

# 溢洪道设计规范

## 条文说明

## 目 录

1	范围 .....	3
3	总则 .....	4
5	溢洪道布置 .....	10
6	水力设计 .....	33
7	建筑物结构设计 .....	64
8	地基及边坡处理 .....	78
9	观测设计 .....	96

## 1 范 围

根据 1998 年 12 月国家电力公司水电水利规划设计总院主持召开的《溢洪道设计规范》修订工作会议精神，明确本标准的使用范围为河岸式溢洪道，原标准总则第 1.0.1 条中的兼顾厂顶溢流、厂前挑流及泄洪洞出口的水力设计等均取消。

### 3 总 则

**3.0.1** 根据原标准第 1.0.7 条，强调在溢洪道设计时，应认真分析研究各项基本资料，尤其应着重研究水文地质和工程地质条件，因为它们往往是影响溢洪道设计成败的关键因素。

**3.0.2** 规定泄洪建筑物等级应按 SDJ12—1978 及其补充规定确定，洪水标准应按 GB50201—1994 确定。

根据原标准对我国 98 个工程的统计，绝大部分历史调查洪水的重现期介于 50 年至 500 年之间；最大洪峰流量统计分析，表明洪水重现期大于 200 年一遇时，其相应的出现几率为 0.79%；尚未发现重现期大于 1000 年一遇者。

我国已建 297 个大型工程实际最大泄量与设计泄量比值的统计分析说明：两者的比值介于 0.9 ~ 1.0 之间的工程只有 2 个，仅占总数的 0.68%；半数以上（167 个）工程比值介于 0.1 ~ 0.5 之间，占总数的 57.19%。工程运行多年从未泄放洪水的例子也不少，对山东省 168 个大中型工程统计，460 个实际年最大洪量中，重现期小于 2 年的有 453 个，占总数的 98.48%。可见绝大部分工程实际最大泄量仅为设计泄量的一半，约相当于 2 年至 20 年一遇的洪水流量。

由上述可见，将千年一遇洪水作为罕遇洪水是合理的。

因罕遇洪水出现的概率很小，持续时间很短、故挡水建筑物的挡水标准、枢纽的泄流能力与泄洪建筑物的消能防冲设计标准应有所区别。前者涉及大坝及整个工程的安全，要求有较高的标准；后者只要不危及大坝和主要建筑物的安全，其本身的防护标准可以适当降低。对布置在岸边或垭口的河岸式溢洪道，其消能防冲设施一般离大坝和主要建筑物较远，较之河床泄洪建筑物，消能防冲标准更宜适当降低。

根据我国设计和运行经验，富春江、西津、黄坛口等工程均以中小洪水流量控制消能建筑物的设计。两津水电站设计洪水 100 年一遇  $23100\text{m}^3/\text{s}$ ，校核洪水 1000 年一遇洪水  $31400\text{m}^3/\text{s}$ 。自 1961 年 4 月运行 25 年中，年年过水，其中大部分泄量为  $7000\text{m}^3/\text{s}\sim 9000\text{m}^3/\text{s}$ ，少数年份的泄量超过  $10000\text{m}^3/\text{s}$ ，1974 年发生一次较大洪水，最大泄量  $13500\text{m}^3/\text{s}$ ，相当于 5 年一遇洪水。其试验资料和运行实际情况都说明，控制下游消能防冲的洪水流量为  $8000\text{m}^3/\text{s}$ ，此时大坝泄流的水势最为汹涌，下游岸坡波浪爬高 2m 以上。当下泄流量在  $6000\text{m}^3/\text{s}$  以下及  $10000\text{m}^3/\text{s}$  以上时，水势与波浪的作用都要比泄流量为  $8000\text{m}^3/\text{s}$  时缓和得多。同时，对河床的冲刷和坝趾的淘刷，根据试验资料也与下泄流量有一定的关系。当流量为  $1370\text{m}^3/\text{s}$  和  $2010\text{m}^3/\text{s}$  时，产生远驱式水跃，距坝轴 57m 处最大底部流速高达  $17.65\text{m/s}$  和  $18.2\text{m/s}$ 。当流量为  $5190\text{m}^3/\text{s}$  和  $6610\text{m}^3/\text{s}$  时，坝趾底部最大横向流速高达  $8.09\text{m/s}$  和  $9.56\text{m/s}$ 。

国外不少工程消能防冲设计的洪水标准低于枢纽洪水设计标准，如日本的野田坝和五和坝，其消能防冲设计流量分别为泄洪设计流量的 77% 和 51%，美国德沃歇克坝仅为泄洪设计流量的 21%。国内的石塘、五强溪和隔河岩工程，其下游护坦均有修复措施，降低了设计标准。广东省大隆洞水库溢洪道按 500 年一遇洪水设计，其消能防冲设计洪水为 100 年一遇。

我国 17 个典型工程的平均最大泄量  $\bar{Q}_{max}$  与各级洪水洪峰流量（100 年、50 年或 30 年一遇）的比值统计如下： $\bar{Q}_{max} = 0.39\bar{Q}_{100}$ ； $\bar{Q}_{max} = 0.47\bar{Q}_{50}$ ； $\bar{Q}_{max} = 0.54\bar{Q}_{30}$ 。

根据国内 283 个大、中型工程的统计资料，入库洪水经水库调蓄后，出、入库洪水洪峰流量的平均比值在 0.56 左右，如分别以 100 年、50 年及 30 年一遇洪水作为消能防冲设计的洪水标准，其出库洪水流量将分别为  $0.56 Q_{100}$ 、 $0.56 Q_{50}$  和  $0.56 Q_{30}$ ，与上述 17 个工程的平均最大泄量相比，显然均具有相当的安全

裕度。

国内外有相当数量的中小型工程未设消能设施、颇类似于先冲后护，且已在工程实践中运行多年，并未因此危及大坝安全，经济效益显而易见。对降低消能防冲标准来讲，这是值得借鉴的。

因此，本标准明确规定消能防冲设计洪水标准为：一级建筑物按 100 年一遇洪水设计；二级建筑物按 50 年一遇洪水设计；三级建筑物按 30 年一遇洪水设计。同时还明确规定，对低于消能防冲标准的洪水，应保证工程的安全和正常运行。

本标准规定应视需要采用超过消能防冲设计洪水标准的洪水进行校核。此时消能防冲建筑物允许出现局部破坏，但不得危及水坝及其他主要建筑物安全或长期影响枢纽运行，并易于修复。当消能防冲建筑物的局部破坏危及大坝或其他挡水建筑物安全时，应采用大坝及其他挡水建筑物的校核洪水标准进行校核。

有的河岸式溢洪道距离大坝及其他主要建筑物较远，其消能防冲设施的局部破坏对枢纽的安全运行没有影响，可不进行校核。

消能防冲的校核洪水标准，由于各个工程的地形、地质条件及枢纽布置千差万别，泄洪建筑物运行对大坝及其他主要建筑物安全的影响程度也不相同，由于本问题的研究论证工作尚不完善，故暂时难以明确推荐。

**3.0.3** 对于闸门调度，在实际工程运用中有丰富的经验（包括成功的和失败的），本次修订时收集、调查了 19 个闸、坝、溢洪道的泄洪资料列入表 1。

上表 19 个工程中有 4 个为溢流坝，5 个泄洪闸、10 个岸边式溢洪道。

4 个大坝泄洪工程中五强溪、安康、岩滩 3 个工程为 80 年代至 90 年代修建的，设计上均提出了泄洪闸门均匀、同步、对称启闭的要求。蒲圻工程是 50 年代至 60 年代修建的，坝下消能

表1 溢洪道的泄洪资料

工程名称	泄洪建筑物种类	收入本规范的泄洪建筑物					备注
		型式	消能工型式	泄量 m <sup>3</sup> /s			
				设计	校核	实际最大	
五强溪	表孔、中孔、底孔	表孔溢流坝	底流	47791	56130	26200	宽尾墩 2#单孔泄量 5000m <sup>3</sup> / (s•m)
安康	多种泄水建筑物	表孔溢流坝	底流	14010	19045	6631/13100	宽尾墩
岩滩	多种泄水建筑物	表孔溢流坝	屏流	27284/28637	31387/32768	8100/	宽尾墩
蒲圻	多种泄水建筑物	主坝5表孔	底流	5801/6975	6410/10030	2400/	
八盘峡	多种泄水建筑物	多种	底流	7391/8091	7640/8350		
盐锅峡	多种泄水建筑物	表孔6孔	5孔底流 1孔挑流	5900/			
大峡	多种泄水建筑物	岸边溢洪道	底流	3927/6596	5562/8374	未投入	
马迹塘	泄洪闸	泄洪闸	底流	/17000	/23700		
凌津滩	泄洪闸	泄洪闸	底流	43455/45855	50028/52428		
升钟	岸边溢洪道	岸边溢洪道	挑流	/7700	/10020	1800/	
东风	多种泄水建筑物	岸边溢洪道	挑流	/9283	/12466	未投入	
鲁布革	多种泄水建筑物	岸边溢洪道	挑流	2832/6141	6459/10092		
天生桥	岸边溢洪道	岸边溢洪道	挑流	/14782	/21750	未投入	
刘家峡	多种泄水建筑物	岸边溢洪道	挑流	3789/7500	4260/9220	3612/	
碧口	多种泄水建筑物	岸边溢洪道	挑流	1330/5680	2310/6880	541/	
古洞口	多种泄水建筑物	岸边溢洪道	挑流	2680/3260	3460/5620	未投入	
株树桥	岸边溢洪道	岸边溢洪道	底、挑流	/2872	/4430	1350/	
六都寨	岸边溢洪道	岸边溢洪道	2级底流	/1820	/3158	876/	
柘林	2个岸边溢洪道 1个泄空洞	第一溢洪道	3级底流	3130/12650	3620/15800	3870	

注：表中“泄量”是指溢洪道泄量/枢纽总泄量

工多年来遭到破坏、而且是屡修屡坏，直至近期摸索出泄洪闸门均匀启闭的规律，情况大有好转，消能工基本未再发现破坏。

5个泄洪闸工程中的凌津滩、大峡为90年代修建的工程，设计方面提出了泄洪闸门同步、均匀、对称启闭的操作要求。马迹塘为70年代修建的工程，运行期经常利用21<sup>#</sup>孔泄洪，由于单孔开启或多孔集中开启，消力池局部单宽流量过大、下游水深不配套，造成消力池内流态紊乱、消能不充分、流速大，致使消力池右导墙及护坦部分被掏空，消力池底板局部磨损，钢筋外露。为此电厂加强了闸门调度，并按设计操作规程运作，尽量做到均匀开启，此后消力池及导墙运行状态良好。1997年9月，发现19<sup>#</sup>~23<sup>#</sup>溢流孔前（上游）存在面积为400m<sup>2</sup>的条状冲刷带（顺水流长约9.8m，溢流前缘处宽50m~60m），冲刷带底部最低高程约40.5m，最深冲坑为4.5m，闸上游平台42.5m高程混凝土被严重磨损，磨损厚度达2.0m。在闸坝式的工程中，堰前出现如此大面积冲刷，实属罕见。根据分析和水工试验验证：当闸门单孔全开时，闸墩绕流充分发展，并形成结构稳定的底部横轴漩滚。漩滚的冲刷形成了低堰上游地基的条状冲刷带。同时，在漩滚水流挟带的砂、石的作用下，高程42.5m混凝土平台被磨损破坏。据水工试验表明，采用同步、均匀的闸门启闭方式，可避免此种水流流态的发生。

八盘峡、盐锅峡为60年代末至70年代初建成的工程，运用初期均出现了不同程度的破坏。经过修复，并制订了“泄洪闸门按同步、均匀、对称启闭”的科学操作规程，基本满足了要求。

10个河岸式溢洪道工程，根据孔数的不同，各个工程在闸门启闭上有所不同。

单孔溢洪道如碧口、盐锅峡、东风、泉水（左、右岸溢洪道，未收录）等工程，其特点是运用灵活。

2孔溢洪道如鲁布革、古洞口、龙羊峡（未收录）从泄槽至

消能工均加设中隔墩，一方面适应了地形条件，另一方面运用灵活，与单孔的运用条件相似。

3孔溢洪道的株树桥、六都寨严格按3孔同步，均匀启闭的方式，运行以来情况很好；而刘家峡、柘林第一溢洪道（该溢洪道第一级消力池的消力趾墩存在着严重的空蚀），则采用的单孔全开逐渐增加孔数的泄流方式。

多孔溢洪道（孔数为4孔及多于4孔），如升钟为9孔，用两个中隔墩分为3区，每区3孔；天生桥工程原设计分隔为2孔加3孔，这样不但有利于泄槽的水力条件，也容易满足小流量的起挑要求。但在施工过程中为了抢进度，经过论证，取消了中隔墩，在2000年汛期泄洪时，运行情况尚属可行。

因此，本次修编提出了溢洪道闸门应具备同步、均匀、对称启闭的条件，不硬性规定操作方式，而是由设计单位提出初步运行规程，运行单位需根据设计文件，制定闸门运行调度规程。

同时，由于在施工期变化因素较多，如五强溪、安康、盐锅峡等工程，均由于施工期闸门操作运行不当，出现了较严重的问题。所以提出了对于大型工程，应制订施工期间闸门的启闭调度计划，以指导工程安全运行。

## 5 溢洪道布置

### 5.1 一般原则

**5.1.1** 进水渠的主要功能是进水，兼有调整水流使之均匀的作用。为了避免与其他引水建筑物混淆，故称进水渠。控制段用于控制泄量，包括控制堰（闸）及两岸连接建筑物。泄槽位于控制段和消能建筑物之间，用以宣泄洪水。消能建筑物用以消减水流能量，并衔接下游水流。在水流不能直接泄入原河道而造成危害时，常采用出水渠加以连接。进水渠和出水渠是根据地形条件的需要布置的，有些工程不一定设置。

**5.1.2** 本条强调应根据自然条件、工程特点、综合利用、施工及运用条件等因素，在枢纽设计中综合考虑溢洪道的布置，以解决泄洪建筑物与其他建筑物在布置上的矛盾。

水电水利枢纽通常由大坝、泄水、引水、厂房等建筑物所组成，在通航河流上，还需设置通航设施；有的还可能有灌溉、筏道、鱼道等建筑物。在进行枢纽布置时，应综合考虑各种因素，在确保大坝安全的前提下，达到经济、合理、实用和高效的目的。枢纽总体设计时要着重研究泄水建筑物的布置，特别是河谷狭窄的枢纽或土石坝枢纽，应注意使枢纽布置协调。

对于河谷狭窄的枢纽，溢洪道泄洪消能设计时，应对其布置和体型进行合理选择，使下泄水流纵、横向拉开、避免下泄水流和泄洪雾化对河床和岸坡造成严重冲刷或造成河道淤积，保证其他建筑物的安全和正常运行。

**5.1.3** 本条强调当具备合适的地形、地质条件时，方可布置非常溢洪道，并论证其技术上的可行性和经济上的合理性。

当校核洪水流量超过设计泄量很多，以及设计洪水流量很大而罕遇时，尤其是当地材料坝，修建非常溢洪道来分担罕遇洪水

的宣泄，常常是经济的。非常溢洪道的类型主要包括：开敞式非常溢洪道和自溃坝式非常溢洪道等。

我国已建溢洪道的运行经验表明，绝大部分工程实际下泄流量远低于设计标准，有的工程建成以来从未泄放过洪水。溢洪道的造价有时是相当高的，据河北省 15 座水库统计，土石坝投资平均占总投资的 60%，泄水建筑物约占 23%。黄壁庄、庙宫水库泄洪建筑物投资已等于或超过了大坝的投资。据辽宁省修建自溃坝式非常溢洪道的经验，总投资可降低 40%~60%。

国内外修建非常溢洪道的工程实例很多，如我国大伙房水库，主坝为黏土心墙砂壳坝，高 49.2 m。右岸开敞式主溢洪道，分 5 孔，弧形门尺寸 10.4 m×7m，最大泄量 5090m<sup>3</sup>/s；漫顶式第一非常溢洪道位于右岸主溢洪道右侧，最大泄量 4730m<sup>3</sup>/s；引冲式第二自溃非常溢洪道，位于第一非常溢洪道右侧山坳处，万年一遇洪水启用，最大泄量 6075m<sup>3</sup>/s。巴基斯坦塔贝拉工程土石坝最大坝高 105m，左岸岸边布置两座表孔溢洪道。正常溢洪道宣泄常遇洪水，进口安装 7 孔 15.3 m×17.5 m 的弧形闸门，最大泄量 18400m<sup>3</sup>/s，辅助溢洪道（相当于非常溢洪道）进口安装 9 孔同样的闸门，只在特大洪水或主溢洪道检查时启用，最大泄量 23800m<sup>3</sup>/s。

由于我国已建工程中分主溢洪道和副溢洪道的实例较少，不具有代表性，本次修订取消了此部分内容，如实际工程中需要区分主溢洪道和副溢洪道，仍然可以加以区分。

正常溢洪道和非常溢洪道的启用标准，应根据地形地质条件、枢纽布置、坝型、洪水特性及标准、库容特性及对下游的影响等因素，综合技术、经济等条件选定。

正常溢洪道的泄洪能力应按枢纽的设计洪水标准设计。非常溢洪道的启用标准可根据工程的具体条件确定。

一般情况下，当库水位超过设计洪水位以后，自溃坝式非常溢洪道即可启用；当自溃坝启溃泄洪将造成下游地区较大损失

时，宜采用较高的启溃标准；若适当提高标准对水库最高洪水水位影响不大，也可采用较高的启溃标准；自溃坝泄流能力较大时，宜采用分级分段启用的方式，避免加重下游的损失。

开敞式非常溢洪道的启用标准可低于或等于设计泄流能力。前苏联规定主泄水建筑物按 50 年至 200 年一遇的洪水设计；澳大利亚维多利亚州规定正常溢洪道按 70 年至 250 年一遇洪水设计，美国《小坝设计》认为正常溢洪道可按 25 年至 100 年一遇洪水设计。我国尚缺乏这方面的经验，在确定启用标准时，可根据工程实际条件并参考上述国外经验比较选定。

为防止水库泄洪造成下游的严重破坏，本标准规定非常溢洪道泄洪时，水库最大总下泄量不应超过坝址本次天然洪水流量。

**5.1.4 溢洪道规模的确定**是一个涉及面较广的综合技术经济比较问题。为了选择合适的布置型式及尺寸，要对可行的方案进行布置、分析，因为在洪水标准及入库流量一定的前提下，由于水库的调蓄，溢洪道需要的泄洪能力随坝体的增高而减小，反之亦然。溢洪道泄洪能力与很多因素有关，不但关系到工程的安全、经济，也影响到周围的环境和生态，并直接影响施工进度和工期。原标准根据全国以河岸式溢洪道为主要泄洪建筑物的部分大、中型枢纽土石坝工程的资料，在设计、校核情况下，分别按最大泄量 ( $\Sigma Q$ ) 与相应的入库流量 ( $Q_p$ ) 之比进行分段统计，计算其百分比（见表 2），以分析在大多数情况下的泄量范围。

表 2 国内部分工程最大泄量 ( $\Sigma Q$ ) 与入库流量 ( $Q_p$ )

比值的分段统计

设计情况(共 74 个)						
$\Sigma Q/Q_p$	1.0~0.8	0.8~0.6	0.6~0.4	0.4~0.2	0.2 以下	$\Sigma$
工程数	9	9	17	24	15	74
百分比数	12.2	12.2	23	32.4	20.3	
校核情况(共 102 个)						
$\Sigma Q/Q_p$	1.0~0.8	0.8~0.6	0.6~0.4	0.4~0.2	0.2 以下	$\Sigma$
工程数	11	17	26	31	17	102
百分比数	10.8	16.7	25.5	30.4	16.7	

由表 2 可见：

1  $\Sigma Q/Q_p$  小于 0.2 的很少；

2  $\Sigma Q/Q_p$  为 0.2～0.6 的工程数约占 55%；

3  $\Sigma Q/Q_p$  大于 0.6 的工程数，设计情况占 24%，校核情况占 28%，仅 0.2～0.6，为  $\Sigma Q/Q_p$  的一半，而且大都为多种泄洪建筑物的组合泄洪方式。由于有些工程设置了非常溢洪道，导致校核情况的  $\Sigma Q/Q_p$  为 0.4～0.8 的工程数的百分比上升。

从以上成果可见  $\Sigma Q/Q_p$  为 0.2～0.6 较为合适；当采用多种泄洪建筑物联合泄洪时， $\Sigma Q/Q_p$  值有增大的趋势，当有条件设置非常溢洪道时， $\Sigma Q/Q_p$  值会更大，这将符合安全和经济的原则。

溢洪道的泄流能力要通过经济分析和具体设计才能确定，以上所述可供设计时参考。

**5.1.5** 根据原标准第 2.1.4 条修改，增加了滑雪式溢洪道。因滑雪式溢洪道隶属于河岸式溢洪道。

实际工程中采用坝肩溢洪道的枢纽较多，狭窄河谷的混凝土坝枢纽也常采用这种布置。如西班牙阿尔坎塔拉工程大坝为 130m 高的混凝土双支墩大头坝，由于河谷狭窄，河床只能布置电站和 3 孔溢流坝（泄量为  $3100\text{m}^3/\text{s}$ ），另在左岸坝肩布置 4 孔泄槽溢洪道（泄量为  $6000\text{m}^3/\text{s}\sim 8000\text{m}^3/\text{s}$ ）；又如伊朗礼萨·沙卡比尔、西班牙阿尔曼德拉等工程。有些工程受地形限制，采用从坝身（顶）进水，通过泄槽和不同的消能工，使水流与下游连接，成为滑雪式溢洪道。这种溢洪道在我国较多，如东江双曲拱坝的左、右岸溢洪道，乌江渡拱形重力坝的泄洪孔，龙羊峡重力拱坝的右岸溢洪道，东风双曲拱坝的溢洪道等。

土石坝枢纽利用坝肩和坝头的有利地形修建溢洪道，不仅开挖工程量少，而且可利用开挖料作为筑坝材料，是一般较常见的布置型式。我国已经发电的古洞口、鱼跳、株树桥、六都寨都采用了这种布置。

利用库岸通向下游的哑口修建溢洪道是比较经济而安全的，它适用于各种坝型。如我国的梅山、佛子岭为连拱坝，均利用哑口修建溢洪道；土石坝枢纽利用哑口修建溢洪道的工程实例就更多了，而且土石坝的坝顶高程往往受到哑口溢洪道地形条件的控制，其泄量可以根据地形条件达到很大程度（很大程度有两重含义：一是绝对值；一是与来水流量之比的相对值），例如我国已建的天生桥（一级）水电站就是一个最典型的实例。

利用河道转弯凸岸适宜的山脊和台地布置溢洪道，也为各种坝型的枢纽所采用。在已建工程中，根据地形条件布置溢洪道、其泄洪能力可达相当可观的程度，如伊泰普工程主坝为双支墩大头坝，坝高 196m，电站布置在主坝下游，占据整个河槽，溢洪道设在右岸较平坦的山脊上，泄槽的位置和方向是通过经济比较和水工模型试验确定的。最大洪峰流量  $72000\text{m}^3/\text{s}$ ，溢洪道最大泄量  $62000\text{m}^3/\text{s}$ 。刘家峡水电站重力坝坝高 147.0m，坝下游河槽布置厂房，枢纽最大洪峰流量为  $10600\text{m}^3/\text{s}$ ，由河岸式溢洪道、中孔及隧洞联合泄洪，最大泄量  $8056\text{m}^3/\text{s}$ ，溢洪道布置在右岸紧接土坝的山脊上，3孔进水，其最大泄量  $4200\text{m}^3/\text{s}$ ，水流通过收缩的泄槽，由斜切扭曲挑坎使水流转向，挑入河道。

