

**DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO**



### **3.1 – CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS**

A caracterização dos aspectos hidráulicos é fundamental no projecto de passagens inferiores rodoviárias para águas pluviais. Em alguns casos constitui mesmo um elemento condicionante na avaliação técnico-económica das soluções a considerar, tendo em conta não só o tipo e as dimensões da estrutura final e a sua localização, mas também as obras relativas ao período de construção. Assim, no dimensionamento hidráulico destas estruturas devem ter-se em especial atenção os seguintes aspectos:

- posicionamento relativo do eixo do aqueduto em relação à orientação do escoamento;
- estabilidade das margens e leito da linha de água;
- avaliação dos caudais de ponta de cheia/caudais de dimensionamento;
- largura do leito da linha de água;
- altura disponível entre a cota da plataforma da via e a cota de fundo do talvegue do leito;
- diâmetro, ou outro parâmetro geométrico se a conduta não for circular;
- comprimento;
- material do aqueduto para determinação da rugosidade absoluta das paredes;
- inclinação do leito e soleira do aqueduto;
- posicionamento relativo dos encontros das estruturas de entrada e de saída e o respectivo grau de estreitamento;

- protecções do leito e das margens;
- características do escoamento a montante e a jusante;
- sobrelevação da superfície livre por eventuais obstruções.

A abordagem das considerações anteriores deverá ser feita numa perspectiva de quantificação dos efeitos sobre a própria passagem hidráulica, sobre a obra rodoviária e sobre o curso de água e áreas adjacentes, e de definição de medidas para proteger e mitigar ocorrências de danos e prejuízos indesejáveis.

O dimensionamento hidráulico de passagens hidráulicas consiste essencialmente em:

- predefinir o tipo de estrutura a adoptar tendo em conta as considerações atrás referidas;
- verificar a sua capacidade de vazão face aos caudais de ponta de cheia;
- verificar a compatibilidade entre as alturas de água a montante e as alturas admissíveis;
- avaliar a necessidade de protecções a montante e a jusante para efeitos de controlo de erosão.

Na Figura 3.1 apresenta-se a simbologia utilizada nas alíneas subsequentes. Conforme referido no capítulo 1, uma passagem hidráulica é essencialmente constituída por estrutura de entrada, conduta, frequentemente designada por aqueduto, estrutura de saída e, eventualmente, estrutura de dissipação de energia.

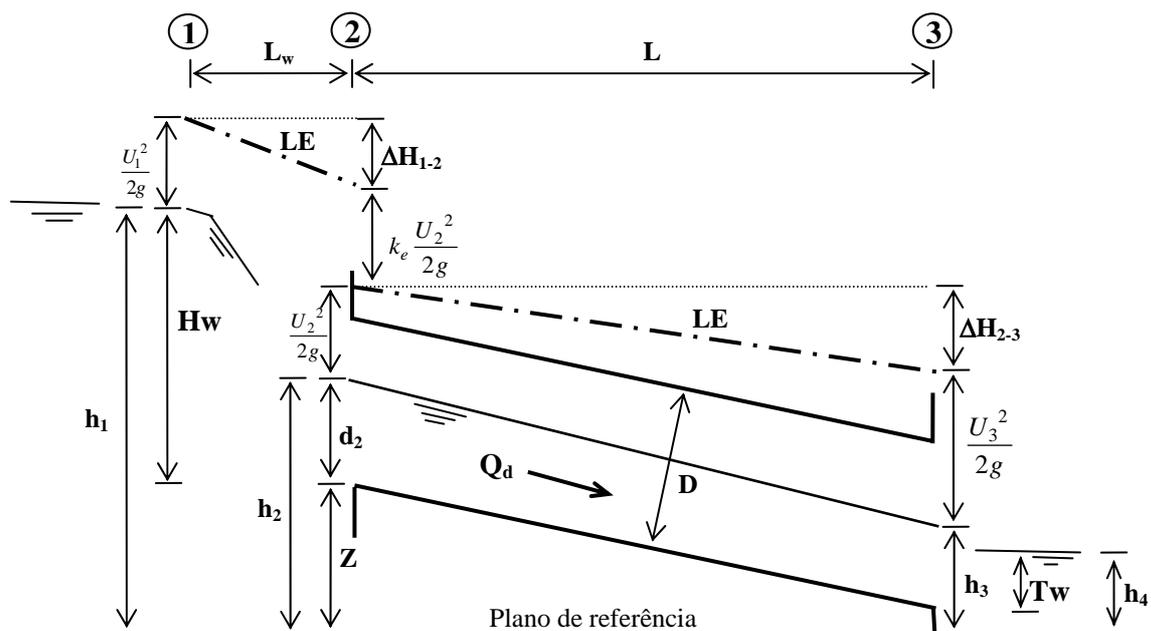


Figura 3.1 – Aqueduto tipo. Simbologia utilizada.

No presente capítulo aborda-se o dimensionamento hidráulico de passagens hidráulicas e os procedimentos de cálculo propostos por Talbot, United States Bureau of Public Roads (USBPR), Chow, Bodhaine (French) e pela Hydraulic Design Series nº 5 (HDS 5). Apresentam-se também os critérios mais utilizados no dimensionamento de estruturas de dissipação de energia associadas a passagens hidráulicas.

### 3.2 – CONTROLO DO ESCOAMENTO

O funcionamento hidráulico de um aqueduto depende do modo como o escoamento é controlado. O controlo do escoamento pode ser feito a montante ou a jusante, possibilitando:

- escoamento com superfície livre ao longo de todo o aqueduto, estando a entrada do mesmo livre;
- escoamento com superfície livre ao longo de todo o aqueduto, estando a entrada do mesmo afogada;
- escoamento sob pressão ao longo de todo o aqueduto.

Quando o controlo do escoamento é a montante, a capacidade de vazão do aqueduto é controlada pela altura de água a montante, pela geometria da estrutura de entrada e pela inclinação longitudinal da soleira do aqueduto.

O controlo do escoamento a jusante ocorre, por exemplo, em aquedutos situados em zonas inundáveis, em zonas com níveis de água elevados, por estarem próximas de outras linhas de água sujeitas a cheias, ou ainda devido a possíveis obstruções a jusante. Nestes casos, o caudal de vazão é função da diferença de níveis entre montante e jusante,  $\Delta H$ , que está relacionada com a altura de água a montante,  $H_w$ , através da expressão (**U. S. Department of Transportation, 1997**)

$$H_w = \Delta H + h_0 - L \times S_0 \quad (3.1)$$

sendo:

$H_w$  - altura de água acima da soleira na secção de montante (m);

- $\Delta H$  - perda de carga total entre as secções de montante e jusante do aqueduto (m);
- $h_0$  - parâmetro que depende da altura de água a jusante (m);
- $L$  - comprimento do aqueduto (m);
- $S_0$  - inclinação da soleira do aqueduto.

Se a altura de água no canal de saída estiver acima do bordo superior do aqueduto ( $T_w \geq D$ ), deverá considerar-se  $h_0 = T_w$ . Caso contrário deve considerar-se o maior dos seguintes valores  $h_0 = T_w$  ou  $h_0 = (h_c + D)/2$ , em que  $h_c$  é a altura crítica do escoamento no aqueduto. Correctamente dever-se-á considerar a altura ou diâmetro do aqueduto segundo a vertical, seja  $D' = D/\cos\alpha$ ; todavia, atendendo a que a inclinação do aqueduto é sempre reduzida, pode considerar-se  $D \equiv D'$ .

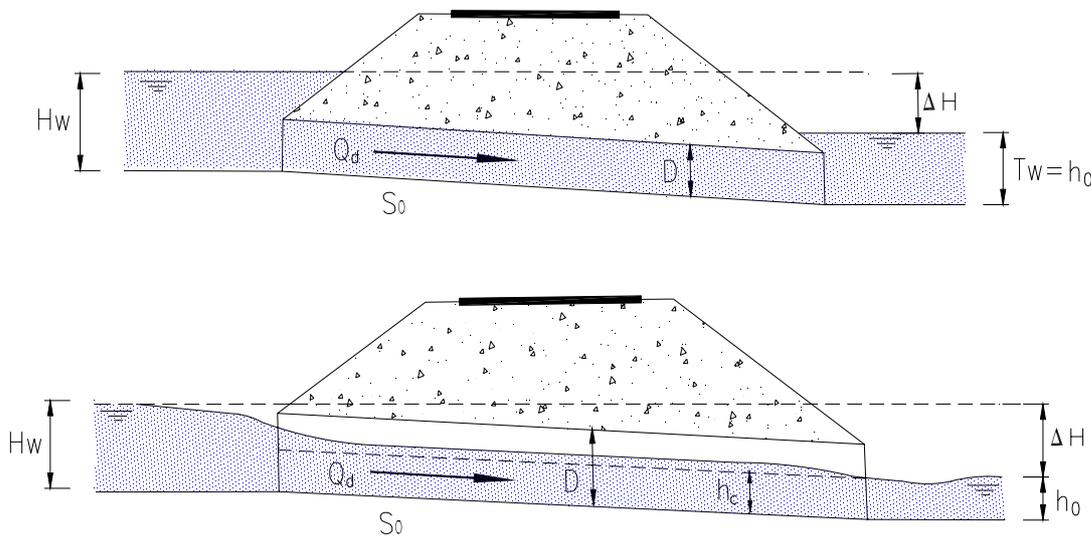


Figura 3.2 – Controlo do escoamento a jusante. Simbologia utilizada.

Para facilitar o dimensionamento hidráulico de aquedutos, **Herr e Bossey (1965)** e **FHA (1972)** apresentam ábacos, recomendados pela AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) e pelo SETRA (Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes) e frequentemente utilizados em projectos realizados para a BRISA e para a JAE. Se o controlo é a montante, os ábacos relacionam o caudal de dimensionamento,  $Q_d$ , a carga a montante,  $H_w$ , e a altura ou diâmetro do aqueduto,  $D$ . Se o controlo é a jusante, relacionam o caudal, a perda de carga total, a altura ou diâmetro do aqueduto e a perda de carga à entrada, caracterizada pelo coeficiente,  $k_e$ .

### 3.3 – TIPOS DE ESCOAMENTOS EM AQUEDUTOS

#### 3.3.1 – Considerações prévias

De acordo com as alturas de água a montante e a jusante e as características geométricas dos aquedutos, diversos autores ( **Chow (1959)**, **Bodhaine (1976)**, **French (1986)**, **Ramsbottom e Rickard (1997)**) consideram seis tipos diferentes de escoamentos através de aquedutos, cujas principais características se sumariam no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Escoamentos em aqueduto. Tipos e características (adaptado de **Bodhaine, 1976** e de **French, 1986**).

| Tipo do escoamento | Forma de escoamento | Controlo do escoamento | $H_w / D$  | $T_w / D$  | $T_w / h_c$ |
|--------------------|---------------------|------------------------|------------|------------|-------------|
| <b>I</b>           | Superfície livre    | Entrada                | $< 1,5$    | $\leq 1,0$ | $< 1,0$     |
| <b>II</b>          | Superfície livre    | Saída                  | $< 1,5$    | $\leq 1,0$ | $< 1,0$     |
| <b>III</b>         | Superfície livre    | Saída                  | $< 1,5$    | $\leq 1,0$ | $> 1,0$     |
| <b>IV</b>          | Sob pressão         | Saída                  | $> 1,0$    | $> 1,0$    | -           |
| <b>V</b>           | Superfície livre    | Entrada                | $\geq 1,5$ | $\leq 1,0$ | -           |
| <b>VI</b>          | Sob pressão         | Saída                  | $\geq 1,5$ | $\leq 1,0$ | -           |

Em termos práticos, sempre que possível devem considerar-se os tipos de escoamentos com superfície livre e controlo a montante (escoamentos tipo I e V), pois nestes tipos de escoamentos o caudal admitido apenas é condicionado pela altura de água a montante, pelo tipo de estrutura de entrada e inclinação do aqueduto.

#### 3.3.2 – Escoamento tipo I - Altura crítica a montante

No escoamento tipo I, com superfície livre e controlo do escoamento na secção de montante do aqueduto, a altura crítica ocorre na vizinhança da entrada do aqueduto como se pode verificar na Figura 3.3. Para que ocorra este tipo de escoamento será necessário verificarem-se as seguintes condições:

- i) a relação entre a altura de água a montante e a altura do aqueduto,  $H_w/D$ , não deve exceder 1,5;
- ii) a inclinação da soleira do aqueduto,  $S_0$ , deve ser superior à inclinação crítica,  $S_c$ ;
- iii) a altura de água a jusante tem de ser inferior à altura crítica na mesma secção.

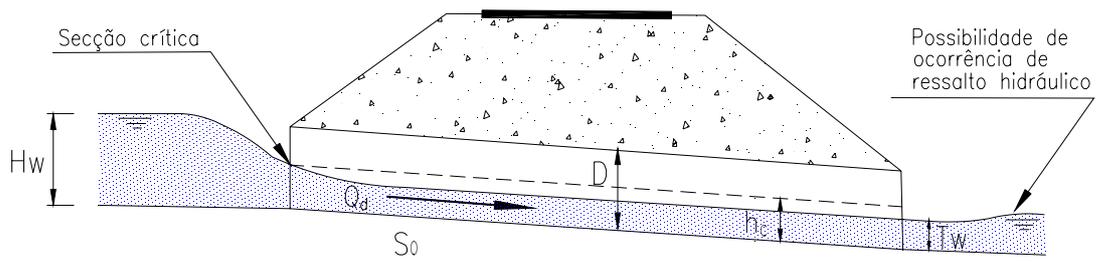


Figura 3.3 – Escoamento tipo I.

### 3.3.3 – Escoamento tipo II - Altura crítica a jusante

O escoamento tipo II (Figura 3.4) é em superfície livre com controlo a jusante, devendo verificarem-se os seguintes condicionalismos:

- i)  $Hw/D$  não deve exceder 1,5;
- ii) a inclinação da soleira do aqueduto deve ser inferior à inclinação crítica;
- iii) a altura de água a jusante tem de ser inferior à altura crítica na mesma secção.

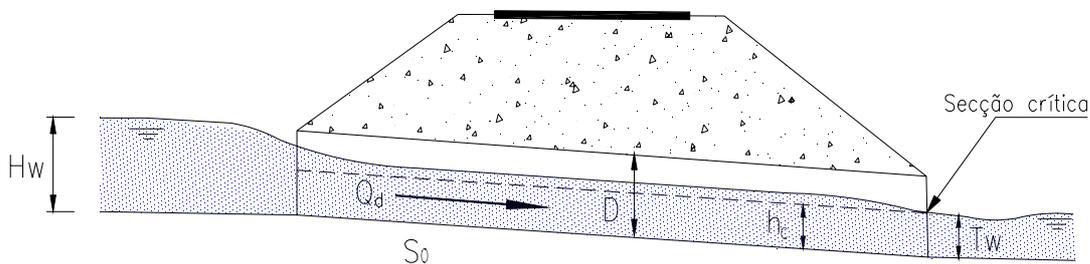


Figura 3.4 – Escoamento tipo II.

### 3.3.4 – Escoamento tipo III - Escoamento lento em todo o aqueduto

Neste tipo de escoamento o controlo é a jusante, sendo a altura do escoamento sempre superior à altura crítica (Figura 3.5) . As condições para que este tipo de escoamento se verifique são as seguintes:

- i) a relação entre a altura de água a montante e a altura do aqueduto,  $Hw/D$ , não deve exceder 1,5;

- ii) a altura de água a jusante,  $T_w$ , não deve exceder a altura do aqueduto, devendo contudo ser superior à altura crítica do escoamento;
- iii) o limite inferior para a altura de água a jusante,  $T_w$ , deve ser superior a uma altura correspondente à altura crítica à entrada do aqueduto.

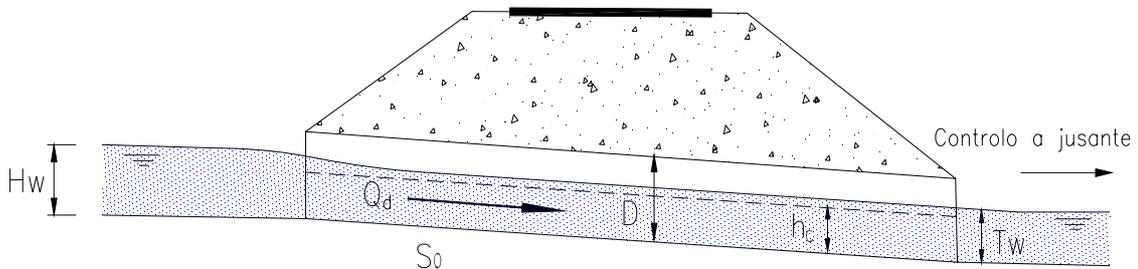


Figura 3.5 – Escoamento tipo III.

### 3.3.5 – Escoamento tipo IV - Saída submersa

O escoamento tipo IV processa-se sob pressão e ocorre quando as alturas de água a montante e a jusante são superiores à altura do aqueduto ( $H_w > D$  e  $T_w > D$ ). O caudal de dimensionamento pode ser determinado a partir da equação da conservação de energia, ou recorrendo às leis de resistência dos escoamentos uniformes.

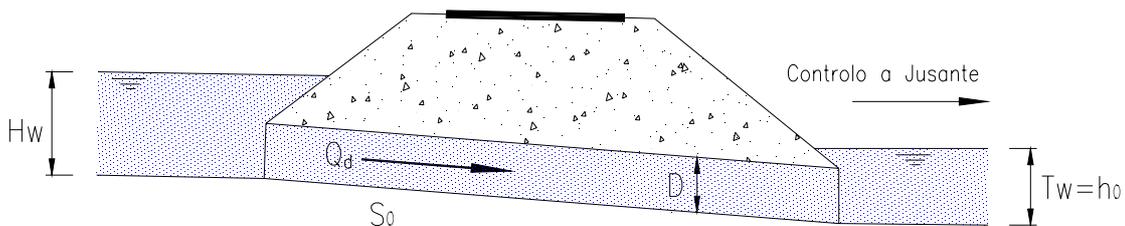


Figura 3.6 – Escoamento tipo IV.

### 3.3.6 – Escoamento tipo V - Entrada afogada e regime rápido

Neste caso, a relação entre a altura de água a montante e a altura do aqueduto,  $H_w/D$ , excede o valor de 1,5, processando-se o controlo do escoamento a montante. Ao longo de todo o aqueduto a altura da superfície livre é sempre inferior à altura crítica, podendo verificar-se o ressalto hidráulico a jusante da estrutura de saída.

