



**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA**  
**SECÇÃO DE HIDRÁULICA E DOS RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAIS**  
**LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

## **SANEAMENTO AMBIENTAL I**

### **SISTEMAS DE ADUÇÃO**

**EDUARDO RIBEIRO DE SOUSA**

**LISBOA, SETEMBRO DE 2001**



## ÍNDICE DO TEXTO

1. INTRODUÇÃO .....	1
2. BASES PARA O DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DAS ADUTORAS .....	1
2.1 Tipos de escoamento .....	1
2.2 Fórmulas de cálculo .....	5
2.3 Caudais de dimensionamento .....	12
2.4 Perdas de carga localizadas .....	13
3. CANAIS E GALERIAS EM SUPERFÍCIE LIVRE .....	17
3.1 Cálculo hidráulico .....	17
3.2 Condições de traçado .....	20
4. CONDUTAS ADUTORAS EM PRESSÃO .....	20
4.1 Problemas gerais de traçado .....	20
4.2 Transporte por gravidade .....	25
4.2.1 Cálculo hidráulico .....	25
4.2.2 Condutas equivalentes .....	28
4.3 Transporte por bombagem .....	30
4.3.1 Considerações gerais .....	30
4.3.2 Escolha do diâmetro mais económico da adutora .....	30
4.3.3 Golpe de aríete .....	35
5. ÓRGÃOS DE MANOBRA E SEGURANÇA .....	39
5.1 Considerações gerais .....	39



**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA**  
**SECÇÃO DE HIDRÁULICA E DOS RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAIS**  
**LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

5.2	Válvulas de seccionamento.....	39
5.3	Ventosas.....	40
5.4	Válvulas de descarga ou de purga.....	43
5.5	Dispositivos redutores de pressão.....	45



## **1. INTRODUÇÃO**

A origem da palavra adução (latim *adductio*, acção de conduzir), determinou a sua escolha como termo técnico que designa o conjunto de obras destinadas a transportar a água desde a origem até à distribuição.

Embora haja muitos exemplos de sistemas de abastecimento de água em que a adução é de reduzida dimensão, a verdade é que, na maior parte dos casos, ela representa a componente mais difícil de projectar e construir, mais delicada de vigiar e reparar, e mais importante sob os pontos de vista de custo de primeiro investimento e de funcionamento quantitativo.

A adução faz-se por meio das chamadas adutoras que podem ser canais e galerias, em superfície livre, e condutas em pressão. Nestas últimas, o escoamento pode processar-se por acção da gravidade ou por meio de bombagem.

O esquema apresentado na Figura 1 exemplifica uma adução por gravidade, com troços em superfície livre e troços em pressão.

Este Documento é dividido em quatro partes; as duas primeiras dedicadas respectivamente aos canais e galerias em superfície livre e às condutas em pressão, a seguinte à discussão dos materiais de construção empregados e ao exame dos órgãos principais das adutoras, e a última à protecção sanitária destas, assunto bastante importante.

## **2. BASES PARA O DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DAS ADUTORAS**

### **2.1 Tipos de escoamento**

Os escoamentos em adutoras podem dar-se em superfície livre ou em pressão. Apesar da semelhança entre os dois tipos de escoamento, torna-se mais difícil resolver problemas de escoamento em superfície livre do que em pressão; efectivamente, em superfície livre, a altura de escoamento, o caudal, as inclinações do fundo de um canal e da superfície da água são parâmetros interdependentes.

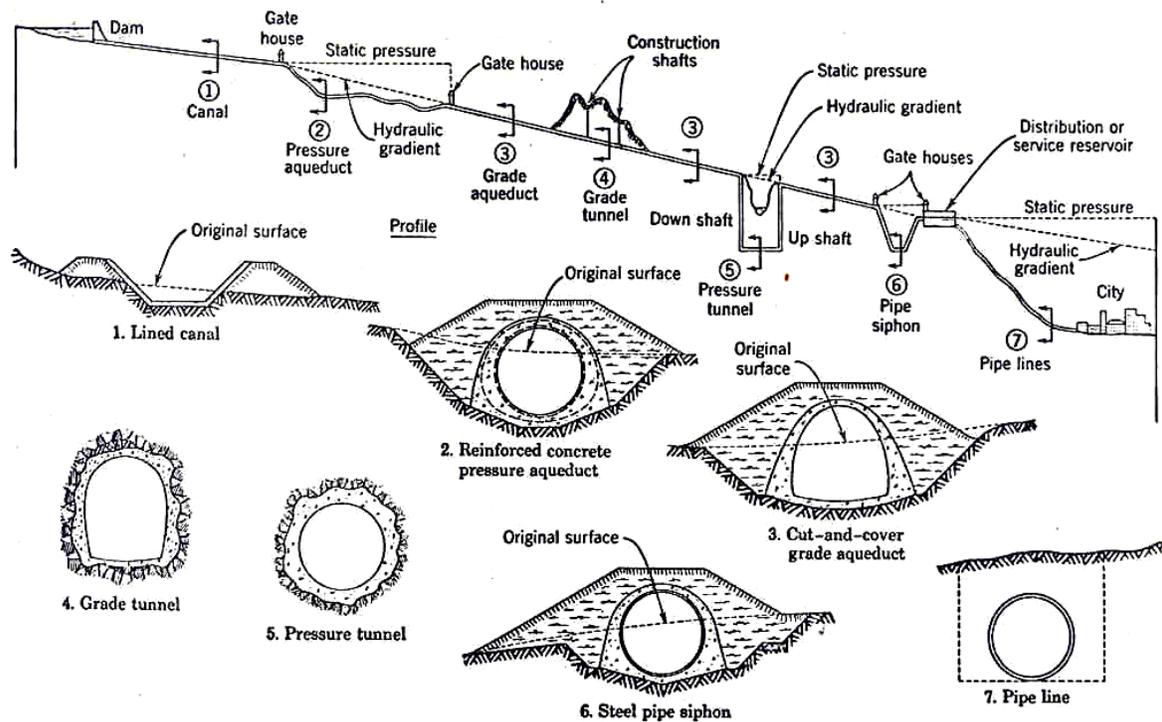


Figura 1 – Perfil longitudinal e secções transversais típicas duma adução por gravidade (*Water Supply and Waste-Water Disposal – Fair et al.*)

É importante notar que não se pretende aqui fazer uma análise exaustiva sobre a teoria dos escoamentos, quer em pressão quer em superfície livre, apenas interessando referir alguns conceitos básicos específicos da concepção de sistemas de adução.

Assim, nestes sistemas, considera-se que os tipos de escoamento que ocorrem na maior parte dos casos são escoamentos dos tipos *em pressão em regime permanente* e *em superfície livre em regime uniforme*. É certo que, nos casos de adutoras em pressão, podem registar-se condições de escoamento em pressão em regime variável (golpe de aríete), enquanto que, nas adutoras em superfície livre, podem ocorrer regimes de escoamento gradualmente variado, como são exemplos as testas de atravessamento de vales em sifão, chegadas das adutoras aos reservatórios de armazenamento, entre outros, mas os casos genéricos são os citados.

O estudo de qualquer dos tipos de escoamento mais correntes em sistemas de adução, anteriormente referidos, é feito com base em conceitos de energia hidráulica do escoamento. No regime permanente, em pressão, é habitual raciocinar em termos da energia mecânica total expressa em coluna de água, ou seja, o somatório das energias de pressão  $\left(\frac{p}{\gamma}\right)$ , de posição ( $h$ ) e cinética  $\left(\frac{v^2}{2g}\right)$ ; no escoamento em superfície livre, é usual utilizar o conceito de energia específica  $\left(H = h + \frac{v^2}{2g}\right)$ , isto é, a energia, por unidade de peso, medida em relação ao fundo do canal, conceito que permite interpretar mais em profundidade os fenómenos deste tipo de escoamento.

Na Figura 2, apresentam-se dois esquemas de comparação de escoamentos, um em pressão, em regime permanente, e outro em superfície livre, também em regime permanente, embora não uniforme (gradualmente variado).

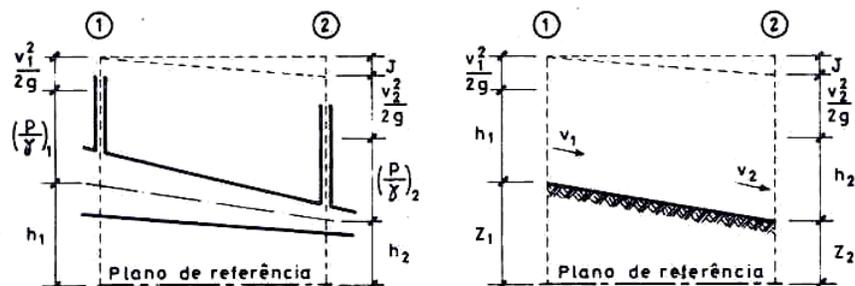


Figura 2 – Comparação entre escoamentos em pressão e em superfície livre

O regime uniforme em superfície livre é caracterizado pela constância da energia específica, sendo, portanto, a superfície da água paralela ao fundo do canal, isto é, as perdas de carga contínuas são compensadas por esta inclinação. A altura do escoamento, nestas condições, é denominada *altura uniforme*.

Para completar os conceitos básicos de superfície livre interessa referir o conceito de altura crítica ( $h_c$ ) que representa, fisicamente, a altura de escoamento para a qual um dado caudal se pode

escoar com energia específica mínima.

Pode provar-se matematicamente que a altura crítica de escoamento ocorre quando se verifica a seguinte condição:

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = S \sqrt{\frac{S}{B}}$$

em que:

Q = caudal ( $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ )

S = área da secção transversal de escoamento ( $\text{m}^2$ )

B = largura superficial da lâmina líquida (m)

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

A comparação das alturas críticas e uniformes permite definir os escoamentos uniformes rápidos ( $h_u < h_c$ ) e lentos ( $h_u > h_c$ ).

Finalmente, a discussão da equação do movimento gradualmente variado, estudada na disciplina de Hidráulica II, permite concluir, no que se refere aos canais e galerias em superfície livre de inclinação fraca, situação mais corrente em sistemas de adução, que podem ocorrer as curvas de regolfo apresentadas na Figura 3.

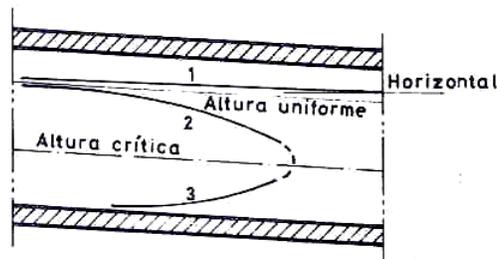


Figura 3 – Curvas de regolfo em canais de inclinação fraca



## 2.2 Fórmulas de cálculo

A apresentação da formulação exclusivamente para o dimensionamento hidráulico de sistemas de adução não parece a mais correcta, uma vez que aquela formulação tem um âmbito mais vasto de utilização, que abrange o estudo dos escoamentos em geral.

Nestas condições, considerou-se importante aproveitar esta alínea, a primeira que na sequência das matérias em estudo tem de apelar à formulação hidráulica dos escoamentos, para apresentar, em resumo, as fórmulas mais correntes para o dimensionamento dos órgãos dos sistemas de abastecimento de água. Nos capítulos posteriores, e porque certos tipos de fórmulas se tornam de utilização mais aconselhável, referenciar-se-á, sempre que se julgar conveniente, quais as equações que devem ser aplicadas.

Assim, as fórmulas mais importantes que se podem utilizar nos cálculos são as seguintes:

a) ***Darcy - Weisbach***

$$h = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \quad \text{ou} \quad J = \frac{f v^2}{8g R}$$

em que:

- h - perda de carga (m)
- f - coeficiente de resistência (adimensional)
- L - comprimento da conduta (m)
- D - diâmetro interior da conduta (m)
- v - velocidade média do escoamento ( $\text{m s}^{-1}$ )
- J - perda de carga unitária
- R - raio hidráulico (m)

Embora dimensionalmente coerente, esta fórmula é pouco usada nos cálculos, porquanto a determinação do coeficiente de resistência, como função da rugosidade relativa (rugosidade relativa = rugosidade absoluta / diâmetro da tubagem), obriga a simplificações que dificultam a sua utilização.



**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA**  
**SECÇÃO DE HIDRÁULICA E DOS RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAIS**  
**LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

b) **Chezy**

$$v = C \sqrt{RJ}$$

em que:

v - velocidade média do escoamento (m s<sup>-1</sup>)

C - coeficiente de *Chezy*

R - raio hidráulico (m)

J - perda de carga unitária

Para determinação do coeficiente C, dispõe-se, entre outras, da fórmula de *Bazin*:

$$C = \frac{87 \sqrt{R}}{K_B + \sqrt{R}}$$

e da de *Kutter*,

$$C = \frac{100 \sqrt{R}}{K_K + \sqrt{R}}$$

válidas para as unidades metro e segundo; K<sub>B</sub> e K<sub>K</sub> dependem da natureza dos materiais das paredes. No Quadro 1 apresentam-se, respectivamente, valores de K<sub>B</sub> da fórmula de *Bazin*.

