

高等学校教材

水力学

下册 (第二版)

成都科技大学水力学教研室编

吴持恭 主编



高等教育出版社

TW13
1-2021

高等学校教材

09/11

水力学

(第二版)

下 册

成都科技大学水力学教研室 编
吴持恭 主编

高等教育出版社

图书在版编目(CIP)数据

水力学 下册/吴持恭主编;成都科技大学水力学教研室编. —2版. —北京:高等教育出版社,1983.6(2001重印)
高等学校教材
ISBN 7-04-001487-4

I. 水… I. ①吴… ②成… III. 水力学-高等学校-教材 IV. TV13

中国版本图书馆 CIP 数据核字(96)第 00043 号

出版发行 高等教育出版社

社 址 北京市东城区沙滩后街55号 邮政编码 100009
电 话 010—64054588 传 真 010—64014048
网 址 <http://www.hep.edu.cn>

经 销 新华书店北京发行所
印 刷 河北省香河县印刷厂 版 次 1979年8月第1版
开 本 850×1168 1/32 1983年6月2版
印 张 13.25 印 次 2001年7月第16次印刷
字 数 317 000 定 价 12.80 元

凡购买高等教育出版社图书,如有缺页、倒页、脱页等质量问题,请在所购图书销售部门联系调换。

版权所有 侵权必究

目 录

第九章 泄水建筑物下游的水流衔接与消能	1
§ 9-1 底流消能的水力计算.....	4
§ 9-2 挑流消能的水力计算.....	28
§ 9-3 面流及消能岸消能简介.....	38
习题.....	41
第十章 有压管中的非恒定流	46
§ 10-1 阀门突然关闭时有压管道中的水击.....	47
§ 10-2 阀门逐渐关闭时有压管道中的水击.....	59
§ 10-3 非恒定流的基本方程组.....	62
§ 10-4 水击的基本微分方程组.....	67
§ 10-5 水击计算的解析法.....	70
§ 10-6 调压系统中的水面振荡.....	82
习题.....	88
第十一章 明渠非恒定流	90
§ 11-1 明渠非恒定流的特性及波的分类.....	90
§ 11-2 明渠非恒定渐变流的基本方程式.....	94
§ 11-3 初始条件及边界条件.....	99
§ 11-4 特征线法.....	101
§ 11-5 瞬时流态法.....	113
§ 11-6 明渠非恒定急变流.....	140
§ 11-7 波额流量.....	142
习题.....	143
第十二章 液体运动的流场理论	144
§ 12-1 流速、加速度.....	145
§ 12-2 流线、迹线及其微分方程.....	149
§ 12-3 液体质点运动的基本形式.....	151
§ 12-4 无涡流与有涡流.....	156

§ 12-5	液体运动的连续性方程式	163
§ 12-6	理想液体运动微分方程式及其积分	167
§ 12-7	实际液体运动时所产生的内应力	180
§ 12-8	实际液体运动微分方程式	189
§ 12-9	紊动扩散的基本方程	198
	习题	205
第十三章	边界层理论基础	207
§ 13-1	边界层的概念	208
§ 13-2	边界层的微分方程式	210
§ 13-3	边界层厚度、排挤厚度、动量损失厚度及能量损失厚度	213
§ 13-4	边界层的动量方程式	218
§ 13-5	平板上层流边界层的计算	222
§ 13-6	平板上紊流边界层的计算	225
§ 13-7	边界层的分离现象及绕流阻力	228
	习题	232
第十四章	恒定平面势流	234
§ 14-1	恒定平面势流的流速势及流函数	235
§ 14-2	流网法解平面势流	243
§ 14-3	势流叠加法解平面势流	250
	习题	259
第十五章	渗流	260
§ 15-1	渗流的基本概念	261
§ 15-2	渗流的基本定律——达西定律	264
§ 15-3	地下河槽中恒定均匀渗流和非均匀渐变渗流	269
§ 15-4	棱柱体地下河槽中恒定渐变渗流的浸润曲线	272
§ 15-5	普通井及井群的计算	280
§ 15-6	水平不透水层上均质土坝的渗流计算	286
§ 15-7	渗流场的基本微分方程式及其解法简介	291
§ 15-8	用流网法求解平面渗流	295
§ 15-9	水电比拟法绘制流网	300
	习题	307