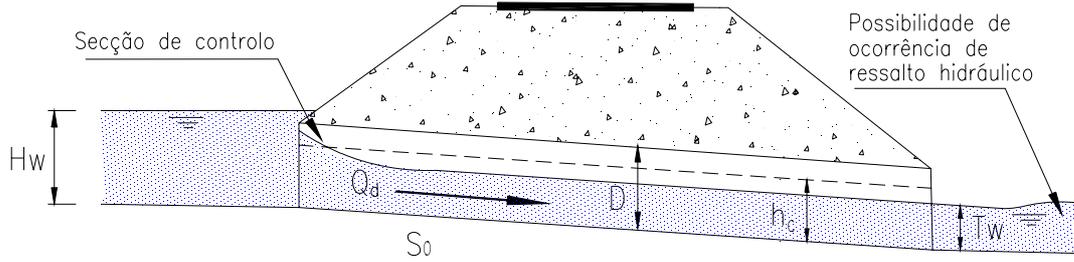


Figura 3.7 – Escoamento tipo V.

### 3.3.7 – Escoamento tipo VI - Secção cheia com saída livre

Neste tipo de escoamento a estrutura de saída não está afogada ( $T_w / D \leq 1,0$ ) e por outro lado o escoamento processa-se em secção cheia ao longo da extensão do aqueduto, verificando-se que o controlo do escoamento é a jusante da estrutura de saída. Tal como no escoamento tipo V, também se verifica que a relação entre a altura de água a montante e a altura do aqueduto,  $H_w/D$ , deve exceder o valor de 1,5.

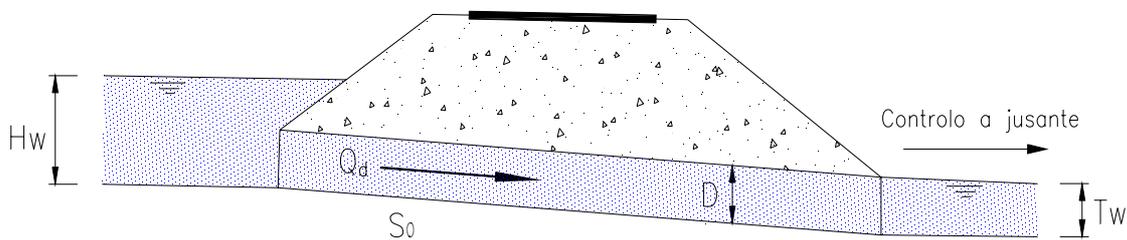


Figura 3.8 – Escoamento tipo VI.

## 3.4 – PERDAS DE CARGA

### 3.4.1 – Perda de carga contínua

Quando o escoamento se processa com controlo a jusante, a capacidade de vazão do aqueduto é função das perdas de carga à entrada, da rugosidade da conduta, da inclinação, do comprimento, do diâmetro, ou de outro parâmetro geométrico da conduta e da altura de água a jusante da conduta, se o nível de jusante exceder a cota da linha de energia crítica.

A energia do escoamento a montante poderá ser obtida adicionando à energia do escoamento a jusante a perda de carga contínua e as perdas de carga localizadas à entrada, na saída e em singularidades, se existirem, ao longo do aqueduto.

O valor da perda de carga contínua ao longo do aqueduto pode ser calculado pela fórmula geral das perdas de carga

$$\Delta H_c = L \frac{f U^2}{D 2g} \quad (3.2)$$

sendo:

- $\Delta H_c$  - perda de carga contínua;
- $D$  - diâmetro da secção transversal;
- $U$  - velocidade média do escoamento;
- $f$  - factor de resistência ou factor de Darcy-Weisbach;
- $g$  - aceleração da gravidade.

O valor do factor de resistência pode ser obtido através do ábaco de Moody ou pela fórmula de Colebrook-White

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left( \frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (3.3)$$

em que  $Re$  é o número de Reynolds do escoamento e  $\varepsilon$  representa a rugosidade absoluta das paredes da conduta. No Quadro 3.2 apresentam-se valores da rugosidade absoluta de condutas de betão com diferentes acabamentos.

Segundo **Drake (1966)**, no caso de se optar por aquedutos metálicos com paredes corrugadas (*corrugated pipes*) e não se dispuser de valores do fabricante para o coeficiente de resistência e para o coeficiente de rugosidade da fórmula de Manning-Strickler podem utilizar-se, respectivamente, as seguintes fórmulas empíricas

$$f = 0,0978D^{-0,478} \quad (3.4)$$

$$n = 0,0280D^{-0,075} \quad (3.4a)$$

sendo  $D$  a altura da secção transversal (m) e  $n$  o coeficiente de rugosidade.

Quadro 3.2 – Rugosidade absoluta de condutas de betão.

| Acabamento da superfície  | Rugosidade, $\epsilon$ (mm) |
|---|-----------------------------|
| Extraordinariamente rugoso: madeira de cofragem muito rugosa; betão pobre com desgastes de erosão; juntas mal alinhadas ..... | 1,5                         |
| Rugoso: atacado por materiais angulosos, transportados; marcas de cofragem visíveis .....                                     | 0,5                         |
| Granular: superfície alisada à talocha, em boas condições, juntas bem feitas .....  | 0,3                         |
| Centrifugado: (em tubos) .....  | 0,3                         |
| Liso: de cofragem metálica, novo ou quase novo, acabamento médio com juntas cuidadas .....                                    | 0,1                         |
| Muito liso: novo, extraordinariamente liso, de cofragens metálicas, acabamento muito bom e juntas cuidadas .....              | 0,03                        |

Uma outra forma de calcular as perdas de carga contínuas é através das chamadas leis empíricas, baseando-se no facto de a perda de carga unitária, num regime turbulento rugoso no interior de um tubo, variar de forma proporcional ao quadrado da velocidade média. Entre as várias fórmulas empíricas, destaca-se a de Manning-Strickler pela sua extensa divulgação

$$U = n^{-1} R^{2/3} J^{1/2} \quad (3.5)$$

sendo:

- U - velocidade média;
- n - coeficiente de rugosidade ( $n = \frac{1}{K}$ );
- K - coeficiente da fórmula de Manning-Strickler (Quadro 3.3);
- J - perda de carga unitária;
- R - raio hidráulico.

Com a fórmula geral das perdas de carga e a fórmula de Manning-Strickler pode ser obtida a seguinte expressão para o cálculo do factor de resistência, mais simples que a expressão de Colebrook-White

$$f = \frac{12,7}{K^2} g D^{-1/3} \quad (3.6)$$

Quadro 3.3 – Coeficientes da fórmula de Manning-Strickler.

| Características  | $K$<br>( $m^{1/3}/s$ ) |
|--|------------------------|
| <u>Paredes muito lisas:</u>  |                        |
| - revestimento de argamassa de cimento e areia muito lisa; chapa metálica sem soldadura saliente .....           | 100 a 90               |
| - argamassa alisada .....  | 85                     |
| <u>Paredes lisas:</u>  |                        |
| - reboco ordinário; grés .....   | 80                     |
| - betão liso; superfície betuminosa lisa .....   | 75                     |
| - alvenaria ordinária .....  | 70                     |
| <u>Paredes rugosas:</u>  |                        |
| - betão áspero ou velho; alvenaria velha ou mal acabada; superfície betuminosa rugosa; terra muito regular ..... | 60                     |
| <u>Paredes muito rugosas:</u>  |                        |
| - terras muito irregulares com vegetação; cursos de água regulares em leitos rugosos .....                       | 50                     |
| - terras em más condições, rios sobre calhaus .....  | 40                     |
| - terrenos completamente abandonados; rios com muito transporte sólido .....                                     | 20 a 15                |

### 3.4.2 – Perdas de carga localizadas

As perdas de carga localizadas avaliam-se por uma expressão do tipo

$$\Delta H_L = K_\ell \frac{U^2}{2g} \quad (3.7)$$

sendo  $U$  a velocidade média do escoamento e  $K_\ell$  o coeficiente de perda de carga localizada.

No caso de não haver singularidades no interior do aqueduto, consideram-se apenas a perda de carga à entrada do aqueduto, caracterizada pelo coeficiente  $k_e$ , e a perda de carga à saída, em que se admite  $k_s = 1$ .

No Quadro 3.4 apresentam-se valores para o coeficiente  $k_e$  da expressão para o cálculo das perdas de carga localizadas à entrada de aquedutos, em função da forma e do material da estrutura de entrada.

Assim, a perda de carga total,  $\Delta H$ , obtém-se por

$$\Delta H = \left( 1 + k_e + \frac{12,7 \ g \ L}{K^2 D^{4/3}} \right) \frac{U^2}{2g} \quad (3.8)$$

no caso da perda de carga contínua ser calculada mediante a fórmula de Manning-Strickler.

Quadro 3.4 – Coeficiente de perda de carga na entrada de aquedutos (adaptado de U. S. Corps Engineers, 1983).

| Aquedutos               | Descrição  | Valores de $k_e$   |
|-------------------------|--|--|
| Tubos de betão          | Campânula saliente   | 0,2  |
|                         | Com muros de ala ( $\alpha=0^\circ$ a $\alpha=90^\circ$ ) e campânula no extremo         | 0,2  |
|                         | Com muros de ala ( $\alpha=0^\circ$ a $\alpha=90^\circ$ ) e arredondado                  | 0,2  |
|                         | Secção terminal pré-fabricada de acordo com o talude                                     | 0,5  |
| Tubos de metal ondulado | Extremo saliente   | 0,9  |
|                         | Com muro de ala ( $\alpha=0^\circ$ a $\alpha=90^\circ$ )                                 | 0,5  |
|                         | Chanfrado de acordo com talude   | 0,7  |
|                         | Secção terminal pré-fabricada de acordo com talude                                       | 0,5  |
| Caixas de betão armado  | Com muro de ala ou de cabeceira com arestas angulosas                                    | $\alpha=0^\circ$<br>0,7<br>$10^\circ < \alpha < 25^\circ$ ou $\alpha=90^\circ$<br>0,5<br>$10^\circ < \alpha < 25^\circ$<br>0,4 |
|                         | Com muro de cabeceira e três arestas arredondadas  | 0,2  |
|                         | Com muro de ala ( $\alpha=30^\circ$ a $\alpha=75^\circ$ ) e aresta superior arredondada. | 0,2  |
|                         |  |  |

Deste modo, para dimensionar aquedutos com controlo a jusante pode utilizar-se a expressão anterior ou, alternativamente, recorrer-se às Figuras B3 e B4 do Anexo B, que relacionam o caudal, a perda de carga total ( $\Delta H$ ), as dimensões do aqueduto e ainda a perda de carga à entrada.

### 3.5 – ESCOAMENTOS COM SUPERFÍCIE LIVRE

No escoamento com controlo a montante, que se observa apenas em condutas parcialmente cheias, a capacidade de vazão do aqueduto é controlada pela altura de água a montante, pela geometria da estrutura de entrada, que inclui a secção transversal, e pela inclinação longitudinal do aqueduto. Quando o escoamento em superfície livre tem controlo a jusante, a capacidade de vazão do colector é função das perdas de carga na secção de entrada, da altura de água a montante, da rugosidade da conduta, do seu comprimento, do diâmetro ou altura, da inclinação e, como já foi referido, da altura de água a jusante.

A gama de declives mais frequentemente utilizada no dimensionamento hidráulico de um aqueduto corresponde a situações de declive forte. Nestes casos, o escoamento é crítico na

secção de entrada do aqueduto e em regime rápido ao longo de todo o aqueduto, desde que a altura de água a jusante não seja superior à altura crítica.

A altura máxima de água verifica-se à entrada do aqueduto e será igual à altura crítica quando o controlo do escoamento é a montante. Considerando a contracção da veia líquida e designando o coeficiente de contracção por  $C_c$ , a energia específica nessa secção pode ser calculada por

$$E_0 = Hw = h_c + \frac{Q_d^2}{2g C_c^2 A^2} \quad (3.9)$$

em que  $E_0$  é a energia específica na secção de montante do aqueduto.

Em secções trapezoidais, a altura crítica do escoamento é traduzida por

$$h_c = \left( \frac{Q_d^2}{g} \right)^{1/3} \times \frac{(b + 2 \times m \times h_c)^{1/3}}{b + m \times h_c} \quad (3.10)$$

sendo:

- $h_c$  - altura crítica;
- $b$  - largura correspondente à base do aqueduto;
- $m$  - parâmetro correspondente à inclinação das paredes do aqueduto (V:H);

No caso de secções circulares, recorre-se às seguintes expressões

$$\theta = \sin \theta + 8 \times \left( \frac{Q_d^2}{g} \right)^{1/3} \times \left( \sin \frac{\theta}{2} \right)^{1/3} \times D^{-5/3} \quad (3.11)$$

$$h_c = \frac{D}{2} \times \left( 1 - \cos \frac{\theta}{2} \right) \quad (3.11a)$$

sendo  $D$  o diâmetro da conduta e  $\theta$  o ângulo definido na Figura 3.9 em radianos.

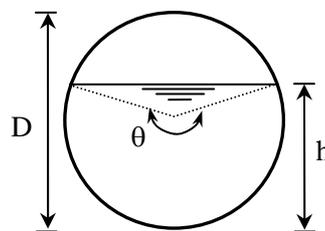


Figura 3.9 – Geometria de uma secção circular.

A altura mínima de água e a velocidade máxima verificam-se na extremidade de jusante quando o aqueduto é de declive forte.

### 3.6 – SECÇÕES E INCLINAÇÕES MÍNIMAS

A adopção de diâmetros mínimos para aquedutos justifica-se não só por questões hidráulicas, mas também devido a condicionalismos ambientais como seja, o atravessamento de espécies animais. Apresentam-se, seguidamente, os valores propostos por diversos autores.

Por exemplo, a AASHTO, no seu manual de projecto de estradas (AASHTO, 1991), propõe um diâmetro mínimo de 0,45 m para aquedutos sob estradas com comprimento inferior 30 m e de 0,60 m para comprimentos superiores. Em aquedutos de secções rectangulares são propostas uma altura mínima de 0,50 m e uma largura mínima de 1,50 m.

No caso de aquedutos de secção rectangular, Ramsbottom e Rickard (1997) propõem, no caso de aquedutos de secção rectangular, uma altura mínima de 0,50 m e uma largura mínima de 1,00 m. No caso de aquedutos de secção circular, propõem um diâmetro mínimo de 0,45 m.

No Quadro 3.5 apresentam-se valores de secções e inclinações mínimas normalmente utilizadas em França.

Quadro 3.5 – Secções e inclinações mínimas adoptadas em França (\*).

| Tipo de secção | Secções mínimas   | Inclinações mínimas  |
|----------------|---|--|
| Circular       | D ≥ 0,80 m (para estradas principais)<br>D ≥ 0,60 m (para estradas secundárias)             | $S_0 = 0,02 \Rightarrow A < 0,8 \text{ m}^2$   |
| Rectangular    | Altura superior a 0,50 m<br>Largura superior a 0,60 m<br>Altura + Largura superior a 1,50 m | $S_0 = 0,01 \Rightarrow 0,80 \text{ m}^2 < A < 3,0 \text{ m}^2$<br>$S_0 = 0,005 \Rightarrow A > 3,0 \text{ m}^2$ |

\* Informação obtida sem referência bibliográfica expressa.

Em Portugal, tendo em vista a posterior inspecção e eventual limpeza de aquedutos, a BRISA considera como diâmetros mínimos 0,80 m nos restabelecimentos e 1,00 m na via principal. O diâmetro máximo adoptado pela BRISA é de 1,50 m. Quando são exigidos

diâmetros superiores a 1,50 m para a secção transversal de aquedutos, a BRISA recorre a aquedutos de secção rectangular, em betão armado, variando a sua largura entre 1,50 m e 4,00 m.

Os diâmetros mínimos adoptados em aquedutos pela JAE são:

- 0,60 m nas estradas secundárias;
- 0,80 m nos itinerários complementares e principais;
- 1,00 m em auto-estradas.

**ENPC (1995)** refere que não devem ser adoptadas inclinações longitudinais inferiores a 0,5%, recomendando o valor de 1% como valor mínimo. Em projectos da BRISA e da JAE é frequentemente utilizado o valor mínimo de 1%.

## **3.7 – DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE AQUEDUTOS**

### **3.7.1 – Considerações prévias**

Independentemente do procedimento de cálculo a utilizar, no estudo de aquedutos deve ser efectuado um reconhecimento do local das travessias, tendo em vista uma avaliação das condições de escoamento a jusante e, ainda, estabelecer a altura máxima de água a montante do aqueduto, de forma a evitar possíveis prejuízos em propriedades urbanas ou rústicas adjacentes e interferência com o sistema de drenagem da plataforma da via.

O dimensionamento hidráulico de passagens hidráulicas consiste essencialmente em:

- predefinir os tipos de estruturas a adoptar tendo em consideração as condições locais;
- verificar a capacidade de vazão face aos caudais de ponta de cheia a escoar;
- verificar a compatibilidade entre as alturas de água a montante e as alturas admissíveis tendo em conta os desníveis relativamente a áreas circundantes e a distância ao nível da plataforma;
- avaliar a eventual necessidade de protecções a montante e a jusante, em função das velocidades de escoamento, para efeitos de controlo de erosão.

Nas alíneas subsequentes apresentam-se os principais métodos de dimensionamento de aquedutos:

- USBRP;
- Chow;
- Bodhaine;
- HDS5.

### 3.7.2 – Procedimento proposto pelo U.S. Bureau of Public Roads

O método mais divulgado para dimensionamento hidráulico de aquedutos é o proposto pelo U. S. Bureau of Public Roads (*e.g.* **Herr e Bossey, 1965** e **U. S. Department of Transportation, 1997**). Este método tem sido preconizado pela BRISA (**Brisa, 1974**) e pela JAE (**JAE, 1998**), sendo também aconselhado pela AASHTO (**AASHTO, 1991**) e pela SETRA (**ENPC, 1995**) de França. Os passos de cálculo considerados são:

- i) Recolha de dados e definição de parâmetros
  - caudal de ponta de cheia;
  - comprimento do aqueduto;
  - altura máxima de água a montante;
  - inclinação do aqueduto;
  - tipo de aqueduto a utilizar no que diz respeito à forma e material;
  - tipo de estruturas de entrada e saída;
  - velocidade máxima admissível a jusante do aqueduto.
  
