

UDC

中华人民共和国水利行业标准

SL

P

SL 282-2003

混凝土拱坝设计规范

Design specification for concrete arch dams

2003-03-09 发布

2003-06-01 实施

中华人民共和国水利部

发布

中华人民共和国水利部
关于批准发布《混凝土拱坝设计规范》
SL282—2003 的通知

水国科 [2003] 94 号

部直属各单位，各省、自治区、直辖市水利（水务）厅（局），各计划单列市水利（水务）局，新疆生产建设兵团水利局：

经审查，批准《混凝土拱坝设计规范》为水利行业标准，并予发布。标准编号为 SL282—2003，代替原 SD145—85。

本标准自 2003 年 6 月 1 日起实施。

标准文本由中国水利水电出版社出版发行。

二〇〇三年三月九日

前 言

根据水利部 1997 年下达的技术标准制定、修订计划，水利水电规划设计管理局的水规局（1997）7 号文《关于印发水利水电勘测设计技术标准工作会议有关文件的通知》以及 SL01—97《水利水电技术标准编写规定》，对 SD145—85《混凝土拱坝设计规范》进行修订。

规范修订的理论原则，水利行业暂不按 GB50199—94《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》的规定修订，仍按定值安全系数法修订。水利部水利水电规划设计管理局又在水规局技（1999）10 号文《关于印发水利水电工程设计可靠度理论应用研讨会会议纪要的函》中重申了上述原则，并认为对有条件的大型工程，可在设计中用可靠度理论作分析研究，通过工程设计实践，积累经验，待条件成熟后，在规范再次修订时进行研究。

本次修订的 SL282—2003《混凝土拱坝设计规范》主要章节内容有：

- 拱坝体形选择、泄洪方式及拱坝布置；
- 泄洪、消能及防冲的水力设计；
 作用在拱坝上的荷载及其组合；
- 拱坝应力分析内容、方法及其控制标准；
- 拱座抗滑稳定、变形稳定及其安全指标；
- ……坝基开挖、灌浆、防渗、排水及断层和软弱结构岩体的处理；
- 坝顶布置、分缝、廊道、止水及排水等构造设计；
- ……坝体混凝土材料、温控标准及温控措施；
- ……安全监测设计原则、监测项目及监测设施布置。

对规范 SD145—85 修改补充的主要内容如下：

- 增加主要术语与符号一章，取消原规范附录五；
- 增加拱坝泄洪布置宜首选坝身泄洪方式，强调工程地质因素对拱坝布置的影响；
- 增加体型选择采用变厚度、变曲率拱的几种拱型，增述了合理设计拱冠梁断面与坝顶表孔布置的关系；
- 取消拱坝泄洪布置原规范正文中“注⑤”的内容，其余各注释内容列入条文说明中，增补了应重视泄洪雾化造成的不利影响；
- 水力设计将洪水标准和泄流能力分别单列，增加了泄洪采用多种泄水建筑物相结合的布置型式以及坝身泄水孔采用组合消能方式的要求；
- 增加消能防冲采用人工水垫塘的设计要求，强调消能工下游河道被冲刷河段的护岸防冲问题；
- 增加了含设计正常温升的两组基本荷载组合和两组特殊荷载组合；
- 强调有限元法计算成果也应作为衡量拱坝强度安全的主要标准，并增加有限元法计算的应力控制标准；
- 明确拱坝在正常工作状态下，不存在沿建基面滑动的危险性，淡化其作为设计控制工况的要求；
- 增加岩溶地区坝基处理的原则和防渗帷幕要求；放宽建基面开挖对基岩风化深度的要求；增加断层破碎带、软弱夹层处理时，宜将坝体与岩基连同一起研究的内容；增补高压水泥灌浆、高喷冲洗灌浆等断层破碎带的处理措施；
- 强调坝顶最低高程的要求；放宽横缝和纵缝的设置间距；提出圆弧形横缝键槽型式和塑料拔管的施工方法；增加消防的要求；增补了坝体和基础止水的要求；
- 取消对坝体混凝土的一般性能要求，明确混凝土标号分区设计应以强度控制指标为主；采用新的温度控制计算方法；增加制定温控标准及温控措施的依据；明确浇筑层厚度确定因素；增补温控具体措施；

——将原“观测设计”一章名称改为“安全监测设计”；取消原规范附录四；修正观测任务的性质划分；明确规定工程监测范围，增补安全监测设计遵循的原则；调整专门监测项目的内容；增加主要监测设施布置要求。

本规范的强制性条文有 1.0.2、4.1.2、4.4.4、6.2.1、6.3.1、6.3.2、6.3.3、7.2.6、7.2.7、8.4.5 第 1 款、8.4.6、8.6.6、9.1.1、9.2.5、9.3.9、10.1.3、10.2.5、11.1.1 第 1 款、11.1.5 第 1 款、11.2.2，以黑体字标识。

本规范解释单位：水利部水利水电规划设计总院

本规范主编单位：上海勘测设计研究院

长江水利委员会长江勘测规划设计研究院

本规范主要起草人：钟源清 张良骞 刘世康 廖仁强

苗琴生 柏宝忠 曹去修 张芝琪

陈在敏 范五一 张志勇 汤书明

胡中平 万学军

目 次

1	总则	(1)
2	主要术语与符号	(3)
2.1	主要术语	(3)
2.2	基本符号	(5)
3	拱坝布置	(8)
3.1	一般规定	(8)
3.2	拱坝体形选择	(8)
3.3	拱坝泄洪布置	(9)
3.4	其他布置要求	(10)
4	水力设计	(12)
4.1	一般原则	(12)
4.2	泄水建筑物水力设计	(12)
4.3	消能防冲水力计算	(14)
4.4	其他有关水力设计	(18)
5	荷载与荷载组合	(20)
5.1	荷载	(20)
5.2	荷载组合	(22)
6	拱坝应力分析	(25)
6.1	分析内容	(25)
6.2	分析方法	(26)
6.3	控制指标及其他规定	(26)
7	拱座稳定分析	(28)
7.1	一般原则	(28)
7.2	抗滑稳定	(29)
7.3	变形稳定及其他	(30)

8	坝基处理	(32)
8.1	一般规定	(32)
8.2	坝基开挖	(32)
8.3	固结灌浆	(33)
8.4	防渗帷幕	(34)
8.5	坝基排水	(35)
8.6	断层破碎带和软弱夹层处理	(36)
9	拱坝构造	(38)
9.1	坝顶布置	(38)
9.2	横缝和纵缝	(39)
9.3	坝内廊道及交通	(40)
9.4	坝体止水和排水	(41)
10	坝体混凝土和温度控制	(43)
10.1	坝体混凝土	(43)
10.2	温度控制	(43)
11	安全监测设计	(47)
11.1	一般原则	(47)
11.2	监测项目与主要监测设施布置	(48)
附录 A	水力设计计算公式	(54)
附录 B	荷载计算公式	(64)
附录 C	施工期坝体温度和温度应力计算	(79)
	本规范的用词和用语说明	(94)
	条文说明	(95)

1 总 则

1.0.1 为适应混凝土拱坝建设发展的需要，规范混凝土拱坝设计要求，对 SD145—85《混凝土拱坝设计规范》进行修订，使工程设计做到安全适用、经济合理、技术先进、质量保证，特制定本规范。

1.0.2 混凝土拱坝的级别，应符合 SL252—2000《水利水电工程等级划分及洪水标准》的规定。

1.0.3 本规范适用于水利水电枢纽中 1、2、3 级混凝土拱坝的设计。4、5 级混凝土拱坝设计可参照使用。坝高大于 200m 或有特殊情况的拱坝工程，应进行专门研究。

1.0.4 混凝土拱坝按其坝高分为低坝、中坝和高坝。低坝高度为 30m 以下，中坝高度为 30~70m，高坝高度为 70m 以上。

1.0.5 混凝土拱坝按其厚高比为薄拱坝、中厚拱坝和厚拱坝（或称重力拱坝）。薄拱坝厚高比小于 0.2，中厚拱坝厚高比为 0.2~0.35，厚拱坝厚高比大于 0.35。

1.0.6 混凝土拱坝的设计应重视下列问题：

1 充分掌握建坝地区的气象、水文、泥沙、地形、地质、地震、建筑材料、生态、环保、工业卫生、河流规划、施工及运用条件等基本资料，特别是坝址拱座的工程地质和水文地质条件。

2 认真分析拱坝的稳定和应力，合理选择拱坝体形。

3 做好坝体防洪安全设计和泄洪消能防冲设计，并应研究薄拱坝的坝身泄洪产生的结构问题。

4 宜研究降低或放空库水的设施，以及地震区拱坝的抗震设计。

5 研究施工导流和度汛、浇筑设施及交通运输等施工条件，提出对坝体混凝土质量和温度控制的要求，并应研究坝体浇筑和接缝灌浆顺序、施工蓄水过程中坝体自身的稳定和应力及其度汛

问题。

6 合理布置安全监测系统，认真做好安全监测设计。

1.0.7 混凝土拱坝设计除应符合本规范规定外，尚应符合国家现行的有关标准的规定。

网易 NetEase
水利工程网 WWW.SHUIGONG.COM

2 主要术语与符号

2.1 主要术语

2.1.1 拱坝 arch dam

在平面上拱向上游，将荷载主要传递给两岸的曲线形坝。

2.1.2 厚高比 thickness to height ratio

拱坝最大坝高处的坝底厚度与坝高之比。

2.1.3 拱坝体形 arch dam shape

拱坝所采用的型式、形状和尺寸。它包括两方面的含义，一是竖向拱冠梁截面形状，二是水平拱圈截面形状，即分别被称为“梁型”和“拱型”。

2.1.4 单曲拱坝 single curvature arch dam

水平截面呈曲线形，而竖向悬臂梁截面不弯曲的拱坝。

2.1.5 双曲拱坝 double curvature arch dam

水平截面和竖向截面均呈曲线形的拱坝。

2.1.6 变曲率拱坝 variable curvature arch dam

由抛物线、椭圆、双曲线、多心圆、对数螺线、统一二次曲线或其他变曲率的水平拱圈所组成的拱坝。

2.1.7 拱圈中心角 central angle of arch

拱坝中心线与拱轴线在拱座交点处半径之间的角度为拱圈半中心角，其左右半中心角之和即为拱圈中心角。

2.1.8 断面平均温度 mean concrete temperature of section

沿水平拱厚度方向的平均温度。

2.1.9 等效线性温差 equivalent linearly-distributed temperature difference

沿水平拱厚度方向，将实际温度分布按分布图形面积矩相等的原则，换算成直线温度分布时的上下游温差。

2.1.10 设计正常温降(温升) normal design temperature drop

(temperature rise)

保证率为 50% 的年最低（最高）月平均气温与多年月平均气温的差值，也可采用多年平均气温年变幅。

2.1.11 拱梁分载法 multi-arch beam method

将整个拱坝分为水平拱和悬臂梁两个系统，根据拱系和梁系在其交点处变位相等的条件来确定拱梁荷载分配的分析方法。

2.1.12 有限元法 finite element method

用有限多个、有限大小、在有限多个连接点处相连接的单元组合而成的离散化模型去逼近由无限多个微小单元组成的连续介质，建立平衡方程式，基于计算机的一种数值分析方法。

2.1.13 有限元等效应力 equivalent stress of finite element method

对有限元法分析所得的坝体有关应力分量，沿坝体厚度方向进行积分，求出截面相应内力，再用材料力学方法求出的坝体应力为有限元等效应力。

2.1.14 刚体极限平衡法 limit equilibrium method

将可能滑动的岩体作为刚体，采用极限平衡原理，计算沿滑动面的抗滑稳定安全系数的分析方法。

2.1.15 拱座 arch dam abutment

拱坝所座落的两岸岩体部分，包括两岸坝体直接浇筑的部位和上、下游一定范围内的岩体。

2.1.16 拱座稳定 stability of arch dam abutment

包括拱座的抗滑稳定、拱座的变形稳定和拱座的渗透稳定。

2.1.17 推力墩 abutment block of arch dam

设置在坝体与基岩之间，将拱端推力传至基岩的结构物，在地形突然开阔或地质上有缺陷时采用。

2.1.18 拱坝垫座 support cushion of arch dam

设置于拱坝坝体与基岩之间、宽度大于该处坝体厚度的人工地基。

2.1.19 拱坝周边缝 peripheral joint of arch dam

设置于拱坝与河床及岸边混凝土垫座之间的接触缝。

2.2 基本符号

2.2.1 荷载

$\sum N$ ——垂直于滑裂面的合力；

$\sum T$ ——沿滑裂面的合力；

P_x ——溢流反弧段上离心力合力的水平分力；

P_y ——溢流反弧段上离心力合力的垂直分力；

P_{sk} ——泥沙压力；

P_{wk} ——浪压力；

F_{bk} ——冰块撞击坝面的动冰压力；

P_m ——脉动压力强度；

P_d ——消力墩所受冲击力。

2.2.2 材料性能参数

f_1 ——滑裂面的抗剪断摩擦系数；

c_1 ——滑裂面的抗剪断凝聚力；

f_2 ——滑裂面的抗剪摩擦系数；

λ_c ——混凝土导热系数；

C_c ——混凝土比热；

a_c ——混凝土导温系数；

β_c ——混凝土表面放热系数；

E_C ——混凝土弹性模量；

E_R ——基岩变形模量；

γ_c ——混凝土重度；

ρ_c ——混凝土密度；

μ ——混凝土泊松比；

α ——混凝土线膨胀系数；

ε_p ——混凝土极限拉伸值；

γ_w ——水的重度；

- ρ_w ——水的密度；
- C_w ——水的比热；
- γ_{sb} ——泥沙的浮重度；
- γ_{sd} ——泥沙的干重度；
- φ_s ——泥沙的内摩擦角。

2.2.3 几何特征

- A ——计算滑裂面的面积；
- A_k ——孔口出口面积；
- B ——溢流孔净宽；
- L_c ——护坦消力池长度。

2.2.4 计算指标

- K_1 ——按抗剪断强度计算的抗滑稳定安全系数；
- K_2 ——按抗剪强度计算的抗滑稳定安全系数；
- k_f ——混凝土抗裂安全系数。

2.2.5 计算参数

- Δh ——防浪墙顶至水库静水位高差；
- h_b ——波高；
- h_x ——波浪中心线至水库静水位高差；
- h_c ——安全超高；
- L_m ——平均波长；
- H_{cr} ——使波浪破碎的临界水深；
- Q ——流量；
- H_s ——定型设计水头；
- Q_0 ——胶凝材料最终水化热；
- θ_0 ——混凝土最终绝热温升；
- Q_τ ——胶凝材料在龄期 τ 时的累积水化热；
- T_p ——混凝土的浇筑温度；
- T_t ——坝体稳定温度；
- T_r ——混凝土因水化热和其他原因产生的最高温升。

2.2.6 计算系数

σ_k ——水流空化数；

Fr ——弗氏数；

m_s ——溢流堰的流量系数；

σ_m ——淹没系数；

R ——基础约束系数；

k_p ——由混凝土徐变引起的应力松弛系数。

网易 NetEase
WWW.SHUIGONG.COM
水利工程网

3 拱坝布置

3.1 一般规定

3.1.1 拱坝宜修建在河谷较狭窄、地质条件较好的坝址上。

3.1.2 拱坝坝轴线应选在河谷两岸较厚实的山体上。

3.1.3 拱坝布置应根据坝址地形、地质、水文等自然条件及枢纽的综合利用等要求，进行全面技术经济比较，选择最优方案。

3.1.4 拱坝布置应符合下列要求：

1 泄洪方式的选择，应根据泄洪量大小，结合工程具体情况确定。除有明显合适的岸边泄洪通道外，宜首先研究采用拱坝坝身泄洪的可行性。

2 与拱坝相邻的其他建筑物布置，应分析研究其对拱坝应力及拱座稳定的影响。

3 应分析研究拱坝两岸山体存在不利结构面、缓倾角节理、软弱夹层和下游临空面等因素对拱坝布置的影响，以及采用拱座加固措施的可行性。

4 应分析研究施工导流、工程施工等对拱坝布置的影响。

3.1.5 最终选定的 1、2 级拱坝布置方案，应进行水工模型试验；3 级拱坝必要时也应进行水工模型试验。

3.1.6 拱坝设计应进行优化，在满足坝体应力、拱座稳定的条件下，选择最优体形。

3.2 拱坝体形选择

3.2.1 拱坝体形应根据坝址河谷形状、地质条件、拱座稳定、坝体应力、泄洪布置以及施工条件等因素进行选择。

3.2.2 根据坝址河谷形状选择拱坝体形时，应符合下列规定：

1 V 形河谷，可选用双曲拱坝。

2 U 形河谷，可选用单曲拱坝。

3 介于 V 形与 U 形之间的梯形河谷，可选用单曲拱坝或者双曲拱坝。

4 当坝址河谷的对称性较差时，坝体的水平拱可设计成不对称的拱，或采用其他措施。

5 当坝址河谷形状不规则或河床有局部深槽时，宜设计成有垫座的拱坝。

3.2.3 当地质、地形条件不利时，选择拱坝体形应符合下列要求：

1 可采用两端拱圈呈扁平状、拱端推力偏向山体深部的变曲率拱坝；

2 可采用拱端逐渐加厚的变厚度拱或设垫座的拱坝；

3 当坝址两岸上部基岩较差或地形较开阔时，可设置重力墩或推力墩与拱坝连接。

3.2.4 拱坝体形设计应符合下列要求：

1 必要时采用坝体应力变化平缓的变厚度、变曲率拱，并符合本规范 6.3.1 和 6.3.2 的规定。

2 水平拱圈最大中心角应根据稳定、应力、工程量等因素，选为 $75^{\circ}\sim 110^{\circ}$ 。

拱端内弧面的切线与利用岩面等高线的夹角不应小于 30° 。若夹角小于 30° 时，应专门研究拱座的稳定性，调整坝体作用于拱座上的各种作用力的合力方向。

3 合理设计垂直悬臂梁断面，在满足施工期自重拉应力控制标准及坝表孔布置的要求下，可选取较大的下游面倒悬度（水平比垂直）。悬臂梁的上游面倒悬度不宜大于 0.3:1。

3.2.5 根据坝体应力、拱座稳定及工程具体条件，可采用抛物线、椭圆、双曲线、多心圆、对数螺线、统一二次曲线等变曲率拱型。

3.3 拱坝泄洪布置

3.3.1 拱坝泄洪布置，应根据体形、坝高、泄洪量大小、电站厂房位置、泄洪方式（如溢洪道、泄洪洞等）、坝址地形、地质、施工条件、施工期导流及度汛的要求等，经综合比较选定。

常用的拱坝泄流方式有坝顶泄流、坝身孔口泄流、坝面泄流、坝肩滑雪道泄流、坝后厂顶溢流（厂前挑流）等。

3.3.2 拱坝坝身泄洪，其溢流段的长度、孔数、泄流孔尺寸、位置等，应根据泄洪量和水头大小、对坝体应力及下游冲刷的影响与后果、枢纽运行要求，以及对相邻建筑物的影响等方面研究确定。

3.3.3 当采用拱坝坝身泄洪时，应符合下列要求：

1 下泄水流与坝脚应保持足够的安全距离，下游宜保持足够的水垫深度。

2 应重视泄洪水流挑入河床对两岸山体稳定和其他建筑物运行安全的影响。

3 泄洪量较大时，宜研究落水点纵向拉开、横向扩散或采用对冲消能。

4 应重视泄洪雾化对下游两岸山体、电气设备以及交通等的不良影响，必要时应采取相应的防护措施。

3.3.4 坝身设置的中部偏上的中孔、中部偏下的深孔或底部附近的底孔应符合下列要求：

1 孔口的位置宜避开高应力区和基础约束区。

2 孔口尺寸应根据坝体厚度、应力集中程度、水头大小、闸门允许尺寸等确定。

3 孔口数目应根据所承担的泄洪量大小、坝体应力影响程度等确定。

4 孔口断面宜采用高宽比为 0.8~1.6 的矩形。

3.3.5 当采用坝身孔口泄洪时，宜设置拦（清）、导（泄）等防污排污措施，并参照 SL285—2003《水利水电工程进水口设计规范》的规定执行。

3.4 其他布置要求

3.4.1 当采用坝后式或坝内式厂房时，拱坝坝内或坝面压力管道的布置应根据坝体厚度、压力管道受力状况、施工与运行条件等，

经技术经济比较研究确定。布置型式有下列三种：

- 1 压力管道斜向或垂直布置于坝体内。
- 2 压力管道从进水口高程水平穿过坝体，再沿下游坝面向下“背管”布置。
- 3 压力管道贴坝体上游面，垂直下延到机组高程后，再水平穿过坝体布置。

3.4.2 当坝身需要布置供水孔、排沙孔或放水底孔时，其孔口位置、尺寸、数目、位置及形状等，应根据其不同要求和坝体应力情况，参照本规范 3.3.4 的规定执行。

3.4.3 拱坝两岸的连接建筑物（重力墩、推力墩等）的型式、尺寸，应根据地形、地质情况，以及与坝体连接的方式等，通过应力和稳定分析计算确定。

水利
工程
网
WWW.SHUIGONG.COM

4 水力设计

4.1 一般原则

4.1.1 拱坝泄洪、消能、防冲的水力设计应包括下列内容：

- 1 泄水建筑物的泄流能力设计；
- 2 泄水建筑物的进水口和流道体形设计；
- 3 泄水建筑物下游水流衔接和消能防冲建筑物设计；
- 4 与高速水流相关的抗空蚀、防雾化设计；
- 5 其他有关的水力设计。

4.1.2 泄水建筑物和消能防冲建筑物的洪水标准，应按 GB50201—94《防洪标准》和 SL252—2000 的规定执行。

4.1.3 拱坝的水力设计除必须满足泄洪要求外，还应满足汛前预泄、放空库水、施工度汛、排漂、排沙、排冰及下游供水等要求。

4.1.4 水力条件复杂的泄水建筑物和消能防冲建筑物，应经水工模型试验论证，必要时还应进行减压模型试验。水力条件简单的中型工程，其水力设计可参照类似工程经验，经计算分析确定。

4.2 泄水建筑物水力设计

4.2.1 泄水建筑物可分为坝身式、岸边式和隧洞式三类。

坝身式泄水建筑物按其进口所处部位和水力学特性等因素，可分为表孔、浅孔、中孔、深孔和底孔等型式。

岸边式和隧洞式泄水建筑物的水力设计，应符合 SL253—2000《溢洪道设计规范》和 SL279—2002《水工隧洞设计规范》的规定。

4.2.2 坝身表孔和浅孔可设计为坝顶挑流或跌流，也可设计为沿坝面或滑雪道泄流。

表孔设置胸墙且胸墙起挡水作用时，应按浅孔设计。

表孔的堰面曲线宜采用幂曲线，浅孔的堰面曲线宜采用抛物

线，可按本规范附录 A.1 确定。经过数值计算或模型试验论证，也可采用其他堰面曲线。

浅孔出口采用压板时，其体形曲线宜由水工模型试验确定。

4.2.3 在当地大气压条件下宣泄常遇洪水，闸门全开时，表孔和浅孔溢流堰顶附近不宜出现负压；闸门局部开启时，经论证可允许出现不大的负压值；宣泄校核洪水时，其负压值不得超过 $(3\sim 6)\times 9.81\text{kPa}$ ，对薄拱坝及高拱坝应在上述范围内取小值。

堰顶闸门槽负压过大，可能产生空蚀破坏时，应改进门槽型式，或改用无门槽闸门。

4.2.4 采用厂房顶泄流或挑越厂房顶泄流时，应进行水工模型试验，要求在各种运行工况下均不产生危及结构安全的振动，并应采取有效止水措施。

4.2.5 深式泄水孔（包括中孔、深孔和底孔）宜设计成有压孔。对于厚拱坝也可设计成短有压孔接无压孔，但应避免无压孔内出现明、满流交替现象。无压孔在平面上宜作直线布置，其出口宜高出下游水位，并应防止在孔内出现水跃。

有压孔应进行压力坡线计算，不得出现负压。有压孔出口处断面应逐渐收缩，有压孔进、出口面积之比可根据有压段长度及压力分布经综合分析后确定。

4.2.6 深式泄水孔进口段的顶部，宜采用椭圆曲线。孔身底缘线可根据进、出口高差及设计水头等条件采用抛物线或缓坡直线。

无压孔的水面至孔顶间应留有净空，净空高度应根据水流速度及掺气状况确定。在直线段，当孔身为矩形时，最小净空高度取不掺气水深的 $30\%\sim 50\%$ ；当孔顶为半圆拱时，其拱脚距水面的高度可取不掺气水深的 20% 左右；当孔顶为扁圆拱时，可参照半圆拱的要求略予增加。采用掺气设施时，应作专门研究。

4.2.7 深式泄水孔应在进口处设置事故检修门，事故检修门及通气孔设计应符合 DL/T 5039—95《水利水电工程钢闸门设计规范》的规定。闸门槽负压过大，可能引起空蚀破坏时，应改进门槽型式，或改用无门槽闸门。

4.2.8 导流底孔所在坝段上部，不宜布置施工度汛临时过水缺口。若无法避免，应重视底孔出流被上层缺口泄水封堵的不利情况，并采取适当措施。

应采取措施防止导流底孔进口闸门槽顶部进水。导流底孔出口流速较大时，宜设置出口消能工。

4.2.9 在满足混凝土分层分块及细部构造要求和方便施工的前提下，坝身泄水孔可采用非径向布置、有压段中心线适当偏转等结构措施。采用挑流或跌流消能方式时，出口段可采用扩散、收缩（宽尾墩、窄缝坎等）、差动、斜切或扭曲等结构措施。各种措施的布置及结构尺寸应通过水工模型试验确定。

4.2.10 泄水建筑物出口段反弧半径，可采用 $(4\sim 10)h$ (h 为校核洪水位闸门全开时反弧最低点的水深)。经论证，也可采用小于上述的反弧半径或采用变半径曲线。

坝面或滑雪道泄流设施的体形曲线，可根据具体情况采用较陡的坡度，但在宣泄设计洪水时应保证水流不脱离坝面，且不产生引起空蚀或严重振动的其他水流现象，必要时应通过水工模型试验确定。

4.2.11 泄水建筑物的泄流能力，在初步设计阶段可按本规范附录 A.2 确定，必要时应通过水工模型试验论证。

对特殊型式的泄水建筑物，其泄流能力应由水工模型试验确定。

凡有水流向心集中情况者，计算所得流量还应乘以折减系数，其值可取 $0.92\sim 0.98$ ，拱半径较小者取小值。

4.3 消能防冲水力计算

4.3.1 泄水建筑物的下游应设置相应的消能防冲设施。长期淹没于水下的消能防冲设施（如消力池、水垫塘、消力库、短护坦、二道坝等），应提供检查及维修的方便条件。

4.3.2 拱坝泄洪宜采用多种泄水建筑物相结合的布置型式。

坝身式泄水建筑物，宜采用挑流、跌流消能方式。深式泄水

孔也可采用底流、岸流消能方式。

多种坝身泄水孔联合运行时，宜采用同高程孔口泄流左右对冲消能，或不同高程孔口泄流上下对冲消能，或高孔跌流配合低孔的底流、面流消能等组合消能方式。

4.3.3 挑流消能方式适用于坚硬基岩上的高、中坝，其设计应符合下列规定：

1 冲坑深度较大或坝基存在下倾软弱构造，并可能被冲坑切断而危及坝基稳定时，或岸坡可能被冲塌而危及拱座稳定时，应采取有效防冲措施。

2 挑流鼻坎的体形及挑角的大小，宜通过比较确定。采用差动式鼻坎时，应合理选择反弧半径、高低坎宽度比、高程差及挑角差。亦可视需要在鼻坎与反弧段之间接入直线过渡段，或在适当部位采取通气措施。

3 鼻坎的设置高程应能保证自由挑流。

4.3.4 不对冲的普通挑流消能，应对各级流量进行水力计算。在初步设计阶段，其水舌挑距和冲坑水垫厚度等水力要素可按本规范附录 A.3 确定。

对冲挑流消能设计，应对各级流量估算水舌挑距、范围和冲坑水垫厚度，并应符合下列要求：

1 采用左右对冲式挑流消能时，坝身两侧泄水建筑物出口射流的交汇线在设计流量下宜与下游河流中心线基本重合。在各级流量下挑流水舌的挑距和冲坑深度、位置等应通过模型试验确定。对冲消能设计时宜提出闸门启闭方案。

2 采用上下对冲式挑流消能时，对高低坎的相对位置、布置型式以及对冲后的挑距和冲坑深度等，应通过水工模型试验确定。

3 对于安全挑距，宜根据最大冲坑深度和河床基岩节理、裂隙以及层面等软弱构造面发育情况，以不影响坝趾基岩及岸坡稳定为原则研究确定。冲坑上游侧影响范围，与地质条件密切相关，初步设计时可按 3 倍冲坑深度估算。水舌入水宽度的选定，应不影响冲坑两侧岸坡及有关建筑物的稳定，否则应采取安全措施。

4 按挑流设计的坝顶泄流，在坝顶水头较低时，有可能转变为跌流，应分析研究由此引发的不良后果，并采取适当的工程措施。

4.3.5 跌流消能设计应对各级流量进行水力计算，估算水舌抛射距离、范围和最大冲坑深度等，并应符合下列要求：

1 跌流消能水力要素，在初步设计阶段可按本规范附录 A.4 确定，必要时应通过水工模型试验论证。

2 采用天然水垫塘时，跌流水舌的安全射距及水舌入水宽度按本规范 4.3.4 的规定执行。

3 应分析研究水舌下缘的通气条件以及坝基、拱座的防护措施。

4.3.6 挑流或跌流消能，若自然水垫厚度不足时，应根据岸坡和坝址基岩情况采取下列相应措施：

1 岸坡和坝址基岩坚硬完整，在冲刷不影响大坝及其他重要建筑物安全且具有检修条件时，可参照类似工程经验，经研究比较后采取先冲后护的方法。

2 岸坡冲刷威胁拱座稳定时，应调整布置或对岸坡进行可靠的防护。若坝址基岩完整性较差或裂隙较发育，应根据类似工程经验或水工模型试验成果，采用短护坦、二道坝和人工水垫塘等工程措施。

3 在下游尾水位较低的情况下，应先泄放小流量，待具备适当尾水深度后再泄放大流量。

4.3.7 人工水垫塘设计应符合下列规定：

1 对各级流量进行水力计算，估算水垫塘的长度、宽度、深度和动水压力等，并宜通过水工模型试验验证。

2 水垫塘长度，应使出塘水流基本恢复正常缓流状态，根据水流抛射距离和水垫塘中的旋滚长度，或根据二道坝处的动水压力是否已接近下游静水压力来确定。

3 水垫塘宽度及断面型式，应根据水舌入水宽度、地形地质条件、塘内流态及动水压力分布等因素，综合分析后确定。

4 水垫塘深度，应使入塘水流足以形成淹没水跃，同时还应分析研究护坦板的冲击动水压力允许值、抗浮稳定性及抗振性能等影响因素。

5 水垫塘板块分缝宜采用止水封闭。水垫塘板块稳定条件较差或工程量较大时，可研究采用抽排水垫塘或反拱水垫塘。

6 施工时残留于水垫塘中的石渣、杂物等，应清除干净。

4.3.8 底流消能适用于坝体下游有软弱基岩、下游水位流量关系较稳定的河道，或枢纽设有过船、过木或过鱼等建筑物，而要求下游水流较平稳的情况。底流消能设计应符合下列规定：

1 有排冰或排漂要求时，不宜采用底流消能。

2 地形适宜时，消力池的前段或全段可设计成斜护坦。护坦上是否设置辅助消能工，应结合其工作条件研究确定。当跃前断面平均流速大于 16m/s 时，在消力池前段不宜设置消力墩。

3 施工时残留于消力池中和尾坎下游回流范围内的石渣、杂物等，应清除干净。

4 在寒冷地区，宜保持辅助消能工冬季淹没于水下。

4.3.9 底流消能设计应对各级流量进行水力计算，确定护坦高程、长度、边墙或导墙顶高程及尾水淹没度等，并应符合下列规定：

1 初步设计阶段，护坦长度可根据辅助消能工设置情况及水力特性，按本规范附录 A.5 确定。1、2 级拱坝或高坝以及有水流向心集中情况者，其护坦长度、边墙高度及消能工的体形尺寸和位置等，应经水工模型试验验证。

2 尾水淹没度可取 $0.95\sim 1.05$ 。

3 消力池两侧导墙顶的高程可根据跃后水深并计及超高确定。靠河床一侧的导墙，若墙外河床中有一定水深，可适当降低墙高，允许墙顶有不大的漫溢水头。

4.3.10 岸流消能适用于坝体下游尾水较深，且下游河床和两岸有一定的抗冲能力的情况。其设计应根据各级流量选择适当的岸半径、岸底高程、岸唇挑角和坎高等，并经水工模型试验确定。

4.3.11 消能工（消力池、水垫塘等）下游河道的流速仍然较大或流态较建坝前恶化时，应研究确定可能被冲刷的河段范围，并采取相应的防冲护岸措施。

4.4 其他有关水力设计

4.4.1 泄水和消能建筑物应分析研究下列部位或区域发生空蚀破坏的可能性：

- 1 进出口、闸门槽、弯曲段以及水流边界突变处；
- 2 反弧段及其附近；
- 3 异形鼻坎、分流墩；
- 4 消力池中的趾墩、消力墩；
- 5 溢流面上和泄水孔内流速大于 20m/s 的区域。

上述部位或区域，宜进行减压模型试验，并根据水力特性和施工条件，确定相应的工程措施。

4.4.2 泄水和消能建筑物各部位的水流空化数宜大于该处的初生空化数。水流空化数 σ_k 按本规范附录 A.6 确定。在多泥沙河流上，还应分析研究挟沙水流磨损、推移质跳跃冲击和空蚀对泄水建筑物表面的联合作用。

4.4.3 容易产生空蚀破坏的部位或区域，应采取下列防空蚀措施：

- 1 选择合理的建筑物体形尺寸；
- 2 严格控制过流面的不平整度，局部突体应处理成缓坡；
- 3 采用抗蚀性能好的护面材料；
- 4 采用掺气措施；
- 5 选用合理的运行方式。

4.4.4 拱坝挑流、跌流消能，特别是高拱坝空中对冲消能的泄洪雾化问题，应进行专门研究，确定雾化范围和强度分布。应充分研究泄洪雾化对枢纽建筑物、下游两岸山体、电气设备、输电线路、交通道路和各种洞口等的不良影响，必要时应采取相应的防护措施。

4.4.5 应重视泄洪振动对拱坝等主要建筑物及泄洪建筑物分部结构的不利影响，并采取相应的抗振措施。坝身泄洪功率大的高拱坝，宜进行水弹性模型试验。

4.4.6 计算泄水建筑物边墙或导墙水面线，当弗氏数 $Fr > 2$ 时，应计及波动及掺气的联合影响，并按本规范附录 A.7 确定。

边墙顶高程，应根据波动及掺气后的计算水面线加 1.0~2.0m 的超高确定，对凹曲线段宜适当增加超高。

滑雪道式泄水建筑物，其边墙或导墙高度应计及侧向进水引起的水面壅高，由水工模型试验确定。

4.4.7 底流消力池水平护坦上的时均动水压力，可近似取为计算断面上的水深。不设消力墩的护坦上发生水跃时，可将跃首与跃尾的水面连线作为近似水面线。护坦上设有消力墩时，墩下游水深可按跃后水深计，墩上游水深按跃后水深的一半估算。

初步设计阶段，护坦和尾坎上的脉动压力以及消力墩等辅助消能工所受冲击力，可按本规范附录 A.5 估算。

水利工程网

5 荷载与荷载组合

5.1 荷载

5.1.1 作用在拱坝上的荷载，应包括自重、水压力（静水压力和动水压力）、温度荷载、扬压力或渗透压力、泥沙压力、浪压力、冰压力、地震荷载和其他可能出现的荷载。

5.1.2 自重：主要为坝体混凝土的重量，其重度应根据选定的混凝土配合比通过试验确定，无试验资料时可采用 $23.5 \sim 24.0 \text{kN/m}^3$ 。

5.1.3 静水压力：上游静水压力应根据水库功能和荷载组合所规定的水库水位确定，下游静水压力应根据相应的不利下游水位按本规范附录 B.1 计算确定。水的重度宜采用 9.81kN/m^3 ，对于多泥沙河流应根据实际情况确定。

5.1.4 温度荷载：应分别计算设计正常温降和设计正常温升情况，按运行期坝体混凝土温度与封拱温度的差值确定。

5.1.5 温度荷载应对封拱温度场（接缝灌浆时的混凝土温度场）、年平均温度场和表面温度变化引起的变化温度场，根据坝址附近的环境气温、水库水温、日照、坝基岩体地温、坝体厚度、混凝土材料的热学特性等因素，按本规范附录 B.7 确定。

5.1.6 当坝体拱圈厚度 L 与坝体水平拱半径 R 的比值 $L/R \leq 0.5$ 时，可忽略坝面曲率的影响，按平板计算拱坝温度场。

根据坝体厚度方向的实际温度分布（见图 5.1.6），可将其分解为三部分：（Ⅰ）断面的平均温度变化；（Ⅱ）等效线性温差；（Ⅲ）非线性温差变化。计算温度荷载时，可仅计及（Ⅰ）和（Ⅱ）。

5.1.7 混凝土材料的热学特性指标，宜由试验确定。初步计算时，可按表 5.1.7 的规定取值。

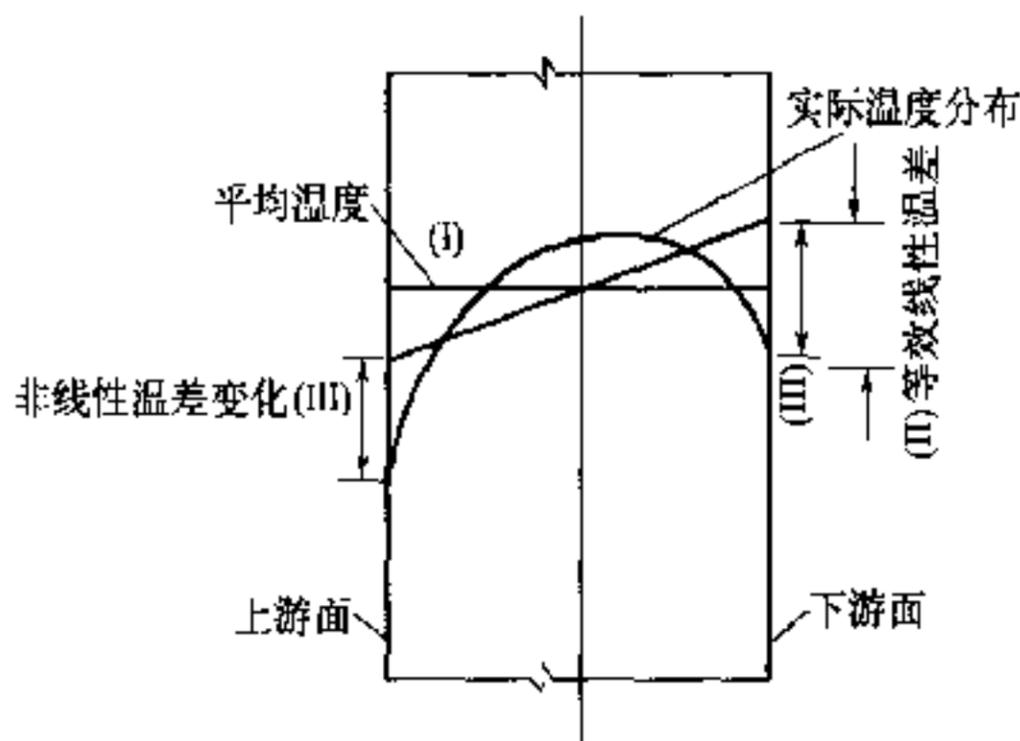


图 5.1.6 坝体温度分布

表 5.1.7 混凝土热学特性指标

序号	热学指标	符号	单位	数值
1	导热系数	λ_c	$\text{kJ}/(\text{m} \cdot \text{h} \cdot \text{C})$	10.6
2	比热	C_c	$\text{kJ}/(\text{kg} \cdot \text{C})$	0.96
3	导温系数	a_c	m^2/h	0.0045
4	表面放热系数	β_c	$\text{J}/(\text{m}^2 \cdot \text{s} \cdot \text{C})$	空气中: $6.42 + 3.83V_0$
				流水中: ∞

注：表中 V_0 为计算风速， m/s 。

5.1.8 扬压力：坝基及拱座稳定分析时，应按全部计算截面积计及扬压力或渗透压力荷载，其计算按本规范附录 B.3 确定。坝体应力分析时，宜考虑扬压力的作用。对于薄拱坝可以不计扬压力。

5.1.9 泥沙压力：应根据坝址处河流的水文泥沙特性、枢纽布置、水库运行方式和泥沙冲淤计算等情况，确定坝前泥沙的淤积厚度，对于多泥沙河流应作专门研究。泥沙冲淤计算的期限，应符合 DL/T5089-1999《水电水利工程泥沙设计规范》的规定。

泥沙压力的计算按本规范附录 B.4 执行。

5.1.10 浪压力：应根据波浪要素（波高、波长）计算。对于山区峡谷水库，按本规范附录 B.5 确定。

不同的荷载组合，宜采用不同的风速。基本组合，可采用重现期为 50 年的年最大风速；特殊组合，可采用多年平均年最大风速。

5.1.11 冰压力：严寒地区水库表面形成较厚的冰层时，应计及冰压力的作用。冰压力应包括静冰压力和动冰压力，按本规范附录 B.6 确定。

5.1.12 动水压力：拱坝采用坝顶或坝面溢流时，应计及溢流段反弧面上的动水压力，计算按本规范附录 B.2 执行。对溢流面的脉动压力和负压力的影响可以不计。

5.1.13 地震荷载：包括坝体地震惯性力和地震动水压力。其计算可参照 SL203—97《水工建筑物抗震设计规范》的规定执行。

5.2 荷载组合

5.2.1 混凝土拱坝设计荷载组合可分为基本组合和特殊组合两类。基本组合由基本荷载组成，特殊组合除相应的基本荷载外，还应包括某些特殊荷载。荷载组合应按表 5.2.1 的规定确定。

5.2.2 基本组合应符合下列规定：

1 自重，水库正常蓄水位及相应的尾水位下的静水压力，设计正常温降的温度荷载，扬压力，泥沙压力，浪压力，冰压力。

2 自重，水库正常蓄水位及相应的尾水位下的静水压力，设计正常温升的温度荷载，扬压力，泥沙压力，浪压力。

3 自重，设计洪水位及相应尾水位下的静水压力，设计正常温升的温度荷载，扬压力，泥沙压力，浪压力。

4 自重，水库死水位（或运行最低水位）及相应的尾水位下的静水压力，设计正常温升的温度荷载，扬压力（或不计），泥沙压力，浪压力。

5 其他常遇的不利荷载组合。

5.2.3 特殊组合应符合下列规定：

1 自重，校核洪水位及相应尾水位下的静水压力，设计正常温升的温度荷载，扬压力，泥沙压力，浪压力，动水压力。

表 5.2.1 荷载组合

荷载组合	主要考虑情况	荷载类别									
		自重	静水压力	温度荷载		扬压力	泥沙压力	浪压力	冰压力	动水压力	地震荷载
				设计正常升温	设计正常降温						
基本组合	1. 正常蓄水情况	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	2. 正常蓄水情况	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	3. 设计洪水情况	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	4. 死水位(或运行最低水位)情况	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	5. 其他常遇的不利荷载组合										
特殊组合	1. 校核洪水情况	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	2. 地震情况	1) 基本组合 1 + 地震荷载	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2) 基本组合 2 + 地震荷载	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		3) 常遇低水位情况 + 地震荷载	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	3. 施工期情况	1) 未灌浆	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2) 未灌浆遭遇施工洪水	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		3) 灌浆	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		4) 灌浆遭遇施工洪水	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	4. 其他稀遇的不利荷载组合										

注：1. 上述荷载组合中，可根据工程的实际情况选择控制性的荷载组合进行计算；

2. 地震较频繁地区，当施工期较长时，应采取措施及时封拱，必要时对施工期的荷载组合尚应增加一项“上述情况加地震荷载”，其地震烈度可按设计烈度降低 1 度考虑；

3. 表中“特殊组合 施工期情况 3) 灌浆”状况下的荷载组合，也可在白重和设计正常升温的温度荷载组合。

2 基本组合 1、2 分别加地震荷载。多年调节水库，经论证后可采用低于正常蓄水位的上游水位。

3 自重，常遇低水位及相应尾水位下的静水压力，设计正常温升的温度荷载，扬压力(或不计)，泥沙压力，浪压力，地震荷载。

4 施工期接缝未灌浆时的荷载组合：

1) 自重。

2) 自重，遭遇施工洪水时的静水压力。

5 施工期分期灌浆时的荷载组合：

1) 自重，接缝灌浆部分坝体温度荷载（设计正常温降或设计正常温升）。

2) 自重，遭遇施工洪水时的静水压力，接缝灌浆部分坝体温度荷载（设计正常温升）。

6 其他稀遇的不利荷载组合。

6 拱坝应力分析

6.1 分析内容

6.1.1 拱坝应力分析应包括下列内容：

- 1 各计算截面上的应力分布（包括拱端、拱冠和其他需要计算应力的部位）；
- 2 坝体上下游面在各计算点上的主应力；
- 3 坝体削弱部位（孔洞、泄水管道部位等）的局部应力；
- 4 必要时尚需分析坝基内部的应力。

设计时可根据工程规模、坝的具体情况和不同的设计阶段，计算上述内容的部分或全部，或另加其他内容。

6.1.2 拱坝应力分析中应根据其重要程度和必要性，研究下列问题：

- 1 坝体应力对体形布置及拱座稳定的影响，优选体形应符合本规范 3.1.6 的规定；
- 2 分期蓄水、分期施工和施工程序对坝体应力的影响；
- 3 坝体内大孔洞对坝体应力的影响；
- 4 基础变形对坝体应力的影响；
- 5 封拱温度对坝体应力的影响，并优选对坝体应力有利的封拱温度；
- 6 混凝土徐变对坝体应力的影响；
- 7 在坝体横缝灌浆以前，应验算各单独坝段的坝体应力和抗倾复稳定性；
- 8 拱坝设有重力墩、推力墩或周边缝时对坝体应力的影响。

6.1.3 坝址地质、地形条件比较复杂的 1、2 级拱坝，应对坝基应力和位移作专门研究。必要时，应结合拱座稳定和基础处理方案一并研究。

6.2 分析方法

6.2.1 拱坝应力分析应以拱梁分载法或有限元法计算成果，作为衡量强度安全的主要标准。

1、2级拱坝和高拱坝或情况比较复杂的拱坝（如拱坝内设有大的孔洞、基础条件复杂等），除用拱梁分载法计算外，还应采用有限元法计算。必要时，应进行结构模型试验加以验证。

6.2.2 用拱梁分载法计算时，拱和梁的布置应保持均匀，并达到设计所要求的精度。

用有限元法计算时，单元的剖分应达到设计所要求的精度，单元的形式应结合拱坝体形合理选用，计算模型应接近于实际情况，计算坝体自重应计及施工过程。

6.3 控制指标及其他规定

6.3.1 用拱梁分载法计算时，坝体的主压应力和主拉应力，应符合下列应力控制指标的规定：

1 容许压应力。混凝土的容许压应力等于混凝土的极限抗压强度除以安全系数。对于基本荷载组合，1、2级拱坝的安全系数采用4.0，3级拱坝的安全系数采用3.5；对于非地震情况特殊荷载组合，1、2级拱坝的安全系数采用3.5，3级拱坝的安全系数采用3.0。

2 容许拉应力。在保持拱座稳定的条件下，通过调整坝的体形来减少坝体拉应力的作用范围和数值。对于基本荷载组合，拉应力不得大于1.2MPa；对于非地震情况特殊荷载组合，拉应力不得大于1.5MPa。

注：1. 混凝土极限抗压强度，指90d龄期15cm立方体的强度，保证率为80%；

2. 坝体局部结构的设计和计算，应符合SL/T191—96《水工混凝土结构设计规范》的规定。

6.3.2 用有限元法计算时，应补充计算“有限元等效应力”。按

“有限元等效应力”求得的坝体主拉应力和主压应力，应符合下列应力控制指标的规定：

1 容许压应力。按本规范 6.3.1 的规定执行。

2 容许拉应力。对于基本荷载组合，拉应力不得大于 1.5MPa；对于非地震情况特殊荷载组合，拉应力不得大于 2.0MPa。超过上述指标时，应调整坝的体形减少坝体拉应力的作用范围和数值。

6.3.3 拱坝应力分析除研究运行期外，还应验算施工期的坝体应力和抗倾覆稳定性。

在坝体横缝灌浆以前，按单独坝段分别进行验算时，坝体最大拉应力不得大于 0.5MPa，并要求在坝体自重单独作用下，合力作用点落在坝体厚度中间的 2/3 范围内。

坝体横缝灌浆前遭遇施工洪水时，坝体抗倾覆稳定安全系数不得小于 1.2。

6.3.4 地震区的拱坝应力分析及其控制指标，可参照 SL203—97 的规定执行。当拱坝设有重力墩时，重力墩的应力和稳定分析，应符合 SDJ21—78《混凝土重力坝设计规范》（试行）的规定。

6.3.5 1、2 级高拱坝应力分析中所采用的混凝土弹性模量和泊松比，宜通过试验确定。

计算拱坝的基础变位时，应研究综合变形模量及其沿整个基础面上的变化。坝基岩体的变形模量宜通过试验确定。

可行性研究阶段和初步设计阶段，当缺乏上述资料时，可采用类似条件下的经验数据。

6.3.6 拱坝溢流段的闸墩强度计算，应符合 SDJ21—78 的规定。

7 拱座稳定分析

7.1 一般原则

7.1.1 应对两岸拱座的稳定性作出相应于各设计阶段工作深度的分析论证。必要时应采取相应的确保拱座稳定的工程措施。

7.1.2 评价两岸拱座稳定性时，应进行下列基础工作：

- 1 深入了解两岸岩体的工程地质和水文地质勘探资料；
- 2 了解岩石、结构面及其填充物的物理力学特性等的试验条件，研究试验成果，合理选用设计数据；
- 3 确定作用在拱座上的各种作用力；
- 4 采用合理的稳定分析方法。

