

第 7 章 有压管流

有压管流指液体在管道中的满管流动。除特殊点外，管中液体的相对压强一般不为零，故名。

根据沿程水头损失与局部水头损失的比例，有压管流分为短管出流与长管出流。

短管出流指水头损失中沿程水头损失与局部水头损失比例相当、均不可以忽略的有压管流；如虹吸管或建筑给水管等。

长管出流则是与沿程水头损失相比，局部水头损失可以忽略或按比例折算成沿程水头损失的有压管流；按连接方式，长管又有简单管路与复杂管路之分。

7.1 短管的水力计算

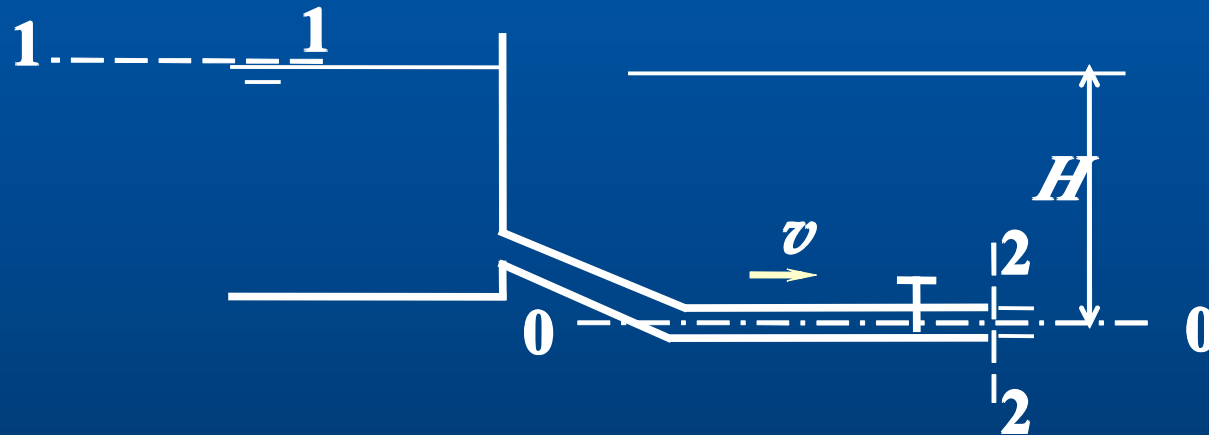
7.1.1 基本公式

短管水力计算可直接应用伯努利方程求解，也可将伯努利方程改写成工程应用的一般形式，然后对短管进行求解。

短管出流有自由出流和淹没出流之分。

液体经短管流入大气为自由出流。

设一短管，列1-2断面伯努利方程，得



$$H = \frac{\alpha v^2}{2g} + h_l$$

式中水头损失可表示为

$$h_l = \sum h_f + \sum h_m = \left(\sum \lambda \frac{l}{d} + \sum \zeta \right) \frac{v^2}{2g}$$

解出流速

$$v = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \lambda \frac{l}{D} + \sum \zeta}} \sqrt{2gH}$$

令

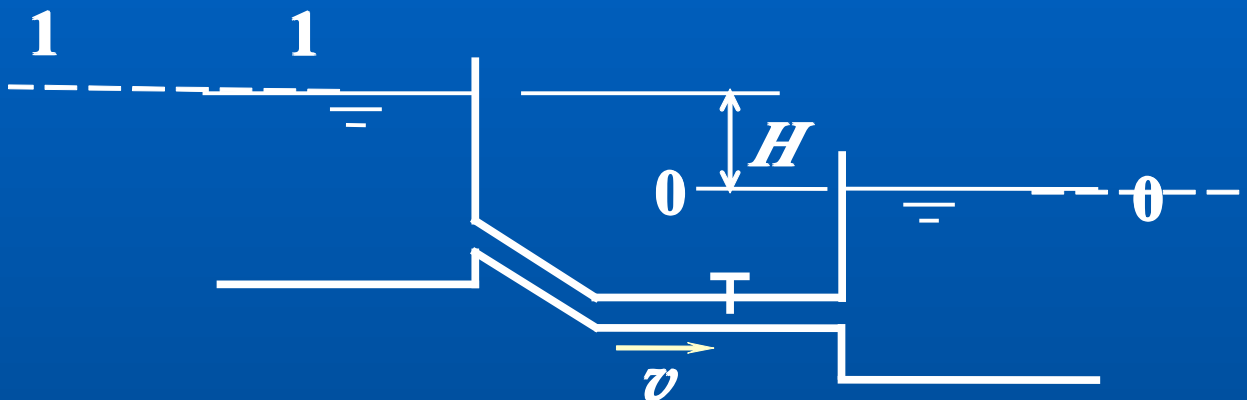
$$\mu_s = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \lambda \frac{l}{D} + \sum \zeta}}$$

为短管管系流量系数

流量为

$$Q = vA = \mu_s A \sqrt{2gH}$$

液体经短管流入液体为淹没出流。



流量计算与自由出流相同，即

$$Q = \mu_s A \sqrt{2gH}$$

管系流量系数为

$$\mu_s = \frac{1}{\sqrt{\lambda \frac{l}{D} + \sum \zeta}}$$

7.1.2 基本问题

第一类为已知作用水头、管长、管径、管材与局部变化，求流量，见**p117** [例6-1]。

第二类为已知流量、管长、管径、管材与局部变化，求作用水头，见**p118** [例6-2]。

第三类为已知作用水头、流量、管长、管材与局部变化，求管径，见**p119** [例6-3]。

7.2 长管的水力计算

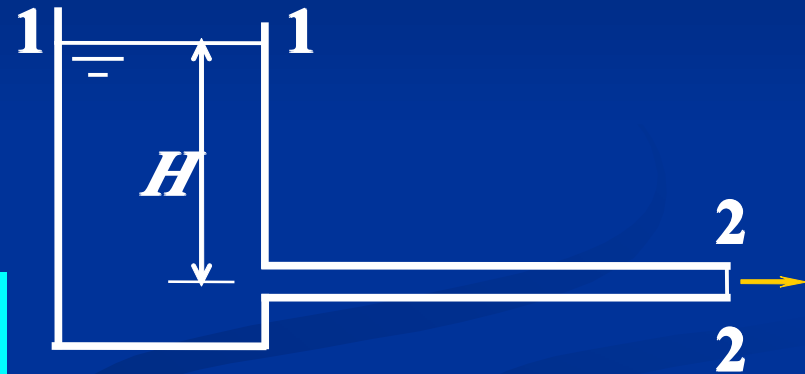
7.2.1 简单管道

直径与流量沿程不变的管道为简单管道。

列1-2断面伯努利方程。

对于长管来说，局部水头损失（包括流速水头）可忽略不计，于是有

$$H = h_f$$



引入达西公式

$$h_f = \lambda \frac{l}{D} \frac{v^2}{2g} = \frac{8\lambda}{g\pi^2 D^5} l Q^2 = a l Q^2 = s Q^2$$

