

农田水利参考資料

中小型水庫側槽式 溢洪道的設計

农业部农田水利局編

水利电力出版社

前 言

几年来，在党的领导下，水利工程有了很大地发展，尤其在去冬今春的水利化高潮中，几个月的成就远远超过了我国有史以来的总和，根本改变了“大雨大灾、小雨小灾、无雨旱灾”的面貌。为了全国普遍水利化，預計今冬明春將要掀起又一次更大的水利化高潮，为了配合这一高潮的到来，我們蒐集了过去各省在水利方面所集累下的經驗，彙編成本書，以供各地参考。

在修建中小型水庫工程中，常常找不到天然的馬鞍地形，而遇到的是陡峻的山势，在这种情况下，为了降低工程造价，确保土坝安全，溢水建筑最宜採用側槽式的。所謂側槽式溢洪道就是將寬闊的溢洪埝沿河岸等高綫佈置，使其方向与坝軸綫相垂直的溢洪道。这种溢洪道由溢流埝、瀉槽及陡坡和尾水渠組成。这种溢洪道具有一般溢洪道所未有的优点，不仅溢流埝的修筑很少受地形的限制，而且由于可以加大溢洪埝長度，减小埝頂水头，从而增大水庫的蓄水量，所以在水利化运动中具有很重要的意义。

本書蒐集了一些有关側槽式溢洪道的論文、实验和定型設計，有理論，亦有实际的計算方法。尽管作者們採用了不同的原理和观点，从而推演出了不同的結果：有的偏于安全，有的偏于經濟，方法也有繁雜，有的簡易，但都有供我們参考的价值。同时也希望讀者在这方面多加研究，以便使側槽式溢洪道的設計日趋完备、实用。此外本書还介紹了几篇有关溢洪道方面一般性的文章，以供溢洪道設計中参考。

由于編排時間很仓促，錯誤在所难免，希望讀者多多提出批評、意見，以便再版时改正。

編 者 1958年8月

目 錄

一、側槽式溢洪道的水力計算	(3)
(一)引言	(3)
(二)壑溝段水面曲綫的研究	(5)
(三)壑溝出口斷面上的平均水深問題	(10)
(四)壑頂的溢流能力問題	(12)
(五)問題討論	(15)
(六)結語	(21)
附錄一 壑溝段水面綫計算公式的推导	(22)
附錄二 壑溝段水力計算实例	(29)
二、側槽式溢洪道經濟斷面的決定	(37)
(一)概述	(38)
(二)計算方法	(40)
(三)例題	(43)
三、側槽式溢洪道定型設計	(47)
(一)形式及特点	(47)
(二)水力計算方法及計算成果	(50)
(三)定型設計圖表及使用說明	(59)
(四)水力計算中存在的問題	(65)
四、側槽式溢洪道(定底寬)設計	(68)
五、側槽式溢洪道(變底寬)設計	(72)
(一)側流堰	(72)
(二)側槽	(73)
(三)設計舉例	(74)
六、中小型水庫溢洪道設計標準的商榷	(76)
七、关于決定水庫溢洪道大小的方法和体会	(92)
(一)已有資料(关于这一部分所需要的資料)	(93)
(二)演算的方法和步驟	(93)
(三)几点体会	(101)
八、江西龍門岩水庫溢洪道設計	(104)
(一)未考慮滯洪庫容前的設計	(105)
(二)考慮溢水時滯洪作用的設計	(105)

一、側槽式溢洪道的水力計算

水利电力部西南水工試驗所

(一)引 言

壑溝溢洪道或称側槽式溢洪道(图1),它的主要特征在于水流經過溢流壩后,即跃入一个与壩軸平行的側槽內,我們把这段側槽或称为壑溝段,壑溝溢洪道的命名即由此而来,水流在壑溝段內任一橫斷面上的流量互不相同,故壑溝段水流实質为一沿途变量流,当轉向流出壑溝段后,水流又复形成定量流,借助陡槽洩往水庫下游,因而壑溝溢洪道实际上可分析为溢流壩,壑溝段与陡槽三部分所組成。