7.1.3 研究拱座稳定时，应综合分析研究坝的布置（包括坝轴线、平面布置、拱端构造、体形、泄洪方式等）、坝体应力情况、基础处理和施工方法等影响因素。

7.1.4 拱坝稳定分析所需的地质资料，除应符合 GB50287—99《水利水电工程地质勘察规范》的规定外，尚应查明影响岩体滑动或可能引起拱座较大变形的主要软弱结构面的产状（包括成组不连续裂隙的方向性）、不平整度、密集程度、连通率、填充物和错动情况，以及结构面的可能组合和拱座岩体内地下渗流的性质及其分布特性等。

7.1.5 拱座稳定分析所需岩石力学指标，包括抗压、抗剪、抗拉强度、变形模量、泊松比和渗透系数等，应通过取样进行室内试验取得。1、2级拱坝，对影响拱座稳定的主要结构面，应进行现场直接试验。岩石试验应按 SL264—2001《水利水电工程岩石试验规程》的规定执行。

7.1.6 拱座稳定分析主要研究岩体的可能滑动问题，但在拱座下游附近如存在较大断层或软弱带而有可能引起较大变形时，也应对拱座变形问题进行专门研究。

7.1.7 地震区的拱座稳定分析，可参照 SL203—97 的规定执行。

7.2 抗滑稳定

7.2.1 抗滑稳定分析中的滑动体边界，常由若干个滑裂面和临空面组成。滑裂面为岩体内的各种结构面，尤其是软弱结构面；临空面为地表或软弱结构面。滑裂面应在工程地质勘测的基础上，经过研究得出最可能的滑动破坏形式之后确定。

7.2.2 滑裂面上的抗剪强度参数应根据本规范 7.1.5 规定所取得的试验值，结合岩体实际情况、蓄水后可能的变化以及所采取的工程处理措施，并参照类似工程的经验，由设计、地质、试验人员共同研究确定。

7.2.3 初步设计阶段拱座的抗滑稳定分析，可采用数值计算方法。初步设计以后的阶段，1、2 级拱坝或地质情况复杂的拱坝除采用数值分析方法外，必要时尚应辅以地质力学模型试验。

7.2.4 拱座抗滑稳定的数值计算方法以刚体极限平衡法为主。1、2 级拱坝或地质情况复杂的拱坝还应辅以有限元法或其他方法进行分析。

7.2.5 拱座稳定计算应包括下列荷载：坝体传来的作用力、岩体自重、渗透压力和地震荷载。荷载组合应符合本规范 5.2 的规定。采用刚体极限平衡法进行抗滑稳定分析时，坝体传来的作用力应采用拱梁分载法的相应计算成果。

7.2.6 采用刚体极限平衡法进行抗滑稳定分析时，1、2 级拱坝及高拱坝，应按公式 (7.2.6-1) 计算，其他则可按公式 (7.2.6-1) 或公式 (7.2.6-2) 进行计算：

$$K_1 = \frac{\sum (Nf_1 + c_1A)}{\sum T} \quad (7.2.6-1)$$

$$K_2 = \frac{\sum Nf_2}{\sum T} \quad (7.2.6-2)$$

式中 K_1 、 K_2 ——抗滑稳定安全系数；

N ——垂直于滑裂面的作用力；

T ——沿滑裂面的作用力；

A ——计算滑裂面的面积；

f_1 ——抗剪断摩擦系数；

c_1 ——抗剪断凝聚力；

f_2 ——抗剪摩擦系数。

f_1 和 c_1 值应按相应于材料的峰值强度（小值平均值）采用。

f_2 应按材料的不同性质分别取用相应特性值：

对脆性破坏的材料，采用比例极限；

对塑性或脆塑性破坏的材料，采用屈服强度；

对已经剪切错断过的材料，采用残余强度。

7.2.7 按公式 (7.2.6-1) 或公式 (7.2.6-2) 计算时，相应安全系数应符合表 7.2.7 的规定。

表 7.2.7 抗滑稳定安全系数

荷载组合		建筑物级别		
		1	2	3
按公式 (7.2.6-1)	基本	3.50	3.25	3.00
	特殊 (非地震)	3.00	2.75	2.50
按公式 (7.2.6-2)	基本	—	—	1.30
	特殊 (非地震)	—	—	1.10

7.2.8 拱座抗滑稳定分析应按空间问题计算可能滑动块体抗滑稳定安全系数。拱座无特定的滑裂面或作初步估算时，可简化为平面问题进行核算。此时如个别断面的安全系数不满足表 7.2.7 的要求，可根据具体情况确定采取处理措施的必要性。

必要时，可分析滑裂面上的局部（点）安全系数，研究可能进入破坏状态的区域、范围及过程。

7.3 变形稳定及其他

7.3.1 拱座下游附近存在较大断层或软弱带可能引起的变形问题，应采用有限元法或模型试验进行专门研究，必要时应采取加

固措施控制变形量。加固的必要性和加固方案可通过平面或空间有限元分析或模型试验进行比较论证后确定。

7.3.2 作用在岩体上的渗透压力可按本规范附录 B.3 计算，并应符合下列规定：

1 按照本规范 8.4 及 8.5 的规定布置防渗排水设施。

2 按照本规范 11 的规定设置渗透压力和渗水量的监测系统。地质情况不良的可能滑动区，宜从勘探阶段起即布置地下渗透水压力的观测孔网，长期进行渗透水压力和渗水量的监测。

3 必要时，可在勘测设计阶段利用观测孔群进行渗透性试验，取得可靠的设计依据。

7.3.3 对平面曲率较小、岸坡较平缓或岸坡有顺坡节理等复杂地质构造的拱坝，宜注意坝基浅层抗滑稳定问题。

水利
工程
网
WWW.SHUIGONG.COM

8 坝基处理

8.1 一般规定

8.1.1 混凝土拱坝的地基处理应符合下列要求：

- 1 具有整体性和抗滑稳定性；
- 2 具有足够的强度和刚度；
- 3 具有抗渗性、渗透稳定性和有利的渗流场；
- 4 具有在水长期作用下的耐久性；
- 5 控制地基接触面形状对坝体应力分布的不利影响。

8.1.2 坝基处理设计（包括两岸拱座和河床段的地基）应根据坝址地质条件和基岩的物理力学性质，综合分析坝体和地基之间的相互关系（包括坝轴线的位置、坝体形状与构造等）、泄洪建筑物的布置、施工技术等因素，选择安全、经济和有效的处理方案。

岩溶地区的坝基处理应通过特定的勘测、试验手段，查明坝基范围岩溶洞穴、暗河系统、连通管道以及地下水位等基本情况，进行专门研究。

8.1.3 坝基处理宜采用挖除风化岩石、控制基坑形状、设置相关连接建筑物（如垫座、推力墩、重力墩等）、固结灌浆、接触灌浆、防渗帷幕、坝基排水、断层破碎带与软弱夹层的处理（包括用混凝土置换、高压水泥灌浆等）以及预应力锚固基岩等措施。

8.2 坝基开挖

8.2.1 坝基开挖深度除应符合本规范 8.1.1 的规定外，还应根据坝体传来的荷载、坝基内的应力分布情况、基岩的地质条件和物理力学性质、坝基处理的效果、工期和费用等综合研究确定。根据坝址具体地质情况，结合坝高，选择新鲜、微风化或弱风化中、下部的基岩作为建基面。

坝址位于高地应力地区时，应对初始地应力场及基坑开挖的

二次应力场，结合基岩岩性进行研究分析，避免开挖过程中因应力释放严重破坏基岩岩体。

8.2.2 两岸拱座利用岩面宜开挖成径向面。如拱端厚度较大而使开挖量过多时，宜采用非全径向面。经充分论证，拱座利用岩面也可开挖成其他形状。河床段利用岩面的上、下游高差不应过大，宜略向上游倾斜。整个坝基利用岩面的纵坡应平顺，无突变。

8.2.3 坝基开挖爆破设计宜采用预裂爆破的方式。

8.3 固结灌浆

8.3.1 坝基固结灌浆设计应根据基础的工程地质条件，结合坝高，并参照水泥灌浆试验资料确定，并应符合下列规定：

1 基础岩石张开、裂隙发育（包括爆破裂隙）或有松软充填物，且具有可灌性时，应根据受力条件、变形控制和稳定要求，在坝基范围内进行固结灌浆；并应根据坝基应力及地质条件，向坝基外上、下游适当扩大处理范围。

2 防渗帷幕上游区坝基，宜进行固结灌浆。

3 断层破碎带及其两侧影响带，应加强固结灌浆。

8.3.2 固结灌浆孔的孔距、排距，应根据开挖以后的地质条件，并参照灌浆试验确定，宜为3~4m。

固结灌浆孔的孔深，应根据坝高和开挖以后的地质条件确定，宜采用5~8m。局部地区及坝基应力较大的高坝基础，必要时可适当加深，帷幕上游区根据帷幕深度确定，宜采用8~15m。

8.3.3 固结灌浆孔宜布置成梅花形，对于较大的断层和裂隙带应专门布孔。灌浆孔方向应根据主要裂隙产状，穿过较多的裂隙，结合施工条件确定。在混凝土盖重块厚度内，宜预留灌浆孔。

8.3.4 帷幕上游区的固结灌浆应在基础部位混凝土浇筑后进行；其他部位的固结灌浆也可按这种方式进行。

灌浆压力应根据工程和地质情况进行分析计算并结合工程类比拟定，必要时进行灌浆试验论证，而后在施工过程中调整确定。

8.3.5 固结灌浆应合理选择灌浆浆材、浆液水灰比及灌浆工艺，

并通过灌浆试验进行优选。

8.3.6 坝基接触面的接触灌浆，宜利用固结灌浆孔及帷幕灌浆孔进行。其他要求按本规范 8.6.3 和 9.4.4 的规定执行。

8.4 防 渗 帷 幕

8.4.1 防渗帷幕应符合下列要求：

- 1 控制渗漏对坝基及两岸边坡稳定的不利影响；
- 2 控制坝基软弱夹层、断层破碎带、岩体裂隙充填物以及抗水性能差的岩层不产生管涌；
- 3 控制坝基面渗透压力和渗流量；
- 4 具有可靠的连续性和足够的耐久性。

8.4.2 坝基和两岸的防渗帷幕宜采用水泥灌浆；在水泥灌浆达不到设计防渗要求时，可采用化学材料补充灌浆，但应防止污染环境。

8.4.3 帷幕线的位置（包括向两岸延伸的帷幕）应根据拱座和坝基应力情况，以及将来可能需要修补和补强的条件，布置在压应力区，且靠近上游面。

防渗帷幕轴线的方向，以及两岸帷幕伸入岸坡内的范围深度，应根据工程地质、水文地质、地形条件、拱座的稳定情况和防渗要求研究确定。两岸部位的帷幕与河床部位的帷幕应保持连续性。

河床及两岸帷幕灌浆，可分别在基础廊道和灌浆平硐内进行。

8.4.4 岩溶地区的防渗帷幕应在查明坝基范围水文、地质以及两岸地形条件的基础上，选择经济、合理的帷幕线路。帷幕线宜布置在岩溶发育微弱地带。如无法避开岩溶暗河或通道时，帷幕线宜与其垂直，并采用回填、二次灌浆等措施封堵沿线洞穴。

8.4.5 防渗帷幕的深度应符合下列规定：

- 1 坝基下存在可靠的隔水层时，防渗帷幕孔深应达到基岩透水率标准要求地带，并伸入该岩层不少于 3m。
- 2 坝基下隔水层埋藏较深或分布无规律时，帷幕深度应符合

合本规范 8.4.1 的要求，根据工程地质条件、地层的透水性、坝基扬压力、排水设施等因素，参照渗流计算，结合工程经验，在 0.3~0.7 倍水头范围内选择确定。

8.4.6 非岩溶地区岩体相对隔水层的透水率 q ，根据不同坝高，应符合下列规定：

坝高在 100m 以上， $q=1\sim 3Lu$ ；

坝高在 50~100m， $q=3\sim 5Lu$ ；

坝高在 50m 以下， $q\leq 5Lu$ ；

水源短缺水库可适当提高标准。

8.4.7 防渗帷幕的排数、排距、孔距及孔向，应根据工程地质条件、水文地质条件、作用水头以及灌浆试验资料选定。

帷幕排数：帷幕上游区的固结灌浆，能加强基础浅层的防渗作用，坝高 100m 以下可采用一排；对地质条件较差、岩石裂隙特别发育或可能发生渗透变形的地段，可采用两排，但坝高 50m 以下的，仍可采用一排。

帷幕由两排灌浆孔组成时，主帷幕孔宜钻灌至设计深度，副帷幕孔可取主帷幕孔深度的 1/2 左右。

帷幕孔距宜采用 1.5~3m，排距宜比孔距略小。

钻孔方向倾向上游，可在 $0^\circ\sim 15^\circ$ 选择，宜穿过岩体的主要裂隙和层理。

8.4.8 帷幕灌浆应在坝体混凝土浇筑一定厚度作为盖重后施工。灌浆压力应通过试验确定，在帷幕孔顶段不宜小于 1.5 倍坝前静水头，在帷幕孔底段不宜小于 2 倍坝前静水头，均不得抬动岩体。

8.5 坝基排水

8.5.1 正常情况下，防渗帷幕的下游应布置坝基排水，设 1 排主排水孔，必要时加设 1~3 排辅助排水孔。坝基下存在相对隔水层或缓倾角结构面时，宜根据其分布情况进行合理布置。对于地质条件较差的坝基，设置排水孔时应防止渗透变形。

中、低高度的薄拱坝经论证可不设坝基排水。

8.5.2 高坝以及两岸地形较陡、地质条件较复杂的中坝，宜在两岸布置多层排水平洞，在平洞内钻设排水孔。

8.5.3 排水孔的孔壁有塌落危险或排水孔穿过软弱夹层、夹泥裂隙时，应采取孔内设滤层等保护措施。

8.5.4 主排水孔的孔距宜采用 2~3m，副排水孔的孔距宜采用 3~5m。

排水孔孔深应根据基础的工程地质、水文地质条件，结合帷幕和固结灌浆的深度研究确定。主排水孔孔深宜为帷幕深的 0.4~0.6 倍；坝高 50m 以上的坝基主排水孔，不应小于 10m。坝基内有裂隙承压水层或较大的成层透水区时，除加强防渗措施外，排水孔宜穿过此部位。副排水孔深宜为 6~12m。

8.6 断层破碎带和软弱夹层处理

8.6.1 坝基和拱座范围内的断层破碎带或软弱夹层，应根据其所在部位、产状、宽度、断层组成物质以及有关试验资料，分析研究其对坝体和地基的应力、变形、稳定和渗漏的影响，并结合施工条件，采用适当的方法进行专门处理。

8.6.2 选择断层破碎带和软弱夹层处理方案时，宜将坝体与岩基一起研究。

8.6.3 倾角较陡的断层破碎带，应采用以下处理措施：

1 断层组成物为胶结良好、质地坚硬的角砾岩、片状岩、碎块岩等构造岩，对整个坝基的强度、稳定和变形的影响较小时，可将表层较破碎的部分挖除，并进行固结灌浆。

2 断层组成物为糜棱岩、断层泥等软弱构造岩，对整个坝基的强度、稳定和变形有严重影响时，可采用挖除断层物质、回填混凝土（即置换法）、高压水泥灌浆、高喷冲洗灌浆等处理方法。高坝的处理方案应根据坝高、断层部位、产状、性质和规模等，通过相应的计算或模型试验进行论证；中、低坝可参照其他工程的经验，综合研究后确定。

采用置换法处理断层破碎带，应加强置换混凝土与基岩结合

面接触灌浆和围岩的固结灌浆。

- 注：1. 对由数条断层组成的断层带，可根据各断层的破碎程度、组成物情况，按照其总宽度采用上述原则进行处理；
2. 当混凝土回填规模较大时，应制定相应的温度控制、固结灌浆、接触灌浆与观测等措施。

8.6.4 倾角较平缓的断层破碎带或软弱夹层，应根据其埋藏深浅和力学参数以及对坝体应力、坝基变形和抗滑稳定性的影响程度，进行专门的处理设计，或按本规范 8.6.3 的规定确定处理方法。

8.6.5 断层破碎带或软弱夹层有可能成为坝基渗漏通道时，应根据断层破碎带或软弱夹层的具体情况、作用水头、库水侵蚀性等因素，进行专门的防渗处理（如高压冲洗置换处理、防渗井塞等）。

8.6.6 两岸拱座岩体内存在断层破碎带、层间错动等软弱结构面，影响拱座稳定安全时，必须对两岸拱座基岩采取相应的加固处理措施（如抗滑键、传力墙和高压固结灌浆等）。1、2 级拱坝或高坝工程的处理方案，应通过有限元分析或模型试验论证。

8.6.7 两岸岩体内的顺坡向断层破碎带、节理密集带或软弱夹层，受到库水、地下水、泄洪雾化及泄洪水流冲刷等反复作用后，引发岩体滑坍而危及大坝或其他建筑物的安全时，必须采取相应的防护措施。

9 拱坝构造

9.1 坝顶布置

9.1.1 坝顶高程应不低于校核洪水位。坝顶上游侧防浪墙顶高程与水库正常蓄水位的高差或与校核洪水位的高差，可按公式(9.1.1)计算，应选择两者计算所得防浪墙顶高程的高者作为最终的选定高程。

$$\Delta h = h_b + h_z + h_c \quad (9.1.1)$$

式中 Δh —防浪墙顶与水库正常蓄水位或校核洪水位的高差，m；
 h_b —波高，m，按本规范附录 B.5 确定；
 h_z —波浪中心线至水库正常蓄水位或校核洪水位的高差，m，按本规范附录 B.5 确定；
 h_c —安全超高，按表 9.1.1 的规定取值。

表 9.1.1 安全超高 h_c (m)

坝的级别	1	2	3
正常蓄水位	0.7	0.5	0.4
校核洪水位	0.5	0.4	0.3

9.1.2 防浪墙宜采用与坝体连成整体的钢筋混凝土结构，墙身应有足够的厚度，墙身高度宜采用 1.2m，在坝体横缝处应留伸缩缝，并设止水。坝顶下游侧应设置栏杆。

9.1.3 非溢流段坝顶宽度应根据剖面设计，满足运行、交通要求确定，不宜小于 3m。坝顶路面应有横向坡度和排水系统。当设人行道时，宜高出坝顶路面 20~30cm。

9.1.4 溢流坝段应结合溢流方式，布置坝顶工作桥、交通桥，其尺寸必须满足泄流、设备布置、运行操作、交通和监测检修等要求。坝顶桥梁宜采用装配式钢筋混凝土结构或预应力钢筋混凝土结构，桥下应有足够的净空。

9.1.5 地震区溢流坝段的坝顶工作桥、交通桥等结构，应减轻自重，加强与闸墩的连接。

9.1.6 坝顶布置应结合工程建筑的总体规划，并与周围环境相协调。

9.2 横缝和纵缝

9.2.1 混凝土拱坝必须设置横缝，必要时亦可设置纵缝。

9.2.2 横缝位置和间距的确定，除应研究混凝土可能产生裂缝的坝基条件、温度控制和坝体内应力分布状态等有关因素外，还应研究坝身泄洪孔口尺寸、坝内孔洞等结构布置和混凝土浇筑能力等因素。横缝间距（沿上游坝面弧长）宜为 15~25 m。

9.2.3 横缝宜采用径向或接近径向布置，横缝面可为铅直面，横缝底部缝面与基础面夹角不得小于 60° ，宜接近正交。

横缝面应设置键槽，并埋设灌浆系统。键槽应为铅直方向，宜采用梯形槽或圆弧形槽。

9.2.4 拱坝厚度大于 40m 时，可考虑设置纵缝。当施工有可靠的温控措施和足够的混凝土浇筑能力时，可不受此限制。相邻坝块间纵缝应错开，宜采用铅直纵缝，但在下游坝面附近应缓转与坝面正交，也可在某一高程并缝。并缝缝顶可设圆形孔洞，配置并缝钢筋。

纵缝面应设置键槽，并埋设灌浆系统。键槽走向为水平方向，形状宜为三角形。

9.2.5 横缝和纵缝都必须进行接缝灌浆。灌浆时坝体温度应降到设计规定值。缝的张开度不宜小于 0.5mm。缝两侧坝体混凝土龄期，在采取有效措施后，不宜小于 4 个月。灌浆浆液结石达到预期强度后，坝体方能挡水受力。

拱坝横（纵）缝尚未灌浆而需临时拦洪时，必须专门论证。

9.2.6 横（纵）缝缝面应采用止浆片分成若干封闭区进行灌浆。横缝上游面和下游面止水片可兼作止浆片。每一灌浆区的面积宜为 $200\sim 400\text{m}^2$ ，其高度宜为 9~15m。

9.2.7 灌浆升浆管路和出浆设施的形成，应优先采用塑料拔管方式，也可采用预埋管和出浆盒方式。

横（纵）缝同一灌浆区的进、出浆管口、排水管出口等布置，宜集中于廊道或下游坝后桥附近。

9.2.8 横（纵）缝的灌浆压力，应根据坝体应力及变形条件确定。除顶层外，灌浆区上部宜有 9m 厚的混凝土盖重。层顶灌浆压力可为 0.1~0.3MPa。

9.2.9 接缝灌浆的具体要求，应按 SL62-94《水工建筑物水泥灌浆施工技术规范》的规定执行。

9.3 坝内廊道及交通

9.3.1 拱坝坝内廊道设置应兼顾基础灌浆、排水、安全监测、检查维修、运行操作和坝内交通等多种用途。

坝内应设置基础灌浆廊道，对于中、低高度的薄拱坝，也可不设廊道。

9.3.2 廊道与坝内其他孔洞间的净距离不宜过小，应通过应力分析确定。

纵向廊道的上游壁离上游坝面的距离，宜为 0.05~0.1 倍坝面作用水头，且不小于 3m。

9.3.3 基础灌浆廊道在平面上沿拱圈弧形或折线形布置，两岸沿岸坡上升至一定高程终止，或向两岸延伸。基础灌浆廊道应与平硐或横向廊道相连，通向下游坝外。廊道坡度较陡时，廊道内应设置平台及扶手。若两岸坡度大于 45°时，基础灌浆廊道可与灌浆平硐结合分层布置。灌浆平硐的断面尺寸，应符合本规范 9.3.5 的规定。

基础灌浆廊道底板混凝土厚度，不宜小于 3m。

9.3.4 当需要布置多层廊道时，层高宜为 20~40m，坝内各层廊道均应相互连通，可采用电梯、坝后桥、两岸坡道等方式。

9.3.5 基础灌浆廊道的断面尺寸，应根据灌浆机具尺寸和工作空间要求确定，宽度宜为 2.5~3.0m，高度宜为 3.0~3.5m。交通

及监测廊道最小宽度宜为 1.2m，最小高度宜为 2.2m。

廊道断面形状可为拱顶平底或矩形。

廊道两侧（或一侧）应设排水沟，排水沟尺寸宜为 25cm × 25cm，底坡 3‰左右。

9.3.6 廊道内应有足够的照明设施和良好的通风条件。各种电气设备与线路应绝缘良好并易于检修。必要时可设置应急照明。

9.3.7 廊道通向坝外的进、出口，应设门保安防寒。在泄洪和施工度汛时，应有防止廊道进水的措施。

9.3.8 1、2 级拱坝宜在坝后（或坝内）设置电梯。

校核尾水位以上部位的下游坝面，宜分层设置坝后桥。坝后桥应与坝体整体连接，其伸缩缝的位置应与拱坝横缝布置相适应。坝后桥每层间隔应与坝身孔洞和廊道布置相协调。

校核尾水位以下的下游坝面，可设置临时栈桥。

闸门井及闸墩等部位视需要可设置爬梯。

9.3.9 廊道、水泵室、电梯井等部位的消防安全，应按 SDJ278—90《水利水电工程设计防火规范》的规定，采取有效措施。

9.4 坝体止水和排水

9.4.1 横缝上游面、校核尾水位以下的横缝下游面、溢流面以及陡坡段坝体与边坡接触面等部位，均应设置止水片。

9.4.2 止水片应根据其重要性、作用水头、检修条件等因素确定止水材料和布置型式。承受高水头的横缝上游面止水，宜设两道退火紫铜片或不锈钢片；承受中等水头的横缝上游面止水、溢流面止水、陡坡段坝体与边坡接触面止水，宜设一道退火紫铜片或不锈钢片；承受较低水头的横缝上游面止水、校核尾水位以下的横缝下游面止水，宜采用一道塑料止水带或橡胶止水带。

止水铜片或不锈钢片每一侧埋入混凝土内的长度，宜为 20~25cm，止水片的接头和接缝，应保证焊接质量。

塑料止水带或橡胶止水带应根据工作水头、气候条件、所在部位和施工条件等因素，选用合适的标准型号，并采取控制安装

变形的措施。

止水片距离坝面宜为 20~50cm。

9.4.3 横缝止水或基础止水必须与坝基妥善连接，止水片埋入基岩深度宜为 30~50cm，必要时止水槽混凝土与基岩之间插锚筋连接。

9.4.4 陡坡段坝体与边坡接触面的基础止水，宜采用以下措施：

1 坝身混凝土浇筑到一定高度、基础混凝土充分收缩以后，并在排水孔钻设之前，进行接触灌浆。有条件时，可利用帷幕孔与部分固结灌浆孔进行接触灌浆。

2 设置铜片或不锈钢片止水。止水片与基岩的连接应符合本规范 9.4.3 的规定；基础止水片与横缝止水片相交处必须密封。

9.4.5 廊道排水系统应由排水管与各层廊道排水沟组成。

坝身宜设置竖向排水管，管距宜为 2.5~3.5m，排水管内径宜为 15~20cm，应与廊道分层连通，不应有急弯。廊道底面高于校核尾水位时，可采用自流排水；廊道底面低于校核尾水位时，应设集水井并由水泵抽排。

无冰冻地区的薄拱坝其坝身可不设置排水管。

10 坝体混凝土和温度控制

10.1 坝体混凝土

10.1.1 坝体混凝土标号分区设计应以强度为主要控制指标。混凝土的其他性能指标应视坝体不同部位的要求作校验，必要时可提高局部混凝土的性能指标，设不同标号分区。高拱坝拱冠与拱端坝体应力相差较大时，可设不同标号区。

坝体厚度小于 20m 时，混凝土标号不宜分区。同一层混凝土标号分区最小宽度不宜小于 2m。

10.1.2 应综合研究混凝土的力学和热学指标，在满足混凝土低热要求的同时，混凝土应有足够的强度，尤其是早期强度。混凝土最大水灰比可按表 10.1.2 的规定取值。

表 10.1.2 混凝土最大水灰比

气候分区	大坝混凝土分区或部位				
	水上	水位变化区	水下	基础	抗冲
严寒和寒冷地区	0.55	0.45	0.50	0.50	0.45
温和地区	0.60	0.50	0.55	0.55	0.45

10.1.3 坝体混凝土质量及其均匀性应符合 SDJ207—82《水工混凝土施工规范》的规定。

10.2 温度控制

10.2.1 对于高拱坝，应根据坝址气温、水温、地温等自然条件，坝体结构特点以及混凝土原材料和混凝土性能等，制定合理的温度控制标准及温控防裂措施。对于中、低坝，可参照类似工程经验进行温度控制。

10.2.2 应搜集整理坝址地区温度资料，并对年平均气温和变幅、多年月平均和旬平均气温、气温骤降的幅度和历时及出现的频率、

水库水温、坝基地温、日照等资料进行分析。

10.2.3 高拱坝除进行混凝土力学、热学性能试验外，还应进行混凝土极限拉伸、徐变和自生体积变形等变形性能的试验研究。

10.2.4 坝体纵缝、横缝的设置应符合本规范 9.2.2~9.2.4 的规定。浇筑层厚应根据温度控制标准、混凝土浇筑能力及温度控制措施等因素，通过计算确定。基础约束区的浇筑层厚度宜采用 1.5~2.0m，应采取短间歇均匀上升的分层浇筑方法，层面不应长期暴露。基础约束区以外的浇筑层厚度，可根据该部位温度控制标准和上下层温差要求，以及混凝土施工机械设备浇筑能力确定，并应做到短间歇均匀上升。

10.2.5 基础温差和上下层新老混凝土温差的控制，应符合下列规定：

1 基础温差：系指浇筑块 $0.4l$ (l 为浇筑块长边尺寸) 高度范围的基础约束区内，混凝土的最高温度和该部位稳定温度或准稳定温度之差。

当基础约束区混凝土 28d 龄期的极限拉伸值不低于 0.85×10^{-4} 、基岩和混凝土弹性模量相近、短间歇均匀上升浇筑时，基础约束区混凝土的容许温差按表 10.2.5 的规定确定。

表 10.2.5 基础约束区混凝土容许温差 (°C)

距基岩面 高度 H	浇筑块长边 l				
	16m 以下	17~20m	21~30m	31~40m	通仓长块
0~0.2l	26~25	25~22	22~19	19~16	16~14
0.2l~0.4l	28~27	27~25	25~22	22~19	19~17

对坝身导流底孔、深式泄水孔、闸墩等部位，在施工期或运行期过流受低温水冷冲击，应研究该部位混凝土温度低于稳定温度所产生的影响。

以下各种情况的基础约束区混凝土温差应予论证：

- 1) 坝块结构尺寸高长比小于 0.5；
- 2) 基础约束区内长间歇的浇筑块；

- 3) 基岩弹性模量和混凝土弹性模量相差较大者；
- 4) 基础回填混凝土、混凝土塞及陡坡等浇筑块；
- 5) 试验和实测充分证明混凝土自生体积变形有明显稳定的膨胀或收缩者。

2 上下层温差：系指高度小于 1/4 块长范围内，上层新浇混凝土的最高平均温度与开始浇筑混凝土时下层老混凝土（龄期超过 28d）的平均温度之差，即新老混凝土温差。上下层混凝土容许温差应为 15~20℃。

各坝块应均匀上升，相邻块高差不超过 12m，相邻坝块浇筑时间的间隔宜小于 30d。

10.2.6 应根据当地气候条件，提出各月坝体内外温差或坝体内部最高温度控制标准。

遇气温骤降时，对龄期 2~3d 以上（基础约束区和特殊部位）或 3~4d 以上（普通部位）的新浇混凝土，必须进行表面保护。低温季节也应根据当地气候条件对混凝土外露面进行保护，基础约束区、上游面、结构断面突变部位及孔洞周围等应重点保护。

混凝土表面保护材料应根据当地气候条件按本规范附录 C.2 的规定选用。泄水孔、廊道、竖井等孔洞进出口，在低温季节及气温骤降期间应进行遮闭或封堵。

10.2.7 温控措施的选用应符合下列要求：

1 应采用合适的混凝土原材料，改进混凝土施工管理和施工工艺，改善混凝土性能，提高混凝土抗裂能力。

2 应合理安排混凝土施工程序，在有利季节浇筑基础约束区混凝土，并控制相邻块、相邻坝段高差。基础约束区混凝土应连续均匀上升，不得出现薄层、长间歇情况。控制全年混凝土浇筑量，高温季节宜利用夜间浇筑，严寒地区应避免在冬季浇筑坝体混凝土。

3 应采用低发热量水泥、浇筑低流态混凝土、掺高效外加剂、加大骨料粒径、优选骨料级配、掺适宜的掺和料、控制浇筑层厚和层间间歇期、通水冷却等减少混凝土水化热温升措施。夏季宜

减小浇筑层厚，保证正常的间歇时间，并利用天然低温水养护。

4 应采用在粗骨料上洒水喷雾、骨料堆高、地垄取料、混凝土拌和加冰、冷水拌和、预冷骨料等骨料及混凝土简易人工冷却措施，降低混凝土浇筑温度，并对预冷混凝土进行保温。还应降低混凝土出机口温度，严格控制混凝土运输时间和仓面浇筑坯覆盖前的暴露时间，减少混凝土运输和浇筑过程中的温度回升。

5 坝体内应埋设冷却水管通水冷却；初期通制冷水或低温河水，降低混凝土最高温度；中期可通河水冷却，控制低温季节坝体内外温差；后期通制冷水或河水降温，使坝体达到接缝灌浆温度。通水类别和通水时间应通过分析计算确定。

通水时坝体混凝土温度与冷却水之间的温差不宜超过 25°C ，坝体降温速度每天不宜大于 1°C 。冷却水管，特别是固结灌浆压重块混凝土中的冷却水管，应符合本规范 8.3.3 的规定，并谨防被打断。

6 坝体表面保护应符合本规范 10.2.6 的规定。

10.2.8 接缝灌浆应按本规范 9.2.5 和 9.2.9 的规定执行。拱坝接缝灌浆时的温度场（即封拱温度场），应根据坝体混凝土温度场进行调整。冷却水管的布置和通水冷却方式选择应有利于降低拱坝温度荷载。有倒悬剖面的拱坝应及时灌浆。高温季节进行坝段接缝灌浆时，应做好坝体表面保温。

11 安全监测设计

11.1 一般原则

11.1.1 混凝土拱坝应根据坝的级别、高度、结构型式与特点、地形与地质条件，设置必要的监测设施。监测工作应符合下列规定：

1 分别监视工程建筑物在施工期、蓄水期和运行期的工作状态与安全；

2 验证设计，指导施工；

3 积累科学研究资料。

11.1.2 混凝土拱坝安全监测设计应符合 SDJ336—89《混凝土大坝安全监测技术规范》（试行）的规定。

11.1.3 混凝土拱坝安全监测范围，应包括坝体、坝基、坝肩以及对拱坝安全有重大影响的近坝区岸坡和其他与大坝安全有直接关系的建筑物和设备。

11.1.4 安全监测设计应遵循下列原则：

1 应能全面、准确地反映工程建筑物在施工期、蓄水期及运行期的实际工作性态。

2 应结合影响工程安全的主要问题，有针对性地设置监测项目和布置监测仪器。监测断面或部位的选择应有代表性，测点布置应突出重点。

3 应选择性能稳定可靠，且适宜在潮湿恶劣环境中长期工作的监测仪器和设备。仪器的量程和精度应满足监测要求。监测精度应与所测物理量值变化幅度大小相适应。采用的监测方法应技术成熟，便于操作。

4 监测项目应统筹安排，配合布置。重要监测断面或部位的重点监测项目，宜采用两种以上监测手段。关键部位用于监测重要物理量的仪器，宜设备份。

5 宜采用先进技术或为后期技术改进留有余地。

6 1、2级拱坝，宜设置具有数据采集和数据管理功能的自动化监测系统。3级拱坝，必要时也可设置自动化监测系统。采用自动化监测设备的同时，应具备人工观测条件。

11.1.5 安全监测设计应符合下列要求：

1 应重视施工期和首次蓄水期的安全监测工作，及时取得主要监测项目的基准值。水库首次蓄水前应制订详细的监测工作计划，若首次蓄水前永久性监测设施未完工或不具备监测条件时，应采取相应的临时监测措施。蓄水过程中，应快速整理分析监测资料并及时反馈。

2 在布置安全监测设施的同时，应统筹安排观测站的布置。必要时可设置专门的观测廊道、竖井及洞室。

3 应为监测设施提供良好的交通、照明、防潮、防风、保温及保安条件。

4 监测设施的埋设安装，应减少施工干扰。仪器和电缆应有可靠的保护措施。

5 宜根据理论计算或模型试验成果，并参考类似工程经验，对主要监测项目提出预计的测值变化范围。1、2级拱坝关键部位的位移值，宜提出技术警戒值。

11.2 监测项目与主要监测设施布置

11.2.1 混凝土拱坝安全监测应设置必要的监测项目，仪器监测应和巡视检查相结合。

11.2.2 巡视检查应符合下列要求：

1 从施工期到运行期，各级混凝土拱坝及其附属建筑物，均应定期进行巡视检查。在水库首次蓄水过程中、水库水位迅速消落期间、大洪水期间、坝区发生有感地震以及发生其他特殊情况时，应增加巡视检查次数。

2 发现大坝及附属建筑物损伤，或近坝区岸坡、地下水位、基础渗流等出现异常迹象时，应立即上报，并分析原因和研究处理措施。

11.2.3 仪器监测分为常规监测和专门监测。各监测项目应符合下列规定：

1 常规监测项目可按工程级别，并结合工程特点和具体地质条件，按表 11.2.1 的规定确定。常规监测项目中，应以坝体和拱座的变形及基础渗流监测为重点。

表 11.2.1 仪器监测的常规项目

序号	监测项目		大坝级别		
			1	2	3
一	变形	1. 坝体位移	●	●	●
		2. 坝基位移	●	●	●
		3. 倾斜	●	○	
		4. 接缝	●	●	○
		5. 裂缝	●	●	●
二	渗流	1. 渗流量	●	●	●
		2. 坝基扬压力及深部渗透压力	●	●	●
		3. 坝体渗透压力	○	○	
		4. 绕坝渗流	●	●	●
		5. 水质分析	●	●	○
三	应力	1. 应力	●	○	
		2. 应变	●	○	
		3. 混凝土温度	●	●	○
		4. 坝基温度	●	○	
四	环境量	1. 上、下游水位	●	●	●
		2. 气温	●	●	●
		3. 降水量	●	●	●
		4. 库水温	●	○	
		5. 坝前淤积	●	○	
		6. 下游冲淤	●	○	
		7. 冰冻	○		

注：●为必设项目，○为选设项目。

2 专门监测项目应根据工程级别、重要性、结构型式与施工工艺、地形与地质条件，参照下列项目研究确定：

- 1) 近坝区岸坡稳定性监测；
- 2) 地下洞室稳定性监测；
- 3) 坝体地震反应监测；
- 4) 水力学监测；
- 5) 其他。

11.2.4 环境量监测应符合下列规定：

主要包括水位、库水温、气温、降水量、冰压力、坝前淤积和下游冲刷等项目。监测设施布置除应符合 SDJ336—89 的规定外，还应符合 GBJ138—1990《水位观测标准》、SL58—1993《水位普通测量规范》、SL21—1990《降水量观测规范》、SL59—1993《河流冰情观测规范》等水文、气象专业方面的国家及行业标准的规定。

11.2.5 水平位移与挠度监测应符合下列规定：

1 坝体和坝基的水平位移可采用垂线法、准直线法、边角网法、前方交会法、导线法等方法监测。监测精度应符合 SDJ336—89 的规定。宜优先采用垂线法监测坝体和坝基的水平位移。高拱坝的垂线宜布置在拱冠和拱肩等部位，其数量不应少于 3 条。准直线和导线的端点应设置倒垂线作为工作基点。交会法的固定点可用边角网校核。对作为工作基点的倒垂线的稳定性，应由平面监测网定期校核。

2 拱座和近坝区岸坡表层的水平位移，可采用边角网或测边网、交会法、准直线法等方法监测。监测精度应符合 SDJ336—89 的规定。拱座和近坝区岸坡深部的水平位移，以及断层、裂隙等地质缺陷的水平位移，可采用倒垂组监测，或针对不同情况布置基岩变形计、多点位移计、钻孔倾斜仪等电测仪器进行监测。

3 坝体挠度宜采用垂线法监测。监测坝段的挠度测点不应少于 3 点。

11.2.6 垂直位移与倾斜监测应符合下列规定：

1 坝体和坝基的垂直位移，宜采用精密水准法监测。根据具体情况也可采用流体静力水准法监测。精密水准测量的起测基点，宜布置在大坝附近的岸坡基岩上。起测基点的稳定性由水准基点定期检验。水准基点应布设在大坝下游不受库区变形影响或影响很小的地区。垂直位移监测精度应符合 SDJ336—89 的规定。流体静力水准法，适用于在坝体水平廊道内监测坝体和坝基的垂直位移，其测点宜与精密水准点配合布置。

2 近坝区岸坡和滑坡体的垂直位移，宜采用精密水准法监测。高山区也采用三角高程法监测。必要时可将三角高程法与边角网法结合组成“三维网”。

3 重力拱坝坝体和坝基倾斜，应采用精密水准法或流体静力水准法监测。

11.2.7 渗流监测应符合下列规定：

1 重力拱坝坝基扬压力监测，可参照重力坝扬压力监测布置方法，按纵向监测断面和横向监测断面布设测压管或渗压计。纵向监测断面宜布置在防渗帷幕后第一道排水幕线上，每个坝段宜布置 1 个测点。地质条件复杂地段，可适当增加测点数量。横向监测断面沿径向布置，宜根据坝高、坝长、坝厚及地质条件确定断面位置。横向监测断面上的扬压力测点数量不得少于 3 点。必要时可在重要监测坝段的灌浆帷幕前布置测点。地质条件优良的薄拱坝，经论证可少设或不设扬压力监测设施。

2 拱坝坝基深部渗透压力监测可根据坝基地质条件及存在的主要地质缺陷，有针对性地布置测压管或渗压计，监测坝基深部和拱座部位基岩的渗透压力。

3 坝体渗透压力的监测，对薄拱坝坝体可不进行；重力拱坝若需观测坝体排水管效能和坝体渗透压力分布时，可参照重力坝坝体渗透压力监测方法，布置渗压计进行监测。

4 绕坝渗流监测，在两岸坝肩防渗帷幕后，沿流线方向布置 2~3 个监测断面，每个监测断面不少于 3 个观测孔。孔深应达强透水层，并深入到筑坝前地下水位线以下。

5 渗漏量监测，宜在坝基廊道内的排水沟上分段布设量水堰，分别监测坝基和坝体的渗漏量。漏水量较大的排水孔，宜采用容积法进行单孔量测。

11.2.8 应力、应变及温度监测应符合下列规定：

1 坝体监测断面和监测截面选择，宜根据坝高、坝长、体形、坝体结构及地质条件，按照拱和梁两个体系选择监测断面与监测截面。可选择拱冠、1/4 拱弧或布置有大孔口的悬臂梁，沿径向布置垂直于坝轴线的铅直向监测断面。高度在 100m 以上的高拱坝，可沿拱冠梁不同高程，按 20~40m 的间距，布设水平监测截面。应选择最大拱座应力处布置监测截面。

拱坝温度监测坝段应为安全监测系统的重点监测坝段。监测断面宜沿坝段中心断面布置。

2 对监测仪器布置，应力应变监测仪器应根据理论计算和模型试验成果，按照“少而精”的原则，集中布置于拱坝各监测断面和监测截面。必要时，可在有代表性的孔口、廊道、坝缝等处适当布置测点。坝体温度测点应根据温度场的状态进行布置。

1) 拱座的切向推力和径向剪力应为拱坝应力监测的重点。

除了布置应变计外，还可在拱推力方向布置压应力计直接监测切向拱推力。

2) 应变计组的仪器数量和布置，应根据各测点的应力状态确定。

3) 在拱坝拉应力区、坝踵或其他可能出现拉应力的边界部位，除了布置应变计外，还可布置裂缝计监测可能发生的裂缝或混凝土与基岩接合情况。

4) 在温度监测坝段，根据坝高不同可布置 3~7 个监测截面。各监测截面与坝段中心断面的交线上可布置 3~5 个测点。温度梯度较大的坝面附近或大孔口周围，可适当加密测点。拱坝两岸日照相差较大时，左、右拱端下游面宜分别布置温度测点。在拱座应力监测截面上可增设必要的温度测点。

- 5) 坝基温度监测可在温度监测断面的底部布置 5~10m 深的钻孔，沿不同深度埋设温度计。
- 6) 施工期临时性温度监测宜与永久性温度监测相结合。
- 7) 拱坝横缝或纵缝开度变化监测，可选择具有控制性的坝缝于灌浆区中心位置布置测缝计进行监测。

网易 NetEase
水利工程网 WWW.SHUIGONG.COM

附录 A 水力设计计算公式

A.1 堰面曲线

A.1.1 表孔的堰面曲线采用幂曲线时（见图 A.1.1），可按公式（A.1.1-1）计算：

$$x^n = KH_s^{n-1}y \quad (\text{A.1.1-1})$$

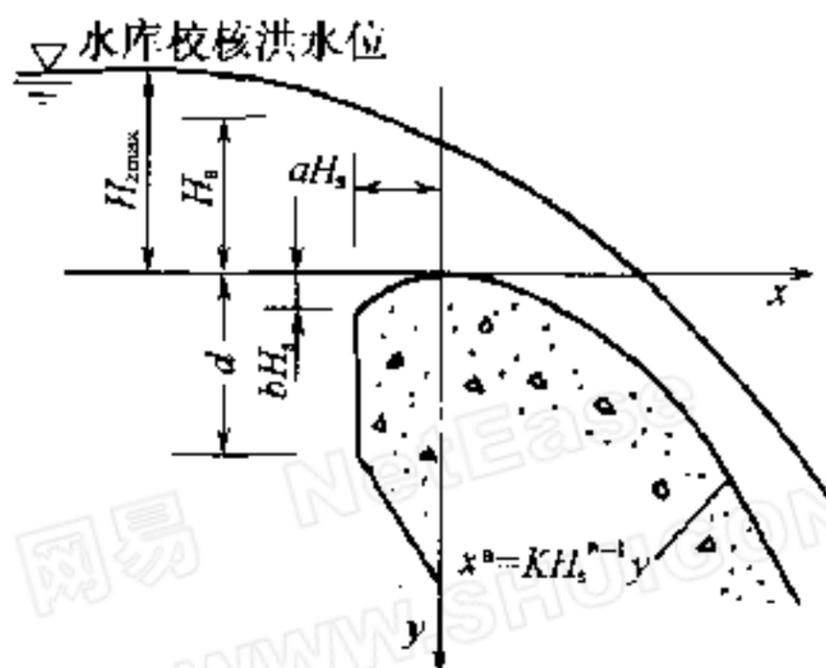


图 A.1.1 表孔堰面曲线

式中 H_s ——定型设计水头，m，可根据容许负压的大小按堰顶最大作用水头 H_{zmax} 的 75%~95% 计算；

其余符号见表 A.1.1-1。

表 A.1.1-1 表孔堰面曲线参数

上游坝面坡度	K	n
垂直	2.000	1.850
3:1	1.936	1.836

原点上游宜用椭圆曲线，其方程式为公式（A.1.1-2）：

$$\frac{x^2}{(aH_s)^2} + \frac{(bH_s - y)^2}{(bH_s)^2} = 1 \quad (\text{A.1.1-2})$$

式中 aH_s 、 bH_s ——椭圆曲线的长半轴和短半轴。

若上游面垂直，其长、短半轴可按以下关系选定：

$$a \approx 0.28 \sim 0.30$$

$$\frac{a}{b} = 0.87 + 3a$$

采用倒悬堰顶时（见图 A.1.1），宜满足 $d > H_{z\max}/2$ 。

定型设计水头 H_s 的选择及堰顶可能出现的最大负压值参照表 A.1.1-2 确定。

表 A.1.1-2 表孔堰顶可能出现的负压值

$H_z/H_{z\max}$	0.75	0.775	0.80	0.825	0.85	0.875	0.90	0.95	1.00
最大负压值/ H_s	0.5	0.45	0.4	0.35	0.3	0.25	0.2	0.1	0.0

各种作用水头 H_z 情况下的流量系数 m_z 与定型设计水头 H_s 情况下的流量系数 m 的比值参照表 A.1.1-3 确定。

表 A.1.1-3 表孔流量系数比值

H_z/H_s	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4
m_z/m	0.85	0.90	0.95	0.975	1.0	1.025	1.07

A.1.2 浅孔的堰面曲线采用抛物线时，若校核情况下最大作用水头 $H_{z\max}$ （孔口中心线处）与孔口高度 D 的比值 $H_{z\max}/D > 1.5$ ，或闸门全开仍属孔口泄流，可按公式（A.1.2）计算：

$$y = \frac{x^2}{4\varphi^2 H_s} \quad (\text{A.1.2})$$

式中 H_s ——定型设计水头，宜取孔口中心线至水库校核洪水位水头的 75%~95%；

φ ——孔口收缩面上的流速系数，可取 $\varphi=0.96$ ，若孔前设有检修闸门槽时，可取 $\varphi=0.95$ ；

其余符号见图 A.1.2。

原点上游可用单圆、复式圆或椭圆曲线。

若 $1.2 < H_{z\max}/D < 1.5$ ，应通过试验决定。

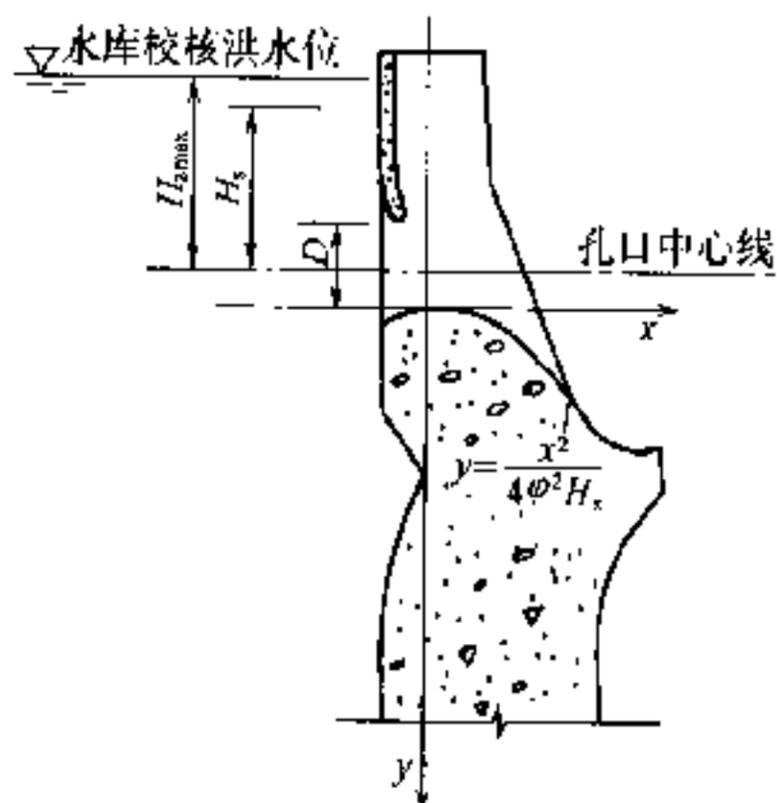


图 A.1.2 浅孔堰面曲线

A.2 泄水建筑物泄水能力计算公式

A.2.1 表孔的泄水能力可按公式 (A.2.1) 计算：

$$Q = m_z \epsilon \sigma_m B \sqrt{2gH_z^3} \quad (\text{A.2.1})$$

式中 Q ——流量， m^3/s ；

B ——溢流孔净宽， m ；

H_z ——溢流孔堰顶作用水头， m ；

g ——重力加速度， m/s^2 ；

m_z ——流量系数，在定型设计水头下，当 $P/H_z > 3$ (P 为堰高， m) 时，则 $m_z = 0.47 \sim 0.49$ ；当 $P/H_z \leq 3$ 时，则 $m_z = 0.44 \sim 0.47$ ；