式中 $s = a l$ 称为管道的**阻抗**， a 则称为**比阻**。于是

$$H = a l Q^2 = S Q^2$$

为简单管道按比阻计算的基本公式。

可按曼宁公式计算比阻。

在阻力平方区，根据曼宁公式可求得

$$a [s^2 / m^6] = \frac{10.3 n^2}{D [m]^{5.33}}$$

上式计算结果也可通过查表6-1 (5-5)求得。

【例1】 采用铸铁管由水塔向车间供水。已知水管长**2500m**，管径**400mm**，水塔地面标高**61m**，水塔高**18m**，车间地面标高**45m**，供水点要求最小服务水头**25m**，求供水量。



【解】 首先计算作用水头 $H = (61 + 18)m - (45 + 25)m = 9m$

然后查表求比阻，查表6-1 $a = 0.23 \text{ s}^2 / \text{m}^6$

求得流量为

$$Q = \sqrt{\frac{H}{al}} = \sqrt{\frac{9m}{0.23s^2/m^6 \times 2500m}} = 0.125 \text{ m}^3 / \text{s}$$

【例2】其他条件同【例1】，供水量增至 $0.152 \text{ m}^3/\text{s}$ ，求管径。

【解】作用水头不变

$$H = (61 + 18)m - (45 + 25)m = 9m$$

求得比阻

$$a = \frac{H}{lQ^2} = \frac{9m}{2500m \times (0.152 \text{ m}^3/\text{s})^2} = 0.156 \text{ s}^2/\text{m}^6$$

查表6-1，求管径

$$D = 450\text{mm}, \quad a = 0.1230 \text{ s}^2/\text{m}^6 ;$$

$$D = 400\text{mm}, \quad a = 0.230 \text{ s}^2/\text{m}^6 。$$

可见，所需管径界于上述两种管径之间，但实际上无此规格。采用较小管径达不到要求的流量，使用较大管径又将浪费投资。合理的办法是分部分采用，然后将二者串联起来。

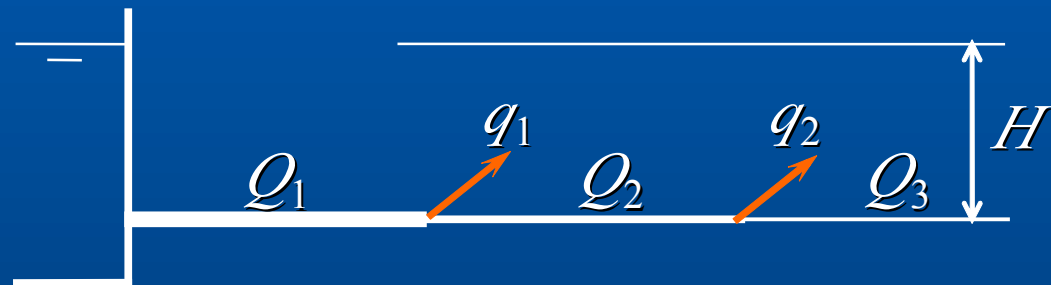
7.2.2 串联管道

直径不同的管段顺序连接起来的管道称串联管道。

设串联管道系统。各管段长分别为 l_1 、 l_2 ……，管径分别为 D_1 、 D_2 ……，通过的流量分别为 Q_1 、 Q_2 ……，两管段的连接点即节点处的流量分别为 q_1 、 q_2 ……。

