} \rightarrow Rey = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D \cdot \nu}$$

No caso do Diagrama de Moody, o valor do fator de atrito f só sai diretamente do ábaco quando a incógnita do problema for a perda de carga ΔH , ou seja; o problema tipo 1 citado no Quadro anterior. É fácil verificar isso, pois no caso em que a incógnita é o valor de ΔH , dispondo-se tanto do valor de Rey quanto de (ϵ / D) , basta entrar com esses valores no gráfico (abscissa e ordenada) e, com auxílio de uma régua, tirar o valor de f diretamente.

Já com relação aos problemas tipo 2 e 3, em que as incógnitas são a vazão Q e, portanto, não se dispõe de $Rey = F(Q)$, do diâmetro D, e nem de (ϵ / D) , já

que os valores dos mesmos (que a priori não se conhecem) são necessários. Para imputar valores para a abcissa ou ordenada do Diagrama, deve-se recorrer ao processo anteriormente citado de “chutes” iniciais seguidos de iterações sucessivas.

O caso em que a incógnita é o diâmetro D (problema 3), esse processo iterativo fica um pouco mais demorado ainda, pois deve-se atribuir valores não conhecidos para D, tanto para cálculo do valor da abcissa quanto da ordenada do gráfico.

A necessidade de realizar tais procedimentos iterativos, dependendo do valor da incógnita que se desejava, sempre constituiu uma atividade árdua e ingrata na resolução dos problemas de hidráulica, segundo a opinião da maioria dos alunos.

Mais recentemente, em 1993, Swamee & Jain conseguiram escrever matematicamente o Diagrama de Moody, ou seja, de posse dos valores de f extraídos do ábaco expressaram a função $f = F(\text{Rey}, \varepsilon / D)$.

A partir da expressão proposta para f, tornou-se possível resolver analiticamente a Fórmula Universal, sem necessidade do aporte do ábaco ou diagrama para cálculo iterativo do valor de f.

A seguir apresenta-se essa nova abordagem de cálculo (analítico) da FU, que se pretende adotar no presente curso.

Cálculo da perda de carga através da Fórmula Universal, utilizando expressão do fator de atrito (f), proposta por Swamee & Jain

A expressão geral proposta por Swamee & Jain (1993) para cálculo de $f(\text{Rey}, \varepsilon / D)$ é apresentada a seguir:

$$f = \left\{ \left(\frac{64}{\text{Rey}} \right)^8 + 9,5 \cdot \left[\ln \left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot D} + \frac{5,74}{(\text{Rey})^{0,9}} \right) - \left(\frac{2500}{\text{Rey}} \right)^6 \right]^{-16} \right\}^{0,125}$$

A equação de Rey, expressa em termos de Q:

$$\text{Rey} = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{Q \cdot 4 \cdot D}{\pi \cdot D^2 \cdot \nu} \rightarrow \text{Rey} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D \cdot \nu}$$

quando substituída na expressão de f produz:

$$f = \left\{ \left(\frac{64}{\pi \cdot D} \right)^8 + 9,5 \left[\ln \left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot D} + \frac{5,74}{\left(\frac{4Q}{\pi \cdot D \cdot v} \right)^{0,9}} \right) - \left(\frac{2500}{\left(\frac{4Q}{\pi \cdot D \cdot v} \right)} \right)^6 \right]^{-16} \right\}^{0,125}$$

Trazendo novamente a expressão da F.U.,

$$\Delta H = 0,0827 \cdot f \cdot L \cdot \frac{Q^2}{D^5}$$

Relembrando o conceito de comprimento virtual, L^*

$$L^* = L_{\text{real}} + L_{\text{eq. perdas localizadas}} = L + n \cdot D$$

e, finalmente, combinando-se todas essas expressões, obtém-se:

$$\Delta H - 0,0827 \left\{ \left(\frac{64}{\pi \cdot D} \right)^8 + 9,5 \left[\ln \left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot D} + \frac{5,74}{\left(\frac{4Q}{\pi \cdot D \cdot v} \right)^{0,9}} \right) - \left(\frac{2500}{\left(\frac{4Q}{\pi \cdot D \cdot v} \right)} \right)^6 \right]^{-16} \right\} 0,125 \cdot \frac{Q^2}{D^5} \underbrace{(L + n \cdot D)}_{L^*} = 0$$

A expressão geral obtida é a Fórmula Universal, que traz consigo a função f embutida e explicitada com relação a todas as variáveis de interesse dos problemas hidráulicos (ΔH , Q , D , L , ε e v), em que:

ΔH = perda de carga ocorrida em determinado trecho da tubulação (m.c.a.);

Q = vazão transportada (m^3/s);

D = diâmetro da tubulação (m);

L = comprimento real da tubulação (m);

L^* = comprimento virtual da tubulação (m);

n = número de diâmetros (para obtenção do comprimento equivalente L_{eq});

ε = rugosidade da parede interna da tubulação (m);

v = viscosidade cinemática da água (m^2 / s).

O valor L^* corresponde ao comprimento virtual da tubulação no trecho em que se pretende calcular a perda de carga. Tal valor corresponde ao comprimento real L_{real} acrescido do comprimento linear equivalente da tubulação devido as perdas localizadas $L_{\text{eq,perdas localizadas}}$.

O comprimento linear equivalente às perdas localizadas $L_{\text{eq,perdas localizadas}}$ pode ser calculado pelo método do comprimento equivalente a um número de diâmetros ou seja, igual a $n \cdot D$.

OBS.: $n = n^\circ$ de diâmetros; no caso de perdas localizadas serem desprezíveis, $n = 0$

O valor de n é tabelado em função dos tipos de peças, acessórios ou dispositivos que introduzem o efeito de perda de carga localizada, quando presentes em um trecho de tubulação. Tais valores já foram apresentados na forma de Tabela, em capítulo específico, anterior a este.

A expressão apresentada anteriormente se programada em calculadoras ou aplicativos que disponham do recurso *SOLVER*, permite determinar qualquer variável envolvida no problema (ΔH , D , L , Q , ε , v), sem necessidade de se recorrer a ábacos ou utilização de tabelas auxiliares para busca ou pesquisa iterativa do valor de f .

Tal expressão foi programada no aplicativo EXCEL, e será disponibilizada na forma de arquivo eletrônico aos alunos.

A Tabela 5.1 a seguir apresenta exemplos de valores de rugosidade absoluta para distintos materiais que constituem o revestimento das paredes internas das tubulações. Tais valores podem apresentar variações de autor para autor. Também é possível que essa tabela não contenha um determinado material de fabricação mais recente sendo necessário consulta a catálogos dos fabricantes da tubulação.

Tabela 5.1 Valores de rugosidade absoluta para diferentes tipos de materiais que constituem o revestimento da parede interna das tubulações.

Tipo de material que constitui o revestimento da parede interna da tubulação	Rugosidade absoluta $\frac{\zeta}{D}$
PVC, cobre, latão, plásticos, vidro, tubulações extrudadas	0,0015 a 0,01
Aço laminado novo	0,04 a 0,1
Aço comercial novo	0,045
Aço soldado novo	0,05 a 0,1
Aço laminado revestido de asfalto	0,05
Aço laminado revestido de cimento centrifugado	0,1
Aço galvanizado sem costura	0,06 a 0,15
Aço soldado usado	0,15 a 0,2
Aço soldado moderadamente oxidado	0,4
Ferro forjado	0,05
Ferro fundido centrifugado	0,05
Ferro fundido revestido com cimento centrifugado	0,1
Ferro fundido revestido com material asfáltico	0,12 a 0,2
Ferro fundido com leve oxidação	0,3
Ferro fundido novo	0,25 a 0,50
Ferro fundido velho	3 a 5
Cimento amianto novo	0,025
Concreto armado liso e velho	0,2 a 0,3
Concreto com acabamento normal	1 a 3

UNIDADE 6

Formulações empíricas de perda de carga
em condutos forçados

6.1 Introdução

Apresentaremos neste capítulo, as principais formulações empíricas para cálculo da perda de carga em condutos forçados.

Conforme visto no capítulo anterior, a Fórmula Universal, por carregar consigo o fator de atrito f , função relativamente complexa, apresentava no passado, considerável dificuldade de utilização, principalmente por considerar que nessa época não se dispunham de calculadoras científicas ou planilhas eletrônicas de cálculo. Mediante isso, alguns pesquisadores, no sentido de facilitar o cálculo da perda de carga, desenvolveram formulações alternativas **mais simplificadas**, voltadas e direcionadas no entanto, para **faixas de aplicações mais específicas**.

Ao analisar-se especificamente o transporte do fluido água, e levando-se em conta as velocidades médias usuais que ocorrem nas tubulações (1,0 a 3,0 m/s), constata-se que grande parte dos escoamentos enquadram-se no regime de escoamento turbulento. Considerando-se tal particularidade, pode-se inserir grandes simplificações nas formulações empíricas se comparadas à Fórmula Universal.

Se tratarmos, por exemplo, da região do escoamento hidraulicamente rugoso, o fator de atrito, conforme visto no capítulo anterior, dependeria apenas da rugosidade e não do número de Reynolds. Ao se adotar tal hipótese, é possível obter-se uma equação mais simplificada da perda de carga.

Foi visto também no capítulo anterior que, o coeficiente de atrito f da Fórmula Universal, cobria todos os tipos de regime e dependia portanto tanto de Re como de (ϵ / D) . Ao se considerar apenas a região do escoamento hidraulicamente rugoso, o fator de atrito passa a depender apenas da rugosidade da tubulação.

Nesse sentido, conforme será visto neste capítulo, todas as formulações empíricas a serem apresentadas, passam a depender apenas do parâmetro rugosidade e portanto os coeficientes de atrito respectivos envolvidos, podem ser aproximados por um **coeficiente de atrito de valor constante** que depende apenas da natureza ou tipo de revestimento das paredes internas das tubulações.

Concluindo, se de um lado existe um ganho ou facilidade de emprego das formulações empíricas devido às simplificações de cálculo, por outro lado tais simplificações redundam na limitação da faixa de aplicabilidade das mesmas.

Tais fatos e considerações constituem em alertas para que o projetista de sistemas hidráulicos seja munido de cautela e bom senso quando do emprego das formulações empíricas.

6.2 Formulações empíricas: apresentação da expressão geral

As formulações empíricas de maneira geral, podem ser representadas pela seguinte expressão geral:

$$J = \frac{\Delta H}{L} = K \cdot \frac{Q^n}{D^m} \quad (6.1)$$

Sendo:

J = perda de carga unitária ou perda por unidade de comprimento da tubulação (m/m);

ΔH = perda de carga (m.c.a.);

L = comprimento da tubulação (m);

K = coeficiente de atrito (inerente a cada formulação empírica);

n e m = números expoentes constantes resultantes do ajuste da equação (inerentes a cada formulação empírica).

Se retomarmos a Fórmula Universal, expressa em termos de Q:

$$\text{F.U.} \rightarrow \Delta H = 0,0827 \cdot f \cdot L \cdot \frac{Q^2}{D^5} \quad (6.2)$$

A Equação 6.2, reescrita em termos de J, fica:

$$J = \frac{\Delta H}{L} = 0,0827 \cdot f \cdot \frac{Q^2}{D^5} \quad (6.3)$$

Comparando-se as Equações 6.1 e 6.3, verifica-se que para a F.U., o termo n, expoente da vazão é igual a 2 e o termo m, expoente do diâmetro é igual a 5.

Analisando o termo **K** que é uma constante da equação 6.1, pode-se verificar que o mesmo corresponde ao termo $0,0827 \cdot f$ da equação 6.3, que conforme já visto, não é uma constante e sim uma função. Essa é a grande simplificação comentada das formulações empíricas, que trazem consigo um coeficiente de atrito K de valor constante que depende apenas da natureza ou tipo de revestimento interno das tubulações.

A literatura reporta diversas formulações empíricas, cada qual em geral voltada para

6.3 Formulações empíricas

Considerações iniciais:

A literatura reporta diversas formulações empíricas, cada qual em geral voltada para uma faixa de aplicação específica. Não é pretendido aqui apresentar uma lista extensa de formulações, ou tentar esgotar o assunto e sim apresentar apenas aquelas de uso considerado mais difundido e mais generalizado.

A princípio portanto trataremos de apenas duas formulações empíricas: Fórmula de Hazen-Williams (H.W.) e Fórmula de Fair-Whipple-Hsiao (F.W.H.).

- A fórmula de Hazen-Williams, foi desenvolvida para ser aplicada de forma geral ao transporte de água fria, em regime de escoamento turbulento e para diâmetros de canalizações com acima de 4" (100 mm).
- A fórmula de Fair-Whipple-Hsiao, foi desenvolvida para ser aplicada de forma mais específica para sistemas de instalações prediais de água fria e água quente, composta de trechos ou sub-trechos curtos de tubulações e com grande presença de peças e acessórios, e diâmetros maiores que 10 mm e menores que (100mm).

1. Fórmula de Hazen-Williams

Apresentação da formulação:

$$J = \frac{\Delta H}{L} = \frac{10,643}{C^{1,85}} \cdot \frac{Q^{1,85}}{D^{4,87}} \quad (6.4)$$

OBS.: $n = 1,85$ e $m = 4,87$

A Equação 6.4, expressa em termos de ΔH , fica:

$$\Delta H = \frac{10,643}{C^{1,85}} \cdot L \cdot \frac{Q^{1,85}}{D^{4,87}} \rightarrow \text{Hazen - Williams} \quad (6.5)$$

sendo:

ΔH = perda de carga ocorrida no trecho L (m.c.a.);

L = extensão percorrida pela água (m);

Q = vazão transportada (m^3/s);

D = diâmetro interno da tubulação (m);

C = coeficiente de rugosidade ou de atrito de Hazen -Williams ($m^{0,367}/s$).

Faixas e limites de aplicação de Hazen-Williams:

- Fluido (água fria);
- Escoamento turbulento;
- Diâmetro $\geq 4''$ (100 mm).

Principais exemplos de sistemas hidráulicos onde podemos aplicar Hazen-Williams:

- adutoras por gravidade ou bombeamento;
- linhas de recalque de sistemas de bombeamento;
- trechos principais nas redes de abastecimento público de água.

Os valores de C (coeficiente de rugosidade) são tabelados para diferentes materiais:

Exemplos:

- Ferro fundido (FºFº) novo $\rightarrow C = 100$;
- Ferro fundido (FºFº) velho $\rightarrow C = 80$;
- PVC $\rightarrow C = 130$.

Pelos exemplos apresentados dos valores de C, pode-se verificar que:

quanto maior o valor de C \rightarrow mais lisa a tubulação, ou;

quanto menor o valor de C \rightarrow mais rugosa a tubulação

Tabela 6.1 Valores de coeficientes de rugosidade ou de atrito de Hazen-Williams para distintos tipos de tubulações.

Tipo de material que constitui o revestimento da parede interna da tubulação	Coeficiente de atrito de Hazen-Williams (C)
Tubos de PVC, tubos extrudados	150
Tubo de ferro fundido revestido com cimento	130
Tubos de concreto com bom acabamento	130
Tubo de ferro fundido novo	130
Tubo de ferro fundido velho	100
Tubos de ferro fundido com incrustações	90
Tubo em aço soldado novo	130
Tubo em aço soldado velho	90
Tubo em aço rebitado novo	130
Tubo de aço galvanizado	125
Tubo de aço corrugado em chapa ondulada	60

OBS.: Os valores de C, podem apresentar variações de autor para autor. Também é possível que essa tabela não contenha um determinado tipo de material de fabricação mais recente sendo necessário consulta a catálogos dos fabricantes da tubulação.

6.4 Fórmula de Fair-Wipple-Hsiao

6.4.1 Apresentação das formulações

São apresentadas aqui as formulações propostas por Fair-Wipple-Hsiao, indicadas para cálculo de tubulações destinadas às instalações prediais, cujas características ou particularidades compreendem trechos ou subtrechos relativamente curtos e com grande presença de peças e acessórios.

As formulações de Fair-Wipple-Hsiao são mais simplificadas ainda que a formulação de Hazen-Williams, pois além de levar em consideração o tipo de material que constitui a parede interna da tubulação, são também específicas para o parâmetro temperatura da água, ou seja; água fria ou água quente. Em contrapartida conforme já comentado, tais formulações embora bastante simplificadas, são limitadas no sentido de que, caso se deseje dimensionar uma tubulação com outro tipo de material novo no mercado por exemplo, é possível que tal formulação específica não exista.

6.4.1.1 Para água fria (ferro galvanizado)

$$J = \frac{\Delta H}{L} = 0,002021 \cdot \frac{Q^{1,8}}{D^{4,8}}$$

6.4.1.2 Para água fria (PVC)

$$J = \frac{\Delta H}{L} = 0,0008695 \cdot \frac{Q^{1,75}}{D^{4,75}}$$

6.4.1.3 Para água fria (cobre ou latão)

$$J = \frac{\Delta H}{L} = 0,0008585 \cdot \frac{Q^{1,75}}{D^{4,75}}$$

6.4.1.4 Para água quente (cobre ou latão)

$$J = \frac{\Delta H}{L} = 0,0006916 \cdot \frac{Q^{1,75}}{D^{4,75}}$$

Unidades que devem ser utilizadas nas formulações:

ΔH = perda de carga ocorrida no trecho $L = (m)$ m.c.a.;

L = extensão do trecho = (m);

J = perda de carga unitária (m/m);

Q = vazão transportada no trecho $L = (m^3 / s)$;

D = diâmetro da tubulação = (m).

6.4.2 Emprego das formulações Fair-Wipfle-Hsiao

Conforme comentado anteriormente, o emprego das formulações de Fair-Wipfle-Hsiao é bastante simples e prático. É usual em sistemas de instalações prediais, iniciar-se o dimensionamento de um trecho de tubulação atribuindo-se uma perda de carga unitária ($J = \Delta H / L$) “apropriada”.

A experiência prática acumulada nessa área de projeto ao longo dos anos recomenda que um valor “bom” para J seja da ordem de 7 m/km, ou 7 m/1.000 m.

Recorrendo-se portanto às formulações apresentadas nos itens 6.4.1.1 a 6.4.1.4, é fácil notar que ao imputarmos esse valor de J recomendado (7 / 1.000), e conhecendo-se a vazão (Q) que se deseja transportar em determinado trecho (L), as expressões de Fair-Wipfle-Hsiao, fornecem diretamente o diâmetro necessário (D).

Em geral, os valores dos **diâmetros calculados** segundo esse critério não são números inteiros. Assim, o procedimento de cálculo adotado é arredondar tal diâmetro para um **diâmetro comercial** superior.

Por exemplo, caso se obtenha um valor do diâmetro calculado de 0,021 m = 2,1cm = 21 mm, o mesmo deve ser arredondado para o **diâmetro comercial** superior de 25 mm. É necessário também tomar o cuidado de diferenciar o que é o **diâmetro interno** e o **diâmetro externo**.

Como se sabe, os cálculos hidráulicos devem sempre levar em conta o **diâmetro interno** da tubulação, pois é através desta seção que a vazão é transportada.

Essa precaução de se utilizar o **diâmetro interno** ao invés do **diâmetro externo**, deve ser tanto maior quanto menor for o diâmetro da tubulação, pois dependendo da espessura da parede da tubulação (tubos de paredes espessas), tais diâmetros podem se apresentar bastante distintos.

UNIDADE 7

Sistemas de tubulações e sistemas
ramificados

7.1 Introdução

Apresentam-se neste capítulo os conteúdos referentes a sistemas de tubulações, incluindo os sistemas ramificados.

Entende-se por **sistemas de tubulações** as diferentes possibilidades de composição de tubulações para transporte de água interunidades.

Na prática é possível que determinado trecho seja composto por segmentos sequenciais de tubulações (**associação em série**) ou por tubulações montadas e dispostas em paralelo (**associação em paralelo**), bem como a combinação ou composição desses dois tipos de associação.

Um sistema é dito **ramificado** quando em um ou mais pontos de seu trecho existir uma derivação de água. Definem-se aqui como **ramificações**, as diferentes possibilidades de derivação de água, dentro dos limites de um determinado trecho de tubulação, como:

1. derivação através de retirada de água em determinado ponto do trecho;
2. derivação através de injeção de água em determinado ponto do trecho;
3. derivação através de interligação para um ou mais reservatórios.

7.2 Condutos equivalentes: conceituação

Antes de abordar as associações de tubulações ou de condutos, é importante conhecer o conceito de equivalência de condutos, ou o que vem a ser um conduto equivalente.

Um conduto é hidraulicamente equivalente a outro se transporta a mesma vazão, sob a mesma perda de carga.

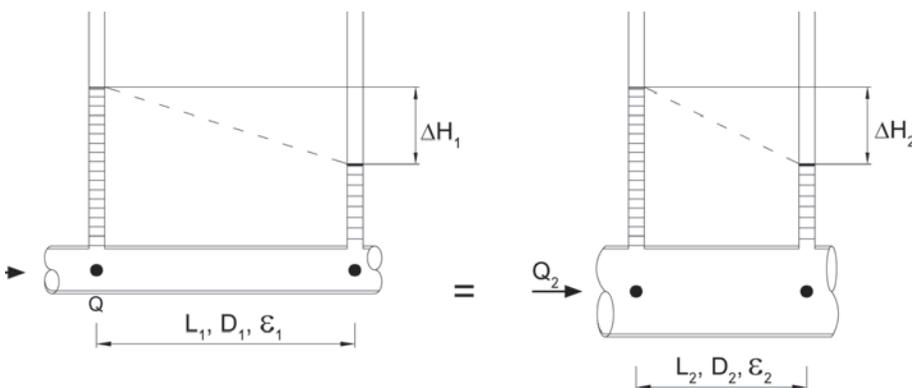


Figura 7.1 Esquema de condutos equivalentes.

Assim, a tubulação 1 é equivalente à tubulação 2 se:

- transporta mesma vazão ($Q_1 = Q_2$);
- sofre mesma perda de carga ($\Delta H_1 = \Delta H_2$).

Desenvolvimento das expressões de equivalência:

a) Considerando a Fórmula Universal (F.U.) de perda de carga:

$$\Delta H = 0,0827 \cdot \frac{f \cdot L \cdot Q^2}{D^5}$$

Para que duas tubulações 1 e 2 sejam consideradas equivalentes:

$$Q_1 = Q_2 \text{ e } \Delta H_1 = \Delta H_2$$

Assim,

$$\Delta H_1 = 0,0827 \cdot \frac{f_1 \cdot L_1 \cdot Q_1^2}{D_1^5} = \Delta H_2 = 0,0827 \cdot \frac{f_2 \cdot L_2 \cdot Q_2^2}{D_2^5}$$

$$\frac{f_1 \cdot L_1}{D_1^5} = \frac{f_2 \cdot L_2}{D_2^5}$$

$$\Rightarrow L_2 = L_1 \cdot \frac{f_1}{f_2} \left(\frac{D_2}{D_1} \right)^5$$

Essa expressão representa a relação matemática que permite, por exemplo, o cálculo do comprimento L_2 do conduto 2 que faz com que tal conduto seja hidraulicamente equivalente ao conduto 1, utilizando a F.U.

b) Considerando a Eq. de Hazen Williams (H.W.) de perda de carga:

$$\Delta H = \frac{10,643}{C^{1,85}} \cdot \frac{L \cdot Q^{1,85}}{D^{4,87}}$$

Para que duas tubulações 1 e 2 sejam consideradas equivalentes:

$$\Delta H_1 = \Delta H_2$$

$$Q_1 = Q_2$$

Assim,

$$\frac{L_1}{C_1^{1,85} \cdot D_1^{4,87}} = \frac{L_2}{C_1^{1,85} \cdot D_1^{4,87}}$$
$$\Rightarrow L_2 = L_1 \left(\frac{C_2}{C_1} \right)^{1,85} \cdot \left(\frac{D_2}{D_1} \right)^{4,87}$$

A expressão anterior apresenta a relação matemática que permite, por exemplo, o cálculo do comprimento L_2 do conduto 2, que faz com que tal conduto seja hidráulicamente equivalente ao conduto 1, utilizando a fórmula de Hazen Williams.

7.3 Associação de condutos em série e paralelo:

7.3.1 Conduto equivalente a um sistema de condutos em série

Na associação de **condutos em série**, a vazão transportada por meio dos diversos trechos é a mesma e a perda de carga total é a soma das perdas de carga parciais ao longo dos n condutos em série.