- ii) Pré-dimensionamento
  - a) escolha do diâmetro ou altura do aqueduto respectivamente para secções transversais circular ou rectangular, utilizando os ábacos das Figuras B1 e B2 do Anexo B, referentes a aquedutos com controlo à entrada admitindo que  $H_w/D = 1,35$ ;
  - b) se resultarem diâmetros elevados que criem dificuldades de transporte ou colocação (tubos de betão de diâmetro superior a 1,50 m), ou se a altura de aterro for insuficiente para proporcionar pelo menos 1,00 m de recobrimento, podem utilizar-se tubos em paralelo, subir a rasante ou

recorrer a aquedutos de secção rectangular (*box culvert*) com largura superior à altura, devendo, no entanto, a solução escolhida ser justificada por análise técnico-económica.

- iii) Determinação da altura de água a montante,  $H_w$
- a) determina-se a altura de água a montante,  $H_w$ , necessária para escoar o caudal de dimensionamento supondo que a secção de controlo é a montante. A referida altura de água pode ser obtida através da relação  $H_w/D$  que se retira dos ábacos das Figuras B1 e B2 do Anexo B. Se o valor de  $H_w$  for superior à altura máxima admissível, escolhe-se outra secção transversal e repete-se o cálculo;
  - b) seguidamente, supõe-se o controlo à saída calculando  $H_w$  através da expressão (3.1), em que a perda de carga total,  $\Delta H$ , se obtém dos ábacos das Figuras B3 e B4 do Anexo B, ou então através da expressão (3.8). No entanto, o valor de  $h_o$  deve ser obtido da seguinte forma:
    - se  $T_w \geq D \Rightarrow h_o = T_w$ ;
    - se  $T_w < D \Rightarrow h_o = T_w$  ou  $h_o = (h_c + D)/2$ , conforme o que tiver valor mais elevado;
  - c) a altura de água a montante,  $H_w$ , será o maior dos valores calculados nas alíneas a) e b).
- iv) De forma a encontrar a solução técnico-economicamente mais vantajosa devem considerar-se outras formas e tipos de aquedutos.
- v) Cálculo da velocidade à saída para o caudal de dimensionamento atendendo à secção que controla o funcionamento do aqueduto:
- a) quando o controlo do escoamento é a montante, a velocidade na extremidade de jusante pode ser calculada recorrendo a uma fórmula de regime uniforme (*e.g.* Manning-Strickler);
  - b) para o controlo à saída, a velocidade pode ser calculada por

$$U = \frac{Q_d}{A_o} \quad (3.12)$$

em que  $A_o$  é a secção de escoamento à saída do aqueduto;

- c) se, tendo em atenção as condições locais, o valor da velocidade de saída for superior ao máximo aconselhado no Quadro 3.6 deve prever-se uma estrutura de dissipação de energia à saída, ou então diminuir a inclinação do aqueduto.

Quadro 3.6 – Velocidades máximas em canais (adaptado de **U.S. Corps of Engineers, 1970**).

| Tipo de material do canal  | Velocidade máxima (m/s) |
|--|-------------------------|
| Areias finas ou limos (pouca ou nenhuma argila)                      | 0,20 – 0,60             |
| Siltes arenosos ou argilosos, areias argilosas duras ou margas duras | 0,60 – 0,90             |
| Terrenos parcialmente cobertos de vegetação                          | 0,60 – 1,20             |
| Canais de terra revestidos com relva ( $i < 5\%$ )                   | 1,50                    |
| Argilas  | 1,50 – 1,80             |
| Rochas brandas (arenitos e xistos brandos)                           | 1,20 – 2,40             |
| Rochas duras   | 3,0 – 4,5               |
| Cimento ou betão   | 4,5 – 6,0               |

### 3.7.3 – Procedimento proposto por Chow

**Chow (1959)** considera os seis tipos de escoamentos através de aquedutos descritos na secção 3.3, diferindo apenas a sua numeração.

De forma a facilitar o processo de cálculo de aquedutos, **Chow (1959)** propõe um dimensionamento simplificado pelos ábacos da Figura 3.10, para secções rectangulares e circulares, com estruturas de entrada de bordos em aresta viva. Para estruturas de entrada com bordos arredondados, os valores de  $H_w/D$  devem ser corrigidos de acordo com as indicações do Quadro 3.7.

Quadro 3.7 – Estruturas de entrada com bordos arredondados. Correções a efectuar no valor de  $H_w/D$  (adaptado de **Chow, 1959**).

| Tipo de aqueduto | $H_w/D < 1,00$ | $1,00 < H_w/D < 1,50$ | $H_w/D > 1,50$    |
|------------------|----------------|-----------------------|-------------------|
| Rectangular      | 0,87 $H_w/D$   | 0,87 $H_w/D$          | 1,09+0,10 $H_w/D$ |
| Circular         | 1,00 $H_w/D$   | 0,36+0,64 $H_w/D$     | 0,62+0,46 $H_w/D$ |

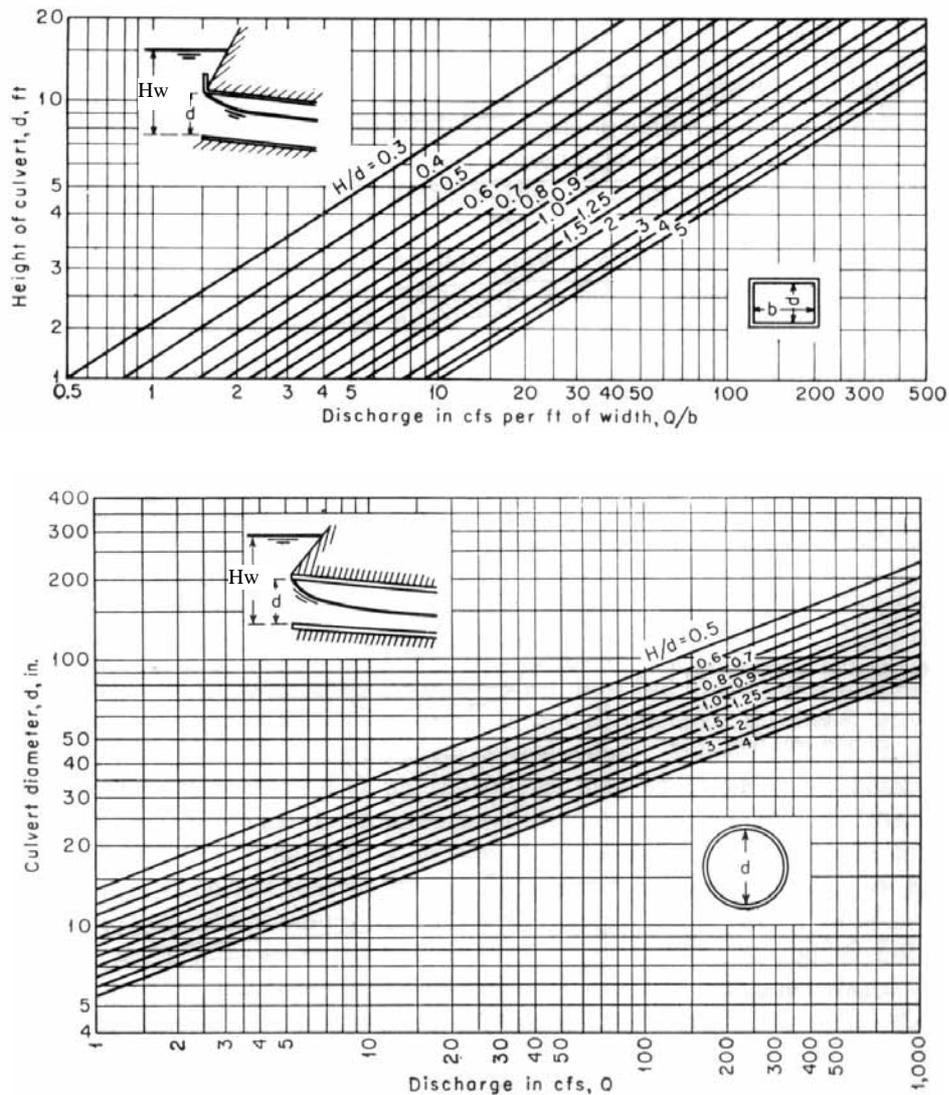


Figura 3.10 – Dimensionamento de aquedutos circulares e rectangulares. Estrutura de entrada com bordos em aresta viva (extraído de **Chow, 1959**).

No que se refere à metodologia de dimensionamento, **Chow (1959)** considera o seguinte:

- nos casos do escoamento com entrada e saída submersa (*escoamento tipo IV*) e do escoamento com secção cheia e saída livre (*escoamento tipo VI*), uma vez que são escoamentos em pressão, o dimensionamento hidráulico pode ser efectuado utilizando a lei de resistência que se julgue mais adequada;
- para o escoamento com superfície livre e entrada afogada (*escoamento tipo V*), o dimensionamento hidráulico pode ser efectuado da mesma forma que o escoamento por orifícios, em que o coeficiente de vazão do orifício,  $C_D$ , pode ser determinado pelo Quadro 3.8;

- nos outros tipos de escoamentos com superfície livre [escoamento em regime lento ao longo do aqueduto (*escoamento tipo III*), escoamento com altura crítica à saída (*escoamento tipo II*) e escoamento com altura crítica à entrada (*escoamento tipo I*)], o dimensionamento pode ser efectuado como se de um descarregador se tratasse, considerando um coeficiente de vazão,  $C_D$ , cujo valor pode ser determinado pelos ábacos das Figuras 3.11, 3.12 e 3.13.

Quadro 3.8 – Coeficiente de vazão. Escoamentos tipo V (adaptado de **Bodhaine, 1976**).

| $H_w/D$ | $r/D$ ou $w/D$ |      |      |      |      |      |      |
|---------|----------------|------|------|------|------|------|------|
|         | 0,00           | 0,02 | 0,04 | 0,06 | 0,08 | 0,10 | 0,14 |
| 1,4     | 0,44           | 0,46 | 0,49 | 0,50 | 0,50 | 0,51 | 0,51 |
| 1,5     | 0,46           | 0,49 | 0,52 | 0,53 | 0,53 | 0,54 | 0,54 |
| 1,6     | 0,47           | 0,51 | 0,54 | 0,55 | 0,55 | 0,56 | 0,56 |
| 1,7     | 0,48           | 0,52 | 0,55 | 0,57 | 0,57 | 0,57 | 0,57 |
| 1,8     | 0,49           | 0,54 | 0,57 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 |
| 1,9     | 0,50           | 0,55 | 0,58 | 0,59 | 0,60 | 0,60 | 0,60 |
| 2,0     | 0,51           | 0,56 | 0,59 | 0,60 | 0,61 | 0,61 | 0,62 |
| 2,5     | 0,54           | 0,59 | 0,62 | 0,64 | 0,64 | 0,65 | 0,66 |
| 3,5     | 0,55           | 0,61 | 0,64 | 0,66 | 0,67 | 0,69 | 0,70 |
| 3,0     | 0,57           | 0,62 | 0,65 | 0,67 | 0,68 | 0,70 | 0,71 |
| 4,0     | 0,58           | 0,63 | 0,66 | 0,68 | 0,70 | 0,71 | 0,72 |
| 5,0     | 0,59           | 0,64 | 0,67 | 0,69 | 0,71 | 0,72 | 0,73 |

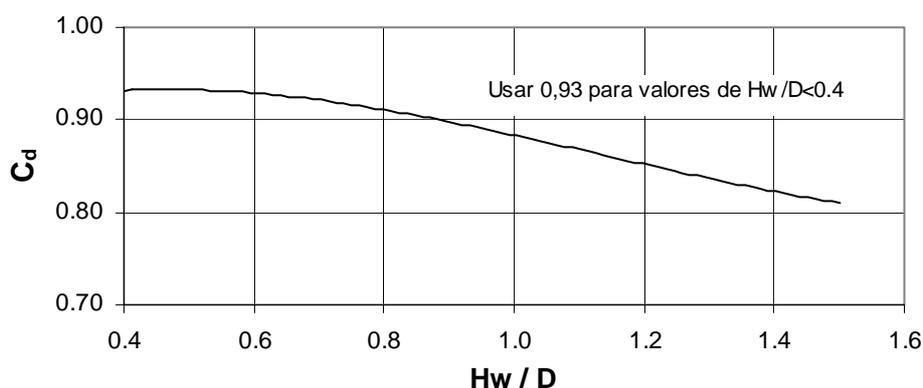


Figura 3.11 – Coeficiente de vazão para escoamentos dos tipos I,II e III. Estrutura de entrada com os bordos em aresta viva (adaptado de **Bodhaine, 1976**).

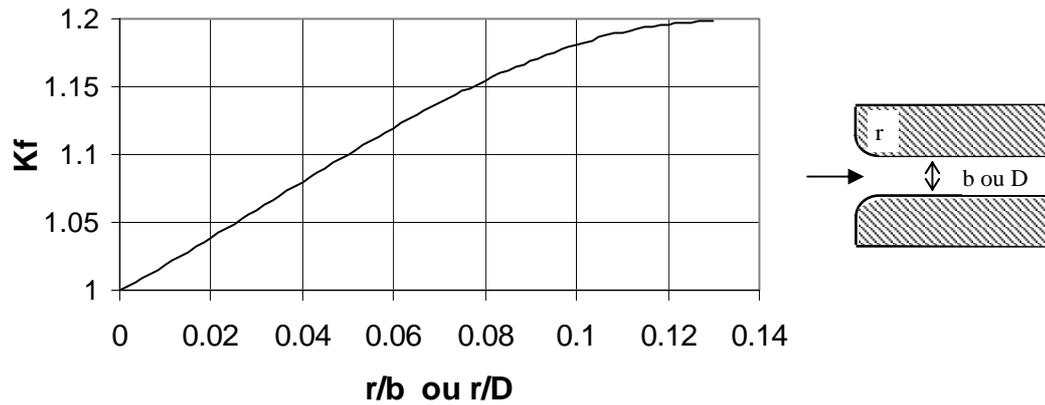


Figura 3.12 – Aqueduto com os bordos de entrada arredondados. Correções ao coeficiente de vazão. (adaptado de **Bodhaine, 1976**).

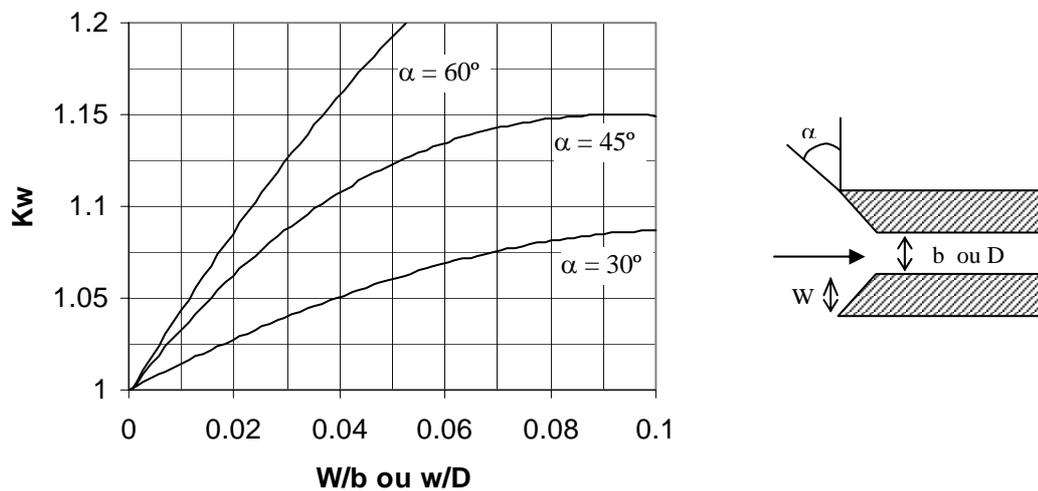


Figura 3.13 – Aqueduto com os bordos de entrada em bisel. Correções ao coeficiente de vazão (adaptado de **Bodhaine, 1976**).

### 3.7.4 – Procedimento proposto por Bodhaine (1976)

**Bodhaine (1976)** apresenta, para os seis tipos de escoamentos definidos na alínea 3.3, expressões para o cálculo da vazão (Quadro 3.9).

A determinação dos coeficientes de vazão dos escoamentos do tipo I, II e III pode ser efectuada pelo ábaco da Figura 3.11, no caso de estruturas de entrada com muro de testa

vertical. Se os bordos da estrutura de entrada forem arredondados ou em bisel, os valores obtidos pela Figura 3.11 devem ser corrigidos de acordo com as das Figuras 3.12 e 3.13, apresentadas na alínea anterior.

Quadro 3.9 – Tipos de escoamentos. Equações de vazão (adaptado de **Bodhaine, 1976**, in **French, 1986**).

| <b>Tipo de escoamento</b>   | <b>Equação de dimensionamento</b>   |
|---|---|
| Tipo I – Altura crítica à entrada<br>Hw/D < 1,5   Tw/D ≤ 1,0<br>Tw/h <sub>c</sub> < 1,0 | $Q_d = C_D A_c \sqrt{2g \left( Hw + \alpha_1 \frac{U_1^2}{2g} - d_c - \Delta H_{1-2} \right)}$                      |
| Tipo II – Altura crítica à saída<br>Hw/D < 1,5   Tw/D ≤ 1,0<br>Tw/h <sub>c</sub> < 1,0  | $Q_d = C_D A_c \sqrt{2g \left( Hw + z + \alpha_1 \frac{U_1^2}{2g} - d_c - \Delta H_{1-2} - \Delta H_{2-3} \right)}$ |
| Tipo III – Esc. em regime lento<br>Hw/D < 1,5   Tw/D ≤ 1,0<br>Tw/h <sub>c</sub> > 1,0   | $Q_d = C_D A_3 \sqrt{2g \left( Hw + z + \alpha_1 \frac{U_1^2}{2g} - h_3 - \Delta H_{1-2} - \Delta H_{2-3} \right)}$ |
| Tipo IV – Saída submersa<br>Hw/D < 1,0   Tw/D > 1,0                                     | $Q_d = C_D A \left[ \frac{2g(Hw - Tw)}{1 + (29C^2 n^2 L / R^{4/3})} \right]^{1/2}$                                  |
| Tipo V – Saída submersa<br>Hw/D ≥ 1,5   Tw/D ≤ 1,0                                      | $Q_d = C_D A \sqrt{2g Hw}$  |
| Tipo VI – Secção cheia e saída livre<br>Hw/D ≥ 1,5   Tw/D ≤ 1,0                         | $Q_d = C_D A \sqrt{2g(Hw + z - h_3 - \Delta H_{2-3})}$  |

Para os escoamentos dos tipos IV e VI, o coeficiente de vazão pode ser determinado por interpolação dos valores do Quadro 3.10. Em função da geometria da estrutura de entrada os coeficientes de vazão do Quadro 3.10 devem ser corrigidos de acordo com as Figuras 3.12 e 3.13.