当两岸山坡陡峻，溢洪道进口可以沿岸坡等高线方向开挖，以增加溢流前缘长度，在堰顶高程一定时，如果采用侧槽式溢洪道布置，仍可保持较大的泄流量。

我国桃曲坡、横山、青山垅和桦树川等工程采用侧槽式溢洪道，浙江、江西、广东等省有 16 个大、中型工程采用侧槽式溢洪道。国外采用侧槽式溢洪道的有：墨西哥的密格尔哈达尔哥（Miguel Hidalgo），堆石坝坝高 86m，设计泄量  $16450\text{m}^3/\text{s}$ ；希腊的莫诺斯（Mornos），坝高 126m，设计泄量  $1135\text{m}^3/\text{s}$ ；加斯脱拉基（Kastraki），坝高 96m，设计泄量  $3200\text{m}^3/\text{s}$ 。侧槽式溢洪道的布置和水力条件均较正槽溢洪道复杂，侧槽尺寸和底坡应满足消能和水流转向、平稳进入泄槽的要求。

**5.1.6** 溢洪道的地基应是稳定的，否则应采用工程处理措施。如柘林第一溢洪道设在右岸横切山体的大断层 F7 上盘的垭口处，F7 贯通水库内外，倾向河床，倾角  $27^{\circ}\sim 45^{\circ}$ ，断层面有一层  $0.1\text{m}\sim 0.3\text{m}$  的夹泥层，断层破碎带宽达  $30\text{m}\sim 50\text{m}$ ，且内含丰富的承压水，因此溢洪道山体稳定性较差，溢洪道轴线选择时尽量使开挖后的地基面与断层面之间有较大的距离。如采用挑流消能，上盘岩体将被切割，上游控制段山体会失去平衡，且渗径缩短，渗透坡降增大，影响渗透稳定。此外，估计有近  $20\text{万 m}^3\sim 40\text{万 m}^3$  的断层破碎带将冲刷淤积于下游河床，影响下游航道，抬高电站尾水，故采用三级底流消能方案。整个 F7 上盘山体除下游压坡以提高山体静力稳定外，在防渗措施上采用上游设铺盖、帷幕灌浆，下游视情况设置反滤排水。

此外岩层产状、地下水压力等均会影响边坡及建筑物的稳定。因此，溢洪道的地基稳定性还应结合岩层的产状及水文地质条件综合分析，以保证工程安全和减少工程量。

**5.1.7** 溢洪道的轴线布置除考虑地形、地质条件外，从水力条件而言，轴线宜为直线，因其流态稳定，实践经验较多。有时因河势变化需要转弯，也宜布置在进水渠或出水渠段内。如因地形条件限制，亦可在泄槽段内转弯，或者利用异型挑坎使水流转向，以减少工程量，如我国碧口、官厅、富水及鲁布革等工程的溢洪道。

**5.1.8** 为原标准第 2.1.7 条，增加了泄洪雾化方面的内容，强调了泄洪雾化对岸坡的影响（详见 5.5.4 说明）。

**5.1.9** 岸坡的稳定和防止泄洪对岸坡的冲刷是水利水电工程经常遇到的问题，对于狭窄河谷的拱坝坝头稳定更是至关重要的问题。因此，拱坝枢纽不能因布置坝肩溢洪道而削弱坝头稳定，但可以通过认真处理以保证坝头稳定。消能后的水流对岸坡的冲刷、挑流消能的水舌直接冲刷岸坡或冲蚀河槽，将引起岸坡塌滑，削弱拱座稳定性，这些都是不允许的。

一般拱坝枢纽的河岸式溢洪道，在地形条件允许的情况下，宜布置在离拱座较远处，如龙羊峡河岸式溢洪道设在右岸重力墩以右 89.35 m 处。当靠近坝肩时，应采取保持坝肩稳定的措施，如伊朗的礼萨·沙卡比尔工程的河岸式溢洪道设在左岸，并靠近坝肩，为了保持拱座的稳定，设置了高 55m、长 61m、宽 30m 的重力墩，以补偿溢洪道施工挖去的岩石。拱坝枢纽大多数河谷狭窄，坝头地势平坦者少见，故常采用在坝身进水后接泄槽的形式来解决布置上的矛盾，如阿尔曼德拉就是在左岸重力墩内进水。

在溢洪道的纵坡布置时，宜尽量少挖基岩，以免减少保持坝肩稳定的岩体重量。

**5.1.10 根据土石坝的特点，溢洪道布置应考虑：**

1 溢洪道运用灵活可靠。开敞式溢洪道超泄能力强，能较好地满足这一要求。由于地形条件限制，有时往往采用河岸开敞式溢洪道与隧洞联合泄洪的方式，如石头河、鲁布革、碧口等工程。

当布置开敞式溢洪道确有困难，造成工程量大或形成不稳定的高边坡，也可采用开敞式进口，后面接隧洞的泄洪方式。如冯家山溢洪道进口为开敞式，由 1 孔 10m×12.5 m 的弧门控制，后接明流隧洞，最大泄量 1140m<sup>3</sup>/s。这样既保留了开敞式的优点，又避免了其他的不利因素。

2 坝肩溢洪道与大坝相连接的挡墙（包括导墙、接头、泄槽边墙等）应保证其安全可靠。挡墙与土坝直接连接时，应防止泄流对大坝的影响，过去要求河岸式溢洪道与土石坝在布置上要有相当的距离，以保证大坝的安全。近年来，有些溢洪道布置在坝肩、用挡土墙与大坝相连，如我国的碧口、株树桥、六都寨、古洞口和日本的高濑等工程的溢洪道都是这种布置。这些挡土墙修建在新鲜基岩上，要求做到坚固、稳定、不漏水。

因此，对于坝肩溢洪道，可因地制宜布置，不必受过大的限

制。

## 5.2 进 水 渠

**5.2.1** 进水渠的水流条件不仅影响泄量和控制堰的均匀泄流，并影响泄槽的水流流态。因此，进水渠轴线方向宜使进水顺畅，且不得有阻碍进流的山头或建筑物，使水流平稳、均匀入渠。对于多泥沙、小库容的工程还需研究防沙、防淤的措施。

根据地形条件及上游河势，进水渠设置弯道时需考虑渠内流速、渠道水深、水面宽度等因素，流速较大时转弯半径宜取大值。

弯道至控制段一般需 2~3 倍水头的直线段，以便将水流调整均匀平顺入堰。表 3 所列国内外几个工程的进水渠转弯半径与进水渠宽之比约为 4~6 倍。

进水渠一般采用梯形断面，而控制段进口是矩形断面，因此其间需设置渐变段过渡。

表 3 渠宽与转弯半径关系表

工程名称	工程所在地	渠宽 $B$ m	转弯半径 $R$ m	比值 $R/B$	转角	备 注
石头河	中国陕西	5.3	35.0	6.6	12°	
柘林第一溢洪道	中国江西	66.6	105	1.58	29.5°	
柘林第二溢洪道	中国江西	98	392	4.8	25°	7 孔
马尔帕索	墨西哥	50(+70)	250	4.55		与 70m 宽非常溢洪道共用引水渠
波太基山	加拿大	54.6	186	3.42	42°	3 孔
鲁布革	中国云南	30	120	4.0	40°	2 孔

**5.2.2** 进水渠进口为适应不同的地形，可采用不同的体型，以改善水流条件，使水流平稳入渠。进水渠进口体型多为喇叭形，

通过渐变段过渡，与控制段的矩形断面（堰孔）相连接。

当进口直接面临水库、紧靠大坝时，为避免产生涡流及横向流，大多在靠坝一侧设置导水墙，导水墙布置成拐弯式喇叭型直立墙，平面上呈规则的扭曲面、圆弧面或椭圆曲面。如碧口溢洪道进水渠，为了减少石方开挖及混凝土工程量，右导墙做成扭曲面与开挖面平顺光滑连接，左导墙做成椭圆扭曲扩散导墙。又如我国的株树桥、六都寨、古洞口，巴西的佛士度·爱利坝、加拿大的买卡坝和波太基山坝等的溢洪道进口也采用类似规则扭曲墙布置。

**5.2.4** 国内外几个工程的进水渠首端、末端断面底宽之比  $B_0/B$  统计值见表 4。

表 4 进水渠首、末端底宽之比  $B_0/B$

工程名称	石头河	曾文	Bcas	大伙房	南谷河	岩尾	碧口	竹园
所在国家	中国	中国	印度	中国	中国	日本	中国	中国
$B_0/B$	3.0	3.0	2.5	2.4	2.0	1.9	1.7	1.5

由表 4 可见， $B_0/B$  宜为 1.5~3.0。

**5.2.6** 进水渠设置导墙时，根据国内外已建工程的经验，导墙顺水流长度宜大于两倍水深。

导墙顶应高于泄洪最高水位，以免墙顶翻水形成横向流，破坏渠道正常流态。

当与土石坝连接时，为避免因水流对坝坡稳定构成威胁，导墙长度应以挡住大坝坡脚为下限，如巴基斯坦曼格拉进水渠两侧均有一个堆石堤作为导墙，用以隔断接近溢流堰的横向流以及明槽中的波浪扰动。表 5 所列为国内几个工程导墙长度与渠内水深的关系。

表5 国内几个工程导墙长度与渠内水深的关系

工程名称	渠内水深 $H$ m	导墙长度 $L$ m	$L/H$
鲁布革	24.95	152	6.09
碧口	24.31	左 51.33 右 64.0	左 2.11 右 2.63
柘林	22.70	左 196.6 右 127.83	左 8.66 右 5.63

### 5.3 控制段

**5.3.1~5.3.2** 控制段控制着溢洪道的泄流能力，其轴线的选择应考虑下列因素：

1 满足建筑物对地基承载力、抗渗性及耐久性的要求，尽量减少地基处理的工程量。以往在工程建设中虽对这个问题比较慎重，但也是有教训的。如湖北省钟祥县温峡口水库原溢洪道建在断层交汇带上，地基岩石挤压破坏且风化严重，破碎带以断层泥为主，渗漏较严重，闸室有产生滑动的可能，1972年至1974年曾对闸基进行水泥灌浆，但无效果。最后只得将原溢洪道废弃，并于左侧重建溢洪道。

2 条件许可时，宜将控制段布置在坝轴线上或附近，这样便于交通及两岸连接布置；并可使坝的防渗设施和控制段的防渗设施布置在一条直线上，以减小防渗设施的长度。

对渗透水流的控制，是河岸式溢洪道安全运行的成败关键之一。堰（闸）与两岸连接建筑物的布置要便于防渗系统布置，使防渗系统形成整体，并满足侧向防渗要求。防渗系统的布置要解决蓄水后地下水位抬高，库水经裂隙或构造面沿堰（闸）底板自上游渗到下游；沿坝肩侧向绕流以及沿边墙、导墙基础渗流，危及建筑物的稳定；并防止水流通过挡水前缘及过水面缝隙渗入基础，造成建筑物的破坏。

3 按5.1.3要求，结合溢洪道的总布置。综合满足进水渠、泄槽及消能建筑物等的布置要求。

**5.3.3** 溢洪道控制堰的剖面型式通常采用开敞式或带胸墙的孔口，堰型可采用实用堰、宽顶堰、驼峰堰等型式。据调查的 60 个工程中，控制堰为宽顶堰的占 35%，为实用堰的占 55%，只有少数几个采用带胸墙的孔口。

宽顶堰具有结构简单、施工方便等优点，但宽顶堰流量系数小，一般在泄量小的工程中采用。对泄流量比较大的溢洪道，宜尽量采用流量系数较大的堰型。

带胸墙的堰，堰顶高程可以降低，在库水位较低时即可泄流，具有起始泄量大、闸门尺寸小的特点；但在高水位时，超泄能力不如开敞式溢流堰大。

在实际工程中，因溢流堰顶常年位于水下，且没有设置检修门，造成运行被动，甚至被迫增加检修门，故规定当溢流堰顶常年位于水下时，应设置检修门。

**5.3.4~5.3.5** 由于闸门设计、制造和安装能力的限制，往往要用闸墩将溢流前缘长度分割成若干段，以便将泄洪孔口尺寸限制在合理范围内，且便于分区控制泄流，增加操作运别的灵活性。闸墩的主要作用是间隔闸室、支承闸门推力和启闭设备、支承工作桥和交通桥等。闸墩体型设计的关键在一头一尾。头部主要影响侧向收缩，尾部主要影响下游流态。对闸墩的门槽部位，为满足结构承载力和刚度的需要，尚需有足够的结构厚度。

根据需要将闸墩延长至泄槽内的实例有：

1 泄洪孔数较多，为运行方便、灵活，将整个泄槽分成几部分。如巴西、巴拉圭合建的伊泰普水电站溢流堰共 14 孔，弧门尺寸 20m×20.3 m，墩宽 5m，总宽 345m，长 41.5 m，下接等宽矩形断面直陡槽，中间有两道宽 5m 分水墙延伸至坎末，将溢洪道分隔成三区：左区 6 孔，槽宽 145m， $i = 0.1494$ ；中区 4 孔，槽宽 95m， $i = 0.1763$ ；右区 4 孔，槽宽 95m， $i = 0.1763$ ，为非常溢洪道。我国溢洪道泄槽分区的实例也很多，如升钟工程的 9 孔泄槽分隔为 3 区，隔墩从控制堰起，一直延伸至挑坎末

端。

2 孔数不多，但有单孔开启要求。我国鲁布革、龙羊峡、古洞口等工程的溢洪道均为 2 孔，泄槽均用中隔墩分开，隔墩一直延伸到挑坎。

3 为了改善泄槽内的水力条件。在泄槽转弯、槽宽变化时，或运行时泄槽中的孔口不能同步开启时，宜将闸墩延伸到泄槽内。

闸墩延伸长度及尺寸可视需要或由水工模型试验确定，并满足与交通桥、工作桥（供装置闸门启闭设备用）的衔接。

**5.3.6** 控制段的顶部高程为水库静水位加高差  $\Delta h$ ， $\Delta h$  按下式计算：

$$\Delta h = h_{1\%} + h_z + h_c$$

式中：

$h_{1\%}$ ——累计频率为 1% 的波高，按 DL5077 的规定计算；

$h_z$ ——波浪中心线至水库静水位的高度，按 DL5077 的规定计算；

$h_c$ ——安全超高，按本标准表 5.3.6 采用。

溢洪道在遭遇非常洪水时，闸门要全开泄洪，形成降水曲线，此时控制段顶部高程可以不计及波浪高度；当控制段靠近大坝，且两者有交通道相连接时，控制段顶部高程应与坝顶高程相同。

## 5.4 泄 槽

**5.4.1** 泄槽用以泄水，为溢洪道不可缺少的组成部分。泄槽轴线一般为直线，因其水力条件较好，实践经验较丰富，被广泛采用。为了适应地形条件，减少工程量，泄槽轴线转弯的工程日益增多。我国大型工程的溢洪道，有的根据地形地质条件设置了弯道，其有关参数列入表 6。

表 6 有关工程泄槽弯道实例

工程名称	弯道型式	渠道 m	转弯 半径 m	转角	横向 超高 m	纵坡	设计单 宽流量 $\text{m}^3(\text{s}\cdot\text{m})$	最大单 宽流量 $\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$
碧口	渠底一侧超高等圆弧	15	150	20°	2.2	0.01	88	180
官厅	无超高圆弧	45	300	19°	0	0.0025		141.5
富水	无超高圆弧、渠中 设斜向导流坎	110	①166 ②214	3.59° 10°	0	0.05 0.05	42	70
鲁布 革	渠底一侧超高等圆 弧,两孔以隔墩分隔	2×14	170	20°	3.53	0.01	132	231
横锦	无超高圆弧	18.8	100	67°	0	0.167		183.2

为满足各级流量下有较好的流态，弯道可设横坡，渠底横向最大抬高按设计流量确定。

根据工程实践，急流弯道的基本型式有如下几种：

- a 型 渠底一侧横向超高单圆弧弯道；
- b 型 渠底一侧横向超高复圆弧弯道；
- c 型 设导流墙的圆弧弯道；
- d 型 设横向折流坎的圆弧弯道；
- e 型 渠底双曲弯道；
- f 型 无超高圆弧。

一般大中型溢洪道多采用 a 型弯道，如碧口、阿尔曼德拉等工程的溢洪道。这种型式基本上能满足水力条件的要求，施工简便；b 型、e 型弯道比较复杂，只有在对冲击波有严格限制的弯道急流段才有现实意义；c 型弯道一般用于泄槽宽度较宽，有单孔运用要求的工程，如鲁布革溢洪道就是采用这种型式；d 型弯道有横向折流坎，体型简单，但对水流将产生新的扰动，我国富水、南谷洞等工程的溢洪道采用了此种转弯型式；当渠宽较小或转弯半径较大时，也可以采用无超高圆弧（f 型），如官厅、横

锦等工程。

除上述几种型式外，各工程根据实际情况，还可以采用其他型式。如缓冲塘式，就是在要转弯的地方设置消力池转弯，南谷洞工程就是采用缓冲塘与折流坎相结合的方式。

泄槽内水流为急流，如设置弯道，水流条件较为复杂，因此提出在底坡较缓、流速较小的部位设置弯道，以便能较好地控制水流，同时提出与底坡有变化的部位错开，否则水力条件、体型、结构都更为复杂，泄量变化较大时也难以适应。

#### 5.4.2 泄槽纵坡根据自然条件及水力条件确定。

水流通过控制堰后为急流，为了保证不在泄槽段产生水跃（有的工程在控制段后设消力池消能之后再接泄槽的除外），故泄槽纵坡（ $i$ ）应大于水流的临界坡（即  $i > i_k$ ）。在地质条件许可的情况下，尽量使开挖和混凝土衬砌工程量最省。同时纵坡还要考虑泄槽底板和边墙结构的自身稳定及施工方便等因素。

泄槽纵坡以一次坡为好，因其水力学条件简单。当受地形条件限制或为了节省工程量而需变坡度时，也宜先缓后陡，因为水流经过控制段入泄槽时，流速不大；当接近消能建筑物时，加大底坡以便与消能建筑物相连接，此段长度较短，防空蚀措施比较好解决，且变坡以凸曲线连接时，水流条件较易控制。如采用先陡后缓的变坡方式，应采用反弧曲线连接，其缺点是：①反弧段使水流转向，由于体型变化和离心力的作用，流态较复杂，压力分布变化大，水流紊动强烈，该处及其后一定范围内容易发生空蚀。②水流受离心力的作用容易由分缝处钻入泄槽底板下而掀动底板。因此对反弧段体型需予以足够重视。上游斜坡段坡度越陡，竖向转角越大，压力变化值也越大。反弧半径的大小，又影响压力变幅的大小，反弧半径越小，离心力越大，压力变化值越大。总之，上游坡不宜太陡，反弧半径要大，这样沿程压力变化就比较平缓，体型容易满足高速水流的要求。除了采用较大反弧半径外，还应比较周密地研究底板的分缝、分块及止水、排水的设置，

以消除高速水流离心力在底板下形成的高水头的扬压力，保持泄槽底板稳定。

泄槽的平面布置，一般为等宽槽，因其水流不受扰动，水力条件简单，被广泛采用。

为了适应地形、地质条件，减少开挖和衬砌混凝土工程量，或为适应消能工的需要，可采用变宽度的泄槽。如岳城水库溢洪道为了与下游底流消能工配合，采用扩散式泄槽。国内外部分变宽度泄槽工程实例见表7。

表7 国内外部分变宽度泄槽工程实例

工程名称	原宽度 m	变化后宽度 m	变化段长度 m	变化段坡度	变化角度	备注
契伏	52	20	263.57	0.05 0.577	3°28'26"	收缩
竹园	48	35	79.6	0.033 0.222	4°40'06"	收缩
南谷洞	49.2	29.5	69.0	0.027	8°07'28"	收缩
岳城	131.5	168.4	339	0.0667	6°15'09"	扩散
买卡	43	21	240	0.314	2°37'27"	收缩
阿尔曼 德拉	15	5	190		1°30'27"	收缩
刘家峡	42	30	150	0.085 0.0359	2°17'26"	收缩
波太基山	54.9	30.5	445	0.03	1°34'14"	收缩
横 锦	40	18.8	208	0.0342	5°49'10"	收缩

泄槽断面宜采用矩形，其流态较好，特别是采用底流消能工时，能保证比较好的消能效果；如结合岩石开挖采用梯形断面时，则宜采用较陡的边坡，因为泄槽边坡过缓时易引起水流分布不均匀，恶化流态，甚至出现旋涡、水面波及翻水现象。如巴基斯坦

曼格拉工程的主溢洪道采用两级消力池，鉴于消力池边墙高达 50.3 m，且基础条件差，采用一般的竖直边墙是极为困难和不经济的，所以采用了 1:1.75 的斜边墙，并采取了一些复杂的工程措施，来消除水力条件的不利影响，故泄槽边墙不宜采用较缓的边坡。据统计，国内 12 个溢洪道斜边墙坡比为 1:0.5~1:1.5。

## 5.5 消能防冲设施

**5.5.1** 消能设施的型式包括底流、挑流、面流和戽流等消能工，基于目前国内大、中型河岸式溢洪道采用面流、戽流消能工很少，故本标准未涉及。

**5.5.2** 消能设施的良好工况，是枢纽安全运行的关键性因素之一。故选定的消能工应满足消能效果良好，结构可靠，便于检修等要求。

**5.5.3** 挑流消能是一种既安全又经济的消能措施，它借助挑坎使高速水流形成挑流水舌，水舌沿着近似抛物线的轨迹在空中扩散后进入下游水垫而消能。在射流过程中，通过吸附和掺混空气来耗散部分能量，然后将水流抛射到远离挑坎的下游水垫，通过水垫内的水流紊动剪切和对河床的冲刷而完成消能的过程。因为坚硬岩石具有较强的抗冲性能，对高水头枢纽采用挑流消能较为适宜。

根据原标准的资料，大、中型河岸式溢洪道大部分采用挑流消能型式，我国 85% 左右工程采用挑流，其余 15% 工程采用底流，而国外 75% 工程采用挑流，其余 25% 工程采用底流和戽流。

挑流消能设施平面型式有等宽式、扩散式和收缩式。挑坎有连续挑坎、差动挑坎、窄缝挑坎和异型挑坎。可根据地形地质条件、枢纽布置及消能防冲的要求选定。

连续挑坎是指挑坎为连续实体。其特点是挑流水舌横向展开，进入水垫的水舌呈“一”字形。因其结构简单，运用安全可靠，为国内外广泛采用。湖南省 1958 年至 1978 年修建的 41 座采用挑

流消能的工程中，采用连续挑坎者达 40 座。在相同水力条件下，连续挑坎的挑距比差动挑坎远，且挑坎形状平滑简单，不易空蚀。它的不足之处是水舌比较集中，消能率较低，对河床和岸坡的冲刷较剧烈。

差动挑坎即挑坎的齿台（高坎）与沟槽（低坎）具有不同的反弧半径与挑射角，可把水流“撕开”，在垂直方向能有较大的扩散，水舌厚度大为增加，有利于减弱水流对河床的冲刷。据美国对安切尔（Anchor）坝的研究表明，差动挑坎的水舌入水纵向长度可比连续挑坎增加一倍。差动挑坎又分为矩形差动坎与梯形差动坎，后者在分散水流、减轻冲刷与减免差动坎本身的空蚀等方面较前者优越。目前国内外差动挑坎已广为应用，如我国大伙房、狮子滩等工程的溢洪道。

窄缝挑坎的特点是挑坎出口的宽度大大小于泄槽的宽度，它可以将挑流水舌纵向拉开，进入水垫的水舌呈“1”字形。由于水舌在空中的掺气扩散增强，进入水垫后前后左右扩散，呈三维紊动扩散流态，因此其消能率较连续挑坎高，可大大减小河床冲刷的深度和宽度，且冲刷坑沿河道纵向均匀分布，适用于河谷狭窄、岸坡稳定性较差的高坝、大流量枢纽。窄缝挑坎在我国已经得到广泛应用，如龙羊峡、东江、东风、李家峡、天生桥（一级）和水布垭等工程溢洪道的消能工。

为了使下泄水流符合下游河势，纵向拉开，使水舌落入指定范围，实际工程中还广泛采用了斜切挑坎、扭曲挑坎等异形挑坎，控制挑射水流的方向和落点，取得了较好效果。采用异形挑坎的工程有石头河、碧口、鲁布革、安康和李家峡等。

