

ICS 27.140  
P 59  
备案号: J1911—2014



中华人民共和国能源行业标准

P NB / T 35023 — 2014  
代替 SD 133 — 1984

---

水 闸 设 计 规 范

Design code for sluice

2014-06-29 发布 2014-11-01 实施

---

国家能源局 发布

中华人民共和国能源行业标准

水 闸 设 计 规 范

Design code for sluice

**NB / T 35023 — 2014**

代替 SD 133 — 1984

主编机构：水电水利规划设计总院  
批准部门：国 家 能 源 局  
施行日期：2014 年 11 月 1 日

中国电力出版社

**2014 北 京**

中华人民共和国能源行业标准  
**水 闸 设 计 规 范**

Design code for sluice

**NB / T 35023 — 2014**

代替 SD 133 — 1984

\*

中国电力出版社出版、发行

(北京市东城区北京站西街 19 号 100005 <http://www.cepp.sgcc.com.cn>)

北京博图彩色印刷有限公司印刷

\*

2015 年 3 月第一版 2015 年 3 月北京第一次印刷

850 毫米×1168 毫米 32 开本 8.25 印张 208 千字

印数 0001—3000 册

\*

统一书号 155123 • 2195 定价 **67.00** 元

**敬 告 读 者**

本书封底贴有防伪标签，刮开涂层可查询真伪

本书如有印装质量问题，我社发行部负责退换

**版 权 专 有 翻 印 必 究**

**NB / T 35023 — 2014**

**国 家 能 源 局**

**公 告**

**2014 年 第 4 号**

按照《国家能源局关于印发〈能源领域行业标准化管理办法（试行）〉及实施细则的通知》（国能局科技〔2009〕52 号）的规定，经审查，国家能源局批准《核电厂核岛机械设备材料理化检验方法》等 164 项行业标准（见附件），其中能源标准（NB）158 项和电力标准（DL）6 项。现予以发布。

附件：行业标准目录

**国家能源局**

**2014 年 6 月 29 日**



NB / T 35023 — 2014

附件:

行 业 标 准 目 录

序号	标准编号	标准名称	代替标准	采标号	批准日期	实施日期
...						
101	NB/T 35023—2014	水闸设计规范	SD 133—1984		2014-06-29	2014-11-01
...						

## 前 言

本规范是根据《国家发展改革委办公厅关于印发 2007 年行业标准修订、制定计划的通知》（发改办工业〔2007〕1415 号）的要求，在原水利电力部《水闸设计规范（试行）》SD 133—1984 的基础上修订的。

本规范的主要技术内容是：闸址选择、总体布置、水力设计、防渗排水设计、结构设计、地基计算及处理设计、安全监测设计等。

本规范修订的主要技术内容是：

- 取消了原规范中有关专用于平原地区部分的内容。
- 增加了前言。
- 增加了术语和定义。
- 增加、修改了有关水闸闸址选择方面的内容。
- 在总体布置篇章，增加了枢纽布置、上下游河道整治内容；调整补充了闸室结构、地基防渗、消能防冲和两岸连接结构的内容。
- 增加了岩石地基上水闸的设计内容。
- 增加了采用以概率理论为基础的分项系数极限状态设计方法（可靠度法），将此方法作为结构抗滑稳定性计算参考方法，列入附录。
- 增加了水闸结构对材料的要求，土压力计算公式，岩石地基上闸室抗滑稳定性计算公式，闸室检修时抗浮稳定性计算公式和岩石地基上导墙抗倾覆稳定性计算公式等。
- 增加了导墙、连接坝设计内容。
- 将地基设计和地基处理合为一章，补充增加了地基设计、

NB / T 35023 — 2014

加固处理内容。

- 增加了软弱下卧层承载力验算，将其列为附录。
- 提出了土体参数值表、地基岩体力学参数值表和地基岩体允许承载力表，将其列为附录。
- 增加了本规范用词说明和引用标准名录的内容。

本规范由国家能源局负责管理，由水电水利规划设计总院提出并负责日常管理，由能源行业水电勘测设计标准化技术委员会负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见或建议，请寄送水电水利规划设计总院（地址：北京西城区六铺炕北小街2号，邮编：100120）。

本规范主编单位：中国电建集团成都勘测设计研究院有限公司

本规范参编单位：四川大学

本规范主要起草人员：张逢银 任久明 杨德超 方玉才  
何 兰 王菊梅 易乃厚 张 琦  
胡永胜 彭仕雄 朴 苓 陈建康  
李艳玲 王 东 吴震宇 张 瀚  
本规范主要审查人员：翁新雄 杨泽艳 袁建新 苏丽群  
李晓新 程德虎 崔 进 陈海坤  
魏彩章 刘 园 史 彬 詹前波  
何兆升 张 杰 王毅鸣

目 次

1 总则..... 1

2 术语..... 2

3 闸址选择..... 4

4 总体布置..... 6

    4.1 枢纽布置..... 6

    4.2 闸室布置..... 7

    4.3 防渗排水布置..... 12

    4.4 消能防冲布置..... 14

    4.5 两侧连接布置..... 15

    4.6 上、下游河道整治..... 16

5 水力设计..... 17

6 防渗排水设计..... 20

7 结构设计..... 23

    7.1 一般规定..... 23

    7.2 荷载计算及组合..... 24

    7.3 闸室稳定性计算..... 27

    7.4 导墙、连接坝稳定性计算..... 33

    7.5 结构应力分析..... 35

    7.6 结构抗震设计及措施..... 37

8 地基计算及处理设计..... 39

    8.1 一般规定..... 39

    8.2 地基整体稳定性计算..... 40

    8.3 地基沉降计算..... 41

    8.4 地基处理设计..... 42

NB / T 35023 — 2014

9 安全监测设计 ..... 49

    9.1 一般规定 ..... 49

    9.2 监测项目 ..... 50

    9.3 监测设计 ..... 51

附录 A 闸孔总宽度计算 ..... 54

附录 B 消能防冲计算 ..... 60

附录 C 渗流计算 ..... 65

附录 D 岩土体力学参数值 ..... 70

附录 E 土压力计算 ..... 73

附录 F 波浪计算 ..... 80

附录 G 闸室分项系数极限状态设计方法 ..... 85

附录 H 闸基深层抗滑稳定性计算 ..... 93

附录 J 土的分类标准 ..... 96

附录 K 岩质类型和岩体完整性划分 ..... 101

附录 L 地基允许承载力计算 ..... 102

附录 M 软弱下卧层承载力验算 ..... 135

附录 N 地基附加应力计算 ..... 137

本规范用词说明 ..... 150

引用标准名录 ..... 151

附：条文说明 ..... 153

Contents

1 General provisions ..... 1

2 Terms ..... 2

3 Sluice site selection ..... 4

4 Overall layout ..... 6

    4.1 Pivot layout ..... 6

    4.2 Lock chamber arrangement ..... 7

    4.3 Seepage control and drainage arrangement ..... 12

    4.4 Energy dissipation and protection against erosion arrangement ..... 14

    4.5 Connection layout on either side of the river ..... 15

    4.6 River improvement on the upstream or downstream ..... 16

5 Hydraulic design ..... 17

6 Seepage control and drainage design ..... 20

7 Structure design ..... 23

    7.1 General requirement ..... 23

    7.2 Load calculation and combination ..... 24

    7.3 Lock chamber stability calculation ..... 27

    7.4 Stability calculation of the guide wall and connection dam ..... 33

    7.5 The structural stress analysis ..... 35

    7.6 Structural seismic design and measures ..... 37

8 Ground calculation and treatment design ..... 39

    8.1 General requirement ..... 39

    8.2 The overall stability of the ground calculation ..... 40

    8.3 The ground settlement calculation ..... 41

    8.4 Ground treatment design ..... 42

NB / T 35023 — 2014

9 Security monitoring design ..... 49

9.1 General requirement ..... 49

9.2 Monitoring items ..... 50

9.3 Monitoring design ..... 51

Appendix A The total width of the sluice hole calculation ..... 54

Appendix B Energy dissipation and protection against  
erosion calculation ..... 60

Appendix C Seepage calculation ..... 65

Appendix D Rock & soil mechanical parameter values ..... 70

Appendix E Calculation of the earth pressure ..... 73

Appendix F Wave calculation ..... 80

Appendix G Partial factor approaches in sluice chamber  
stability design ..... 85

Appendix H Sluice ground stability against deep sliding  
calculation ..... 93

Appendix J Soil classification criteria ..... 96

Appendix K Rock types and rock mass integrity division ..... 101

Appendix L Allowable bearing capacity calculation of the  
ground ..... 102

Appendix M Additional stress of the ground calculation ..... 135

Appendix N Weak underlying layer bearing capacity  
checking ..... 137

Explanation of wording in this code ..... 150

List of normative standards ..... 151

Additions: explanation of provisions ..... 153

## 1 总 则

**1.0.1** 为了规范山区、丘陵区水闸设计，统一设计标准和技术要求，编制本规范。

**1.0.2** 本规范适用于山区、丘陵区新建或扩建的水电工程大型、中型水闸设计，大型、中型水闸的加固及改建设计。

**1.0.3** 水闸设计应符合下列规定：

- 1** 应因地制宜、安全可靠、经济合理和使用美观。
- 2** 应根据工程实际需要，认真收集、研究整理工程的各项基本资料，选用的资料应准确可靠，满足设计要求。
- 3** 应从实际出发，广泛吸取工程实践经验，进行必要的科学试验，积极采用新结构、新技术、新材料、新设备。
- 4** 技术复杂的大型水闸设计，应进行专门研究论证。

**1.0.4** 水电工程水闸设计，除应符合本规范外，尚应符合国家现行有关标准的规定。



**NB / T 35023 — 2014**

## **2 术 语**

### **2.0.1 水闸 sluice**

由闸墩支撑的闸门控制流量、调节水位，具有挡水、泄水双重作用的中低水头水工建筑物。

### **2.0.2 进水闸 water intake sluice**

位于引水建筑物的首部，用以取水并控制进水流量的水闸。

### **2.0.3 泄洪闸 release sluice**

主要功能为宣泄水库、河道、渠道洪水或多余流量的水闸。

### **2.0.4 冲沙闸 flushing sluice**

建在多泥沙河流上、主要功能为冲沙的水闸。

### **2.0.5 排污闸 thrash sluice**

用于排泄河道或水库表层漂浮物的水闸。

### **2.0.6 分洪闸 flood diversion sluice**

建于河道岸边、蓄洪区或分洪道进口处用以分泄河道洪水的水闸。

### **2.0.7 闸室 sluice chamber**

为水闸的主体部分，主要为控制水流，由闸室底板、闸门、闸墩、工作桥等结构物组成。

### **2.0.8 铺盖 impervious blanket**

布置在水闸上游、与闸室相连，主要作用是延长渗径、降低渗透压力和渗流坡降，同时具有防冲功能。

### **2.0.9 护坦 apron**

建在水闸下游保护河底不受冲刷破坏的刚性护底建筑物。

### **2.0.10 消力池 stilling basin**

建在水闸下游或泄水建筑物下游有护坦及边墙保护的水跃消

能设施。

**2.0.11 海漫 riprap**

建在水闸或泄水建筑物护坦或消力池下游用以调整流速分布，保护河床免受冲刷的柔性或刚性建筑物。

**2.0.12 渗流 seepage flow**

液体通过多孔介质或岩石裂隙的流动。

**2.0.13 反滤层 filter**

沿渗流方向将砂石料或土工织物按颗粒粒度或孔隙逐渐增大的顺序分层铺筑而成的防止细颗粒流失的滤水设施。

**2.0.14 地基处理 foundation treatment**

当天然地基土的性质不能满足工程要求时，为提高地基土的强度、改善土的变形或渗透性质而对地基土加固改良的方法。

**2.0.15 流土 soil flow**

在渗流作用下，局部土体表面隆起、顶穿或粗细颗粒同时浮起而流失的现象。

**2.0.16 管涌 piping**

土体中细颗粒在渗流作用下从骨架孔隙中通道流失的现象。

**2.0.17 接触冲刷 erosion on contact surface**

渗流垂直于渗透系数相差较大的两相邻土层流动时，将渗透系数较小的土层中细颗粒带入渗透系数较大的土层中的现象。

## NB / T 35023 — 2014

### 3 闸 址 选 择

**3.0.1** 闸址选择应根据河流综合规划及流域生态环境要求，结合地形、地质、水流、泥沙、冰情、施工条件、投资等因素，经过技术经济比较后确定。

**3.0.2** 闸址及近闸的岸坡应满足稳定性要求，不宜有大体积潜在滑坡及不稳定岩体存在。

**3.0.3** 闸址宜选择在坚硬、密实、岸坡稳定的天然地基上，尽量避免采用人工处理地基，并应考虑闸基及两岸闸肩的渗漏、稳定性、变形条件。

**3.0.4** 泄洪闸和冲沙闸宜选择在顺直、河势相对稳定的河段。

**3.0.5** 泄洪闸、冲沙闸与进水闸组成工程枢纽时，应综合考虑进水闸与泄洪闸、冲沙闸的不同功能要求，除满足泄洪冲沙外，应结合进水闸的引水防沙要求而选择合适的闸址位置。

**3.0.6** 闸址选择应考虑过闸下泄水流对下游的影响，须布置合理的闸室下游消能设施，尽量避免下泄水流对两岸边坡的冲刷及建筑物的不利影响。

**3.0.7** 闸址选择应考虑枢纽建筑物布置、施工导流及场地布置、交通运输、材料供应、基坑排水、施工供电、供水等条件。

**3.0.8** 在铁路桥或 1、2 级公路桥附近建闸，需符合相关规范要求。

**3.0.9** 闸址选择时应结合抗震要求选择有利的工程场址，避开活动断裂带，避免地基砂土液化、软土震陷，应考虑邻近建筑物边坡的滚石、垮塌及水库库岸失稳的影响。

**3.0.10** 闸址选择还应考虑下列要求：

**NB / T 35023 — 2014**

- 1** 少占用土地及拆迁房屋。
- 2** 尽量利用现有公路、航运、通信、电力等公用设施。
- 3** 有利于绿化、美化环境、水土流失治理和生态环境保护。
- 4** 有利于综合管理、经营。

## NB / T 35023 — 2014

# 4 总 体 布 置

## 4.1 枢 纽 布 置

**4.1.1** 水闸枢纽布置应根据闸址地形、地质、水流等条件，以及该枢纽中各建筑物的功能、特点、运行要求等确定。应做到安全可靠、布置合理、结构简单、运用方便、协调美观。

**4.1.2** 泄洪闸的轴线宜与河道中心线正交，其上、下游河道直线段长度不宜小于 5 倍闸室进口处水面宽度。位于弯曲河段的泄洪闸，宜布置在河道深泓部位。

**4.1.3** 进水闸的中心线与河道中心线的交角（即引水角），在无坝引水时不宜超过  $30^\circ$ ，其上游引渠长度不宜过长；在建拦河闸坝引水时宜为  $70^\circ \sim 75^\circ$ 。

**4.1.4** 在多泥沙河流上，以引水防沙为主的进水闸，宜布置在弯道顶点靠近河道凹岸深泓的岸边稍偏下游处。

**4.1.5** 多泥沙河流水闸枢纽的冲沙闸或泄洪闸，宜布置在靠近岸边进水闸的下游，并应注意解决进水闸的防沙、冲沙问题。

在冲沙闸前宜设置导沙坎和束水墙，增强冲沙闸的冲沙能力。

**4.1.6** 应根据河道上游来污物量的多少和采用的清污方式，决定是否需要设置排污闸，其布置应靠近进水闸或污物来量较大的河道一侧或河道的两侧。

**4.1.7** 水闸枢纽中的船闸、泵站或水电站厂房与水闸的相对位置应满足水闸畅通泄洪、冲沙，以及其他建筑物的功能和安全运行要求。

**4.1.8** 有过鱼要求的水闸，可结合导墙的布置设置鱼道。鱼道下

泄水流宜与河道水流斜交，其出口不宜靠近泄洪闸。

**4.1.9** 有泄放生态流量要求的水闸，枢纽布置时应考虑下泄生态流量的设施。

**4.1.10** 地震区水闸枢纽布置应考虑安全通道、避难场地、应急电源布置等。

**4.1.11** 大型水闸及水流流态复杂、含沙量大的中型水闸枢纽布置，应经水工模型试验验证，模型试验的范围应包括水闸上、下游可能产生冲淤的河段。

## 4.2 闸 室 布 置

**4.2.1** 闸室结构布置应根据水闸挡水、泄水条件和运行要求，结合地形、地质、水流流态等选用开敞式、胸墙式、涵洞式或双层式等结构形式。整个闸室结构的重心应尽可能与闸室底板中心相近，且偏向高水位一侧。

1 挡水高度较小，有大量漂浮物的水闸宜采用开敞式。

2 挡水高度较大、闸上游水位变幅较大、挡水水位高于泄水运行水位的水闸，宜采用胸墙式或涵洞式。当河道有大量漂浮物过闸时，胸墙下宜考虑泄水为明流，以利排泄漂浮物。

3 挡水高度较大，上游洪水位也较高，采用一扇闸门推力较大时，可采用双层式结构。

4 寒冷地区的抗冰冻结构布置及措施应符合《水工建筑物抗冰冻设计规范》DL/T 5082 的有关规定。

**4.2.2** 开敞式闸室结构可根据地基条件和受力情况等选用整体式或分离式。胸墙式、涵洞式和双层式闸室结构不宜采用分离式。

**4.2.3** 闸顶高程应根据挡水和泄水两种运用情况确定。挡水时，闸顶高程不应低于水闸正常蓄水位加波浪计算高度与相应安全超高值之和；泄水时，闸顶高程不应低于设计洪水位（或校核洪水位）与相应安全超高值之和。水闸安全超高下限值应按表 4.2.3 的规定确定。

NB / T 35023 — 2014

表 4.2.3 水闸安全超高下限值 m

水 闸 级 别			1	2	3	4、5
运用 情况	挡水时	正常蓄水位	0.7	0.5	0.4	0.3
	泄水时	设计洪水位	1.5	1.0	0.7	0.5
		校核洪水位	1.0	0.7	0.5	0.4

闸顶高程的确定还应考虑下列因素：

- 1 软弱地基上闸基沉降的影响。
- 2 多泥沙河流上、下游河道的冲淤变化对水位升高或降低的影响。
- 3 上游两侧防洪堤顶可能加高的影响。
- 4 闸顶高程应考虑水库最高静水位及设计洪水和校核洪水过闸时，水流表面对闸顶桥梁和支座的影响。

4.2.4 闸槛高程应综合考虑闸址地区的天然河床高程、水流、泥沙、地形、地质、施工、运行等条件，结合堰型和门型选择，经技术经济比较后确定。

- 1 闸槛高程不宜低于闸址处枯水期河槽的河床平均高程。
- 2 山区河道推移质泥沙较多时，闸槛高程宜略高于闸址处枯水期河槽的河床平均高程。
- 3 复式河床上的水闸，当地基为岩石或坚硬的土质地基（简称土基）时，可考虑采用高、低闸槛的布置形式。

4.2.5 闸室的总净宽应根据闸址处河床的宽度，满足宣泄设计和校核流量及冲沙的要求，尽可能减小过闸单宽流量、减少下游冲刷，并结合闸室孔口尺寸和孔数的选择及施工导流的要求，经技术经济比较后确定。

闸室总净宽选择时，还要考虑中、小洪水时能降低闸前水位泄洪冲沙和减少上游淹没的要求。

4.2.6 闸室孔口尺寸应根据水闸的地基条件、运用要求、施工导流要求，闸门结构形式、启闭机容量，以及闸门的制作、运输、



安装等因素，进行综合分析确定。

选用的闸室孔口尺寸应符合《水利水电工程钢闸门设计规范》DL/T 5039 所规定的闸门孔口尺寸系列标准。闸孔孔数少于 8 孔时，宜采用单数孔。

**4.2.7** 闸室底板形式应根据地基、泄流等条件选用平底板、低堰底板或折线底板等。

1 一般情况下，闸室底板宜采用平底板，在地基承载力较低，且荷载较大时，也可采用箱式平底板。

2 当闸基为软弱地层需挖除降低闸底建基高程时，可采用低堰底板。

3 多泥沙河流，为使排沙顺利，其堰形宜为平底板宽顶堰，当有其他要求时也可为低堰。

4 在坚实或中等坚实地基上建闸，上、下游河底高差较大，闸室底板较长时可采用折线底板，其后部可作为消力池的一部分。

**4.2.8** 闸室底板厚度应根据闸室地基条件及处理措施、作用荷载及闸孔宽度等因素，经闸室稳定性、结构计算，并结合布置要求确定。

**4.2.9** 闸室底板顺水流向长度应根据闸室地质条件和结构布置要求，以满足闸室整体稳定性和地基允许承载力为原则，进行综合分析确定。

**4.2.10** 闸室结构垂直水流向分段长度（即顺水流向永久缝的缝距）应根据闸室地基条件和结构特点，结合采用的施工方法和措施确定。土质地基一般宜在闸墩中间设缝分段；对坚实地基、桩基和岩石基础的开敞式水闸，也可在闸室底板上设缝分段。岩石地基（简称岩基）上的分段长度不宜超过 20m，土基上的分段长度不宜超过 30m。当分段长度超过本条规定数值时，宜作技术论证。永久缝的构造形式可采用铅直贯通缝、斜搭接缝或齿形搭接缝，缝宽可采用 2cm～5cm。

**4.2.11** 闸墩结构形式，应根据闸室结构、抗滑稳定性和闸墩纵向



## NB / T 35023 — 2014

刚度要求确定，一般宜采用实体式。闸墩的外形轮廓设计应能满足过闸水流均匀平顺、侧向收缩小及过流能力大的要求。上游墩头可采用半圆形或流线型，下游墩头宜采用流线型。闸墩长度应根据水流条件、闸门布置、闸顶交通等要求，经稳定性和应力计算确定。

**4.2.12** 闸墩厚度应根据闸室孔口尺寸、受力条件、结构构造要求和施工方法等确定。平面闸门闸墩门槽处最小厚度不宜小于 0.4m。

**4.2.13** 工作闸门门槽应设在闸墩水流较平顺部位，其宽深比宜取 1.6~1.8。根据运行维修需要设置的检修闸门门槽，与其工作闸门门槽之间的净距离不宜小于 1.5m。

**4.2.14** 边闸墩的结构布置应符合本规范 4.2.11~4.2.13 条的规定。兼作导墙的边闸墩需考虑承受侧向土压力的作用，其厚度应根据结构抗滑稳定性和结构强度的计算需要确定。

**4.2.15** 当水闸弧形闸门支铰总推力超过 25 000kN 时，通过技术经济比较，宜采用预应力钢筋混凝土闸墩。

**4.2.16** 闸门结构的选型布置应根据其受力情况、控制运用要求、制作、运输、安装及维修条件等因素，结合闸室结构布置合理选定。

1 挡水高度和闸室孔口尺寸均较大，需由闸门控制泄水的水闸，宜采用弧形闸门。

2 当永久缝设置在闸室底板上时，宜采用平面闸门；如采用弧形闸门，应考虑闸墩间可能产生的不均匀沉降对闸门强度、止水 and 启闭的影响。

3 当下游水位较高，有可能淹没弧形闸门支铰时，应采取措施保护支铰的安全运行。

4 有排冰要求的水闸，宜采用平面闸门或下卧式弧形闸门；多泥沙河流上的水闸，不宜采用下卧式闸门。

5 多泥沙河流上、推移质数量较大的水闸，工作闸门宜选择

弧形闸门，以减小泥沙对门槽的影响。

**6** 检修闸门应采用平面闸门或叠梁式闸门。

**4.2.17** 露顶式闸门顶部应在可能出现的最高挡水位以上有 0.3m~0.5m 的超高。

**4.2.18** 启闭机形式可根据门形、尺寸及其运用条件等因素选定。选用启闭机的启闭力应等于或大于计算启闭力，同时应符合《水电水利工程启闭机设计规范》DL/T 5167 所规定的启闭机系列标准。

当多孔工作闸门启闭频繁或要求短时间内全部均匀开启时，宜采用一门一机的布置方式。

**4.2.19** 闸室胸墙结构可根据闸室孔口尺寸大小和泄水要求选用板式或板梁式。孔宽不大于 6m 时可采用板式；孔宽大于 6m 时宜采用板梁式。胸墙顶宜与闸顶齐平。胸墙底高程应根据孔口泄流量要求计算确定。胸墙上游底部宜做成流线型。胸墙厚度应根据受力条件和边界支承情况计算确定。胸墙与闸墩的连接方式可根据闸室地基、温度变化条件、闸室结构横向刚度和构造要求等采用简支式或固支式。当永久缝设置在底板上时，不宜采用固支式。

**4.2.20** 闸室上部工作桥、检修便桥、交通桥、电缆沟梁、油管沟梁、观测沟梁等可根据闸室孔口尺寸、闸门启闭机形式及容量、设计荷载标准等分别选用板式、梁板式或板拱式。其与闸墩的连接形式应与底板分缝位置及胸墙支承形式统一考虑。有条件时，可采用预制构件，现场吊装。工作桥的支承结构可根据其高度及纵向刚度选用实体式或刚架式。工作桥、检修便桥和交通桥的梁（板）底高程均应高出最高洪水位或最高静水位 0.5m 以上；若有流冰，应高出流冰面 0.2m 以上。

**4.2.21** 土质松软地基上的水闸结构选型布置应符合下列要求：

- 1** 闸室结构布置匀称、质量轻、整体性强、刚度大。
- 2** 相邻部分工程的基础底面（简称基底）应力差小。
- 3** 选用耐久、能适应较大不均匀沉降的止水形式和材料。
- 4** 适当增加底板长度和埋置深度。

**NB / T 35023 — 2014**

**4.2.22** 冻胀土地基上的水闸结构选型布置，尚应符合下列要求：

- 1** 闸室结构整体性强、刚度大。
- 2** III级冻胀土地基上的 1、2、3 级水闸和IV、V 级冻胀土地基上的各级水闸，其基础埋深不小于基础设计冻深。
- 3** 在满足地基承载力要求的情况下，减小闸室底部与冻土的接触面积。
- 4** 在满足防渗、防冲和水流衔接条件的情况下，缩短进出口长度。
- 5** 适当减小冬季暴露的大、中型水闸铺盖，消力池底板等底部结构的分块尺寸。

**4.2.23** 地震区水闸的布置应考虑结构的防震抗震能力，选择安全、经济、合理的抗震结构形式和抗震措施。

**4.3 防 渗 排 水 布 置**

**4.3.1** 防渗排水布置应根据闸基地质条件和水闸上、下游水位差等因素，结合闸室消能防冲和两岸连接布置进行综合分析确定。

**4.3.2** 土质地基上的水闸闸基轮廓线应根据选用的防渗排水设计形式，经合理布置确定。

在工程规划阶段和预可行性研究阶段，初步拟定的闸基防渗长度应满足式（4.3.2）的要求，即

$$L = \Delta H / [J] \tag{4.3.2}$$

式中：  $L$  —— 闸基防渗长度，即闸基轮廓线防渗部分水平和垂直段长度的总和（m）；

$\Delta H$  —— 上、下游水位差（m）；

$[J]$  —— 地基土的允许渗透坡降，无试验资料时，可按本规范第 6 章的规定采用。

在工程可行性研究和施工详图阶段应在满足原初步拟定的基础上采用改进阻力系数法、二维或三维的数值计算方法复核计算。

**4.3.3** 当上下游水位差较小、闸基土层渗透性不大时，可考虑采

用水平铺盖防渗。上游铺盖长度应通过渗流计算确定。闸室末端及下游护坦底部应做好反滤排水措施。

**4.3.4** 当闸基土层渗透性较强且厚度较大时，可在闸室上游设一定长度的铺盖，并在闸室底板上游端设置截水齿槽或垂直防渗体（混凝土防渗墙、钢筋混凝土板桩、水泥砂浆帷幕、高压喷射灌浆帷幕、土工膜垂直防渗结构）等，其深度应经过渗流计算确定。

垂直防渗体宜设置在闸室的上游端，如因施工等要求需设置在铺盖上时，应做好铺盖与闸室之间的止水设计。

闸室下游渗流出口处应做好反滤排水措施。

**4.3.5** 当闸基土层无相对弱透水层，土层厚度不大时，防渗墙可做到基岩上，且深入基岩不宜小于 0.5m；当土层厚度较大，防渗墙难以做到基岩上时，可悬挂于土层中；若经计算尚不能满足基础渗透稳定性，可在防渗墙下部土层中再进行帷幕灌浆，以满足闸基渗透稳定性要求。

**4.3.6** 当闸基为岩石地基时，可根据需要在闸室底板上游端设置水泥灌浆帷幕和排水。

**4.3.7** 闸室底板的上、下游端均宜设置齿槽，以增强地基抗渗和闸室的抗滑能力。

**4.3.8** 铺盖的长度可根据闸基防渗需要确定。

铺盖的厚度应根据结构计算及结构形式确定，在多泥沙河流上的铺盖宜在铺盖厚度上增加抗冲耐磨层。混凝土或钢筋混凝土铺盖最小厚度不宜小于 0.4m，其永久缝距可采用 8m~20m，缝宽可采用 2cm；铺盖前端设 1m~2m 深的防冲齿槽。

黏土铺盖的厚度应根据铺盖土料的允许水力坡降值计算确定，其前端最小厚度不宜小于 0.6m，上部应设保护层。

防渗土工膜厚度应根据作用水头，膜下土体可能产生裂隙宽度，膜的应变和强度等因素确定，但不宜小于 0.5mm。土工膜上应设保护层。

在寒冷和严寒地区，混凝土或钢筋混凝土铺盖应适当减小永

## NB / T 35023 — 2014

久缝距，黏土或壤土铺盖应适当加大厚度，并避免冬季暴露于大气中。

**4.3.9** 混凝土防渗墙最小厚度不宜小于 0.6m，水泥砂浆帷幕或高压喷射灌浆帷幕的厚度宜根据渗流计算确定。地下垂直防渗土工膜厚度不宜小于 0.25mm，重要工程可采用复合土工膜，其厚度不宜小于 0.5mm。

钢筋混凝土板桩最小厚度不宜小于 0.2m，宽度不宜小于 0.4m，板桩之间应采用梯形榫槽连接。

**4.3.10** 排水沟布置及断面尺寸应根据透水层厚度合理确定，沟内应按滤层结构要求铺设导渗层，也可在沟内埋设具有反滤设施的滤水管。

**4.3.11** 排水井的井深和井距应根据透水层埋藏深度及厚度合理确定，井管内径不宜小于 0.2m，滤水管的开孔率应满足出水量需求，管外应设滤层。

## 4.4 消能防冲布置

**4.4.1** 水闸消能防冲布置应根据河床地质条件、水力条件及闸门控制运用方式等因素确定。

**4.4.2** 山区、丘陵区河流一般河道坡降较大，其消能设施的布置形式应按不同水力条件经比较后确定。当河道泥沙含量大，水流挟带有较大粒径卵砾石推移质下泄通过水闸时，可采用斜坡式护坦与下游河道急流衔接，护坦上不宜设置消能工，底板面层应采取抗冲耐磨措施，末端应设防冲齿槽或防冲墙。

**4.4.3** 在大流量、低水头、河道坡度缓、含沙量较小、泥沙粒径较细的河道上建水闸，宜采用底流式消能。其消能设施布置形式按下列情况经技术经济比较后确定。

1 当闸后尾水深度小于跃后水深时，可采用下挖式消力池消能。

2 当闸后尾水深度略小于跃后水深时，可采用突槛式消力池



消能。

**3** 当闸后尾水深度远小于跃后水深,且计算消力池深度又较深时,可采用下挖式消力池与突槛式消力池相结合的综合式消力池消能。

**4** 当水闸上、下游水位差较大,且尾水深度较浅时,宜采用二级或多级消力池消能。

**5** 消力池底板与闸室底板可采用斜坡面连接,斜坡段的坡度不宜陡于 1:4。

**6** 消力池后宜设海漫和防冲齿槽(或防冲墙)。消力池内可设置消力墩、消力槛等辅助消能工。对于大型水闸,其布置形式和尺寸应通过模型试验验证。

**4.4.4** 当水闸水头较大或处于河道跌坎之上,且闸下河床及岸坡为坚硬岩体时,可采用挑流式消能。

**4.4.5** 当水闸下游尾水深度较大,且变化较小,河床及岸坡抗冲能力较强时,可采用面流式消能。

**4.4.6** 大型多孔水闸,可根据需要设置隔墩或导墙进行分区消能防冲布置。

**4.4.7** 海漫宜具有一定的柔性、透水性、表面粗糙性,其构造和抗冲刷能力应与水流流速相适应。海漫末端应设防冲齿槽(或防冲墙)。

## 4.5 两 侧 连 接 布 置

**4.5.1** 水闸两侧连接布置应能保证岸坡稳定,改善水闸进出水条件,提高泄流能力、减小泄流出口的单宽流量和提高消能防冲效果,满足侧向防渗需要,减轻闸室底板边荷载影响,有利于环境绿化等。

**4.5.2** 两侧连接建筑物宜根据地形地质条件选择,可采用重力式、扶臂式、空箱式等混凝土结构形式。当两侧连接段较长时,也可采用土石坝。

## **NB / T 35023 — 2014**

**4.5.3** 水闸上、下游导墙宜与闸室、进水口等建筑平顺连接。导墙一般采用直墙式或斜坡式结构。下游两侧导墙每侧扩散角不宜大于  $10^{\circ}$ ，并应做好基础防冲刷措施。

### **4.6 上、下游河道整治**

**4.6.1** 兴建水闸改变了原河道的天然流态，应对水闸上、下游河道进行必要的整治，以满足在水闸运行过程中，泄流顺畅，消能防冲安全，两岸边坡稳定的要求。

**4.6.2** 对水闸工程上、下游河道两岸边坡影响水闸进、出水流的凸出岸坡应予以挖除，使水流顺畅，并应做好开挖边坡的防护。下游河道中的堆积物等应清除到原河床高程。

**4.6.3** 水闸上、下游两岸护坡和下游河段护底工程布置应根据水流条件或模型试验成果、河床岩土体抗冲能力等因素确定。护坡长度宜大于护底长度。

## 5 水 力 设 计

**5.0.1** 水闸的水力设计内容一般包括：

- 1 闸孔总净宽计算。
- 2 闸孔不同开度泄流能力计算。
- 3 消能防冲设施确定。
- 4 闸门控制运用方式拟定。

**5.0.2** 进行水闸水力设计时，应考虑水闸建成后上、下游河床可能发生淤积、闸下游水位变动、下游冲刷等情况对闸室过水能力和消能防冲设施产生的不利影响。

**5.0.3** 水闸闸孔总净宽应根据闸槛形式和布置，上、下游水位衔接要求，上、下游淹没影响，泄流流态等因素计算确定，同时还要考虑水闸工程造价等因素综合比较选定。平底闸的闸孔总净宽计算公式见附录 A。

**5.0.4** 在多泥沙河流上利用水库沉沙的工程，水闸闸孔总净宽应考虑水库敞泄冲沙的要求。

**5.0.5** 过闸单宽流量应根据闸址处河床地形和地质条件、上下游水位差、下游水深、闸室总宽度与河道宽度的比值、水闸的结构特点和下游消能防冲设施等因素选定。

**5.0.6** 水闸闸下消能防冲设施必须在各种可能出现的水力条件下，都能满足消散动能与均匀扩散水流的要求，并且应与下游河道平顺衔接。

**5.0.7** 底流式消能设计应根据水闸的泄流条件进行水力计算，根据控制底流消能设计水力条件的计算成果，确定消力池的深度、长度等，其计算公式见附录 B。

**5.0.8** 面流式消能设计应根据水闸的泄流条件进行水力计算，根



## NB / T 35023 — 2014

据控制面流消能设计水力条件的计算成果，选定跌坎坎高、坎长、反弧半径和鼻坎角度等，并研究解决闸基淘刷和下游河床两岸岸坡的冲刷问题。跌坎面流式消能计算方法见附录 B。

**5.0.9** 挑流式消能设计应根据水闸的泄流条件进行水力计算，根据控制挑流消能设计水力条件的计算成果，选定挑流鼻坎的坎顶高程、反弧半径和挑角等，计算下泄水流的挑射距离及最大冲坑深度，并采取必要的防护措施。

**5.0.10** 夹有较大砾石河流上的水闸在闸室后面宜布置护坦，采用急流衔接，而不宜设置消力池等消能建筑物。护坦长度应根据下游水流衔接条件和抗冲刷条件确定。

**5.0.11** 海漫的长度应根据可能出现的不利水位和流量组合情况进行计算确定。其计算公式见附录 B。

**5.0.12** 下游防冲齿槽的深度应根据河床岩土体条件、护坦（海漫）末端的单宽流量和下游水深等因素综合确定，且不应小于护坦（海漫）末端的河床冲刷深度。护坦（海漫）末端河床冲刷深度计算公式见附录 B。

**5.0.13** 上游防冲齿槽的深度应根据河床岩土体条件、上游铺盖首端的单宽流量和上游水深等因素综合确定，且不应小于上游铺盖首端的河床冲刷深度。上游铺盖首端的河床冲刷深度计算公式见附录 B。

**5.0.14** 闸门的控制运用应根据水闸的水力设计和水工模型试验成果，结合下泄流量大小、水库排沙运行要求、下游流态、冲刷状况等，规定闸门的启闭顺序和开度，避免产生集中水流或折冲水流等不良流态。闸门控制运用方式应满足下列要求：

- 1 闸孔泄水时，应尽可能避免下游产生不利流态和冲刷。
- 2 闸门尽量同时均匀分级启闭。如不能全部同时启闭，可由中间孔向两侧分段或隔孔对称开启，关闭时与上述顺序相反。
- 3 对分层布置的双层闸孔或双扉闸门应先开底层闸孔或下扉闸门，再开上层闸孔或上扉闸门，关闭时与上述顺序相反。

**NB / T 35023 — 2014**

**4** 严格控制初始泄流条件下的闸门开度,避免闸门停留在振动较大的开度区泄水。

**5** 当闸门在高水位开启泄流时,需控制下泄流量大小。

**6** 关闭或减小闸门开度时,应避免水闸下游河道水位降落过快。

**5.0.15** 大、中型水闸在可行性研究阶段,其水力设计成果应经水工模型试验验证;水流流态简单的中型水闸,可借鉴边界条件相似的工程经验。

## NB / T 35023 — 2014

# 6 防 渗 排 水 设 计

**6.0.1** 水闸的防渗排水设计应根据闸基地质情况、闸基和两侧轮廓线布置及上、下游水位等进行，内容一般包括：

- 1 渗透压力计算。
- 2 渗漏量计算。
- 3 抗渗稳定性验算。
- 4 反滤层设计。
- 5 防渗帷幕及排水设计。
- 6 永久缝的止水设施和构造设计。

**6.0.2** 岩基上水闸地基的渗透压力可采用全断面直线法计算，但应考虑设置防渗帷幕和排水孔时对降低渗透压力的作用和效果；土基上水闸基底渗透压力计算可采用改进阻力系数法、二维或三维的数值计算方法。改进阻力系数法见附录 C。

**6.0.3** 当导墙后土基的渗透系数小于地基渗透系数时，侧向渗透压力可近似地采用相对应部位的水闸闸底正向渗透压力计算值，但应考虑墙前水位变化情况和墙后地下水补给的影响；当导墙后土层的渗透系数大于地基土的渗透系数时，可按侧向绕流计算。对于复杂土质地基上的大、中型水闸，应采用二维或三维的数值计算方法。

**6.0.4** 验算闸基抗渗稳定性时，要求闸基的渗流坡降值小于地基的允许坡降值，允许坡降值应通过土工试验获得，当无试验资料时参见附录 D 的值。

**6.0.5** 当导墙后地下水位与墙前水位相差较大时，应验算导墙基础的抗渗稳定性。必要时，可采取有效的防渗排水措施。

**6.0.6** 闸基允许渗漏流量大小应根据工程特性、技术经济比较

确定。

**6.0.7** 为减小护坦的渗透压力，一般在护坦基础设置反滤排水层或反滤排水沟。反滤排水层或反滤排水沟滤料的级配应能满足被保护土的稳定性和反滤料的透水性要求，且反滤料颗粒级配曲线应大致与被保护土颗粒级配曲线平行，反滤排水层或反滤排水沟滤料宜符合式（6.0.7-1）～式（6.0.7-3）的要求：

1 保证被保护土的稳定性：

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5 \quad (6.0.7-1)$$

2 保证反滤层滤料的透水性：

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = 5 \sim 40 \quad (6.0.7-2)$$

3 被保护土与反滤层滤料的颗分曲线大致平行：

$$\frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 25 \quad (6.0.7-3)$$

式中：  $D_{15}$ 、 $D_{50}$  ——反滤层滤料颗粒级配曲线上含量小于 15%、50%的粒径（mm）；

$d_{15}$ 、 $d_{50}$ 、 $d_{85}$  ——被保护土粒颗粒级配曲线上含量小于 15%、50%、85%的粒径（mm）。

反滤层的每层厚度可采用 20cm～30cm，铺设长度应使其末端的渗流坡降值小于地基土在无反滤层保护时的允许渗流坡降值。

**6.0.8** 当采用土工织物代替传统砂石料作为滤层时，选用的土工织物应有足够的强度和耐久性、透水性和防堵性要求。

**6.0.9** 岩基上水闸基底帷幕灌浆孔宜设单排，孔距宜取 1.5m～3m，孔深宜取闸室上下游最大水位差的 0.3～0.7 倍。防渗帷幕体透水率的控制标准不宜大于 5Lu。

**6.0.10** 帷幕灌浆孔后排水孔宜设单排，其与帷幕灌浆孔的间距不

## **NB / T 35023 — 2014**

宜小于 2m。排水孔孔距宜取 1.5m~3m，孔深宜取帷幕灌浆孔孔深的 0.4~0.6 倍，且不宜小于固结灌浆孔孔深。

**6.0.11** 位于防渗范围内的永久缝应设一道止水。大、中型水闸应设两道止水。止水与基础防渗体应构成密封系统。

止水的形式应能适应不均匀沉降和温度变化的要求，止水材料应耐久。

永久缝可铺贴沥青油毡或其他柔性材料。

永久缝的宽度，基岩上一般采用 2cm，土基上一般采用 2cm~5cm。如有特殊需要，应做专门研究。

## 7 结 构 设 计

### 7.1 一 般 规 定

7.1.1 水闸各部位的结构设计内容应包括：

- 1 荷载及组合；
- 2 闸室和导墙及两岸连接坝段的稳定性计算；
- 3 结构应力分析；
- 4 结构抗震设计及措施。

7.1.2 水闸各部位的结构混凝土应满足下列要求：

1 混凝土的强度等级应根据计算或耐久性要求确定。但处于二、三类环境条件下的混凝土强度等级不宜低于 C20，处于四类环境条件下的混凝土强度等级不宜低于 C25，处于五类环境条件下的混凝土强度等级不宜低于 C30。

2 混凝土的限裂要求应根据所处的环境条件确定。但处于二类环境条件下的混凝土最大裂缝宽度计算值不应超过 0.30mm，处于三类环境条件下的混凝土最大裂缝宽度计算值不应超过 0.25mm，处于四类环境条件下的混凝土最大裂缝宽度计算值不应超过 0.20mm，处于五类环境条件下的混凝土最大裂缝宽度计算值不应超过 0.15mm。

3 混凝土的抗渗等级应根据所承受的水头、水力梯度、水质条件及渗流水的危害程度情况确定。但防渗段水力梯度小于 10 的混凝土抗渗等级不应低于 W4，水力梯度等于或大于 10 的混凝土抗渗等级不应低于 W6，寒冷和严寒地区水闸防渗段水力梯度小于 10 和等于或大于 10 的混凝土抗渗等级应分别不低于 W6 和 W8。

## NB / T 35023 — 2014

**4** 混凝土的抗冻等级应根据气候分区、年冻融循环次数、结构构件的重要性及其检修条件等情况确定。但温和地区和长期处于水下的混凝土抗冻等级不应低于 F50，寒冷地区年冻融循环次数少于 100 次和等于或多于 100 次的混凝土抗冻等级分别不应低于 F150 和 F200，严寒地区年冻融循环次数少于 100 次和等于或多于 100 次的混凝土抗冻等级分别不应低于 F250 和 F300。

**7.1.3** 在夹有较大砾石的河流上，应根据河流泥沙的含量、颗粒形状、硬度、矿物成分等，对铺盖、闸室、护坦等部位混凝土采用质地坚硬的骨料、降低水灰比、提高混凝土强度等级、采用耐磨护面材料等进行保护。其具体措施应根据泥沙、施工、过水部位等情况，按《水工建筑物抗冲磨防空蚀混凝土技术规范》DL/T 5207 的要求选择。

**7.1.4** 当水闸结构采用砌石时，采用的条石或块石应能抗风化，冻融损失率小于 1%，单块质量不宜小于 30kg，中部或局部厚度不宜小于 20cm，砌筑砂浆强度等级不应低于 M7.5。

## 7.2 荷载计算及组合

**7.2.1** 作用在水闸上的荷载可分为基本荷载和特殊荷载两类。

### 1 基本荷载：

- 1) 水闸结构及其上部填料和永久设备的自重。
- 2) 相应于正常蓄水位或设计洪水位情况下水闸室底板上的水重。
- 3) 相应于正常蓄水位或设计洪水位情况下的静水压力。
- 4) 相应于正常蓄水位或设计洪水位情况下的扬压力。
- 5) 土压力。
- 6) 淤沙压力。
- 7) 风压力。
- 8) 相应于正常蓄水位或设计洪水位情况下的浪压力。
- 9) 冰压力。