根据连续性方程，在节点处满足节点流量平衡，即

$$Q_i = q_i + Q_{i+1}$$



每一段均为简单管道，水头损失为

$$h_{fi} = a_i l_i Q_i^2 = s_i Q_i^2$$

串联管道的总水头损失等于各段水头损失之和，即

$$H = h_f = \sum h_{fi} = \sum s_i Q_i^2$$

当节点无分流时，通过各管段的流量相等，管道系统的总阻抗 s 等于各管段阻抗之和，即

$$s = \sum_{i=1}^n s_i$$

故

$$H = sQ^2$$

【例3】【例2】中，为充分利用水头和节省管材，采用450mm和400mm两种直径管段串联，求每段管长度。

【解】设 $D_1=450\text{mm}$ 的管段长 l_1 ， $D_2=400\text{mm}$ 的管段长 l_2

由表6-1查得 $D_1=450\text{mm}$ ， $a_1=0.123 \text{ s}^2/\text{m}^6$

$D_2=400\text{mm}$ ， $a_2=0.230 \text{ s}^2/\text{m}^6$

于是

$$H = (a_1 l_1 + a_2 l_2) Q^2 = [a_1 l_1 + a_2 (2500 - l_1)] Q^2$$

解得

$$l_1 = 1729 \text{ m}, \quad l_2 = 771 \text{ m}$$

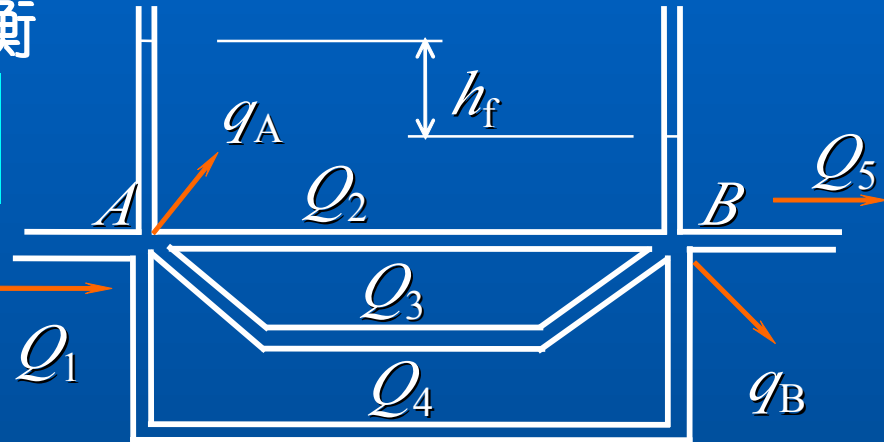
7.2.3 并联管道

两节点之间首尾相接两根以上的管道系统称为并联管道。

A、B 两点满足节点流量平衡

$$A: Q_1 = q_A + Q_2 + Q_3 + Q_4$$

$$B: Q_2 + Q_3 + Q_4 = q_B + Q_5$$



由于**A、B**两点为各管段所共有，**A、B**两点的水头差也就为各管段所共有，而且**A、B**两点之间又为全部并联系统，说明并联管道系统各管段水头损失相等且等于系统总损失。

说明并联管道系统各管段水头损失相等且等于系统总损失。

$$h_{f2} = h_{f3} = h_{f4} = h_f$$

或者

$$s_2 Q_2^2 = s_3 Q_3^2 = s_4 Q_4^2 = s Q^2$$

上式还可表示为各管段的流量分配关系

若无分量流出 $\frac{Q_i}{Q_j} = \sqrt{\frac{s_j}{s_i}}$ 或 $\frac{Q_i}{Q} = \sqrt{\frac{s}{s_i}}$

$$Q = Q_2 + Q_3 + Q_4 \quad \text{及} \quad Q_i = \sqrt{\frac{h_{fi}}{s_i}}$$

得并联管道系统的总阻抗为

$$\frac{1}{\sqrt{s}} = \frac{1}{\sqrt{s_2}} + \frac{1}{\sqrt{s_3}} + \frac{1}{\sqrt{s_4}}$$

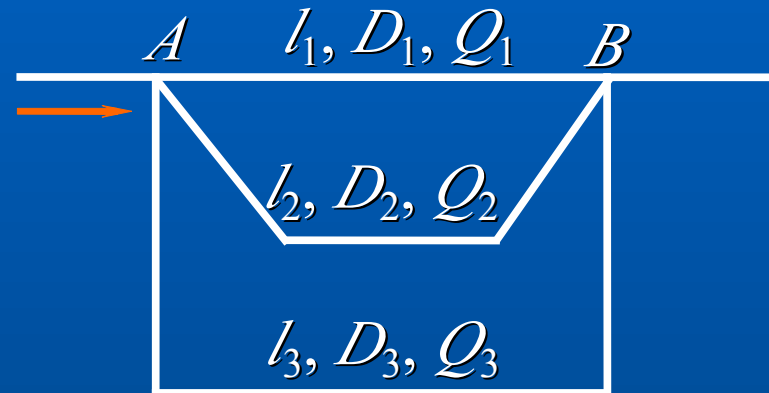
【例4】三根并联铸铁输水管道，总流量 $Q = 0.28\text{m}^3/\text{s}$ ；各支管管长分别为 $l_1 = 500\text{m}$ ， $l_2 = 800\text{m}$ ， $l_3 = 1000\text{m}$ ；直径分别为 $D_1 = 300\text{mm}$ ， $D_2 = 250\text{mm}$ ， $D_3 = 200\text{mm}$ 。试求各支管流量及 AB 间的水头损失。

【解】查表6-1求比阻

$$D_1 = 300\text{mm}, \quad a_1 = 1.07\text{s}^2/\text{m}^6$$

$$D_2 = 250\text{mm}, \quad a_2 = 2.83\text{s}^2/\text{m}^6$$

$$D_3 = 200\text{mm}, \quad a_3 = 9.30\text{s}^2/\text{m}^6$$



根据各管段水头损失的关系：

$$a_1 l_1 Q_1^2 = a_2 l_2 Q_2^2 = a_3 l_3 Q_3^2 \quad \text{或} \quad 5352 Q_1^2 = 2264 Q_2^2 = 9300 Q_3^2$$

再与流量关系 $Q = Q_1 + Q_2 + Q_3$ 联立解得：

$$Q_3 = 0.0389\text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 0.0789\text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 0.1622\text{m}^3/\text{s}$$

AB 间水头损失：

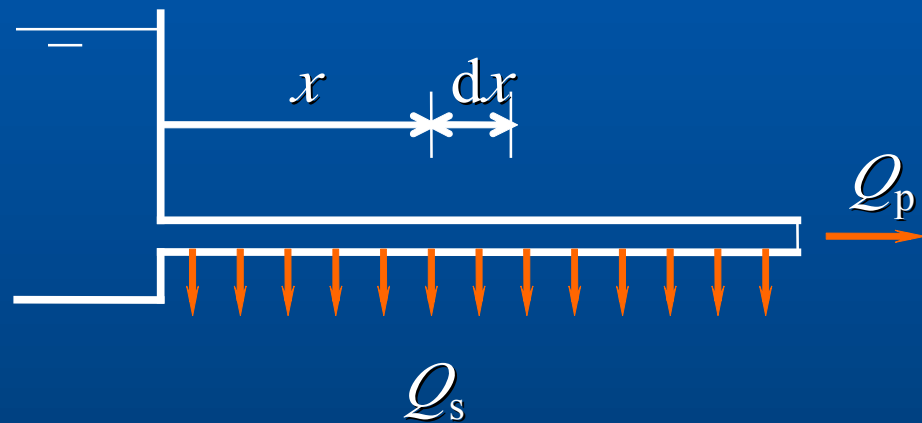
$$h_{fAB} = a_3 l_3 Q_3^2 = 9.30\text{s}^2/\text{m}^6 \times 1000\text{m} \times (0.0389\text{m}^3/\text{s})^2 = 14.07\text{m}$$

7.2.4 沿程均匀泄流管道

前面的管道流动中，通过管道沿程不变的流量称为通过流量或转输流量。

工程中有些设备装有穿孔管，即当水流通过这种管道时，除有部分流量（转输流量）通过该管道以外，另一部分流量随水流的流动由管道壁面的开孔沿途泄出，该流量称为途泄流量或沿线流量。