**QUADRO 1 - VALORES DE K<sub>B</sub> DA FÓRMULA DE BAZIN**

MATERIAL DA CONDUTA	VALORES DE K <sub>B</sub>
fibrocimento novo	0,06
aço novo	0,10
ferro fundido novo	0,16
betão	0,18
ferro fundido novo	0,23



**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA**  
**SECÇÃO DE HIDRÁULICA E DOS RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAIS**  
**LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

c) **Manning - Strickler**

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2}$$

em que:

- v - velocidade média do escoamento (m s<sup>-1</sup>)
- n - coeficiente de rugosidade de *Manning* (Quadro 2)
- R - raio hidráulico (m)
- J - perda de carga unitária (-)

Esta fórmula é de uso muito generalizado, tanto no dimensionamento de obras de adução em superfície livre como em redes de drenagem de águas residuais.

O Quadro 2, extraído do *Handbook of Applied Hydraulics*, da autoria de *Davis e Soerensen*, como fonte principal, indica as gamas mais habituais de valores empregados para o coeficiente de rugosidade.

**QUADRO 2 - VALORES DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE n, PARA USO NA FÓRMULA DE MANNING - STRICKLER**

TIPOS E MATERIAIS DE CANAIS E CONDUTAS	CONDIÇÕES DOS CANAIS E CONDUTAS	VALORES DE n			
		ÓPTIMOS	BONS	RAZOÁVEIS	MAUS
<u>Canais a céu aberto e galerias</u>					
Alvenaria de pedra			0,014	0,017	
Alvenaria de tijolo		0,012	0,014	0,016	0,018
Betão	Alinhamentos rectos		0,013	0,014	
Betão	Curvas		0,015	0,017	
Rocha	Escavação cuidada		0,030	0,035	
Rocha	Escavação grosseira		0,035	0,040	
Solo-cimento			0,020	0,025	
Terra	Condições normais		0,020	0,025	

QUADRO 2 - VALORES DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE  $n$ , PARA USO NA FÓRMULA DE  
*MANNING – STRICKLER (CONT.)*

TIPOS E MATERIAIS DE CANAIS E CONDUTAS	CONDIÇÕES DOS CANAIS E CONDUTAS	VALORES DE $n$			
		ÓPTIMOS	BONS	RAZOÁVEIS	MAUS
Terra	Pequenos canais		0,025	0,030	
<u>Canalizações</u>					
Aço liso		0,013	0,015	0,017	
Betão	Juntas grosseiras		0,016	0,017	
	Cofragens grosserias		0,015	0,016	
	Cofragens metálicas		0,012	0,014	
	Muito liso		0,011	0,012	
Ferro fundido	Limpo, revestido	0,010	0,011	0,012	0,015
	Sujo, c/tuberculos			0,015	0,035
Ferro galvanizado		0,013	0,014	0,015	0,017
Fibrocimento		0,011	0,013	0,015	0,017
Grês vidrado		0,011	0,013	0,015	0,017
Latão ou vidro	Liso	0,009	0,010	0,011	0,013
Plástico		0,010	0,011	0,012	0,014

d) ***Colebrook - White***

Esta fórmula abrange todo o domínio dos escoamentos turbulentos (lisos, de transição e puramente turbulentos) e pode condensar-se na seguinte expressão (A. Quintela, “Perdas de Carga Contínuas”, in “Técnica” nº 322, 1962), para secções circulares:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left( \frac{k}{3,7D} + \frac{2,51}{R_e \sqrt{f}} \right)$$

em que:

$f$  - coeficiente de resistência (*Darcy - Weisbach*)

$k$  - rugosidade absoluta (m)

$D$  - diâmetro interior (m)



**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA**  
**SECÇÃO DE HIDRÁULICA E DOS RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAIS**  
**LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

$R_e$  - número de *Reynolds* ( $R_e = v D/\nu$ )

Na expressão do número de *Reynolds*,  $\nu$  é a viscosidade cinemática, expressa em  $m^2 s^{-1}$  e  $v$  a velocidade média, expressa em  $m s^{-1}$ .

A expressão anterior, para  $(k/D) \rightarrow 0$ , toma a forma da equação de *Karman - Prandtl* para escoamentos turbulentos lisos, em que a viscosidade é dominante:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{R_e \sqrt{f}}{2,51}$$

Por outro lado, quando a rugosidade é o factor determinante (escoamentos turbulentos rugosos),  $R_e \rightarrow \infty$  e a equação resulta de novo na de *Karman - Prandtl*:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{3,7 D}{k}$$

Em problemas comuns de saneamento básico, o campo de aplicação da fórmula de Colebrook - White convém ser definido dentro do regime turbulento de transição, o qual se pode situar para valores da relação  $\delta/k$ , sendo  $\delta$  a espessura da película laminar, como se segue:

$$0,34 \leq \frac{\delta}{k} \leq 6,2$$

Como  $\delta = (32,8 D/R_e \sqrt{f})$ , resulta, finalmente, que o domínio de validade da equação inicial é o seguinte:

$$0,34 \leq \frac{k R_e \sqrt{f}}{32,8 D} \leq 6,2$$

Esta fórmula apresenta dificuldades de aplicação, caso não se disponha de tabelas ou ábacos para a sua resolução. Porém, na prática corrente, especialmente em redes de distribuição de água, a expressão de *Colebrook - White* vai sendo cada vez mais utilizada, em particular na Europa.



**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA**  
**SECÇÃO DE HIDRÁULICA E DOS RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAIS**  
**LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

No Quadro 3, apresentam-se alguns valores recomendados para a rugosidade, a partir dos quais se podem conduzir os cálculos. É conveniente notar que os valores constantes deste quadro são práticos, embora, na fórmula, entrem a fazer as vezes de rugosidades absolutas  $k$ .

**QUADRO 3 - VALORES DA RUGOSIDADE  $k$ , RECOMENDADOS PARA USO NA FÓRMULA DE COLEBOOK-WHITE EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA**

CASOS DE APLICAÇÃO	RUGOSIDADES ABSOLUTAS PRÁTICAS $k$ (mm)		
	MÍNIMAS	MÉDIAS	MÁXIMAS
1. Conduitas principais sob pressão, adutoras ou distribuidoras, sem muitas perdas de carga localizadas	0,10	0,20	0,30
2. Redes de distribuição, em que as perdas de carga localizadas são importantes	0,40	0,80	1,0

e) **Hazen-Williams**

Esta fórmula é muito utilizada em cálculos hidráulicos de condutas em pressão, nos Estados Unidos, mas não se usa geralmente na Europa (com excepção do Reino Unido).

A fórmula é, em unidades inglesas, a seguinte:

$$v = 1,318 C_H R^{0,63} J^{0,54}$$

Em unidades métricas, a fórmula transforma-se nesta outra, a seguir indicada:

$$v = 0,01093 C_H R^{0,63} J^{0,54}$$

Nestas equações,

$v$  - velocidade média (ft.s<sup>-1</sup> ou m s<sup>-1</sup>)

$C_H$  - coeficiente de *Hazen-Williams*, geralmente com valores entre 100 e 140.

$R$  - raio hidráulico (ft ou mm)



J - perda de carga unitária

f) ***Fórmulas monómias para água e tubagens de tipo definido***

Estas fórmulas, que são deduzidas especificamente para casos particulares de escoamentos de determinados fluídos em canalizações dum certo tipo bem definido, são utilizadas, em saneamento básico, no cálculo de perdas de carga unitárias no escoamento da água potável, sob pressão, em tubagens de natureza particular.

A formulação geral destas equações é a seguinte:

$$v = k D^\alpha J^\beta$$

em que:

- v - velocidade média do escoamento ( $\text{m s}^{-1}$ )
- D - diâmetro interior (m)
- J - perda de carga unitária
- $k, \alpha, \beta$ - parâmetros determinados caso por caso

Um exemplo típico são as fórmulas de *Scimemi*, de larga divulgação em Portugal, que são apresentadas no *Manual de Hidráulica Geral*, de A. Lencastre.

- Para tubos de fibrocimento:  $Q = 48,3 D^{2,68} J^{0,56}$
- Para tubos de ferro fundido  $Q = 35,0 D^{2,625} J^{0,535}$
- Para tubos de aço sem soldadura  $Q = 36,4 D^{2,59} J^{0,55}$
- Para tubos de aço soldado ou com rebitagem simples  $Q = 29,7 D^{2,755} J^{0,53}$
- Para tubos de ferro galvanizado  $Q = 52,6 D^{2,752} J^{0,54}$



Nestas expressões, os símbolos têm o seguinte significado:

- Q - caudal ( $\text{l.s}^{-1}$ )
- D - diâmetro interior dos tubos (mm)
- J - perda de carga ( $\text{m.km}^{-1}$ )

### 2.3 Caudais de dimensionamento

As condutas de adução e os reservatórios com função de regularização constituem partes dos sistemas de abastecimento de água que, dadas as funções uma e outra, têm uma grande interligação.

Como o principal objectivo dum reservatório consiste em regularizar os caudais de adução para satisfazer as variações de consumo na rede geral de distribuição de água ao longo do dia, com o mínimo de prejuízos económicos e funcionais, o critério utilizado para o dimensionamento da adução tem que forçosamente depender do critério utilizado na determinação da capacidade das reservas.

De facto, a uma maior capacidade do ou dos reservatórios de regularização deve corresponder uma menor capacidade na adução e, vice-versa, a uma menor capacidade do ou dos reservatórios de regularização deve corresponder uma maior capacidade na adução.

Habitualmente, o dimensionamento de uma adutora é feito com base no *caudal diário máximo* ou no *caudal mensal máximo*.

O caudal de dimensionamento numa adutora, situada entre a captação e o reservatório de regularização, excluindo o caso deste ter função de extremidade (ver Documento Reservatórios), pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$Q_{\text{dim}} = k_t \times k_p \times f_d [\text{ou } f_M] \times Q_m$$

em que:

$Q_{\text{dim}}$  - caudal de dimensionamento ( $\text{l s}^{-1}$ )



**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA**  
**SECÇÃO DE HIDRÁULICA E DOS RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAIS**  
**LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

- $k_t$  - factor de duração do transporte (-)
- $k_p$  - coeficiente de perdas na adução (-)
- $f_d$  - factor de ponta diário (-)
- $f_M$  - factor de ponta mensal (-)
- $Q_m$  - caudal médio ( $l\ s^{-1}$ )

O factor de duração de transporte representa a relação entre o número de horas do dia (24 horas) e o número máximo de horas de funcionamento da conduta adutora, no horizonte de projecto; consequentemente, este factor é sempre  $\geq 1$ .

Nas adutoras por gravidade, o seu valor é sempre unitário, uma vez o transporte pode ser feito ao longo de 24 horas, enquanto que nas adutoras por bombagem é, normalmente, igual a 1 (funcionamento em 24 h), 1,5 (funcionamento em 16 h) ou 3 (funcionamento em 8 h).

O coeficiente de perdas na adução constitui uma margem de segurança para compensação de perdas e restabelecimento de reservas. Os valores a considerar para  $k_p$  são os seguintes:

- se  $0,1 \times f_d$  [ou  $f_M$ ]  $\times Q_m > 0,2\ l\ s^{-1}$ , considera-se  $k_p = 1,1$
- se  $0,1 \times f_d$  [ou  $f_M$ ]  $\times Q_m \leq 0,2\ l\ s^{-1}$ , a expressão apresentada transforma-se em:

$$Q_{dim} = k_t \times f_d \text{ [ou } f_M] \times Q_m + 0,2\ (l\ s^{-1})$$

Nos troços de condutas adutoras entre um reservatório e o início da rede geral de distribuição de água, o caudal de dimensionamento a utilizar corresponde, evidentemente, ao caudal máximo instantâneo.

#### **2.4 Perdas de carga localizadas**

As perdas de carga localizadas são perdas de energia que se verificam num escoamento ou por haver uma variação da geometria da secção ou por haver uma mudança na direcção do escoamento. Os alargamentos e as contracções são exemplos do primeiro tipo, as curvas e as derivações são exemplos do segundo; as válvulas de diversos tipos, os medidores de caudal e outros órgãos podem dar origem a perdas de carga dos dois tipos referidos, simultaneamente.



**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA**  
**SECÇÃO DE HIDRÁULICA E DOS RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAIS**  
**LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

Salvo raras excepções, as perdas de carga localizadas são usualmente calculadas por expressões do seguinte tipo:

$$\Delta H_L = K_L \frac{v^2}{2g} = K_L \frac{Q^2}{2gA^2}$$

$\Delta H_L$  - perda de carga localizada (m)

$K_L$  - coeficiente de perda de carga localizada (-)

$v$  - velocidade média do escoamento na conduta ( $m\ s^{-1}$ )

$Q$  - caudal ( $m^3\ s^{-1}$ )

$A$  - velocidade média do escoamento na conduta ( $m\ s^{-1}$ )

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

Em alternativa, podem ser expressas em termos dum comprimento equivalente da tubagem. A técnica mais adequada consiste em considerar que, ao comprimento real da tubagem, é adicionado um valor  $\Delta L$  (acréscimo de comprimento), calculado de tal forma que a respectiva perda de carga contínua seja igual à perda de carga localizada que lhe está associada. Dado que a determinação de  $\Delta L$  varia ligeiramente consoante se utiliza as equações de *Darcy - Weisbach*, *Manning - Strickler* ou *Hazen - Williams* no cálculo das perdas de carga contínuas, apresentam-se, em seguida, as correspondentes expressões para cada um dos casos.