10) 土的冻胀力。

11) 其他出现机会较多的荷载。

**2 特殊荷载:**

1) 相应于校核洪水位情况下闸室底板上的水重。

2) 相应于校核洪水位情况下的静水压力。

3) 相应于校核洪水情况下的扬压力。

4) 相应于校核洪水位情况下的浪压力。

5) 地震荷载。

6) 其他出现机会较少的荷载。

**7.2.2** 水闸结构及其上部填料的自重应按其几何尺寸及材料重力密度计算。

闸门、启闭机及其他永久设备应采用实际质量。

**7.2.3** 作用在闸室底板上的水重应按其实际体积及水的重力密度计算确定。多泥沙河流上的水闸,还应考虑含沙量对水的重力密度的影响。

**7.2.4** 作用在水闸上的静水压力应根据水闸不同运用情况时的上、下游水位组合条件计算确定。多泥沙河流上的水闸,还应考虑含沙量对水的重力密度的影响。

**7.2.5** 作用在水闸基础底面的扬压力应根据地基类别、防渗排水布置及水闸上、下游水位组合条件计算确定。

**7.2.6** 作用在水闸上的土压力应根据挡土的高度、填土性质、填土内的地下水位、填土顶面坡角及其他荷载等计算确定。土压力计算公式见附录 E。

**7.2.7** 作用于水闸上的淤沙压力应根据泥沙淤积计算或水工模型试验泥沙可能淤积的厚度及泥沙重力密度等计算确定。

**7.2.8** 作用于水闸上的风压力应根据当地气象台站提供的风向、风速和水闸受风面积等计算确定。计算风压力时应考虑水闸周围地形、地貌及附近建筑物的影响。

**7.2.9** 作用在水闸上的波浪压力应根据水闸闸前风向、风速、风



NB / T 35023 — 2014

区长度（吹程）、风区内的平均水深等计算确定。波浪的计算公式见附录 F。

**7.2.10** 作用在水闸上的其他荷载（如冰压力、土的冻胀力、地震荷载及其他荷载），可按国家现行有关标准的规定计算确定。施工过程中的临时荷载应根据工程实际情况确定。

**7.2.11** 设计水闸时，应将可能同时作用的各种荷载进行组合。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；特殊组合由基本荷载和一种或几种特殊荷载组成，但地震荷载只应与正常蓄水位情况下的相应荷载组合。

计算闸室稳定性和应力时的荷载组合可按表 7.2.11 的规定采用。必要时，还可考虑其他可能的不利组合。

表 7.2.11 荷载组合表

荷载组合	计算情况	荷载											说明
		自重	水重	静水压力	扬压力	土压力	淤沙压力	风压力	浪压力	冰压力	土的冻胀力	地震荷载	
基本组合	完建情况	√	—	—	—	√	—	—	—	—	—	—	必要时，可考虑地下水产生的扬压力
	正常蓄水位情况	√	√	√	√	√	√	√	√	—	—	—	按正常蓄水位组合计算水重、静水压力、扬压力及浪压力
	设计洪水位情况	√	√	√	√	√	√		√	—	—	—	按设计洪水位组合计算水重、静水压力、扬压力及波浪压力
	冰冻情况	√	√	√	√	√	√	√	—	√	√	—	按正常蓄水位组合计算水重、静水压力、扬压力及冰压力
特殊组合	施工情况	√	—	—	—	√	—	—	—	—	—	—	应考虑施工过程中各个阶段的临时荷载

续表 7.2.11

荷载组合	计算情况	荷 载											说 明	
		自重	水重	静水压力	扬压力	土压力	淤沙压力	风压力	浪压力	冰压力	土的冻胀力	地震荷载		其他
特殊组合	检修情况	√	√	√	√	√	√	√	√	—	—	—	√	按正常蓄水位组合（必要时可按设计洪水位组合或枯水期低水位条件）计算静水压力、扬压力和浪压力、水重
	校核洪水位情况	√	√	√	√	√	√	√	√	—	—	—	—	按校核洪水位组合计算水重、静水压力、扬压力及浪压力
	地震情况	√	√	√	√	√	√	√	√	—	—	√	—	按正常蓄水位组合计算水重、静水压力、扬压力及浪压力

7.2.12 计算两岸连接坝段、导墙稳定性和应力时的荷载组合可按表 7.2.11 的规定采用。

7.3 闸室稳定性计算

7.3.1 本规范给出的单一安全系数法是闸室稳定性计算应遵循的基本方法。当要求采用概率极限状态设计原则，以分项系数极限状态设计表达式的设计方法进行抗滑稳定性计算时，可参见附录 G。

- 7.3.2 土基上的闸室稳定性及基础底面应力计算应满足下列要求：
- 1 在各种计算情况下，闸室平均基础底面应力不大于地基允许承载力，最大基础底面应力不大于地基允许承载力的 1.2 倍。
  - 2 闸室基础底面应力的最大值与最小值之比不大于本规范 7.3.5 条规定的值。
  - 3 沿闸室基础底面的抗滑稳定性安全系数不小于本规范

## NB / T 35023 — 2014

7.3.7 条规定的值。

4 当地基中存在软弱下卧层时,复核的闸室地基的整体抗滑稳定性安全系数不小于本规范 7.3.8 条规定的值。

**7.3.3** 岩基上的闸室稳定性及基底应力计算应满足下列要求:

1 在各种计算情况下,闸室基础底面最大应力不大于地基允许承载力。

2 在非地震情况下,闸室基础底面不出现拉应力;在地震情况下,闸室基础底面应力应符合《水工建筑物抗震设计规范》DL 5073 的要求。

3 沿闸室基础底面的抗滑稳定安全系数不小于本规范 7.3.10 条规定的值。

4 沿闸基岩体内存在软弱结构面或缓倾角裂隙的抗滑稳定性安全系数应满足本规范 7.3.12 条的规定。

**7.3.4** 闸室基础底面应力应根据结构布置及受力情况,分别按下列规定进行计算:

1 当结构布置及受力情况对称时,按式 (7.3.4-1) 计算:

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{\sum G}{A} \pm \frac{\sum M}{W} \quad (7.3.4-1)$$

式中:  $\sigma_{\max/\min}$  ——闸室基础底面应力的最大值或最小值 (kPa);

$\sum G$  ——作用在闸室上的全部竖向荷载 (kN);

$\sum M$  ——作用在闸室上的全部竖向和水平向荷载对于基础底面垂直水流方向的形心轴的力矩 (kN · m);

$A$  ——闸室基础底面的面积 (m<sup>2</sup>);

$W$  ——闸室基础底面对于该底面垂直于水流方向的形心轴的截面矩 (m<sup>3</sup>)。

2 当结构布置及受力情况不对称时,按式 (7.3.4-2) 计算:

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{\sum G}{A} \pm \frac{\sum M_x}{W_x} \pm \frac{\sum M_y}{W_y} \quad (7.3.4-2)$$

式中： $\Sigma M_x$ 、 $\Sigma M_y$ ——作用在闸室上的全部竖向和水平向荷载对于基础底面形心轴  $x$ 、 $y$  的力矩 (kN·m)；

$W_x$ 、 $W_y$ ——闸室基础底面对于该底面形心轴  $x$ 、 $y$  的截面矩 (m<sup>3</sup>)。

7.3.5 土基上闸室基础底面应力最大值与最小值之比的允许值，见表 7.3.5。

表 7.3.5 土基上闸室基础底面应力最大值与最小值之比的允许值

地基土质	荷载组合	
	基本组合	特殊组合
松软	1.5	2.0
中等坚实	2.0	2.5
坚实	2.5	3.0

- 注：1 对于特别重要的大型水闸，其闸室基础底面应力最大值与最小值之比的允许值可按表列数值适当减小；
- 2 对于地震区的水闸，闸室基础底面应力最大值与最小值之比的允许值可按表列数值适当增大；
- 3 对于地基特别坚实或可压缩土层甚薄的水闸，可不受本表的规定限制，但要求闸室基础底面不出现拉应力。

7.3.6 土基上沿闸室基础底面的抗滑稳定性安全系数，应按式 (7.3.6-1) 或式 (7.3.6-2) 计算：

$$K_c = \frac{f \Sigma G}{\Sigma H} \tag{7.3.6-1}$$

$$K_c = \frac{\tan \varphi_0 \Sigma G + C_0 A}{\Sigma H} \tag{7.3.6-2}$$

式中： $K_c$ ——沿闸室基础底面的抗滑稳定安全系数；  
 $f$ ——闸室基础底面与地基之间的摩擦系数；  
 $\Sigma H$ ——作用在闸室上的全部水平向荷载 (kN)；

NB / T 35023 — 2014

$\varphi_0$ ——闸室基础底面与土质地基之间的摩擦角 (°);

$C_0$ ——闸室基础底面与土质地基之间的黏结力 (kPa)。

黏土地基上的大型水闸，沿闸室基础底面的抗滑稳定性安全系数宜按式 (7.3.6-2) 计算。

**7.3.7** 土基上沿闸室基础底面抗滑稳定性安全系数，不应小于表 7.3.7 规定的值。

表 7.3.7 土基上沿闸室基础底面抗滑稳定性安全系数

荷载组合		水闸级别			
		1	2	3	4、5
基本组合		1.35	1.30	1.25	1.20
特殊组合	I	1.20	1.15	1.10	1.05
	II	1.10	1.05	1.05	1.00

注：1 特殊组合 I 适用于施工情况、检修情况及校核洪水位情况；

2 特殊组合 II 适用于地震情况。

**7.3.8** 当土质地基持力层内存在有软弱土层时，应进行整体稳定性计算。可采用折线滑动、圆弧滑动或折线与圆弧的组合形式滑动进行计算，整体抗滑稳定性安全系数，不应小于表 7.3.8-1、表 7.3.8-2 规定的值。

表 7.3.8-1 土基上闸基整体抗滑稳定性安全系数（一）

水闸级别		1	2	3	4、5
基本组合		1.50	1.35	1.30	1.25
特殊组合	I	1.30	1.25	1.20	1.15
	II	1.20	1.15	1.15	1.10

注：表中安全系数为计及条块间作用力的简化毕肖普法计算的允许值。

表 7.3.8-2 土基上闸基整体抗滑稳定性安全系数（二）

水闸级别		1	2	3	4、5
基本组合		1.30	1.25	1.20	1.15
特殊组合	I	1.20	1.15	1.10	1.05
	II	1.10	1.05	1.05	1.05

注：表中安全系数为不计条块间作用力的瑞典圆弧法计算的允许值。

7.3.9 岩基上沿闸室基础底面的抗滑稳定性安全系数，应按式（7.3.9）或式（7.3.6-1）计算：

$$K_c = \frac{f' \sum G + C'A}{\sum H}$$

(7.3.9)

式中：  $f'$  —— 闸室基础底面与岩石地基之间的抗剪断摩擦系数；  
 $C'$  —— 闸室基础底面与岩石地基之间的抗剪断黏结力（kPa）。

7.3.10 岩基上沿闸室基础底面抗滑稳定性安全系数，不应小于表 7.3.10 规定的值。

表 7.3.10 岩基上沿闸室基础底面抗滑稳定性安全系数

荷载组合		按式（7.3.6-1）计算时			按式（7.3.9）计算时
		水闸级别			
		1	2、3	4、5	
基本组合		1.10	1.08	1.05	3.00
特殊组合	I	1.05	1.03	1.00	2.50
	II	1.00			2.30

注：1 特殊组合 I 适用于施工情况、检修情况及校核洪水位情况；  
2 特殊组合 II 适用于地震情况。

7.3.11 当按式（7.3.6-1）或式（7.3.6-2）计算土基上沿闸室基础底面的抗滑稳定性时，在没有试验资料的情况下，闸室基础底面与土质地基之间的摩擦系数  $f$ 、摩擦角  $\varphi_0$ 、黏结力  $C_0$  值可根据

## NB / T 35023 — 2014

工程地基类别参见附录 D。

当按式 (7.3.9) 或式 (7.3.6-1) 计算岩基上沿闸室基础底面的抗滑稳定性时, 在没有试验资料的情况下, 闸室基础底面与岩石地基之间的抗剪摩擦系数  $f$ 、抗剪断摩擦系数  $f'$ 、抗剪断黏聚力  $C'$  值可根据工程实际情况参见附录 D。但所选取的  $f'$ 、 $C'$  值不应超过闸室基础混凝土本身的抗剪断参数值。

**7.3.12** 当闸室承受双向水平荷载作用时, 应验算其合力方向的抗滑稳定性, 其抗滑稳定性安全系数应按土基或岩基分别不小于本规范 7.3.7 条或 7.3.10 条规定的值。

**7.3.13** 当闸基岩体内存在软弱结构面、缓倾角裂隙时, 应核算闸基深层抗滑稳定性。计算时应根据滑动面的空间分布情况经综合分析后确定滑移计算模式, 以刚体极限平衡法计算为主, 计算方法见附录 H, 必要时可辅以有限元法、地质力学模型试验等方法分析深层抗滑稳定性, 并进行综合评定, 其成果可作为闸基处理方案选择的依据。

**7.3.14** 当沿闸室基础底面抗滑稳定性安全系数计算值不满足规定值时, 可在原结构布置的基础上, 结合工程的具体情况, 采用下列一种或几种抗滑工程措施:

- 1 将闸门位置移向低水位一侧, 或将闸室底板向高水位一侧加长。

- 2 适当增大闸室结构尺寸。

- 3 增加闸室底板的齿槽深度。

- 4 增加铺盖长度或帷幕灌浆深度, 或在不影响防渗安全的条件下将排水设施向闸室底板靠近。

- 5 利用钢筋混凝土铺盖作为阻滑板, 但闸室自身的抗滑稳定性安全系数不应小于 1.0 (计算由阻滑板增加的抗滑力时, 阻滑板效果的折减系数可采用 0.8), 阻滑板应满足抗裂要求。

- 6 增设钢筋混凝土抗滑桩或预应力锚固结构。

- 7 增设钢筋混凝土沉井。



8 对闸基进行固结灌浆。

**7.3.15** 当闸室设有两道检修闸门或只设一道检修闸门,利用工作闸门与检修闸门进行检修时,应按式(7.3.15)进行抗浮稳定性计算:

$$K_f = \frac{\sum V}{\sum U} \quad (7.3.15)$$

式中:  $K_f$  ——闸室抗浮稳定性安全系数;

$\sum V$  ——作用在闸室上全部向下的铅直力之和(kN);

$\sum U$  ——作用在闸室基础底面上的扬压力(kN)。

不论水闸级别和地基条件,在基本荷载组合条件下,闸室抗浮稳定性安全系数不应小于 1.10;在特殊荷载组合条件下,闸室抗浮稳定性安全系数不应小于 1.05。

#### 7.4 导墙、连接坝稳定性计算

**7.4.1** 导墙、连接坝(混凝土重力式、扶壁式或空箱式)的稳定性计算宜取单位长度或分段长度的墙体作为计算单元。

**7.4.2** 土基上的导墙、连接坝稳定性计算应满足下列要求:

1 在各种计算情况下,导墙、连接坝平均基底应力不大于地基允许承载力,最大基底应力不大于地基允许承载力的 1.2 倍。

2 导墙、连接坝基底应力的最大值与最小值之比不大于本规范 7.3.5 条规定的值。

3 沿导墙、连接坝基础底面的抗滑稳定性安全系数应满足本规范 7.3.7 条规定的值。

**7.4.3** 岩基上的导墙、连接坝抗滑稳定性计算应满足下列要求:

1 在各种情况下,导墙、连接坝最大基底应力不大于地基允许承载力。

2 导墙抗倾覆稳定性安全系数不小于本规范 7.4.8 条规定的值。

3 沿导墙、连接坝基础底面的抗滑稳定性安全系数应满足本



## NB / T 35023 — 2014

规范 7.3.10 条规定的值。

**7.4.4** 导墙、连接坝的基底应力应按本规范式 (7.3.4-1) 计算。

**7.4.5** 土基上沿导墙、连接坝基础底面的抗滑稳定性安全系数，应按本规范式 (7.3.6-1) 或式 (7.3.6-2) 计算。

**7.4.6** 岩基上沿导墙、连接坝基础底面的抗滑稳定性安全系数，应按本规范式 (7.3.9) 或式 (7.3.6-1) 计算。

**7.4.7** 当沿导墙、连接坝基础底面的抗滑稳定性安全系数计算值不满足规定值时，可采用下列一种或几种抗滑措施：

- 1 调整结构形式。
- 2 适当增加底宽。
- 3 在墙基础底面增设凸榫。
- 4 在墙后增设阻滑板或锚杆。
- 5 在墙后改填摩擦角较大的填料，并增设排水。
- 6 在不影响水闸正常运用的条件下，适当限制墙后的填土高度，或在墙后采用其他减载措施。
- 7 在墙后填土中增设土工格栅。
- 8 在连接坝坝后填土。

**7.4.8** 岩基上导墙的抗倾覆稳定性安全系数，应按式 (7.4.8) 计算：

$$K_0 = \frac{\sum M_V}{\sum M_H} \quad (7.4.8)$$

式中：  $K_0$  ——导墙抗倾覆安全系数；

$\sum M_V$  ——对导墙前趾的抗倾覆力矩 (kN · m)；

$\sum M_H$  ——对导墙前趾的倾覆力矩 (kN · m)。

不论水闸级别，在基本荷载组合条件下，岩基上导墙的抗倾覆安全系数不应小于 1.50；在特殊荷载组合条件下，岩基上导墙的抗倾覆安全系数不应小于 1.30。

**7.4.9** 当两岸连接坝采用土石坝时，应符合《碾压式土石坝设计规范》DL/T 5395 的有关规定。

7.5 结 构 应 力 分 析

7.5.1 水闸结构应力分析应根据各部位结构布置形式、尺寸及受力条件等进行。

7.5.2 闸室底板的应力分析可按下列方法选用：

1 土基上水闸闸室底板的应力分析可采用反力直线分布法或弹性地基梁法。相对密度小于 0.5 的砂土地基，可采用反力直线分布法；黏性土地基或相对密度大于 0.5 的砂土地基，可采用弹性地基梁法。

2 当弹性地基梁法分析水闸闸室底板应力时，应考虑压缩土层厚度与弹性地基梁半长之比值的影响。当比值小于 0.25 时，可按基床系数法（文克尔假定）计算；当比值大于 2.0 时，可按半无限深的弹性地基梁法计算；当比值为 0.25~2.0 时，可按有限深的弹性地基梁法计算。

3 岩基上水闸闸室底板的应力分析可按基床系数法计算。

7.5.3 开敞式水闸闸室底板的应力可按闸门门槛的上、下游段分别进行计算，并计入闸门门槛切口处分配于闸墩和底板的不平衡剪力。

7.5.4 当采用弹性地基梁法时，可不计闸室底板自重；但当作用在基础底面上的均布荷载为负值时，则仍应计及底板自重的影响，计及的百分数则以使作用在基础底面上的均布荷载值等于零为限度确定。

7.5.5 当采用弹性地基梁法时，可按表 7.5.5 的规定计及边荷载计算百分数。

表 7.5.5 边荷载计算百分数

地基类别	边荷载使计算闸段底板内力减少 (%)	边荷载使计算闸段闸室底板内力增加 (%)
砂性土	50	100

NB / T 35023 — 2014

续表 7.5.5

地基类别	边荷载使计算闸段底板内力减少 (%)	边荷载使计算闸段闸室底板内力增加 (%)
黏性土	0	100

注：1 对于黏性土地基上的老闸加固，边荷载的影响可按本表规定适当减小；  
2 计算采用的边荷载作用范围可根据基坑开挖及墙后土料回填的实际情况研究确定，通常可采用弹性地基梁长度的 1 倍或可压缩层厚度的 1.2 倍。

**7.5.6** 开敞式水闸或胸墙与闸墩简支连接的胸墙式水闸，其闸墩应力分析方法应根据闸门形式确定。平面闸门闸墩的应力分析可采用材料力学方法，弧形闸门闸墩的应力分析宜采用弹性力学方法。

**7.5.7** 受力条件复杂的大型水闸闸室结构宜视为整体结构采用三维有限元法进行应力分析；当水闸弧形工作闸门承受较大水推力时，宜采用预应力闸墩结构设计，采用三维有限元法进行应力分析；必要时，宜进行结构模型试验验证。

**7.5.8** 涵洞式、双层式或胸墙与闸墩固支连接的胸墙式水闸，其闸室结构应力可按弹性地基上的整体框架结构进行计算。

**7.5.9** 闸室底板和闸墩的应力分析，应根据工程所在地区的气候特点、水闸地基类别、运行条件和施工情况等因素考虑温度应力的影响。

**7.5.10** 为减少闸室底板或闸墩的温度应力，宜采用下列一种或几种防裂措施：

- 1 适当减小底板分块尺寸及闸墩长高比。
- 2 采用中热水泥或低热水泥。
- 3 在可能产生温度裂缝的部位预留宽缝，两侧增设插筋或构造补强钢筋，回填微膨胀性混凝土。
- 4 结合工程具体情况，采取控制和降低混凝土浇筑温度的工程措施，并加强混凝土养护。

**5** 对严寒、寒冷地区的闸室底板和闸墩，其冬季施工期和冬季运用期均应采取适当的保温防冻措施。

**7.5.11** 闸室上部工作桥、检修便桥、交通桥及两岸导墙等结构应力，可根据各自的结构布置形式及支承情况采用结构力学方法进行计算。

## **7.6 结构抗震设计及措施**

**7.6.1** 水闸结构的抗震设计包括抗震稳定性、结构强度计算和防震抗震措施。对闸室和两岸连接坝段及其地基，应进行抗震整体稳定性计算；对各部位的结构构件，应进行抗震强度及变形计算。

**7.6.2** 水闸防震抗震措施设计要按照系统安全的观念，考虑各种可能的不利作用组合，针对水闸的设防标准，满足极限状态和设防目标的要求，符合抗震规范的基本要求，专项抗震措施须经过多方案技术经济比较分析确定。

**7.6.3** 位于深山峡谷的水闸在选择闸址及各建筑物布置时，应对建筑物地基及边坡的稳定性条件、泥石流等进行分析，有针对性地选择处理措施。当工程位于高烈度地震区时，应分析评价在地震发生后，可能受到的地震地质灾害威胁，研究防范溃坝的预案和工程措施。

**7.6.4** 对土质地基中存在的液化土层及震陷土层应采取有效的处理措施；地基采用桩基时，应做好地基与闸室底板的连接及防渗措施，可在底板前后端设深齿槽，防止因地震作用使地基与闸室底板脱离而产生管涌或集中渗流；对于土基与岩石交界位置的闸室地基，应有专门的处理措施。

对岩石地基中的断层破碎带、软弱夹层等薄弱部位，应采取工程处理措施，并适当提高底部混凝土强度等级。

**7.6.5** 水闸防震抗震结构设计及措施应符合以下要求：

- 1** 闸室结构的布置宜力求匀称，增强整体性。
- 2** 闸室宜应采用钢筋混凝土整体结构，结构分缝应设在闸墩

## **NB / T 35023 — 2014**

上；应加强边孔闸室与连接坝的结构缝止水设计；永久缝可采用多道止水，并选用耐久、能适应较大变形的止水形式和材料。

**3** 应加强闸墩与底板连接处结构的抗剪设计；当有胸墙时，应采用固支式连接。

**4** 降低闸顶工作桥及排架高度，减轻其顶部重量，并加强桥面结构、排架柱与闸墩的抗剪连接；闸顶简支梁支座应有防落措施。

**5** 闸体结构和排架结构及配筋应符合《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057 的有关规定。

**6** 加强地基与闸室底板的连接，并采取有效的防渗措施。

**7** 宜提高边墩及岸坡的稳定性，适当降低边墩（岸墙）后的填土高度，减少附加荷载，并做好墩后的排水措施。

**8** 上游防渗铺盖宜采用混凝土结构，并适当配筋，做好分缝止水及水闸闸底和两岸渗流的排水措施，做好下游护坦或消力池基础的反滤、排水。

## 8 地基计算及处理设计

### 8.1 一般规定

**8.1.1** 水闸地基设计计算应根据地基情况、结构特点及施工条件进行，其内容包括：

- 1 地基抗渗稳定性验算（见本规范第 6 章）。
- 2 地基整体稳定性计算。
- 3 地基沉降计算。

在各种运用工况下，水闸地基应能满足承载力、稳定性和变形的要求。

**8.1.2** 土的工程分类。按土的不同粒组的相对含量划分为巨粒类土、粗粒类土、细粒类土三大类，见附录 J。

**8.1.3** 岩石分类。按岩质类型和岩体完整程度划分，可参见附录 K。

**8.1.4** 地基计算应具有地基土和填料土的物理力学性质试验指标。对于地基土的专门试验（如荷载试验、现场剪切试验、渗透试验等），应根据工程具体情况确定。

**8.1.5** 地基土剪切试验方法可按表 8.1.5 的规定选用。室内试验应尽量减少取样和试验操作过程中可能造成的误差，试验指标宜采用小值平均值。

表 8.1.5 剪切试验方法选用表

适 用 条 件		饱和快剪	饱和固结快剪
地基土类别	$N_{63.5} \geq 4$ 击的黏土和壤土	验算施工期不超过一年的完建期地基强度	验算运用期和施工期超过一年的完建期地基强度

NB / T 35023 — 2014

续表 8.1.5

适 用 条 件		饱和快剪	饱和固结快剪
地基 土类别	$N_{63.5} < 4$ 击的软土， 软土夹薄层砂等	验算尚未完全固结状 态的地基强度	验算完全固结状态的 地基强度
	$N_{63.5} > 8$ 击的砂土和 砂壤土	验算施工期不超过一 年或土层较厚的完建期 地基强度（直接快剪）	验算运用期和施工期 超过一年或土层较薄的 完建期地基强度
	$N_{63.5} \leq 8$ 击的松砂、 砂壤土，粉砂、细砂夹 薄层软土等	验算施工期不超过一 年或土层较厚的完建期 地基强度（三轴不排水 剪）	验算运用期和施工期 超过一年或土层较薄的 完建期地基强度

注：1 对于黏性土地基上重要的大型水闸，应有三轴剪切试验验证；  
2 对于软黏土地基，可辅以野外十字板剪切试验；  
3 对于回填土，一般采用饱和快剪试验。

8.1.6 对于岩石地基及具备良好均匀性和密实性的砾石、卵砾石地基可不进行地基沉降计算。

8.2 地基整体稳定性计算

- 8.2.1 验算土质地基整体稳定性，其荷载组合应按本规范表 7.2.11 的规定采用。
- 8.2.2 岩石地基的允许承载力应根据具体设计的工程试验值选取，未做试验时可参见附录 D。
- 8.2.3 土基允许承载力应根据具体设计工程的荷载试验、室内试验或原位试验并结合工程实际经验等方法综合确定，当未做试验时可参见附录 D。
- 8.2.4 在竖向对称荷载作用下，可按限制塑性区开展深度的方法计算土质地基的允许承载力；在竖向和水平荷载共同作用下，可按  $C_k$  法验算土质地基的整体稳定性，也可按汉森公式计算土质地基的允许承载力。地基允许承载力的计算方法见附录 L。
- 8.2.5 当土质地基持力层范围内夹有软弱土层时，应采用折线滑动法（复合滑动法）对软弱土层进行整体稳定性验算。安全系数



应满足本规范 7.3.8 条的规定。

**8.2.6** 当土质地基持力层范围内夹有软弱土层时,可按附录 M 的公式验算软弱下卧层的承载力。

**8.2.7** 土基上导墙的地基整体稳定性可采用瑞典圆弧滑动法或简化毕肖普圆弧滑动法计算,安全系数应满足本规范 7.3.8 条的规定。

**8.2.8** 当岩石地基岩体内存在软弱结构面时,应按本规范 7.3.12 条的要求对软弱结构面进行整体抗滑稳定性验算。

**8.2.9** 对于地质条件复杂的大型水闸,其地基整体稳定性计算应做专门研究。

### 8.3 地基沉降计算

**8.3.1** 土质地基上水闸的地基沉降,一般只计算最终沉降量,应选择有代表性的闸室段进行计算,并应考虑结构刚性影响而进行调整。

**8.3.2** 土质地基最终沉降量,可按式 (8.3.2) 计算,也可采用非线性有限元法计算:

$$S_{\infty} = m \sum_{i=1}^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i \quad (8.3.2)$$

式中:  $S_{\infty}$  ——地基最终沉降量 (cm);

$n$  ——土质地基压缩层计算深度范围内的土层数;

$e_{1i}$ 、 $e_{2i}$  ——基础底面以下第  $i$  层土在平均自重应力及平均自重应力加平均附加应力的作用下,由压缩曲线查得的相应孔隙比;

$h_i$  ——基础底面以下第  $i$  层土的厚度 (cm);

$m$  ——地基沉降量修正系数,可采用 1.0~1.6 (坚实地基取较小值,软土地基取较大值)。

**8.3.3** 对于一般土质地基,当基底应力小于闸基未开挖前该底面上土的自重应力时,土的压缩曲线宜采用回弹再压缩曲线;但对于软土和新填土地基,土的压缩曲线宜采用  $e-p$  曲线。对于重要的大



NB / T 35023 — 2014

型水闸工程，有条件时土的压缩曲线也可采用  $e-\lg p$  压缩曲线。

**8.3.4** 除软土地基外，地基压缩层计算深度可按下列条件确定：

$$\frac{\sigma_y''}{\sigma_y'} = 0.20 \tag{8.3.4-1}$$

对于软土地基，压缩层计算深度宜按下列条件确定：

$$\frac{\sigma_y''}{\sigma_y'} = 0.10 \tag{8.3.4-2}$$

式中：  $\sigma_y'$  ——地基计算层面处土的自重应力（kPa）；  
 $\sigma_y''$  ——地基计算层面处土的附加应力（kPa），计算方法见附录 N。

**8.3.5** 土质地基上水闸的允许最大沉降量和最大沉降差，应以保证水闸安全和正常使用为原则，根据具体情况研究确定，天然土质地基上水闸地基最大沉降量不宜超过 150mm，相邻部位的最大沉降差不宜超过 50mm。

**8.3.6** 对于土质地基上的水闸，当计算地基最大沉降量或相邻部位的最大沉降差超过本规范 8.3.5 条规定的允许值时，宜采用下列一种或几种措施：

- 1 变更结构形式（采用轻型结构或静定结构等）或加强结构刚度。
- 2 采用沉降缝隔开。
- 3 改变基础形式或刚度。
- 4 调整闸室基础尺寸与埋置深度。
- 5 对地基进行加固处理。
- 6 安排合适的施工程序，严格控制施工速率。

**8.4 地基处理设计**

**8.4.1 一般规定**

- 1 土质地基的基础处理方案，应综合考虑工程场地岩土工程

条件、结构特点、施工条件、工程造价等因素，经技术经济比较后，在技术可靠、满足工程设计和施工的要求下，选用相应的地基处理方案。常用的处理方法有换填垫层法、振冲法、高压喷射灌浆法、桩基础、沉井基础、搅拌桩法、挤密桩法、固结灌浆法、强夯法等。

**2** 土质地基处理正式施工前，宜进行生产性试验，在确认施工技术条件满足设计要求后，才能进行地基处理的正式施工。

**3** 土质地基处理时，需对施工质量进行控制并对处理效果进行检验。当检验表明处理后的地基达不到设计要求时，应查明原因并采取补强措施。

**4** 对于地基中的液化土层，可采用挖除、振冲、板桩（连续墙）围封或沉井基础等常用处理方法。当采用板桩（连续墙）围封或沉井基础处理时，桩（墙、井壁）体必须嵌入非液化土层。

**5** 水闸应避免建造在半岩半土地基上；否则，应采取严格的工程措施，以防止不均匀沉降。

**6** 岩基处理设计应满足下列规定：

- 1)** 对岩基中的全风化带宜予以清除，强风化带或弱风化带可根据水闸的受力条件和重要性进行适当处理。原则上应在考虑基础加固后，在满足闸室的强度和稳定性要求的基础上，减少开挖量。
- 2)** 对裂隙发育的基岩，宜进行固结灌浆处理。固结灌浆孔宜按梅花形布置，孔、排距宜取 2m~4m，孔深宜取 3m~6m，必要时可进行调整。灌浆压力应以不掀动基础岩体和混凝土盖重为原则。
- 3)** 对岩基中的泥化夹层和缓倾角软弱带应根据其埋藏深度和对地基稳定性的影响程度采取不同的处理措施。在埋藏深度较浅且不能满足地基稳定性要求时，应全部清除；在埋藏深度较深或埋藏深度虽较浅但能满足地基稳定性要求时，可全部保留或部分保留，但

## NB / T 35023 — 2014

应有防止恶化的工程措施;在夹层埋藏较深且不能满足地基稳定性要求时,应调整上部结构布置或采取相应基础处理措施。

- 4) 对岩基中的断层破碎带应根据其分布情况和对水闸工程安全的影响程度采取不同的处理措施,通常以开挖为主,开挖深度可取断层破碎带宽度的1~1.2倍,并用混凝土回填,必要时可铺设钢筋。在灌浆帷幕穿过断层破碎带的部位,帷幕灌浆孔应适当加密或增加帷幕排数。
- 5) 对地基整体稳定性有影响的溶洞或溶沟等,可根据其位置、大小、埋藏深度及水文地质条件等,分别采取高压灌浆、置换等处理方法。
- 6) 对红层等软岩基础,在基础开挖后应及时喷一定厚度的水泥砂浆或预留一定厚度的基岩作为保护。

### 8.4.2 换填垫层法

- 1 换填垫层法适用于浅层软弱地基及不均匀地基的处理。
- 2 垫层材料应采用性能稳定、压缩性低的天然或人工材料,但在地震区不宜采用砂、壤土。
- 3 垫层厚度应根据需置换软弱土层的厚度及下卧层的承载力确定。
- 4 垫层底面的宽度应满足基础底面应力扩散的要求。
- 5 垫层材料的物理力学指标可通过试验取得,垫层的承载力宜通过现场荷载试验确定。
- 6 可按天然地基的变形计算方法计算换填垫层的地基变形。
- 7 垫层施工宜分层压实。砂卵砾石、块碎石的相对密度不应低于0.75。

### 8.4.3 振冲法

- 1 振冲法适用于粉质壤土、粉土、砂土、砂卵石土、卵砾石土等地基。

- 2 布桩范围应按下列原则确定：
  - 1) 依据闸基变形和稳定性计算分析结果确定其布桩范围。
  - 2) 对于可液化地基，在地基外缘扩大处理宽度不宜小于基础底面下可液化土层厚度的 1/2。
  - 3) 其他情况下，宜在基础外缘扩大 1~2 排桩。
- 3 桩位布置：对于大面积满堂处理，宜用等边三角形布置；对单独基础或条形基础，宜用正方形、矩形或三角形布置。
- 4 桩间距根据复合地基的设计要求，通过现场试验或计算确定。
- 5 处理深度应按下列原则确定：
  - 1) 处理深度应满足地基承载力和变形要求。
  - 2) 抗滑稳定性处理深度应超过最危险滑动面 1m。
  - 3) 当按下卧层承载力确定处理深度时，尚应进行下卧层承载力的验算。
  - 4) 对于可液化地基，处理深度应按《建筑抗震设计规范》GB 50011 及《水工建筑物抗震设计规范》DL 5073 的有关规定执行。
- 6 桩体材料宜采用含泥量不大于 5%的碎石、卵石、砾石、砾（粗）砂、矿渣，或其他无腐蚀性、无污染性、性能稳定的硬质材料，不宜使用风化易碎的石料。常用的碎石填料粒径：对于 30kW 振冲器，填料粒径宜为 20mm~100mm；对于 75kW 以上振冲器，填料粒径宜为 20mm~150mm。
- 7 振冲桩应超过有效桩顶高程 1m~1.5m，当超高不足时，振冲施工后应对基底土层及有效桩体顶部做密实处理。
- 8 复合地基承载力特征值及其埋置深度修正、复合地基变形、复合地基抗剪强度指标、桩的平均直径等计算应按《水电水利工程振冲法地基处理技术规范》DL/T 5214 的有关规定执行。

#### 8.4.4 高压喷射灌浆法

- 1 高压喷射灌浆法适用于碎石土、砂土、粉土、黏性土、湿

## NB / T 35023 — 2014

陷性黄土及人工填土地基。当土中含有较多的大粒径块石、大量植物根茎或有过多的有机质时，应根据现场试验结果确定其适用性。

2 高压喷射灌浆分为旋喷、摆喷、定喷。

3 用旋喷桩加固的地基宜按复合地基设计，按《电力工程地基处理技术规范》DL/T 5024 的有关规定执行。

### 8.4.5 桩基础

1 桩基础设计应满足下列规定：

- 1) 水闸桩基础通常宜采用摩擦型桩(包括摩擦桩和端承摩擦型桩)。
- 2) 应根据桩穿越土层、桩端持力层土类、地下水位、施工条件等，选择经济合理、安全适用的桩型与成桩工艺。
- 3) 桩的根数和尺寸应按承担基础以上的全部荷载确定。
- 4) 预制桩的中心距不应小于 3 倍桩径或边长，钻孔灌注桩的中心距不应小于 2.5 倍桩径。
- 5) 桩的平面布置宜使桩群承载力合力点与底板底面以上基本荷载组合的合力作用点相接近。
- 6) 同一结构单元不宜采用不同类型的桩。

2 桩顶作用效应、桩基竖向承载力、桩基沉降、桩基水平承载力及位移、桩身承载力与抗裂、承台等计算按《建筑桩基技术规范》JGJ 94 计算。

### 8.4.6 沉井基础

1 沉井基础设计应满足下列规定：

- 1) 沉井平面布置应简单对称。长边不宜大于 30m，长宽比不宜大于 3。
- 2) 沉井分节浇筑高度应根据地基条件、控制下沉速度等因素确定。
- 3) 沉井应按均衡下沉设计。下沉系数(沉井自重与井壁

摩阻力之比)可采用 1.15~1.25。井壁单位面积摩阻力  $f_0$  值,可参见表 8.4.6。

- 4) 沉井宜沉至下卧硬土层或岩层,是否封底应根据工程具体情况研究确定。
- 5) 当地基存在承压水层且影响地基抗渗稳定性时,不宜采用沉井基础。

表 8.4.6 沉井井壁单位面积摩阻力  $f_0$  值

地基土类别	井壁单位面积摩阻力 $f_0$ (kPa)
泥浆套	3~5
软土	10~12
黏性土	25~50
砂性土	12~25
砂砾石	15~20
砂卵石	18~30

注: 泥浆套即灌注在沉井井壁外侧的触变泥浆, 作为助沉材料。

2 井壁及隔墙厚度应根据结构强度和刚度、下沉需要的重量及施工要求等因素确定。井壁外侧面应尽量做到平整光滑。

隔墙与井壁所分隔的井口尺寸应满足施工要求。隔墙底面应高于井壁刃脚底面 0.5m 以上。

井壁刃脚内侧斜面与底平面的夹角一般采用  $45^{\circ} \sim 60^{\circ}$ , 底面宽度不宜小于 0.2m。沉井刃脚底面的压应力不应大于该平面处地基土的允许承载力。

3 沉井结构应验算施工缝面处的竖向拉应力和框架结构的水平向弯曲应力。

沉井底节结构, 应考虑可能出现的各种不利情况, 验算其在自重作用下的竖向弯曲应力。

井壁刃脚可分别按悬臂及框架结构计算其竖向及水平向的弯



## NB / T 35023 — 2014

曲应力。

### 8.4.7 其他地基处理方法

1 搅拌桩法适用于处理淤泥、淤泥质土、粉土、饱和松散砂土、饱和黄土、素填土地基。当用于处理泥炭土、有机质土、塑性指数大于 25 的黏土或地下水具有腐蚀性时,必须通过现场试验确定其适用性。

2 挤密桩法加固地基包括干振桩、灰土挤密桩、素填土挤密桩、钻孔挤密桩等方法。干振桩可用于加固填土、松散砂土、黏土和粉土,饱和软黏土不宜采用。灰土挤密桩、素填土挤密桩适用于处理含水量  $w=w_p \pm 3\%$  时的湿陷性黄土、填土等地基。钻孔挤密桩适用于处理地下水位以上可成孔的各种地基土。

3 固结灌浆法可用于处理卵(碎)石土地基,以提高地基的变形模量、地基承载力、抗渗性等物理力学指标。

4 强夯法适用于处理碎石土、砂土、低饱和度的粉土和黏性土、素填土和杂填土等。强夯法的有效加固深度应根据现场试夯确定。强夯地基承载力特征值应通过现场荷载试验确定。

## 9 安全监测设计

### 9.1 一般规定

**9.1.1** 水闸安全监测设计，应根据工程等级、闸高、结构形式、地形与地质条件等，设置必要的监测项目，以达到以下目的：

- 1 监测水闸在施工期、蓄水期及运行期的工作性态和安全。
- 2 指导施工和运行。
- 3 反馈设计，为类似工程提供更优的设计方案。

**9.1.2** 监测设计应符合《混凝土坝安全监测技术规范》DL/T 5178的有关规定。

**9.1.3** 安全监测设计应遵循下列规定：

1 安全监测系统应能全面、准确地反映水闸在施工期、蓄水期和运行期的实际工作性态。结合工程的特点和存在的主要安全问题，突出重点，兼顾整体，相关项目统筹安排，配合布置。

2 监测断面和部位选择应有代表性，能反映水闸的工作性态；测点的布置应满足监测资料的计算和分析。

3 重要监测断面和重点监测项目，宜采用两种以上的监测方法。

4 应为监测设施提供良好的交通、照明、防潮、防风 and 防寒条件，必要时应设置保护装置。仪器电缆应设有可靠的保护措施。

5 监测仪器设备应选择性能安全可靠、工作寿命长、满足量程和精度要求。监测仪器的选型和技术参数应按《混凝土坝监测仪器系列型谱》DL/T 948 的规定执行。

6 有条件的水闸建筑物宜设置自动化监测系统，该系统设计应符合《大坝安全监测自动化技术规范》DL/T 5211 的有关规定。



NB / T 35023 — 2014

采用自动化监测设备的同时，应具备人工监测条件。

9.1.4 应重视施工期和蓄水期的监测，监测资料能快速整理分析。如首次蓄水前不具备监测条件，应采取必要的临时监测措施。监测资料分析应按《混凝土坝安全监测技术规范》DL/T 5178 的规定执行。

9.1.5 蓄水前应制定详细的监测工作计划，包括监测设施完成形象面貌、巡视检查要求、监测频次、监测精度、监测简报等。必要时，根据工程具体情况，对某些项目提出监测技术要求。

9.2 监 测 项 目

9.2.1 安全监测包括巡视检查和仪器监测两部分。巡视检查的要求应按《混凝土坝安全监测技术规范》DL/T 5178 的规定执行。

9.2.2 监测项目可分为外部变形监测、渗流监测、应力应变、温度监测和环境量监测。对不同工程等级和闸高，可根据实际需要，按表 9.2.2 选用。

表 9.2.2 监测项目分类表

序号	监 测 项 目		水闸级别		
			1	2	3
一	变形监测	1. 闸体水平位移	●	●	●
		2. 闸体垂直位移	●	●	●
		3. 倾斜	●	●	○
		4. 结构缝、接缝开合度	●	○	○
		5. 裂缝	●	●	○
二	渗流监测	1. 闸基扬压力	●	●	●
		2. 闸基渗流量	●	●	●
		3. 绕坝渗流	●	●	●
		4. 水质分析	●	●	○

续表 9.2.2

序号	监 测 项 目		水闸级别		
			1	2	3
三	应力、应变 与温度监测	1. 闸体应力、应变	○	○	—
		2. 闸基应力、应变	○	○	—
		3. 局部结构，孔洞应力	○	○	—
		4. 混凝土温度	○	○	—
四	环境量	1. 上、下游水位	●	●	●
		2. 气温	●	●	●
		3. 库水温	●	○	○
		4. 降水量	●	●	○

注：有●者为必设项目，有○者为可选项目。

9.2.3 根据工程的具体情况和重要性，对下列内容，经研究论证后，可设置专门的监测专项：

- 1 近闸址区库岸岸坡及滑坡体稳定性监测。
- 2 闸体地震反应监测。

9.3 监 测 设 计

9.3.1 变形监测设计：

1 水平位移监测宜采用引张线法、视准线法、激光准直位移测量系统法。测点宜布置在闸坝上游侧，沿闸线段在每个闸墩上布置一个测点，在每个坝段中间布置一个测点。两端的工作基点应建在稳定区域，若不能满足此条件，应设置倒垂线作为校核基点。

2 垂直位移监测宜采用水准测量、静力水准仪和激光准直系统。测点宜分别布置在闸墩的上游侧和下游侧、连接坝、导墙顶部的端点和中点。上游侧的测点宜与水平位移测点结合布置，下游侧应沿闸线段在每个闸墩上布置一个测点，并与上游侧的测点

## NB / T 35023 — 2014

在一条线上。工程施工期可先将测点埋设在底板面层，在工程竣工后、放水前再引接到上部结构的顶部。水准工作基点宜布置在岸坡灌浆平洞内。精密水准监测的要求应按《国家一、二等水准测量规范》GB/T 12897 的规定执行。

3 不同监测方法观测的时间和次数也不同，第一次应在标点安设后及时进行，然后根据施工期不同荷载阶段分别进行观测。水闸竣工蓄水前、后应各观测一次，以后应根据水闸运用情况定期观测。观测的具体要求应按《混凝土坝安全监测技术规范》DL/T 5178 的规定执行。

4 裂缝的检查和观测应在水闸施工期和运用期经常进行。观测方法一般采用巡视检查。必要时，可埋设测缝计。

### 9.3.2 渗流监测设计：

1 扬压力监测，一般应设纵向监测断面 1 个~2 个，横向监测断面不少于 3 个。横向监测断面宜布置在最高坝段、地质构造复杂和垂直防渗结构转折的坝段。

2 纵向监测断面测点的布置应沿每个坝段设置一个测点；横向监测断面测点的布置应不少于 3 个，且应根据扬压力计算结果，以及与纵向监测断面的测点结合布置测点。监测仪器宜采用测压管水位计，也可采用渗压计。

3 两岸绕坝渗流的监测宜在坝后两岸处布置测压孔，每岸测点宜布置 3 个~5 个，孔深应深入地下水位处。对于侧向绕渗，可在导墙填土侧布置监测点。

9.3.3 环境量项目的监测应根据工程的需要按《混凝土坝安全监测技术规范》DL/T 5178 的规定执行。

9.3.4 对于大型水闸，必要时可在适当地点设置测流断面，进行流量观测。

9.3.5 冲刷、淤积的监测，一般在闸坝的上、下游处设置固定断面进行监测。必要时，应定期进行水下地形测量。

9.3.6 监测项目应有专人负责，按规定时间认真监测，详细记录，

及时整理资料。在施工期，应由施工单位负责；竣工验收后，应由管理单位负责。要做好交接工作，不使监测资料中断或遗失。设计单位应及时分析研究重要项目的监测资料，总结经验。

**9.3.7** 应建立监测资料数据库或信息管理系统。监测资料的整理整编和分析应每年进行一次，对重要工程的闸坝，宜开展首次蓄水前至蓄水到规定的高程时监测资料的反馈分析。技术要求应按《混凝土坝安全监测技术规范》DL/T 5178 和《混凝土坝安全监测资料整编规程》DL/T 5209 的规定执行。