在采用挑流消能时，应采取妥善措施处理下泄水流所带来的某些问题。标准条文特别强调在的三种不利情况下应采取妥善处理措施。

#### 5.5.4 为泄洪雾化增加的条文。

挑流消能将造成强烈的雾化，对厂房运行、露天机电设备及

表 8 挑流消能泄洪雾化影响

工程	工程概况	雾化状况	影响
新安江	宽缝重力坝,最大坝高 105m,坝后溢流式厂房。 泄水建筑物为 9 孔溢流坝、矩形差动挑坎	1968 年 7 月溢流时,水舌扩散区最大风速 13.2m/s(约六级大风) 1983 年两次泄流,水舌离开挑坎后充分掺气,阵发性地向下游喷射,形成宽阔的雾化区,坝下 1km 处最大风速 15.5m/s	在坝下游 150m、高程 70.00m 处的 20kVA 变压器站 7 跨中有 2 跨跳闸,致使 1#、2#、5# 和 6# 机组被迫停机,两岸进出电厂公路交通中断
刘家峡	重力坝,最大坝高 147m,河床坝后式厂房。 泄水建筑物为:1.左岸泄水道,贴角扭曲连续挑坎; 2.右岸泄洪洞,斜切挑坎; 3.右岸溢洪道三孔,斜切挑坎	三个主要泄水建筑物均有泄洪雾化问题。 左泄水道泄流量,右岸倾盆大雨,影响范围达 200m~300m,右岸出线洞洞口降水量 600mm/h。 右洞放水,左岸 100 余米的山头被暴雨浇淋,山谷汇流如同小瀑布,降雨强度最大达 6599mm/h(1978 年) 溢洪道泄流时,落水处激发水雾成蘑菇云,升腾高度 100m 以上	妨碍进厂交通,专建 200m 防雾廊道。 泄洪雾化影响右岸 220kV 出线安全运行,造成线路跳闸事故 13 次。 泄洪雾化结冰,迫使停电,并将出线塔上移
龙羊峡	重力拱坝,最大坝高 178m,地下厂房 泄水建筑物:右岸两孔岸边溢洪道,曲面贴角窄缝挑坎;右岸中孔出口转 21.6°角,曲面贴角窄缝挑坎;深孔急流陡拐,斜切挑坎;底孔陡拐,曲面贴角窄缝挑坎	水库蓄水期,为向下游补水,1987 年 2 月 15 日底孔第一次放水,当泄量 600m <sup>3</sup> /s~800m <sup>3</sup> /s 时,在高于水面约 100m 以下的雾化雨强度为 30mm/d。 1989 年 7 月 12 日底孔第二次泄水,当泄量达到 850m <sup>3</sup> /s~1600m <sup>3</sup> /s 时,雾化雨强度达到 30mm/d~100mm/d	右岸虎山坡古塌滑体在底孔第一次放水的雾化雨作用下产生位移;在底孔第二次放水后,7 月 26 日 1 号塌滑体坍塌,位移达十余米,坍塌量 87 万 m <sup>3</sup> ;尔后底孔继续泄水,直至 9 月 15 日才关闭,在此期间,1 号塌滑体的张开裂缝迅速向下游扩展,在其上方形成了 2 号不稳定体,体积 190 万 m <sup>3</sup>

表 8(续)

工程	工程概况	雾化状况	影响
白山	三圆心重力拱坝,最大坝高 149.5m,地下厂房。 泄水建筑物:4 个溢流表孔;3 个深孔且相间布置,采用高低挑坎碰撞消能	1983 年泄洪,坝下 350m 处于泄洪雾化降雨之中,水雾向两岸山体爬升,高度约 100m。左岸坝下 50m 处的最大降雨强度为 502mm/h。 1986 年 9 月泄洪,水舌溅起巨大水流和水雾,笼罩整个河床和开关站,右岸中雨以上范围距坝脚 60m~360m,左岸为 60m~510m,最远波及坝下 900m 处	地下厂房进水 开关站支持磁套有放电现象。 下游河床堆渣被水冲击四溅,右岸露天开关站发现 70 余块飞石,块径 1cm~3cm,最大 10cm,将设备砸坏 10 余处。 临时建筑物被冲毁
黄龙滩	重力坝,最大坝高 107m。 左岸引水式厂房。 泄水建筑物为:1.河中溢流坝 6 孔,梯形差动挑坎;2.深孔,连续挑坎;3.非常溢洪道 1 孔,扭曲挑坎	1980 年泄洪,水舌入水点位于厂房附近,整个厂区上空被强大水雾笼罩,形成倾盆大雨,水雾暴雨使 2 号机组变压器出口套管与避雷器水流如注,放电严重。 1982 年原型观测证明,不管采用哪种放水方案,均对厂房不利、导致开关站部分电器放电	由于水泵排泄能力(1370m <sup>3</sup> /h)不足,厂房被淹,发电机层水深 3.9m,高压出线短路、停电。事后曾采取将电器设备升高等 21 项防护措施。 交通、通信中断,沿岸居民与职工部分住房倒塌

表 8(续)

工程	工程概况	雾化状况	影响
乌江渡	拱形重力坝,最大坝高165m,坝后挑越式厂房。 泄洪建筑物: 流流坝 6 孔,两边孔厂房顶滑雪道溢流、中间 4 孔为挑越式;两岸各设泄洪洞一条;坝身中孔两个	1982 年 8 月,泄洪雾化观测成果表明;各泄水建筑物单独泄洪时,下游最大雾化强度为 263.3mm/h,出现在距右岸泄洪洞出口 80m;各泄水建筑物联合泄洪时,下游雾化严重,雾化源主要来自溅水,影响范围从厂房后 80m 至 450m,上升高度可达 700m 高程	强降雨区对岸坡有冲蚀作用,影响其稳定。 地形影响明显,雾流和降水可顺山坡爬升
柘溪	单支墩大头坝,最大坝高104m。右岸引水式电站。 泄水建筑物为溢流坝 9 孔,堰顶高程 153.0m,末端采用差动挑坎	泄洪时掺气水舌跌入河床后溅出大量水滴,形成较强浓雾。在水舌入水处下游形成长约 200m~300m、升腾高度约 150m 的雾区,坝下 800m 的山头处仍有薄雾	左岸山顶办公大楼和生活区处于雾化区,泄洪时如暴风骤雨,迫使办公楼迁往右岸下游
风滩	空腹重力拱坝,最大坝高112.5m,坝内式厂房。 泄水建筑物: 13 孔溢流坝,高、低坎挑流,对撞消能;坝身设底孔	1980 年泄洪,雾化升腾高程达 200.0m 以上,两岸公路降大雨,下游 500m 处的大桥上仍有水雾。 1981 年原型观测,雾化区域;纵向长 370m,横向宽 190m,最大高程 230m,高出坝顶 18.5m	雾化对公路有影响,无法通行

出线、下游边坡的稳定等均可能产生不利影响。部分工程挑流消能雾化的影响可见表 8。

从表 8 可见，泄洪雾化对边坡稳定、枢纽运行和建筑物安全均有不同程度的影响，对消能区边坡的稳定与枢纽的安全运行尤其值得注意。工程实践中常采用以下措施减轻其影响：

首先，在前期勘测设计中认真分析泄洪雾化对工程可能产生的危害，当采取工程措施难以解决时，也可改变消能方式，如前苏联的萨扬舒申斯克就放弃了挑流消能的方案，柘林泄空洞（不经常运用）因周围设施不允许水雾过大，就采用了水雾相对较小的掺气墩结构。

其次，统筹安排，全面考虑，妥善进行枢纽布置。使水股向河心集中，如有多个泄洪建筑物，需使水流在纵向拉开。重要建筑物应与水舌、水舌落点或碰撞点有一定距离，如新安江就把挑坎延至厂房下游边墙起挑。露天机电设备、输电线路除选择较好的平面位置外，高程一般不宜太低，抬高其布置高程，可以有效地减免水雾危害。如刘家峡电站，正对看泄水道的 220kV 出线塔，因水雾造成多次跳闸事故，为保证安全送电，增建备用线路 1 条，并将出线塔高程抬高 30 余米。又如小湾电站根据试验，建议在下游 500m 以内区域不布置开关站，泄洪期间应停止交通；在 1500m 范围以内、高程 1200m 以下，不布置生活区和办公楼。

第三，重要交通线应避开水雾密集区。或采用廊道、隧洞等防雾措施。

**5.5.5 底流消能即水跃消能**，它是泄水建筑物一种常用的消能方式。当急流进入消力池后，受尾水顶托，使流态突然改变而形成水跃。通过水跃内部的强烈紊动、剪切和掺混作用，使部分动能转换为热能和位能，从而达到消能的目的。跃后水流为缓流，其冲刷能力一般较小，故底流消能方式适应各类地质条件，特别是在软弱基岩上，采用底流消能更为合适。

同时，由于底流消能尾水波动小、尾水流速分布比较均匀，

设有通航建筑物和其他对流态有严格要求的枢纽，宜采用底流消能。但有过漂浮物和排凌要求的枢纽，易造成消力池的破坏，不宜采用此种消能方式。

消力池的型式一般可分为平底式和斜坡式两大类，可根据地形、地质、水力条件，通过技术经济综合比较选定。

在平底消力池中通常设置一些辅助消能设施，如设置尾坎、二道坝、趾墩和消力墩等，使急流水股冲击到某种几何造型的消能工上，形成强迫水跃。

当下游尾水深度不足时，降低池底高程，促使水跃产生，是一种比较简便的措施。下挖式消力池池底高程必须满足产生水跃的最小尾水深度，否则水跃就会越过消力池。当然，如果消力池过短，也会出现同样结果。当河床不易开挖或开挖量过大时，则可修建尾坎或二道坝壅高水位，以促使水跃的产生。

美国垦务局Ⅳ型消力池是采用趾墩、消力墩与尾坎的消力池的一项标准设计。试验表明，消力墩起主要消能作用，趾墩帮助稳定水跃，尾坎有助于控制下游河床的冲刷。这种消力池的水跃长度，比一般自由水跃可缩短 $1/2$ ，其工程量很省，消能作用非常稳定，运行条件良好，适用于中、低水头的中、小型工程。

河岸式溢洪道采用冲击型消力池的工程实例较多，国内有澄碧河、白沙、江口左岸溢洪道等，国外的大型工程有曼格拉、阿尔坎塔拉和乔克峡等溢洪道。运行经验表明，由于辅助消能工的作用，消力池内水流受到碰撞后，因弯曲、分离、附加旋转和互相碰撞形成强迫水跃，从而可弥补下游尾水深度的不足。

在水头较高时，消力池内的辅助消能工存在高速水流空蚀问题，因此，本标准规定当收缩断面平均流速大于 $18\text{m/s}$ 时应通过试验论证。近年来出现的掺气墩、T型墩等辅助消能工具有掺气减蚀性能，有利于提高辅助消能工的适用水头。

斜坡消力池在河岸式溢洪道中之所以得以应用，首先是由于河岸式溢洪道的特殊地形条件所决定的；其次是斜坡消力池内的

水跃与平底消力池内的水跃相比，具有对尾水变幅更大的适应能力，一般可以减少消力池的挖方，节省工程投资。为了控制斜坡消力池水跃的位置，减轻河床的冲刷，可在池末设置一道尾坎。如我国花山和大隆洞等工程的溢洪道；墨西哥的玛尔帕索、印度的比阿斯等工程的溢洪道。

扩散式消力池的最显著的特征是在流态过渡区域内消力池横向扩大，这种扩大可以是渐变的、突变的和不对称的。河岸式溢洪道采用扩散式消力池的为数不少，其主要原因是这种池型便于与下游河床连接，且池内形成三元水跃，可缩减消力池的深度和长度。

## 5.6 出水渠

**5.6.1~5.6.2** 当消能后的水流不能直接泄入下游河道且造成危害时，应修建出水渠工程。出水渠的作用是使下泄水流与下游河道水流良好衔接，不致影响电站、船闸、码头、交通和其他设施的正常运用。为此，在布置上需注意：

1 根据地形、地质条件选择出水渠轴线方向，其与下游河道水流的夹角尽可能小；

2 出水渠宽度与消能建筑物的出口宽度一致；

3 渠底高程可结合消能结构及河道高程确定，出口不形成大的水流跃落，出水渠底坡小于最小泄量的临界坡。

国内外已建出水渠工程如委内瑞拉的古里、巴基斯坦的曼格拉以及我国的岳城、南谷洞、白莲河、富水、六都寨等，其布置原则与上述要求基本一致。

## 6 水力设计

### 6.1 一般规定

**6.1.1** 本条规定了水力设计的主要内容。附录 A 和附录 B 给出相应的计算公式及图表。

**6.1.2** 将模型试验要求单独列为一条，其他小节尽量避免重复。

**6.1.3** 强调溢洪道必须满足设计及校核工况下的泄洪能力要求。对于土石坝枢纽的溢洪道，更需特别注意，确保不发生坝顶漫溢情况。

**6.1.4** 水头损失计算精确度的关键是正确选用糙率系数  $n$  值及各项局部阻力系数。附录 A 中列出常用的  $n$  值，当计算水面线以确定边墙高度时取大值；当计算水流能量、流速等水力要素时取小值。

### 6.2 进水渠

**6.2.2** 根据国内已建工程及在建工程的统计资料，进水渠所采用的设计流速值彼此相差颇大。如西排子河水库溢洪道流速仅  $0.73\text{ m/s}$ ，而碧口溢洪道进水渠流速在设计工况下为  $5.58\text{ m/s}$ ，保坝工况下为  $8.63\text{ m/s}$ 。

原标准对 34 个工程资料统计分析；设计流速低于  $3\text{ m/s}$  的共 9 个，占  $26.4\%$ ；设计流速高于  $5\text{ m/s}$  的共 7 个，占  $20.59\%$ ；设计流速在  $3\text{ m/s}\sim 5\text{ m/s}$  之间的共 18 个，占  $52.94\%$ 。

此外，日本《日本坝工规范》修订第二版中建议行近流速小于  $4.0\text{ m/s}$ 。

进水渠流速对工程量和水头损失有较大影响，因此，本标准规定进水渠设计流速一般不大于  $4.0\text{ m/s}$ 。对于山坡较陡，从山岩中开挖出来的岸边溢洪道，进水渠设计流速可以适当提高，但需

尽量缩短进水渠的长度，减少进水渠的水头损失。对于设计流速超限的情况应进行论证。

进水渠进口的流速应低于渠内流速，一般控制在 2.5 m/s 以下为宜。

**6.2.3** 进水渠底坡一般为平坡。渠道中水流为非均匀流，属沿程降落曲线，需按明渠非均匀流公式计算。当进水渠流速本大时，可按明渠均匀流近似计算。

进水渠的起算断面可选择在堰前 (3—4)  $H$  处，从起算断面开始往上游推算水面线。

### 6.3 控制段

**6.3.2~6.3.3** 基本为原标准条文，对其中的几个问题说明如下：

#### 1 关于高、低堰界限问题

河岸开敞式溢洪道的实用堰有高堰与低堰之分，一般认为：上游堰高  $P_1 \geq 1.33H_d$  ( $H_d$  为堰面曲线定型设计水头) 属于高堰，其流量系数受堰高影响较小； $P_1 < 1.33H_d$  属于低堰，其流量系数受堰高影响较大，低堰堰高的下限目前尚无统一规定，中国水利水电科学研究院提出实用堰低堰的下限高度为  $P_1 > 0.3H_d$ 。

#### 2 实用堰堰面曲线选择

高堰的堰面曲线，推荐美国的 WES 曲线。在堰顶下游侧采用幂曲线；对堰顶上游侧，附录 A 中列出了椭圆曲线、双圆弧线和三圆弧曲线供设计者选用。三者泄流能力和压力特性方面无显著差别。

低堰的堰面曲线，山东、江西、广东等省进行过大量而详细的研究，表 9 比较了不同堰型在不同堰高的条件下的流量系数值。由表 9 可见，WES 堰的流量系数较大，堰型较优。

低堰除采用 WES 曲线外，国内还常常采用多段复合圆弧曲线剖面堰，即驼峰堰。

表 9 不同堰型、堰高的流量系数比较

$P_1/H_d$	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.33	1.5
WES 剖面	0.480	0.485	0.488	0.492	0.496	0.499	0.501	0.502	0.504
Qgee 剖面	0.444	0.459	0.468	0.477	0.483	0.485	0.487	0.488	0.489
Березинский 克-奥剖面	0.446	0.460	0.469	0.480	0.485	0.485	0.485	0.485	0.485
南科院 克-奥剖面	0.402	0.410	0.416	0.430	0.441	0.452	0.461	0.466	0.472

驼峰堰的设计与施工都比较简单，适用于软弱地基条件，其整体稳定性及剖面应力情况均较好。有的驼峰堰上游堰高  $P_1$  很低，甚至仅  $0.5\text{ m} \sim 1.0\text{ m}$ ，在相应堰上水头  $H$  泄流时，其流量系数  $m$  值仍能达到  $0.4 \sim 0.46$ ，比宽顶堰的流量系数要大。

驼峰堰的堰型目前还未定型，附录 A 列出了两种典型的驼峰堰型，可供选择。

### 3 关于定型设计水头

原标准的高堰定型设计水头  $H_d$ ，引用原《混凝土重力坝设计规范》，该标准修订后，该项规定仍不变。

低堰的定型设计水头  $H_d$ ，一般取堰顶最大水头的  $65\% \sim 85\%$ ，比高堰规定的值低  $10\%$ 。这是因为在堰较低的情况下，堰面上出现危险负压的机会较高堰少得多。水流在低堰水头超过  $(1.18 \sim 1.50) H_d$  下泄时，堰面一般不会产生绝对值超过  $0.06\text{ MPa}$  的负压，故低堰的定型设计水头取得较低。

据美国 1973 年的研究成果，低堰的 WES 曲线在  $P_1/H_d < 1.0$  时， $K$  值随  $P_1/H_d$  的减少而明显增大，可取  $K = 2.0 \sim 2.2$ ；堰上游的椭圆长短轴也随  $P_1/H_d$  的减小而减小，这一成果已列入附录 A 中。

### 4 控制堰闸的泄流能力计算见附录 A 公式。

#### 1) 开敞式堰闸的计算

式(A.5)为计算宽顶堰的泄流能力计算公式,宽顶堰的流量系数与堰高、进口型式等有关,本标准仅给出常见的进口底坎为直角、圆形的宽顶堰流量系数,数据取自水利电力出版社《水工设计手册》(1983年华东水利学院主编)。

式(A.6)、式(A.7)为计算驼峰堰的泄流能力计算公式,驼峰堰的流量系数比宽顶堰要大,一般为0.40~0.46,流量系数通常通过模型试验确定。

## 2) 带胸墙孔口泄流能力的计算

带胸墙的实用堰的泄流能力按式(A.8)计算。原标准根据对国内工程的统计资料(见表10,其中 $P_1/H_d$ 均大于0.6), $\mu$ 值随堰上作用水头 $H$ 增大而增加,当 $H/D=2\sim 3$ 时( $D$ 为孔口高度), $\mu$ 值一般在0.7~0.8的范围内,当 $H/D=1.5\sim 2.0$ 时, $\mu$ 值一般在0.6~0.7范围内,可供设计参考。

表10 带胸墙孔口的流量系数

工程名称	孔口高度 $D$ m	$H/D$	$\mu$
黄龙滩	10	2.1	0.706
		1.6	0.635
柘溪	9	2.19	0.781
		1.8	0.711
刘家峡	8.5	2.3	0.752
云峰	7.8	1.6	0.66
上犹江	7	1.98	0.63
东江	7.5	2.8	0.802
江口	6	1.66	0.674
石碌	7	1.66	0.592

带胸墙孔口的平底闸的泄流能力按式(A.9)计算,国内已建工程中,密云第一溢洪道、册田、石山口、安峰山、大溪、沙河及横山等溢洪道均采用带胸墙的孔口式平底闸控制泄流。这些孔口的流量系数值彼此也不一致,低的只有0.7左右,高的可达

0.95,这主要是由于胸墙底缘型式不同所引起的。本标准推荐对于带圆滑底缘胸墙的孔口平底闸,设计时可取  $\mu = 0.90$ 。

#### 5 关于低堰的下游堰面坡度。

江西省水利科学研究所关于下游堰面坡度对泄流能力的试验研究成果指出,对于 WES 低堰,影响泄流能力的下游堰面坡度为 1:1,故本条规定与堰面相切的下游堰面坡度宜陡于 1:1。

**6.3.4** 本条规定适用于高、低堰。高堰堰面压力仅决定于溢流水头与定型设计水头,而低堰堰面压力不仅与这两者有关,而且还受上、下游堰高的影响。

对于低堰,山东水利科学研究所资料见表 11。

表 11 低堰的堰面负压

$P_1/H_d$	$H_0/H_d$	$P_2$	$h_{\max}/H_d$
0.5	1.66	$\infty$	0.7
0.5	1.54	$\infty$	0.6
0.5	1.33	$\infty$	0.3
0.2	1.66	$\infty$	0.68

注:  $h_{\max}$  为负压最大绝对值,其余符号同前。

上述资料说明,低堰堰面出现危险负压的机会要比高堰少,堰面压力值随  $H_0/H_d$  的变化也较高堰缓慢得多,故在校核情况下,堰面最大负压值即使达到  $-0.06 \text{ MPa}$  仍然是安全的。

**6.3.5** 溢流堰与泄槽底板之间,一般均采用半径为  $R$  的反单圆孤联接。国内 7 个溢洪道工程统计资料表明,其反弧相对半径  $R/h$  各异( $h$  为反弧最低点水深):如鲁布革为 4.4,潘家口为 4.81,碧口为 1.61,这三个工程反弧末端断面平均流速  $v = 14 \text{ m/s} \sim 20 \text{ m/s}$ ,因此处水深  $h$  相应较大,故采用  $R = (3-6)h$  时已有足够大的半径。

当反弧曲面下接消力池护坦时,其末端断面平均流速较高,水深相应较浅,反弧半径需采用较大值,故规定  $R = (6-12)h$ 。

**6.3.6** 工程实践和大量试验研究表明,流线型墩头对过堰水流影

响最小,侧收缩影响也最小。关于墩尾型式,我国在 70 年代以前,一般采用曲线型。从 70 年代起,国内一些溢流坝面上采用了齐尾型和宽尾墩墩尾型式。齐尾型墩尾对提高墩尾后下游堰面压力,增加掺气等方面收到了较好的效果。对于岸边溢洪道而言,由于泄槽较长,宽尾墩可能引起泄槽段内较大的冲击波,形成不利流态,故本标准不予推荐。

## 6.4 泄 槽

**6.4.2** 溢洪道泄槽中水流属明渠非均匀流,水面曲线计算时,需首先判断水面线类型,再按分段求和法计算。

水面线计算的关键是确定起始计算(控制)断面的位置及水深,起始断面位置与上游段的体型有关,起始断面水深可按式(A.13)计算。

**6.4.3** 原型观测资料表明,泄槽水流在一定条件下会产生波动和掺气。国内外关于掺气水深计算的公式甚多,但都有一定的局限性。根据碧口溢洪道设计的水力参数,采用各家公式计算掺气水深,并与原型观测成果作比较,以式(A.22)的计算值与实测值最为接近,且计算简便,故本标准推荐采用此式。

**6.4.4** 当泄槽边墙向内侧收缩时,边墙的扰动会使泄槽水流产生陡冲击波(斜水跃),波峰后水流参数改变,并引起自由水面上非移动的减幅波;当泄槽边墙向外侧扩散时,会产生缓冲击波。冲击波可按式(A.14)或式(A.15)计算,式(A.15)在平底、无摩阻条件下导出,在底坡较缓时,可近似采用。收缩段最大冲击波波高由总偏转角大小决定,与边墙偏转过程无关,为了减小冲击波高度,采用直线型收缩段比圆弧型收缩段更为有利;为了避免扩散段的水流分离,边墙扩散角不宜过大。为了减少边墙对水流的扰动,还需合理选择收缩(扩散)段的长度。