Assim, a perda de carga do conduto equivalente à associação de n condutos em série é:

$$\Delta H_{eq} = \Delta H_1 + \Delta H_2, \dots, + \Delta H_n$$

e a vazão transportada pelo conduto equivalente é a mesma transportada pelos n condutos em série:

$$Q_{eq} = Q_1 = Q_2 = \dots = Q_n$$

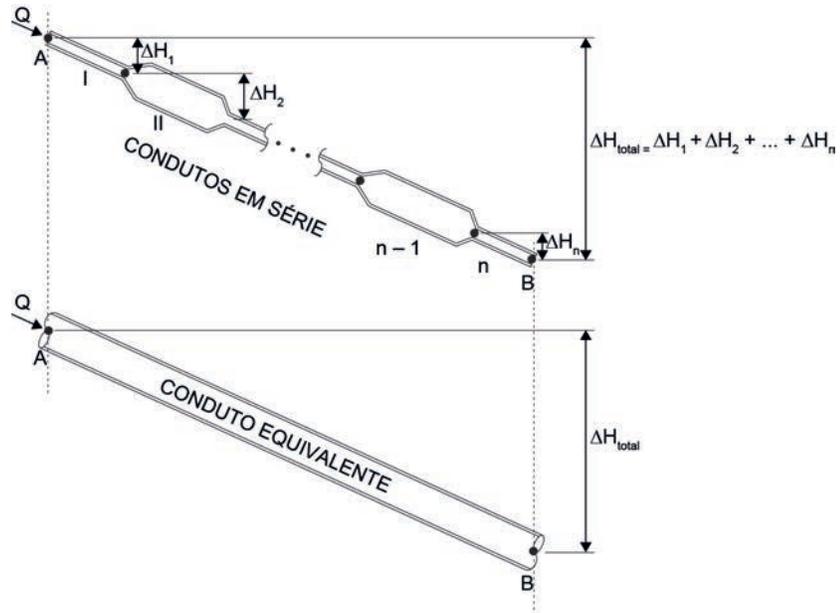


Figura 7.2 Esquema de conduto equivalente a um sistema de condutos em série.

Desenvolvimento das expressões de equivalência:

Formulações para determinação de conduto equivalente a uma associação de condutos em série:

a) Considerando a Fórmula Universal (F.U.) de perda de carga:

Fazendo uso da Fórmula Universal (F.U.), a perda de carga no conduto equivalente é igual ao somatório das perdas parciais nos n condutos:

$$\text{F.U.} \rightarrow \underbrace{\Delta H_{\text{eq}} = 0,0827 \cdot \frac{f_{\text{eq}} \cdot L_{\text{eq}} \cdot Q^2}{D_{\text{eq}}^5}}_{\text{conduto equiv.}} = \underbrace{\sum_{i=1}^n \frac{0,0827 \cdot f_i \cdot L_i \cdot Q^2}{D_i^5}}_{\text{conduto em série}}$$

Cancelando os termos comuns, lembrando que para condutos em série a vazão é a mesma, obtém-se a seguinte expressão:

$$\frac{f_{\text{eq}} \cdot L_{\text{eq}}}{D_{\text{eq}}^5} = \sum_{i=1}^n \frac{f_i \cdot L_i}{D_i^5}$$

Essa expressão relaciona as características de um conduto equivalente a uma associação de n condutos em série, considerando a FU de perda de carga.

Assim, fixando-se, por exemplo, L_{eq} como sendo a soma dos diversos L_i , e adotando-se os valores ε_{eq} e v_{eq} , pode-se a princípio determinar o diâmetro do conduto equivalente D_{eq} aos n condutos em série.

b) Considerando a Fórmula de Hazen Williams (H. W.) de perda de carga:

Utilizando-se a fórmula de Hazen Williams, a perda de carga no conduto equivalente é igual ao somatório das perdas parciais nos n condutos em série:

$$\Delta H = \frac{10,643 \cdot L_{eq} \cdot Q^{1,85}}{C_{eq}^{1,85} \cdot D_{eq}^{4,87}} = \sum_{i=1}^n \frac{10,643 \cdot L_i \cdot Q^{1,85}}{C_i^{1,85} \cdot D_i^{4,87}}$$

Cancelando os termos comuns dessa expressão e lembrando que a vazão veiculada é a mesma, obtém-se:

$$\frac{L_{eq}}{C_{eq}^{1,85} \cdot D_{eq}^{4,87}} = \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{C_i^{1,85} \cdot D_i^{4,87}}$$

Essa expressão relaciona as características de um conduto equivalente a uma associação de n condutos em série, considerando a fórmula de Hazen Williams de perda de carga.

Assim, fixando-se, por exemplo, L_{eq} , como sendo a soma dos diversos L_i , e optado-se por um material tem-se C_{eq} . Dessa forma, pode-se a princípio determinar o diâmetro do conduto equivalente D_{eq} aos n condutos em série.

7.3.2 Conduto equivalente a um sistema de condutos em paralelo

Na associação de **condutos em paralelo**, a perda de carga total por meio dos diversos trechos é a mesma e a vazão total transportada corresponde à soma das vazões parciais transportadas pelos n condutos em série.

Assim, a vazão do conduto equivalente (Q_{eq}) à associação de n condutos em paralelo é:

$$Q_{eq} = Q = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n = \sum_{i=1}^n Q_i \quad (I)$$

A perda de carga no conduto equivalente (ΔH_{eq}) é igual à perda de carga em cada qual dos n condutos em paralelo (ΔH_i), independentemente do trajeto percorrido por cada um deles, ou seja:

$$\Delta H_{eq} = \Delta H_1 = \Delta H_2 = \dots = \Delta H_n$$

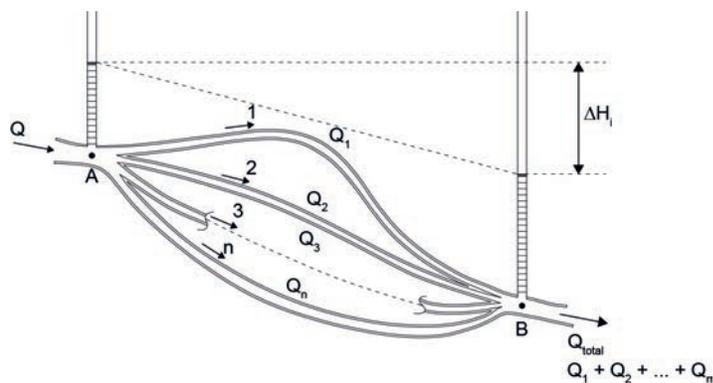


Figura 7.3 Esquema de sistema de condutos associados em paralelo.

Desenvolvimento das expressões de equivalência:

Formulações para determinação de conduto equivalente a uma associação de condutos em paralelo:

a) Pela Fórmula Universal (F.U.):

Considerando-se a FU de perda de carga, tem-se que:

$$Q = \sqrt{\frac{D^5 \cdot \Delta H}{0,0827 \cdot f \cdot L}}$$

A vazão Q_{eq} no conduto equivalente à associação de condutos em paralelo corresponderia ao somatório das vazões Q_i transportadas pelos n trechos associados em paralelo. Dessa maneira

$$Q_{eq} = \sqrt{\frac{\Delta H_{eq} \cdot D_{eq}^5}{0,0827 \cdot f_{eq} \cdot L_{eq}}} = \sum_{i=1}^n Q_i = \sqrt{\frac{\Delta H_1 \cdot D_1^5}{0,0827 \cdot f_1 \cdot L_1}} + \dots + \sqrt{\frac{\Delta H_n \cdot D_n^5}{0,0827 \cdot f_n \cdot L_n}}$$

$$\therefore \frac{D_{eq}^{2,5}}{f_{eq}^{0,5} \cdot L_{eq}^{0,5}} = \sum_{i=1}^n \frac{D_i^{2,5}}{f_i^{0,5} \cdot L_i^{0,5}}$$

De acordo com a expressão anterior, fixando-se, por exemplo, um valor de L_{eq} como sendo igual à de algum dos L_i , e estipulando-se um tipo de material para o conduto (ϵ_{eq}), além da temperatura da água (v_{eq}), pode-se a priori determinar um diâmetro D_{eq} para o conduto equivalente aos n condutos em paralelo.

b) Considerando a equação de Hazen-Williams (H.W.) de perda de carga:

Considerando-se a equação de HW de perda de carga, tem-se que:

$$Q = \left[\frac{\Delta H \cdot C^{1,85} \cdot D^{4,87}}{10,643 \cdot L} \right]^{\frac{1}{1,85}}$$

A vazão Q_{eq} transportada pelo conduto equivalente à associação dos n condutos em paralelo corresponderia ao somatório das vazões Q_i transportadas por eles. Dessa maneira, cancelando-se os termos comuns, tem-se que:

$$\frac{C_{eq} \cdot D_{eq}^{2,63}}{L_{eq}^{0,54}} = \frac{C_1 \cdot D_1^{2,63}}{L_1^{0,54}} + \dots + \frac{C_n \cdot D_n^{2,63}}{L_n^{0,54}} = \sum_{i=1}^n \frac{C_i \cdot D_i^{2,63}}{L_i^{0,54}}$$

De acordo com a expressão anterior, fixando-se, por exemplo, o valor de L_{eq} como sendo igual à de algum dos L_i , e estipulando um tipo de material do conduto (C_{eq}), pode-se a priori determinar um diâmetro D_{eq} equivalente à associação dos n condutos em paralelo.

Exemplo prático de aplicação da teoria de associação de condutos:

Para o esquema do sistema hidráulico apresentado na Figura a seguir:

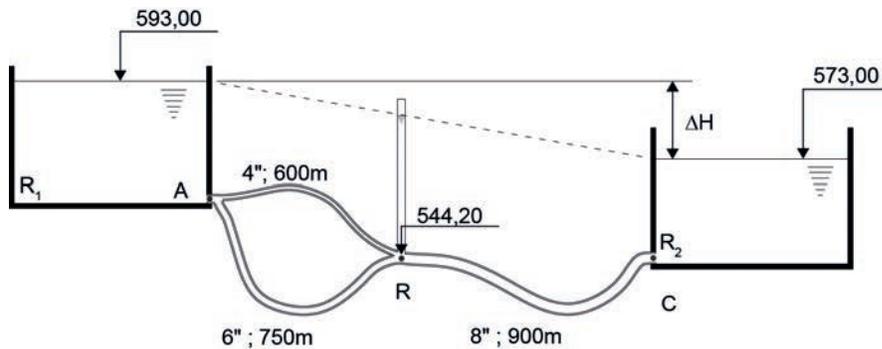


Figura 7.4 Exemplo de um sistema com associação de condutos.

Determinar:

1. vazão que chega no reservatório R_2 ;
2. vazão nos trechos de 4" e 6";
3. pressão disponível no ponto B.

Desprezar:

Perdas localizadas e adotar $C = 100$ para todas as tubulações.

Resolução:

Transformar trechos de 4" e 6" em um trecho de diâmetro equivalente 8" (trecho A-B)

OBS.: optou-se por transformar os trechos em paralelo de 4" e 6" em um equivalente de 8" para evitar nova associação em série com a tubulação

subsequente do trecho B-C, ou seja, visou-se com isso economizar uma nova etapa de cálculo.

$$\frac{100 \cdot (8'' \cdot 2,54 / 100)^{2,63}}{L_{eq}^{0,54}} = \frac{100 \cdot (4'' \cdot 2,54 / 100)^{2,63}}{600^{0,54}} + \frac{100(6'' \cdot 2,54 / 100)^{2,63}}{750^{0,54}}$$

$$\therefore L_{eq} = 1658\text{m}$$

Cálculo do comprimento equivalente total entre R_1 e R_2 (trecho A-C)

$$L_{AC} = 1658 + 900 = 2558 \text{ m}$$

$$D = 8'' \cdot 2,54 / 100 \text{ m}$$

Como L, D e ΔH são conhecidos, pode-se calcular a vazão veiculada para R_2 .

$$\Delta H = \frac{10,643 \cdot Q^{1,85} \cdot L}{C^{1,85} \cdot D^{4,87}} \rightarrow 20 = \frac{10,643 \cdot Q^{1,85} \cdot 2558}{100^{1,85} \cdot (2,54 \cdot 8'' / 100)^{4,87}}$$

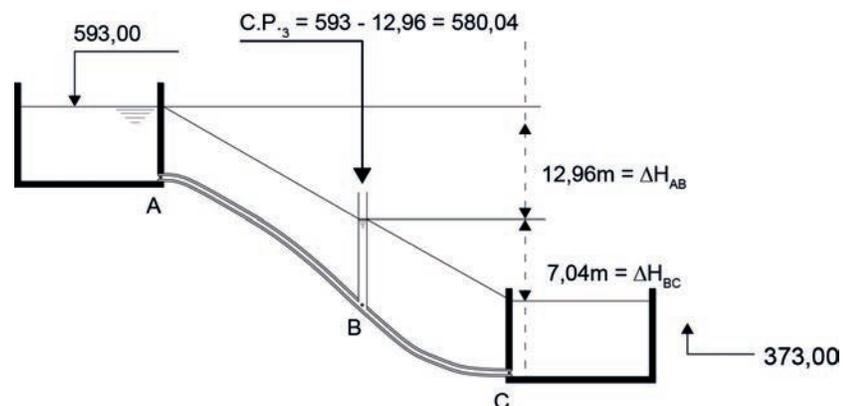
Portanto: $Q = 0,0305 \text{ m}^3/\text{s}$ (vazão que chega em R_2)

Trecho B - C: conhecidos D e Q, determina-se ΔH_{BC}

$$\Delta H_{BC} = \frac{10,643 \cdot (30,5 / 1000)^{1,85} \cdot 900}{100^{1,85} (8 \cdot 2,54 / 100)^{4,87}} = 7,04\text{m}$$

Conhecido ΔH_{BC} e também ΔH_{total} , determina-se ΔH_{AB} , ou seja:

$$\Delta H_{AB} = \Delta H_{total} - \Delta H_{BC} = 593,00 - 573,00 - 7,04 = 12,96\text{m}.$$



$$P_{DB} = CP_B - C_B = 580,04 - 544,2 = 35,84\text{m, sendo:}$$

P_{DB} = pressão disponível no ponto B;

CP_B = cota piezométrica no ponto B;

C_B = cota do terreno no ponto B;

$P_{DB} = 35,84 \text{ m} = \text{pressão disponível no ponto B.}$

Cálculo das vazões transportadas pelas tubulações de 4" e 6" (trecho em paralelo):

Conhecendo-se a perda de carga no trecho em paralelo, tanto para a tubulação de 4", quanto para a de 6", igual a 12,96 m, pode-se calcular as respectivas vazões:

$$\text{Vazões: } \Delta H_{AB} = 12,96 = \frac{10,643 \cdot Q_4^{1,85} \cdot 600}{100^{1,85} (4 \cdot 2,54 / 100)^{4,87}} \rightarrow Q_{4"} = 0,0085 = 8,5 \text{ L / s}$$

$$Q_{4"} = 0,0085 \text{ m}^3/\text{s} = 8,5 \text{ L/s}$$

$$Q_{6"} = 0,0305 - Q_{4"} = 0,022 \text{ m}^3/\text{s} = 22,00 \text{ L/s}$$

7.4 Sistemas Ramificados

Conforme definido na introdução deste capítulo, um sistema é dito ramificado quando em uma ou mais secções de um trecho de conduto ocorre derivação (retirada ou injeção) de vazão, conforme indicação das Figuras.

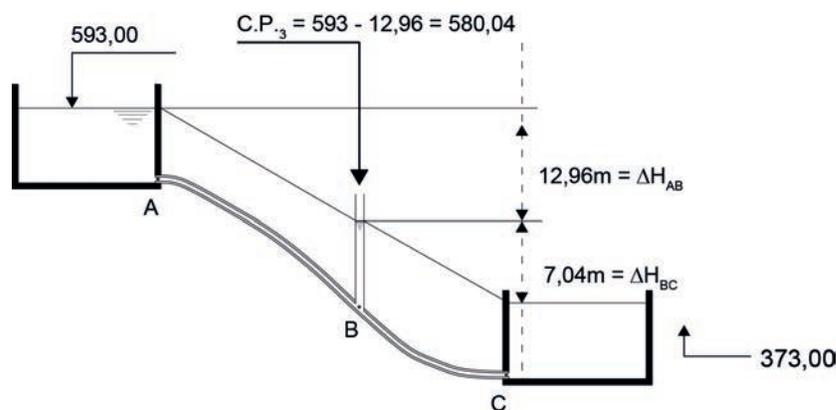


Figura 7.5 (a)Retirada de vazão em trecho de interligação de dois reservatórios; (b) Injeção de vazão em trecho de interligação de dois reservatórios

7.4.1 Derivação de água entre dois reservatórios (retirada para alimentação de um ponto qualquer)

Examina-se a seguir o comportamento da linha piezométrica em decorrência da introdução de uma derivação (para uma rede) no ponto B do trecho que interliga dois reservatórios, conforme o esquema da Figura.

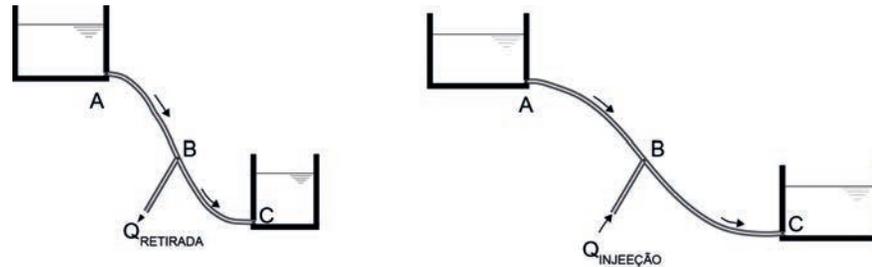


Figura 7.6 Derivação de água em uma seção da tubulação (retirada de vazão).

Supondo que:

- a retirada da vazão destina-se a alimentação de uma rede de abastecimento de água;
- o reservatório R_1 pode abastecer a rede e R_2 ;
- o reservatório R_2 pode ser abastecido por R_1 e abastecedor da rede; (Reservatório de jusante ou de acumulação em um sistema de abastecimento de água);
- LBM – representa a linha piezométrica ligando os pontos L, B e M nas mais diversas situações possíveis em termos da vazão de retirada para alimentação da rede.

O comportamento da linha piezométrica possibilita informações, tais como a magnitude da perda de carga e vazão transportada, além do sentido das vazões ao longo das tubulações.

Para auxiliar a visualização da variação da linha piezométrica, foi instalado um piezômetro exatamente no ponto B de derivação, no caso de retirada de vazão.

Simula-se, então, o processo de variação do grau de abertura do registro no ponto B, para a verificação do comportamento das linhas piezométricas dos trechos 1 e 2.

Análise das linhas piezométricas LBM, em função das vazões de retirada:

Linha piezométrica LB₁M:

Vamos imaginar inicialmente o esquema apresentado na Figura que ilustra o comportamento da linha piezométrica LB₁M para a situação 1, em que o registro em B encontra-se totalmente fechado, ou seja, não existe consumo de vazão pela rede.

Nessa situação:

$Q_1 = Q_2$ (toda vazão que sai de R₁ vai para R₂);

$Q_R = 0$ (a vazão de alimentação da rede é nula).

A linha LB₁M reflete o consumo nulo da rede por exibir a perda de carga relativa ao fluxo da água do reservatório R1 para o reservatório R2.

Linhas piezométricas LB₂M e LB₃M:

Com o processo de abertura gradual do registro em B para alimentação da rede, podemos simular o decaimento progressivo das linhas piezométricas **LB₂M e LB₃M** em B. É possível verificar pelas declividades das LPs, que no trecho 1 as vazões vão aumentando em decorrência da abertura progressiva do registro. Já no trecho 2, ocorre o inverso. As vazões de alimentação do reservatório R₂ vão diminuindo com o processo de abertura gradual do registro.

Assim:

Q_1 (aumenta gradualmente em função do grau de abertura do registro);

Q_2 (diminui gradualmente em função do grau de abertura do registro);

$Q_1 = Q_2 + Q_R$ (R₁ alimenta tanto a rede quanto R₂).

Linha piezométrica LB₄M:

A linha LB₄M reflete o caso particular em que no trecho 2 a linha piezométrica se torna horizontal, o que significa que não existe transporte de vazão nessa situação, ou seja, a vazão é nula no trecho 2. Tal comportamento permite que se conclua que nessa situação a rede é abastecida totalmente pelo trecho 1, com vazão proveniente do reservatório R₁ e que o reservatório R₂ tem apenas a função de criar um ponto de equilíbrio nesse sistema.

Portanto:

Q_1 (a vazão do trecho 1 continua aumentando em relação à situação anterior);

$Q_2 = 0$ (a vazão torna-se nula neste trecho, pois a LP é horizontal);

$Q_1 = Q_R$ (R₁ alimenta apenas a rede).

Linha piezométrica LB_5M :

Continuando o processo de abertura gradual do registro após a situação LB_4M , a LP em B continua decaindo e podemos agora visualizar a situação desenhada pela LB_5M . Verifica-se nessa situação que o reservatório R_2 , em situações anteriores alimentado por R_1 , passa a alimentar a rede também. Esse comportamento pode ser observado pela inversão do sentido de decaimento da linha piezométrica no trecho 2, de R_2 para o ponto B.

Dessa maneira:

Q_1 (a vazão continua aumentando em relação à situação anterior);

Q_2 (sofre inversão de sentido e R_2 começa também a alimentar a rede);

$Q_1 + Q_2 = Q_R$ (a rede é alimentada tanto por R_1 quanto por R_2).

7.4.2 Derivação de água entre dois reservatórios (injeção)

Da mesma forma que se pode ter o processo de derivação de água através de retirada de vazão de uma seção, conforme visto anteriormente, pode-se ter o processo inverso, ou seja, injeção de vazão. Essa injeção de vazão pode ocorrer através de sistema bombeamento em determinado ponto de um trecho de tubulação. A Figura ilustra tal situação.

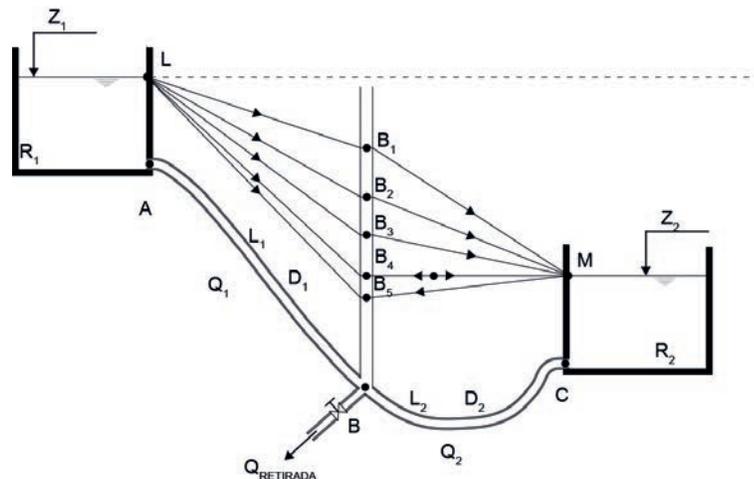


Figura 7.7 Esquema de sistema com injeção de água no trecho.

A análise a ser efetuada para essa situação é análoga à anterior, lembrando apenas que, ao invés do decaimento da linha piezométrica no ponto B existirá uma subida de acordo com as magnitudes de vazões injetadas.

Exemplo prático de trecho com ramificação: Derivação de água entre dois reservatórios (alimentação de rede de abastecimento)

Em sistemas de abastecimento de água pode-se ter como concepção, a existência de **reservatório de montante** para alimentação da rede pública, seguida de **reservatório de jusante ou sobras**. O ponto intermediário entre estes dois reservatórios que se conecta à rede define o fornecimento de água à rede pública.