附录 A 闸孔总宽度计算

A.0.1 对于平底闸，当为堰流时，闸孔总净宽可按式 (A.0.1-1) ~ 式 (A.0.1-3) 计算，计算示意图见图 A.0.1。

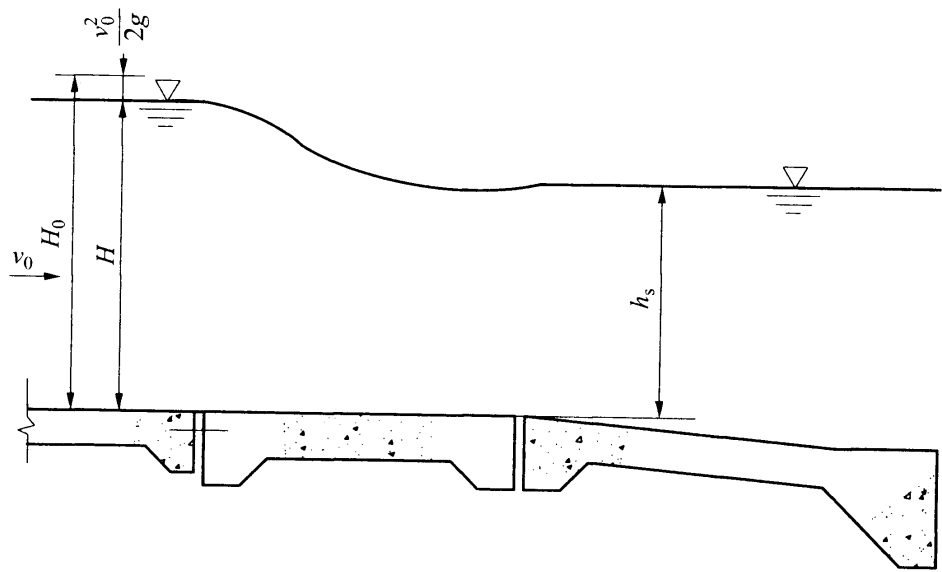


图 A.0.1 平底闸计算示意图

$$B_0 = \frac{Q}{\sigma_s m \sqrt{2g} H_0^{3/2}} \tag{A.0.1-1}$$

$$m = \frac{m_z (n - 1) + m_b}{n} \tag{A.0.1-2}$$

$$\sigma_s = 2.28 \frac{h_s}{H_0} \left( 1 - \frac{h_s}{H_0} \right)^{0.4} \tag{A.0.1-3}$$

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g} \tag{A.0.1-4}$$

式中：  $B_0$  —— 闸孔总净宽 (m)；

- $H$ ——堰上水头 (m);
- $Q$ ——过闸流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ );
- $H_0$ ——计入行近流速水头的堰上水头 (m);
- $v_0$ ——行近流速 (m/s);
- $g$ ——重力加速度 ( $9.81\text{m/s}^2$ );
- $m$ ——堰流流量系数, 可由表 A.0.1-1 查得, 其中  $r$  为圆弧形导墙进口半径, 多孔闸流量系数可按式 (A.0.1-2) 计算求得;
- $n$ ——闸孔数;
- $m_z$ ——中孔的流量系数, 由表 A.0.1-1 查得, 表中  $B$  为  $b + d_z$ ;
- $B$ ——上游引渠宽 (m);
- $d_z$ ——中闸墩厚度 (m);
- $m_b$ ——边孔的流量系数, 由表 A.0.1-1 查得, 表中  $B$  为  $b + \frac{d_z}{2} + b_b$ ;
- $b$ ——闸孔净宽 (m);
- $b_b$ ——边闸墩顺水流向边缘线至上游河道水边线之间的距离 (m);
- $\sigma_s$ ——堰流淹没系数, 可按式 (A.0.1-3) 计算求得或由表 A.0.1-2 查得;
- $h_s$ ——由堰顶算起的下游水深 (m)。

表 A.0.1-1 圆弧形导墙进口的平底闸宽顶堰流流量系数  $m$  值

$r/b$	$b/B$										
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.00	0.320	0.322	0.324	0.327	0.330	0.334	0.340	0.346	0.355	0.367	0.385
0.05	0.335	0.337	0.338	0.340	0.343	0.346	0.350	0.355	0.362	0.371	0.385
0.10	0.342	0.344	0.345	0.343	0.349	0.352	0.354	0.359	0.365	0.373	0.385
0.20	0.349	0.350	0.351	0.353	0.355	0.357	0.360	0.363	0.368	0.375	0.385

NB / T 35023 — 2014

续表 A.0.1-1

$r/b$	$b/B$										
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.30	0.354	0.355	0.356	0.357	0.359	0.361	0.363	0.366	0.371	0.376	0.385
0.40	0.357	0.358	0.359	0.360	0.362	0.363	0.365	0.368	0.372	0.377	0.385
$\geq 0.50$	0.360	0.361	0.362	0.363	0.364	0.366	0.368	0.370	0.373	0.378	0.385

表 A.0.1-2 宽顶堰堰流淹没系数  $\sigma_s$  值

$h_s / H_0$	$\leq 0.72$	0.73	0.74	0.75	0.76	0.77	0.78	0.79	0.80	0.81
$\sigma_s$	1.00	0.996	0.984	0.982	0.979	0.975	0.971	0.965	0.958	0.950
$h_s / H_0$	0.82	0.83	0.84	0.85	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90	0.91
$\sigma_s$	0.942	0.932	0.920	0.907	0.893	0.877	0.859	0.839	0.817	0.792
$h_s / H_0$	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.995	—
$\sigma_s$	0.764	0.732	0.696	0.654	0.604	0.544	0.467	0.358	0.272	—

A.0.2 对于平底闸，当堰流处于高淹没度（ $h_s / H_0 \geq 0.9$ ）时，闸孔总净宽也可按式（A.0.2-1）和式（A.0.2-2）计算，计算示意图见图 A.0.2。

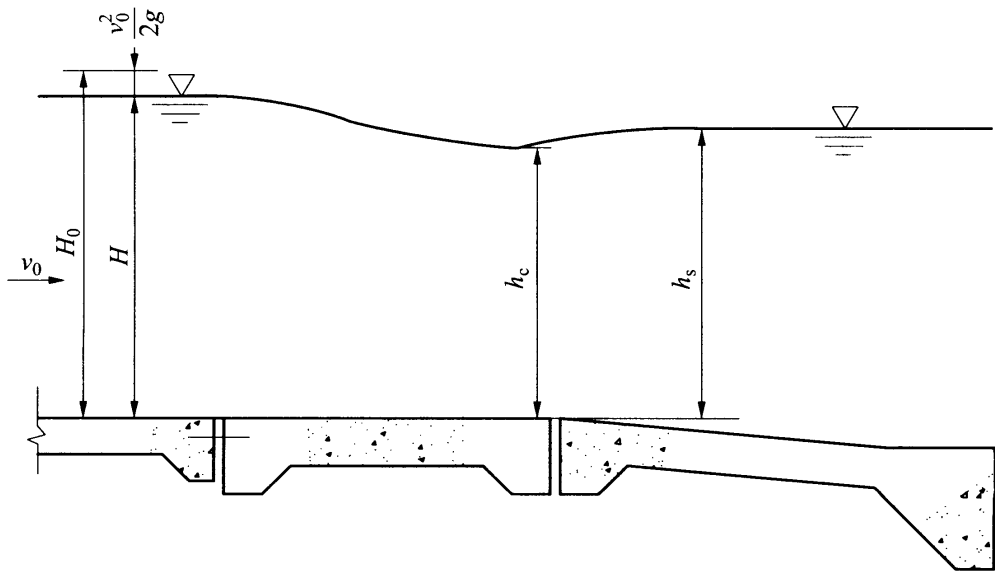


图 A.0.2 平底闸高淹没度计算示意图

$$B_0 = \frac{Q}{\mu_0 h_s \sqrt{2g(H_0 - h_s)}} \tag{A.0.2-1}$$

$$\mu_0 = 0.877 + \left( \frac{h_s}{H_0} - 0.65 \right)^2 \tag{A.0.2-2}$$

式中：  $\mu_0$  ——淹没堰流的综合流量系数，可按式（A.0.2-2）计算求得或由表 A.0.2 查得。

表 A.0.2 淹没堰流的综合流量系数  $\mu_0$  值

$h_s / H_0$	0.90	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.995	0.998
$\mu_0$	0.940	0.945	0.950	0.955	0.961	0.967	0.973	0.979	0.986	0.993	0.996	0.998

**A.0.3** 对于平底闸，当为孔流时，闸孔总净宽可按式（A.0.3-1）～式（A.0.3-4）计算，计算示意图见图 A.0.3。

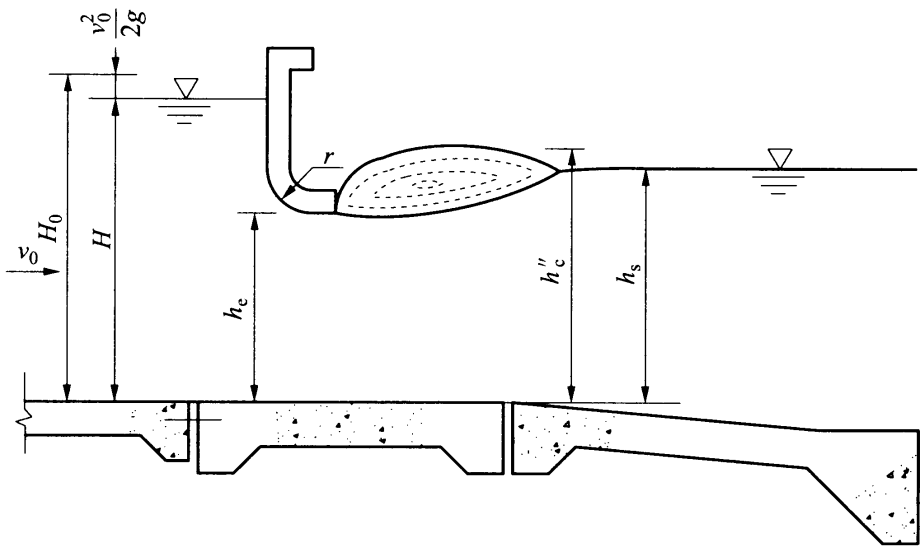


图 A.0.3 平底闸孔流计算示意图

$$B_0 = \frac{Q}{\sigma' \mu h_c \sqrt{2gH_0}} \tag{A.0.3-1}$$

$$\mu = \varphi' \varepsilon' \tag{A.0.3-2}$$



NB / T 35023 — 2014

$$\varepsilon' = \frac{1}{1 + \sqrt{\lambda \left[ 1 - \left( \frac{h_e}{H} \right)^2 \right]}} \tag{A.0.3-3}$$

$$\lambda = \frac{0.4}{2.718^{16 \frac{r}{h_e}}} \tag{A.0.3-4}$$

式中： $h_e$ ——孔口高度（m）；  
 $\mu$ ——孔流流量系数，可按式（A.0.3-2）计算求得或由表 A.0.3-1 查得；  
 $\varphi'$ ——孔流流速系数，可采用 0.95~1.0；  
 $\varepsilon'$ ——孔流垂直收缩系数，可按式（A.0.3-3）计算求得；  
 $\lambda$ ——计算系数，可按式（A.0.3-4）计算求得，该公式适用于  $0 < \frac{r}{h_e} < 0.25$  范围；  
 $r$ ——胸墙底圆弧半径（m）；  
 $\sigma'$ ——孔流淹没系数，可由表 A.0.3-2 查得，表中  $h_e''$  为跃后水深（m）。

表 A.0.3-1 孔流流量系数  $\mu$  值

$r / h_e$	$h_e / H$														
	0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	
0	0.582	0.573	0.565	0.557	0.549	0.542	0.534	0.527	0.520	0.512	0.505	0.497	0.489	0.481	
0.05	0.667	0.656	0.644	0.633	0.622	0.611	0.600	0.589	0.577	0.566	0.553	0.541	0.527	0.512	
0.10	0.740	0.725	0.711	0.697	0.682	0.668	0.653	0.638	0.623	0.607	0.590	0.572	0.553	0.533	
0.15	0.798	0.781	0.764	0.747	0.730	0.712	0.694	0.676	0.657	0.637	0.616	0.594	0.571	0.546	
0.20	0.842	0.824	0.805	0.785	0.766	0.745	0.725	0.703	0.681	0.658	0.634	0.609	0.582	0.553	
0.25	0.875	0.855	0.834	0.813	0.791	0.769	0.747	0.723	0.699	0.673	0.647	0.619	0.589	0.557	

表 A.0.3-2 孔流淹没系数  $\sigma'$  值

$\frac{h_s - h_c''}{H - h_c''}$	$\leq 0$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.92	0.94	0.96	0.98	0.99	0.995
$\sigma'$	1.00	0.86	0.78	0.71	0.66	0.59	0.52	0.45	0.36	0.23	0.19	0.16	0.12	0.07	0.04	0.02

NB / T 35023 — 2014

附录 B 消能防冲计算

B.0.1 消力池的计算如下：

1 消力池深度计算。消力池计算示意图，如图 B.0.1 所示。

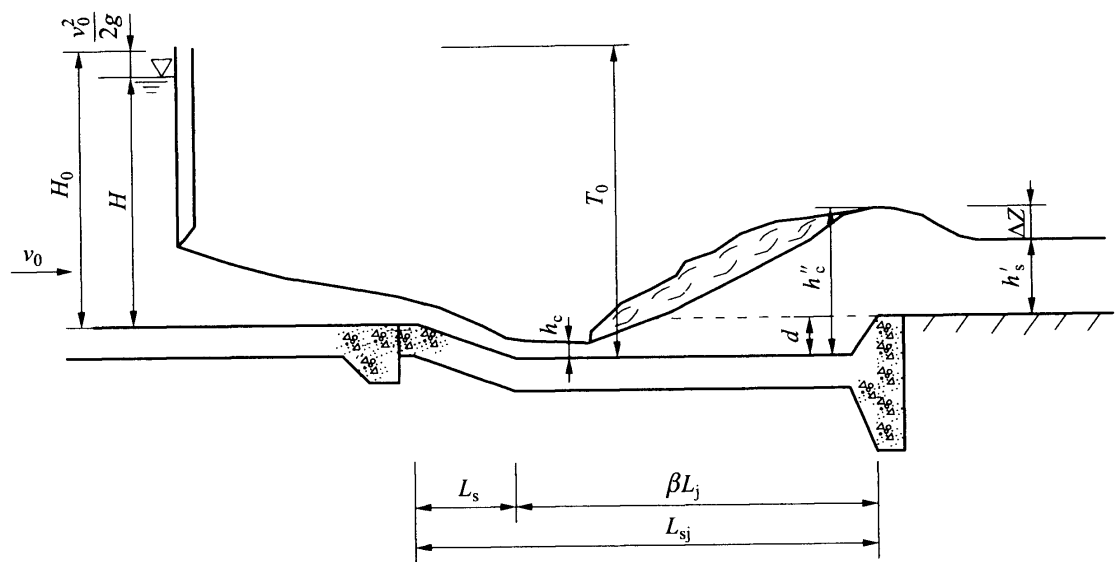


图 B.0.1 消力池计算示意图

收缩水深可按式 (B.0.1-1) 计算：

$$h_c^3 - T_0 h_c^2 + \frac{aq^2}{2g\varphi^2} = 0 \tag{B.0.1-1}$$

- 式中：
- $h_c$  ——收缩水深 (m)；
  - $T_0$  ——由消力池底板顶面算起的总势能 (m)；
  - $q$  ——过闸单宽流量 [ $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ]；
  - $a$  ——水流动能校正系数，可采用 1.0~1.05；
  - $\varphi$  ——流速系数，根据不同堰型取值。

跃后水深可按式 (B.0.1-2) 计算：

$$h_c'' = \frac{h_c}{2} \left( \sqrt{1 + \frac{8aq^2}{gh_c^3}} - 1 \right) \left( \frac{b_1}{b_2} \right)^{0.25} \quad (\text{B.0.1-2})$$

式中：  $h_c''$  ——跃后水深（m）；  
 $b_1$  ——消力池首端宽度（m）；  
 $b_2$  ——消力池末端宽度（m）。

出池落差可按式（B.0.1-3）计算：

$$\Delta Z = \frac{aq^2}{2g\varphi^2 h_s'^2} - \frac{aq^2}{2gh_c''^2} \quad (\text{B.0.1-3})$$

式中：  $\Delta Z$  ——出池落差（m）；  
 $h_s'$  ——出池河床水深（m）。

消力池深度可按式（B.0.1-4）计算：

$$d = \sigma_0 h_c'' - h_s' - \Delta Z \quad (\text{B.0.1-4})$$

式中：  $d$  ——消力池深度；  
 $\sigma_0$  ——水跃淹没系数，可采用 1.05~1.10。

2 消力池长度计算。水跃长度可按式（B.0.1-5）计算：

$$L_j = 6.9(h_c'' - h_c) \quad (\text{B.0.1-5})$$

式中：  $L_j$  ——水跃长度（m）。

消力池长度可按式（B.0.1-6）计算：

$$L_{sj} = L_s + \beta L_j \quad (\text{B.0.1-6})$$

式中：  $L_{sj}$  ——消力池长度（m）；  
 $L_s$  ——消力池斜坡段水平投影长度（m）；  
 $\beta$  ——水跃长度校正系数，可采用 0.7~0.8。

3 消力池底板厚度计算。

1) 根据抗冲要求，消力池底板始端厚度可按式（B.0.1-7）计算：

$$t = k_1 \sqrt{q \sqrt{\Delta H'}} \quad (\text{B.0.1-7})$$

式中：  $t$  ——消力池底板始端厚度（m）；

NB / T 35023 — 2014

- $\Delta H'$  ——泄水时的上、下游水位差 (m);
- $k_1$  ——消力池底板厚度计算系数, 可采用 0.175~0.20。
- 消力池末端厚度, 可采用  $t/2$ , 但不小于 0.5m。
- 2) 当有扬压力作用时, 根据抗浮要求, 消力池底板始端厚度可按式 (B.0.1-8) 计算:

$$t = k_2 \frac{U - \gamma h_d \pm p_m}{\gamma_1} \tag{B.0.1-8}$$

- 式中:  $U$  ——消力池底板底面扬压力 ( $\text{kN/m}^2$ );
- $h_d$  ——消力池内水深 (m);
- $\gamma$  ——水的重力密度 ( $\text{kN/m}^3$ );
- $\gamma_1$  ——消力池底板的材料饱和重力密度 ( $\text{kN/m}^3$ );
- $p_m$  ——作用在消力池底板上的脉动压力 (kPa), 正、负号应按不利设计条件选定, 其值应按《水工建筑物荷载设计规范》DL 5077 的公式计算;
- $k_2$  ——消力池底板安全系数, 可采用 1.1~1.3。
- 3) 消力池底板厚度的采用, 可按式 (B.0.1-7) 和式 (B.0.1-8) 计算值取其大者, 但不宜小于 0.5m。

B.0.2 海漫长度可按式 (B.0.2) 计算:

$$L_p = k_s \sqrt{q' \sqrt{\Delta H'}} \quad (\text{适用范围为 } \sqrt{q' \sqrt{\Delta H'}} = 1 \sim 9) \tag{B.0.2}$$

- 式中:  $L_p$  ——海漫长度 (m);
- $q'$  ——消力池末端单宽流量 [ $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ];
- $k_s$  ——海漫长度计算系数, 可按表 B.0.2 选用。

表 B.0.2  $k_s$  值

河床土质	粉砂、细砂	中砂、粗砂、粉质壤土	粉质黏土	坚硬黏土
$k_s$	14~13	12~11	10~9	8~7

B.0.3 护坦、海漫末端的冲坑深度可按式 (B.0.3) 计算:

$$d' = 1.1 \frac{q''}{[v_0]} - h_s'' \tag{B.0.3}$$

式中：  $d'$  ——护坦、海漫末端河床冲刷深度（m）；  
 $q''$  ——护坦、海漫末端单宽流量 [ $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ]；  
 $[v_0]$  ——河床土质的不冲流速（m/s），根据工程具体情况并参照类似工程资料研究确定；  
 $h_s''$  ——护坦、海漫末端河床水深（m）。

**B.0.4** 上游护底首端的冲刷深度可按式（B.0.4）计算：

$$d_1 = 0.8 \frac{q_1}{[v_0]} - h_1 \tag{B.0.4}$$

式中：  $d_1$  ——上游护底首端河床冲刷深度（m）；  
 $q_1$  ——上游护底首端单宽流量 [ $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ]；  
 $h_1$  ——上游护底首端河床水深（m）。

**B.0.5** 面流跌坎计算示意图如图 B.0.5 所示。

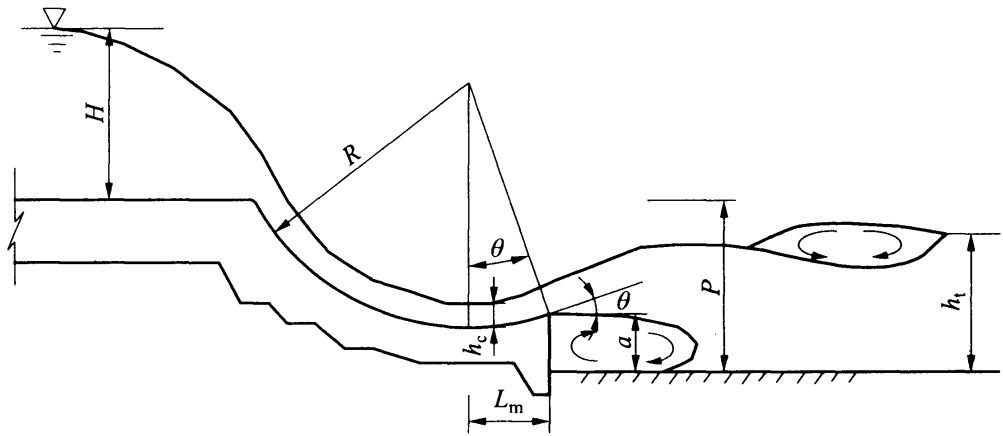


图 B.0.5 面流跌坎计算示意图

**1** 选定的跌坎高度应满足式（B.0.5-1）～式（B.0.5-3）的要求：

$$\frac{h_{t1}}{h_c} = 0.84 \frac{a}{h_c} - 1.48 \frac{a}{P} + 2.24 \tag{B.0.5-1}$$

NB / T 35023 — 2014

$$\frac{h_{t2}}{h_c} = 1.16 \frac{a}{h_c} - 1.81 \frac{a}{P} + 2.38 \tag{B.0.5-2}$$

$$\frac{h_{t3}}{h_c} = \left( 4.33 - 4 \frac{a}{P} \right) \frac{a}{h_c} + 0.9 \tag{B.0.5-3}$$

式中： $a$ ——跌坎高度（m）；  
 $h_c$ ——跌坎上的收缩水深（m）；  
 $h_t$ ——下游水深（m）；  
 $h_{t1}$ ——发生自由面流流态的最小下游水深（m）；  
 $h_{t2}$ ——从自由面流或混合面流转为淹没面流的最小下游水深（m）；  
 $h_{t3}$ ——保持淹没混合面流或淹没面流流态，而不形成回复底流的<sub>最大</sub>下游水深（m）；  
 $P$ ——闸坎顶面与下游河底的高差（m）。

2 控制下游水深为  $h_{t1} < h_t < h_{t2}$ ，跌坎面流流态为自由面流或混合面流；控制下游水深为  $h_{t2} < h_t < h_{t3}$ ，跌坎面流流态为混合面流或淹没面流。

3 跌坎顶面的仰角  $\theta$  宜在  $0^\circ \sim 10^\circ$  范围，坎顶高程略低于下游尾水位。

4 选定的跌坎反弧半径  $R$  不宜小于跌坎上收缩水深的 2.5 倍。

5 选定的跌坎长度  $L_m$  不宜小于跌坎上收缩水深的 1.5 倍。

附录 C 渗 流 计 算

C.0.1 改进阻力系数法。

1 地基有效深度按式 (C.0.1-1) 和式 (C.0.1-2) 计算:

当  $\frac{L_0}{S_0} \geq 5$  时  $T_e = 0.5L_0$  (C.0.1-1)

当  $\frac{L_0}{S_0} < 5$  时  $T_e = \frac{5L_0}{1.6\frac{L_0}{S_0} + 2}$  (C.0.1-2)

式中:  $T_e$ ——地基有效深度 (m);  
 $L_0$ ——地下轮廓的水平投影长度 (m);  
 $S_0$ ——地下轮廓的垂直投影长度 (m)。

如计算  $T_e$  值小于地基实际深度, 应采用  $T_e$  值进行渗流计算;  
如计算  $T_e$  值大于地基实际深度, 应按地基实际深度计算。

2 分段阻力系数分别按式 (C.0.1-3) ~ 式 (C.0.1-5) 计算:

1) 进、出口段, 见图 C.0.1-1 (a):

$$\xi_0 = 1.5 \left( \frac{S}{T} \right)^{\frac{3}{2}} + 0.441 \tag{C.0.1-3}$$

式中:  $\xi_0$ ——进、出口段的阻力系数;  
 $S$ ——板桩或齿墙的入土深度 (m);  
 $T$ ——地基透水层深度 (m)。

2) 内部垂直段, 见图 C.0.1-1 (b):

$$\xi_y = \frac{2}{\pi} \ln \cot \left[ \frac{\pi}{4} \left( 1 - \frac{S}{T} \right) \right] \tag{C.0.1-4}$$



NB / T 35023 — 2014

式中：  $\xi_y$  ——内部垂直段的阻力系数。

3) 水平段，见图 C.0.1-1 (c)：

$$\xi_x = \frac{L - 0.7(S_1 + S_2)}{T} \tag{C.0.1-5}$$

式中：  $\xi_x$  ——水平段的阻力系数；

$S_1$ 、 $S_2$  ——进口段和出口段板桩或齿墙的入土深度 (m)。

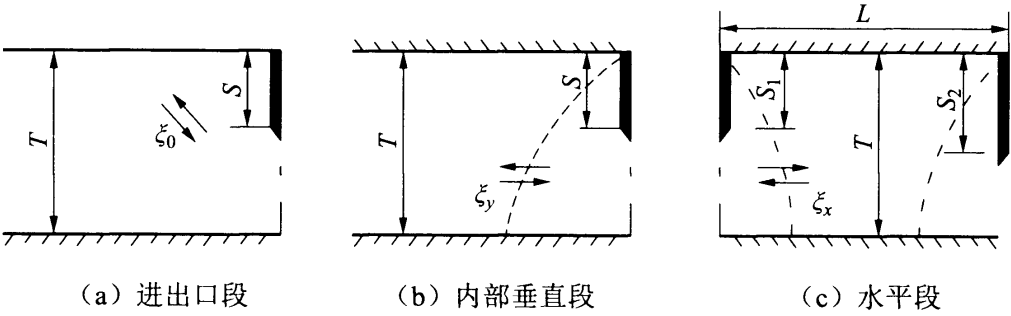


图 C.0.1-1 闸基分段阻力系数示意图

3 各分段水头损失值的计算和渗透压力图形的绘制：

各分段的水头损失值按式 (C.0.1-6) 计算：

$$h_i = \xi_i \frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} \tag{C.0.1-6}$$

式中：  $\Delta H$  ——上下游水位差 (m)；

$h_i$  ——各分段的水头损失值 (m)；

$\xi_i$  ——第  $i$  段的阻力系数；

$n$  ——总分段数。

以直线连接各分段计算点的水头值，即得渗透压力图。

4 进、出口段水头损失值和渗透压力分布图形可按下列方法进行局部修正：

进、出口段修正后的水头损失值可按式 (C.0.1-7) 计算，见图 C.0.1-2 (a)：

$$h'_0 = \beta' h_0 \tag{C.0.1-7}$$

$$\beta' = 1.21 - \frac{1}{\left[ 12 \left( \frac{T'}{T} \right)^2 + 2 \right] \left( \frac{S'}{T} + 0.059 \right)} \quad (\text{C.0.1-8})$$

式中： $h_0$  ——按式 (C.0.1-6) 计算的水头损失值 (m)；  
 $h'_0$  ——修正后的水头损失值 (m)；  
 $\beta'$  ——阻力修正系数，可按式 (C.0.1-8) 计算，当计算的  $\beta' \geq 1.0$  时，采用  $\beta' = 1.0$ ；  
 $S'$  ——底板埋深与板桩入土深度之和 (m)；  
 $T'$  ——板桩另一侧地基透水层深度 (m)。

修正后水头损失的减少值  $\Delta h$ ，可按式 (C.0.1-9) 计算：

$$\Delta h = (1 - \beta') h_0 \quad (\text{C.0.1-9})$$

式中： $\Delta h$  ——修正后水头损失的减少值 (m)。

水力坡降呈急变形式的长度可按式 (C.0.1-10) 计算：

$$a = \frac{\Delta h \sum_{i=1}^n \xi_i}{\Delta H} T \quad (\text{C.0.1-10})$$

式中： $a$  ——水力坡降呈急变形式的长度 (m)。

出口段渗透压力可按图 C.0.1-2 (b) 修正，图中的  $QP'$  为原有水力坡降线，根据  $\Delta h$  及  $a$  值，分别定出  $P$  点及  $O$  点，连接  $QOP$ ，即为修正后的水力坡降线。

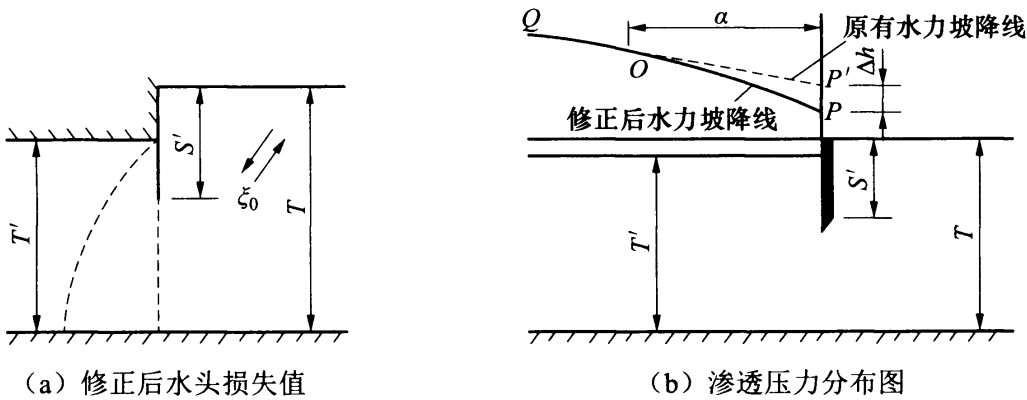


图 C.0.1-2 修正后水头损失值及渗透压力分布图

NB / T 35023 — 2014

5 齿墙不规则部位可按下列情况修正（见图 C.0.1-3）：

1) 当  $h_x \geq \Delta h$  时，可按式（C.0.1-11）修正：

$$h'_x = h_x + \Delta h \tag{C.0.1-11}$$

式中：  $h_x$  ——水平段的水头损失值（m）；  
 $h'_x$  ——修正后的水平段水头损失值（m）。

2) 当  $h_x < \Delta h$  时，可按下列两种情况分别修正：

$h_x + h_y \geq \Delta h$  时，可按式（C.0.1-12）和式（C.0.1-13）修正：

$$h'_x = 2h_x \tag{C.0.1-12}$$

$$h'_y = h_y + \Delta h - h_x \tag{C.0.1-13}$$

式中：  $h_y$  ——内部垂直段的水头损失值（m）；  
 $h'_y$  ——修正后的内部垂直段水头损失值（m）。

$h_x + h_y < \Delta h$  时，可按式（C. 0.1-12）、式（C.0.1-14）和式（C.0.1-15）修正：

$$h'_x = 2h_y \tag{C.0.1-14}$$

$$h'_{CD} = h_{CD} + \Delta h - (h_x + h_y) \tag{C.0.1-15}$$

式中：  $h_{CD}$  ——图 C.0.1-3 中  $CD$  段的水头损失值（m）；  
 $h'_{CD}$  ——修正后的  $CD$  段水头损失值（m）。

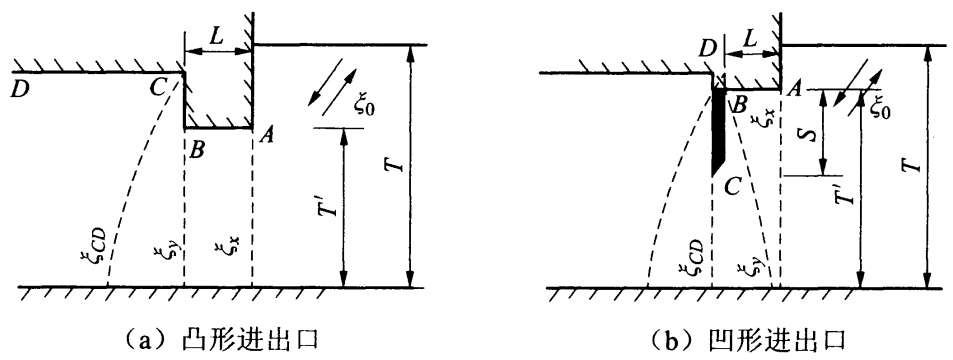


图 C.0.1-3 齿墙不规则部位的渗透压力图形修正

将修正后的各分段点水头用直线连接，即得修正后渗透压力图形。

6 出口段渗流坡降值按式 (C.0.1-16) 计算:

$$J = \frac{h'_0}{S'} \tag{C.0.1-16}$$

式中:  $J$ ——出口段渗流坡降值。

C.0.2 验算抗渗稳定性的有关表达式。

1 水闸地基的允许渗流坡降值应通过土工试验获得, 当无试验资料时可参见附录 D。

2 中小型工程砂砾石闸基无试验资料时也可根据以下方法计算:

1) 砂砾石闸基出口段渗流破坏的判别:

当  $4P_f(1-n) > 1.0$  时, 为流土破坏; 当  $4P_f(1-n) < 1.0$  时, 为管涌破坏。

2) 防止管涌破坏的允许坡降值可按式 (C.0.2) 计算:

$$[J] = \frac{7d_5}{kd_f} [4P_f(1-n)]^2 \tag{C.0.2-1}$$

$$d_f = 1.3\sqrt{d_{15}d_{85}} \tag{C.0.2-2}$$

式中:  $[J]$ ——管涌破坏的允许坡降值;

$d_f$ ——闸基土的最大粒径 (mm);

$P_f$ ——小于  $d_f$  的土粒百分数含量 (%);

$n$ ——闸基土的孔隙率;

$d_5$ 、 $d_{15}$ 、 $d_{85}$ ——闸基土颗粒级配曲线上小于含量 5%、15%、85% 的粒径 (mm),  $d_5$  代表被冲动的土粒, 可采用 0.2mm;

$k$ ——防止管涌破坏的安全系数, 可采用 1.5~2.0。

NB / T 35023 — 2014

附录 D 岩土体力学参数值

D.0.1 闸室基础底面与土质地基（黏性土、砂性土）摩擦角 $\varphi_0$ 值和黏结力 $C_0$ 可根据土质地基类别按表 D.0.1 选择。

表 D.0.1 闸室基础底面与黏性土、砂性土的 $\varphi_0$ 、 $C_0$ 值

土质地基类型	$\varphi_0$	$C_0$
黏性土	$0.9\varphi$	$(0.2\sim 0.3)C$
砂性土	$(0.85\sim 0.9)\varphi$	0

- 注：1 表中 $\varphi$ 值为室内饱和固结快剪（黏性土）试验或饱和快剪（砂性土）试验测出的内摩擦角（°）， $C$ 为室内饱和固结快剪试验测出的黏结力（kPa）。
- 2 对于黏性土地基如折算的综合摩擦系数 $f_0 = \frac{\sum G \tan \varphi_0 + C_0 A}{\sum G}$ 值大于 0.45，或对于砂性土地基如折算的综合摩擦系数值大于 0.5，采用的 $\varphi_0$ 、 $C_0$ 值均应有论证。对于特别重要的大型水闸工程，采用的 $\varphi_0$ 、 $C_0$ 值还应经现场地基土对混凝土板的抗滑强度试验验证。

D.0.2 在规划与预可行性研究阶段，或当地基试验资料不足时，可结合地质条件，分别按表 D.0.2-1～表 D.0.2-3 的值选取。

表 D.0.2-1 土质地基的土体力学参数值

土 体 类 别			允许承载力 (MPa)	压缩模量 (MPa)	变形模量 (MPa)	抗剪强度	渗透系数 (cm/s)	允许渗透坡降
室内土工定名		野外地质定名						
细粒类土	高液限黏土	黏土	0.08～0.12	4～7	3～5	0.20～0.35	$<10^{-5}$	0.35～0.90
	低液限黏土							
	高液限粉土	粉土	0.12～0.18	7～12	5～10	0.25～0.40	$10^{-5}\sim 10^{-4}$	0.25～0.35
	低液限粉土							

续表 D.0.2-1

土 体 类 别			允许承载力 (MPa)	压缩模量 (MPa)	变形模量 (MPa)	抗剪强度	渗透系数 (cm/s)	允许渗透坡降
室内土工定名		野外地质定名						
粗粒土	砂类土	细粒土质砂	0.18~0.25	12~18	10~15	0.40~0.50	$10^{-4} \sim 10^{-3}$	0.22~0.35
		含细粒土砂						
		砂						
	砾类土	细粒土质砾	0.25~0.40	18~35	15~30	0.50~0.55	$10^{-3} \sim 10^{-2}$	0.17~0.30
		含细粒土砾						
		砾						
巨粒类土	巨粒混合土	漂石、块石、卵石、碎石	0.40~0.70	35~65	30~60	0.55~0.65	$>10^{-2}$	0.1~0.25
	混合巨粒土							
	巨粒土							

注：当渗流出口处设反滤层时，表列允许渗透坡降数值可加大 30%。

表 D.0.2-2 岩石地基的岩体力学参数值

岩体分类	岩体特性	混凝土与岩体				岩体				变形模量 $E_0$ (GPa)
		$f'$	$C'$ (MPa)	$f$	$C$ (MPa)	$f'$	$C'$ (MPa)	$f$	$C$ (MPa)	
I	新鲜完整坚硬岩	1.50~1.30	1.50~1.30	0.90~0.75	0	1.60~1.40	2.50~2.00	0.95~0.80	0	$>20.0$
II	微风化—新鲜较完整的坚硬岩	1.30~1.10	1.30~1.10	0.75~0.65	0	1.40~1.20	2.00~1.50	0.80~0.70	0	20.0~10.0
III	弱风化、弱卸荷完整性较差—较完整的坚硬岩 微风化—新鲜较完整—完整的中硬岩	1.10~0.90	1.10~0.70	0.65~0.55	0	1.20~0.80	1.50~0.70	0.70~0.60	0	10.0~5.0

NB / T 35023 — 2014

续表 D.0.2-2

岩体分类	岩体特性	混凝土与岩体				岩体				变形模量 $E_0$ (GPa)
		$f'$	$C'$ (MPa)	$f$	$C$ (MPa)	$f'$	$C'$ (MPa)	$f$	$C$ (MPa)	
IV	弱风化、强卸荷较破碎—完整性差的坚硬岩									
	弱风化、弱卸荷完整性较差的中硬岩	0.90~0.70	0.70~0.30	0.55~0.40	0	0.80~0.55	0.70~0.30	0.60~0.45	0	5.0~2.0
	微风化—新鲜完整—较完整的软质岩									
V	强风化、强卸荷破碎—坚硬岩									
	弱—强风化破碎—较破碎的中硬岩	0.70~0.40	0.30~0.05	0.40~0.30	0	0.55~0.40	0.30~0.05	0.45~0.35	0	2.0~0.2
	弱—强风化完整性差—破碎的软质岩									

注：  $f'$ 、 $C'$  为抗剪断强度；  $f$ 、 $C$  为抗剪强度。

表 D.0.2-3 岩石地基的允许承载力

岩石饱和单轴抗压强度 $R_b$ (MPa)	允许承载力 (MPa)			
	岩体完整, 节理间距 $>1.0\text{m}$	岩体较完整, 节理间距 $1.0\text{m} \sim 0.3\text{m}$	岩体完整性较差, 节理间距 $0.3\text{m} \sim 0.1\text{m}$	岩体破碎, 节理间距 $<0.1\text{m}$
坚硬岩、中硬岩, $R_b > 30$	$(1/7)R_b$	$(1/8 \sim 1/10)R_b$	$(1/11 \sim 1/16)R_b$	$(1/17 \sim 1/20)R_b$
软岩, $R_b < 30$	$(1/5)R_b$	$(1/6 \sim 1/7)R_b$	$(1/8 \sim 1/10)R_b$	$(1/11 \sim 1/16)R_b$

附录 E 土 压 力 计 算

**E.0.1** 作用在水闸上或其他挡土结构上的主动土压力，可根据填土性质、挡土高度、填土内的地下水位、填土顶面坡角及超荷载等因素分别按下列规定进行计算：

对于重力式挡土结构当墙后填土为均质无黏性土时，主动土压力宜按库仑公式，即式（E.0.1-1）和式（E.0.1-2）计算，计算示意图见图 E.0.1：

$$F_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a \tag{E.0.1-1}$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cos(\varepsilon + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cos(\varepsilon - \beta)}} \right]^2} \tag{E.0.1-2}$$

- 式中：
- $K_a$  ——库仑主动土压力系数；
  - $F_a$  ——作用在水闸挡土结构上的主动土压力（kN/m），其作用点距墙底为墙高的 $\frac{1}{3}$ 处，作用方向与水平面呈 $(\delta + \varepsilon)$ 夹角；
  - $\gamma$  ——挡土结构墙后填土的重力密度，地下水位以下取浮重力密度（kN/m<sup>3</sup>）；
  - $h$  ——挡土结构墙高度（m）；
  - $K_a$  ——主动土压力系数；
  - $\varphi$  ——挡土结构墙后填土的内摩擦角（°）；
  - $\varepsilon$  ——挡土结构墙背面与铅直面的夹角（°）；
  - $\delta$  ——挡土结构墙后填土对墙背的摩擦角，可按表 E.0.1 采用；
  - $\beta$  ——挡土结构墙后填土表面坡角（°）。



NB / T 35023 — 2014

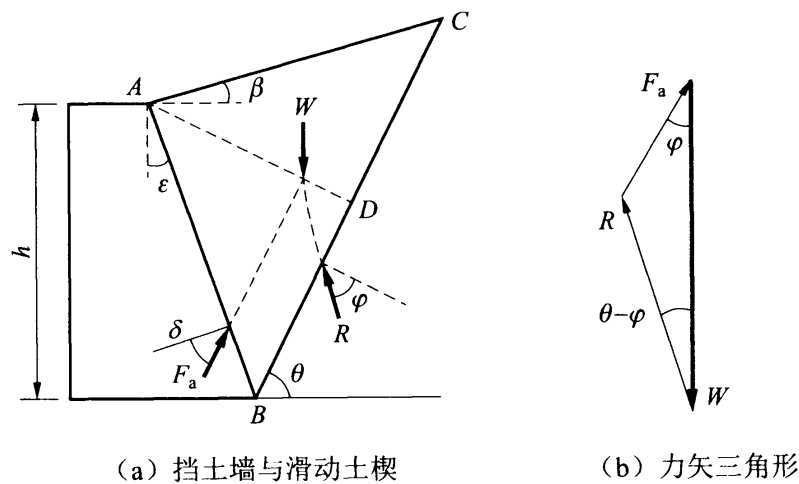


图 E.0.1 重力式挡土结构主动土压力计算示意图

表 E.0.1 δ值

挡土结构墙背面排水状况值	δ 值
墙背光滑，排水不良	(0.00~0.33) φ
墙背粗糙，排水良好	(0.33~0.50) φ
墙背很粗糙，排水良好	(0.50~0.67) φ
墙背与填土之间不可能滑动	(0.67~1.00) φ

1 黏性土中的库仑土压力计算。在实际工程中，为了利用库仑公式计算黏性土中的土压力，通常采用等值内摩擦角  $\varphi_d$  来综合考虑  $C$ ， $\varphi$  值对土压力的影响，即适当增大内摩擦角来反映内聚力的影响，然后按砂性土的计算公式计算土压力。等值内摩擦角  $\varphi_d$  一般根据经验确定，地下水位以上的黏性土可取  $\varphi_d=30^\circ\sim35^\circ$ ，地下水位以下的黏性土可取  $\varphi_d=25^\circ\sim30^\circ$ ；也可用以下经验公式换算：

$$\varphi_d = \arctan \left( \tan \varphi + \frac{C}{\gamma h} \right) \tag{E.0.1-3}$$

式 (E.0.1-3) 计算出的等值内摩擦角  $\varphi_d$  并非定值，而与挡土墙的高度有关，这可能导致土压力计算值出现较大的误差，具体

计算中应结合原位土层和挡土墙的具体情况，确定一个比较合理的  $\varphi_d$  值。

**2** 成层土中的库仑土压力计算。对实际工程中的成层土地基，设挡土墙后各土层的重力密度、内摩擦角和土层厚度分别为  $\gamma_i$ 、 $\varphi_i$  和  $h_i$ ，通常可将各土层的重力密度、内摩擦角按土层厚度进行加权平均，即：

$$\gamma_m = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} \tag{E.0.1-4}$$

$$\varphi_m = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i} \tag{E.0.1-5}$$

然后按均值土情况采用  $\gamma_m$ 、 $\varphi_m$  值近似计算其库仑土压力值。  
**E.0.2** 对于扶壁式或空箱式结构，当墙后填土为砂性土且填土表面水平时，主动土压力可按朗肯主动土压力公式 (E.0.2-1) 计算：

$$F_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a \tag{E.0.2-1}$$

$$Z_0 = \frac{2C}{\gamma \sqrt{K_a}} \tag{E.0.2-2}$$

式中：  $F_a$  ——作用在水闸挡土结构上的主动土压力 (kN/m)，其土压力作用点在距墙底  $(h - Z_0)/3$  高度处，作用方向水平；  
 $h$  ——主动土压力计算高度，对无黏性土， $h$  为挡土结构高度，对黏性土， $h$  为挡土结构高度  $-Z_0$ ；  
 $\gamma$  ——挡土结构墙后填土重力密度，地下水位以下取浮重力密度 (kN/m<sup>3</sup>)；  
 $K_a$  ——主动土压力系数，按式 (E.0.2-4) ~ 式 (E.0.2-6) 取值；  
 $C$  ——黏土黏结力。