Em termos gerais, a dedução de cada uma das expressões consiste sempre em igualar a perda de carga localizada ( $\Delta H_L$ ), calculada por uma fórmula do tipo anterior, e a perda de carga contínua ( $\Delta H$ ), dada pelas equações de *Darcy-Weisbach*, *Manning-Strickler* ou *Hazen-Williams*, substituindo a variável  $L$  por  $\Delta L$  e explicitando esta última.

Nestas condições, as expressões de  $\Delta L$  para cada um dos casos são as seguintes:

*Darcy – Weisbach*  $\Delta L = K_L D/f$

*Manning – Strickler*  $\Delta L = 0,00803 K_L K_S^2 D^{4/3}$

*Hazen – Williams*  $\Delta L = 0,00772 K_L C^{1,852} D^{0,8703} Q^{0,148}$



**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA**  
**SECÇÃO DE HIDRÁULICA E DOS RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAIS**  
**LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

em que:

- $\Delta L$  - acréscimo de comprimento equivalente (m)
- $K_L$  - coeficiente de perda de carga localizada (-)
- $f$  - factor de resistência de *Darcy - Weisbach*
- $K_s$  - coeficientes de *Manning - Strickler*
- $C$  - coeficientes de *Hazen - Williams*
- $D$  - diâmetro da tubagem (m)
- $Q$  - caudal na tubagem ( $m^3/s$ )

As expressões anteriores são válidas para comprimentos e diâmetros em m e caudal em  $m^3/s$  (sistema internacional). Para além disso, é importante salientar que, no caso das fórmulas de *Darcy - Weisbach* e *Hazen - Williams*,  $\Delta L$  depende do caudal na tubagem, situação que não se verifica na equação de *Manning - Strickler*.

Finalmente, sempre que existam vários órgãos que dêem origem a perdas de carga localizadas numa mesma tubagem, o comprimento equivalente é igual à soma dos comprimentos equivalentes correspondentes a cada órgão, desde que estes estejam suficientemente afastados para que não haja influência recíproca.

### EXEMPLO

Calcular o comprimento equivalente duma tubagem de 500 m de comprimento, com um diâmetro de 300 mm, na qual está inserida uma válvula de seccionamento ( $K_L = 2,0$ ), admitindo que se pretende avaliar as perdas de carga contínuas utilizando a fórmula de *Manning - Strickler* ( $K_s = 75 m^{1/3} s^{-1}$ ).

Por aplicação da expressão anteriormente apresentada, obtém-se:

$$\Delta L = 0,00803 (2) (75)^2 (0,30)^{4/3} = 18,14 \text{ m,}$$

pelo que o comprimento equivalente  $L_e = L + \Delta L = 518,14 \text{ m}$ .



**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA**  
**SECÇÃO DE HIDRÁULICA E DOS RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAIS**  
**LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

Uma das excepções anteriormente mencionadas, refere-se à perda de carga correspondente a um alargamento brusco de secção, perda de carga designada vulgarmente de *Borda*, a qual pode ser expressa da seguinte forma, por dedução a partir do teorema da quantidade de movimento:

$$\Delta H = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$$

em que:

$v_1$  - velocidade na conduta a montante ( $\text{m s}^{-1}$ )

$v_2$  - velocidade na conduta a jusante ( $\text{m s}^{-1}$ )

Por vezes, mesmo esta perda de carga, é convertida, por conveniência, em  $K_L v^2/2g$ . Em face do princípio da continuidade, a expressão da perda de carga de *Borda* pode ser expressa, ainda, da seguinte forma:

$$\Delta H = \frac{v_1^2}{2g} \left( 1 - \frac{A_1}{A_2} \right)$$

em que  $A_1$  e  $A_2$  são, respectivamente, as secções transversais das condutas a montante a jusante dum alargamento.

No caso particular da saída duma tubagem num reservatório, uma vez que na expressão anterior  $A_2$  é muito grande em relação a  $A_1$ , aquela equação transforma-se em  $v_1^2/2g$ , isto é, a perda de carga localizada é igual à altura cinética, ou seja, o coeficiente de perda de carga localizada é unitário., devem ser determinados experimentalmente.

Nas Figuras 4, 5, 6 e 7, apresentam-se alguns gráficos para a determinação do coeficiente de perda de carga localizada  $K_L$ .

Por vezes, em fase de pré-dimensionamento de sistemas de adução (por exemplo para a determinação da altura de elevação de grupos electrobomba, em estações elevatórias), é habitual considerar as perdas de carga localizadas iguais a uma percentagem (cerca de 10 a 15%) das



perdas de carga contínuas.

### **3. CANAIS E GALERIAS EM SUPERFÍCIE LIVRE**

#### **3.1 Cálculo hidráulico**

O dimensionamento hidráulico de canais e galerias em superfície livre é feito com base no caudal máximo a transportar, determinando as condições de escoamento uniforme para uma secção pré-determinada, em termos da velocidade e da altura uniforme, em face da inclinação do canal, condicionada pela declividade natural do terreno, ou da galeria, condicionada pelas cotas a montante e jusante da mesma.

Quanto à forma da secção a adoptar, as equações de *Manning* ou de *Chezy*, que são as expressões que mais se empregam para a dimensionamento de sistemas de adução de abastecimento de água em superfície livre, permitem concluir que, em escoamento uniforme e em face de valores fixos da inclinação da rasante e do coeficiente de rugosidade, o caudal é máximo quando o raio hidráulico o for.

A secção que possui a maior eficiência hidráulica é um semi-círculo; a secção trapezoidal mais favorável é a que corresponde a um meio hexágono, enquanto que, para a secção rectangular, é aquela que tem uma profundidade igual a metade da largura.

É importante, sempre que possível que a escoamento se verifique em regime uniforme lento; evitam-se assim elevadas velocidades de escoamento e, ainda, que se criem condições de formação de ressaltos, o que obriga à execução de obras suplementares.

Além das condições em regime uniforme, há que estudar os efeitos de regolfo provocados pelas variações de secção, de inclinação, chegada ao reservatório em soleira descarregadora, efeito de chamada, entre outros.

A título de exemplo apresentam-se, na Figura 8, exemplos de regolfo em galerias de adução, em três situações bastante correntes.

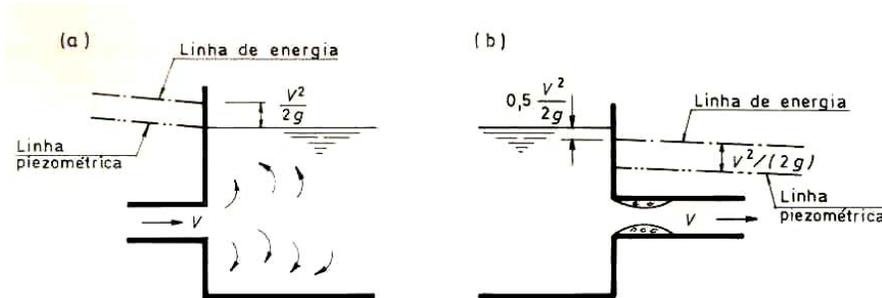


Figura 4 - Perdas de carga provocadas pela passagem em aresta viva de uma conduta para um reservatório [a] e de um reservatório para uma conduta [b] (Manual de Saneamento Básico – Direcção Geral dos Recursos Naturais, 1991)

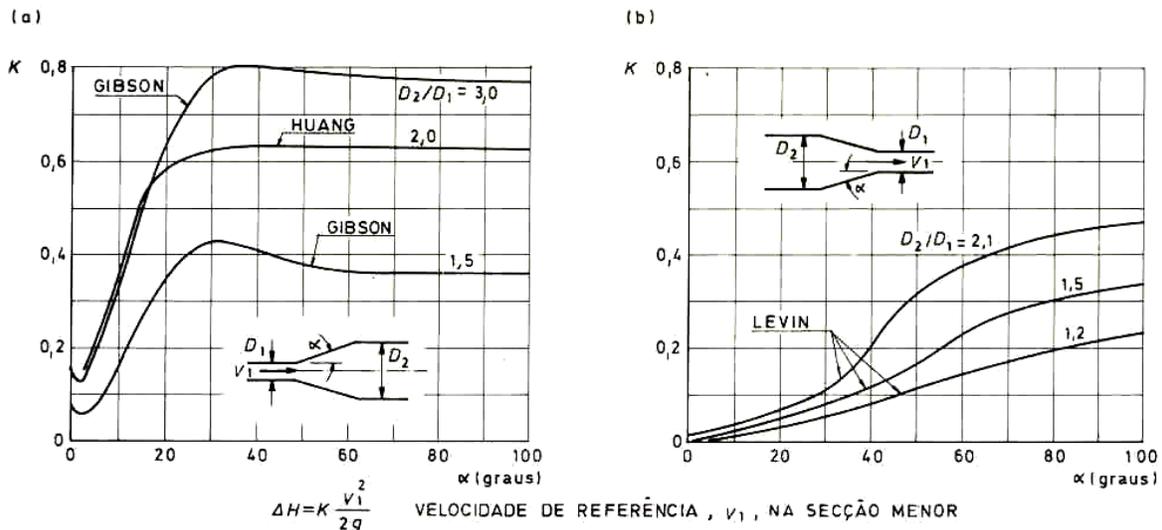


Figura 5 - Perdas de carga localizadas em alargamentos [a] e estreitamentos [b] tronco cónicos (Manual de Saneamento Básico – Direcção Geral dos Recursos Naturais, 1991)

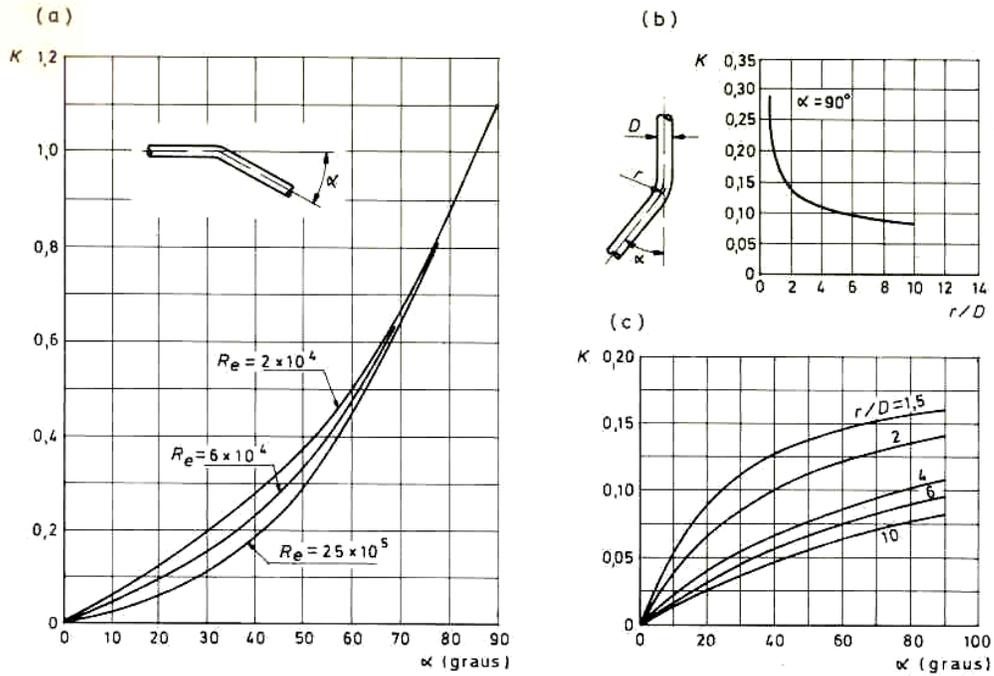


Figura 6 - Perdas de carga provocadas por cotovelos [a] e por curvas circulares [b] e [c] (Manual de Saneamento Básico – Direcção Geral dos Recursos Naturais, 1991)

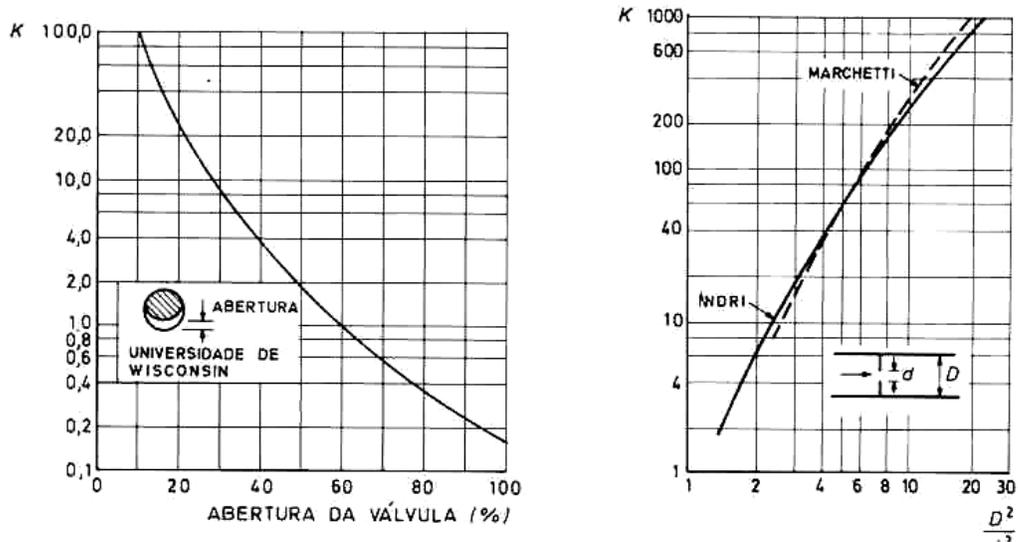


Figura 7- Perdas de carga provocadas por válvulas de corredeira [a] e por diafragmas [c] (Manual de Saneamento Básico – Direcção Geral dos Recursos Naturais, 1991)



### **3.2 Condições de traçado**

O traçado de canais em superfície livre é um problema essencialmente topográfico, estando o seu projecto, primeiro que tudo, dependente da possibilidade da sua adaptação ao terreno. Por vezes, esta adaptação só possível alargando bastante o desenvolvimento do canal, embora as condições económicas possam ser, ainda, vantajosas. Estas condições podem ser impostas também por condicionamentos de velocidades máximas de escoamento.