设沿程均匀泄流管段长度 l ，直径 D ，通过流量 Q_p ，总途泄流量 Q_s 。距开始泄流断面 x 处取微元长度 dx ，该处流量为：



$$Q_x = Q_p + Q_s - \frac{Q_s}{l} x$$

该段的水头损失则为：

$$dh_f = a dx Q_x^2 = a \left(Q_p + Q_s - \frac{Q_s}{l} x \right)^2 dx$$

假定比阻 a 为常数，上式积分得

$$h_f = \int_0^l dh_f = al \left(Q_p^2 + Q_p Q_s + \frac{1}{3} Q_s^2 \right)$$

此式还可近似写成

$$h_f = al (Q_p + 0.55 Q_s)^2 = al Q_c^2$$

其中 $Q_c = Q_p + 0.55 Q_s$ 称为**折算流量**。

若管段无通过流量，全部为途泄流量，则

$$h_f = \frac{1}{3} al Q_s^2$$

【例5】水塔供水的输水管道，由三段铸铁管串联而成，*BC*为沿程均匀泄流段。管长分别为 $l_1 = 500\text{m}$ ， $l_2 = 150\text{m}$ ， $l_3 = 200\text{m}$ ；管径 $D_1 = 200\text{mm}$ ， $D_2 = 150\text{mm}$ ， $D_3 = 100\text{mm}$ ，节点*B*分出流量 $q = 0.07\text{m}^3/\text{s}$ ，通过流量 $Q_p = 0.02\text{m}^3/\text{s}$ ，途泄流量 $Q_s = 0.015\text{m}^3/\text{s}$ ，试求所需作用水头*H*。

【解】*BC*段途泄流量折算后

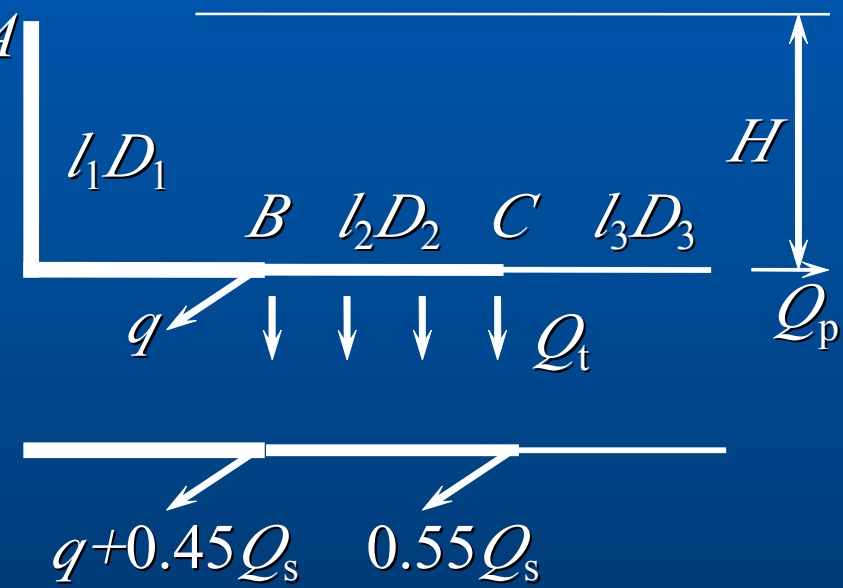
$$Q_1 = q + Q_s + Q_p = 0.045 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 0.55Q_s + Q_p = 0.028 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_3 = Q_p = 0.02 \text{ m}^3/\text{s}$$

作用水头为各段损失之和，即

$$H = \sum h_{fi} = a_1 l_1 Q_1^2 + a_2 l_2 Q_2^2 + a_3 l_3 Q_3^2 = 23.51 \text{ m}$$