当收缩角较小时,冲击波较小,不一定要进行冲击波计算,可直接采用经验公式(A.16)计算收缩角。

国内外部分溢洪道泄槽，采用了宽度逐渐收缩措施，以减少工程量，如表 7 所列。表中列入 9 个工程，8 个工程溢洪道沿程收缩，除南谷洞溢洪道收缩角为  $8^{\circ}07'28''$  外，其余收缩角均在  $5^{\circ}$  以内。此外，岳城溢洪道沿程宽度扩散，以适应消能工布置和水力学的要求，扩散角为  $6^{\circ}15'09''$ 。

工程经验和试验资料表明，收缩或扩散角在  $6^{\circ}$  左右具有较好的流态。

**6.4.5** 泄槽段如设置弯道，由于离心力及弯道冲击波作用，恶化流态并造成弯道内外侧横向水面差。因此弯道宜布置在流速相对较低地段，并选用足够大的转弯半径与合适转角，以及采取一些削弱弯道水流冲击波的措施，如弯道前后设置缓变曲线段等。表 6 列出了有关工程泄槽弯道实例。这些溢洪道设计单宽流量为  $42\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m}) \sim 132\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ，最大单宽流量为  $70\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m}) \sim 231\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 。 $R/B$  一般为  $6\sim 10$ ，转角  $\theta$  多在  $20^{\circ}$  左右。

弯道上、下游缓变曲线过渡段，根据调整流态的需要，其底坡也宜逐渐横向倾斜，在平面上宜做成扇形横坡式抬高段。

泄槽弯道的水力计算见附录 A。

**6.4.6** 基本保留了原标准第 3.4.6 条，并研究了消除凹曲线曲率不连续的问题。

泄洪建筑物的反圆弧曲线末端与直线连接处的曲率是不连续的，这可能是导致一些高水头泄洪建筑物反弧末端相继发生破坏的重要原因。我国曾研究过“等空化数曲线”、“曲率缓变曲线”、“等压力曲线”等反弧段曲线的合理型式，但均未实践过。最近，湖南省水利水电勘测设计总院进行了在反圆弧曲线段始、末端设过渡曲线的研究，该曲线从理论推导、水工试验直到运用于株树桥水电站溢洪道，并经过几年泄洪的考验，效果良好，现说明如下：

将位于反圆弧曲线段始、末端的过渡曲线分别称为上、下过渡曲线，过渡曲线应满足：

1. 过渡曲线的曲率半径在与圆弧连接处等于圆弧半径,与直线相接处为无穷大。

2. 过渡曲线与圆弧连接处,曲率中心为圆弧圆心,与直线相接处的斜率为直线段的斜率。

3. 位于圆弧和直线之间的过渡曲线,曲率半径连续变化,经筛选出的过渡曲线以参数方程形式表示:

$$\begin{cases} X = \zeta R_0 \\ Y = \frac{R_0}{\pi} \sin \zeta \pi \end{cases}$$

式中:

$X, Y$ ——曲线纵横坐标;

$R_0$ ——反圆弧半径;

$\zeta$ ——无量纲参数,  $0 \leq \zeta \leq \zeta_0$ 。

上过渡曲线由 0 递增至  $\zeta_0$ , 下过渡曲线由  $\zeta_0$  递减至 0。

过渡曲线曲率半径  $R$  可按式(1)计算:

$$R(\zeta) = \frac{R_0(1 + \cos^2 \zeta \pi)^{1.5}}{\pi \sin \zeta \pi} \quad (1)$$

当  $\zeta = 0$  时,过渡曲线与直线相切,曲率半径为无穷大;  $\zeta = \zeta_0$  时,过渡曲线与反圆弧相切,曲率半径等于圆弧半径  $R_0$ 。由  $R(\zeta_0) = R_0$ , 经求解, 可得  $\zeta_0 = 0.2206972$ 。  $\zeta = \zeta_0$  时过渡曲线曲率中心坐标即为反圆弧段的圆心坐标。

以上过渡曲线与上游直线交点作为坐标原点  $O$ , 水平向右为  $X$  轴、铅直向下为  $Y$  轴(见图 1), 则上、下过渡曲线坐标计算方法如下:

上过渡曲线坐标可按式(2)计算

$$\begin{cases} X = \zeta R_0 \cos \left[ \alpha_1 - \frac{\pi}{4} \right] - R_0 \sin(\zeta \pi) \sin \left[ \alpha_1 - \frac{\pi}{4} \right] / \pi \\ Y = \zeta R_0 \sin \left[ \alpha_1 - \frac{\pi}{4} \right] + R_0 \sin(\zeta \pi) \cos \left[ \alpha_1 - \frac{\pi}{4} \right] / \pi \end{cases} \quad (2)$$

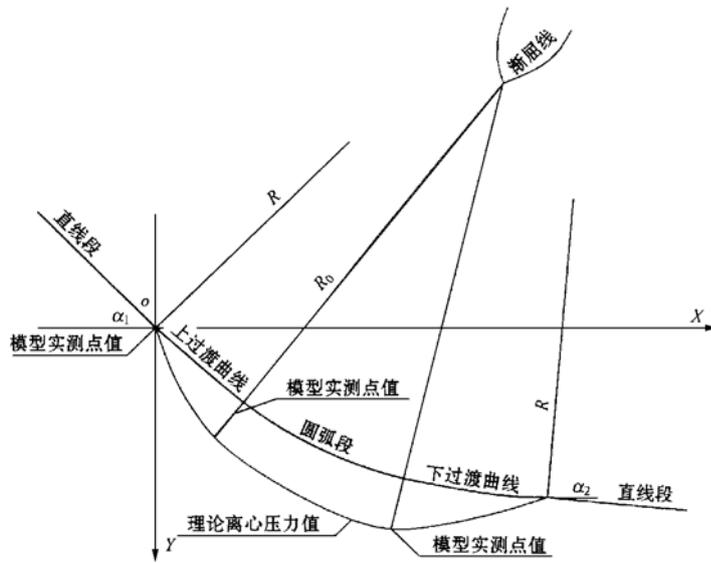


图1 带过渡段的凹曲线

下过渡曲线坐标可按式(3)计算

$$\left. \begin{aligned} X &= \Delta X - \zeta R_0 \cos\left[\alpha_2 + \frac{\pi}{4}\right] - R_0 \sin(\zeta\pi) \sin\left[\alpha_2 + \frac{\pi}{4}\right] / \pi \\ Y &= \Delta Y - \zeta R_0 \sin\left[\alpha_2 + \frac{\pi}{4}\right] + R_0 \sin(\zeta\pi) \cos\left[\alpha_2 + \frac{\pi}{4}\right] / \pi \end{aligned} \right\} (3)$$

式中：

$\alpha_1$ ——反圆弧上游直线段与水平线夹角；

$\alpha_2$ ——反圆弧下游直线段与水平线夹角；

$\Delta X$ 、 $\Delta Y$ ——下过渡曲线与下游直线段的切点坐标，可按式(4)计算

$$\left. \begin{aligned} \Delta X &= X_0 + 0.8303504 R_0 \cos\left(\alpha_2 + \frac{\pi}{4}\right) - 0.5892332 R_0 \sin\left(\alpha_2 + \frac{\pi}{4}\right) \\ \Delta Y &= Y_0 + 0.8303504 R_0 \sin\left(\alpha_2 + \frac{\pi}{4}\right) + 0.5892332 R_0 \cos\left(\alpha_2 + \frac{\pi}{4}\right) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中：

$X_0$ 、 $Y_0$ ——反圆弧圆心坐标，可按式（5）计算

$$\left. \begin{aligned} X_0 &= 0.8303504 R_0 \cos\left(\alpha_1 - \frac{\pi}{4}\right) + 0.5892332 R_0 \sin\left(\alpha_1 - \frac{\pi}{4}\right) \\ Y_0 &= 0.8303504 R_0 \sin\left(\alpha_1 - \frac{\pi}{4}\right) - 0.5892332 R_0 \cos\left(\alpha_1 - \frac{\pi}{4}\right) \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

株树桥溢洪道反弧曲线段的圆弧半径  $R_0 = 30\text{m}$ ，上下游直线段倾角为  $\alpha_1 = 45^\circ$ ， $\alpha_2 = 4.763^\circ$ ，反弧圆心坐标为  $X_0 = 24.910\text{m}$ 、 $Y_0 = -17.676\text{m}$ 。按上述公式可得其有关参数见表 12，表中  $\Delta p$  系计算值。

由于反弧末端和下游直线段连接处是易发生空蚀的部位，故本次修订提出了当流速超过  $30\text{m/s}$  时，在反弧曲线和下游直线段之间可采用曲率连续的过渡曲线相连接（即下过渡曲线）。上过渡曲线没有设置的必要，为了便于使用者了解全貌，本说明一并列出。

**6.4.7** 刘家峡、大伙房、黄龙滩及沙坪等溢流坝均因边墙高度不足，在泄流时出现边墙翻水现象。水流翻越边墙会产生严重的后果，对于溢洪道紧靠大坝、厂房等建筑物时，更不允许边墙翻水。

**6.4.8** 当侧槽溢洪道侧槽内为急流时，水流不能充分消能，槽中水深很不均匀，最大水深可高于平均水深的  $5\% \sim 20\%$ ；当侧槽内为缓流时，水流流态较平稳，水流可以较好地进行掺混消能。因

表 12 反弧段坐标特征值

位 置		上过渡曲线					反 圆 弧				
参变量值 $\zeta$		0.000	0.060	0.120	0.180	0.2207					
水平坐标 $X$	m	0.000	1.800	3.600	5.400	6.620	8.120	9.620	11.12	12.62	
垂直坐标 $Y$	m	0.000	1.789	3.515	5.116	6.103	7.184	8.134	8.965	9.692	
曲率半径 $R$	m	$\infty$	140.3	66.04	39.95	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	
离心水压力 $\Delta p$	kPa	0.00	15.94	33.88	56.10	74.50	74.50	74.50	74.50	74.50	
位 置		反 圆 弧			下过渡曲线						
参变量值 $\zeta$					0.2207	0.1607	0.1007	0.0607	0.0207	0.0000	
水平坐标 $X$	m	14.12	15.620	17.120	18.571	20.866	23.287	24.949	26.632	27.507	
垂直坐标 $Y$	m	10.315	10.848	11.294	11.645	12.060	12.370	12.536	12.684	12.757	
曲率半径 $R$	m	30.00	30.00	30.00	30.00	46.33	80.59	138.6	414.3	$\infty$	
离心水压力 $\Delta p$	kPa	74.50	74.50	74.50	74.59	48.29	27.72	16.19	5.40	0.00	
注：离心水压力的近似公式为 $\Delta p = 10(H - h \cos \alpha) \{1 - [(R - h)/R]^2\}$ ，式中 $H$ 为反弧面上计算断面的有效水头，m； $h$ 为垂直反弧面的水深，m； $R$ 为反弧曲率半径，m； $\alpha$ 为计算断面与铅垂线的夹角，°。											

此本条规定侧槽底坡应小于槽末断面的水流临界坡。应该指出，侧槽内水流在各级流量下均保证为缓流是很难做到的，但应保证在泄放设计流量时侧槽内为缓流。

侧槽段后不宜紧接收缩段或弯道段，以防止产生不利的流态。当不可避免时，需采取工程措施来控制流态，如日本葛丸水库侧槽后紧接转角为  $58^\circ$  的弯道，在距弯道末端以下  $62.6\text{ m}$  处设置抬堰，以使得侧槽内水流变为缓流。

侧槽末端与泄槽之间，可设置调整段，以改善水流流态。

侧槽溢洪道的溢流堰可采用实用堰、宽顶堰和梯形堰等，但以实用堰居多，在原标准统计的国内外 29 个工程中，采用实用堰的占  $82.8\%$ 。实用堰的计算方法与正槽溢洪道实用堰完全相同。为保证过堰水流为自由泄流，根据国内外 6 个工程试验资料，侧槽首端临界淹没度 ( $\sigma_k = h_s/H$ ) 在  $0.45 \sim 0.67$  之间。故规定侧槽首端超过堰顶的水深 ( $h_s$ ) 应小于堰上水头 ( $H$ ) 的一半。

侧槽渠底宽度一般为变宽，也可采用等宽。据国内外一些工程试验资料表明，当侧槽首、末端断面底宽比  $b_u/b_e < 0.5$  时，槽首水深增大率甚大，相应开挖量增加； $b_u/b_e = 0.5 \sim 1.0$  时，槽首水深增加不多。根据统计 29 个工程中有 26 个渠底为变宽，首、末渠底宽之比最小为  $0.2$ ，一般在  $0.5$  左右。

侧槽水面线计算控制断面一般选用侧槽末端临界水深处的断面。

## 6.5 消 能 防 冲

### 6.5.2 本条为等宽挑坎的水力计算。

挑流消能与上下游水位、泄量均紧密相关，故应对各级泄量进行计算，尤其是常遇洪水，应使各种频率洪水的挑流水舌落点和冲刷坑范围都能满足设计要求。

#### 1 挑流水舌外缘计算

挑射水舌外缘计算公式均忽略了空气阻力、掺气的影响，同

时也忽略了挑流水舌表面出射角不等同于挑坎挑角等因素。

试验研究表明：当水舌流速大于 13m/s 时，空气阻力影响才开始明显；当流速达 40m/s 时，空气阻力对挑距的影响相当大。碧口原型观测的成果与理论计算比较，当坎顶平均流速  $v=25\text{m/s}$  时，原型观测的挑距为理论计算的 87%~90%；当  $v$  超过 30m/s 时，原型观测挑距为理论计算的 80%。我国柘溪、乌江渡、凤滩、黄龙滩等工程的观测成果也说明原型水舌挑距比理论计算的短。但是，在高速水流的作用下，因掺气后水舌的膨胀及紊动扩散作用增大，会使水舌外缘挑距伸长，内缘挑距缩短，因此，按不计空气阻力及掺气影响的质点抛射运动的轨迹方程来计算工程原型的水舌外缘挑距，能得到符合工程精度要求的结果。

对水舌外缘挑距真正起作用的是坎顶表面流速  $v_1$ ，根据碧口试验资料，坎顶表面流速约为断面平均流速的 1.1 倍。原标准采用坎顶的平均流速  $v = \varphi \sqrt{2g(H_0 - h \cos \theta)}$  ( $H_0$  为库水位至挑坎顶的落差， $h$  为挑坎末端法向的平均水深， $\theta$  为挑角) 的 1.1 倍计算水舌外缘挑距，因此关键是流速系数  $\varphi$  的确定，国内外关于计算  $\varphi$  的经验公式很多，但相差较大；因此，原标准推荐用水面线推算的办法来计算坎顶的平均水深  $h$  和平均速度  $v$ 。

本次修编将水舌外缘轨迹定义为由挑坎末端算起，故坐标原点直接取在挑坎末端铅直向的水舌外缘表面，该处的流速为  $v_1$ ，铅直水深为  $h_1 = h / \cos \theta$ ；水舌外缘轨迹按水舌外缘表面一薄层流束中的水质点的抛射运动方程式 (A.25) 计算，其在原点处的出射角仍取等于挑角  $\theta$ 。

对于一般的等宽挑坎，由于挑坎处的水舌较薄，出射流速  $v_1$  和理论流速  $v_0 = \sqrt{2g(H_0 - h_1)}$  非常接近，故可取  $v_1 = \varphi \sqrt{2g(H_0 - h_1)}$ ，初估时， $\varphi$  取 0.95。标准中将此种计算方法与通过水面线推算求  $v_1$  并列。

原标准水舌外缘挑距计算到河床面，与水力学理论不符。因

为不计阻力及掺气的质点抛射方程仅适用于水舌在空气中的运动，故水舌的轨迹只能计算到下游水面为止，水舌进入水垫后，由于水舌在水中和周围水体的强烈掺混和紊动扩散而消能，已无明确的轨迹可言。此次修编时，水舌挑距均计算到下游水面为止。至于冲坑最深点到挑坎末端距离  $L$  的计算，目前尚没有精确的计算方法，可按水舌外缘挑距计算公式直接计算到坑底。模型试验表明，冲坑最深点的位置，一般均存水舌外缘挑距（至下游水面）的下游，故按此方法估算是可行的。

冲刷坑上游坡度和冲坑部位地质条件（如岩石产状、岩性和构造发育程度等）有关，根据国内外 28 个工程的统计资料，冲坑上游坡度一般为  $1:3.1 \sim 1:5.9$ 。因此，本条规定冲坑上游坡度为  $1:3 \sim 1:6$ 。

### 2 挑坎的反弧半径

挑坎反弧半径  $R$  对水舌外缘出射角、反弧段压力分布有较大影响。日本渡部仪三郎研究结果认为：在  $R/h \leq 20$  的范围内水舌外缘出射角小于挑坎挑角；反弧面上的离心力、压力梯度与反弧半径成反比。

原标准收集到国内外溢洪道挑坎相对反弧半径  $R/h$  值（ $R$  为反弧半径、 $h$  为校核洪水闸门全开时反弧最低点的水深）：碧口 8.2、刘家峡 6.0、鲁布革 10.00 及 16.55、密云第一溢洪道 5.45、密云第二溢洪道 7.56、升钟 12.15、石头河 7.15、铁山 4.87、车坝一级 4.19。上列数字表明：大多数溢洪道  $R/h$  值在  $6 \sim 12$  之间，故采用  $R = (6 \sim 12)h$  为宜。

鉴于河岸式溢洪道挑坎反弧半径  $R$  的取值大小对工程量增减甚微，因此，宜尽可能选用较大的反弧半径。

### 3 挑坎挑角大小的选择

挑坎挑角过小，会使挑距减小和增大下游水流表面流速，冲刷岸坡；如挑角过大，则水舌入水角相应加大，水流对河床冲刷能力加强。此外，当泄放小流量时，由于挑角过大，反弧段内可

能产生旋滚，使水舌不能起挑而形成贴壁流，冲刷挑坎基脚而影响建筑物的安全。可见，挑角的选择，要根据工程实际情况综合考虑挑距与冲坑深度，择优确定。

据原标准统计，国内 34 个河岸式溢洪道挑流挑坎的挑角，其中：小于  $15^\circ$  的 2 个，占 5.9%；大于  $35^\circ$  的 8 个，占 23.5%； $15^\circ \sim 35^\circ$  之间的 24 个，占 70.6%。因此，本条提出挑坎挑角一般可在  $15^\circ \sim 35^\circ$  之间选用。

国内密云第一～第三、滄水、青狮潭、岗南、石门及汤溪等溢洪道均采用差动挑坎，利用水舌在空中碰撞、加大扩散及掺气作用，取得了较好的消能效果。但当  $v > 20\text{m/s}$  时，差动挑坎的体型设计要注意防止空蚀的发生。

矩形差动挑坎主要尺寸选择：

高、低坎的平均挑角  $25^\circ \sim 35^\circ$ ，二者相差为  $5^\circ \sim 15^\circ$ 。

高、低坎的宽度比为  $1.5 \sim 2.0$ ，二者的高差可取  $(0.5 \sim 1.0)h$  ( $h$  为坎上水深)。扩散梯形差动挑坎主要尺寸选择：

低坎挑角一般为  $0^\circ$ 。

挑角差  $\Delta\theta$ ，当  $Fr = 4.8 \sim 5.6$  时， $\Delta\theta = 25^\circ$ ；当  $Fr = 5.6 \sim 8.5$  时， $\Delta\theta = 30^\circ$ 。

扩散角  $\alpha = 25^\circ \sim 30^\circ$ 。

高、低坎的宽度比，当  $Fr = 4.8 \sim 5.6$  时，宽度比为  $1.0 \sim 1.3$ ；当  $Fr = 5.6 \sim 8.5$  时，宽度比为  $0.74 \sim 1.0$ 。

高、低坎高差可取挑坎上的水深。

#### 4 挑坎坎顶高程

挑坎坎顶高程愈低，坎上流速愈大，挑距愈远。但是，为了保证水流自由挑流，坎顶高程不能定得太低。本条规定，在保证水舌自由出流的条件下，坎顶高程可略低于下游最高水位，因为当挑流水舌射入下游河道时，可将水体推向下流，使紧靠挑坎处的下游水位略低于下游河道的水位。如乌江渡水电站泄洪时，目测坎下水位比射流入水处的下游水位要低。

表 13 窄缝挑坎一览表

名称	泄水建筑物	泄量 $\text{m}^3/\text{s}$	收缩比 $b/B$	收缩段长 m	收缩型式	挑角
贝来希而	右岸溢洪道		$8/37=0.216$			$0^\circ$
阿尔曼德拉	左岸溢洪道 2 孔	3000	$2.5/5=0.5$	10	有转角	$0^\circ$
巴埃而斯	左岸溢洪道 3 孔	650	$3/14=0.214$	30	两次收缩	
莫尼考根	底孔		$1.5/3.4=0.44$			$0^\circ$
东江	右岸溢洪道	6075/2	$2.5/10=0.25$	30	折线,两次收缩	$0^\circ$
东风	左岸溢洪道 2 孔	$2 \times 2100$	$3/12=0.25$		弧线—直线	$0^\circ$
龙羊峡	右岸溢洪道 2 孔	$2 \times 2950$	$4.038/9.784=0.413$ $3.838/9.754=0.393$	13.0 13.0	异型窄缝挑坎	$11.31^\circ$
李家峡	左岸底孔 $5 \times 7$	1200	$2.5/5=0.5$	10	异型	$0^\circ$
	左、右岸中孔	$2 \times 2120$	$4.2/8=0.525$	16	异型	$0^\circ$
安康	左岸 4#、5# 中孔溢洪道	$2 \times 2456$	$4.5/11=0.409$	18.0	异型	$8.53^\circ$
天生桥一级	右岸岸边溢洪道右二孔	$2 \times 4350$	$6.466/14=0.462$	19.0	异型	$8.53^\circ$
水布垭	左岸岸边溢洪道	18280 $5 \times 3656$	$4.0/16.0=0.25$	30.0	直线收缩	$-10^\circ$

**6.5.3** 根据国内外溢洪道窄缝挑坎的工程应用情况，增加此条。采用窄缝挑坎的工程实例见表 13。窄缝挑坎的水力设计可参照附录 A 的有关公式计算。

#### 1 水舌挑距

##### 1) 水舌外缘挑距

窄缝挑坎通过侧墙的强烈收缩，使收缩段内水深沿程急剧增加，水面线沿程迅速向上倾斜，挑坎末端断面上各点流速和方向各不相同，水舌外缘自然形成向上倾斜的挑射轨迹，而水舌内缘则仍保持原挑角  $\theta$  出射。针对这种三维收缩水流的特征，水舌外缘挑距的计算可不计空气阻力及掺气影响，按形成水舌外缘轨迹真正起作用的外缘表面一薄层流束内的水质点的抛射运动方程估算。

水舌外缘挑距从挑坎末端算起，如图 A.16 所示，坐标原点取在挑坎末端铅直向上与水舌外表面的交点，该处质点出射速度为  $v_m$ 、出射角为  $\theta_m$ ，则根据轨迹方程可求得水舌外缘最大挑距  $L_1$  的计算式 (A.27)。现补充说明如下：

$v_m$  的确定。水舌外缘表面水质点的出射流速和该处的理论流速  $v_0 = \sqrt{2gH_m}$  相差无几，故令  $v_m = \varphi \sqrt{2gH_m}$ ， $\varphi$  是水舌外缘表面流束的流速系数。由于窄缝挑坎末端水舌外缘表面流态较等宽挑坎复杂， $\varphi$  的取值为 0.80 ~ 0.90。根据东江原型观测资料的验算结果， $\varphi$  值在 0.80 ~ 0.90 之间，计算挑距和实测比较，误差为 -16.4% ~ 22.4%；对于闸门全开，流态较好的组次， $\varphi$  取 0.90，误差仅 1.8%，对于闸门局部开启，流态较差的组次， $\varphi$  取 0.80，误差为 1.8% ~ 6.0%。又根据水布垭模型试验资料的验算，对于挑角  $\theta$  为  $-10^\circ$  的组次， $\varphi$  取 0.95，误差为 -2.8% ~ 5.6%， $\varphi$  取 0.90，误差为 -15.7% ~ -3.5%；对于挑角为  $-20^\circ$  的组次， $\varphi$  取 0.95，误差为 4.7% ~ 17%， $\varphi$  取 0.9，误差为 -4.8% ~ 9.0%。由于模型试验时，水舌表面一般不会掺气，阻力较小，因此对工程（原型）设计而言， $\varphi$  取 0.80 ~ 0.90 是合理的。