ϵ ——侧收缩系数，根据墩厚度及墩头形状而定，可取 $\epsilon = 0.90 \sim 0.95$ ；

σ_m ——淹没系数，视泄流的淹没程度而定，不淹没时， $\sigma_m = 1$ 。

A.2.2 孔口泄流可按公式 (A.2.2) 计算：

$$Q = \mu A_k \sqrt{2gH_z} \quad (\text{A.2.2})$$

式中 A_k ——出口处的面积， m^2 ；

H_z ——自由泄流时为孔口中心线处的作用水头，淹没泄流时为上游、下游水位差， m ；

μ ——孔口或管道的流量系数，对 $H_z/D=2.0\sim 2.4$ (D 为孔口高度， m) 的浅孔，取 $\mu=0.74\sim 0.82$ ；对深式泄水孔可参照公式 (A. 2. 3-1) ~ 公式 (A. 2. 3-3) 估算；当为长有压孔时， μ 值必须计及沿程和局部水头损失后确定。

A. 2. 3 深式泄水孔流量系数可按公式 (A. 2. 3-1) ~ 公式 (A. 2. 3-3) 估算：

1 喇叭形进口

$$\mu = 0.97 - 0.3 \frac{D}{H_z} \quad (\text{A. 2. 3-1})$$

2 非完全喇叭形进口

$$\mu = 0.93 - 0.3 \frac{D}{H_z} \quad (\text{A. 2. 3-2})$$

3 圆形进口

$$\mu = 0.90 - 0.3 \frac{D}{H_z} \quad (\text{A. 2. 3-3})$$

式中符号意义同前。

A. 2. 4 平顶式或类似于宽顶堰的坝顶泄水建筑物的流量系数，可取 $0.35\sim 0.37$ 。

A. 3 挑流消能的水力要素

A. 3. 1 水舌抛距 (见图 A. 3. 1) 可按公式 (A. 3. 1) 估算：

$$L = \frac{1}{g} \left[v_1^2 \sin\theta \cos\theta + v_1 \cos\theta \sqrt{v_1^2 \sin^2\theta + 2g(h_1 + h_2)} \right] \quad (\text{A. 3. 1})$$

$$v_1 = 1.1v = 1.1\varphi \sqrt{2gH_0}$$

$$h_1 = h/\cos\theta$$

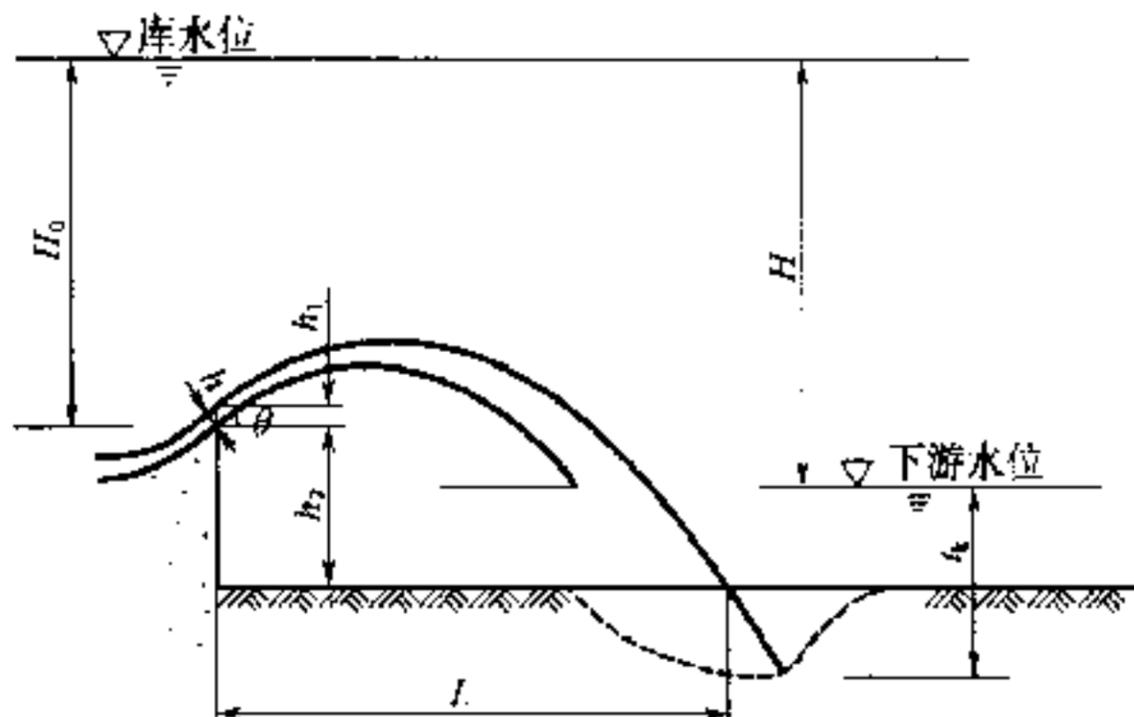


图 A. 3. 1 挑流消能水力要素

式中 L ——水舌抛距，m，如有水流向心集中影响者，则抛距还应乘以 0.90~0.95 的折减系数；

v_1 ——坎顶水面流速，m/s；

v ——坎顶平均流速，m/s；

H_0 ——水库水位至坎顶的落差，m；

θ ——鼻坎的挑角，(°)；

h_1 ——坎顶垂直方向水深，m；

h ——坎顶平均水深，m；

h_2 ——坎顶至河床面高差，m，如形成冲坑，可算至坑底；

φ ——堰面流速系数。

A. 3. 2 最大冲坑处水垫厚度 (见图 A. 3. 1) 根据水流特性可按公式 (A. 3. 2-1) 或公式 (A. 3. 2-2) 估算：

$$t_k = \alpha_1 q^{0.5} H^{0.25} \quad (\text{A. 3. 2-1})$$

$$t_k = \alpha_1 \alpha_2 q_1^{0.5} H^{0.25} \quad (\text{A. 3. 2-2})$$

式中 t_k ——最大冲坑水垫厚度，m，由水面算至坑底，若换算为最大冲坑深度，则应由河床面算至坑底；

q ——泄水建筑物出口断面的单宽流量， $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ；

q_1 ——平均入水单宽流量， $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ；

H ——上、下游水位差，m；

- α_1 ——基岩特性影响系数，坚硬完整的基岩， $\alpha_1 = 0.7 \sim 1.1$ ；坚硬但完整性较差的基岩， $\alpha_1 = 1.1 \sim 1.4$ ；软弱破碎、裂隙发育的基岩， $\alpha_1 = 1.4 \sim 1.8$ ；
- α_2 ——水流分散程度影响系数，分散充分， $\alpha_2 = 0.8 \sim 1.1$ ；分散较好， $\alpha_2 = 1.1 \sim 1.4$ ；分散欠佳， $\alpha_2 = 1.4 \sim 1.7$ ；水流集中， $\alpha_2 = 1.7 \sim 2.0$ 。

A.4 跌流消能的水力要素

A.4.1 射距可按公式 (A.4.1) 估算：

$$L_d = 2.3q^{0.54}z^{0.19} \quad (\text{A.4.1})$$

式中 L_d ——射距，m，见图 A.4.1；

z ——鼻坎至河床高差，m。

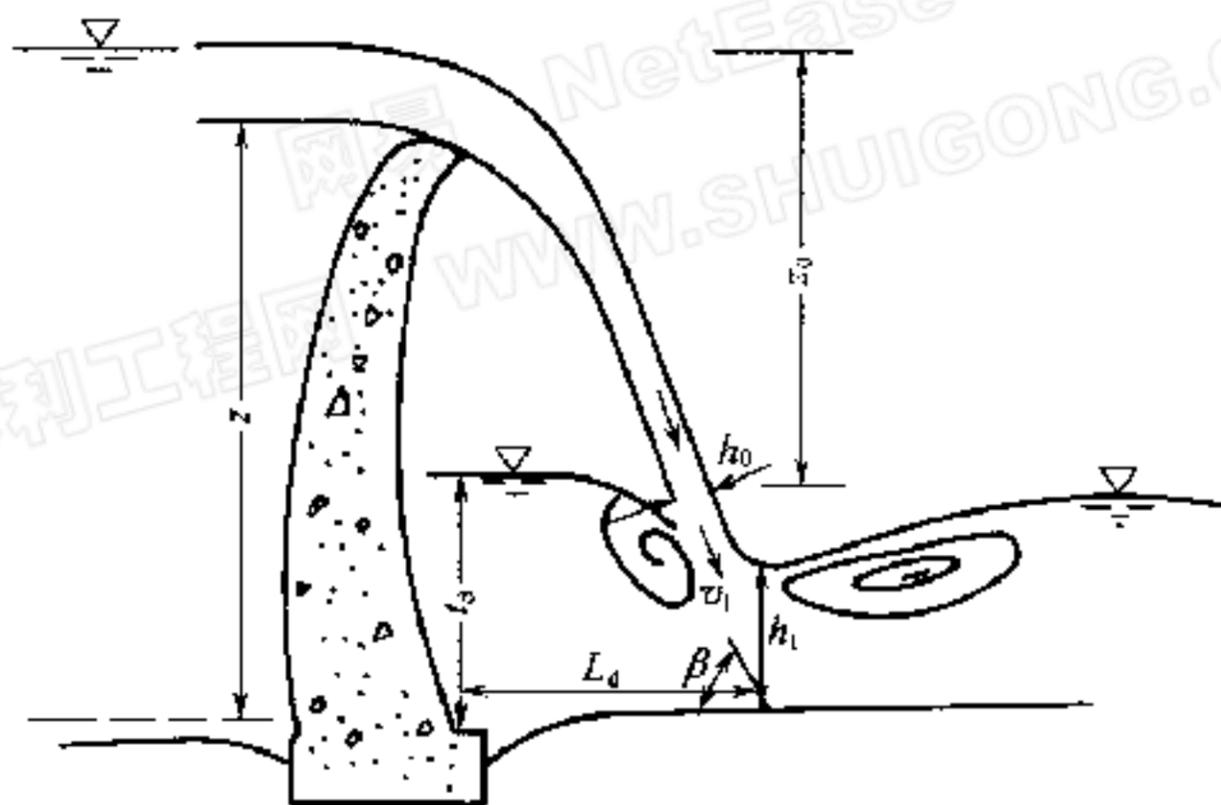


图 A.4.1 跌流消能水力要素

A.4.2 水舌冲击区上游水垫深度，可按公式 (A.4.2) 估算：

$$t_d = 0.6q^{0.44}z^{0.34} \quad (\text{A.4.2})$$

式中 t_d ——水垫塘底板或护坦上内侧的水垫深度，m；

其余符号意义同前。

A.4.3 水垫塘底板或护坦上的冲击流速：

1 水舌落点上下游有水位差时，如图 A.4.1 所示，按公式

(A.4.3-1) 估算：

$$v_1 = 4.88q^{0.15}z^{0.275} \quad (\text{A.4.3-1})$$

式中 v_1 ——对水垫塘底板或护坦的冲击流速，m/s；

其余符号意义同前。

2 水舌落点上、下游无明显水位差时，按公式 (A.4.3-2) 估算 (适用于水舌基本布满河面时)：

$$v_1 = \frac{2.5v_0}{\sqrt{\frac{l_d}{h_0 \sin \beta}}} \quad (\text{A.4.3-2})$$

$$v_0 = \varphi \sqrt{2gz_0} \quad (\text{A.4.3-3})$$

$$\beta = \arccos \left(\frac{2v_1}{v_0} - 1 \right) \quad (\text{A.4.3-4})$$

式中 h_0 ——水舌落至水面时的厚度，m， $h_0 = q/v_0$ ；

v_0 ——水舌落至水面时的平均流速，m/s；

β ——水舌入射角，(°)；

z_0 ——上下游落差，m；

g ——重力加速度，m/s²；

φ ——流速系数。

A.4.4 水垫塘底板或护坦上的动水压力，可按公式 (A.4.4) 估算：

$$P_d = \frac{\gamma_w (v_1 \sin \beta)^2}{2g} \quad (\text{A.4.4})$$

式中 P_d ——动水压力强度，kPa；

γ_w ——水的重度，kN/m³；

其余符号意义同前。

A.4.5 水垫塘或护坦上的脉动压力可按公式 (A.4.5) 估算：

$$P_m = \pm \alpha_m \frac{v_0^2}{2g} \gamma_w \quad (\text{A.4.5})$$

式中 P_m ——脉动压力强度，kPa；

v_0 ——入水速度，m/s；

α_m ——脉动压力系数，取 0.05~0.2；

其余符号意义同前。

A.4.6 当下游不设护坦时，最大冲坑处水垫厚度可按公式 (A.3.2-1) 或公式 (A.3.2-2) 进行估算。

A.5 底流消能的水力要素

A.5.1 消力池的长度，可按下列公式计算：

1 当弗氏数 $Fr = \frac{v'}{\sqrt{gh'}} \geq 4.5$ ，护坦上不设辅助消能工时：

$$L_c = 6.9(h'' - h') \quad (\text{A.5.1-1})$$

式中 L_c ——消力池长度，m；

h' 、 h'' ——跃前、跃后共轭水深，m。

2 当 $Fr > 4.5$ ，池首断面平均流速 v' 大于 16m/s，护坦上可设梳流坎及尾坎，但不宜设消力墩时：

$$L_c = (3.2 \sim 4.3)h'' \quad (\text{A.5.1-2})$$

3 当 $Fr > 4.5$ ，池首断面平均流速 v' 小于 16m/s，护坦上可设梳流坎、消力墩及尾坎时：

$$L_c = (2.3 \sim 2.8)h'' \quad (\text{A.5.1-3})$$

A.5.2 底流消力池护坦和尾坎上的脉动压力可按公式 (A.5.2) 估算：

$$P_m = \pm \alpha_m \frac{v^2}{2g} \gamma_w \quad (\text{A.5.2})$$

式中 P_m ——脉动压力强度，沿法线方向作用于建筑物表面，kPa；

v ——计算断面处的平均流速，m/s；

α_m ——脉动压力系数，根据水流缓急程度分别取 0.05~0.10；

其余符号意义同前。

A.5.3 护坦中设消力墩（包括梳流坎及尾坎）时，其所受冲击力 P_d 可按公式 (A.5.3) 估算：

$$P_d = \pm k_d \frac{v^2}{2g} \gamma_w A_d \quad (\text{A.5.3})$$

式中 P_d ——消力墩（包括梳流坎及尾坎）所受冲击力，kN；
 v ——墩、坎附近的流速，m/s，或近似按墩、坎断面处的平均流速计算；
 A_d ——墩、坎迎水面在流速方向上的投影面积， m^2 ；
 k_d ——阻力系数，视墩、坎位置、形状及流速大小，取 $k_d = 1.2 \sim 2.0$ ；
 其余符号意义同前。

A.6 水流空化数估算公式

A.6.1 水流空化数可按公式 (A.6.1) 估算：

$$\sigma_k = \frac{h_d + h_q - h_v}{\frac{v^2}{2g}} \quad (\text{A.6.1})$$

式中 σ_k ——水流空化数；
 h_d ——计算断面处的时均动水压力水头，m；
 h_q ——大气压力水头，m，对于不同高程按 $10.33 - \frac{\nabla}{900}$ （ ∇ 为海平面以上高度）估算，即相对于海平面每增加高度 900m，较标准大气压力水头降低 1m 水柱；
 h_v ——水的汽化压力水头，m，对于不同水温可按表 A.6.1 取值；
 $v^2/2g$ ——计算断面处的流速水头，m。

表 A.6.1 不同水温时水的汽化压力水头值

水温 (°C)	0	5	10	15	20	25	30	40
h_v (m)	0.06	0.09	0.13	0.17	0.24	0.32	0.43	0.75

A.7 波动及掺气水深估算公式

A.7.1 明流泄水建筑物（不包括孔中明流）的波动及掺气水深可按公式 (A.7.1) 估算：

$$h_b = \left(1 + \frac{\zeta v}{100} \right) h \quad (\text{A. 7. 1})$$

式中 h ——不计入波动及掺气的水深，m；

h_b ——计入波动及掺气的水深，m；

v ——不计入波动及掺气的计算断面上平均流速，m/s；

ζ ——修正系数，通常 $\zeta=1.0\sim1.4$ ，视流速和断面收缩情况而定；对于设在坝身一侧的滑雪道式泄水建筑物，应考虑侧向进水造成的水面壅高，此时可取 $\zeta=1.5\sim2.5$ 估算；当流速大于 20m/s，宜采用各种情况中的较大值。

网易 NetEase
WWW.SHUIGONG.COM

附录 B 荷载计算公式

B.1 静水压力

B.1.1 垂直作用于坝体表面某点处的静水压力强度，可按公式 (B.1.1) 计算：

$$p = \gamma_w H \quad (\text{B.1.1})$$

式中 p ——计算点处静水压力强度，kPa；

H ——计算点处的作用水头，m；

γ_w ——水（或含泥沙水）的重度，kN/m³。

B.2 动水压力

B.2.1 溢流坝反弧段上的动水压力强度，近似取均匀分布，可按公式 (B.2.1) 计算：

$$p = q\rho_w v/R \quad (\text{B.2.1})$$

式中 p ——水流离心压力强度，Pa；

q ——相应泄洪设计状况下反弧段上的单宽流量，m³/(s·m)；

ρ_w ——水的密度，kg/m³；

v ——反弧段最低点处断面水的平均流速，m/s；

R ——反弧半径，m。

B.2.2 溢流坝反弧段上的离心力合力的水平分力及垂直分力，可按公式 (B.2.2-1)、公式 (B.2.2-2) 计算：

$$P_x = q\rho_w v(\cos\phi_2 - \cos\phi_1) \quad (\text{B.2.2-1})$$

$$P_y = q\rho_w v(\sin\phi_2 + \sin\phi_1) \quad (\text{B.2.2-2})$$

式中 P_x ——单位宽度上离心力合力的水平分力，N/m；

P_y ——单位宽度上离心力合力的垂直分力，N/m；

ϕ_1 、 ϕ_2 ——反弧段的夹角（见图 B.2.2，取绝对值），(°)。

B.2.3 作用于反弧段边墙上水流离心力压力强度，在水面处为

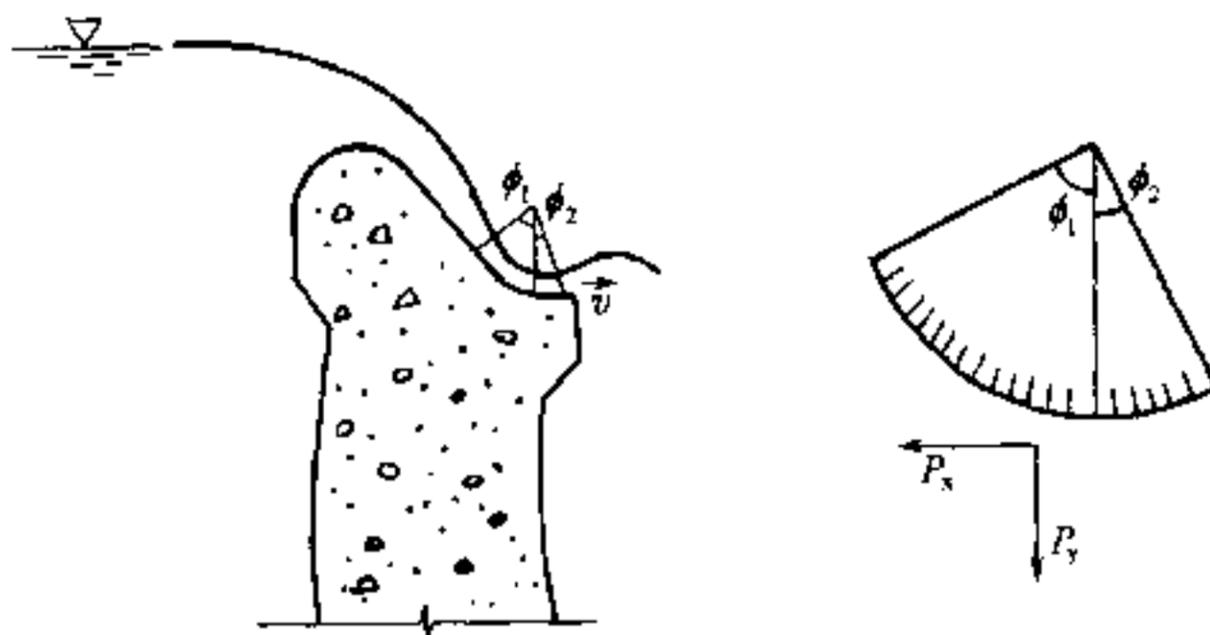


图 B.2.2 反弧段上水流离心力示意图

零，在墙底处为 p ，其间应沿径向近似采用线性分布。 p 可按公式 (B.2.1) 计算，并垂直作用于墙面。

B.3 扬压力

B.3.1 作用于坝基面的扬压力的计算应符合下列规定：

1 坝基设有防渗帷幕和排水孔时，在坝踵处的扬压力作用水头为 H_1 (上游水深)，排水孔中心线处为 $H_2 + \alpha (H_1 - H_2)$ ，坝趾处为 H_2 (下游水深)，其间依次以直线连接，折减系数 α 可采用 0.25 (见图 B.3.1-1)。

2 坝基未设防渗帷幕仅设排水孔时，在坝踵处的扬压力作用水头为 H_1 ，排水孔中心线处为 $H_2 + \alpha (H_1 - H_2)$ ，坝趾处为 H_2 ，其间依次以直线连接，折减系数 α 可采用 0.30~0.45 (见图 B.3.1-2)。

3 坝基仅设防渗帷幕未设排水孔时，在坝踵处的扬压力作用水头为 H_1 ，帷幕中心线处为 $H_2 + \alpha_1 (H_1 - H_2)$ ，坝趾处为 H_2 ，其间依次以直线连接，折减系数 α_1 可采用 0.50~0.70 (见图 B.3.1-3)。

4 坝基未设防渗帷幕和排水孔时，在坝踵处的扬压力作用水头为 H_1 ，坝趾处为 H_2 ，其间以直线连接 (见图 B.3.1-4)。

B.3.2 拱座稳定分析中岸坡拱座侧面的渗透压力计算应符合下列规定：

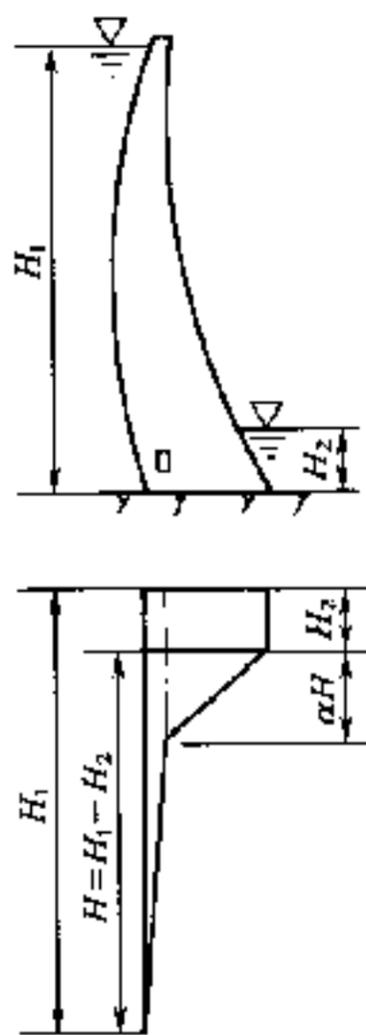


图 B. 3. 1-1 设防渗帷幕和排水孔时坝基扬压力分布

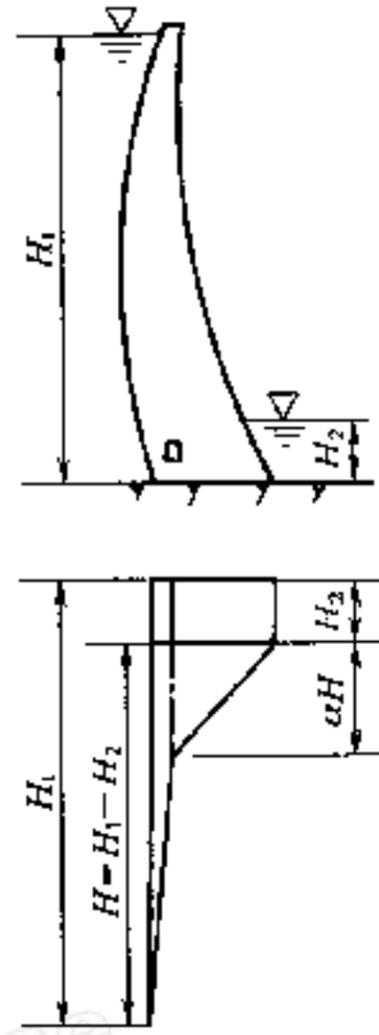


图 B. 3. 1-2 未设防渗帷幕仅设排水孔时坝基扬压力分布

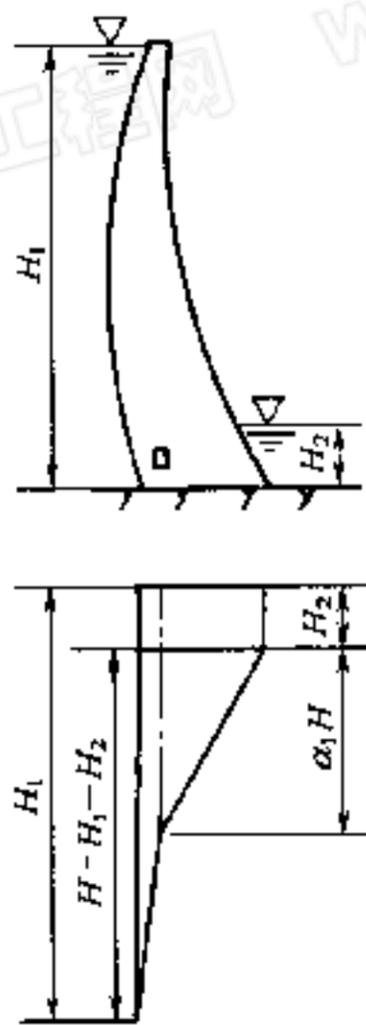


图 B. 3. 1-3 设防渗帷幕未设排水孔时坝基扬压力分布

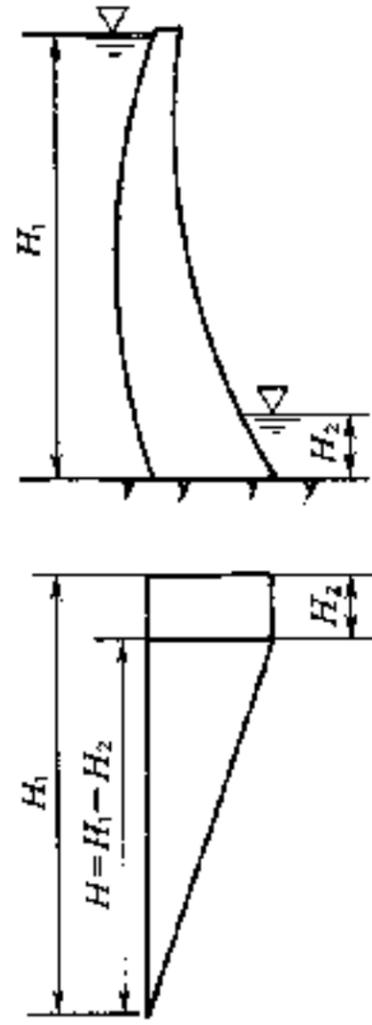


图 B. 3. 1-4 未设防渗帷幕和排水孔时坝基扬压力分布

1 拱座侧面设置防渗透帷幕和排水孔时，在拱端上游点处

为 $H_1 - H_2$ ，排水孔中心线处折减系数 α_2 可采用 0.35，拱端下游点处为 0，其间以直线连接。对于复杂地质条件的重要工程，应由三向渗流计算或试验确定。

2 拱座侧面未设防渗帷幕和排水孔，或虽设排水孔但易于失效时，拱座侧面上、下游端自 $H_1 - H_2$ 至 0 以直线连接计算。

3 拱座侧面未设防渗帷幕仅设排水孔或仅设防渗帷幕未设排水孔时，因受岸坡地下水和三向渗流的影响，折减系数较本规范附录 B.3.1 相应情况宜适当提高。

B.3.3 厚拱坝和中厚拱坝坝体内部的扬压力计算应符合下列规定：

1 坝内设有排水管时，在上游坝面处的扬压力作用水头，为计算截面以上的上游水深 H_1' ，在排水管中心线上为 $H_2' + \alpha_3 (H_1' - H_2')$ （当计算截面在下游水位以上时，取 $H_2' = 0$ ），在下游坝面处的扬压力作用水头为计算截面以上的下游水深 H_2' ，其间以直线连接，折减系数 α_3 可采用 0.20（见图 B.3.3-1）。

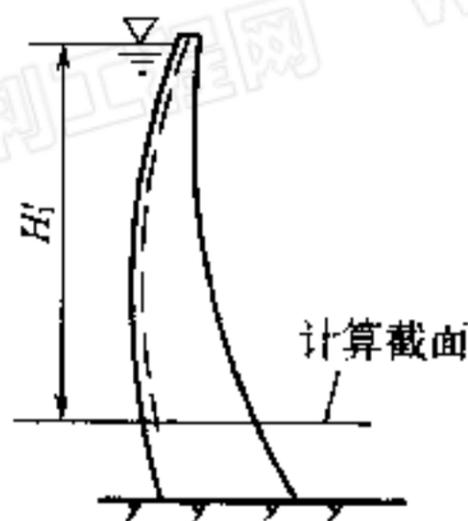


图 B.3.3-1 设排水管时
坝内扬压力分布

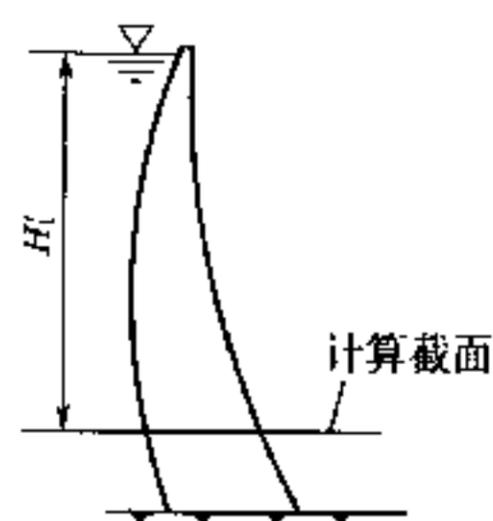


图 B.3.3-2 未设排水管时
坝内扬压力分布

2 坝内未设排水管时，在上游坝面处的扬压力作用水头为 H_1' ，下游坝面处为 H_2' ，其间以直线连接（见图 B. 3. 3-2）。

B. 4 泥 沙 压 力

B. 4. 1 作用于坝面单位宽度上的水平泥沙压力，可按下列公式计算：

$$P_{sk} = \frac{1}{2} \gamma_{sb} h_s^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_s}{2} \right) \quad (\text{B. 4. 1-1})$$

$$\gamma_{sb} = \gamma_{sd} - (1 - n) \gamma_w \quad (\text{B. 4. 1-2})$$

式中 P_{sk} ——泥沙压力，kN/m；

γ_{sb} ——泥沙的浮重度，kN/m³；

γ_{sd} ——泥沙的干重度，kN/m³；

γ_w ——水的重度，kN/m³；

n ——泥沙的孔隙率；

h_s ——坝前泥沙淤积厚度，m；

φ_s ——泥沙的内摩擦角，(°)。

B. 5 浪 压 力

B. 5. 1 波高、波长可按官厅水库公式 (B. 5. 1-1)、公式 (B. 5. 1-2) 计算（适用于 $V_0 < 20\text{m/s}$ 及 $D < 20\text{km}$ 的山区峡谷水库）：

$$\frac{gh_b}{V_0^2} = 0.0076 V_0^{-\frac{1}{12}} \left(\frac{gD}{V_0^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{B. 5. 1-1})$$

$$\frac{gL_m}{V_0^2} = 0.331 V_0^{-\frac{1}{15}} \left(\frac{gD}{V_0^2} \right)^{\frac{4}{15}} \quad (\text{B. 5. 1-2})$$

式中 h_b ——波高，m，当 $\frac{gD}{V_0^2} = 20 \sim 250$ 时，为累积频率 5% 的波

高 $h_{5\%}$ ；当 $\frac{gD}{V_0^2} = 250 \sim 1000$ 时，为累积频率 10% 的

波高 $h_{10\%}$ ；

L_m ——平均波长，m；

V_0 ——计算最大风速，m/s；

D ——风区长度，m；

g ——重力加速度，m/s²。

B. 5. 2 浪压力近似按直墙式挡水建筑物的情况进行计算：

1 坝前水深 $H_1 \geq H_{cr}$ ， $H_1 \geq \frac{L_m}{2}$ 时，浪压力分布如图 B. 5. 2

(a)，单位长度上的浪压力可按公式 (B. 5. 2-1) 计算：

$$P_{wk} = \frac{1}{4} \gamma_w L_m (h_{5\% \sim 10\%} + h_z) \quad (\text{B. 5. 2-1})$$

$$h_z = \frac{\pi h_{5\% \sim 10\%}^2}{L_m} \text{cth} \frac{2\pi H_1}{L_m} \quad (\text{B. 5. 2-2})$$

$$H_{cr} = \frac{L_m}{4\pi} \ln \frac{L_m + 2\pi h_{5\% \sim 10\%}}{L_m - 2\pi h_{5\% \sim 10\%}} \quad (\text{B. 5. 2-3})$$

式中 P_{wk} ——单位宽度坝面上的浪压力，kN/m；

$h_{5\% \sim 10\%}$ ——累积频率 5%~10% 的波高，m；

h_z ——波浪中心线至计算水位的高差，m；

H_{cr} ——使波浪破碎的临界水深，m。

2 坝前水深 $H_1 \geq H_{cr}$ ， $H_1 \leq \frac{L_m}{2}$ 时，浪压力分布如图 B. 5. 2

(b)，单位宽度上的浪压力按公式 (B. 5. 2-4) 计算：

$$P_{wk} = \frac{1}{2} [(h_{5\% \sim 10\%} + h_z) (\gamma_w H_1 + p_H) + H_1 p_H] \quad (\text{B. 5. 2-4})$$

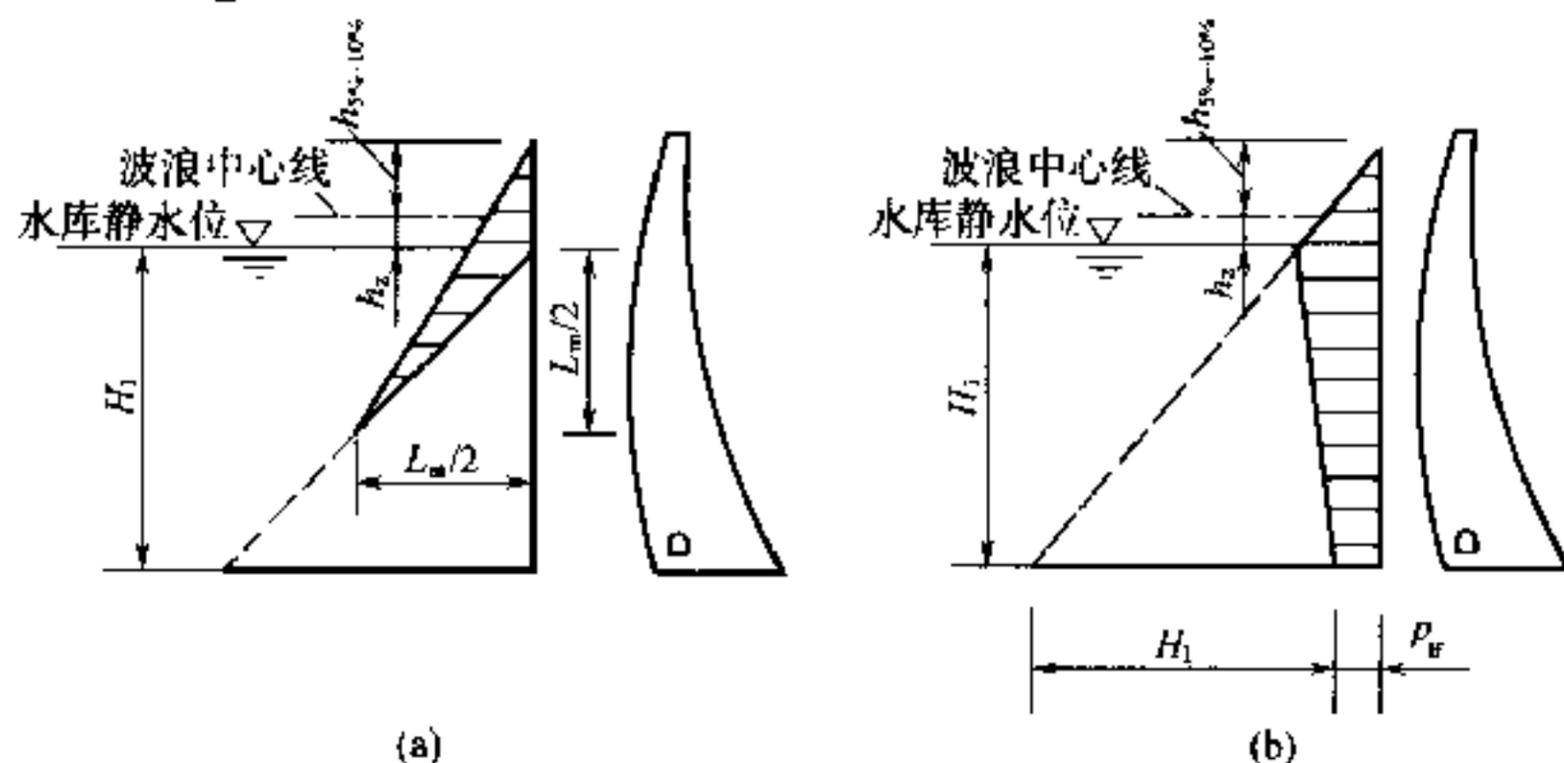


图 B. 5. 2 浪压力分布图

$$p_H = \gamma_w h_{5\% \sim 10\%} \operatorname{sech} \frac{2\pi H}{L_m} \quad (\text{B. 5. 2-5})$$

式中 p_H ——坝底面处的剩余浪压力强度，kPa；
其余符号意义同前。

B. 6 冰 压 力

B. 6. 1 作用于坝面单位宽度上静冰压力可按表 B. 6. 1 的规定取值。

表 B. 6. 1 静冰压力值

冰层厚度 (m)	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
静冰压力值 (kN/m)	85	180	215	245	280

注：1. 冰层厚度取多年平均年最大值；

2. 对于小型水库应将表中静冰压力乘以 0.87 后采用；对于库面开阔的大型平原水库，应乘以 1.25 后采用；

3. 表中静冰压力适用于结冰期内水库水位基本不变的情况；结冰期内水库水位变动情况下的静冰压力应专门研究；

4. 表中静冰压力值可按冰层厚度相应计算取值。

B. 6. 2 动冰压力计算应符合以下规定：

1 冰块撞击在铅直或接近铅直坝面上所产生的动冰压力可按公式 (B. 6. 2-1) 计算：

$$F_{bk} = 0.07Vd_i \sqrt{Af_{ic}} \quad (\text{B. 6. 2-1})$$

式中 F_{bk} ——冰块撞击坝面的动冰压力，MN；

V ——冰块流速，m/s，按实测资料确定，当无实测资料时，可取冰块运动期内最大风速的 3%，但不宜大于 0.6m/s；

d_i ——计算冰厚，m，可取当地最大冰厚的 0.7~0.8 倍，流冰初期取大值；

A ——冰块面积，m²，可由当地或邻近地点的实测或调查资料确定；

f_{ic} ——冰块的抗压强度，MPa，宜由试验确定，当无试验

资料时，可采用 0.3MPa。

2 作用于独立墩柱上的动冰压力，可按公式 (B.6.2-2) 计算：

$$F_{p1} = m f_{ib} d_i b \quad (\text{B.6.2-2})$$

式中 F_{p1} ——冰块切入三角形墩柱或作用于前沿垂直的矩形、多边形、圆形独立墩柱的动冰压力，MN；

m ——墩柱前沿的平面形状系数，按表 B.6.2 的规定取值；

f_{ib} ——冰块的挤压强度，MPa，流冰初期可取 0.75 MPa，后期可取 0.45 MPa；

b ——冰作用高程处的墩柱前沿宽度，m。

表 B.6.2 形状系数 m 值

平面形状	夹角 2α 的三角形					矩形	多边形 或圆形
	45°	60°	75°	90°	120°		
m	0.54	0.59	0.64	0.69	0.77	1.0	0.9

注： α 为三角形夹角的一半。

B.7 温度荷载

B.7.1 温度荷载计算应符合下列规定：

1 坝体内温度分布可分解为三部分，即平均温度 T_m 、等效线性温差 T_d 和非线性温差 T_n ，见图 B.7.1，三者可按公式 (B.7.1-1) ~ 公式 (B.7.1-3) 计算：

$$T_m = \frac{1}{L} \int_{-L/2}^{L/2} T dx \quad (\text{B.7.1-1})$$

$$T_d = \frac{12}{L^2} \int_{-L/2}^{L/2} T x dx \quad (\text{B.7.1-2})$$

$$T_n = T - T_m - \frac{T_d x}{L} \quad (\text{B.7.1-3})$$

式中 L ——坝体厚度，m；

T ——温度，℃，为坐标 x 的函数。

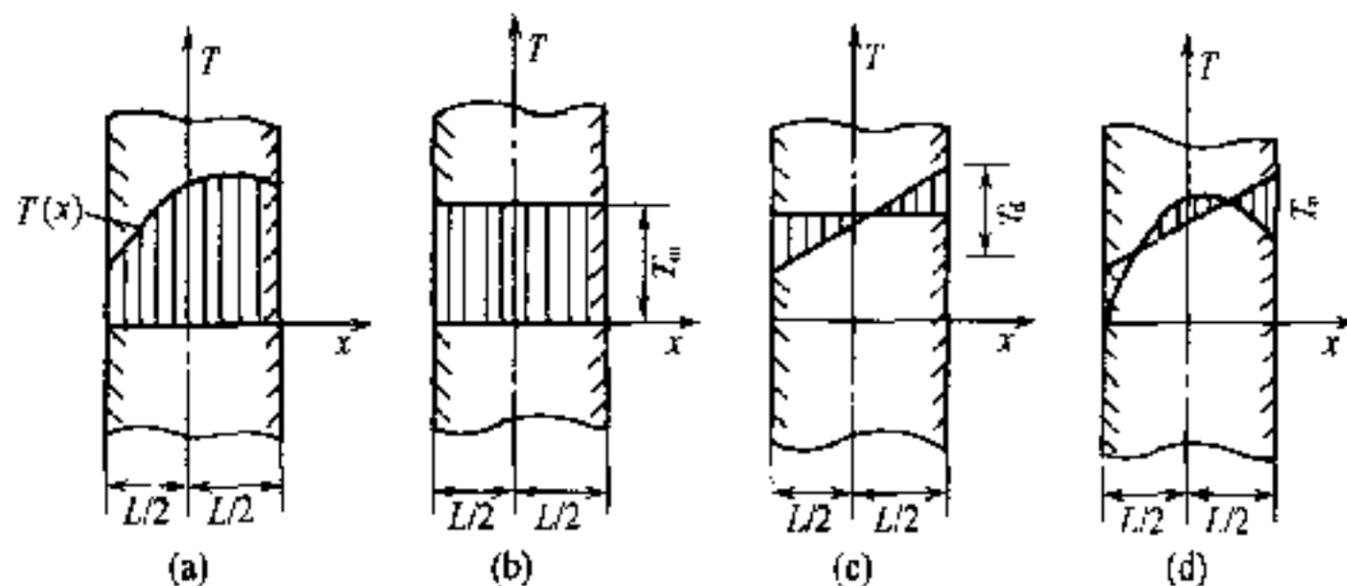


图 B.7.1 坝体温度分布示意图

(a) 实际温度；(b) 平均温度 T_m ；(c) 等效线性温差 T_d ；(d) 非线性温差 T_n

2 拱坝运行期温度荷载可按公式(B.7.1-4)、公式(B.7.1-5)计算：

$$T_m = T_{m1} - T_{m2} - T_{m0} \quad (\text{B.7.1-4})$$

$$T_d = T_{d1} + T_{d2} - T_{d0} \quad (\text{B.7.1-5})$$

$$T_{m1} = \frac{1}{2}(T_{m1e} + T_{m1i}) \quad (\text{B.7.1-6})$$

$$T_{d1} = T_{m1e} - T_{m1i} \quad (\text{B.7.1-7})$$

式中 T_m 、 T_d ——截面平均温度变化值和截面等效线性温差变化值；

T_{m0} 、 T_{d0} ——由坝体封拱温度场确定的截面平均温度和等效线性温差，由封拱时的实际温度分布按公式(B.7.1-1)、公式(B.7.1-2)计算；

T_{m1} 、 T_{d1} ——由坝体多年年平均温度场确定的截面平均温度和等效线性温差，按公式(B.7.1-6)、公式(B.7.1-7)计算；

T_{m2} 、 T_{d2} ——由坝体多年平均变化温度场确定的截面平均温度和等效线性温差，按附录B.7.3确定，当封拱温度等于坝体多年年平均温度时，即 $T_{m0} = T_{m1}$ ， $T_{d0} = T_{d1}$ ，则 $T_m = T_{m2}$ ， $T_d = T_{d2}$ ；

T_{mi} 、 T_{me} ——上、下游表面多年年平均温度，按附录 B. 7. 2 确定。

B. 7. 2 边界温度的确定应符合下列要求：

1 下游面温度的年变化过程可按公式 (B. 7. 2-1) ~ 公式 (B. 7. 2-3) 计算：

$$T_s = T_{am} + A_a \cos \omega(\tau - \tau_0) \quad (\text{B. 7. 2-1})$$

$$T_{am} = \frac{1}{12} \sum_{i=1}^{12} T_{ai} \quad (\text{B. 7. 2-2})$$

$$A_a = (T_{a7} - T_{a1})/2 \quad (\text{B. 7. 2-3})$$

$$\omega = 2\pi/p$$

式中 T_s ——多年月平均气温， $^{\circ}\text{C}$ ；

T_{am} ——多年年平均气温， $^{\circ}\text{C}$ ，由当地实测多年月平均气温按公式 (B. 7. 2-2) 计算，若考虑日照影响，增加 $2\sim 4^{\circ}\text{C}$ ；

A_a ——多年平均气温年变幅， $^{\circ}\text{C}$ ，由当地实测多年月平均气温按公式 (B. 7. 2-3) 计算，若考虑日照影响，增加 $1\sim 2^{\circ}\text{C}$ ，尾水位以下等于水温年变幅；

τ ——时间变量，月；

τ_0 ——初始相位，月，纬度高于 30° 地区，取 $\tau_0 = 6.5$ 月；
纬度低于或等于 30° 地区，取 $\tau_0 = 6.7$ 月；

ω ——圆频率；

p ——温度变化周期，月，取 $p = 12$ ；

T_{ai} —— i 月多年平均气温， $^{\circ}\text{C}$ ；

T_{a1} 、 T_{a7} ——1 月、7 月多年平均气温， $^{\circ}\text{C}$ 。

2 上游面温度的年变化过程的表示：

1) 水上部分的温度等于气温，可按公式 (B. 7. 2-1) 计算。

2) 水下部分坝前水温年变化过程，在初步设计阶段可按公式 (B. 7. 2-4) 表示；在技施设计阶段，可根据条件相近、已建水库的实测水温资料研究确定。

$$T_w(y, \tau) = T_{wm}(y) + A_w(y) \cos \omega[\tau - \tau_0 - \epsilon(y)] \quad (\text{B. 7. 2-4})$$