在山勢陡峻的地区修建水庫工程,其溢水建筑物最宜採用壑溝溢洪道,因为它具备有一般溢洪道所未有的一些优点,不仅溢流壩的長度可随水庫庫岸的地形而向內伸延,一般少受地形的限制从而可以大大地節約工費,同时又由于溢洪長度的增加因而設計溢洪水头即可相应降低以增大水庫的蓄水量,由于这样,所以壑溝溢洪道日益受着人們的重視,即在当前普遍开展的小型水庫工程中,也具有很大的实用意义。

根据我所今年对四川省十六个县市的四十九个小型水庫进行調查的結果〔参考資料1〕,認為有許多水庫就地形而論都是适宜採用壑溝溢洪道的,但是,由于过去对壑溝溢洪道介紹不够,同时,在水力計算和工程設計中还有着一些的問題,以致到目前为止,还没有能够在工程实践中广泛採用。我所为了配合小型水庫工作的开展,特在壑溝溢洪道的水力設計方面进行了部分試驗研究,其目的就是圍繞工程設計中的一些主要問題,試圖加以研究解决,这些問題是:

1. 壑溝段的水面綫問題;
2. 壑溝出口斷面上的平均水深問題;

考評論。

參加試驗工作者有張子鉅、王秀清、冉隆义同志，由張子鉅同志編寫報告。

(二) 壅溝段水面曲綫的研究

為了保證壅溝溢洪道具有最大的溢洪能力，則必須保證壅溝段水流以不影響溢流墩的出流為原則，我們知道在壅溝段內水流為一降水曲綫，要影響溢流墩的溢流能力，必從壅溝起始断面開始，為此，在設計壅溝溢洪道時，必須慎重地選擇壅溝起始断面的水位和底部高程，也就是說要慎重地確定壅溝段和溢流墩的相對高程的關係，為了要解決這一系列的問题，我們就不能不從確定壅溝段的水面曲綫着手。

如图 1 所示壅溝段的水流是一個綜錯複雜的三向沿途變量流，在任一橫断面上的水深也不一致，因此要確定整個壅溝段的水面曲綫是有困難的，為了簡便起見，我們可以把每一個橫断面上的水深平均起來求得一個平均水深作為該断面水深的代表，然後把不同橫断面的平均水深連接起來構成一條水面曲綫，我們下面所要談到的壅溝水面曲綫，就是指的這一條虛假的水面曲綫。

關於壅溝水面曲綫的計算公式，目前可以分為從動量原理出發與從能量原理出發的兩大大類，其中以動量原理出發的可以下式為代表：

$$\Delta y = 2\Delta \frac{V^2}{2g} + 2 \cdot \frac{V_{cp}^2}{2g} \cdot \frac{\Delta A}{A_{cp}} \quad (1)$$

其中以能量原理出發的可以下式為代表：

$$\Delta h = \frac{igA_{cp}^3 - kA_{cp}q^2X_{cp}}{(qA_{cp}^2 - [qX_{cp}]^2 \cdot B_{cp})} \Delta X \quad (2)$$

另外我所吳冀高同志及副所長許傳經又在工作中根據能量原理推導出來兩個公式：

$$\Delta y = A \frac{V^2}{2g} + \frac{V_{cp}^2}{2g} \left(\frac{2\Delta X}{X_{cp}} \right) \quad (3)$$