第十六章	河渠挟沙水流理论基础	310
§ 16-1	泥沙特性.....	310
§ 16-2	泥沙在静水中的沉降速度.....	317
§ 16-3	泥沙的临界推移力与起动流速.....	324
§ 16-4	推移质输沙率.....	330
§ 16-5	悬移质运动.....	335
§ 16-6	悬移质含沙量沿垂线分布.....	336
§ 16-7	水流挟沙能力.....	340
§ 16-8	冲积河流和挟沙水流的阻力变化.....	341
§ 16-9	泥沙连续性方程式.....	346
	习题.....	347
第十七章	高速水流	348
§ 17-1	高速水流的脉动压强.....	349
§ 17-2	水工建筑物的气蚀问题.....	361
§ 17-3	高速掺气水流.....	370
§ 17-4	非棱柱体明渠中的急流冲击波.....	376
§ 17-5	陡槽中的滚波.....	391
	习题.....	392
第十八章	相似原理和模型试验基础	395
§ 18-1	相似现象的相似特征.....	395
§ 18-2	相似条件.....	401
§ 18-3	单项力作用下的相似准则.....	402
§ 18-4	水工模型设计的几点说明.....	411
§ 18-5	变态模型.....	413
	习题.....	417

第九章 泄水建筑物下游的水流衔接与消能

天然河道中的水流，一般多属缓流，单宽流量沿河宽方向的分布也比较均匀。但当在河道中修建了闸、坝等泄水建筑物后，流动条件发生了变化，通过建筑物下泄的水流往往具有很高的流速，单位重量水体所具有的能量（即比能）也比下游河道中水流的正常比能大得多，对下游河床具有明显的破坏能力。特别是为了节省建筑物的造价，常要求这类建筑物的泄水宽度比原河床小，单宽流量加大，形成高速水流下泄，能量亦就更为集中，破坏性也更大。

如图 9-1 所示的溢流坝，设水流自坝顶下泄至坝趾 $c-c$ 断面时的比能为 E_1 （主要是动能），下游 2-2 断面的比能为 E_2 ，二者的比能差称为余能 $\Delta E = E_1 - E_2$ ， ΔE 的数值往往很大。设该溢流坝的单宽流量 $q = 80 \text{ 米}^3/\text{秒} \cdot \text{米}$ ，上下游水位差为 60 米，当略去坝前断面及 2-2 断面的流速水头，不计坝面的能量损失时，余能近似等于上下游水位差，即 ΔE 为 60 米。则单位宽度河床上每秒钟应消除的能量为

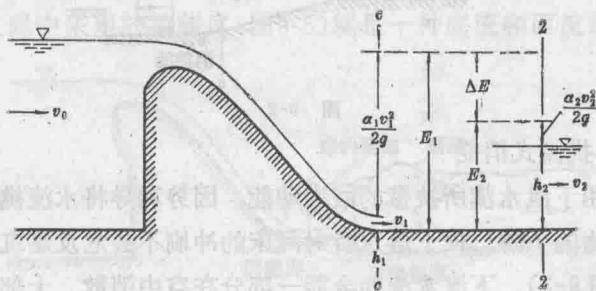


图 9-1

$$\begin{aligned}
 N &= \gamma q \Delta E = 9800 \times 80 \times 60 \\
 &= 47000000 \text{ N} \cdot \text{m/s} = 47000 \text{ kW}
 \end{aligned}$$