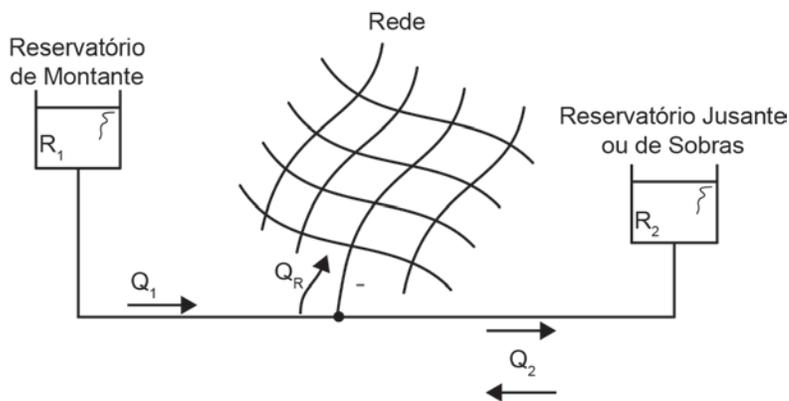


Figura 7.8 Exemplo de derivação de água entre dois reservatórios.

O trecho que interliga R_1 à rede, destina-se à alimentação tanto da rede como do reservatório de sobras ou jusante. Isso ocorre sempre que a vazão Q_1 for superior à vazão demandada na rede Q_R . Nesse caso, a diferença de vazão não consumida pela população segue para o reservatório de sobras ou de jusante. Esse comportamento se verifica tipicamente quando o consumo de água por parte da população é baixa. Imaginando agora os momentos de pico de consumo de água, em que supostamente a vazão demandada pela rede Q_R possa ser superior a Q_1 , o reservatório de jusante ou sobras pode então suprir tal déficit enviando uma vazão adicional Q_2 para a rede, promovendo a mudança de sentido da vazão no trecho 2.

7.4.4 Derivação de água entre dois reservatórios com interligação para um 3º reservatório: O problema clássico dos 3 reservatórios interligados

A Figura a seguir ilustra o exemplo clássico dos 3 reservatórios interligados. Novamente para facilitar a visualização das linhas piezométricas, um piezômetro foi estrategicamente colocado na intersecção ou junção das 3 tubulações.

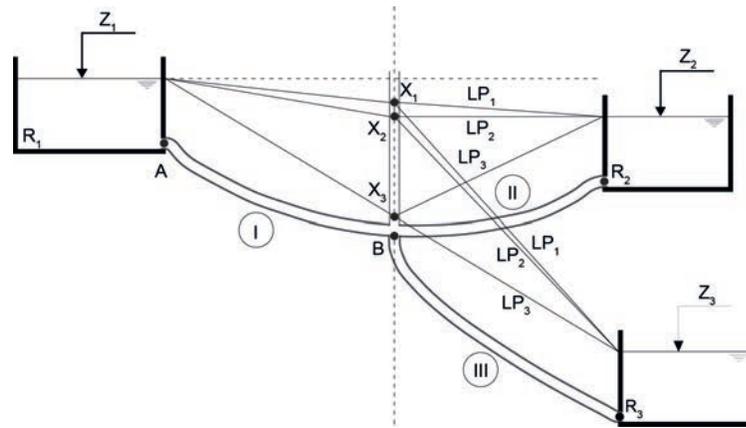


Figura 7.9 Esquema do problema clássico de 3 reservatórios interligados.

Neste tipo de problema em geral conhecem-se:

- Os níveis Z_1 , Z_2 , Z_3 considerados constantes;
- As características das tubulações (D , L , coeficientes de rugosidade: ε ou C).

Procuram-se:

- Vazões (Q_1 , Q_2 e Q_3) e respectivos sentidos

Considerações adicionais:

Em função das cotas piezométricas Z_1 , Z_2 e Z_3 , decorrentes das cotas de assentamento de R_1 , R_2 e R_3 e dos respectivos NAs:

- R_1 será sempre abastecedor;
- R_3 será sempre abastecido;
- R_2 pode ser tanto abastecedor quanto abastecido, dependendo da cota piezométrica em $B = X_1, X_2, X_3, \dots$

Análise da dinâmica de funcionamento do sistema, em função das posições relativas das linhas piezométricas: LP_1 , LP_2 e LP_3 :

Existem a princípio três possíveis posicionamentos distintos da LP, que permitem avaliar a dinâmica de funcionamento do sistema, indicando o papel exercido pelos reservatórios e os **sentidos das vazões** nas tubulações.

- Linha piezométrica LP_1 :

Se $LP_1 \rightarrow$ Nível **d'água** em $B = X_1 \rightarrow R_1 =$ abastecedor de R_2 e R_3

Balanço de massa válido para essa situação:

$$Q_1 = Q_2 + Q_3$$

- Linha piezométrica LP_2 :

Esse é o caso particular em que a LP_2 no trecho $X_2 - Z_2$ é uma horizontal, e, portanto a vazão na tubulação II (Q_2), é igual a zero. Pode-se dizer que nesse caso, R_2 tem o papel apenas de contribuir no equilíbrio do sistema (função “nula”).

Dessa maneira toda vazão que parte de R_1 está alimentando R_3 .

Se $LP_2 \rightarrow$ **Nível d’água em B** = $X_2 \rightarrow R_1$ = abastecedor somente de R_3 ;

Balanço de massa válido para essa situação:

$$Q_2 = 0 \text{ e } Q_1 = Q_3$$

- Linha piezométrica LP_3 :

No caso da LP_3 , pode-se verificar que no trecho II ($X_3 - Z_2$), ocorreu a inversão no sentido da vazão, ou seja; o reservatório R_3 , que nas situações anteriores era alimentado (ou “nulo”) por R_1 , passa a abastecer também R_2 conjuntamente com R_1 . Se $LP_3 \rightarrow$ **Nível d’água em B** = $X_3 \rightarrow R_1$ e R_2 abastecem R_3

Balanço de massa válido para essa situação:

$$Q_1 + Q_2 = Q_3$$

Procedimentos para solução do problema apresentado:

A resposta do problema a princípio depende das posições relativas das cotas piezométricas (Z_1 , Z_2 e Z_3), níveis d’água dos reservatórios, além do equilíbrio dinâmico alcançado quando do sistema em funcionamento.

Vimos que dependendo da cota piezométrica de equilíbrio que se estabelece no ponto B de junção (X), a linha piezométrica poderá se configurar como LP_1 , LP_2 ou LP_3 .

Vimos também que a **lei do balanço de vazões**, só é **verdadeira** para cada caso particular e respectivo do traçado da LP. Há possibilidade de **três situações distintas**.

Nesse sentido, a questão fundamental para solução do problema é determinar a cota piezométrica (X), em B, comum às três tubulações.

Embora possa parecer complicada, a solução pode sair rapidamente pelo método das tentativas e verificações.

Passos a serem seguidos:

Já que a solução consiste em determinar a cota piezométrica X de equilíbrio comum às três tubulações, podemos seguir os seguintes passos:

Arbitrar um valor para $X = \text{cota piezométrica no ponto B} = CP_B$. Uma forma mais rápida de chegar à solução consiste em supor que a CP_B seja exatamente igual a X_2 , ou seja, Z_2 .

Adotando-se $CP_B = X_2 = Z_2$, conhecem-se $\Delta H_1 = Z_1 - Z_2$, $\Delta H_2 = 0$ e $\Delta H_3 = Z_2 - Z_3$, sendo possível calcular Q_1 , Q_2 e Q_3 . Nessa situação, tomou-se por hipótese que $Q_2 = 0$ e dessa maneira deve-se ter que $Q_2 = Q_3$.

As seguintes possíveis situações podem ser encontradas:

- $Q_2 = 0 \rightarrow$ o problema está resolvido e $Q_1 = Q_3$.
- $Q_1 > Q_3 \rightarrow$ (foi suposto $Q_1 = Q_3$), portanto deve-se reduzir Q_1 , ou, em outras palavras, aumentar X_2 em direção ao valor de X_1 . O processo iterativo deve seguir até a suposição tornar-se verdadeira ou o erro ser considerado aceitável.
- $Q_1 < Q_3 \rightarrow$ (foi suposto $Q_1 = Q_3$), portanto deve-se aumentar Q_1 ou, em outras palavras, reduzir X_2 em direção ao valor de X_3 . O processo iterativo deve seguir até a suposição tornar-se verdadeira ou o erro ser considerado aceitável.

Cálculo e balanço coerente das vazões para as distintas situações das LPs.

Trecho I: $Z_1 - x = 0,0827 \cdot f_1 \cdot \frac{L_1 \cdot Q_1^2}{D_1^5}$, ocorre sempre pois R_1 é sempre abastecedor

$$\text{Trecho II: } \begin{cases} \text{se } x > Z_2 \text{ ou } x = x_1 \rightarrow x - Z_2 = 0,0827 \cdot f_2 \cdot \frac{L_2 \cdot Q_2^2}{D_2^5} \\ \text{se } x = Z_2 \text{ ou } x = x_2 \rightarrow x - Z_2 = 0 \rightarrow Q_2 = 0 \\ \text{se } x < Z_2 \text{ ou } x = x_3 \rightarrow Z_2 - x = 0,0827 \cdot f_2 \cdot \frac{L_2 \cdot Q_2^2}{D_2^5} \end{cases}$$

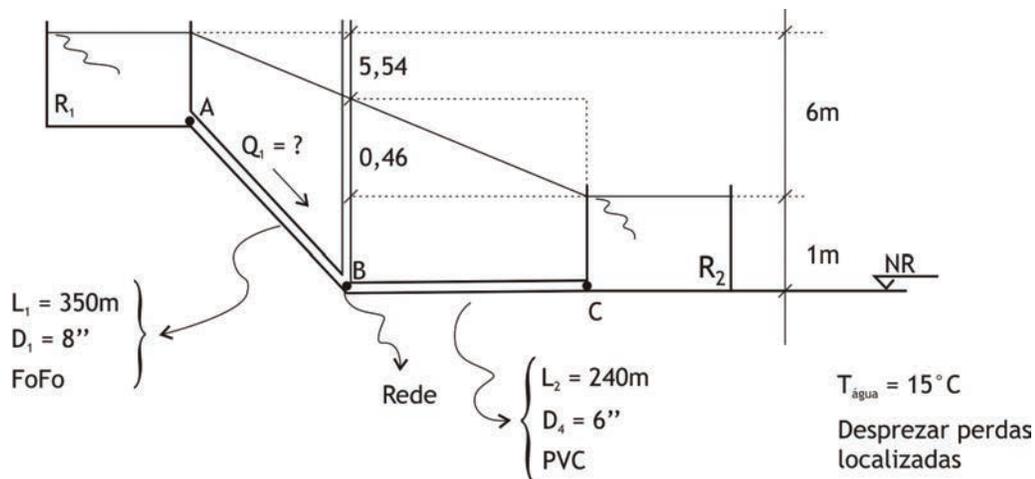
Trecho III: $x - Z_3 = 0,0827 \cdot f_3 \cdot \frac{L_3 \cdot Q_3^2}{D_3^5}$, ocorre sempre pois R_3 é sempre abastecido,

portanto:

- a) se $x > Z_2 \rightarrow Q_1 = Q_2 + Q_3$
- b) se $x = Z_2 \rightarrow Q_2 = Q_1 = Q_3$
- c) se $x < Z_2 \rightarrow Q_1 + Q_2 = Q_3$

EXERCÍCIO: Considerando a Temperatura da água de 15°C e desprezando as perdas localizadas, determinar Q_1 sistema esquematizado na Figura, para as seguintes situações:

- a) Registro em B aberto tal que R_1 alimente R_2 com $Q_2 = 10$ L/s.
- b) Registro em B aberto tal que só R_1 abasteça a rede e não abasteça R_2 .
- c) O registro aberto tal que R_2 passe também a ser abastecedor da rede com $Q_2 = 20$ L/s.



Resolução:

FoFo $\rightarrow \epsilon = 0,25$ mm

PVC $\rightarrow \epsilon = 0,0015$ mm

$\nu = 1,141 \cdot 10^{-6}$ m²/s $\rightarrow T_{\text{água}} = 15^\circ\text{C}$

a) $Q_2 = 10$ L/s

$L_2 = 240$ m

$\Delta H_2 = ? \rightarrow \Delta H = 0,46$ m $\rightarrow \Delta H_1 = 6 - 0,46 = 5,54$ m; $L_1 = 350$ m; $D_1 = 8''$

↓
F.U.

$\therefore Q_1 =$

b) $Q_1 = ?$

$$\left. \begin{array}{l} L_1 = 350 \text{ m} \\ \Delta H_1 = 6 \text{ m} \end{array} \right\} \text{F.U.} \rightarrow Q_1 =$$

c) $Q_2 = 20 \text{ L/s}$

$L_2 = 240 \text{ m}$

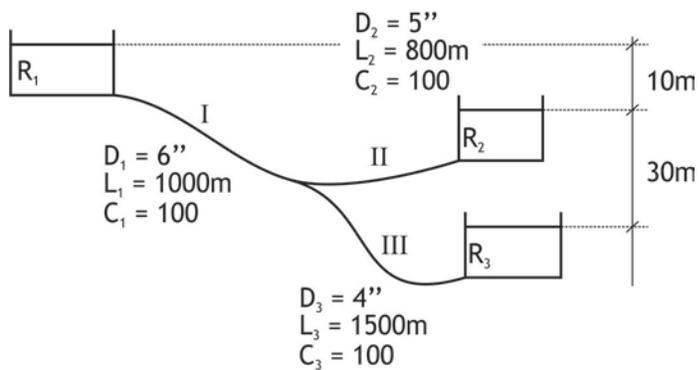
$\Delta H_2 =$

$\Delta H_1 = 6 + \Delta H_2 =$

$L_1 = 350 \text{ m}$

$\therefore Q_1 =$

EXERCÍCIO: Determinar as vazões e os respectivos sentidos para o sistema esquematizado na Figura



① $x = Z_2 \rightarrow \Delta H_1 = 10 \text{ m} \rightarrow Q_1 = 16,3 \text{ L/s}$

$\Delta H_3 = 20 \text{ m} \rightarrow Q_3 = 6,56 \text{ L/s}$

$\therefore Q_1 > Q_3 \rightarrow \text{diminuir } Q_1 \rightarrow \text{subir cota } x_1 \rightarrow \text{diminuir } \Delta H_1$

$\Delta H_2 = 0 \rightarrow Q_2 = 0$

1ª Iteração

② $\Delta H_1 = 8 \text{ m} \rightarrow Q_1 = 14,5 \text{ L/s}$

$\Delta H_3 = 22 \text{ m} \rightarrow Q_3 = 6,91 \text{ L/s}$

$\Delta H_2 = 2 \text{ m} \rightarrow Q_2 = 4,78 \text{ L/s}$

2ª Iteração

$$\textcircled{3} \quad \Delta H_1 = 3 \text{ m} \quad \rightarrow \quad Q_1 = 8,52 \text{ L/s}$$

$$\Delta H_3 = 27 \text{ m} \quad \rightarrow \quad Q_3 = 7,72 \text{ L/s}$$

$$\Delta H_2 = 7 \text{ m} \quad \rightarrow \quad Q_2 = 9,40 \text{ L/s}$$

3ª Iteração

$$\textcircled{4} \quad \Delta H_1 = 7 \text{ m} \quad \rightarrow \quad Q_1 = 13,47 \text{ L/s}$$

$$\Delta H_3 = 23 \text{ m} \quad \rightarrow \quad Q_3 = 7,07 \text{ L/s} \quad \left. \vphantom{\Delta H_3} \right\} Q_1 = Q_2 + Q_3 = \text{OK!!!}$$

$$\Delta H_2 = 3 \text{ m} \quad \rightarrow \quad Q_2 = 5,95 \text{ L/s} \quad \left. \vphantom{\Delta H_2} \right\}$$

UNIDADE 8

Sistemas de bombeamento e instalações
de recalque

8.1 Introdução

Apresentam-se nesse capítulo os conceitos básicos sobre os sistemas de bombeamento. Como já visto anteriormente tais sistemas acrescentam energia ao escoamento, permitindo que a água possa ser transportada para pontos com maior energia final.

Existem no mercado, os mais variados tipos de bombas para as inúmeras aplicações de engenharia, prevendo-se distintos tipos de fluidos, faixas de vazões e alturas de elevação. A título de exemplificação podem-se citar: bombas centrífugas (axiais e radiais), bombas helicoidais, bombas peristálticas, bombas tipo diafragma, bombas de paletas, bombas submersíveis ou submersas, bombas tipo parafuso etc. Não constitui objetivo do presente texto explorar os diferentes tipos de bomba. Assim, serão tratadas aqui apenas das bombas centrífugas que são mais usuais no transporte de água.

Serão abordados neste capítulo os conceitos básicos que permitam a escolha, o dimensionamento e a avaliação de sistemas de bombeamento. Incluem-se, portanto, os seguintes conceitos: altura manométrica, curvas do sistema ou da tubulação, curvas das bombas, ponto de trabalho ou de funcionamento de uma bomba, potência de um conjunto elevatório, associação de curvas de tubulação em série e paralelo e cavitação.

8.2 Partes constituintes de um sistema de bombeamento

A Figura ilustra as principais partes componentes de um sistema de bombeamento:

Conjunto motor-bomba:

A **bomba** é a parte componente do conjunto motor-bomba, responsável pela elevação da água através da ação de seus rotores. Os **rotores** das bombas apresentam geometrias apropriadas (similares às hélices propulsoras), que permitem criar uma subpressão (sucção), no ponto de entrada da bomba, seguida de uma sobrepressão na sua saída, que gera energia de pressão e permite a elevação da água. Os rotores são envoltos pelas peças denominadas de “carcaças”, que permitem confinar e direcionar o fluxo de água desde a entrada até a saída das bombas.

O **motor** é o componente responsável por manter os rotores das bombas em movimento.

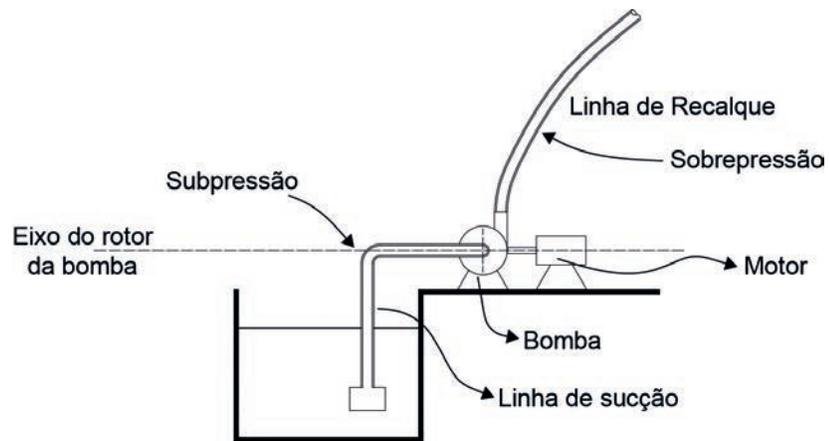


Figura 8.1 Partes constituintes de um sistema de bombeamento.

Poço de sucção:

O poço de sucção nada mais é que um reservatório que permite o acúmulo temporário da água a ser bombeada. Pode dispor de equipamentos e sensores de nível que permitem controlar o sistema de bombeamento.

Linha de sucção:

A linha de sucção em sistemas de bombeamento é o trecho de tubulação que interliga o poço de sucção à entrada da bomba.

Linha de recalque:

A linha de recalque em sistemas de bombeamento corresponde ao trecho de tubulação que interliga o ponto de saída da bomba até o ponto extremo da tubulação.

8.3 Bombas “afogadas” e bombas “não afogadas”

Apresentam-se aqui os conceitos que diferenciam as bombas “afogadas” das bombas “não afogadas”.

Uma bomba é dita “não afogada” toda vez que a cota do nível de água no poço de sucção (Z_1) encontrar-se em nível inferior à cota do eixo do rotor da bomba (Z_B).

Seguindo o mesmo raciocínio, uma bomba é dita “afogada” quando o nível de água no poço de sucção (Z_1) encontrar-se em nível superior à cota do eixo do rotor da bomba (Z_B).

8.4 Altura geométrica (H_G) e altura manométrica (H_M)

As Figuras 8.2 e 8.3 apresentam, respectivamente, os esquemas ilustrativos de uma bomba “não afogada” e de uma bomba “afogada”. Destacam-se nas Figuras os seguintes parâmetros:

A **altura geométrica (H_G)** nada mais é que o desnível geométrico a ser vencido pelo sistema de bombeamento, do poço de sucção ao reservatório de chegada da água.

$H_G = (Z_2 - Z_1)$ = altura geométrica: trata-se do desnível entre a cota do NA do poço de sucção (Z_1) e o NA do reservatório de chegada da água (Z_2).

O H_G foi aqui decomposto em duas alturas: H_{GS} = altura geométrica de sucção e H_{GR} = altura geométrica de recalque.

Assim:

$$H_G = H_{GR} + H_{GS} \text{ (para bombas “não afogadas”) e}$$

$$H_G = H_{GR} - H_{GS} \text{ (para bombas “afogadas”).}$$

ΔH_S = perda de carga na linha de sucção (m.c.a.);

ΔH_R = perda de carga na linha de recalque (m.c.a.).

A **altura manométrica (H_M)** é a altura geométrica acrescida das perdas de carga nas linhas de sucção e de recalque, ou seja:

$$H_M = H_G + \Delta H_S + \Delta H_R$$

Em outras palavras, a altura manométrica é a energia de pressão que a bomba deve fornecer ao escoamento para vencer tanto o desnível geométrico quanto as perdas nas linhas de sucção e recalque, e assim efetuar o transporte da água do poço de sucção ao reservatório de chegada.

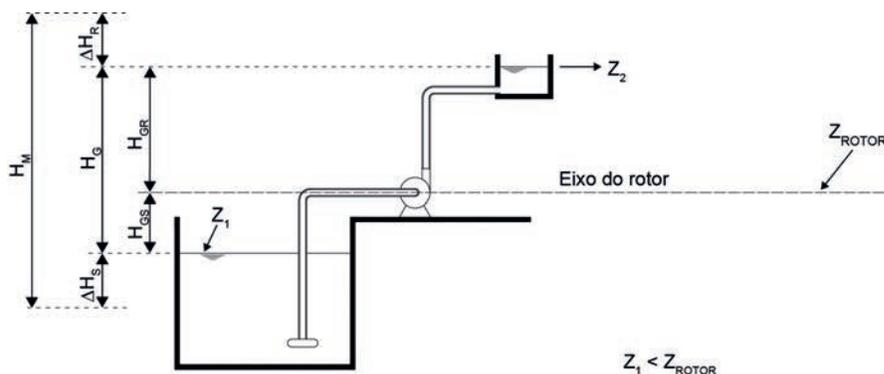


Figura 8.2 Altura geométrica e altura manométrica para sistemas de bombas “não afogadas”.

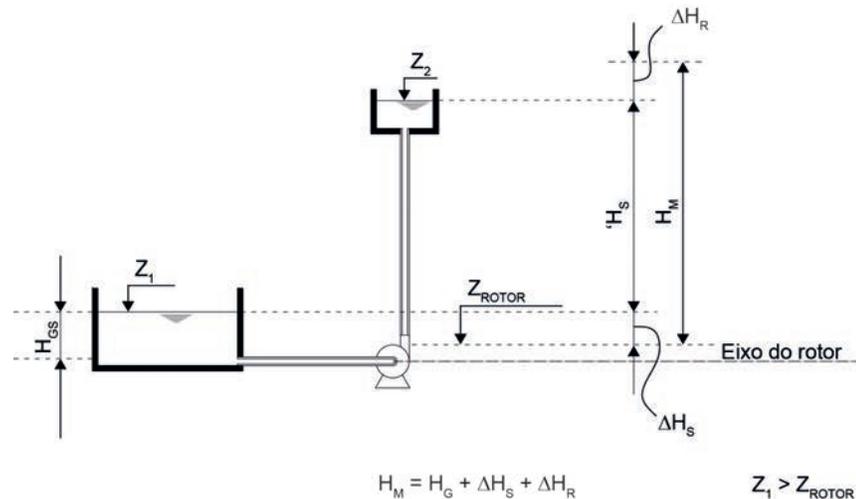


Figura 8.3 Altura geométrica e altura manométrica para sistemas de bombas “afogadas”.

8.5 Potência de um sistema elevatório (conjunto motor-bomba)

Após a conceituação da altura manométrica, pode-se definir o que vem a ser a potência de um conjunto motor-bomba.