式中 $T_w(y, \tau)$ —— 水深 y 处、 τ 时的多年平均水温；

y —— 水深，m；

τ —— 时间，月；

τ_0 —— 气温年周期变化过程的初始相位，按本条 1 款确定；

$T_{wn}(y)$ —— 水深 y 处的多年年平均水温，按本条 3 款确定；

$A_w(y)$ —— 水深 y 处的多年年平均水温年变幅，按本条 4 款确定；

$\varepsilon(y)$ —— 水深 y 处的水温年周期变化过程与气温年周期变化过程的相位差，月，按本条 5 款确定。

3 水库的多年平均水温，可根据水库特性分别按下列公式计算：

1) $H_n \geq y_0$ 的多年调节水库 (H_n —— 水库坝前正常水深，m)：

$$T_{wn}(y) = \begin{cases} C_1 e^{-0.015y} & y < y_0 \\ C_1 e^{-0.015y_0} & y \geq y_0 \end{cases} \quad (\text{B. 7. 2-5})$$

$$C_1 = 7.77 + 0.75T_{am} \quad (\text{B. 7. 2-6})$$

式中 y_0 —— 多年调节水库的变化温度层深度，m，可取 $y_0 = 50 \sim 60\text{m}$ ；

C_1 —— 拟合参数；

T_{am} —— 坝址多年年平均气温，按公式 (B. 7. 2-2) 计算。

2) $H_n \geq y_0$ 的非多年调节水库：

$$T_{wn}(y) = C_1 e^{-0.010y} \quad (\text{B. 7. 2-7})$$

3) $H_n < y_0$ 的水库：

$$T_{wn}(y) = C_1 e^{-0.005y} \quad (\text{B. 7. 2-8})$$

4 水库的多年平均水温年变幅，可根据水库特性分别按下列公式计算：

1) $H_n \geq y_0$ 的多年调节水库：

$$A_w(y) = \begin{cases} C_2 e^{-0.055y} & y < y_0 \\ C_2 e^{-0.055y_0} & y \geq y_0 \end{cases} \quad (\text{B. 7. 2-9})$$

$$C_2 = 0.778A_a' + 2.94 \quad (\text{B. 7. 2-10})$$

$$A_a' = \begin{cases} T_{a7}/2 + \Delta a & T_{am} < 10 \\ A_a & T_{am} \geq 10 \end{cases} \quad (\text{B. 7. 2-11})$$

式中 C_2 ——拟合参数，按公式 (B. 7. 2-10) 计算；

A_a' ——修正后的气温年变幅， $^{\circ}\text{C}$ ，按公式 (B. 7. 2-11) 计算；

A_a ——坝址多年平均气温年变幅， $^{\circ}\text{C}$ ，可按公式 (B. 7. 2-3) 计算；

T_{a7} ——7 月份多年平均气温， $^{\circ}\text{C}$ ，可取 $T_{a7} = T_{am} + A_a$ ；

Δa ——太阳辐射所引起的温度增量，可取 $\Delta a = 1 \sim 2^{\circ}\text{C}$ 。

2) $H_n \geq y_0$ 的非多年调节水库：

$$A_w(y) = C_2 e^{-0.025y} \quad (\text{B. 7. 2-12})$$

3) $H_n < y_0$ 的水库：

$$A_w(y) = C_2 e^{-0.012y} \quad (\text{B. 7. 2-13})$$

5 水库水温年变化过程与气温年变化过程的相位差，可根据水库特性分别按下列公式计算：

1) $H_n \geq y_0$ 的多年调节水库：

$$\varepsilon(y) = \begin{cases} 0.53 + 0.059y & y < y_0 \\ 0.53 + 0.059y_0 & y \geq y_0 \end{cases} \quad (\text{B. 7. 2-14})$$

2) $H_n \geq y_0$ 的非多年调节水库：

$$\varepsilon(y) = 0.53 + 0.030y \quad (\text{B. 7. 2-15})$$

3) $H_n < y_0$ 的水库：

$$\varepsilon(y) = 0.53 + 0.008y \quad (\text{B. 7. 2-16})$$

B. 7. 3 多年平均变化温度场的 T_{m2} 、 T_{d2} 按公式 (B. 7. 3-1)、公式 (B. 7. 3-2) 计算：

$$T_{m2} = \frac{\rho_1}{2} [A_e \cos \omega(\tau - \theta_1 - \tau_0) + A_i \cos \omega(\tau - \theta_1 - \varepsilon - \tau_0)] \quad (\text{B. 7. 3-1})$$

$$T_{d2} = \rho_2 [A_e \cos \omega(\tau - \theta_2 - \tau_0) - A_i \cos \omega(\tau - \theta_2 - \varepsilon - \tau_0)] \quad (\text{B. 7. 3-2})$$

其中

$$\rho_1 = \frac{1}{\eta} \sqrt{\frac{2(\operatorname{ch}\eta - \cos\eta)}{\operatorname{ch}\eta + \cos\eta}}$$

$$\rho_2 = \sqrt{a_1^2 + b_1^2}$$

$$\theta_1 = \frac{1}{\omega} \left[\frac{\pi}{4} - \arctan\left(\frac{\sin\eta}{\operatorname{sh}\eta}\right) \right]$$

$$\theta_2 = \frac{1}{\omega} \arctan\left(\frac{b_1}{a_1}\right)$$

$$a_1 = \frac{6}{\rho_1 \eta^2} \sin(\omega\theta_1)$$

$$b_1 = \frac{6}{\rho_1 \eta^2} [\cos(\omega\theta_1) - \rho_1]$$

$$\eta = \sqrt{\frac{\pi}{a_c p}} L$$

$$\omega = \frac{2\pi}{p}$$

式中 p ——温度变化周期，月，取 $p=12$ ；

L ——坝体厚度，m；

a_c ——混凝土的导温系数，可按表 5.1.7 的规定取值；

ϵ ——上、下游坝面温度年周期变化过程的相位差，当上游面为库水，下游面为空气时，按附录 B.7.2 确定；

A_i 、 A_e ——上、下游坝面多年平均温度年变幅，C；

τ ——温度荷载最不利组合的计算时点，可取 $\tau=7.5$ （8 月中）或 8.0 （8 月底）计算与温升值相应的 T_{m2} 、 T_{d2} ，可改变符号作为与温降值相应的 T_{m2} 、 T_{d2} ；

τ_0 ——初始相位，按附录 B.7.2 确定；

ρ_1 、 ρ_2 、 θ_1 、 θ_2 也可从图 B.7.3 中查取。

B.7.4 多年平均变化温度场的 T_{m2} 、 T_{d2} 在初步计算阶段可按下列公式简化计算：

1 库水位以上：

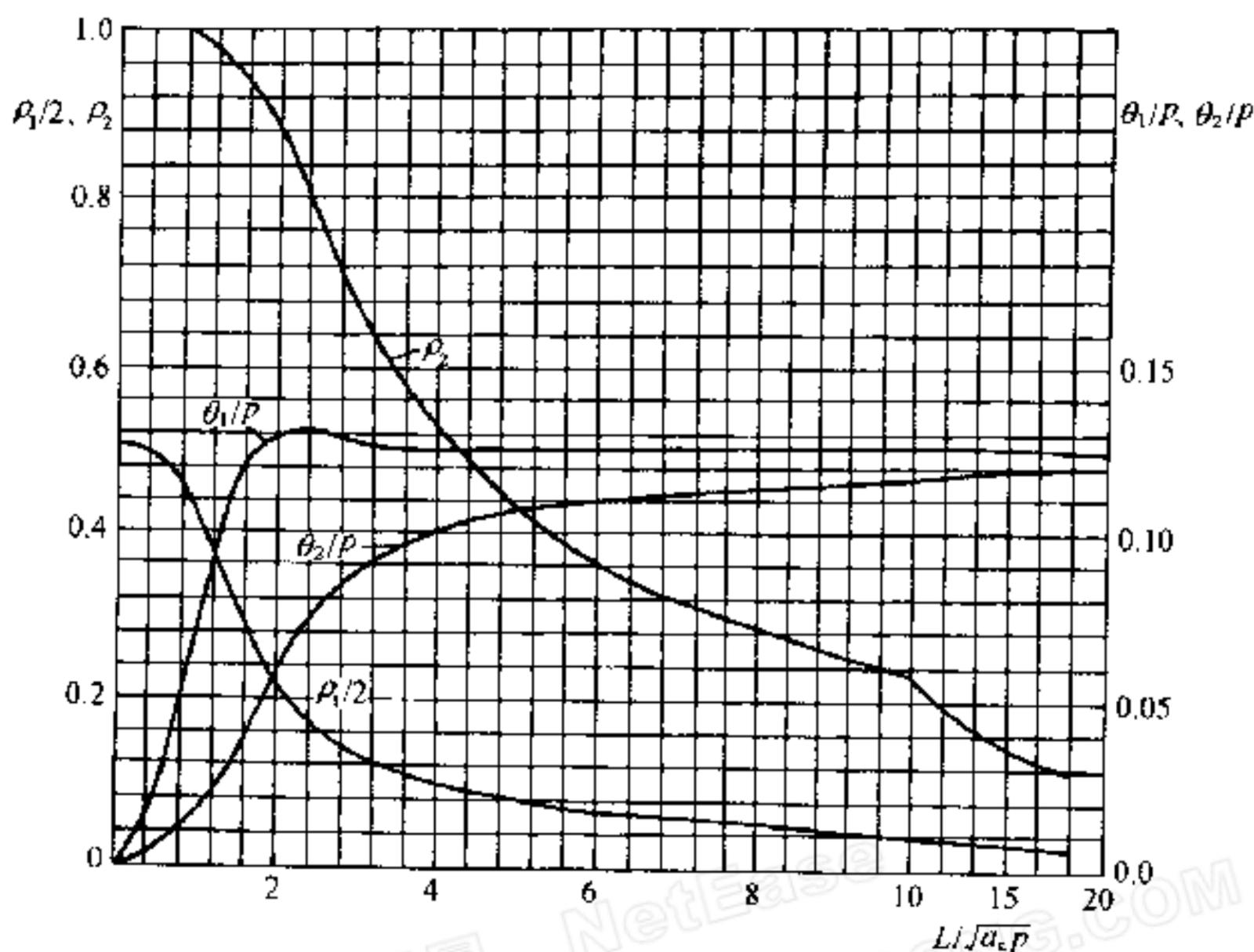


图 B.7.3 $\rho_1/2$ 、 ρ_2 、 θ_1/p 、 θ_2/p 与 $L/\sqrt{a_c p}$ 的关系

$$T_{m2} = \pm \rho_1 A_e \quad (\text{B. 7. 4-1})$$

$$T_{d2} = 0 \quad (\text{B. 7. 4-2})$$

2 库水位以下

$$T_{m2} = \pm \frac{\rho_1}{2} \left(A_e + \frac{13.1 A_s}{14.5 + y} \right) \quad (\text{B. 7. 4-3})$$

$$T_{d2} = \pm \rho_3 \left[A_e - A_s \left(\xi + \frac{13.1}{14.5 + y} \right) \right] \quad (\text{B. 7. 4-4})$$

式中 y ——水深，m。

ρ_1 、 ρ_3 、 ξ 按公式 (B. 7. 4-5) ~ 公式 (B. 7. 4-10) 计算；

当 $L \geq 10\text{m}$ 时

$$\frac{\rho_1}{2} = \frac{2.33}{L - 0.90} \quad (\text{B. 7. 4-5})$$

$$\rho_3 = \frac{18.76}{L + 12.6} \quad (\text{B. 7. 4-6})$$

$$\xi = \frac{3.80e^{-0.022y} - 2.38e^{-0.081y}}{L - 4.50} \quad (\text{B. 7. 4-7})$$

当 $L < 10\text{m}$ 时

$$\frac{\rho_1}{2} = 0.50e^{-0.00057L^{3.0}} \quad (\text{B. 7. 4-8})$$

$$\rho_3 = e^{-0.00186L^{2.0}} \quad (\text{B. 7. 4-9})$$

$$\xi = (0.069e^{-0.022y} - 0.0432e^{-0.081y})L \quad (\text{B. 7. 4-10})$$

式中 L ——坝体厚度，m。

公式 (B. 7. 4-1) ~ 公式 (B. 7. 4-4) 中，夏季取正号，冬季取负号。按此公式计算相当于 8 月底和 2 月底的温度荷载。

网易 NetEase
WWW.SHUIGONG.COM

附录 C 施工期坝体温度和温度应力计算

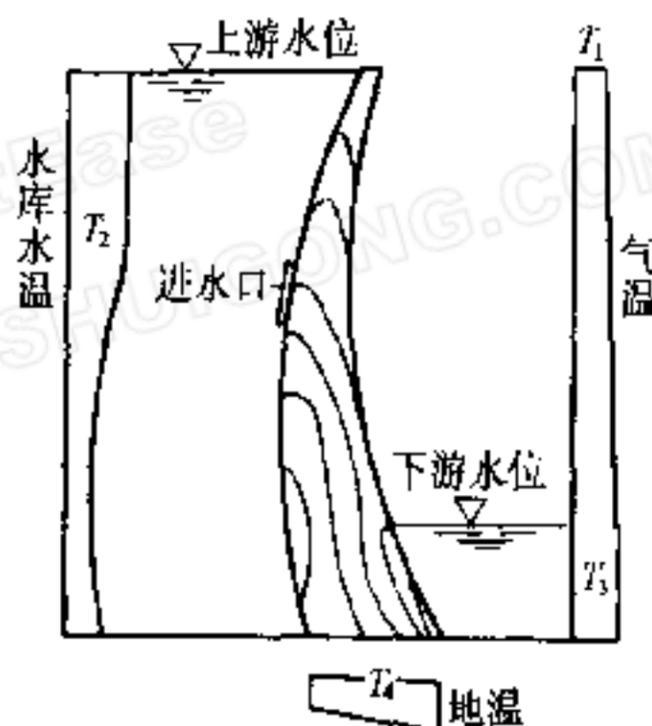
C.1 混凝土温度计算

C.1.1 稳定温度场。

拱坝稳定温度是确定运转期温度荷载、封拱灌浆时机及施工期控制基础混凝土温差，防止贯穿裂缝的重要依据。

稳定温度场计算可用平面有限元法或双向差分法计算，必要时可用三维有限元法计算。

稳定温度场边界温度，包括坝体边界的气温、水温、地温，示意图见图 C.1.1。下游面气温 T_1 ，可根据气象资料取当地多年年平均气温，并根据日照方向考虑太阳辐射升温；上游水库水温 T_2 ，按不同深度取多年年平均水温，根据工程所在地区气候特点、天然水温、水库运行条件，选取条件相近的水库资料，确定各高程多年年平均水温和变幅；下游水位以下水温 T_3 ，可取河水多年年平均水温；地温 T_4 ，宜考虑地热，若无地温资料时可取上游库底水温和下游库底水温，中间直线连接。



C.1.1 稳定温度场边界
温度示意图

C.1.2 准稳定温度场。

当拱坝坝体较薄时，受年变化气温及年变化水温影响将不存在稳定温度场，但存在施工期或运行期的准稳定温度场（年变化气温或水温条件下出现的最低温度）。准稳定温度场的计算方法与稳定温度场基本相同，仅边界温度按年变化取值。

C.1.3 坝体混凝土初期温度计算。

坝体混凝土初期温度计算，主要是比较各种温控措施条件下混凝土浇筑后出现的最高温度，判别混凝土温度是否控制在基础容许温差、上下层温差及内外温差或坝体内部最高温度等控制标准范围内，为温控措施提供依据。最高温度 T 可按公式(C. 1. 3-1) 计算：

$$T = T_p + T_r \quad (\text{C. 1. 3-1})$$

式中 T_p ——混凝土浇筑温度，℃；

T_r ——坝体稳定温度，℃。

混凝土初期温度计算可用差分法，对于边界条件复杂者可用有限元法。差分法按下列公式计算：

1 单向差分法：

$$T_{n,\tau+\Delta\tau} = T_{n,\tau} + \frac{a_c \Delta\tau}{\delta^2} (T_{n-1,\tau} + T_{n+1,\tau} - 2T_{n,\tau}) + \Delta\theta_\tau \quad (\text{C. 1. 3-2})$$

式中 $T_{n,\tau+\Delta\tau}$ ——计算点计算时段的温度，℃；

$T_{n,\tau}$ ——计算点前一时段的温度，℃；

$T_{n-1,\tau}$ 、 $T_{n+1,\tau}$ ——与计算点相邻的上下两点在前一时段的温度，℃；

δ ——计算点间距，m；

τ ——时间，d；

$\Delta\tau$ ——计算时段时间步长，d；

$\Delta\theta_\tau$ ——计算时段混凝土绝热温升增量，℃；

a_c ——混凝土导温系数， m^2/d 。

混凝土绝热温升用公式 $\theta_\tau = \frac{\theta_0 \tau}{DN + \tau}$ 表示时，绝热温升增量可按公式 (C. 1. 3-3) 计算：

$$\Delta\theta_\tau = \theta_0 \left(\frac{\tau + \Delta\tau}{DN + \tau + \Delta\tau} - \frac{\tau}{DN + \tau} \right) \quad (\text{C. 1. 3-3})$$

$$\theta_0 = \frac{Q_0 W}{C_c \rho_c}$$

混凝土绝热温升也可用公式 $\theta_\tau = \theta_0 (1 - e^{-m\tau^b})$ 表示，此时绝

热温升增量可按公式 (C.1.3-4) 计算：

$$\Delta\theta_{\tau} = \theta_0 [e^{-m\tau^b} - e^{-m(\tau-\Delta\tau)^b}] \quad (\text{C.1.3-4})$$

式中 DN ——混凝土水化热产生一半时的龄期，d；

m ——胶凝材料水化热发散速率， d^{-1} ；

τ ——混凝土龄期，d；

b ——胶凝材料水化热发散参数；

θ_{τ} ——龄期 τ 时的绝热温升， $^{\circ}\text{C}$ ；

θ_0 ——混凝土的最终绝热温升， $^{\circ}\text{C}$ ；

Q_0 ——胶凝材料最终水化热， kJ/kg ；

W ——每立方混凝土胶凝材料用量， kg/m^3 ；

C_c ——混凝土比热， $\text{kJ}/(\text{kg}\cdot^{\circ}\text{C})$ ；

ρ_c ——混凝土密度， kg/m^3 。

2 双向差分法：

$$T_{0,\tau+\Delta\tau} = T_{0,\tau} - \frac{2a_c\Delta\tau}{\delta^2} \left[\frac{1}{L_1+L_2} \left(\frac{T_{1,\tau}}{L_1} + \frac{T_{2,\tau}}{L_2} \right) + \frac{1}{L_3+L_4} \right. \\ \left. \times \left(\frac{T_{3,\tau}}{L_3} + \frac{T_{4,\tau}}{L_4} \right) - T_{0,\tau} \left(\frac{1}{L_1L_2} + \frac{1}{L_3L_4} \right) \right] + \Delta\theta_{\tau} \quad (\text{C.1.3-5})$$

式中 $T_{0,\tau+\Delta\tau}$ ——计算点计算时段温度， $^{\circ}\text{C}$ ；

$T_{0,\tau}$ ——计算点前一时段温度， $^{\circ}\text{C}$ ；

$T_{1,\tau}$ 、 $T_{2,\tau}$ ——与计算点相邻的左右计算点前一时段温度， $^{\circ}\text{C}$ ；

$T_{3,\tau}$ 、 $T_{4,\tau}$ ——与计算点相邻的上下计算点前一时段温度， $^{\circ}\text{C}$ ；

L_1 、 L_2 ——和计算点相邻的左右两点到计算点的间距与平均点距之比；

L_3 、 L_4 ——和计算点相邻的上下两点到计算点的间距与平均点距之比；

δ ——计算点平均点距，m；

a_c ——混凝土导温系数， m^2/d 。

采用差分法计算时，混凝土表面温度通常可按第三类边界条件处理。表面流水养护时，混凝土表面温度可取水温与气温的平

均值。对于初期通水冷却者，可将差分法与 C. 1.5 中一期通水冷却计算相结合进行。

C. 1.4 混凝土块后期温度计算。

混凝土浇筑块后期水化热已不再发生，且已浇至一定高度，主要通过侧表面和顶面与周围环境作热交换，属于无热源温度场计算。为了判断混凝土内外温差及由此而产生的温度应力，估算降温速度，决定坝体接缝灌浆时间，都需要作此计算。计算可采用差分法或有限元法。

C. 1.5 冷却水管降温计算。

1 一期水管冷却。

1) 混凝土一期水管冷却（有热源）由于是线性问题，可分为两部分，第一部分是温差影响，第二部分是绝热温升影响，可按公式 (C. 1.5-1) 计算：

$$T_m = T_w + X(T_0 - T_w) + X_1\theta_0 \quad (\text{C. 1.5-1})$$

$$X = f\left(\frac{a_c\tau}{D^2}, \frac{\lambda_c L}{C_w\rho_w q_w}\right)$$

$$X_1 = f\left(\frac{a_c\tau}{b^2}, b\sqrt{\frac{m}{a_c}}, \frac{b}{c}, \frac{\lambda_c L}{C_w\rho_w q_w}\right)$$

式中 T_m ——混凝土平均温度，℃；

T_0 ——开始冷却时混凝土初温，℃；

T_w ——冷却水水温，℃；

θ_0 ——混凝土绝热温升，℃；

X 、 X_1 ——水管散热残留比，见图 C. 1.5-1、图 C. 1.5-2；

a_c ——混凝土导温系数， m^2/h ；

τ ——混凝土浇筑后历时，h；

b 、 D ——冷却圆柱体的半径、直径，m；

λ_c ——混凝土导热系数， $\text{kJ}/(\text{m}\cdot\text{h}\cdot\text{℃})$ ；

L ——单根水管总长，m；

C_w ——水的比热， $\text{kJ}/(\text{kg}\cdot\text{℃})$ ；

ρ_w ——水的密度， kg/m^3 ；

q_w ——水管通水流量，L/min；

m ——水泥水化热发散系数， d^{-1} ；

c ——冷却水管半径，m。

当 $b/c \neq 100$ 时，可按下式计算等效导温系数 a'_c ，仍可采用图 C.1.5-1、图 C.1.5-2 和公式 (C.1.5-1)。

$$a'_c = a_c \frac{\ln 100}{\ln(b/c)}$$

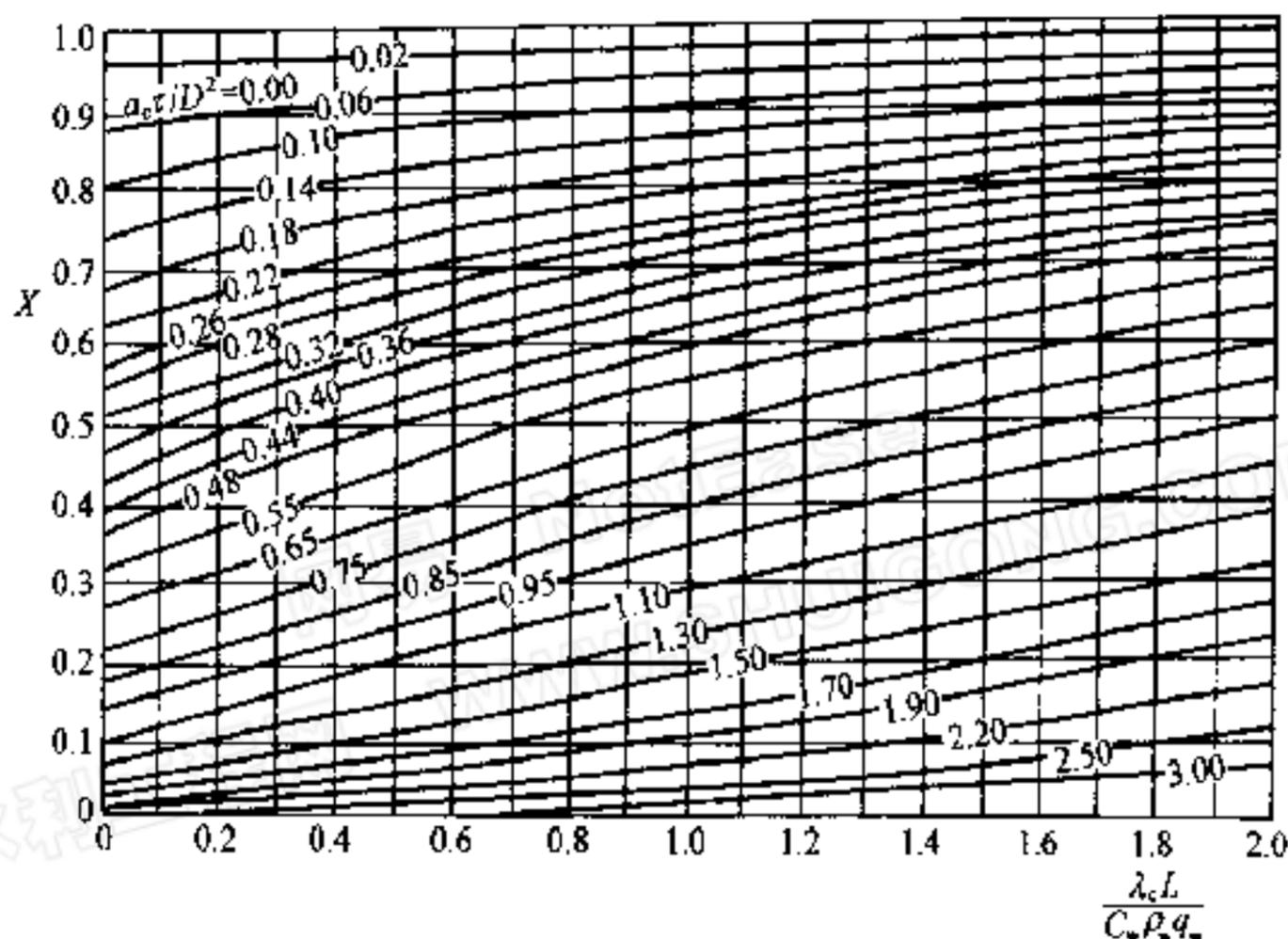


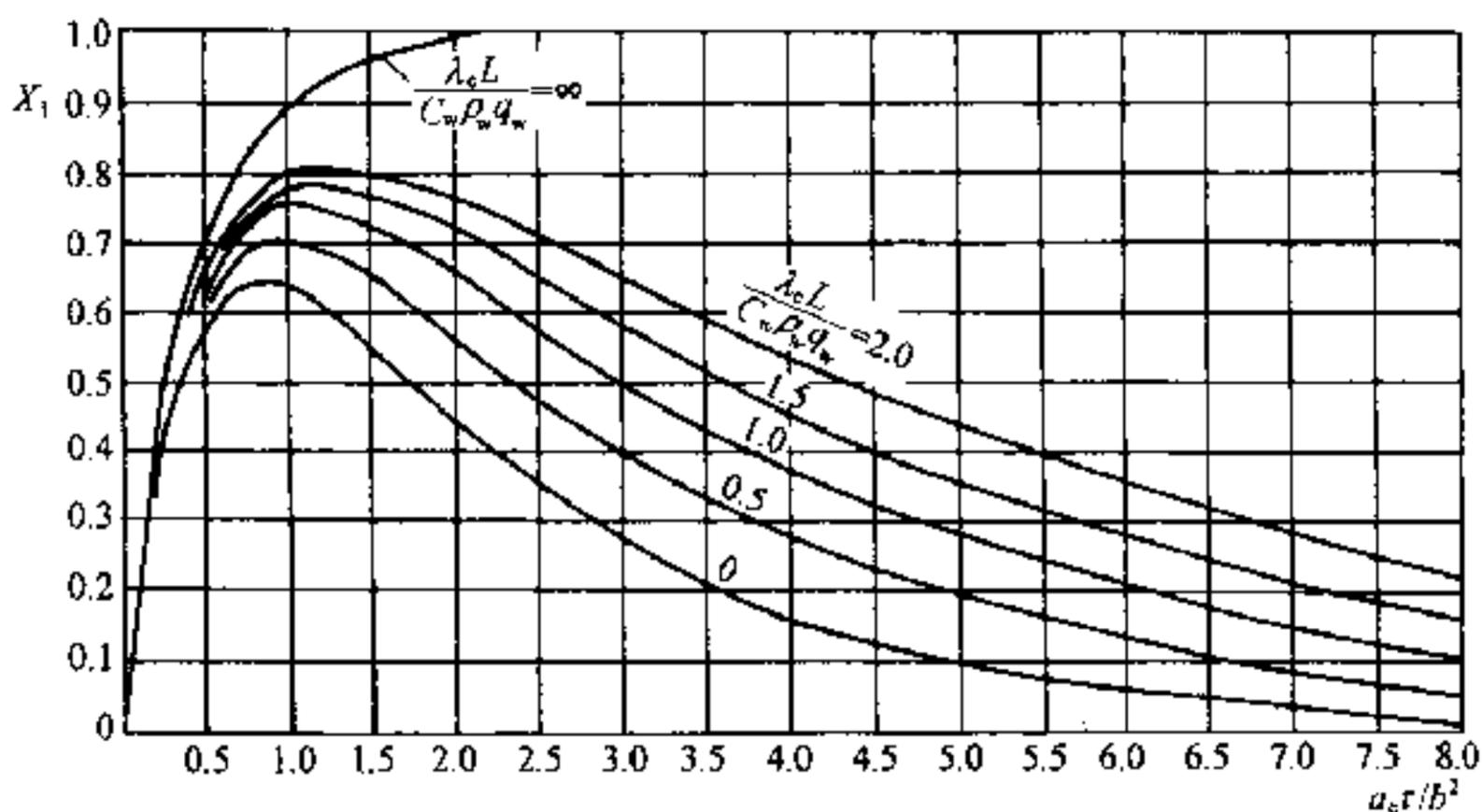
图 C.1.5-1 水管冷却混凝土圆柱体平均温度散热残留比 X ($b/c=100$)

2) 等效热传导方程。设混凝土绝热温升为 $\theta(\tau) = \theta_0 (1 - e^{-m\tau})$ ，采用公式 (C.1.5-2) 计及水管冷却效果的等效热传导方程，可用有限元网格计算层面和水管共同散热问题。

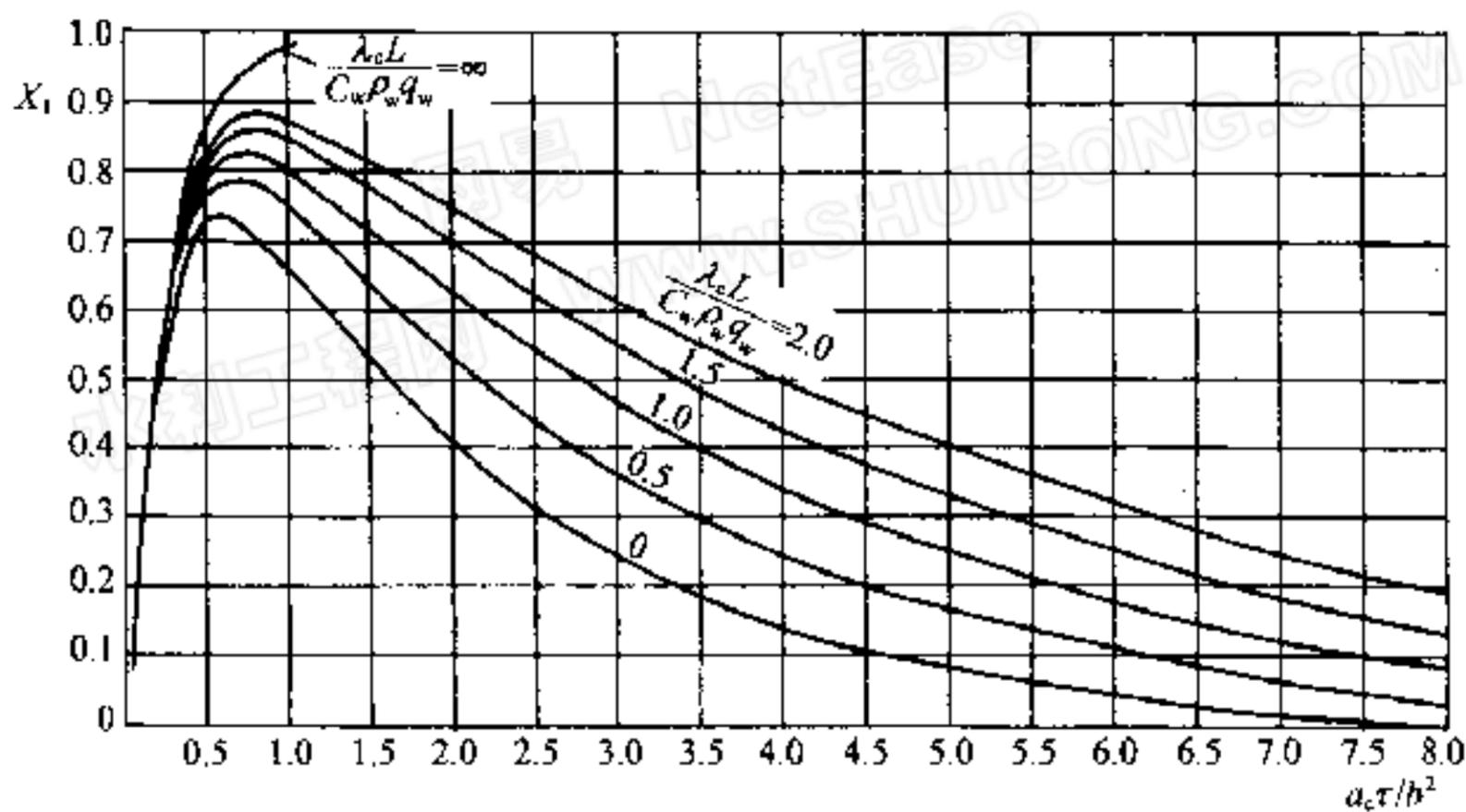
$$\frac{\partial T}{\partial \tau} = a_c \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) + (T_0 - T_w) \frac{\partial \phi}{\partial \tau} + \theta_0 \frac{\partial \phi}{\partial \tau} \quad (C.1.5-2)$$

其中

$$\phi = e^{-p\tau} \quad (C.1.5-3)$$



(a)



(b)

图 C. 1.5-2 水管散热残留比 X_1 ($b/c=100$)

(a) $b\sqrt{m/a_c}=1.5$; (b) $b\sqrt{m/a_c}=2.0$

$$\psi(\tau) = \frac{m}{m-p} (e^{-p\tau} - e^{-m\tau}) \quad (\text{C. 1.5-4})$$

$$p = \frac{a_c k}{D^2}$$

$$k = 2.09 - 1.35\xi + 0.320\xi^2$$

$$\xi = \frac{\lambda_c L}{C_w \rho_w q_w}$$

式中 T_0 ——混凝土初温，℃；

T_w ——水管进口水温，℃。

3) 单向差分法。采用差分法计算一期通水冷却及层面散热时，混凝土温度可按公式 (C. 1.5-5) 计算：

$$T_{n,\tau+\Delta\tau} = T_{n,\tau} + \frac{a_c \Delta\tau}{\delta^2} (T_{n-1,\tau} + T_{n+1,\tau} - 2T_{n,\tau}) + (T_0 - T_w) \Delta\phi + \theta_0 \Delta\psi \quad (\text{C. 1.5-5})$$

其中

$$\Delta\phi = \phi(\tau + \Delta\tau) - \phi(\tau)$$

$$\Delta\psi = \psi(\tau + \Delta\tau) - \psi(\tau)$$

2 二期水管冷却。二期水管冷却（无热源），由于水化热已基本散发完毕，可作为初温均匀分布、无热源的温度场，只考虑温差影响，可按公式 (C. 1.5-6) 计算：

$$T_m = T_w + X(T_0 - T_w) \quad (\text{C. 1.5-6})$$

C. 2 混凝土表面保温

C. 2.1 寒潮期间混凝土表面保温。

新浇混凝土遇寒潮时，因表面急剧降温，温度梯度大，而混凝土强度较低，混凝土表面易出现裂缝，因而寒潮期间须对混凝土表面进行保温。越冬期间外部气温较低，且寒潮频繁，在混凝土内部温度较高，内外温差较大时也要对混凝土表面进行保温。混凝土表面保温后，需达到的等效放热系数及保温层厚度，可按下述方法进行计算。

单向散热混凝土表面抵御寒潮所需表面等效放热系数 β 为：

$$\beta = \frac{\lambda_c}{2u} \sqrt{\frac{\pi}{a_c Q}} \quad (\text{C. 2.1-1})$$

$$u = 0.9449 \sqrt{b^2 - 0.2360} - 0.8259 \quad (\text{C. 2.1-2})$$

$$b = \frac{\rho_1 E(\tau_w) \alpha A}{(1 - \mu)(\sigma_s - \sigma_0)} \quad (\text{C. 2.1-3})$$

$$\rho_1 = \frac{0.830 + 0.051\tau_m}{1 + 0.051\tau_m} e^{-0.095(P-1)^{0.62}} \quad (\text{C. 2. 1-4})$$

$$P = Q + \Delta \quad (\text{C. 2. 1-5})$$

$$\Delta = 0.4gQ \quad (\text{C. 2. 1-6})$$

$$g = \frac{2}{\pi} \arctan \left[\frac{1}{1 + \frac{1}{u'}} \right] \quad (\text{C. 2. 1-7})$$

$$u' = \frac{\lambda_c}{2\beta_{\text{效}}} \sqrt{\frac{\pi}{a_c Q}} \quad (\text{C. 2. 1-8})$$

$$\tau_m = \tau_1 + \Delta + \frac{1}{2}P \quad (\text{C. 2. 1-9})$$

式中 a_c ——混凝土导温系数， m^2/d ；

λ_c ——混凝土导热系数， $\text{kJ}/(\text{m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C})$ ；

ρ_1 ——考虑徐变影响的系数；

$E(\tau_m)$ ——寒潮降温期间混凝土平均弹性模量， MPa ；

α ——混凝土线膨胀系数， $1/^\circ\text{C}$ ；

A ——气温降幅， $^\circ\text{C}$ ；

μ ——混凝土泊松比；

σ_s ——混凝土允许拉应力， MPa ；

σ_0 ——其他因素引起的初始应力， MPa ；

τ_m ——寒潮降温期间混凝土的平均龄期， d ；

τ_1 ——遭遇寒潮时混凝土龄期， d ；

Q ——寒潮降温历时， d ；

$\beta_{\text{效}}$ ——混凝土表面等效放热系数， $\text{kJ}/(\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C})$ 。

保温材料厚度可按公式 (C. 2. 1-10) 计算：

$$h = k_1 k_2 \lambda_s \left(\frac{1}{\beta} - \frac{1}{\beta_0} \right) \quad (\text{C. 2. 1-10})$$

式中 h ——保温材料厚度， m ；

λ_s ——保温材料导热系数， $\text{kJ}/(\text{m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C})$ ，见表 C. 2. 1-1；

β_0 ——不保温时混凝土表面放热系数， $\text{kJ}/(\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C})$ ；

k_1 ——风速修正系数，见表 C. 2. 1-2；

k_2 ——潮湿程度修正系数，潮湿材料取 3~5，干燥材料取 1。

表 C. 2. 1-1 各种保温材料导热系数 λ

[kJ/ (m · h · °C)]

材料名称	λ	材料名称	λ
泡沫塑料	0.1256	膨胀珍珠岩	0.1675
玻璃棉毡	0.1674	沥青	0.938
木板	0.837	干棉絮	0.1549
木屑	0.628	油毛毡	0.167
稻草或麦秆席	0.502	干砂	1.172
炉渣	1.674	湿砂	4.06
甘蔗板	0.167	矿物棉	0.209
石棉毡	0.419	麻毡	0.188
泡沫混凝土	0.377	普通纸板	0.628

表 C. 2. 1-2 风速修正系数 k_1

保温层透风性		k_1	
		风速 < 4m/s	风速 > 4m/s
易透风保温层 (稻草、锯末等)	不加隔层	2.6	3.0
	外面加不透风隔层	1.6	1.9
	内面加不透风隔层	2.0	2.3
	内外加不透风隔层	1.3	1.5
不透风保温层		1.3	1.5

开始计算时可先假定 $\beta_{\text{数}}$ 值进行试算，求得 β 值后，再根据保温材料性能求出所需厚度。对于棱角等多向散热部位保温层应适当加厚。

C.2.2 越冬期间混凝土表面保温

单向散热表面越冬期间混凝土表面等效放热系数可按公式(C.2.1-1)~公式(C.2.1-9)计算，其中 b 、 ρ_1 按公式(C.2.2-1)公式(C.2.2-2)计算：

$$b = \frac{r\rho_1 E(\tau_m) \alpha A}{(1 - \mu)(\sigma_a - \sigma_0)} \quad (\text{C.2.2-1})$$

$$\rho_1 = \frac{0.830 + 0.051\tau_m}{1.00 + 0.051\tau_m} e^{-0.104P^{0.35}} \quad (\text{C.2.2-2})$$

式中 r ——约束系数，与坝块长度有关，由图 C.2.2 查取。

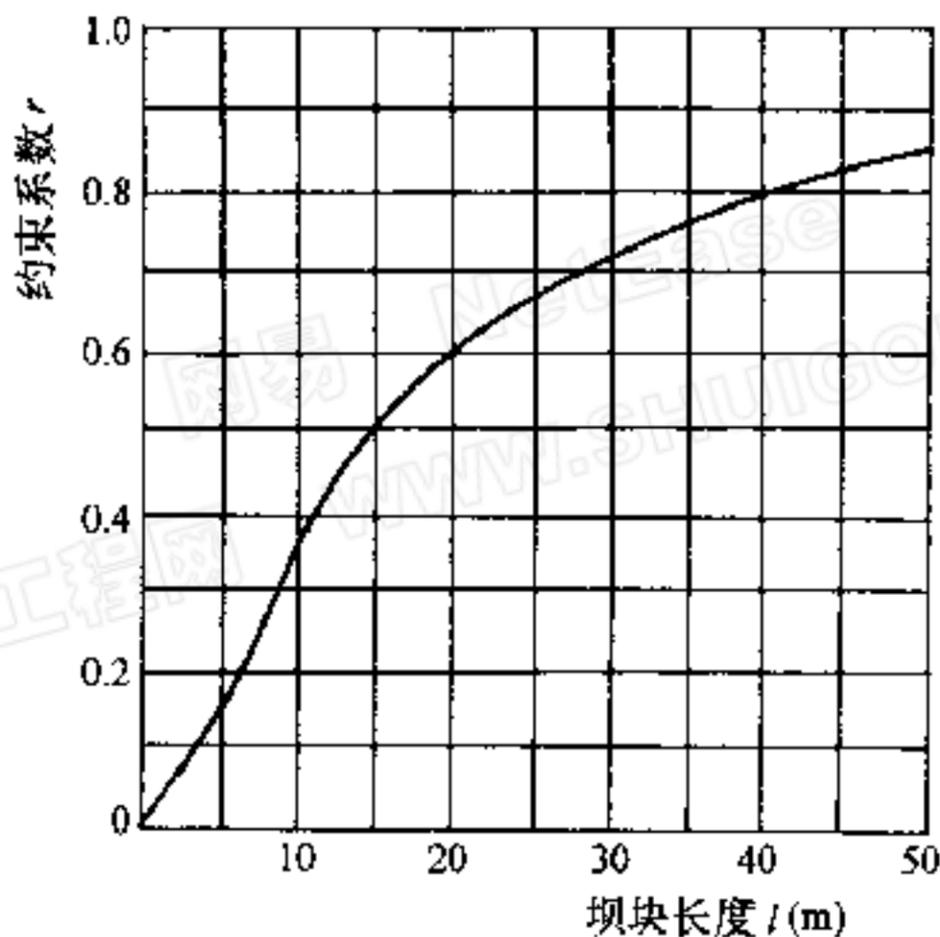


图 C.2.2 约束系数 r

C.3 温度应力

C.3.1 基础浇筑块温度应力。

基础浇筑块温度应力计算，主要是验证浇筑块中央断面上的水平应力，以及沿基础面剪应力、浇筑块边缘以下基岩的正应力。温度应力可用有限元法计算，将前述温度场计算成果和边界条件根据程序要求输入相应数据后，由计算机进行计算。也可用影响线法计算，即假定基础块温度应力为单连域线性弹性应力问题，分

别计算浇筑温度与稳定温度之差所引起的温度应力 σ_1 和水化热温度引起的温度应力 σ_2 ，然后按公式 (C.3.1-1) 叠加计算：

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 \quad (\text{C.3.1-1})$$

1 浇筑温度和稳定温度的温差，为均匀温差，其应力 σ_1 由约束系数法可按公式 (C.3.1-2) 计算：

$$\sigma_1 = K_p \frac{RE_c\alpha}{1-\mu}(T_p - T_t) \quad (\text{C.3.1-2})$$

式中 K_p ——由混凝土徐变引起的应力松弛系数，在缺乏试验资料时，可取 0.5；

R ——基础约束系数，当混凝土弹模 E_c 和基岩弹模 E_R 相近时， R 可按表 C.3.1-1 取值；当混凝土弹模 E_c 和基岩弹模 E_R 不相等时，建基面处 R 可按表 C.3.1-2 取值，建基面以上 R 值可按比例折算；

E_c ——混凝土弹性模量，MPa；

μ ——混凝土的泊松比；

α ——混凝土线膨胀系数， $1/^\circ\text{C}$ ；

T_p ——混凝土浇筑温度， $^\circ\text{C}$ ；

T_t ——坝体稳定温度， $^\circ\text{C}$ 。

表 C.3.1-1 基础约束系数 R

$\frac{y}{l}$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
R	0.61	0.44	0.27	0.16	0.10	0

注： y ——计算点离建基面的高度，m；

l ——浇筑块长边尺寸，m。

表 C.3.1-2 建基面基础约束系数 R

$\frac{E_c}{E_R}$	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0
R	1.0	0.72	0.61	0.51	0.44	0.36	0.32

2 水化热温度应力 σ_2 ，可根据基础块各层水化热最高温升包络图计算温差，由影响线法按公式 (C. 3. 1-3) 计算：

$$\sigma_2 = \frac{K_p E_C \alpha}{1 - \mu} \left[T(y) - \frac{1}{l} \sum A_y(\xi) T(\xi) \Delta y \right] \quad (\text{C. 3. 1-3})$$

式中 $T(y)$ —— 应力计算点 y 处的温度值， $^{\circ}\text{C}$ ；

$A_y(\xi)$ —— 在 $y=\xi$ 处加一对单位荷载 $P=1$ ，对计算点 y 所产生的正应力影响系数，可由图 C. 3. 1-1 和图 C. 3. 1-2 查取；

$T(\xi)$ —— 在 $y=\xi$ 处的温度， $^{\circ}\text{C}$ ；

Δy 坐标 y 的增量， m ；

l —— 浇筑块长边尺寸， m 。

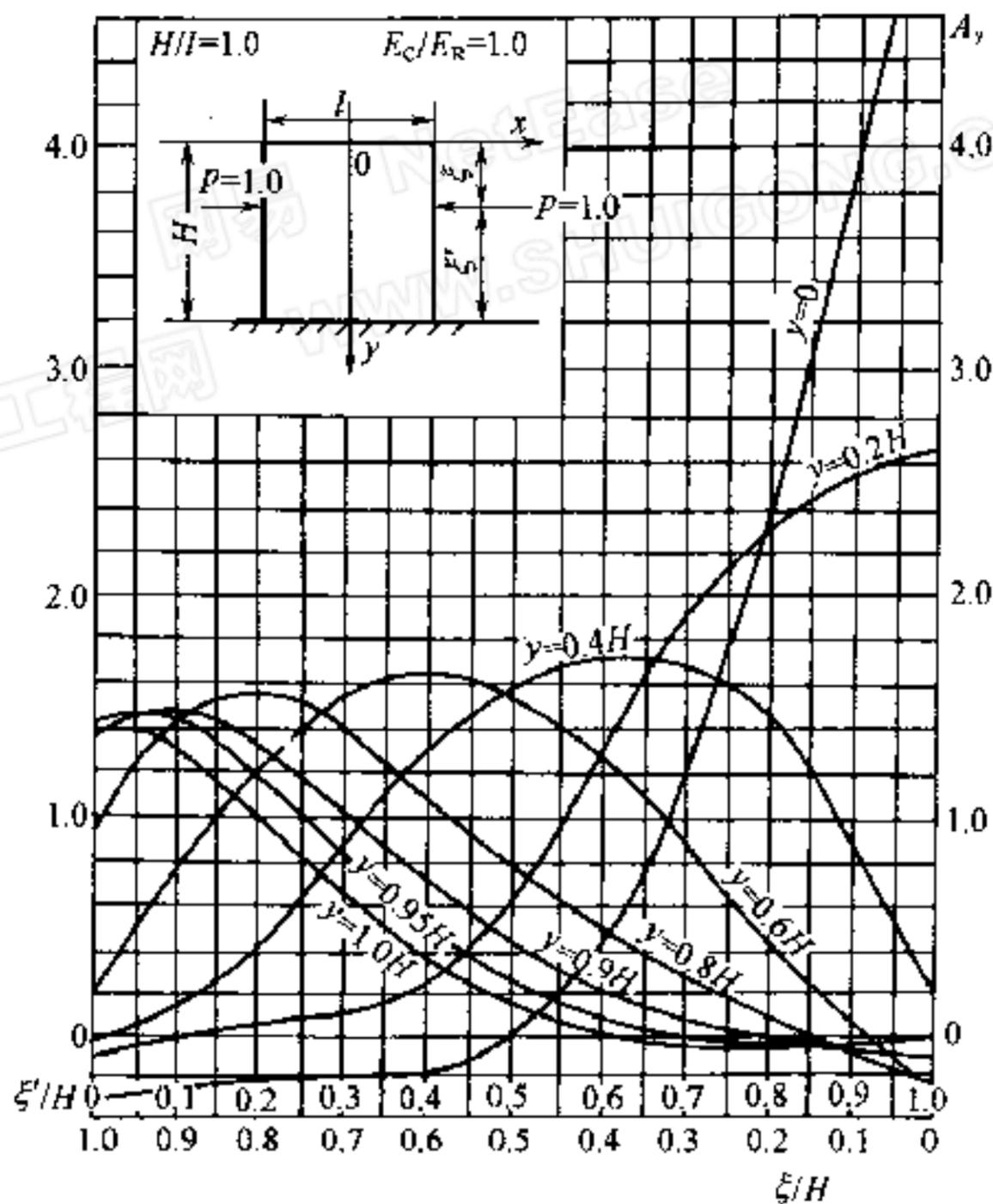


图 C. 3. 1-1 浇筑块温度应力影响线 $E_C = E_R$

由于基础浇筑块影响高度只有浇筑块长度 l 的一半，公式

(C. 3. 1-3) 中温度变化范围取 $H=l$ 已足够，在计算基础约束应力时，可以将 $H>l$ 的浇筑块简化为 $H=l$ 的块体计算。在 $H>l$ 以上的部分，则可按不受基础约束影响的高浇筑块计算。