$$\Delta y = K \Delta \frac{V^2}{2g} \quad (4)$$

上述公式的推导詳見本报告的附录一，其中符号的含义說明如下：

Δy ——兩断面間的水面差值；

Δh ——兩断面間的水深差值；

V ——断面平均流速；

g ——重力加速度；

A ——过水断面面积；

ΔA ——兩断面間过水断面积的差值；

X ——計算断面到壅溝起点的水平距离；

ΔX ——兩断面間的水平距离；

q ——壅頂單寬流量；

H ——系数，当壅頂中綫与陡槽中綫垂直时， $k=2$ ；

k ——系数，假定水面曲綫为拋物綫形， $K=1.5$ ；

B ——水面寬度。

註脚中有cp的，表示为平均值。

为了驗證上述四个計算公式的精确度，我們曾把計算的結果和在模型中实测水面綫的結果进行过比較。在这里有必要把模型实测的情况簡單地叙述一下，在模型中，壅溝段的横断面我們採用了矩形的和梯形的兩种（所謂梯形只是指溢流壅对岸的槽壁而言， $m=0.5$ ，至于靠近溢流壅的一边都是同样加有一半徑 $r=12$ 公分的圓弧面的）。壅溝段底坡选定为2%，4%，6%，8%四組，壅溝底寬 b 变化为15，20，25，30公分四組，壅頂与壅溝起始断面底部高程的高差保持为17公分不变，溢流壅長度也固定为90公分不变，模型流量变化在10~40秒公升之間。

① 本公式是由我所吳蕤高同志根据能量原理并参照沿途变量流基本方程式推导出来的。詳見本文附录一。

② 本公式是由我所副所長許傳經同志根据能量原理并参照 William P. Creager, Joel D. Justin and Julian Hinds: Engineering for Dams, side Channel Spillways, 第216—227頁推导出来的。詳見本文附录一。

在测定壅沟水面曲线时，从壅沟出口断面起，每隔10公分取一横断面，又在每一横断面上选取3~7个距离相等的测点，用水面测针分别测得各点上的水深值，然后用算术平均法求得该断面的平均水深值，连接各横断面平均水深值，即为壅沟段的实测水面线。图2所示即为壅沟实测水面线的一个例子。

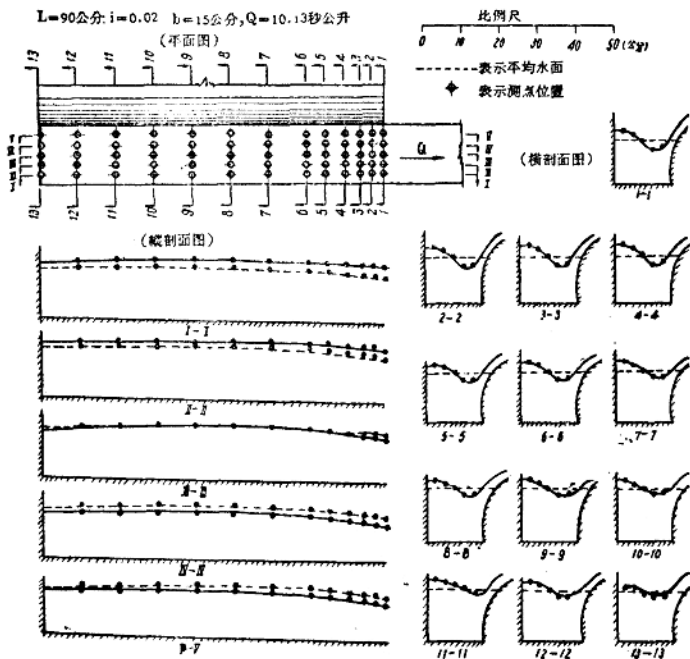


图2 壅沟水流剖面图

比较结果说明，用(1)(2)(3)式计算的结果和实测情况很为接近，各横断面水深的差值一般不过 $\pm 3\%$ 左右，因此，我们认为在实际工程中选用任一公式来进行壅沟水面曲线的计算是完全可以的。

不过应该说明，应用(1)，(2)，(3)，(4)各式计算水面

曲綫时，每取一橫断面都需要进行多次的試算，因而工作量頗大，特别是(2)式，其計算結果的精度虽最高，而公式形式也最为繁复，考虑到如不用平均断面法，可将(2)式簡化为下列形式：

$$\Delta h = \frac{igA^3 - kq \cdot A \cdot Q}{(gA^3 - Q^2 B)} \Delta X \quad (2')$$

用(2')式計算水面綫，不但可以减少計算兩断面上平均水力因素之煩，而且不必进行試算。

为了比較(2')式的精度，曾把一組水面綫資料分別用(2)式和(2')式計算比較，如取(2')式中的 Q 为兩断面間的平均流量即 $Q = q \cdot x_{cp}$ 作为計算断面的流量，則各断面上的水深值与用(2)式計算的結果相比較其差值不超过1% (表1, (2')-Ⅲ)。