A expressão apresentada a seguir nos permite efetuar este cálculo:

$$P = \frac{9,8 \cdot \gamma \cdot Q \cdot H_M}{\eta_{\text{conj. motor-bomba}}}$$

sendo:

P = potência do conjunto motor-bomba (kW);

Q = vazão bombeada (m^3/s);

H_M = altura manométrica (m);

γ = peso específico da água ($9.800 \text{ N}/\text{m}^3$);

η_B = rendimento da bomba (%);

η_M = rendimento do motor (%);

$\eta_{\text{conj. motor-bomba}} = \eta_B \times \eta_M$ = rendimento do conjunto motor-bomba (%).

8.6 Curvas características das tubulações de recalque ou curvas do sistema

Definição:

Curvas **características das tubulações** ou **curvas do sistema** são curvas que relacionam, para um determinado tipo de tubulação, com características

conhecidas (D, L, coeficiente de rugosidade ϵ ou C) e propriedades do fluido (ν), a altura manométrica (H_M) com a vazão (Q). Assim,

$$H_M = H_M(Q)$$

Relembrando as formulações de perda de carga:

$$\text{Fórmula Universal: } \Delta H = 0,0827 \cdot \frac{f \cdot L \cdot Q^2}{D^5}$$

$$\text{Hazen-Williams: } \Delta H = \frac{10,643 \cdot L \cdot Q^{1,85}}{C^{1,85} \cdot D^{4,87}}$$

Para uma tubulação e fluido de características conhecidas, é possível reunir os elementos conhecidos da equação de perda de carga denominando-os por K, e assim obter:

Segundo a Fórmula Universal:

$$H = K \cdot Q^2$$

Segundo a equação de Hazen Williams de perda de carga:

$$H = K \cdot Q^{1,85}$$

Relembrando também a definição da altura manométrica:

$$H_M = H_G + \Delta H_s + \Delta H_R = H_G + f(Q)$$

Assim é possível obter as curvas características das tubulações ou curvas do sistema, que relacionam H_M com Q, conforme indicações da figura a seguir:

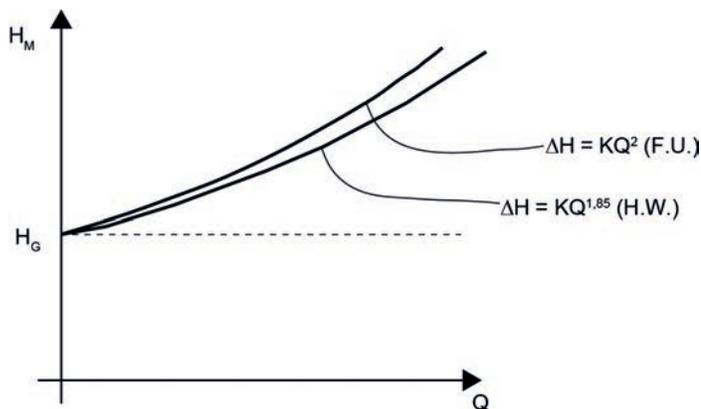


Figura 8.4 Curvas características das tubulações ou curvas do sistema (H_M x Q).

Exemplos de traçado de curvas das tubulações ou curvas do sistema para diferentes valores de H_G .

1. Caso em que $H_G > 0$.

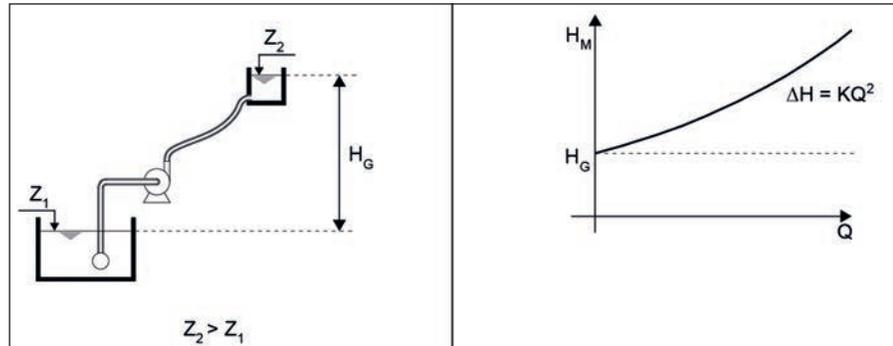


Figura 8.5 Esquema de traçado de curva da tubulação para $H_G > 0$.

Neste caso, é possível verificar que o sistema de bombeamento deve vencer, além do desnível geométrico H_G , a perda de carga $H = K \cdot Q^2$, referente a uma determinada vazão a ser bombeada Q .

2. Caso em que $H_G = 0$

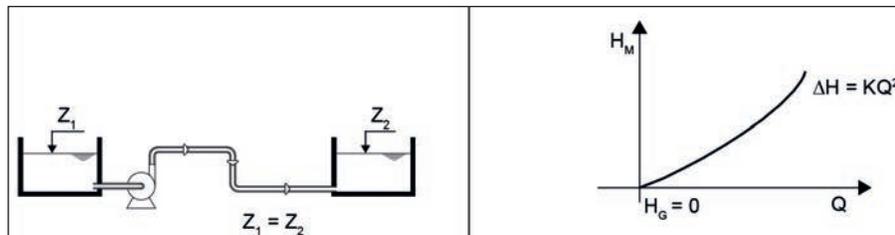


Figura 8.6 Esquema de traçado de curva de tubulação para $H_G = 0$.

Neste caso, é possível verificar que o sistema de bombeamento não necessita vencer o desnível geométrico H_G , e apenas a perda de carga $H = K \cdot Q^2$, referente a uma determinada vazão a ser bombeada Q .

3. Caso em que $H_G < 0$

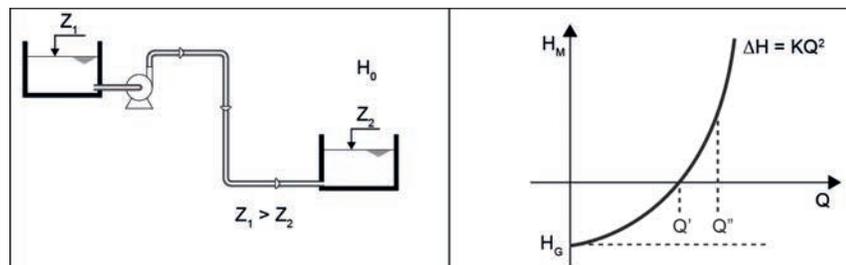


Figura 8.7 Esquema de traçado de curva de tubulação para $H_G < 0$

Embora possa parecer inusitado, há situações práticas em que o bombeamento de um nível de energia superior para outro inferior (conhecido na prática como “bombear para baixo”) é necessário. Nessa situação, o desnível geométrico é representado matematicamente por valor negativo e, portanto, representado graficamente por um valor abaixo de zero, conforme ilustrado anteriormente.

Destaca-se na ordenada um valor de vazão Q' , que na realidade significa que até essa vazão, o escoamento se dá por gravidade, sendo que a bomba até este ponto funciona teoricamente como uma turbina. A partir de Q' , dá-se início à ação da bomba, que deve vencer a perda de carga correspondente à vazão que se deseja bombear.

Na prática devemos lançar mão de bombeamento para pontos de menor energia, quando, por exemplo, queremos aumentar a vazão transportada e não podemos, ou não é viável em determinada situação, ampliar o diâmetro.

8.7 Associação de curvas características das tubulações ou curvas do sistema

8.7.1 Introdução

As linhas de recalque podem ser dotadas de montagens de tubulações com características distintas dispostas em série ou em paralelo. Nesses casos, é necessário efetuar a denominada associação das curvas características das tubulações ou do sistema, para análise e dimensionamento do sistema de bombeamento. Pode-se deparar também com situações de bombeamento a partir de uma só bomba para dois reservatórios, com níveis distintos de chegada da água.

8.7.2 Associação de curvas características das tubulações em série

A Figura seguinte traz o exemplo de uma linha de recalque composta por duas tubulações dispostas em série, com dois tipos de materiais e dois diâmetros distintos. Em termos hidráulicos deve-se compor uma curva característica dessa associação de tubulações em série.

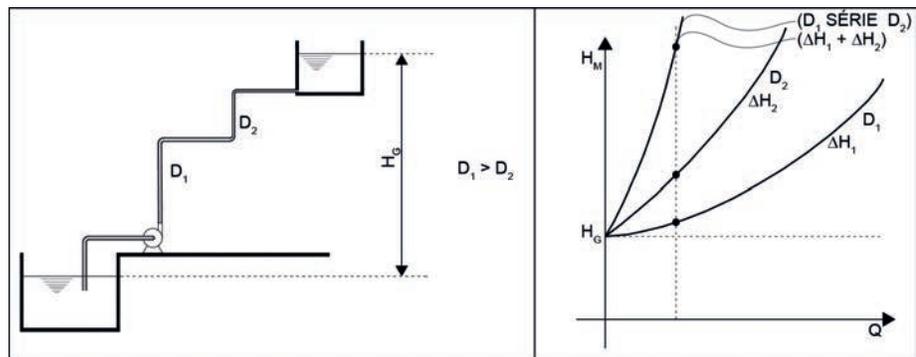


Figura 8.8 Esquema de traçado de curvas de tubulação associadas em série.

Procedimentos para traçado das curvas características das tubulações associadas em série:

Traçam-se as curvas $H_M \times Q$ separadamente, para as tubulações 1 (D_1) e 2 (D_2).

Para cada vazão Q , somam-se a partir de H_G as respectivas perdas de carga ΔH_1 e ΔH_2 .

Verifica-se que na associação em série, pelo fato das perdas de cargas se somarem para uma vazão comum, a curva associada tende a crescer mais rapidamente na direção vertical que na horizontal.

Logicamente que o que foi efetuado aqui graficamente pode ser feito analiticamente. O objetivo da apresentação do método gráfico foi no sentido de permitir melhor visualização da associação.

8.7.3 Associação de curvas características das tubulações em paralelo

A Figura seguinte traz o exemplo de uma linha de recalque composta por duas tubulações montadas em paralelo, com dois tipos de materiais e diâmetros distintos. Em termos hidráulicos deve-se compor uma curva característica dessa associação de tubulações em paralelo.

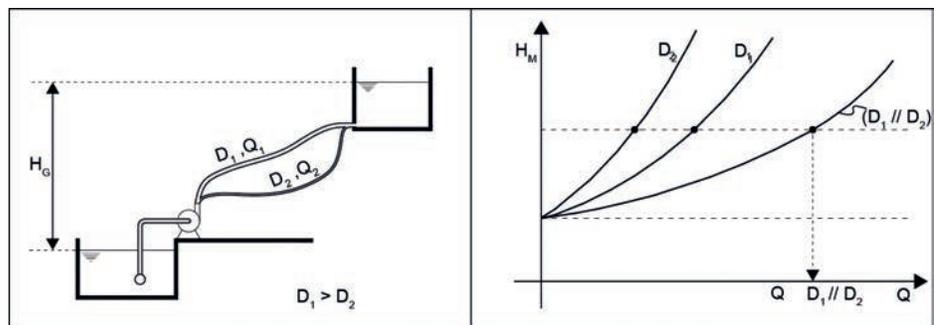


Figura 8.9 Esquema de traçado de curvas de tubulação associadas em paralelo.

Procedimentos para traçado das curvas características das tubulações associadas em série:

Traçam-se as curvas $H_M \times Q$ separadamente, para as tubulações 1 (D_1) e 2 (D_2).

Para cada perda ΔH , somam-se, a partir da abscissa, as respectivas vazões Q_1 e Q_2 .

Verifica-se que na associação em paralelo, pelo fato das vazões parciais se somarem para uma perda de carga comum, a curva associada tende a crescer mais rapidamente na direção horizontal que na vertical.

8.7.4 Bombeamento para reservatórios com cotas de chegada em níveis diferentes

A figura seguinte representa o exemplo de um sistema de bombeamento em que a água é bombeada para dois reservatórios com cotas de chegada em níveis distintos de NA. Em termos hidráulicos deve-se compor uma curva característica da tubulação associada em paralelo.

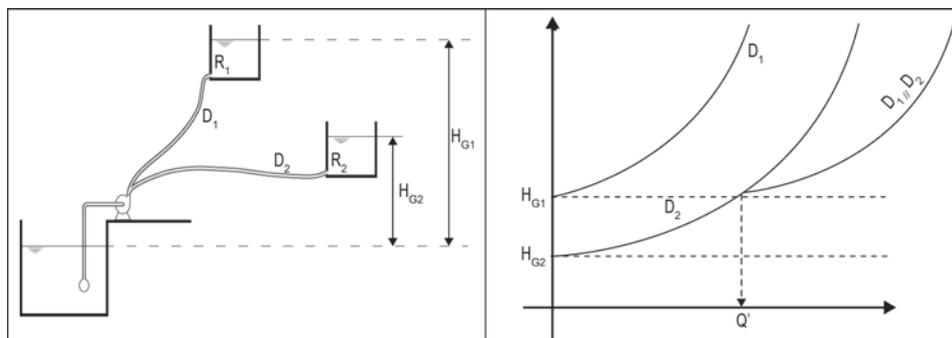


Figura 8.10 Esquema de traçado de curvas de tubulação em sistemas de bombeamento com cotas de chegada em níveis diferentes.

Procedimentos para traçado das curvas características das tubulações em sistemas de bombeamento com cotas de chegada em níveis diferentes:

Traçam-se as curvas separadamente. Observar que, nesse caso, os desníveis geométricos H_{G1} e H_{G2} , são distintos.

Para cada perda ΔH , somam-se, a partir da abscissa, as respectivas vazões Q_1 e Q_2 . Verificar que o procedimento é análogo ao caso da associação em paralelo.

OBS.: Chama a atenção o ponto Q' destacado no gráfico. É possível observar que até a vazão Q', apenas o reservatório R₂ está sendo abastecido, pois só neste momento foi atingido o desnível geométrico H_{G1}. A partir desse ponto, ambos os reservatórios passam a ser alimentados, cada qual com a respectiva vazão.

8.8 Curvas características das bombas

8.8.1 Introdução

As curvas características das bombas são preparadas e fornecidas pelos fabricantes na forma de catálogos impressos ou digitais e constituem uma série de curvas que relacionam a vazão bombeada com outros parâmetros de interesse no projeto e operação dos sistemas de bombeamento.

8.8.2 Tipos de curvas características das bombas

As curvas características das bombas, constantes nos catálogos dos fabricantes fornecem as seguintes relações:

- Vazão recalçada (Q) x Pressão gerada pela bomba (H_M) → H_M x Q;
- Vazão recalçada (Q) x Potência absorvida pelo motor (P) → P x Q;
- Vazão recalçada (Q) x Rendimento da bomba (η_B%) → η_B x Q;
- Vazão recalçada (Q) x NPSH_R (cavitação) → NPSH_R x Q.

Ilustração das 4 curvas características das bombas:

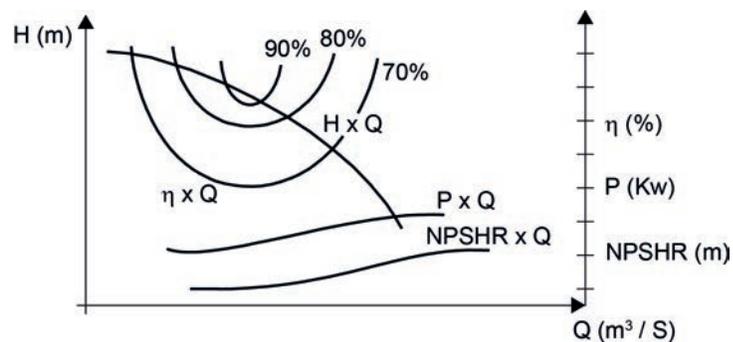


Figura 8.11 Curvas das bombas: Q x H_M, Q x η(%), Q x P, Q x NPSH_R.

8.9 Ponto de funcionamento ou de trabalho de uma bomba

Definição:

A Figura a seguir ilustra o ponto de funcionamento ou de trabalho de uma bomba, que resulta da sobreposição da curva característica da tubulação ou do sistema com a curva da pressão gerada da bomba (H_M) versus vazão (Q).

Ponto de funcionamento ou ponto de trabalho de uma bomba é o ponto de cruzamento (T) entre a curva da tubulação ou do sistema e a curva da pressão gerada pela bomba em função da vazão ($H_M \times Q$).

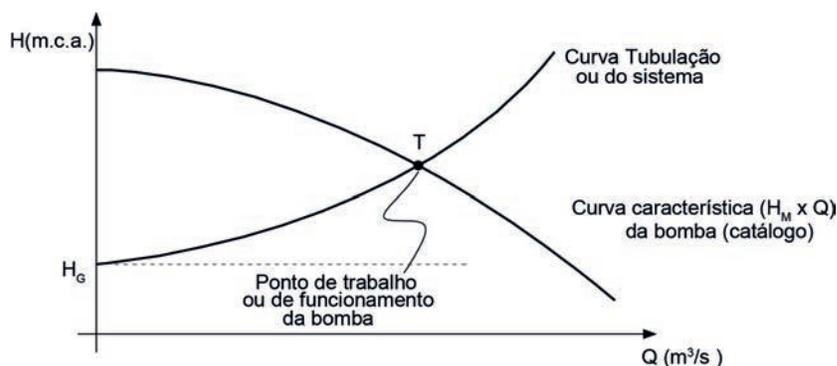


Figura 8.12 Exemplo de traçado de ponto de trabalho ou de funcionamento de uma bomba.

Exemplos de alterações no ponto de trabalho (T) de uma bomba, decorrente de alterações nas curvas das tubulações.

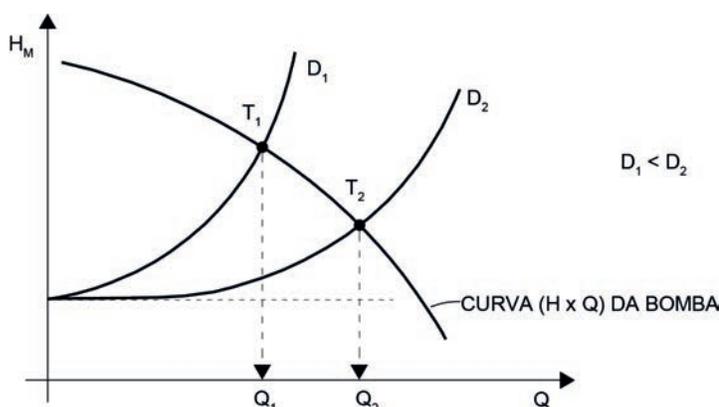


Figura 8.13 Efeito da variação do diâmetro da linha de recalque sobre o ponto de trabalho (T) da bomba.

Verifica-se que quanto menor o diâmetro da tubulação, mais acentuada é a variação da perda de carga em relação à vazão e menor, portanto a vazão

bombeada no ponto de trabalho (T). Significa que para a tubulação de menor diâmetro (D_1), a vazão recalçada Q_1 é menor que $Q_2(D_2)$.

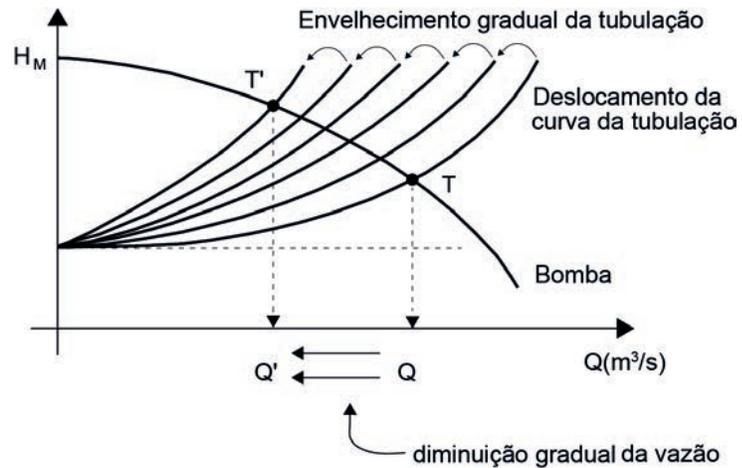
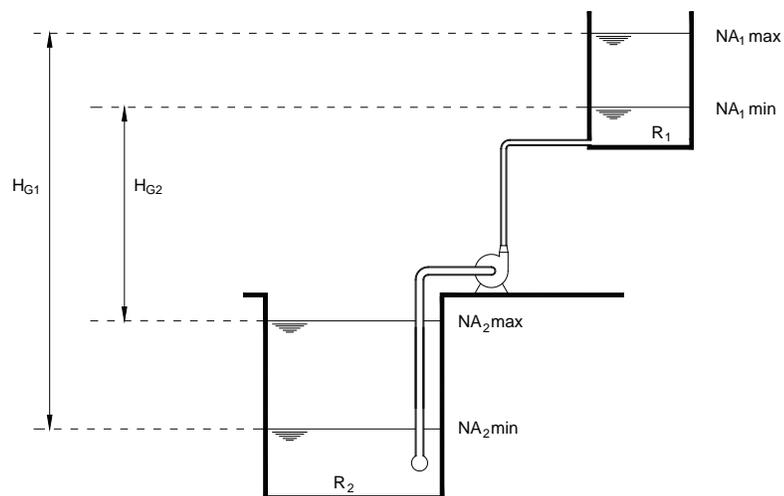


Figura 8.14 Efeito do envelhecimento gradual da tubulação (ou fechamento gradual do registro)

Verifica-se que à medida que as tubulações vão envelhecendo, elas introduzem maior perda de carga à curva da tubulação, que é refletida na acentuação da variação desta perda em relação à vazão (deslocamento das curvas da tubulação para a esquerda). Em decorrência disto os pontos de trabalho também vão se deslocando para a esquerda e as vazões bombeadas vão diminuindo gradativamente.

O mesmo fenômeno é observado quando para uma determinada tubulação ocorre o fechamento gradual do registro, que vai acentuando a introdução da perda de carga.



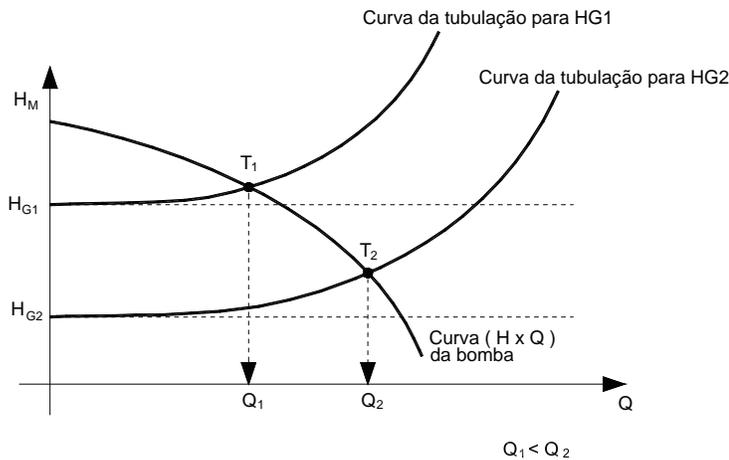


Figura 8.15 Efeito da variação dos N.A.s dos reservatórios

Verifica-se nesse caso que as variações nos N.A.s mínimos e máximos dos reservatórios inferior e superior, deslocam as curvas da tubulação paralelamente para cima ou para baixo. Isso cria o respectivo deslocamento do ponto de trabalho ($T_1 - T_2$), que por sua vez altera a vazão bombeada ($Q_1 - Q_2$).

8.10 Associação de bombas

A associação de bombas significa hidraulicamente a realização da associação das curvas de **pressão gerada versus vazão bombeada**, ou seja, associação das curvas ($H_M \times Q$).

Na prática, as bombas ou (curvas $H_M \times Q$) podem associar-se em série ou paralelo.

Associação de bombas em série:

Fisicamente, a associação de 2 bombas em série, consiste na **conexão da saída da primeira bomba na entrada da segunda bomba**, e assim sucessivamente quando desejamos associar mais que 2 bombas em série.

Associação de bombas em paralelo:

Fisicamente, a associação de duas bombas em paralelo, consiste na **junção das saídas** dessas duas bombas em uma tubulação comum. O mesmo é válido para associação de mais de duas bombas.

Quais as razões para a associação das bombas?

Diversas são as razões para que se associem as bombas, dentre as quais:

1. Inexistência no mercado de bombas que isoladamente possam atender à vazão de demanda (Q_D);

2. Inexistência no mercado de bombas que isoladamente possam atender à altura de recalque (H_M);
3. Necessidade de aumento da vazão de projeto;
4. Envelhecimento rápido da tubulação, introduzindo grande perda de carga e redução da vazão bombeada.