Quadro 3.10 – Escoamentos tipo IV e VI. Coeficiente de vazão. (adaptado de **Bodhaine, 1976**).

| <b>Valores de r/D ou w/D</b> | <b>Coeficiente de vazão, C<sub>D</sub></b> |
|------------------------------|--|
| 0,00                         | 0,84                                       |
| 0,02                         | 0,88                                       |
| 0,04                         | 0,91                                       |
| 0,06                         | 0,94                                       |
| 0,08                         | 0,96                                       |
| 0,10                         | 0,97                                       |
| 0,12                         | 0,98                                       |

Se o escoamento for do tipo V, o coeficiente de vazão pode ser determinado a partir do Quadro 3.8.

### 3.7.5 – Dimensionamento segundo a Hydraulic Design Series (HDS) N° 5

O dimensionamento hidráulico de aquedutos, de acordo com as indicações do documento Hydraulic Design Series n° 5 (HDS 5), **Norman et al (1985)**, tem por base o cálculo das alturas de água a montante e a jusante nos tipos de escoamentos descritos na alínea 3.3. Este procedimento de cálculo está também bastante divulgado, sendo recomendado pela FHA (U.S. Federal Highway Administration) e pela CIRIA (Construction Industry Research and Information Association).

O procedimento de cálculo pode ser resumido nos seguintes passos:

- i) determinar a secção de controlo do escoamento
  - controlo a montante  $\Rightarrow$  ir para o passo ii)
  - controlo a jusante  $\Rightarrow$  calcular a altura de água a montante,  $H_w/D$ , de acordo com:

$$H_w = \Delta H + h_0 - L \times S_0 \quad (3.1)$$

$$\Delta H = \left( 1 + k_e + \frac{124,6 n^2 L}{D^{4/3}} \right) \frac{U^2}{2g} \quad (3.8)$$

- ii) cálculo da intensidade de descarga, definida por

$$TLIM = \frac{k_Q Q_d}{A D^{0,5}} \quad (3.13)$$

sendo:

$Q_d$  - caudal de dimensionamento;

$k_Q$  - parâmetro que assume o valor de  $1,811 \text{ s/m}^{0,5}$  ( $1,0 \text{ s/ft}^{0,5}$ );

$A$  - área da secção transversal do aqueduto;

$D$  - altura ou diâmetro do aqueduto.

- se  $\frac{k_Q Q_d}{A D^{0,5}} \leq 3,5 \Rightarrow$  ir para passo iii)
- se  $\frac{k_Q Q_d}{A D^{0,5}} \geq 4,0 \Rightarrow$  ir para passo iv)
- se  $3,5 < \frac{k_Q Q_d}{A D^{0,5}} < 4,0 \Rightarrow$  é aconselhado um dimensionamento mais cuidado, nomeadamente utilizando os procedimentos do USBPR, expostos na alínea 3.7.3.

- iii) calcular  $H_w/D$  utilizando a equação (3.14), ou (3.15), a definir pelo Quadro 3.11, para escoamentos com superfície livre e entrada livre

$$\frac{H_w}{D} = \frac{E_c}{D} + K \left( \frac{k_b Q_d}{A D^{0,5}} \right)^M + k_s S_0 \quad (3.14)$$

$$\frac{H_w}{D} = K \left( \frac{k_b Q_d}{A D^{0,5}} \right)^M \quad (3.15)$$

sendo:

$H_w$  - altura de água acima da soleira na secção de montante (m);

$S_0$  - inclinação da soleira do aqueduto;

$K, M$  - constantes empíricas (Quadro 3.11);

$k_s$  - parâmetro que toma o valor de 0,7 para estruturas de entrada chanfradas e de -0,5 nas restantes;

$E_c$  - energia crítica (m).

Quadro 3.11 – Dimensionamento de aquedutos segundo HDS nº 5. Constantes empíricas a utilizar nas expressões (3.14) ou (3.15) e (3.16) (adaptado de **Ramsbottom e Rickard, 1997**).

| Tipo de aqueduto | Material        | Tipo de estrutura de entrada / tipo de bordos                                     | Eq.  | $K$    | $M$   | $c$    | $Y$  |
|------------------|-----------------|---|------|--------|-------|--------|------|
| Circular         | Betão           | Muro de cabeceira / bordos verticais  | 3.14 | 0,0098 | 2,0   | 0,0398 | 0,67 |
|                  |                 | Muro de cabeceira / bordos arredondados   | 3.14 | 0,0078 | 2,0   | 0,0292 | 0,74 |
|                  |                 | Extremo saliente / bordos arredondados  | 3.14 | 0,0045 | 2,0   | 0,0317 | 0,69 |
|                  | Metal corrugado | Muro de cabeceira / bordos verticais  | 3.14 | 0,0340 | 1,50  | 0,0553 | 0,54 |
|                  |                 | Chanfrado de acordo com o talude  | 3.14 | 0,0018 | 2,50  | 0,0300 | 0,74 |
|                  |                 | Extremo do aqueduto saliente  | 3.14 | 0,0018 | 2,50  | 0,0243 | 0,83 |
| Rectangular      | Betão           | Muro de cabeceira e muros de ala com ângulo de 30° a 70° / bordos verticais       | 3.14 | 0,026  | 1,0   | 0,0385 | 0,81 |
|                  |                 | Muro de cabeceira com/sem muros de ala com ângulo de 30° a 70° / bordos verticais | 3.14 | 0,061  | 0,75  | 0,0400 | 0,80 |
|                  |                 | Muro de cabeceira e muros de ala sem inclinação / bordos verticais                | 3.14 | 0,061  | 0,75  | 0,0423 | 0,82 |
|                  |                 | Muro de cabeceira com chanfros de 20mm  | 3.15 | 0,515  | 0,667 | 0,0375 | 0,79 |
|                  |                 | Muro de cabeceira / Bordos em bisel a 45°   | 3.15 | 0,495  | 0,667 | 0,0314 | 0,82 |
|                  |                 | Muro de cabeceira / bordos verticais  | 3.14 | 0,0083 | 2,0   | 0,0379 | 0,69 |
|                  | Metal corrugado | Muro de cabeceira espesso e extremo do aqueduto saliente                          | 3.14 | 0,0145 | 1,75  | 0,0419 | 0,64 |
|                  |                 | Muro de cabeceira pouco espesso e extremo do aqueduto saliente                    | 3.14 | 0,0340 | 1,5   | 0,496  | 0,57 |
|                  |                 | Muro de cabeceira / bordos verticais  | 3.14 | 0,0083 | 2,0   | 0,0379 | 0,69 |
| Abobadado        | Metal corrugado | Chanfrado de acordo com o talude  | 3.14 | 0,0300 | 2,0   | 0,0463 | 0,75 |
|                  |                 | Muro de cabeceira pouco espesso e extremo do aqueduto saliente                    | 3.14 | 0,0340 | 1,5   | 0,0496 | 0,57 |
|                  |                 | Muro de cabeceira / bordos verticais  | 3.14 | 0,0083 | 2,0   | 0,0379 | 0,69 |

- iv) calcular  $H_w/D$  utilizando a seguinte expressão para escoamentos com superfície livre e entrada afogada

$$\frac{H_w}{D} = c \left( \frac{k_b Q_d}{A D^{0,5}} \right)^2 + Y + k_s S_0 \quad (3.16)$$

em que  $c$  e  $Y$  são constantes empíricas definidas no Quadro 3.11.

### 3.7.6 – Fórmula de Talbot

Embora de interesse reduzido para Portugal, julgou-se oportuno apresentar a fórmula de Talbot para dimensionamento hidrológico e hidráulico de aquedutos, utilizada quando não se dispõe de dados que permitam estimar a precipitação intensa de dimensionamento. Segundo **Bustamante (1996)**, a fórmula de Talbot foi estabelecida com base num grande número de precipitações intensas, com valores que atingiram 100 mm/h, na zona oeste dos Estados Unidos. A fórmula de Talbot é

$$A = 0,1832 C_T \sqrt[4]{A_b^3} \quad (3.17)$$

sendo:

- A - área da secção transversal do aqueduto ( $m^2$ );
- $A_b$  - área da bacia hidrográfica (ha);
- $C_T$  - coeficiente dependente do tipo de solos.

Em terrenos de permeabilidade elevada os valores do coeficiente da fórmula de Talbot, apresentados no Quadro 3.12, devem ser reduzidos em 50 %.

Quadro 3.12 – Coeficientes da fórmula de Talbot ( adaptado de **Bustamante, 1996**).

| Tipo de solo                                 | Coefficiente $C_T$ |
|--|--------------------|
| Terrenos montanhosos e escarpados            | 1,00               |
| Terrenos quebrados com pendentes moderadas   | 0,65               |
| Bacias irregulares e muito largas            | 0,50               |
| Terrenos agrícolas ondulados                 | 0,33               |
| Terrenos planos não afectados por inundações | 0,20               |

## 3.8 – DISSIPACÃO DE ENERGIA

### 3.8.1 – Considerações gerais

Sempre que o escoamento na extremidade de jusante de um aqueduto apresenta velocidade não compatível com a capacidade de resistência do leito à erosão (Figuras C13 e C14 do Anexo C), há que tomar medidas para evitar ou limitar tal erosão.

Os tipos de estruturas de dissipação de energia mais frequentemente utilizadas a jusante de aquedutos são:

- bacias de dissipação por ressalto hidráulico;
- estruturas de queda;
- bacias de dissipação por impacto;
- canais com soleira em degraus;
- canais com macrorugosidades;
- bacias de dissipação com gabiões;
- estruturas com macrorugosidades;

Para velocidades à saída de aquedutos superiores a 4,5 m/s é usual utilizarem-se enrocamentos de protecção.

No caso de canais não revestidos com betão, as estruturas referidas estão normalmente associadas a protecções com enrocamentos que dependem da geologia do terreno de jusante. A escolha do tipo de estrutura a adoptar depende de factores como o caudal de dimensionamento, a topografia e a geologia da linha de água, para além de aspectos relacionados com o custo da obra.

Para que o canal seja estável a jusante de qualquer estrutura de dissipação, a tensão tangencial ao longo do perímetro molhado deve ser inferior à tensão tangencial crítica de arrastamento,  $\tau_{cr}$ , do material do leito. No Quadro 3.13 são apresentados valores da tensão tangencial crítica e velocidades máximas admissíveis para diferentes tipos de materiais.

No caso de canais largos e escoamento em regime uniforme, a tensão tangencial actuante sobre as partículas que constituem o leito pode ser calculada por

$$\tau = \gamma_w h S_0 \quad (3.18)$$

sendo:

- $\tau$  - tensão de arrastamento;
- $\gamma_w$  - peso volúmico da água;
- $h$  - altura de escoamento;
- $S_0$  - inclinação da soleira do canal.

Quadro 3.13 – Velocidades e tensões tangenciais críticas de arrastamento (adaptado de **U.S. Corps of Engineers, 1970**, e de **United Nations, 1973**).

| Material do canal                       | Diâmetros (mm) | V (m/s) | $\tau_{cr}$ (N/m <sup>2</sup> ) |
|---|----------------|---------|---------------------------------|
| Areia lodosa (não coloidal) .....       | -              | 0,50    | 2,0                             |
| Silte lodoso (não coloidal) .....       | -              | 0,60    | 2,5                             |
| Aluvião siltoso (não coloidal) .....    | -              | 0,60    | 2,5                             |
| Lodo comum consistente .....            | -              | 0,75    | 3,6                             |
| Aluvião siltoso (coloidal) .....        | -              | 1,15    | 12,0                            |
| Argila rija (muito coloidal) .....      | -              | 1,15    | 12,0                            |
| Argila xistosa .....                    | -              | 1,85    | 31,2                            |
| Areia fina .....                        | 0,602 – 0,25   | 0,45    | 1,2                             |
| Areia média .....                       | 0,25 – 0,5     | 0,50    | 1,7                             |
| Areia grossa .....                      | 0,5 – 2,0      | 0,60    | 2,5                             |
| Seixo fino .....                        | 4,0 – 8,0      | 0,75    | 3,6                             |
| Seixo grosso .....                      | 8,0 – 64,0     | 1,25    | 14,4                            |
| Calhau rolado e seixo achatado .....    | 64,0 – 256,0   | 1,25    | 43,2                            |
| Canais revestidos com relva (incl.< 5%) | -              | 1,50    | -                               |

### 3.8.2 – Enrocamento de protecção

A protecção com enrocamento é frequentemente utilizada quando a velocidade do escoamento à saída de aquedutos é inferior a 4,5 m/s, pois, para estas situações, é mais económica de que a construção de estruturas de dissipação de energia.

O dimensionamento do enrocamento de protecção pode ser efectuado de acordo com os critérios apresentados e analisados em **Samora (1993)**:

- O diâmetro médio da pedra a colocar no tapete de enrocamento, para escoamentos com elevada intensidade de macroturbulência é calculado por

$$D_{50} = \frac{U^2}{2,5g} \quad (3.19)$$

em que  $D_{50}$  (m) é o diâmetro do enrocamento correspondente a 50% sobre a curva granulométrica e  $U$  é a velocidade média do escoamento à saída do aqueduto (m/s);

- O maior bloco ( $D_{100}$ ) e o menor bloco ( $D_0$ ) deverão pesar, respectivamente, o quádruplo e um quarto do peso do bloco médio (**Taylor, 1973**). Admitindo que o peso dos blocos é proporcional ao cubo do diâmetro, obtêm-se

$$\frac{D_{100}}{D_{50}} = \sqrt[3]{4} \cong 1,58 \quad (3.20)$$

$$\frac{D_0}{D_{50}} = \sqrt[3]{\frac{1}{4}} \cong 0,63 \quad (3.20a)$$

- A espessura mínima do tapete de enrocamento é  $1,5D_{100}$ .

O diâmetro médio do enrocamento de protecção,  $D_{50}$ , também pode ser calculado pela expressão de Izbash citada em **Debo e Reese (1995)**

$$D_{50} = \frac{U^2}{2g} \frac{1}{C^2} \left( \frac{\gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \right) \quad (3.21)$$

sendo:

$D_{50}$  - diâmetro do enrocamento correspondente a 50% sobre a curva granulométrica;

$\gamma_w$  - peso volúmico da água;

$\gamma_s$  - peso volúmico do material dos blocos de enrocamento;

$U$  - velocidade média do escoamento à saída do aqueduto;

$C$  - coeficiente de Izbash igual a 0,86 para escoamentos altamente turbulentos e a 1,20 para escoamentos de turbulência normal.

É frequente adoptar-se para peso volúmico do material dos blocos de enrocamento um valor de  $2650 \text{ N/m}^3$  (**Samora, 1993**).

A extensão do enrocamento de protecção pode ser calculada pela seguinte expressão apresentada em **Debo e Reese (1995)**

$$L = 4,5 Fr_1 h_1 \quad (3.22)$$

em que  $Fr_1$  e  $h_1$  são, respectivamente, o número de Froude e altura de água a jusante da estrutura de saída do aqueduto. Os valores correntemente utilizados em projectos da JAE e da BRISA são apresentados nos Quadros 3.14.

Quadro 3.14 – Extensão do tapete (m) a adoptar em aquedutos de secção circular (extraído de LNEC, 1996).

| Diâmetro da conduta, $D$<br>(m) | Velocidade, $U$<br>(m/s) |           |           |
|---------------------------------|--------------------------|-----------|-----------|
|                                 | < 2,5                    | 2,5 a 3,5 | 3,5 a 4,5 |
| 0,60                            | 2,0                      | 2,5       | 3,0       |
| 0,80                            | 2,5                      | 3,0       | 3,5       |
| 1,00                            | 3,0                      | 3,5       | 4,0       |
| 1,20                            | 3,5                      | 4,0       | 4,5       |
| 1,25                            | 3,5                      | 4,0       | 4,5       |
| 1,50                            | 4,0                      | 4,5       | 5,0       |
| 1,80                            | 4,5                      | 5,0       | 5,0       |

### 3.8.3 – Bacias de dissipação de energia por ressalto

#### 3.8.3.1 – Considerações prévias

As alturas conjugadas do ressalto hidráulico podem ser obtidas pela aplicação do teorema de Euler ao volume limitado pelas secções da primeira e da segunda altura conjugada. No caso de secções rectangulares obtém-se a seguinte expressão

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right) \quad (3.23)$$

sendo:

$h_1, h_2$  - alturas conjugadas;

$Fr_1$  - número de Froude na secção de montante do ressalto.

A perda de carga provocada pelo ressalto entre as alturas conjugadas pode ser calculada utilizando o teorema de Bernoulli. Considerando as cotas  $z_1 = z_2$ , obtém-se

$$\Delta H_{12} = \left( \frac{U_1^2}{2g} + h_1 \right) - \left( \frac{U_2^2}{2g} + h_2 \right) \quad (3.24)$$

que, no caso de secções rectangulares, se pode escrever

$$\Delta H_{12} = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_2h_1} \quad (3.24a)$$

**Peterka (1964)** refere que o comprimento do ressalto varia entre  $4,4h_2$  e  $6,0h_2$ , quando o número de Froude estiver compreendido entre 2,0 e 5,0. Para valores do número de Froude superiores a 5,0, o comprimento do ressalto pode considerar-se como sendo sensivelmente igual a  $6,0h_2$ . Para canais de secção trapezoidal, **Pozey e Hsing (1941)** apresentam a seguinte fórmula aproximada para o cálculo do comprimento do ressalto,  $L_R$

$$\frac{L_R}{h_2} = 5 \left( 1 + 4 \sqrt{\frac{b_2 - b_1}{b_1}} \right) \quad (3.25)$$

em que  $h_2$  é a altura a jusante do ressalto e  $b_1$  e  $b_2$  são, respectivamente, as larguras da superfície livre a montante e a jusante do ressalto.

Em geral, verifica-se que as bacias de dissipação mais económicas e eficazes correspondem a números de Froude compreendidos entre 4,5 e 9,0, em que a perda de carga é da ordem de 45 a 75%.

### 3.8.3.2 – Bacia tipo PWD

Este tipo de bacia, utilizado a jusante de condutas de secção circular com diâmetros compreendidos entre 450 mm e 1850 mm e para cargas inferiores a três vezes o diâmetro da conduta (Figura 3.14), foi desenvolvido pelo Public Works Department, na Austrália.