7.3 管网水力计算基础

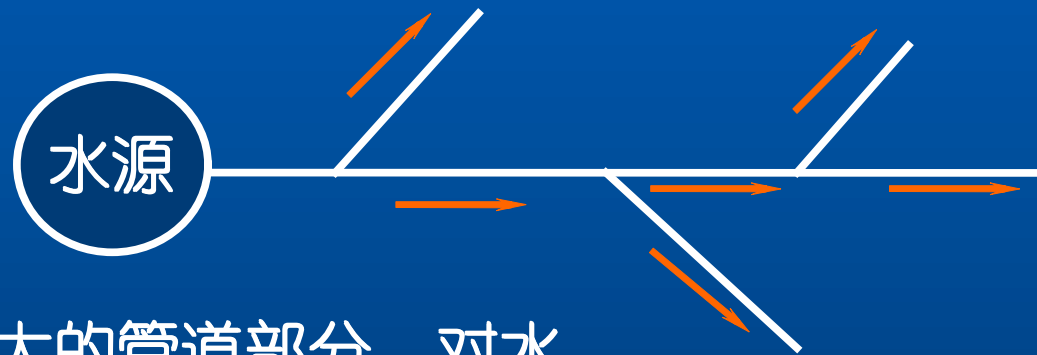
7.3.1 枝状管网

由多条串联而成的具有分支结构的管网系统称为**枝状管网**。枝状管网节省材料、造价低，但供水的可靠性差。

枝状管网的计算主要为以干管为主确定作用水头与管径。

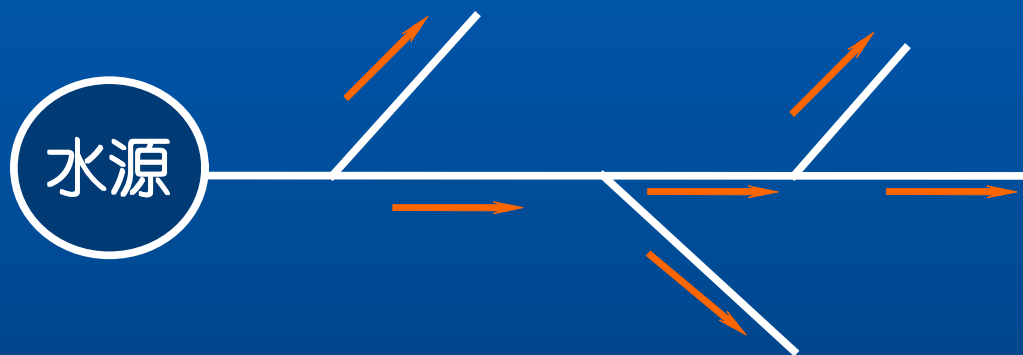
干管指从水源到最远

点而且通过的流量为最大的管道部分。对水头要求最高、通过流量最大的点称为**控制点**。



于是，从水源到控制点的总水头可为：

$$H = \sum h_f + H_s + z_0 - z_t$$



式中 H 为水源的总水头（水塔高度）， H_s 为控制点的最小服务水头， h_f 为干管各段水头损失， z_0 为控制点地形标高， z_t 为水塔处地形标高。

对于新建管网，按经济流速 v_e 确定管径

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_e}}$$

$$D = 100 - 400\text{mm}, \quad v_e = 0.6 - 1.0 \text{ m/s}$$

$$D > 400\text{mm}, \quad v_e = 1.0 - 1.4 \text{ m/s}$$

然后按上式计算水源的作用水头。

对于扩建管网，由于水源等已固定，无法按经济流速计算，因此采用平均水力坡度来计算管径，即

$$J = \frac{H_t + (z_t - z_0) - H_s}{\sum l_i}$$

于是由

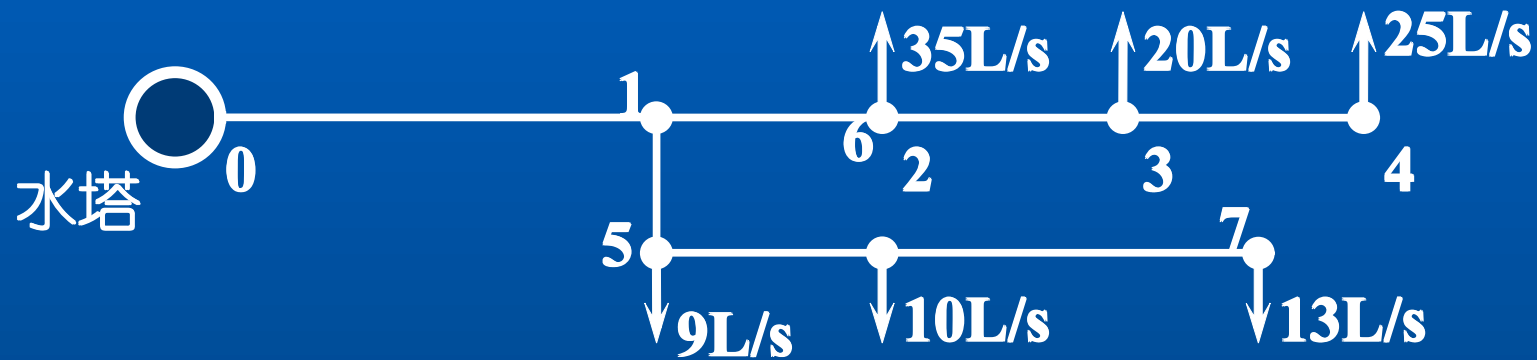
$$h_{fi} = a_i l_i Q_i^2$$

得

$$a_i = \frac{h_{fi}}{l_i Q_i^2} = \frac{J}{Q_i^2}$$

再通过查表求得管径。

【例6】枝状管网如图所示。设水塔与管网端点4、7地形标高相同，两点的最小服务水头均为 $H_s = 12\text{m}$ ，各管段均为铸铁管其他已知条件见表，试求各管段的直径、水头损失及水塔高度。



【解】先按经济流速计算管径

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_e}}$$

然后对照规格选取管径并确定在经济流速范围之内。
根据所取管径查表求得各段比阻，计算水头损失。

其他管段计算见下表

| 管段 | 管长 | 流量 | 管径 | 流速 | 比阻 | 水头损失 |
|-----|-----|-------|-----|------|------|------|
| 3-4 | 350 | 0.025 | 200 | 0.80 | 9.30 | 2.03 |
| 2-3 | 350 | 0.045 | 250 | 0.92 | 2.83 | 2.01 |
| 1-2 | 200 | 0.080 | 350 | 0.83 | 1.07 | 1.37 |
| 6-7 | 500 | 0.013 | 150 | 0.74 | 43.0 | 3.63 |
| 5-6 | 200 | 0.023 | 200 | 0.73 | 9.30 | 0.98 |
| 1-5 | 300 | 0.032 | 250 | 0.65 | 2.83 | 0.87 |
| 0-1 | 400 | 0.112 | 400 | 0.89 | 0.23 | 1.15 |

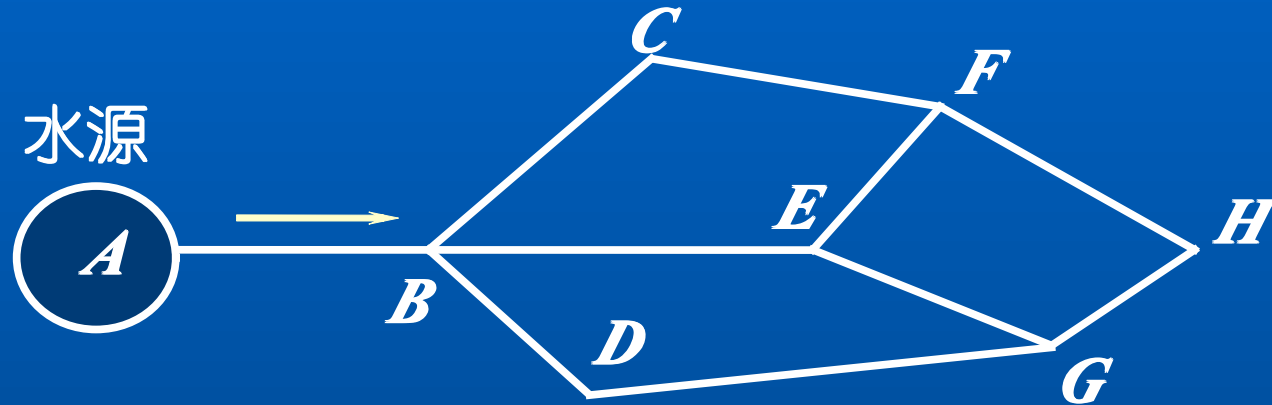
水头损失： $h_{f0-4} = 2.03 + 2.01 + 1.37 + 1.15 = 6.56 \text{ m}$