OBS.:

1. Quando desejamos aumentar a vazão bombeada, procedemos à associação das bombas em paralelo; e
2. Quando desejamos aumentar a altura de recalque, procedemos à associação de bombas em série.

Vale observar que quando associamos as bombas em paralelo (para aumentar a vazão) ou em série (para aumentar a altura de elevação), além do acréscimo conseguido no parâmetro vazão, em geral obtém-se como consequência dessa associação acréscimo também na altura elevada e vice-versa.

Cabe salientar também que a associação de duas bombas em paralelo não significa a obtenção do dobro da vazão bombeada, uma vez que as curvas das bombas e da tubulação não são lineares e constantes. O mesmo é válido para o caso da associação em série. Duas bombas associadas em série não refletem no dobro de altura de elevação.

Ilustrações gráficas das associações das curvas $H_M \times Q$:

a) Associação em paralelo

Exemplo: duas bombas iguais

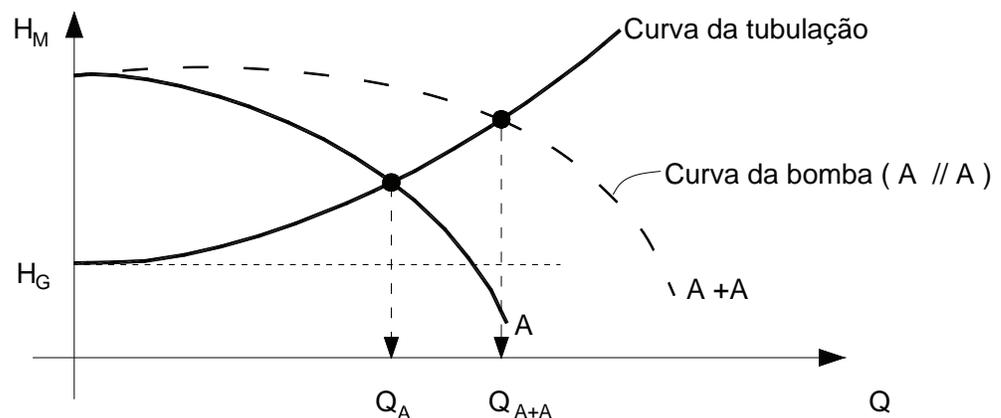


Figura 8.16 Associação em paralelo de duas bombas iguais.

Procedimentos:

1. Plotam-se as curvas $H_M \times Q$ isoladamente
2. Para uma altura de elevação comum, somam-se as vazões

Exemplo: duas bombas diferentes

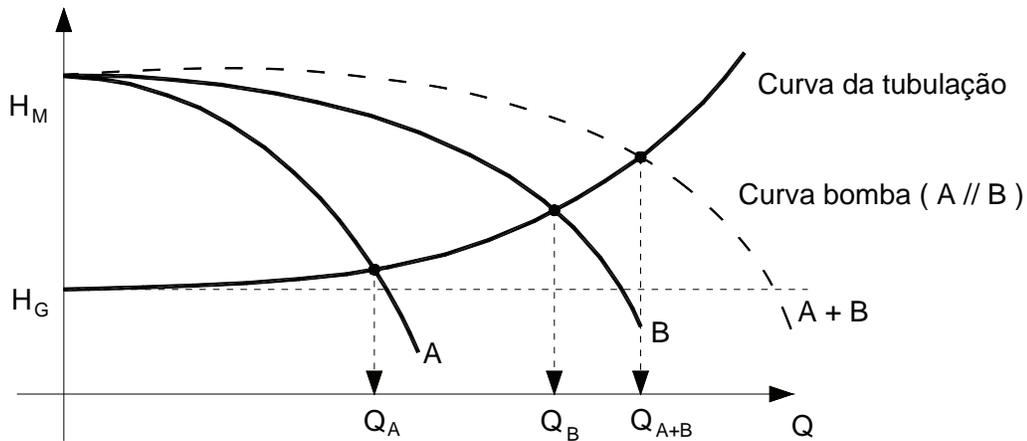


Figura 8.17 Associação em paralelo de duas bombas diferentes.

Procedimentos:

1. Plotam-se as curvas $H_M \times Q$ isoladamente
2. Para uma altura de elevação comum, somam-se as vazões

b) Associação em série

Exemplo: duas bombas iguais

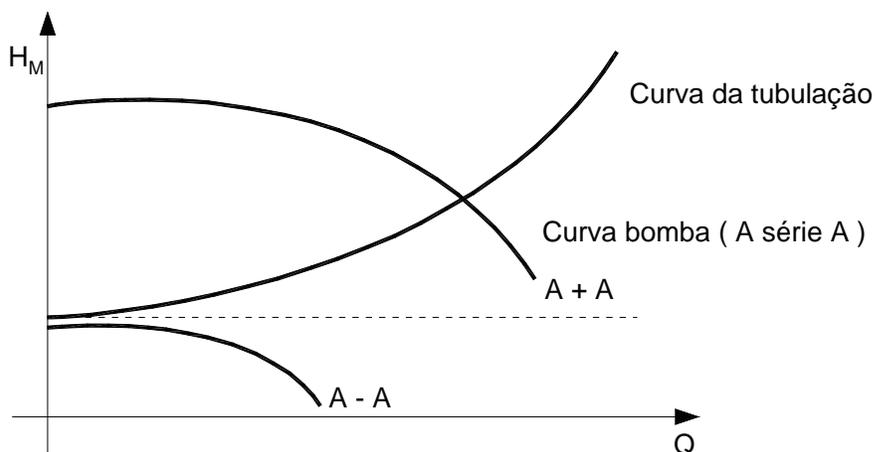


Figura 8.18 Associação em série de duas bombas iguais.

Procedimentos:

1. Plotam-se as curvas $H_M \times Q$ isoladamente
2. Para uma vazão comum, somam-se as vazões as alturas de elevação

Exemplo: duas bombas diferentes

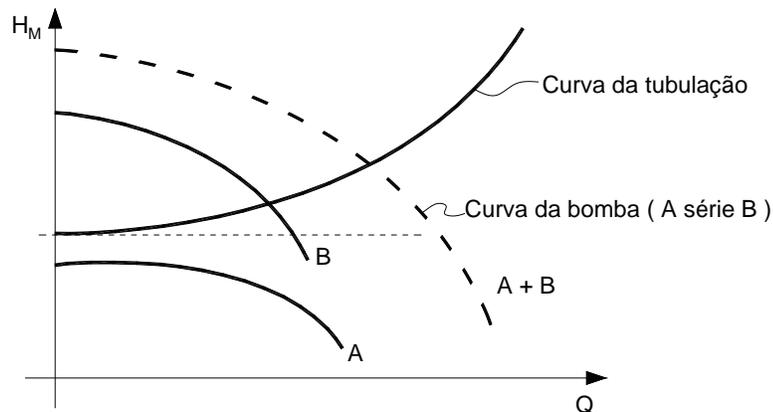


Figura 8.19 Associação em série de duas bombas diferentes.

Procedimentos:

1. Plotam-se as curvas $H_M \times Q$ isoladamente
2. Para uma vazão comum, somam-se as alturas de elevação

8.11 Conceito de Diâmetro Econômico

Em sistemas de transporte de água através de **condutos forçados** pela **ação da força gravitacional**, o desnível existente entre os NAs dos dois pontos considerados (ΔH), define a energia disponível para transporte da água.

Assim, o diâmetro sai como uma consequência dessa disponibilidade de carga ou energia. Logicamente que, para desníveis muito acentuados há que se preocupar com as velocidades superiores limites, em geral fixada em 5,0 m/s.

Já, em sistemas de transporte de água através de bombeamento, a situação muda de figura.

Como a principio não dispomos de uma perda de carga (ΔH) definida, tal como no caso citado anteriormente, inúmeras são as possibilidades em termos de diâmetros que satisfazem hidraulicamente o problema de transporte de determinada vazão Q .

Assim, se, por hipótese, adotar-se uma velocidade baixa de escoamento, teremos como consequência para transporte dessa vazão Q , uma tubulação de diâmetro elevado, e para uma velocidade alta um diâmetro pequeno.

Considerando os limites inferiores e superiores de velocidade conforme abordado no Capítulo 1, dispõe-se mesmo assim, ainda, de inúmeras possibilidades de diâmetros para transporte de uma mesma vazão Q .

Quais as consequências práticas de adoção de diâmetros muito pequenos ou muito grandes?

A adoção de diâmetros pequenos implica em economias na aquisição e implantação das tubulações (custos de investimento). No entanto, diâmetros menores impõem perdas de carga ΔH elevadas aos sistemas e, portanto, alturas manométricas H_M elevadas a serem vencidas pelas bombas. Assim, recorrendo-se à expressão da potência de um conjunto elevatório, nota-se que alturas manométricas maiores induzem a grandes potências dos motores, que culminam em gastos elevados de energia (custos de operação e manutenção).

Por outro lado, no caso da adoção de diâmetros muito grandes, embora se verifique economia com relação ao gasto de energia, os custos das tubulações podem se tornar proibitivos.

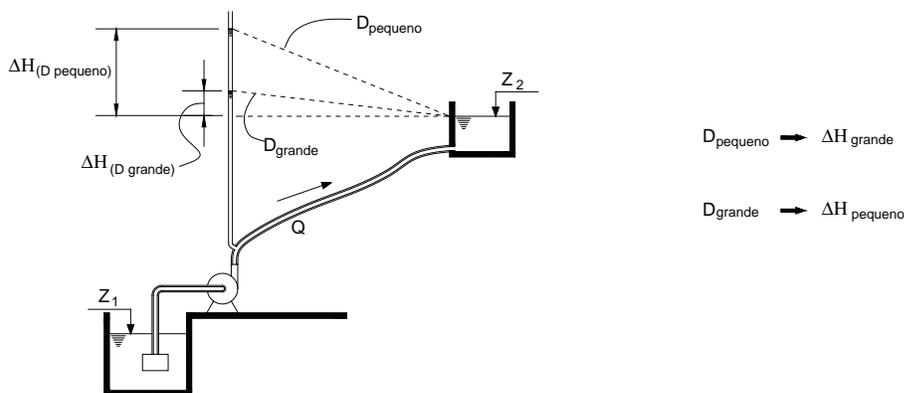


Figura 8.20 Esquema de uma linha de recalque com diâmetros variáveis.

Qual diâmetro adotar?

Conforme visto, hidraulicamente dispomos de uma gama grande de diâmetros que permitem transportar a vazão Q desejada. Portanto, além dos aspectos técnicos e operacionais associados às velocidades limites, deve-se recorrer ao denominado estudo econômico para a busca do diâmetro ideal. Tal diâmetro, que implica em mínimo custo total (investimento + manutenção + operação), é dito Diâmetro Econômico.

Determinação do Diâmetro Econômico

Em sistemas de bombeamento envolvendo principalmente **grandes diâmetros, longas extensões e grandes desníveis geométricos**, é necessário recorrer-se à determinação do diâmetro econômico. Trata-se de estudo técnico-econômico, onde fundamentalmente são computados os custos de investimento com as tubulações e gastos com energia elétrica.

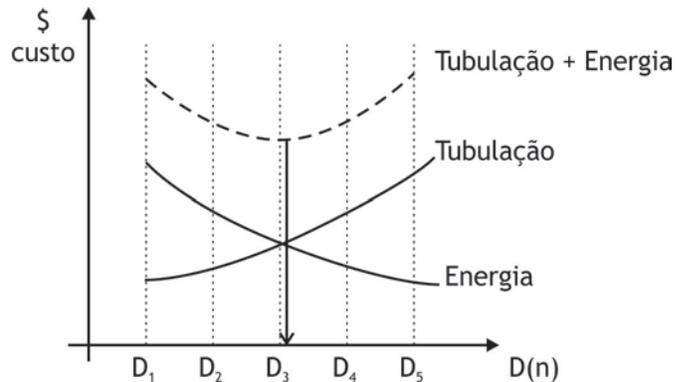


Figura 8.21 Esquema ilustrativo de composição de custos de tubulação e energia para obtenção do diâmetro econômico.

A Figura 8.21, apresenta o esquema ilustrativo da composição de custos envolvidos com as tubulações e energia em função do diâmetro.

De maneira bem simplificada, pode-se verificar que os custos com as tubulações são crescentes com o diâmetro da tubulação.

De outro lado, os custos de energia são decrescentes com o diâmetro em função das menores perdas de carga envolvidas.

Efetuando-se a soma desses dois custos (tubulação + energia), podemos destacar um ponto de custo mínimo nesse gráfico, que corresponde ao Diâmetro Econômico. No caso da Figura esse diâmetro corresponde ao diâmetro D₃.

Breve análise histórica do diâmetro econômico

Alguns pesquisadores no passado, desenvolveram formulações no sentido da obtenção do diâmetro econômico. Um deles foi Bresse que desenvolveu uma formulação específica para aquela época e localidade.

Efetuando uma análise crítica, podemos dizer que tal formulação hoje não faz mais sentido, uma vez que os custos das tubulações e de energia variam tanto no espaço quanto no tempo.

Assim, se no passado os custos com energia de forma comparativa, eram relativamente menos importantes que os custos das tubulações, a tendência era se obter diâmetros econômicos menores.

Hoje, com os custos cada vez mais proibitivos com relação à energia, a tendência se inverte, pois ao mesmo tempo, os custos com as tubulações passaram a ser relativamente menores comparados ao passado, devido ao oferecimento de materiais alternativos e mais acessíveis para confecção das tubulações.

Resumindo, temos portanto hoje, uma tendência dos diâmetros econômicos serem maiores que a do passado.

8.12 O Fenômeno de cavitação em bombas

Introdução

Apresentam-se aqui os conceitos referentes ao fenômeno da cavitação em bombas, bem como as formulações para o dimensionamento e verificação de linhas de sucção, no sentido de evitá-los.

Ilustração do fenômeno da cavitação

A Figura a seguir apresenta o esquema da linha de sucção de uma bomba "não afogada". O fenômeno da cavitação ocorre nos rotores das bombas, portanto os pontos em análise se referem à entrada (E) e saída dos rotores (S).

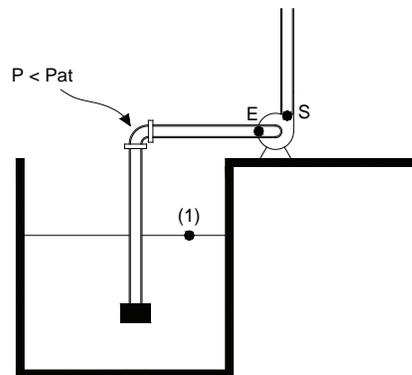


Figura 8.22 Esquema de linha de sucção de uma bomba "não afogada".

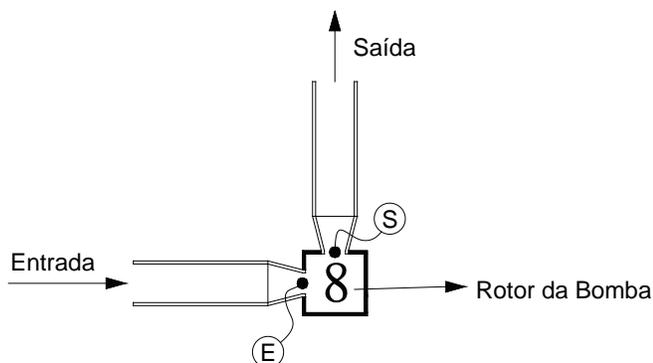


Figura 8.23 Detalhe do ponto de entrada e saída de um rotor.

Considere um líquido passando de uma região de baixa pressão (E) para uma região de alta pressão (S)

Se a pressão no ponto (E) atingir valores menores ou iguais à pressão de vapor, $P_v = f(T)$; começa a ocorrer o processo de vaporização da água em (E); ou seja, ocorre diminuição da massa específica e formação de bolsões de ar que induzem ao processo da cavitação.

Uma das maneiras de explicar o fenômeno da cavitação pode ser baseado na ilustração que se segue:

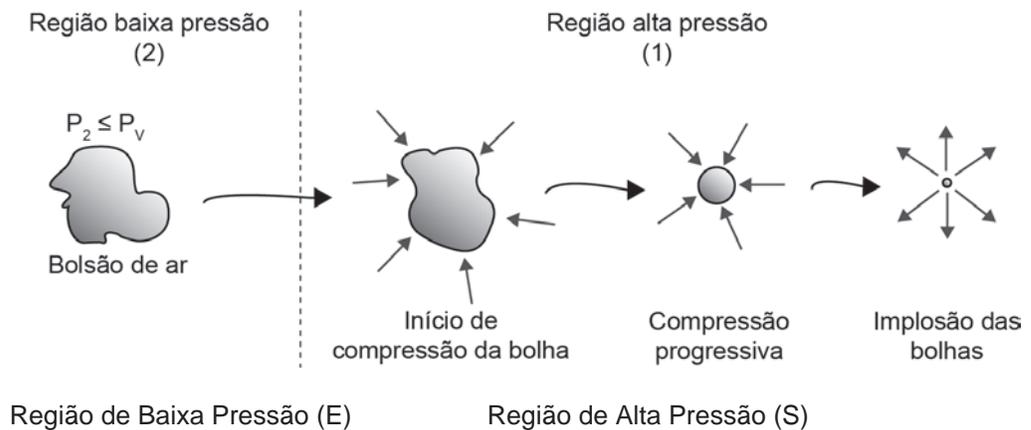


Figura 8.24 Ilustração esquemática do processo progressivo de formação do bolsão de ar seguida de sua implosão.

Imaginemos que um bolsão de ar se forme na entrada do rotor (E), em decorrência de uma pressão próxima ou igual à pressão de vapor.

Vamos imaginar agora que esse “bolsão” se direcione e caminhe pela ação do rotor à saída do mesmo, passando portanto de uma região de baixa pressão para uma região de alta pressão.

A Figura ilustra o processo de compressão progressiva desse “bolsão”, até que em determinado momento o acúmulo de energia progressiva faz com que esse “bolsão” se transforme em minúscula e inúmeras “bolhas” altamente comprimidas e que se “implodem”, liberando neste processo toda energia acumulada, sendo então dissipada na forma de altas tensões de cisalhamento nas pás dos rotores.

Essas altas tensões de cisalhamento liberadas pelas “bolhas”, é supostamente uma das principais causas das corrosões físicas das pás dos rotores, uma vez que o fenômeno ocorre também no bombeamento de água limpa e com pH neutro.

Além do dano físico causado às pás dos rotores, o fenômeno da cavitação traz consigo diversos outros problemas descritos a seguir:

- Ruídos (incômodos auditivos);
- Vibração (deterioração do conjunto devido aos processo de fadiga e problemas estruturais);
- diminuição e descontinuidade da vazão bombeada;
- queda no rendimento η do conjunto motor-bomba: (aumento da potência absorvida ou diminuição da vazão recalçada).

Dimensionamento da linha de sucção para evitar a cavitação: Desenvolvimento da expressão para verificação do fenômeno

Basearemos na ilustração que segue para desenvolvimento das formulações, destinadas ao dimensionamento e verificação do fenômeno da cavitação.

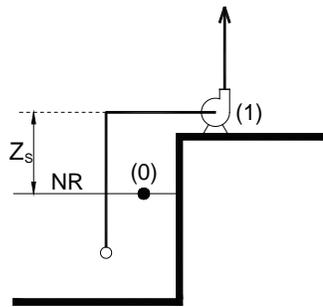


Figura 8.25 Esquema de uma linha de sucção com bomba "não afogada".

Aplicando-se o teorema de Bernoulli entre os pontos (0) e (1). O ponto (0) se refere ao nível de água no poço de sucção, e o ponto (1), a entrada do rotor da bomba.

Bernoulli entre os pontos 0 e 1:

$$\frac{P_0}{\gamma} + \frac{V_0^2}{2g} + 0 = \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_s + \Delta H_s$$

Substituindo os respectivos valores, obtemos:

$$\frac{P_{at}}{\gamma} = \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_s + \Delta H_s \quad (I)$$

Por definição, o valor de $NPSH_D$ é representado pela seguinte expressão:

$$NPSR_D = \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} - \frac{P_v}{\gamma}$$

O termo $\frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g}$, significa a energia disponível na entrada da bomba.

Assim, o termo $\frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} - \frac{P_v}{\gamma}$, passa a significar a mínima energia líquida disponível na entrada da bomba, acima da pressão de vapor.

Definição e significado de $NPSH_D$

Traduzindo do inglês, o termo $NPSH_D$, significa: *net positive suction head carga residual líquida mínima* disponível na entrada da bomba para permitir sucção do fluido sem ocorrência da cavitação.

N = net = líquida (no sentido do antônimo de bruto ou total);

P = positive = significa energia acima da pressão de vapor;

S = suction = refere-se à linha de sucção;

H = head = energia ou carga.

Portanto, o termo $NPSH_D$, pode ser traduzido para o português como sendo a **mínima energia líquida disponível na entrada da bomba acima da pressão de vapor para se evitar o processo de cavitação** em bombas.

Voltando então para a expressão (I), e extraíndo por conveniência o termo P_v / γ de ambos os termos obtém-se:

$$\frac{P_{at}}{\gamma} - \frac{P_v}{\gamma} = \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_s + \Delta H_s - \frac{P_v}{\gamma}$$

$$\text{Sabendo que, } NPSR_D = \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} - \frac{P_v}{\gamma}$$

Temos finalmente a equação que permite calcular/verificar o processo de cavitação em bombas:

$$NPSR_D = \frac{P_{at}}{\gamma} - \frac{P_v}{\gamma} - Z_s - \Delta H_s \geq NPSH_R \quad (II)$$

Sendo:

$NPSH_D$ = NPSH disponível (energia mínima **disponível** na entrada da bomba para evitar cavitação)

$NPSH_R$ = NPSH requerido (energia mínima que o **fabricante da bomba exige** que tenha na entrada da bomba para evitar cavitação: obtida e extraída de catálogos. É função da vazão a ser bombeada, conforme já visto na família de curvas de bombas).

P_{at} / γ = pressão atmosférica local (m.c.a.)

P_v / γ = pressão de vapor da água a dada temperatura (m.c.a.)

Z_s = altura de sucção

ΔH_s = perda de carga na linha de sucção

Trabalhando novamente a Equação (II):

$$NPSR_D = \frac{P_{at}}{\gamma} - \frac{P_v}{\gamma} - Z_s - \Delta H_s \geq NPSH_R$$

Separando os termos que **facilitam** a sucção dos que **dificultam** a sucção:

$$\frac{P_{at}}{\gamma} - \left(\frac{P_v}{\gamma} + Z_s + \Delta H_s \right) \geq NPSH_R$$

facilita a sucção dificulta a sucção

É facilmente observável pela expressão anterior que a pressão atmosférica local P_{at} / γ , favorece o processo de sucção, quanto maior for seu valor.

Em contrapartida verifica-se também que a sucção é dificultada quanto maiores forem os valores da pressão de vapor, altura de sucção e perda de carga na linha de sucção.

É importante ressaltar finalmente que a Equação (II), foi desenvolvida para sistemas de bombas “não afogadas”.

Para bombas “afogadas” é fácil demonstrar que a expressão só necessita de uma pequena alteração no sinal da altura de sucção Z_s que passa agora a favorecer o processo de sucção.

Resumindo portanto, apresentam-se as Equações de NPSHD para bombas “não afogadas” e bombas “afogadas”.

$$NPSH_D = \frac{P_{at}}{\gamma} - \frac{P_v}{\gamma} - Z_s - \Delta H_s \quad (\text{n\~{a}o-afogada})$$

$$NPSH_D = \frac{P_{at}}{\gamma} - \frac{P_v}{\gamma} + Z_s - \Delta H_s \quad (\text{afogada})$$

Exercício: Exemplo de aplicação da teoria da cavitação

A Figura a seguir apresenta o esquema de uma linha de sucção, onde se pretende realizar o dimensionamento para evitar o processo de cavitação.