O traçado de canais dever ser, sempre que possível, em escavação, pois os aterros podem vir no futuro a originar cedências dos terrenos; sempre que se tiver que ir para esta solução, os aterros devem ser sempre cuidadosamente compactados.

Para a travessia de vales de grande extensão, de vias de comunicação ou linhas de água, há que recorrer a sifões, passando, nesses troços, o escoamento a dar-se em pressão; em contrapartida, para vales estreitos, é por vezes preferível, com vista a reduzir as perdas de carga, executar pontes-canais (ou aquedutos), em elevação.

As condições de traçado de galerias em superfície livre corresponde, na maioria dos casos, à travessia de obstáculos topográficos, pelo que aquelas condições se limitam à fixação das cotas a montante e a jusante, de forma a garantir uma inclinação compatível com o escoamento.

## **4. CONDUTAS ADUTORAS EM PRESSÃO**

### **4.1 Problemas gerais de traçado**

O estudo duma conduta adutora pressupõe a análise das condições de traçado, em planta e em perfil longitudinal.

O traçado da adutora está sempre condicionado pelas características topográficas locais. No entanto, além daquela imposição topográfica, outras disposições técnicas de traçado devem, à partida, ser observadas. Duma forma geral, o traçado em planta deve apresentar um desenvolvimento o mais curto possível e raios de curvatura bastante grandes, o que evita a construção de maciços de amarração de certas dimensões.



**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA**  
**SECÇÃO DE HIDRÁULICA E DOS RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAIS**  
**LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

As duas condições anteriores nem sempre permitem que a conduta adutora seja implantada ao longo das estradas, ou arruamentos, o que seria desejável. Sobre este ponto, a solução a encarar depende do tipo de conduta adutora em pressão: por gravidade ou por bombagem.

Assim, no primeiro caso, o problema fundamental em relação ao desenvolvimento da adutora relaciona-se, quase que exclusivamente, com maior ou menor custo de primeiro investimento; pode acontecer que, embora à custa dum maior comprimento de adutora, seja mais económico, somados os encargos totais, implantá-la ao longo de estradas ou caminhos.

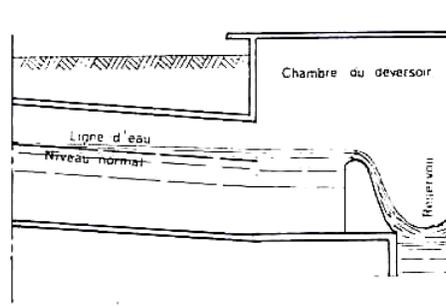
Este procedimento torna menos onerosas, não só as operações de escavação e montagem, mas também as execuções de reparações, em casos de avarias, durante a exploração do sistema.

Na situação de bombagem, é bastante importante a escolha do traçado mais curto, porque não só se diminuem os encargos de primeiro investimento, mas também os encargos de exploração, uma vez que as perdas de carga, a altura de elevação e, portanto, a energia consumida, aumentam com o comprimento da conduta adutora.

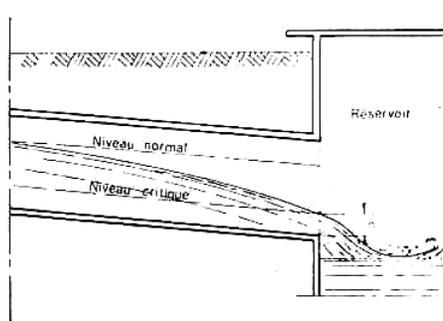
O traçado em perfil longitudinal deve ser o mais regular, estabelecido de forma a apresentar uma inclinação no mesmo sentido, sendo, portanto, de evitar, o que na maioria dos casos é impossível, as contra-inclinações que, em virtude dos pontos altos, podem vir a criar problemas de exploração do sistema (acumulação de ar naqueles pontos).

Embora se aborde o estudo da localização de órgãos em sistemas de adução mais adiante neste Documento, considera-se importante, desde já, salientar a necessidade de instalar ventosas nos pontos altos e válvulas de descarga nos pontos baixos. Na Figura 9, apresenta-se um exemplo da localização daqueles órgãos numa conduta em pressão, por gravidade.

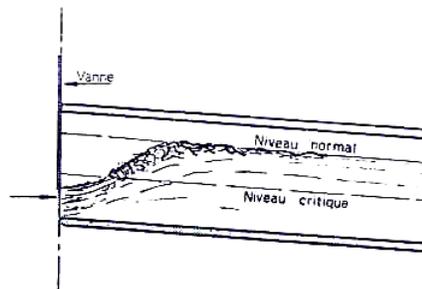
Nunca devem ser executados troços de adutoras horizontais. Quando o perfil do terreno é horizontal ou quase horizontal, a adutora deve apresentar, alternadamente, troços descendentes e ascendentes (Figura 10). Os primeiros devem ter inclinações que variam entre 0,004 e 0,006 (4 a 6 m/km), enquanto que as dos segundos costumam oscilar entre 0,002 e 0,003 (2 a 3 m/km). São recomendados valores mínimos, respectivamente, de 5 e 3 m/km.



a) Obra de chegada ao reservatório com soleira descarregadora



b) Obra de chegada ao reservatório com efeito de chamada



c) Perturbação do escoamento provocada por uma comporta obturada até uma altura inferior à crítica

**Figura 8 - Situações típicas de regimes gradualmente variados, em adutoras em superfície livre**

Quando a adutora tem um traçado como o que se apresenta na Figura 11, com um troço pouco inclinado, o ar que pode aparecer na conduta pode acumular-se em A, sendo necessário instalar uma ventosa nesse ponto.

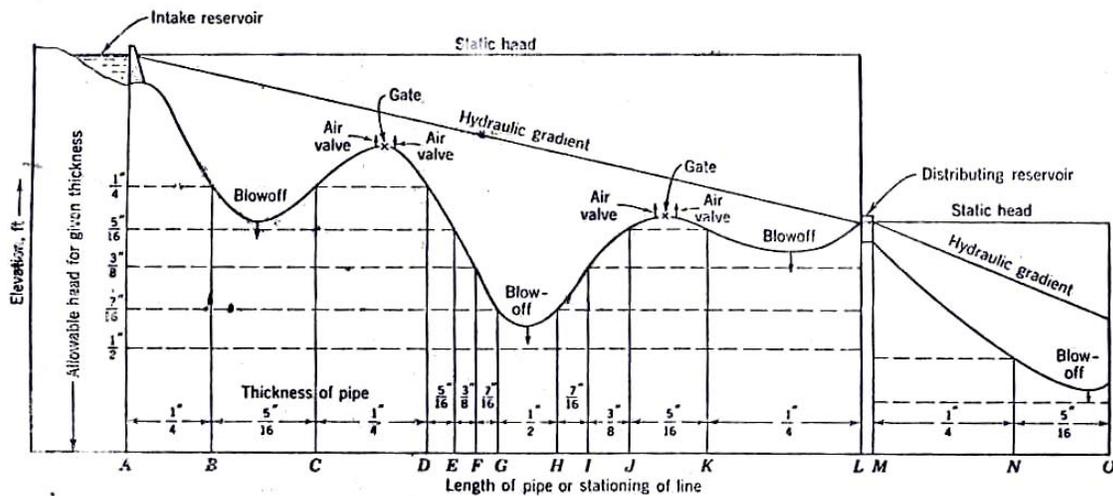


Figura 9 - Perfil longitudinal duma adutora, em pressão, por gravidade (*Water Supply and Waste-Water Disposal – Fair et al.*)

Em certos casos, a topografia local impõe que a adutora possa apresentar características mistas: adução por gravidade e adução por bombagem (Figura 12).

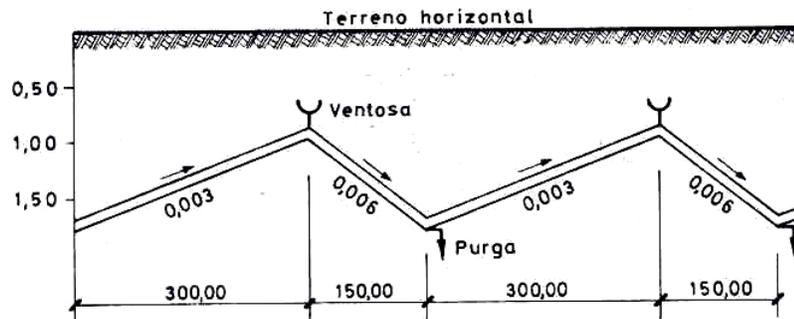


Figura 10 – Traçado correcto duma adutora, no caso dum perfil horizontal do terreno

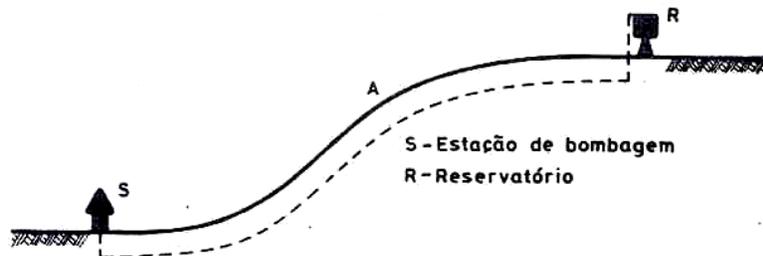


Figura 11 – Perfil de uma adutora, por bombagem, com um troço pouco inclinado

Um outro problema importante, diz respeito aos casos em que existe, no perfil longitudinal, um ponto alto da adutora que intersecta a linha piezométrica. Embora este problema se possa verificar em adutoras por gravidade ou por bombagem, é nas primeiras que, em geral, aquela situação ocorre.

A resolução do problema consiste em fixar uma dada altura piezométrica no ponto alto do traçado (segmento BC da Figura 13), o que se obtém aumentando o diâmetro da adutora, a que corresponde uma diminuição da perda de carga. Uma vez estabelecida esta condição, podem ser adoptadas dois tipos de solução, para jusante, que são:

- considerar uma conduta de menor diâmetro, de forma a que as perdas de carga contínuas correspondam a unir os pontos B e F, o que pode conduzir a elevadas velocidades de escoamento;
- considerar um diâmetro igual ao instalado a montante do ponto C, o que corresponde a tomar, a partir de F, uma linha paralela a AB, cuja intersecção com o terreno determina a localização duma câmara de perda de carga em E.

Por vezes, nem sempre estas soluções são as mais económicas, já que a situação de intersecção da linha piezométrica inicial, pode desaparecer caso se implante a adutora a uma maior profundidade. Há que, portanto mais uma vez, realizar um estudo comparativo, devendo ser escolhida a solução mais económica.

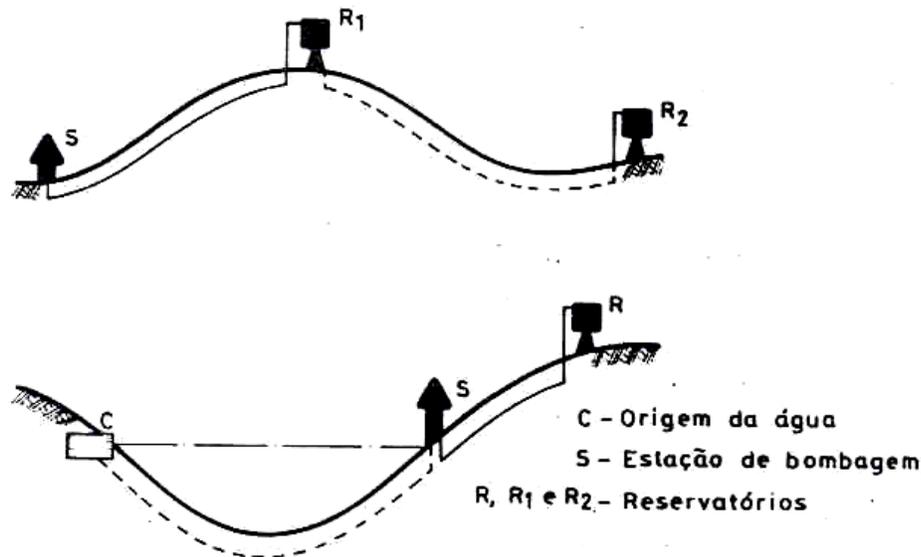


Figura 12 – Adução mista: por gravidade e por bombagem

## 4.2 Transporte por gravidade

### 4.2.1 Cálculo hidráulico

O dimensionamento hidráulico duma conduta adutora gravítica, em pressão, é, na maioria dos casos, um problema de simples solução. Na realidade, resume-se, de acordo com o caudal de dimensionamento, à determinação do diâmetro mínimo da tubagem em face de condições de cotas piezométricas impostas pelas localizações altimétricas da origem (por exemplo, uma captação) e do reservatório ou da rede geral de distribuição.