C. 3. 2 表层温度应力。

可根据表层温度场各时段的温差值分布图，用有限元法或影响线法计算浇筑块水平剖面或浇筑块垂直剖面自表面向内部的应力分布。影响线法计算表层应力公式同公式 (C. 3. 1-3)，其影响线可采用图 C. 3. 2-1 和图 C. 3. 2-2。温度场分布可取自差分法计算结果。

C. 3. 3 温度应力的控制按公式 (C. 3. 3) 确定：

$$\sigma \leq \frac{\epsilon_p E_C}{K_f} \quad (C. 3. 3)$$

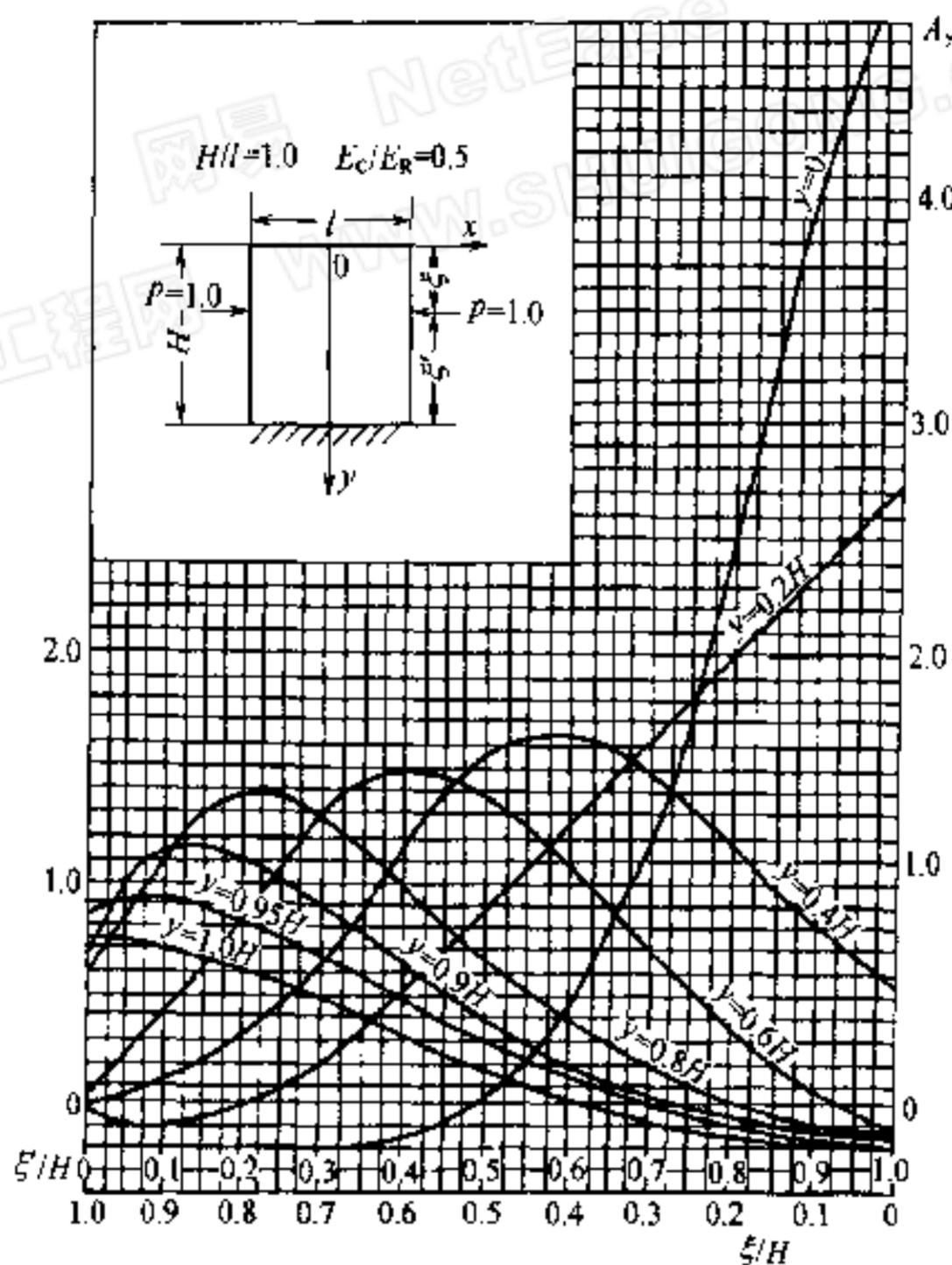


图 C. 3. 1-2 浇筑块温度应力影响线 $E_C = E_R/2$

- 式中 σ —— 各种温差所产生的温度应力之和，MPa；
 ε_p —— 混凝土极限拉伸值，重要工程须通过试验确定，其他工程可取 $(0.7 \sim 1.0) \times 10^{-4}$ ；
 E_c —— 混凝土弹性模量，MPa；
 K_f —— 安全系数，宜采用 1.3~1.8，视开裂的危害性而定。

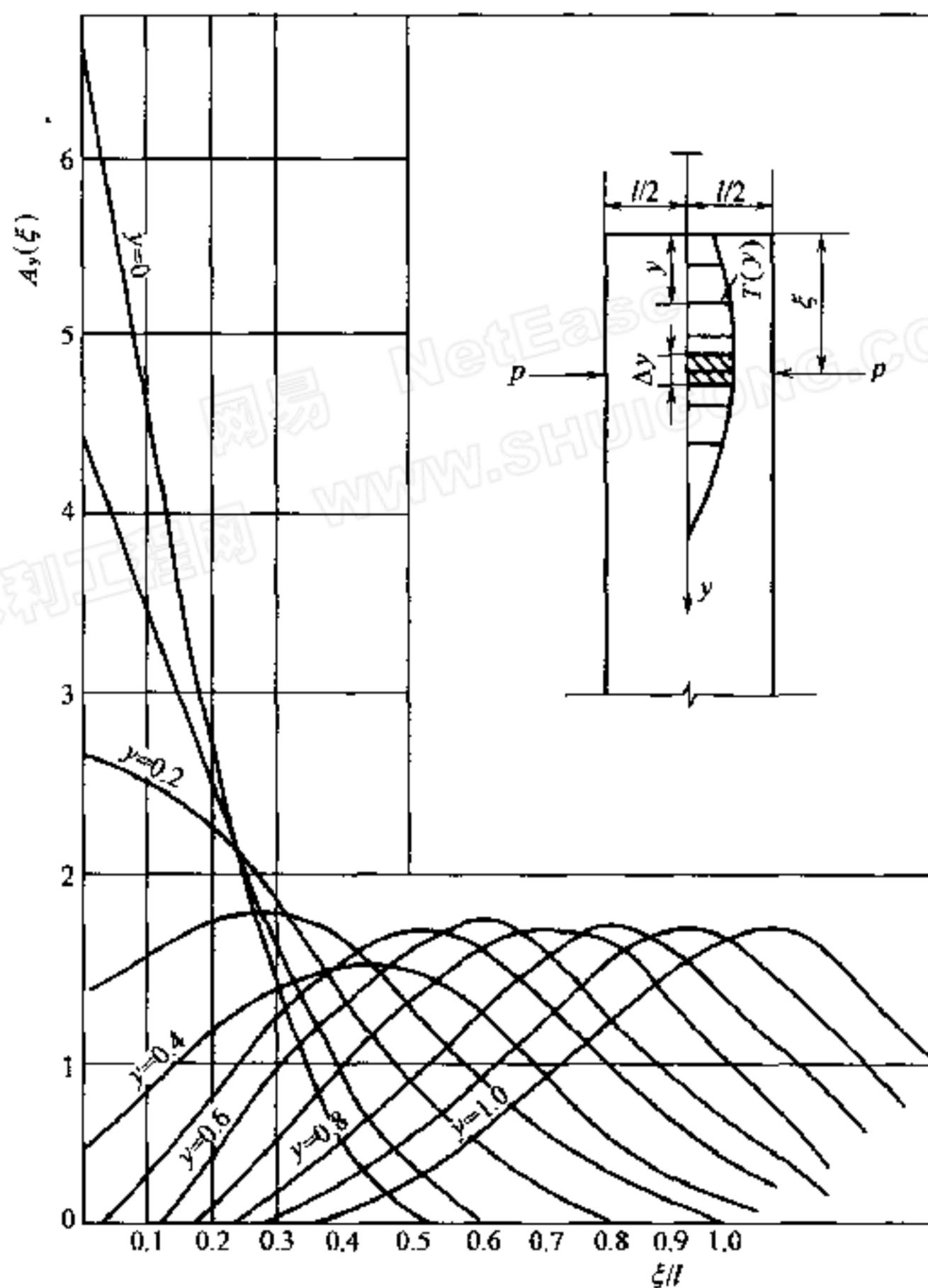


图 C.3.2-1 矩形高浇筑块中央截面应力影响线

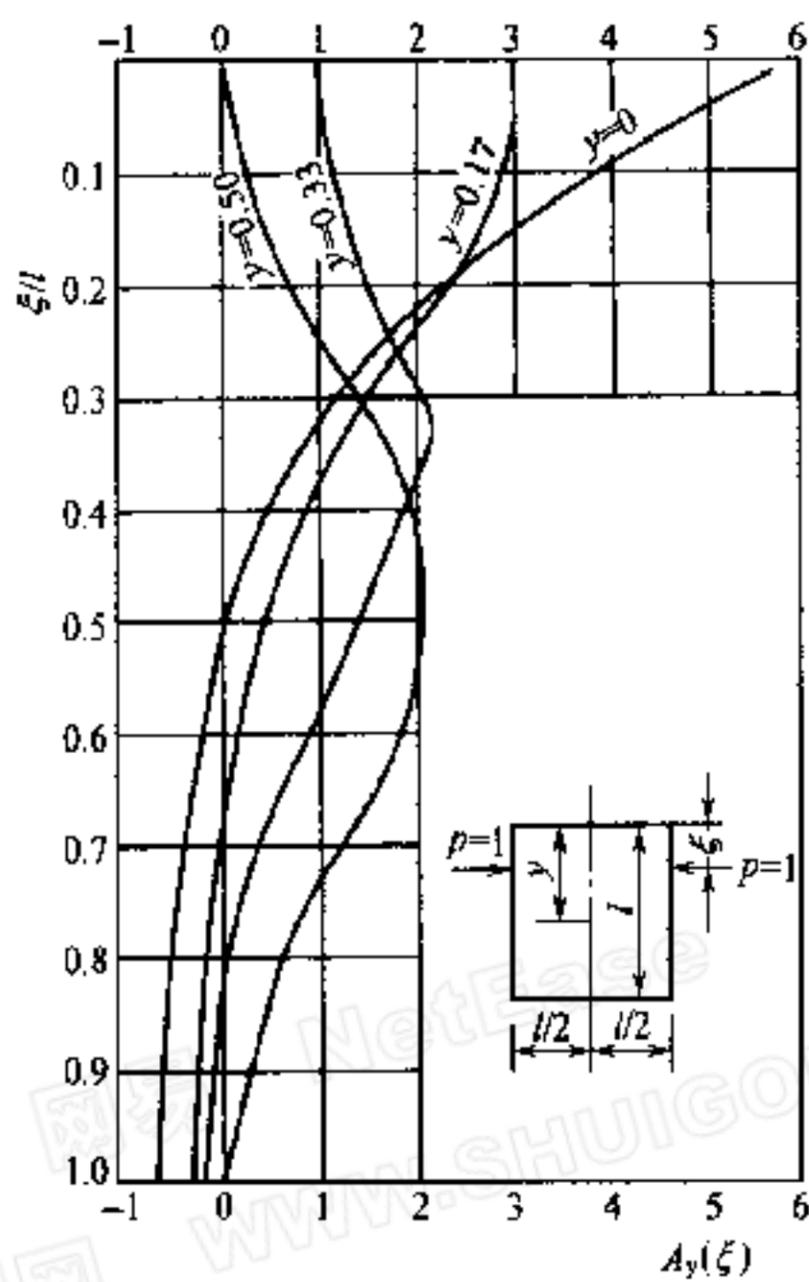


图 C. 3. 2-2 方形高浇筑块中央截面应力影响线

本规范的用词和用语说明

为便于执行本规范，对要求严格程度不同的用词说明如下：

——表示很严格，非这样做不可的：正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”。

——表示严格，在正常情况均应这样做的：正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”。

——表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

本规范用语说明如下：

规范条文中，“条”、“款”之间承上启下的连接用语写法，宜采用“符合下列规定”、“遵守下列规定”或“符合下列要求”等。

在规范条文中引用本规范中的其他条文时，应采用“符合本规范×.×.×的规定”等典型用语。

在规范条文中引用本规范中的其他表、公式时，应采用“按本规范表×.×.×的规定取值”或“按本规范公式（×.×.×）计算”等典型用语。

相关标准应采用“……，除应符合本规范外，尚应符合国家现行的有关标准的规定”典型用语。

中华人民共和国水利行业标准

混凝土拱坝设计规范

SL282—2003

条文说明

网易 NetEase
WWW.SHUIGONG.COM
水利工程网

2003 北京

目 次

1	总则	(98)
3	拱坝布置	(100)
3.1	一般规定	(100)
3.2	拱坝体形选择	(101)
3.3	拱坝泄洪布置	(108)
3.4	其他布置要求	(112)
4	水力设计	(114)
4.1	一般原则	(114)
4.2	泄水建筑物水力设计	(114)
4.3	消能防冲水力计算	(117)
4.4	其他有关水力设计	(123)
5	荷载与荷载组合	(126)
5.1	荷载	(126)
5.2	荷载组合	(128)
6	拱坝应力分析	(135)
6.1	分析内容	(135)
6.2	分析方法	(136)
6.3	控制指标及其他规定	(137)
7	拱座稳定分析	(144)
7.1	一般原则	(144)
7.2	抗滑稳定	(145)
7.3	变形稳定及其他	(153)
8	坝基处理	(158)
8.1	一般规定	(158)
8.2	坝基开挖	(158)

8.3	固结灌浆	(159)
8.4	防渗帷幕	(161)
8.5	坝基排水	(164)
8.6	断层破碎带和软弱夹层处理	(164)
9	拱坝构造	(166)
9.1	坝顶布置	(166)
9.2	横缝和纵缝	(167)
9.3	坝内廊道及交通	(171)
9.4	坝体止水和排水	(173)
10	坝体混凝土和温度控制	(175)
10.1	坝体混凝土	(175)
10.2	温度控制	(176)
11	安全监测设计	(179)
11.1	一般原则	(179)
11.2	监测项目与主要监测设施布置	(185)

水利工程网
 NetEase
 WWW.SHUIGONG.COM

1 总 则

1.0.1 保留原规范 1.0.6 条的部分内容。阐明修订规范的理由和目的，主要是随着拱坝建设的发展、水利水电行业各专业理论的深化与技术的进步，原规范条文存在明显落后、欠缺，与相关规范不协调以及不符合 SL01—97《水利水电技术标准编写规定》的要求方面，需对正文、附录、条文说明进行补充修订。

1.0.2 基本保留原规范 1.0.2 条的部分内容。阐明主要的相关标准，说明拱坝级别的划分应符合 SL252—2000《水利水电工程等级划分及洪水标准》的规定。

本条中删去原规范 1.0.2 条中应符合抗震设计规范的内容，因为地震荷载的计算在以后各章中有具体规定。例如，地震荷载的计算可列入“荷载与荷载组合”一章；考虑地震时的应力和稳定控制指标可列入“拱坝应力分析”和“拱座稳定分析”两章中。

1.0.3 保留原规范 1.0.1 条的规定。阐明规范的适用范围。鉴于我国已修建了二滩等 200m 以上的拱坝，为特高拱坝的设计积累了不少好的经验，并在部分设计中有所创新，但考虑到这些拱坝尚未经过长期运行的考验，因此，在这次规范修编中，仍以 200m 以下的拱坝作为主要对象，并在本条中仍保留“坝高大于 200m 或有特殊情况的拱坝工程，应进行专门研究。”

我国近十年来也修建了一些碾压混凝土拱坝，但数量不多，运行时间短，经验不够成熟，因此本规范修订中不包括碾压混凝土拱坝方面的内容。

1.0.4 保留原规范 1.0.3 条的规定。关于拱坝坝高划分的规定，大致有两种意见：

一是我国已修建了不少 100m 以上的拱坝，建议把原规范中的坝高划分改为：“低坝的高度为 50m 以下，中坝的高度为 50~100m，高度在 100m 以上的为高坝”。

二是保留原规范关于拱坝坝高划分的规定。

考虑到拱坝的坝高划分与重力坝的坝高划分并无原则上的差别，二者宜保持一致。新颁布的 DL5108—1999《混凝土重力坝设计规范》仍保留原来的坝高划分的规定，故在本次拱坝设计规范修订中维持原来的规定。

1.0.5 保留原规范 1.0.4 条的规定。

1.0.6 基本保留原规范 1.0.5 条的内容。增加了应掌握建坝地区生态、环保、工业卫生等基本资料的要求。删除原规范 1.0.5 条第 6 款的规定，改为合理布置安全监测系统，认真做好安全监测设计方面的内容，其余各款内容不变。

网易 NetEase
WWW.SHUIGONG.COM

3 拱 坝 布 置

3.1 一 般 规 定

3.1.1 保留原规范 2.1.1 条的规定。本条作为修建拱坝的常规要求，显得特别重要。河谷狭窄、地质条件有利，首选拱坝作为枢纽布置方案的基本坝形，显示其技术经济论证上的优势。在不得已的情况下，也有修建在河谷较宽或地质条件较差的坝址上的情况，其坝高较低、宽高比最大为 6 左右。但鉴于目前拱坝计算、试验、技术及加固处理措施的提高，技术上基本是可行的，而经济指标是否合理，则要通过综合论证才能确定。本条不排除地形、地质条件较差的坝址，也能修建拱坝的可能性。

3.1.2 保留原规范 2.1.2 条的规定。拱坝坝轴线，系指拱坝位置的坝线，被定义为“坝顶上游面在水平面上的投影”。由坝轴线的位置，便可以在地形图上宏观判断拱坝在河谷较狭窄部位、两岸支撑山体的厚度，避开坝轴线下游地形被冲沟切割而削弱的河谷，以利拱座有足够的稳定性。如果上部地形、地质条件的限制，需修建其他连接建筑物或其他坝型时，坝轴线在岸上部可直线布置。

3.1.3 保留原规范 2.1.3 条的规定。本条与其他坝型在枢纽布置中的要求上具有共性，都应根据自然条件、工程特点及综合利用要求，突出主要建筑物协调布置，经全面技术经济比较后选择最优方案。

3.1.4 基本保留原规范 2.1.4 条之 1 款、3 款、4 款的内容，并作补充修改；删除原 2 款的内容；增加一款应注意的内容。

1 考虑到原规范“编制说明”曾提到，“应允许在任何拱坝布置中，首先考虑拱坝坝身泄洪的可行性”。鉴于我国河流特点，对于水头高、泄量大、河谷窄的拱坝工程，宜采取坝身孔口、岸边溢洪道及坝外泄洪洞共同负担泄洪任务，而坝身孔口泄洪无疑是较经济的选择；结合水库运行、调度要求，坝身中孔、深孔或

底孔的运行机会更多，也更灵活；坝身开孔的应力影响问题，借助有限元法计算分析，已不难解决。因此明确“宜首先研究采用拱坝坝身泄洪的可行性”。

2 强调枢纽中与拱坝相邻的各建筑物的布置对拱坝应力和拱座稳定的影响。这里“拱座稳定”按术语给出的定义，包括拱座抗滑稳定、变形稳定和渗透稳定三方面内容，其具体规定详见本规范“7 拱座稳定分析”相关条、款。

3 强调工程地质因素对拱坝布置的影响。应根据已查明的地质资料、工程地质评价意见，对存在的不利结构面、缓倾角裂隙、软弱夹层及临空面等因素，作出拱座稳定的评价；并把采用的稳定加固措施方案，并入拱坝布置方案的综合技术经济比较。

4 保留原 4 款，表述形式略作调整，主要突出施工导流如坝身设导流底孔、对拱坝布置的影响等。

删除“电站厂房位置选择”的要求。考虑到枢纽建筑物布置中，首先是大坝的布置，大坝位置一旦确定，其他建筑物如电站厂房、溢洪道、泄洪洞等相对位置也易于选定。本章是拱坝的布置，对电站厂房提布置要求不妥，而其他建筑物对拱坝应力和拱座稳定的影响，在 2 款中已作提示。

3.1.5 基本保留原规范 2.1.5 条的内容。对“一般需经模型试验论证”作了修改。从布置方案这一角度考虑，明确拱坝按不同级别进行水工模型试验的要求。

3.1.6 基本保留原规范 2.2.4 条后半条内容，经增补后移至“一般规定”一节中，强调拱坝的优化设计。原规范 2.2.4 条的其他内容，本次修订时已纳入本规范 6.2.1 条。

3.2 拱坝体形选择

3.2.1 基本保留原规范 2.2.1 条的内容。原条文拱坝体形选择应考虑的因素之一的“泄洪量大小”，改为“泄洪布置”更为确切。因为“布置”属宏观控制因素，一旦选定一种布置，“泄量大小”则为从属问题，坝身泄不了的流量可通过其他泄水建筑物下泄，不

会影响拱坝体形的选择。

3.2.2 保留原规范 2.2.2 条的规定。增加了“梯形河谷”一款，即 3 款，与“V 形河谷”、“U 形河谷”两款并列。原规范在编制说明中已有相关叙述，本次修订移入正文。

3.2.3 基本保留原规范 2.2.3 条和 2.4.3 条的内容。指出在地质条件不利的后两款条件下，选择拱坝体形的几种可能，系根据原规范 2.2.3 条及 2.4.3 条前半段的内容，归并、补充在本条中。采用两端拱圈呈扁平状、拱端推力偏向山体深部，是为了改善拱端合力推力的方向，以利拱座稳定。采用变厚度拱或设垫座，以改善坝体和基础应力状况。设置重力墩或推力墩等连接建筑物，以适应较为不利的地形或地质条件。

3.2.4 基本保留原规范 2.2.3 条前三款的内容，并根据近十几年来体形优化的成功经验，着重参考二滩拱坝和李家峡拱坝工程的“七五”、“八五”国家科技攻关成果，认为原规范在拱坝体形设计中关于拱冠梁断面、顶底厚度、拱圈中心角、悬臂梁倒悬度的确定，控制范围合适，不作修改。

1 原规范 2.2.3 条 1 款的内容，在表述上作了修改，即“必要时采用坝体应力变化平缓的变厚度、变曲率拱”。原 1 款中坝体应力“分布均匀”，改为“变化平缓”，便于和变厚度体形相关联。

根据二滩抛物线双曲拱坝体形选择经验，在坝轴线位置已确定、坝基开挖深度已给出的情况下，在满足坝体应力和拱座稳定的约束条件下，使坝体工程量最省。主要途径有两条：一是拱冠梁断面曲线和顶底厚度的确定，提高拱顶厚与拱底厚的比值，在满足应力条件下，可加强水平拱的作用，减少坝体工程量，改善拱端推力角；二是水平拱圈中心角的选择，减少拱端中心角，对增大推力角、改善拱座稳定有显著效果。

二滩拱坝设计经验提到，减少中心角的主要途径是“采用变厚度变曲率的拱轴线”，对宽高比较大的情况，变曲率拱设计的意义更大。

2 原规范 2.2.3 条第 2 款中，“坝体顶部拱圈最大中心角”的

提法不全面。据表 1 显示，除李家峡拱坝外，大部分拱坝工程的“最大中心角”并不在“坝体顶部拱圈”，而在 $0.4H \sim 0.7H$ 坝高的高程处，本条修改时去掉“顶部”，文字表述更显灵活，也反映了二滩拱坝、李家峡拱坝的设计经验。由表 1 可见，近十多年修建或设计的高拱坝，其最大中心角均在原规范给定的范围内采用，故最大中心角的选择范围同原规范不变。

表 1 拱圈中心角所在高程与坝顶高程的关系

工程名称 (阶段)	坝高 (m)	坝顶高程 (m)	最 大		最 小		最大中心角拱 圈相对高度
			中心角	所在高程 (m)	中心角	所在高程 (m)	
东风(已建)	162	▽978	94.1°	▽885	64.56°	▽825	0.43H
二滩(已建)	240	▽1205	91.5°	▽1130			0.69H
李家峡(已建)	155	▽2185	97.67°	▽2185	59.78°	▽2030	1.00H
拉西瓦(初设)	250	▽2460	101.7°	▽2360	36.2°	▽2210	0.60H
小湾(初设)	292	▽1245	91.14°	▽1130	59.4°	▽953	0.61H

另外，拱端内弧面切线与利用岩石等高线的夹角的规定同原规范不变。

二滩拱坝水平拱中心角的选择，是以改善坝肩稳定条件为目的，在满足坝体应力条件下，希望选取较小的水平拱中心角为好。而水平拱中心角较小时，相应的坝体厚度则较厚，因此中心角的选择除与地质地形条件、拱轴线形式有关外，还与拱冠梁体形有关。

二滩拱坝取抛物线拱型、拱冠剖面和拱端嵌深等条件相同，荷载以水压力和自重为主，以拱端中心角为变量，最大拱端中心角 $2\phi_A$ ，分别为 73.2° 、 82.3° 、 91.5° 、 101.9° 及 109.9° 共 5 组变量，进行计算分析并研究对坝体应力和坝基推力角的影响。

由图 1、图 2 可知，拱端中心角对推力角和拱冠处上游面的拱向应力都产生影响，尤其在中、上部高程图中曲线散开，推力角和拱向应力影响更大。

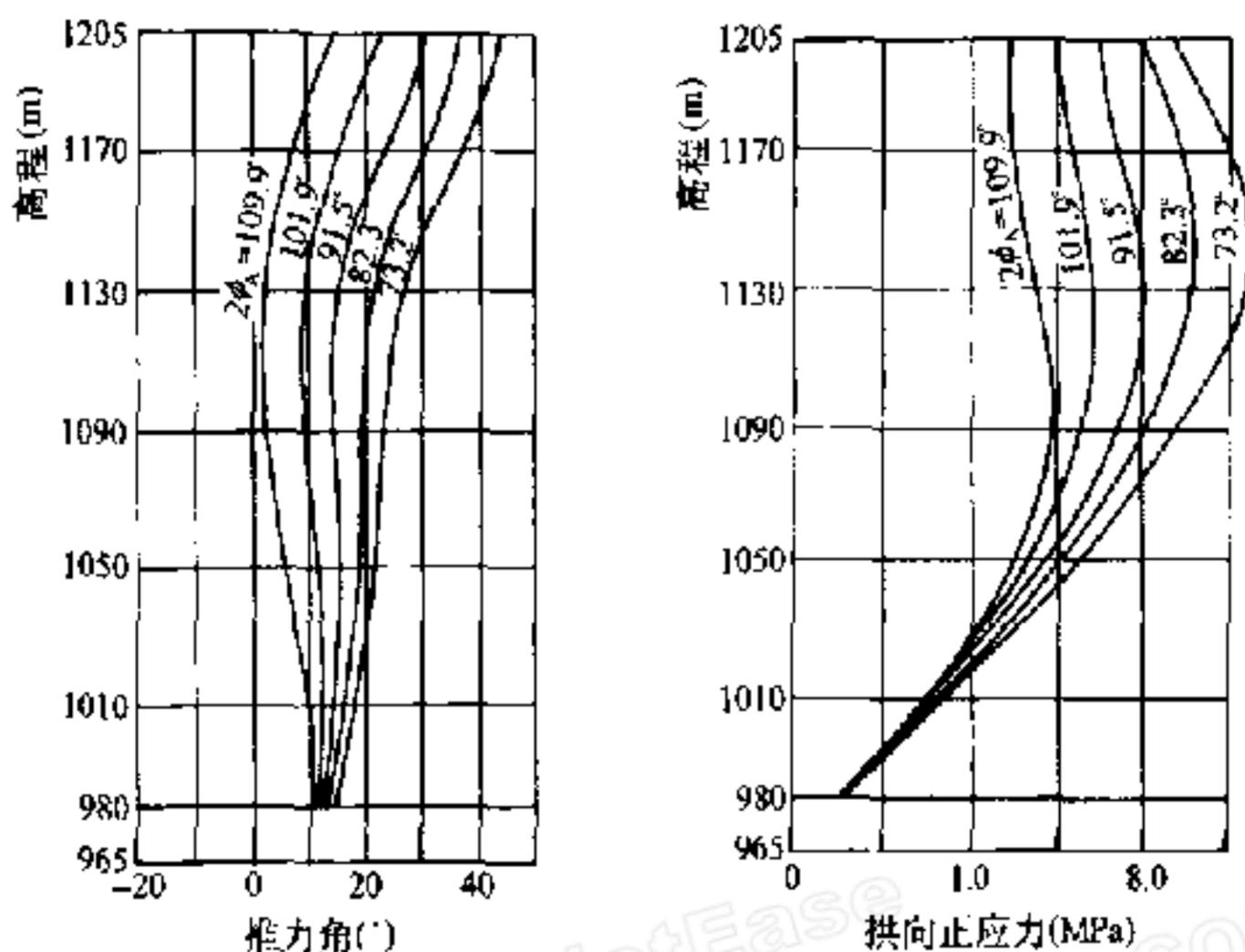


图 1

图 2

当最大拱端中心角 $2\phi_A < 80^\circ$ 时，坝体应力较大，且超过容许应力；当 $2\phi_A > 100^\circ$ 时，对应力有利，但拱端推力角较小，坝体工程量较大。二滩双曲拱坝，根据不同中心角对坝体应力、坝肩稳定及工程量的综合比较后，认为最大拱端中心角应在 $80^\circ \sim 100^\circ$ 范围内选取，且最后选定的 $2\phi_A < 91.5^\circ$ 。

李家峡拱坝坝址处河谷呈 V 形，宽高比为 2.26，由于左岸山脊单薄，当采用单心圆拱时，不能满足拱座稳定要求，而选用三心圆拱坝体形后，拱端推力方向更多地转向山里，拉应力值显著减小。伴随着不同设计阶段而经历了一个长时期的优化过程，初设审查定为拱形重力坝（底高 85m），经中国国际工程咨询公司初设评估，同意优化后的三心圆单曲拱坝（底宽 45m），又结合“七五”攻关，进而优化为三心圆双曲拱坝（底宽 45m）。

李家峡拱坝，对底宽相同的单心圆与三心圆拱坝体形不同的中心角分别为 90° 、 100° 、 110° 及 130° 时，在推力角 β 和拉应力 σ 的影响方面进行了研究，成果见表 2。对三心圆拱坝体形的 7 种不

同底宽的单曲（底宽 55~115m）和双曲（底宽 47m、35m）体形，控制弦长和应力标准基本相同，就拱端推力角与拱底最大厚度和相对最大厚度的关系进行了研究，成果见表 3。

表 2 底厚 47m 方案单心圆与三心圆 β 、拉应力比较

方 案 (ϕ_A)		单 心 圆				三心圆
		90°	100°	110°	130°	90°
β (°)	左岸	14.69	14.78	14.39	13.41	14.93
	右岸	14.21	13.74	12.14	13.63	16.25
上游拱端最大拉应力 (10^{-2} MPa)	左岸	-222.5	-172.2	-123.2	-49.4	-120.1
	右岸	-223.7	-164.6	111.3	-73.8	-122.3
下游拱冠处拉应力 (10^{-2} MPa)		-261.9	-241.7	-227.4	-197.7	-149.1

表 3 拱端推力角 β —拱圈厚度关系

T (m)	115	100	85	70	55	47	35
R_0/T	10.24	5.70	3.53	2.93	2.68	3.09	5.43
β_L (°)	-4.85	0.772	5.59	11.16	13.30	14.80	15.67
β_R (°)	-1.33	2.824	10.61	14.33	17.40	18.5	21.08

李家峡拱坝体形选择中的诸因素，如地质、地形、坝体应力、坝肩稳定、枢纽布置、泄洪方式及施工方法等，其中尤以稳定条件最为重要，对三心圆拱的拱型各参数与坝肩稳定关系的变化中，拱坝中心角、相对厚度、三心圆拱的侧圆与中心圆半径之比，是影响坝肩稳定的重要因素，为使坝肩稳定所受不利影响最小，其最佳中心角一般为 $60^\circ \sim 90^\circ$ 左右。通过优化设计，最终选择了底厚为 45m 的三心圆双曲等厚拱坝体形，其左侧圆、中圆、右侧圆最大中心角分别为 19.64° 、 56° 、 22.03° ，总中心角为 97.67° 。

3 原规范 2.2.3 条第 3 款中，悬臂梁断面的倒悬度，从施工条件考虑并根据国内已建拱坝工程实际统计资料规定，其倒悬度的范围保留不变。在能满足施工期自重拉应力限制标准条件下，考虑表孔布置要求时，宜选取较大的向下游倒悬，以利泄洪消能不

冲刷坝基。

近十多年国内已建、在建和设计中的拱坝工程，其倒悬度统计资料见表 4。

表 4 双曲拱坝悬臂梁的倒悬度

工程名称(阶段)	坝高(m)	厚高比	倒悬度
东风(已建)	153	0.163	
二滩(已建)	240	0.293	0.229(上游面)
李家峡(已建)	155	0.290	0.155(上游面)
拉西瓦(初设)	250	0.213	0.15(上游面) 0.33(上游面)
小湾(初设)	292	0.238	0.159(上游面)

3.2.5 新增条文。本条就拱型选择的主要因素，结合国内已建、拟建工程的拱型选择经验，把变曲率拱型的常遇线型列出，供设计选用，国内部分拱坝拱圈型式，见表 5。

表 5 国内部分拱坝拱圈型式

工程名称(阶段)	坝高(m)	宽高比(或弧高比)	河谷形状	拱圈型式及体形
东风(已建)	162	1.43(1.66)	U形	抛物线双曲拱坝
东江(已建)	157	2.04(2.79)	V形	三心圆双曲拱坝
龙羊峡(已建)	178	2.01(2.21)	V形	单心圆重力拱坝(底厚80m,弧393.3m)
隔河岩(已建)	151	3.20(3.66)	梯形	三心圆单曲拱坝,上重下拱
二滩(已建)	240	2.79(3.21)	V形	抛物线双曲拱坝
李家峡(已建)	155	2.26(3.04)	V形	三心圆等厚双曲拱坝
拉西瓦(初设)	250	(1.97)	V形	对数螺旋线双曲拱坝
小湾(初设)	292	2.80(3.16)	V形	抛物线(或统一二次曲线)双曲拱坝
溪洛渡(可研)	273	(2.61)	U形	抛物线双曲线拱坝
构皮滩(初设)	232.5	2.10(2.47)	梯形	抛物线双曲线拱坝

同时，“八五”科技攻关项目中，着重对拱圈线型进行了优化。即对各种拱圈线型分别进行最优化设计，然后综合比较，最后确定最优拱型及拱坝体形。拉西瓦拱坝率先进行了拱圈线型优化工作，有6种拱型，即双心圆、三心圆、椭圆、抛物线、双曲线和对数螺旋线，最后选定对数螺旋线拱型。小湾拱坝继拉西瓦拱坝之后，研究拱圈线型，除上述六种拱型外，还增加了一种线形，即统一二次曲线（由椭圆和双曲线混合组成），属新的一种二次曲线。

根据小湾工程所给定的基本资料和约束条件进行7种线型的体形优化，最优线型为二次曲线。其约束条件为：

允许最大压应力：9.5MPa；

允许最大拉应力：1.5MPa；

上游面允许倒悬度：0.3；

下游面允许倒悬度：0.3；

坝顶允许最小厚度：11.0m；

坝体允许最大厚度：75.0m（三心圆线型80.0m，双心圆线型85.0m）；

允许最大中心角：94.0°（双心圆线型96.0°）；

半中心角：不大于50.0°（考虑左右不对称时拱座稳定要求）。

小湾拱坝的7种拱型比较成果，见表6。

表6 小湾拱坝7种线型比较

序 号	拱 圈 线 型	坝体体积 (万 m ³)
1	统一二次曲线	630.7
2	椭 圆	676.2
3	抛物线	687.8
4	双曲线	688.7
5	对数螺旋线	699.3
6	三心圆	703.0
7	双心圆	727.6

统一二次曲线坝体方量最小；抛物线和双曲线方量基本相同；

双心圆、三心圆和对数螺旋线坝体体积均接近或大于 700 万 m^3 ，可不予考虑。随着地质、设计工作的深入，边界条件可能产生局部变动，小湾拱坝的最优体形和坝体方案也会有相应变化，但拱型优劣次序不会有本质改变。

根据中国水科院的研究，对于二次曲线类的拱圈线型从优到劣的次序通常是：统一二次曲线→双曲线或椭圆→抛物线→三心圆→双心圆→单心圆。考虑到国内近十多年设计的高拱坝，大多都在统一二次曲线、椭圆、抛物线、双曲线和对数螺旋线这类变曲率拱型中选择，少部分工程选择三心圆变曲率拱型。增加本条，旨在指出拱型优化研究已有规律性的经验可借鉴。

3.3 拱坝泄洪布置

3.3.1 基本保留原规范 2.3.1 条的内容，原规范正文中的注，其中五款写入本条文说明中，一款予以删除。

“拱坝泄洪布置”，系专指采用拱坝坝身泄洪方面的布置问题，而关于坝身各种泄洪方式的水力计算与下游消能防冲设计的具体规定，另在本规范“4 水力设计”说明。

本条提到的拱坝坝身泄洪各种方式中，关于“坝顶泄流”，系指当采用包括双曲拱坝一类薄拱坝时，水流从坝顶自由跌落或在坝顶溢流面下游端利用鼻坎挑流的一种泄洪方式；“坝身孔口泄流”，主要系指从设置在坝身中部的较大孔口泄洪的一种方式；“坝面泄流”主要系指采用重力拱坝一类厚拱坝时，水流沿下游坝面下泄的一种泄洪方式；“滑雪道泄流”，系指在坝身靠近岸边布置的一种水流沿坝面或山坡下泄的泄洪方式，形似一个“滑雪道”。

关于选择拱坝泄流方式时，可考虑以下几点：

(1) 对于薄拱坝，当坝不太高、泄洪单宽流量不大时，可采用坝顶泄流的方式，坝顶泄流应尽可能使跌落水流远离坝脚，并减轻泄流时的向心集中现象。

(2) 当采用厚拱坝时，可采用坝面泄流的方式。

(3) 当采用双曲拱坝、泄洪量较大时，可采用坝身两边或一边滑雪道泄流。

(4) 当采用厚拱坝或中厚拱坝、厂房在坝后、泄洪量较大时，可采用滑雪道泄流方式（包括厂房顶溢流或挑越厂房的方式）。

(5) 当采用双曲坝或坝体断面较薄而泄洪量又很大时，可采用几种坝身泄洪方式或与其他泄洪建筑物相配合的联合泄洪方式。

原规范 2.3.1 条之注⑤：“当采用双曲拱坝，泄流量不很大时，也可采用坝身孔口泄流的方式”，予以取消。目前国内外双曲拱坝，已突破泄流量小的限制，在满足 $Q \propto h^{1/2}$ ，泄量较大时，采用坝身孔口泄流方式的已不少见，见表 7。通过对二滩、小湾等双曲拱坝，高水头、大流量中孔泄流的设计研究积累了不少经验，坝身孔口泄洪已作为主要的泄洪方案之一，在方案比较中予以考虑。

3.3.2 保留原规范 2.3.2 条的规定。本条强调拱坝坝身泄洪孔口位置、数量、尺寸的选定因素，应根据综合研究确定。尤其是在运行及消能方式有要求时，大多在不同坝段设置互相错开的中、深、底泄洪孔口。

3.3.3 保留原规范 2.3.3 条的规定，修改了原三款表述，增补一款新的内容，即 4 款。

挑流消能与泄洪雾化，它们存在因果关系，从消能角度看，挑射水体空气中分散、掺气越充分，消能效果越好，但却造成电气设备环境恶化，厂区交通受阻。随着西部地区一批大型拱坝工程的兴建，因泄洪消能又带来新的环境恶化问题，常年干旱少雨的地区，由于泄洪改变坝区的气候环境，雾化造成的降水甚至达到暴雨的强度，饱和后的岩体抗剪强度极大降低了两岸山体的稳定性，导致严重的地质灾害发生。

因此，本次规范修订在“拱坝泄洪布置”一节中强调“重视泄洪雾化对下游两岸山体”的影响，将其放在首位。而在本规范 4.4.4 条中，对雾化问题的研究有具体规定。

3.3.4 基本保留原规范 2.3.4 条的内容，本次有两处修改。

表 7 双曲拱坝坝身孔口泄洪主要参数

序号	工程名称	坝高 H (m)	孔数(宽×高)[个(m×m)]	孔口最大泄量 (m^3/s)	单宽泄量 [$m^3/(s \cdot m)$]	闸底以上泄洪 水头 h (m)	相对水头 h/H
1	溪洛渡(初设)	273	8(5.0×8.0)(深孔)	12667	317	104.8	0.384
2	构皮滩(初设)	232.5	7(7.0×6.0)(中孔)	10730	219	95.3	0.410
3	拉西瓦(初设)	250	2(4.0×4.0)(深孔)	1520	190	144.9	0.580
			2(8.0×4.5)(底孔)	2770	173	118.1	0.472
4	小湾(初设)	292	6(6.0×5.0)(中孔)	6730	187	106.1	0.363
5	二滩	240	6(5.0×6.0)(中孔)	7020	234	102.3	0.426
6	东风	162	2(5.0×6.0)(边中孔)	2160	216	83.3	0.514
			1(3.5×4.5)(中中孔)	580	166	83.3	0.514
7	李家峡	155	2(8.0×10.0)(中孔)	5640	—	62.6	0.404
			1(5.0×7.0)(底孔)	—	—	82.6	0.533
8	紧水滩	102	2(7.5×7.0)(中孔)	2740	183	65.9	0.646
9	德基	181	2(5.5×6.5)(中孔)	1600	145	58.0	0.320
10	石门	88	6(7.0×8.0)(中孔)	5000	119	23.5	0.267
11	欧阳海	58	5(11.5×7.0)(中孔)	6090	106	19.4	0.334
12	卡博拉巴萨	163.5	8(6.0×7.8)	12900	269	82.2	0.480
13	邦达瑞	110	7(5.2×6.4)	7140	196	61.0	0.555
14	卡里巴	128	6(9.0×9.0)	9500	176	27.5	0.215

(1) 本条涉及的坝身设置泄洪孔口，系指孔口泄量满足 $Q \propto h^{1/2}$ 的中孔、深孔和底孔，在表述中除了中孔、深孔外，还补充有底孔，与本规范 4.2.1 条的表述相一致。

(2) 对原规范 2.3.4 条之 4 款，关于孔口形状高宽比的量化范围，作适当放宽。根据 1985 年以来，国内已建或拟建的拱坝坝身泄洪孔口工作闸门尺寸统计，其孔口断面高宽比范围见表 8。由表 8 可知，高宽比放宽为 0.8~1.6 是合适的。

表 8 拱坝坝身孔口断面形状

工程名称	坝高(m)	中 孔		底(深)孔	
		宽×高(工作水头) [m×m(m)]	高宽比	宽×高(工作水头) [m×m(m)]	高宽比
溪洛渡	273		—	5.0×8.0(70)	1.60
构皮滩	232.5	7.0×6.0(87)	0.86	4.0×6.0(130)	1.50
隔河岩	151	—		4.5×6.5(75)	1.44
		—		4.5×7.0(70)	1.56
小湾	292	6.0×5.0(100)	0.83	5.0×7.0(157)	1.40
龙羊峡	177	8.0×9.0(60)	1.13	5.0×7.0(95)	1.40
				5.0×7.0(120)	1.40
李家峡	155	8.0×10.0(61)	1.25	5.0×7.0(81)	1.40
拉西瓦	250	7.0×10.0(97)	1.43	5.0×7.0(137)	1.40
二滩	240	5.0×6.0(100)	1.20	5.0×6.0(144)	1.20
东风	162	5.0×6.0(80)	1.20	—	—
		3.5×4.5(80)	1.29	—	—
紧水滩	102	7.5×7.0(58)	0.93	—	—
高宽比范围		0.8~1.4		1.2~1.6	

3.3.5 基本保留原规范 2.3.5 条的内容，表述稍作修改。考虑到拱坝除坝身孔口泄洪外，大多还布置有表孔泄洪通道，可兼作泄放水库漂浮污物的通道；如果是泄放水库漂木，则另设木材过坝设施，不属本条规定范围。

由此，水库漂浮物可明确为“水库漂浮污物”，对污物的清理、排泄处理，宜考虑拦（清）、导（泄）等防污排污措施，可参照 SL285-2003《水利水电工程进水口设计规范》的规定执行。

3.4 其他布置要求

3.4.1 保留原规范 2.4.1 条的规定。仅对术语引水管及其表述稍作修改。根据 SL26-92《水利水电工程技术术语标准》的规定，把“引水管”改为“压力管道”。

原规范 2.4.1 条之 2 款，对下游坝面明管要求“应研究论证明管破裂的影响问题”，予以删除。但实质问题还是压力管道的受力状态，这层意思在条文前半部分加以表述，即压力管道的布置型式，“应根据拱坝坝体厚度、压力管道受力状况、施工与运行条件等，经技术经济比较研究确定”。

压力管道管线全部布置在坝体内，对于重力拱坝比较多见。

压力管道部分先水平穿过坝体，部分沿下游坝面向下，而后通向厂房蜗壳渐变段，下游坝面显露部分称“背管”。这种布置型式的优点，钢管安装方便，对坝体混凝土浇筑施工干扰少，压力钢管受力明确。国内采用“背管”布置的双曲拱坝工程有东江、紫水滩、李家峡等。

压力管道贴上游坝面向下，再穿过坝体通向厂房，其主要优点同“背管”，同时因管外也承受水压力，有可能采用钢筋混凝土管替代钢管，缺点是检修困难。国外采用这种布置型式，坝高最高的是伊朗卡比尔双曲拱坝，坝高 200m、坝底厚度 25m，布置 4 条直径 6.5m 的钢筋混凝土引水管。我国目前还没有采用这种布置型式。

3.4.2 保留原规范 2.4.2 条的规定。指出布置供水孔、排沙孔或放水孔时，也应根据承担的任务、运用要求、结构应力等因素，确定孔口位置、尺寸、数目及形状。本条是对 3.3.4 条孔口类型的补充。

3.4.3 基本保留原规范 2.4.3 条后半部分的内容。原规范 2.4.3

前半部分所指的重力墩、推力墩连接建筑物，属于不利地形地质条件下结构型式的选择问题，故并入 3.2.3 条。而对于这类连接建筑物的选型和尺寸，则列入本节“其他布置要求”中，指出“应根据地形、地质情况，以及与坝体连接的方式等，通过应力和稳定分析计算确定”，属于常规要求，不作具体规定。

网易 NetEase
水利工程网 WWW.SHUIGONG.COM

4 水力设计

4.1 一般原则

4.1.1 基本保留原规范 3.1.1 条的内容。并规定水力设计的 3 个部分，增列了高速水流抗空蚀、防雾化设计，以引起设计重视。

4.1.2 基本保留原规范 3.1.2 条的内容，但作了修改，直接引用相关标准的规定，作为泄水建筑物和消能防冲建筑物洪水标准的取值依据。在 SL252-2000《水利水电工程等级划分及洪水标准》3.2.4 条中，所规定的消能防冲建筑物设计的洪水标准，只对应一种洪水重现期，而不分运用情况是设计还是校核。但在条文中又指出：“对超过消能设计标准的洪水，容许消能防冲建筑物出现局部破坏，但必须不危及挡水建筑物及其他主要建筑物的安全，且易于修复，不致长期影响工程运行。”因此，在进行消能防冲建筑物设计时，可以根据工程特点及泄洪对枢纽建筑物运行安全的影响程度，经研究后增设校核洪水标准，以保证发生超标准洪水时，消能防冲建筑物只出现局部破坏，但不致长期影响工程运行。

4.1.3 新增条文。拱坝的水力设计不仅要满足泄洪要求，而且要满足其他功能要求，因此本条列举了可能影响水力设计的其他主要因素。

4.1.4 基本保留原规范 3.1.3 条的内容，强调当水力条件复杂时，泄水和消能防冲建筑物都应进行水工模型试验论证。

4.2 泄水建筑物水力设计

4.2.1 基本保留原规范 3.2.1 条的内容。泄水建筑物按其所在部位，可划分为坝身式、岸边式和隧洞式三大类，根据调查，国内外拱坝的泄水建筑物采用坝身式的最多，故本章着重阐述坝身式泄水建筑物的水力设计。岸边式和隧洞式泄水建筑物的水力设计，按 SL253-2000《溢洪道设计规范》和 SL279-2002《水工隧洞设

计规范》的规定执行。

为便于设计理解及规范陈述，综合考虑布置高程及水力特性等因素，将坝身孔口分成表孔、浅孔、中孔、深孔和底孔5种，对不同称谓的孔口定义如下：

表孔——设于溢流坝（堰）顶的开敞式或有胸墙但不阻水的无压泄水孔；

浅孔——淹没深度不大的有压泄水孔；

中孔——大致位于坝身中部高程，进水口水头不大于60m；

深孔——大致位于坝身中、下部高程，进水口水头大于60m；

底孔——大致位于坝底部或位于深孔下部的泄水孔。

之所以将60m水头作为划分孔口类型的主要因素，其主要理由如下：

(1) 从水力学角度看，水头小于60m，水流流速通常小于35m/s，过流表面的空化问题较易解决；水头若大于60m，则流速较高，空化问题较突出，需采取掺气减蚀等措施。

(2) 从闸门止水设计看，当水头小于60m时，可采用常规止水构造及材料，否则需对止水进行专门设计，如采用液压伸缩式止水或偏心铰压紧式止水。

对孔口型式明确定义后，据其称谓即可知其水力学问题。

4.2.2 基本保留原规范3.2.2条和3.2.3条的内容。原规范3.2.3条所述的中孔，其水力特性实质上属浅孔范畴，而表孔和浅孔的水力学特性无本质差别，故将原规范3.2.2条和3.2.3条合并为一条。同时规定，当胸墙起阻水作用时，其水力特性应视同浅孔。