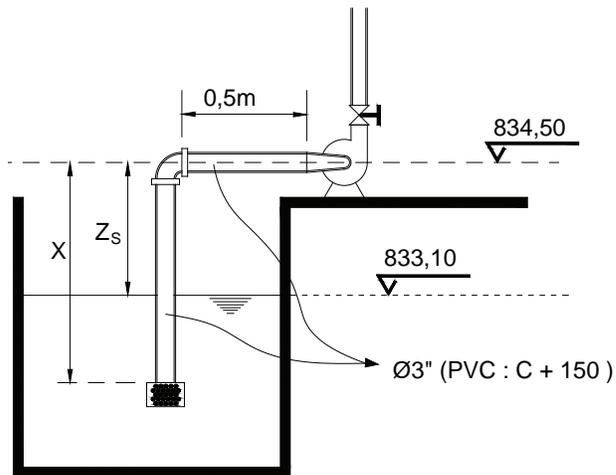
Dados do problema:

Bomba recalca $Q = 30 \text{ m}^3/\text{h}$

$T_{\text{água}} = 20 \text{ }^\circ\text{C}$

Material da linha de sucção: PVC ($C=150$)

$NPSH_R \rightarrow$ pelo catálogo para $Q = 30 \text{ m}^3/\text{h}$, $NPSH = 2,50 \text{ m.c.a.}$



Determinar x , tal que exista uma segurança de $3,80 \text{ m}$ entre $NPSH_D$ e $NPSH_R$.

Resolução:

$$NPSH_D \geq NPSH_R$$

$$NPSH_D \geq 2,5 + 3,8 = 6,30 \text{ m}$$

Esquema de bomba “não afogada”, portanto:

$$\text{NPSH}_D = \frac{P_{\text{at}}}{\gamma} - \frac{P_V}{\gamma} - Z_s - \Delta H_s = 6,30 \text{ m}$$

$$\frac{P_{\text{at}}}{\gamma} = f(h) \rightarrow \frac{P_{\text{at}}}{\gamma} = 13,6 \left(\frac{760 - 0,081 \cdot 834,50}{1000} \right) = 9,42 \text{ m.c.a.}$$

$$\frac{P_V}{\gamma} = f(T) \rightarrow \frac{P_V}{\gamma} = 0,24 \text{ m.c.a.}$$

$$Z_s = 834,50 - 833,10 = 1,40 \text{ m}$$

$$9,42 - 0,24 - 1,4 - \Delta H_s \geq 6,3 \rightarrow \Delta H_s \leq 1,48 \text{ m}$$

perda de carga na sucção $\leq 1,48 \text{ m}$

$$L^* = L_{\text{real}} + L_{\text{perdas}} = 0,5 + x + (265 + 34 + 20)D$$

$$L^* = 0,5 + x + 319 \cdot \left(\frac{3 \cdot 2,54}{100} \right) = 0,5 + x + 24,31$$

$$\Delta H_s = \frac{10,643 L^* \cdot Q^{1,85}}{c^{1,85} \cdot D^{4,87}} = 1,48$$

$$x \leq 3,27 \text{ m}$$

UNIDADE 9

Introdução ao escoamento em canais
(Conduitos livres)

9.1 Introdução

Abordaremos nesse capítulo uma introdução ao estudo do escoamento em canais, apresentando os conceitos básicos, parâmetros envolvidos e as notações a serem utilizadas nesta unidade.

9.2 Conceituação do escoamento em canais

O escoamento em canais pode ser resumido pela existência das seguintes particularidades:

1. existência de uma superfície livre (interface ar- água), onde atua a pressão atmosférica (P_{at} / γ),
2. diferentemente do escoamento em condutos forçados, o escoamento em canais se dá apenas pela ação da força gravitacional.

9.3 Classificação dos tipos de canais

Podemos classificar os tipos de canais de acordo com diversos critérios como segue:

De acordo com o tipo de contorno da seção:

1. canais de seções abertas (superfície livre exposta ou a “céu aberto”), tais como os rios (canais naturais), canais construídos (canais de irrigação, aquedutos etc.);
2. canais de seções fechadas, tais como as redes de esgotos e galeria de águas pluviais.

De acordo com a cota de assentamento em relação à cota do terreno:

1. canais de seção aberta, tais como os casos dos rios e canais de irrigação;
2. canais de seção aberta, construídos com a cota acima da cota do terreno, como o caso dos aquedutos romanos;
3. canais de seção fechada, implantados abaixo do nível do solo, tais como os caso das redes de esgoto e galerias de águas pluviais.

De acordo com a forma geométrica da seção transversal:

1. Canais de seção retangular;

2. canais de seção trapezoidal;
3. canais de seção triangular;
4. canais de seção circular;
5. canais de seções especiais (oval, capacete, arco de círculo etc.);
6. canais de seções não uniformes ou não simétricas.

9.4 Distribuição de velocidades em canais e velocidade média

Distribuição de velocidades

A Figura a seguir ilustra o exemplo de distribuição de velocidades em um canal, segundo uma vista frontal e de seu perfil longitudinal.

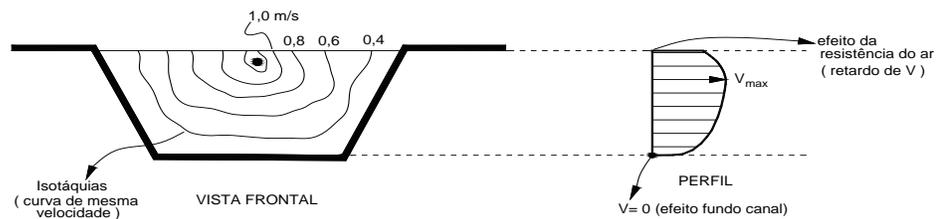


Figura 9.1 Perfis de distribuição de velocidades nas seções dos canais.

Conforme se pode verificar, a distribuição das velocidades não é uniforme, destacando-se a existência de variações nas três dimensões do canal. A vista frontal permite identificar as curvas de mesma velocidade (isotáquias), evidenciando a ocorrência de uma velocidade maior na parte central do canal e em sua porção superior. O perfil permite destacar que a velocidade máxima não ocorre na superfície livre (devido a um retardo que ocorre em função da resistência oferecida em contato com o ar), e sim em uma profundidade um pouco inferior à mesma. Verifica-se também no perfil o efeito do fundo do canal (ponto fixo), ponto em que teoricamente a velocidade é nula.

Velocidade Média

Conforme visto, a distribuição de velocidades em um canal não é uniforme (variando nas três dimensões), e, na prática, para efeito dos cálculos e dimensionamento será considerada uma velocidade média.

A Figura a seguir apresenta exemplo de um perfil longitudinal da distribuição vertical de velocidades em um canal. Diversas são as técnicas, aparelhos e dispositivos utilizados para determinação das velocidades nos canais.

OBS.: Não é objeto desse curso o aprofundamento desse assunto, sendo que o mesmo é tratado com maiores detalhes na literatura, mais especificamente pela Hidrometria.

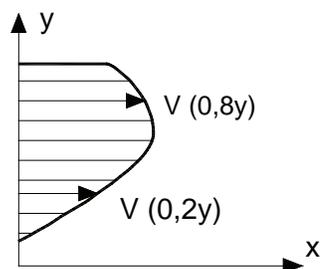


Figura 9.2 Perfil longitudinal de distribuição de velocidades na seção do canal.

Determinação das velocidades médias:

Quando desejamos, por exemplo, determinar as vazões de um rio podemos idealmente recorrer às determinações das velocidades em diferentes pontos da seção transversal, no intuito de construir as isotáquias. De posse das isotáquias e respectivas subáreas de influência podemos estimar a vazão transportada, através da realização da integração dos produtos $V \cdot dA$, para a seção total considerada.

Na prática, no entanto, principalmente para rios de grandes seções transversais, torna-se muito demorada e dispendiosa a confecção das isotáquias. Um dos métodos de aproximação utilizados é a determinação da velocidade em apenas duas alturas de diversas verticais, normalmente equiespaçadas, da seção do canal. Conforme indicação da figura anterior, mede-se a velocidade em duas profundidades y do canal, ou seja; $0,2y$ e $0,8y$, e determina-se a média da seguinte forma:

$$\bar{V} = \frac{V(0,8y + 0,2y)}{2}$$

Coeficiente de Coriolis: fator de correção da energia cinética em canais

A adoção de uma velocidade média, utilizada nos cálculos de canais, pode, portanto, incorrer em erros e desvios na avaliação da energia cinética.

O coeficiente de Coriolis visa a efetuar uma correção no termo energia cinética, através da introdução de um fator multiplicativo α , ou seja; $\alpha \cdot V^2 / 2g$.

A literatura apresenta valores para o coeficiente de Coriolis α , na faixa de 1,03 a 1,36, sendo maiores para canais de dimensões menores.

Não levaremos em conta neste curso, o fator corretivo de Coriollis, considerando, portanto que α seja sempre igual a 1,0.

9.5 Apresentação dos parâmetros, notações e simbologias utilizados na hidráulica dos canais

Parâmetros mais usuais e respectivas unidades no SI:

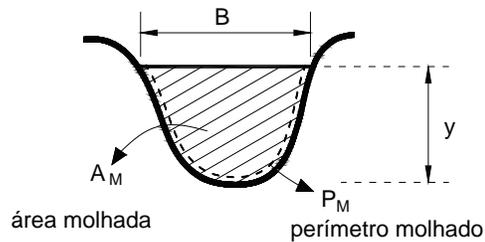


Figura 9.3 Vista frontal da seção do canal indicando os parâmetros hidráulicos.

1. Q = vazão transportada (m^3/s);;
2. V = velocidade média no canal (m/s);
3. A_M = área molhada ou área da seção transversal (m^2);
4. P_M = perímetro molhado da seção transversal (m);
5. $R_H = A_M / P_M$ = raio hidráulico da seção transversal (m);
6. I = declividade longitudinal do canal (m/m).

Elementos geométricos das seções dos canais:

Apresentam-se nas Figuras a seguir, os elementos geométricos das seções dos canais, para diferentes tipos de seções transversais.

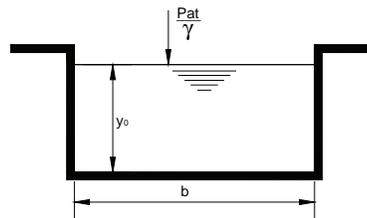


Figura 9.4 Seção Retangular (caso particular da seção trapezoidal quando $Z=0$).

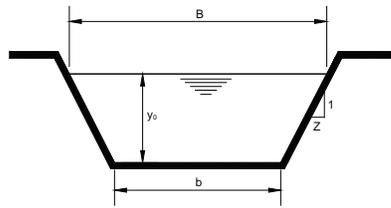


Figura 9.5 Seção Trapezoidal (válido também para seção triangular quando $b=0$ e seção retangular para $Z=0$).

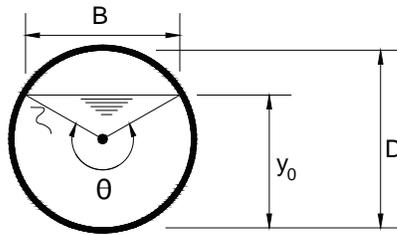


Figura 9.6 Seção circular ($\theta > 180^\circ$).

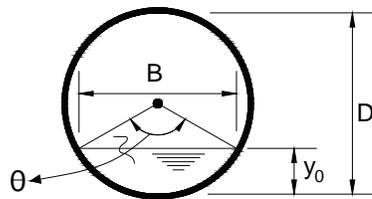


Figura 9.7 Seção circular ($\theta < 180^\circ$).

Descrição dos elementos geométricos das seções e respectivas unidades no SI.:

y_0 = altura d'água (m);

B = largura de topo (largura na superfície livre) (m);

b = largura de fundo do canal (m);

Z = número que define a declividade lateral do talude das seções trapezoidais;

θ = ângulo central formado e definido pela intersecção da superfície livre com a parede da seção circular (graus);

D = diâmetro interno da seção circular (m);

y_0 / D = relação altura d' água/ diâmetro ou grau de enchimento de uma seção circular.

9.5 Expressões matemáticas e formulações que representam os elementos geométricos das seções transversais dos canais

Raio Hidráulico R_H :

Raio hidráulico é a relação entre a área molhada de uma seção com o perímetro molhado.

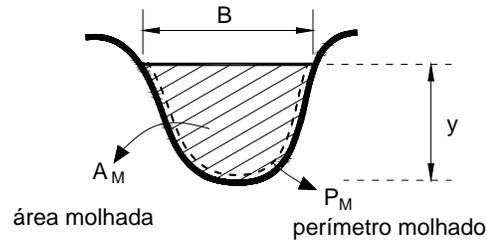
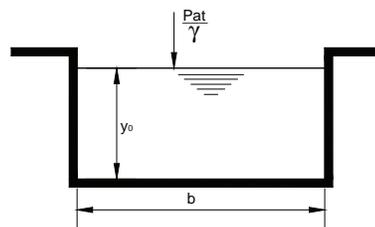


Figura 9.8 Vista frontal de uma seção genérica de um canal.

$$R_H = A_M / P_M$$

Exemplos:

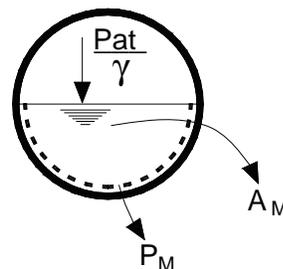
Para uma seção retangular:



$$R_H = b \cdot y_0 / b + 2 \cdot y_0$$

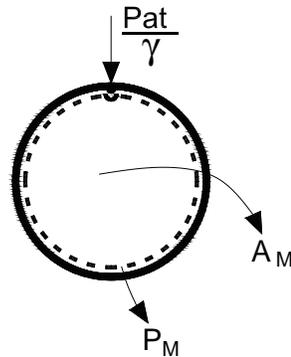
Para uma seção circular:

Seção parcialmente cheia com: $y_0 / D = 0,5$



$$\text{Meia Seção} \rightarrow R_H = \frac{\pi \cdot D^2 / 8}{\pi \cdot D / 2} = \frac{D}{4}$$

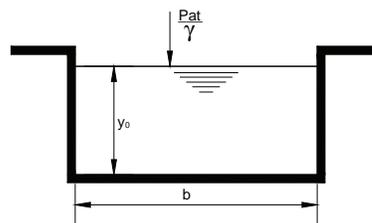
Seção na iminência de encher (seção plena): $y_0 / D = 1,0$



$$\text{Seção Plena} \rightarrow R_H = \frac{\pi \cdot D^2 / 4}{\pi \cdot D} = \frac{D}{4}$$

Expressões que definem os elementos geométricos das seções transversais:

Seção retangular:



$$A_M = b \cdot y$$

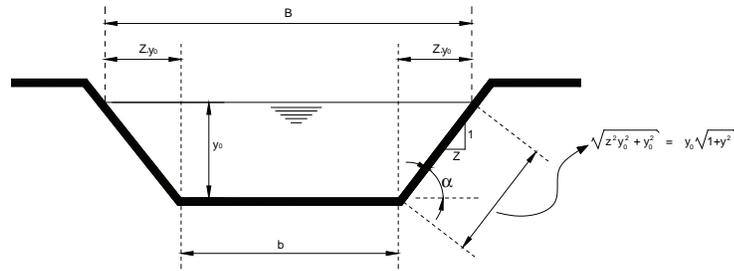
$$P_M = b + 2y$$

$$R_H = b \cdot y / b + 2y$$

$$R_H = \frac{b \cdot y}{b + 2y}$$

1. Seção trapezoidal λ

Serão apresentadas as expressões dos elementos geométricos das seções trapezoidais (A_M , P_M , R_H), válidas tanto para as seções retangulares ($Z = 0$), como para as seções triangulares ($b = 0$).



Comprimento do talude lateral:

$$\sqrt{Z^2 y_0^2 + y_0^2} = y_0 \sqrt{1 + Z^2}$$

Perímetro molhado, P_M :

$$P_M = b + 2 \cdot y_0 \cdot \sqrt{1 + Z^2}$$

Área molhada, A_M :

$$A_M = \left(\frac{b + b + 2Zy_0}{2} \right) \cdot y_0 = 2 \cdot \left(\frac{b + Zy_0}{2} \right) \cdot y_0 \rightarrow A_M = (b + Z \cdot y_0) \cdot y_0$$

Raio Hidráulico, R_H :

$$R_H = \frac{A_M}{P_M} = \frac{(b + Z \cdot y_0) \cdot y_0}{b + 2 \cdot y_0 \cdot \sqrt{1 + Z^2}}$$

Razão de Aspecto, m :

Para canais de seção trapezoidal, define-se um novo parâmetro denominado razão de aspecto m , que relaciona a largura de fundo b , com a altura de água ou lâmina de água y_0 .

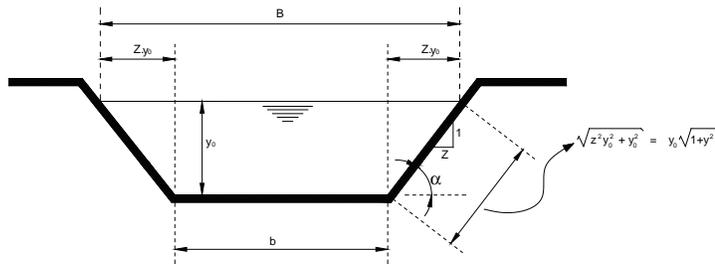
$$m = b/y_0 \text{ (razão de aspecto da seção trapezoidal)}$$

2. Seção triangular

A seção triangular é o caso particular da seção trapezoidal para a qual b , largura de fundo, é igual a zero ($b = 0$).

Também a seção retangular é um caso particular da seção trapezoidal para a qual $Z = 0$ (as expressões da seção retangular já foram apresentadas no item 1). Observar que $Z = \cotg \alpha \rightarrow \tg \alpha = 1/Z$ e sendo $Z = 0, \rightarrow \alpha = 90^\circ$ (Seção Retangular).

Utilizando-se as mesmas expressões desenvolvidas para seção trapezoidal, com $b = 0$, temos as expressões para as seções triangulares:



Comprimento do talude lateral:

$$\sqrt{Z^2 y_0^2 + y_0^2} = y_0 \sqrt{1 + Z^2}$$

Perímetro molhado, P_M :

$$P_M = 2 \cdot y_0 \cdot \sqrt{1 + Z^2}$$

Área molhada, A_M :

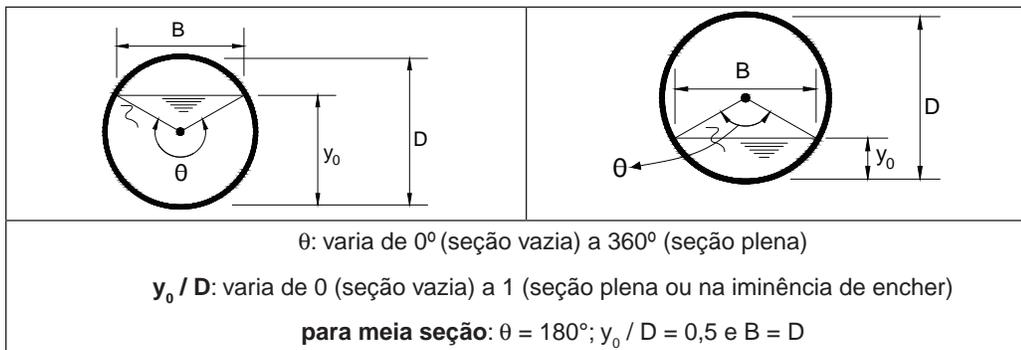
$$A_M = \left(\frac{2Zy_0}{2} \right) \cdot y_0 \rightarrow A_M = Z \cdot y_0^2$$

Raio Hidráulico, R_H :

$$R_H = \frac{A_M}{P_M} = \frac{Z \cdot y_0^2}{2 \cdot y_0 \cdot \sqrt{1 + Z^2}} = \frac{Z \cdot y_0}{2 \cdot \sqrt{1 + Z^2}}$$

3. Seções circulares

Apresentam-se a seguir as expressões para o cálculo das relações geométricas das seções circulares:



Área molhada A_M :

$$A_M = D^2 \frac{(\theta - \text{sen}\theta)}{8}, \text{ com } \theta \text{ em radianos}$$

$$A_M = \frac{D^2}{8} \left(\frac{\pi \cdot \theta}{180} - \text{sen}\theta \right), \text{ com } \theta \text{ em graus}$$

Perímetro molhado P_M :

$$P_M = \frac{\theta \cdot D}{2}, \text{ com } \theta \text{ em radianos}$$

$$P_M = \frac{\theta \cdot \pi \cdot D}{180 \cdot 2}, \text{ com } \theta \text{ em graus}$$

Raio hidráulico, R_H :

$$R_H = \frac{D \cdot (1 - \text{sen}\theta / \theta)}{4}, \text{ com } \theta \text{ em radianos}$$

$$R_H = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{\text{sen}\theta \cdot 180}{\theta \cdot \pi} \right), \text{ com } \theta \text{ em graus}$$

Altura de água y_0 :

$$y_0 = \frac{D}{2} \cdot [1 - \cos(\theta / 2)]$$

Ângulo :

$$\theta = 2 \arccos(1 - 2 \cdot y_0 / D)$$

Largura de topo B:

$$B = D \cdot \text{sen}(\theta / 2)$$

UNIDADE 10

Movimento Permanente e Uniforme em
canais (MPU)

10.1 Introdução

Apresenta-se inicialmente o conceito do que vem a ser um movimento permanente e uniforme em canais, pois a partir dessa hipótese foi desenvolvida a Equação Fundamental proposta por Chezy, destinada ao cálculo e dimensionamento de canais.

10.2 Movimento Permanente e Uniforme

Movimento Permanente:

Um movimento é dito **permanente** quando os parâmetros hidráulicos envolvidos no escoamento (altura d'água, velocidade média, vazão, área molhada, perímetro molhado, raio hidráulico etc.) não variam no decorrer do **tempo**, para **determinada seção**.

Movimento Uniforme:

Um movimento é dito **uniforme** quando os parâmetros hidráulicos envolvidos no escoamento (altura d'água, velocidade média, vazão, área molhada, perímetro molhado, raio hidráulico etc.), não variam ao longo do **espaço**, considerando-se um **determinado trecho de canal**.

Movimento Permanente e Uniforme:

O MPU (Movimento Permanente e Uniforme) caracteriza-se, então, pela **constância** dos parâmetros hidráulicos envolvidos no escoamento, tanto no **tempo** quanto no **espaço**.

A figura a seguir ilustra o que vem a ser um movimento permanente e uniforme. Para tanto serão adotados como hipóteses:

1. Existência de um reservatório de grandes dimensões destinado a manutenção e alimentação de um canal de descarga com uma vazão constante igual a Q ;
2. O reservatório de grandes dimensões destina-se também a manutenção e garantia de um nível d'água constante.

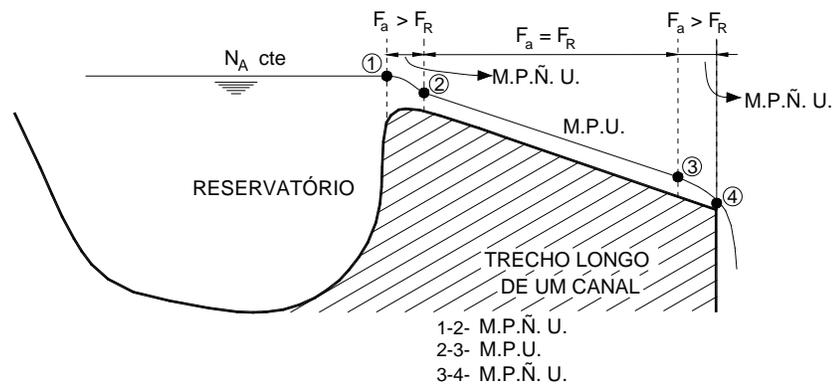


Figura 10.1 Vista do perfil longitudinal de um canal de descarga alimentado por um reservatório.

Imaginando-se a simulação de descarga de vazão Q constante, através de um canal relativamente longo para que se possa estabelecer e se evidencie uma região intermediária (trecho 2-3), em que seja possível a ocorrência de um equilíbrio entre as forças aceleradoras decorrentes da ação gravitacional (F_a), e as forças resistivas (opositivas ao escoamento), oferecidas pelas paredes do canal (F_r).

No ponto (1), de entrada no canal, pode-se considerar que a velocidade (V_1) é muito próxima a zero em virtude do N.A. do reservatório ser constante, e também em virtude da água iniciar aí seu movimento em direção à entrada do canal. Dessa maneira, como a pressão atuante neste ponto é a pressão atmosférica, toda energia neste ponto (1), está acumulada na forma de energia potencial, representada pela cota do N.A. neste ponto.