这样巨大的能量(主要为动能),若不采取有效措施加以消除,势必刷深河槽,冲毁河堤,甚至使建筑物遭到破坏。

所以,泄水建筑物下游水力设计的主要任务之一,就在于选择及计算适当的消能措施,使在下游较短距离内消除余能 ΔE , 并使 $c-c$ 断面的高速集中水流,安全地转变为下游的正常缓流,从而保证建筑物的安全。目前,常采用的衔接与消能措施,大致有下列三种类型:

1. 底流式消能

由第六章可知,急流向缓流过渡时必然发生水跃。所谓底流消能,就是在建筑物下游采取一定的工程措施,控制水跃发生的位置,通过水跃产生的表面漩滚和强烈的紊动以达到消能的目的。从而使 $c-c$ 断面的急流与下游的正常缓流衔接起来。这种衔接形式由于高流速的主流在底部,故称为底流式消能(见图 9-2)。

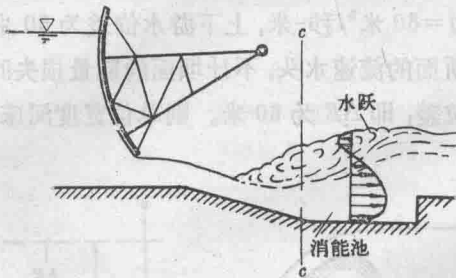


图 9-2

2. 挑流式消能

利用下泄水流所挟带的巨大动能,因势利导将水流挑射至远离建筑物的下游,使下落水舌对河床的冲刷不会危及建筑物的安全(见图 9-3)。下泄水流的余能一部分在空中消散,大部分在水舌落入下游河道后被消除。

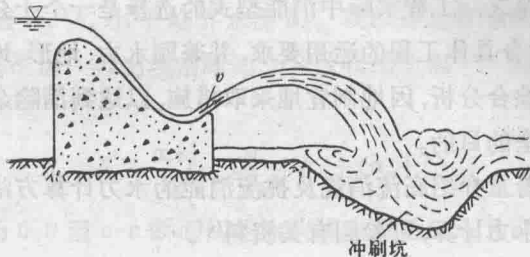


图 9-3

3. 面流式消能

当下游水深较大而且比较稳定时,可采取一定的工程措施,将下泄的高速水流导向下游水流的上层,主流与河床之间由巨大的底部漩滚隔开,可避免高速主流对河床的冲刷。余能主要通过水舌扩散、流速分布调整及底部漩滚与主流的相互作用而消除。由于衔接段中,高流速的主流位于表层,故称为面流式消能(图9-4)。

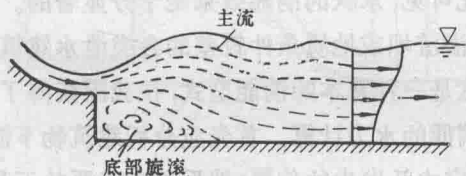


图 9-4

此外,还可以将上述三种基本的消能方式结合起来应用。如某些工程中采用的消能戽(图9-5)就是一种底流和面流结合应用

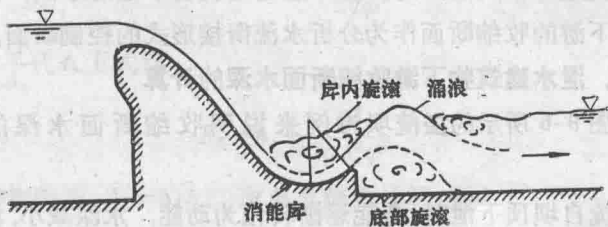


图 9-5

的实例。总之，工程实际中消能型式的选择是一个十分复杂的问题，必须结合具体工程的运用要求，并兼顾水力、地形、地质及使用条件进行综合分析，因地制宜地采取措施，以达到消除余能和保证建筑物安全的目的。