表孔和浅孔的泄流方式划分为坝顶、坝面和滑雪道三类。坝顶泄流又以挑流和跌流为多，坝面泄流是孔身占据坝体大部分，滑雪道泄流则是孔身部分依附于支板、支梁或厂房顶等。

原规范3.2.3条中关于“在设计及校核水位时，通过中孔的水流应为完全孔流”的表述含义不明，易误解为中孔在其他水位运行时为无压流，或中孔只用于宣泄设计及校核洪水，因此该段

表述予以删除。

4.2.3 基本保留原规范 3.2.5 条的内容。因浅孔和表孔的水力学特性无本质差别，故本条增列了对浅孔的要求。关于堰顶附近的允许负压值，与 DL5108—1999 基本相同，仅将“常遇洪水位闸门全开时，不得出现负压”改为“宣泄常遇洪水，闸门全开时，表孔和浅孔溢流堰顶附近不宜出现负压”，放宽了要求，增加了灵活性，这对于常遇洪水位和校核洪水位相差不大的工程是有意义的。另外，考虑到拱坝属轻型结构，特别是薄拱坝和高拱坝，其堰顶附近的允许负压值应从严取值，以策安全。

4.2.4 保留原规范 3.2.6 条的规定。厂房顶泄流和挑越厂房顶泄流已分别经新安江和乌江渡等水电站的泄洪考验，是一种可以基本肯定的泄水建筑物型式。但厂房顶经常过流者，可能发生厂顶漏水问题，乌江渡水电站有此教训，故强调采取有效止水措施。

4.2.5~4.2.7 基本保留原规范 3.2.8、3.2.10、3.2.11 条的内容。该 3 条均为深式泄水孔（含中孔、深孔和底孔）的设计原则。

深式泄水孔通常设计成有压孔，有压孔在平面上不一定要直线布置。为解决拱坝的水流向心集中问题，对此更不宜强调，故将原规范 3.2.8 条“深孔在平面上宜作直线布置”改为“无压孔在平面上宜作直线布置”，这与本规范 4.2.9 所述“有压段中心线适当偏转”的提法相一致。

原规范所述“无压孔”，实际上是指短有压孔接无压孔的布置型式，为避免误解，本规范在条文中予以明确。

原规范 3.2.10 条对有压孔进、出口面积之比规定为“一般在 1.3~1.7 之间选用”，不符合工程实际情况，参照 DL5108—1999 的规定，予以删除。

4.2.8 基本保留原规范 3.2.9 条的内容。考虑到导流底孔在高水头大流量运行条件下可能会危及枢纽建筑物的安全，因此增列了“导流底孔出口流速较大时，宜设置出口消能工”的规定。

4.2.9 基本保留原规范 3.2.7 条的内容。水流向心集中是拱坝坝身泄洪的主要特点，这对坝下游消能极为不利，泄洪孔口布置及

结构设计中应减轻或避免这一不利因素的影响。出口段设置平行的闸墩，只是减轻水流向心集中的措施之一，因此正文不再单独强调。实际工程中，已有许多避免拱坝水流向心集中，同时增加水流横向扩散、纵向拉开或调整水流抛射方向的有效措施，对于泄洪孔口轴线，构皮滩拱坝专为孔口布置拟定泄洪轴线（其曲率半径大于拱坝轴线的曲率半径），各孔口沿泄洪轴线而非拱坝轴线径向布置；二滩拱坝和小湾拱坝深孔中心线在出口段向两侧偏转了 $1^{\circ}\sim 3^{\circ}$ 。对于出口段体形，二滩拱坝表孔采用平面扩散加分流齿，深孔采用扩散式挑坎；隔河岩拱坝表孔采用不对称宽尾墩，深孔采用不对称窄缝鼻坎，底孔采用曲面贴角斜鼻坎等。

4.2.10 基本保留原规范 3.2.4 条的内容。本条是泄水建筑物出口段反弧半径的设计原则，它对任何孔口都适用，故列于以上各条之后。原规范对反弧半径取值范围给出了两条判据，其中“ $(0.3\sim 0.7)(P+H)$ （ P 为孔底以下坝高， H 为孔底以上水头）”并无实质意义，予以删除。为避免泄水建筑物下游悬臂过长，经论证反弧半径可减小或用半曲率曲线。

4.2.11 保留原规范 3.2.12 条的规定。本条规定了泄流能力的确定方法，考虑到拱坝有水流向心集中的特点，计算所得流量系数应乘以一折减系数，将原规范附录一中的流量系数估算规定移入本条文中。

4.3 消能防冲水力计算

4.3.1 基本保留原规范 3.3.1 条的内容。消能防冲设施是为避免水流的冲刷危及枢纽及下游岸坡和其他建筑物的安全，并应特别注意对拱座或坝肩的保护。本条将坝趾附近以消能为主要目的的结构设施合并罗列，各设施的不同称谓分别对应有关泄洪消能型式，其对应关系如下：

天然冲坑、天然水垫塘、人工水垫塘对应挑流、跌流；

消力池对应底流、面流；

消力屏对应屏流；

护坦作为独立的消能工或水垫塘或消力池的一部分；

二道坝作为独立的消能工，或水垫塘的一部分。

拱坝工程消能型式，面流、屏流较少采用。

4.3.2 新增条文。强调拱坝泄洪布置和拱坝消能型式的多样化，列举了多年来我国有关工程已采用或已有攻关研究成果的消能型式，以便优选适应各自工程特点且经济合理的消能工。

中国水利水电科学研究院结合构皮滩拱坝工程的消能研究，提出了底孔面流或底流动水垫承接表孔跌流的联合消能方式，已取得了一定成果。

4.3.3~4.3.4 基本保留原规范 3.3.2 条和 3.3.3 条的内容，将原规范 3.3.2 条第 4 款单列为本规范 4.4.4 条。另外，考虑到拱坝泄流具有向心集中的特点，多个孔口泄流时入水单宽流量可能叠加，同时窄缝、扩散和差动等各种异型鼻坎已广泛应用，原规范附录一中所列的单个孔口泄流最大冲坑水垫厚度的估算公式已无法适应。根据肖富仁《试论峡谷区大泄量高溢流坝下游河床的抗冲能力》（水电站设计，1990 年第 3 期）的研究成果，在附录 A.3.2 中增列了公式（A.3.2-2），可考虑水流分散程度的最大冲坑处水垫厚度的估算，供设计选用。

4.3.5 保留原规范 3.3.4 条的规定。根据调查，拱坝泄流以采用挑流和跌流消能方式最多。所谓跌流，系指坝顶自由跌落和坝顶溢流两种，水流入水点距坝趾较近，水力条件较复杂，对拱坝运行安全的影响也较大。

4.3.6 基本保留原规范 3.3.5 条的内容。当采用挑流或跌流消能，地质较差或下游自然水垫厚度不足时，为防止产生严重冲刷，本条给出了可供选择的工程措施。对于“先冲后护”，工程界历来有两种看法，反对者认为先冲后护较难把握，且施工困难，易产生不利影响；赞成者认为不少工程已经实行了这一方法，而且即使先行保护了的，泄洪后也难免不遭破坏，事后还要再行保护，施工困难照样存在。本条综合两种意见，保留原规范 3.3.5 条第 2 款的规定，根据实际工程条件，考虑采取先冲后护方法，但强调应

参照类似工程经验，经研究比较后确定。

原规范关于短护坦接缝和锚固的提法不太合适，因为护坦接缝密封或与基岩锚固并非是必须采取的措施，有不少工程就采用透水护坦，也有些护坦没采用锚固措施，因此本规范予以删除。

4.3.7 新增条文，给出人工水垫塘设计的原则性规定。人工水垫塘的空间尺寸、结构型式及混凝土板块稳定条件的确定，是挑流、跌流消能工设计的主要内容。由于水垫塘内水流条件十分复杂，同时水垫塘结构型式与地形地质条件、水垫塘空间尺寸与水力特性等因素互相关联，交叉影响，因此水垫塘设计的技术难度很大。

(1) 关于冲击动水压力允许值。

结合二滩工程和小湾工程的国家“七五”、“八五”科技攻关，对冲击动水压力允许值问题进行了专门研究，取得了大量的成果。攻关成果将冲击动水压力允许值作为水垫塘水深和板块稳定设计的控制性指标，并将该指标定为 $(10\sim 15)\times 9.81\text{kPa}$ 。理由有三个：

一是， $15\times 9.81\text{kPa}$ 的冲击压力大致相当于冲击流速 20m/s ，按 $V=7\sqrt{D}$ 计算， D 约为 8m ，这与目前护坦板块的当量球径相当。

二是，从大量试验研究成果看，混凝土板块的脉动上举力与冲击动水压力密切相关，冲击动水压力越大，脉动上举力也越大，板块的稳定性就越差。

三是，从抗冲蚀破坏的角度看，混凝土足以抵抗 20m/s 的射流冲击。

因此，认为以 $(10\sim 15)\times 9.81\text{kPa}$ 作为冲击动水压力允许值是合适的。

也有部分专家认为，将冲击动水压力允许值定为 $(10\sim 15)\times 9.81\text{kPa}$ 并以此作为水垫塘水深和板块稳定设计的控制性指标是不合适的。理由有四个：

一是，对天然地基冲击动水压力作用主要表现为冲刷淘深，动水压力愈大，冲刷愈烈，其结果为冲击破坏，因此，将动水压力作为限制地基冲刷深度的控制指标是合适的。但对人工水垫塘的

混凝土板块而言，不同于有节理、裂隙的天然地基，其抗冲能力极强，冲磨及强度破坏的可能性极小。美国内务部垦务局曾试验用高速射流冲击无缝隙的混凝土表面，射流入水流速 58m/s，到达混凝土表面的平均流速 23m/s，垂直冲击 35d 后，只在混凝土表面形成 1~2cm 的小坑，当入射角为 $45^{\circ}\sim 50^{\circ}$ 时，经过长期冲刷未见明显的冲坑。显然，以冲击动水压力允许值作为护坦板块安全性的判据是不恰当的。

二是，国内外许多消能工水毁事件和有关科技攻关成果表明，混凝土板块失事主要表现为失稳破坏。研究表明，水舌对水垫塘护坦板的冲击影响大致可分为三个区：水舌直接作用的冲击区，其上、下游水跃漩滚区及其向下游正常缓流逐渐变化的过渡区。水跃漩滚区由于水流掺气、折冲等影响，脉动上举力最大，而有效水垫深度往往小于下游水深，从而可能造成板面压力低于板底面压力，当其差值大于护坦板重量时，则护坦板将处于失重状态，并出现跳动、晃动和振动等现象，随后产生翻转或浮起破坏。一旦有一块护坦失稳破坏，相邻板块迅即被殃及，直至波及周围较大范围。可见，最早出现失稳的板块不是在冲击区，而是在其下游的水跃漩滚区，导致板块破坏的不是冲击动水压力，而是脉动上举力。因此，不宜以冲击区的冲击动水压力来判定漩滚区板块的稳定性。

三是，脉动上举力是促使板块失稳的主要荷载，水垫塘板块稳定分析的关键在于把握脉动压力的量值和分布范围。脉动压力与时均压力不同，其量值及作用方向均是随机变化的，其峰值、均方根值不仅与量测的位置、范围有关，还与量测的时间、历时有关；板块稳定分析是针对板块整体，故还应合理确定点、面脉动压力和表、底面脉动压力的相关性，而这种相关性又与板块尺寸有关。脉动压力的特性极其复杂，因而“科技攻关”及多家科研单位的试验结果各不相同。例如，有的认为脉动压力具有正态分布特性，有的则认为不完全符合正态分布；有的成果表明，板块表面脉动压力大于底面脉动压力，有的则相反；有的认为，当水

垫深度较浅时，表、底面压力脉动异常活跃，正负相关变化频繁，表、底面压力脉动变化趋势反而同步，有的则认为，由于板块表、底面上脉动压力传播速度相差很大，表、底面脉动压力互不相关等，致使研究分析的成果也不尽相同。尽管冲击动水压力与脉动上举力密切相关，但脉动上举力的影响因素确实太多，就目前的试验资料和原型观测资料而言，尚无法建立起两者之间的关系，因此，用冲击动水压力来反映脉动上举力的大小是不恰当的。

四是，冲击动水压力允许值与工程等级、泄洪规模、护坦结构型式及检修条件等多种影响因素有关，不同工程的差别很大。另外，水垫塘板块接缝是否密封对其稳定安全至关重要。水工模型试验表明，在板块分缝没密封时，板块失稳时的冲击动水压力很小，甚至为负值；而当水垫塘板块密封时，相应动水压力允许值可大为增加。表9所列的国内外已建工程的统计资料也充分表明动水压力值的变幅很大。因此认为，不宜以动水压力允许值 $(10 \sim 15) \times 9.81\text{kPa}$ 作为水垫塘深度及板块稳定设计的控制标准。

表9 国内外拱坝跌流水垫塘参数统计表

工程	国家	溢流堰上水头 (m)	库水位与护坦面高差 (m)	入水速度 (m/s)	水垫深度 T (m)	最大时均动水压力 P_{\max}	$\Delta p = P_{\max} - T$	护坦厚度 (m)
						($\times 9.81\text{kPa}$)		
西迭萨特	巴西	14.2	78.0	35.2	31.5	49.3	15.8	2.5
甘班勃	巴西	17.1	84.0	36.6	21.0	70.0	49.0	3.0
勒露	巴西	10.9	97.5	39.4	27.0	47.7	20.4	3.0
伏格伦斯	巴西	8.4	122.0	43.9	25.0	52.6	27.6	2.5
钦古	巴西	21.5	144.7	47.8	61.2	88.2	27.0	2.5
绫北	日本	4.6	68.1	32.9	14.0	48.0	34.0	1.5
室牧	日本	6.3	79.0	35.4	18.0	42.8	24.8	1.5~3.5
大仓	日本	7.3	75.6	34.6	20.0	47.0	29.0	4.0

续表

工 程	国家	溢流堰 上水头 (m)	库水位 与护坦 面高差 (m)	入水 速度 (m/s)	水垫 深度 T (m)	最大时 均动水 压力 P_{max}	$\Delta p =$ $P_{max} - T$	护坦 厚度 (m)
						(×9.81kPa)		
川吴	日本	6.5	117.0	43.1	23.0	50.0	27.0	1.0~1.5
天濑	日本	4.0	61.5		13.0	45.5	32.5	1.0~3.0
里·罗克斯	南非	9.0	87.5	30.9	27.5	43.5	15.5	3
莫西罗克	美国	15.2	162.0	35.7	73.1	88.1	15.0	薄护坦
英古里	前苏联	9.6	246.5	56.0	27	44.5	17.5	4.0
隔河岩	中国	22.7	146.5	40.7	42.4	45.1	2.7	3.0~4.0
二滩	中国	12.0	223.5	51.0	57.2	71.3	14.1	3.0
构皮滩	中国	22.9	224.9	53.1	62.2	76.6	14.4	3.0

综上所述，将冲击动水压力允许值作为人工水垫塘深度和衬护板块稳定的控制指标，条件尚不成熟，还有待更多科学研究和工程实践给予充分验证。但在水垫塘设计中，可根据工程等级、泄洪规模、护坦结构型式及检修条件等因素选取一个冲击动水压力允许值，作为人工水垫塘深度和衬护板块稳定设计的控制性指标，尤其在初设阶段，这种做法使得大量的水力计算及方案比较成为可能。我国几座高拱坝，如二滩、小湾、构皮滩、拉西瓦等，在水垫塘设计中已经尝试以冲击动水压力作为水垫塘深度和板块稳定设计的控制性指标，且将其取值定为 $(10\sim 15) \times 9.81\text{kPa}$ 。

(2) 关于水垫塘结构型式。

水垫塘板块稳定条件较差或是工程量较大时，除加强锚固措施外，可研究采用封闭抽排水垫塘或反拱水垫塘。封闭抽排水垫塘就是对水垫塘板块分缝实施封闭，在水垫塘周边设置防渗帷幕，在水垫塘板块底部布置排水系统，采用水泵排除地基渗水。已建的葛洲坝、隔河岩、万安和二滩等电站均采用封闭抽排措施，实

践表明，该措施安全可靠，效果良好。

反拱水垫塘就是将水垫塘底板设计成反拱结构，利用底板的拱作用抵抗部分上抬荷载，以减小底板厚度。另外，拱坝多建在V形或U形峡谷中，平底水垫塘通常需要对两岸削坡，不仅工程量大，而且对岸坡及坝肩稳定不利，而反拱水垫塘则能很好地适应峡谷的地形条件。前苏联的英古里拱坝采用反拱水垫塘消能，运行状况良好。国内的构皮滩和溪落渡等电站也对反拱水垫塘消能进行了大量的研究工作，取得了可喜的成果，研究表明，反拱水垫塘是一种较优的消能工结构，值得推广应用。

反拱水垫塘底板承担的上抬荷载主要是均布扬压力和脉动上举力，其强度、稳定计算同一般拱形结构。反拱水垫塘底板的曲率应使拱的任一截面都处于中心受压状态，可采用椭圆曲线。反拱水垫塘的水力计算方法尚不成熟，实际采用时，塘深、塘长及水力特性等应通过水工模型试验确定。

4.3.8~4.3.9 保留原规范 3.3.6 条和 3.3.7 条的规定。明确底流消能的适用范围和设计原则。拱坝采用底流消能的不多，若采用时，应特别注意拱坝水流向心集中可能引起的复杂水力现象，应经水工模型试验确定。

4.3.10 基本保留原规范 3.3.8 条的内容。考虑到拱坝采用库流消能的不多，故略去原规范条文中有关实体库的内容及条文说明中的表 3.3.8。

4.3.11 新增条文，强调消能区下游河道的岸坡防冲保护，单列一条。多年来的工程实践表明，消能区下游河道相当长范围内的水流条件及河势较建坝前均有所变化，存在岸坡防冲保护问题，当坝下游分布有城镇及交通道路时，这一问题更为突出。因此，防冲设计不应只局限于消能区附近，而应对下游一定范围的河段进行充分研究，以确定岸坡可能冲刷失稳的河段并采取相应护岸措施。

4.4 其他有关水力设计

4.4.1~4.4.3 基本保留原规范 3.4.1 条的内容。根据内容的性

质将原条文内容分解成三条，使条理更加清楚。在 4.4.1 条中，可能发生空蚀的部位增列了消力池辅助消能工、异型鼻坎和分流墩。在 4.4.3 条中，增加了选择合理的建筑物体形、采用抗蚀材料和合理的运行方式等 3 种防空蚀措施，同时原规范“当 $\sigma_x < 0.3$ 时，应严格控制建筑物的体形、尺寸和平整度”的提法不太准确，予以删除。

各种体形的初生空化数、不平整度控制标准及掺气措施，可参照 SL253—2000 附录 A.6 执行。

4.4.4 新增条文。原规范 3.3.2 条 4 款仅作为挑流设计的注意事项之一提到雾化影响问题，其分量似嫌不足，因此将雾化问题单列一条，并与本规范 3.3.3 条 4 款从泄洪布置角度所提的重视泄洪雾化内容相呼应，以示强调。

拱坝通常建于高窄峡谷中，挑流、跌流雾化现象较为严重，其对工程安全运行的危害性已被越来越多的工程实践所证实。因此在泄水建筑物设计时，消能和防雾化两方面要统筹兼顾，对于露天设置的电气设备、输电线路和交通道路等，应避开雾化区，如无法彻底避开，应采取必要的保护措施；对于两岸山体，尤其是干旱少雨地区或有潜在不稳定因素时，应根据雾化范围的强度，采取分区保护措施。

4.4.5 基本保留原规范 3.4.3 条的内容。本条指出设计应重视泄洪振动对拱坝等主要建筑物及泄洪建筑物分部结构的不利影响。尽管拱坝的超载能力强，抗振性能好，泄流引起的振动较弱，拱坝整体振动破坏的可能性不大，但振动会对工程运行带来许多不利影响。另外，国内外许多工程实践证明，泄水建筑物的某些分部结构，如闸墩、导墙、隔墙等，容易发生振动破坏，应特别注意。对大泄量的高拱坝，必要时宜进行水弹性模型试验，以证实其抗振安全。

4.4.6 保留原规范 3.4.2 条的规定，明确边墙高度的确定方法，是以水面线计算为依据，强调考虑掺气及波动的影响。

4.4.7 保留原规范 3.4.4 条的规定。规定了底流消力池护坦上的

时均动水压力和脉动压力的确定方法。需要注意的是，护坦封闭与否，脉动上举力差别较大，在初步设计阶段，非封闭护坦的脉动上举力可按封闭护坦的 1.5~2.0 倍考虑。

网易 NetEase
水利工程网 WWW.SHUIGONG.COM

5 荷载与荷载组合

5.1 荷载

5.1.1 保留原规范 4.1.1 条的规定。静水压力和温度荷载是作用在拱坝上的主要荷载，温度荷载在薄拱坝中所占比重较大，扬压力在薄拱坝中可以不计，泥沙压力在少沙河流中可以不考虑。浪压力和冰压力一般所占的比重较小，冰压力只有在严寒地区才需考虑。在地震烈度 6 度以上地区应考虑地震荷载。

5.1.2 保留原规范 4.1.4 条的规定。混凝土自重因不同级配而不同，所以规定其重度按选定的配合比确定。

5.1.3 基本保留原规范 4.1.2 条的内容。本条前半条内容根据 DL5077—1997《水工建筑物荷载设计规范》规定编写，后半条保留原规范的内容。作用在拱坝上游面的静水压力，一方面根据水库功能不同，如发电为主的水库，以正常蓄水位计算；另一方面根据荷载组合不同，取用不同的计算水位，如基本组合时采用正常蓄水位或设计洪水位作为计算水位，特殊组合时采用校核洪水位作为计算水位，与地震荷载组合时可参照 SL203—97《水工建筑物抗震设计规范》规定的水库水位计算。

下游面的静水压力根据相应于上游水位时的不利下游水位计算，保留原规范的内容。

水的重度应根据水中含沙量的程度确定。

5.1.4~5.1.6 保留原规范 4.1.3 条的内容和附录二之七部分内容。将原规范 4.1.3 条和附录二之七部分内容拆分成三条，使得新条文简洁明了。

5.1.7 新增条文。混凝土材料的热学特性指标，原规范未作规定，本次修订增补相关内容，引用 DL5077—1997 的规定。

5.1.8 基本保留原规范 4.1.5 条的内容。对于扬压力的分布和扬压力系数，本规范引用 DL5077—1997 中对拱坝部分扬压力所作

的规定。根据对国内混凝土坝扬压力收集的观测资料，通常只有在排水孔处有扬压力的观测成果，没有帷幕灌浆处扬压力的观测成果，因此，改用排水孔处的观测资料作为扬压力系数规定的依据，符合实际情况。

同时对作用于坝基面的扬压力，保留了原规范附录二中坝基面未设帷幕仅设置排水孔的情况。又参照 SDJ21-78《混凝土重力坝设计规范》(试行)的规定，增补坝基仅设防渗帷幕未设置排水孔状况的扬压力的情况，其折减系数 α_1 可采用 0.50~0.70。

对岸坡拱座渗透压力的计算，引用 DL5077—1997 中的规定和部分保留原规范附录二中的相关内容。

5.1.9 基本保留原规范 4.1.6 条的内容。对计算泥沙压力的泥沙淤积厚度的计算年限未作规定，但应符合 DL/T5089—1999《水电水利工程泥沙设计规范》的规定。根据 DL5077—1997 的规定，坝前泥沙淤积厚度应根据河流水文泥沙特性和枢纽布置情况，经计算确定；对多泥沙河流上的工程，宜进行物理模型试验或数学模型、经验法和类比法等专门研究计算分析确定。

5.1.10 基本保留原规范 4.1.8 条的内容。浪压力对拱坝的设计是一项很次要的荷载，因此，参照 DL5077—1997 有关浪压力的规定，作了适当简化和降低标准。本条引用上述规范中对内陆峡谷水库的官厅水库公式计算波浪要素后直接计算浪压力。DL5077—1997 规定采用 1% 的累积频率波高，考虑到一般拱坝工程的水库不会出现此情况，故本规范采用 5%~10% 的累积频率波高，同时删去了库水深小于波浪破碎临界水深情况下的浪压力计算公式。

5.1.11 保留原规范 4.1.9 条的规定，冰压力参照 DL5077—1997 规定，与 SL211—98《水工建筑物抗冻设计规范》规定一致。将原规范正文中静冰压力和动冰压力的解释性内容移至条文说明中，即静冰压力是指坝前冰层升温膨胀时作用于坝面的压力；动冰压力是指由于冰块运行撞击坝面、闸墩、胸墙以及其他建筑物上所产生的压力。

5.1.12 保留原规范 4.1.10 条的规定。参照 DL5077—1997 的规

定，增补了作用于反弧段边墙上的水流离心力的计算，见本规范附录 B.2.3 的规定。

5.1.13 保留原规范 4.1.7 条内容。SDJ10—78《水工建筑物抗震设计规范》已废止，而现行的 SL203—97《水工建筑物抗震设计规范》是按 GB50199—94《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》的原则编制的，所以地震荷载的计算参照 SL203—97 的规定执行。

5.2 荷载组合

5.2.1 保留原规范 4.2.1 条关于荷载组合两种类型的规定。补充说明了荷载组合的含义，同时增加了荷载组合表 5.2.1，应用和选项更显直观，根据工程实际情况，选择控制性荷载组合进行计算。

原规范 4.2.1 条的两个“注”：“注 1”内容已写入本条文说明中；“注 2”内容已写入本规范正文 5.2.1 条的表注中。

5.2.2 基本保留原规范 4.2.1 条前半条基本组合的内容，但在基本组合中增加了第 2 款和第 3 款两种组合。

根据拱坝设计的实践，在大量的计算分析中发现，第 2 款和第 3 款两种组合往往控制了某些部位的应力，有时甚至控制整个坝的设计。表 10 列出一些工程的两种荷载组合，即荷载组合 I：自重+静水压力+设计正常温降+泥沙压力；荷载组合 II：自重+静水压力+设计正常温升+泥沙压力作用下的拱梁分载法应力成果。其中拉西瓦、二滩和李家峡拱坝的一些较详细的计算成果分别见表 11~表 13。表中压应力为“+”，拉应力为“-”。

由表 10 可见：

(1) 溪洛渡和二滩拱坝，上游面主拉应力、下游面主压应力均由荷载组合 II 即温升荷载组合控制，上游面主压应力由荷载组合 I 即温降荷载组合控制。

(2) 拉西瓦拱坝，上下游面主压应力由温降荷载组合控制，而上游面主拉应力由温升荷载组合控制。

(3) 龙羊峡和白山拱坝，上游面主拉、主压应力均由温升荷

表 10 国内一些拱坝拱梁分载法应力计算成果

序号	1		2		3		4		5		6	
	工程名称	溪洛渡	拉西瓦	构皮滩	小湾	李家峡	坝高(m)	273	250	232.5	292	155
设计阶段	可研(中间)		初设		技施		初设		技施		技施	
荷载组合	组合 I		组合 I		组合 I		组合 I		组合 I		组合 I	
	数值	6.4	5.77	7.35	5.76	6.63	6.55	5.48	5.27	6.97	3.86	3.76
最大主压应力 (MPa)	上游面	5 拱 1 梁	5 拱 1 梁	4 拱拱冠	5 拱拱冠	2 拱 0 梁	0 拱 0 梁	8 拱左端	8 拱左端		5 拱拱冠	5 拱拱冠
	下游面	9.02	9.07	7.49	7.17	8.34	8.36	7.46	7.62	9.00	5.35	5.62
最大主拉应力 (MPa)	上游面	8 拱 2 梁	8 拱 2 梁	6 拱右端	6 拱右端	6 拱 2 梁	6 拱 2 梁	4 拱左端	4 拱左端		4 拱右端	4 拱右端
	下游面	-0.87	-1.03	-0.92	-1.55	-0.79	-1.00	-1.15	-1.25	-1.08	-0.97	-1.06
径向位移 (cm)	数值	12.7	12.25	-0.18	-0.10	-0.21	-0.07	-0.26	-0.20	-0.80	-0.90	-0.88
	部位	5 拱 0 梁	5 拱 0 梁	6 拱拱冠	6 拱拱冠	6 拱-1 梁	7 拱-1 梁	8 拱拱冠	2 拱左端	6 拱拱冠	6 拱拱冠	6 拱拱冠
应力控制						1 拱 0 梁	2 拱 0 梁	1 拱拱冠	1 拱拱冠		0 拱拱冠	2 拱拱冠

续表

序号	工程名称	7	8	9	10	11	12
坝高(m)	隔河岩	151	178	162	157	149.5	139
设计阶段	技	技	技	技	技	技	初 设
荷载组合	组合 I	组合 I	组合 I	组合 I	组合 I	组合 I	组合 I
	组合 II	组合 II	组合 II	组合 II	组合 II	组合 II	组合 II
最大主压应力 (MPa)	上游面	数值 4.92	数值 3.19	数值 6.15	数值 5.18	数值 3.89	数值 6.59
	下游面	部位 1拱0梁	部位 3.45	部位 7.52	部位 4.85	部位 4.48	部位 6.06
最大主拉应力 (MPa)	上游面	数值 -0.90	数值 -1.09	数值 -1.03	数值 -1.17	数值 -1.40	数值 -1.42
	下游面	部位 7拱20梁	部位 2.74	部位 5.19	部位 4.29	部位 4.32	部位 6.60
径向位移 (cm)	上游面	数值 -1.12	数值 -1.25	数值 -0.91	数值 -1.41	数值 -1.25	数值 -0.69
	下游面	部位 9拱11梁	部位 0.50	部位 -1.27	部位 -1.08	部位 -0.88	部位 -0.60
应力控制	上游面	部位 1拱0梁	部位 5.28	部位 5.28	部位 5.28	部位 5.28	部位 5.28
	下游面	部位 0拱拱冠	部位 0拱拱冠	部位 0拱拱冠	部位 0拱拱冠	部位 0拱拱冠	部位 0拱拱冠

表 11 拉西瓦双曲拱坝拱梁分载法坝体控制应力

荷载组合及工况		基本荷载组合		特殊荷载组合				
		温降	温升	温升	温降+施工自重	温升+施工自重	温降+地震	温升+地震
应力	部位及数值	数值	-1.55	-1.85	-0.86	-1.45	-1.13	1.80
		部位	2320 右岸拱端	2360 右岸拱端				
最大主拉应力 (MPa)	下游面	数值	-0.18		-0.20		-0.24	-0.24
		部位	2280 拱冠		2210 拱冠		2280 拱冠	2400 拱冠
最大主压应力 (MPa)	上游面	数值	7.35	8.26	8.32	6.44	7.59	6.14
		部位	2360 拱冠	2320 拱冠	2380 拱冠	2380 拱冠	2360 拱冠	2320 拱冠
	下游面	数值	7.49	7.40	8.12	8.01	7.55	7.24
		部位	2280 右岸拱端	2280 右岸拱端	2260 左岸拱端	2260 左岸拱端	2280 右岸拱端	2280 右岸拱端

注：表中部位为某高程(m)的拱冠或拱端；自重除标明为施工自重外，均为分缝自重。

表 12 二滩拱坝拱梁分载法坝面主应力控制值

土应力及变位		荷载组合		基本荷载组合		特殊荷载组合			
		部位及数值	部位	数值	部位	数值	部位	数值	
最大主压应力 (MPa)	上游面	数值	6.63	温 升	6.55	温升+分缝自重	7.08	温降+地震	8.71
		部位	2 拱 0 梁	2 拱 0 梁	0 拱 0 梁	0 拱 1 梁			
	下游面	数值	8.34	温 降	8.36	8.62	9.74		
		部位	6 拱 2 梁	6 拱 2 梁	5 拱 3 梁	5 拱 3 梁			
最大主拉应力 (MPa)	上游面	数值	-3.79	-1.00	-1.00	-1.00			
		部位	2 拱 6 梁	2 拱 6 梁	2 拱 6 梁	2 拱 6 梁			
	下游面	数值	-0.21	-0.07	-0.07	-0.41			
		部位	6 拱 1 梁	7 拱 1 梁	7 拱 1 梁	6 拱 1 梁			
最大径向变位 (cm)	数值	12.29	11.61	12.17					
	部位	1 拱 0 梁	2 拱 0 梁	2 拱 0 梁					

表 13 李家峡拱坝综合增量调整前拱坝坝体应力及径向变位特征表

分析方法	荷载组合	最大主拉应力 (MPa)				最大主压应力 (MPa)				向下游最大径向变位 (mm)	
		上游面		下游面		上游面		下游面		数值	位置
		应力值	位置	应力值	位置	应力值	位置	应力值	位置		
拱梁分载法	基本	水压(▽2180)+自重 +泥沙(▽2114)+温降	▽2120 右拱端	▽2030 拱冠	-0.90	▽2050 拱冠	3.86	▽2070 右拱端	5.35	54.2	▽2185 拱冠右侧
			▽2090 右拱端	▽2030 拱冠	-0.87	▽2050 拱冠	3.79	▽2070 右拱端	5.52	39.7	▽2120 拱冠
			▽2090 右拱端	▽2030 拱冠	-0.88	▽2050 拱冠	3.76	▽2070 右拱端	5.62	40.47	▽2120 拱冠
	特殊	水压(▽2182.6)+自重 +泥沙(▽2114)+温升(控制)	▽2090 右拱端	▽2030 拱冠	-0.90	▽2050 拱冠	3.75	▽2070 右拱端	5.72	41.26	▽2120 拱冠
			▽2080 右拱端	▽2040 拱冠	-0.876	▽2125 拱冠右侧	3.690	▽2060 右拱端	6.650	36.7	▽2135 拱冠右侧
			▽2080 右拱端	▽2145 拱冠	-0.962	▽2125 拱冠	3.520	▽2060 右拱端	7.290		
有限元法	水压(▽2180)+自重 +泥沙(▽2114)+温降	▽2080 右拱端	▽2145 拱冠	-0.890	▽2125 拱冠	3.610	▽2060 右拱端	7.400			
		▽2030 左拱端	▽2120 拱冠	-1.27	▽2090 拱冠	3.37	▽2090 右拱端	6.30	74.9	▽2185 拱冠	
				-1.93		2.82		6.38	71.67		
模型试验	水压(▽2180)+ 泥沙(▽2114)	基本体形									
		实际体形									

载组合控制，下游面主拉、主压应力均由温降荷载组合控制。

(4) 小湾拱坝，上游面主压应力、下游面主拉应力由温升荷载组合控制，而上游面主拉应力、下游面主压应力由温降荷载组合控制。

(5) 李家峡、构皮滩和隔河岩拱坝与小湾的控制情况相反，上游面主拉应力、下游面主压应力由温升荷载组合控制，上游面主压应力、下游面主拉应力由温降荷载组合控制。

(6) 东风拱坝，上游面主拉、主压应力和下游面主拉应力均由温升荷载组合控制，而下游面主压应力由温降荷载组合控制。而江口拱坝与东风的控制情况相反，上游面主拉、主压应力和下游面主拉应力均由温降荷载组合控制，而下游面主压应力由温升荷载组合控制。

(7) 东江拱坝，上下游面主拉、主压应力均由温降荷载组合控制。

5.2.3 基本保留原规范 4.2.1 后半条特殊组合的内容，第 1 款、4 款、5 款、6 款保留原规范的有关规定。增加第 2 款特殊组合，根据原规范的有关内容和考虑 5.2.2 条基本组合中新增加的第 2 款编写。增加第 3 款特殊组合，参照 DL5077-1997 的有关规定，考虑常遇低水位情况与地震荷载组合，这种工况对某些重要工程，主要是高拱坝的坝顶附近断面起控制作用。研究表明，高拱坝在水库低水位遭遇强震时，顶部的动力放大效应可能恶化拱坝的应力分布。

6 拱坝应力分析

6.1 分析内容

6.1.1 保留原规范 5.1.1 条的规定。本条对拱坝应力分析的内容作了一般的规定。

其中“必要时尚需分析坝基内部的应力”，主要是针对坝基地质条件特别复杂，或拱座稳定分析时需要结合坝基内部的应力分布情况，并结合工程的具体条件，考虑是否需作出相应的基础处理或对基础处理方案作出选择。

本条末“或另加其他内容”是针对一些特殊情况，如坝体与岸坡之间设有重力墩、推力墩或其他附属建筑物，坝体设有周边缝等，除按本条规定计算坝体应力外，尚需根据具体情况考虑是否需要增加应力分析的内容。

6.1.2 保留原规范 5.1.2 条的规定。本条对拱坝应力分析中需要考虑的因素提出相应的要求。与原规范相比，主要强调以下三个方面：

(1) 坝体应力对体形布置及拱座稳定影响较大，本条要求在拱坝体形优化中，不仅要满足坝体应力、稳定条件，而且要选择对坝体应力分布较为有利的体形布置。

(2) 强调了分期蓄水、分期施工和施工过程中对坝体应力的影响。这种影响对高坝尤为显著。所以无论是采用拱梁分载法还是有限元法分析应力，均应考虑施工过程中和坝体的受力特性。

(3) 坝体温度对拱坝应力的影响较大，合理选择封拱温度是拱坝设计中必须很好考虑的。为了强调这一点，本条在“封拱温度对坝体应力的影响”的后面再补充“并优选对坝体应力有利的封拱温度”。一般来说，如坝体应力由温降控制，可适当降低封拱温度；如坝体应力由温升控制，可适当提高封拱温度。

6.1.3 基本保留原规范 5.1.3 条的内容。将原规范中十分重要的

拱坝明确为 1、2 级拱坝，规定对于坝址地质、地形条件特别不利的 1、2 级拱坝，除计算坝体应力外，尚需对坝基应力和位移情况作专门研究，为拱座稳定分析和基础处理方案的选择提供必要的

6.2 分析方法

6.2.1 基本保留原规范 5.2.1 条的内容。增补了有限元法计算成果作为衡量强度安全的主要标准的内容，将原规范 5.2.2 条中有关有限元法的内容移至本条。近 20 年来，有限元法在拱坝应力分析中得到广泛的应用，并取得较好的成果。尤其在坝体设有大孔口、基础条件比较复杂等情况下，拱梁分载法由于受计算假定的限制，难以取得满意的成果，而有限元法可以反映各种复杂的因素，取得比较接近于实际情况的成果。所以明确规定：“1、2 级拱坝和高拱坝或情况比较复杂的拱坝（拱坝内设有大的孔洞、基础条件复杂等），除用拱梁分载法计算外，还应采用有限元法计算。”

6.2.2 基本保留原规范 5.2.1 条和 5.2.2 条的部分内容。为了保证计算精度和成果的可信度，本条对拱梁分载法和有限元法计算提出相应的要求。

(1) 用拱梁分载法计算时，拱和梁的布置应符合以下要求：

a. 拱和梁的布置不宜少于 7 拱 13 梁。

b. 拱和梁的布置宜保持均匀，并能适应坝址地形、地质条件的变化，例如，对于 U 形河谷和梯形河谷，在河床部位需补插若干个梁，使梁的布置比较均匀。

c. 拱和梁的布置能反映两者基础变位的相互影响。

(2) 用有限元法计算时，应符合以下要求：

a. 单元的剖分要有足够的密度，使计算成果能满足设计精度的要求。

b. 单元的形式应结合拱坝体形合理选用，例如，壳体单元只适用于薄拱坝，厚拱坝通常采用空间等参单元。

c. 基础的单元必须与坝体的单元保持协调。

d. 计算模型应接近于实际情况，计算坝体自重应考虑施工过程。例如，考虑实际施工过程、坝体温度变化过程、荷载（包括坝体自重、水压力、温度荷载等）计算采用增量法、混凝土热力学特性变化过程和边界条件的“仿真计算”；地基作为无拉应力的材料，用夹层单元模拟复杂地基中的软弱夹层等。此外，作用于上游库底的水压力对坝体应力的影响也不宜忽视，必要时可把拱坝上、下游一定范围内的基岩也包括到计算模型中去，以反映库水压力对坝体应力的影响。

6.3 控制指标及其他规定

6.3.1 基本保留原规范 5.3.1 条的内容。原规定安全系数分别采用 4.0（基本荷载组合）和 3.5（非地震情况特殊荷载组合），为了体现结构的重要性原则，现改为：“对于基本荷载组合，1、2 级拱坝的安全系数采用 4.0，3 级拱坝的安全系数采用 3.5；对于非地震情况特殊荷载组合，1、2 级拱坝的安全系数采用 3.5，3 级拱坝的安全系数采用 3.0。”

用拱梁分载法计算的容许拉应力，仍保留原规范 5.3.1 条的规定。原规范 5.3.1 条在“注 2”中提到的“拱冠梁法”，考虑到此法已不再有使用价值，故在注中予以删除。“注 3”在本规范 1.0.3 条已作了规定，故也删除。

为了与相关规范保持一致，混凝土的极限抗压强度改为 90d 龄期的 15cm 立方体的强度，保证率为 80%。

6.3.2 新增条文。增加了有限元法计算的要求和应力控制标准。关于用有限元法计算的应力控制指标，通常有以下三种不同的处理方法：

(1) 根据有限元法计算所得的拉应力值进行控制。坝体按弹性阶段工作时，有限元计算成果将在角缘附近引起应力集中，局部应力一般较大，这是有限元法应力控制指标难以确定的主要原因。因此，我国的一些学者为避免应力集中问题提出了“有限元等效应力”法。近十几年来，有些工程采用“有限元等效应力”法

的方法进行控制，即对有限元法分析所得的坝体应力进行面积分求出截面内力，再用材料力学法求出截面应力，转化为有限元等效应力，这样得出的上、下游面应力，可以消除局部应力集中问题。应力集中问题得到缓解后，才便于提出相应的控制标准。

(2) 根据拉应力范围进行控制。假定坝体按弹性阶段工作，不考虑坝体开裂的影响。在得出有限元的应力成果后，把拉应力区的范围在整个截面中所占的比例作为控制指标。在 DL5108—1999 中已采用这一控制指标。

(3) 根据开裂范围进行控制。假定坝体只能承受压应力不能承受拉应力，拉应力区均按开裂处理。通过有限元的非线性分析，得出坝体的开裂范围，并将开裂范围作为控制指标。国内外有些高坝就是通过这样的方法进行分析 and 控制的。

在上述 3 种处理方法中，如按第 (2) 种方法对拉应力范围进行控制，根据拱坝的受力特性，在坝体温降时，坝体上部的拱圈有可能在整个断面上出现拉应力，尽管拉应力值并不大。如以第 (3) 种方法控制开裂范围，虽然比较接近于坝体工作的实际情况，但拱坝开裂计算在国内实际工程中的应用还不多，列入规范尚不够成熟。因此，不论用拉应力范围进行控制，或用开裂范围进行控制，都难以给出相应的控制指标。

第 (1) 种方法用有限元法计算所得的拉应力值进行控制，较为明确。关于“有限元等效应力”的计算及研究，在中国水利水电科学研究院提出的、朱伯芳院士审查的“九五”国家科技攻关成果“高拱坝应力控制标准研究——国内外已建拱坝的应力分析”一文中作了大量的工作，国内其他科研、设计单位也作了很多研究分析工作，为制定有限元应力控制指标提供了重要数据。本次规范修订采用了这种处理方法。

有限元等效应力具体计算步骤为：

设拱坝的整体坐标系为 (x', y', z') ，计算坝体应力的梁拱交点的局部坐标系为 (x, y, z) 。①将有限元法计算的整体坐标系中的应力 $\{\sigma'\} = [\sigma_x', \sigma_y', \sigma_z', \tau_{xy}', \tau_{yz}', \tau_{zx}']^T$ ，经坐标变

换，得到局部坐标系中的应力 $\{\sigma\} = [\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}]^T$ ；
 ②沿单位高度拱的径向截面和在中心线（或坝轴线）上取单位宽度的水平梁截面，对 $\{\sigma\}$ 的有关应力分量进行积分，得到拱圈和梁的内力（包括梁的竖向力、切向剪力、径向剪力、弯矩、扭矩和拱的轴向力、径向剪力、弯矩）；③按材料力学法计算坝体应力。

综合上述情况，特别在国内许多工程的有限元等效应力法的成果基础上，提出有限元法分析混凝土拱坝应力的等效应力控制标准是可行的，由于有限元等效应力法和拱梁分载法都规定正应力为线形分布，二者只是内力计算上的差别，因此二者的应力控制指标不会相差较大。

表 14 为国内一些拱坝拱梁分载法的应力分析成果，表 15 为对应表 14，国内 7 座 200m 高以下已建混凝土拱坝的有限元等效应力法分析成果，可以看出，转化为等效应力，基本消除了有限元法成果中的应力集中现象。

为了分析有限元等效应力法与拱梁分载法所得应力成果之间的关系，将表 15 与表 14 中相同工程、相应工况、相应部位的应力值相比，并求出它们的平均值，列于表 16。由表 16 求得：

(1) 各工况最大主压应力比值的平均值为 $(0.85 + 0.98 + 0.83 + 1.23) / 4 = 0.97$ ，即表明有限元等效应力法求出的最大主压应力与拱梁分载法求出的最大主压应力从总体上看，应力数值大小基本持平，故在制定有限元等效应力法控制标准时，容许压应力的安全系数可以采用与拱梁分载法同样的数值，即仍按 6.3.1 条的规定执行。

(2) 各工况下最大主拉应力的比值平均值为 $(1.52 + 1.07 + 1.36) / 3 = 1.32$ ，取为 1.30，如以拱梁分载法的容许拉应力 1.2MPa（基本荷载组合）和 1.5MPa（非地震情况特殊荷载组合）为基础，按上述比例进行调整，有限元等效应力法的容许拉应力分别为 1.56MPa（基本荷载组合）和 1.95MPa（非地震情况特殊荷载组合），故可规定不得大于 1.5MPa（基本荷载组合）和 2.0MPa（非地震情况特殊荷载组合）。

表 14 拱梁分载法应力分析成果(坝高 200m 以下)

工程名称	工程级别	最大坝高 (m)	基本荷载组合						特殊荷载组合								
			温降			温升			温			升					
			最大主压应力 (MPa)		最大主拉应力 (MPa)												
			上游面	下游面	上游面	下游面	上游面	下游面	上游面	下游面	上游面	下游面	上游面	下游面			
李家峡	1	155	4.56	5.74	1.64	1.28	5.94	3.80	1.93	1.24							
龙羊峡	1	178	3.19	3.45	1.09	1.25	3.61	2.74	1.21	0.50							
隔河岩	1	151	4.92	5.14	0.90	1.12	4.15	5.41	1.04	1.04							
东风	1	162	6.15	7.52	1.03	0.91	7.92	5.19	1.37	1.27							
东江	1	157	5.18	4.85	1.17	1.41	5.09	4.29	0.58	1.08							
白山	1	149.5	3.89	4.48	1.40	1.25	4.62	4.32	1.80	0.88							
瑞墙	3	54.5	2.12	3.65	1.80	0.82	2.50	2.30	0.00	1.18							
江口	2	139	6.59	6.06	1.42	0.69	5.01	6.60	1.15	0.60	5.89	7.53	1.44	0.67			

表 15 有限元等效应力法应力分析成果(坝高 200m 以下)

工程名称	工程级别	最大坝高 (m)	基本荷载组合						特殊荷载组合								
			温 降			温 升			温 升			温 升					
			最大主压应力 (MPa)		最大主拉应力 (MPa)		最大主压应力 (MPa)		最大主拉应力 (MPa)		最大主压应力 (MPa)		最大主拉应力 (MPa)				
			上游面	下游面	上游面	下游面											
李家峡	1	155	3.74	4.78	1.82	1.08	2.43	4.99	1.92	--							
龙羊峡	1	178	2.86	3.00	1.37	1.26	1.65	3.27	1.23	0.09							
东风	1	162	4.77	5.58	1.14	0.48	4.40	6.39	1.43	0.10							
东江	1	157	5.47	5.16	2.63	1.69	3.93	5.47	2.54	--							
白山	1	149.5	3.87	5.11	1.49	0.86	3.96	5.55	2.13	0.17							
瑞墙	3	54.5	2.61	3.49	2.51	1.62	2.92	2.47	0.43	0.22							
江口	2	139	1.27	7.60	3.46	0.84	8.07	8.34	2.97	0.18	7.91	8.01	2.76	--			

表 16 有限元等效应力和拱梁分载法应力的比值

工程 名称	基本荷载组合应力成果的比值						
	温 降				温 升		
	最大主压应力		最大主拉应力		最大主压应力		最大主拉应力
	上游面	下游面	上游面	下游面	上游面	下游面	上游面
李家峡	0.82	0.83	1.11	0.84	0.41	1.31	0.99
龙羊峡	0.90	0.87	1.26	1.01	0.46	1.19	1.02
东风	0.78	0.74	1.11	0.53	0.56	1.23	1.04
东江	1.06	1.06	2.25	1.20	0.77	1.28	—
白山	0.99	1.14	1.06	0.69	0.86	1.28	1.18
瑞墙	1.23	0.96	1.39	1.98	1.17	1.07	—
江口	0.19	1.25	2.44	1.22	1.61	1.26	2.58
平均值	0.85	0.98	1.52	1.07	0.83	1.23	1.36

为了保证拱坝的强度安全，原则上对超过拉应力控制指标的拱坝，应通过拱坝体形的调整来减少拉应力的作用范围和拉应力的数值，直至满足规范要求。

对于 200m 以上的高拱坝，其容许拉应力和容许压应力可不受本规范 6.3.1 和 6.3.2 条规定的限制，应作专门研究。

6.3.3 基本保留原规范 5.3.2 条的内容。在坝体横缝灌浆以前，按单独坝段用材料力学方法分别进行验算时，坝体容许拉应力规定不大于 0.5MPa，与原规范上限相同。为了确保施工期坝体的安全，除验算坝体应力外，还必须验算各单独坝段的抗倾覆稳定性，即要求任一计算截面上的合力作用点必须落在坝体范围以内，并保留一定的安全余度。在坝体自重单独作用下，要求合力作用点落在坝体厚度中间的 2/3 范围内，即合力作用点与上游面（或下游面）的水平距离不小于坝体厚度的 1/6。在坝体自重与施工洪水期水压力（按静水压力考虑）同时作用下，要求抗倾覆稳定安全系数（抗倾覆力矩与倾覆力矩之比）不小于 1.2。