$h_{f0-7} = 3.63 + 0.98 + 0.87 + 1.15 = 6.63 \text{ m}$

点7为控制点，水塔高度应为 $H = 6.63 + 12 = 18.63 \text{ m}$ 。

7.3.2 环状管网

环状管网指多条管段互连成闭合形状的管道系统。



1.环状管网水力计算的基本问题

计算各管段流量、直径与水头损失。

2.环状管网的未知量

环状管网上管段数目 n_p 、环数 n_l 以及节点数目 n_j 之间存在着如下关系： $n_p = n_l + n_j - 1$ 。

每个管段均有流量 Q 和管径 D 两个未知数，因此整个管网共有未知数 $2n_p = 2(n_l + n_j - 1)$ 个。

3.环状管网的计算条件

(1) 连续性条件，即节点流量平衡条件。若设流入节点的流量为正，流出节点的流量为负，则在每个节点上有

$$\sum Q_i = 0$$

(2) 闭合环水头损失条件。根据并联管道两节点间各支管水头损失相等的原则，对于任何一个闭合环，由某一个节点沿两个方向至另一个节点的水头损失相等。在一个环内，若设顺时针水流引起的水头损失为正，逆时针水流引起的水头损失为负，对于该环则有

$$\sum h_f = \sum a_i l_i Q_i^2 = 0$$

根据条件 (1) 可列出 $(n_j - 1)$ 个方程。

根据条件 (2) 可列出 n_l 个方程。

因此，一共可列出 $(n_l + n_j - 1)$ 个方程。然后根据经济流速确定各管段直径，未知数等于方程数，方程可解。

然而，上述情况按代数方程求解非常繁杂，实用上多采用近似解法，即首先根据节点流量平衡初步分配各管段流量，并按分配的流量计算管段的水头损失。然后验算每一环的水头损失是否满足条件 (2)

$$\sum h_f = 0$$

如不满足，调整流量重新分配，直至满足，或 $\sum h_f = \Delta h_f$ 小于规定值。式中 Δh_f 称为该环的闭合差，因此环状管网的水力计算又称“管网平差”。

克罗斯 (H. Cross) 法：

1. 初拟流量，计算闭合差；
2. 考虑调整流量，重新计算水头损失，即

$$h_{fi} + \Delta h_{fi} = a_i l_i (Q_i + \Delta Q)^2 = a_i l_i Q_i^2 \left(1 + \frac{\Delta Q}{Q_i} \right)^2$$

将上式展开，取前两项，得

$$h_{fi} + \Delta h_{fi} = a_i l_i Q_i^2 \left(1 + 2 \frac{\Delta Q}{Q_i} \right) = a_i l_i Q_i^2 + 2 a_i l_i Q_i \Delta Q$$

3.按满足闭合条件计算校正流量，即

$$\sum (h_{fi} + \Delta h_{fi}) = \sum (h_{fi} + 2 a_i l_i Q_i \Delta Q) = \sum h_{fi} + 2 \sum a_i l_i Q_i \Delta Q = 0$$

因此有

$$\Delta Q = - \frac{\sum h_{fi}}{2 \sum a_i l_i Q_i} = - \frac{\sum h_{fi}}{2 \sum \frac{a_i l_i Q_i^2}{Q_i}} = - \frac{\sum h_{fi}}{2 \sum \frac{h_{fi}}{Q_i}}$$

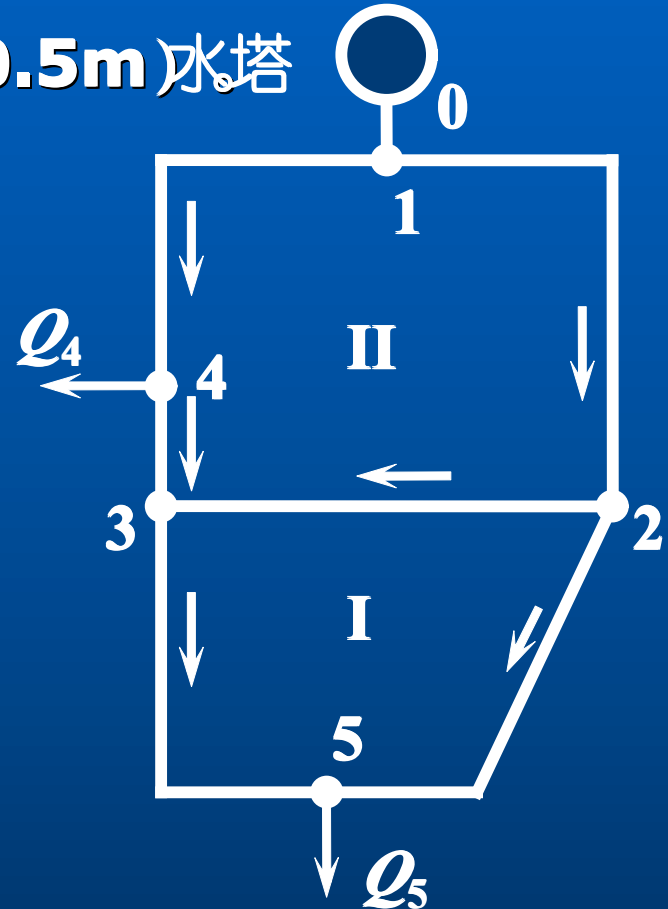
4.按环内顺时针流向为正、逆时针流向为负，将校正流量加入第一次分配的流量中进行第二次流量分配，然后重复上述步骤，直至闭合差满足所要求精度。

【例7】 水平两环管网。各管段均为铸铁管，尺寸详见下表。
 已知两用水点流量分别为 $Q_4 = 0.032 \text{ m}^3/\text{s}$ 和 $Q_5 = 0.054 \text{ m}^3/\text{s}$ ，

试求各管段通过的流量（闭合差小于0.5m）



| 环号 | 管段 | 管长 | 管径 | 比阻 |
|----|-----|-----|-----|------|
| I | 2-5 | 220 | 200 | 9.30 |
| | 5-3 | 210 | 200 | 9.30 |
| | 3-2 | 90 | 150 | 43.0 |
| II | 1-2 | 270 | 200 | 9.30 |
| | 2-3 | 90 | 150 | 43.0 |
| | 3-4 | 80 | 200 | 9.30 |
| | 4-1 | 260 | 250 | 2.83 |