$\theta_m$  的确定。窄缝挑坎末端水舌表面的倾角是由侧墙收缩所形成的。据试验观测，当收缩比选择合理时，水舌外缘可达到最大的挑距，其相应的出射角可达到最大出射角  $\theta_m$ ，当外缘某些水股的水质点出射角大于  $\theta_m$  时，将形成“倒塌”现象，使出坎水舌表面倾角仍保持  $\theta_m$ ，在给定的  $v_m$ 、 $h_1$  和  $h_2$  的条件下，对式 (A.27) 求  $dL_1/d\theta_m = 0$ ，即得水舌外缘挑距  $L_1$  最大时的出射角的计算式(6)：

$$\theta_m = \tan^{-1} \left[ \frac{1}{1 + 2g(h_1 + h_2)/v_m^2} \right] \quad (6)$$

根据对东江原型观测资料的验算，在挑坎挑角  $\theta = 0^\circ$  和四种观测工况下，计算的  $\theta_m$  和实测值（以水舌外缘轨迹线为准）比较，误差在  $-20.7\% \sim 18.4\%$ 。根据对水布垭模型试验资料的验算，在挑坎挑角  $\theta = -10^\circ$  和四种设计工况下，计算值  $\theta_m$  和实测值（由挑坎末端边墙水面线推算）比较，误差为  $-24.0\% \sim 17.5\%$ ；在挑坎挑角  $\theta = -20^\circ$  和四种设计工况下，计算值  $\theta_m$  和实测值比较，误差为  $0.1\% \sim 32.8\%$ 。由于式 (6) 是由质点的抛射运动推导而得的，而水流是连续介质，当挑角  $\theta \neq 0^\circ$  时，水流的流动将随着挑角的变化而变化。由此可见，式 (6) 较适用于挑角为  $0^\circ$  的情况。

$h_1$  的确定。在有挑角的条件下，可用一维近似计算推求收缩段内水面线。过水断面上的流速和水深均按平均值计算，由收缩段进口断面（0 断面）和出口断面（1 断面）的能量方程及连续方程可解得：

$$\frac{1}{2g} \left( \frac{Q}{\varphi_1 B_1} \right)^2 \frac{1}{h_1^3} - \frac{H_0 + \Delta Z}{h} + (\zeta_1 + \alpha_1) = 0 \quad (7)$$

其中， $H_0 = \zeta_0 h_0 + v_0^2/(2g\varphi_0^2)$ ， $\Delta Z = Z_0 - Z_1$  为两断面的高差， $\zeta_0$ 、 $\zeta_1$  为断面势能修正系数， $\varphi_0$ 、 $\varphi_1$  为流速系数， $h_0$ 、 $h_1$  为断面水深， $B_0$ 、 $B_1$  为断面底宽， $Z_0$ 、 $Z_1$  为断面底板高程， $v_0$ 、

$v_1$  为断面流速,  $Q$  为流量,  $\alpha_1 = h_s/h_1$ ,  $h_s$  为水头损失 (包括 0 断面及 1 断面之间的水头损失)。

令  $Y_1 = 1/h_1$ , 即得到一个三次方程:

$$Y_1^3 = \frac{2g(H_0 + \Delta Z)}{(Q/\varphi_1 B_1)^2} Y_1 + \frac{2g(\zeta_1 + \alpha_1)}{(Q/\varphi_1 B_1)^2} = 0 \quad (8)$$

求解式 (8), 其最小正实数根

$$Y_1 = \frac{1}{h_1} = 2\sqrt{\frac{2g(H_0 + \Delta Z)}{3}} \left\{ \frac{\varphi_1 B_1}{Q} \right\} \cos \left\{ \frac{1}{3} \cos^{-1} \left[ -\frac{\sqrt[3]{3}(\zeta_1 + \alpha_1) Q}{2\varphi_1(H_0 + \Delta Z) B_1 \sqrt{2g(H_0 + \Delta Z)}} \right] \right\} \quad (9)$$

式中:

$H_0$  ——收缩段进口断面的能头, 并满足

$$\left\{ \frac{\sqrt[3]{3}(\zeta_1 + \alpha_1) Q}{2\varphi_1(H_0 + \Delta Z) B_1 \sqrt{2g(H_0 + \Delta Z)}} \right\} \leq 1$$

则窄缝挑坎末端的水深为:

$$h_1 = 1/Y_1$$

其断面平均流速近似取为  $v_1 = Q/B_1 h_1$ 。

根据冲击波理论, 可以认为水流在收缩段内将产生冲击波三维流态, 故采用一维非均匀流计算有一定局限性。

根据对东江原型观测资料的验算, 对于闸门全开及开度 80.1% 的组次,  $\varphi_1$  取 0.85, 阻力系数  $(\zeta_1 + \alpha_1)$  分别取 2.85 和 2.0, 计算的  $h_1$  和实测 (由边墙水尺测得) 误差为 5.6%~5.8%, 对于闸门局部开启的组次,  $\varphi_1$  取 0.80,  $(\zeta_1 + \alpha_1)$  取 5.20~6.20, 误差为 1.5%~0.2%。根据对水布垭模型试验资料的验算, 在四种泄洪工况和挑角分别为  $-10^\circ$  和  $-20^\circ$  时,  $\varphi_1$  取 0.95。阻力系数取 2.0, 计算的  $h_1$  与实测值比较, 误差为  $-0.6\%$ ~ $9.4\%$ 。因此, 在实

际工程中。 $\varphi_1$ 可取0.80~0.90,  $(\zeta_1 + \alpha_1)$ 可取2.0~3.0。

上述基于非均匀渐变流的计算,只在底坡较小( $-10^\circ \sim +10^\circ$ ),水深较大及流态较佳的条件下适用。对于体型复杂的收缩段,水面线及 $h_1$ 可按式(7)用分段求和法逐段推算。

由于计算 $L_1$ 的三种水力参数 $v_m$ 、 $\theta_m$ 和 $h_1$ 中, $v_m$ 对计算精度的影响最大,所以应合理选择流速系数 $\varphi$ 值。

由于窄缝挑坎三维收缩水流的特征,其水力计算较等宽挑坎复杂。目前,对 $v_m$ 、 $\theta_m$ 和 $h_1$ 的计算虽有一些研究成果,但大多是在平底( $\theta = 0^\circ$ )及直线边墙条件下取得的。因此宜通过水工模型试验来确定窄缝挑坎的各项水力参数、相关体型及工程措施。

## 2) 水舌内缘挑距

内缘挑距计算的坐标原点取在挑坎坎顶( $h_1 = 0$ ),出射角即为挑角 $\theta$ ,其挑距可按图A.16用式(A.28)估算。

当挑角 $\theta = 0^\circ$ 时,有

$$L_2 = v_2 \sqrt{2h_2/g} \quad (11)$$

由式(A.28)和式(11)可见,计算 $L_2$ 的关键是挑坎处出射流速 $v_2$ 的确定。影响 $v_2$ 的因素很多,包括泄槽的水力摩阻及局部阻力(如设通气槽)、收缩段的阻力损失以及出坎水流的扩散和掺气的影响等。因此,有关文献提出了一些修正的方法,其中以对 $\varphi$ 进行修正的方法较为简单易行。本标准推荐内缘流速系数 $\varphi$ 可按外缘流速系数的0.8倍左右采用,即 $\varphi$ 取0.65~0.75。根据东江原型观测资料由内缘挑距反算,对于闸门全开的组次, $\varphi$ 为0.63,局部开启的组次, $\varphi$ 为0.71。根据对水布垭模型试验资料的验算,对挑角为 $-10^\circ$ 的组次,四种泄洪工况,综合流速系数 $\varphi$ 为0.67~0.70,以此计算的挑距和试验值比较,误差为 $-5.8\% \sim 8.9\%$ 。由此可见, $\varphi$ 取0.65~0.75较为合理。

冲坑最深点的位置。标准中对窄缝挑坎挑流消能工冲坑最深点到挑坎末端的距离 $L$ ,建议按下式进行估算:

$$U = L_1 \quad (12)$$

模型试验表明,由于窄缝挑坎挑流水舌的内、外缘距离较大,冲坑的最大深度较小,其最深点的位置一般在水舌外缘最大挑距附近。

## 2 冲坑最大水垫深度

如等宽挑坎的冲坑最大水垫深度为  $t_1$ ,则陈椿庭的等宽挑坎最大水垫深度计算公式为:

$$t_1 = Kq^{1/2} H^{1/4} \quad (13)$$

为了使窄缝挑坎冲坑最大水垫深度计算公式具有合理性与可操作性,经反复分析研究,认为宜在陈椿庭等宽挑坎冲坑最大水垫深度计算公式的基础上进行修正。首先,陈椿庭公式已作为等宽挑坎的最大冲深公式列入新、老标准;其次,公式中的冲坑系数  $K$ ,已经过多年的深入研究,并广泛为水工技术界所接受。事实上窄缝挑坎是由等宽挑坎收缩而来的,二者有很密切的渊源关系,其主要的差别就是窄缝挑坎的水力参数中有收缩比,因此收缩比  $\varepsilon = b/B$  ( $b$  为收缩后的窄缝挑坎末端宽度,  $B$  为收缩前的宽度)是影响冲坑最大水垫深度的主要因素。因此,可把冲坑最大水垫深度  $t$  写成  $t = t_1 \varepsilon^n$ ,由此得出式(A.29),即  $t = Kq^{1/2} H^{1/4} \varepsilon^n$ 。

式(A.29)中,令  $\varepsilon^n = 1$  (即不收缩)就成为等宽挑坎的最大冲深估算式(A.26),两式没有矛盾,而且  $K$  值可通用,即等宽挑坎估算式(A.26)可以作为式(A.29)的特例。式(A.26)和式(A.29)都有限制条件,即  $t \geq H_2$ ,  $H_2$  为下游水深。当计算的  $t < H_2$  时,应取  $t = H_2$ ,则冲坑深度为 0,河床将不受冲刷。

应该指出,挑流消能的冲刷深度影响因素多,目前都是采用经验公式进行估算,式(A.26)和式(A.29)都具有形式简单易记的特点,较适合于工程设计应用。

$\varepsilon$  的指数  $n$  应通过试验确定,据东风窄缝挑坎的试验资料

(《水利学报》) 1988 年第 12 期 P29~P33 文中的图 2), 经用推荐公式 (A.29) 计算, 成果列于表 14。

表 14 窄缝挑坎和等宽挑坎冲刷最大水垫深度系列试验验算资料

收缩比 $\varepsilon = b/B$		0.333	0.5	0.583	0.666	0.833	1.0
试验冲坑深 $t$ m	$Fr_0 = 4.0$	24	31	34	37	44	49
	$Fr_0 = 4.2$	25	30	33	37	44	49
	$Fr_0 = 4.8$		32	35.3			43.4
	$Fr_0 = 5.14$		29.3	32.6			44.4
	$Fr_0 = 5.38$		26.5	30.6			45.0
不同 $\varepsilon$ 和 $\varepsilon = 1$ 的冲深 试验成果的比值 $t/t_1$	$Fr_0 = 4.0$	0.52	0.63	0.69	0.76	0.90	1.0
	$Fr_0 = 4.2$	0.49	0.61	0.67	0.76	0.90	1.0
	$Fr_0 = 4.8$		0.74	0.81			1.0
	$Fr_0 = 5.14$		0.68	0.73			1.0
	$Fr_0 = 5.38$		0.59	0.68			1.0
由 $t/t_1 = \varepsilon^n$ 计算的 $n$ 值	$Fr_0 = 4.0$	0.59	0.67	0.69	0.68	0.58	
	$Fr_0 = 4.2$	0.65	0.71	0.74	0.68	0.58	
	$Fr_0 = 4.8$		0.43	0.39			
	$Fr_0 = 5.14$		0.57	0.58			
	$Fr_0 = 5.38$		0.76	0.71			
	平均	0.62	0.63	0.62	0.68	0.58	

注:  $t, t_1$  的定义同上;  $Fr_0$ —收缩起始断面弗劳德数,  $Fr_0 = v_0/\sqrt{gh_0}$ ;  $h_0, v_0$ —收缩起始断面的平均水深和平均流速。

根据表 14, 试验收缩比  $\varepsilon = b/B = 0.333$ 、0.5、0.583、0.666、0.833、1.0 (等宽) 和收缩起始断面弗劳德数  $Fr_0 = 4.0$ 、4.2、4.8、5.14、5.38, 试验条件为  $H_2 = 21\text{m}$ , 得出的平均  $n$  值变化范围为 0.58~0.68, 尤其是对工程实用的收缩比 0.333~0.5,  $n$  值为 0.6 左右; 对东江模型试验资料的验算: 收缩比  $\varepsilon = 0.25$ , 挑角为  $0^\circ$ , 四种不同泄洪工况下的  $n$  值变化范围为 0.35~0.45,

平均值为 0.39；对水布垭的模型试验资料的验算，收缩比  $\varepsilon = 0.28$ ，挑角为  $-10^\circ$ ，四种不同泄洪工况下的  $n$  值变化范围为 0.26 ~ 0.40，平均值为 0.34。

东江为多年调节水库，1992 年 10 月专门放水进行了水力学原型观测，首先逐孔进行单孔局部开启和全开试验，三孔单独泄水后，进行了 3min 的联合泄洪试验。每次试验放水不到 10min，最多 14min，在 4d 内共计放水 72min，其中左、右滑雪式溢洪道共泄 26min。试验时库水位为 281.99 m，下游水位 149.86 m，试验前左、右滑雪式溢洪道中心线下游河床最低高程为 144.0 m，试验后为 140.4 m，冲坑最大水垫深度  $t = 149.86 \text{ m} - 140.4 \text{ m} = 9.46 \text{ m}$ 。东江河床为花岗岩，允许抗冲流速为 12.0 m/s， $K = 0.8$ ，按标准公式 (A.29) 计算的  $t$  列于表 15。

表 15 东江滑雪式溢洪道冲坑最大水垫深度计算成果表

$n$	0.7	0.666	0.6	0.5	0.4
$\varepsilon^n$	0.379	0.397	0.435	0.5	0.693
$t$	9.08	9.51	10.42	11.98	16.60

由表可见， $n = 2/3 = 0.666$  的冲坑最大水垫深度计算成果与原型观测值 9.49m 非常接近。但考虑到此次原型观测泄洪时间较短，冲坑尚未稳定，因此采用模型试验资料，由冲坑最低高程 132.8 m 反推， $n = 0.36$ 。

综合上述三个工程的模型和原型试验数据，标准中建议  $n = 1/3 \sim 1/2$ ，相应的收缩比的变化范围为  $\varepsilon = 0.25 \sim 0.50$ ， $\varepsilon$  小时  $n$  取大值， $\varepsilon$  大时  $n$  取小值。不同  $\varepsilon$  值可按线性插值原理取值。

目前关于  $n$  值的试验资料尚少，今后可进一步研究加以修正。

### 3 挑坎挑角

窄缝挑坎通过侧墙收缩把挑射水舌沿纵向拉开，使水舌外缘挑距尽可能大，而内缘挑距尽可能小（以不冲刷岸坡为原则），从各个工程情况看（见表 13），挑坎挑角在  $-10^\circ \sim 10^\circ$  之间，以采用

0°为多；采用正挑角大多与异型窄缝挑坎有关，所以正挑角并不常用，也不宜大。本标准推荐挑坎挑角 $-10^{\circ}\sim 10^{\circ}$ ，一般采用 $0^{\circ}$ ；当挑坎高程距下游水位较高时，或为采用较小的收缩比以增加水舌在空中的扩散，挑角可取负值。如水布垭的防淘墙方案，挑角为 $-10^{\circ}$ ，在某些特殊情况下，为了减小挑距，也有采用大负角的，如水布垭的水垫塘方案，挑角为 $-20^{\circ}$ ，以缩短池长。

#### 4 窄缝的收缩比

窄缝的收缩比  $\varepsilon$  ( $\varepsilon = b/B$ ) 的确定，涉及消能工的作用水头、泄量、收缩角、收缩型式等诸多因素，控制窄缝挑坎水舌外缘挑距的出射角主要由收缩比确定。在同一水流条件下，当边墙收缩长度、收缩型式已定的情况下， $\varepsilon$  愈小，水舌外缘出射角愈大，挑射水舌沿纵向拉得愈长，空中消能效果愈好，对下游河床冲刷也愈轻。但  $\varepsilon$  值也有一定限度，因为  $\varepsilon$  太小，水舌外缘出射角太大反使其挑距缩短（出现水舌倒塌现象），而且会使出口形成冲击波积聚的恶劣流态；此外，挑坎出口段水深大，侧墙压力也大，为了减少侧墙压力，降低侧墙高度， $\varepsilon$  也不能太小。有关试验建议获得最好流态的经验公式为：

$$\varepsilon = b/B = Fr_0^{1/4} \cdot K^{2/3} \quad (14)$$

式中：

$Fr_0$ ——收缩起始断面的弗劳德数，适用范围 4.52 ~ 9.08；

$q$ ——收缩前单宽流量；

$g$ ——重力加速度；

$H$ ——上、下游水位差；

$K$ ——流能比， $K = q/[\sqrt{gH^3/2}]$ ，适用范围 0.0275 ~ 0.0984。

由表 13 可见，已建工程的收缩比  $\varepsilon$  基本上为 0.2 ~ 0.5，故本标准推荐  $\varepsilon = 0.2 \sim 0.5$ 。此外，根据我国已建工程的实践经验，本标准推荐出口单宽流量控制范围为  $500\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m}) \sim 1000\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 。

m),以此选择收缩比。

### 5 挑坎的收缩角

确定挑坎收缩角的主要原则是在相同的收缩比和相同的来流条件下,由侧墙的收缩而产生的冲击波交汇点应靠近挑坎的出口,使冲击波交汇后不致产生激溅现象、使水流在收缩段内的能量损失最小,以达到较大的出坎水舌流速和较远的挑距。一般侧墙的收缩角以 $8.5^{\circ}\sim 12.5^{\circ}$ 为宜,对于体型简单的窄缝收缩段,也可以通过冲击波交汇点的计算确定。

工程中常见的、较简单的侧墙线型有外弧、直线、内弧、双内弧等(见图2)。试验表明在相同来流条件下,冲击波交汇点离窄缝进口的距离有 $\alpha_1 < \alpha_2 < \alpha_3 < \alpha_4 < \alpha_5$ ,而以内弧和双内弧最靠近出口。但选择侧墙的线型时,一般宜取直线,这样既便于设计,又便于施工。

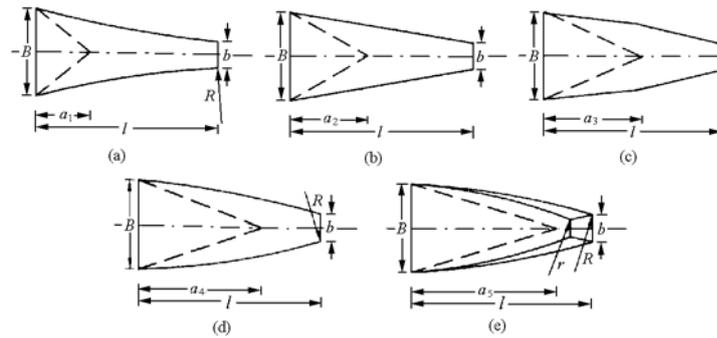
### 6 挑坎高程

挑坎高程需根据溢洪道的布置,在既定的地形、地质条件下,结合水力条件的优化,通过比较选定。就水力条件而言,挑坎高程决定了挑坎坎末水头,它影响到水舌挑距,挑坎末端水深及出坎流速,又与窄缝收缩比、边墙收缩段长 $L$ 和边墙收缩角密切相关,互为因果。在同样水流条件、同一窄缝挑坎体型的情况下,挑坎高程不宜过高,否则,水流没有足够的动能,影响挑距;挑坎高程过低,则挑距短,水舌不能在空中充分扩散。试验表明,挑坎坎顶水头 $H_0$ 宜为 $(0.70\sim 0.75)H$ , $H$ 为上、下游水位差。

#### 6.5.4 异型挑坎的选用

异型窄缝挑坎包括斜切窄缝挑坎、扭曲窄缝挑坎等许多新型的挑坎,其主要特点是使水流转向,以控制落点,因此被广泛采用,本标准特列出以提示设计者。

国内外在研究窄缝挑坎的过程中,由于目的不同,出现了很多不同型式的异型窄缝挑坎,如非对称窄缝挑坎、扭曲窄缝挑坎、贴角窄缝挑坎等,可根据工程的实际情况通过水工模型试验研究



(a) 外弧; (b) 直线; (c) 折线; (d) 内弧; (e) 双内弧 (曲面)

图2 窄缝挑坎侧墙的曲线型式

确定。采用异型窄缝挑坎的工程有：安康、李家峡、天生桥一级等工程。

**6.5.5~6.5.6** 底流消能工的水力计算,最主要的是要保证在各级泄量下,消力池内能形成稳定、均匀的淹没水跃,避免水流集中和在池内产生折冲水流。

本标准推荐优先采用等宽、矩形断面消力池。若需采用扩散式或梯形断面消力池,应保证池内不发生侧向回流,通常需经水工模型试验验证确定。

对于多闸孔泄洪的消力池,闸门应进行合理调度,使入池水流均匀,避免水流集中和池内产生折冲水流。

跃前断面平均流速过大,消力池内设置的辅助消能工很容易发生空蚀破坏,如陆水消力池池首断面平均流速为  $22.3 \text{ m/s}$ ,址墩下部护坦表面产生空蚀破坏;柘林消力池内消力墩处最大流速为  $18.8 \text{ m/s}$ ,运行后也发现墩下游底板被剥蚀破坏;前苏联古比雪夫溢流坝消力池于 1958 年至 1959 年陆续过水,池首断面流速为  $18 \text{ m/s} \sim 18.5 \text{ m/s}$ ,汛后检查发现 277 个消力墩中有 167 个 (占 60%) 遭受空蚀破坏。因此,本条规定当跃前断面平均流速大于

18m/s 时,在消力池中设置辅助消能工,应经水工模型试验验证。

设计水跃消能工时,跃前断面的收缩水深及相应流速是两个最基本的水力参数。在溢洪道泄槽直接进入消力池的情况下,跃前断面收缩水深可近似等于泄槽末端水深。

水跃淹没度是根据水跃消能率确定的。布腊德累和皮特卡建议尾水深度的安全系数不应小于 1.05。根据工程经验,本标准规定水跃淹没度可在 1.05~1.10 倍跃后水深范围内选择,过大的淹没度可能产生潜没水跃,需加以避免。

当消力池两侧岩基较差,或布置有建筑物时,为确保消力池本身和其他建筑物的安全,两侧边墙顶部高程需按最大泄量的跃后水深或池内水深确定,同时还要计及水面波动和掺气,另加超高,以避免水流漫溢翻顶。

当消力池两侧岩石完整,抗冲能力强,或消力池位于河道范围内,且两侧没有其他建筑物,即便水流从两侧边墙漫溢,也不致于造成损失,在此情况下,两侧边墙顶部高程亦可按设计情况下的跃后水深确定,可不必另加安全超高。

多级消力池的水力计算,主要包括消力池的级差、池长和尾坎高度的确定。级差需结合地形、地质条件综合确定,不一定要每级级差都相同。池长和尾坎高度可按附录 A 中 A.6 计算。

## 6.6 出水渠

6.6.1 当消力池下游接出水渠时,其断面尺寸、底坡和糙率选定后,可根据下游河道控制断面的水位流量关系,计算各级流量下的出水渠水面线。计算过程中还要估计到出水渠可能被冲刷的情况,保证出水渠与消力池之间具有良好的水流衔接。