**Argue (1961)** refere que este tipo de bacias, só deve ser utilizada a jusante de condutas em que a velocidade média não seja superior ao valor definido pela seguinte expressão

$$U < 2\sqrt{g D} \quad (3.26)$$

em que  $U$  e  $D$  são expressos em m/s e em m, respectivamente.

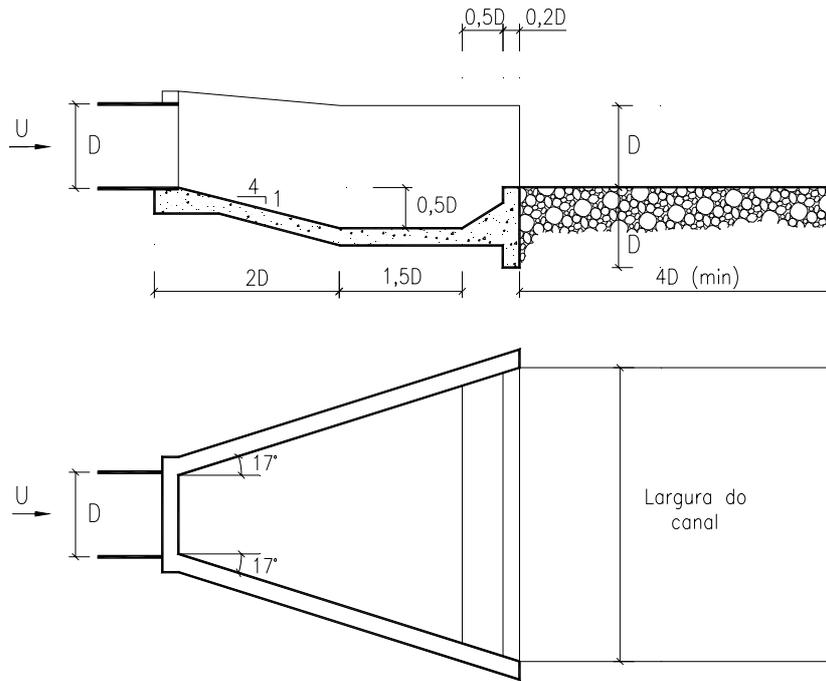


Figura 3.14 – Bacia tipo PWD (extraído de **Argue, 1961**).

### 3.8.3.3 – Bacia tipo WES

As bacias tipo WES, descritas em **Fletcher e Grace (1972)**, diferem essencialmente das bacias tipo PWD por as paredes laterais apresentarem um ângulo de divergência inferior (cerca de  $7^\circ$ ) e serem mais alongadas.

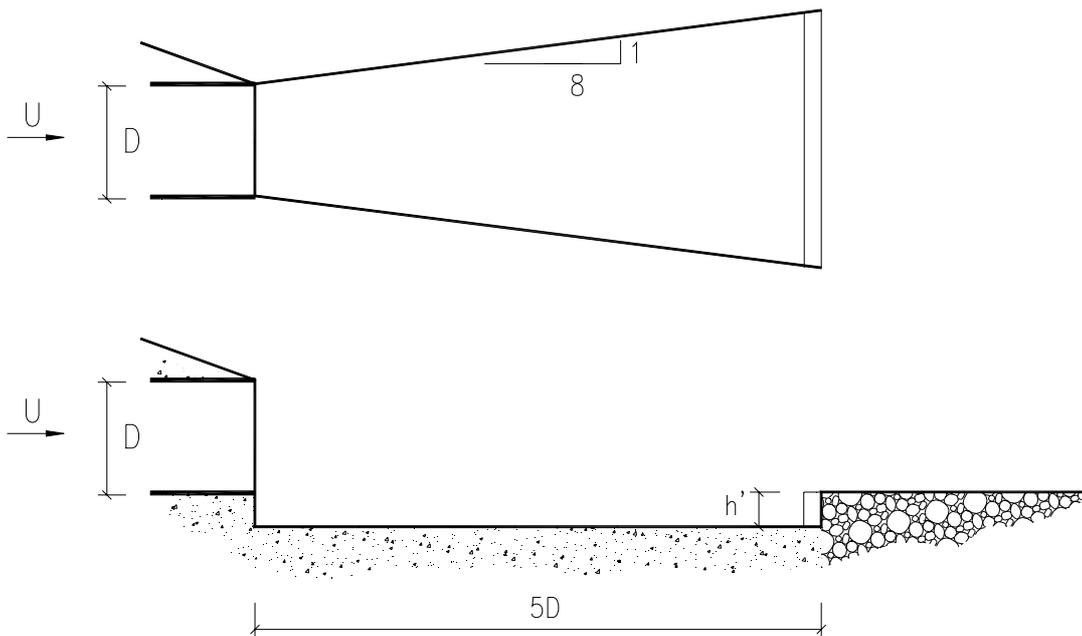


Figura 3.15 – Bacia tipo WES (adaptado de **U. S. Corps Engineers, 1991**).

O dimensionamento hidráulico destas bacias deve ser efectuado de acordo com

$$\frac{Q_d}{D^{5/2}} \leq 2,90 \frac{h_3}{D} \left( \frac{L}{D} \right)^{0,4(D/h_3)^{1/3}} \quad (3.27)$$

sendo:

- $Q_d$  - caudal de dimensionamento ( $m^3/s$ );
- $D$  - diâmetro da conduta (m);
- $L$  - comprimento da bacia, em geral igual a  $5D$  (m);
- $h_3$  - altura de água a jusante da bacia (m).

### 3.8.3.4 – Bacia tipo SAF

Este tipo de bacia foi desenvolvido pelo Laboratório de Saint Anthony Falls (**Wilken, 1978**), cujas simbologia e dimensões tipo se apresentam na Figura 3.16.

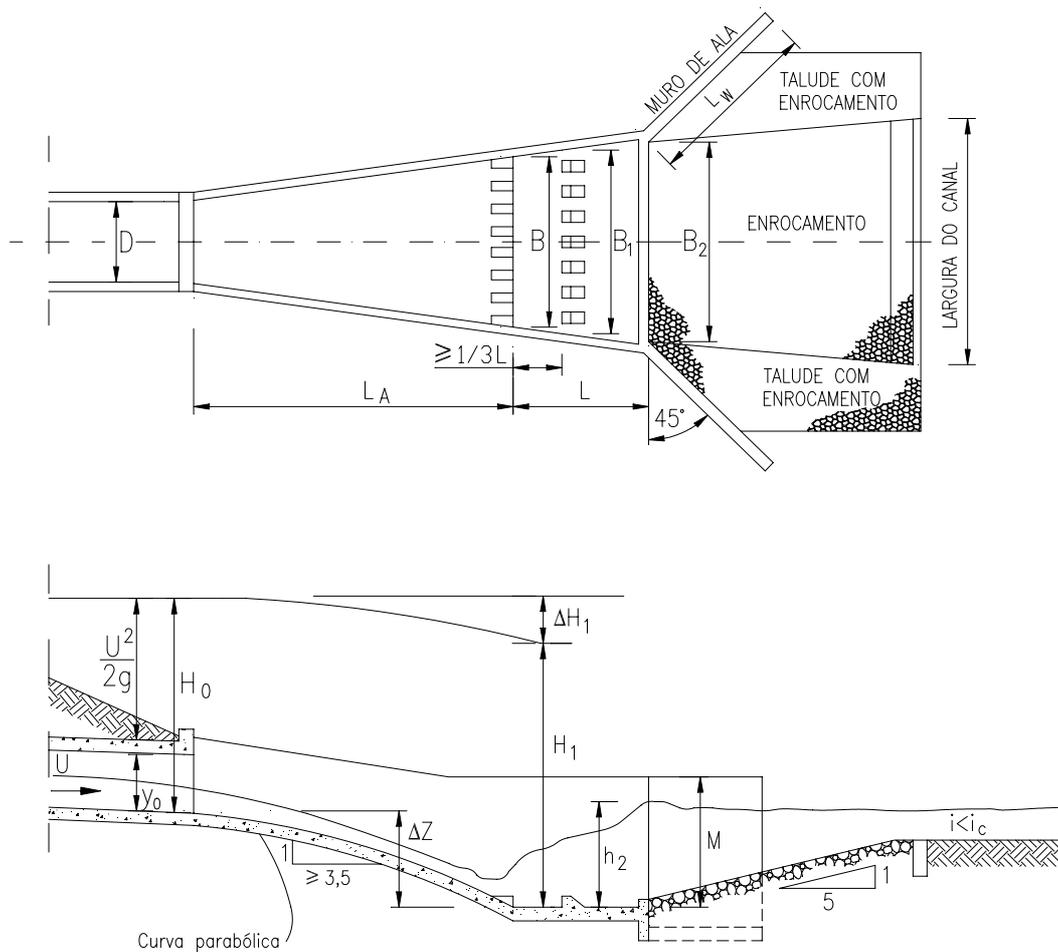


Figura 3.16 – Bacia tipo SAF (extraído de **Wilken, 1978**).

O dimensionamento hidráulico destas bacias deve ser efectuado de acordo com as seguintes indicações:

- calcular o valor de  $H_0 = y_0 + \frac{V_0^2}{2g}$  e o respectivo número de Froude,  $Fr_0$ ;
- fazer  $B_1 = 2D$  para  $V_0$  da ordem de 6 m/s e igual a  $2,5D$  a  $3D$  para valores superiores e até 12 m/s;
- adoptar um valor para o desnível,  $\Delta z$ , por forma a ter em conta a curva de vazão natural no canal de jusante, não devendo ser considerado inferior a  $\frac{H_0 B_1}{D}$ ;
- fixar o comprimento do divergente,  $L_A$ , tendo em consideração as relações do Quadro 3.15;
- calcular o valor da primeira altura conjugada,  $h_1$ , e da velocidade  $V_1$  sendo  $H_1 = H_0 + \Delta z - \Delta H$ , em que  $\Delta H$  é a perda de carga no divergente;
- calcular o valor de  $Fr_1$ , referente à secção da primeira altura conjugada, e o valor da segunda altura conjugada,  $h_2$ ;
- determinar o comprimento da bacia,  $L$ , através da expressão  $L = \frac{7,5h_2}{Fr_1}$  devendo este comprimento ser superior a  $1,4h_2$ .

Quadro 3.15 – Valores para o comprimento do divergente em bacias tipo SAF (extraído de **Ramos, 1996**).

| $Fr_0$ | $B_1/D$ |     |     |      |
|--------|---------|-----|-----|------|
|        | 2,0     | 2,5 | 3,0 | 4,0  |
| 2      | 2,5     | 3,1 | 3,7 | 5,2  |
| 3      | 3,6     | 4,5 | 5,4 | 7,3  |
| 4      | 4,6     | 5,8 | 7,0 | 9,8  |
| 5      | 5,5     | 7,0 | 8,5 | 12,0 |
| 6      | 6,5     | 8,1 | 9,9 | 14,0 |

Os blocos de queda e de amortecimento e a soleira terminal devem ser definidos da seguinte forma:

- os blocos de queda devem ter uma altura igual a  $h_1$  e uma largura igual ao espaçamento, de  $0,75h_1$ ;
- os blocos de amortecimento devem ter uma altura compreendida entre  $1,0h_1$  e  $1,2h_1$  devendo ser colocados a uma distância do início da bacia de  $0,33L$  a  $0,45L$ . A largura destes blocos deve ser igual ao espaçamento e com valor igual a  $0,75h_1$ . Os

blocos próximos da parede devem ser afastados desta de uma distância igual a  $0,5h_1$ ;

- a largura dos blocos deverá ser igual ao espaçamento, devendo a soma da largura de todos os blocos ser igual a um valor compreendido entre  $0,4B_1$  e  $0,5B_1$ . Estes blocos devem ter a face de montante vertical e a de jusante inclinada a 1:1. A sua espessura deve ser igual a  $0,2h_1$ , com um valor mínimo de 0,45 m;
- a soleira terminal deve ter a face de montante vertical e uma altura igual a  $0,07h_2$ ;
- os muros de ala devem ser inclinados a  $45^\circ$  em relação ao eixo da conduta;
- a inclinação do fundo a jusante da bacia deve ser igual a  $1V/5H$ .

### 3.8.3.5 – Bacia tipo III do USBR

As bacias de dissipação do tipo III do USBR, representadas na Figura 3.17, são de planta rectangular e fundo horizontal e apresentam blocos de amortecimento e soleira de jusante contínua.

Este tipo de bacias só deve ser utilizado quando a montante do ressalto ocorrerem velocidades não superiores a 18 m/s e caudais por unidade de largura iguais ou inferiores a  $18 \text{ m}^2/\text{s}$ . Com este tipo de bacias consegue-se reduzir para cerca de 45% o comprimento da bacia, em relação a uma bacia rectangular simples (Lencastre, 1991).

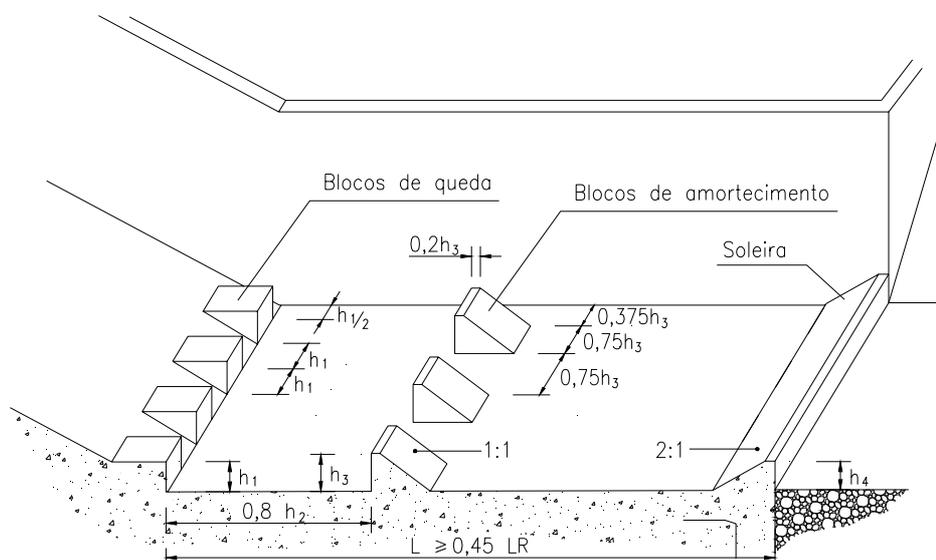


Figura 3.17 – Bacia tipo III do USBR.

Os valores da altura dos blocos de amortecimento,  $h_3$ , e da altura da soleira terminal,  $h_4$ , podem ser calculados recorrendo ao ábaco da Figura 3.18.

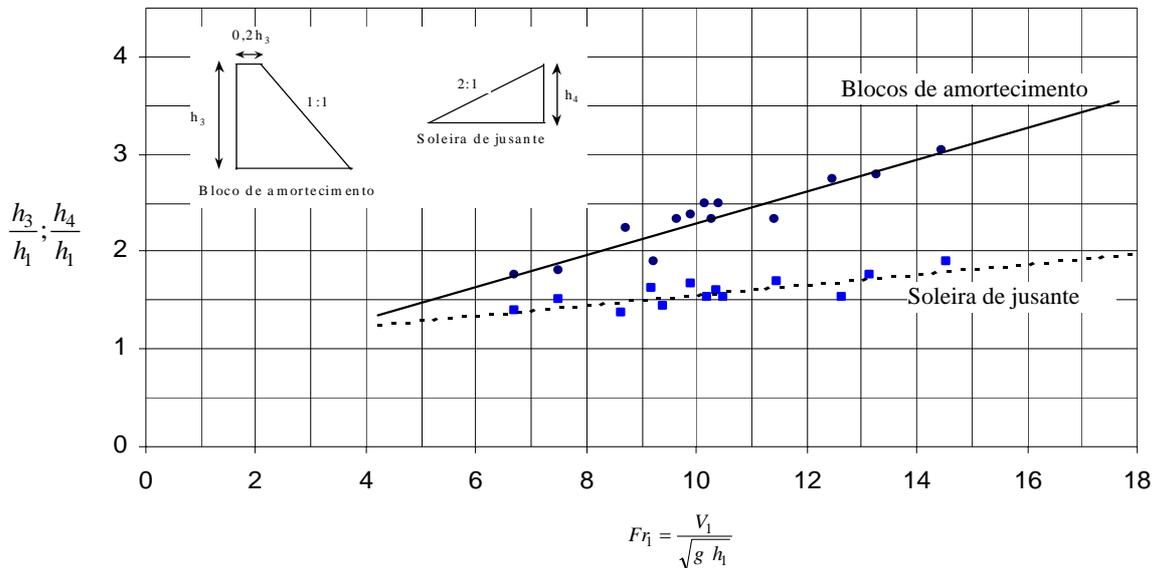


Figura 3.18 – Alturas dos blocos de amortecimento e da soleira de jusante em bacias tipo III do USBR (adaptado de **Simon e Korom, 1997**).

A função dos blocos de queda é dividir a lâmina líquida em jactos diferenciados, sendo desviados do fundo ao passarem sobre os blocos, dando origem a um grande número de turbilhões dissipadores de energia. A acção destes permite reduzir o comprimento da bacia e diminuir a tendência para o ressalto se deslocar para jusante.

Os blocos de amortecimento recebem o impacto do escoamento, criando grandes turbilhões que dissipam energia, originando flutuações de pressão importantes. No caso de velocidades elevadas a montante essas flutuações de pressão podem provocar fenómenos de cavitação e darem origem a erosão nos blocos de amortecimento e no fundo da bacia.

A finalidade da soleira de jusante é dirigir as correntes do fundo para o alto, afastando-as do fundo à saída da bacia. O nível mínimo de jusante, compatível com a fixação do ressalto, é corresponde a  $0,83h_2$ .

### 3.8.3.6 – Bacia tipo IV do USBR

As bacias de dissipação tipo IV do USBR, representadas na Figura 3.19, possuem deflectores e soleira terminal contínua. Estas bacias são adequadas para os casos em que o ressalto é oscilante, o que acontece quando o número de Froude na secção de montante estiver compreendido entre 2,5 e 4,5 (Lencastre, 1991). No entanto, devido ao seu grande comprimento, por questões económicas, este tipo de bacia é pouco utilizado a jusante de aquedutos.

A eficiência deste tipo de bacias reside no efeito dos blocos de queda que atenuam de forma significativa as ondulações formadas. De referir que este tipo de onda é de difícil amortecimento, pois ao embater em obstáculos pode ser amortecida ou ampliada causando danos em estruturas de jusante como canais de terra e protecções de betão.