A partir do ponto (1), caminhando em direção ao ponto (2), podemos dizer que existirá um aumento gradual na velocidade, concomitantemente e em decorrência de um decréscimo na energia potencial que se evidencia pela diminuição gradativa da cota do N.A. que representa a energia potencial. Ocorre, portanto neste trecho uma conversão gradual da energia potencial em energia cinética, uma vez que a energia de pressão se mantém constante e igual à pressão atmosférica. Dessa forma verifica-se no trecho (1-2), um acréscimo progressivo da velocidade pela ação gravitacional que supera a energia resistiva das paredes do canal, obtendo-se para esse trecho $F_a > F_r$. Neste trecho temos, portanto, um movimento permanente e não uniforme (MPÑU).

No trecho (2-3) verifica-se o estabelecimento do equilíbrio entre as forças aceleradoras F_a e as forças resistivas F_r , ou seja ($F_a = F_r$), atingindo-se portanto uma velocidade constante. Sendo a seção do canal, declividade e rugosidade também constantes, todos os outros parâmetros hidráulicos nesse trecho assumem igualmente valores constantes. Esta situação obtida e descrita anteriormente caracteriza o que se denomina Movimento Permanente e Uniforme (MPU) em canais.

Ao analisarmos o trecho final (3-4), onde o ponto 4 caracteriza o início de uma queda brusca verifica-se novamente um desequilíbrio entre as forças aceleradoras (F_a), com as forças resistivas (F_r), ou seja; $F_a > F_r$. Ocorre neste trecho final novamente um acréscimo gradual da velocidade em detrimento da energia potencial. Obtém-se nesse caso novamente um movimento permanente, porém não uniforme (MPÑU).

10.3 Formulação do escoamento em canais no MPU

Analogamente ao caso dos condutos forçados, os cálculos dos canais são baseados em equações de resistência, ou seja, equações que relacionam a perda de carga com a velocidade média, através de parâmetros de rugosidade e geometria da seção.

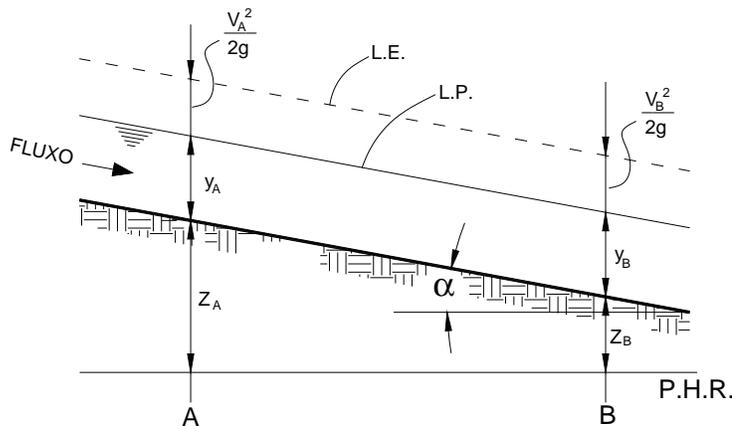


Figura 10.2 Esquema de trecho de um perfil longitudinal de um canal.

Seja a representação de um perfil longitudinal de um canal apresentado na Figura anterior. Aplicando-se o Teorema de Bernoulli entre os pontos A e B, obtemos:

Bernoulli A→B

$$Z_A + \frac{V_A^2}{2g} + H_A = Z_B + \frac{V_B^2}{2g} + H_B + \Delta H$$

Conforme vimos anteriormente, no MPU, devido à constância dos parâmetros hidráulicos podemos escrever que:

- $H_A = H_B$

- $V_A = V_B$

Dessa forma, obtemos finalmente que:

- $\Delta H = Z_A - Z_B$

Ou seja:

No MPU, a perda de carga se traduz pela diferença de cota do fundo do canal (ou linha d'água), já que no MPU elas são paralelas.

Podemos também expressar a perda de carga em termos de perda unitária, ou seja:

$$J = \frac{\Delta H}{L} = \frac{Z_A - Z_B}{L} = \text{sen } \alpha$$

Para valores de α pequenos $\rightarrow \text{sen } \alpha = \text{tg } \alpha = I\%$

Portanto a perda de carga unitária em canais pode ser aproximada como sendo a declividade longitudinal do fundo do canal e representada por $I\%$ ou I (m/m).

$$J = \frac{\Delta H}{L} = I\%$$

10.4 Desenvolvimento das formulações de Chezy e Manning para dimensionamento de canais no MPU

Analogamente ao caso dos condutos forçados, pode-se dizer que a perda de carga em canais é:

- diretamente proporcional à rugosidade das paredes \propto Rugosidade;
- diretamente proporcional ao quadrado da velocidade média $\rightarrow \alpha V^2$;
- diretamente proporcional à superfície de atrito entre a água e as paredes do canal $\propto (P_M \times L)$;
- inversamente proporcional à área do canal $1/\alpha (A_M)$ \rightarrow quanto $> A_M$, menor a interferências das paredes sobre o escoamento.

Matematicamente, o que foi escrito anteriormente pode ser traduzido pela seguinte expressão:

$$\Delta H \propto \frac{V^2 \cdot P_M \cdot L}{A_M} \quad (10.1)$$

Toda vez que se deseja substituir o sinal de proporcionalidade (\propto) por um sinal de igualdade (=), teremos que introduzir um fator corretivo para que a expressão se torne verdadeira.

O fator corretivo citado foi denominado k por Chezy.

$$\Delta H = \frac{k \cdot V^2 \cdot P_M \cdot L}{A_M} \quad (10.2)$$

Relembrando-se que:

$$\frac{\Delta H}{L} = I; \quad R_H = \frac{A_M}{P_M} \quad (10.3)$$

Substituindo-se (10.3) em (10.2), obtém-se:

$$\Delta H = \frac{k \cdot V^2 \cdot L}{R_H} \rightarrow \frac{\Delta H}{L} = I = \frac{k \cdot V^2}{R_H} \quad (10.4)$$

Explicitando-se (10.4) em termos de V, obtém-se:

$$V = \frac{1}{\sqrt{k}} \cdot \sqrt{R_H \cdot I} \quad (10.5)$$

Chezy chamou :

$$V = \frac{1}{\sqrt{k}} = C \quad (10.6)$$

Sendo: C = coeficiente de rugosidade de Chezy

Portanto:

$$V = C \cdot \sqrt{R_H \cdot I} \quad (10.7)$$

Escrevendo (10.7) em termos de Q:

Fazendo: $Q = V \cdot A_M$, obtém-se finalmente:

$$Q = C \cdot A_M \cdot \sqrt{R_H \cdot I} \quad (10.8)$$

A Equação 10.8 de Chezy, é conhecida como a Equação Fundamental do Escoamento em Canais em MPU

C = coeficiente de rugosidade de Chezy (depende da natureza do revestimento das paredes do canal) → tabelado para diferentes tipos de revestimento.

A equação de Chezy, embora conhecida como a Equação Fundamental do escoamento em MPU, tem uso pouco difundido face às limitações de disponibilidade de valores para C relativos aos diferentes tipos de revestimento das paredes. Apresenta-se a seguir a equação de Manning que é uma adaptação da Equação de Chezy, com utilização de outro coeficiente de rugosidade que incorpora, além das características das naturezas das paredes, um parâmetro hidráulico (R_H = raio hidráulico) em seu coeficiente de rugosidade. Portanto, a partir da equação de Chezy, tem-se o desenvolvimento da equação de Manning.

Manning definiu C de Chezy como sendo:

$$C = \frac{1}{n} \cdot R_H^{\frac{1}{6}} \quad (10.9)$$

sendo:

n → coeficiente de rugosidade de Manning; tabelado para uma gama grande de tipos de revestimento de canais. (ver Tabelas 10.1 e 10.2)

Tabela 10.1 Valores de n de Manning para distintos tipos de revestimento das paredes do canal.

Nº	Tipo de revestimento das paredes do canal	n
01	Canais de chapas com rebites embutidos, juntas perfeitas e águas limpas. Tubos de cimento e de fundição em perfeitas condições	0,011
02	Canais de cimento muito liso de dimensões limitadas, de madeira aplainada e lixada, em ambos os casos; trechos retilíneos compridos e curvas de grande raio e água limpa. Tubos de fundição usados	0,012
03	Canais de reboco de cimento liso, porém com curvas de raio limitado e águas não completamente limpas; construídos com madeira lisa, mas com curvas de raio moderado	0,013
04	Canais com reboco de cimento não completamente liso, de madeira como nº 2, porém com traçado tortuoso e curvas de pequeno raio e juntas imperfeitas	0,014
05	Canais com paredes de cimento não completamente lisas, com curvas estreitas e águas com detritos; construídos de madeira não aplainada de chapas rebitadas	0,015
06	Canais com reboco de cimento não muito alisado e pequenos depósitos no fundo; revestidos por madeira não aplainada; de alvenaria construída com esmero; de terra, sem vegetação	0,016
07	Canais com reboco de cimento incompleto, juntas irregulares, andamento tortuoso e depósitos no fundo; de alvenaria revestindo taludes não bem perfilados	0,017
08	Canais com reboco de cimento rugoso, depósitos no fundo, musgo nas paredes e traçado tortuoso	0,018
09	Canais de alvenaria em más condições de manutenção e fundo com barro, ou de alvenaria de pedregulhos; de terra, bem construídos, sem vegetação e com curvas de grande	0,020
10	Canais de chapas rebitadas e juntas irregulares; de terra, bem construídos com pequenos depósitos no fundo e vegetação rasteira nos taludes	0,022
11	Canais de terra, com vegetação rasteira no fundo e nos taludes	0,025
12	Canais de terra, com vegetação normal, com cascalho, ou irregular por causa de erosões; revestidos com pedregulho e vegetação	0,030
13	Álveos (leitos) naturais, cobertos de cascalho e vegetação	0,035
14	Álveos (leitos) naturais, andamento tortuoso	0,040

Fonte: Bandini - Hidráulica Vol.1, 1987.

Tabela 10.2 Valores de coeficiente de rugosidade n da fórmula de Manning, para distintos tipos de revestimento das paredes dos canais.

Tipo de revestimento das paredes dos canais	Condições das paredes			
	Muito boas	Boas	Regulares	Más
Tubos de ferro fundido sem revestimento	0,012	0,013	0,014	0,015
Idem, com revestimento de alcatrão	0,011	0,012*	0,013*	---
Tubos de ferro galvanizado	0,013	0,014	0,015	0,017
Tubos de bronze ou de vidro	0,009	0,010	0,011	0,013
Condutos de barro vitrificado, de esgotos	0,011	0,013*	0,015	0,017
Conduto de barro, de drenagem	0,011	0,012*	0,014*	0,017
Alvenaria de tijolos com argamassa de cimento: condutos de esgoto, de tijolos	0,012	0,013	0,015*	0,017
Superfícies de cimento alisado	0,010	0,011	0,012	0,013
Superfícies de argamassa de cimento	0,011	0,012	0,013*	0,015
Tubos de concreto	0,012	0,013	0,015	0,016
Condutos e aduelas de madeira	0,010	0,011	0,012	0,013
Calhas de prancha de madeira aplainada	0,010	0,012*	0,013	0,014
Idem, não aplainada	0,011	0,013*	0,014	0,015
Idem, com pranchões	0,012	0,015*	0,016	---
Canais com revestimento de concreto	0,012	0,014*	0,016	0,018
Alvenaria de pedra argamassa	0,017	0,020	0,025	0,030
Alvenaria de pedra seca	0,025	0,033	0,033	0,035
Alvenaria de pedra aparelhada	0,013	0,014	0,015	0,017
Calhas metálicas lisas (semicirculares)	0,011	0,012	0,013	0,015
Idem, corrugadas	0,023	0,025	0,028	0,030
Canais de terra, retilíneos e uniformes	0,017	0,020	0,023	0,025
Canais abertos em rocha, lisos e uniformes	0,025	0,030	0,033*	0,035
Canais abertos em rocha, irregulares, ou de parede de pedras irregulares ou mal arrumadas	0,035	0,040	0,045	---
Canais dragados	0,025	0,028	0,030	0,033
Canais curvilíneos e lamosos	0,023	0,025*	0,028	0,030
Canais em leito pedregoso e vegetação aos taludes	0,025	0,030	0,035*	0,040
Canais com fundo de terra e taludes empedrados	0,028	0,030	0,033	0,035
Arroios e Rios				
1. Limpos, retilíneos e uniformes	0,025	0,028	0,030	0,033
2. Como em 1., porém com vegetação e pedras	0,030	0,033	0,035	0,040
3. Com meandros, bancos e poços pouco profundos, limpos	0,035	0,040	0,045	0,050
4. Como em 3, águas baixas, declividade fraca	0,040	0,045	0,050	0,055
5. Como em 3, com vegetação e pedras	0,033	0,035	0,040	0,045
6. Como em 4, com pedras	0,045	0,050	0,055	0,065
7. Com margens espaiadas, pouca vegetação	0,050	0,060	0,070	0,080
8. Com margens espaiadas, muita vegetação	0,075	0,100	0,125	0,150

(*): Valores aconselhados para projetos

Fonte: Adaptado de Porto, R. M., Hidráulica Básica, 2004.

Combinando Chezy com o novo coeficiente de rugosidade C definido por Manning, temos:

$$Q = \frac{A}{n} \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad (10.10)$$

ou

$$\frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}} = A \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \quad (10.11)$$

A Equação 10.11 é conhecida como equação de Manning, escrita em sua forma clássica que separa no seu termo esquerdo, os parâmetros hidráulicos n, Q, e I, e, no seu termo direito, os parâmetros geométricos das seções transversais dos canais (A = área molhada e R_H = raio hidráulico)

10.5 Observações e considerações a respeito da Equação de Manning

Equação de Manning:

$$\underbrace{\frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}}}_{\text{Parâmetros Hidráulicos}} = \underbrace{A \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \text{ ou } A \cdot \left(\frac{A}{P}\right)^{\frac{2}{3}}}_{\text{Parâmetros Geométricos}}$$

Nas situações práticas em geral, os dados de entrada do problema são os parâmetros hidráulicos, que se apresentam no termo da esquerda (n, Q e I).

Supondo-se conhecidos os valores de n, Q e I, teremos, portanto, em termos hidráulicos uma infinidade de tipos de seções geométricas transversais que podem satisfazer a igualdade do termo da esquerda com o termo da direita de forma a tornar a expressão verdadeira.

Dessa maneira, mesmo que se escolha previamente um tipo de seção (por exemplo, retangular), continua ainda indefinido o problema hidráulico, pois se pode ter ainda uma infinidade de combinações (b= largura do canal *versus* y_0 = altura de água), que permitem transportar a vazão Q desejada, com a rugosidade n utilizada e a declividade I imposta para o caso.

Mediante a observação colocada, na prática, sempre que possível, após escolhido um determinado tipo de seção (retangular, trapezoidal, retangular etc.), é usual partir para adoção daquela seção que apresente a máxima eficiência hidráulica, ou seja; aquela que apresente o mínimo perímetro molhado.

O próximo item tratará, portanto, das formulações para obtenção das seções de Mínimo Perímetro Molhado (MPM).

10.6 Seções de Mínimo Perímetro Molhado (MPM)

Seção Trapezoidal:

Como já foi visto, a área molhada A_M e o perímetro molhado P_M podem ser expressos por:

$$P_M = b + 2 \cdot y_0 \cdot \sqrt{1 + Z^2}$$

$$A_M = \left(\frac{b + b + 2 Z y_0}{2} \right) \cdot y_0 = 2 \cdot \left(\frac{b + Z y_0}{2} \right) \cdot y_0 \rightarrow A_M = (b + Z \cdot y_0) \cdot y_0$$

$$m = b / y_0$$

Assim, em termos de m tem-se que:

$$A_M = (m + Z) \cdot y_0^2$$

$$P_M = (m + 2 \cdot \sqrt{1 + Z^2}) \cdot y_0$$

Combinando as equações anteriores, obtém-se:

$$P = (m + 2\sqrt{1 + Z^2}) \frac{A^{\frac{1}{2}}}{(m + Z)^{\frac{1}{2}}}$$

Derivando P em relação a m e igualando a zero, com $A = \text{cte}$; chega-se a:

$$m = \frac{b}{y_0} = 2 \cdot (\sqrt{1 + Z^2} - Z) \quad (10.12)$$

A Equação 10.12, fornece a relação ($m = b / y_0$), que permite determinar a seção de mínimo perímetro molhado no caso trapezoidal.

Seção Retangular

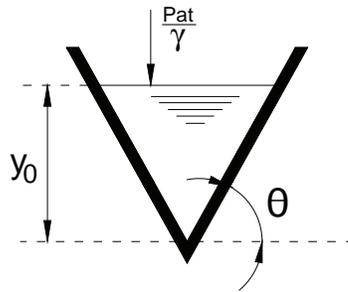
A seção retangular é o caso particular da seção trapezoidal em que $z = \cotg \alpha = 0^\circ$.

Substituindo $z = 0$ em (10.2) obtemos:

$$m = \frac{b}{y_0} = 2 \quad (10.13)$$

OBS.: condição de mínimo perímetro molhado em canais retangulares é quando a altura d' água (y_0) for metade da largura do canal (b).

Seção Triangular



$$A = y_0^2 \cotg \theta \quad (10.14)$$

$$P = \frac{2y_0}{\text{sen}\theta} \quad (10.15)$$

Combinando (10.14) e (10.15) temos:

$$P = \frac{2 \cdot A^{1/2} (\cotg \theta)^2}{\text{sen}\theta}; \frac{dP}{d\theta} = 0 \rightarrow \theta = 45^\circ \quad (10.16)$$

Ó... çà®] AFBÖ A^hàAç~AÆ~•} ~•] AÆ] {ãà^] AÆÆ '[b] Açà[^] AÆ•AÆ
 igual a 45°.

Significa que para seções triangulares o ângulo interno que oferece o MPM é o de 90° ou ângulo reto.

UNIDADE 11

Dimensionamento, projeto, construção e
manutenção de canais

11.1 Introdução

Apresenta-se neste capítulo uma abordagem geral sobre os aspectos relacionados ao dimensionamento, projeto, construção e manutenção de canais. São apresentados também conceitos referentes a canais com distintos coeficientes de rugosidade (n) ao longo do perímetro molhado, canais de seções regulares, canais de seções compostas, canais de seções especiais, além de aspectos referentes a velocidades limites, e estabilidade dos taludes laterais da seção do canal.

11.2 Considerações sobre as velocidades limites em canais

Em projetos de canais, deve-se preocupar tanto com os limites inferiores quanto com os limites superiores de velocidade.

Velocidades mínimas:

Em redes de esgotos e galerias de águas pluviais, que transportam água contendo sólidos em suspensão ou material particulado (areia), existe a preocupação de se imprimir uma velocidade ou declividade mínima para evitar que tais materiais venham a sedimentar no fundo dessas canalizações, pois podem culminar em entupimentos ou obstruções indesejáveis.

A imposição de velocidades limites inferiores ou velocidades mínimas, tem o intuito, portanto, de evitar a formação de depósitos indesejáveis de material particulado no fundo do canal, que podem promover o assoreamento, e assim alterar tanto a área da seção do canal (pela formação do depósito) quanto a rugosidade de fundo, reduzindo a sua capacidade de transporte de vazão.

Velocidades máximas:

A imposição de velocidades limites superiores ou velocidades máximas tem o intuito de evitar desgastes excessivos das paredes do canal que podem causar corrosões progressivas e inclusive comprometer totalmente a estrutura e estabilidade do canal. Para canais com paredes revestidas de concreto, a velocidade limite superior é fixada em torno de 5,0 m/s.

Em canais construídos através de escavações no próprio solo, caso as velocidades superem as velocidades erosivas, poderá ocorrer a erosão das paredes, alterando totalmente a seção original do canal, além de seu assoreamento.

As velocidades erosivas para canais escavados em solo dependem do tipo e natureza do solo. A Tabela 11.1, apresenta as velocidades máximas sugeridas para se evitar processos erosivos para diferentes tipos de solo.

Tabela 11.1 Velocidades máximas para evitar processos erosivos em canais escavados em solos de diferentes naturezas.

Tipo de Material das Paredes do Canal	Velocidade Média Máxima Admitida (m/s)
Areia muito fina	0,23 a 0,30
Areia solta-média	0,30 a 0,46
Areia grossa	0,46 a 0,61
Terreno arenoso comum	0,61 a 0,76
Terreno silto-argiloso	0,76 a 0,84
Terreno de aluvião	0,84 a 0,91
Terreno argiloso compacto	0,91 a 1,14
Terreno argiloso duro	1,14 a 1,22
Solo cascalhado	1,22 a 1,52
Cascalho grosso, pedregulho, piçarra	1,52 a 1,83
Rochas sedimentares moles-xistos	1,83 a 2,44
Alvenaria	2,44 a 3,05
Rochas compactas	3,05 a 4,00
Concreto	4,00 a 6,00

Fonte: Extraído e adaptado de Porto, R. M.. Hidráulica Básica, 2004.

11.3 Arraste de sedimentos em canais: conceito de tensão trativa

Considerações iniciais

O item anterior abordou os limites superiores e inferiores de velocidade que devem ser verificados nos projetos de canais. Conforme citado, a presença de sólidos em suspensão e material particulado no transporte de esgotos e águas pluviais requer do projetista uma preocupação no sentido de evitar depósitos indesejáveis desses materiais nos fundos das canalizações. Um dos parâmetros utilizados para se evitar a presença indesejável destes sedimentos é a imposição de uma velocidade mínima, que por sua vez associa-se diretamente à definição de uma declividade mínima deste canal.

A adoção de velocidade ou declividade mínima como critério para evitar a formação de depósitos de sedimentos foi um parâmetro muito utilizado em projetos de redes de esgotos no passado. Além do critério de velocidade mínima ou declividade mínima, as normas antigas fixavam também outro critério para auxiliar a promover o arraste de sedimentos nos fundos dos canais: impunha-se a necessidade de existência de uma lâmina de água mínima na seção do canal que era fixada como sendo 15% da altura útil do canal. Assim, para canais

de seções circulares, previa-se a necessidade de uma lâmina de água mínima (y_{\min}), equivalente a $0,15 D$, ou seja, $y_{\min} / D = 0,15$.

Com o decorrer do tempo, surgiu novo critério de projeto para redes de esgotos sanitários, no sentido de promover o arraste de sólidos: trata-se do critério de tensão trativa cujo conceito será apresentado na sequência.

Conceito de tensão trativa (σ):

A tensão trativa (σ) é definida como sendo a tensão tangencial que age direta e paralelamente às paredes do canal, em função do líquido em escoamento, que atua sobre os materiais sedimentados, promovendo o seu arraste.

Imaginando um determinado trecho de canal de comprimento L , matematicamente, a tensão trativa representa a componente tangencial do peso do líquido contido nesse trecho por unidade da área de parede da tubulação, que pode ser definida como o produto do perímetro molhado pela extensão L considerada.

A expressão da tensão trativa é facilmente dedutível, a partir das considerações anteriores, resultando na seguinte equação:

$$\sigma = \gamma \cdot R_H \cdot I$$

Sendo:

σ = tensão trativa média = $1 \text{ Pa} = 1 \text{ N/m}^2$;

γ = peso específico da água. Pode-se adotar $\gamma = 10^4 \text{ N/m}^3$ para o esgoto;

R_H = raio hidráulico da seção = m ;

I = declividade do fundo do canal (tubulação de esgoto) = m/m .

De acordo com a experiência acumulada dos projetistas, foi verificado que ao se impor um valor de tensão trativa, σ maior ou igual a $1,0 \text{ Pa}$, as redes de esgotos não acumulavam sedimentos devido à esse valor de tensão de arraste.

Analisando a expressão da tensão trativa apresentada anteriormente, é possível verificar que a mesma é composta pelo produto de três parâmetros, ou seja; peso específico do fluido, raio hidráulico e declividade, sendo também diretamente proporcional.

Considerando γ como constante, temos, portanto, dois parâmetros que influenciam no valor da tensão trativa, ou seja, o raio hidráulico e a declividade.

Conforme visto anteriormente, o critério adotado na norma antiga impõe duas condições, de forma separada, para garantia de arraste de material

sedimentável: velocidade mínima associada à existência de uma lâmina ou altura mínima de água.