Os parâmetros que condicionam o escoamento hidráulico são, como se referiu, o caudal ( $Q$ ), a perda de carga unitária ( $J$ ), a velocidade média do escoamento ( $V$ ) e o diâmetro ( $D$ ); das equações apresentadas, todas elas na realidade relacionam estes parâmetros, mas, de facto, as de utilização mais corrente, neste caso, são as de *Colebrook-White* e de *Hazen-Williams* (nos Estados Unidos da América e no Reino Unido), e as fórmulas monómias para água e tubagens de natureza particular.

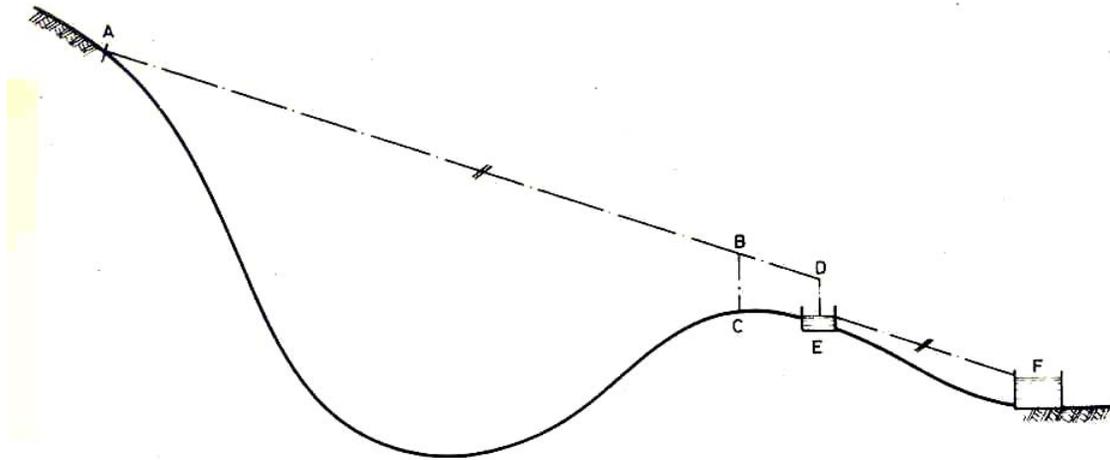


Figura 13 – Linha piezométrica final

Os problemas que o engenheiro tem que resolver resumem-se, em geral, às duas seguintes situações:

- a perda de carga máxima é imposta, pelo traçado da adutora, ou seja, são fixadas as cotas piezométricas no início e no final do traçado; neste caso, determina-se:

$$J = \Delta H / L$$

em que:

- J - perda de carga unitária (m/m)
  - $\Delta H$  - desnível entre a cota mínima na captação e a cota da superfície da água no reservatório (m)
  - L - comprimento da conduta (m)
- só é imposta uma das condições da cota piezométricas, a montante ou a jusante; é, por exemplo fixada a cota piezométrica na captação, pretendendo-se determinar qual a localização topográfica do reservatório.



**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA**  
**SECÇÃO DE HIDRÁULICA E DOS RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAIS**  
**LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

Na situação apontada em segundo lugar, existe uma superabundância de dados, a qual fica mais limitada quando se impõe um valor limite para a velocidade média de escoamento. Em adutoras, por gravidade, torna-se conveniente que os valores limites das velocidades se situem entre 0,30 e 1,50 m s<sup>-1</sup>.

Com efeito, às velocidades baixas correspondem condições favoráveis à formação de depósitos e dificuldades inerentes à acumulação de ar nos pontos altos, enquanto que a velocidades elevadas correspondem condições mais desfavoráveis de golpe de aríete, cujas sobrepressões ou depressões variam, como se sabe, com a velocidade de escoamento.

Para uma melhor compreensão do que anteriormente se referiu, apresentam-se, seguidamente, dois exemplos, muito simples, de cálculos hidráulicos de adutoras, nas duas hipóteses esquematizadas:

**EXEMPLO 1**

Pretende-se determinar qual deve ser o diâmetro duma adutora gravítica, em pressão, com um comprimento de 500 m, para transportar um caudal de 182 l s<sup>-1</sup> entre dois pontos que se situam às cotas de 150 e 146 m. Admite-se um coeficiente de *Manning-Strickler* de  $K_s = 75 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ .

Perda de carga unitária:  $J = (150-146)/500 = 0,008 = 0,8 \text{ m}/100 \text{ m}$

Diâmetro da adutora (por utilização da expressão de *Manning-Strickler*):  $D = 400 \text{ mm}$

Velocidade média do escoamento:  $v = 1,45 \text{ ms}^{-1}$  (valor aceitável)

**EXEMPLO 2**

Determinar o diâmetro duma adutora gravítica, em pressão, com 2 000 m de comprimento, e a cota à qual se deve localizar o reservatório a jusante, dimensionada para transportar um caudal de 95 l s<sup>-1</sup>; a cota do nível de água mais desfavorável, na captação, é de 140 m. Considere-se um coeficiente de *Manning-Strickler* de  $K_s = 75 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$  e uma velocidade máxima admissível de 1,00 m s<sup>-1</sup>.

Diâmetro da conduta ( $D = \sqrt{4xQ / \pi v}$ ):  $D = 350 \text{ mm}$



Perda de carga unitária (também pelo ábaco):  $J = 0,00445$

Perda de carga total:  $\Delta H = 0,00445 \times 2\,000 = 8,90 \text{ m}$

Cota de localização do reservatório =  $140 - 8,90 = 131,10 \text{ m}$

#### 4.2.2 Conduitas equivalentes

A análise do custo de construção de aquedutos e túneis permite afirmar que é mais económico executar aquelas obras de adução com a capacidade para os caudais finais previstos no horizonte de projecto. Também na execução de obras de adução por condutas em pressão é bastante corrente seguir esta prática. No entanto, podem ocorrer determinadas situações que obriguem a uma duplicação de adutoras. Estas situações ocorrem quando:

- o diâmetro necessário para garantir a totalidade da capacidade de transporte é superior ao máximo que é, ou pode ser, fabricado comercialmente;
- são causados grandes prejuízos em caso de interrupção de fornecimento de água, principalmente se a reparação só pode ser executada num intervalo de tempo relativamente longo;
- quando o traçado da adutora apresenta troços especiais, como o atravessamento de rios ou vales pronunciados em sifão.

Nestas condições, é importante apresentar algumas considerações sobre o dimensionamento de condutas em paralelo; quando se pretende substituir uma adutora de diâmetro  $D_t$  e comprimento  $L_t$  que transporta uma caudal  $Q_t$  por um conjunto de 1,2, ... n condutas, em paralelo, de diâmetros  $D_1, D_2, \dots, D_n$ , e de comprimentos  $L_1, L_2, \dots, L_n$ , que escoam respectivamente, os caudais  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$ , de forma a que a perda de carga total  $H_t$  seja igual, quer na conduta única, quer nas restantes condutas, podem ser estabelecida as seguintes relações:

$$Q_t = \sqrt{\frac{D_t^5 H_t}{L_t C}}; \quad Q_1 = \sqrt{\frac{D_1^5 H_t}{L_1 C}} \dots \dots \dots; \quad Q_n = \sqrt{\frac{D_n^5 H_t}{L_n C}}$$

$$Q_t = Q_1 + Q_2 + \dots \dots \dots + Q_n$$

$$\sqrt{\frac{D_t^5}{L_t}} = \sum_{i=1}^n \sqrt{\frac{D_i^5}{L_i}}$$

Nestas equações, C representa um coeficiente de proporcionalidade. Esta última expressão estabelece a relação a que devem obedecer os diâmetros.

Quando as condutas apresentam igual comprimento, caso bastante corrente, é simples, através da tabela de *unidades de caudal*, apresentada no Quadro 4, resolver os problemas mais correntes no dimensionamento de uma adutora, e que são os seguintes:

- quais devem ser os diâmetros que podem substituir, sob as mesmas condições de perda de carga total, uma adutora de um dado diâmetro que transporta um dado caudal?
- o problema inverso do anterior.
- uma vez estabelecidos os diâmetros das condutas, de acordo com o primeiro ponto, qual o caudal transportado por cada uma?

**QUADRO 4 - VALOR RELATIVO (UNIDADES DE CAUDAL) DOS CAUDAIS QUE DÃO ORIGEM A PERDAS DE CARGA IGUAIS, PARA DIFERENTES CAUDAIS**

DIÂMETRO (mm)	UNIDADES DE CAUDAL						
40	0,8	150	30	400	441	900	4027
50	1,5	175	46	450	606	1000	5370
60	2,5	200	66	500	805	1100	6966
80	5,4	250	122	600	1331	1200	8827
100	10	300	201	700	2029	1250	9785
125	18	350	305	800	2921	1500	16240

### EXEMPLO 3

Determinar qual os diâmetros das condutas que podem substituir uma conduta única de 300 mm de diâmetro, que deve escoar um caudal de  $80 \text{ l s}^{-1}$ ; qual o caudal escoado por cada uma delas?

Ao diâmetro de 300 mm correspondem 201 unidades de caudal. Não há mais do que escolher dois diâmetros, no Quadro 4, cuja soma das respectivas unidades de caudal se aproxime de 201; obtêm-se, assim, os diâmetros 200 e 250 mm.



Para a segunda parte basta estabelecer uma regra de três simples:

$$\frac{80 \times 122}{201} \approx 50 \text{ ls}^{-1} \text{ (para o diâmetro 250 mm)}$$

$$80 - 50 = 30 \text{ ls}^{-1} \text{ (para o diâmetro 200 mm).}$$

### **4.3 Transporte por bombagem**

#### **4.3.1 Considerações gerais**

Dado que a maior parte dos problemas de cálculo hidráulico anteriormente apresentados são de aplicação praticamente igual para este tipo de adução, e que os conceitos relativos às instalações de bombagem se abordam noutra Documento, pensou-se que só deveriam estar contidos nestas alíneas problemas exclusivos deste tipo de adução.

#### **4.3.2 Escolha do diâmetro mais económico da adutora**

Quando se pretende dimensionar uma adutora por bombagem é fundamental que se estabeleça o diâmetro mais económico, que resulta numa solução de compromisso entre os dois parâmetros seguintes:

- encargos de amortização de capital e juros, relativos ao investimento em capital fixo correspondente ao custo da adutora, custo este que aumenta com o diâmetro;
- encargos de amortização de capital e juros, relativos ao investimento em capital fixo correspondente ao custo da estação elevatória (construção civil, equipamento eléctrico e equipamento electromecânico), custo este que diminui com o diâmetro da conduta adutora;
- encargos de exploração (consumo de energia) da estação de elevatória, que são tanto menores quanto maior o diâmetro da conduta adutora, dado que as perdas de carga variam na razão inversa do diâmetro.

Na análise do diâmetro mais económico, deve-se ter presente que, em adutoras por bombagem, os valores limites das velocidades se devem situar entre 0,60 e 1,50 m s<sup>-1</sup>. Como já foi anteriormente referido a propósito das condutas adutoras por gravidade, às velocidades baixas



**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA**  
**SECÇÃO DE HIDRÁULICA E DOS RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAIS**  
**LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

correspondem condições favoráveis à formação de depósitos e dificuldades inerentes à acumulação de ar nos pontos altos, enquanto que a velocidades elevadas correspondem condições mais desfavoráveis de golpe de aríete, cujas sobrepressões ou depressões variam, como se sabe, com a velocidade de escoamento.

Apresentam-se, seguidamente, dois métodos que permitem determinar, duma forma muito simples, qual o diâmetro mais económico:

***Fórmula de Bresse***

A expressão desta fórmula é a seguinte:

$$D = 1,5\sqrt{Q}$$

em que:

- D - diâmetro mais económico (m)
- Q - caudal transportado ( $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ )

Esta fórmula tem grande aplicação nas fases iniciais de concepção e dimensionamento de um sistema de adução, uma vez que, duma forma bastante simples, permite estimar o diâmetro mais económico.

***Análise investimento (investimento em capital fixo e custos de exploração)***

Neste método, consideram-se vários diâmetros e calculam-se, por um lado, os investimentos em capital fixo correspondentes ao custo da adutora e das estações elevatórias, e, por outro, os encargos de exploração (fundamentalmente os relativos ao consumo de energia).

A parcela dos investimentos em capital fixo corresponde ao somatório dos custos relativos às condutas adutoras e às estações elevatórias (construção civil, equipamento eléctrico e electromecânico).