## 6.7 防空蚀设计

6.7.2 根据水工建筑物的运行经验,空蚀破坏一般都在流速大于

15m/s 时发生。因此,为避免发生空蚀,对于流速接近 15m/s 的过水建筑物,如进口、门槽、消力墩和挑坎等,宜慎重选择其体型;对于流速大于 20m/s 的区域,更需予以重视。

关于各种过流体型的初生空化数,国内外虽有不少研究,但由于各家试验设备、测量手段、分析方法不同,往往得出不同的结果,迄今为止,还没有见到统一的标准。因此本标准附录 B 中规定,对于各种过流体型、不平整度的初生空化数可通过减压箱或高速循环水洞试验确定。对于流线型过流体型,如进水口曲线、闸墩墩头等,亦可通过常规水工模型试验测得它们的最小压力系数,可用其绝对值近似估算初生空化数。

**6.7.3~6.7.4** 关于水流边界表面不平整度的控制标准,国内外没有统一标准。原标准在研究了各国的标准和我国乌江渡、柘溪、白山、刘家峡等工程标准的基础上推荐了一个根据溢流落差确定的控制标准。本次修编过程中,为了与 DL 5108—1999 一致,将溢流落差延伸至 100m。

当水流掺气后,边壁不平整度的控制标准可以降低。根据乌江渡工程掺气条件下空蚀原型观测成果,原标准提出相应不平移度控制标准,见图 B.3。

关于掺气设施的体型、尺寸,可按本标准附录 B 设计,并经水工模型试验确定。

我国近 30 年内通气减蚀设施发展很快。乌江渡、冯家山、东江、龙羊峡、白山、石头河、故县、株树桥、六都寨、天生桥一级等工程的泄洪建筑物均设置了人工掺气槽。乌江渡的原型观测为这种新技术的发展提供了宝贵的资料。部分工程的原型观测成果列于表 16。

#### 1 空腔长度

本标准附录 B 仅列入了刚体抛射公式、尺度分析的经验公式和有限元法等三类计算公式的名称,由于其均局限于一定边界条件,故空腔长度主要通过水工模型试验确定。

表 16 部分工程的原型观测成果

工程名称		单宽最大通气量 $\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$	最大风速 $\text{m/s}$	空腔最大负压 $\text{kPa}$
乌江渡左泄洪洞		15.4	36.19	-3.3
乌江渡右泄洪洞	上槽		29.35	
	下槽		40.97	
乌江渡右滑雪道	上槽			-14.3
	下槽	13	83	-14.3
乌江渡左滑雪道	上槽	6.4	73.47	-11.2
	下槽	11.8	70.92	-11.2
乌江渡 2# 溢流坝		9.6	61.76	-4.75
冯家山溢洪道	上槽	7.8	41.3	-1.89
	下槽	10	64.25	-4.05

注：单宽最大通气量、最大风速和最大负压彼此之间不一定是相应关系。

关于保护过流边壁的临界掺气浓度：根据乌江渡、冯家山、丰满等 7 个泄洪建筑物原型观测资料，详细分析了 53 个各型突体的掺气浓度与空蚀的关系，提出近壁临界掺气浓度不应低于 3%~4%。

## 2 通气量

通气量的计算还没有成熟的公式。通气管的面积决定于通气管最大允许风速，各工程原型观测最大风速见表 16。

乌江渡工程原型观测通气管最大风速为 83.03m/s，冯家山溢洪洞通气管最大风速为 64.25m/s，原型观测过程中，除了感觉噪声较大，未见其他异常现象，运行也很正常。但是，通气管中最大允许风速不能太大，否则可能危害附近建筑物及造成噪声污染。因此，本标准提出风速一般不超过 60m/s。

由表 16 可见各溢洪道工程的单宽最大通气量多数在  $10\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$  以下，故本标准推荐单宽最大通气量为  $9\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})\sim 10\text{m}^3/$

(s·m);据表 16 空腔最大负压原型观测资料多数均低于 $-5.0\text{kPa}$ ,本标准推荐负压在 $-5\text{kPa}$ 左右。

### 3 保护段长度

关于掺气减蚀设施保护范围的长度,SD134—1984《水工隧洞设计规范》规定大约为 $50\text{m}\sim 80\text{m}$ 。我们分析了国内外 12 个工程的资料,发现它与过流底边的形式有关。根据原型观测资料,规定在反弧段的保护长度约 $70\text{m}\sim 100\text{m}$ ;对于直线段的保护长度约 $100\text{m}\sim 150\text{m}$ ,宜根据工程布置和试验研究成果确定。

附录 B 中所列的掺气设施的型式及其体形尺寸是国内外常用的,引用时宜进行较大比尺的水工模型试验验证。工程实践表明,挑坎下游两侧进气的通气孔(图 B.2 中 2 型),通气管出口顶缘应低于挑坎坎顶;挑坎下游两侧进气的通气槽(图 B.2 中 5 型),其下游侧墙宜按门槽体型处理。

关于设置掺气设施的界限流速,根据国内刘家峡、碧口等工程溢洪道的运行经验,如果过流体型设计合理,施工过程中又能严格控制不平整度,当水流流速为 $30\text{m/s}$ 左右时,也可能不发生空蚀破坏。

根据前苏联布拉茨克、努列克,美国黄尾、格伦峡、德沃歇克、鲍尔德,巴基斯坦塔贝拉,伊朗礼萨·沙卡比尔等工程的溢洪道、泄洪洞的运行经验,凡流速超过 $35\text{m/s}$ 的部位均产生了空蚀破坏,我国刘家峡龙抬头式泄洪洞亦是在高流速区内产生空蚀破坏。原标准规定:当流速在 $30\text{m/s}$ 左右时,是否需要掺气减蚀设施,应视具体情况而定;当流速超过 $35\text{m/s}$ 时,应设置掺气设施。本次修编将这两个界限统一为一个界限,即当流速在 $30\text{m/s}$ 以上时,应设掺气设施。

**6.7.5 空蚀和磨损破坏的机理虽然不同,但存在一定的因果关系,泥沙的磨损可能会加剧空蚀破坏。我国刘家峡、三门峡、盐锅峡、青铜峡、龚嘴、渔子溪等工程的泄水建筑物均产生过磨损破坏,不仅危及建筑物的安全运行,而且每年进行修补,造成巨**

大的经济损失，需引起重视。

## 6.8 泄 洪 雾 化

**6.8.1** 泄洪雾化流指的是挑射水流在空气中掺气散裂与水舌入水时的溅水所共同形成的雨、雾流，它是一种复杂的水、气两相流，其流态受泄流方式（包括水头、流量、挑坎型式等）、地形地貌、气象条件等的影响。

我国研究泄洪雾化的单位和工程较多，成果累累。由于雾化是一种复杂的物理现象，影响因素复杂，目前虽然取得了不少实践经验和一些理论成果，但尚未形成对工程有广泛指导意义的统一认识，故对雾化流影响的范围、程度等，只能由各工程按照自己的实际情况结合其他工程的经验进行类比，或通过模拟试验研究加以验证。

## 7 建筑物结构设计

### 7.1 一般规定

**7.1.2** 本标准结构计算按《水工统标》规定采用概率统计理论的极限状态设计方法，以可靠指标度量结构构件的可靠度，以分项系数极限状态设计法代替原标准采用的单一安全系数设计法。

**7.1.3~7.1.9** 按《水工统标》的规定编写。

根据《水工统标》规定、结构及结构构件的结构安全级别，可采用与水工建筑物的结构安全级别相同或降低一级。由于本标准已经降低了消能防冲建筑物的设计洪水标准，因此在进行消能防冲建筑物设计时，不得再降低其结构及结构构件的结构安全级别。

设计状况系数  $\psi$  在《水工统标》中未作规定，本标准规定按 DL5108—1999 采用。

**7.1.10** 本条系根据原标准第 4.1.2 条按新颁布的相关标准改写。

**7.1.11** 由于溢洪道结构配置温度钢筋尚无成熟经验，故未作明确规定。当结构应力（未计温度应力）小于混凝土允许应力时，宜在顶层配置一层双向温度钢筋；挑坎和消力池护坦必要时可在底层配置一层双向温度钢筋。

由于溢洪道混凝土过流表面在运行中可能产生冲刷和磨损，因此在控制段以下的部位，过流表面混凝土的钢筋保护层厚度需比一般水工钢筋混凝土大，钢筋净保护层：泄槽、挑坎宜为 50mm~80mm；消力池宜为 100mm~150mm。

**7.1.12** 溢洪道建筑物所采用的锚筋一般为全长黏结型，灌注用的水泥砂浆标号不应低于 20MPa，水灰比宜为 0.38~0.45。

**7.1.13** 在已建的溢洪道工程中，有些工程在施工过程中就产生了严重的裂缝，有些工程在建成后不久产生了裂缝，不仅在闸墩，

而且在闸室底板、泄槽底板、消力池底板和边墙都发现了不同程度的裂缝。因此，在设计中应给予足够的重视，并特别注意防止闸墩的温度裂缝。

根据调查资料分析，闸墩裂缝的一般规律是：①岩基上的闸墩较软基上的闸墩易于裂缝，边墩较中墩严重；②裂缝大多从底部向上延伸，一般在闸墩两侧对称出现；③闸墩长度不大时(15m以下)，裂缝一般位于闸墩中部，闸墩较长时，裂缝大多发生在墩长的等分铅直线附近，弧形闸门的闸墩裂缝多发生在扇形钢筋区与闸门导板之间或扇形钢筋区以下；④裂缝一般宽 0.5 mm~1.0mm，较大者可达 2.5 mm 以上，缝宽随温度变化；⑤裂缝一般发生在气温骤变时。

为防止溢洪道闸墩、泄槽底板等的温度裂缝，宜采取以下措施：①选用合理的结构体型和几何尺寸；②采取结构措施和施工措施，改善新老混凝土或基岩的约束条件；③降低水化热温升；④选择合适的混凝土施工期，采取温控措施，加强混凝土养护和表面保护；⑤配置适量的温度钢筋。对有可能产生温度裂缝的长闸墩，必要时可设施工缝或预留宽缝，布置骑缝钢筋，在低温季节进行接缝灌浆或回填混凝土。

## 7.2 进水渠渠底衬护

**7.2.1~7.2.3** 根据密云、官厅、碧口、石头河、柘林、株树桥、六都寨、古洞口、天生桥一级等近 20 个工程的资料，进水渠渠底衬护多数采用 0.3 m~0.5 m 厚的混凝土或钢筋混凝土，一般不设止水、排水或锚筋。

## 7.3 控制段

**7.3.3** 分离式底板能适应地基的不均匀沉陷和温度变形，底板与闸墩之间的接缝型式取决于结构受力条件和应力传递的要求，一般只需要传递剪力或轴向推力，不需要传递弯矩，结构缝必须采

取防渗止水措施。

分离式底板的顺水流方向的横缝间距主要取决于闸墩宽度、底板型式及施工期的温度条件，一般为 6m~18m，以 10m~15m 居多。

**7.3.4~7.3.5** 由于运用条件不同，闸室胸墙有固定胸墙、活动胸墙、固定式与活动式混合胸墙。固定胸墙在闸孔较小、挡水高度不大时，多采用板式结构；在闸孔较大或挡水高度较大时，多采用肋形结构。胸墙的结构分析多采用结构力学中的板梁计算方法。胸墙应有足够的刚度，在水压力作用下，水平方向不应有过大变形，以免影响闸门启闭和水封效果。

闸墩是溢洪道控制段的主要结构物，大型弧形闸门的巨大推力，使支承结构的工况更加复杂，设计和施工更加困难，因此预应力混凝土结构在国内外得到广泛应用，一般总推力在 25000kN 以上者，大多采用预应力闸墩，当弧门轴推力较大时，锥形较优于一般钢筋混凝土牛腿，宜提倡采用。

**7.3.6** 溢洪道的控制堰（闸）实际上为较低的混凝土坝，控制段结构与混凝土重力坝相似，完全可以按照混凝土重力坝进行结构设计，故本条规定按 DL5108—1999 进行设计。

**7.3.8** 对于整体式闸墩，在一侧用工作门挡水、另一侧泄洪，或者一侧工作门挡水、另一侧检修门挡水时，闸墩承受非对称荷载，此时的作用效应组合可能是控制闸墩结构的不利组合，因此，本标准规定对以上工况应进行稳水分析和应力计算。对于缝墩，不论闸门挡水或泄洪，闸墩都是承受非对称作用。

**7.3.9** 平面闸门的闸墩一般为偏心受压构件，受力条件比较简单，通常假定闸墩为固定在底板上的悬臂板，横向计算时切板成梁，采用材料力学偏心受压计算公式进行应力分析；弧形闸门的闸墩形状通常不规则，工作条件比较复杂，宜采用有限元法进行计算。

由于闸墩的几何形状和受力条件千差万别，各种计算方法又

都有本身的特点和局限性，因此，可根据具体情况，采用多种方法进行分析比较。

在 DL/T5057—1996 中对结构设计计算及配筋均有明确规定，应按其执行。闸室上部的胸墙、排架、工作桥等结构，应按 DL/T5057—1996 进行有关项目的计算，并满足结构耐久性要求。有抗震要求者，尚应进行抗震计算。

#### 7.4 泄槽底板

**7.4.1** 根据统计资料，一般泄槽底板面积较大，因此泄槽底板厚度采用不当，将导致较大浪费，或导致工程的不安全。由于影响因素较多，目前尚无成熟的计算方法来确定泄槽的底板厚度，主要还是靠工程类比，靠设计人员的工程经验和对各项有关因素的综合分析判断。本条着重指出确定泄槽底板厚度的主要因素。

泄槽底板最小厚度实质上是最小结构厚度，使得泄槽底板在遭受风化或高速水流磨蚀后，仍能保持不透水性，并仍有足够的刚度和强度，可以抵抗外荷载和温度变化引起的压曲。至于泄槽底板的稳定，则主要依靠防渗、止水、排水、锚筋等工程措施来解决。本标准规定大、中型溢洪道泄槽底板厚度不应小于 0.3m。

**7.4.2** 为加强泄槽底板的稳定，宜采取如下措施：

- 1 合理确定底板分缝位置和分块尺寸；
- 2 合理设计底板接缝的止水；
- 3 板下设置排水系统；
- 4 合理设置锚筋；
- 5 控制底板顶面的不平整度，特别要防止接缝处出现凸坎；
- 6 合理选择混凝土的各项物理力学指标，并在板面配置温度钢筋；
- 7 必要时可适当增加板厚。

**7.4.3** 原标准曾经统计了国内 20 个河岸式溢洪道泄槽底板的分块尺寸，最大者为 50m×30m（观音寺溢洪道），最小者为 7.4m×

8m（密云第三溢洪道），大多数工程泄槽底板的缝间距为 10m~15m。美国和澳大利亚关于溢洪道衬砌分块尺寸的规定，一般为 6.1m~15m。综合上述情况，本标准规定，一般情况下泄槽底板分缝间距为 10m~15m，且顺水流方向的尺寸宜大于垂直水流方向尺寸。

**7.4.4** 泄槽底板的纵、横缝采用何种缝型，取决于地基条件和工程重要性等因素。一般情况下，垂直水流的缝要求比顺水流的缝严格，陡坡段比缓坡段严格，地质条件差的部位比地质条件好的部位严格。

为防止凹曲面部位水流离心力产生的动水压力经接缝传入板底，造成泄槽底板的破坏，该部位纵、横缝应全部设止水。

根据国内 20 个工程的资料，大多数工程泄槽的缝中设置了止水。泄槽纵、横缝设置止水时，一般设置一道，对于大型溢洪道的重要接缝，经论证可加设一道。

薄板采用键槽缝有困难。为了加强板块间的约束，防止出现错台，可以在缝中设置一排插筋，其中一端涂以沥青。

也有少数工程泄槽底板结构缝不设止水，其经验可供设计者参考。

**7.4.5** 泄槽底板下的齿槽，其作用为：

1 对软基上的底板，或岩基上未打锚筋的底板，可提高底板抗滑稳定性，防止由于温度变化使底板向下滑动。

2 在每个板块上游端设一个齿槽后，可形成上、下游板块的全搭接，防止形成凸坎。

3 由于齿槽加长了渗径，减弱了纵向渗流。在布置以横向排水为主的排水沟系统时，齿槽往往是不可少的。

但设置齿槽加大了开挖量和混凝土量，应分析比较取舍。

## 7.5 挑流挑坎

**7.5.1** 挑流挑坎的抗滑稳定一般容易得到满足，但是有相当大的

一部分工程在抗滑稳定满足要求的情况下，还在挑坎下设置锚筋，以抵抗高速水流可能引起的震动及其他估计不到的作用。

河岸式溢洪道的挑坎，有些设置在最高下游水位以下，因而受到下游尾水的顶托。为满足稳定要求，有的工程在挑坎下采取了抽排措施，如河南薄山水库、山美水库等的溢洪道。

**7.5.2** 挑坎一般不设置垂直水流的缝，以利于抗滑稳定。

## 7.6 消力池护坦

**7.6.1** 岩基上的护坦绝大多数是常规型式，具有板面明排水孔（或板下排水沟系统）和（或）锚筋系统。在一般的水头和单宽流量下，这种型式的护坦不会太厚。国内的工程实例有陆水蒲圻、盐锅峡等工程的溢流坝护坦，阳辛工程的泄洪闸护坦，株树桥、六都寨等工程的岸边溢洪道护坦，国外工程实例也较多，如美国田纳西河上诸梯级的护坦都属于此类。

鉴于护坦上设置明排水孔易被泥沙堵塞而失效，如我国盐锅峡二级护坦、美国德沃歇克坝护坦，同时，为防止动水压力传入板下，危及护坦安全，多采用底板不设明排水孔，板缝间设置止水（重要工程设置2道），板下设排水系统和锚筋系统的布置，使板上的高速水流和板下的渗透水流各行其道，如湖南五强溪和洪江溢流坝护坦、凌津滩泄洪闸护坦等。

岩基上抽排降压的护坦有葛洲坝大江和二江泄水闸护坦、安康和浙江石塘溢流坝护坦、江西洪门主溢洪道护坦等，国外工程有巴基斯坦曼格拉溢洪道一、二级消力池护坦。上述护坦所采取的工程措施不完全相同，但基本点是一致的，即护坦板面不开排水孔，板缝间设置止水。板下设置防渗、排水系统，用抽排措施降低扬压力。为了增加安全储备，有的工程如葛洲坝大江、洪门护坦同时还设置了锚筋系统。

岳城水库溢洪道为我国软基上抽排型护坦的代表。

采用抽排降压的护坦，其地基的渗透稳定是护坦安全运行的

主要条件，因此本条强调应复核地基的渗透稳定。

本条规定抗浮稳定分析按《水工统标》的规定，采用极限状态设计方法进行。

SDJ341—1989《溢洪道设计规范》于1990年9月1日起施行，其后所设计的护坦均按该标准公式(4.6.3)设计。因抗浮稳定安全系数 $K_f$ 值不分工程等级，均为1.0~1.2，因此只能采用一种结构安全级别进行可靠度分析。

护坦抗浮稳定破坏与重力坝抗滑稳定破坏均属突发性破坏，即二类破坏，《水工统标》附录C建议：对于二类破坏，结构安全级别Ⅱ级时，持久状况下 $\beta_r$ 可取3.7。

本次修订时，根据大量工程实例，并采用可靠度分析，证明已建工程的护坦具有足够的抗浮稳定安全度。现将部分已建工程的可靠度分析成果列于表17。

由表17可见，在 $\psi$ 、 $\gamma_0$ 、 $\gamma_d$ 均为1.0时，按原标准所设计的护坦（不包括大峡不抽排情况），持久状况下护坦抗浮稳定可靠指标 $\beta$ 值与重力坝抗滑稳定的可靠指标相接近，且均大于3.7，符合二级建筑物的要求；由表17还可见抽排可以大幅度提高护坦的可靠指标 $\beta$ ，但是抽排措施一旦失效，护坦抗浮稳定性将大大降低，因此在采用抽排措施改善消力池护坦抗浮稳定性时，应校核抽排失效工况。

表17中所列护坦，除五强溪为一级建筑物外，其余均为二级，根据《水工统标》和本标准的规定，护坦抗浮稳定分析应按其结构安全级别进行。五强溪水电站为一级建筑物，其结构安全级别应为Ⅰ级， $\gamma_0$ 应取1.1， $\beta_r$ 宜取4.2。计算成果表明，当五强溪水电站护坦按结构安全级别为Ⅰ级设计时，五强溪水电站护坦抗浮稳定将不满足《水工统标》的要求。

由此可见，对于已建工程，如果用本标准计算，将会出现部分一级水工建筑物的抗浮稳定承载能力不满足要求的情况。这显然是由于新、老标准对结构安全裕度的要求不同而引起的，不能

因此而否定原设计。因此，在对按原标准设计的已建工程进行复核时，不分建筑物级别， $\gamma_0$  均采用 1.0。经过修订的《溢洪道设计规范》颁布、实施后所设计的工程，应按本标准规定的结构安全级别进行设计。

表 17 部分工程消力池护坦可靠度分析成果

计算条件	设计工况		校核工况		检修工况	
	$K_f$	$\beta$	$K_f$	$\beta$	$K_f$	$\beta$
八盘峡护坦 1, 锚筋 3.0m	1.1795	3.8071	1.0207	0.8069	1.1445	8.1764
大峡护坦, 锚筋 3.5m(抽排)	1.3202	10.8291	1.2553	8.9816		
大峡护坦, 锚筋 3.5m(不抽排)	1.0565	1.6985	1.0046	0.6279		
五强溪护坦, 锚筋 6.3m	1.2061	3.7125	1.1797	3.3754	1.1808	9.5960
洪江护坦, 锚筋 4.5m	1.2347	3.7213	1.2649	11.2342		
凌津滩护坦, 锚筋 3.0m	1.2842	10.7861			1.1051	6.7743
注 1: $\psi$ 、 $\gamma_0$ 、 $\gamma_d$ 均取 1.0。						
注 2: 大峡系按抽排设计, 表中“不抽排”仅用于分析比较。						
注 3: $K_f$ 按原标准规定计算, 计算时锚固岩体有效深度采用原标准公式计算。						
注 4: $\beta$ 值按本标准规定计算, 计算时锚固岩体有效深度采用本标准公式计算。						

本标准规定护坦抗浮稳定分析按附录 C 进行, 现补充说明如下:

#### 1 护坦极限状态分析计算参数

对于护坦抗浮稳定分析, 按可靠度理论进行套改时, 需要确定  $\psi$ 、 $\gamma_0$ 、 $\beta_T$  和  $\gamma_d$ , 其中  $\gamma_0$  已在《水工统标》中作了规定。在《水工统标》编制过程中, 对原《混凝土重力坝设计规范》作过校准和专家判定, 并提出了  $\beta_T$  的推荐值, 由于护坦抗浮稳定与重力坝的抗滑稳定均属于二类破坏, 经初步分析论证, 决定  $\psi$  和  $\beta_T$  按《混凝土重力坝设计规范》采用: 即设计状况分别为持久状况、短暂状况、偶然状况时,  $\psi$  分别采用 1.0、0.95、0.85; 结构安全级别分别为 I 级、II 级、III 级时, 持久状况下  $\beta_T$  分别取 4.2、3.7、

3.2。

作用的分项系数按表C.3采用。

当消力池护坦锚固有效深度按公式  $T = S - L/3$  计算时，在保持建筑物安全裕度不变的前提下，按上述参数套改，基本组合和偶然组合的结构系数  $\gamma_d$  均采用 1.05。

2 计算情况

附录 C 所列的三种护坦抗浮稳定计算情况为国内各工程设计经常沿用的情况。

当泄洪闸门突然关闭、下游水位骤然降落时，对护坦尾部的抗浮稳定不利。陆水蒲圻溢流坝护坦为此将板下排水布置成两个独立的系统：前部（约占护坦全长的 80%）排水系统，其出口在两侧边墙的收缩水深以下，高程为 23.1 m（左）及 27.7 m（右）；后部排水系统，其出口设置在更低高程（20.7 m）上，这种做法可供参考。