O comprimento a dar a este tipo de bacias deve ser igual ao de uma bacia sem acessórios, podendo ser calculado, por exemplo, através da expressão 3.25. Os restantes elementos deveram ser dimensionados de acordo com a Figura 3.19.

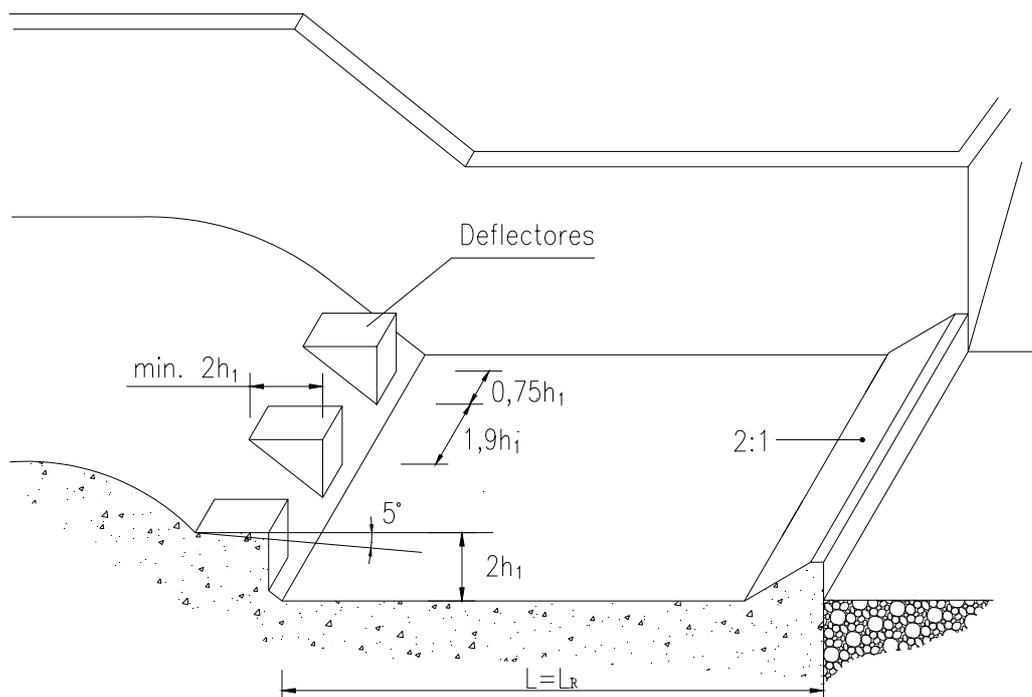


Figura 3.19 – Bacia tipo IV do USBR.

### 3.8.4 – Estruturas de queda

Nas estruturas de queda a dissipação de energia é feita, fundamentalmente, por impacto do jacto no colchão de água existente e sobre a soleira. Na Figura 3.20 representa-se uma estrutura de queda simples, bem como gráficos que permitem calcular as suas dimensões em função das características do regime crítico.

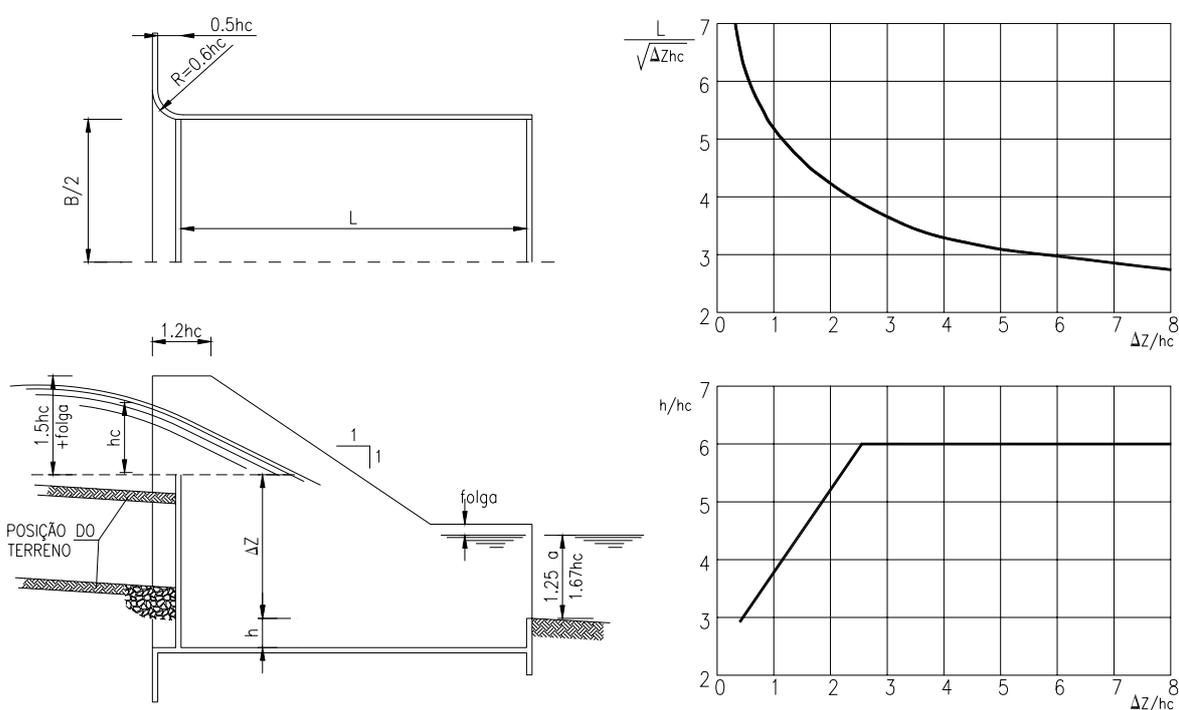


Figura 3.20 – Estrutura de queda simples (adaptado de *U. S. Corps of Engineers, 1991*).

Com o objectivo de reduzir o comprimento deste tipo de bacias foram introduzidos blocos de amortecimento. A geometria deste tipo de estrutura, que se representa na Figura 3.21, é definida com base nos seguintes critérios apresentados pelo **USBR (1977)**:

- comprimento total da bacia  $L = L_d + 2,55h_c$ ;
- altura dos blocos  $a = 0,8h_c$ ;
- largura e espaçamento dos blocos  $= (0,40 + 0,15)h_c$ ;
- altura da soleira terminal  $= 0,40 h_c$ ;
- altura mínima das paredes laterais  $= h_2 + 0,85 h_c \geq 3 h_c$ .

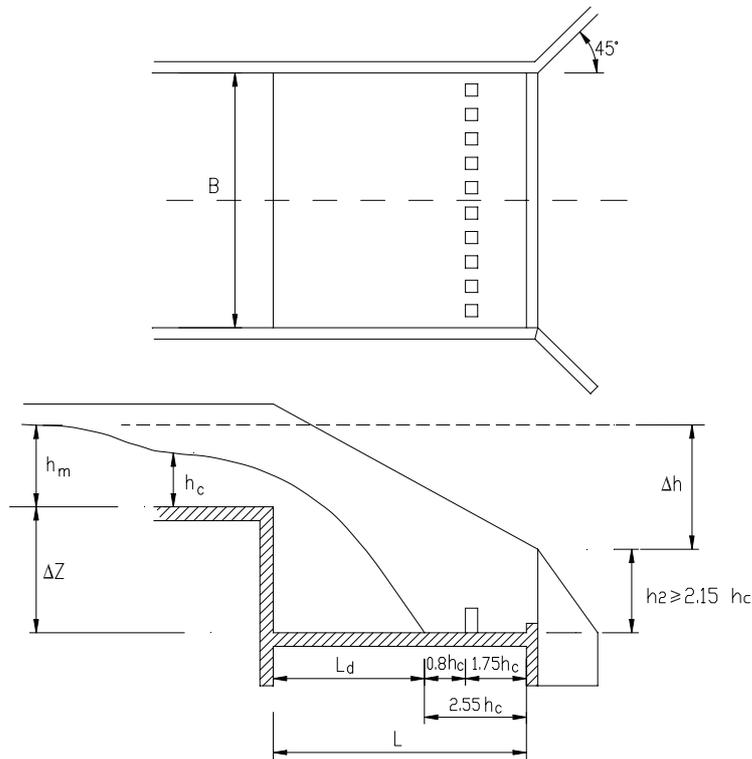


Figura 3.21 – Estrutura de queda com blocos de amortecimento (adaptado de **USBR, 1977**).

O valor do comprimento  $L_d$  é definido com base no gráfico apresentado na Figura 3.22, em que  $N$  é um parâmetro adimensional, designado por *número de queda*, calculado por:

$$N = \frac{q^2}{g \times \Delta z^3} \quad (3.28)$$

em que  $\Delta z$  é a queda e  $q$  é o caudal por unidade de largura.

Os blocos, paralelepípedicos, deverão ocupar uma largura de cerca de 50% a 60% da largura da bacia.

Para garantir a fixação do escoamento macroturbulento no interior da bacia, o nível de jusante deve ser igual ou superior ao da segunda altura conjugada. O valor da segunda altura conjugada pode ser obtido com base na seguinte expressão

$$\left(\frac{h_2}{h_c}\right)^2 + \frac{2h_c}{h_2} = 2,777 \left(\Delta z + h_m + \frac{V_m}{2g}\right) \quad (3.29)$$

em que  $h_m$  e  $V_m$  representam, respectivamente, a altura de água e a velocidade a montante da bacia.

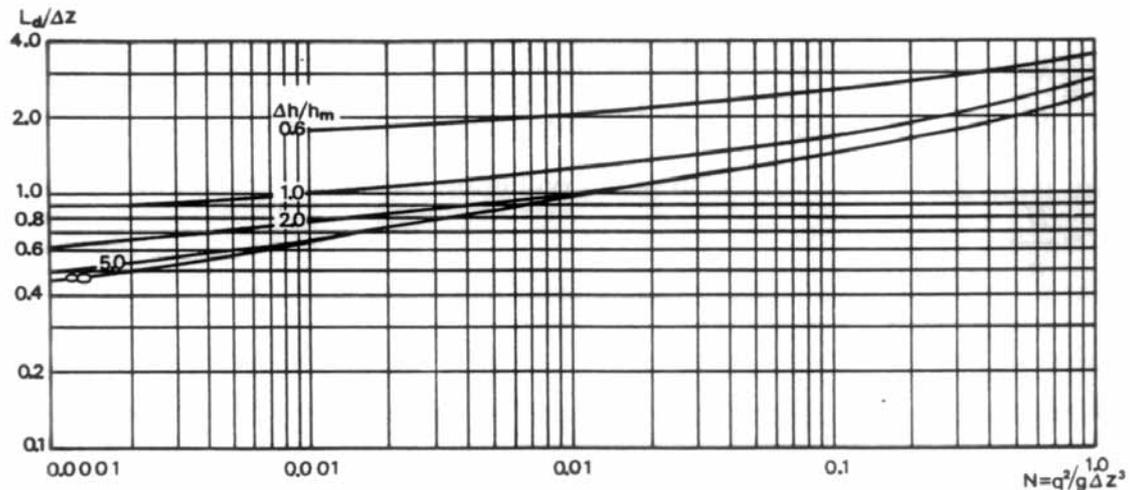


Figura 3.22 – Valores de  $L_d / \Delta z$  (extraído de **Ramos, 1996**).

Caso o canal a montante seja erodível, é necessário verificar a sua estabilidade na zona próxima da estrutura de queda. **Ramos (1996)** refere que se for adoptada uma protecção com enrocamento, a sua extensão deverá ser pelo menos igual a duas vezes o valor da energia específica do escoamento em regime uniforme.

Independentemente da estrutura de queda que se adopte, deve ser assegurada a entrada de ar para a cavidade sob a face inferior da veia líquida, por forma a se evitar a formação de depressões e consequentemente instabilidades da veia líquida.

### 3.8.5 – Bacias de dissipação por impacto

As bacias de dissipação de energia por impacto são estruturas compactas, em que a energia do escoamento é essencialmente dissipada por impacto dum jacto contra uma parede vertical e a restante por acção dos turbilhões que se formam após o impacto no interior da estrutura. De uma forma geral, o elemento de impacto é uma laje de betão em forma de L invertido.

De entre este tipo de bacias, as mais frequentes são as desenvolvidas pelo USBR, (**Peterka, 1964**). São também utilizáveis a jusante de condutas em pressão de secções circulares, ou aproximadamente quadradas.

O dimensionamento hidráulico de bacias de impacto com blocos é feito tendo por base a Figura 3.23. A velocidade de entrada não deve exceder 9 m/s, podendo o diâmetro da conduta atingir 1,80 m. De referir que este tipo de estrutura não necessita de enrocamento de protecção a jusante.

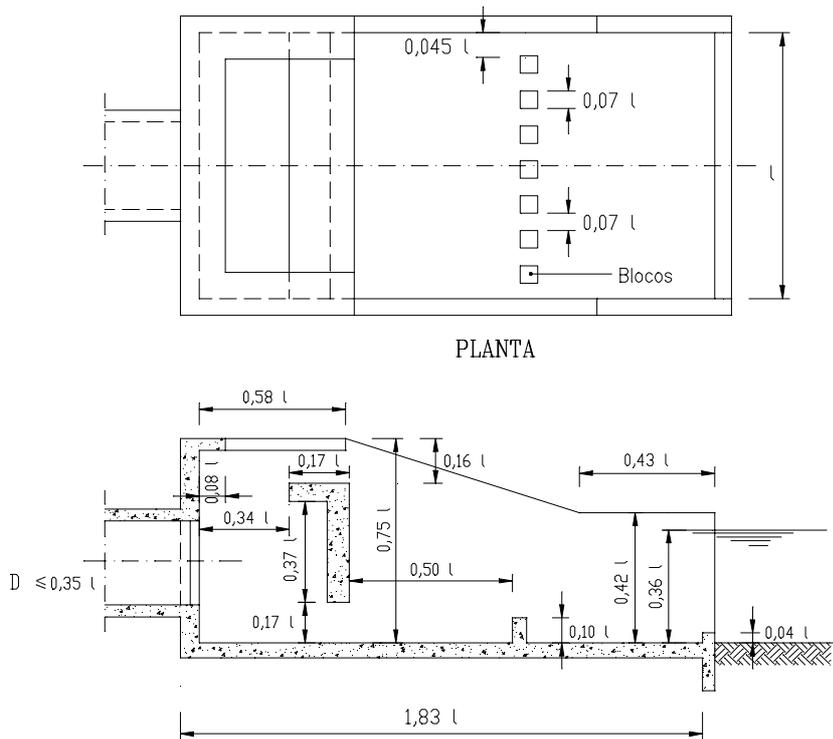


Figura 3.23 – Bacia de dissipação por impacto (adaptado de **Smith e Korolischuk, 1973**).

Embora não apresentem exigências de nível a jusante, o seu funcionamento melhora com uma pequena altura de água acima do bordo da caixa. O nível de jusante não deve exceder o da face inferior da laje horizontal do elemento de impacto, para que o escoamento não galgue esse elemento.

Este tipo de estrutura também pode ser utilizado sem os blocos de amortecimento, desde que se coloque um enrocamento de protecção a jusante com comprimento igual à largura da bacia, de acordo com a Figura 3.24. O diâmetro do material de enrocamento,  $D_{50}$ , a jusante destas bacias de dissipação pode ser determinado através do Quadro 3.16, ou utilizando a expressão proposta por **Samora (1993)**

$$D_{50} = \frac{U^2}{2,5g} \quad (3.19)$$

em que  $D_{50}$  (m) é o diâmetro do enrocamento correspondente a 50% sobre a curva granulométrica e  $U$  é a velocidade média do escoamento à saída do aqueduto (m/s).

Quadro 3.16 – Diâmetro do enrocamento de protecção em bacias de dissipação por impacto sem blocos (adaptado de **Lencastre, 1991**).

| Diâmetro da conduta, $D$<br>(m) | Diâmetro do enrocamento, $D_{50}$<br>(m) |
|---------------------------------|--|
| 0,45                            | 0,10                                     |
| 0,60                            | 0,18                                     |
| 0,75                            | 0,20                                     |
| 0,90                            | 0,23                                     |
| 1,05                            | 0,24                                     |
| 1,20                            | 0,26                                     |
| 1,35                            | 0,30                                     |
| 1,50                            | 0,33                                     |
| 1,80                            | 0,35                                     |

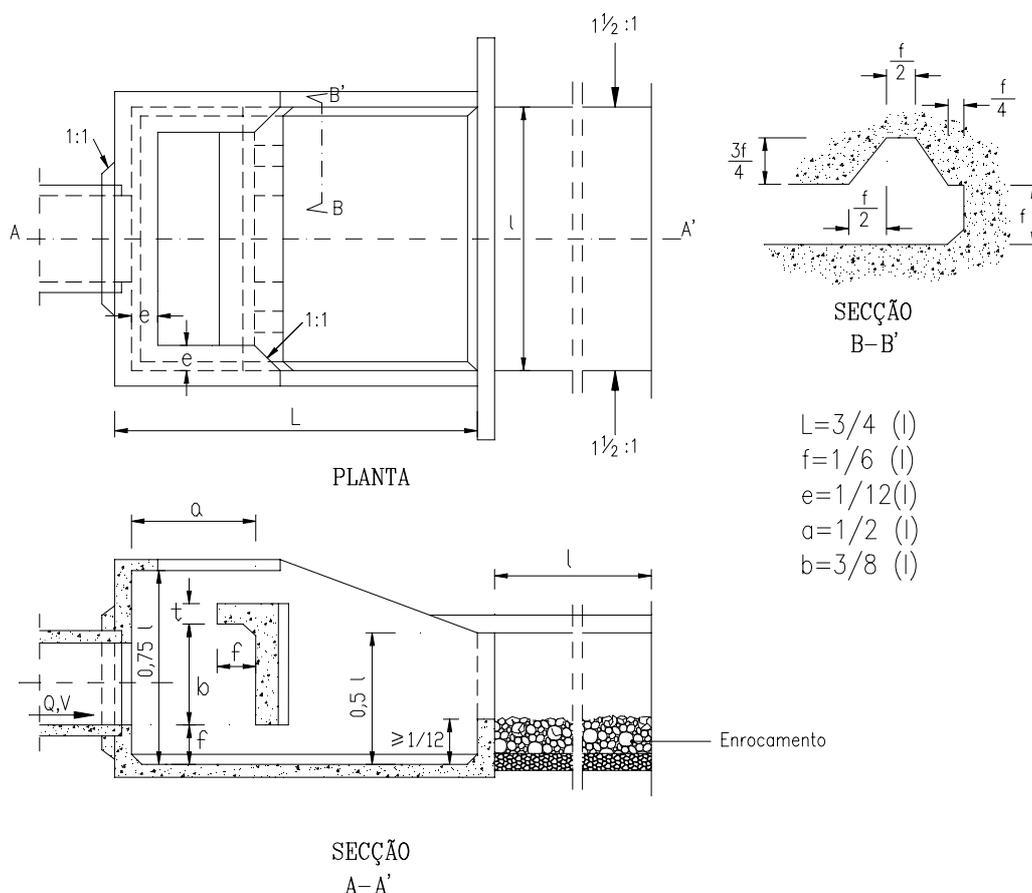


Figura 3.24 – Bacia de dissipação por impacto sem blocos (extraído de **Beichley, 1971 in Lencastre, 1991**).