表1中，(2')-Ⅰ是取 Q 等于計算断面下游后一断面上的流量，即 $Q = q \cdot (x + \Delta x)$ 其結果偏高；(2')-Ⅱ是取 Q 等于計算断面上的流量，即 $Q = qx$ 其結果偏低；而(2')-Ⅲ，已如上述，与(2)式計算結果相当接近，我們曾用表1中(2')-Ⅰ的計算方法，对实测水面綫进行大量的計算比較的結果，其与实测水深的差值一般在+5%左右。

至于用(4)式計算的結果与实测資料相比較，其計算水深一般偏低，誤差比其余各式为大，一般約在7~8%左右，而且公式不能反映壅溝断面平均水深增加到一定数值以后水深又漸次減小的物理現象，需要繼續进行研究修正，但以其公式形式最为簡便，在实际工程中仍有参考采用的意义。

此外，从图2上可見，壅溝橫断面上的水深，在溢流搶对岸的一边总比平均水深为高，靠近溢流搶的这一边又比平均水深为低，因此在壅溝溢洪道設計时，除了要知道它的平均水深而外，同时还应給出溢流搶对岸一边水深的数值，用以确定壅溝段的护砌深度，根据許多試驗資料統計的結果，其最大水深約高出于平均水深5~20%，工程設計中可以此作为参考。

綜上所述，壅溝水面綫可用上列公式中的任一个来进行計算，其中以(2)式精度最高，而形式最为复杂；(1)式与(3)式

表 1

壅澁断面: 矩形; 壅頂長度 $L=90$ 公分; 底寬 $b=15$ 公分; 底坡 $i=0.08$;
 總流量 $Q=23.62$ 秒公升; 出口水深 $h_m=19.10$ 公分。

點 號	$4x$ (公分)	(2)式計算值			$(2')-I(Q=x+4x^2q)$			$(2')-II(Q=xq)$			$(2')-III(Q=x_{cp}q)$		
		水 深 (公分)	差 值 (公分)	%	水 深 (公分)	差 值 (公分)	%	水 深 (公分)	差 值 (公分)	%	水 深 (公分)	差 值 (公分)	%
1	0.00	(19.10)	—	—	(19.10)	—	—	(19.10)	—	—	(19.10)	—	—
2	3.00	19.41	+0.04	0.21	19.45	0	0	19.41	+0.02	0.10	19.43	+0.02	0.10
3	3.00	19.67	+0.06	0.31	19.73	-0.01	0.05	19.66	+0.03	0.15	19.70	+0.03	0.15
4	4.00	19.95	+0.09	0.45	20.04	-0.02	0.10	19.93	+0.04	0.20	19.99	+0.04	0.20
5	5.00	20.21	+0.12	0.59	20.33	-0.04	0.20	20.17	+0.05	0.25	20.26	+0.05	0.25
6	5.00	20.39	+0.15	0.74	20.54	-0.05	0.25	20.34	+0.06	0.29	20.45	+0.06	0.29
7	5.00	20.51	+0.17	0.83	20.68	-0.06	0.29	20.45	+0.06	0.29	20.57	+0.06	0.29
8	5.00	20.58	+0.19	0.93	20.77	-0.08	0.39	20.50	+0.08	0.29	20.64	+0.06	0.29
9	10.00	20.59	+0.27	1.31	20.85	-0.15	0.73	20.44	-0.15	0.73	20.65	+0.06	0.29
10	10.00	20.45	+0.31	1.51	20.76	-0.23	1.12	20.22	-0.23	1.12	20.50	+0.05	0.24
11	10.00	20.17	+0.26	1.29	20.43	-0.30	1.49	19.87	-0.30	1.49	20.21	+0.04	0.20
12	10.00	19.75	+0.32	1.62	20.07	-0.37	1.87	19.38	-0.37	1.87	19.78	+0.03	0.15
13	10.00	19.20	+0.17	0.89	19.37	-0.54	2.82	18.74	-0.54	2.82	19.21	+0.01	0.05
14	10.00	18.49	+0.24	1.28	18.73	-0.55	2.98	17.94	-0.55	2.98	18.49	0	0