下面着重介绍底流消能及挑流消能的水力计算方法。其它消能方式的水力计算，可参阅有关资料^[1]。

§ 9-1 底流消能的水力计算

底流消能是借助于一定的工程措施控制水跃位置，通过水跃发生的表面漩滚和强烈紊动来消除余能。由第七章可知，水跃的能量损失随跃前断面佛汝德数 Fr_1 的增大而增加。以矩形断面明渠为例，当 $Fr_1=5$ 时，通过水跃消除的能量 $\Delta E \approx 50\% E_1$ ， E_1 为跃前断面的比能；当 $Fr_1=7$ 时， $\Delta E \approx 64\% E_1$ ；当 $Fr_1=9$ 时， $\Delta E \approx 70\% E_1$ 。由此可见，水跃的消能效果是十分显著的。所以，一般的水闸、中小型溢流坝或地质条件较差的各类泄水建筑物，多采用底流式消能。这是一种基本的消能型式，在我国获得了广泛应用。

底流式消能的水力计算，首先应分析建筑物下游的水流衔接形式，亦即判定水跃发生的位置；然后确定必要的工程措施。显然，建筑物下游水跃的位置，决定于通过建筑物下泄水流的特性和下游河道中水深和流速的大小。当通过流量一定时，下游河道中的水深和流速通常是已知的。至于通过建筑物下泄的水流，则常以建筑物下游的收缩断面作为分析水流衔接形式的控制断面。

一、泄水建筑物下游收缩断面水深的计算

以图 9-6 所示的溢流坝为例来说明收缩断面水深的计算方法。

水流自坝顶下泄时，势能逐渐转化为动能，水深减小，流速增加。到达坝趾的 $c-c$ 断面，流速最大，水深最小，称为收缩断面，其

水深以 h_c 表示, h_c 小于临界水深 h_K 。现以通过收缩断面底部的水平面为基准面, 列出坝前断面 0-0 及收缩断面 c-c 的能量方程式, 可得

$$E_0 = h_c + \frac{\alpha_c v_c^2}{2g} + \zeta \frac{v_c^2}{2g} = h_c + (\alpha_c + \zeta) \frac{v_c^2}{2g} \quad (9-1)$$

式中: ζ 为 0-0 至 c-c 断面间的水头损失系数; E_0 为以收缩断面底部为基准面的坝前水流总比能。由图 9-6 可以看出

$$E_0 = P_2 + H + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} = P_2 + H_0 \quad (9-2)$$

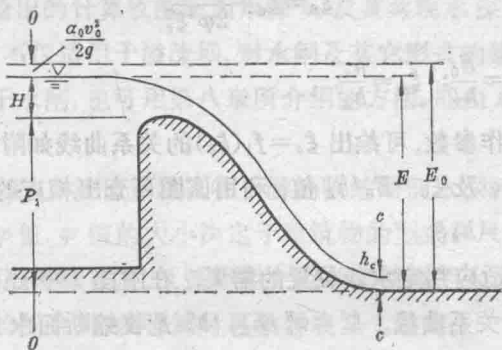


图 9-6

令流速系数 $\varphi = \frac{1}{\sqrt{\alpha_c + \zeta}}$, 则(9-1)式可写作

$$E_0 = h_c + \frac{v_c^2}{2g\varphi^2}$$

以 $v_c = \frac{Q}{A_c}$ 代入上式得

$$E_0 = h_c + \frac{Q^2}{2gA_c^2\varphi^2} \quad (9-3)$$

对于矩形断面, $A_c = b \cdot h_c$ 。取单宽流量计算, 则

$$E_0 = h_c + \frac{q^2}{2g\varphi^2 h_c^2} \quad (9-4)$$

当断面形状、尺寸、流量、及流速系数 φ 已知时，即可应用(9-3)式来计算收缩断面水深 h_c 。对矩形断面可用(9-4)式计算。

(9-3)及(9-4)式都是三次方程式，一般需用试算法求解，计算可列表进行，以便于检查错误及逐次逼近；此外，也可借助于一些专门的图表来简化计算。下面介绍一种适用于矩形断面的计算曲线。