NB / T 35023 — 2014

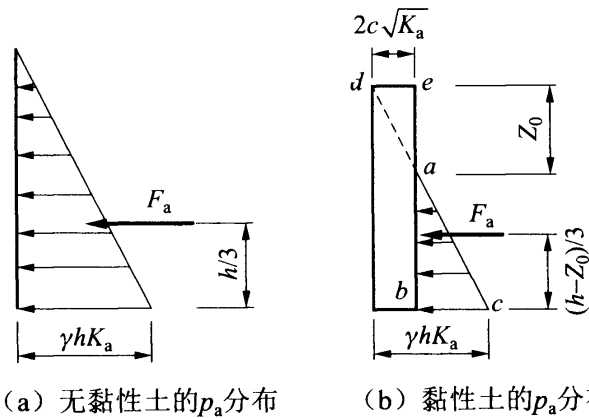


图 E.0.2-1 扶壁式或空箱式结构主动土压力计算示意图

无黏性土中主动土压力强度  $p_a$  与深度  $Z$  成正比，沿墙高的土压力强度呈三角形分布（见图 E.0.2-1）。作用在单位长度挡墙上的土压力为三角形分布面积，即

无黏性土：

$$p_a = \gamma Z \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \tag{E.0.2-3}$$

或

$$p_a = \gamma Z K_a \tag{E.0.2-4}$$

黏性土：

$$p_a = \gamma Z \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \tan \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \tag{E.0.2-5}$$

或

$$p_a = \gamma Z K_a - 2C \sqrt{K_a} \tag{E.0.2-6}$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

式中：  $K_a$  ——主动土压力系数。

1 土体表面有均布荷载  $q$  作用。当墙后土体表面有连续均布荷载  $q$  作用时，均布荷载  $q$  在土中产生的上覆压力沿墙体方向呈矩形分布，分布强度为  $q$ ，见图 E.0.2-2。土压力的计算方法是将上覆压力项  $\gamma Z$  换以  $\gamma Z + q$  计算即可，如黏土的主动土压力强度  $p_a$  为：

$$p_a = K_a (\gamma Z + q) - 2c\sqrt{K_a} \tag{E.0.2-7}$$

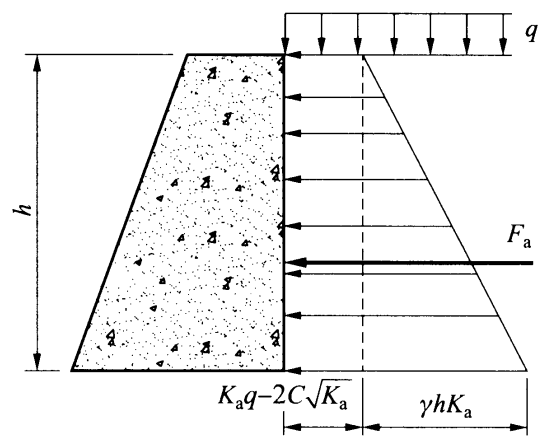


图 E.0.2-2 墙后土体表面超载  $q$  作用下的土压力计算示意图

2 成层土体中的土压力计算。一般情况下墙后土体均由几层不同性质的水平土层组成。在计算各点的土压力时，可先计算其相应的自重应力，在土压力公式中项 $\gamma Z$  换以相应的自重应力即可，需要注意的是土压力系数应采用各点对应土层的土压力系数值。

3 墙后土体有地下水的土压力计算。当墙后土体中有地下水存在时，墙体除受到土压力的作用外，还将受到水压力的作用。

在计算墙体上的侧压力时，考虑土质条件的影响，可分别采用“水土分算”或“水土合算”的计算方法。

“水土分算”法是将土压力和水压力分别计算后再叠加的方法，这种方法比较适合渗透性大的砂土层情况。

“水土合算”法在计算土压力时则将地下水位以下的土体重力密度取为饱和重力密度，水压力不再单独计算叠加，这种方法比较适合渗透性小的黏性土层情况。

4 当挡土结构墙后填土表面有车辆荷载作用时，可将车辆荷载近似地按均布荷载换算成等效的填土高度计算作用于墙背或表面上的主动土压力。

**E.0.3** 对于墙背铅直墙后填土表面水平的水闸挡土结构静止土压力，墙背铅直的土压力强度  $p_0$ 可按式（E.0.3-1）计算：

NB / T 35023 — 2014

$$p_0 = \gamma Z K_0 \tag{E.0.3-1}$$

式中： $K_0$ ——静止土压力系数，其值可用室内或原位试验确定。

由式（E.0.3-1）可知，静止土压力沿挡土结构竖向为三角形分布，如图 E.0.3 所示。如果取单位挡土结构长度，则作用在挡土结构上的静止土压力  $F_0$  为：

$$F_0 = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_0 \tag{E.0.3-2}$$

式中： $F_0$ ——作用在水闸挡土结构上的静止土压力（kN/m），其

作用点距墙底为墙高的  $\frac{1}{3}$  处，作用方向水平；

$h$  ——挡土结构高度（m）。

$F_0$  的作用点在距墙底  $h/3$  处。

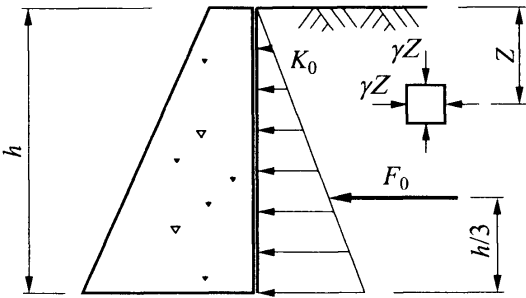


图 E.0.3 墙背竖直时的静止土压力计算示意图

土的静止土压力系数  $K_0$  值可在室内用三轴仪测得；在原位则可用自钻式旁压仪测试得到。

在缺乏试验资料时，可用下述经验公式估算：

砂性土  $K_0 = 1 - \sin \varphi'$  (E.0.3-3)

黏性土  $K_0 = 0.95 - \sin \varphi'$  (E.0.3-4)

超固结黏土  $K_0 = OCR(1 - \sin \varphi')$  (E.0.3-5)

式中： $\varphi'$  ——土的有效内摩擦角；

$OCR$  ——土的超固结比。

**E.0.4 墙背倾斜时的静止土压力计算。**对于挡土墙背倾斜的情

况（见图 E.0.4），作用在单位长度上的静止土压力可根据土楔体  $ABB'$  的静力平衡条件导出如下：

$$F_0 = \frac{1}{2} \gamma h^2 \sqrt{K_0^2 + \tan^2 \varepsilon} \tag{E.0.4-1}$$

式中：  $\varepsilon$  ——墙背倾角。

而  $F_0$  与水平方向的夹角  $\alpha$  可由下式求得：

$$\tan \alpha = \frac{\tan \varepsilon}{K_0} \tag{E.0.4-2}$$

$F_0$  的作用点在距墙底  $h/3$  处。

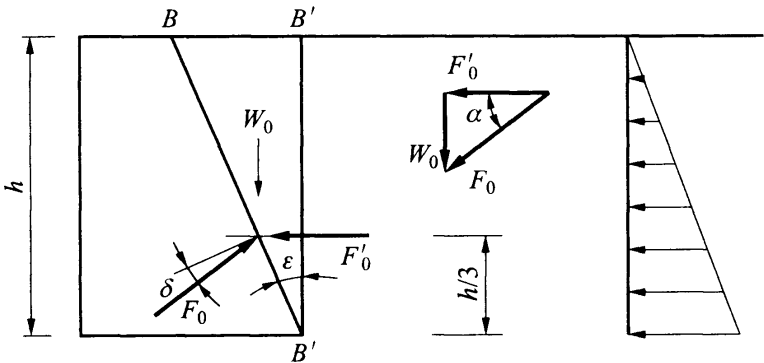


图 E.0.4 墙背倾斜时的静止土压力计算示意图

NB / T 35023 — 2014

附录 F 波 浪 计 算

**F.0.1** 波浪要素可根据水闸闸前风向、风速、风区长度、风区内的平均水深等因素，分别按下列规定进行计算：

**1** 当水库为内陆峡谷水库时，宜按官厅水库公式计算（适用于  $v_0 < 20\text{m/s}$  及  $D < 20\text{km}$ ）：

$$\frac{gh}{v_0^2} = 0.0076 v_0^{-1/12} \left( \frac{gD}{v_0^2} \right)^{1/3} \quad (\text{F.0.1-1})$$

$$\frac{gL_m}{v_0^2} = 0.331 v_0^{-1/2.15} \left( \frac{gD}{v_0^2} \right)^{1/3.75} \quad (\text{F.0.1-2})$$

式中：  $h$  ——当  $gD / v_0^2 = 20 \sim 250$  时，为累积频率 5% 的波高  $h_{5\%}$ ，  
当  $gD / v_0^2 = 250 \sim 1000$  时，为累积频率 10% 的波高  $h_{10\%}$ ；

$v_0$  ——计算风速（m/s），当浪压力参与荷载的基本组合时，可采用当地气象台站提供的重现期为 50 年的年最大风速，当浪压力参与荷载的特殊组合时，可采用当地气象台站提供的多年平均年最大风速；

$g$  ——重力加速度，可采用  $9.81 \text{ (m/s}^2\text{)}$ ；

$L_m$  ——平均波长（m）；

$D$  ——风区长度（m），当闸前水域较宽广或对岸最远水面距离不超过水闸前沿水面宽度 5 倍时，可采用对岸至水闸前沿的直线距离，当闸前水域较狭窄或对岸最远水面距离超过水闸前沿水面宽度 5 倍时，可采用水闸前沿水面宽度的 5 倍。

**2** 当水库为丘陵、平原地区水库时，宜按鹤地水库公式计算

(适用于库水较深、 $v_0 < 26.5\text{m/s}$  及  $D < 7.5\text{km}$ ):

$$\frac{gh_{2\%}}{v_0^2} = 0.006\,25v_0^{1/8} \left( \frac{gD}{v_0^2} \right)^{1/3} \tag{F.0.1-3}$$

$$\frac{gL_m}{v_0^2} = 0.038\,6 \left( \frac{gD}{v_0^2} \right)^{1/2} \tag{F.0.1-4}$$

式中： $h_{2\%}$ ——累积频率为 2%的波高 (m)。

3 波列累积频率可由表 F.0.1-1 查得，表中的  $P$  为波列累积频率 (%)。

表 F.0.1-1 波列累积频率  $P$  值

水闸级别	1	2	3	4	5
波列累积频率 $P$ (%)	1	2	5	10	20

4 累积频率为  $P$  (%) 的波高  $h_p$  与平均波高  $h_m$  的比值可由表 F.0.1-2 查得，表中的  $h_p$  为相应于波列累积频率  $P$  的波高。

表 F.0.1-2 累积频率为  $P$  (%) 的波高  $h_p$  与平均波高  $h_m$  的比值

$\frac{h_m}{H_m}$	累积频率 $P$ (%)				
	1	2	5	10	20
0.0	2.42	2.23	1.95	1.71	1.43
0.1	2.26	2.09	1.87	1.65	1.41
0.2	2.09	1.96	1.76	1.59	1.37
0.3	1.93	1.82	1.66	1.52	1.34
0.4	1.78	1.68	1.56	1.44	1.30
0.5	1.63	1.56	1.46	1.37	1.25

5 平均波长与平均波周期的关系可按式 (F.0.1-5) 换算：



NB / T 35023 — 2014

$$L_m = \frac{gT_m^2}{2\pi} \operatorname{th} \frac{2\pi H}{L_m} \tag{F.0.1-5}$$
$$T_m = 4\sqrt{h_m}$$

式中：  $H$  —— 闸前水深（m）；

$T_m$  —— 平均波周期（s）。

**F.0.2** 作用于水闸铅直或近似铅直迎水面上的浪压力，应根据闸前水深和实际波态，分别按下列规定进行计算：

1 当  $H \geq H_k$  和  $H \geq \frac{L_m}{2}$  时，波浪压力可按式（F.0.2-1）和式（F.0.2-2）计算（计算示意图见图 F.0.2-1），临界水深可按式（F.0.2-3）计算：

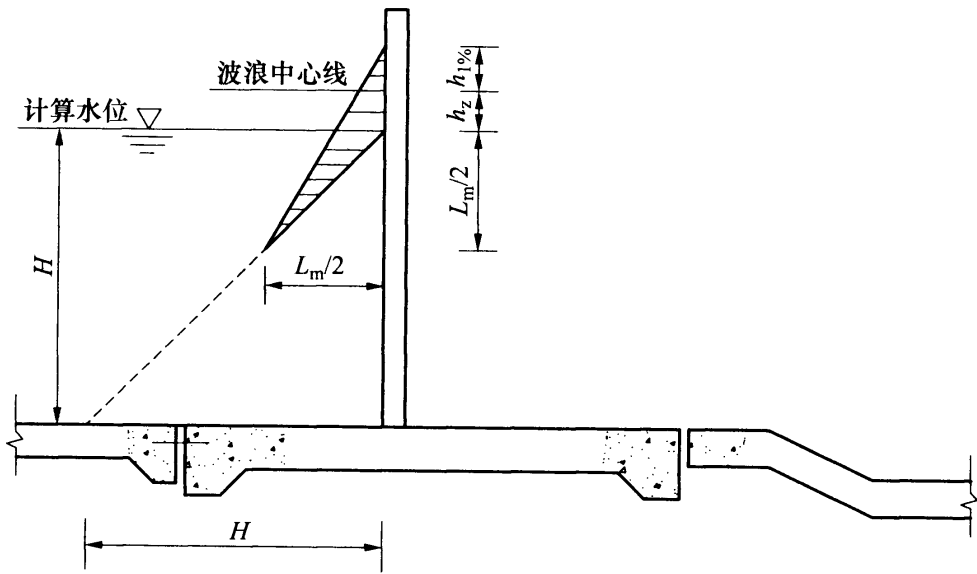


图 F.0.2-1  $H \geq H_k$  和  $H \geq \frac{L_m}{2}$  时，波浪压力计算示意图

$$p_l = \frac{1}{4} \gamma L_m (h_{1\%} + h_z) \tag{F.0.2-1}$$

$$h_z = \frac{\pi h_{1\%}^2}{L_m} \operatorname{cth} \frac{2\pi H}{L_m} \tag{F.0.2-2}$$

$$H_k = \frac{L_m}{4\pi} \ln \frac{L_m + 2\pi h_{1\%}}{L_m - 2\pi h_{1\%}} \tag{F.0.2-3}$$

式中：  $p_1$  ——作用在水闸迎水面上的波浪压力（kN/m）；  
 $\gamma$  ——水的重力密度（kN/m<sup>3</sup>）；  
 $h_z$  ——波浪中心线至计算水位的高度（m）；  
 $H_k$  ——使波浪破碎的临界水深（m）；  
 $h_{1\%}$  ——累积频率为 1% 的波高（m）。

2 当  $H \geq H_k$  和  $H < \frac{L_m}{2}$  时，波浪压力可按式（F.0.2-4）和式（F.0.2-5）计算（计算示意图见图 F.0.2-2）：

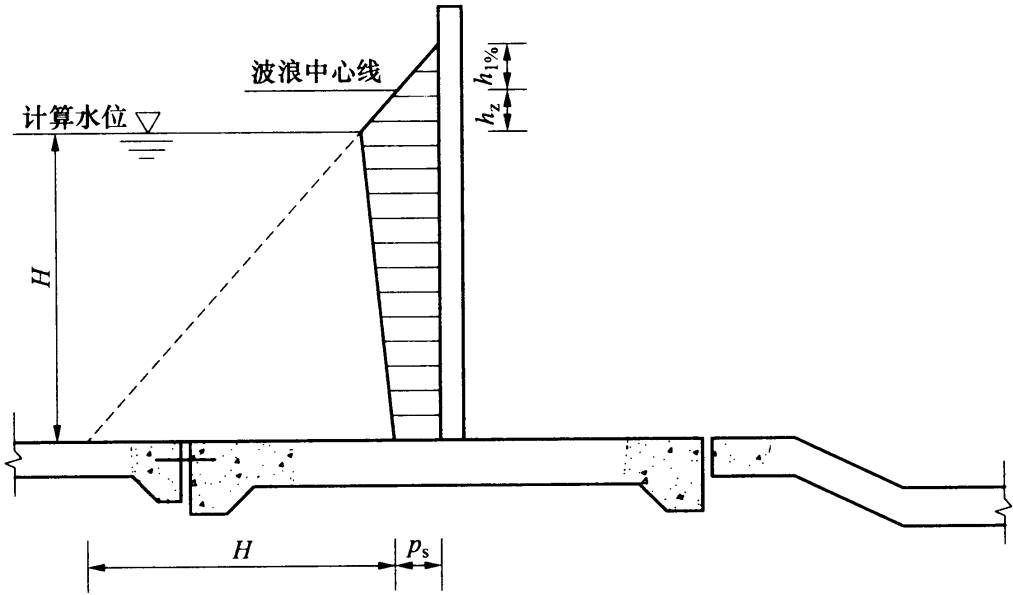


图 F.0.2-2  $H \geq H_k$  和  $H < \frac{L_m}{2}$  时，波浪压力计算示意图

$$p_1 = \frac{1}{2} [(h_{1\%} + h_z)(\gamma H + p_s) + H p_s] \tag{F.0.2-4}$$

$$p_s = \gamma h_{1\%} \operatorname{sech} \frac{2\pi H}{L_m} \tag{F.0.2-5}$$

式中：  $p_s$  ——闸墩（闸门）底面处的剩余浪压力强度（kPa）。

NB / T 35023 — 2014

3 当 $H < H_k$  时，波浪压力可按式（F.0.2-6）和式（F.0.2-7）计算（计算示意图见图 F.0.2-3）：

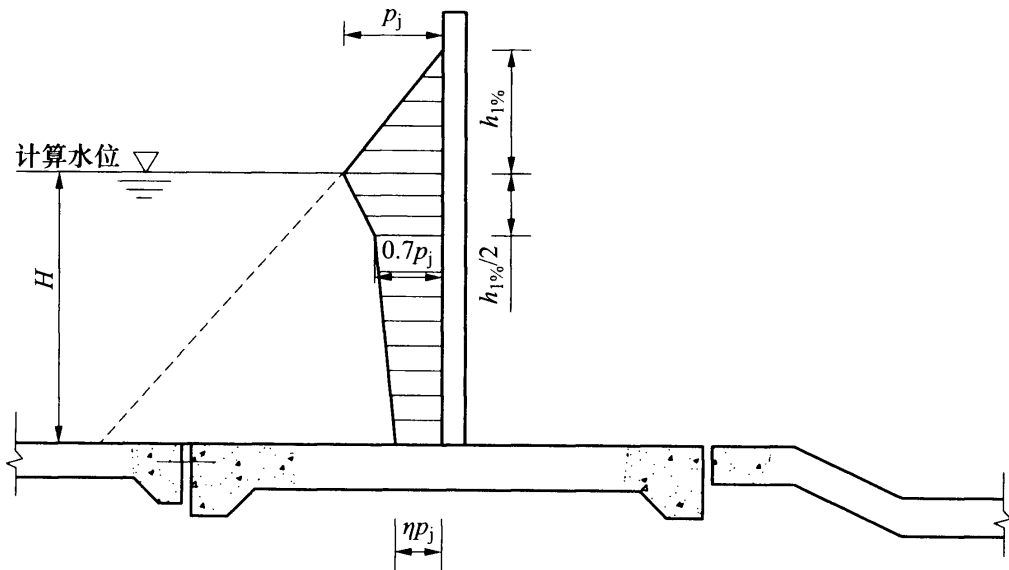


图 F.0.2-3  $H < H_k$  时，波浪压力计算示意图

$$p_1 = \frac{1}{2} p_j [(1.5 - 0.5\eta)h_{1\%} + (0.7 + \eta)H] \tag{F.0.2-6}$$

$$p_j = K_i \gamma h_{1\%} \tag{F.0.2-7}$$

式中： $p_j$ ——计算水位处的浪压力强度（kPa）；  
 $\eta$ ——闸墩（闸门）底面处的浪压力强度折减系数，当 $H \leq 1.7h_{1\%}$  时，可采用 0.6；当 $H > 1.7h_{1\%}$  时，可采用 0.5；  
 $K_i$ ——闸前河（渠）底坡影响系数，可按表 F.0.2 采用，表中的 $i$  为闸前一定距离内河（渠）底坡的平均值。

表 F.0.2 底坡影响系数  $K_i$  值

底坡 $i$	1/10	1/20	1/30	1/40	1/50	1/60	1/80	1/100
$K_i$ 值	1.89	1.61	1.48	1.41	1.36	1.33	1.29	1.25

附录 G 闸室分项系数极限状态设计方法

G.1 基 本 规 定

**G.1.1** 本附录采用概率极限状态设计原则，以分项系数极限状态设计表达式对水闸进行闸室稳定性计算。

**G.1.2** 水闸分别按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行闸室稳定性计算。

1 承载能力极限状态：闸室及闸基岩（土）体强度和抗滑稳定性计算，对需抗震设防的水闸及其结构，需按《水工建筑物抗震设计规范》DL 5073 进行验算。

2 正常使用极限状态：按材料力学法进行水闸闸基拉应力验算。

**G.1.3** 进行水闸及其结构设计时，应根据水工建筑物的级别，采用不同的水工建筑物结构安全级别，见表 G.1.3。

表 G.1.3 水工建筑物结构安全级别

水工建筑物级别	水工建筑物结构安全级别
1	I
2、3	II
4、5	III

**G.1.4** 按承载能力极限状态设计时，应考虑下列两种作用效应组合：

1 基本组合。持久状况或短暂状况下，永久作用与可变作用的效应组合。

NB / T 35023 — 2014

2 偶然组合。偶然状况下，永久作用、可变作用与一种偶然作用的效应组合。

**G.1.5** 按正常使用极限状态设计时，应考虑下列两种作用效应组合：

1 短期组合。持久状况或短暂状况下，可变作用的短期效应与永久作用效应的组合。

2 长期组合。持久状况下，可变作用的长期效应与永久作用效应的组合。

**G.1.6** 承载能力极限状态计算规定。

1 对基本组合，采用下列极限状态设计表达式：

$$\gamma_0 \psi S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, \alpha_k) \leq \frac{1}{\gamma_{dl}} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right) \quad (\text{G.1.6-1})$$

式中：  $\gamma_0$  ——结构重要性系数，对应于结构安全级别为 I、II、III 级的结构及构件，可分别取用 1.1、1.0、0.9；

$\psi$  ——设计状况系数，对应于持久状况、短暂状况、偶然状况，可分别取用 1.0、0.95、0.85；

$S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, \alpha_k)$  ——作用效应函数；

$\gamma_G$  ——永久作用分项系数，见表 G.1.6-1；

$\gamma_Q$  ——可变作用分项系数，见表 G.1.6-1；

$G_k$  ——永久作用标准值，按现行行业标准《水工建筑物荷载设计规范》DL 5077 的规定确定；

$Q_k$  ——可变作用标准值，按现行行业标准《水工建筑物荷载设计规范》DL 5077 的规定确定；

$\alpha_k$  ——几何参数的标准值（可作为定值处理）；

$R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right)$  ——结构及构件抗力函数；

$f_k$  ——材料性能的标准值；

$\gamma_m$  ——材料性能分项系数，见表 G.1.6-2；

$\gamma_{d1}$  ——基本组合结构系数，见表 G.1.6-3。

2 对偶然组合，采用下列极限状态设计表达式：

$$\gamma_0 \psi S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, A_k, \alpha_k) \leq \frac{1}{\gamma_{d2}} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}, \alpha_k\right) \quad (G.1.6-2)$$

式中：  $A_k$  ——偶然作用代表值；

$\gamma_{d2}$  ——偶然组合结构系数，见表 G.1.6-3。

表 G.1.6-1 作用 分 项 系 数

作用分类	作用名称		分项系数	备 注
永久作用	自重	建筑物自重	1.00	当自重作用效应对结构有利时，宜采用括号内的数值
		永久设备自重	1.05 (0.95)	
	土压力		1.20	
可变作用	水压力	静水压力	1.00	与偶然作用同时出现的某些可变作用，其标准值可根据观测资料和工程经验适当折减
		动水压力	1.05	
	扬压力	浮托力	1.00	
		渗透压力	1.20	
	冰压力	静冰压力	1.10	
		动冰压力	1.10	
	淤沙压力		1.20	
	浪压力		1.20	
	灌浆压力		1.30	
	温、湿度作用		1.10	
	冻胀作用		1.10	
	人群、堆放物荷载		1.20	
	门机荷载		1.10	
偶然作用	校核洪水位时的静水压力		1.00	
	地震作用		1.00	

NB / T 35023 — 2014

表 G.1.6-2 材料性能分项系数

序号	地基类别	材料性能	分项系数	备注
1	土基	抗剪强度 1) 黏性土 摩擦系数 $\varphi_0$ 黏结力 $C_0$ 2) 砂性土 摩擦系数 $f$	1.15 1.25 1.25	
		允许承载力 $f_{ke}$	1.2	
2	岩基	抗剪断强度 1) 混凝土/基岩 摩擦系数 $f'_R$ 黏结力 $C'_R$ 2) 混凝土/混凝土 摩擦系数 $f'_c$ 黏结力 $C'_c$ 3) 基岩/基岩 摩擦系数 $f'_d$ 黏结力 $C'_d$ 4) 软弱结构面 摩擦系数 $f''_d$ 黏结力 $C''_d$	1.3 3.0 1.3 3.0 1.4 3.2 1.5 3.4	参考 DL 5108
		允许承载力 $f_{kr}$	1.35	
3	混凝土	混凝土抗压强度 $f_{kc}$	1.5	

表 G.1.6-3 结 构 系 数

序号	项 目	地基类别	组合类型	结构系数
1	闸基底面抗滑稳定性 极限状态设计表达式	土基	按式 (G.2.3-1) 计算:	
			基本组合	1.1
			偶然组合	1.1
			按式 (G.2.3-2) 计算:	
			基本组合	1.1
			偶然组合	1.1

续表 G.1.6-3

序号	项 目	地基类别	组合类型	结构系数
1	闸基底面抗滑稳定性 极限状态设计表达式	岩基	按式 (G.2.5-1) 计算:	
			基本组合	1.5
			偶然组合	1.5
			按式 (G.2.5-2) 计算:	
			基本组合	1.5
			偶然组合	1.5
2	闸室抗浮稳定性极限 状态设计式	土基或 岩基	基本组合	1.15
			偶然组合	1.25
3	闸基抗压强度极限状态设计式	土基	基本组合	1.2
			偶然组合	1.2
		岩基	基本组合	1.2
			偶然组合	1.2

G.1.7 正常使用极限状态计算规定。

1 正常使用极限状态作用效应的短期组合采用下列设计表达式:

$$\gamma_0 S_s(G_k, Q_k, f_k, \alpha_k) \leq \frac{c_1}{\gamma_{d3}} \tag{G.1.7-1}$$

式中:  $c_1$  ——结构的功能限值;  
 $S_s(G_k, Q_k, f_k, \alpha_k)$  ——作用效应短期组合时的效应函数;  
 $\gamma_{d3}$  ——正常使用极限状态短期组合时的结构系数。

2 正常使用极限状态作用效应的长期组合采用下列设计表达式:

$$\gamma_0 S_L(G_k, \rho Q_k, f_k, \alpha_k) \leq \frac{c_2}{\gamma_{d4}} \tag{G.1.7-2}$$

式中:  $c_2$  ——结构的功能限值;  
 $S_L(G_k, \rho Q_k, f_k, \alpha_k)$  ——作用效应长期组合时的效应函数;



NB / T 35023 — 2014

$\gamma_{d4}$  ——正常使用极限状态长期组合时的结构系数;  
 $\rho$  ——可变作用标准值的长期组合系数,取  $\rho=1$ 。

**G.1.8** 闸室基础底面与地基土间的抗剪强度应符合下列规定:

1 对黏性土地基,内摩擦角标准值可采用室内饱和固结快剪试验内摩擦角值的 90%,凝聚力标准值可采用室内饱和固结快剪试验凝聚力值的 20%~30%。

2 对砂性土地基,内摩擦角标准值可采用室内摩擦角试验值的 85%~90%,不计凝聚力。

**G.1.9** 土的抗剪强度宜采用试验峰值的小值平均值作为标准值,也可采用概率分布的 0.1 分位值作为标准值。

**G.1.10** 闸室基础底面与基岩间的抗剪断强度应采用概率分布的 0.2 分位值作为标准值或采用峰值强度的小值平均值作为标准值。抗剪强度应采用比例极限强度作为标准值。

**G.2 闸室稳定性计算**

**G.2.1** 承载能力极限状态设计包括:

- 1 闸基强度计算。
- 2 闸室与闸基接触面抗滑稳定性计算。
- 3 闸基深层软弱结构面抗滑稳定性计算。

**G.2.2** 闸基抗压强度承载能力极限状态。闸室基底应力应根据结构布置及受力情况,分别按下列规定进行计算:

1 当结构布置及受力情况对称时,可按式 (G.2.2-1) 计算:

$$\left. \begin{aligned} \gamma_0 \psi \left( \frac{\Sigma G}{A} \pm \frac{\Sigma M}{W} \right) &\leq \frac{1}{\gamma_d} \frac{1.2 f_{ke}}{\gamma_m} (\text{土基}) \\ \gamma_0 \psi \left( \frac{\Sigma G}{A} \pm \frac{\Sigma M}{W} \right) &\leq \frac{1}{\gamma_d} \frac{f_k}{\gamma_m} (\text{岩基}) \end{aligned} \right\} \quad (\text{G.2.2-1})$$

式中:  $\Sigma G$  ——作用在闸室上的全部竖向荷载 (包括闸室基础底面上的扬压力在内) (kN);

$\Sigma M$  ——作用在闸室上的全部竖向和水平向荷载对于基础

底面垂直水流方向的形心轴的力矩 (kN · m);

$A$  —— 闸室基础底面的面积 (m<sup>2</sup>);

$W$  —— 闸室基础底面对于该底面垂直水流方向的形心轴的截面矩 (m<sup>2</sup>);

$f_{ke}$  —— 土基允许承载能力 (kPa);

$f_k$  —— 混凝土抗压强度  $f_{kc}$  或岩基允许承载能力  $f_{kr}$  (kPa);

$\gamma_d$  —— 结构系数, 见表 G.1.6-3;

$\gamma_m$  —— 材料性能分项系数, 见表 G.1.6-2。

2 当结构布置及受力情况不对称时, 可按式 (G.2.2-2) 计算:

$$\left. \begin{aligned} \gamma_0 \psi \left( \frac{\Sigma G}{A} \pm \frac{\Sigma M_x}{W_x} \pm \frac{\Sigma M_y}{W_y} \right) &\leq \frac{1}{\gamma_d} \frac{1.2 f_{ke}}{\gamma_m} (\text{土基}) \\ \gamma_0 \psi \left( \frac{\Sigma G}{A} \pm \frac{\Sigma M_x}{W_x} \pm \frac{\Sigma M_y}{W_y} \right) &\leq \frac{1}{\gamma_d} \frac{f_k}{\gamma_m} (\text{岩基}) \end{aligned} \right\} \quad (\text{G.2.2-2})$$

式中:  $\Sigma M_x$ 、 $\Sigma M_y$  —— 作用在闸室上的全部竖向和水平向荷载对于基础底面形心轴  $x$ 、 $y$  的力矩 (kN · m);

$W_x$ 、 $W_y$  —— 闸室基础底面对于该底面形心轴  $x$ 、 $y$  的截面矩 (m<sup>3</sup>)。

核算闸基抗压强度时, 应按材料的标准值和作用的标准值或代表值分别计算基本组合和偶然组合。

**G.2.3** 土基上沿闸室基础底面的抗滑稳定性极限状态, 可按式 (G.2.3-1) 或式 (G.2.3-2) 计算:

$$\gamma_0 \psi \Sigma H \leq \frac{1}{\gamma_d} \frac{f \Sigma G}{\gamma_{mf}} \quad (\text{G.2.3-1})$$

$$\gamma_0 \psi \Sigma H \leq \frac{1}{\gamma_d} \left( \frac{\tan \varphi_0 \Sigma G}{\gamma_{mf}} + \frac{C_0 A}{\gamma_{mc}} \right) \quad (\text{G.2.3-2})$$

式中:  $\Sigma H$  —— 作用在闸室上的全部水平向荷载 (kN);

NB / T 35023 — 2014

- $f$  —— 闸室基础底面与地基之间的摩擦系数;
- $\varphi_0$  —— 闸室基础底面与土质地基之间的摩擦角 (°);
- $C_0$  —— 闸室基础底面与土质地基之间的黏结力 (kPa);
- $\gamma_{mf}$ 、 $\gamma_{mc}$  —— 材料性能分项系数, 见表 G.1.6-2。

黏性土地基上的大型水闸, 沿闸室基础底面的抗滑稳定性极限状态可按式 (G.2.3-2) 计算。

核算闸室基础底面抗滑稳定性极限状态时, 应按材料的标准值和作用的标准值或代表值分别计算基本组合和偶然组合。

**G.2.4** 对于土基上采用钻孔灌注桩基础的水闸, 若验算沿闸室底板底面的抗滑稳定性, 应计入桩体材料的抗剪断能力。

**G.2.5** 岩基上沿闸室基础底面的抗滑稳定性极限状态, 可按式 (G.2.5-1) 或式 (G.2.5-2) 计算:

$$\gamma_0 \psi \Sigma H \leq \frac{1}{\gamma_d} \frac{f_R \Sigma G}{\gamma_{mf}} \tag{G.2.5-1}$$

$$\gamma_0 \psi \Sigma H \leq \frac{1}{\gamma_d} \left( \frac{f'_R \Sigma G}{\gamma_{mf}} + \frac{C'_R A}{\gamma_{mc}} \right) \tag{G.2.5-2}$$

- 式中:  $\Sigma H$  —— 作用在闸室上的全部水平向荷载 (kN);
- $f_R$  —— 闸室基础底面与岩石地基之间的摩擦系数;
  - $f'_R$  —— 闸室基础底面与岩石地基之间的抗剪断摩擦系数;
  - $C'_R$  —— 闸室基础底面与岩石地基之间的抗剪断黏结力 (kPa)。

核算闸室基础底面抗滑稳定性极限状态时, 应按材料的标准值和作用的标准值或代表值分别计算基本组合和偶然组合。

**G.2.6** 当闸室承受双向水平荷载作用时, 应验算其合力方向的抗滑稳定性极限状态。

## 附录 H 闸基深层抗滑稳定性计算

**H.0.1** 闸基岩体内存在深层缓倾角软弱结构面或裂隙面时，可根据地质结构模型分析确定控制性滑动面，并进行深层抗滑稳定性分析。双斜滑动面为最常见情况，如图 H.0.1 所示。

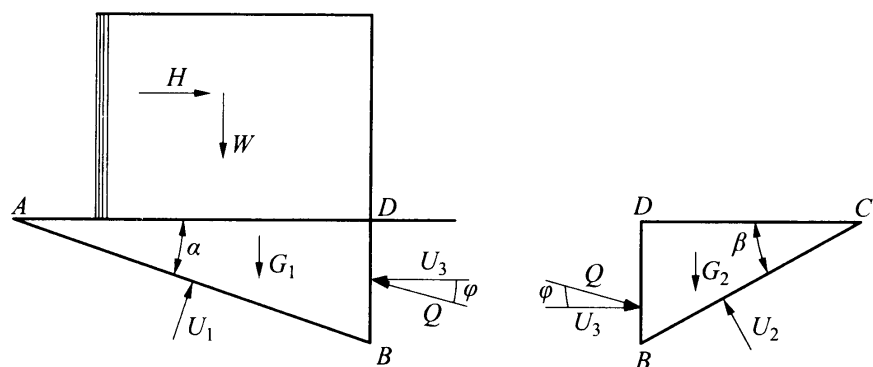


图 H.0.1 双斜滑动面示意图

闸基深层抗滑稳定性可采用刚体极限平衡法按抗剪断强度式 (H.0.2-1)、式 (H.0.2-2) 计算。但对于采取工程措施后用抗剪断强度公式计算仍无法满足表 7.3.10 要求的闸室段时，可采用抗剪强度式 (H.0.3-1)、式 (H.0.3-2) 计算抗滑稳定性安全系数，其安全系数指标经论证后确定。

**H.0.2** 闸基深层滑动稳定性计算抗剪断强度公式。

考虑 ABD 块的稳定性，则有：

$$K'_1 = \frac{f_1'[(W + G_1)\cos\alpha - H\sin\alpha - Q\sin(\varphi - \alpha) + U_3\sin\alpha - U_1] + C'_1A_1}{(W + G_1)\sin\alpha + H\cos\alpha - Q\cos(\varphi - \alpha) - U_3\cos\alpha} \quad (\text{H.0.2-1})$$

考虑 BCD 块的稳定性，则有：

**NB / T 35023 — 2014**

$$K'_2 = \frac{f'_2 [G_2 \cos \beta + Q \sin(\varphi + \beta) + U_3 \sin \beta - U_2] + C'_2 A_2}{Q \cos(\varphi + \beta) - G_2 \sin \beta + U_3 \cos \beta} \quad (\text{H.0.2-2})$$

式中：  $K'_1$ 、 $K'_2$  ——按抗剪断强度计算的主滑块、抗力体的安全系数；

$W$  ——作用于闸室上的全部荷载（不包括扬压力，下同）的垂直力（kN）；

$G_1$ 、 $G_2$  ——岩体  $ABD$ 、 $BCD$  重力的垂直作用力（kN）；

$f'_1$ 、 $f'_2$  —— $AB$ 、 $BC$  滑动面的抗剪断摩擦系数；

$C'_1$ 、 $C'_2$  —— $AB$ 、 $BC$  滑动面的抗剪断黏结力（kPa）；

$A_1$ 、 $A_2$  —— $AB$ 、 $BC$  的面积（ $\text{m}^2$ ）；

$\alpha$ 、 $\beta$  —— $AB$ 、 $BC$  面与水平面的夹角；

$U_1$ 、 $U_2$ 、 $U_3$  —— $AB$ 、 $BC$ 、 $BD$  面上的扬压力（kN）；

$Q$  —— $BD$  面上的作用力（kN）；

$\varphi$  —— $BD$  面上的作用力  $Q$  与水平面的夹角，夹角  $\varphi$  值须经论证后选用，从偏于安全角度考虑  $\varphi$  值可取  $0^\circ$ 。

通过式（H.0.2-1）、式（H.0.2-2）及  $K'_1 = K'_2 = K$ ，求解  $Q$ 、 $K'$  值。

**H.0.3 闸基深层滑动稳定性计算抗剪强度公式。**

考虑  $ABD$  块的稳定性，则有：

$$K_1 = \frac{f_1 [(W + G_1) \cos \alpha - H \sin \alpha - Q \sin(\varphi - \alpha) + U_3 \sin \alpha - U_1]}{(W + G_1) \sin \alpha + H \cos \alpha - Q \cos(\varphi - \alpha) - U_3 \cos \alpha} \quad (\text{H.0.3-1})$$

考虑  $BCD$  块的稳定性，则有：

$$K_2 = \frac{f_2 [G_2 \cos \beta + Q \sin(\varphi + \beta) + U_3 \sin \beta - U_2]}{Q \cos(\varphi + \beta) - G_2 \sin \beta + U_3 \cos \beta} \quad (\text{H.0.3-2})$$

式中：  $K_1$ 、 $K_2$  ——按抗剪强度计算的主滑块、抗力体的安全

系数；

$W$  ——作用于闸室上的全部荷载（不包括扬压力，下同）的垂直力（kN）；

$G_1$ 、 $G_2$  ——岩体  $ABD$ 、 $BCD$  重力的垂直作用力（kN）；

$f_1$ 、 $f_2$  —— $AB$ 、 $BC$  滑动面的抗剪摩擦系数。

通过式（H.0.3-1）、式（H.0.3-2）及  $K_1 = K_2 = K$ ，求解  $Q$ 、 $K$  值。

单滑面的情况比较简单，这里不再列出计算公式。多滑面的情况可参照双滑面的计算公式，列出各个滑块的算式，求解  $K$  值。

NB / T 35023 — 2014

附录 J 土 的 分 类 标 准

**J.0.1** 本分类方法采用《水电水利工程土工试验规程》DL/T 5355 中关于土的分类标准，适用于水电工程用土的分类和命名。

**J.0.2** 构成土的粒组颗粒粒径范围划分与名称应符合表 J.0.2 的规定。

表 J.0.2 粒组颗粒粒径范围划分与名称

粒组颗粒名称			粒径 $d$ 的范围 (mm)
巨粒	漂石（块石）		$d > 200$
	卵石（碎石）		$200 \geq d > 60$
粗粒	砾 (圆砾、角砾)	粗砾	$60 \geq d > 20$
		中砾	$20 \geq d > 5$
		细砾	$5 \geq d > 2$
	砂	粗砂	$2 \geq d > 0.5$
		中砂	$0.5 \geq d > 0.25$
		细砂	$0.25 \geq d > 0.075$
细粒	粉粒		$0.075 \geq d > 0.005$
	黏粒		$0.005 \geq d$

**J.0.3** 土的工程分类，应按土的不同粒组的相对含量划分为巨粒类土、粗粒类土、细粒类土三大类。

**J.0.4** 巨粒类土的分类和定名应符合下列规定：

- 1 试样中巨粒组含量大于 75% 的土为巨粒土。
- 2 试样中巨粒组含量大于 50%、小于或等于 75% 的土为混

合巨粒土。

3 试样中巨粒组含量大于 15%、小于或等于 50%的土为巨粒混合土。

4 巨粒组中：漂石（块石）含量大于卵石（碎石）含量的土为漂石（块石），卵石（碎石）含量大于或等于漂石（块石）含量的土为卵石（碎石）。

5 试样中巨粒组含量小于或等于 15%时，可剔除巨粒组后，按粗粒类土或细粒类土的规定进行分类和定名。

6 巨粒类土的分类和定名应符合表 J.0.4 的规定。

表 J.0.4 巨粒类土的分类和定名

土类	粒组含量		土名称	土代号
巨粒土	巨粒含量>75%	漂石（块石）>卵石（碎石）	漂石（块石）	B(B <sub>a</sub> )
		漂石（块石）≤卵石（碎石）	卵石（碎石）	Cb(Cb <sub>a</sub> )
混合巨粒土	巨粒含量>50%，≤75%	漂石（块石）>卵石（碎石）	混合土漂石（块石）	B(B <sub>a</sub> )SI
		漂石（块石）≤卵石（碎石）	混合土卵石（碎石）	Cb(Cb <sub>a</sub> )SI
巨粒混合土	巨粒含量>15%，≤50%	漂石（块石）>卵石（碎石）	漂石（块石）混合土	SI B(B <sub>a</sub> )
		漂石（块石）≤卵石（碎石）	卵石（碎石）混合土	SI Cb(Cb <sub>a</sub> )

7 当细粒土含量对巨粒类土的性质产生影响时，巨粒类土应作进一步细分。细粒组含量等于或大于 5%、小于 15%时称为含细粒巨粒类土，在其代号后加 F；细粒组含量等于或大于 15%、小于 50%时称为细粒质巨粒类土，在其代号后加细粒组的基本代号 C 或 M。

J.0.5 粗粒类土的分类应符合下列规定：



NB / T 35023 — 2014

- 1 试样中粗粒组含量大于 50%的土为粗粒类土。
- 2 粗粒类土中：砾粒组含量大于砂粒组含量的土为砾类土，砂粒组含量大于或等于砾粒组含量的土为砂类土。
- 3 砾类土的分类和定名应符合下列规定：
  - 1) 砾类土应根据试样中的细粒组含量及类别、试样的级配特征进行分类和定名。
  - 2) 砾类土的分类和定名应符合表 J.0.5-1 的规定。
- 4 砂类土的分类和定名应符合下列规定：
  - 1) 砂类土应根据试样中的细粒组含量及类别、试样的级配特征进行分类和定名。
  - 2) 砂类土的分类和定名应符合表 J.0.5-2 的规定。

表 J.0.5-1 砾类土的分类和定名

土类	细粒组含量及名称		级配特征	土名称	土代号
砾	≤5%		$C_u > 5, C_c = 1 \sim 3$	级配良好砾	GW
			不同时满足上述要求	级配不良砾	GP
含细粒土砾	>5%, ≤15%		—	含细粒土砾	GF
细粒土质砾	>15%, <50%	黏土	—	黏土质砾	GC
		粉土	—	粉土质砾	GM

表 J.0.5-2 砂类土的分类和定名

土类	细粒组含量及名称		级配特征	土名称	土代号
砂	≤5%		$C_u > 5, C_c = 1 \sim 3$	级配良好砂	SW
			不同时满足上述要求	级配不良砂	SP
含细粒土砂	>5%, ≤15%		—	含细粒土砂	SF
细粒土质砂	>15%, <50%	黏土	—	黏土质砂	SC
		粉土	—	粉土质砂	SM

J.0.6 细粒类土的分类和定名应符合下列规定：

- 1 试样中细粒组含量等于或大于 50%的土为细粒类土。
- 2 试样中粗粒组含量小于或等于 15%时为细粒土，其分类和定名应符合表 J.0.6-1 的规定。
- 3 试样中粗粒组含量大于 15%、小于或等于 30%时称含粗粒细粒类土。粗粒组中砾粒组含量大于砂粒组含量时称含砾细粒土，在细粒类土代号后加 g；粗粒组中砂粒组含量大于或等于砾粒组含量时称含砂细粒类土，在细粒类土代号后加 S。
- 4 试样中粗粒组含量大于 30%、小于或等于 50%时称粗粒质细粒类土。粗粒组中砾粒组含量大于砂粒组含量时称砾质细粒类土，在细粒类土代号后加 G；粗粒组中砂粒组含量大于或等于砾粒组含量时称砂质细粒类土，在细粒类土代号后加 S。
- 5 细粒土的基本分类应符合下列规定：
  - 1) 细粒土的基本分类应依据塑性分类图进行，见图 J.0.6。塑性分类图的横坐标为液限，纵坐标为塑性指数。图中三条线的方程式应符合下列规定：