出发原理不同，而計算結果极为接近；(4)式計算值一般偏低，誤差比其余各式为大，而公式形式最为簡單；(2')式是(2)式的簡化形式，既不用計算兩断面間水力因素的平均值，又不必进行試算，如取 $Q=q \cdot x_{cp}$ ，則与(2)式計算值的誤差不超过 1%，在工程实践中，已經能够获得足以令人滿意的精度。

(三) 壑溝出口断面上的平均水深問題

我們知道壑溝水面綫是一条降水曲綫，在进行水面綫計算时，首先我們必須要选就一个能起控制作用的水深来作出发点，才能依次向上推求其他断面的水深，現在我們就把壑溝的出口断面作为“控制断面”，而把該断面上的平均水深作为“控制水深”，因此在設計壑溝溢洪道时，除了已知壑長 L ，溢洪量 Q ，壑溝底寬 b 和底坡 i 等条件而外，还必須要掌握一項极其重要的因素，那就是壑溝出口断面上的平均水深 $h_{出}$ （例如表 1 中当 Δx 为 00 时的 19.1 公分），因为如果不知道这项水深的数值，就无法推求壑溝上游次一断面以至整个壑溝段其他各横断面上的水深值，換句話說，我們虽然有了 x ， b ， i 等水力因素和准确的計算公式，仍然无从求得壑溝的水面綫，因此，探求 $h_{出}$ 和其他水力因素間的关系，就成了一项迫不及待的任务。

关于出口水深的数值問題，在〔参考資料 2〕中，建議采用稍大于临界水深值即可，比如采用 $\frac{h_{出}}{h_{临}} = \eta = 1.1$ ，但是，我們在測定水面綫的試驗过程中，发现 $\eta = 1.18 \sim 1.48$ 变化范围很大，上下限的差值达 28%，而且，当然頂潛沒度較大时， η 值可达 1.5 以上，而 1.1 这项数值差不多是在我們的試驗条件下所发现 η 的下限，它只出現在壑溝水深很小的时候，而这种情形是在工程設計中很少采用的（当然，当 b ， i 一定，而 Q 更小时，壑溝中还可能发生急流現象，即 $\eta < 1$ 的情况），如果采用这项数值作为計算水面曲綫的主要依据之一，事实上对于工程是偏于危險的，因此，應該予以慎重的考虑。