A largura mínima destas bacias pode ser calculada pela expressão citada por **Debo e Reese (1995)**

$$\frac{\ell_{min}}{D} = 2,88 Fr_1^{0,566} \quad (3.30)$$

sendo:

- $\ell_{min}$  - largura mínima da bacia de dissipação por impacto;
- $Fr_1$  - número de Froude na secção de montante do ressalto;
- D - diâmetro ou altura do aqueduto.

**Fletcher e Grace (1972)** propõem a seguinte expressão alternativa:

$$\frac{\ell_{min}}{D} = 1,60 \left( \frac{Q_d}{D^{5/2}} \right)^{0,55} \quad (3.31)$$

### 3.8.6 – Estruturas de dissipação de energia com gabiões

No que se refere a obras hidráulicas fluviais, as estruturas de dissipação de energia com gabiões têm sido bastante utilizadas no controlo da dissipação à saída de colectores, na protecção e controlo das erosões em canais e em pequenas obras transversais de correcção fluvial. As estruturas de queda, referidas na alínea 3.8.4, podem ser executadas com este material.

A aplicação de gabiões a jusante de condutas está condicionada aos valores da velocidade à saída. **Ramos (1996)** sugere que, para velocidades superiores a 4,5 m/s, se adoptem bacias de dissipação revestidas com betão. No Quadro 3.17 apresentam-se indicações relativas à utilização de gabiões como estruturas de dissipação de energia.

Quadro 3.17 – Utilização de estruturas de gabiões na dissipação de energia (adaptado de **Ramos, 1996**).

| Velocidade à saída da conduta<br>(m/s) | Comprimento de protecção<br>(m) | Espessura dos gabiões<br>(m) |
|--|---------------------------------|------------------------------|
| 2,1 a 3,0                              | 3,0                             | 0,30                         |
| 3,0 a 4,5                              | 4,0 a 7,0                       | 0,45                         |

**Agostini et al (1988)** propõem as que as estruturas de dissipação com gabiões apresentem as características indicadas no Quadro 3.18.

Quadro 3.18 – Espessuras dos gabiões em função da velocidade do escoamento (adaptado de **Agostini et al, 1988**).

| Espessura dos gabiões (m) | Pedra de enchimento |              | Velocidade crítica do escoamento (m/s) | Velocidade máxima de escoamento (m/s) |
|---------------------------|---------------------|--------------|--|---------------------------------------|
|                           | Calibre (mm)        | $D_{50}$ (m) |  |                                       |
| 0,15 – 0,17               | 70 - 100            | 0,085        | 3,5                                    | 4,2                                   |
|                           | 70 - 150            | 0,110        | 4,2                                    | 4,5                                   |
| 0,23 – 0,25               | 70 - 100            | 0,085        | 3,6                                    | 5,5                                   |
|                           | 70 - 150            | 0,120        | 4,5                                    | 6,1                                   |
| 0,30                      | 70 - 120            | 0,100        | 4,2                                    | 5,5                                   |
|                           | 100 - 150           | 0,125        | 5,0                                    | 6,4                                   |
| 0,50                      | 100 - 200           | 0,150        | 5,8                                    | 7,6                                   |
|                           | 120 - 250           | 0,190        | 6,4                                    | 8,0                                   |

### 3.8.7 – Canais com soleira em degraus

#### 3.8.7.1 – Considerações prévias

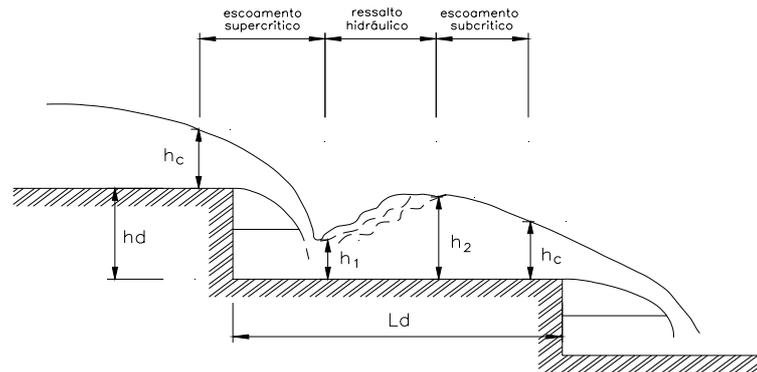
Os canais com soleira em degraus podem ser construídos em betão ou em gabiões, existindo ainda a possibilidade de serem escavados em rocha, caso a qualidade desta assim o permita. O escoamento que ocorre sobre uma soleira em degraus pode processar-se segundo dois tipos:

- quedas sucessivas (*nappe flow*);
- deslizante sobre turbilhões (*skimming flow*).

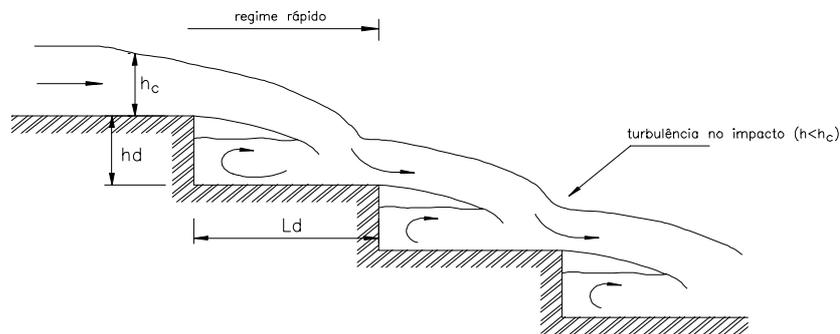
#### 3.8.7.2 – Escoamento em quedas sucessivas

**Matos e Quintela (1997)** referem que o escoamento em quedas sucessivas pode ser subdividido em três subtipos diferentes, representados na Figura 3.25:

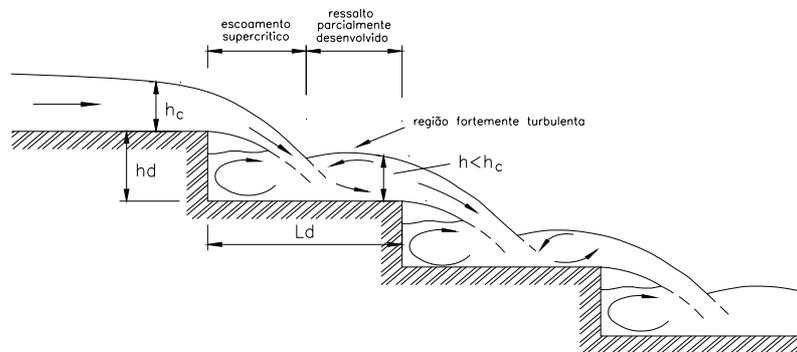
- escoamento em quedas sucessivas com formação do ressalto hidráulico na soleira do degrau (Figura 3.25a);
- escoamento em quedas sucessivas com impacto total do jacto na soleira do degrau (Figura 3.25b);
- escoamento em quedas sucessivas com impacto parcial do jacto na soleira do degrau (Figura 3.25c).



a) Escoamento em quedas sucessivas com ocorrência de ressalto hidráulico na soleira do degrau.



b) Escoamento em quedas sucessivas com impacto parcial do jacto na soleira do degrau.



c) Escoamento em quedas sucessivas com impacto total do jacto na soleira do degrau.

Figura 3.25 – Escoamento em quedas sucessivas (*nappe flow*).

No primeiro subtipo, o escoamento atinge o regime crítico na secção de jusante de cada degrau, exceptuando o último degrau da estrutura. Nos dois últimos subtipos definidos, o escoamento ocorre sempre em regime rápido a partir do primeiro degrau.

**Chanson (1994)** refere que o escoamento em quedas sucessivas com formação do ressalto hidráulico ocorre quando se verifica a expressão

$$\frac{h_c}{h_d} \leq 0,0916 \times \left( \frac{h_d}{\ell_d} \right)^{-1,276} \quad (3.32)$$

sendo:

- $h_d$  - altura dos degraus (m);
- $\ell_d$  - comprimento dos degraus (m);
- $h_c$  - altura crítica do escoamento (m).

que foi obtida para degraus cuja geometria verificava a seguinte condição  $0,2 \leq h_d/\ell_d \leq 6,0$

Na situação de escoamento em quedas sucessivas, a dissipação de energia pode calcular-se pela expressão proposta por **Chamani e Rajaratnam (1994)**

$$\frac{H_0 - \Delta H}{H_0} = \frac{(1 - \beta)^N \left[ \left( \frac{h_d}{h_c} \right) + 1,5 \right] + \left( \frac{h_d}{h_c} \right) \sum_{i=1}^{N-1} (1 - \beta)^i}{\frac{N \times h_d}{h_c} + 1,5} \quad (3.33)$$

$$\beta = \left[ 0,30 - 0,35 \left( \frac{h_d}{\ell_d} \right) \right] - \left[ 0,54 - 0,27 \left( \frac{h_d}{\ell_d} \right) \right] \log \left( \frac{h_c}{h_d} \right) \quad (3.33a)$$

sendo:

- $H_0$  - energia específica correspondente ao escoamento potencial no pé do degrau inferior ( $H_0 = N \times h_d + \frac{3}{2} h_c$ );
- $\Delta H$  - perda de carga total sobre os degraus;
- $N$  - número total de degraus;
- $h_d$  - altura dos degraus;
- $\ell_d$  - comprimento dos degraus;
- $\beta$  - perda de carga por degrau, adimensionalizada pela carga hidráulica do escoamento imediatamente a montante do degrau.

### 3.8.7.3 – escoamento deslizante sobre turbilhões

No escoamento deslizante sobre turbilhões (Figura 3.26), a água escoar-se pela face da soleira em degraus como uma massa coerente, sobre os quais parte da lâmina líquida fica presa formando vórtices de recirculação. Os vórtices de recirculação, responsáveis pela perda de carga, são mantidos pela transmissão de tensões tangenciais da água que se escoar sobre os degraus.

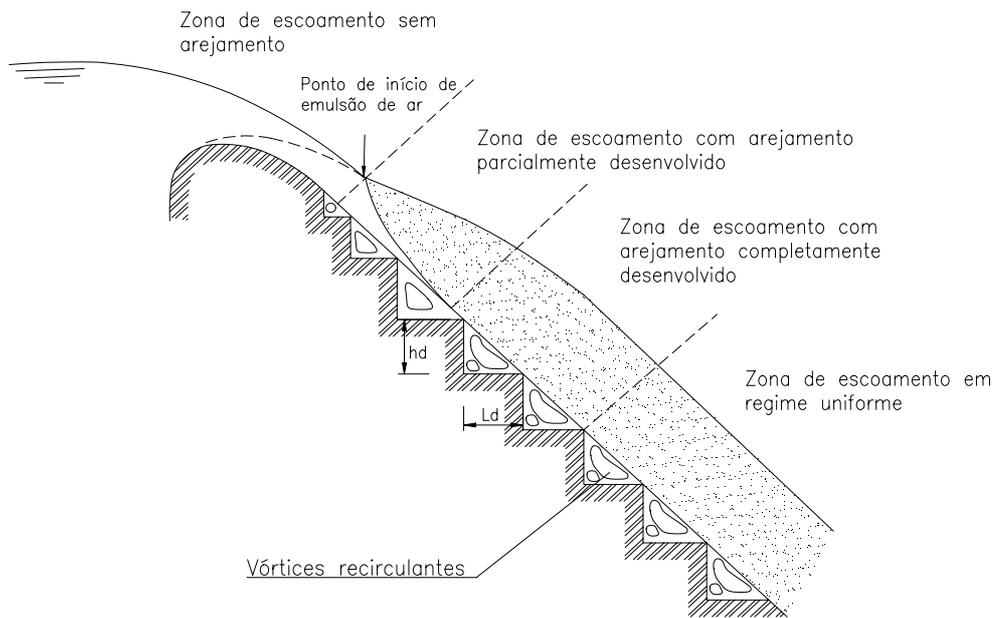


Figura 3.26 – Escoamento deslizante sobre turbilhões (*Skimming flow*).

No escoamento deslizante sobre turbilhões os degraus actuam como macrorugosidades. Considerando que se atinge o regime uniforme antes de chegar ao último degrau da estrutura, **Chanson (1994a)** propõe a seguinte expressão para calcular a perda de carga total

$$\frac{\Delta H}{H_0} = 1 - \frac{\left(\frac{\psi}{8 \sin \theta}\right)^{1/3} \times \cos \theta + \frac{1}{2} \left(\frac{\psi}{8 \sin \theta}\right)^{-2/3}}{\frac{3}{2} + \frac{N \times h_d}{h_c}} \quad (3.34)$$

em que  $\psi$  é o factor de resistência do escoamento e  $\theta = \arctg \frac{h_d}{\ell_d}$ . Segundo **Chanson (1994a)**, com base em resultados experimentais, o valor de  $\psi$  varia entre 0,5 e 4,0, com um valor médio de 1,3.

### 3.8.8 – Estruturas com macrorugosidades

#### 3.8.8.1 – Rampas com blocos

As rampas de blocos são fundamentalmente utilizadas em canais com inclinação  $1V/2H$  ou inferior. Apesar de serem utilizadas, com frequência, em diversos sistemas de drenagem, a sua utilização deve-se limitar a pequenos caudais por unidade de largura, e a regiões onde não se forme gelo, nem se preveja material flutuante com dimensões significativas. A limitação do caudal máximo admissível resulta da possibilidade de ocorrência de cavitação nos blocos.

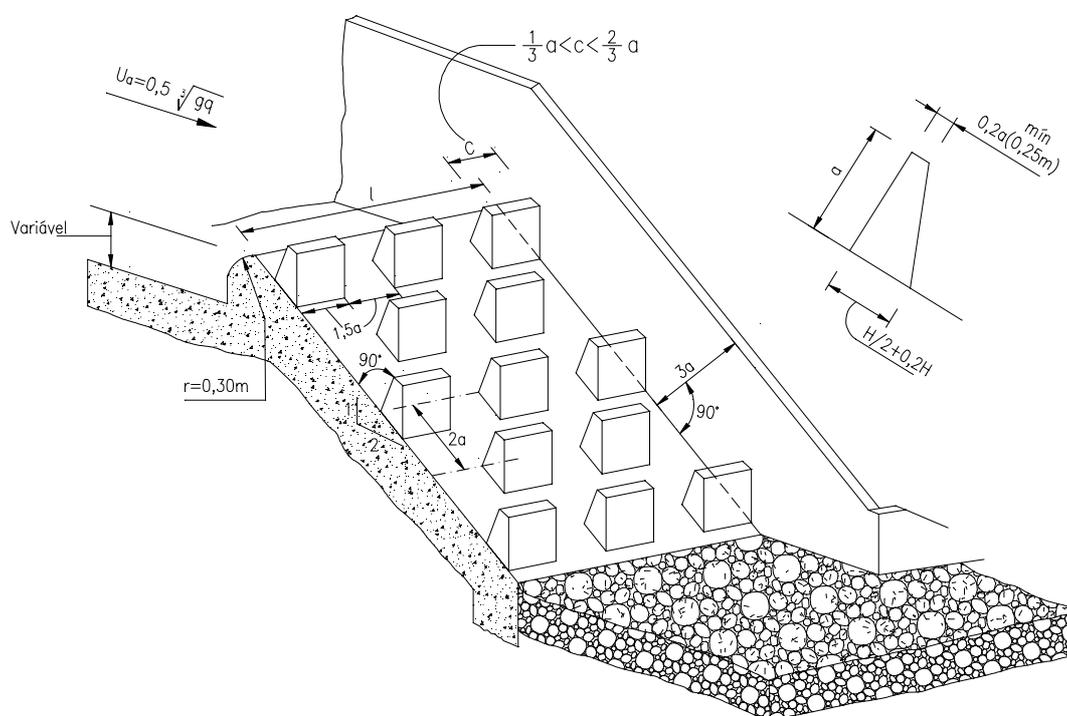


Figura 3.27 – Rampa com blocos (adaptado de **Peterka, 1964**).

O dimensionamento hidráulico de uma estrutura de dissipação por rampa com blocos pode fazer-se de acordo com a representação esquemática da Figura 3.27, tendo em consideração os seguintes critérios:

- o caudal descarregado por unidade de largura,  $q$ , em funcionamento normal, não deve exceder  $5,6 \text{ m}^2/\text{s}$ , verificando-se condições menos severas na base da rampa para  $3,3 \text{ m}^2/\text{s}$  e um escoamento relativamente tranquilo para  $1,8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ ;
- a altura dos blocos deve ser igual a 80% da altura crítica;
- a velocidade de aproximação,  $U_a$ , deve ser inferior a  $0,5 \sqrt[3]{g q}$

A partir da quarta fila de blocos o escoamento passa a apresentar características constantes devendo, portanto, ser este o número mínimo de filas a adoptar no dimensionamento.

### 3.8.8.2 – Rampas com travessas

A utilização das rampas com travessas deve também limitar-se a regiões onde não se forme gelo, nem se preveja material flutuante com dimensões significativas, nem material sólido que colmate as travessas. **Morris (1968)** refere que os elementos transversais, conhecidos por travessas, devem ser dimensionados de forma a que resulte um escoamento com ressaltos sucessivos (*tumbling flow*).

O escoamento com ressaltos sucessivos, representado na Figura 3.28, é caracterizado pelo desenvolvimento, entre duas travessas consecutivas, de um escoamento rápido, de um ressalto hidráulico e de um escoamento lento.