对于矩形断面， $h_K^3 = \frac{q^2}{g}$ ；用 h_K 除(9-4)式两端可得

$$\xi_0 = \xi_c + \frac{1}{2\varphi^2 \xi_c^2} \quad (9-5)$$

式中： $\xi_0 = \frac{E_0}{h_K}$ ； $\xi_c = \frac{h_c}{h_K}$ 。

以 φ 作参数，可绘出 $\xi_c = f_1(\xi_0)$ 的关系曲线如附图 I 所示。根据已知的 φ 及 $\xi_0 = E_0/h_K$ 值，利用该图可查出相应的 ξ_c 值，从而计算出 $h_c = h_K \xi_c$ 。

为了适应判定水跃位置的需要，在附图 I 中还绘出了 $\xi_c'' = f_2(\xi_c)$ 的关系曲线。 $\xi_c'' = h_c''/h_K$ ， h_c'' 是收缩断面水深 h_c 的共轭水深。

对于矩形断面，当取动量修正系数 $\beta = 1$ 时，水跃方程可写成

$$h_c'' = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \frac{q^2}{g h_c^3}} - 1 \right] = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_K}{h_c} \right)^3} - 1 \right]$$

用 h_K 除上式两端可得

$$\xi_c'' = \frac{\xi_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{1}{\xi_c^3} \right)} - 1 \right] \quad (9-6)$$

根据(9-6)式，即可在附图 I 中绘出 $\xi_c'' = f_2(\xi_c)$ 的关系曲线。利用该曲线及不同 φ 值的 $\xi_c = f_1(\xi_0)$ 的曲线族，即可由已知的 $\xi_0 = E_0/h_K$ 和 φ 值，求得相应的 ξ_c 及 ξ_c'' 。则 $h_c = \xi_c \cdot h_K$ ； $h_c'' = \xi_c'' \cdot h_K$ (如示意图 9-7 所示)。

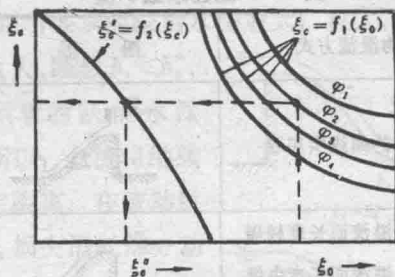


图 9-7

以上所给出的计算收缩断面水深 h_c 及其共轭水深 h_c'' 的公式和计算曲线, 不仅适用于溢流坝, 对水闸及其它形式的建筑物也完全适用。对于水闸, 也可用第八章所介绍的方法, 即由 $h_c = e_2 \cdot e$ 直接计算 h_c 。

应用上面的方法计算建筑物下游的收缩断面水深时, 必须确定流速系数 φ 值, φ 值的大小决定于建筑物的型式和尺寸, 严格来讲, 还与坝面的粗糙程度、反弧半径 r 及单宽流量的大小有关。但影响因素比较复杂, 初步计算时可参考表 9-1 选定。

二、泄水建筑物下游水跃的位置与形式及其对消能的影响

河渠中的水流一般多属缓流, 其水深 h_i 大于临界水深 h_x 。而闸坝或其它泄水建筑物出口水流往往为急流, 收缩断面水深 h_c 常小于临界水深 h_x , 故泄水建筑物的下游必然发生水跃。

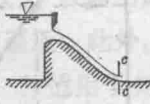
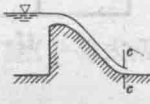
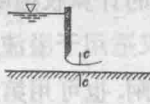
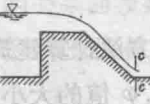
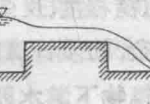
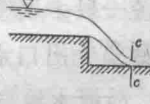
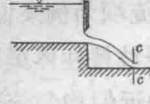
下面仍以溢流坝为例来说明水跃的位置与形式。为研究方便起见, 设下游为缓坡棱柱体渠道, 并认为下游水深 h_i 大致沿程不变(即下游渠道中近似均匀流)。