表 2

断面 号	Δx	矩				形				梯								形 ($m=0.50$)			
		$Q=29.18$ 秒公升; $b=30.0$ 公分; $i=0.02$				$h_{中}=13.67$				$Q=22.79$ 秒公升; $b=25.0$ 公分; $i=0.06$				$Q=22.93$ 秒公升; $b=30.0$ 公分; $i=0.06$							
		$h_{中}=12.88$	$h_{中}=13.45$	$h_{中}=13.67$	$h_{中}=14.24$	水深	水深差值	%	水深	水深差值	%	水深	水深差值	%	水深	水深差值	%				
1	0.0	12.28	13.45	13.67	14.84	13.45	1.17	9.53	13.67	1.39	11.34	10.40	11.80	1.40	13.50	9.01	10.20	1.19	13.20		
2	3.0	12.91	13.78	14.09	15.26	14.09	0.87	6.74	14.09	1.15	9.14	10.72	12.02	1.30	12.11	9.57	10.44	0.87	9.10		
3	3.0	13.33	14.14	14.45	15.62	14.45	0.76	5.69	14.43	1.05	7.81	11.10	12.02	1.10	9.91	9.93	10.57	0.64	6.45		
4	4.0	13.88	14.53	14.83	16.00	14.83	0.65	4.69	14.83	0.95	6.85	11.46	12.38	0.92	8.03	10.22	10.82	0.60	5.87		
5	5.0	14.36	14.93	15.23	16.40	15.23	0.57	3.97	15.23	0.87	6.06	11.73	12.54	0.81	6.90	10.46	10.97	0.51	4.88		
6	5.0	14.76	15.27	15.54	16.91	15.54	0.78	5.28	15.54	0.78	5.28	11.90	12.65	0.75	6.30	10.61	11.05	0.44	4.14		
7	10.0	15.40	15.78	16.02	17.40	16.02	0.62	4.03	16.02	0.62	4.03	12.11	12.73	0.62	5.12	10.74	11.14	0.40	3.72		
8	10.0	15.80	16.13	16.33	17.71	16.33	0.53	3.35	16.33	0.53	3.35	12.13	12.66	0.53	4.37	10.72	11.07	0.35	3.26		
9	10.0	16.00	16.34	16.54	17.92	16.54	0.54	3.37	16.54	0.54	3.37	12.04	12.51	0.47	3.96	10.58	10.91	0.33	3.12		
10	10.0	16.10	16.46	16.66	18.04	16.66	0.56	3.36	16.66	0.56	3.36	11.85	12.26	0.41	3.46	10.38	10.67	0.29	2.80		
11	10.0	16.13	16.50	16.66	18.04	16.66	0.53	3.28	16.66	0.53	3.28	11.54	11.93	0.39	3.38	10.13	10.34	0.21	2.07		
12	10.0	16.07	16.44	16.60	17.98	16.60	0.53	3.30	16.60	0.53	3.30	11.14	11.52	0.38	3.41	9.71	9.92	0.21	2.16		
13	10.0	15.92	16.28	16.44	17.82	16.44	0.52	3.27	16.44	0.52	3.27	10.60	10.98	0.38	3.59	9.17	9.38	0.21	2.29		

我所在1955年对壑溝溢洪道进行試驗研究时，发现 η 值随壑頂潛沒度而变（潛沒度 $\rho = \frac{h_s}{H}$ ， H 为壑頂水头， h_s 为壑溝起点水面与壑頂之高程差），并認為壑頂水流为潛流与自由流分界时（ $0.75 < \rho < 0.8$ ）， η 值約为 1.2 [参考資料5]，但在这次試驗中，已初步发现当壑溝底坡不同时，开始影响壑頂水流的潛沒比 ρ 的数值也因而有所不同，而且，当壑流为潛流与自由流分界时， η 值一般多在 1.4 左右，可見影响出口水深变化的因素相当复杂，而 1.2 这项数值仍嫌偏小。

考虑及此，壑溝出口水深問題，还需要繼續进行試驗研究，但在还没有得出准确的結論以前，为了在工程实践中能够有所参考依据，我們就在測定水面曲綫时所发现的 η 值範圍內取其总平均值為 1.33，这项平均值与其上下限的最大誤差約为 8.7%。

关于假定出口水深与实际出口水深的誤差对計算水面曲綫的影响問題，我們曾經作过計算比較，其結果列入表 2，从表中可以看出，各点水深的差值是沿流而上逐漸减小的，当 $h_{出}$ 的誤差为 10% 左右时，壑溝起始断面的水深誤差仅在 3% 左右，因此，如將确定出口水深时的可能誤差限制在一定範圍內时（比如上述的 $\eta = 1.33$ ，其可能誤差为 8.7%），对于水面綫計算結果的影响并不是十分严重的，因此，我們認為在实际工程中参照上述 η 值来选定壑溝出口断面上的平均水深作为計算壑溝水面曲綫的依据，还是有它的实用意义的。

(四) 壑頂的溢流能力問題

在壑溝溢洪道的設計中，当已知溢洪流量并已規定溢洪水头时，就可由下式确定壑頂的溢流長度 L ：

$$L = \frac{Q}{m \cdot \sqrt{2g \cdot H^{\frac{3}{2}}}} \quad (5)$$

式中 Q ——溢洪流量，秒立方公尺；

g ——重力加速度；

H ——溢洪水头，公尺；

m ——流量系数。

在由(5)式确定壅顶溢流长度 L 时，除已知 Q 及 H 而外，还需要正确地确定流量系数 m 值，为此，我們作了一些比較試驗。

在进行流量系数测定之前，考虑到壅顶进口翼牆收縮的影响，我們曾在另一組模型中进行了流量系数与翼牆夾角关系的試驗，发现当其他条件不变，而进口翼牆与壅顶中綫的夾角 θ 为 $18^\circ \sim 20^\circ$ 时，流量系数 m 值最大（参看图3），这和設計规范是很接近的〔参考資料〕。