6.3.4 保留原规范 5.3.3 条的规定。现行的 SL203—97 是按

GB50199—94 的原则编制的，为分项系数体系，所以考虑地震荷载的应力计算可参照 SL203—97 的规定执行。

6.3.5 保留原规范 5.3.4 条的规定。坝体应力分析中，需用到混凝土的弹性模量和泊松比以及基岩的变形模量和泊松比，这些参数应通过试验确定。坝体应力也受到混凝土徐变的影响，徐变使应力有相当大的松弛，必须考虑其影响，对于晚龄期混凝土结构，可以用一个考虑徐变影响的等效弹性模量去代替弹性模量。

6.3.6 保留原规范 5.3.5 条的规定。对于闸墩强度的计算，应符合 SDJ21—78 的有关规定。

网易 NetEase
WWW.SHUIGONG.COM

7 拱座稳定分析

7.1 一般原则

7.1.1~7.1.3 保留原规范 6.1.1~6.1.3 条的规定，仅表述方式略有差别。

本规范 7.1.1 条强调拱座稳定的重要性。据统计，拱坝的重大事故大多和拱座的滑动稳定有关。自从 20 世纪 50 年代末法国的马尔巴塞拱坝失事后，全世界坝工人员都认识到拱坝的真正危险在于两岸拱座的稳定。本规范 7.1.2 条总结了评价拱座稳定的 4 项主要工作。评价拱座稳定，是拱坝设计中面临的最困难问题之一。自原规范颁布以来，拱座稳定的研究方法和手段有了较大进步，也提出了很多研究成果，但评价拱座稳定的难度仍在。本规范 7.1.3 条在总结大量已建工程经验教训的基础上，归纳了影响拱座稳定的主要因素。在拱坝体形设计中，应力和稳定常有矛盾，在权衡两者关系时，更应重视拱座稳定。

7.1.4 基本保留原规范 6.1.4 条的内容。引起拱座变形稳定的软弱结构面与构成岩体滑动边界的软弱结构面一样，其地质特征、力学指标对拱座稳定分析至关重要，同样应调查清楚。故本条增加了应查明可能引起拱座变形稳定的结构面的相应内容。

7.1.5 基本保留原规范 6.2.2 条的内容。从马尔巴塞坝的失稳事故和梅山坝的岩体滑动采用预应力锚固等工程的研究分析，有些坝址单从地质条件看，情况并非特别不利，但进一步进行岩石力学研究，就会揭示出一些重大隐患。所以要保证拱座岩体的稳定，必须重视岩石力学特征的试验研究。考虑到原规范所提“重要工程”不便于理解操作，故本次修改明确规定为 1、2 级拱坝，本章其余有关条款均作同样修改。

7.1.6 保留原规范 6.1.5 条的规定。本条根据国内工程的实际情况，将拱座稳定问题分成两种情况。一是存在明显滑裂面情况下

的滑动问题；二是不具备滑裂面而在下游存在较大断层或软弱带时的变形问题。本条规定主要针对滑动问题。对于变形问题，按本规范 7.3.1 条规定执行。

7.1.7 保留原规范 6.3.4 条的规定。由于原 SDJ10—78《水工建筑物抗震设计规范》已修订为 SL203—97，而 SL203—97 是根据 GB50199—94 的原则和要求制订的，故本条文提法上为“参照执行”。

7.2 抗滑稳定

7.2.1 基本保留原规范 6.2.1 条的内容，增补了临空面的含义。实际上临空面除天然地表外，有可能是开挖后的地表，或是宽度较大的软弱带或断层，故本条修改为“临空面为地表或软弱结构面。”

7.2.2 基本保留原规范 6.2.3 条的内容。依据专家意见，强调设计采用抗剪强度参数由设计、地质、试验人员共同研究确定。

7.2.3 基本保留原规范 6.2.4 条的内容。

执行本条的难度在于进行地质力学模型试验时，采用何种方法、以何种判据来评价拱座的稳定。

包含一定范围持力地基的拱坝整体地质力学模型试验，一般采用超载法揭示拱坝的破坏机制和破坏过程，以及对拱座稳定起控制作用的地基薄弱部位。1999 年 4 月在本规范修订的征求意见稿中，曾依据凤滩、龙羊峡、紧水滩、东风、二滩、李家峡、小湾、铜头、方竹、隔河岩及构皮滩等 11 座拱坝的 16 个地质力学模型试验成果（见表 17），提出了以“水压力超载系数”评价拱坝的整体安全性，其规定如下：

$$\lambda_1 \geq 1.5$$

$$\lambda_2 \geq 3.0$$

$$\lambda_3 \geq 4.0$$

$$\lambda = \gamma/\gamma_0$$

式中 λ —— 水压力超载系数；

γ/γ_w ——水的计算重度和实际重度之比；

λ_1 ——坝踵开始出现裂缝时的水压力超载系数；

λ_2 ——下游坝面开始出现裂缝时的水压力超载系数；

λ_3 ——坝身丧失承载能力时的水压力超载系数。

表 17 国内 11 座拱坝地质力学模型试验安全度

工程名称	坝高(m)	超载系数			试验单位
		λ_1	λ_2	λ_3	
湖南凤滩空腹拱坝	112.5	1.5	2.0	4.0	清华大学
龙羊峡重力坝 ^①	177	1.2	1.8	3.25	清华大学
紧水滩双曲拱坝	102	2.0	3.9	10	清华大学
东风双曲拱坝(厚坝)	166	2.0	4.0	12	清华大学
东风双曲拱坝(薄坝)	166	2.0	3.8	8.0	清华大学
二滩双曲拱坝(模拟岩体凝聚力 c 值)	245	2.0	4.0	11.0	清华大学
二滩双曲拱坝(不模拟岩体凝聚力 c 值)	245	2.0	3.5	8.0	清华大学
李家峡双曲拱坝(地基不处理)	165	1.6	3.0	7.0	清华大学
小湾双曲拱坝(地基不处理)	285	1.8	3.0	6.5	清华大学
铜头双曲拱坝(地基不处理)	75	1.1	1.5	2.5	清华大学
铜头双曲拱坝(地基加固)	75	1.5	1.5	4.0	清华大学
隔河岩重力拱坝	151	4.5	6.0	12.5	清华大学 广西大学
隔河岩重力拱坝	151	5.5 ^②		10.0	长江科学院
方竹双曲拱坝	63	1.6 ^②		6.0	长江科学院
龙羊峡重力拱坝	177	1.25	1.75	2.25	河海大学
梅皮滩双曲拱坝	232.5	2.4 ^②	4.4	8.6	长江科学院

① 为用超水头法实现超载的试验结果；

② 为荷载一位移曲线上出现拐点时超载系数。

2000 年 6 月在征求意见稿的审查会上，有的专家认为，“由于

地质力学模型尚存在若干缺陷，其超载法试验成果也不尽符合实际，各家科研单位的试验成果千差万别，因此尚难提出较为合理可行的安全控制指标。目前所提控制指标尚不够成熟，不宜列入规范。”故在本规范修订的送审稿中取消了上述内容。2001年9月在送审稿审查会上，多数专家认为，以上地质力学模型试验成果反映了拱座稳定分析的新成果及进步，以水压力超载系数 λ_1 、 λ_2 、 λ_3 评价拱座稳定不失为一种有效方法。依据送审稿审查意见，本规范修订的报批稿中将该方法列入条文说明中，以供设计者参考借鉴。

7.2.4 基本保留原规范 6.2.5 条的内容。将原规范所提“大型工程”改为“1、2级拱坝”，将“可辅以有限元法……”改为“还应辅以有限元法……”。

自原规范颁布以来，拱座稳定的数值计算方法有了很大发展，这主要表现在大量使用了线性及非线性有限元法，并且作为“七五”、“八五”的科技攻关项目，已取得了大量成果。

在国家“七五”科技攻关专题之一的“复杂地基上混凝土拱坝三维非线性有限元分析”专题研究中，清华大学、河海大学和华北水利水电学院同期分别研制了TFINE、AAA—90、HS2三维非线性有限元程序，并同时用于分析二滩拱坝的稳定性，其计算条件列于表18。计算成果揭示了二滩拱坝随水压逐步增加而逐渐破坏的过程：首先是在下部高程坝踵附近形成拉断区，继而坝趾附近的岩体进入非线性工作状态且上游拉裂区继续扩展，直至上游裂缝与下游岩体压剪裂缝贯通从而导致最终失稳。在坝体失稳过程中，坝趾区附近的D级及E—3级岩体首先进入屈服状态，这表明该区域是控制坝肩稳定的薄弱部位。

该专题还研究了二滩拱坝的整体极限荷载与超载安全系数，其计算成果及其对水压力超载系数的定义如下：

(1) 当坝踵开裂深度超过灌浆帷幕时的工作状态定义为破坏，相应的水压力超载系数 $\lambda=2.5$ 。

(2) 根据不同水荷载的计算成果，绘制水荷载超载系数与大

表 18 二滩拱坝三维非线性计算条件一览表

计算程序	TFINE 程序	AAA-90 程序		HS2 程序
		模型 A	模型 B	
计算范围	上、下游方向及两侧山体方向各延伸 1 倍坝高，坝体以下延伸 2/3 倍坝高	上游及两岸均取 4 倍底宽(近 1 倍坝高)，下游坝基取 6 倍底宽(近 1.5 倍坝高)		
约束条件	上、下游边界顺河向约束，两岸边界垂直河向约束，基础底部铅垂向约束	除上游边界放松竖向约束外均为固定约束		
网格剖分	单元总数 1709 个，坝体及邻近坝体基础单元采用 15~20 节点等参单元，其余采用 8 节点等参单元	单元总数 3061 个 节点总数 4050 个	单元总数 1380 个 节点总数 1852 个	节点总数 2190 个
本构模型	坝体混凝土及 A、B、E-1、F 级为弹性体，C 级及断层为弹塑性，D、E 级岩体为弹塑性损伤体，坝体周边混凝土、岩体为随机损伤断裂体	采用低抗拉弹塑性模型，模拟各级岩体材料(含各岩级、断层和右岸阳起石-绿泥石玄武软弱带)、考虑 E、D 级岩体的置换，与坝体混凝土分区共 27 种材料		采用 Mohr-Goulomb 模型，模拟了 12 种材料
荷载	岩体自重+坝体自重+正常水载+泥沙压力+温降+渗压	岩体自重+坝体自重+水压+泥沙压力+温降，模拟了坝体分期浇筑的施工过程和蓄水渐升的加载路径		坝体自重+水压+泥沙压力+温降

注：1. AAA-90 程序的模型 B 采用局部加密网格，重点分析坝踵开裂过程和分布范围、裂缝的深度与角度、开裂后渗水作用引起的坝体应力重分布等；
2. 超载均指水压超载，HS2 程序在超载情况下不计温降。

坝变位的关系曲线，与该曲线斜率突变或较大改变点处相对应的超载值，即是大坝或部分地基进入屈服状态的临界荷载值，此时拱坝已不能安全运行，故可定义为拱坝整体破坏，相应的水压力超载系数 $\lambda=2.5\sim 3.0$ 。

(3) 当系统总势能受干扰，其二阶变分值（总势能的改变量）小于 0 时，可定义为系统失稳，相应的超载系数 $\lambda=2.66$ 。

三维非线性有限元在其他几座拱坝上的应用情况见表 19。

表 19 国内 4 座拱坝三维非线性有限元控制标准

工程名称	水压力超载系数		基本组合下点面安全系数				计 算 者
	λ_1	λ_2	K_{p1}	K_{f1}	K_{p2}	K_{f2}	
东风双曲拱坝			1.5	2.5	1.1	1.5	清华大学、澳大利亚 N. S. W 大学联合拱坝研究组
李家峡双曲拱坝			1.5	2.5	1.1	1.5	法国 Goynet Beller 公司、清华大学、大连理工大学
小湾双曲拱坝	1.5 ^①	3.0					河海大学
构皮滩双曲拱坝		3.0		3.2 ^②			河海大学

① 为 b/b_c ，系基本组合下的开裂安全系数，其中 b 为帷幕灌浆廊道距上游坝面距离， b_c 为坝踵裂缝开展深度；

② 无特定滑动面。

1999 年 4 月在本规范修订的征求意见稿中，以上述二滩、东风、李家峡、小湾、构皮滩等 5 座拱坝的三维非线性有限元分析成果为依据，提出了将有限元数值分析用于实际的操作方法及与之配套的控制标准，并正式列入规范条文中，其具体表述如下。

当采用三维非线性有限元法研究拱坝及地基的整体工作性态时，对于 1、2 级拱坝，必要时可采用超载法或降低抗剪强度指标法分析其整体稳定性，安全指标宜根据所选计算模型、坝基地质缺陷性状等因素，部分或全部满足以下要求：

(1) 坝踵开裂深度及范围已足以破坏基础防渗帷幕时，水压力超载系数 λ_1 不小于 2.5。

(2) 在水压力超载系数与大坝变形关系曲线上，相应于斜率突变（或有较大改变）点处的水压力超载系数 λ_2 不小于 3.0。

(3) 针对坝肩特定软弱结构面，采用公式 (1) ~ 公式 (4) 计算抗滑稳定安全系数，其结果在基本荷载组合下宜满足表 20 规定的相应要求，若按公式 (1) 或公式 (2) 计算个别点安全系数不满足表 18 的要求时，可根据具体情况分析研究是否需采取工程措施。

表 20 点、面抗滑稳定控制标准

计 算 公 式	1	2	3	4
最小安全系数	1.5	1.1	2.5	1.5

$$K_{p1} = \frac{f_{1i}\sigma_i + c_{1i}}{\tau_i} \quad (1)$$

$$K_{p2} = \frac{f_{2i}\sigma_i}{\tau_i} \quad (2)$$

$$K_{f1} = \frac{\sum \sigma_i f_{1i} A_i + \sum c_{1i} A_i}{\sum \tau_i A_i} \quad (3)$$

$$K_{f2} = \frac{\sum \sigma_i f_{2i} A_i}{\sum \tau_i A_i} \quad (4)$$

式中 K_{p1} 、 K_{p2} ——特定软弱结构面上计算点的稳定安全系数，简称点安全系数；

K_{f1} 、 K_{f2} ——沿特定软弱结构面的抗滑稳定安全系数，简称面安全系数；

f_{1i} 、 c_{1i} 、 f_{2i} ——计算点处软弱结构面的抗剪强度参数， f 和 c 分别为摩擦系数和凝聚力，其值应符合本规范 7.2.2 条和 7.2.6 条的要求；

σ ——计算点处软弱结构面的法向压应力；

τ ——计算点处软弱结构面的剪应力在滑动方向上的分量；

A_i ——计算点所代表的软弱结构面面积。

2000年6月征求意见稿审查会会议纪要指出：“采用三维非线性有限元法研究拱坝及地基的整体工作状态虽已取得大量研究成果，但以坝踵开裂深度、范围及大坝变形关系曲线的拐点确定水压力超载系数尚不成熟，也不便操作，不宜列入规范。”，“采用三维非线性有限元法计算软弱结构面的应力，并以点、面安全系数作为拱座抗滑稳定的判别标准，其计算公式及安全指标也不宜列入规范。”故在本规范修订的送审稿中取消了以上内容。2001年9月在送审稿审查会上，部分专家认为前述修编成果有一定的参考价值。本次报批稿修编依据送审稿审查意见，将以上内容列入本条文说明中，以供设计者参考借鉴，并将表明有限元法重要性及应用规定的措词由原规范的“可辅以”提升到“还应辅以”。

7.2.5 基本保留原规范6.3.2条的内容。明确规定，当采用刚体极限平衡法进行稳定分析时，对坝体传来的作用力要求采用拱梁分载法的计算成果，其余则不作要求。

7.2.6 保留原规范6.2.6条的规定。

本规范修订的征求意见稿和送审稿均对原规范相应内容未作改动。2000年6月征求意见稿审查会认为：“对于1、2级拱坝及高拱坝是否要同时采用抗剪断公式及抗剪公式进行抗滑稳定计算，并同时满足相应安全指标要求，应进一步研究确定。”基于以下理由，本次修编对此仍未作改动：

(1) “七五”国家科技攻关报告《高混凝土坝设计计算方法与设计准则》提出了与抗剪公式相应的控制标准：对1、2、3级拱坝，在基本荷载组合下，允许安全系数分别为1.43、1.37和1.30；不计地震的特殊荷载组合下，允许安全系数为基本荷载组合相应值的0.85倍；计入地震的特殊荷载组合下，允许安全系数比基本荷载组合相应值降低30%且不小于1.0。

该报告还指出，二滩拱坝稳定分析成果表明，若计入 c 值影响则右岸拱座稳定安全系数低于左岸；否则相反。这说明在满足两公式相应安全指标之一时，有可能不满足另一公式的相应安全指标。如果要求同时满足两公式的安全指标，则有可能出现如此情

况，即按原规范设计并经运行实践证明是安全的拱坝，其计算结果却并不安全。

安全指标理应在对大量已建工程的核准资料进行统计分析的基础上，而目前尚缺乏这类资料。因此，提出 1、2 级拱坝及高拱坝除按抗剪断公式外，同时按抗剪公式计算控制标准的条件并不成熟。

(2) DL5108—1999 已放弃了抗剪公式，而采用区别对待 f 、 c 值并包含“材料性能分项系数”的抗剪断公式评价稳定安全性。前述攻关报告也在二滩、李家峡等拱坝研究成果基础上提出了抗剪断公式的设计表达式和相应分项安全系数的控制标准。显然，用 f 、 c 分项安全系数法取代等安全系数法是合理的，但该控制标准目前也缺乏已建拱坝的引证资料支持，且该法是建立在可靠度理论基础上的，而目前该理论应用于拱坝设计的条件尚不成熟。

7.2.7 基本保留原规范 6.2.7 条的内容。抗滑稳定安全系数按建筑物级别分列，其主要依据如下：

(1) 由国内已建 24 个拱坝工程，如白山、东江、龙羊峡、紧水滩等工程的统计资料，按公式 (7.2.6-1) 计算的安全系数大多在 2.5~3.5 之间，按公式 (7.2.6-2) 计算的安全系数都在 1.0~1.3 之间。

(2) 与 SDJ21-78 的规定对比，岩基上混凝土重力坝抗滑稳定安全系数，其数值在 1.0~1.1 之间，同时规定，遇不利缓倾角软弱夹层或断裂面时，其安全系数可较上述数值适当提高。考虑到拱坝拱座稳定属于深层滑动性质，因此从 1.1 提高到 1.3 较为协调一致。

(3) 与我国采用的抗剪强度参数配套和国外经验类比协调。我国采用的抗剪强度参数中，摩擦系数 f 值明显偏低，对照前苏联和美国的经验，他们采用的 f 值都在 1.0 左右，而我国则都在 0.75 以下，所以在采用公式 (7.2.6-2) 计算时，我们采用的安全系数，根据配套一致的原则，也应该比国外采用值降低 1.2~1.3 倍。

我国采用的凝聚力 c 值，比前苏联采用值大 2~3 倍，与美国采用值接近或略小。考虑到 c 值的可靠性与施工有关，我国施工水平还略逊于国外，因此，采用安全系数接近或略大于美国采用值，从宏观衡量似仍相当。

原规范 6.2.7 条中关于“有地震的特殊荷载组合”的抗滑稳定安全系数的规定，由于原 SDJ10—78《水工建筑物抗震设计规范》已修订为 SL203—97，而 SL203—97 是根据 GB50199—94 的原则和要求制订的，为分项系数体系，故考虑地震荷载的稳定分析可参照 SL203—97 的规定执行。本规范正文中有关考虑地震的特殊荷载组合的抗滑稳定安全系数的规定（见表 21）删除。

表 21 抗滑稳定安全系数

计 算 公 式	建 筑 物 级 别		
	1	2	3
按公式 (7.2.6-1)	2.50	2.25	2.00
按公式 (7.2.6-2)	—	—	1.00

7.2.8 保留原规范 6.2.8 条的规定。表述方式上略作修改，明确了拱座稳定分析应按空间问题处理，其整体抗滑稳定分析是针对存在或可能存在特定滑裂面的块体进行。同时明确了可简化为平面问题处理的前提条件，是拱座无特定滑裂面或作初步估算，随意简化虽然工作量可减少，但会导致问题失真。

7.3 变形稳定及其他

7.3.1 保留原规范 6.3.1 条的规定，仅表述方式有些差别。明确不具备滑裂面但存在较大断层或软弱带的变形问题应通过加固措施来改善。

7.3.2 保留原规范 6.3.3 条的规定。作用在岩体上的地下渗透压力不仅会在岩体上形成滑动力，而且会改变岩石的性质，减低抗压强度、降低滑动面上的抗剪强度。地下渗透水压力的破坏作用，在马尔巴赛拱坝失稳事故中已表现得很明显。因此，要求控制渗

透压力不超过设计值，应采取的相应措施，加强防渗帷幕和排水设施，加强渗透压力和渗水量的安全监测。

7.3.3 基本保留原规范 6.3.5 条的内容。对拱坝沿建基面滑动“上抬失稳”是否需要作为控制条件进行核算，自原规范编制到本规范修订过程中，都存在着不同意见。有些专家认为，原规范 6.3.5 条所提内容不符合实际，坚决要求取消该条规定；有些专家根据对法国马尔巴塞等拱坝失事原因的分析，认为在某些特定条件下，不应排除拱坝沿坝基面滑动的可能性。然而，2001 年 9 月本规范修订的送审稿审查会上，专家们对不应以沿建基面滑动作为控制条件已达成共识，其依据是最近完成的科技攻关成果。

为了揭示拱坝沿建基面滑动机制，正确评价拱坝沿建基面的稳定安全性，国家电力公司委托中国水电顾问有限公司（水电水利规划设计总院），组织国内专家学者对其进行了专题研究（详见《拱坝沿拱座基面滑动机制及控制标准研究》，中国水电顾问有限公司，2001 年 10 月），现将其主要结论引述如下。

(1) 关于拱坝沿建基面滑动的安全性。

二滩、小湾、李家峡、白山、紧水滩等拱坝的计算分析以及二滩、李家峡、小湾拱坝的地质力学模型试验，其结果表明，拱坝在荷载作用下的位移及应力状态都具有下列共同规律。

a. 在正常蓄水位、自重及温降荷载作用下，坝体的水平位移都是指向下游，坝肩的铅直位移向下。建基面上的法向位移中，除了上游坝踵的边界部位指向坝体外，其余部位都是指向岩体内部，法向位移指向岩体内部的面积占建基面面积的 95% 以上，顺坡向位移都是指向下方。建基面的应力状态中，有 90% 以上的面积是压应力，有拉应力的面积只占建基面面积 5% 左右，这表明建基面总体是处于受压状态。建基面上剪应力方向都是指向下游偏向河床。这表明这些拱坝在正常蓄水位、自重及温降荷载作用下，处于正常工作状态，不存在沿建基面滑动的现象。

上述结果表明，拱坝的体形设计，不应以沿建基面滑动作为一个控制条件，但必须指出，只有在超载作用时，并在特殊地形

地质条件下，有局部发生沿建基面滑动的可能，故沿建基面滑动的问题在理论上是有可能存在的。因此，对于一些体形比较扁平的拱坝或设有边缘缝或有顺坡节理或有软弱面等复杂地质条件时，应予以重视沿建基面滑动稳定问题。

b. 在超载条件下，坝体的位移量、建基面上的压应力、剪应力、法向位移及顺坡向位移都随着荷载的增加而增加，其中建基面上的切向位移及剪力不仅仅随着荷载的增加而增加，而且，坝体上部建基面上剪力方向由原来的指向下游偏向河床的方向逐步变为指向下游偏向两岸。这表明，在这种状态下建基面上存在沿建基面向上的顺坡向剪力分量及向上的顺坡向位移。

超载条件下坝体的破坏形式是首先在上游面的河床坝踵部位开裂及下游坝址有塑性屈服区，大坝以坍塌的形式破坏，超载系数一般都大于4.0。在这一过程中，坝体在建基面上局部产生向上的顺坡向剪力及向上的顺坡向位移，如果这时的剪应力超过剪切强度，则有可能沿建基面产生局部滑移，但由于拱坝坝体的超静定作用，其内部应力与位移具有传递作用，经过调整后，有可能在一组新的内力与位移状态下达到新的平衡。若在新的内力与位移状态下达不到平衡，坝体与建基面的内力与位移将再作调整，如果这种调整后还是不能平衡，那么调整将继续下去，则最后导致大坝开裂、丧失稳定性以及沿建基面剪切破坏的滑移和下游塑性区扩展的破坏同时发生。

因此，拱坝在建基面上如果发生剪切滑动的失稳，也不仅仅只是这单一的破坏形式发生，必然伴随有坝体的开裂破坏、下游建基面或岩体内大面积的压剪进入塑性状态同时发生。

(2) 关于拱坝沿建基面滑动机制。

计算分析、模型试验及实测资料的综合分析成果表明，拱坝沿建基面滑动的实质是剪切强度破坏，同时在坝体内有开裂与裂缝发展破坏，建基面上还伴随着大面积的拉应力区，导致上游拉裂，下游有大面积的塑性屈服及塑性变形缝。因此，坝体产生沿建基面滑动机制，可概括为下列4个阶段。

第1阶段：大坝建基面及基础岩体处于弹性工作状态，其内部的应力位移均处于弹性范围，这一阶段的应力、位移与弹性计算成果大体上一致。

第2阶段：坝体局部进入非线性状态，应力、位移发生改变，上游坝踵部位裂缝向两岸扩展同时向深度方向延伸，而且下游建基面上的塑性区扩展，坝体的整体性有一定的降低，应力与位移发生了重新分布，与弹性状态下的应力、位移有较大差别，这一阶段属于滑动的酝酿阶段。

第3阶段：坝体开裂后，裂缝继续扩大，而且有上、下游方向贯通的裂缝。下游的塑性屈服范围增加并出现塑性变形缝，坝体的整体性更进一步降低，甚至已经基本丧失了整体性，这一阶段属于滑动的发展阶段。

第4阶段：开裂与剪切破坏的滑移量很快增加，同时伴随着坝体溃决。

(3) 关于沿建基面滑动稳定的控制标准。

就所计算的二滩、李家峡、小湾等13座拱坝拱梁分载法的点安全度及小湾、二滩、李家峡拱坝的模型试验成果可以看出，这些拱坝的最小点安全度一般都小于目前拱坝设计规范中沿用坝肩深层抗滑稳定安全度的要求，有的相距还比较大，但从已建的12座拱坝（小湾为在建工程）多年的运行状况看，都没有发现与建基面滑动有关的异常现象。这表明大坝处于正常运行之中，或者说，个别高程的点滑动安全度较小时，其内部应力的整体水平使坝体仍处于正常运行之中。

因此，拱坝沿建基面滑动的控制标准，在技术上是一个十分复杂的问题，又是一个关系到拱坝建设既安全可靠又经济合理的重大问题。鉴于上述原因，我们认为对于这一问题必须随着研究的不断深化，以及在总结大量工程实践经验的基础上，逐步加以解决。建议对有关拱坝沿建基面滑动的安全度控制标准，在现行规范中规定所沿用坝肩深层抗滑稳定安全度的控制标准基础上，可适当降低。

依据上述研究成果及历次专家审查意见，本次修编对拱坝沿建基面滑动问题进行了淡化处理，不强调校核沿建基面的滑动作为控制条件，只要求注意坝基浅层抗滑稳定问题，降低了对这一问题的重视程度；指出了可能存在这一问题的特定条件，且不提控制标准。目前研究这一问题时，可根据实际情况，将拱坝沿建基面抗滑稳定控制标准在本规范 7.2.7 条基础上适当降低。

网易 NetEase
水利工程网 WWW.SHUIGONG.COM

8 坝基处理

8.1 一般规定

8.1.1 保留原规范 7.1.1 条的内容。拱坝基础条件复杂多变，基础处理应因地制宜，根据国内外岩基上混凝土拱坝基础处理经验，着重提出基础处理的原则规定，应符合稳定性、强度、抗渗性和耐久性要求。

8.1.2 基本保留原规范 7.1.2 条的内容，坝基处理设计首先应针对基岩地质条件和物理力学性质中自身的弱点，同时结合研究拱坝在运行过程中传给地基的荷载特点，综合考虑坝体与地基之间的相互影响，研究处理方案。在调研乌江渡、东风、隔河岩等工程经验的基础上，增补了岩溶地区坝基处理要查明的情况和手段。

8.1.3 基本保留原规范 7.1.3 条的内容，坝基处理技术措施有很大进步，其对象是地基本身。在基础开挖方面，用控制爆破开挖井硐、挖除不良岩石、控制拱座利用岩面形状，改善应力条件；在灌浆方面，用固结灌浆、帷幕灌浆、接触灌浆、高压灌浆（该处理措施系结合龙羊峡、李家峡等工程在透水性较小的基岩中进行高压水泥灌浆的经验）等手段，增加地基的整体性、抗渗性；在稳定安全方面，设置两岸拱座坝基排水系统，降低渗透水压力，断层破碎带和软弱夹层用混凝土塞、齿墙、抗滑键、混凝土置换，滑动结构面用抗剪传力硐、预应力锚固，提高抗滑稳定安全度。增补了“设置相关连接建筑物”，如垫座、推力墩、重力墩等措施要求，将地基处理向坝体建筑物作了延伸。

8.2 坝基开挖

8.2.1 基本保留原规范 7.2.1 条的内容，修改了高拱坝建基面风化带开挖深度的标准，增补了高地应力地区坝基开挖应遵循的原则。

二滩、李家峡等工程有关拱坝建基面优选及可利用岩体的研

究表明，过量的开挖不仅增大工程投资，延长工期，还会造成高边坡、高地应力及工程荷载增大等一系列问题，给工程带来不安全因素。二滩工程通过将坝体和坝基视为整体，深化坝基岩体工程的认识，加强各种因素耦合作用的分析，经多方案技术经济比较，最终确定了弱风化岩体利用原则。据此，在原规范 7.2.1 条基础上进行了修改，高坝建基面标准放宽至弱风化基岩。

高地应力地区坝基开挖时，易产生因卸荷、应力释放导致“岩爆”。美国 Green Canyon 坝，坝基开挖后地基反弹，严重破坏岩体，最终放弃原坝址。因此，我国二滩高拱坝等工程曾结合坝基开挖，对地应力问题进行了详尽研究论证。据此，本条中增列了高地应力区开挖避免“岩爆”破坏岩体的规定。

8.2.2 基本保留原规范 7.2.2 条的内容。将原规范正文中“拱座利用岩面形状示意图”移至条文说明中，详见图 3。

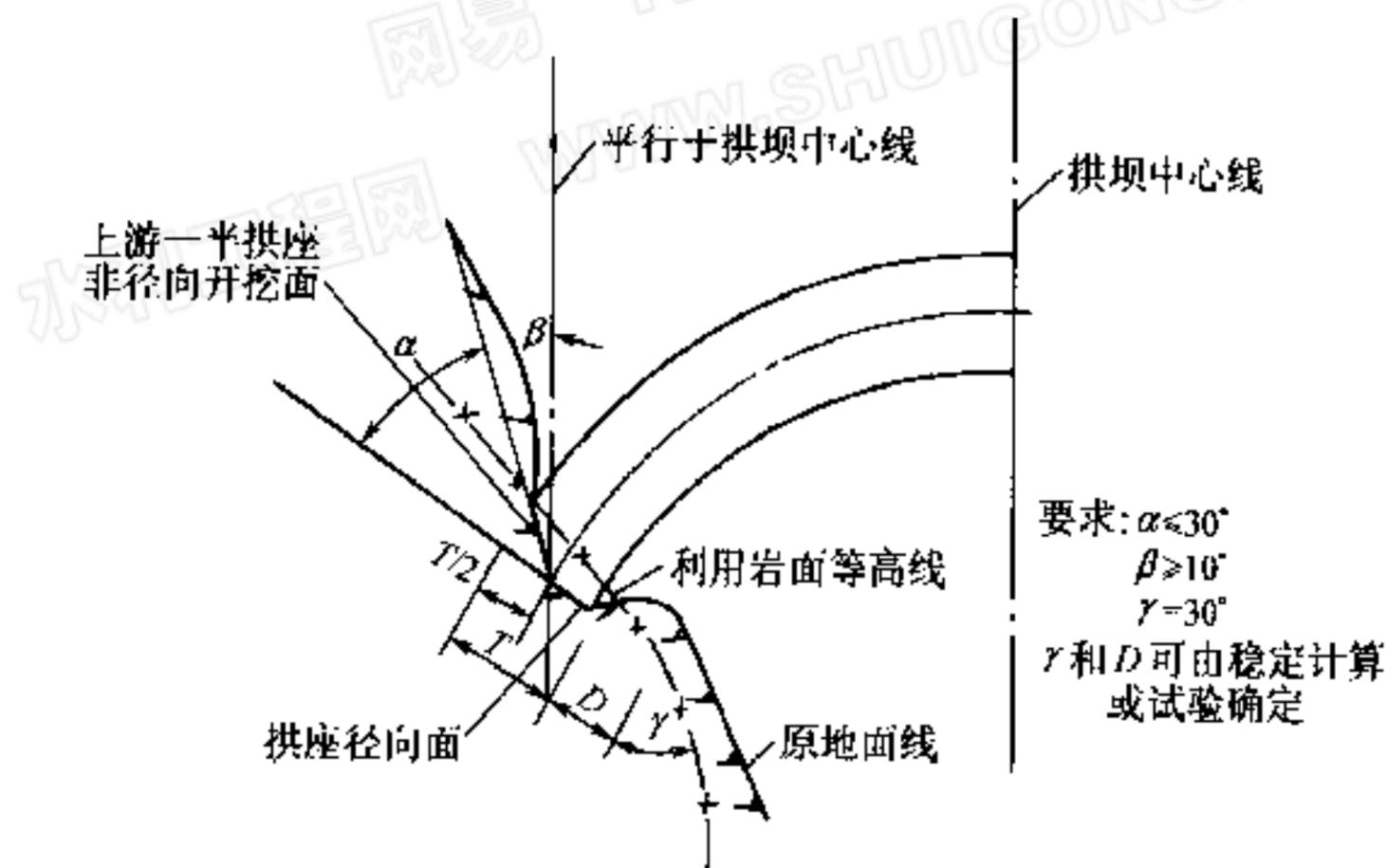


图 3 拱座利用岩面形状示意图

8.2.3 基本保留原规范 7.2.3 条的内容，但结合近年来各工程坝基开挖经验，推荐采用不留保护层的全方位预裂爆破开挖方式。

8.3 固结灌浆

8.3.1 新增条文，增加坝基固结灌浆设计的依据和灌浆范围的具

体要求。对比较完整坚硬的基岩，可在坝基上下游区设置一至数排固结灌浆孔；对节理裂隙发育的基岩，需向坝基上下游方向扩大固结灌浆孔范围。

8.3.2 基本保留原规范 7.3.1 条的内容。明确固结灌浆的最终孔排距及孔深，应根据地质条件、岩石破碎程度、裂隙产状、夹泥性质等因素，参照灌浆试验成果确定。固结灌浆从第一序孔较大孔距开始，逐渐加密至最终孔距，局部基岩破碎地区孔排距宜加密。我国固结灌浆的最终孔距通常为 3~4m，孔距和排距可采用相同数值。

8.3.3 基本保留原规范 7.3.1 条的内容，明确固结灌浆布孔及孔向的原则规定。固结灌浆孔的布置通常采用梅花形和方格形，较多采用梅花形。钻孔方向根据裂隙产状与其正交，并以穿过较多节理裂隙为好，如果存在河床坝段的陡倾裂隙或岸坡坝段的缓倾裂隙，钻孔方向应结合施工条件综合确定。

8.3.4 基本保留原规范 7.3.2 条的内容。固结灌浆压力与工程地质条件、浆液浓度、混凝土盖重情况密切相关，在同样的地质条件下，浆液愈浓、混凝土盖重越大，采用的灌浆压力可以愈高，但以不掀动岩石、防止破坏岩石结构为原则。本次修订对帷幕上游区的固结灌浆，要求应有混凝土盖重外，其他部位可有盖重，或无盖重，视各工程地质情况和施工条件确定。

8.3.5 新增条文。根据近年来工程经验，为加强固结灌浆充填效果及提高结石强度，灌浆材料方面可采用掺加分散剂的低水灰比（水灰比为 0.5、0.6）浆材；分序灌浆的后序孔可采用超细水泥浆材或掺有硅粉的水泥浆材等。灌浆工艺方面，浓浆高速搅拌制浆技术有助于提高流动性分散性；低水灰比快速变浆工艺有助于提高灌入性。灌浆压力的控制，可采用由进浆量及灌浆段深度两因素确定灌浆压力的“双限压力控制法”。

8.3.6 基本保留原规范 7.3.3 条的内容，即利用固结灌浆孔和帷幕灌浆孔进行接触灌浆的规定。原规范 7.3.3 条的其他内容，归纳到 8.6 节和 9.4 节的相关条文中。

8.4 防 渗 帷 幕

8.4.1 新增条文，参照 DL5108 -1999 相关条文编写，阐明防渗帷幕应达到的要求。

8.4.2 保留原规范 7.4.1 条的规定，防渗帷幕的灌浆仍以水泥灌浆为主、化学灌浆为辅的原则。目前国内外大坝基础防渗帷幕都采用水泥灌浆，其胶结性能好，结石强度高，比较经济，便于施工，得到广泛应用。

水泥灌浆的适用条件：

(1) 受灌岩层的裂隙宽度大于 $0.15\sim 0.20\text{mm}$ ，或大于水泥颗粒直径的 3 倍以上；

(2) 基岩透水率大于 1Lu ；

(3) 地下水流速不大于 $80\sim 100\text{m/d}$ ；

(4) 地下水化学成分不妨碍水泥浆的凝结和硬化。

只有在水泥灌浆帷幕不能满足防渗和降低坝基扬压力的设计要求时，才考虑化学材料灌浆。

龙羊峡拱坝上游左岸，紧靠坝线出露一组雁行斜列高倾角破碎带，即 G_4 伟晶岩劈理带，此处基岩受坝体荷载作用产生拉裂缝，将导致集中渗漏，最终采用如下防渗措施：

(1) G_4 出露部分，采用混凝土封堵，并进行中高压灌浆。

(2) 在左副坝及左坝肩的灌浆廊道和灌浆平硐内，进行斜帷幕灌浆，同时设置平行斜帷幕的斜排水幕。

(3) 在 G_4 处加厚灌浆帷幕，并辅以化学灌浆。

李家峡拱坝左岸 F_{32} 断层、右岸 F_{43} 断层、河床 $F_{50}\sim F_{20}$ 软弱岩区，采用局部加密水泥帷幕灌浆孔距，增加排数并辅以化学灌浆，进行局部加强防渗处理。

8.4.3 保留原规范 7.4.2 条的规定。为防止坝基拉应力拉断防渗帷幕，宜布置在坝基面压应力区，尽量靠近上游面。考虑到帷幕经库水（暂时硬度较低）的不断侵蚀破坏，或其他意外原因，基础渗漏量会逐渐增加，扬压力会逐年加大，因此，要考虑为将来

补强灌浆创造条件，推荐在基础廊道内进行。

拱坝两岸拱座部位帷幕灌浆应特别重视，其帷幕线伸入岸坡内的长度和方向应详细研究，按下列原则考虑：

(1) 帷幕两侧端点应接到未受构造断裂破坏的相对隔水层上。

(2) 无相对隔水层时，帷幕应延伸至水库蓄水后岸坡地下水回水消失点。

(3) 岸坡地下水回水消失点延长很远时，或延伸至水库正常蓄水位与两岸相对隔水层线的相交处，或延伸至水库正常蓄水位与水库蓄水前两岸地下水位线相交处。

(4) 缺少上述资料或帷幕线延伸很远时，在不影响拱座岩体稳定的前提下，暂定延伸长度，待蓄水后根据渗漏情况决定是否再延伸。

(5) 两岸坝肩部位帷幕应与河床部位帷幕保持连续性和整体性。应注意两岸山坡防渗帷幕的水平渗径长度，不得小于铅直渗径长度，以防库水沿水平方向的绕坝渗漏。

8.4.4 基本保留原规范 7.4.1 条的内容。本次修订根据乌江渡、东风、隔河岩等工程岩溶地区防渗处理经验，增加岩溶地区防渗帷幕的具体要求。例如东风拱坝右岸岩溶严重渗漏地段为鱼洞及凉风洞两大暗河系统，故帷幕线路布置在两暗河系统的分水岭，达到有效拦截渗漏通道目的。乌江渡拱坝两岸岩溶、暗河发育，帷幕在分层基础平洞内进行，多层帷幕相互搭接，经近 20 年运行观测，防渗效果良好。

8.4.5 基本保留原规范 7.4.3 条的内容，参照 DL5108—1999 相关条文，对存在可靠隔水层和隔水层埋藏较深两种情况，分两款表述。当坝基下隔水层埋藏较深或分布无规律时，帷幕孔深的经验范围系国内拱坝帷幕深度的统计值，大多为坝高的 30%~70%。也有一些工程超过 1 倍坝高以上的帷幕孔深，如贵州猫跳河窄巷口拱坝，坝高 39.5m，基础为石灰岩，两坝头的帷幕最大孔深达 88.0m，为坝高的 2.23 倍。

8.4.6 基本保留原规范 7.4.4 条的内容，仍按不同的坝高划分，

但坝高以 100m 以上、50~100m、50m 以下三档对应基岩透水率标准，不按本规范总则所定义的高坝、中坝、低坝划分，故实际比原规范据透水率标准有所降低。

原规范编制说明已有充分资料表明，国外对于坝高大于 100m 的拱坝，其帷幕防渗标准才要求小于 1Lu。如日本奈川渡拱坝，高 155m，基岩为黑云母花岗岩、角闪岩、煌斑岩，防渗要求达到渗透系数 10^{-5} cm/s 的不透水层，孔深达到基岩透水性小于 1Lu 的地带，两岸拱座部位帷幕孔深达 100m，最大孔深达 180m。瑞士莫瓦桑拱坝，高 237m，基岩为石灰质片岩，孔深要求达到透水性 1Lu 的岩盘以下，主帷幕孔深达 200m。法国蒙台纳尔拱坝，高 155m，基岩为石灰岩，帷幕孔深达 120m。意大利吕米埃拱坝，高 136m，基岩为石墨片岩，帷幕孔深达 135m。前苏联对基岩透水性三档标准对应的坝高也是 >100 m、 $60\sim 100$ m、 <60 m，与本规范坝高范围相当。

国内已建坝高在 155~240m 之间的拱坝，其帷幕防渗标准均控制在 1Lu。大多数工程的坝基扬压力和渗漏量的观测资料，远小于设计值。

8.4.7 基本保留原规范 7.4.5 条的内容，参照 DL5108—1999 相关条文重新编写。帷幕孔、排距主要根据灌浆试验确定，规定值作为参考。基础帷幕灌浆国内外通常采用单排，对可能产生管涌或裂隙特别发育的岩石，坝高 100m 以上，则可采用两排。若考虑帷幕前固结灌浆对基础浅层所起的阻渗作用，仍可采用一排。帷幕两排时，其中一排主帷幕孔灌浆至设计深度，另一排孔深减半，主要因渗流水向深度渗透时水头损失大，坡降降低之故。

8.4.8 基本保留原规范 7.4.6 条的内容。帷幕灌浆趋向采用较高压力，故规定应在浇筑一定厚度混凝土后才施工，为了防止灌浆抬动基岩，应进行灌浆试验确定灌浆压力，本条规定的灌浆压力可作为参考。本条修改了原条文化程度用词“必须”，规定“应在坝体混凝土浇筑一定厚度作为盖重后施工”，与本规范 8.3.4 条的规定相一致。

8.5 坝基排水

8.5.1 基本保留原规范 7.5.1 条的内容，辅助排水孔由原规范规定的 1~2 排改为 1~3 排，与 DL5108—1999 相关条文保持一致。另外将原规范 7.5.4 条和 7.5.5 条中关于排水孔不能太靠近帷幕或地质条件较差坝基设置排水孔时应注意防止渗透变形的内容移入本条。排水孔应在固结灌浆、帷幕灌浆、接触灌浆等完成后钻孔，防止在灌浆过程中水泥浆串入排水孔内堵塞排水通道。

原规范 7.5.4 条中关于排水孔与帷幕下游侧的距离要求删除。由于原规定排水孔与帷幕下游侧距离实际为排水孔的开孔距离，而排水孔通常是向下游倾斜，在基础灌浆廊道高程以下此距离越来越大，同时开孔距离也受到灌浆廊道宽度等因素的限制，故本规范不提排水孔与帷幕下游侧的距离要求。

8.5.2 保留原规范 7.5.2 条的规定。据国内外工程经验，在两岸拱座岩体设置排水平洞，截断绕坝渗流，对降低基岩地下水位及渗透压力，保证拱座稳定，是最有效的措施。

8.5.3 基本保留原规范 7.5.3 条的内容，同时将原规范 7.5.5 条中关于孔壁坍塌的保护措施的内容并入本条。

8.5.4 基本保留原规范 7.5.5 条的内容，参照 DL5108—1999 的相关条文，对排水孔的孔距、孔深规定作了修改，增加了副排水孔孔深的规定，系由原规范编制说明的内容移入正文。

排水孔的孔深取决于地基条件及帷幕灌浆孔和固结灌浆孔的深度，应大于固结灌浆孔深，但不超过帷幕灌浆孔深。

排水孔穿过裂隙承压水层、成层透水区，能充分降低坝基内扬压力，增加坝基的稳定。

8.6 断层破碎带和软弱夹层处理

8.6.1 保留原规范 7.6.1 条的规定。本条作为坝基和拱座范围常遇的断层破碎带或软弱夹层等软弱结构面，指出应掌握的相关资料和研究对象，才能作出专门处理。每个具体工程，影响因素不

同，处理方法各有不同，在此仅作原则性规定。

8.6.2 新增条文。日本“东京电力研究所”林正夫的研究成果表明，与以往将坝体荷载直接作用于坝基相比，考虑断层破碎带上部的坝体刚度后可获得较为合理和经济的坝基处理设计。结合国内外各重要工程实际上均已按此做法，故增列本条。

8.6.3 基本保留原规范 7.6.2 条的内容，原 3 款内容，并作 2 款，层次清晰。同时，采纳乌江渡、龙羊峡、李家峡、铜街子、翡翠坝（台湾省）等工程的坝基处理经验，增补高压水泥灌浆、高喷冲洗灌浆处理方法。另外，为弥补置换法开挖、回填过程中周围基岩松动以及地应力释放影响，规定了“应加强置换混凝土与基岩结合面接触灌浆和围岩的固结灌浆。”

8.6.4 基本保留原规范 7.6.3 条的内容，对于缓倾角的断层破碎带或软弱夹层，通常组成不稳定岩体的主要滑动面，影响坝体安全，应把基岩的补强加固，与防渗、排水、降压等措施结合起来处理。由于具体处理方法类同本规范 8.6.3 条，故表述予以简化。

8.6.5 保留原规范 7.6.4 条的规定，同时结合近年来各工程的基础处理经验，增列高压喷射冲洗置换的防渗处理方法。

8.6.6 基本保留原规范 7.6.5 条的内容，对拱座岩体内存在软弱结构面，影响拱座稳定安全时，必须对拱座基岩进行加固处理。对高拱坝或 1、2 级拱坝工程的处理方案，明确应通过有限元或模型试验确定。主要处理方法有抗滑键、传力硐、传力墙、预应力锚固、高压固结灌浆等。原规范 7.6.5 条中限制高压固结灌浆压力的要求，因本规范 8.3.4 条已有规定，故予以删除。

8.6.7 保留原规范 7.6.6 条的规定。对外部作用因素中增列泄洪雾化的影响，与本规范 3.3.3 条、4.1.1 条、4.4.4 条的泄洪雾化的规定相呼应。

坝址近坝库岸和下游两岸岩体，存在顺坡向断层破碎带或软弱夹层影响大坝安全时，必须进行防护加固处理，主要处理方法有混凝土防护墙、预应力或非预应力锚固、抗滑键、混凝土护坡、上部减载及排水等措施。

9 拱 坝 构 造

9.1 坝 顶 布 置

9.1.1 基本保留原规范 8.1.1 条的内容。原规范将坝顶高程和防浪墙高程的确定一起叙述，不够明确。本次修订强调了坝顶高程不得低于水库校核洪水位的要求，防浪墙顶高程应在水库相应计算水位上加必要的超高，超高由波浪中心线至计算水位的高差、波高和安全超高组成。设置的防浪墙兼有安全拦护之用。

9.1.2 基本保留原规范 8.1.2 条的内容。考虑到本规范的适用范围为 1、2、3 级拱坝，水库波浪和漂浮物的作用还是较大，要求防浪墙身应有足够的强度，宜采用与坝体连成整体的钢筋混凝土结构；对于 3 级以下的拱坝，防浪墙身结构材料可酌情确定，规范不作具体规定。

9.1.3 基本保留原规范 8.1.3 条的内容。目前我国已建拱坝的坝顶宽多数均大于 3.0m，因此提出坝顶宽度不宜小于 3m，必要时可加大坝顶宽度，亦可向两侧悬伸加宽。根据近年来国内高拱坝建设的情况，坝顶多设有人行道，所以增加了对人行道高程的要求。

9.1.4 基本保留原规范 8.1.4 条的内容。考虑装配式钢筋混凝土结构便于施工、缩短工期的特点，以及近年来一些大型桥梁工程常采用预应力钢筋混凝土结构的实际经验，本条在原规范 8.1.4 条的基础上，增加了“坝顶桥梁宜采用装配式钢筋混凝土结构或预应力钢筋混凝土结构”的内容。并为了在布置桥梁时给予充分注意，特指出桥下应有足够净空。