水跃的位置决定于坝趾收缩断面水深 h_c 的共轭水深 h_c'' 与下游水深 h_i 的相对大小。可能出现下列三种情况:

第一种情况: $h_i = h_c''$

在这种情况下, 因为 h_i 恰好等于 h_c 的共轭水深 h_c'' , 故水跃直

表 9-1 流速系数 φ 值^[2]

建筑物泄流方式	图 形	φ
1 堰顶有闸门的曲线实用堰		0.85~0.95
2 无闸门的曲线实用堰 { 1. 溢流面长度较短 { 2. 溢流面长度中等 { 3. 溢流面较长		1.00 0.95 0.90
3 平板闸下底孔出流		0.97~1.00
4 折线实用断面 (多边形断面) 堰		0.80~0.90
5 宽顶堰		0.85~0.95
6 跌 水		1.00
7 末端设闸门的跌水		0.97~1.00

接在收缩断面处发生(图 9-8, a)。这种衔接形式,称为临界式水跃衔接。

第二种情况: $h_1 < h_c''$

这时,收缩水深 h_0 与下游实有水深 h_1 不满足水跃的共轭条

件,故水跃不在收缩断面处产生。由第七章可知,在一定流量下,跃前水深愈小,则所要求的跃后水深愈大;反之,跃后水深愈小,则其跃前水深愈大。既然 $h_1 < h_c''$, 这表明与 h_1 相共轭的跃前水深 h_1' 应大于 h_c 。所以,急流将继续向下游流动一定距离,在流动过程中,由于摩擦,损失消耗部分动能,流速逐渐减小,水深逐渐增大。至某一距离处,水深等于 h_1' , 水跃即开始发生(图 9-8, b)。这种衔接形式,由于水跃发生在收缩断面的下游,称为远驱式水跃衔接。

第三种情况: $h_1 > h_c''$

这种情况表明,坝下欲发生水跃,必须发生在这样一个断面处,该断面的水深等于 h_1' , 而且 $h_1' < h_c$ 。显然,坝下游不存在这样的断面,因为收缩断面已经是水深最小的断面。由第六章关于断面比能的讨论可知:缓流中水深愈大,断面比能愈大。所以,与 h_1 相应的断面比能,将大于与收缩断面的跃后水深 h_c'' 相应的断面比能。由于下游的实有比能大,表面漩滚将涌向上游,并淹没收缩断面(图 9-8, c)。这种水跃叫做淹没水跃,其衔接形式则称为淹没式水跃衔接。

工程中,一般用 h_1 与 h_c'' 之比来表示水跃的淹没程度,该比值称为水跃的淹没系数,用 σ_j 来表示,即

$$\sigma_j = \frac{h_1}{h_c''}$$

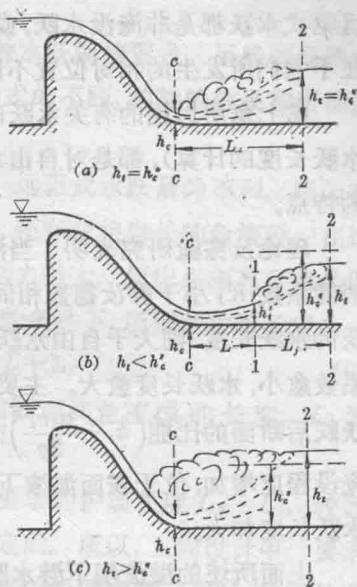


图 9-8

当 $\sigma_j > 1$ 时为淹没水跃。 σ_j 愈大则表明水跃的淹没程度愈大。当 $\sigma_j = 1$ 时, 为临界水跃。当 $\sigma_j < 1$ 时, 则为远驱式水跃。临界式及远驱式水跃都是非淹没水跃, 或称为自由水跃, 二者之间的区别仅在于它们所发生的相对位置不同。