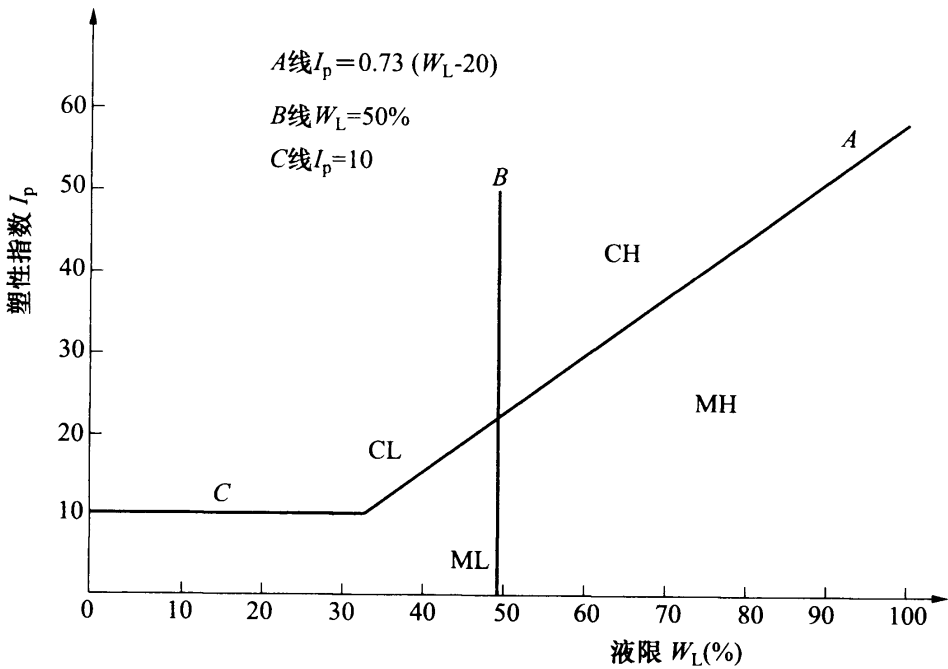


图 J.0.6 塑性分类图

NB / T 35023 — 2014

- A 线:  $I_p=0.73 (W_L-20)$
- B 线:  $W_L=50\%$
- C 线:  $I_p=10$

2) 细粒土的基本分类和定名按土的塑性指标在塑性分类图中的位置确定, 应符合表 J.0.6-1 的规定。

表 J.0.6-1 细粒土的基本分类和定名

土的塑性指标在塑性图中的位置		土名称	土代号
塑性指数 $I_p$	液限 $w_L$		
$I_p \geq 0.73(w_L-20)$ 和 $I_p \geq 10$	$w_L \geq 50\%$	高液限黏土	CH
	$w_L < 50\%$	低液限黏土	CL
$I_p < 0.73(w_L-20)$ 和 $I_p < 10$	$w_L \geq 50\%$	高液限粉土	MH
	$w_L < 50\%$	低液限粉土	ML

6 细粒土可采用干强度、手捻、搓条、韧性和摇震反应等简易鉴别方法的结果, 按表 J.6.0-2 进行简易分类定名。

表 J.0.6-2 细粒土的简易分类

半固态时的干强度	硬塑~可塑态时的手捻感和光滑度	土在可塑时		软塑~流动态的摇震反应	土类代号
		土条可搓成的最小直径 (mm)	韧性		
低~中	粉粒为主, 在砂感, 稍有黏性, 捻面较粗糙, 无光泽	>3 或 3~2	低~中	快~中	ML
中~高	含砂粒, 有黏性, 稍有滑腻感, 捻面较光滑, 稍有光泽	2~1	中	慢~无	CL
中~高	粉粒较多, 有黏性, 稍有滑腻感, 捻面较光滑, 稍有光泽	2~1	中~高	慢~无	MH
高~很高	无砂感, 黏性大, 滑腻感强, 捻面光滑, 有光泽	<1	高	无	CH

注: 凡呈黑灰色有臭味的土, 应在相应土类代号后加代号“O”, 如 MLO、CLO、MHO、CHO。

附录 K 岩质类型和岩体完整性划分

K.0.1 岩质类型的划分，应符合表 K.0.1 的规定。

表 K.0.1 岩 质 类 型 划 分 MPa

岩质类型	硬质岩		软质岩	
	坚硬岩	中硬岩	较软岩	软岩
岩石饱和单轴抗压强度 $R_b$	$>60$	$60 \geq R_b \geq 30$	$30 > R_b \geq 15$	$15 > R_b \geq 5$

注：1 当无法取得岩石饱和单轴抗压强度数据时，可用点荷载试验结果，并按下式换算：

$$R = 22.82 I_{S(50)}^{0.755} ;$$

2 当岩体完整程度为破碎时，可不进行岩质类型划分。

K.0.2 岩体完整程度的划分，应符合表 K.0.2 的规定。

表 K.0.2 岩体完整程度划分

岩体完整程度		完整	较完整		完整性差		较破碎	破碎
结构面发育程度	结构面组数	1~2	1~2	2~3	2~3	2~3	>3	无序
	平均间距 (m)	>1.0	1.0~0.5	0.5~0.3	0.3~0.1	<0.1	<0.1	
	发育程度	不发育	轻度发育	中等发育	较发育	发育	很发育	
岩体完整性系数 $K_v$		>0.75	0.75~0.55		0.55~0.35		0.35~0.15	≤0.15
岩体体积节理数 $J_v$ (条/m <sup>3</sup> )		<3	3~10		10~20		20~35	>35

注：1 岩体完整性系数  $K_v=(V_{pm}/V_{pr})^2$ ，式中： $V_{pm}$  为岩体的纵波速 (m/s)， $V_{pr}$  为岩石的纵波速 (m/s)；

2 体积节理数  $J_v$  系各组节理平均间距 (单位为 m) 的倒数和 (条/m<sup>3</sup>)。

NB / T 35023 — 2014

附录 L 地基允许承载力计算

**L.0.1** 在竖向对称荷载作用下，可按限制塑性区开展深度的方法计算土质地基允许承载力：

$$[R] = N_B \gamma_B B + N_D \gamma_D D + N_C C \quad (\text{L.0.1-1})$$

$$N_B = \frac{\pi}{4 \left( \cot \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi \right)} \quad (\text{L.0.1-2})$$

或

$$N_B = \frac{\pi}{3 \left( \cot \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi \right)} \quad (\text{L.0.1-3})$$

$$N_D = \frac{\pi}{\cot \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} + 1 \quad (\text{L.0.1-4})$$

$$N_C = \frac{\pi}{\cot \varphi \left( \cot \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi \right)} \quad (\text{L.0.1-5})$$

式中：  $[R]$  ——按限制塑性区开展深度计算的土质地基允许承载力（kPa）；  
 $\gamma_B$  ——基础底面以下土的重力密度，地下水位以下取浮重力密度（kN/m<sup>3</sup>）；  
 $\gamma_D$  ——基础底面以上土的重力密度，地下水位以下取浮重力密度（kN/m<sup>3</sup>）；  
 $B$  ——基础底面宽度（m）；  
 $D$  ——基底埋置深度（m）；  
 $C$  ——地基土的黏结力（kPa）；

$N_B$ 、 $N_D$ 、 $N_C$  ——承载力系数，可分别按式 (L.0.1-2) ~ 式 (L.0.1-5) 计算求得或由表 L.0.1 查得；  
 $\varphi$  ——地基土的内摩擦角 (°)。

表 L.0.1 承载力系数

$\varphi$ (°)	$N_B$		$N_D$	$N_C$
	$[Y]=\frac{1}{4}B$	$[Y]=\frac{1}{3}B$		
0	0.000	0.000	1.000	3.142
1	0.014	0.019	1.056	3.229
2	0.029	0.039	1.116	3.320
3	0.045	0.060	1.179	3.413
4	0.061	0.082	1.246	3.510
5	0.079	0.105	1.316	3.610
6	0.098	0.130	1.390	3.714
7	0.117	0.156	1.469	3.821
8	0.138	0.184	1.553	3.933
9	0.160	0.214	1.641	4.048
10	0.184	0.245	1.735	4.168
11	0.209	0.278	1.834	4.292
12	0.235	0.313	1.940	4.421
13	0.263	0.351	2.052	4.555
14	0.293	0.390	2.170	4.694
15	0.324	0.432	2.297	4.839
16	0.358	0.477	2.431	4.990
17	0.393	0.524	2.573	5.146
18	0.431	0.575	2.725	5.310
19	0.472	0.629	2.887	5.480
20	0.515	0.686	3.059	5.657
21	0.561	0.748	3.243	5.843

NB / T 35023 — 2014

续表 L.0.1

$\varphi (^{\circ})$	$N_B$		$N_D$	$N_C$
	$[Y]=\frac{1}{4}B$	$[Y]=\frac{1}{3}B$		
22	0.610	0.813	3.439	6.036
23	0.662	0.883	3.648	6.238
24	0.718	0.957	3.872	6.449
25	0.778	1.037	4.111	6.670
26	0.842	1.122	4.366	6.902
27	0.910	1.213	4.640	7.144
28	0.984	1.311	4.934	7.399
29	1.062	1.416	5.249	7.665
30	1.147	1.529	5.588	7.946
31	1.238	1.650	5.951	8.240
32	1.336	1.781	6.343	8.550
33	1.441	1.922	6.765	8.876
34	1.555	2.073	7.219	9.220
35	1.678	2.237	7.710	9.583
36	1.810	2.414	8.241	9.966
37	1.954	2.605	8.815	10.371
38	2.109	2.812	9.437	10.799
39	2.278	3.038	10.113	11.253
40	2.462	3.282	10.846	11.734
41	2.661	3.548	11.645	12.245
42	2.879	3.838	12.515	12.788
43	3.116	4.155	13.464	13.366
44	3.376	4.501	14.503	13.982

注：[Y]为地基上的容许塑性区开展深度（m）。

**L.0.2** 在竖向荷载和水平向荷载共同作用下，可按  $C_k$  法验算土质地基整体稳定性：

$$C_k = \frac{\sqrt{\frac{(\sigma_y - \sigma_x)^2}{2} + \tau_{xy}^2} - \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} \sin \varphi}{\cos \varphi} \tag{L.0.2}$$

式中：  $C_k$  ——满足极限平衡条件时所需的地基土最小黏结力 (kPa)；

$\varphi$  ——地基土的内摩擦角 (°)；

$\sigma_y$ 、 $\sigma_x$ 、 $\tau_{xy}$  ——计算点处的地基竖向应力、水平向应力和剪应力 (kPa)，应分别按本附录 L.0.3~L.0.6 条计算。

当计算  $C_k$  值小于计算点的黏结力  $C$  值时，表示该点处于稳定状态；当  $C_k$  值等于或大于  $C$  值时，表示该点处于塑性变形状态，经多点计算后，可绘出塑性变形区的范围。

大型水闸土质地基的容许塑性变形区开展深度（塑性变形区最大深度一般在基础下游边缘下垂线  $ab$  附近，见图 L.0.2）可取  $\frac{B}{4}$ ，中型水闸可取  $\frac{B}{3}$ ， $B$  为闸室基础底面宽度 (m)。

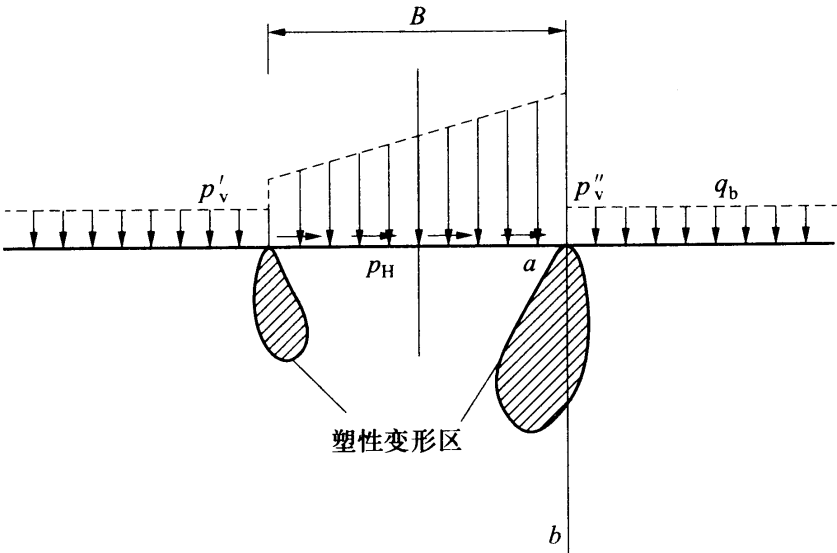


图 L.0.2 塑性变形区示意图

$p'_v$ 、 $p''_v$  — 竖向荷载； $p_H$  — 水平向荷载； $q_b$  — 边荷载

**L.0.3** 竖向均布荷载作用下的地基应力计算示意图见图 L.0.3；地



NB / T 35023 — 2014

基竖向应力、水平向应力和剪应力可分别按式 (L.0.3-1) ~ 式 (L.0.3-3) 计算求得; 地基应力系数可分别按式 (L.0.3-4) ~ 式 (L.0.3-6) 计算求得, 也可由表 L.0.3 查得。

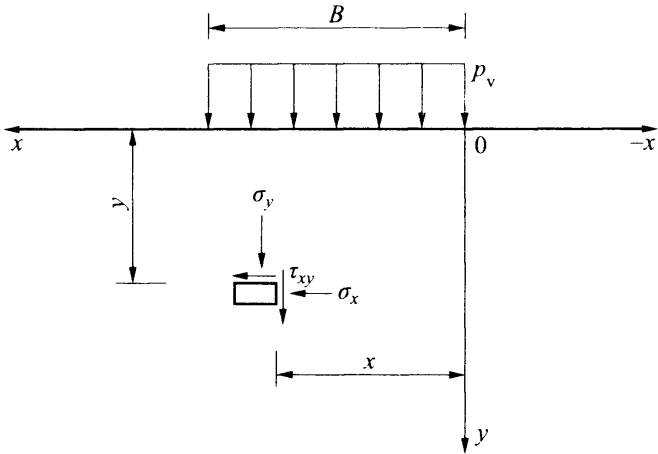


图 L.0.3 竖向均布荷载计算示意图

$$\sigma_y = k_y p_v \tag{L.0.3-1}$$

$$\sigma_x = k_x p_v \tag{L.0.3-2}$$

$$\tau_{xy} = k_{xy} p_v \tag{L.0.3-3}$$

$$k_y = \frac{1}{\pi} \left[ \arctan \frac{x}{y} - \arctan \frac{x-B}{y} + \frac{xy}{x^2 + y^2} - \frac{(x-B)y}{(x-B)^2 + y^2} \right] \tag{L.0.3-4}$$

$$k_x = \frac{1}{\pi} \left[ \arctan \frac{x}{y} - \arctan \frac{x-B}{y} - \frac{xy}{x^2 + y^2} + \frac{(x-B)y}{(x-B)^2 + y^2} \right] \tag{L.0.3-5}$$

$$k_{xy} = -\frac{1}{\pi} \left[ \frac{y^2}{x^2 + y^2} - \frac{y^2}{(x-B)^2 + y^2} \right] \tag{L.0.3-6}$$

式中:  $k_y$ 、 $k_x$ 、 $k_{xy}$  ——地基竖向应力系数、水平向应力系数和剪应力系数;

$p_v$  ——竖向均布荷载 (kPa);

$x$  ——应力核算点距  $y$  轴的水平距离 (m);

$y$  ——应力核算点距  $x$  轴的深度 (m)。

表 L.0.3 竖向均布荷载作用下的地基应力系数

$\frac{x}{B}$	系数	$\frac{y}{B}$																
		0.01	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.33	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
-1.00	$k_y$	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.003	0.006	0.010	0.017	0.026	0.048	0.071	0.091	0.107	0.120	0.128	0.134
	$k_x$	0.003	0.016	0.031	0.047	0.061	0.074	0.093	0.107	0.122	0.132	0.139	0.134	0.123	0.109	0.095	0.082	0.071
	$k_{xy}$	0.000	-0.001	-0.002	-0.005	-0.009	-0.014	-0.023	-0.032	-0.045	-0.058	-0.080	-0.095	-0.104	-0.106	-0.105	-0.101	-0.095
-0.50	$k_y$	0.000	0.000	0.002	0.005	0.011	0.019	0.037	0.056	0.084	0.111	0.155	0.185	0.202	0.210	0.212	0.209	0.205
	$k_x$	0.008	0.042	0.082	0.117	0.147	0.171	0.196	0.208	0.211	0.205	0.177	0.146	0.117	0.094	0.075	0.060	0.049
	$k_{xy}$	0.000	-0.003	-0.011	-0.023	-0.038	-0.055	-0.082	-0.103	-0.127	-0.144	-0.158	-0.157	-0.147	-0.134	-0.121	-0.108	-0.096
-0.25	$k_y$	0.000	0.002	0.011	0.031	0.059	0.089	0.137	0.173	0.214	0.243	0.276	0.288	0.287	0.279	0.268	0.255	0.242
	$k_x$	0.020	0.099	0.180	0.237	0.270	0.285	0.286	0.274	0.249	0.221	0.168	0.127	0.096	0.073	0.056	0.044	0.034
	$k_{xy}$	0.000	-0.012	-0.042	-0.080	-0.116	-0.147	-0.182	-0.199	-0.211	-0.212	-0.197	-0.175	-0.152	-0.131	-0.131	-0.098	-0.085
-0.10	$k_y$	0.000	0.020	0.091	0.165	0.224	0.267	0.313	0.338	0.360	0.371	0.373	0.360	0.342	0.321	0.301	0.281	0.263
	$k_x$	0.057	0.246	0.352	0.374	0.366	0.349	0.314	0.284	0.243	0.206	0.148	0.107	0.077	0.057	0.043	0.033	0.026
	$k_{xy}$	-0.003	-0.063	-0.157	-0.215	-0.224	-0.259	-0.265	-0.262	-0.252	-0.237	-0.203	-0.171	-0.143	-0.120	-0.101	-0.086	-0.073

NB / T 35023 — 2014

续表 L.0.3

$\frac{x}{B}$	系数	$\frac{y}{B}$																
		0.01	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.33	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
0	$k_y$	0.500	0.500	0.500	0.499	0.498	0.497	0.493	0.489	0.480	0.468	0.440	0.409	0.378	0.348	0.321	0.297	0.275
	$k_x$	0.494	0.468	0.437	0.406	0.376	0.347	0.304	0.269	0.225	0.188	0.130	0.091	0.065	0.047	0.035	0.026	0.020
	$k_{xy}$	-0.318	-0.318	-0.315	-0.311	-0.306	-0.300	-0.287	-0.274	-0.255	-0.234	-0.194	-0.159	-0.130	-0.108	-0.089	-0.075	-0.064
0.10	$k_y$	1.000	0.980	0.909	0.833	0.773	0.727	0.673	0.638	0.598	0.564	0.506	0.455	0.410	0.372	0.339	0.310	0.285
	$k_x$	0.930	0.690	0.521	0.436	0.383	0.343	0.291	0.252	0.205	0.167	0.111	0.075	0.052	0.037	0.027	0.020	0.016
	$k_{xy}$	-0.003	-0.063	-0.155	-0.212	-0.240	-0.252	-0.254	-0.247	-0.231	-0.212	-0.173	-0.139	-0.112	-0.191	-0.075	-0.063	-0.053
0.25	$k_y$	1.000	0.998	0.988	0.967	0.937	0.902	0.845	0.797	0.735	0.679	0.586	0.510	0.450	0.400	0.360	0.326	0.298
	$k_x$	0.966	0.843	0.685	0.564	0.468	0.393	0.304	0.247	0.186	0.143	0.087	0.055	0.037	0.025	0.018	0.013	0.010
	$k_{xy}$	0.000	-0.011	-0.038	-0.072	-0.103	-0.127	-0.151	-0.158	-0.157	-0.147	-0.121	-0.096	-0.076	-0.061	-0.050	-0.041	-0.034
0.50	$k_y$	1.000	1.000	0.997	0.990	0.977	0.959	0.921	0.881	0.818	0.755	0.642	0.550	0.477	0.420	0.374	0.337	0.306
	$k_x$	0.975	0.874	0.752	0.639	0.538	0.450	0.336	0.260	0.182	0.129	0.069	0.041	0.025	0.017	0.012	0.008	0.006
	$k_{xy}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

续表 L.0.3

$\frac{x}{B}$	系数	$\frac{y}{B}$																
		0.01	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.33	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
0.75	$k_y$	1.000	0.998	0.988	0.967	0.937	0.902	0.845	0.797	0.735	0.679	0.586	0.510	0.450	0.400	0.360	0.326	0.298
	$k_x$	0.966	0.834	0.685	0.564	0.468	0.393	0.304	0.247	0.186	0.143	0.087	0.055	0.037	0.025	0.018	0.013	0.010
	$k_{xy}$	0.000	0.011	0.038	0.072	0.103	0.127	0.151	0.158	0.157	0.147	0.121	0.096	0.076	0.061	0.050	0.041	0.034
1.00	$k_y$	0.500	0.500	0.500	0.499	0.498	0.497	0.493	0.489	0.480	0.468	0.440	0.409	0.378	0.348	0.321	0.297	0.275
	$k_x$	0.494	0.468	0.437	0.406	0.376	0.347	0.304	0.269	0.225	0.188	0.130	0.091	0.065	0.047	0.035	0.026	0.020
	$k_{xy}$	0.318	0.318	0.315	0.311	0.306	0.300	0.287	0.274	0.255	0.234	0.194	0.159	0.130	0.108	0.089	0.075	0.064
1.25	$k_y$	0.000	0.002	0.011	0.031	0.059	0.089	0.137	0.173	0.214	0.243	0.276	0.288	0.287	0.279	0.268	0.255	0.242
	$k_x$	0.020	0.099	0.180	0.237	0.270	0.285	0.286	0.274	0.249	0.221	0.168	0.127	0.096	0.073	0.056	0.044	0.034
	$k_{xy}$	0.000	0.012	0.042	0.080	0.116	0.147	0.182	0.199	0.211	0.212	0.197	0.175	0.152	0.131	0.113	0.098	0.085
1.50	$k_y$	0.000	0.000	0.002	0.005	0.011	0.019	0.037	0.056	0.084	0.111	0.155	0.185	0.202	0.210	0.212	0.209	0.205
	$k_x$	0.008	0.042	0.082	0.117	0.147	0.171	0.196	0.208	0.211	0.205	0.177	0.146	0.117	0.094	0.075	0.060	0.049
	$k_{xy}$	0.000	0.003	0.011	0.023	0.038	0.055	0.082	0.103	0.127	0.144	0.158	0.157	147	0.134	0.121	0.108	0.096
2.00	$k_y$	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.003	0.006	0.010	0.017	0.026	0.048	0.071	0.091	0.107	0.120	0.128	0.134
	$k_x$	0.003	0.016	0.031	0.047	0.061	0.074	0.093	0.107	0.122	0.132	0.139	0.134	0.123	0.109	0.095	0.082	0.071
	$k_{xy}$	0.000	0.001	0.002	0.005	0.009	0.014	0.023	0.032	0.045	0.058	0.080	0.095	0.104	0.106	0.105	0.101	0.095

**NB / T 35023 — 2014**

**L.0.4** 竖向三角形分布荷载作用下的地基应力计算示意图见图 L.0.4; 地基竖向应力、水平向应力和剪应力可分别按式 (L.0.4-1) ~ 式 (L.0.4-3) 计算求得; 地基应力系数可分别按式 (L.0.4-4) ~ 式 (L.0.4-6) 计算求得, 也可由表 L.0.4 查得。

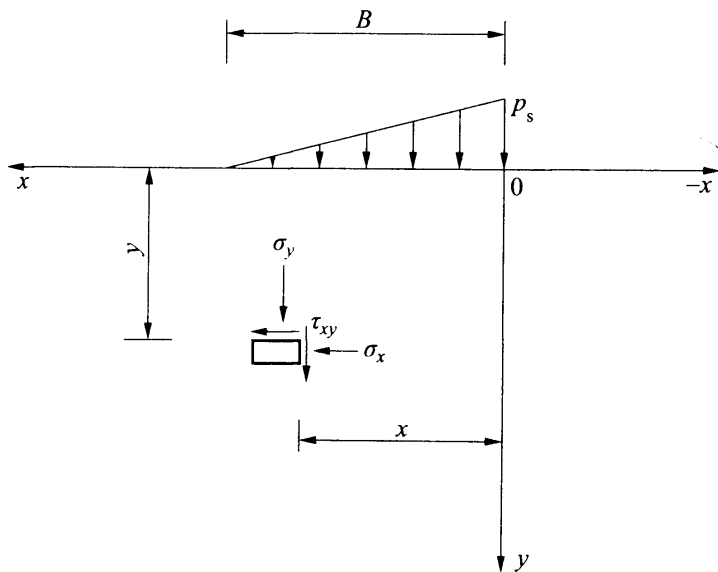


图 L.0.4 竖向三角形分布荷载计算示意图

$$\sigma_y = k_y p_s \quad (\text{L.0.4-1})$$

$$\sigma_x = k_x p_s \quad (\text{L.0.4-2})$$

$$\tau_{xy} = k_{xy} p_s \quad (\text{L.0.4-3})$$

$$k_y = \frac{1}{\pi B} \left[ (x-B) \arctan \frac{x-B}{y} - (x-B) \arctan \frac{x}{y} + \frac{Bxy}{x^2 + y^2} \right] \quad (\text{L.0.4-4})$$

$$k_x = \frac{1}{\pi B} \left\{ (x-B) \arctan \frac{x-B}{y} - (x-B) \arctan \frac{x}{y} + y \ln[(x-B)^2 + y^2] + y \ln(x^2 + y^2) - \frac{Bxy}{x^2 + y^2} \right\} \quad (\text{L.0.4-5})$$

表 L.0.4 竖向三角形荷载作用下的地基应力系数

$\frac{x}{B}$	系 数	$\frac{y}{B}$																
		0.01	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.33	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
-1.00	$k_y$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.004	0.007	0.012	0.018	0.032	0.046	0.057	0.066	0.072	0.076	0.073
	$k_x$	0.002	0.010	0.019	0.028	0.037	0.045	0.056	0.064	0.072	0.076	0.078	0.072	0.064	0.055	0.047	0.039	0.033
	$k_{xy}$	0.000	0.000	-0.002	-0.003	-0.006	-0.009	-0.015	-0.021	-0.029	-0.037	-0.049	-0.057	-0.060	-0.059	-0.057	-0.054	-0.050
-0.50	$k_y$	0.000	0.000	0.001	0.004	0.009	0.015	0.029	0.042	0.062	0.080	0.106	0.121	0.126	0.127	0.124	0.120	0.115
	$k_x$	0.006	0.028	0.055	0.078	0.097	0.111	0.124	0.127	0.124	0.116	0.092	0.071	0.054	0.041	0.032	0.025	0.020
	$k_{xy}$	0.000	-0.002	-0.008	-0.017	-0.028	-0.040	-0.058	-0.071	-0.085	-0.093	-0.096	-0.089	-0.080	-0.070	-0.061	-0.053	-0.046
-0.25	$k_y$	0.000	0.001	0.010	0.027	0.050	0.075	0.111	0.136	0.162	0.177	0.187	0.184	0.175	0.165	0.154	0.143	0.134
	$k_x$	0.015	0.073	0.131	0.168	0.186	0.189	0.178	0.162	0.137	0.113	0.078	0.054	0.038	0.028	0.020	0.015	0.012
	$k_{xy}$	0.000	-0.010	-0.034	-0.064	-0.091	-0.112	-0.132	-0.139	-0.139	-0.132	-0.112	-0.092	-0.076	-0.062	-0.052	-0.044	-0.037
-0.10	$k_y$	0.000	0.019	0.084	0.150	0.197	0.229	0.257	0.267	0.270	0.266	0.247	0.225	0.204	0.186	0.169	0.155	0.143
	$k_x$	0.048	0.201	0.272	0.270	0.247	0.220	0.181	0.151	0.118	0.093	0.059	0.039	0.027	0.019	0.014	0.010	0.008
	$k_{xy}$	-0.003	-0.057	-0.137	-0.180	-0.196	-0.197	-0.188	-0.175	-0.155	-0.137	-0.105	-0.082	-0.064	-0.052	-0.042	-0.035	-0.029

NB / T 35023 — 2014

续表 L.0.4

$\frac{x}{B}$	系 数	$\frac{y}{B}$																
		0.01	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.33	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
0	$k_y$	0.497	0.484	0.468	0.453	0.437	0.422	0.399	0.379	0.352	0.328	0.285	0.250	0.221	0.197	0.178	0.161	0.148
	$k_x$	0.467	0.389	0.321	0.270	0.230	0.197	0.155	0.127	0.096	0.074	0.046	0.029	0.020	0.014	0.010	0.007	0.006
	$k_{xy}$	-0.313	-0.294	-0.271	-0.250	-0.231	-0.213	-0.187	-0.167	-0.142	-0.122	-0.090	-0.068	-0.053	-0.042	-0.034	-0.028	-0.023
0.10	$k_y$	0.900	0.879	0.802	0.718	0.648	0.591	0.522	0.475	0.422	0.380	0.317	0.270	0.235	0.207	0.184	0.166	0.151
	$k_x$	0.823	0.558	0.366	0.269	0.212	0.174	0.130	0.104	0.076	0.057	0.034	0.021	0.014	0.010	0.007	0.005	0.004
	$k_{xy}$	0.006	-0.294	-0.088	-0.125	-0.139	-0.141	-0.133	-0.122	-0.105	-0.090	-0.067	-0.050	-0.039	-0.030	-0.024	-0.020	-0.017
0.25	$k_y$	0.750	0.748	0.737	0.714	0.682	0.645	0.584	0.534	0.473	0.421	0.343	0.287	0.246	0.215	0.190	0.171	0.155
	$k_x$	0.718	0.591	0.452	0.341	0.259	0.198	0.134	0.098	0.066	0.046	0.025	0.014	0.009	0.006	0.004	0.003	0.002
	$k_{xy}$	0.009	0.034	0.040	0.031	0.016	0.003	-0.013	-0.020	-0.024	-0.025	-0.021	-0.017	-0.013	-0.011	-0.009	-0.007	-0.006
0.50	$k_y$	0.500	0.500	0.498	0.495	0.489	0.480	0.461	0.440	0.409	0.378	0.321	0.275	0.239	0.210	0.187	0.168	0.153
	$k_x$	0.487	0.437	0.376	0.320	0.269	0.225	0.168	0.130	0.091	0.065	0.035	0.020	0.013	0.008	0.006	0.004	0.003
	$k_{xy}$	0.010	0.044	0.075	0.096	0.108	0.113	0.111	0.104	0.091	0.078	0.056	0.041	0.030	0.023	0.019	0.015	0.012

续表 L.0.4

$\frac{x}{B}$	系 数	$\frac{y}{B}$																
		0.01	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.33	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
0.75	$k_y$	0.250	0.250	0.251	0.252	0.255	0.257	0.261	0.263	0.262	0.258	0.243	0.223	0.204	0.186	0.170	0.155	0.143
	$k_x$	0.249	0.242	0.233	0.222	0.209	0.0194	0.170	0.148	0.120	0.097	0.062	0.041	0.027	0.019	0.014	0.010	0.008
	$k_{xy}$	0.010	0.044	0.078	0.103	0.119	0.130	0.138	0.138	0.132	0.122	0.100	0.079	0.063	0.051	0.041	0.034	0.029
1.00	$k_y$	0.003	0.016	0.032	0.047	0.061	0.075	0.095	0.110	0.127	0.140	0.155	0.159	0.157	0.151	0.143	0.135	0.127
	$k_x$	0.026	0.080	0.115	0.136	0.146	0.151	0.149	0.142	0.129	0.113	0.084	0.061	0.045	0.033	0.025	0.019	0.015
	$k_{xy}$	0.005	0.023	0.044	0.061	0.075	0.087	0.100	0.108	0.113	0.113	0.104	0.091	0.078	0.066	0.056	0.047	0.041
1.25	$k_y$	0.000	0.000	0.001	0.004	0.009	0.014	0.026	0.036	0.052	0.066	0.089	0.103	0.111	0.114	0.114	0.112	0.109
	$k_x$	0.005	0.025	0.049	0.069	0.084	0.096	0.108	0.112	0.112	0.107	0.091	0.073	0.058	0.045	0.036	0.028	0.022
	$k_{xy}$	0.000	0.002	0.008	0.016	0.025	0.035	0.049	0.060	0.072	0.080	0.085	0.083	0.077	0.069	0.061	0.054	0.048
1.50	$k_y$	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.004	0.008	0.013	0.022	0.031	0.049	0.064	0.075	0.083	0.087	0.089	0.089
	$k_x$	0.003	0.014	0.027	0.039	0.050	0.060	0.073	0.080	0.087	0.089	0.085	0.075	0.063	0.053	0.043	0.036	0.029
	$k_{xy}$	0.000	0.001	0.003	0.006	0.010	0.015	0.024	0.032	0.042	0.051	0.062	0.067	0.067	0.064	0.060	0.055	0.050
2.00	$k_y$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.003	0.005	0.008	0.016	0.025	0.034	0.041	0.048	0.053	0.057
	$k_x$	0.001	0.006	0.012	0.018	0.024	0.029	0.037	0.043	0.050	0.056	0.061	0.062	0.059	0.054	0.049	0.043	0.038
	$k_{xy}$	0.000	0.000	0.001	0.002	0.003	0.005	0.008	0.011	0.016	0.021	0.031	0.039	0.044	0.047	0.048	0.047	0.046



NB / T 35023 — 2014

$$k_{xy} = \frac{1}{\pi B} \left( y \arctan \frac{x}{y} - y \arctan \frac{x-B}{y} - \frac{By^2}{x^2 + y^2} \right) \quad (\text{L.0.4-6})$$

式中：  $p_s$  ——竖向三角形分布荷载（kPa）。

**L.0.5** 水平向均布荷载作用下的地基应力计算示意图见图 L.0.5；地基竖向应力、水平向应力和剪应力可分别按式（L.0.5-1）～式（L.0.5-3）计算求得；地基应力系数可分别按式（L.0.5-4）～式（L.0.5-6）计算求得，也可由表 L.0.5 查得。

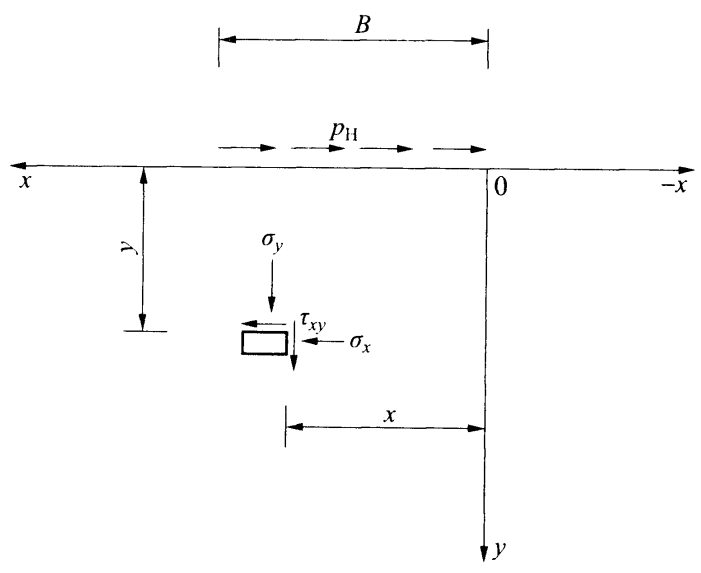


图 L.0.5 水平向均布荷载计算示意图

$$\sigma_y = k_y p_H \quad (\text{L.0.5-1})$$

$$\sigma_x = k_x p_H \quad (\text{L.0.5-2})$$

$$\tau_{xy} = k_{xy} p_H \quad (\text{L.0.5-3})$$

$$k_y = -\frac{1}{\pi} \left[ \frac{y^2}{(x-B)^2 + y^2} - \frac{y^2}{x^2 + y^2} \right] \quad (\text{L.0.5-4})$$

$$k_x = -\frac{1}{\pi} \left\{ \ln(y^2 + x^2) - \ln[y^2 + (x-B)^2] + \frac{y^2}{x^2 + y^2} - \frac{y^2}{(x-B)^2 + y^2} \right\} \quad (\text{L.0.5-5})$$

表 L.0.5 水平向均布荷载作用下的地基应力系数

$\frac{x}{B}$	系数	$\frac{y}{B}$																
		0.01	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.33	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
-1.00	$k_y$	0.000	0.001	0.002	0.005	0.009	0.014	0.023	0.032	0.045	0.058	0.080	0.095	0.104	0.106	0.105	0.101	0.095
	$k_x$	0.441	0.440	0.437	0.431	0.423	0.413	0.394	0.375	0.345	0.313	0.251	0.196	0.152	0.117	0.090	0.070	0.054
	$k_{xy}$	-0.003	-0.016	-0.031	-0.047	-0.061	-0.074	-0.093	-0.107	-0.122	-0.132	-0.139	-0.134	-0.123	-0.109	-0.095	-0.082	-0.071
-0.50	$k_y$	0.000	0.003	0.011	0.023	0.038	0.055	0.082	0.103	0.127	0.144	0.158	0.157	0.147	0.134	0.121	0.108	0.096
	$k_x$	0.699	0.694	0.677	0.652	0.619	0.582	0.517	0.461	0.385	0.319	0.216	0.147	0.102	0.071	0.051	0.037	0.027
	$k_{xy}$	-0.008	-0.042	-0.082	-0.117	-0.147	-0.171	-0.196	-0.208	-0.211	-0.205	-0.177	-0.146	-0.117	-0.094	-0.075	-0.600	-0.049
-0.25	$k_y$	0.000	0.012	0.042	0.080	0.116	0.147	0.182	0.199	0.211	0.212	0.197	0.175	0.152	0.131	0.113	0.098	0.085
	$k_x$	1.024	1.001	0.938	0.852	0.759	0.670	0.543	0.452	0.349	0.271	0.166	0.105	0.068	0.045	0.031	0.022	0.016
	$k_{xy}$	-0.020	-0.099	-0.180	-0.237	-0.270	-0.285	-0.286	-0.274	-0.249	-0.221	-0.168	-0.127	-0.096	-0.073	-0.056	-0.044	-0.034
-0.10	$k_y$	0.003	0.063	0.157	0.215	0.244	0.259	0.265	0.262	0.252	0.237	0.203	0.171	0.143	0.120	0.101	0.086	0.073
	$k_x$	1.520	1.393	1.152	0.943	0.780	0.653	0.501	0.402	0.298	0.223	0.130	0.078	0.049	0.032	0.021	0.014	0.010
	$k_{xy}$	-0.057	-0.246	-0.352	-0.374	-0.366	-0.349	-0.314	-0.284	-0.243	-0.206	-0.148	-0.107	-0.077	-0.057	-0.043	-0.033	-0.026

NB / T 35023 — 2014

续表 L.0.5

$\frac{x}{B}$	系数	$\frac{y}{B}$																
		0.01	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.33	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
0	$k_y$	0.318	0.318	0.315	0.311	0.306	0.300	0.287	0.274	0.255	0.234	0.194	0.159	0.130	0.108	0.089	0.075	0.064
	$k_x$	2.613	1.590	1.154	0.904	0.731	0.602	0.452	0.356	0.258	0.189	0.105	0.061	0.037	0.024	0.016	0.011	0.007
	$k_{xy}$	-0.494	-0.468	-0.437	-0.406	-0.376	-0.347	-0.304	-0.269	-0.225	-0.188	-0.130	-0.091	-0.065	-0.047	-0.035	-0.026	-0.020
0.10	$k_y$	0.003	0.063	0.155	0.212	0.240	0.252	0.254	0.247	0.231	0.212	0.173	0.139	0.112	0.091	0.075	0.063	0.053
	$k_x$	1.393	1.266	1.027	0.821	0.662	0.540	0.397	0.307	0.216	0.155	0.082	0.046	0.027	0.017	0.011	0.007	0.005
	$k_{xy}$	-0.930	-0.690	-0.521	-0.436	-0.383	-0.343	-0.291	-0.252	-0.205	-0.167	-0.111	-0.075	-0.052	-0.037	-0.027	-0.020	-0.016
0.25	$k_y$	0.000	0.011	0.038	0.072	0.103	0.127	0.151	0.158	0.157	0.147	0.121	0.096	0.076	0.061	0.050	0.041	0.034
	$k_x$	0.698	0.677	0.619	0.542	0.461	0.385	0.284	0.216	0.147	0.102	0.051	0.027	0.015	0.009	0.006	0.004	0.003
	$k_{xy}$	-0.966	-0.834	-0.685	-0.564	-0.468	-0.393	-0.304	-0.247	-0.186	-0.143	-0.087	-0.005	-0.037	-0.025	-0.018	-0.013	-0.010
0.50	$k_y$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	$k_x$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	$k_{xy}$	-0.975	-0.874	-0.752	-0.639	-0.538	-0.450	-0.336	-0.260	-0.182	-0.129	-0.069	-0.041	-0.025	-0.017	-0.012	-0.008	-0.006

续表 L.0.5

$\frac{x}{B}$	系数	$\frac{y}{B}$																
		0.01	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.33	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
0.75	$k_y$	0.000	-0.011	-0.038	-0.072	-0.103	-0.127	-0.151	-0.158	-0.157	-0.147	-0.121	-0.096	-0.076	-0.061	-0.050	-0.041	-0.034
	$k_x$	-0.698	-0.677	-0.619	-0.542	-0.461	-0.385	-0.284	-0.216	-0.147	-0.102	-0.051	-0.027	-0.015	-0.009	-0.006	-0.004	-0.003
	$k_{xy}$	-0.966	-0.834	-0.685	-0.564	-0.468	-0.393	-0.304	-0.247	-0.186	-0.143	-0.087	-0.055	-0.037	0.025	0.018	0.013	0.010
1.00	$k_y$	-0.138	-0.318	-0.315	-0.311	-0.306	-0.300	-0.287	-0.274	-0.255	-0.234	-0.194	-0.159	-0.130	-0.108	-0.089	-0.075	-0.064
	$k_x$	-2.613	-1.590	-1.154	-0.904	-0.731	-0.602	-0.452	-0.356	-0.258	-0.189	-0.105	-0.061	-0.037	-0.024	-0.016	-0.011	-0.007
	$k_{xy}$	-0.494	-0.468	-0.437	-0.406	-0.376	0.347	-0.304	-0.269	-0.225	-0.188	-0.130	-0.091	-0.065	-0.047	-0.035	-0.026	-0.020
1.25	$k_y$	0.000	-0.012	-0.042	-0.080	-0.116	-0.147	-0.182	-0.199	-0.211	-0.212	-0.197	-0.175	-0.152	-0.131	-0.113	-0.098	-0.085
	$k_x$	-1.024	-1.001	-0.938	-0.852	-0.759	-0.670	-0.543	-0.452	-0.349	-0.271	-0.166	-0.105	-0.068	-0.045	-0.031	-0.022	-0.016
	$k_{xy}$	-0.020	-0.099	-0.180	-0.237	-0.270	-0.285	-0.286	-0.274	-0.249	-0.221	-0.168	-0.127	-0.096	-0.073	-0.056	-0.044	-0.034
1.50	$k_y$	0.000	-0.003	-0.011	-0.023	-0.038	-0.055	-0.082	-0.103	-0.127	0.144	-0.158	-0.157	-0.147	-0.134	-0.121	-0.108	-0.096
	$k_x$	-0.699	-0.694	-0.677	-0.652	-0.619	-0.582	-0.517	-0.461	-0.385	-0.319	-0.216	-0.147	-0.102	-0.071	-0.051	-0.037	-0.027
	$k_{xy}$	-0.008	-0.042	-0.082	-0.117	-0.147	-0.171	-0.196	-0.208	-0.211	-0.205	-0.177	-0.146	-0.117	-0.094	-0.075	-0.060	-0.049
2.00	$k_y$	0.000	-0.001	-0.002	-0.005	-0.009	-0.014	-0.023	-0.032	-0.045	-0.058	-0.080	-0.095	-0.104	-0.106	-0.105	-0.101	-0.095
	$k_x$	-0.441	-0.440	-0.437	-0.431	-0.423	-0.413	-0.394	-0.375	-0.345	-0.313	-0.251	-0.196	-0.152	-0.117	-0.090	-0.070	-0.054
	$k_{xy}$	-0.003	-0.016	-0.031	-0.047	-0.061	-0.074	-0.093	-0.107	-0.122	-0.132	-0.139	-0.134	-0.123	-0.109	-0.095	-0.082	-0.071

NB / T 35023 — 2014

$$\tau_{xy} = \frac{1}{\pi} \left[ \arctan \frac{x-B}{y} - \arctan \frac{x}{y} + \frac{xy}{x^2 + y^2} - \frac{(x-B)y}{(x-B)^2 + y^2} \right] \tag{L.0.5-6}$$

式中：  $p_H$  ——水平向均布荷载（kPa）。

**L.0.6** 竖向半无限均布载作用下的地基应力计算示意图见图 L.0.6；地基竖向应力、水平向应力和剪应力可分别按式(L.0.6-1)～式 (L.0.6-3) 计算求得；地基应力系数可分别按式 (L.0.6-4) ～式 (L.0.6-6) 计算求得，也可由表 L.0.6 查得。