【解】 (1) 初拟流向，分配流量；

- (2) 按分配流量，根据 $h_{fi} = a_i / Q_i^2$ 计算各段水头损失；
 (3) 计算环路闭合差；
 (4) 调整分配流量，重新计算水头损失。

| 环号 | 管段 | 初分流量 | h_{fi} | h_{fi}/Q_i | ΔQ | 校正流量 | 二分流量 | h_{fi} |
|----|-----|--------|----------|--------------|------------|--------------|--------|----------|
| I | 2-5 | +0.030 | +1.84 | 61.3 | -0.002 | -0.002 | +0.028 | +1.60 |
| | 5-3 | -0.024 | -1.12 | 46.7 | | -0.002 | -0.026 | -1.32 |
| | 3-2 | -0.006 | -0.14 | 23.3 | | +0.004-0.002 | -0.004 | -0.06 |
| | 和 | | +0.58 | 131.3 | | | +0.22 | |
| II | 1-2 | +0.036 | +3.25 | 90.3 | -0.004 | -0.004 | +0.032 | +2.57 |
| | 2-3 | +0.006 | +0.14 | 23.3 | | -0.004+0.002 | +0.004 | +0.06 |
| | 3-4 | -0.018 | -0.24 | 13.3 | | -0.004 | -0.022 | -0.36 |
| | 4-1 | -0.050 | -1.84 | 36.8 | | -0.004 | -0.054 | -2.15 |
| | 和 | | +1.31 | 163.7 | | | +0.12 | |

7.4 有压管道中的水击

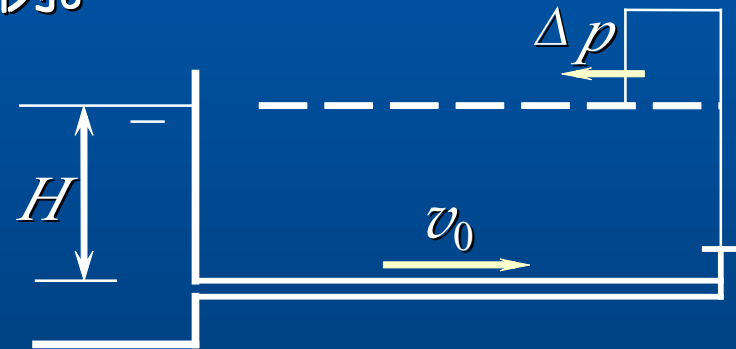
有压管流中，由于某种原因（阀门突然关闭或水泵机组突然停机等），使得水流速度突然停止所引起的压强大幅度波动现象称为**水击或水锤**（**water hammer**）。

水击所引起的压强升高可达管道正常工作的几十倍甚至上百倍，具有极大的破坏性。

7.4.1 水击产生的原因

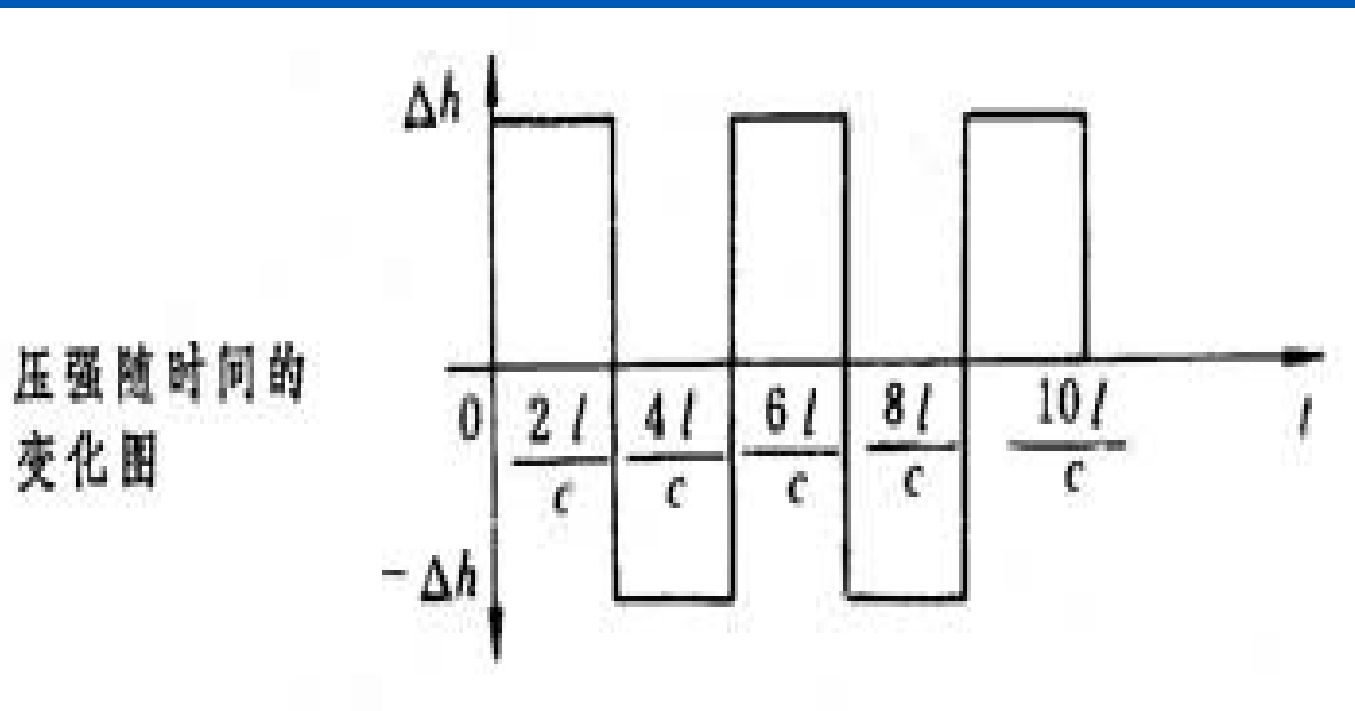
以水管末端阀门突然关闭为例。

当水流以流速 v_0 在管道中流动，



阀门突然关闭时，最靠近阀门处的水速度由 v_0 变成 0 ，突然停止。根据质点系动量定理，动量变化等于外力（阀门作用力）的冲量。因外力作用，水流的压强增至 $p_0 + \Delta p$ 。 Δp 称为**水击压强**。