因此流量系数的測定工作即在翼牆夾角为 18° 的情况下进

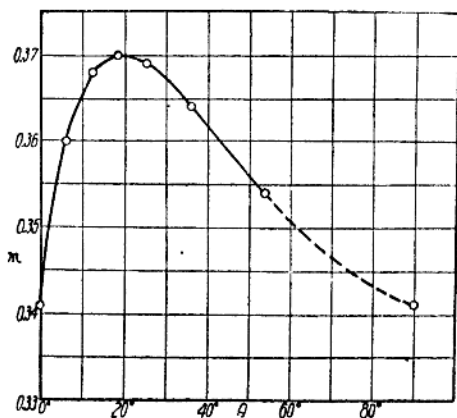
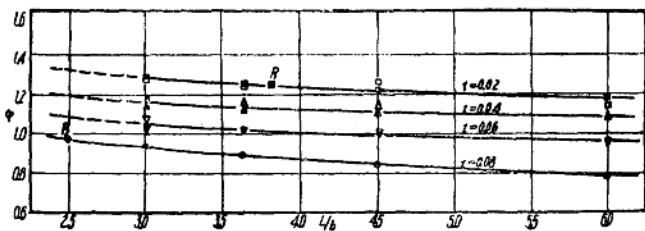


图3 进口翼牆夾角与流量系数关系曲线图

行，并考虑到修近壩溝溢洪道的庫岸多具有一定的边坡，这对流量系数也有一定影响，因而在試驗中在壅顶前緣又加設了1:1的斜坡。壅顶长度采用 $L=75$ 公分不变（未設閘墩），而壅顶寬度 C 則依次减小，变化在 $50 \sim 80$ 公分間，試驗結果如图4所示。

由图4可見，在寬頂壅水流的範圍內（ $\frac{C}{H} < 10$ ）， m 值約为 $0.33 \sim 0.34$ ，而在实际調查中，也发现有 $\frac{C}{H} > 10$ 的情形，故可根据实际情况，參照图4选用。

图4 $L/b \sim \psi$ 关系曲线图

至于閘墩收縮影响的問題，我們曾在另一模型中作了比較試驗，根据对四川小型水庫調查的結果，閘墩首部形式可归納为：梯形、半圓形和流綫形三类，試驗結果如图上所示。

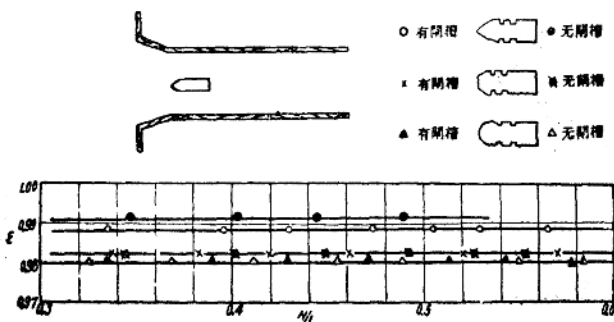


图5 閘墩收縮影响示意图

由图5可見，圓头閘墩收縮系数最小（即收縮影响最大），其次为梯形，再其次为流綫形，而閘槽的收縮影响是极不显著的，可以認為，閘墩收縮的影响远比进口翼牆夹角的影响为小。

綜上所述，流量系数 m 值与进口形式及 C/H 和 L/C 等数值有关，实际工程中，可从图4中选用 m 值，其中包括了在試驗情况下的进口收縮的影响；埧頂如設閘墩，應該另外考虑閘墩的收縮影响，至于埧頂潛沒度对于溢流能力的影响問題，在流量系数的測定中沒有予以考虑。