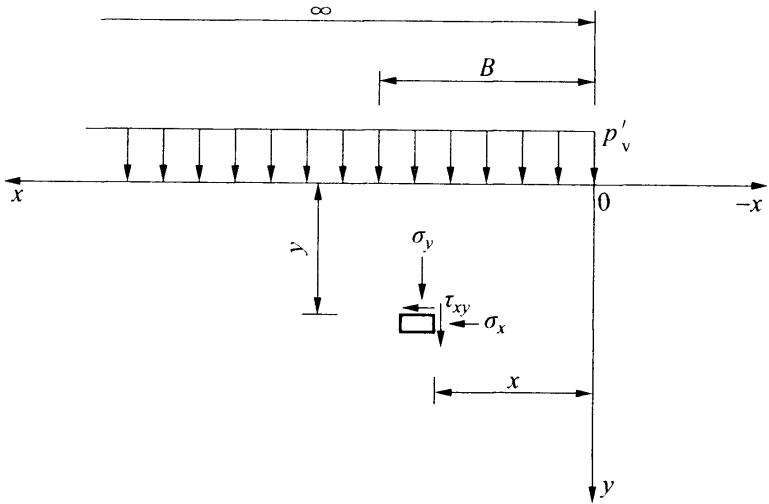


图 L.0.6 竖向半无限均布载计算示意图

$$\sigma_y = k_y p'_v \tag{L.0.6-1}$$

$$\sigma_x = k_x p'_v \tag{L.0.6-2}$$

$$\tau_{xy} = k_{xy} p'_v \tag{L.0.6-3}$$

$$k_y = \frac{1}{\pi} \left( \frac{\pi}{2} + \arctan \frac{x}{y} + \frac{xy}{x^2 + y^2} \right) \tag{L.0.6-4}$$

$$k_x = \frac{1}{\pi} \left( \frac{\pi}{2} + \arctan \frac{x}{y} - \frac{xy}{x^2 + y^2} \right) \tag{L.0.6-5}$$

$$k_{xy} = -\frac{1}{\pi} \left( \frac{y^2}{x^2 + y^2} \right) \tag{L.0.6-6}$$

表 L.0.6 竖向半无限均布荷载作用下的地基应力系数

$\frac{x}{B}$	系数	$\frac{y}{B}$																
		0.01	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.33	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
-1.00	$k_y$	0.000	0.000	0.000	0.001	0.002	0.003	0.007	0.011	0.020	0.032	0.060	0.091	0.122	0.152	0.179	0.203	0.225
	$k_x$	0.006	0.032	0.063	0.094	0.0124	0.153	0.196	0.231	0.275	0.312	0.370	0.409	0.435	0.453	0.465	0.474	0.480
	$k_{xy}$	0.000	-0.001	-0.003	-0.007	-0.012	-0.019	-0.031	-0.044	-0.064	-0.084	-0.124	-0.159	-0.188	-0.211	-0.229	-0.243	-0.255
-0.50	$k_y$	0.000	0.000	0.002	0.005	0.011	0.020	0.039	0.060	0.091	0.122	0.179	0.225	0.261	0.290	0.313	0.332	0.347
	$k_x$	0.013	0.063	0.124	0.180	0.231	0.275	0.332	0.370	0.409	0.435	0.465	0.480	0.487	0.492	0.494	0.496	0.497
	$k_{xy}$	0.000	-0.003	-0.012	-0.026	-0.044	-0.064	-0.097	-0.124	-0.159	-0.188	-0.229	-0.255	-0.271	-0.282	-0.290	-0.296	-0.300
-0.25	$k_y$	0.000	0.002	0.011	0.032	0.060	0.091	0.140	0.179	0.225	0.261	0.313	0.347	0.371	0.389	0.402	0.143	0.421
	$k_x$	0.025	0.124	0.231	0.312	0.370	0.409	0.447	0.465	0.480	0.487	0.494	0.497	0.498	0.499	0.499	0.499	0.500
	$k_{xy}$	-0.001	-0.012	-0.044	-0.084	-0.124	-0.159	-0.202	-0.229	-0.255	-0.271	-0.290	-0.300	-0.305	-0.308	-0.311	-0.312	0.313
-0.10	$k_y$	0.000	0.020	0.091	0.166	0.225	0.269	0.318	0.347	0.376	0.396	0.421	0.437	0.447	0.455	0.460	0.465	0.468
	$k_x$	0.063	0.275	0.409	0.460	0.480	0.489	0.495	0.497	0.498	0.499	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
	$k_{xy}$	-0.003	-0.064	-0.159	-0.220	-0.255	-0.274	-0.292	-0.300	-0.306	-0.310	-0.313	-0.315	-0.316	-0.317	-0.317	-0.317	-0.318

NB / T 35023 — 2014

续表 L.0.6

$\frac{x}{B}$	系数	$\frac{y}{B}$																
		0.01	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.33	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
0	$k_y$	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
	$k_x$	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
	$k_{xy}$	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318	-0.318
0.10	$k_y$	1.000	0.998	0.909	0.834	0.775	0.731	0.682	0.653	0.624	0.604	0.579	0.563	0.553	0.545	0.540	0.535	0.532
	$k_x$	0.937	0.725	0.591	0.540	0.520	0.511	0.505	0.503	0.502	0.501	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
	$k_{xy}$	-0.003	-0.064	-0.519	-0.220	-0.255	-0.274	-0.292	-0.300	-0.306	-0.310	-0.313	-0.315	-0.316	-0.317	-0.317	-0.317	-0.318
0.25	$k_y$	1.000	0.998	0.989	0.968	0.940	0.909	0.860	0.821	0.775	0.739	0.687	0.653	0.629	0.611	0.598	0.587	0.579
	$k_x$	0.975	0.876	0.769	0.688	0.630	0.591	0.553	0.535	0.520	0.513	0.506	0.503	0.502	0.501	0.501	0.501	0.500
	$k_{xy}$	-0.001	-0.012	-0.044	-0.084	-0.124	-0.159	-0.202	-0.229	-0.255	-0.271	-0.290	-0.300	-0.305	-0.308	-0.311	-0.312	-0.313
0.50	$k_y$	1.000	1.000	0.998	0.995	0.989	0.980	0.961	0.940	0.909	0.878	0.821	0.775	0.739	0.710	0.687	0.668	0.653
	$k_x$	0.987	0.937	0.876	0.820	0.769	0.725	0.668	0.630	0.591	0.565	0.535	0.520	0.513	0.508	0.506	0.504	0.503
	$k_{xy}$	0.000	-0.003	0.012	-0.026	-0.044	-0.064	-0.097	-0.124	-0.159	-0.188	-0.229	-0.255	-0.271	-0.282	-0.290	-0.296	-0.300

续表 L.0.6

$\frac{x}{B}$	系数	$\frac{y}{B}$																
		0.01	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.33	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
0.75	$k_y$	1.000	1.000	1.000	0.998	0.996	0.993	0.985	0.976	0.960	0.940	0.899	0.858	0.821	0.789	0.762	0.739	0.719
	$k_x$	0.992	0.958	0.916	0.876	0.838	0.802	0.751	0.712	0.666	0.630	0.581	0.552	0.535	0.524	0.517	0.513	0.510
	$k_{xy}$	0.000	-0.001	-0.006	-0.012	-0.021	-0.032	-0.052	-0.070	-0.098	-0.124	-0.169	-0.204	-0.229	-0.247	-0.261	-0.271	-0.279
1.00	$k_y$	1.000	1.000	1.000	0.999	0.998	0.997	0.993	0.989	0.980	0.968	0.940	0.909	0.878	0.848	0.821	0.797	0.775
	$k_x$	0.994	0.968	0.937	0.906	0.876	0.847	0.804	0.769	0.725	0.688	0.630	0.591	0.565	0.547	0.535	0.526	0.520
	$k_{xy}$	0.000	-0.001	-0.003	-0.007	-0.012	-0.019	-0.031	-0.044	-0.064	-0.084	-0.124	-0.159	-0.188	-0.211	-0.229	-0.243	-0.255
1.25	$k_y$	1.000	1.000	1.000	1.000	0.999	0.998	0.996	0.994	0.989	0.982	0.963	0.940	0.916	0.890	0.866	0.842	0.821
	$k_x$	0.995	0.975	0.949	0.924	0.900	0.876	0.839	0.809	0.769	0.733	0.674	0.630	0.597	0.574	0.557	0.544	0.535
	$k_{xy}$	0.000	-0.001	-0.002	-0.005	-0.008	-0.012	-0.021	-0.030	-0.044	-0.060	-0.092	-0.124	-0.153	-0.177	-0.198	-0.215	-0.229
1.50	$k_y$	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.999	0.998	0.996	0.993	0.989	0.976	0.960	0.940	0.920	0.899	0.878	0.858
	$k_x$	0.996	0.979	0.958	0.937	0.916	0.896	0.864	0.838	0.802	0.769	0.712	0.666	0.630	0.602	0.581	0.565	0.552
	$k_{xy}$	0.000	0.000	-0.001	-0.003	-0.006	-0.009	-0.015	-0.021	-0.032	-0.044	-0.070	-0.098	-0.124	-0.148	-0.169	-0.188	-0.204
2.00	$k_y$	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.999	0.998	0.997	0.995	0.989	0.980	0.968	0.955	0.940	0.925	0.909
	$k_x$	0.997	0.984	0.968	0.952	0.937	0.921	0.897	0.876	0.847	0.820	0.769	0.725	0.688	0.656	0.630	0.608	0.591
	$k_{xy}$	0.000	0.000	-0.001	-0.002	-0.003	-0.005	-0.008	-0.012	-0.019	-0.026	-0.044	-0.064	-0.084	-0.105	-0.124	-0.142	-0.159



**NB / T 35023 — 2014**

式中：  $p'_v$  ——竖向半无限均布荷载（kPa）。

**L.0.7** 在竖向荷载和水平向荷载共同作用下，也可按汉森公式计算土质地基允许承载力：

$$[R'] = \frac{1}{K} (0.5\gamma_B B N_\gamma S_\gamma i_\gamma + q N_q S_q d_q i_q + C N_c S_c d_c i_c) \quad (\text{L.0.7-1})$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \varphi \quad (\text{L.0.7-2})$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{L.0.7-3})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (\text{L.0.7-4})$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4(B/L) \quad (\text{L.0.7-5})$$

$$S_q = S_c = 1 + 0.2(B/L) \quad (\text{L.0.7-6})$$

$$d_q = d_c = 1 + 0.35(D/B) \quad (\text{L.0.7-7})$$

$$i_\gamma = i_q^2 \quad (\text{L.0.7-8})$$

$$i_q = \frac{1 + \sin \varphi \sin(2\alpha - \varphi)}{1 + \sin \varphi} e^{-\left(\frac{\pi}{2} + \varphi - 2\alpha\right) \tan \varphi} \quad (\text{L.0.7-9})$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (\text{L.0.7-10})$$

$$\alpha = \frac{\varphi}{2} + \arctan \frac{\sqrt{1 - (\tan \delta \cot \varphi)^2} - \tan \delta}{1 + \frac{\tan \delta}{\sin \varphi}} \quad (\text{L.0.7-11})$$

$$\tan \delta = \frac{\tau}{p + C \cot \varphi} \quad (\text{L.0.7-12})$$

式中：  $[R']$  ——按汉森公式计算的土质地基允许承载力（kPa）；  
 $K$  ——地基承载力安全系数，可取 2~3（大型水闸或松软地基取大值，中、小型水闸或坚实地基取小值）；

- $q$  ——基础底面以上的有效边荷载 (kPa);
- $N_\gamma$ 、 $N_q$ 、 $N_c$  ——承载力系数,可按式 (L.0.7-2) ~式 (L.0.7-4) 计算,也可由表 L.0.7-1 查得;
- $S_\gamma$ 、 $S_q$ 、 $S_c$  ——形状系数,对于矩形基础,可按式 (L.0.7-5) 和式 (L.0.7-6) 计算,对于条形基础,  $S_\gamma = S_q = S_c = 1$ ;
- $d_q$ 、 $d_c$  ——深度系数,可按式 (L.0.7-7) 计算,但式中  $D/B$  应小于 1;
- $i_\gamma$ 、 $i_q$ 、 $i_c$  ——倾斜系数,可按式 (L.0.7-8) ~式 (L.0.7-12) 计算,也可由表 L.0.7-2~表 L.0.7-4 查得;
- $L$  ——基础底面长度 (m);
- $p$  ——作用在基础底面上的竖向荷载 (kPa);
- $\tau$  ——作用在基础底面上的水平向荷载 (kPa)。

当  $\varphi=0$  时,  $N_\gamma=0$ ,  $N_q=i_\gamma=i_q=1$ ;  $N_c=\pi+2$ ;  $i_c$  可按式 (L.0.7-13) 计算,也可由表 L.0.7-5 查得:

$$i_c = \frac{\pi - \sin^{-1} \frac{\tau}{C} + 1 + \sqrt{1 - \left(\frac{\tau}{C}\right)^2}}{\pi + 2} \tag{L.0.7-13}$$

表 L.0.7-1 承载力系数

$\varphi (^{\circ})$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$
0	0.000	1.000	5.142
1	0.002	1.094	5.379
2	0.010	1.197	5.632
3	0.024	1.309	5.900
4	0.045	1.433	6.185
5	0.075	1.568	6.489
6	0.113	1.716	6.813
7	0.162	1.879	7.158
8	0.223	2.058	7.527

NB / T 35023 — 2014

续表 L.0.7-1

$\varphi$ (°)	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$
9	0.298	2.255	7.922
10	0.389	2.471	8.345
11	0.499	2.710	8.798
12	0.629	2.974	9.285
13	0.784	3.264	9.807
14	0.967	3.586	10.370
15	1.182	3.941	10.977
16	1.434	4.335	11.631
17	1.730	4.772	12.338
18	2.075	5.258	13.104
19	2.478	5.798	13.934
20	2.948	6.399	14.835
21	3.496	7.071	15.815
22	4.134	7.821	16.883
23	4.878	8.661	18.049
24	5.746	9.603	19.324
25	6.758	10.662	20.721
26	7.941	11.854	22.254
27	9.324	13.199	23.942
28	10.942	14.720	25.803
29	12.841	16.443	27.860
30	15.070	18.401	30.140
31	17.693	20.631	32.671
32	20.786	23.177	35.490
33	24.442	26.092	38.638
34	28.774	29.440	42.164
35	33.921	33.296	46.124
36	40.053	37.752	50.585
37	47.383	42.920	55.630
38	56.174	48.933	61.352
39	66.755	55.957	67.867
40	79.541	64.195	75.313
41	95.052	73.897	83.858
42	113.956	85.374	93.706
43	137.100	99.014	105.107
44	165.579	115.308	118.369

表 L.0.7-2 倾斜系数  $i_\gamma$

$\varphi$ (°)	$\tan\delta$															
	0.01	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36	0.40	0.44	0.48	0.52	0.56	0.60
1	0.972	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	0.972	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	0.977	0.875	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4	0.977	0.889	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5	0.977	0.895	0.721	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6	0.977	0.897	0.756	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7	0.977	0.899	0.771	0.565	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8	0.976	0.899	0.778	0.624	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9	0.976	0.899	0.783	0.646	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10	0.976	0.899	0.785	0.658	0.502	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	0.975	0.898	0.787	0.666	0.530	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	0.975	0.897	0.787	0.670	0.545	0.395	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
13	0.975	0.896	0.787	0.673	0.555	0.427	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
14	0.974	0.895	0.786	0.675	0.561	0.444	0.305	—	—	—	—	—	—	—	—	—

NB / T 35023 — 2014

续表 L.0.7-2

$\varphi$ (°)	$\tan\delta$																		
	0.01	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36	0.40	0.44	0.48	0.52	0.56	0.60	0.64	0.68	0.72
15	0.974	0.894	0.785	0.675	0.565	0.455	0.339	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
16	0.973	0.892	0.783	0.675	0.568	0.462	0.356	0.232	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
17	0.973	0.891	0.782	0.674	0.569	0.467	0.367	0.265	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
18	0.972	0.890	0.780	0.672	0.569	0.469	0.375	0.282	0.175	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
19	0.972	0.888	0.778	0.670	0.568	0.471	0.380	0.293	0.206	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
20	0.971	0.886	0.775	0.668	0.567	0.471	0.383	0.300	0.221	0.132	—	—	—	—	—	—	—	—	—
21	0.971	0.885	0.773	0.666	0.565	0.471	0.384	0.305	0.231	0.159	—	—	—	—	—	—	—	—	—
22	0.970	0.883	0.770	0.663	0.562	0.470	0.385	0.308	0.238	0.172	0.100	—	—	—	—	—	—	—	—
23	0.970	0.881	0.767	0.660	0.560	0.468	0.384	0.309	0.242	0.181	0.123	—	—	—	—	—	—	—	—
24	0.969	0.879	0.764	0.656	0.557	0.465	0.383	0.310	0.244	0.186	0.133	0.077	—	—	—	—	—	—	—
25	0.969	0.877	0.761	0.653	0.553	0.463	0.381	0.309	0.246	0.190	0.140	0.094	—	—	—	—	—	—	—
26	0.968	0.875	0.758	0.649	0.549	0.459	0.379	0.308	0.246	0.192	0.145	0.103	0.061	—	—	—	—	—	—
27	0.968	0.873	0.754	0.645	0.545	0.456	0.376	0.306	0.246	0.193	0.148	0.108	0.073	—	—	—	—	—	—
28	0.967	0.871	0.751	0.641	0.541	0.452	0.373	0.304	0.244	0.193	0.149	0.112	0.079	0.048	—	—	—	—	—

续表 L.0.7-2

$\varphi$ (°)	$\tan\delta$																		
	0.01	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36	0.40	0.44	0.48	0.52	0.56	0.60	0.64	0.68	0.72
29	0.966	0.869	0.747	0.636	0.537	0.448	0.370	0.302	0.243	0.193	0.150	0.114	0.083	0.056	—	—	—	—	—
30	0.966	0.866	0.744	0.632	0.532	0.443	0.366	0.298	0.241	0.191	0.150	0.115	0.085	0.060	0.038	—	—	—	—
31	0.965	0.864	0.740	0.627	0.527	0.439	0.361	0.295	0.238	0.190	0.149	0.115	0.087	0.063	0.043	0.021	—	—	—
32	0.964	0.862	0.736	0.622	0.522	0.434	0.357	0.291	0.235	0.188	0.148	0.115	0.088	0.065	0.046	0.029	—	—	—
33	0.964	0.859	0.731	0.617	0.516	0.428	0.352	0.287	0.232	0.185	0.146	0.114	0.088	0.066	0.048	0.033	0.019	—	—
34	0.963	0.857	0.727	0.612	0.511	0.423	0.347	0.283	0.228	0.182	0.144	0.113	0.087	0.066	0.049	0.035	0.023	—	—
35	0.962	0.854	0.723	0.607	0.505	0.417	0.342	0.278	0.224	0.179	0.142	0.112	0.087	0.066	0.050	0.036	0.025	0.015	—
36	0.961	0.851	0.718	0.601	0.499	0.411	0.336	0.273	0.220	0.176	0.139	0.110	0.085	0.066	0.050	0.037	0.026	0.018	0.010
37	0.960	0.848	0.713	0.595	0.493	0.405	0.331	0.268	0.216	0.172	0.137	0.108	0.084	0.065	0.049	0.037	0.027	0.019	0.012
38	0.960	0.845	0.709	0.589	0.487	0.399	0.325	0.263	0.211	0.168	0.133	0.105	0.082	0.064	0.049	0.037	0.027	0.020	0.014
39	0.959	0.842	0.704	0.583	0.480	0.392	0.319	0.257	0.206	0.164	0.130	0.102	0.080	0.062	0.048	0.036	0.027	0.020	0.014
40	0.958	0.839	0.698	0.577	0.473	0.386	0.312	0.251	0.201	0.160	0.127	0.100	0.078	0.061	0.047	0.036	0.027	0.020	0.015
41	0.957	0.836	0.693	0.570	0.466	0.379	0.306	0.245	0.196	0.156	0.123	0.097	0.076	0.059	0.046	0.035	0.027	0.020	0.015
42	0.956	0.832	0.687	0.564	0.459	0.372	0.299	0.239	0.191	0.151	0.119	0.094	0.073	0.057	0.044	0.034	0.026	0.020	0.015
43	0.955	0.829	0.682	0.557	0.452	0.364	0.292	0.233	0.185	0.146	0.115	0.090	0.071	0.055	0.043	0.033	0.025	0.019	0.014
44	0.954	0.825	0.676	0.550	0.444	0.357	0.285	0.227	0.180	0.142	0.111	0.087	0.068	0.053	0.041	0.032	0.024	0.019	0.014

NB / T 35023 — 2014

表 L.0.7-3 倾斜系数  $i_q$

$\varphi$ ( $^{\circ}$ )	$\tan \delta$																								
	0.01	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36	0.40	0.44	0.48	0.52	0.56	0.60	0.64	0.68	0.72	0.76	0.80	0.84	0.88	0.92	0.96
1	0.986	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	0.988	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	0.988	0.935	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4	0.989	0.943	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5	0.989	0.946	0.849	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6	0.988	0.947	0.870	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7	0.988	0.948	0.878	0.752	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8	0.988	0.948	0.882	0.790	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9	0.988	0.948	0.885	0.804	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10	0.988	0.948	0.886	0.811	0.709	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	0.988	0.948	0.887	0.816	0.728	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	0.987	0.947	0.887	0.819	0.739	0.629	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
13	0.987	0.947	0.887	0.820	0.745	0.653	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
14	0.987	0.946	0.887	0.821	0.749	0.666	0.553	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

续表 L.0.7-3

$\varphi$ (°)	$\tan \delta$																			
	0.01	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36	0.40	0.44	0.48	0.52	0.56	0.60	0.64	0.68	0.72	0.76
15	0.987	0.945	0.886	0.822	0.752	0.675	0.582	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
16	0.987	0.945	0.885	0.821	0.753	0.680	0.597	0.482	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
17	0.986	0.944	0.884	0.821	0.754	0.683	0.606	0.515	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
18	0.986	0.943	0.883	0.820	0.754	0.685	0.612	0.531	0.418	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
19	0.986	0.942	0.882	0.819	0.754	0.686	0.616	0.541	0.454	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
20	0.986	0.941	0.880	0.817	0.753	0.686	0.619	0.548	0.471	0.363	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
21	0.985	0.941	0.879	0.816	0.751	0.686	0.620	0.552	0.481	0.399	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
22	0.985	0.940	0.877	0.814	0.750	0.685	0.620	0.555	0.487	0.415	0.316	—	—	—	—	—	—	—	—	—
23	0.985	0.939	0.876	0.812	0.748	0.684	0.620	0.556	0.492	0.425	0.350	—	—	—	—	—	—	—	—	—
24	0.985	0.938	0.874	0.810	0.746	0.682	0.619	0.556	0.494	0.431	0.365	0.278	—	—	—	—	—	—	—	—
25	0.984	0.937	0.872	0.808	0.744	0.680	0.618	0.556	0.496	0.436	0.374	0.307	—	—	—	—	—	—	—	—
26	0.984	0.936	0.871	0.806	0.741	0.678	0.616	0.555	0.496	0.438	0.380	0.321	0.246	—	—	—	—	—	—	—
27	0.984	0.934	0.869	0.803	0.738	0.675	0.613	0.554	0.496	0.439	0.384	0.329	0.269	—	—	—	—	—	—	—
28	0.983	0.933	0.867	0.801	0.736	0.672	0.611	0.552	0.494	0.439	0.386	0.334	0.281	0.218	—	—	—	—	—	—



NB / T 35023 — 2014

续表 L.0.7-3

$\varphi$ (°)	$\tan \delta$																			
	0.01	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36	0.40	0.44	0.48	0.52	0.56	0.60	0.64	0.68	0.72	0.76
29	0.983	0.932	0.864	0.798	0.733	0.669	0.608	0.549	0.493	0.439	0.387	0.337	0.288	0.236	—	—	—	—	—	—
30	0.983	0.931	0.862	0.795	0.729	0.666	0.605	0.546	0.491	0.438	0.387	0.339	0.292	0.246	0.194	—	—	—	—	—
31	0.982	0.930	0.860	0.792	0.726	0.662	0.601	0.543	0.488	0.436	0.386	0.340	0.295	0.251	0.207	0.144	—	—	—	—
32	0.982	0.928	0.858	0.789	0.722	0.658	0.597	0.540	0.485	0.433	0.385	0.339	0.296	0.255	0.215	0.172	—	—	—	—
33	0.982	0.927	0.855	0.786	0.719	0.654	0.593	0.536	0.481	0.430	0.383	0.338	0.296	0.257	0.219	0.181	0.137	—	—	—
34	0.981	0.925	0.853	0.782	0.715	0.650	0.589	0.532	0.478	0.427	0.380	0.336	0.296	0.258	0.222	0.187	0.152	—	—	—
35	0.981	0.924	0.850	0.779	0.711	0.646	0.585	0.527	0.473	0.423	0.377	0.334	0.294	0.257	0.223	0.190	0.159	0.124	—	—
36	0.980	0.923	0.847	0.775	0.707	0.641	0.580	0.523	0.469	0.419	0.373	0.331	0.292	0.256	0.223	0.192	0.162	0.133	0.098	—
37	0.980	0.921	0.845	0.772	0.702	0.637	0.575	0.518	0.464	0.415	0.370	0.328	0.290	0.254	0.222	0.192	0.165	0.138	0.111	—
38	0.980	0.919	0.842	0.768	0.698	0.632	0.570	0.512	0.459	0.410	0.365	0.324	0.287	0.252	0.221	0.192	0.166	0.141	0.117	0.091
39	0.979	0.918	0.839	0.764	0.693	0.626	0.564	0.507	0.454	0.405	0.361	0.320	0.283	0.249	0.219	0.191	0.165	0.142	0.120	0.098
40	0.979	0.916	0.836	0.760	0.688	0.621	0.559	0.501	0.448	0.400	0.356	0.316	0.279	0.246	0.216	0.189	0.165	0.142	0.121	0.102
41	0.978	0.914	0.832	0.755	0.683	0.615	0.553	0.495	0.443	0.395	0.351	0.311	0.275	0.243	0.213	0.187	0.163	0.141	0.122	0.103
42	0.978	0.912	0.829	0.751	0.678	0.610	0.547	0.489	0.437	0.389	0.345	0.306	0.271	0.239	0.210	0.184	0.161	0.140	0.121	0.104
43	0.977	0.910	0.826	0.746	0.672	0.604	0.541	0.483	0.430	0.383	0.340	0.301	0.266	0.234	0.206	0.181	0.159	0.138	0.120	0.104
44	0.977	0.908	0.822	0.741	0.666	0.597	0.534	0.476	0.424	0.376	0.334	0.295	0.261	0.230	0.202	0.178	0.156	0.136	0.119	0.103
																				0.088
																				0.075
																				0.063
																				0.051
																				0.037

表 L.0.7-4 倾 斜 系 数  $i_c$

$\varphi$ ( $^{\circ}$ )	$\tan \delta$																								
	0.01	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36	0.40	0.44	0.48	0.52	0.56	0.60	0.64	0.68	0.72	0.76	0.80	0.84	0.88	0.92	0.96
1	0.838	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	0.927	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	0.951	0.726	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4	0.962	0.811	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5	0.968	0.850	0.584	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6	0.972	0.874	0.687	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7	0.975	0.889	0.739	0.469	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8	0.977	0.899	0.771	0.591	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9	0.978	0.907	0.793	0.647	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10	0.980	0.913	0.809	0.683	0.511	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	0.980	0.917	0.821	0.708	0.569	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	0.981	0.920	0.830	0.727	0.606	0.441	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
13	0.982	0.923	0.837	0.741	0.632	0.500	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
14	0.982	0.925	0.843	0.752	0.652	0.537	0.380	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

NB / T 35023 — 2014

续表 L.0.7-4

$\varphi$ ( $^{\circ}$ )	$\tan \delta$																								
	0.01	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36	0.40	0.44	0.48	0.52	0.56	0.60	0.64	0.68	0.72	0.76	0.80	0.84	0.88	0.92	0.96
15	0.982	0.927	0.847	0.761	0.667	0.564	0.440	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
16	0.983	0.928	0.851	0.768	0.679	0.584	0.476	0.327	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
17	0.983	0.929	0.853	0.773	0.689	0.599	0.502	0.387	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
18	0.983	0.930	0.856	0.778	0.696	0.611	0.521	0.421	0.282	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
19	0.983	0.930	0.857	0.781	0.702	0.621	0.536	0.446	0.340	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
20	0.983	0.931	0.858	0.784	0.707	0.628	0.548	0.464	0.373	0.245	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
21	0.983	0.931	0.859	0.785	0.711	0.634	0.557	0.478	0.395	0.300	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
22	0.983	0.931	0.860	0.787	0.713	0.639	0.565	0.489	0.412	0.329	0.216	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
23	0.983	0.931	0.860	0.788	0.715	0.643	0.570	0.498	0.425	0.350	0.265	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
24	0.983	0.930	0.860	0.788	0.716	0.645	0.575	0.505	0.435	0.365	0.291	0.194	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
25	0.983	0.930	0.859	0.788	0.717	0.647	0.578	0.510	0.443	0.377	0.310	0.235	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
26	0.982	0.930	0.859	0.788	0.717	0.648	0.580	0.514	0.450	0.386	0.323	0.258	0.177	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
27	0.982	0.929	0.858	0.787	0.717	0.649	0.582	0.517	0.454	0.393	0.334	0.274	0.209	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
28	0.982	0.928	0.857	0.786	0.716	0.648	0.583	0.519	0.458	0.399	0.341	0.285	0.229	0.161	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

续表 L.0.7-4

$\varphi$ (°)	$\tan \delta$																		
	0.01	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36	0.40	0.44	0.48	0.52	0.56	0.60	0.64	0.68	0.72
29	0.982	0.928	0.856	0.785	0.715	0.648	0.583	0.520	0.460	0.402	0.347	0.294	0.242	0.187	—	—	—	—	—
30	0.982	0.927	0.854	0.783	0.714	0.647	0.582	0.520	0.461	0.405	0.352	0.301	0.252	0.202	0.147	—	—	—	—
31	0.981	0.926	0.853	0.781	0.712	0.645	0.581	0.520	0.462	0.407	0.355	0.306	0.259	0.213	0.167	0.101	—	—	—
32	0.981	0.925	0.851	0.779	0.710	0.643	0.579	0.519	0.462	0.408	0.357	0.309	0.264	0.221	0.179	0.134	—	—	—
33	0.981	0.924	0.850	0.777	0.707	0.641	0.577	0.517	0.461	0.408	0.358	0.312	0.268	0.227	0.188	0.149	0.103	—	—
34	0.981	0.923	0.848	0.775	0.705	0.638	0.575	0.515	0.459	0.407	0.358	0.313	0.271	0.231	0.194	0.158	0.122	—	—
35	0.980	0.922	0.846	0.772	0.702	0.635	0.572	0.513	0.457	0.406	0.358	0.313	0.272	0.234	0.199	0.165	0.132	0.097	—
36	0.980	0.920	0.843	0.769	0.699	0.632	0.569	0.510	0.455	0.404	0.356	0.313	0.273	0.236	0.202	0.170	0.140	0.110	0.074
37	0.980	0.919	0.841	0.766	0.695	0.628	0.565	0.506	0.452	0.401	0.355	0.312	0.273	0.237	0.204	0.173	0.145	0.118	0.090
38	0.979	0.918	0.838	0.763	0.691	0.624	0.561	0.502	0.448	0.398	0.352	0.310	0.272	0.237	0.205	0.175	0.148	0.123	0.098
39	0.979	0.916	0.836	0.759	0.687	0.620	0.557	0.498	0.444	0.395	0.349	0.308	0.270	0.236	0.205	0.176	0.150	0.126	0.104
40	0.978	0.915	0.833	0.756	0.683	0.615	0.552	0.493	0.440	0.391	0.346	0.305	0.268	0.234	0.204	0.176	0.151	0.128	0.107
41	0.978	0.913	0.830	0.752	0.679	0.610	0.547	0.489	0.435	0.386	0.342	0.302	0.265	0.232	0.203	0.176	0.152	0.130	0.110
42	0.977	0.911	0.827	0.748	0.674	0.605	0.542	0.483	0.430	0.381	0.338	0.298	0.262	0.230	0.201	0.175	0.151	0.130	0.111
43	0.977	0.909	0.824	0.744	0.669	0.600	0.536	0.478	0.425	0.376	0.333	0.294	0.258	0.227	0.198	0.173	0.150	0.130	0.111
44	0.976	0.908	0.820	0.739	0.664	0.594	0.530	0.472	0.419	0.371	0.328	0.289	0.254	0.223	0.195	0.171	0.148	0.129	0.111

NB / T 35023 — 2014

表 L.0.7-5 倾斜系数  $i_c$  ( $\varphi=0^\circ$ )

$\tau/C$	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
$i_c$	1.000	0.990	0.980	0.969	0.957	0.945	0.932	0.918	0.904	0.888	0.872
$\tau/C$	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	0.98	1.00
$i_c$	0.855	0.836	0.816	0.794	0.769	0.742	0.710	0.672	0.622	0.578	0.500

附录 M 软弱下卧层承载力验算

**M.0.1** 当覆盖层地基持力层范围内夹有软弱土层时，可按式 (M.0.1) 验算：

$$p_z + p_{cz} \leq f_{az} \tag{M.0.1}$$

式中：  $p_z$  ——相应于荷载效应标准组合时的软弱下卧层顶面处的附加压力值 (kPa)；

$p_{cz}$  ——软弱下卧层顶面处土的自重压力值 (kPa)；

$f_{az}$  ——软弱下卧层顶面处经深度修正后地基承载力特征值 (kPa)。

**M.0.2** 对条形基础和矩形基础，式 (M.0.1) 中的  $p_z$  值可按式 (M.0.2-1) 和式 (M.0.2-2) 简化计算：

条形基础 
$$p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2z \tan \theta} \tag{M.0.2-1}$$

矩形基础 
$$p_z = \frac{lb(p_k - p_c)}{(b + 2z \tan \theta)(l + 2z \tan \theta)} \tag{M.0.2-2}$$

式中：  $b$  ——条形基础或矩形基础底边的宽度 (m)；

$l$  ——矩形基础底边的宽度 (m)；

$p_k$  ——基础底面处的平均压力值 (kPa)；

$p_c$  ——基础底面处土的自重压力值 (kPa)；

$z$  ——基础底面至软弱下卧层顶面的距离 (m)；

$\theta$  ——地基压力扩散线与垂直线的夹角 (°)，可按表 M.0.2 采用。

NB / T 35023 — 2014

表 M.0.2 地基压力扩散角 $\theta$

$E_{s1} / E_{s2}$	$z/b$	
	0.25	0.50
3	$6^{\circ}$	$23^{\circ}$
5	$10^{\circ}$	$25^{\circ}$
10	$20^{\circ}$	$30^{\circ}$

- 注：1  $E_{s1}$  为上层土压缩模量； $E_{s2}$  为下层土压缩模量。
- 2  $z/b < 0.25$  时取  $\theta = 0^{\circ}$ ，必要时，宜由试验确定； $z/b > 0.50$  时  $\theta$  值不变。

附录 N 地基附加应力计算

N.0.1 条形基础受竖向均布荷载作用时的附加应力计算示意图见图 N.0.1；附加应力可按式（N.0.1-1）计算；附加应力系数可按式（N.0.1-2）计算求得，也可由表 N.0.1 查得。

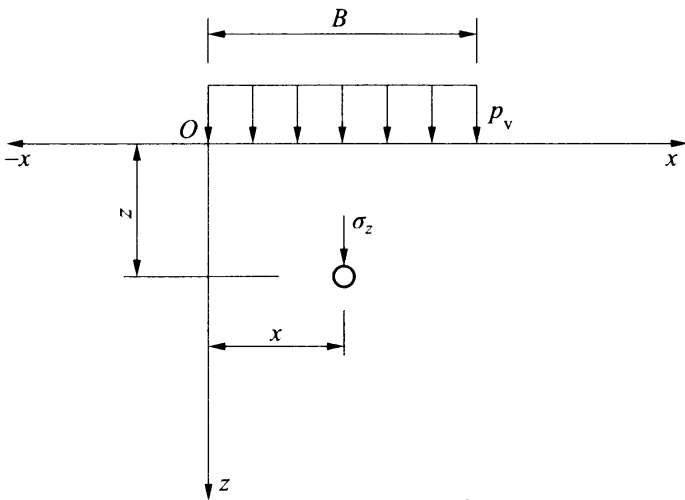


图 N.0.1 条形基础竖向均布荷载计算示意图

$$\sigma_z = K_1 p_v \tag{N.0.1-1}$$

$$K_1 = \frac{1}{\pi} \left[ \arctan \frac{m}{n} + \frac{mn}{m^2 + n^2} - \arctan \frac{m-1}{n} - \frac{(m-1)n}{(m-1)^2 + n^2} \right] \tag{N.0.1-2}$$

式中：  $\sigma_z$  ——附加应力（kPa）；  
 $K_1$  ——条形基础受竖向均布荷载作用时的附加应力系数；  
 $m$  ——附加应力计算点距  $z$  轴的水平距离与基础底面宽度之比；  
 $n$  ——附加应力计算点距  $x$  轴的深度与基础底面宽度之比。



NB / T 35023 — 2014

表 N.0.1 附加应力系数  $K_1$

$n = \frac{z}{B}$	$m_1 = \frac{L}{B}$										
	+0.50	+0.25 +0.75	0 +1.00	-0.10 +1.10	-0.20 +1.20	-0.30 +1.30	-0.50 +1.50	-0.80 +1.80	-1.00 +2.00	-2.00 +3.00	-3.00 +4.00
0.01	1.000	1.000	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.10	0.997	0.988	0.500	0.091	0.020	0.007	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
0.20	0.977	0.937	0.498	0.224	0.090	0.040	0.011	0.003	0.001	0.000	0.000
0.40	0.881	0.797	0.489	0.338	0.218	0.137	0.056	0.018	0.010	0.001	0.000
0.60	0.755	0.679	0.468	0.371	0.282	0.209	0.111	0.045	0.026	0.004	0.001
0.80	0.642	0.586	0.440	0.373	0.307	0.248	0.155	0.076	0.048	0.008	0.002
1.00	0.550	0.510	0.409	0.360	0.311	0.265	0.185	0.104	0.071	0.013	0.004
1.20	0.477	0.450	0.378	0.342	0.305	0.268	0.202	0.126	0.091	0.020	0.006
1.40	0.420	0.400	0.348	0.321	0.293	0.265	0.210	0.141	0.107	0.028	0.009
1.60	0.374	0.360	0.321	0.301	0.279	0.256	0.212	0.152	0.120	0.036	0.012
1.80	0.337	0.326	0.297	0.281	0.264	0.246	0.209	0.158	0.128	0.043	0.016
2.00	0.306	0.298	0.275	0.263	0.249	0.235	0.205	0.161	0.134	0.051	0.020
3.00	0.208	0.206	0.198	0.194	0.189	0.183	0.171	0.150	0.136	0.075	0.039
4.00	0.158	0.156	0.153	0.151	0.149	0.146	0.140	0.130	0.122	0.083	0.052
5.00	0.126	0.126	0.124	0.123	0.122	0.120	0.117	0.111	0.107	0.082	0.058
6.00	0.106	0.105	0.104	0.104	0.103	0.102	0.100	0.096	0.094	0.077	0.059

N.0.2 条形基础受竖向三角形分布荷载作用时的附加应力计算示意图见图 N.0.2；附加应力可按式 (N.0.2-1) 计算；附加应力系数可按式 (N.0.2-2) 计算求得，也可由表 N.0.2 查得。

$$\sigma_z = K_2 p_s \tag{N.0.2-1}$$

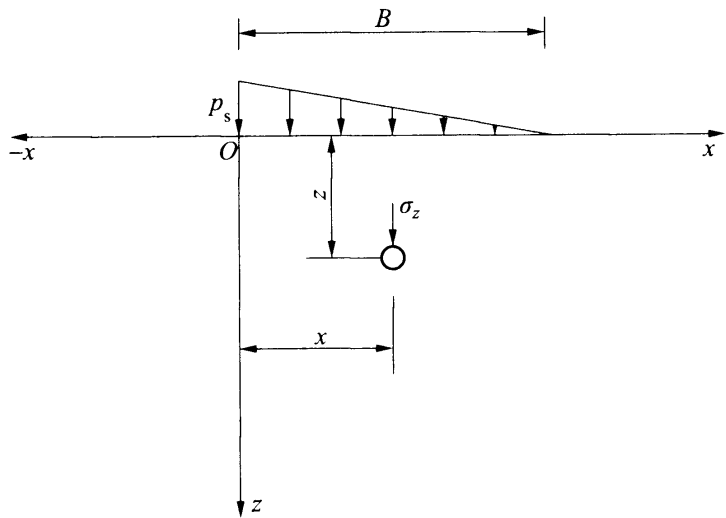


图 N.0.2 条形基础竖向三角形分布荷载计算示意图

$$K_2 = \frac{1}{\pi} \left[ (m-1) \arctan \frac{m-1}{n} - (m-1) \arctan \frac{m}{n} + \frac{mn}{m^2 + n^2} \right] \tag{N.0.2-2}$$

式中： $K_2$ ——条形基础受竖向三角形分布荷载作用时的附加应力系数。

**N.0.3** 条形基础受水平向均布荷载作用时的附加应力计算示意图见图 N.0.3；附加应力可按式 (N.0.3-1) 计算；附加应力系数可按式 (N.0.3-2) 计算求得，也可由表 N.0.3 查得。

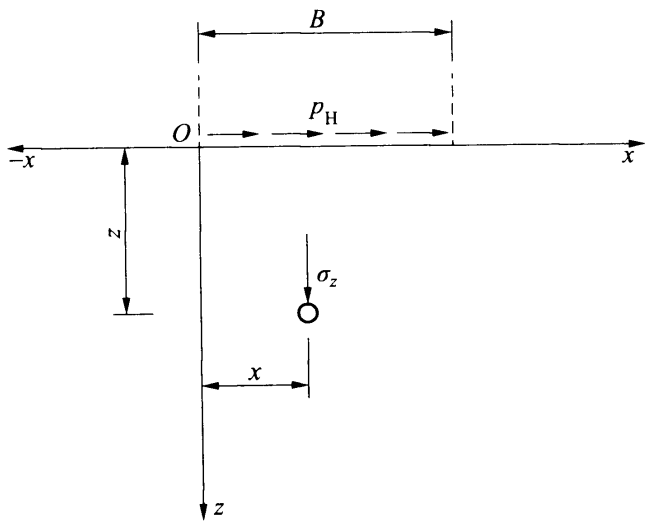


图 N.0.3 条形基础水平向均布荷载计算示意图

NB / T 35023 — 2014

表 N.0.2 附加应力系数  $K_2$

$n = \frac{z}{B}$	$m_1 = \frac{x}{B}$																				
	-3.00	-2.00	-1.00	-0.80	-0.50	-0.30	-0.20	-0.10	0	+0.25	+0.50	+0.75	+1.00	+1.10	+1.20	+1.30	+1.50	+1.80	+2.00	+3.00	+4.00
0.01	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.497	0.750	0.500	0.250	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.006	0.018	0.084	0.468	0.737	0.498	0.251	0.032	0.007	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.20	0.000	0.000	0.001	0.002	0.009	0.033	0.078	0.197	0.437	0.682	0.489	0.255	0.061	0.027	0.012	0.006	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000
0.40	0.000	0.001	0.007	0.013	0.042	0.107	0.173	0.267	0.379	0.534	0.440	0.263	0.110	0.071	0.045	0.029	0.013	0.005	0.003	0.000	0.000
0.60	0.001	0.002	0.018	0.032	0.080	0.152	0.205	0.266	0.328	0.421	0.378	0.258	0.140	0.105	0.077	0.057	0.031	0.014	0.008	0.001	0.000
0.80	0.001	0.005	0.032	0.051	0.106	0.169	0.207	0.247	0.285	0.343	0.321	0.243	0.155	0.125	0.100	0.079	0.049	0.025	0.016	0.003	0.001
1.00	0.002	0.008	0.046	0.068	0.121	0.170	0.198	0.225	0.250	0.287	0.275	0.223	0.159	0.135	0.113	0.094	0.064	0.036	0.025	0.005	0.002
1.20	0.004	0.012	0.057	0.079	0.126	0.165	0.185	0.204	0.221	0.246	0.239	0.204	0.157	0.138	0.120	0.103	0.075	0.046	0.034	0.008	0.003
1.40	0.005	0.017	0.066	0.087	0.127	0.157	0.172	0.186	0.197	0.215	0.210	0.186	0.151	0.136	0.121	0.107	0.083	0.055	0.041	0.011	0.004
1.60	0.007	0.021	0.072	0.091	0.124	0.148	0.159	0.169	0.178	0.190	0.187	0.170	0.143	0.131	0.120	0.108	0.087	0.061	0.048	0.015	0.005
1.80	0.009	0.025	0.076	0.092	0.120	0.139	0.147	0.155	0.161	0.171	0.168	0.155	0.135	0.126	0.117	0.107	0.089	0.066	0.053	0.018	0.007
2.00	0.011	0.029	0.078	0.092	0.115	0.130	0.137	0.143	0.148	0.155	0.153	0.143	0.127	0.120	0.112	0.105	0.089	0.069	0.057	0.021	0.009
3.00	0.022	0.042	0.074	0.081	0.091	0.096	0.099	0.101	0.102	0.105	0.104	0.101	0.095	0.093	0.090	0.087	0.080	0.069	0.062	0.003	0.017
4.00	0.028	0.044	0.064	0.068	0.073	0.075	0.076	0.077	0.078	0.079	0.079	0.077	0.075	0.074	0.072	0.071	0.067	0.062	0.058	0.038	0.024
5.00	0.031	0.043	0.055	0.057	0.060	0.061	0.062	0.062	0.063	0.063	0.063	0.063	0.061	0.061	0.060	0.059	0.057	0.054	0.051	0.039	0.027
6.00	0.031	0.040	0.048	0.049	0.051	0.052	0.052	0.052	0.053	0.053	0.053	0.052	0.052	0.051	0.051	0.050	0.049	0.047	0.046	0.037	0.028