No entanto, se a solução em análise prever um faseamento nos investimentos (por exemplo, uma



**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA**  
**SECÇÃO DE HIDRÁULICA E DOS RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAIS**  
**LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

1ª fase com uma capacidade para os primeiros 20 anos e uma 2ª para um período adicional de, por exemplo, 20 anos), torna-se necessário aplicar uma actualização de preços, já que os investimentos são realizados em horizontes temporais diferentes. Neste caso, aplica-se a seguinte expressão (a preços constantes):

$$C_n = C_0(1 + t_a)^n \quad \text{ou} \quad C_0 = \frac{C_n}{(1 + t_a)^n}$$

em que:

$C_n$  - custo actualizado no ano  $n$

$C_0$  - custo no ano 0

$t_a$  - taxa de actualização

$n$  - número de anos do período em análise (por exemplo, 20 anos)

No que respeita à parcela dos encargos de exploração (consumo de energia), pode proceder-se da seguinte forma:

➤ *Energia consumida*

A energia consumida no ano  $i$  é dada por:

$$E_i = \frac{\gamma V_i \Delta H_t}{\eta} \times 0,272 \times 10^{-5}$$

➤ *Custo da energia*

A avaliação dos encargos de energia é, em geral, determinada considerando o seu custo no ano  $i$ , o qual é dado pela seguinte expressão:

$$C_{Ei} = E_i \times p = \frac{\gamma V_i \Delta H_t}{\eta} \times 0,272 \times 10^{-5} \times p = K \times V_i \times \Delta H_t$$

Nestas duas expressões, os símbolos têm o significado que a seguir se indica:



**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA**  
**SECÇÃO DE HIDRÁULICA E DOS RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAIS**  
**LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

- $V_i$  - volume elevado no ano  $i$  ( $m^3$ )
- $\gamma$  - peso volúmico da água ( $kg/m^3$ )
- $\eta$  - rendimento dos grupos electrobomba (-)
- $\Delta H_t$  - altura total de elevação (m)
- $E_i$  - energia consumida no ano  $i$  para elevar o volume  $V_i$  (kWh)
- $p$  - preço do kWh (€/kWh)
- $t_a$  - taxa de actualização
- $K$  - constante

O valor da constante  $K$  é dado por:  $K = \frac{\gamma \times 0,272 \times 10^{-5} \times p}{\eta}$

➤ *Volume elevado no ano  $i$*

O volume elevado no ano  $i$ , em  $m^3$ , pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$V_i = P_i \times C_i \times 365 \times 10^{-3}$$

em que :

- $P_i$  - população no ano  $i$  ( $m^3$ )
- $C_i$  - capitação no ano  $i$  [L/(hab.dia)]

Faz-se notar que se elevam volumes de água diferentes ao longo do período de funcionamento dos grupos electrobomba; das expressões anteriores, verifica-se que não é necessário conhecer o tempo de bombagem.

➤ *Custo total da energia consumida, actualizado ao ano 0*

O custo da energia consumida no ano  $i$ , actualizado ao ano 0, é dado pela seguinte expressão:

$$[C_{Ei}]_0 = \frac{C_{Ei}}{(1+t_a)^i} = \frac{K \times V_i \times \Delta H_t}{(1+t_a)^i}$$

Ao fim de  $n$  anos, o custo total da energia consumida, actualizado ao ano 0, é dado por:

$$\sum_{i=1}^n K \times V_i \times \Delta H_t \frac{1}{(1+t_a)^i}$$

Se se considerar que a evolução dos volumes bombados no ano  $i$  pode ser aproximada por uma lei geométrica, então:

$$V_i = V_1(1+t_g)^{i-1}$$

em que  $t_g$  é a taxa de crescimento geométrica, dada pela seguinte expressão:

$$t_g = \left[ \frac{V_n}{V_0} \right]^{\frac{1}{n-1}} - 1$$

Assim, o custo total da energia ao fim de  $n$  anos, actualizado ao ano 0, pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$[C_E]_0 = \frac{K \times V_1 \times \Delta H_t}{(1+t_a)} \left[ 1 + \frac{1+t_g}{1+t_a} + \left( \frac{1+t_g}{1+t_a} \right)^2 + \dots + \left( \frac{1+t_g}{1+t_a} \right)^{n-1} \right]$$

Nesta expressão, os termos entre parentesis rectos correspondem à soma de  $n$  termos de uma série geométrica, cuja razão  $r$  é, neste caso, dada por:  $r = \left( \frac{1+t_g}{1+t_a} \right)$

Assim sendo, a expressão anterior, que traduz o custo total da energia ao fim de  $n$  anos, actualizado ao ano 0, passa a ser a seguinte:

$$[C_E]_0 = \frac{K \times V_1 \times \Delta H_t}{(1+t_a)} \left\{ \frac{\left[ \left( \frac{1+t_g}{1+t_a} \right)^n - 1 \right]}{\left[ \left( \frac{1+t_g}{1+t_a} \right) - 1 \right]} \right\}$$



#### 4.3.3 Golpe de aríete

Pode dizer-se que o golpe de aríete constitui um dos fenómenos mais complexos de quantificar, mas ao qual um correcto dimensionamento duma adutora não deve ser alheio, dado o risco de danificação do circuito hidráulico quando uma das duas situações se verifica.

- paragem instantânea, pelo corte de energia, por exemplo, dum ou vários grupos electrobombas que alimentam uma conduta adutora;
- obturação instantânea ou rápida, parcial ou total, duma válvula de seccionamento, localizada a jusante duma adutora, e destinada, por exemplo, a regular o caudal.

Não constitui objectivo desta parágrafo apresentar uma formulação teórica do fenómeno do golpe de aríete, uma vez que esse assunto já foi objecto de estudo na disciplina de Hidráulica II; apenas se pretende resumir a forma de cálculo dos valores máximos das sobrepressões e depressões que podem ocorrer e, principalmente, salientar os principais dispositivos de protecção, vulgarmente utilizados em sistemas de abastecimento de água.

A quantificação dos valores máximos das pressões (sobrepressões e pressões), quando ocorre um golpe de aríete, deve ser efectuada de forma diferente consoante a obturação for uma manobra rápida, isto é, com tempo de fecho inferior ou igual a uma ida e volta da onda elástica, de velocidade  $\underline{a}$  ( $t \leq 2 L/a$ ), ou uma manobra lenta ( $t > 2 L/a$ ).

Segundo *Allievi*, a velocidade (ou celeridade) da onda elástica pode ser determinada pela seguinte fórmula:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \frac{D}{e}}} \text{ (m s}^{-1}\text{)}$$

em que:

D - diâmetro interior da adutora (m)

e - espessura da adutora (m)

k - constante que depende do tipo de material da tubagem:



- aço - 0,50
- ferro fundido - 1,0
- fibrocimento - 4,4
- betão - 5,0
- plástico - 18

No caso de tubagens de betão armado, tomando-se  $k = 5,0$ , deve ser considerada uma espessura equivalente, dada pela expressão:

$$e = e_m \left( 1 + \frac{1}{m} \frac{e_b}{e_m} \right)$$

em que:

- $e$  = espessura equivalente
- $e_m$  = espessura média distribuída da armadura
- $e_b$  = espessura da adutora
- $m$  = parâmetro que tem um valor aproximado de 10

No Quadro 5, estão calculados os valores da celeridade da onda elástica para tubagens de diferentes materiais:

Se a manobra de obturação é rápida, o valor máximo do golpe de aríete, em metros de água, pode ser dado pela seguinte expressão:

$$\Delta p = \frac{a v_o}{g}$$

Se a manobra de obturação é lenta, o cálculo do golpe de aríete deve ser feito com base na fórmula de *Michaud*:

$$\Delta p = \frac{2L v_o}{g t}$$

Nestas fórmulas, os símbolos têm o significado que a seguir se apresenta:

- $\Delta p$  - valor máximo da sobrepressão ou depressão (m)
- L - comprimento da adutora (m)
- $v_0$  - velocidade de escoamento, em regime permanente ( $m\ s^{-1}$ )
- a - celeridade da onda elástica ( $m\ s^{-1}$ )
- g - aceleração da gravidade ( $m\ s^{-2}$ )
- t - tempo de fecho ou de obturação (s)

**QUADRO 5 - CELERIDADE DA ONDA ELÁSTICA**

D/e	AÇO (k = 0,50)	FERRO FUNDIDO (k = 1,0)	BETÃO (k = 5,0)
500	574,2	425,7	247,5
400	623,7	465,3	277,2
300	702,9	524,7	316,8
250	752,4	574,2	346,8
200	811,8	623,7	386,1
180	841,5	653,4	405,9
160	871,2	683,1	425,7
140	910,8	722,7	455,4
120	950,4	762,3	485,1
100	999,9	811,8	524,7
80	1049,4	871,2	584,1
60	1118,7	950,4	653,4
50	1158,3	999,9	702,9
40	1197,9	1049,9	762,3
30	1247,4	1118,7	841,5
20	1296,9	1197,9	950,4
10	1356,3	1296,9	1118,7

Para o estudo da evolução, no tempo, do golpe de aríete, aconselha-se a utilização do método gráfico de *Bergeron*, que pode ser consultado em qualquer livro da especialidade.



**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA**  
**SECÇÃO DE HIDRÁULICA E DOS RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAIS**  
**LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

Quanto aos dispositivos de protecção, eles destinam-se quase exclusivamente às condutas de adução por bombagem, uma vez que, para uma conduta gravítica, é suficiente, em geral, ter uma válvula manobrada lentamente de forma a reduzir a sobrepressão a valores aceitáveis. Entre os principais dispositivos são de salientar os seguintes:

- volantes de inércia;
- válvulas de escape;
- reservatórios de ar e chaminés de equilíbrio.

O primeiro tipo de dispositivo destina-se a uma protecção contra as depressões que ocorrem. O princípio de funcionamento baseia-se no conceito físico de momento inércia, em que o volante, graças à energia que acumula durante a marcha normal, tem possibilidade de a transmitir ao escoamento quando se verifica uma paragem. Prolonga-se, assim, o tempo de paragem das bombas o que, como se referiu, diminui a intensidade do golpe de aríete.

No entanto, este dispositivo tem limitações uma vez que, no caso de existir uma grande adutora, atingem-se no cálculo pesos de volantes enormes, o que torna o sistema pouco económico.

As válvulas de escape destinam-se à protecção contra sobrepressões e são instaladas junto dos órgãos que provocam o golpe de aríete; contudo, o seu emprego só é, em geral, económico, em condutas de pequena dimensão e sujeitas a pequenas pressões de serviço.

Os reservatórios de ar e as chaminés de equilíbrio são, sem dúvida, os dispositivos mais correntemente utilizados, tendo importância na protecção tanto contra as sobrepressões como contra as depressões. Qualquer dos dispositivos citados se baseia no princípio de que a alimentação da veia líquida, quando se verifica uma interrupção de funcionamento das bombas, por exemplo, é realizada à custa duma reserva de água acumulada; enquanto que no primeiro tipo a acumulação é feita em pressão, com ar comprimido, de tal forma que em funcionamento normal da adução a pressão do ar iguala a pressão de serviço na conduta, no segundo tem-se um reservatório com saída livre para a atmosfera.

A localização dos reservatórios de ar é usualmente a jusante das válvulas de retenção dos grupos de bombagem, pelo que, quando se verifica uma paragem destes, aquela válvula fica obturada



automaticamente, e uma parte água do reservatório vai para a adutora. Com a diminuição progressiva pressão do ar no reservatório, a água, a determinada altura, tem que inverter o sentido e acumular-se, novamente, dentro daquele. Com estas variações sucessivas vai-se verificando a dissipação da energia da onda elástica originada pela paragem brusca das bombas.

As chaminés da, equilíbrio não se localizam, em geral, junto das estações de bombagem uma vez que, mesmo em instalações médias, pode ser necessário construir verdadeiras torres; nestas condições é usual localizá-las no traçado da adutora, por exemplo em pontos altos, onde, na ausência qualquer protecção *ad hoc* pode ocorrer uma cavitação em regime transitório, inclusive quando existe um dispositivo de protecção na estação de bombagem.

## **5. ÓRGÃOS DE MANOBRA E SEGURANÇA**

### **5.1 Considerações gerais**

Nesta alínea, apresentam-se os principais órgãos de manobra e de segurança (principalmente na perspectiva da sua função e localização) utilizados em condutas adutoras; alguns destes órgãos serão discutidos mais pormenorizadamente noutros Documentos, uma vez que os mesmos são utilizados noutros componentes que constituem os sistemas de abastecimento de água.

Em condutas adutoras, os principais órgãos de manobra e segurança utilizados são os seguintes:

- válvulas de seccionamento (do tipo corrediça e borboleta);
- ventosas;
- válvulas de descarga ou de purga;
- dispositivos redutores de pressão;
- válvulas limitadoras de caudal.

### **5.2 Válvulas de seccionamento**

As válvulas de seccionamento têm como a finalidade permitir a divisão em troços de uma conduta adutora em pressão que possam ser isolados entre si, por forma a evitar-se o esvaziamento de grandes extensões de tubagem, minimizando as perdas de água quando se torna necessário levar a cabo operações de inspecção e de limpeza periódicas e de reparação em caso de avaria



**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA**  
**SECÇÃO DE HIDRÁULICA E DOS RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAIS**  
**LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

(principalmente roturas). O comprimento dos troços referidos depende do perfil longitudinal das condutas, devendo-se situar, normalmente, entre os 2 e 4 km.