(五)問題討論

1. 壑溝出口斷面上的平均水深問題

在上文中，已經提供了關於確定壑溝出口斷面平均水深的比較粗略的方法，雖然在計算水面曲線時對於壑溝起始斷面水深的影響並不嚴重，但和水面綫的計算精度，卻不相和諧，為了進一步探求更準確的確定出口水深的方法，我們針對這一問題又作了一些補充的試驗。

模型布置情況與上述測定水面綫時相同，即埕長 $L=90$ 公分，底坡 i 採用 2%、4%、6% 及 8% 四種，壑溝為矩形斷面底寬 b 為 15、20 及 25 公分，在各種 b, i 的情況下，變換流量，測定出口水深的平均值。

根據試驗資料分析的結果，我們發現在各種底坡及底寬的情況下，當水流在壑溝段開始形成橫軸旋渦時起直到壑溝水流改變為“表面流態”時為止的範圍內，出口水深與陡槽臨界水深的關係接近於直綫變化。

試驗中又發現壑溝出口水深不僅與底坡、底寬及臨界水深值有關，而且與埕頂寬度也有密切關係。

為了分析資料的方便以及實際工程中的選用，我們把相關的這些因素變換成了下述的一些無尺度值， $\frac{h_{出}}{b}$ ——壑溝出口水深

與底寬的比值， $\frac{h_K}{b}$ ——臨界水深與寬的比值（參考資料 8）， $\frac{L}{b}$ ——溢流埕長與底寬的比值和底坡 i 。

按照這些無尺度值的關係，將試驗資料整理分析後，可得出如圖 6（見書末插頁）所示結果，圖中縱坐標為 $\frac{h_{出}}{b}$ 值，橫坐標為 $\frac{h_K}{b}$ 值， $\frac{L}{b}$ 值及 i 可作為圖中的獨立參變數。

從圖 6 可以看出在試驗範圍內， $\frac{h_{出}}{b}$ 和 $\frac{h_K}{b}$ 是直綫關係變化的，不同的 i 和 $\frac{L}{b}$ 值會給出不同的直綫來，但是它們的斜率都是相

同的,因此根据我所試驗的13种不同 i 和 $\frac{L}{b}$ 值就得出了如图6所示的13条平行的直綫羣,試驗的点子一般都很接近于相应的直綫,其中 $\frac{h_{出}}{b}$ 的最大誤差不超过0.02,也就是說出口水深的最大誤差不超过底寬 b 的 $\pm 2\%$,这样的誤差在实际工程中是不大的,我們認為也是可以允許的。

运用图6的关系来确定出口水深值是很方便的。当流量 Q 为已知时,即可在相应的底坡 i 及 $\frac{L}{b}$ 的直綫上,求出与 $\frac{h_K}{b}$ 值相应的 $\frac{h_{出}}{b}$ 值,比如,在本报告附录二的壅溝水力計算举例中,已知溢洪量 $Q=50$ 秒公方, $b=4.5$ 公尺,可算出临界水深为2.33公尺,再在相应于 $\frac{L}{b}=\frac{27.0}{4.5}=6.0$ 及 $i=0.02$ 的直綫上(直綫1),查得当 $\frac{h_K}{b}=\frac{2.35}{4.5}=0.518$ 时相应的 $\frac{h_{出}}{b}=0.712$,則出口水深 $h_{出}=4.5 \times 0.712=3.20$ 公尺,(与驗證試驗的实测值3.30公尺相当接近,仅差3%左右)。

在这里有必要着重指出的是图6所根据的試驗資料,系当水流在壅溝段能形成橫軸旋渦时起直到流态改变为“表面流态”时为止的这段範圍内因而在运用图6时,直綫兩端是不可以任意延長的,我們試驗中 $\frac{h_K}{b}$ 值的范围变化在0.2~0.7間,已大致可以包括一般壅溝溢洪道的实际情形。

为簡便起见图6上的直綫羣关系,可用下列的普遍式来表示:

$$h_{出}=1.57(h_K-bC) \quad (6)$$

式中 h_K ——陡槽临界水深;

b ——壅溝底寬;

C ——常数,随底坡 i 及 $\frac{L}{b}$ 值而定。詳見表3。將(6)式