Se recorrermos novamente à análise da equação da tensão trativa, podemos observar que em tal equação estão embutidos além do peso específico do fluido, o parâmetro velocidade, representado pela declividade I , e também a lâmina líquida representada pelo parâmetro raio hidráulico, uma vez que este parâmetro resulta da divisão entre a área molhada (que traz consigo o parâmetro a altura de água), e o perímetro molhado.

Resumindo, mesmo que por hipótese tivermos uma lâmina de água pequena, porém com alta declividade poderemos ter uma tensão trativa suficiente para o arraste de sólidos. De outro lado, caso se tenha um canal de baixa declividade, porém com valor alto de raio hidráulico (altura grande de água), é possível também obter-se uma tensão trativa superior ao valor mínimo recomendado pela norma.

11.4 Considerações sobre as declividades dos taludes laterais em canais

Canais escavados em rochas sãs ou compactas, ou canais construídos em concreto a priori não carecem da preocupação relativa ao aspecto de estabilidade dos taludes laterais. Nesses casos os taludes podem ser verticais, ou seja, $Z=0$.

Já, com relação a canais escavados em solo, há que se preocupar com a declividade do talude lateral, visando sua estabilidade estrutural para evitar eventuais desmoronamentos. Nesse caso, é conveniente a adoção da seção trapezoidal, com declividade dos taludes obedecendo ao ângulo de repouso do material, conforme indicações da Tabela 11.2.

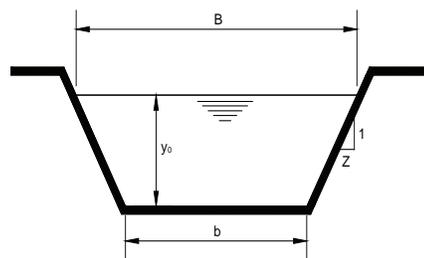


Figura 11.1 Vista frontal de um canal de seção trapezoidal.

Tabela 11.2 Inclinação máxima admitida dos taludes laterais dos canais (1:Z) para evitar instabilidade e desmoronamentos.

Tipo de material que define a característica estrutural dos taludes do canal	α
Canais em terra em geral, sem revestimento	2,5 a 5,0
Canais em saibro, terra porosa	2,0
Cascalho roliço	1,75
Terra compacta, sem revestimento	1,50
Terra muito compacta, paredes rochosas	1,25
Rochas estratificadas, alvenaria de pedra bruta	0,5
Rochas compactas, alvenaria acabada, em concreto	0

Fonte: Extraído e adaptado de Azevedo Netto, Manual de Hidráulica, vol.2, 1982.

11.5 Considerações sobre as obras de retificação ou manutenção de canais

Alteração do traçado original do rio:

É muito comum em processos de urbanização, a alteração de traçados originais de rios com meandros, para traçados retilíneos, visando à construção de avenidas marginais. Rio com muitos meandros originalmente apresentam declividades muito baixas, e quando tem seu traçado alterado para um trecho retilíneo, traz consigo um acréscimo na declividade e, conseqüentemente, na velocidade também.

Esse acréscimo na velocidade pode trazer conseqüências maléficas tais como os processos erosivos sobre as paredes do canal, seguido de assoreamento e inundações em determinados pontos de jusante devido ao acréscimo de velocidade e da capacidade de transporte de vazão.

Obras de retificação de rios ou canais:

As obras de retificação de canais ou rios, visando à ampliação da capacidade de transporte de vazão, devem sempre ser realizadas no sentido da jusante (parte “baixa” do rio) para a montante (cabeceira do rio).

Ao se iniciar as obras de retificação no sentido contrário ao proposto anteriormente, ou seja; de montante para jusante, a melhoria da capacidade de transporte de vazão à montante pode agravar ainda mais os problemas de inundação em pontos de jusante.

Obras de manutenção de rios ou canais:

As obras de manutenção de rios ou canais geralmente têm por objetivo garantir a capacidade original de transporte de vazão.

Galerias de águas pluviais de baixas declividades podem acumular no seu fundo quantidade considerável de depósitos de areia, que, caso não sejam removidos por serviços periódicos de manutenção, podem provocar problemas localizados de inundações, nas ocasiões das chuvas subsequentes. O mesmo é válido para redes de esgotos construídas com trechos de declividade muito baixa (típico de cidades praianas).

Rios ou canais com taludes revestidos de vegetação necessitam de serviços periódicos de manutenção que os mantenham devidamente aparados e “cortados”, sob pena de terem suas capacidades de transporte de vazão drasticamente reduzidas, provocando o seu transbordamento.

Finalmente, um exemplo importante de necessidade de manutenção contínua, refere-se ao Rio Tietê que corta a cidade de São Paulo, S.P. O Rio Tietê recebe águas pluviais, além de esgoto doméstico e industrial, e, portanto, uma quantidade enorme de material particulado sedimentável.

O Rio Tietê recebe manutenção contínua, através de retirada de material sedimentado através de dragas.

11.6 Canais de seção regular x canais de seções compostas (Siameses)

11.6.1 Canais de seção regular

Define-se como canal de seção regular aquele em que se pode distinguir, ou é evidente a existência de um corpo ou leito principal, destinado ao transporte da vazão.

A Figura 11.1 a seguir, ilustra exemplos de canais que podem ser classificados como sendo canais de seção regular.

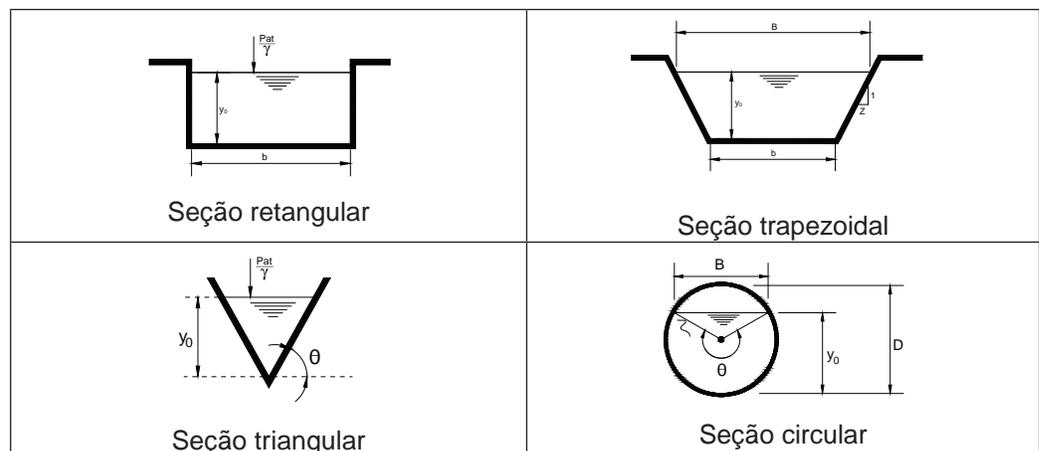


Figura 11.2 Canais de seção regular, e que se destaca a existência de um leito ou corpo principal.

11.6.2 Canais de seções compostas (Siameses)

Definem-se como canais de seção composta, ou canais siameses, aqueles em que, além do corpo ou leito principal, existem os braços laterais ou marginais. A Figura 11.2 apresenta a ilustração de um canal de seção composta.

Na natureza, os rios de declividades não muito acentuadas apresentam um corpo ou leito principal para transporte das vazões consideradas “normais” e nas suas laterais os braços ou leitos marginais destinados a absorver e transportar as águas excedentes, resultantes de grandes enchentes associadas a eventos hidrológicos de longos períodos de retorno.

A ocupação desordenada dos braços marginais dos rios, pelo homem, para construção de vias de tráfego, associada à crescente impermeabilização do solo e desmatamento das bacias de contribuição do rio, tem acarretado sérios problemas de inundações. Como exemplo dessa ocupação desordenada das marginais pode-se citar o Rio Tietê que corta a cidade de São Paulo, S.P.

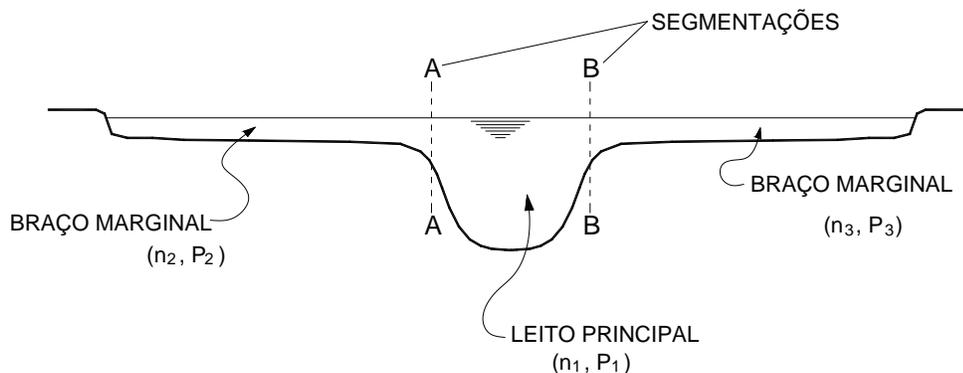


Figura 11.3 Canal de seção composta: existência de um leito principal, composto com os braços laterais ou marginais.

11.7 Cálculo de canais de seção regular com perímetros com diferentes coeficientes de rugosidade

Até o momento, havíamos tratado de canais, cujas seções apresentavam perímetros constituídos de um mesmo tipo de material e, portanto, associado a apenas um coeficiente de rugosidade n .

Na prática, podemos nos deparar com canais cujas seções podem apresentar perímetros com distintos coeficientes de rugosidade. A Figura 11.3 apresenta um exemplo desta situação.

Retomando a equação de Manning, veremos como devemos proceder para o cálculo de canais quando esta situação se apresentar:

$$\frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}} = A \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \quad \text{Equação de Manning}$$

Analisando a equação de Manning, vê-se que a mesma traz consigo apenas o valor do coeficiente de rugosidade para um único tipo de revestimento n .

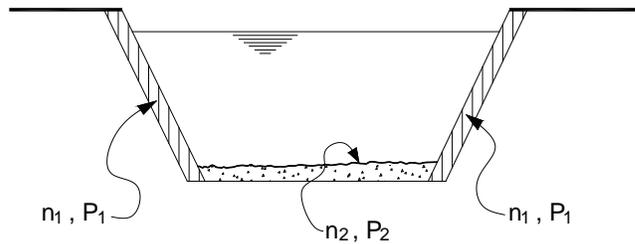


Figura 11.4 Canal de seção regular de perímetros com distintos valores de n .

No caso de canais de seções regulares, com perímetros com distintos valores de n , recorre-se à determinação do denominado n equivalente, n_{eq} . Trata-se na realidade de se realizar uma ponderação considerando-se os diversos n_{is} e P_{is} .

Uma das expressões utilizadas para se determinar o n_{eq} é apresentada a seguir:

$$n_{eq} = \sqrt{\frac{P_1 \cdot n_1^2 + P_2 \cdot n_2^2 + \dots + P_n \cdot n_n^2}{P_1 + P_2 + \dots + P_n}}$$

sendo:

n_{eq} = coeficiente de rugosidade equivalente a ser utilizado na equação de Manning

P_1, P_2, \dots, P_n = perímetros molhados (m)

n_1, n_2, \dots, n_n = coeficientes de rugosidades respectivos aos respectivos P_{is}

11.8 Cálculo de canais de seção composta: método da segmentação

No item anterior foram vistos os procedimentos para cálculo de canais de seções regulares, com perímetros carregando distintos valores de coeficientes de rugosidade.

Em canais de seções compostas, nos deparamos também com a existência de um corpo principal com determinado perímetro e um respectivo valor de coeficiente de rugosidade em geral bem inferior ao coeficiente de rugosidade dos braços laterais ou marginais.

Em canais de seções regulares, conforme visto anteriormente, recorreremos ao cálculo do canal, através da consideração de um coeficiente de rugosidade equivalente n_{eq} , a ser utilizado na equação de Manning.

Já, no caso de cálculo de canais de seções composta, a aplicação do procedimento anterior pode levar a resultados não satisfatórios ou muito distorcidos da realidade, merecendo uma análise diferenciada. As capacidades de transporte de vazões do corpo principal comparadas às dos braços marginais, dependendo das discrepâncias do valores dos respectivos coeficientes de rugosidade n , podem ser muito distintas.

Por exemplo, caso os perímetros e coeficientes de rugosidade dos braços marginais sejam muito superiores ao do corpo principal, ao se calcular um n_{eq} , o mesmo se aproximará do valor do n maior, tendo com consequência a diminuição da capacidade de transporte desse canal.

Portanto, no caso de canais de seções compostas, em geral é mais apropriado considerá-los como sendo compostos por um conjunto de subcanais, sendo cada qual analisado e calculado independentemente através do emprego da fórmula de Manning.

As vazões parciais obtidas para cada subcanal são somadas para determinação da capacidade total de transporte de vazão deste canal.

O método utilizado é denominado de método da segmentação, cujos procedimentos básicos são apresentados na figura a seguir:

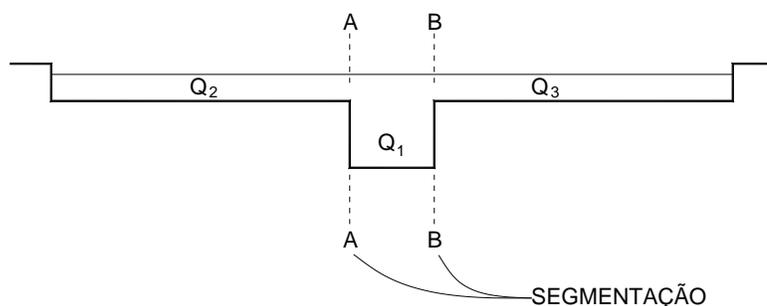


Figura 11.5 Ilustração das segmentações em canais de seções compostas.

Regras básicas para segmentação e definição dos subcanais:

Segmentações A-A, B-B; devem ser feitas na vertical.

Os perímetros referentes às partes segmentadas (P' , P''); não entram no computo do perímetro molhado.

Não devem ser feitas segmentações na horizontal, pois o escoamento da água se dá através de lâminas paralelas horizontais sobrepostas, existindo, portanto, efeito de atrito nesse sentido, não computado como perímetro molhado.

As vazões parciais obtidas nas segmentações são somadas para determinação da vazão total, ou seja:

$$Q_{\text{total}} = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

As vazões parciais devem, portanto, ser calculadas separadamente, utilizando-se da equação de Manning, para cada subcanal considerado. No exemplo apresentado a equação de Manning é aplicada três vezes.

$$\frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}} = A \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \quad \text{Equação de Manning.}$$

11.9 Exemplos de Aplicação da Equação de Manning

Exemplo 1

Seja um canal retangular de largura de fundo $b = 0,50$ m, e altura de água $y = 0,30$ m. A declividade de fundo desse canal (I) é igual a 1%, ou seja 0,01 m/m. Nestes termos determinar:

Qual a vazão que está sendo transportada, caso as paredes desse canal seja revestido em cimento liso ($n = 0,012$)? Calcule também a velocidade média do escoamento.

Qual a vazão que está sendo transportada, caso as paredes desse canal seja revestido com grama ($n = 0,030$)? Calcule também a velocidade média do escoamento.

Resolução:

Canal revestido com cimento liso.

Aplicando Manning :

$$\frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}} = A \cdot R_H^{\frac{2}{3}}$$

$n = 0,012$ (cimento liso)

$$Q = \frac{(0,3 \cdot 0,5)}{0,012} \left(\frac{0,3 \cdot 0,5}{1,1} \right)^{\frac{2}{3}} \sqrt{0,01} = 0,331 \text{ m}^3 / \text{s} = 331 \text{ L}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,331}{0,305} = 2,2 \text{ m/s}$$

Canal revestido com grama.

$n = 0,030$ (grama)

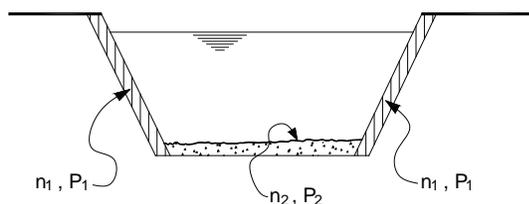
$$Q = \frac{0,3 \cdot 0,5}{0,03} \cdot \left(\frac{0,3 \cdot 0,5}{1,1} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{0,01} = 0,132 \text{ m}^3 / \text{s} = 132 \text{ L/s}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,132}{0,3 \cdot 0,5} = 0,88 \text{ m/s}$$

OBS.: atentar para a redução drástica da capacidade de transporte de vazão do canal revestido em grama, quando comparado ao canal revestido de cimento. Verifica-se também a redução da velocidade média de escoamento que passou de 2,2m/s no caso do canal revestido de cimento para 0,88 m/s para o canal revestido em grama.

Exemplo 2

A Figura a seguir ilustra um canal trapezoidal, com perímetros constituídos de coeficientes de rugosidade n também distintos.



Dados:

- A largura de fundo desse canal b é igual a 2,80m;
- A inclinação do talude lateral é definida pelo parâmetro $Z = 2$, ou seja; $(1:Z) = (1:2)$;
- O revestimento dos taludes laterais é de alvenaria em más condições ($n = 0,017$);

- O material que reveste o fundo do canal é constituído por cascalhos e vegetação rasteira ($n = 0,035$);
- A vazão transportada por esse canal é conhecida: $Q = 35 \text{ m}^3/\text{s}$.

Deseja-se limitar a velocidade média desse canal em $1,50 \text{ m/s}$, ou seja; deve ser imposto que $V \leq 1,50 \text{ m/s}$.

Nesses termos, determinar para esse canal, qual deve ser a declividade de I máxima? ($I_{\text{max}} = ?$)

Resolução:

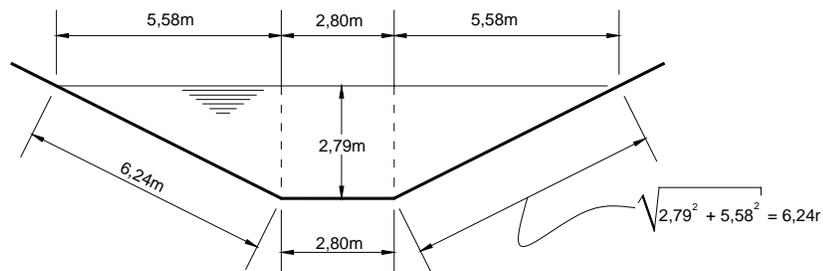
Como se conhece o valor de Q , impondo a velocidade limite $V \leq 1,50 \text{ m/s}$, pode-se calcular a área mínima da seção trapezoidal:

$$Q = V \cdot A \rightarrow A \geq \frac{Q}{V} \rightarrow A \geq \frac{35}{1,5} = 23,33 \text{ m}^2$$

De posse do valor da área, e dos valores de $b = 2,80$ e $Z = 2$, recorrendo às relações geométricas que definem a área de uma seção trapezoidal, calcula-se a altura de água y :

$$A = y(b + z y); \text{ com } Z = 2 \text{ e } b = 2,8, \text{ obtém-se: } y = 2,79 \text{ m}$$

Tendo identificado o valor de y , determinam-se os perímetros dos taludes laterais aplicando Pitágoras, de valor $6,24\text{m}$.



Taludes (alvenaria em más condições): $n_1 = 0,017$; $P_1 = 2 \times 6,24 = 12,48 \text{ m}$

Fundo do canal (cascalho e vegetação rasteira): $n_2 = 0,035$; $P_2 = 2,80 \text{ m}$

Recorrendo à expressão de n_{eq} , tem-se:

$$n_{\text{eq}} = \sqrt{\frac{12,48 \cdot 0,017^2 + 2,80 \cdot 0,035^2}{12,48 + 2,80}} = 0,021$$

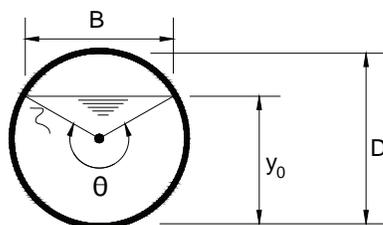
Finalmente, aplicando-se Manning, com $n = n_{eq}$, obtem-se I_{max} :

$$\frac{0,021 \cdot 35}{\sqrt{I}} = 23,33 \left(\frac{23,33}{15,28} \right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow I_{max} = 0,00056 \text{ m/m}$$

Ou, em termos percentuais, $I_{max} = 0,056 \% = 0,00056 \text{ m/m}$

Exemplo 3

Para o canal de seção circular apresentado na Figura, calcular a lâmina de água y , o grau de enchimento da seção y/D e a velocidade média V de escoamento:



Dados:

Coefficiente de rugosidade: $n = 0,013$ (cimento liso)

declividade longitudinal: $I = 2,5 \cdot 10^{-3} \text{ m/m} = 0,25\% = 0,0025 \text{ m/m}$

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

Diâmetro: $D = 1,00 \text{ m}$

Calcular:

Altura de água: $y = ?$

Velocidade média: $V = ?$

Grau de enchimento da seção: $y/D = ?$

Resolução:

Para resolução do problema novamente recorre-se à equação de Manning:

$$\frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}} = A \cdot R_H^{\frac{2}{3}}$$

Devem-se resgatar também as formulações dos elementos geométricos da seção circular, tais como a área A e o raio hidráulico R_H , além de outras expressões que foram apresentadas no Capítulo 9.

Área molhada, A_M :

$$A_M = D^2 \frac{(\theta - \text{sen}\theta)}{8}, \text{ com } \theta \text{ em radianos}$$

$$A_M = \frac{D^2}{8} \left(\frac{\pi \cdot \theta}{180} - \text{sen}\theta \right), \text{ com } \theta \text{ em graus}$$

Perímetro molhado P_M :

$$P_M = \frac{\theta \cdot D}{2}, \text{ com } \theta \text{ em radianos}$$

$$P_M = \frac{\theta \cdot \pi \cdot D}{180 \cdot 2}, \text{ com } \theta \text{ em graus}$$

Raio hidráulico, R_H :

$$R_H = \frac{D \cdot (1 - \text{sen}\theta / \theta)}{4}, \text{ com } \theta \text{ em radianos}$$

$$R_H = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{\text{sen}\theta \cdot 180}{\theta \cdot \pi} \right), \text{ com } \theta \text{ em graus}$$

Altura de água y_o :

$$y_o = \frac{D}{2} \cdot [1 - \cos(\theta / 2)]$$

Ângulo:

$$\theta = 2 \arccos(1 - 2 \cdot y_o / D)$$

Largura de topo B :

$$B = D \cdot \text{sen}(\theta / 2)$$

Utilizando Manning e as formulações da área e raio hidráulico para a seção circular, obtem-se:

$$\frac{n \cdot Q}{\sqrt{1}} = \frac{D^2}{8} \cdot \left(\frac{\pi \cdot \theta}{180} - \text{sen}\theta \right) \left[\frac{D}{4} \left(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta\pi} \right) \right]^{\frac{2}{3}}$$

Substituindo os valores de entrada do problema:

$$D = 1,00 \text{ m}$$

$$n = 0,013$$

$$I = 0,0025 \text{ m/m}$$

Obtém-se:

$$\frac{0,013 \cdot 1,20}{\sqrt{0,0025}} = \frac{1^2}{8} \left(\frac{\pi \cdot \theta}{180} - \text{sen}\theta \right) \left[\frac{1}{4} \left(1 - \frac{\text{sen}\theta \cdot 180}{\theta \cdot \pi} \right) \right]^{\frac{2}{3}} \rightarrow \theta = 259,75$$

Observe que o valor de y = altura de água não pode ser obtido diretamente, mas sim o valor do ângulo θ . No entanto, temos uma expressão que relaciona y e θ , que permite determinar y :

$$y = \frac{1}{2} \left(1 - \cos \left(\frac{259,75}{2} \right) \right) = 0,22 \text{ m}$$

Para cálculo da velocidade, já que se dispõe do valor da vazão Q , temos que conhecer o valor da área A :

$$A_M = \frac{D^2}{8} \left(\frac{\pi \cdot \theta}{180} - \text{sen}\theta \right)$$

$$A_M = \frac{1^2}{8} \left(\frac{\pi \cdot 259,75}{180} - \text{sen}259,75 \right)$$

Finalmente:

$$V = Q/A = 1,74 \text{ m/s}$$

Grau de enchimento y/D :

$$y/D = 0,22 / 1,00 = 0,22 = 22\%$$