3 护坦荷载计算

1) 时均压力。按本标准规定计算。

2) 护坦底面扬压力。护坦上设置的明排水孔易被泥沙堵塞而失效，因此有的工程把明排水孔当作附加的安全措施，在计算扬压力时不计入其作用。

护坦下设纵横排水沟系统，并在沟中打排水孔，排水出口设在两侧边墙收缩水深以下。采用这种布置的有陆水、盐锅峡、洪门、洪江等护坦。盐锅峡护坦（只在一侧边墙上有排水出口）稳定计算中未计及排水降压效果。洪门主溢洪道护坦由于在二级护坦处采用封闭抽排，故另有扬压力假定。陆水护坦在设计中计入了暗排水系统的效果，将压力差减小 50%。陆水护坦埋设了测压管（共 9 个）并进行了观测，选用 5 年（共 5 次）的测压管水位资料，护坦扬压力系数  $\alpha$  平均为 0.81。

采用自流暗排水沟减压时，应要求溢洪道运行中诸闸孔均匀启闭。这种暗排水沟系统在美国田纳西河各梯级的护坦中使用比

较普遍，但未见其实测扬压力资料。

封闭防渗、抽排护坦中最典型、规模最大的实例是葛洲坝二江泄水闸护坦。将闸室和消力池作为一个封闭区，封闭区四周设基础廊道，在廊道内作帷幕，达相对不透水层，深约 15m；还设有排水孔幕，深约 17m~18m。在此封闭区中部设纵横基础廊道及检查廊道，在其中设置孔深 8m 的排水孔幕。在护坦分缝线下基岩面上设纵横排水沟。将上述诸排水系统中的渗水集中到设在左右两侧导墙内的 5 个集水井（在排水孔口高程以下）内，用水泵排出。为防止外水入渗，所有护坦板缝间均设二道止水片。

自 1981 年起，二江泄水闸一直安全运行，1981 年 7 月 18 日经受了 72000m<sup>3</sup>/s 的特大洪水的考验，闸下最高水位（百年一遇）时，实测扬压力值比设计值小得多。相当大的板面没有扬压力，只在齿槽底部有少量扬压力。因此标准中对于封闭防渗、抽排护坦的扬压力系数推荐按 0.2~0.3 采用。

3) 锚固地基的有效自重。原标准规定消力池护坦锚固有效深度的计算公式为  $T = S - L/3 - 30d$ ，从原标准附图 3-7 可见， $L/3$  项为角锥体形心至底面距离， $30d$  为锚固长度。在本标准修订过程中，经与 GBJ85—1985《锚杆喷射混凝土支护技术规范》、DL/T5057—1996《水工混凝土结构设计规范》、SL212—1998《水工预应力锚固设计规范》对比，认为锚筋在锚固段随着锚筋的拉伸逐步受力，在  $30d$  左右已可抵抗设计荷载，锚筋在锚固段完全可以承担角锥形岩体的自重，没有必要在计算时另外单独减去  $30d$ ，故将消力池护坦锚固有效深度计算公式改为  $T = S - L/3$ 。

4) 其他荷载。除上述荷载外，其他荷载均按 DL5077—1997 计算。

**7.6.2、7.6.3** 五强溪和安康 2 个工程由于护坦较厚，根据施工条件及混凝土强度等级分区，需分层浇筑，护坦上部均有一层厚 1.0m 的防冲混凝土。由于面层与下层之间的施工缝没有处理好，泄洪时，时均压力传入面层下，将面层（厚 1.0m）混凝土掀起。

因此，为了工程安全起见，当护坦较厚，且需要分层浇筑时应做到：

1 护坦的浇筑层面一定要按 DL/T5144—2001 的有关规定进行处理。

2 锚筋伸入护坦的长度大于钢筋的锚固长度并与底板顶层钢筋网连接，以加强底板整体性。

**7.6.4** 为了提高护坦抵抗大尺度紊动的能力，前苏联的传统措施之一是加大顺水流方向的板长。垂直水流方向的分缝间距一般等于坝段的长度。

美国田纳西河梯级中，有六个工程的护坦设纵、横施工缝、并将护坦全部连成整体，护坦和坝之间也设施工缝，将其一并连接成整体；采用收缩缝（相当于我国的伸缩缝）的护坦，在缝中设键槽并加插筋，以加强板块间的相互制约。

我国护坦顺水流方向分块尺寸比较小，且都采用结构缝。有的工程（如葛洲坝二江泄水闸护坦）顺水流方向采用键槽缝，垂直水流方向采用半搭接缝；有的工程（如岳城溢洪道护坦）纵、横缝均采用键槽缝；有的工程（如上马岭、下苇甸护坦）纵、横缝都采用平缝。

**7.6.5** 新增条文。为了避免护坦面上高速水流的时均压力传入底板下，使运用时护坦面上的高速水流和护坦底板下的渗流各行其道。因此，止水设施非常重要，大型工程一般都设 2 道止水。如五强溪、安康、凌津滩等工程。

## 7.7 边 墙

**7.7.1** 河岸式溢洪道边墙包括进水渠、控制段、泄槽、消能设施、出水渠两侧的导墙或边墙。因布置和作用、地形和地质条件的不同，边墙和导墙的形式各异，有重力式、半重力式（衡重式）、贴坡式等。

作用在边墙上的土压力需确定其为作用或者是抗力，并区别

对待。

**7.7.4、7.7.5** 由于河岸式溢洪道基本修建在岩基上，边墙常采用贴坡式，作为泄槽的边墙也不例外。在实际工程中，有时由于受地形地质条件的限制，泄槽边墙也采用重力式边墙，但由于具体条件各异，受力状况较复杂，断面型式更是因地制宜，因而给边墙结构设计的可靠度套改带来了困难。

基于以上原因，本标准修订时，对泄槽直线段的重力式边墙进行了可靠度套改，形成了附录 D《泄槽直线段重力式边墙结构计算》。

1 泄槽直线段重力式边墙结构计算按《水工统标》的规定，采用极限状态设计方法，进行承载能力极限状态和正常使用极限状态设计计算。

本标准正常使用极限状态下的基底面铅直应力计算公式与原标准一致，但新标准不再区分重要部位和次要部位，均采用相同的应力控制标准。

套改分析和计算表明，边墙墙高和地基抗剪断指标是影响地基抗滑稳走结构系数  $\gamma_d$  的两个最关键的条件，本标准按照基岩上墙高不超过 30m 的边墙套改，当地基强度指标不低于 IV 类基岩平均值时，地基的抗滑稳定结构系数  $\gamma_d$  宜采用 1.1，否则需另行研究。

#### 2 边墙极限状态分析计算参数

边墙极限状态分析计算参数  $\psi$ 、 $\beta_T$  可以按 DL5108—1999 采用。

#### 3 计算要求

重力式边墙结构设计应满足 7.7.4 的要求。

在附录 D 中列出了边墙设计时应计算的作用和组合，设计者可根据实际情况参照已建工程的经验采用。槽内无水和泄洪突然停止是溢洪道经常会遇到的，应作为一种主要的设计工况。

#### 4 边墙荷载计算

作用在边墙上的荷载为：内侧动水压力（包括时均压力、脉动压力、水流离心力）；墙背的静水压力和填土压力；自重；墙底面的扬压力；地基抗力。上述荷载中动水压力和扬压力为作用，自重和地基抗力为抗力。墙背的静水压力和填土压力在槽内无水时为作用；槽中有水时为抗力。边墙荷载可按 DL5077—1997 计算，现补充说明如下：

1) 动水压力。计算时应考虑高速水流掺气深度的影响

2) 扬压力。作用在边墙底面扬压力的工程实测资料很少，而且情况各异，虽然重力坝的实测资料较多，但由于两者的工作环境、阻水及排水设施布置、运用条件有较大差异，因此难以引用，故本标准只提出了计算需考虑的因素，建议参照已建工程的经验类比选用。

3) 材料性能指标 可按 DL5108—1999 确定。

经过步分析，按附录 D 所设计的边墙，当地质条件较好、墙背填土高度约为墙高的  $1/3 \sim 1/2$  时，其边墙底宽与墙高之比  $m$  多在  $0.58 \sim 0.63$  之间（一般为  $0.6$  左右）。当泄槽水流流速较大时，由于脉动压力荷载与流速的平方成正比，且其合力力臂较大， $m$  宜取大值。

## 7.8 下游防冲

**7.8.1** 根据对国内 16 个采用挑流消能的大、中型溢洪道工程的调查，为保护坎基不被冲淘，多设置了防淘齿墙、挑坎翼墙，并采用设一定长度的护坦、护岸等措施。齿墙深度由泄流特性和地质条件确定，深者达  $20\text{m} \sim 30\text{m}$ 。挑坎下游设置一定长度的护坦，对经常宣泄小洪水而又不能将下泄水流挑离挑坎的溢洪道，尤为重要。株树桥溢洪道为了解决小流量贴流的问题，在挑坎后设立了一个小挑坎。当小流量时，下泄水流在大挑坎内形成水跃消能，水流翻越大挑坎后，经小挑坎挑向下游；当泄大流量时，水流由大挑坎越过小挑坎直接挑向下游。

采用底流消能时，翼墙、海漫及其末端的齿墙、防冲槽、圪工护底等都是常用的防冲淘措施。

在进行防冲设计时，同时应注意冲刷物回淤的影响。

## 8 地基及边坡处理

### 8.1 一般规定

**8.1.1~8.1.2** 本章所述之地基和边坡处理，包括溢洪道所属建筑物的处理和两侧岸坡的处理。

本标准所列地基承载能力包括地基抗压承载力和相对变形量不超过容许值；抗滑稳定指沿基岩接触面和软弱结构面不出现滑动失稳；地基变形稳定指地基绝对沉降量和不均匀沉降差值符合设计要求；渗流控制指渗流量和渗透稳定符合规定要求；抗冲能力指局部或全部不衬护的泄槽及消能建筑物出口抗水流冲刷能力。

溢洪道各部位建筑物的结构型式和构造特点各不相同，地基与其上部结构的工作条件需与地基相互协调和适应。

在进行溢洪道地基处理时，应注意其与大坝及岸坡的连接条件，以及对大坝和其他泄水、引水等建筑物运行的影响。同时，还应考虑施工组织 and 施工方法等条件，如岩石开挖料的利用、开挖爆破技术、爆破后岩基的补强加固、基础混凝土的温度控制措施等。

**8.1.3** 我国 50 年代建造的一些溢洪道工程，由于当时对软岩和岩体结构缺陷认识不足，处理措施比较简单，以致造成工程隐患，工程建成后不敢宣泄较大洪水。加之后期洪水标准的提高，工程虽经加固扩建，仍不能正常运行。

近年来，在大、中型水工建筑物设计中，对地基问题的重要性已有所认识，也有很多成功的、宝贵的经验，如：甘肃碧口溢洪道泄槽位于 F17 大逆断层上，底板面高程附近的总宽度达 12m~17m，设计采用了边墙与底板为整体式的结构；柘林右岸主溢洪道坐落存 F7 大断层上，断层斜插地基，总宽度达 70m，在上游进口及下游尾水渠出露，距建筑物最近点在消力池底板下仅 12m，

故采用三级底流消能方案，并采用设铺盖、帷幕灌浆，设置反滤排水等措施加以保护。这两个工程所选择的建筑物结构型式适应了地基条件，取得了成功。

鉴于有关地基问题的资料积累仍然较少，与其在设计工作中的重要程度不相称。因此，本条规定对软弱岩基或规模较大、性状差的不良地质问题应进行专门处理设计（包括进行有关的计算和模型试验）。

**8.1.4** 溢洪道边坡不稳定，可能导致堵塞或毁坏溢洪道，并危及大坝安全。因此，边坡稳定是溢洪道安全运行的一个重要条件。施工期和运行期的边坡稳定是互相关联的，在边坡处理设计时要综合分析，分期实施，做到既保证施工安全，又保持工程边坡稳定。

碧口水电站溢洪道，边坡高达 80m~100m；开挖过程中多次出现塌方和滑坡，最大一次塌方约 4000m<sup>3</sup>，最大一次滑坡使甘川公路下错 4m，影响了施工安全和进度；龙羊峡水电站虎山坡古滑坡体在电站下游黄河右岸，距厂房 250m~630m，处于泄水建筑物冲刷和雾化影响范围内，1989 年因底孔挑流消能雾化导致岩体失稳，塌滑量 87 万 m<sup>3</sup>。因此本条特提出对高陡边坡、地质条件复杂的边坡以及受泄洪雾化影响严重的边坡，应进行专门研究。

**8.1.5** 根据国内外工程经验，对地基渗透水流的控制是溢洪道安全运行的关键之一。因此，一些大、中型工程十分重视溢洪道地基的防渗排水系统设计。

水流渗入溢洪道建筑物地基的可能途径有：①库水经堰体基底及岸边（或坝肩）渗入；②地面水或地下水经岩石裂隙渗入；③下泄水流经建筑物分块间的接缝或裂缝渗入；④消能建筑物尾水渗入。防渗和排水系统设计时，需针对上述渗透水流加以控制。

## 8.2 地 基 开 挖

**8.2.1** 原标准调查了国内部分大、中型溢洪道的基岩利用情况

(见表 18),主要建筑物一般建在弱风化~新鲜岩层上。根据工程实践,溢洪道控制段堰高一般均低于 50m,参照 DL5108—1999 中 10.2.1 的规定,提出溢洪道基础可建在弱风化中部~上部基岩上。

表 18 国内外部分溢洪道地基岩层利用情况

溢洪道名称	地 基 岩 石	利 用 岩 层		
		控制段	泄槽段	消能段
密云第二溢洪道	云母角闪片麻岩、花岗岩片麻岩	大部新鲜		
密云第三溢洪道	斜长角闪片麻岩、角闪花岗片麻岩	弱风化		
碧 口	绢英千枚岩及变质凝灰岩互层	弱风化		
刘家峡	变质岩(云母石英片岩)	中等风化		
石头河	绿泥石云母石英片岩	弱风化(右边墙局部强风化)		
升 钟	砂岩、砂质黏土岩互层	新鲜		
柘林第一溢洪道	细砂砾岩、泥质板岩	大部强风化		
洪 门	页岩、炭质页岩、砂岩	大部强风化		
薄 山	片岩、片麻岩	微风化		
察尔森	火山角砾岩	新鲜		半风化
黄壁庄	千枚岩或千枚岩大理岩互层	全风化		
岗南新墙	花岗、角闪、云母片麻岩等互层	风化软弱,多层次软弱夹层		
六都寨	绢云母板岩、灰岩	弱风化		新鲜
于 桥	硅质灰岩和泥质灰岩互层	弱风化		弱风化
鲁布革	白云岩、灰岩	新鲜		
铁 山	石英片岩	弱风化		
牛头山	流纹质凝灰熔岩	新鲜		
车坝一级	粉质页岩夹黏土页岩	岩性软弱		
富 水	泥质页岩	岩性软弱		
曼格拉	砂岩、黏土岩互层	岩性软弱		

溢洪道建基面高程主要根据基础承载能力、抗滑稳定、基础

变形等条件确定。如若采用基础加固处理措施亦能解决上述问题，就可以将建基面抬高。因此，应研究通过工程处理措施减少开挖量，选用抗滑参数时，也应考虑地基处理的效果。

溢洪道局部或全部建在软弱岩石或风化破碎岩石上时，应经过充分论证，进行技术经济比较后确定。

靠近坝肩的溢洪道对基岩条件要求较高。对土石坝，由于可利用开挖石渣筑坝，开挖工程量不是主要矛盾，但开挖深度增加，必将增大边坡高度，对边坡稳定不利。应通过技术经济比较确定。

对开挖后暴露在大气或水中易于开裂或强度迅速降低的岩石，应提出相应的保护措施，建基面可喷浆保护；也可预留保护层，分段开挖并随即浇筑混凝土。

对不衬护溢洪道，其岩体应能抵抗水流的冲刷破坏。岩体的抗冲能力与岩性、岩层产状及节理裂隙发育程度有关，同时还受单宽流量、流速、过水机遇的影响。因此，溢洪道是否衬护，需根据工程地质条件和泄流特性，以及岩体的抗冲能力加以充分论证。

国内外大、中型溢洪道的泄槽和消能设施，采用局部和全部不衬护的实例不少，如东圳溢洪道最大泄量  $4060\text{m}^3/\text{s}$ ，加拿大 LG2 工程溢洪道最大泄量  $15300\text{m}^3/\text{s}$ ，槽底高差  $110\text{m}$ （设有  $10$  个落差  $9.1\text{m}\sim 12.2\text{m}$  的跌水）。其他如我国的佛子岭、王快等工程溢洪道，土耳其的阿斯当塔斯等。上述工程的运行经验说明，当岩体坚硬、完整、受断裂构造影响小时，利用其抵抗水流冲刷是可行和经济的。

**8.2.2** 溢洪道各部位建筑物基坑的开挖形状，应根据地形、地质条件和设计基底轮廓线的要求确定。本条规定是根据国内部分已建大、中型溢洪道的设计经验，并参照 DL5108—1999 中 10.2.2 提出的。

当控制段建基面略向下游倾斜时，可在上游端设齿槽；泄槽建基面较陡时、可在底板上游端设齿槽；边墙地基可分段开挖成

台阶状。

### 8.3 固 结 灌 浆

**8.3.1、8.3.2** 溢洪道进行地基因结灌浆的范围，多为承受荷载较大、对地基变形控制和稳定性要求较高而且基岩风化破碎、构造裂隙发育（或爆破震裂）的部位，一般在堰（闸）基（特别是闸墩）、挑坎或消力池地基范围内进行，如碧口、石头河、柘林等溢洪道，均在上述部位进行了地基固结灌浆。泄槽底板下一般不进行固结灌浆。但个别工程如柘林第一溢洪道、升钟溢洪道在闸后抗力体（泄槽段）进行了固结灌浆。

溢洪道相对大坝来说，工程规模小，挡水高度低，因此，对地基固结灌浆要求可相应降低。日本《坝基岩层灌浆施工规范》（1972年）对坝基固结灌浆范围作了说明：对混凝土重力式低坝应“集中在断层和软弱夹层等软弱岩层进行灌浆，其他部分可以不灌”。所以，基岩条件好的溢洪道可以不进行固结灌浆，在调查中发现确有不少工程未做固结灌浆。

溢洪道地基固结灌浆的各项设计参数一般比坝基灌浆要求低。根据调查资料：许多工程的固结灌浆孔深为4m~5m，如官厅、碧口、石头河、柘林、洪门、铁山、富水等，浅者3m，深者8m~10m（刘家峡与混凝土重力坝相接的溢洪道）；孔距3m~4m者居多，通常为梅花形或方格状布置。故孔深一般定为3m~5m，孔、排距1.5m~4m。基岩若有较大的构造者可专门布孔，适当加深、加密。

关于固结灌浆压力，系参照DL5108—1999中10.3.4的规定，并结合已建溢洪道工程设计经验提出的。四川红色岩层地区采用的灌浆压力均较低，升钟溢洪道堰（闸）基固结灌浆压力采用0.1MPa~0.15MPa，闸室下游抗力体（泄槽段）采用0.05MPa~0.1MPa。故地质条件较差、缓倾角裂隙发育或基岩破碎地段，灌浆压力可适当降低，并宜通过试验决定。

## 8.4 地基防渗和排水

**8.4.1** 本条特别提出溢洪道防渗和排水系统的设计,应综合分析两者的相互关系,并明确区分各部位防渗、排水设施的作用。

防渗、排水设施,一般情况下均需同时设置,以达到减少地基渗流量、降低扬压力、保证地基渗流稳定的目的,要恰当地处理好防渗和排水的关系,做到前防后排、防排并举。只有在特殊情况下,经论证后才采用单一设施。

溢洪道过流段长,地基情况复杂多变,水流可经多途径渗入建筑物的地基,故需因地制宜采取适当的防、排措施。特别是对排水设施的合理布置应引起足够的重视。

**8.4.3** 溢洪道堰(闸)地基,除水头很低不需要灌浆或岩石致密灌浆无效果时,一般均采用水泥灌浆帷幕作主要的防渗措施。只有当水泥灌浆达不到设计要求时,才采用化学灌浆作为补充措施。因为大多数化灌材料可能污染地下水水质,使用时应充分论证,慎重研究。目前尚未见到河岸式溢洪道采用化学灌浆防渗的实例。

有的工程采用水泥帷幕与混凝土齿墙或混凝土防渗板联合的方式,如密云第三溢洪道和升钟水库溢洪道。水平防渗板对软弱岩基还可以增加堰(闸)的抗滑稳定性。

有的工程,基岩致密但岩性软弱,不宜作防渗帷幕,因而采取水平防渗措施延长渗径,取得较好的效果。如我国薄山溢洪道基岩为白云母石英片岩,透水性较弱,采用了长 50m 的混凝土水平防渗板。国外的曼格拉主溢洪道,根据灌浆试验资料,推论基岩裂隙是闭合的,取消原设计的两道帷幕,改为 26m 长的混凝土防渗板。

**8.4.4** 防渗帷幕深度取决于基岩的透水性和设计要求达到的防渗标准。本条是参照 DL5108—1999 中 10.4.6 的规定,并结合溢洪道的具体条件提出的。

国内已建大、中型溢洪道工程防渗帷幕的深度,大多以闸前

挡水深作为设计依据。原标准根据 15 个工程的调查资料分析,提出在 0.3 ~ 0.7 倍堰(闸)前最大水深范围内选择。局部构造软弱带或有特殊防渗要求时,可增加帷幕深度。防渗帷幕伸入岸边的范围与 DL5108—1999 中 10.4.6 的规定相同。

**8.4.5** 防渗帷幕的透水率控制标准引自 DL5108—1999 中 10.4.5,由于溢洪道控制段的高度一般低于 50m,故采用其规定的低坝标准。靠近坝肩的溢洪道的灌浆帷幕应与大坝帷幕共同起阻止基底渗流及坝肩和岩坡绕渗的作用。因此,对灌浆帷幕的要求及相对不透水层的透水率标准应与大坝相一致。远离坝肩的堰口溢洪道,由于对其他建筑物影响较小,可适当降低透水率标准。

由于抽水蓄能电站一般集雨面积小、水头高,为减少水量和电能损失,根据《抽水蓄能电站设计导则》的规定,其防渗标准可适当提高。

**8.4.6、8.4.7** 这两条是参照 DL5108—1999 的有关规定并结合 15 个工程调查资料分析提出的。说明如下:

关于帷幕的排数,DL5108—1999 规定坝高 100m 以下,帷幕可采用一排;坝高 50m 以下,即使地质条件差,帷幕仍可采用一排。法国主张除黏土充填的溶岩岩层外,最好都布置单排孔帷幕。他们认为帷幕厚度主要决定于岩体裂隙的可灌性;如果裂隙细小,但在高压下易于灌入,则单排孔帷幕厚度已足够;如裂隙宽度大,则采用密排钻孔灌浆。美国常用的方法是按坝高和地基条件决定帷幕的排数,当低于 70m 的坝坐落在相当密实的基岩上时,认为单排孔就能形成一道良好的阻水帷幕。南斯拉夫的地基防渗帷幕一般也仅做一排。故规定一般可设一排,对地质条件较差的地段或有必要加强防渗时可增加至两排。

本标准规定的帷幕灌浆压力值,系根据国内大、中型溢洪道工程实践经验提出的。必要时需通过帷幕灌浆试验确定孔深、排数、孔距和灌浆压力。

**8.4.8** 溢洪道地基排水系统设计,包括溢洪道建筑物和岸坡各部

位的排水设施的布置、结构型式及排渗方式等。各部位建筑物地基排水设施的效果是互相关连的，因此，除对地基排水设施提出要求外，还提出了有关的设计原则。

为了减少上游部位建筑物地基渗流对下游部位建筑物的不利影响，要求以集水廊道或集水沟（管）为主导，形成完整的排水系统，各部位建筑物地基的渗水可分级、分段导引至集水廊道或集水沟（管）。例如碧口、石头河、升钟、薄山等溢洪道都是在控制段堰（闸）底板末端设横向排水廊道或集水沟（管），截排（或导引）堰（闸）基渗水，以减少对泄槽底板的影响。