第七章所讨论的有关水跃的知识 (例如: 水跃的能量损失及水跃长度的计算), 都是对自由水跃而言。而淹没水跃则有其另外的特点。

理论及实验研究表明: 当淹没系数 $\sigma_j > 1.2$ 时, 淹没水跃的消能系数 K_j 小于佛汝德数相同时自由水跃的消能系数; 淹没水跃的水跃长度, 则大于自由水跃的水跃长度。而且, σ_j 愈大, 消能系数愈小, 水跃长度愈大。主要的原因是, 淹没程度增加, 淹没水跃跃后断面的比能 $\left(h_t + \frac{\alpha_2 v_t^2}{2g} \right)$ 亦增加, 所以消能系数降低。同时, 淹没程度增加, 位于表面漩滚下面的高速主流扩散得愈慢, 因此, 水跃长度加大。

上面所述的溢流坝下游水跃位置与形式的判别方法, 对水闸

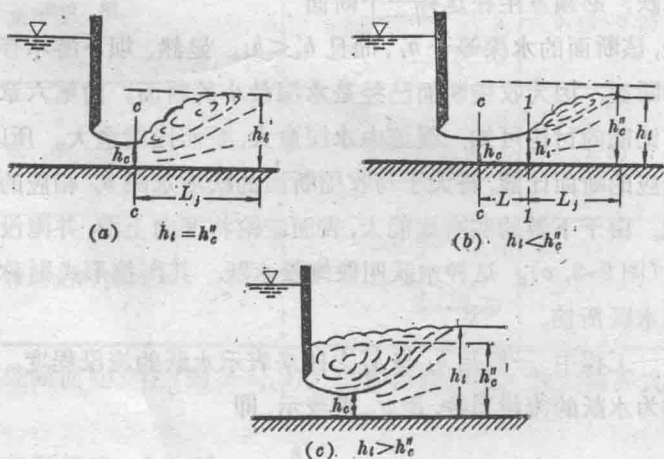


图 9-9

或其他形式的泄水建筑物亦同样适用。图 9-9 是平底闸孔下游三种水跃衔接形式的示意图。

建筑物下游可能出现的三种水跃衔接形式，虽然都是通过水跃来消能，但由于水跃位置和形式的不同，消能的效果和所需的消能建筑物尺寸是各不相同的。

从水工和消能的观点来看，远驱式水跃最为不利。因为在此情况下，建筑物与跃前断面之间，还存在相当长的急流段。在这一段内，流速很高，对河床冲刷能力很大，河床必须有可靠的保护结构。所以，在远驱式水跃衔接的条件下，所需的护坦长度为

$$L_K = L + L_j \quad (9-7)$$

式中： L 为收缩断面 $c-c$ 至跃前断面间急流段的长度； L_j 为水跃长度。

对临界式水跃衔接，虽然所要求的护坦长度 $L_K = L_j$ ，较远驱式的短，但这种衔接形式是不稳定的。所以，工程设计中，要求下游产生一定淹没程度 ($\sigma_j = 1.05 \sim 1.10$) 的水跃。这时，护坦长度较小，消能效果也比较好，并能得到较为可靠的淹没水跃。但是水跃的淹没程度也不能太大，否则不仅消能效率较低，护坦长度也将因水跃长度增加而加大。

三、控制水跃位置的工程措施——消能池的水力计算

当建筑物下游产生远驱式或临界式水跃衔接时，为了改变这种不利的衔接形式，必须设法加大建筑物的下游水深，使水跃控制在紧靠建筑物之处，并形成淹没程度不大的水跃。

加大下游水深的工程措施，主要有下列二种：

- (1) 降低护坦高程，使在下游形成消能池。
- (2) 在护坦末端修建消能坎来壅高水位，使坎前形成消能池。

下面介绍宽度不变的矩形断面消能池的水力计算方法。计算内容包括：消能池深度及长度的确定。