表 N.0.3 附加应力系数  $K_3$

$n = \frac{z}{B}$	$m_1 = \frac{x}{B}$																				
	-3.00	-2.00	-1.00	-0.80	-0.50	-0.30	-0.20	-0.10	0	+0.25	+0.50	+0.75	+1.00	+1.10	+1.20	+1.30	+1.50	+1.80	+2.00	+3.00	+4.00
0.01	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.003	0.318	0.000	0.000	0.000	-0.318	-0.003	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.10	0.000	0.000	0.002	0.004	0.011	0.006	0.061	0.157	0.315	0.038	0.000	-0.038	-0.315	-0.157	-0.061	-0.030	-0.011	-0.004	-0.002	0.000	0.000
0.20	0.001	0.002	0.009	0.015	0.038	0.091	0.151	0.244	0.306	0.103	0.000	-0.103	-0.306	-0.244	-0.151	-0.091	-0.038	-0.015	-0.009	-0.002	-0.001
0.40	0.002	0.007	0.032	0.049	0.103	0.176	0.223	0.262	0.274	0.158	0.000	-0.158	-0.274	-0.262	-0.223	-0.176	-0.103	-0.049	-0.032	-0.007	-0.002
0.60	0.005	0.014	0.058	0.083	0.144	0.199	0.223	0.237	0.234	0.147	0.000	-0.147	-0.234	-0.237	-0.223	-0.199	-0.144	-0.083	-0.058	-0.014	-0.005
0.80	0.009	0.023	0.080	0.107	0.158	0.192	0.202	0.203	0.194	0.121	0.000	-0.121	-0.194	-0.203	-0.202	-0.192	-0.158	0.107	-0.080	-0.023	-0.009
1.00	0.013	0.032	0.095	0.119	0.157	0.174	0.176	0.171	0.159	0.096	0.000	-0.096	-0.159	-0.171	-0.176	-0.174	-0.157	-0.119	-0.095	-0.032	-0.013
1.20	0.018	0.040	0.104	0.122	0.147	0.153	0.151	0.143	0.130	0.076	0.000	-0.076	-0.130	-0.143	-0.151	-0.153	-0.147	-0.122	-0.104	-0.040	-0.018
1.40	0.022	0.048	0.106	0.120	0.134	0.133	0.128	0.120	0.108	0.061	0.000	-0.061	-0.108	-0.120	-0.128	-0.133	-0.134	-0.120	-0.106	-0.048	-0.022
1.60	0.027	0.054	0.105	0.114	0.121	0.116	0.110	0.101	0.089	0.050	0.000	-0.050	-0.089	-0.101	-0.110	-0.116	-0.121	-0.114	-0.105	-0.054	-0.027
1.80	0.031	0.058	0.101	0.107	0.108	0.101	0.094	0.086	0.075	0.041	0.000	-0.041	0.075	-0.086	-0.104	-0.101	-0.108	-0.107	-0.101	-0.058	-0.031
2.00	0.034	0.061	0.095	0.099	0.096	0.088	0.081	0.073	0.064	0.034	0.000	-0.034	-0.064	-0.073	-0.081	-0.088	-0.096	-0.099	-0.095	-0.061	-0.034
3.00	0.045	0.061	0.066	0.063	0.055	0.047	0.042	0.037	0.032	0.017	0.000	-0.017	-0.032	-0.037	-0.042	-0.047	-0.055	-0.063	-0.066	-0.061	-0.045
4.00	0.045	0.051	0.045	0.041	0.034	0.029	0.025	0.022	0.019	0.010	0.000	-0.010	-0.019	-0.022	-0.025	-0.029	-0.034	-0.041	-0.045	-0.051	-0.045
5.00	0.040	0.040	0.032	0.029	0.023	0.019	0.017	0.015	0.012	0.006	0.000	-0.006	-0.012	-0.015	-0.017	-0.019	-0.023	-0.029	-0.032	-0.040	-0.040
6.00	0.034	0.032	0.023	0.021	0.017	0.013	0.012	0.010	0.009	0.004	0.000	-0.004	0.009	-0.010	-0.012	-0.013	-0.017	-0.021	-0.023	-0.032	-0.034

NB / T 35023 — 2014

$$\sigma_z = K_3 p_H \tag{N.0.3-1}$$

$$K_3 = -\frac{1}{\pi} \left[ \frac{n^2}{(m-1)^2 + n^2} - \frac{n^2}{m^2 + n^2} \right] \tag{N.0.3-2}$$

式中：  $K_3$  ——条形基础受水平向均布荷载作用时的附加应力系数。

**N.0.4** 矩形基础受竖向均布荷载作用时角点下的附加应力计算示意图见图 N.0.4-1，附加应力可按式（N.0.4-1）计算；附加应力系数可按式（N.0.4-2）计算求得，也可由表 N.0.4 查得。

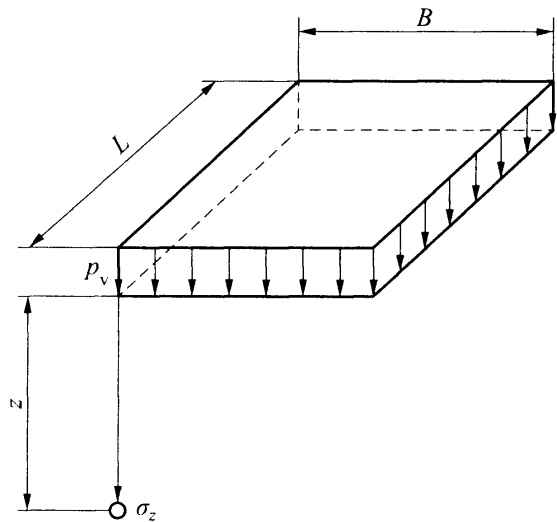


图 N.0.4-1 矩形基础竖向均布荷载角点下计算示意图

$$\sigma_z = K_4 p_v \tag{N.0.4-1}$$

$$K_4 = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{m_1 n}{\sqrt{1 + m_1^2 + n^2}} \left( \frac{1}{m_1^2 + n^2} + \frac{1}{1 + n^2} \right) + \arctan \frac{m_1}{n \sqrt{1 + m_1^2 + n^2}} \right] \tag{N.0.4-2}$$

式中：  $K_4$  ——矩形基础受竖向均布荷载作用时角点下的附加应力系数；

$m_1$  ——基础底面长边长度与短边长度之比。

计算任意点  $M$  下的附加应力时应遵守下列规定：

- 1 矩形荷载面内任意点  $M$  下的附加应力系数等于矩形荷载面

表 N.0.4 附加应力系数  $K_4$

$n = \frac{z}{B}$	$m_1 = \frac{L}{B}$														
	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00	
0.00	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	
0.20	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	
0.40	0.240	0.242	0.243	0.243	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	
0.60	0.223	0.228	0.230	0.232	0.232	0.233	0.234	0.234	0.234	0.234	0.234	0.234	0.234	0.234	
0.80	0.200	0.208	0.212	0.215	0.217	0.218	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	
1.00	0.175	0.185	0.191	0.196	0.198	0.200	0.203	0.204	0.204	0.205	0.205	0.205	0.205	0.205	
1.20	0.152	0.163	0.171	0.176	0.179	0.182	0.187	0.188	0.189	0.189	0.189	0.189	0.189	0.189	
1.40	0.131	0.142	0.151	0.157	0.161	0.164	0.171	0.173	0.174	0.174	0.174	0.174	0.174	0.174	
1.60	0.112	0.124	0.133	0.140	0.145	0.148	0.157	0.159	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	
1.80	0.097	0.108	0.117	0.124	0.129	0.133	0.143	0.146	0.147	0.148	0.148	0.148	0.148	0.148	
2.00	0.084	0.095	0.103	0.110	0.116	0.120	0.131	0.135	0.136	0.137	0.137	0.137	0.137	0.137	
3.00	0.045	0.052	0.058	0.064	0.069	0.073	0.087	0.093	0.096	0.097	0.098	0.098	0.099	0.099	
4.00	0.027	0.032	0.036	0.040	0.044	0.047	0.060	0.067	0.071	0.073	0.074	0.075	0.076	0.076	
5.00	0.018	0.021	0.024	0.027	0.030	0.033	0.044	0.050	0.055	0.057	0.059	0.060	0.061	0.061	
6.00	0.013	0.015	0.017	0.020	0.022	0.024	0.033	0.039	0.043	0.046	0.048	0.049	0.050	0.050	
7.00	0.009	0.011	0.013	0.015	0.016	0.018	0.025	0.031	0.035	0.038	0.040	0.041	0.042	0.042	
8.00	0.007	0.009	0.010	0.011	0.013	0.014	0.020	0.025	0.028	0.031	0.033	0.035	0.036	0.036	
9.00	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011	0.016	0.020	0.024	0.026	0.028	0.030	0.031	0.031	
10.00	0.005	0.006	0.007	0.007	0.008	0.009	0.013	0.017	0.020	0.022	0.024	0.026	0.027	0.027	

NB / T 35023 — 2014

- I、II、III、IV角点  $M$  下的附加应力系数之和, 见图 N.0.4-2 (a)。
- 2 矩形荷载边上任意点  $M$  下的附加应力系数等于矩形荷载面 I、II 角点  $M$  下的附加应力系数之和, 见图 N.0.4-2 (b)、(c)。
- 3 矩形荷载面外任意点  $M$  下的附加应力系数等于矩形荷载面  $Mhbf$ 、 $Mfcg$  之和与  $Mhae$ 、 $Medg$  之和的差值, 见图 N.0.4-2 (d)、(e)。

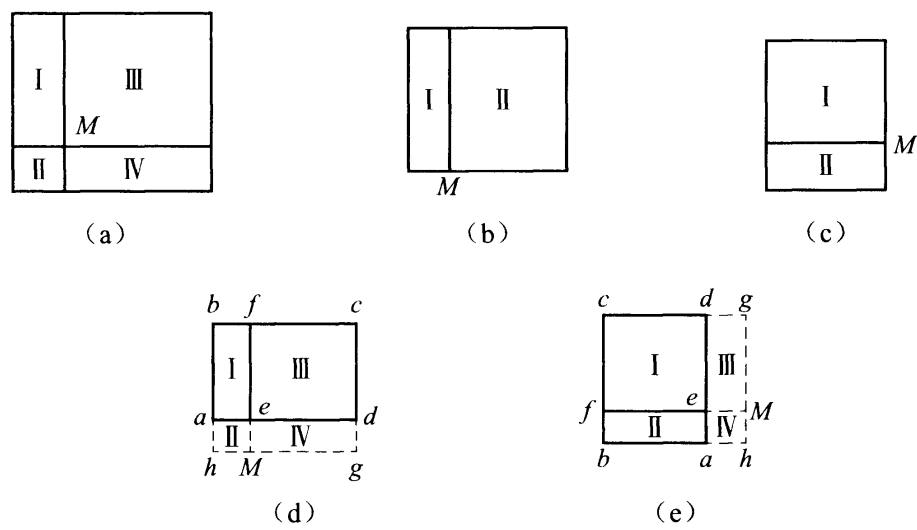


图 N.0.4-2 矩形基础竖向均布荷载面内任意点  $M$  下计算示意图

**N.0.5** 矩形基础受竖向三角形分布荷载作用时角点下的附加应力计算示意图见图 N.0.5 (a) 或 (b); 附加应力可按式 (N.0.5-1) 或式 (N.0.5-2) 计算; 附加应力系数可按式 (N.0.5-3) 或式 (N.0.5-4) 计算求得, 也可由表 N.0.5-1 或表 N.0.5-2 查得。

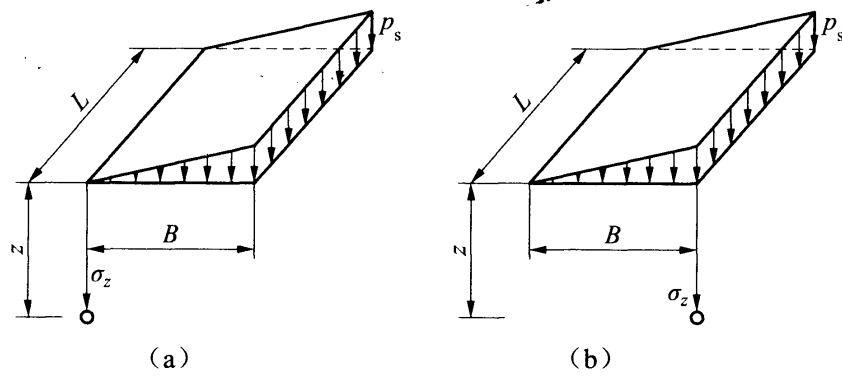


图 N.0.5 矩形基础竖向三角形分布荷载角点下计算示意图

或 
$$\sigma_z = K_5 p_s \tag{N.0.5-1}$$

或 
$$\sigma_z = K'_5 p_s \tag{N.0.5-2}$$

$$K_5 = \frac{m_1 n}{2\pi} \left[ \frac{1}{\sqrt{m_1^2 + n^2}} - \frac{n^2}{(1 + n^2)\sqrt{1 + m_1^2 + n^2}} \right] \tag{N.0.5-3}$$

或 
$$K'_5 = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{m_1 n}{\sqrt{1 + m_1^2 + n^2}} \left( \frac{1}{m_1^2 + n^2} + 1 \right) + \arctan \frac{m_1}{n\sqrt{1 + m_1^2 + n^2}} - \frac{m_1 n}{\sqrt{m_1^2 + n^2}} \right] \tag{N.0.5-4}$$

式中：  $K_5$ 、  $K'_5$  ——矩形基础受竖向三角形分布荷载作用时角点下的附加应力系数。



NB / T 35023 — 2014

表 N.0.5-1 附加应力系数  $K_5$

$n = \frac{z}{B}$	$m_1 = \frac{L}{B}$																	
	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	0.80	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.20	0.022	0.28	0.030	0.030	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031
0.40	0.027	0.042	0.049	0.052	0.053	0.054	0.055	0.055	0.055	0.055	0.055	0.055	0.055	0.055	0.055	0.055	0.055	0.055
0.60	0.026	0.045	0.056	0.062	0.065	0.067	0.068	0.069	0.069	0.070	0.070	0.070	0.070	0.070	0.070	0.070	0.070	0.070
0.80	0.023	0.042	0.055	0.064	0.069	0.072	0.074	0.075	0.076	0.076	0.077	0.078	0.078	0.078	0.078	0.078	0.078	0.078
1.00	0.020	0.038	0.051	0.060	0.067	0.071	0.074	0.075	0.077	0.077	0.079	0.079	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080	0.080
1.20	0.017	0.032	0.045	0.055	0.062	0.066	0.070	0.072	0.074	0.075	0.077	0.078	0.078	0.078	0.078	0.078	0.078	0.078
1.40	0.015	0.028	0.039	0.048	0.055	0.061	0.064	0.067	0.069	0.071	0.074	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075
1.60	0.012	0.024	0.034	0.042	0.049	0.055	0.059	0.062	0.064	0.066	0.070	0.071	0.071	0.071	0.071	0.072	0.071	0.072
1.80	0.011	0.020	0.029	0.037	0.044	0.049	0.053	0.056	0.059	0.060	0.065	0.067	0.067	0.067	0.067	0.068	0.068	0.068
2.00	0.009	0.018	0.026	0.032	0.038	0.043	0.047	0.051	0.053	0.055	0.061	0.062	0.063	0.063	0.063	0.064	0.064	0.064
3.00	0.005	0.009	0.014	0.018	0.021	0.025	0.028	0.031	0.033	0.035	0.042	0.045	0.046	0.047	0.047	0.047	0.048	0.048
4.00	0.003	0.005	0.008	0.011	0.013	0.015	0.018	0.020	0.022	0.023	0.029	0.033	0.035	0.036	0.036	0.037	0.037	0.037
5.00	0.002	0.004	0.005	0.007	0.009	0.010	0.012	0.013	0.015	0.016	0.021	0.025	0.027	0.028	0.029	0.030	0.030	0.030
6.00	0.001	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.009	0.010	0.011	0.012	0.016	0.019	0.021	0.023	0.024	0.024	0.025	0.025
7.00	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.006	0.007	0.008	0.009	0.012	0.015	0.017	0.019	0.020	0.020	0.021	0.021
8.00	0.001	0.001	0.002	0.003	0.004	0.004	0.005	0.006	0.006	0.007	0.010	0.012	0.014	0.015	0.017	0.017	0.018	0.018
9.00	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.005	0.005	0.006	0.008	0.010	0.012	0.013	0.014	0.015	0.015	0.016
10.00	0.000	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.004	0.005	0.007	0.008	0.010	0.011	0.012	0.013	0.013	0.014

表 N.0.5-2 附加应力系数  $K_5$

$n = \frac{z}{B}$	$m_1 = \frac{L}{B}$																	
	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	0.80	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00
0.00	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
0.20	0.182	0.212	0.217	0.218	0.218	0.218	0.218	0.219	0.219	0.219	0.219	0.219	0.219	0.219	0.219	0.219	0.219	0.219
0.40	0.109	0.160	0.178	0.184	0.187	0.188	0.189	0.189	0.189	0.189	0.189	0.189	0.189	0.189	0.189	0.189	0.189	0.189
0.60	0.070	0.116	0.141	0.152	0.157	0.160	0.162	0.163	0.163	0.164	0.164	0.164	0.164	0.164	0.164	0.164	0.164	0.164
0.80	0.048	0.085	0.109	0.123	0.131	0.136	0.138	0.140	0.141	0.141	0.142	0.143	0.143	0.143	0.143	0.143	0.143	0.143
1.00	0.035	0.064	0.085	0.100	0.109	0.114	0.118	0.120	0.122	0.123	0.124	0.125	0.125	0.125	0.125	0.125	0.125	0.125
1.20	0.026	0.049	0.067	0.081	0.090	0.096	0.101	0.104	0.106	0.107	0.110	0.110	0.110	0.110	0.111	0.111	0.111	0.111
1.40	0.020	0.039	0.054	0.066	0.075	0.082	0.086	0.090	0.092	0.094	0.097	0.098	0.098	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099
1.60	0.016	0.031	0.044	0.055	0.063	0.070	0.074	0.078	0.081	0.083	0.087	0.088	0.089	0.089	0.089	0.089	0.089	0.089
1.80	0.013	0.025	0.036	0.046	0.053	0.060	0.064	0.068	0.071	0.073	0.078	0.080	0.080	0.080	0.081	0.081	0.081	0.081
2.00	0.011	0.021	0.030	0.039	0.046	0.051	0.056	0.060	0.063	0.065	0.071	0.073	0.073	0.073	0.074	0.074	0.074	0.074
3.00	0.005	0.010	0.015	0.019	0.023	0.027	0.030	0.033	0.036	0.038	0.045	0.048	0.050	0.050	0.051	0.051	0.051	0.051
4.00	0.003	0.006	0.009	0.011	0.014	0.016	0.019	0.021	0.023	0.024	0.031	0.034	0.036	0.037	0.038	0.038	0.039	0.039
5.00	0.002	0.004	0.006	0.007	0.009	0.011	0.012	0.014	0.015	0.017	0.022	0.026	0.028	0.029	0.030	0.030	0.031	0.031
6.00	0.001	0.003	0.004	0.005	0.006	0.008	0.009	0.010	0.011	0.012	0.016	0.020	0.022	0.023	0.024	0.025	0.025	0.026
7.00	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.007	0.008	0.009	0.013	0.015	0.017	0.019	0.020	0.021	0.021	0.022
8.00	0.001	0.001	0.002	0.003	0.004	0.004	0.005	0.006	0.006	0.007	0.010	0.012	0.014	0.016	0.017	0.017	0.018	0.018
9.00	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.005	0.005	0.006	0.008	0.010	0.012	0.013	0.014	0.015	0.016	0.016
10.00	0.000	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.004	0.005	0.007	0.008	0.010	0.011	0.012	0.013	0.014	0.014

NB / T 35023 — 2014

表 N.0.6 附加应力系数  $K_6$

$n = \frac{z}{B}$		$m_1 = \frac{L}{B}$																	
		0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	0.80	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00
0.00		0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159	0.159
0.20		0.111	0.140	0.148	0.151	0.152	0.152	0.153	0.153	0.153	0.153	0.153	0.153	0.153	0.153	0.153	0.153	0.153	0.153
0.40		0.067	0.105	0.122	0.129	0.133	0.136	0.136	0.136	0.137	0.137	0.137	0.137	0.137	0.137	0.137	0.137	0.137	0.137
0.60		0.043	0.075	0.093	0.104	0.109	0.112	0.114	0.115	0.116	0.116	0.117	0.117	0.117	0.117	0.117	0.117	0.117	0.117
0.80		0.029	0.053	0.069	0.080	0.086	0.090	0.092	0.094	0.095	0.096	0.097	0.097	0.097	0.097	0.097	0.097	0.097	0.097
1.00		0.020	0.038	0.051	0.060	0.067	0.071	0.074	0.075	0.075	0.077	0.079	0.079	0.079	0.079	0.080	0.080	0.080	0.080
1.20		0.014	0.027	0.038	0.046	0.051	0.055	0.058	0.060	0.062	0.062	0.065	0.065	0.065	0.064	0.065	0.065	0.065	0.065
1.40		0.010	0.020	0.028	0.035	0.040	0.043	0.046	0.048	0.049	0.051	0.053	0.053	0.054	0.054	0.054	0.054	0.054	0.054
1.60		0.008	0.015	0.021	0.027	0.031	0.034	0.037	0.039	0.040	0.041	0.044	0.044	0.045	0.045	0.045	0.045	0.045	0.045
1.80		0.006	0.011	0.017	0.021	0.024	0.027	0.029	0.029	0.031	0.033	0.034	0.036	0.037	0.037	0.037	0.038	0.038	0.038
2.00		0.005	0.009	0.013	0.016	0.019	0.022	0.024	0.025	0.027	0.028	0.030	0.031	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032
3.00		0.002	0.003	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011	0.012	0.014	0.015	0.015	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016
4.00		0.001	0.001	0.002	0.003	0.003	0.004	0.004	0.005	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009
5.00		0.000	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.005	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006
6.00		0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004
7.00		0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
8.00		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
9.00		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
10.00		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001

**N.0.6** 矩形基础受水平向均布荷载作用时角点下的附加应力计算示意图见图 N.0.6；附加应力可按式（N.0.6-1）计算；附加应力系数可按式（N.0.6-2）计算求得，也可由表 N.0.6 查得。

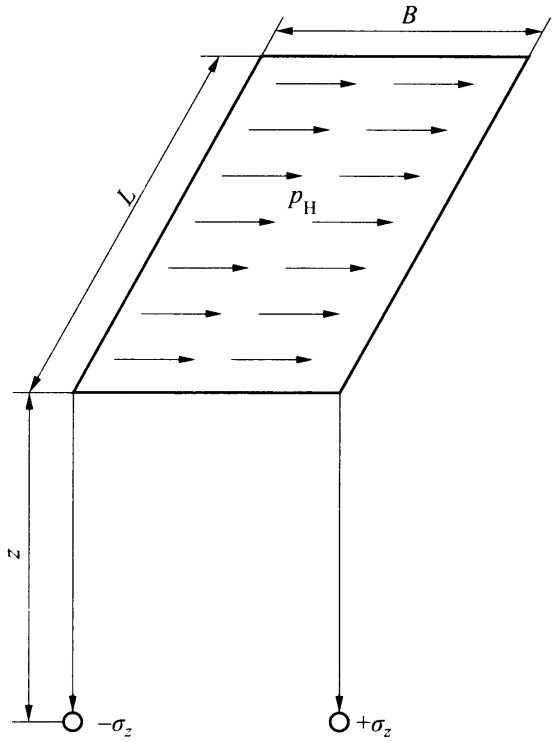


图 N.0.6 矩形基础水平向均布荷载角点下计算示意图

$$\sigma_z = K_6 p_H \tag{N.0.6-1}$$

$$K_6 = \frac{m_1}{2\pi} \left[ \frac{1}{\sqrt{m_1^2 + n^2}} - \frac{n^2}{(1 + n^2)\sqrt{1 + m_1^2 + n^2}} \right] \tag{N.0.6-2}$$

式中：  $K_6$  ——矩形基础受水平向均布荷载作用时角点下的附加应力系数。

## NB / T 35023 — 2014

### 本规范用词说明

**1** 为便于在执行本规范条文时区别对待,对要求严格程度不同的用词说明如下:

1) 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”。

2) 表示严格,在正常情况下均应这样做的:

正面词采用“应”,反面词采用“不应”或“不得”。

3) 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”。

4) 表示有选择,在一定条件下可以这样做的,采用“可”。

**2** 条文中指明应按其他有关规范执行的写法为:“应符合……的规定”或“应按……执行”。

## 引 用 标 准 名 录

- 《建筑抗震设计规范》 GB 50011
- 《水利发电工程地质勘察规范》 GB 50287
- 《土工合成材料应用技术规范》 GB 50290
- 《国家一、二等水准测量规范》 GB/T 12897
- 《电力工程地基处理技术规范》 DL/T 5024
- 《水利水电工程钢闸门设计规范》 DL/T 5039
- 《水工混凝土结构设计规范》 DL/T 5057
- 《水工建筑物抗震设计规范》 DL 5073
- 《水工建筑物荷载设计规范》 DL 5077
- 《水工建筑物抗冰冻设计规范》 DL/T 5082
- 《水电水利工程启闭机设计规范》 DL/T 5167
- 《混凝土坝安全监测技术规范》 DL/T 5178
- 《水工建筑物抗冲磨防空蚀混凝土技术规范》 DL/T 5207
- 《混凝土坝安全监测资料整编规程》 DL/T 5209
- 《大坝安全监测自动化技术规范》 DL/T 5211
- 《水电水利工程振冲法地基处理技术规范》 DL/T 5214
- 《水电水利工程土工试验规程》 DL/T 5355
- 《碾压式土石坝设计规范》 DL/T 5395
- 《水电水利工程坝址工程地质勘察技术规程》 DL/T 5414
- 《混凝土坝监测仪器系列型谱》 DL/T 948
- 《建筑桩基技术规范》 JGJ 94
- 《公路桥涵设计通用规范》 JTG 060



中华人民共和国能源行业标准

水 闸 设 计 规 范

**NB / T 35023 — 2014**

代替 SD 133 — 1984

条 文 说 明



**NB / T 35023 — 2014**

# 修 订 说 明

《水闸设计规范》NB/T 35023—2014，经国家能源局 2014 年 6 月 29 日以第 4 号公告批准发布。

本规范是在《水闸设计规范（试行）》SD 133—1984 的基础上修订而成的，上一版的主编单位是江苏省水利勘测设计院，主要起草人是沈潜民、陈登毅、程美中。

在本规范的修订过程中，编制组经广泛调查研究，认真总结我国山区、丘陵区水电工程建设中水闸建设的实践经验，参考了国内先进技术法规、技术标准，并在广泛征求意见的基础上，修订了本规范。

为便于广大设计、施工、科研、学校等单位有关人员在使用本规范时能正确理解和执行条文规定，《水闸设计规范》编制组按章、节、条顺序编制了本规范的条文说明，对条文规定的目的、依据及执行中需注意的有关事项进行了说明。但是，本条文说明不具备与规范正文同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握规范规定的参考。

目 次

1 总则..... 156

3 闸址选择..... 157

4 总体布置..... 160

    4.1 枢纽布置 ..... 160

    4.2 闸室布置 ..... 164

    4.3 防渗排水布置 ..... 174

    4.4 消能防冲布置 ..... 179

    4.5 两侧连接布置 ..... 184

    4.6 上、下游河道整治 ..... 185

5 水力设计 ..... 187

6 防渗排水设计 ..... 197

7 结构设计 ..... 206

    7.1 一般规定 ..... 206

    7.2 荷载计算及组合 ..... 209

    7.3 闸室稳定性计算 ..... 213

    7.4 导墙、连接坝稳定性计算 ..... 223

    7.5 结构应力分析 ..... 223

    7.6 结构抗震设计及措施 ..... 229

8 地基计算及处理设计 ..... 232

    8.1 一般规定 ..... 232

    8.2 地基整体稳定性计算 ..... 236

    8.3 地基沉降计算 ..... 241

    8.4 地基处理设计 ..... 245

## NB / T 35023 — 2014

# 1 总 则

**1.0.1~1.0.2** 本次修订是在原《水闸设计规范（试行）》SD 133—1984 的基础上，结合近二十多年来我国西部地区水电工程建设中水闸建设的实践经验而对原规范进行修订的。

原规范所规定的适用范围为平原区大、中型工程中的 1 级、2 级、3 级水闸，山区、丘陵区的水闸设计只是参照使用；该规范编制所参照的很多都是我国平原区的工程，其挡水高度均在 10m 左右。目前，国内很多水电站的水闸都是修建在山区、丘陵区的河道上，其挡水高度基本都大于 10m。所以本规范修订的目的是为了适应山区、丘陵区水闸工程建设的需要，统一山区、丘陵区水闸设计标准和技术要求，进一步提高水闸设计水平，更全面地反映我国山区、丘陵区河流水闸设计的特点，使我国水电工程的水闸建设更加符合安全适用、经济合理、技术先进、确保质量、节能环保的要求。

### 3 闸 址 选 择

**3.0.1** 水闸的闸址选择，除了考虑水能的梯级开发外，还应从流域供水、生态、防洪、水土保持、环境保护等方面考虑，应符合河流流域综合规划要求。设计所需的各项基本资料主要包括闸址的水文、气象、泥沙、地形、地质、试验资料、工程施工条件及运行要求、所在地区生态环境、社会经济状况和移民等。水文资料主要指所在河流水位、流量、泥沙、冰情资料等。气象资料主要指所在地区或相邻地区的降雨、气温、风向、风力资料等。地形资料主要指闸址地区地形图，包括上、下游河道水下地形图和河道纵、横断面图资料等。地质资料主要是指工程区的工程地质、水文地质、地震烈度资料等。试验资料主要是指岩石试验、土工试验、水工模型试验资料等。工程施工条件主要是指材料来源、对外交通运输、施工机具设备、水电供应条件等。

闸址选择时应根据工程特性、结合工程地区环境特点，综合考虑水生物、动植物、水文情势及水质、水土流失、社会环境，以及建设期“三废”排放等。

当在有梯级开发要求的河流上进行闸址选择时，应综合考虑上下梯级的闸址位置、工程量、投资、电能指标等因素。引水式电站在进行电能电量指标计算时，应根据流域特点，河流生态环境保护、下游景观及各类用水要求，并保证下放合理的生态流量。

**3.0.2～3.0.3** 水闸闸址的地质条件，对闸址的选择非常重要。考察已建水闸工程的失事原因，多为闸址地质条件不好，或虽经人工处理，但没有处理好造成的。

闸址及近闸岸坡的稳定性对水闸建成后运行期的影响很大，如有不稳定塌滑体，必须进行处理。当处理需要很大的工程量时，

## NB / T 35023 — 2014

在闸址选择时则宜避开大体积的塌滑体。

闸址宜优先选择地质条件良好的天然地基，最好选择新鲜完整的岩石地基，或承载力大、抗剪强度高、压缩性低、透水性小、抗渗稳定性好的土质地基。如果在规划闸址范围内确实选不到地质条件良好的天然地基，且又没有其他选择余地时，只有采用人工处理地基，但往往造价增加，施工难度加大，工期延长。山区、丘陵区水闸建在土质地基上，一般遇到的基础问题有承载力不够、压缩变形大、地基液化或渗漏、不稳定等。这些问题目前均能通过一定的工程措施予以处理，但会增加工程投资，在闸址选择时，应尽量避免采用不良地基作为水闸基础。

**3.0.4~3.0.5** 泄洪闸和冲沙闸一般均横跨天然河道布置，又称为拦河闸，主要用来壅高水位，控制流量，并可获得一定水库容积，以满足发电、灌溉、航运等要求，同时也承担调节闸前水位及泄洪、冲沙的任务。闸址宜选择在河道顺直、河势相对稳定的河段，使过闸水流平顺、单宽流量分布均匀，以减小对下游的冲刷。如拦河闸与进水闸的位置相邻近，且又有引水防沙、排沙要求时，闸址宜选择在弯道河段，进水闸布置在弯曲河道顶点的下游凹岸，拦河闸紧靠进水闸下游，靠进水闸的边孔宜布置成冲沙闸，有利于进水闸门前的冲沙。

进水闸主要是引水发电、灌溉、供水的引水控制闸，保证在任何情况下都能引到需要的流量，布置时应充分利用弯道环流作用，有利于促使水、沙分离，引水排沙，以减少引入水量中的含沙量和进水口前泥沙的淤积。

**3.0.6** 闸址选择应充分考虑河道的河势变化特性，充分估计建闸后对原河道产生的不利影响。闸址宜选择在过闸水流流态平顺及河床、岸坡稳定的河段，尽量避免发生波状水跃或折冲水流，防止有害的冲刷和淤积。还应考虑当下游有重要的工程或设施（如城镇、桥梁、居民点等）时，将可能由于河道的冲刷及淤积等影响，增加疏浚和防护费用等问题。

**3.0.8** 铁路和 1、2 级公路桥梁是重要的交通工程,在其附近建闸,特别当桥梁在闸址下游时应考虑过闸水流对其桥墩的冲刷影响。根据已建大、中型水闸工程的调查资料,在一般情况下,消力池、护坦或海漫末端距桥的距离不宜小于 100m,最终尚应根据下游消能防冲计算或水工模型试验确定,应尽量减小水闸水流下泄时对桥的影响。3、4 级公路桥的要求不受此条限制,并且可在不影响水闸运行的情况下尽量与水闸结合考虑。

**3.0.9** 本条是基于国内外已有水工建筑物震害和工程抗震实践经验及对“5·12”汶川地震位于主震区的水闸工程的经验总结提出的。

位于“5·12”汶川地震震中区的映秀湾、耿达、渔子溪 I 级电站的闸坝由于坝址避开了活动断裂带,按规范的要求进行了地震设防,工程均未出现溃坝破坏。

在狭窄山区的场址选择和建筑物布置时,应尽量避免避开高陡边坡,防止地震时坡面滚石、局部垮塌对下部建筑物的破坏;应考虑安全通道、避难场地、应急电源等布置。

在“5·12”汶川地震中,由于太平驿电站进水口、耿达电站两岸边坡高陡,位于边坡下的闸坝上部建筑物,如排架、房屋、地下洞室进出口及地面沉沙池均被滚石或大量的垮塌土石砸坏或掩埋。

## NB / T 35023 — 2014

# 4 总 体 布 置

## 4.1 枢 纽 布 置

**4.1.1** 水闸枢纽一般视工程的不同综合利用功能,分别由泄洪闸、冲沙闸、进水闸、船闸、泵站及水电站厂房(河床式电站)等组成。枢纽布置应根据闸址地形、地质、水流等条件及该枢纽各建筑物的功能、特点、运用要求,合理安排好水闸与枢纽其他建筑物的相对位置,布置应紧凑协调,以发挥整个枢纽工程的作用。例如,以引水发电或为生产、生活、农田灌溉用水兴建的水闸,其枢纽布置不仅应考虑拦河闸的位置,而且往往要优先考虑进水闸的位置,以满足能引到足够的流量,并要防止泥沙对进水闸等的影响。又如,位于较开阔河道上的河床式电站,兼有通航要求时,其枢纽布置宜结合泄洪、发电、冲沙和航运的要求来综合考虑各个建筑物位置;一般情况下拦河水闸和发电厂房宜布置在主河道,并且泄洪闸有足够的泄水前沿宽度;电站厂房宜布置在进口泥沙淤积较少的一岸,且尾水出流顺畅;船闸宜布置在岸边,要求进出口水流平顺,流速应符合相关规范要求,并应考虑水闸泄水、厂房发电水流的影响。

**4.1.3** 为了保证进水闸有足够的引水量,减少闸前泥沙淤积或被挟带入进水口,在无坝引水时,引水角不宜超过  $30^{\circ}$ 。

根据水工模型试验和原型观测资料分析,进水闸进口水流状况主要与引水角的大小有关。引水角越小,进水口前沿宽度越长,进水口水流转弯越平缓,土建工程量越大;引水角越大,进水口水流转弯越急,水流的收缩程度越剧烈,不但增大了闸上的水头损失,而且由于进口水流流速分布不均匀,容易造成闸上和闸下



的局部冲刷。同时，引水角越大，进水口附近由于横向比降引起的横向环流越显著，使推移质泥沙带进口门前越多，进水口上端的淤积情况也越严重。根据苏联《引水道式水电站的开敞式进水闸设计规范》TY24-109—1949 的建议，对于过闸水位差大于 0.2m 的进水闸，其引水角不宜大于  $30^\circ$ ，并尽可能将引水角定得小些。对于过闸水位差小于 0.2m 的进水闸，其引水角可按式(4-1)计算：

$$\delta = \cos^{-1} \frac{v_0}{v_1} \quad (4-1)$$

式中： $\delta$ ——引水角 ( $^\circ$ )；

$v_0$ ——引水口外的河道流速 (m/s)；

$v_1$ ——引水口内的渠道流速 (m/s)。

通常取  $v_1 > v_0$ ，即  $0 < \frac{v_0}{v_1} < 1$ ，则  $90^\circ > \delta > 0^\circ$ ，因此引水角

$\delta$  通常为锐角。

引水角的确定，还与引水道的引水比（即引水量与河道来水量的比值）有关。苏联 TY24-109—1949 中指出，布置在河流弯道凹岸的进水闸，当引水比小于 25% 时，可以完全防止推移质泥沙进入引水渠道。我国一些引水工程试验研究证实，当清水河流上引水工程的引水比超过 50% 或多泥沙河流上引水比超过 30% 时，即使将引水工程布置在河流弯道凹岸，仍不能完全防止推移质泥沙被挟带入渠。在此情况下，宜在引水工程前设置拦沙槛，并在其相邻位置设置冲沙闸；这样既可保证引水工程有足够的引水量，又可防止推移质泥沙被挟带入渠。因此，在布置进水闸时，对其引水角的确定应特别慎重。

当建拦河闸坝壅高闸前水位引水时，宜采用正向布置泄洪闸、冲沙闸，侧向布置进水闸的方式。从引水角度考虑，引水角越小，越有利于引水，但对多泥沙河流应进行综合考虑后确定。《水电站进水口设计规范》DL/T 5398—2007 中建议引水角为  $70^\circ \sim 75^\circ$



## NB / T 35023 — 2014

(按泄洪闸、冲沙闸轴线与进水口闸轴线或拦砂坎前缘的交角为  $110^{\circ} \sim 105^{\circ}$ ), 目前我国西部山区建成的引水式电站很多都是采用的这一数值。

**4.1.4** 将进水闸布置在弯道河段上是为了充分利用弯道环流作用, 在弯道顶点下游处的环流强度最大, 将进水闸布置在此处, 对引水防沙是最有利的, 2000 多年前建成的四川都江堰水利工程的宝瓶口即运用了这个原理。

弯道河段进水闸宜选择在弯道凹岸顶点的稍偏下游处。在一般情况下, 进水闸引水口的具体位置可参考式 (4-2) 计算:

$$L = KB \sqrt{\frac{4R}{B} + 1} \quad (4-2)$$

式中:  $L$  ——引水口至弯道起点的距离 (m);

$R$  ——弯道河段中心线的弯曲半径 (m);

$B$  ——弯道前直线河段河槽宽度 (m);

$K$  ——系数, 一般取  $0.6 \sim 1.0$ 。

在选择枢纽位置时还需考虑地形地质条件、引水道、沉沙池等布置。实际工程经验表明, 弯道环流强度过大也会产生不利的影响。例如, 凹岸下游冲刷强烈, 将导致泄洪闸、冲沙闸前水位横比降大, 闸孔泄流能力很不均匀, 位于凸岸的闸孔泄流量小, 并且闸前闸后极易淤积。这些在设计布置时都应给予充分考虑。

收集的资料表明, 个别工程由于受河流梯级衔接、地形地质条件、引水线路布置等影响, 将进水闸布置在凸岸, 平武木座电站、乐山玉林桥电站既是如此布置。其引水防沙问题只能在运行中通过设置水库汛期运行水位、调整闸孔开启顺序、避沙峰停电敞泄冲沙和定期停电敞泄冲沙解决。即使如此, 进水闸的分沙比还是较大, 且过多的停电敞泄冲沙对电站的发电量损失也较大。

**4.1.5** 在多泥沙河流上, 宜在进水闸附近下游侧布置冲沙闸或泄洪闸, 以冲排进水闸前面的沉积泥沙。根据已建工程经验, 宜按正向泄洪、冲沙, 侧向取水的格局进行枢纽布置; 在进水闸前设

置束水墙、导沙坎等工程措施，并与冲沙闸一道组成引水防沙、排沙的防线，以解决进水闸前泥沙沉积带来的淤堵问题。

**4.1.6** 当河道上污物较多，闸前排污困难，宜在靠近进水闸（取水闸）和冲沙闸附近设置开敞式排污闸，平时用闸门挡水。堰顶高程宜低于最低运行水位 1m~3m，闸室宽度为 2m~5m。通过排污闸的水流一般用较陡的泄槽与下游河道衔接，应注意考虑下游的消能措施。

**4.1.8** 当水闸有过鱼要求时，可结合水闸导墙等布置鱼道。鱼道进口一般设置在鱼类回游和集群的地方，但附近的水流不应有漩涡、水跃等扰动水流。鱼道下泄水流宜与河道斜交，使鱼类容易找到上溯进口；鱼道出口不宜紧靠泄洪闸，以免上溯鱼类再被冲至下游。

**4.1.9** 引水式水电站拦河闸与厂房之间的河道在枯水期会形成脱水段，从下游景观、用水、生态环境保护等方面考虑，应从拦河闸上游泄放一定流量的水到下游，以满足下游景观及生态用水要求，下泄流量值应视工程具体情况，按有关规定确定。当下泄流量不大时，可从闸墩或两岸连接挡水坝中布置生态放水管；当下泄流量较大时，可设置专用的闸孔泄放。无论采用何种下泄设施，均应做好下游的消能防冲保护。

**4.1.10** 根据“5·12”汶川地震的经验，在水闸枢纽布置时应充分考虑安全通道、避难场地、应急电源和通信设施的布置；对于泄水建筑物的金属结构设备，应有专用应急电源，并应选择相对安全的位置安放。

**4.1.11** 水工模型试验是研究和验证水闸泄水能力、下游消能防冲和上、下游冲淤状况，以及整个枢纽工程水流条件的方法，多泥沙河流水闸工程的引水防沙一般也需通过模型试验验证。但进行水工模型试验需要一定的时间和经费，因此本规范只规定在大型水闸及水流流态复杂的中型水闸的枢纽布置，应经水工模型试验验证。模型试验的范围，除包括水闸上游至进水闸和下游护坦、

## NB / T 35023 — 2014

海漫以内的范围外，还包括上述范围以外有可能产生淤积、冲刷的河段。一般在流量不大，同一河流上下游已有投入运行的相似水闸，或若有边界条件相似的工程可借鉴的中型工程，可借鉴其经验，不做模型试验。

### 4.2 闸室布置

#### 4.2.1 闸室结构有开敞式、胸墙式、涵洞式和双层式等形式。

开敞式闸室也称堰流式闸室，其特点是闸门全开时，过闸水流具有自由水面，超泄能力较强，对于洪水流量较大，且河道上游有大量漂浮物过闸时宜采用这种形式，以免造成闸孔阻塞。

胸墙式和涵洞式闸室其特点是闸门全开时，过闸水流只能从胸墙下的孔口下泄。一般在挡水高度较高，洪水流量不大，最高泄水水位低于正常蓄水位，为了减小闸门高度，节省金属结构投资或者需要限制单宽流量时，采用这种形式的闸室较合适。当河道有漂浮物排泄要求，采用此种闸室形式时，其最高泄水水位宜低于孔口顶高程。

双层式闸室是一种分上、下两层分别装设闸门，既有表层泄流能力，又具有底层泄流能力的闸室结构形式。其泄流特点是开启上层闸门时可利用表层泄放洪水和漂浮物；开启下层闸门时可利用底层泄流冲走闸前淤积的泥沙。若挡水高度较大，且泄水水位较高时，可采用此种闸室形式。但该种闸室布置结构复杂，上、下两层共用一个泄水通道，消能复杂，闸门控制麻烦。例如，葛洲坝工程大江泄洪闸的闸室结构布置，上层为活动胸墙式的挡水闸门，下层为弧形工作闸门。当只开下层弧形闸门时为胸墙式孔流，当上、下闸门全开时为开敞式闸室。采用平面胸墙式闸门和弧形闸门联合挡水，平面闸门和弧形闸门将闸门推力一分为二，可减少闸门推力。

4.2.2 整体式闸室结构是在闸墩中间设顺水流向的永久沉降缝，将多孔水闸分成若干闸段，每个闸段一般由 1 个~4 个完整的闸

孔组成。地质条件较差，可能产生不均匀沉降的地基宜采用整体式结构。分离式闸室结构是在闸室底板上设顺水流向永久沉降缝，将多孔水闸分为若干闸段，每个闸段呈倒 T 形或倒刀形，其优点是可减少闸墩的厚度，该结构形式适用于地质条件较好、承载能力较大的地基，一般在岩基上应用较多。

**4.2.3** 闸顶高程通常是指闸室胸墙或闸门挡水线上游闸墩和两岸导墙的顶部高程。由于水闸是兼有挡水和泄水双重作用的水工建筑物，因此闸顶高程应根据挡水和泄水两种运用情况确定。水闸通常是在正常蓄水位条件下关门挡水，由于风力作用，闸前均会出现波浪（立波或破碎波波形），因此闸顶高程不应低于水闸正常蓄水位加波浪计算高度与相应安全超高之和。当水闸泄水，闸前水位达到设计洪水位（或校核洪水位）时，由于流速的影响，水面不会形成较高的波浪，至少不会形成立波波形，因此，闸顶高程不应低于设计洪水位（或校核洪水位）与相应安全超高值之和。由此闸顶高程的确定应同时满足上述挡水和泄水两种情况下的安全保证条件。

水闸在各种工况下的超高值，在过去规范中不是很明确，而且对正常蓄水位时的超高值也没有明确规定。本次修订把确定闸顶高程两种工况下的超高值统一按表 4.2.3 确定。

此外，在确定闸顶高程时，应考虑软弱地基上闸基沉降的影响，可按通常的沉降计算方法计算沉降值，并参照类似条件的已建工程实测沉降值研究确定。对于多泥沙河流上、下游河道冲淤变化引起的水位升高或降低，可根据冲淤计算及河道演变预测资料，并参照同一河流上已建工程的实际经验确定。

**4.2.4** 闸槛高程的确定，不仅对闸孔的形式、尺寸和闸室的稳定性有影响，而且直接关系到整个水闸工程的投资。如果闸槛高程定得较低，可以加大过闸水深和过闸单宽流量，减小闸室总宽度，有利于水闸引水和泄水，但是将增加闸身挡水高度和两岸结构高度，可能增加工程投资，同时增加闸下消能防冲布置的困难，甚

## NB / T 35023 — 2014

至还会带来泥沙淤积，影响泄流能力。

山区、丘陵区河道比降一般较陡，根据近年来一些工程的经验，在确定闸槛高程时，需要考虑进水口引水率、河道推移质来沙量、输沙能力及河床纵向变形特点等因素，闸槛高程不宜低于枯水期河槽的河床平均高程。

如河床纵向变形处于下切阶段，且引水率和推移质含量不大，其闸槛高程宜取为与河床平均高程一致或略高于河床平均高程；在含沙量较大的河道上，当引水率超过 50%，河床纵向变形不属于下切阶段时，闸槛高程宜按高于河床平均高程 1m~2m 考虑；如河道引水比越大，闸槛高程宜越高，以免在下游造成淤积面过高而影响泄水；河床处于冲淤平衡阶段，可适当抬高闸槛高程，按高于河床平均高程 0.5m~1m 考虑；河床处于冲淤淤积阶段，按高于河床平均高程 1m~2m 考虑。