De um modo geral, as válvulas de seccionamento em condutas adutoras em pressão, devem ser localizadas, de preferência, nos pontos altos do perfil (ver Figura 9 deste Documento); estes pontos definem os troços da conduta que podem ser esgotados por gravidade e são os que apresentam pressão mais reduzida. Ficam facilitadas as operações de manobra, uma vez que a diferença de pressão a montante e a jusante, quando se pretende proceder à abertura da válvula, é mais reduzida do que em qualquer outro ponto.

Para reduzir o comprimento dos troços a isolar, quando é necessário proceder ao esvaziamento da conduta, as válvulas de seccionamento podem ser também colocadas em pontos baixos (próximo da válvula de descarga ou purga). Nestes casos, as operações de manobra são mais difíceis, uma vez que a diferença de pressão a montante e a jusante, quando se pretende proceder à abertura da válvula, é elevada. Por vezes, para atenuar esta dificuldade é usual manter uma tubagem de pequeno diâmetro em circuito de *by-pass*.

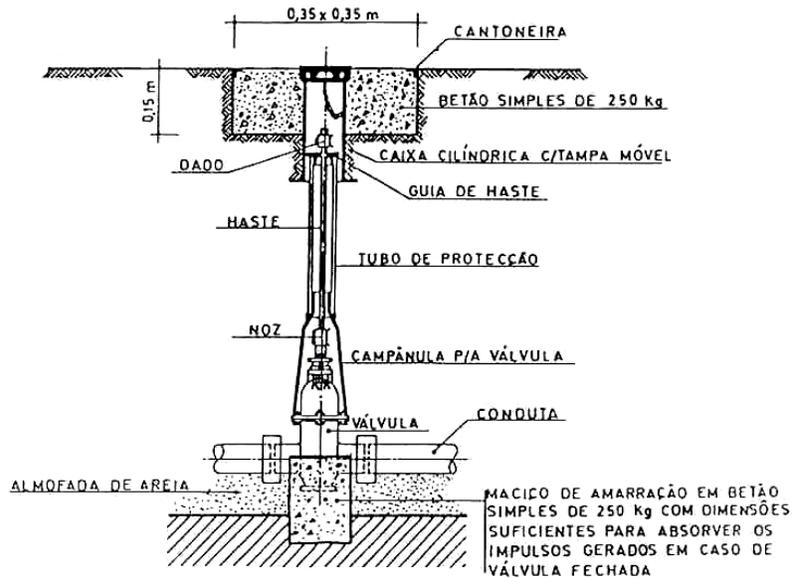
Nas adutoras com escoamento em superfície livre é usual a existência de comportas ou adufas, mas localizadas em pontos de fácil operação (o que nem sempre acontece no caso anterior) e, ainda, à entrada e à saída de troços localizados que funcionem em pressão, como sejam sifões invertidos e túneis.

Na Figura 14, são apresentados dois exemplos ilustrativos do modo de instalação de válvulas de seccionamento.

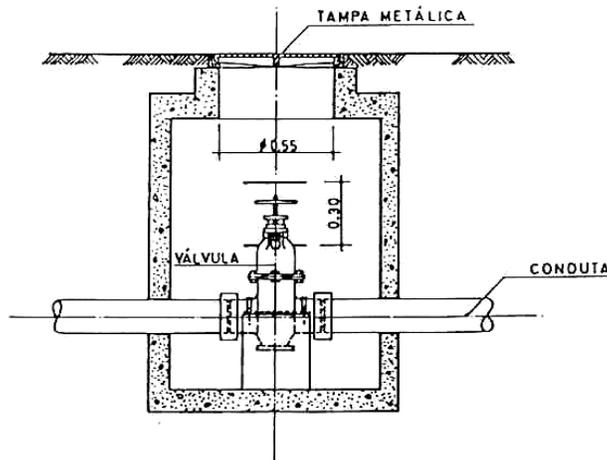
### **5.3 Ventosas**

As ventosas têm principalmente as funções que a seguir se indicam:

- expulsar pequenos volumes de ar que se acumula no interior das condutas adutoras em pressão, durante o seu funcionamento normal;
- permitir a saída de grandes volumes de ar durante a operação de enchimento dum troço de uma conduta adutora, após a reparação de uma rotura;



1ª Alternativa – Instalação com boca de chave (adequada apenas em zonas pavimentadas)



1ª Alternativa – Instalação em caixa

Figura 14 - Exemplos de instalação de válvulas de secionamento (Manual de Saneamento Básico – Direcção Geral dos Recursos Naturais, 1991)



**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA**  
**SECÇÃO DE HIDRÁULICA E DOS RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAIS**  
**LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

- permitir a entrada de grandes volumes de ar durante a operação de esvaziamento dum troço de uma conduta adutora, quando se procede a uma descarga dum troço (abertura da válvula de descarga ou de purga).

Recomenda-se a instalação de ventosas nos seguintes pontos do traçado da conduta adutora:

- 1) nos pontos altos do perfil da adutora, sendo de prever, em geral, a existência de duas ventosas em cada ponto, no meio das quais se coloca uma válvula de seccionamento; portanto, para cada troço de adutora a montante e a jusante da válvula de seccionamento existe uma ventosa que tem por função, como se referiu, permitir a entrada de ar quando se esvazia o troço que se pretende (Figura 9);
- 2) a montante e a jusante de válvulas de seccionamento instaladas, respectivamente, em troços ascendentes e em troços descendentes;
- 3) pontos da adutora onde haja um brusco crescimento da inclinação em troços descendentes ou um brusco decrescimento em troços ascendentes;
- 4) onde for necessário reduzir o afastamento máximo entre estes órgãos, que não convém ser superior a 1 km (esta distância pode ser ficar-se pelos 300 m, nos troços ascendentes de pequena inclinação).

Em princípio, o tipo de ventosas a utilizar nos casos anteriormente referidos será o que a seguir se indica (este assunto é abordado num outro Documento):

- de corpo duplo ou de triplo efeito: casos a) e c);
- duplo efeito ou de grande orifício: caso b);
- simples efeito (pequeno orifício): caso d).

Nas situações referidas no número 2), a ventosa pode ser substituída por uma purga de ar manual, dado que a sua finalidade se limita a permitir a entrada e saída de ar em operações locais de esvaziamento e enchimento da conduta adutora.

Se nos locais mencionados no número 3) não houver manifesta tendência para a geração de depressões, nomeadamente aquando das operações de descarga da conduta, poderão os mesmos ser dotados de ventosas apenas de simples efeito.

As ventosas podem ser substituídas, com vantagem, por tubos de ventilação, quando as cotas da



linha de energia não exigirem tubos com grandes alturas, isto é, para além da meia dúzia de metros.

As ventosas são montadas a partir de uma derivação em tê da conduta adutora. Deverá ser intercalada uma válvula de passagem entre o tê e a ventosa, destinada a permitir as operações de manutenção e/ou reparação deste tipo de dispositivo, sem ter que interromper o escoamento normal na conduta adutora.

Na Figura 15, apresenta-se um exemplo ilustrativo do modo de instalação de uma ventosa.

#### **5.4 Válvulas de descarga ou de purga**

As válvulas de descarga ou de purga, como a designação indica, destinam-se a servir como órgãos de purga no caso de se pretender esvaziar um troço da conduta adutora para se proceder, por exemplo, a operações de limpeza, desinfecção ou reparação (decorrente da ocorrência de uma rotura).

Estas válvulas localizam-se sempre em pontos baixos do traçado da adutora, descarregando numa linha de drenagem natural ou num reservatório a partir do qual se efectua a bombagem para uma rede de drenagem. Localizam-se, ainda, a jusante ou a montante de válvulas de seccionamento, quando estas estejam instaladas em troços ascendentes ou descendentes da conduta adutora.

Por condições de protecção sanitária, nunca deve haver ligação directa entre as válvulas de descarga e a rede de colectores de águas residuais.

Quando existe uma grande extensão de adutora que é abrangida por uma dada válvula de descarga, estão em jogo grandes volumes de água e elevada energia cinética durante a operação de esvaziamento; nestes casos, é importante prever obras de dissipação de energia, que podem atingir certa dimensão.

É exemplo do que se referiu a adutora de abastecimento de água à cidade de Lisboa, junto ao atravessamento em sifão sobre o rio Trancão, em Sacavém.

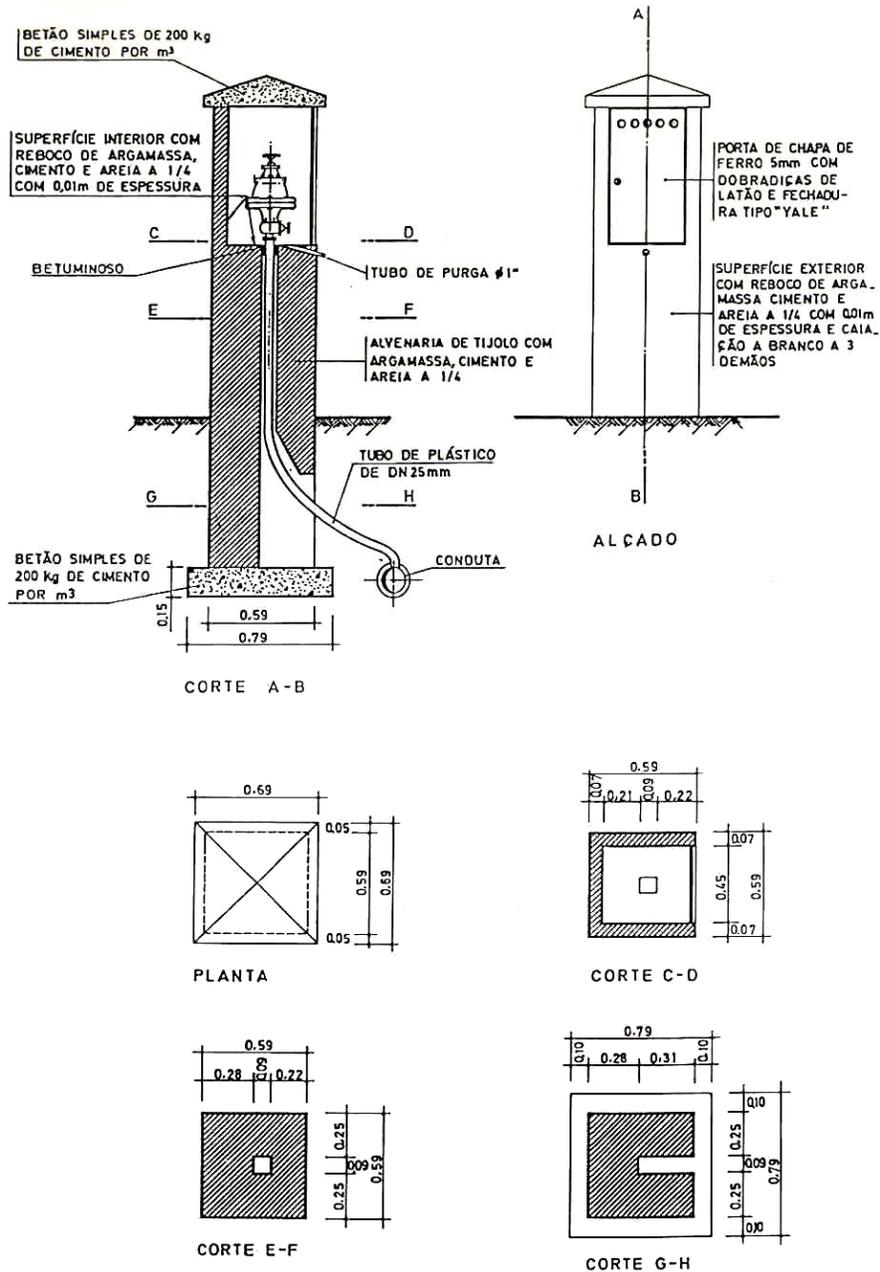


Figura 15 - Exemplos de instalação de uma ventosa (Manual de Saneamento Básico – Direcção Geral dos Recursos Naturais, 1991)

Indicam-se, no Quadro 6, os diâmetros aconselháveis para ventosas e válvulas de descarga, em função dos diâmetros da conduta adutora.

**QUADRO 6 - DIÂMETROS A ADOPTAR PARA VENTOSAS E VÁLVULAS DE DESCARGA,  
EM FUNÇÃO DOS DIÂMETROS DAS ADUTORAS**

DIÂMETRO DA ADUTORA (m)	DIÂMETROS (m)	
	VENTOSA	VÁLVULA DE DESCARGA
0,150 a 0,300	0,027	0,060
0,300	0,040	0,060
0,400 a 0,450	0,040	0,100
0,500	0,040	0,150
0,600	0,060	0,150
0,700 a 0,800	0,060	0,200
0,900 a 1,250	0,100	0,300
1,500	0,100	0,400

### 5.5 Dispositivos redutores de pressão

No dimensionamento duma adutora por gravidade verificam-se algumas situações que obrigam a que sejam previstos órgãos destinados a reduzir a cota piezométrica; de entre estes órgãos destacam-se as válvulas redutoras de pressão e as câmaras de perda de carga.

Os factores que condicionam a instalação destes órgãos são os seguintes:

- Pressões bastantes elevadas na rede de distribuição do sistema, como consequência do grande desnível topográfico entre o ponto de origem e o ponto de destino da conduta adutora;
- Pressões exageradas em certos troços da conduta adutora (situação bastante vulgar).