地基渗水要顺利排向下游，以降低各部位地基扬压力，所以整个排水系统需上下对应，左右连通，使渗水有可靠的出路。上、下连通的排水廊道或集水沟（管）是排水系统的骨干，应当合理布置。有条件可设置排水隧洞（对利用地勘平洞），则岸坡及地基深层排水效果更好。

**8.4.9** 根据原标准调查资料，多数溢洪道在堰（闸）基底灌浆帷幕下游设垂直排水孔幕。一般设主排水孔一排，也有些增设一排辅助排水孔；极少数设两排辅助排水孔。

关于堰（闸）基排水孔的孔距、孔深设计指标，是参照 DL5108—1999 的有关规定和一些工程实例提出的。

堰（闸）基下的排水孔一般布置在专设的排水、观测廊道或集水沟（管）内，距防渗帷幕灌浆孔的距离较远。但也有的工程布置在幕后，距帷幕灌浆孔 2m~5m。排水孔不宜距帷幕太近，以防压力坡降过大。结合溢洪道的具体情况，参照 DL5108—1999 的有关规定，本标准限定不得小于 2.0 m。

也有的工程不设置排水孔幕，如薄山、于桥水库溢洪道，均采用互相连通的排水沟（管）网将渗水排至下游。

多数工程在堰闸底板下除设排水孔幕外，还布置排水沟（管）网，以增加地基的排渗能力。如密云、官厅、升钟、察尔森、铁山、牛头山等工程。

**8.4.10** 已建工程的运行实践证明，泄槽底板下的排水设施设计是否合理，是保证泄槽底板安全运行的重要因素之一。广东鹤地水库溢洪道第三级陡坡底板被掀翻约 4/5 的面积；刘家峡溢洪道泄槽底板冲毁长度达 340m，事故原因之一就是排水设计不合理或排水失效。后经加固改建，加强了排水设施。

泄槽底板下的排水设施，多为由排水沟（管）构成互相连通的沟（管）网格系统。

纵沟（管）为主的布置，汇集横沟（管）渗水排至下游。因此，纵沟（管）断面尺寸比横沟（管）大，要求也比横沟（管）高。在基岩条件好、挑坎坎顶与下游水位差大、纵沟（管）出口可直接穿过坎体或坎基时，这种布置较为适用。密云、官厅、察尔森等溢洪道即采用这种布置。为防止纵沟（管）堵塞，排水系统失效，纵沟（管）至少需布置两条直通下游出口，并有防止淤塞和监测检查的设施。在条件允许的情况下，底板下设置纵向排水廊道，如六都寨、升钟溢洪道。有的工程横沟（管）除与纵沟（管）连通外，尚穿过边墙与墙基排水廊道或沟（管）连通，如碧口、石头河溢洪道。这些布置型式可汇集控制段、泄槽段的渗水，较为安全可靠，又便于检查。槽挖不衬砌的廊道排水效果更好，可根据条件尽量设置排水廊道。

横沟（管）为主的布置是汇集纵沟（管）渗水经横沟（管）向两侧边墙外的明（或暗）集水沟（管）排出。横沟（管）断面比纵沟（管）断面大，如柘林第一溢洪道、山美水库溢洪道。这种布置特点是排水系统流速小，软弱岩基较为适用，且便于检查，薄山溢洪道泄槽末端铺设了长 15m（顺水流方向）、宽 78m（垂直水流方向）、厚 0.5m 的粗砂排水层。在排水层中布置三条横向无砂混凝土排水管，将渗水引至边墙基下的纵向排水管。采用这种排水措施是因为该处地基为强风化岩层，未设锚筋，而且泄大洪水时下游水位超过了该处底板高程。

我国已建溢洪道工程中，泄槽很少采用明排水孔设施。由于

明排水孔影响范围小，排渗效果差，且较易堵塞失效，因此不推荐这种排水形式，只能作为上述各种排水设施的辅助措施或局部排水失效后的补救措施。

泄槽底板下纵、横排水沟（管）的间距，一般与混凝土浇筑板块纵横分缝相对应。由于骑缝开沟埋管与浇筑底板及齿槽混凝土相干扰，且易堵塞，所以规定不宜骑缝布置。

泄槽底板下排水沟（管）的构造型式较多，其基本型式可采用碎石或砾（卵）石充填的排水沟（沟内可埋设透水排水管）、透水排水管、空腔式排水沟（管）等。

关于排水系统的流量，尚未见到渗流计算实例，也无一定设计准则。其结构型式及断面尺寸，往往根据工程地质、水文地质条件，参照类似工程经验类比确定。

**8.4.11** 挑坎坎基一般不专门布置排水设施，泄槽底板下纵沟（管）或廊道穿过坎体或坎基时可兼排坎基渗水。有的工程挑坎基础深厚，需增设排水设施，如石头河溢洪道挑坎尾端基础深 20m（反弧基底高程以下），沿高度按混凝土浇筑分层（5m 一层）设置了纵、横排水管。升钟溢洪道挑坎尾端基础深 20.5 m（反弧基底高程以下），在深 9.5 m 处设横向排水沟及纵向排水管，渗水在坎下小护坦以上排出。

**8.4.12** 消力池护坦下的排水设施的布置与泄槽底板下排水设施布置类同，排水沟（管）系统多与消力池护坦的结构分缝相应布置，或加铺排水垫层，或沟底增设排水孔。柘林第一溢洪道采用三级消力池消能，一、二级护坦下设排水沟（管）与侧墙背排水总管连通，再经三级排至下游；洪门溢洪道在两级消力池护坦下的排水沟（管）底钻设了排水孔。贵州猫跳河一级红枫电站布置了穿过消力池护坦的明排水孔。地基为软岩时，可设排水垫层，如曼格拉主溢洪道两级消力池底板下设了排水垫层。

穿过护坦的明排水孔，不宜设在水跃跃后水深区附近。因水流易发生倒灌，将增大底板扬压力。护坦下设有纵横排水沟系统

(沟中设有排水孔)时,其出口可设在两侧边墙跃前收缩断面处水面以下,或设在泄槽尾部趾墩的负压区。

**8.4.13** 当消能设施下游水位较高时,可采用抽排降压措施,在我国坝基处理设计中已有 30 多年运用经验,它是一项有效而且可靠的减压措施,可以节省工程量,降低造价。

消力池护坦采用抽排水降压措施的工程,国内有洪门、薄山、柘林第二溢洪道、大峡等,国外有曼格拉主溢洪道。洪门溢洪道为两级消力池,二级池底高程 71.5 m,底板厚 1.5 m,尾坎高程 75.0 m,泄千年一遇洪水时,下游水位 83.2 m。采用伸入两岸山体的混凝土截水墙及灌浆帷幕,联合阻截下游水渗入。池底设排水沟(管)网,沟底钻设排水孔,二级堰(一级池末)设一横向排水廊道,与排水沟(管)连通,通至二级堰墙背集水井抽排。采用这些措施后,1982 年泄 27 年一遇洪水  $1324\text{m}^3/\text{s}$ ,1983 年泄  $1065\text{m}^3/\text{s}$ ,均未发现异常情况。

**8.4.14** 溢洪道岸坡设置排水设施,是保证其稳定的重要措施之一,尤其是受泄洪雾化影响的地段。因此,在确定其防护和处理措施时,应特别重视排除地表水和岸坡渗水,各项排水设施宜综合考虑设置。

地下渗水宜利用地勘平洞,永久观测洞、公路隧洞等结合布置排水系统。如鲁布革溢洪道垂直边坡,沿穿山公路向上打 40m 的排水孔,可以有效地排除岩石裂隙水。

岸坡排水设施宜沿高度分层设置,应有可靠措施,保证排水畅通。

**8.4.15** 国内已建大、中型溢洪道,边墙背竖(斜)向排水沟一般与基底排水系统相连接,使渗水汇入基底纵向集水沟(管),墙背排水明沟或廊道排至下游。密云、官厅、升钟等溢洪道,均沿墙背结构分缝设竖(斜)向排水沟。碧口、石头河等溢洪道则利用墙基排水廊道,其靠山一侧及底部不衬砌,利用基岩面自然排渗。碧口溢洪道在缓坡段右边墙基础排水廊道内,向右侧山体内

钻设水平排水孔，以削减墙背渗水压力。有些工程如六都寨、察尔森等在衡重式挡土墙衡重台上埋设排水暗管或设排水明沟，以排除地表及山坡渗水，也是一种简便有效的型式。

### 8.5 断层、软弱夹层及岩溶处理

**8.5.1** 溢洪道地基范围内的断层破碎带或软弱夹层等的处理，所涉及的问题和处理原则与混凝土重力坝基本相同，其处理措施应结合溢洪道各部位的工作条件确定。

**8.5.2** 陡倾角断层破碎带、软弱夹层等构造软弱带的处理措施，系根据坝基处理经验及溢洪道地基处理的工程实践提出的。对堰（闸）、泄槽、消能设施等不同部位，设计中需根据具体工程的地质和受力条件、工程布置及要求、建筑物的重要性等，采用适当的处理措施或进行专门的处理设计。

碧口溢洪道地基断层破碎带处理原则为：宽度小于 0.5 m，不处理；宽度 0.5 m~1.0 m，在泄槽底板下不开挖处理，仅布置适量钢筋，其他部位作混凝土塞，适当布筋或不布筋，混凝土塞的开挖深度与宽度相等；宽度大于 1.0 m 者或处于建筑物不利部位的断层，作专门研究，缓坡段 F17 大逆断层采用钢筋混凝土地基梁进行加固，且将边墙与底板连为整体。

石头河溢洪道在堰（闸）基前齿范围右边墩及左边孔各有一组规模较大的断层破碎带，宽 8m~10m，处理措施为：①右边墩、左边孔各增加一排帷幕灌浆孔，孔深由 11m 增至 20m，局部加深至 25m；②破碎带影响范围在原设计齿槽基底下深挖 4m 后回填混凝土。

薄山水库溢洪道 F1 断层破碎带宽 6m~8m，处于陡坡段重要位置，采用混凝土塞（加宽 1m~2m）跨越破碎带，开挖深度为 1/6 破碎带宽度。

官厅水库溢洪道闸首左侧岸坡受陡倾角断裂和缓倾角夹层层间错动切割，以及施工爆破影响，岸坡岩体存在局部失稳现象，

危及左边墩安全，采用灌浆、长锚杆锚固等处理措施。

溢洪道地基内缓倾角断层破碎带或软弱夹层的处理措施，除采用挖除、加深帷幕、加强固结灌浆外，在工程实践中还采用以下方式处理：

**深齿墙：**河北省岗南水库新增设溢洪道，在堰（闸）基础设深 13m 齿墙，截断软弱夹层，提高基础抗滑能力。

**抗滑键（塞）：**对于坚硬岩石中夹单一的缓倾角软弱夹层，在不能全面挖除时，沿软弱夹层面走向洞挖并回填混凝土，形成混凝土塞来抵抗沿层面的剪切滑动。

**抗滑桩：**以抗滑桩来抵抗软弱夹层的剪切滑动，桩的深度应达到剪切错动带以下，桩的数量及桩径应通过计算确定，升钟溢洪道堰（闸）基，对埋深 5m~6m 的软弱夹层采用抗滑锚筋桩加固处理，岗南新增设的溢洪道的挑坎，位于多层缓倾角软弱夹泥层带上，采用抗滑井桩进行了深基础处理，井深 40m，直径 5.0m，井距 12m。

**预应力锚索：**用锚索施加压力，增强被加固岩体的稳定性及承受外荷的能力，一般用于较大的地质构造加固，为了减少预应力松弛，可在张拉后一个月进行一次补偿张拉，然后再封孔灌浆。

**8.5.3 岩溶地区溢洪道地基处理**可与大坝采用同样的原则，坝肩溢洪道应与大坝统一进行岩溶处理。

对水库库区和坝区岩溶的处理，我国广西、湖南等省（区）积累了许多经验。归纳为铺（黏土铺盖或混凝土盖板护面）、堵（混凝土或浆砌石封堵洞穴）、截（混凝土截水墙）、灌（帷幕灌浆或加强固结灌浆）、导（排）等项措施。溢洪道的地基岩溶，可根据条件选用适当的处理措施。对规模较大的溶洞溶槽应提出专项处理设计。

## 8.6 边坡开挖及处理

**8.6.1 边坡开挖设计**，包括根据工程地质条件，确定适宜的开挖

坡形、坡向、坡高和坡度等，以保证边坡的稳定性。

开挖边坡的稳定除受岩体本身强度的影响外，主要受岩层产状、工程地质缺陷等因素所控制。每个工程的地质条件不同，开挖稳定坡度也不相同，对于手册、文献中建议的边坡坡度，以及类似工程的边坡坡度，要具体情况选用，最终要通过分析计算确定。

岩石边坡开挖，一般采用分级设平台或放缓边坡的办法。国内部分溢洪道开挖边坡采用的分级高度一般为10m~30m，马道宽度一般为1.5m~5.0m。设计时应根据开挖边坡的具体情况确定，如利用傍山公路、结合施工平台与施工道路等。

**8.6.2** 国外岩石开挖工程中采取陡直边坡的经验证明，它可以减少工程量和缩短工期。鲁布革溢洪道开挖采用垂直边坡的成功经验，说明这种开挖方案是可行和经济的。开挖垂直边坡，需特别重视对岩体结构特征的研究，并采取综合的工程措施进行处理，以保证其安全。

**8.6.3~8.6.5** 提出了边坡防治的几项措施，并需注意下列各点：

1 边坡防护是以其自身能够保持稳定为前提，再采取保护性措施，以防止坡面冲蚀、风化或局部崩落。

植被护坡适用于崩塌可能性小的土质和风化岩石边坡，或失水多、干裂的岩土边坡。

护坡以采用喷浆或喷混凝土比较普遍，干、浆砌石或混凝土也常采用，可根据边坡防护规模、特点及施工条件等选用。

2 当岩石边坡自身不能保证稳定时，宜放缓边坡或采取工程措施。

喷锚适用于边坡的浅层锚固和表面防护。

对小型不稳定岩体，在不适宜开挖的情况下，一般在坡脚或分级设支撑挡墙。

抗滑桩用以支挡滑体，增加阻力。

抗滑键（塞和锚洞）可提高滑动面的抗剪强度，用于具有明

显滑动结构面的边坡地段，一般沿滑动面走向垂直滑动方向设置。

锚固措施对层状、块状岩体的边坡稳定均有良好的作用。近年来又逐渐发展为深层锚固，可应用于较深厚的不稳定岩体。

**8.6.6** 为泄洪雾化增加的条文。在已建工程中，由于雾化降水对工程边坡所造成的危害，已引起工程界的重视，对工程处理方面也已有一些经验。

#### 1 龙羊峡水电站

龙羊峡枢纽为混凝土重力拱坝（坝高 178.0 m），泄洪建筑物为右岸岸边溢洪道，坝身设中、深、底孔。设计泄量  $4000\text{m}^3/\text{s}$ （1000 年洪水）；校核泄量  $6000\text{m}^3/\text{s}$ （最大可能洪水）。泄水建筑物作用水头（从下游水面算起）在 140m~150m 之间。龙羊峡为“V”形河谷，边坡平均为  $60^\circ$ ，坝址区岩石主要由印支期花岗闪长岩和三叠系变质砂板岩组成，岩性坚硬，断裂发育，工程地质条件复杂，泄水建筑物冲刷坑均位于下游的 F7 断层及影响带内，总宽度为 100m，泄洪消能问题突出。为了削弱水流冲击，使落水点位置尽可能避开断层，对消能建筑物进行优化，将水舌沿河道纵向拉开，使下游河道冲刷深度降到最小（10m~20m）。

龙羊峡虎山坡原为一个古塌滑体，位于坝下 250m~630m 的右岸，处于泄水建筑物的泄流冲刷区及水雾影响范围。该地段坡高约 200m，不稳定岩体由靠上游的 1<sup>#</sup>塌滑体、靠下游的古滑坡堆积体和靠里侧的 2<sup>#</sup>不稳定岩体三部分组成，总方量约 150 万  $\text{m}^3$ ，如果进一步发展，最大体积可达 280 万  $\text{m}^3$ 。

在大坝泄洪冲淘坡脚及水雾形成的暴雨渗透、浸润下，古滑坡体残留的上游部分及后缘岩体，打破了原有的平衡状态，导致占滑坡的复活、并发展成不稳定岩体。对不稳定岩体处理的基本方案是：

对已经破碎的 1<sup>#</sup>塌滑体，卸载后再挖除 40 万  $\text{m}^3$ ，并设置抗滑桩加强其稳定性。

对 2<sup>#</sup>不稳定岩体沿 F206 面以上基本全面挖除，在开挖后的

多级平台布置坡面排水，将勘探平洞改造成坡体内地下排水系统。

岸坡下设宽 3m 深 40m 的防冲墙，用系统锚杆及锚拉洞防冲墙与岩体连成整体，防冲墙以上设约 90m 高的混凝土护坡，也采用锚杆、锚桩及预应力锚索进行锚固，并设置坡面排水。

## 2 李家峡水电站

李家峡水电站位于龙羊峡水电站下游 108.6 km（河道里程），大坝为混凝土双曲拱坝、泄洪建筑物为中孔及底孔，设计泄量  $4100\text{m}^3/\text{s}$ （1000 年洪水）；校核泄量  $6340\text{m}^3/\text{s}$ （10000 年洪水）。2 个中孔分左、右岸布置，水头 60m，单孔最大泄量  $2320\text{m}^3/\text{s}$ ；1 个底孔布置在右岸，设计水头 80.0 m，最大泄量  $1200\text{m}^3/\text{s}$ 。上述中、底孔穿过坝身后接明泄槽，沿两岸山坡布置。延伸至电站尾水渠后，用挑坎将水流挑向下游河床。李家峡坝址河谷呈 V 形，右岸山体雄厚，岸坡约  $50^\circ$ 。左岸山体单薄，岸坡呈  $45^\circ$ 。坝址区岩石为前震旦系变质黑云母更长质条带状混合岩和角闪斜长岩，岩层为单斜构造，倾向上游偏右岸。坝址下游泄流冲刷区左岸 200m~500m 范围存在有 III# 滑坡，大部分在泄流雾化的影响范围之内。

该电站为了解决消能防冲问题，通过优化挑坎体型，尽量做到“分散能量、收扩并举、左右配合”，达到了良好的消能效果。然而，由此引起的泄洪水流雾化问题更为严重，并影响到 III# 滑坡体的稳定和安全。III# 滑坡体是一个分层解体、顺层旋转滑动的岩质滑坡，顺河向宽 330m，纵向最大长度 300m，最大铅直深度 70m，从上游到下游分 4 个区，体积 263.0 万  $\text{m}^3$ 。

经稳定分析，滑坡天然干燥状态下的稳定安全系数  $K_0$  约为 1.15，基本稳定。但开挖坡脚后，将引起坡体稳定性降低，变形增大甚至局部失稳；若控制性软弱面遇水软化或局部浸水，坡体将处于不稳定状态。因此，在泄洪雨雾作用下将造成表层分块滑塌、或沿深部软弱组合面向临空方向蠕移。

电站发电前已预测到在泄洪雾化雨的作用下，边坡将失稳下滑。为此曾将不稳定岩体的绝大部分挖除（约 190 万  $\text{m}^3$ ），并采取

了包括预应力锚索、锚拉洞、锚桩、坡面喷护、混凝土护坡、防冲挡墙及地表、地下排水系统等多种工程治理措施。初期泄水和工程发电，证实上述治理措施是完全必要的。

电站泄洪后，边坡岩体的变形机制说明，治理工程受地质条件的限制和发电工期的影响，尚嫌不足。

电站于1996年12月下闸蓄水，为向下游补水，1997年1月20日起，底孔、右中孔交替泄流，泄量为 $200\text{m}^3/\text{s}\sim 570\text{m}^3/\text{s}$ ，泄流时间23d，以后又曾继续泄水。1997年3月1日，Ⅲ<sub>3</sub>区2100m高程以上的岩体沿f158失稳塌滑，总量约38万 $\text{m}^3$ 。

由于泄水时为气温最低时段，在雾化雨范围内，尤其是在2220m高程以下，形成了厚度不等的冰层，最厚达4.0m，加之昼夜温差大引起的冻融作用，导致了横向排水渠被堵，排水不畅，积水直接渗入岩体，增加了地面水的下渗量，坡面地下水观测孔中水位普遍上升约5.0m，最大达7.57m，原呈干燥状的I<sup>#</sup>、II<sup>#</sup>排水洞洞壁普遍潮湿，III<sup>#</sup>排水洞已呈饱和状态，涌水量急剧上升，f158断层下滑前已呈饱和状态，并有滴水，原有裂缝增大，并出现相对错动。

上述现象说明，泄流雾化雨对降低边坡稳定性的作用十分明显，坡体内地下水位升高，是导致边坡变形失稳的主导因素，而冬季泄水，冰盖的反复冻融，更加剧了雾化雨的作用。

泄洪雾化降水强度往往比天然最大降水强度大数十倍（刘家峡水电站泄洪雾化降水强度为600mm/h，而其所在的甘肃省最大24h点雨量纪录仅330mm，相差44倍），由于我国北方地区气候十分干燥，在强大的雾化降水的作用下，容易导致边坡失稳，更需特别注意。

当挑流消能雾化影响边坡的安全时，可按下列原则进行防护加固处理：

1 根据雨雾区内的地形、地质条件、预测的强暴雨区、雾流扩散区等情况，根据分区处理的原则，按8.6.3、8.6.4分别进行

加固处理。

2 加强坡面排水，必要时可采用地下排水。排水设施可按 8.4.14 有关条文设置。

3 对高陡边坡及地质条件复杂的边坡，应加强施工期及运行期的监测，以保证工程安全。

## 9 观 测 设 计

### 9.1 一 般 原 则

**9.1.1、9.1.2** 观测设计是为了监测溢洪道的运行安全；掌握施工期、蓄水期、运行期的溢洪道工况，指导施工和运行；为工程安全检查提供依据；检验设计的正确性，使于补充和完善，并为科学研究提供资料。因此在大型工程和水力条件复杂的中型工程中，需埋设必要的原地观测设施。

同时，本标准提出了观测设施应符合有效、可靠、牢固等原则，各工程可根据其自身的特点、需要及条件，按照经济合理的原则，选用合适的观测设施。

**9.1.3** 本条规定了观测点布置的原则，对项目和测点的选择、观测部位及断面、观测精度、观测设备的保护等均提出了要求。

**9.1.4** 观测点的工作条件直接影响到观测成果的精度和观测工作的顺利进行，故本条强调观测点应具备的工作条件，以引起重视。

**9.1.6** 针对过去观测设施在施工期间多有损坏、失效、观测不及时，资料不齐全等情况，本条提出了观测设计中应要求施工单位保证施工期各项观测设施的完好和观测资料的完整性和延续性。

### 9.2 观 测 项 目

**9.2.1** 本标准修订时，将溢洪道的观测项目分为必须进行的安全性观测和根据需要进行的专门性观测两类，不再使用原标准中的一般性观测和专门性观测的名称，因为安全性观测项目可以综合而直观地反映溢洪道的工作状态，其成果关系到工程的安危，而且是工程安全检查所必需的资料，故特别加以强调。

**9.2.2** 安全性观测项目是指对监测溢洪道安全具有重要作用的项目，通过这些项目的观测，可以直接地、综合地反映溢洪道的工

作状态，监视溢洪道安全运行。可按工程建筑物的级别，根据标准所列项目采用。

**9.2.3** 宜根据工程重要性、安全监测的需要和工程的地质条件、结构型式等设置专门性观测项目。

**9.2.4** 根据原标准统计，241个大、中型水库发生的1000起事故，其中与水力学因素有关的311起，占31.1%，对河岸式溢洪道，水力学观测更具有重要性。

**9.2.5** 各项观测设计的要求可按SDJ336—1989及SL60—1994的有关规定执行，因此本次修订取消了原标准附录五“水力观测设计”，以避免与上述标准重复。

---