Segundo **Morris (1968)**, as características geométricas e cinemáticas de uma rampa com travessas devem atender aos seguintes critérios:

- o espaçamento das travessas deve ser igual a 10 vezes a sua altura,  $a$ , apesar de se poderem utilizar valores compreendidos entre 7,5 e 12,5;
- a altura das travessas é calculada por

$$a = \frac{1}{(3 - 3,7S_0)^{2/3}} h_c \quad (3.35)$$

em que  $h_c$  é a altura crítica do escoamento e  $S_0$  o declive do canal;

- a altura de água sobre as travessas,  $h_a$ , é

$$h_a = 0,52 q^{2/3} \quad (3.36)$$

em que  $q$  é o caudal por unidade de largura;

- a velocidade média de aproximação,  $U_a$ , é

$$U_a = \frac{q}{a + h_a} \quad (3.37)$$

em que  $a$  é a largura e altura da travessa.

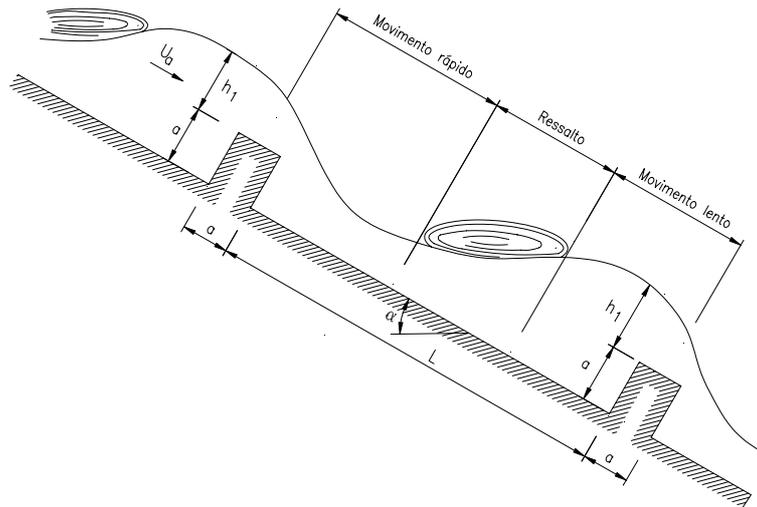


Figura 3.28 – Escoamento com ressalto sucessivos (*tumbling flow*).

Os elementos transversais devem ser dimensionados para resistirem à acção hidrodinâmica do escoamento, cujo valor por unidade de largura é

$$\frac{F_D}{b} = \frac{1}{2} \rho C_D a U_a^2 \quad (3.38)$$

em que  $\rho$  é a massa volúmica da água e  $C_D$  é o coeficiente de arrastamento.

O valor do coeficiente de arrastamento de travessas espaçadas de pelo menos  $7,5a$  pode ser calculado pela seguinte expressão

$$C_D = 1,33 \left[ \left( \frac{a}{h_1} \right)^3 + 4 \left( \frac{a}{h_1} \right)^2 + 2,2 \left( \frac{a}{h_1} \right) + 0,6 \right] \quad (3.39)$$

### 3.9 – ESTRUTURAS DE ENTRADA E DE SAÍDA

As estruturas de entrada e de saída em aquedutos, vulgarmente conhecidas por bocas de entrada e de saída, têm como funções:

- estruturas de entrada
  - reduzir a perda de carga à entrada;
  - evitar ou reduzir a formação de zonas de separação;
  - proteger, contra a erosão, a zona imediatamente a montante do aqueduto;
- estruturas de saída
  - assegurar a transição para a linha de água;

- proteger, contra a erosão, a zona imediatamente a jusante do aqueduto.

Na Figura 3.29 apresentam-se os tipos de estrutura de entrada recomendadas pelo **U. S. Corps of Engineers (1991)**:

- estrutura com muro de testa;
- estrutura em L;
- estrutura em U;
- estrutura com muros de ala;
- estrutura com muros de ala não alinhados com o eixo da linha de água.

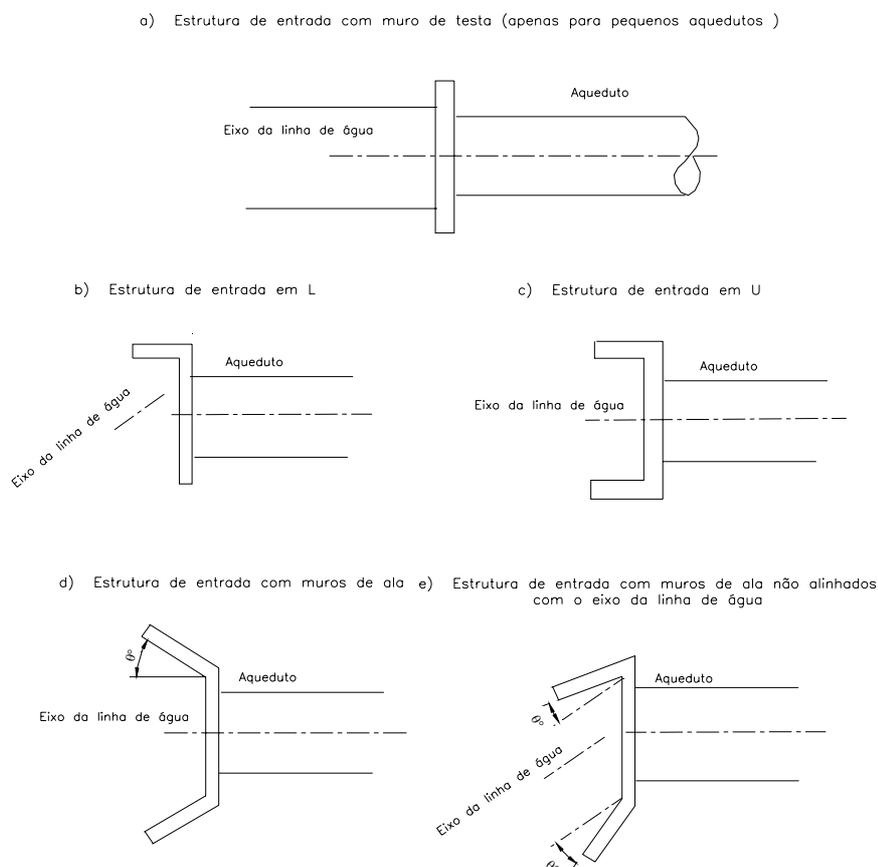


Figura 3.29 –Estruturas de entrada recomendadas por **U. S. Corps of Engineers (1991)**.

As estruturas de entrada apenas com muro de testa (Figura 3.29a) são utilizadas em aquedutos de pequeno diâmetro e para baixas velocidades de aproximação. As estruturas de entrada em L (Figura 3.29b) são utilizadas quando existe, à entrada do aqueduto, uma significativa mudança de direcção do escoamento. As estruturas de entrada com muros de

ala são recomendadas para elevadas velocidades de aproximação e o ângulo  $\theta$  (Figura 3.29) é definido por (Novak *et al*, 1996)

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{1}{2 F_r}\right) \quad (3.40)$$

Quando o tipo de escoamento através de aquedutos implicar a submersão da estrutura de entrada, para aumentar a sua capacidade de vazão, é recomendado que os bordos da estrutura sejam arredondados ou em bisel. No caso particular de aquedutos de secção rectangular, Novak *et al* (1996) recomendam que os bordos da estrutura de entrada sejam dimensionados de acordo com as indicações da Figura 3.30.

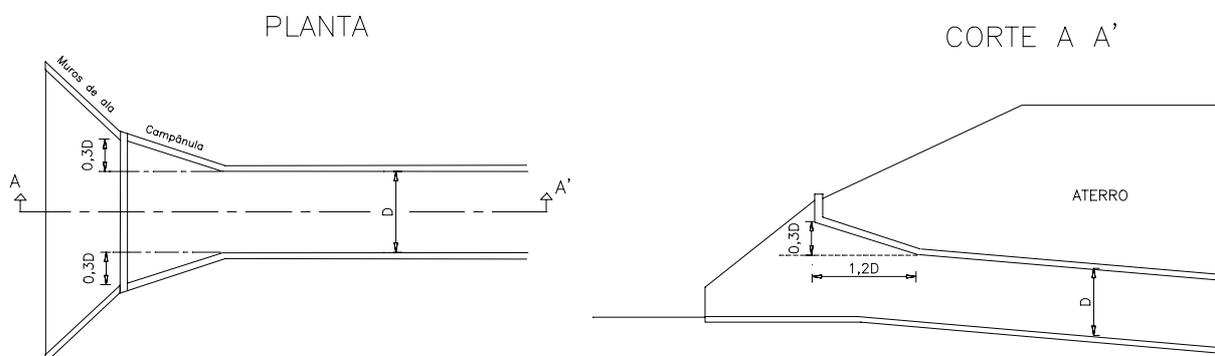


Figura 3.30 – Aqueduto rectangular com estrutura de entrada com transição em campânula (adaptado de Novak *et al*, 1996).

As estruturas de saída têm como principal função evitar fenómenos erosivos a jusante do aqueduto, nomeadamente no leito e paredes laterais do canal de jusante ou linha de água. As estruturas de saída normalmente utilizadas são as bocas com muros de ala.

As estruturas de entrada e saída normalmente utilizadas em projectos da BRISA e da JAE são:

- estruturas de entrada ou saída com muros de ala, utilizadas na base de aterros quando o corpo da passagem hidráulica intersecta taludes de aterro na sua base (Figura C11 do Anexo C);
- estruturas de saída com muros de ala em taludes de aterro, utilizadas quando o corpo da passagem hidráulica intersecta o talude de aterro e faz a ligação a uma descida em talude;

- estruturas de entrada em recipiente (Figura C12 do Anexo C), quando o corpo do aqueduto intersecta taludes em escavação ou a cota de soleira da entrada é inferior à cota do terreno natural.

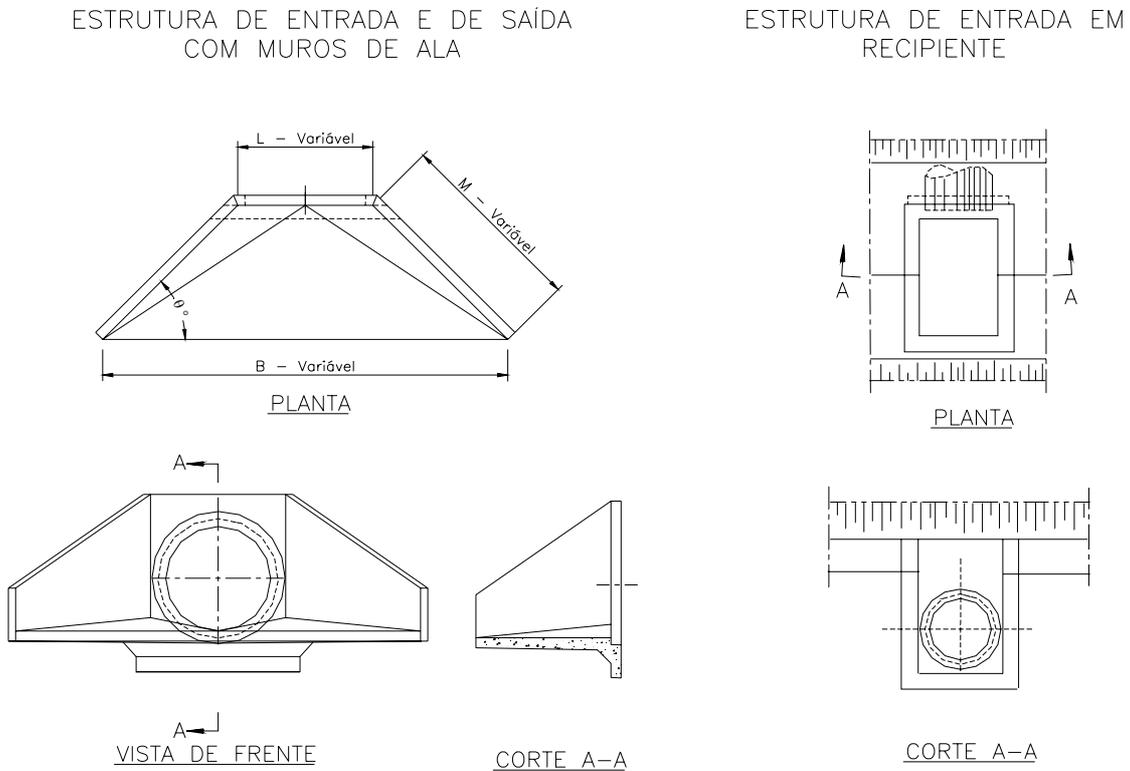


Figura 3.31 – Estruturas de entrada e saída mais utilizada em vias de comunicação pela BRISA e pela JAE (Figuras C11 e C12 do Anexo C).

### 3.10 – ESTRUTURAS DE TRANSIÇÃO

Em passagens hidráulicas é, por vezes, necessário recorrer a transições entre canais e condutas, ou vice-versa, para manutenção de boas condições de escoamento a montante e a jusante da obra. Os tipos mais comuns de transições entre canais de secção trapezoidal e rectangular são as transições em geratriz cilíndrica, em cunha e em curva, representadas na Figura 3.32. As duas primeiras são adequadas para escoamentos com  $F_r \leq 0,5$ . A transição em cunha é recomendável para escoamentos com  $0,5 < F_r < 0,9$  (Wilken, 1978).

Para estruturas de pequenas dimensões é recomendável, sob o ponto de vista construtivo, transições em geratriz cilíndrica, muitas vezes também designadas por transições em

quadrante de círculo. Em estruturas maiores recomenda-se a transição em cunha (**Wilken, 1978**).

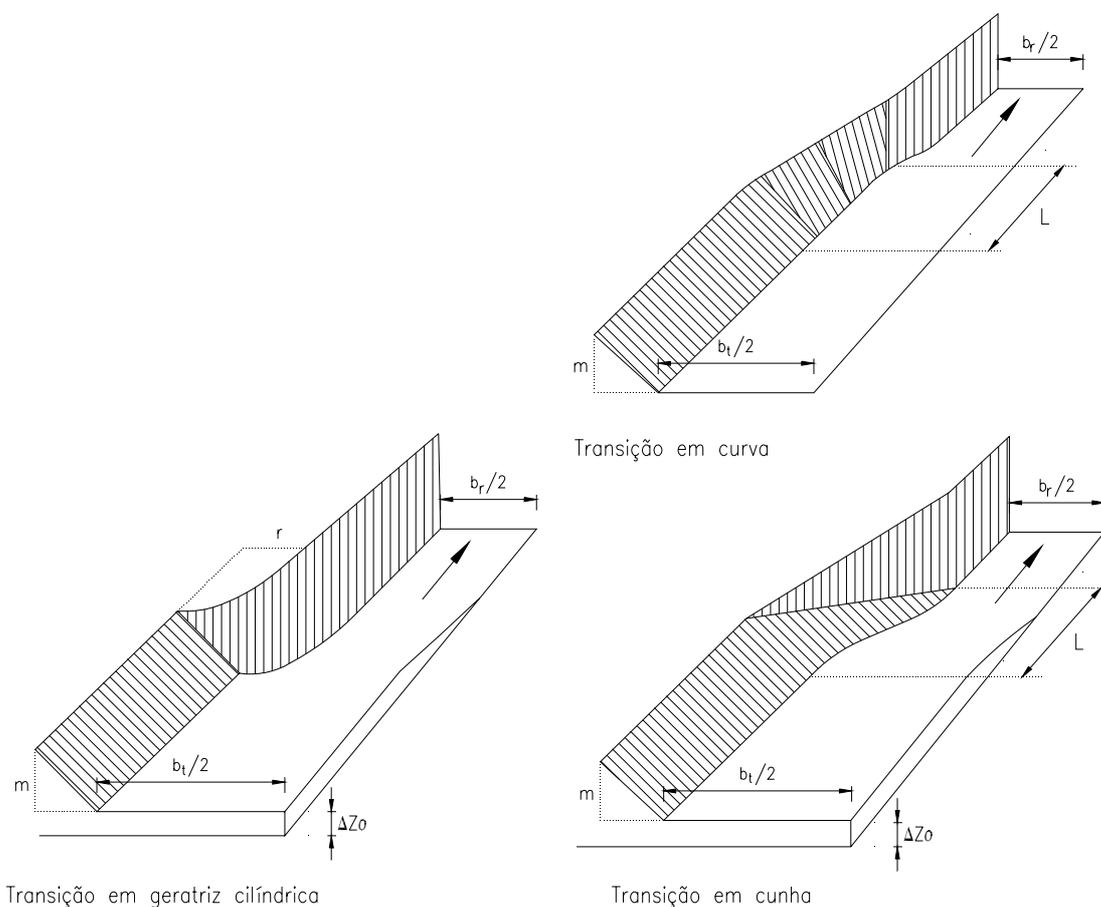


Figura 3.32 – Tipos de transições em canais.

Os valores dos coeficientes de perda de carga na contracção,  $C_c$ , e na expansão,  $C_e$ , para os três tipos de transições, são definidos no Quadro 3.19.

Quadro 3.19 – Coeficientes de contracção e expansão em transições (**U. S. Corps of Engineers, 1970**).

| Tipo de transição   | $C_c$ | $C_e$ |
|---------------------|-------|-------|
| Geratriz cilíndrica | 0,25  | 0,25  |
| Em curva            | 0,30  | 0,50  |
| Em cunha            | 0,10  | 0,20  |

Quando o escoamento se processa em regime rápido, as transições dão origem à formação de ondas transversais oblíquas, que podem apresentar inconvenientes devido à distribuição

irregular das velocidades e ao aumento das alturas de escoamento junto às paredes do canal.

Para atenuar os referidos inconvenientes devem adoptar-se transições rectilíneas em cunha, em que a variação angular das paredes laterais é função da velocidade média do escoamento, como se indica no Quadro 3.20, aplicável tanto para paredes convergentes, como divergentes.

Quadro 3.20 – Transições em cunha. Critérios de dimensionamento (adaptado de **U. S. Corps of Engineers, 1970**).

| Velocidade média<br>(m/s) | Variação angular<br>(transversal/longitudinal) |
|---------------------------|--|
| 3,0 – 4,5                 | 1 : 10   |
| 4,5 – 9,0                 | 1 : 15   |
| 9,0 – 12,0                | 1 : 20   |

**Wilken (1978)** refere os seguintes passos para o cálculo das transições:

- determina-se a diferença entre as alturas cinéticas,  $\Delta h_v$ , nos dois canais, sendo conhecida a cota do nível da água no extremo de montante da transição;
- fixa-se o comprimento da transição de tal modo que uma linha recta unindo os pontos extremos forme um ângulo de  $12^\circ 30'$ , aproximadamente, com o eixo da estrutura;
- no cálculo da perda de carga total, estima-se perda de carga localizada em 10% da diferença de alturas cinéticas, em estreitamentos, e em 20% em alargamentos. Em geral a perda de carga contínua ao longo da transição é desprezada.