As válvulas redutoras de pressão destinam-se, como a designação indica, a manter uma dada pressão, a jusante, que seja menor do que a de montante, quando esta exceda determinado valor.



**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA**  
**SECÇÃO DE HIDRÁULICA E DOS RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAIS**  
**LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

Uma câmara de perda de carga não é mais do que um reservatório intermédio, na conduta adutora, em que uma parte da energia hidráulica do escoamento, à entrada, é dissipada, dando, assim, origem a uma perda de carga localizada; a restante energia é transformada em energia potencial com uma nova cota de partida para o troço da adutora a jusante.

A escolha da localização duma câmara deste tipo requer um estudo atento das condições topográficas e de perfil longitudinal da conduta adutora, em ligação com as condições hidráulicas do escoamento. Assim, quando existe uma grande carga estática entre o ponto inicial e final da conduta adutora verificam-se elevadas velocidades de escoamento; as válvulas de seccionamento da adutora e de controlo de entrada de água, por exemplo num reservatório a jusante tornam-se bastante caras, podendo acarretar problemas nas operações de manobra das mesmas.

Os troços situados às cotas mais baixas do perfil têm que ser dimensionados para resistir a elevadas pressões, o que envolve maiores encargos de primeiro investimento, dado que aumenta o custo unitário da tubagem.

Para o estudo da localização duma câmara de perda de carga, considere-se a Figura 16. Antes de tudo, há que traçar a linha piezométrica para as condições de máximo caudal, arbitrando um diâmetro para a conduta adutora; a partir do ponto C, que corresponde à entrada da adutora no reservatório, traça-se para montante a linha CD, que representa a inclinação da piezométrica para as condições de caudal e diâmetro consideradas.

Esta linha piezométrica intercepta a perfil da adutora nos pontos f, g, h e j; pela análise da figura verifica-se ser possível localizar a câmara de perda de carga unicamente nos pontos f, g e h. As condições para localização daquela câmara são as seguintes:

- Os pontos de localização possíveis devem coincidir ou situar-se acima da linha piezométrica;
- O perfil longitudinal da adutora, para jusante, deve estar sempre abaixo da linha piezométrica (se esta condição não se verificar existem pressões negativas).

O ponto f, anteriormente referido, é o mais favorável, pois corresponde às menores pressões na conduta a jusante.

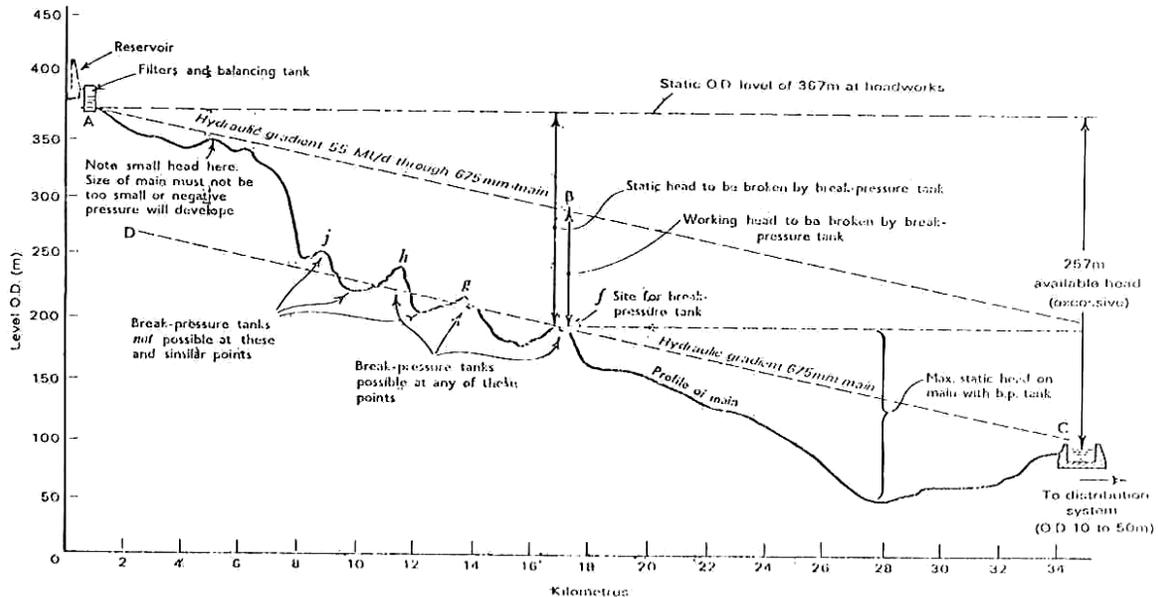


Figura 16 - Determinação da localização duma perda de carga numa conduta adutora por gravidade

Outras tentativas para localização da câmara de perda de carga devem ser realizadas aumentando o diâmetro, o que reduz a perda de carga contínua na adutora; com este procedimento são reduzidas as pressões, o que diminui os custos da conduta adutora no que respeita exclusivamente à sua resistência. Portanto, deve ser escolhida a solução económica em função do seguinte conjunto de parâmetros:

- custo da conduta adutora em função da sua resistência à carga hidráulica;
- custos da conduta adutora em função do diâmetro.

Além do que ficou referido, pode ter grande interesse conjugar a localização da estação de tratamento de água (ETA) com as condições hidráulicas de escoamento, embora possa existir uma grande distância entre a captação de água e aquele órgão; esta situação pode conduzir a uma solução mais onerosa, porque as condições de agressividade da água podem ditar o tipo de material para conduta adutora de água bruta. Finalmente, ainda se pode analisar a possibilidade de serem utilizadas duas câmaras de perda de carga.

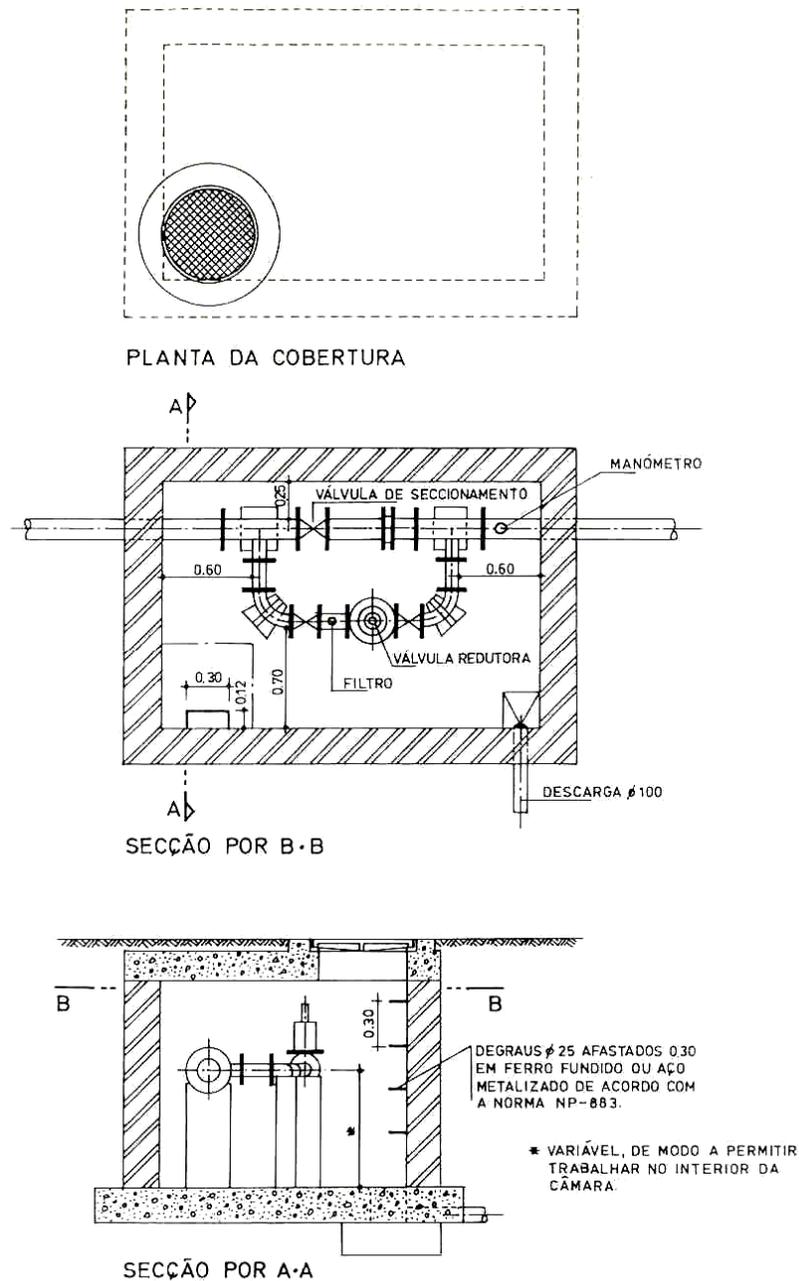


Figura 17 - Exemplos de instalação de uma ventosa (Manual de Saneamento Básico – Direcção Geral dos Recursos Naturais, 1991)

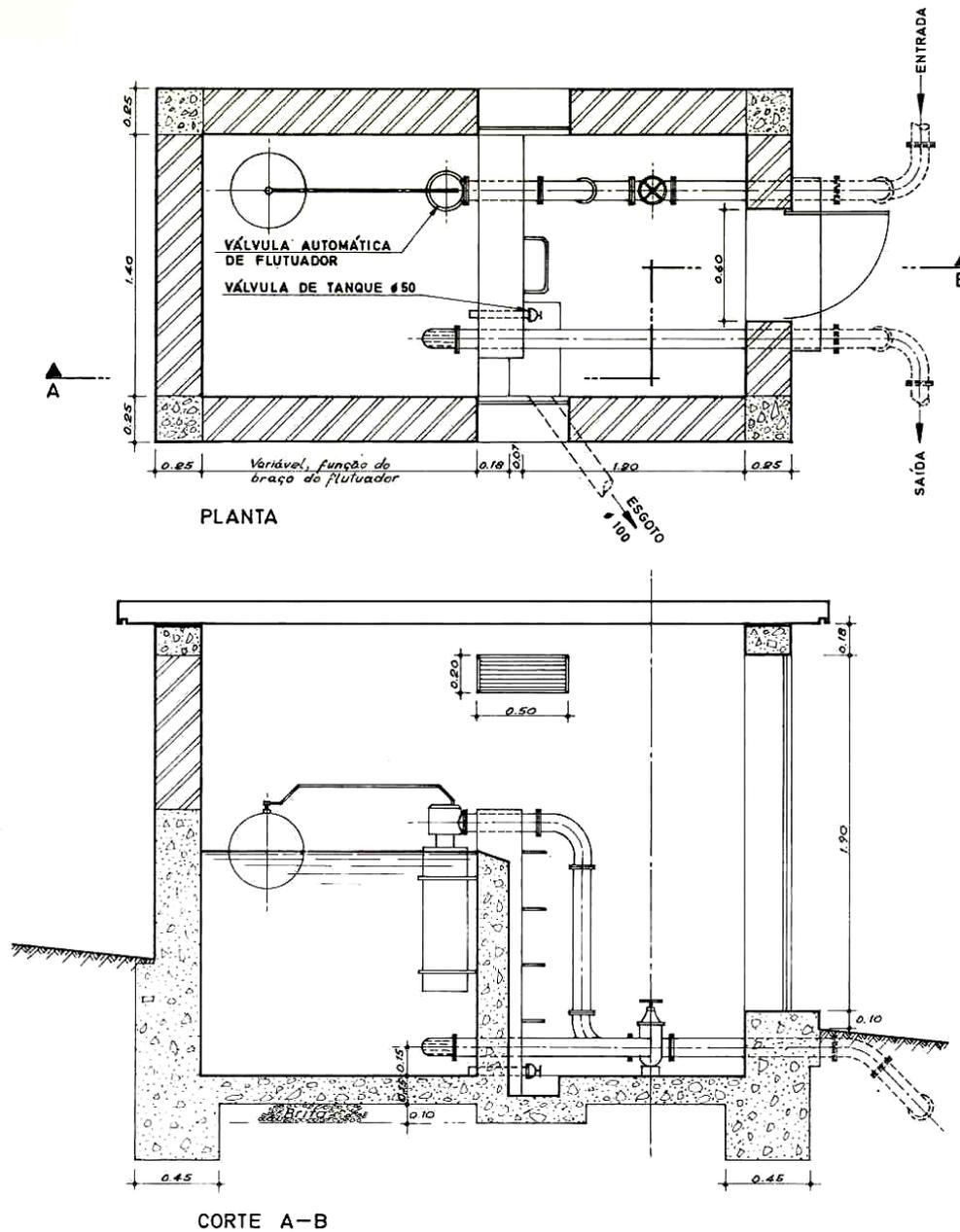


Figura 18 - Exemplos de instalação de uma ventosa (Manual de Saneamento Básico – Direcção Geral dos Recursos Naturais, 1991)



**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA**  
**SECÇÃO DE HIDRÁULICA E DOS RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAIS**  
**LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

Nas Figuras 17 e 18, apresentam-se exemplos ilustrativos do modo de instalação duma válvula redutora de pressão e de uma câmara de perda de carga, respectivamente.