理想水击压强示意图



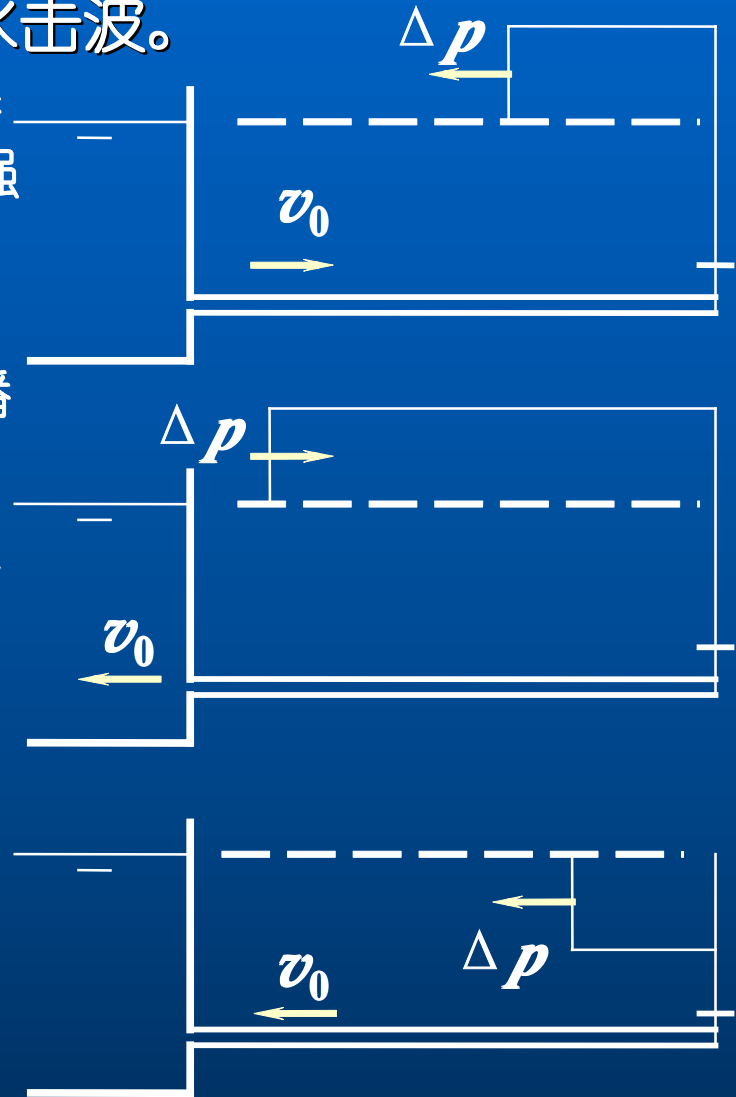
7.4.2 水击的传播过程

水击以波的形式传播，又称为水击波。

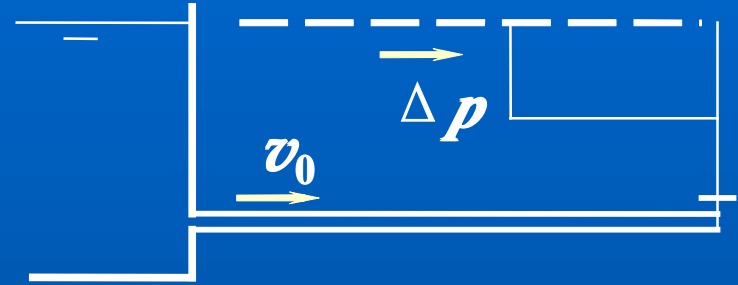
I 减速增压： 增压波从阀门向管道入口传播过程。阀门关闭后，速度 $v_0 \rightarrow 0$ ，水击压强 Δp 以速度为 c 的波向上游，管内为增压状态，直至 $t = L/c$ ， L 为管长。

II 减速减压： 减压波从管道入口向阀门传播过程。由于管内压强大于水池中压强，管中水在水击压强 Δp 作用下向水池中以流速 $-v_0$ 倒流，管内压强逐渐恢复，直至 $t = 2L/c$ 。

III 增速减压： 减压波从阀门向管道入口传播过程。倒流的水在阀门处停止 ($-v_0 \rightarrow 0$)，动量变化引起压强降低 Δp ，以波速 c 向上游传播，管内为减压状态。



IV 增速增压：增压波从管道入口向阀门传播过程。由于水池中压强大于管内压强，池中水在水击压强 Δp 的作用下由水池以流速 v_0 流入管中，管内压强逐渐恢复，直至 $t = 4L/c$ 。又从第一阶段开始，重复这四个阶段。



6.4.3 水击波的传播速度

$$c = \frac{c_0}{\sqrt{1 + \frac{K D}{E \delta}}}$$

式中 c_0 —声波在水中的传播速度， $c_0 = 1435 \text{ m/s}$ ；

K —水的体积模量， $K = 2.1 \times 10^9 \text{ Pa}$ ；

E —管壁材料的弹性模量；

D —管道直径；

δ —管壁厚度。

7.4.4 水击压强的计算

1. 直接水击

水击波经两个阶段返回到阀门前 ($T < 2L/c$)，阀门已关闭。这时，阀门处的水击压强同阀门瞬间关闭时相同，这种水击称为直接水击。

根据质点系动量定理，可求得直接水击压强的最大值，即

又称为儒科夫斯基 (Жуковский) 公式。

$$\Delta p = \rho c v_0$$

2. 间接水击

若阀门的关闭时间 $T > 2L/c$ ，返回到阀门的负水击压强将与继续关阀时所产生的正水击压强产生叠加，使阀门处的最大水击压强减小，这种情况的水击称为间接水击，即

$$\Delta p = \rho c v_0 \frac{T}{T_z} = \frac{2\rho v_0 L}{T_z}$$

式中 $T = 2L/c$ 称水击波相长， T_z 为阀门关闭时间。

7.4.5 防止水击危害的措施

1. 限制管中流速。一般给水管网中， $v < 3 \text{ m/s}$ ；
2. 控制阀门关闭或开启时间；
3. 缩短管道长度或采用弹性模量较小的管道材料；
4. 设置水击消除设施。