溢流坝段坝顶工作桥和交通桥宽度，应根据具体情况满足实用要求而定。无特殊要求时，应与非溢流段坝顶同宽。

9.1.5 新增条文。将原规范 8.1.4 条中有关抗震的内容单列，并指出提高结构抗震稳定性的主要措施是加强与闸墩的连接。

9.1.6 新增条文。由于拱坝枢纽多处深山峡谷，风光宜人，而拱坝本身又是一种曲线流畅、造型优美的建筑物，建成后和周围环境一起可辟为旅游景点，为此特增列本条，指出坝顶布置与整个工程建筑规划协调的重要性。

9.2 横缝和纵缝

9.2.1 保留原规范 8.2.1 条的内容。此处提到的横、纵缝指为防止坝体混凝土产生裂缝而设的临时性收缩缝，并非指预留的宽缝。

9.2.2 基本保留原规范 8.2.2 条的内容。横缝间距应根据混凝土浇筑温度、质量、温度控制及基础要求等因素确定。横缝间距加大对结构布置和施工均有利，特别是目前常在拱坝坝身开设多层孔口，加大横缝间距方便了坝身孔口的布置。近十多年来水利水电工程的科学技术有了显著进步，混凝土浇筑施工水平提高，有效的温控和混凝土防裂措施、混凝土质量控制体系日益完善，这些都为加大横缝间距提供了充分的保证。近年建设的一些大型拱坝工程突破原规范规定，加大了横缝间距，取得了实践经验，故本次修订时就将原规范规定的横缝间距改为：“宜为 15~25m”。

9.2.3 基本保留原规范 8.2.2 条中有关横缝布置和形状的内容，增补了横缝面及其键槽型式的规定，条文单列。

横缝是为适应拱圈切向收缩防止径向裂缝而设。横缝面宜与坝轴线垂直或接近垂直，条文中增加了横缝面可为铅直面的规定，横缝面为铅直面方便立模施工，也有利于接缝灌浆。二滩拱坝横缝按坝顶拱圈近似径向垂直切至基础。横缝方向与各层拱圈径向夹角过大会造成缝面出现不利的应力状况，东风拱坝控制这个夹角为 5°左右，小湾拱坝设计时控制这个夹角为 10°以内。具体控制多大夹角合适，应视拱坝应力分析成果确定，规范不作明确规定。

考虑地震及施工期坝块的稳定，横缝内应设键槽。键槽形状和尺寸主要考虑：①能传递作用于缝面的应力；②使接缝灌浆阻力最小；③不因应力集中和表面温度梯度引起裂缝；④施工较方便，且不易损坏。原规范中横缝键槽形状只提梯形槽一种，而实

际工程中二滩拱坝横缝键槽是采用 $\Phi 60.83\text{cm}$ 的圆弧形， $3\text{m} \times 3\text{m}$ 的标准模板；东风拱坝横缝键槽为 $\Phi 29.5\text{cm}$ 的圆弧形。实践证明圆弧形键槽应力条件好，施工方便，不易损坏。

把横缝键槽示意图由原规范的正文移到本条文说明中。图 4、图 5、图 6 为梯形槽、二滩和东风拱坝的横缝圆弧形槽的形状和尺寸示意图，供设计参考。因为横缝必须灌浆，本条增加键槽内应埋设灌浆系统的规定。

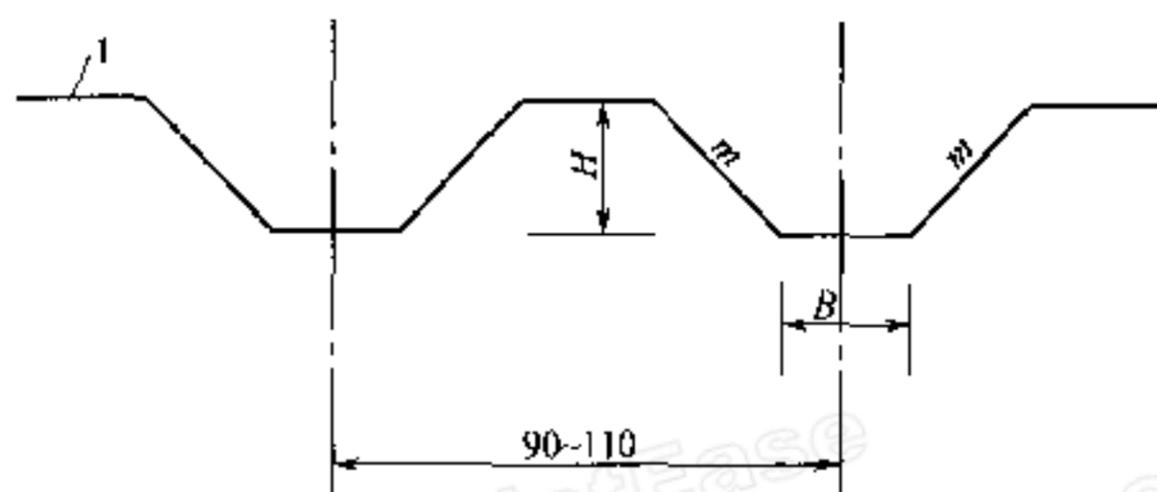


图 4 横缝梯形键槽示意图 (单位: cm)

1—横缝缝面； H —键槽深度，宜为 $15 \sim 20\text{cm}$ ； B —键槽底宽，宜为 $15 \sim 30\text{cm}$ ； m —键槽坡度，宜为 $1:1.5 \sim 1:2.0$

9.2.4 基本保留原规范 8.2.3 条的内容。纵缝是为适应高的厚拱坝径向收缩，防止沿坝轴线方向的裂缝而设。薄拱坝一般不设纵缝，在浇筑能力和温控措施有保证的条件下，较厚的拱坝也尽量争取不设纵缝，这既保证坝体结构稳定性，方便立模施工，也有利于温控和缩短工期。当厚度大于 40m 的拱坝，仍保留原规范 8.2.3 条的“可考虑设置纵缝”的规定，但对施工条件较好的拱坝，可不受 40m 的限制。

纵缝方向与坝轴线近乎平行，设置纵缝的注意点以及纵缝内键槽形状尺寸仍保留原规范 8.2.3 条的内容。条文中提到“宜采用铅直纵缝”，这是考虑施工方便，但这种铅直纵缝在下游坝面附近应转与坝面成正交的方向，避免浇筑块出现尖角。也有做成与下游坝面平行的斜式纵缝，斜式纵缝的键槽形状与横缝相似。斜式纵缝与主应力方向接近，经论证也可不设键槽。

纵缝键槽示意图由原规范的正文移到本条文说明中，见图 7。

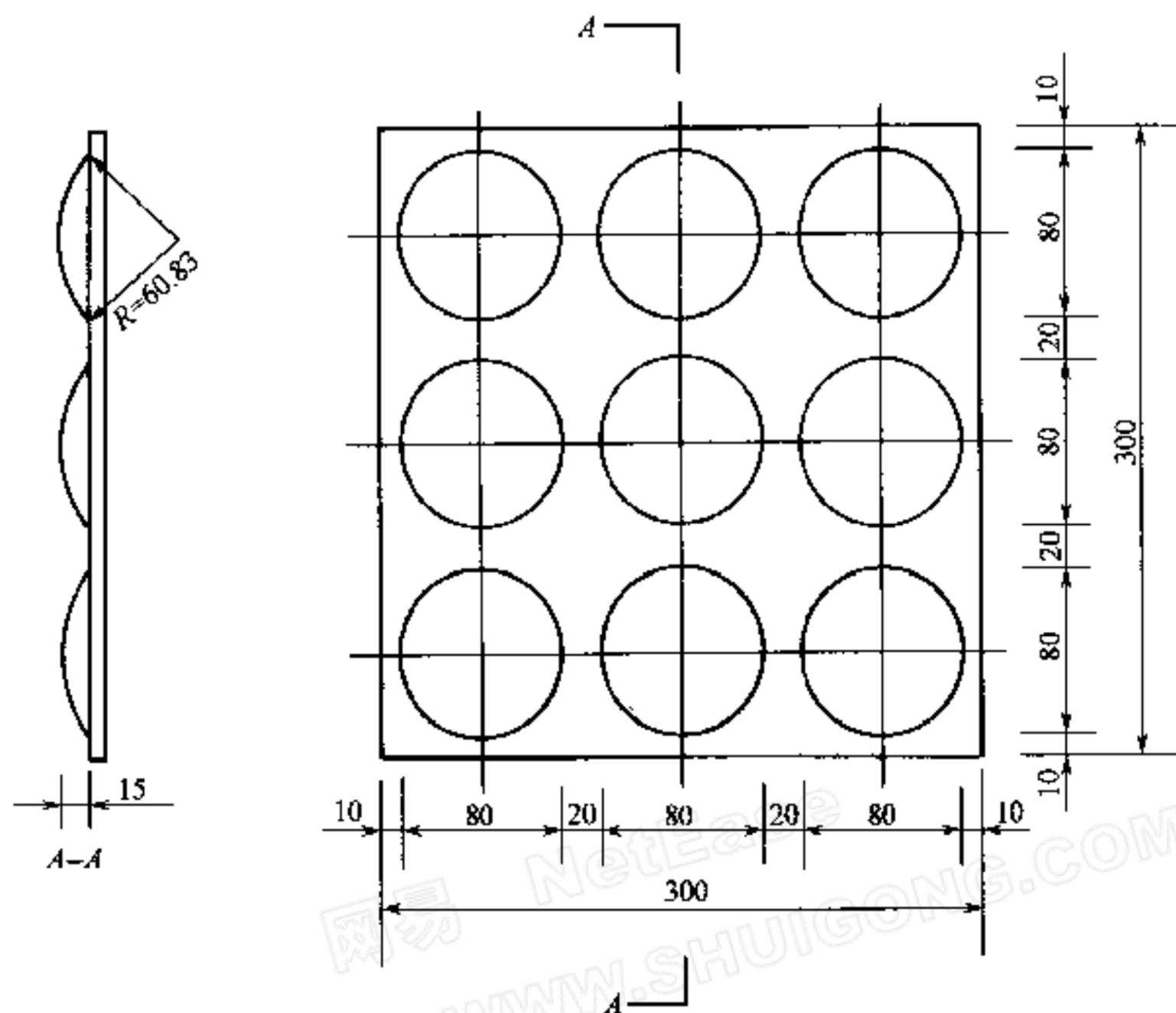


图5 二滩拱坝横缝圆弧形键槽示意图 (单位: cm)

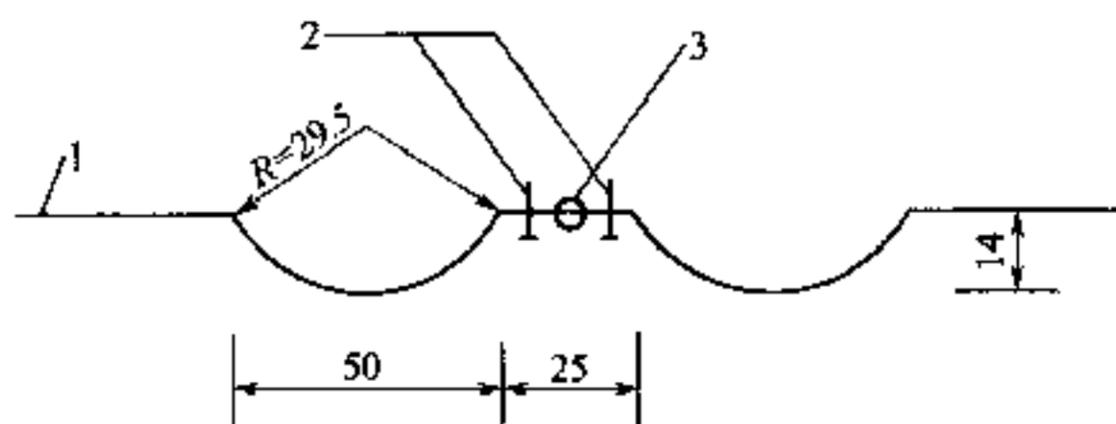


图6 东风拱坝横缝圆弧形键槽示意图 (单位: cm)

1—横缝缝面；2—预埋 5cm 铁钉，间距 60cm；

3 $\Phi 30$ cm 升浆管，由塑料管拔出而成

9.2.5~9.2.9 基本保留原规范 8.2.4 条和 8.2.5 条的内容。在原规范的基础上，参照 SL62—94《水工建筑物水泥灌浆施工技术规范》的有关内容加以补充修订。

横缝和纵缝都必须灌浆，是根据拱坝的工作性质而定的。接

缝灌浆时除对坝体温度提出要求外，还对缝的张开度和缝两侧坝体混凝土龄期作出规定。由施工实践和灌注理论分析，张开度小于 1 mm 但大于 0.5 mm 时，采用 525 号水泥浆液仍可灌进，而小于 0.5 mm 采用 525 号水泥浆液就难以灌进，为此缝张开度规定不宜小于 0.5 mm。SL62—94 中，缝两侧坝体混凝土龄期限制 6 个月有可能过严，根据东江电站的试验，为满足混凝土的干缩要求，混凝土有 3 个月龄期就够了，因此本次修订规定：“在采取有效措施后，不宜小于 4 个月”。设计时可根据具体情况选用。

根据较多工程实例分析，灌区高度是影响灌浆质量的一个重要因素，应根据施工机械及其灌浆能力来确定，灌区高，排气管出浆难，压力也难达到规定值，灌浆质量不易保证。从潘家口工程纵缝灌浆统计资料看出，高度在 10 m 之内的灌区合格率可达 100%；高度 10~15 m 的灌区，合格率 91.7%；而高度超过 15 m 的灌区，合格率则下降到 70%~85%。考虑到近期国内修建的拱坝混凝土浇筑层高度除底部基础层外，通常为 3 m 一层，所以将灌浆区高度由原规范的“10~20 m”降为“9~15 m”。横缝上游面和下游面止水片兼止浆片已在大部分工程中采用。

根据接缝灌浆技术发展，提出优先采用塑料拔管的方式，不但施工方便，也由于用线出浆代替了点出浆而提高了灌浆效果，同时节约钢材、降低造价。拔管技术的施工经验在乌江渡、紧水滩、东江、东风、隔河岩、二滩等多个工程实践中已相当成熟，都能达到灌浆质量好、灌区合格率高的效果。

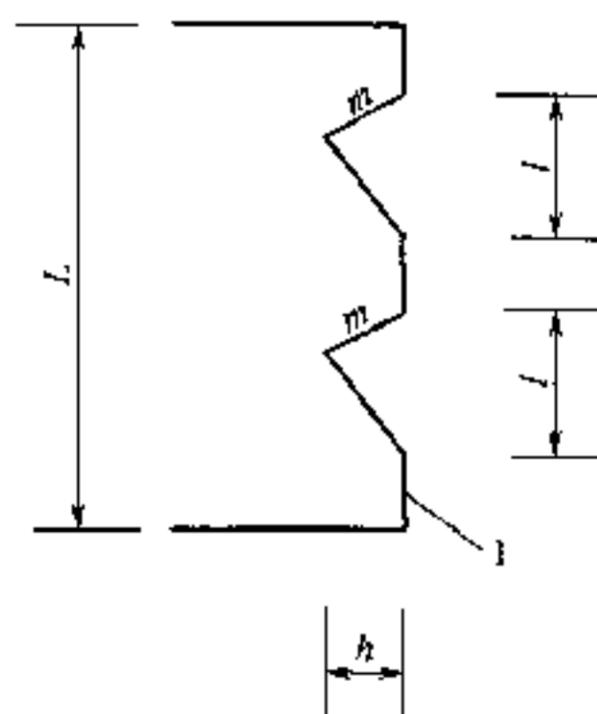


图 7 纵缝键槽示意图

1—纵缝缝面； L —浇筑分层高度，约为 300 cm； l —键槽开口高度，不宜小于 100 cm； h —键槽深度，约为 30~40 cm； m —键槽坡度，应结合坝体主应力方向考虑，约为 1:1.2~1:1.5，应陡于 1:1.0

为了方便灌浆施工，增列了同一灌区的管道进出口集中布置的要求。

从国内部分拱坝实践经验，层顶灌浆压力一般为 0.1~0.3MPa，其余灌区一般控制在 0.3~0.6MPa。规范在正文中仅对层顶灌浆压力作了限制，其余灌区的灌浆压力只提出确定原则，但增加了对灌区上部混凝土压重“9m”的要求，这符合 SL62—94 的规定，对保证接缝灌浆质量很重要。

接缝灌浆的具体要求，在水利行业的标准 SL62—94 尚未修订之前，也可参照电力行业的标准 DL/T5148—2001《水工建筑物水泥灌浆施工技术规范》的规定执行。

9.3 坝内廊道及交通

9.3.1 基本保留原规范 8.3.1 条的内容。提出廊道兼顾多种用途，便于设计在布置廊道时全面考虑。

不设廊道的薄拱坝，大部分是坝高小于 60m 的中小型工程，在各个坝段浇筑到一定高度后，在坝体浇筑面上钻孔施灌。但从实际来看，这种方式灌浆施工不方便，不易保证质量，检修补灌困难。

9.3.2 基本保留原规范 8.3.2 条的内容。原规范规定“廊道与坝内其他孔洞间的净距离不宜小于 3~5m”，其量化值并无太多根据，而孔洞间距主要是由坝内应力情况控制，本次修改强调该值应通过应力分析确定。

本条中规定的纵向廊道的上游壁离上游坝面的距离是考虑混凝土的防渗要求，调查国内多座拱坝廊道设置情况确定。

9.3.3 基本保留原规范 8.3.3 条的内容。增补了灌浆平硐的断面尺寸要求。基础灌浆廊道底板主要作为坝基灌浆的盖重，国内拱坝的此底板厚度值差别较大，最薄的仅 2m，最厚达 11m，原规范给出的 3~5m 范围不很合适，本次修改给出最小厚度的限值。

9.3.4 基本保留原规范 8.3.4 条的规定。高拱坝一般均布置多层廊道，层高为 20~40m，这对检查、维修很有必要。当坝体为较

薄的中等高度的拱坝，可不设多层廊道。为解决坝体观测和交通需要可设置坝后桥（见 9.3.8 条）。

9.3.5 基本保留原规范 8.3.5 条的内容。根据目前国内外实践，基础廊道高度可适当降低，参照 DL5108—1999，考虑拱坝更不宜开设大孔口，所以高度由原规范的“3.0~4.0m”改为“3.0~3.5m”。对有垂线施工、监测要求的特殊部位的廊道尺寸可局部放大。

廊道断面形状将原规范的提法“圆顶直墙”改为“拱顶平底”，同时增加了对排水沟的要求。廊道断面示意图由原规范正文中移到本条文说明中供设计参考，见图 8。

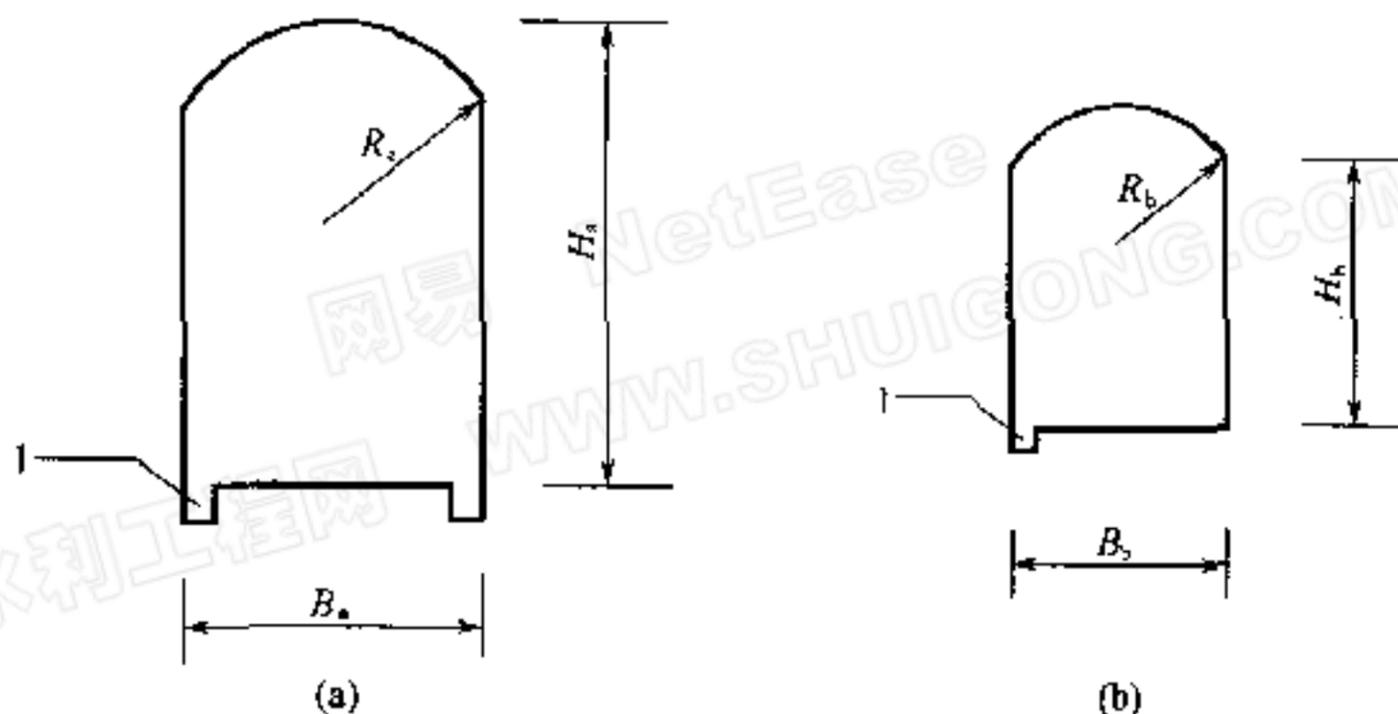


图 8 廊道断面示意图

(a) 基础灌浆廊道；(b) 交通及监测廊道

1—排水沟，宜为 25cm×25cm； B_a 、 B_b —廊道宽度， $B_a=250\sim300\text{cm}$ ，

$B_b\geq 120\text{cm}$ ； H_a 、 H_b —廊道高度， $H_a=300\sim350\text{cm}$ ， $H_b\geq 220\text{cm}$ ；

R_a 、 R_b —拱顶半径，宜分别不小于 B_a 、 B_b

9.3.6 基本保留原规范 8.3.6 条的部分内容，增加了可设置应急照明内容。原条文中有关排水系统的规定归入到 9.4.5 条中。

9.3.7 新增条文。将原规范 8.3.6 条中有关廊道进出口的要求分列出来，并增加了“在泄洪和施工渡汛时，应有防止廊道进水的措施”的要求。

9.3.8 新增条文。对原规范 8.3.7 条进行补充、修改而列。

为了便于坝顶与各层廊道之间的联系，明确提出 1、2 级拱坝宜设置电梯的要求。薄拱坝可考虑设在坝后，中厚或厚拱坝可设在坝内。

根据国内外拱坝建设的经验，下游坝面设置坝后桥对解决坝体交通、与坝身孔口启闭室的联系、接缝灌浆和监测检修的作用很大，而其本身施工方便，对坝体应力影响甚微，为此本条增加规定：“校核尾水位以上部位的下游坝面，宜分层设置坝后桥”，“校核尾水位以下的下游坝面，可设置临时栈桥”。

为了闸门井及闸墩的监测和检修之用，增加了对这些部位视需要可设置爬梯的规定。

9.3.9 新增条文。为了保护人身、物资财产和运行的安全，强调要在规定部位采取消防措施。

拱坝工程大多建于深山峡谷地区，其消防设计应与枢纽布置一起，集中、紧凑、因地制宜统筹考虑，应配置必要的消防设施，制定行之有效的防火管理制度，设置火灾自动报警系统等，并应重视初期灭火，以最大限度减少火灾损失，按 SDJ278—90《水利水电工程设计防火规范》的规定执行。

9.4 坝体止水和排水

9.4.1~9.4.3 基本保留原规范 8.4.1 条的内容，对其加以补充和修订，按不同方面的内容扩充成 9.4.1~9.4.3 条。

9.4.1 规定了设置止水片的部位，增加了要在校核尾水位以下的横缝下游面、溢流面以及陡坡段坝体与边坡接触面等部位设置止水片的要求。

9.4.2 对坝身设置止水片的道数、材料和构造、安装质量提出要求。

国内高拱坝的横缝上游面止水多为 2 道，如：二滩、东风等。前苏联的英古里拱坝规定：坝面水头大于 200m 时上游面设 3 道止水，止水宽 136cm；水头在 100~200m 时设 2 道止水，止水宽 136cm；水头小于 100m 时也设 2 道止水，止水宽 68.7cm。制定本

条时考虑到拱坝横缝必须灌浆，只要灌浆质量有保证，渗水可能性较小，对拱坝横缝上游面止水的要求可以比重力坝低些。对承受高水头的拱坝横缝上游面采用2道止水片是为了保证止水的可靠性。

水头高低划分没有统一规定，一般与坝高相关。可按100m以上为高水头，50~100m为中水头，50m以下为低水头考虑。

止水片距上游坝面的长度，应考虑坝面作用水头与埋设的施工质量。为保证每一侧埋入混凝土内的长度，应特别重视混凝土的密实性和止水片埋设质量。

9.4.3 强调了止水槽混凝土与基岩的结合，明确埋入深度和锚筋连接。

9.4.4 新增条文。陡坡段坝体与边坡接触面的防渗往往是个薄弱环节，施工时难度又较大，增加本条并单列就是强调这个部位防渗止水的重要性。下列部位应进行接触灌浆：

- (1) 坡度大于 $50^{\circ}\sim 60^{\circ}$ 的陡壁面。
- (2) 上游坝基接触面。
- (3) 在基岩中开挖的所有槽、井、洞等回填混凝土的顶部。

9.4.5 基本保留原规范8.4.2条的内容，并纳入了原规范8.3.6条有关廊道排水的内容，并根据国内工程实践提出具体要求，作为对坝身整体排水系统的规定。

对于薄拱坝，因渗透压力影响不显著，只要保证坝内不冰冻。因此，无冰冻地区的薄拱坝，坝身可不设置排水管。

10 坝体混凝土和温度控制

10.1 坝体混凝土

10.1.1 基本保留原规范 9.1.2 条的内容。拱坝结构应力较重力坝高，且应力分布较均匀，混凝土各项指标中强度是主要指标，强度指标能满足时，抗渗、抗冻等指标也能满足，无需分区浇筑抗渗混凝土。薄拱坝通常可不设标号分区。拱坝内孔洞、泄流消能部位可局部提高其混凝土标号，并提出抗冲耐磨、抗渗等要求。此外，应校验各部位混凝土极限拉伸值，保证混凝土的抗裂性能。上游面应校验抗渗性能。寒冷地区，对上下游水位变化区及所有暴露面应校验抗冻性能。

鉴于本条明确拱坝坝体混凝土标号分区设计以强度为主要控制指标，原规范 9.1.1 条的要求与本条不协调，它较适合混凝土重力坝的标号分区设计要求，没有体现混凝土拱坝结构高应力的特点，因此本次修订删除原规范 9.1.1 条的规定。

10.1.2 基本保留原规范 9.1.3 条的内容。工程经验表明，坝体混凝土龄期在 5~15d 时最容易开裂。早期强度增长快的水泥，通常其发热较快，而利于散热。因此，强调混凝土的力学和热学指标要求。

由于坝体混凝土强度主要取决于拱坝运行期及施工期坝体应力，而混凝土原材料及施工技术水平主要影响混凝土配合比设计，因此，本条对原规范 9.1.3 条作了适当修改，未将材料及施工因素作为确定混凝土强度的根据。

此外，考虑到混凝土水灰比即水与总胶凝材料重量之比，对混凝土耐久性、力学和热学等性能指标影响较大，故 10.1.2 条增列了混凝土最大水灰比允许值，该值参考 SDJ207—82《水工混凝土施工规范》及 DL5108—1999 综合考虑后确定。

10.1.3 保留原规范 9.1.4 条的规定。混凝土施工质量是大坝防

裂的基础。工程实践经验表明，混凝土施工质量越高，裂缝越少。混凝土强度保证率、离差系数等混凝土质量要求指标，应符合SDJ207—82的规定。

10.2 温度控制

10.2.1 基本保留原规范9.2.1条的内容，增补了制定温控标准和温控防裂措施应考虑的因素。对于高拱坝，混凝土温控防裂难度大，影响因素多，必须根据坝址气候等自然条件、坝体结构特点及混凝土原材料、混凝土性能等进行综合分析研究后，提出合理的温控标准及温控防裂措施。中低坝因坝块尺寸较小，可参照类似工程经验进行温度控制。

10.2.2 保留原规范9.2.2条的规定。混凝土温度控制标准及措施与坝址气候等自然条件密切相关，必须收集坝址气温、水温和坝基地温等资料，并进行整理分析，作为坝体最高温度控制、表面保温及水库水温选定的基本依据。同时，影响水库水温因素众多，关系复杂，上游库水温度一般参考类似水库水温确定。

本条强调混凝土温控措施很大程度上取决于气温条件，若不作骨料预冷，混凝土浇筑温度通常可取月平均气温。月平均气温低于年平均气温并高于 0°C 的这段时间，是混凝土浇筑的有利季节，可不采取降温措施。进行混凝土表面保温措施设计需根据月平均气温和寒潮资料，确定表面边界条件，计算混凝土表层温度状态，判断其表面散热过程。

本条中所谓“气温骤降”，工程中通常将其定义为日平均气温2~3d连续下降不小于 6°C 。

10.2.3 保留原规范9.2.3条的规定，强调混凝土材料试验和研究的重要性。混凝土温度控制与混凝土力学、热学性能密切相关，对混凝土变形性能的影响也较大。

国内外实践表明，温控已经由单纯地分析温度场、温度应力及研究降温措施，开始注意到混凝土材料变形性能的研究，如提高混凝土极限拉伸值、选择热膨胀系数低的骨料以及利用混凝土

化学变形（自生体积变形）补偿温度收缩等，较多地从混凝土材料方面考虑防裂问题。

10.2.4 基本保留原规范 9.2.4 条的内容。混凝土浇筑层厚对于顶面散热和工程进度都有很大影响，薄层浇筑有利于散热，但层厚较薄（小于 1.5m），浇筑时对防止预冷混凝土温度回升不利，且增加了浇筑层次和水平工作缝处理工作量，对施工总进度也不利；层厚过大，不利散热，层厚超过 3.0m 时模板架立和固定较困难。因此，混凝土浇筑层厚应根据温度控制标准、混凝土施工技术水平、机械设备浇筑能力及温度控制综合措施等因素通过计算确定。

基础约束区系指浇筑块高为 0.4 倍浇筑块长边尺寸的高度范围。

10.2.5 保留原规范 9.2.5 条的规定，考虑到稳定温度较难准确把握，故增补了可以准稳定温度代替基础约束区混凝土的稳定温度。

据国内部分混凝土坝裂缝调查，基础部位出现裂缝有下列几种情况：

(1) 基岩上薄层浇筑块长时间停歇，以致混凝土薄层的约束应力和由于内外温差引起的应力相叠加，使块长中部产生的拉应力，远大于混凝土的抗拉强度，形成贯穿裂缝。

(2) 岩石表面起伏很大，局部有深坑或突出尖角，致使混凝土浇筑块厚度不均匀，造成局部应力集中，形成基础混凝土裂缝。

(3) 施工期坝上留缺口导流或汛期过水，在混凝土温度较高时，因受水的冷冲击，造成基础混凝土开裂。

(4) 相邻坝块不及时浇筑混凝土，以致基础混凝土块侧表面长期暴露，在气温反复作用下，开始出现表面裂缝，以后逐渐发展形成贯穿裂缝。

本条对基础容许温差、上下层混凝土温差作了规定，以利基础混凝土的防裂。此外，尚需根据工程具体情况，注意改善基础块的约束边界和温度边界条件，避免局部应力集中和冷冲击。

10.2.6 基本保留原规范 9.2.6 条的内容。混凝土裂缝大多数是

表面裂缝，在一定条件下表面裂缝可发展为深层裂缝，甚至为贯穿性裂缝，因此加强混凝土表面保护至关重要。气温骤降是引起混凝土表面裂缝的最不利因素之一，低温季节内外温差过大或混凝土表面温度梯度过大，也是引起混凝土表面裂缝的原因之一，因此应特别注意气温骤降期间及低温季节混凝土表面保护，本条对此作了具体规定。“气温骤降”见本规范 10.2.2 条文说明。

10.2.7 基本保留原规范 9.2.7 条的内容，对各项温控措施明确了具体规定。选用温控措施应注意实效，利用有利季节浇筑（月平均气温 0°C 以上、年平均气温以下的月份）、降低混凝土水化热温升、控制浇筑层和层间间隙时间、利用浇筑块顶面散热等都是可行的措施。横缝灌浆前降温，可采用冷却水管通水冷却，通水时间不宜过长。

10.2.8 基本保留原规范 9.2.8 条的内容。应进行稳定温度场的计算，它既是计算变化温度场、选取封拱温度场的基准，也是计算年平均温度场的依据。当坝体边界条件及坝区的气温年变化规律确定后，拱坝的年平均温度场和变化温度场就随之确定，只有封拱温度场可以人为地调整。因此本条强调对封拱温度场的调整，以有利于降低拱坝的温度荷载。

隔河岩重力拱坝，由于坝体较厚，在一定高程以下设置了一条纵缝，纵缝上、下游侧坝块采取不相同的封拱温度，形成了封拱温度场的等效温差，使坝体温度场总的等效温差减小，但仍较大。未设纵缝的部位，等效温差更大，在温升情况下达到 11°C 以上。由温度荷载产生的拱坝主拉应力约 $0.4\sim 0.8\text{MPa}$ ，占总的主拉应力的一半左右，使得拱坝应力难以满足要求。为此该工程在坝块沿厚度方向布置间距不等的冷却水管（靠上游间距较密），或采取水温不同的通水方式（靠上游水温较低），使其各部位封拱温度不同，形成封拱温度场的等效温差。封拱温度场调整的控制条件是使其尽量接近坝体的稳定温度场。封拱温度场经调整后，使拱坝温度荷载减少，其应力满足了安全控制标准的要求。

11 安全监测设计

11.1 一般原则

11.1.1 基本保留原规范 10.1.1 条的内容。本条明确指出，混凝土拱坝应根据工程具体情况，设置必要的监测设施。其首要任务是监视工程建筑物在施工期、首次蓄水期及运行期的工作状态与安全，其次是为设计、施工及科学研究提供资料。

法国马尔巴塞拱坝突然溃决失事、意大利瓦依昂拱坝因近坝区山体滑动事故，导致大坝及电站报废的教训极其深刻。如果上述两座拱坝在设计阶段针对影响工程安全的主要不利因素布置必要的监测设施，从施工期起就进行系统的观测和资料分析工作，发现异常情况及时采取有效措施，是有可能避免或减轻事故的灾害程度。

我国清江隔河岩重力拱坝和雅砻江二滩双曲拱坝，均布置了比较系统的安全监测设施。从施工期开始，就重视建筑物安全监测和资料分析工作。在水库首次蓄水前后，对有可能威胁大坝安全的近坝区滑坡体的稳定性亦进行了监测和预报，因此，掌握了大坝等建筑物在施工期、首次蓄水期和运行期的工作状态，确保了水库顺利蓄水和大坝长期安全运行，并为设计、施工及科学研究提供了许多宝贵的监测资料。

原规范 10.1.1 条未将地形条件作为安全监测设计依据之一，由于河谷宽窄、形态等地形条件，对拱坝布置及体形选择、拱座及岸坡稳定性影响较大，故在安全监测设计依据中补充了地形条件的要求。

拱坝的监测设施布置并不仅局限于坝体和拱座。意大利瓦依昂拱坝报废后，美国、日本、法国等国都加强了对水库岸坡稳定的监测。我国 SDJ336—89《混凝土大坝安全监测技术规范》（试行）亦将“对大坝安全有重大影响的近坝区岸坡”列入大坝安全

监测范围。另外，有些监测项目，例如坝体、坝基及拱座的变形监测，通常须建立平面和高程监测网，其基准点和工作基点等监测设施常分散布置在坝区及其附近较大范围。故将原规范 10.1.1 条中“在坝和拱座部位设置必要的观测设备”的内容删除，涉及安全监测范围的规定列入本规范 11.1.3 条中。

原规范 10.1.1 条中 2 款内容“监视安全运行”、“掌握施工期、蓄水期和运行期状态”的监测称为“一般性观测”；另 2 款内容“检验设计的正确性”、“为科学研究提供资料”的监测称为“专门性观测”。这种划分方法不够准确，容易引起误会而得不到业主支持，故予以删除。

11.1.2 新增条文。SDJ336—89 是一部包括设计、施工及运行各阶段安全监测工作的较系统的专业规范。混凝土拱坝作为混凝土坝的一种坝型，其安全监测设计应符合该规范的有关规定。

另外，自 20 世纪 80 年代以来，我国制定了不少有关大坝安全监测与管理的国家及行业标准，混凝土拱坝安全监测设计亦应符合这些标准的有关规定。

11.1.3 新增条文，明确规定了混凝土拱坝的监测范围。混凝土拱坝多建在深山峡谷中，除了应关注坝体、坝基和拱座的工作状态外，电站厂房、引水和泄水建筑物及设备，以及近坝区岸坡的工作状态亦直接关系到大坝的安全。例如，1963 年 10 月 9 日，意大利瓦依昂拱坝因大坝上游左岸 1.5km 处发生大规模山体塌滑，滑坡涌浪超过坝顶近百米，电站值班人员及下游村镇居民死亡近 2700 人，酿成了一次惨重的水库失事灾难。除了遭遇长时间降雨和地质条件评估失误外，工程施工期和水库蓄水后，未对水库近坝区岸坡岩体的位移和地下水位进行全面认真的监测，是一个很重要的原因。

自瓦依昂水库报废后，高山峡谷区的水库岸坡稳定问题已引起世界各国的重视。美国垦务局要求对该国各水库库区原有的滑坡体和可能发生的滑坡建立技术档案，规定新建大坝首次蓄水必须加强岸坡稳定性监测。日本电力公司规定，在未查明库岸稳定

之前大坝不得开工。

11.1.4 基本保留原规范 10.1.2 条的内容，明确安全监测设计应遵循的原则，但在内容上作了较多的增补。

1 本款为新增内容。根据国内外经验，除了重视工程运行期的安全监测外，对工程施工期和首次蓄水期的安全监测亦应给予足够的重视。安全监测总体设计方案应便于分期实施，满足各阶段的安全监测要求。

2 监测设施的布置应突出重点，兼顾全面。应根据工程的具体情况 and 结构特点，结合影响工程安全的主要不利因素设置监测项目。监测断面和监测截面的选择应有代表性，应按照拱、梁系统选择监测断面和监测截面。

3 本款为新增内容。监测仪器和设备是采集监测数据的基本手段，没有稳定可靠的监测仪器和设备就不可能取得可靠的监测数据。由于安全监测设施一般埋设于坝体、坝基，或布置于坝内廊道、地下洞室、岸坡等部位，所处环境潮湿恶劣，除要求监测仪器设备的性能指标符合有关的国家及行业标准外，还应具有良好的密封防潮性能，能长期稳定可靠地提供监测数据。重要监测项目的仪器损坏或失效后，应便于更换。

仪器的量程应根据不同监测项目和部位实际可能发生的物理量大小研究确定。仪器的精度应满足监测要求，过高的精度要求是不必要的，高精度的监测仪器不仅价格昂贵，而且还会使监测工作复杂化，但精度过低往往会使观测物理量易被观测误差所掩盖，从而达不到安全监测的预期目的。

4 本款为新增内容。各监测项目的测点布置，可以相互验证监测数据，有利于资料分析和对观测结果作出合理解释。某些重点监测断面或部位的重要测点，采用 2 种以上监测手段或仪器设有备份，可保证监测资料的可靠性和连续性。若某测值出现异常时，可由附近同类仪器测值或另一种监测手段加以验证。重要监测仪器损坏时，由于设有备份而不致造成监测资料中断。

5 监测新技术的采用可提高监测成果质量。宜选用成熟的、

经过工程实践考验的新仪器和新技术，并为以后技术改进和监测仪器设备更新创造条件。

6 本款为新增内容。大坝安全监测自动化是安全监测的发展方向。实现大坝安全监测自动化，不但可以减轻观测人员的劳动强度，更重要的是可以快速、准确地获得观测数据，及时掌握大坝及其附属建筑物的工作状态。特别是地震和特大洪水时可以很方便地加密测次，及时获得最新信息，以便出现异常情况时有充分的时间采取补救措施，防止事故的发生。

大坝安全监测自动化包括数据采集自动化、资料整理分析及安全管理自动化。是否建立自动化监测系统，如何选择自动化监测系统的型式和规模，应根据工程等级和重要性通过技术经济论证确定。

不论采用何种型式和规模的自动化监测系统，在运行过程中都有可能出现故障，为防止自动化监测系统发生故障时出现错误测值或丢失信息，除了特别强调仪器和系统的长期稳定性外，应配备必要的人工监测手段作为检验和后备措施。

11.1.5 基本保留原规范 10.1.3 条的内容，明确在进行安全监测设计时应注意的事项。

1 监测设计中，往往容易忽视观测廊道和观测站的布置，以致给仪器埋设和观测工作造成很大不便。观测站通常设在廊道内或大坝下游面工作桥上，其平面位置和高程应靠近仪器相对集中的部位，以减少信号电缆的长度，必要时应为安全监测设施布设专门的观测廊道、竖井及洞室。例如，前苏联萨彦—舒申斯克重力拱坝，在坝底 1/3 处设有一个专门的观测廊道，里面集中了下部所有监测仪器的引出线；隔河岩重力拱坝和白山重力拱坝，亦在坝顶专门设有一条观测廊道；泉水薄拱坝在下游坝面布置了 4 层坝后桥，为观测工作及巡视检查带来了方便。

2 观测站应有良好的交通条件，要避免通道积水，影响观测和巡视检查工作。观测站及观测廊道应有良好的照明设备。必要时应设电热防潮装置和防风保温门。

观测站环境潮湿是大坝安全监测中普遍存在的问题，无论是人工观测，还是自动化仪器观测，潮湿都将对观测设施的使用寿命和监测成果的可靠性带来严重影响。例如，紧水滩双曲拱坝，在1992年工程移交前因测站潮湿而损坏集线箱40余只；垂线测点因漏水和结露，使得正垂线锤球油桶内进水，导致阻尼变小而影响正垂线的稳定性。因此，大坝安全监测设计时，应研究观测站的防潮措施，为营造观测站小气候环境创造条件。浙江省里石门拱坝、紧水滩拱坝及安徽省陈村拱坝在观测站防潮方面都积累了一些经验。

另外，监测设施及电缆还应有可靠的防盗保安措施，防止监测设施受到人为破坏。

3 本款为新增内容。不少监测设施的埋设安装与土建施工同步进行，受开挖爆破和混凝土浇筑等施工作业的影响很大，仪器和电缆的选型应考虑施工特点。仪器和电缆布置应避免受到灌浆孔和排水孔施工的损坏，必要时水平敷设的电缆应采用钢管或槽钢保护，竖向牵引的电缆应设钢管保护。

4 应注意施工期和首次蓄水期的安全监测，及时确定主要监测项目的基准值。

施工期安全监测的主要目的，是监视大坝等永久性建筑物在施工期的安全；监视临时建筑物（开挖边坡、围堰及导流建筑物等）的安全；为大坝等永久性建筑物运行期的安全监测提供其施工期的性状数据，以便取得监测全过程资料；验证设计和指导施工。

施工期安全监测的基本要求，应及时埋设安装仪器；及时进行观测，并取得初始值或基准值；及时整理分析资料和及时反馈信息。

蓄水期，特别是首次蓄水，是检验拱坝是否适宜蓄水运行的重要而敏感阶段。坝体、坝基及拱座的缺陷，会随着水库水位上升而逐渐暴露出来；近坝区岸坡的稳定性，也会因地下水位升高而受到影响。根据世界上大坝失事的统计资料，几乎60%左右的

大坝失事是发生在水库初次蓄水或其后几年内。因此，世界各国都对施工期和首次蓄水期的安全监测特别重视。通常都规定在这两个阶段对大坝进行连续监测，其观测频率明显高于大坝正式运行期。监测手段包括巡视检查和仪器监测。监测内容几乎包括所有能表征大坝工作状态的项目。

水库蓄水前制定详细的监测工作计划十分重要，应对水库蓄水期间各监测项目的监测频次、技术要求、资料整理分析及快速反馈作出专门的规定。主管单位主要根据安全监测成果和反馈分析意见，实施或改变水库蓄水计划，并对发现的异常现象及时提出处理措施。

对于采用分期蓄水的高拱坝，由于大坝变形等观测设施，例如垂线、坝体上部及顶部水平位移与垂直位移监测设施等，往往在施工期难以与土建工程同步完成，这给了解大坝在首次蓄水期间的实际工作状态和运行期的监测资料分析工作带来了一定困难。故安全监测设计应注重坝基廊道、坝体中部检查廊道及大坝下游坝面测点的布设，尽可能在水库蓄水前完成倒垂线、扬压力、渗漏量等监测设施的埋设安装工作。若水库首次蓄水前已埋设安装的监测仪器不能满足安全监测的需要时，应布置必要的临时性监测设施，防止重要监测资料漏测。但应注意初次蓄水阶段的临时监测系统与永久监测系统建立数据传递关系，以保证永久监测系统能获得可靠的初始值。

5 对主要监测项目提出测值的预计变化范围，主要指变形监测与渗流监测。根据预计的测值变化范围，确定相应监测设施的最佳量程与测量精度，为监测仪器的合理选型提供依据；在资料分析过程中，将实测的监测成果与设计预计的测值变化范围比较，可直接了解大坝的工作性态。

技术警戒值是大坝在一定工作条件下的变形量、渗漏量及扬压力等设计值，或有足够监测资料时经分析求得的允许值（允许范围）。它是对大坝进行安全性态评价的一个十分重要的依据。根据技术警戒值可判定监测物理量是否异常。

但技术警戒值不是一个固定不变的值，而是随着坝龄的增长、筑坝材料的老化而不断变化。对于1、2级拱坝关键部位位移量的技术警戒值，在施工阶段和水库首次蓄水阶段，宜根据理论计算和模型试验成果，并参考类似工程经验提出；在运行阶段，可在对原型观测资料进行正分析和反演分析的基础上，结合有关设计规范和准则，采用极限状态法和置信区间法等方法拟定技术警戒值。

11.2 监测项目与主要监测设施布置

11.2.1 新增条文。明确指出拱坝安全监测，其按监测项目设置的仪器监测应与巡视检查相结合。由于影响工程安全的因素多，不可预见性较大，即使设置了比较完善的监测系统，也不能说其安全就有了保障。另外安全监测设计所选择的监测断面和布置的测点，相对于整个工程来说，仍具有较大的局部性和局限性。国外统计资料表明，大坝出现缺陷和危及安全的情况，50%~70%是被有经验的专业技术人员在现场巡视检查过程中发现的。因此，应强调二者紧密结合，才能有效地保证大坝安全运行。

11.2.2 新增条文。参照SDJ336—89的相关条文，提出对巡视检查的要求。

11.2.3 基本保留原规范 10.2.1条和10.2.2条的内容，参照SDJ336—89的相关条文，将仪器监测划分改为常规监测项目与专门监测项目。

1 常规监测项目是指同等级建筑物，通常需要设置的监测项目，包括环境量监测、变形监测、渗流监测、应力应变及温度监测等内容。

拱坝及拱座的变形和基础渗流，是拱坝的重要监测项目，应特别重视。

渗流量监测是判断大坝安全简单而重要的手段之一。对拱坝坝基、坝体及两岸拱座渗流量变化进行连续监测，有助于对大坝出现的异常情况迅速作出判断。从大坝首次蓄水开始，对坝基及

坝体的渗漏量就要分别进行监测，并密切注意其随库水位、温度及时间变化的关系和发展趋势。

地质条件良好的薄拱坝，由于坝基面积小，由扬压力引起的总作用力与上游水压力总荷载相比，其值较小，经论证后可少作或不作扬压力监测。对于中厚拱坝和厚拱坝，扬压力或拱座渗透压力大小及其变化规律对拱座稳定的影响较大，应给予足够的重视。若发现扬压力或渗透压力大于设计值，应及时查明原因并采取专门措施，使其降至设计允许的范围。

坝基深部渗透压力对于全面了解拱坝的工作状态和核算拱座的稳定性具有十分重要的意义。应根据坝基具体地质条件和拱座部位存在的地质缺陷，有针对性地布置监测断面和测点。深部渗透压力监测断面宜沿渗流方向或顺地质构造布置。测点的埋设深度应根据地质构造等情况决定。

2 专门监测项目是指表 11.2.1 所列常规监测项目以外的监测项目，应根据工程具体情况和安全监测的需要，并参考类似工程经验，经论证后选设。主要包括以下内容：近坝区岸坡稳定性监测、地下洞室稳定性监测、坝体地震反应监测、水力学监测等。另外，锚固结构受力状态监测、施工期爆破影响监测、地应力监测等内容也是某些工程选设的专门监测项目。

1、2 级拱坝，除设置常规监测项目外，可根据工程的具体情况和安全监测需要，设置相应的专门监测项目。对于某些结构新颖的低坝，为了进行科学试验，也可设置必要的专门监测项目。

11.2.4~11.2.8 新增条文。鉴于 SDJ336-89 相关规范，对监测项目的设计要求已有明确规定，故删除原规范 10.2.3 条关于“各项观测设计的要求详见附录四”的条文及其“附录四”。

但参照 SDJ336-89 的规定，针对拱坝的特点，根据国内外工程经验，增列对环境量、变形、渗流、应力应变及温度等监测项目，提出了监测布置的参考性意见。