进水闸的闸槛高程一般应比与其相邻的泄洪闸或冲沙闸的闸槛高程高 2m~3m 以上，才有利于引水防沙，当有条件时应尽量取大些。

多孔水闸的各闸孔闸槛高程，多数情况下是相同的，但对复式河床上的多孔水闸，当闸基为岩石或坚硬土层时，可选用高低闸槛（即深、浅闸孔）的布置形式，将低槛闸孔布置在河道深泓部位，将高槛闸孔布置在一侧或两侧。

**4.2.5~4.2.6** 闸孔总净宽的确定，主要由闸址处天然河床宽度、泄水水位的高低、泄水流量的大小来确定。当河道设计洪水（包括校核洪水）流量较大，泄水水位高于正常蓄水位时，闸孔总净宽应尽量取大值，要充分利用河道宽度来布置泄洪闸，同时要求闸室总宽度致与上、下游河道宽度相适应，以减小上游淹没损失和下游冲刷。当河道洪水流量较小，泄水水位低于正常蓄水位，闸孔总净宽可按宣泄常年洪水闸门全开时，上游水位尽量接近河道建闸前天然水位来确定，有利于中、小洪水时水库敞泄冲沙。

闸室孔口尺寸的大小，主要根据闸的使用要求、选用的闸门



结构形式、启闭形式、运输安装条件等因素综合分析确定，并应符合 DL/T 5039 所规定的闸门孔口尺寸系列标准。弧形闸门具有启闭力小、不需要布置较高的启闭机排架、适合闸门局部开启泄水、闸墩侧向无门槽等优点，随着液压启闭机制造技术的日益成熟，目前山区、丘陵区的很多水闸工程上均采用弧形闸门。一般情况下，下游水位不宜淹没弧形闸门支铰，孔口宽度宜在 14m 以下。

当施工导流有要求时，需结合导流明渠的布置确定闸室孔口尺寸。

对于多孔水闸，为了便于闸门的对称开启，使过闸水流均匀，避免发生偏流，造成闸下的局部冲刷，有利于工程的安全运行，闸孔的孔数以采用单数为好。因此，本规范规定，闸孔数少于 8 孔时，宜采用单孔数。

在多泥沙河流上的闸孔总净宽、孔口尺寸及孔数选择还应结合河流泥沙情况、水库淤积、水库冲沙及上游淹没等综合考虑。

**4.2.7** 闸室底板是整个闸室结构的基础，是承受上部结构的重力及荷载，并向地基传递的结构，同时兼有防渗及防冲的作用。因此，闸室底板必须具有足够的整体性、坚固性、抗渗性和耐久性。闸室底板通常都是采用钢筋混凝土结构。

平底板是最常采用的一种底板形式，其构造简单，施工方便，对不同的地基有一定的适应性。优点是当闸室顺水流向永久分缝在闸墩处时，闸室结构整体性好，对地基不均匀沉降的适应性强，且具有较好的抗震性能；缺点是闸墩过多的占了过水宽度，工程量较大，当河道狭窄时因闸墩过多的占了过水尺寸，也会壅高上游水位。闸室顺水流向永久分缝在闸室底板的中间或两侧时，优点是工程量较小，但缺点是底板接缝较多，闸室结构整体性较差，给止水防渗布置和浇筑分块带来不利和麻烦。当在闸室底板中间分缝时，由于底板挑出的悬臂不宜过长，故闸室孔口宽度不宜过大，一般以不大于 8m 为好，基岩地基上可以适当放宽；当在闸

NB / T 35023 — 2014

室底板两侧分缝时，即所谓“大、小底板”，底板挑出的悬臂长度不完全由闸孔宽度的大小来决定，孔宽可以大于 8m。

箱式平底板具有很好的整体性，对地基的不均匀沉降的适应性和抗震性能都很好，缺点是工程量大，施工复杂。在高压缩性软黏土地基上，为了减小地基的不均匀沉降需增大闸室横向刚度，或因承载力不足需加大闸室底板埋置深度时，才采用箱式平底板。当在松软地基上且荷载较大时，如采用箱式平底板，一般可不作地基处理。

低堰底板和折线底板（也称斜底板），在实际工程中应用远不及平底板普遍，而且受力条件较复杂。例如：需要限制单宽流量而闸底建基高程不能抬高，或因地基表层松软需降低闸底高程，或在多泥沙河流上有拦沙要求时，可采用低堰底板；在坚实或中等坚实地基上，当上、下游河底高差较大、闸室底板较长时可采用折线底板，其后部可作为消力池的一部分。

综上所述，闸室底板结构形式是多种多样的，每种结构形式都有其特点和适用条件，要根据地基、泄洪、冲沙等条件选用。

**4.2.8** 闸室底板通常是等厚度的，也可以采用变厚度，后者在地基较坚实的情况下，有利于改善底板的受力条件。四川省部分已建的山区、丘陵区河道上部分水闸的底板厚度统计见表 4-1。

表 4-1 四川省部分水闸闸室尺寸、形式统计

工程名称	闸室水深 (m)	闸孔净宽 (m)	闸高 (m)	闸室顺水流长 (m)	底板形式	底板厚 (m)	坝基情况	建成时间
映秀湾	10.0	14.0	20.0	25.0	平底板	3.5	漂卵石夹砂	1971 年
渔子溪 1 级	22.0	2.5/7.5	27.8	35.0	平底板	4.0	漂卵砾石	1972 年
南桡河 3 级	15.5	2.5/6.0	20.0	25.0	平底板	4.0	漂卵砾石 夹砂	1982 年
耿达	24.0	2.5/7.5	31.5	40.0	平底板	4.0	漂卵砾石	1986 年
太平驿	16.0	12.0	29.1	35.0	平底板	4.0	块碎石夹漂 卵石	1994 年

续表 4-1

工程名称	闸室水深 (m)	闸孔净宽 (m)	闸高 (m)	闸室顺水流长 (m)	底板形式	底板厚 (m)	坝基情况	建成时间
三棵树	12.4	10.0	17.7	24.0	平底板	2.8	含砂漂卵石	2004 年
自一里	15.5	2.5/6.0	20.0	30.0	平底板	2.5	含漂砂卵石碎砾石层夹砾质砂	2004 年
福堂	17.5	12.0	31.0	40.0	平底板	5.0	漂卵石夹砂	2004 年
小天都	32.5	2.5/6.0	39.0	53.0	平底板	5.0	漂卵石夹砂	2005 年
竹格多	15.5	3.0/6.0	19.5	26.0	平底板	2.5	块碎石土	2006 年
金康	13.0	2.5/5.0	20.0	30.0	平底板	5.0	含卵石砾石砂土	2006 年
新政	16.0	12.0	36.6	40.0	平底板	5.0	砂岩、泥岩	2006 年
金银台	18.0	12.0	34.0	35.0	平底板	5.0	砂岩、砂质黏土岩	2006 年
联补	19.5	10.0	27.0	42.0	平底板	5.0	卵石砾石，夹中粗砂	2007 年
木座	17.0	4.5	22.5	31.0	平底板	2.5	漂卵石砾石夹砂	2007 年
玉林桥	11.5	10.0	19.5	28.0	平底板	3.0	亚砂土	2008 年
白溪	13.0	4.0/8.0	17.5	34.0	平底板	2.5	砂卵石层	2008 年
千佛岩	10.0	12.0	20.7	22.5	平底板	4.0	砂岩、泥岩	2008 年
色尔古	28.5	10.0	34.5	40.0	平底板	4.0	含漂卵石砾石	2008 年
双河	10.5	2.5/5.0	15.5	25.0	平底板	2.5	含漂砂卵石砾石	2009 年
阴平	27.5	3.0/6.0	34.0	50.0	平底板	2.5	漂卵石砾石	2009 年
沙湾	16.0	14.0	23.5	40.78	平底板	5.0	砂卵石	2009 年
深溪沟	40.0	7.0	49.5	65.0	平底板	7.0	灰岩	2010 年

注：1 闸室水深为正常蓄水位时的水深；  
 2 闸孔净宽中，斜线上面为冲沙闸，下面为泄洪闸。



**NB / T 35023 — 2014**

**4.2.9** 闸室底板顺水流向长度宜与闸墩长度相等，当需要调整闸室的重心位置以满足地基应力均匀或需要利用上游水重以增加闸室的抗滑稳定性时，闸室底板顺水流向长度可向闸墩上游端或下游端适当加长，但伸出闸墩的悬臂长度一般不宜超过闸室底板厚度。闸室底板顺水流向长度可根据地基条件和上部结构的布置要求，参照已建工程所列数值初步拟定，然后经计算在满足稳定性和地基应力条件下确定。四川省部分已建工程闸室底板顺水流方向长度统计见表 4-1。

**4.2.10** 为了防止和减少由于地基不均匀沉降、温度变化和混凝土干缩引起的裂缝，对于多孔水闸的闸室底板必须沿顺水流向进行分段，即设置若干道顺水流向的永久缝。但分段长度（即顺水流向的缝距）不宜过大，也不宜过小。如分段长度过大，则永久缝的道数虽可减少，但增加了产生裂缝的可能性，同时也会增大底板混凝土浇筑的施工强度；如分段长度过小，则永久缝的道数增多，不仅增加了施工麻烦，也增加了工程造价，而且多设置一道缝，在防渗方面就增加了一个薄弱环节。分段长度主要根据闸室地基条件和结构构造特点，结合考虑采用的施工方法和措施等因素确定。原规范规定“闸室钢筋混凝土底板顺水流向的永久缝（包括沉降缝、伸缩缝）的缝距不宜大于 20m（岩基）或 30m（土基）。缝距超过上列数值时，应作论证”。但实际工程土基上闸室分段长度已有超过了 30m、基岩上闸室分段长度已有超过了 20m，也未出现裂缝（或至少未出现有害裂缝）。本次修订时考虑与 DL/T 5057 保持一致，仍然采用上述规定。

设在闸墩中间的永久缝，通常采用铅直贯通缝；而设在闸室底板上的永久缝，可采用铅直贯通缝，也可采用斜搭缝或齿形（阶梯状）搭接缝。永久缝的宽度，考虑土基上水闸的高度已接近 40m，所以本次规范修改时缝宽调整为 2cm~5cm。当闸室较高时，地基层次多，各层次组成条件复杂，出现不均匀沉降值可能较大，缝宽取值宜取大值。缝内宜填沥青油毡、沥青木板或沥青泡沫板。

**4.2.11** 闸墩是闸门和各种上部结构的支承体，由闸门传来的水压力和上部结构的重力及荷载都通过闸墩传至到闸室底板。闸墩通常是实体的，其纵向刚度很大，可以保证在纵向不会产生显著的变形。一般采用弧形闸门的闸墩要比平面闸门的闸墩长。闸墩上游墩头一般做成半圆形，以减小水流的进口损失；也有做成流线型的，可进一步减小侧向收缩损失。下游墩头宜做成流线型，以利水流扩散。在闸墩长度设计时，除了进行稳定性和应力计算外，还应综合考虑闸门的形式及布置位置、闸顶交通桥的设计布置等。一般情况下闸墩长与底板长相等，或稍短于底板。

**4.2.12** 闸墩的厚度通常是根据结构要求和施工方法确定。弧形闸门的闸墩，因为没有门槽，可采用较小的厚度。平面闸门的闸墩厚度，往往受门槽的深度控制。平面闸门闸墩门槽处的最小厚度，主要是根据结构强度和刚度的需要确定。如采用液压式启闭机，门槽处最小厚度的确定，还要考虑油缸布置的需要。此外，闸墩门槽处最小厚度如果过小，还会增加施工上的困难。因此本规范规定，平面闸门闸墩门槽处的最小厚度不宜小于 0.4m。

大型水闸采用弧形闸门时，当推力过大，普通钢筋混凝土结构不能满足结构强度要求，而闸墩厚度又不能做得太大时，可考虑采用预应力锚索加固闸墩结构的措施。

**4.2.13** 工作闸门门槽应设在闸墩水流较平顺部位，这样可以避免产生因水流流态不好时对闸门运行带来的不利影响。门槽宽深比取 1.6~1.8 是一种较优的槽型，这与 DL/T 5039 有关规定是一致的。检修闸门门槽与工作闸门门槽之间的净距离不宜小于 1.5m，主要是为了满足安装与维修的需要，同时也方便启闭机的布置与运行。

**4.2.15** 在我国水电工程的建设中，随着泄水建筑物泄流量的增大，工作水头的提高，孔口尺寸的增大，弧形闸门所承受的推力也随之加大。弧形闸门推力加大，闸墩的受力也随之加大，而由于受建筑物布置及溢流宽度的限制，闸墩厚度不可能设计得过大，

## NB / T 35023 — 2014

这就势必恶化了闸墩的应力状况。从计算看，在水推力的作用下，弧形闸门支铰附近的闸墩内往往会出现很大的拉应力，采用常规的钢筋混凝土结构解决是较困难的。为了解决此问题，采用预应力闸墩是很好的方法。工程实践证明，在大型弧形闸门的闸墩结构设计中采用预应力闸墩，对改善闸墩的应力状态、限制闸墩的变形、降低工程造价、保证工程安全运行是较为合理的技术措施。

**4.2.16** 弧形闸门具有质量较轻、受力条件好、比相同孔口尺寸平面闸门要求的启闭机容量小、启闭灵活、不需设置门槽及过水顺畅等优点。在挡水高度和闸室孔口尺寸均较大时，需由闸门控制泄水的水闸宜采用弧形闸门。

当永久缝设置在闸室底板上时，由于底板的整体性较差，在地基不均匀沉降的情况下，较易造成闸室底板顶面高低不平，闸墩侧向倾斜等现象，从而改变闸孔形状，使得对闸孔变形很敏感的弧形闸门难以适应，因此宜采用平面闸门。如果采用弧形闸门，宜使用在岩基上的水闸，或者地基承载力较大、挡水高度不高的水闸，但需做好止水和防渗。

弧形闸门支座宜布置在下游最高洪水位以上。当支座布置确有困难时，经论证后，在确保支座安全运行情况下、采取保护措施后，支座也可布置在下游洪水位以下。

对于有排冰要求的水闸，闸室孔口尺寸一般较大，且过流水位以上的净空要求较高，宜采用平面闸门或下卧式弧形闸门。多泥沙河流上的水闸，泥沙的淤积可能给闸门启闭带来困难，因此，不宜采用下卧式弧形闸门。

根据部分已建工程的经验，当河流推移质量较大时，挟沙水流对平面闸门门槽的冲撞磨损影响较大，因此在有条件时宜采用弧形闸门。如采用平面闸门，则应结合门槽设计，对底部一定范围采用专门的保护措施。

**4.2.17** 对于露顶式闸门顶高的确定，在过去工程设计中分两种情况考虑，第一种情况是泄洪闸或冲沙闸，以正常蓄水位加 0.3m~0.5m

的超高作为闸门的顶高。因为泄水时，闸门是要开启的，而且在闸门全部打开以前上游洪水位不会超过正常蓄水位。闸门全开后洪水有可能超过正常蓄水位，此时闸门已不挡水了。第二种情况是开敞式进水闸的露顶闸门，顶高就要按正常挡水位和校核洪水位中两者最高的水位加超高后确定。因为在校核洪水位时进水闸一般是关闭或部分开启，不允许过多的洪水进入引水道。

**4.2.18** 常用的闸门启闭机主要有卷扬式、螺杆式和液压式三种。固定卷扬式启闭机是应用最广泛的一种，其定型产品有两种，一种是卷扬式平面闸门启闭机，另一种是卷扬式弧形闸门启闭机。固定卷扬式启闭机适用于闭门时不需施加压力，且要求在短时间内全部开启的闸门，一般每孔布置一台。螺杆式启闭机一般只适用于闸门尺寸和要求的启闭力都很小的小型水闸。其使用简便，价格便宜。液压式启闭机是一种比较理想的启闭设备，其优点是利用液压原理，可以用较小的动力获得很大的启门力，同时体积小，质量轻，不需要很大的排架机房，其机房、管路及工作桥的工程造价较低；此外，其液压传动比较平稳和安全（有溢流阀，超载时起自动保护作用），并较易实现遥测遥控和自动化。液压式启闭机的缺点是金属加工条件要求较高，加工精度的高低对液压启闭机的使用效果影响较大，同时设计选用时要注意解决闸门起吊同步问题，否则会发生闸门歪斜卡阻现象。目前国内已有多家企业能够制造液压启闭设备，其使用效果较佳，近年来已有越来越多的水闸工程采用了液压式启闭机。

**4.2.19** 在闸室顶部设置胸墙结构，其作用主要是为了减小闸门高度，从而减轻闸门质量和启闭机吨位。胸墙在闸室中的位置总是与闸门位置配合在一起的，一般布置在闸门的上游侧。胸墙采用板式结构时，直接支承在闸墩上；采用板梁式结构时，顶梁和底梁水平支承在闸墩上，板支承在顶梁和底梁上。为了使水流平顺地通过闸孔，减小局部阻力，增大泄流能力，胸墙上游面底部宜做成流线型。胸墙与闸墩的连接方式应与闸室的构造要求相协调。

## NB / T 35023 — 2014

当胸墙高度小于 3m 时，宜用简支式连接，因为简支式结构受力明确、计算简单、施工方便，但闸室整体性差，抗震性不好。对于永久缝设置在底板上的水闸，胸墙与闸墩不宜采用固支式连接，以免由于地基不均匀沉降、支承部位的变形等不利因素产生结构次应力，造成不良后果。

**4.2.20** 对于闸室上部工作桥、检修便桥、交通桥等桥梁与水库水位的相互关系，既要考虑桥梁不能影响闸孔泄流，也需保证桥梁自身的安全。当闸室上部工作桥、检修便桥和交通桥的支座为活动简支支座时，应将支座设置在正常蓄水位以上。

在实际工程中，当闸前最高洪水位高于正常蓄水位，在闸孔下泄洪水，而闸室内位于梁（板）底缘的水面线通过计算或模型试验能确定时，可按梁（板）底缘位置处的水面线高程来确定梁的超高值。

**4.2.21** 本条是针对建在土质松软地基上的水闸需特别注意的事项。一般情况下能避开时，是不宜选择在此类地基上建闸的。在无法避免且范围较大、处理代价太高时，应从闸室结构上考虑采用适合此类地基的闸室形式。

**4.2.22** 本条是按 DL/T 5082 的有关规定，对冻胀土地基上的水闸提出的结构选型布置的要求。

### 4.3 防 渗 排 水 布 置

**4.3.2** 土质地基上闸基防渗长度（又称渗径长度），即铺盖和垂直防渗体等防渗结构及闸室底板与地基的接触线长度，是闸基渗流的第一根流线长度，在以往水闸设计时，习惯采用勃莱法（W.G.Bligh）或莱因法（E.W.Lane）确定。前者用于平底板无垂直防渗体的闸基，后者用于有垂直防渗体或较深齿槽的闸基。勃莱法与莱因法统称渗径系数法（又称直线比例法）。勃莱法认为沿着闸基单位长度消减的水头是相同的，而莱因法认为闸基水平渗径的防渗效能只有垂直渗径的 1/3。勃莱对印度一些闸坝工程（其



中一些工程遭受破坏)和莱因对美国建造在土质地基上的 278 座闸坝工程(其中约有 150 座遭受破坏)进行调查分析后,提出了在各种不同地基条件下的渗径系数,即所谓的勃莱系数和莱因系数,这些系数在早期出版的设计手册之类的文献中都可以查到。勃莱提出的渗径系数只反映了地基土质的不同,没有考虑到地基土层防渗性能的不均匀性及闸基轮廓线布置的复杂性;莱因提出的渗径系数,虽已考虑水平渗径与垂直渗径消减水头的不均匀性,但认为垂直渗径防渗效能与水平渗径防渗效能的比值是一个固定不变的“三倍”关系,这不够全面。实际上,垂直渗径防渗效能与水平渗径防渗效能的比值,应随地基特性、地下轮廓布置形式、垂直渗径长度与水平渗径长度的比值不同而异。此外,渗径系数法计算精度不高,特别是由该方法确定的渗透压力及出逸坡降很不准确,甚至有很大的误差。但是,由于渗径系数法十分简单,在布置闸基地下轮廓线时,用来初步拟定防渗长度,仍然是可取的。

本规范式(4.3.2)作为闸基防渗长度计算公式,在形式上和勃莱法渗径长度计算公式相似,但对允许渗径系数做了修正,改为允许渗透坡降 $[J]$ 。对各类土层允许渗流坡降参考建议值可参见本规范第 6 章的规定。

应该指出,式(4.3.2)主要适于工程规划和预可行性研究阶段初拟闸基防渗长度时使用,在工程可行性研究设计和施工图设计阶段,按式(4.3.2)初拟的闸基防渗长度,应采用改进阻力系数法、二维或三维的数值计算方法等进行校验后确定。

**4.3.3~4.3.6** 无论土质地基还是岩石地基,水闸地下轮廓线布置均应遵照防渗与排水相结合的原则,即在水闸上游侧布置防渗设施,如防渗水平铺盖、垂直防渗体(岩石地基上的水泥灌浆帷幕、土质地基上的混凝土防渗墙和钢筋混凝土板桩等)或截水槽等,用来延长渗径,减小底板渗透压力,降低闸基平均渗透坡降,并不超过规定的允许值。在水闸下游侧布置排水设施,如排水孔(或

**NB / T 35023 — 2014**

排水井、排水沟)和反滤层等,使渗透水流尽快地排走,防止渗流出口处发生渗透变形,并减小底板渗透压力,增加闸室的抗滑稳定性。

粉土、黏土地基不易产生渗流变形,防渗设施多数采用铺盖的形式。铺盖材料可采用钢筋混凝土、黏土等,近年来随着土工合成材料的推广应用,也可采用土工膜防渗材料。采用黏土铺盖时,黏土的渗透系数应比地基上的渗透系数小 100 倍以上。根据试验资料,当两层土渗透系数相差 100 倍以上时,渗透系数小的土层中渗流量可忽略不计,对闸基底的渗透压力分布的影响不超过 5%。当采用土工膜防渗铺盖时,防渗土工膜下部应设垫层,上层应设保护层。

山区、丘陵区的河道大部分土质地基一般为由不同层次的漂石(块石)、卵石(碎石)、砾和砂组成的砂卵砾石层,由于砂性土地基容易产生渗流变形,防渗设施一般都采用水平铺盖和垂直防渗体(混凝土防渗墙、钢筋混凝土板桩、水泥砂浆帷幕,高压喷射灌浆,土工膜垂直防渗等)相结合的布置形式,用来延长渗径,减小底板渗透压力、降低闸基平均渗流坡降;如果只采用铺盖防渗,其长度可能需要很长,非但不经济,而且防渗效果也不理想。因此,一般工程需与垂直防渗体结合使用,才有可能取得最佳效果。垂直防渗体的入土深度应根据渗流计算、工程投资,并结合施工方法确定。目前在山区、丘陵区水电站水闸的设计中较多的采用混凝土防渗墙作为垂直防渗体,其优点是不受地层结构组成的影响,在各种土质地基中都可使用,且造墙深度可达 70m 以上。据较多工程经验,当防渗墙超过 70m 以后,投资和施工工期对方案的选择有一定的影响,因此,部分工程经计算后也采用了在墙下再布置一定深度的水泥灌浆帷幕的措施。钢筋混凝土板桩防渗深度有限,一般在几米深度上使用,在地层中大块石较多时,下桩困难。高压喷射灌浆和水泥砂浆帷幕都受地层可灌性影响,难以达到理想的防渗效果。此外,在地震区粉细砂地基上,

闸室底板下布置的垂直防渗体可构成封闭的结构形式，防止基土流失和可能发生的“液化”破坏，以保证闸室地基的稳定。表 4-2 为四川省部分土质地基上水闸的铺盖及防渗墙设置统计。

当闸基下卧层为承压水层时，为了消减承压水对闸身稳定性的不利影响，必要时可在闸室下游设置深入该承压透水层的排水井，但不允许布置在闸底和两岸防渗段范围内，以避免与闸基防渗和两岸侧向防渗的要求相抵触。

表 4-2 四川省部分土质地基上水闸铺盖及防渗墙设置统计

工程名称	闸室水深 (m)	铺 盖		混凝土防渗墙			坝基情况	建成时间
		长度 (m)	厚度 (m)	厚度 (m)	深度 (m)	形式		
映秀湾	10	70.0	2.0	0.7	27.0	悬挂式	漂卵石夹砂	1971 年
渔子溪 1 级	22.0	20.0	2.0	0.8	32.0	悬挂式	漂卵砾石	1972 年
南桤河 3 级	15.5	15.5	3.0	0.8	21.0	全封闭	漂卵砾石夹砂	1982 年
耿达	24.0	20.0	2.0	0.8	51.5	全封闭	漂卵砾石	1986 年
自一里	15.5	35.0	2.0	0.8	34.0	悬挂式	含漂砂卵碎砾石层夹砾质砂	2004 年
福堂	17.5	40.0	2.5	1.0	42.0	悬挂式	漂卵石夹砂	2004 年
小天都	32.5	25~50	2.5	1.0	68.5	悬挂式	漂卵石夹砂	2005 年
桑坪	6.5	15.0	2.0	0.8	16.0	悬挂式	漂（块）卵石层	2006 年
黑河塘	14.0	18.0	2.0	0.8	30.0	悬挂式	漂卵砾石夹砂	2006 年
竹格多	15.5	35.0	1.5	0.8	39.0	悬挂式	块碎石土	2006 年
薛城	18.5	15.0	2.0	0.8	29.0	悬挂式	含漂砂卵砾石	2007 年
木座	17.0	25.0	1.3	0.8	12.0	全封闭	漂卵砾石夹砂	2007 年
白溪	13.0	15.0	2.0	0.8	31.5	全封闭	砂卵石	2007 年



NB / T 35023 — 2014

续表 4-2

工程名称	闸室水深(m)	铺 盖		混凝土防渗墙			坝基情况	建成时间
		长度(m)	厚度(m)	厚度(m)	深度(m)	形式		
三棵树	12.4	15~35.9	2.0	0.8	17.6	悬挂式	含砂漂卵石层	2008 年
东风	15.0	15.0	1.5	0.8	35.0	悬挂式	漂卵石土	2008 年
色尔古	28.5	15.0	2.0	0.8	33.0	全封闭	含漂卵砾石	2008 年
沙湾	16.0	15.0	2.0	1.0	51.3	全封闭	砂卵石	2009 年
阴平	27.5	25.0	3.0	0.8	35.5	悬挂式	漂卵砾石	2009 年
踏卡	23.0	17.0	2.0	0.8	41.0	悬挂式	砂砾石	2010 年

注：闸室水深为正常蓄水位时的水深。

**4.3.7** 在闸室底板的上、下游端，通常设有深度为 0.5m~2.5m 的齿槽，既能增加渗径长度，降低闸基底部渗透压力，减小渗透水流的出逸坡降，又能增加闸室的抗滑稳定性。

**4.3.8** 混凝土或钢筋混凝土铺盖的厚度，应根据计算及结构形式确定。为了保证铺盖防渗效果和方便施工，混凝土或钢筋混凝土铺盖宜做成等厚形式；在铺盖周边邻河床过水部位宜设一定深度的齿槽以防水流淘刷。为了减少地基不均匀沉降和温度变化的影响，混凝土或钢筋混凝土铺盖通常设有顺水流向和垂直水流方向的永久缝，永久缝距宜采用 8m~20m。

黏土铺盖的厚度，应根据铺盖土料的允许水力坡降值计算确定，要求铺盖任何部位的厚度均不得小于该部位铺盖顶底面水头差与允许水力坡降的比值。黏土的允许水力坡降值一般采用 4~6，但为了保证铺盖碾压施工质量，黏土铺盖前端厚度不宜小于 0.6m，向闸室方向逐渐加厚，顶部应有保护层。

根据水闸工程实践经验，采用的土工膜厚度不宜小于 0.5mm。

在寒冷和严寒地区，为了防止冻融破坏，混凝土、钢筋混凝

土铺盖或黏土、壤土铺盖均应避免冬季暴露于大气中。

**4.3.9** 混凝土防渗墙的厚度主要是根据渗流、结构计算及成槽器开槽尺寸确定，山区、丘陵区的水闸工程，一般在河床土质地基中大块石较多，主要使用冲击钻造孔成槽，其防渗墙最小厚度宜在 0.6m 以上。

水泥砂浆帷幕或高压喷射灌浆帷幕在土质地基上原主要用于施工围堰等临时工程，近年来在部分挡水高度不高的土质地基水闸开始采用。水泥砂浆帷幕或高压喷射灌浆帷幕的厚度主要是根据防渗计算要求和施工条件，按其布置的灌浆孔、排距，灌浆压力的大小，浆液影响范围确定。

钢筋混凝土板桩的厚度及宽度主要根据防渗要求和打桩施工设备条件确定。根据工程经验，钢筋混凝土板桩最小厚度不宜小于 0.2m，宽度不宜小于 0.4m，这样既可满足防渗要求，也可满足结构刚度要求，同时便于施工，也便于在板桩侧面设置樨槽。

**4.3.10** 排水沟（一般在建筑物基础下为排水盲沟）的宽度应根据透水层的厚度及排水沟的间、排距确定，一般不宜小于 0.4m，排水沟内应按滤层结构要求敷设导渗层，排水沟的深度取决于导渗层需要的厚度。为加强和提高排水沟的排水能力，也可在沟内埋设具有反滤设施的滤水管。

**4.3.11** 根据三向电模拟试验成果，排水井井管内径采用 0.2m～0.3m 时，减压效果最佳。当井径超过 0.3m 时，减压效果增加不大，不经济。为了方便施工和抽水洗井，井径不宜小于 0.2m。

## 4.4 消能防冲布置

**4.4.2** 山区河流一般坡降较陡，河水中挟带大量泥沙，特别在汛期河流推移质泥沙中有较大块石、卵石，随洪水下泄，如果过闸水流采用底流式消力池水跃消能，则推移质对消力池底板的磨损很大，底板及尾坎极易破坏。近年来很多山区水闸工程实际采用的是闸后斜坡护坦急流式水面衔接，同时加强护坦的抗冲磨保护；

## NB / T 35023 — 2014

在护坦末端形成的较深冲坑，应设置深齿槽、防冲墙或防冲沉井加以保护，以防止淘刷护坦基础。深齿槽、防冲墙或防冲沉井的深度应大于贴壁冲坑的深度。部分工程在护坦后还设置有海漫以防止冲坑的扩大。

为了减小推移质泥沙对护坦底板混凝土的磨损，在护坦底板面层应设置抗冲磨混凝土。对推移质泥沙粒径较大的重要水闸，在不易修复的闸室底板及其以上 1.2m~1.6m 范围的闸墩侧面部位可采用钢板保护。四川省 20 世纪 70 年代初建成的南桷河Ⅲ级、渔子溪Ⅰ级等几座水闸，采用上述工程措施后至今已运行 30 多年，闸室底板基本未损坏，只是护坦表面抗磨混凝土进行了修补。而另一座同期建成的水闸，因其闸室采用高强度等级的混凝土保护，运行 20 多年后闸室底板混凝土磨损严重，甚至钢筋都磨损露出了，又重新按上述方法进行了闸室底板的钢板保护，护坦表层也进行了修补。

**4.4.3** 下挖式消力池、突槛式消力池或综合式消力池是底流式消能的三种主要形式，其作用都是增加下游水深，以保证产生淹没式水跃。根据试验研究资料，如果设计得当，可消杀水流全部动能的 40%~70%，其剩余的能量对池后河床还可能造成冲刷，池后单宽流量和流速还比较大，分布也不很均匀，水流紊动还比较严重，因此紧接消力池后，宜设置海漫和防冲齿槽（或防冲墙）加以保护。

由于水闸是低水头建筑物，消力池深度一般不大，消力池与闸室底板之间宜采用斜坡段连接，其常用坡度为 1:4~1:5。如坡度过陡，出闸水流流速较大时，水流将脱离斜坡面产生局部真空，以致损坏结构，因此，消力池斜坡段的坡度不宜陡于 1:4。同时，在不影响出池水流流态等情况时，消力池斜坡段可部分或全部移至闸室内，以缩短消力池长度，节省工程投资。

若采用一级消力池深度较深，且采取综合消能措施后，出池水流的流速仍较大、流态差，且对下游河床产生较严重的冲刷，

对下游重要建筑物等产生较严重的影响时，可采用二级或多级消力池消能。

消力墩、消力槛等辅助消能工的设置，可改善水流条件，提高消能效果，且能减小消力池尺寸，节省工程量。由于辅助消能工选用的布置形式和尺寸有所不同，其主要作用也不同。对于有排冰或大量漂浮物要求的水闸，如果辅助消能工选用不当，不但不起作用，甚至还会产生副作用，危害消力池的安全；对于跃前断面平均流速大于 15m/s 或有大量推移质泥沙过闸的消力池不宜采用辅助消能工。大、中型水闸如果用辅助消能工，其布置形式和尺寸宜通过水工模型试验确定。

四川省部分已建水闸工程消力池、护坦、海漫和防冲齿槽主要尺寸见表 4-3。

**4.4.4** 山区河流一般坡降都较大，有些河流在其河道上会有天然的跌坎，如将水闸轴线选择在跌坎上游，可充分利用跌坎的落差，采用挑流式消能。

**4.4.5** 面流消能是在下游水深较大的条件下使用，分为戽斗面流式消能和跌坎面流式消能两类。

当水闸下游水深度较大，且河床及岸坡抗冲刷能力较强时，宜采用跌坎面流式消能；当水深变幅较大时，宜采用戽斗面流消能。

面流消能的特点是利用跌坎将高速水舌导向下游水面。在跌坎后，水舌纵向扩散，并在底部形成充分发育的横轴漩辊，通过表层主流与底层漩辊之间的剪切和掺混作用而达到消能的目的。由于表层流速较大、延续距离较长，对尾水位的变幅很敏感，流态变化大且很不稳定，因此，这种消能方式仅适用于下游河道尾水深度较大、变化较小、河床质较粗、抗冲能力较强的情况。面流式消能的优点是有益于泄放冰凌和漂浮物，闸下可不设海漫。由于水舌横轴漩辊的作用，下游河床即使发生局部冲刷，较粗的河床质被挟带堆积在跌坎下，冲刷坑远离跌坎，也不致危及跌坎

NB / T 35023 — 2014

表 4-3 四川省部分水闸消力池、护坦、海漫、防冲齿槽统计

工程名称	闸室水深 (m)	消力池				护 坦			海 漫			地基情况	
		长度 (m)	池深 (m)	底板厚 (m)	齿槽深 (m)	长度 (m)	厚度 (m)	齿槽深 (m)	长度 (m)	厚度 (m)	齿槽深 (m)	材料	岩性
映秀湾	10.0	—	—	—	—	60.0	3.0	19.0 (沉井)	—	—	—	—	漂卵石夹砂
耿达	24.0	—	—	—	—	75	2.2	8.0	—	—	—	—	漂卵石
渔子溪 1 级	22.0	—	—	—	—	55	2.6	8.0	—	—	—	—	漂卵石
南桤河 3 级	15.5	—	—	—	—	32.0	2~4.0	6.0	—	—	—	—	漂卵石夹砂
太平驿	16.0	—	—	—	—	80.0	2~3.5	15.0 (沉井)	—	—	—	—	块碎石夹漂卵石层
三棵树	12.4	—	—	—	—	40.0	1.5	7.5	—	—	—	—	含砂漂卵石层
自一里	15.5	—	—	—	—	40.0	2.0	6.0	—	—	—	—	砂卵石
福堂	17.5	—	—	—	—	80.0	3.0	12.0	—	—	—	—	漂卵石夹砂
百花滩	13.5	65~40	2.5	2.5~1.5	2.5~1.5	—	—	—	—	—	—	—	粉砂质泥岩
小三峡	17.0	50、60	1.5	2.0	7.0	—	—	—	4~2	0.6	6.0	钢筋石笼	砂卵石
小天都	32.5	—	—	—	—	49.0	2.0	7.0	20.0	1.0	—	混凝土	砂卵石
竹格多	15.5	—	—	—	—	45.0	1.5	8.0	—	—	—	—	块碎石土
玉林桥	11.5	44.0	3.0	—	2.5/3.5	—	—	—	90	—	—	混凝土、浆砌石	砂卵石

续表 4-3

工程名称	闸室水深 (m)	消力池				护坦			海漫			地基情况	
		长度 (m)	池深 (m)	底板厚 (m)	齿槽深 (m)	长度 (m)	厚度 (m)	齿槽深 (m)	长度 (m)	厚度 (m)	齿槽深 (m)	材料	岩性
新政	16.0	60.0	5.0	3.0	10.0	—	—	—	—	—	—	—	砂岩、泥岩
金银台	18.0	55.0	3.0	2.0~3.0	8.0	—	—	—	—	—	—	—	砂岩、黏土岩
大兴	17.0	68.0	2.5	2.5	—	—	—	—	—	—	—	—	砂岩、泥岩
千佛岩	10.0	40.0	2.0	2.5	10.0	—	—	—	—	—	—	混凝土	砂岩、泥岩
小龙门	10.3	50.0	2.0	1.0	8.0	—	—	—	—	—	—	—	砂岩及泥岩
水津关	10.0	—	—	—	—	30~40	2.0	6.0	42.0	2.0	4.0	钢筋混凝土框格填块石	弱风化粉砂质泥岩
偏桥	5.2	—	—	—	—	30.0	1.5	5	50.0	1.5	—	铅丝笼块石	砂卵石
木座	17.0	—	—	—	—	48	1.0	5.0	27	1.0	3.5	混凝土	漂卵石夹砂
金岩	7.2	—	—	—	—	30	1.5	3.6	20	—	5.8	混凝土	砂卵石
联补	19.5	—	—	—	—	60.0	3.0	6.0	33	—	6.0	钢筋笼大块石	卵石
白溪	13.0	—	—	—	—	45.0	2.0	5.5	40.0	0.5	2.5	混凝土砌块石	砂卵石层
五一桥	14.0	—	—	—	—	40.0	2.0	7.0	20	1.0	6.0	混凝土	漂卵石
沙坪	14.5	—	—	—	—	40.0	2.0	6.65	20.0	1.0	5.9	预制混凝土块	砂卵石、碎石土
黑河塘	14.0	—	—	—	—	30.0	2.5	4.5	20	1.0	4.5	混凝土	漂卵石夹砂土



## NB / T 35023 — 2014

基础的安全。

**4.4.6** 丘陵区大型多孔水闸，在控制运行中经常只需要开启部分闸孔泄流，此时需设置隔墙进行分区消能防冲布置，对防止消力池中折冲水流，改善下游的流态有利。闸门的开启一般为分区均匀开启。山区河流的中小型水闸，由于闸室下游一般水深都不足，闸门均匀开启对消能防冲都较为有利。

**4.4.7** 海漫是消力池后用以调整流速分布，保护河床免受冲刷危及消力池护坦底板的安全的设施，过去常用于砌块石、铅丝笼装块石或浆砌块石等。山区河流因其河道坡降陡，汛期洪水大涨大落，这些材料抗冲刷能力低，容易损坏冲走。近年来在山区、丘陵区水闸工程中，一般都采用钢筋混凝土板，板间设缝，用钢筋连接起来串成整体，既增加抗冲能力，又可适应沉降变形。板的尺寸一般为  $4\text{m} \times 5\text{m}$  的矩形，厚  $0.5\text{m} \sim 1\text{m}$ 。

海漫末端应设  $1\text{m} \sim 2\text{m}$  深的防冲齿槽（或防冲墙），底宽不小于  $0.5\text{m}$ ，上游坡度由开挖最陡坡度决定，下游侧面可为直墙。

## 4.5 两 侧 连 接 布 置

**4.5.2** 水闸与两侧的连接是指在河床中布置了泄洪闸、冲沙闸、排污闸等主要泄水建筑物后，左、右两侧与岸坡还有部分空隙，一般用挡水坝段与两岸相连接形成封闭的挡水前沿。连接坝段可以用重力式、扶壁式或空箱式等混凝土结构。重力式结构是工程中应用最普遍的一种，依靠自身重量满足其挡水条件的抗滑稳定性要求。这种坝型结构简单，在两侧连接坝段不很长的情况下，可以适应各种情况的体形要求，而且在坝体中可布置存放各类闸孔检修闸门的储门槽。在地基承载力较低的地层上，为了满足承载力要求，可采用扶壁式或空箱式结构。

如水闸的一侧或两侧距河岸较远，即连接坝段较长，可以用土石坝来满足连接两岸的要求。但由于土石坝坝坡沿上、下游延伸较长，为避免水流对土石坝的侧向冲刷，应采用混凝土或浆砌

石挡墙加以保护。

连接建筑物在满足结构自身稳定的同时应做好基础的防渗和绕渗措施，并与主河床水闸地基防渗系统连成封闭的整体。

**4.5.3** 水闸上、下游导墙除用来挡土，保护河道两岸边坡外，其主要作用是将上游水流平顺地导入闸室和进水口，或将出闸水流均匀地扩散下泄。导墙平面布置上要与上游进水条件相配合，同时要与出闸水流的扩散相适应。根据工程实践经验，水闸上游导墙平面布置多采用圆弧或椭圆式，这种布置形式，进水水流流态较好，且施工也较简单；下游导墙平面布置多数采用直线式或折线式，这种布置形式有利于出闸水流扩散，施工也较简单。为改善进出闸水流条件，靠近水闸闸墩的一段上、下游导墙宜采用直墙式。上游导墙大约在 1 倍水深的长度上采用直墙，然后用扭曲面与上游护岸相接；下游导墙在护坦段宜采用直墙式，也可向两侧适当扩散，扩散角每侧不宜大于  $10^\circ$ 。护坦后可用扭曲面与下游护岸相连接。

## 4.6 上、下游河道整治

**4.6.1~4.6.2** 水闸建成后，改变了原河道的天然状况，上游蓄水后抬高了水位，河面一般比原河道宽阔，流速减缓，近闸两岸边坡建闸前一般洪水不易浸没的部位，蓄水后受库水的长期浸没，有可能不稳定，产生坍岸，需要采取工程措施加以保护。在下游因下泄水流挟带的动能较大，虽然有消力池等消能设施，仍可能有一定的剩余能量，对河道两岸边坡带来一些不利的冲刷，造成岸坡的不稳定，宜采取工程措施加以整治保护。同时水面抬高加宽后主流不归槽的一些工程，在上游一些地方也要加以整治，如通过开挖影响主流的边角或加设丁坝、顺坝等措施，使主流归槽。

水闸工程建设过程中，无论一期施工完成还是分期施工完成都有上、下游导流围堰工程，尤其是泄洪闸、冲沙闸上、下游的围堰在工程完工后要求基本拆除干净。上游围堰会影响进水、泄



**NB / T 35023 — 2014**

流，下游围堰会影响水闸的出流。过去一些工程因上游围堰未拆除干净，工程投运泄水后，大量的围堰填筑料冲入护坦或消力池，造成底板混凝土严重磨损破坏；下游围堰未拆除到设计要求的高程，则会抬高下游水位，影响水闸的过流能力，严重时使水闸在规定的水位下达不到泄洪流量要求；河床式电站由于下游尾水位抬高，则会影响电站的发电量。

**4.6.3** 上、下游河道整治护坡、护底工程一般是通过计算、动床模型试验或工程类比确定。护坡下部和护底末端应设防冲齿槽(或防冲墙)，防冲齿槽(或防冲墙)的底高程宜在冲刷最低点以下1m~2m。下游护坡长度与闸下游水流流态和岸坡岩土体性质有关。抗冲能力较好、水流分布均匀的护坡长度一般在护底末端防冲齿槽(或防冲墙)后适当延长部分；抗冲能力较差、水流流态较差的护坡长度则应加长至冲刷影响甚微的部位。

## 5 水 力 设 计

**5.0.3** 水闸过闸水流流态可分为两种：一种是泄流时自由水面不受任何阻挡，呈堰流状态；另一种是泄流时自由水面受到闸门（局部开启）或胸墙的阻挡，呈孔流状态。在水闸的整个运用过程中，这两种流态均有可能出现，例如当闸门位于某一开度时，可能出现两种流态的互相转换，即由堰流状态转变为孔流状态，或由孔流状态转变为堰流状态。

水闸最常用的闸坎形式是宽顶堰型，尤其是山区水闸，汛期水流含沙量高，通常有大量泥沙（悬移质和推移质）过闸，已建水闸大多数是无坎平底闸，由于闸墩的约束引起过闸水流的收缩，产生类似宽顶堰的流态，因此可根据宽顶堰理论计算过闸水流的流量。有些水闸在平底板上设有折线形或曲线形低堰，其目的是减小闸门的高度而又不显著减小过水能力；也有少数水闸采用实用型低堰。由于低堰的水流条件比较复杂，其流量系数受堰型、堰高和作用水头等因素影响较大，而目前国内尚无足够数量的试验资料，因此修订后的本规范附录 A 仅列出常用的平底闸闸孔总净宽计算公式，对于设有低堰或其他堰型的水闸闸孔总净宽计算可参考《水工设计手册》和《水力学计算手册》等。

当过闸水流的流量不受下游水位的影响时，呈自由堰流状态；反之，则呈淹没堰流状态。

闸孔的总净宽，主要由水位、流量控制。在选定闸室结构形式时，应考虑满足过闸水流为堰流的条件，以充分发挥闸孔的过水能力，尽量缩减闸孔总净宽，达到节省工程投资的目的。当闸前水库正常蓄水位高于校核洪水位时，如选用胸墙式或涵洞式闸室结构，在有条件时应尽量使胸墙或涵洞顶板底面高于泄洪闸泄

## NB / T 35023 — 2014

水时的上游水位，以满足过闸水流为堰流的水力条件，使水库水面淤积污物等能顺利下排。

按堰流计算平底闸闸孔总净宽，通常有以堰上水头为主要因素和以流速水头为主要因素的两个计算公式，即本规范附录 A 中的式 (A.0.1-1) 和式 (A.0.2-1)。在一般情况下，计算平底闸闸孔总净宽可采用以堰上水头为主要因素的计算公式，即式 (A.0.1-1)；当堰流处于高淹没度 ( $h_s/H_0 \geq 0.9$ ) 时，也可采用以流速水头为主要因素的计算公式，即按式 (A.0.2-1) 计算闸孔总净宽。原规范仅给出了以堰上水头为主要因素的计算公式，修订后的本规范补充了式 (A.0.2-1)。

经对比计算，按照式 (A.0.2-1) 的计算结果与按照原规范编制说明中所介绍的考虑逆向恢复落差的公式计算所得结果比较接近。式 (A.0.2-1) 中淹没堰流综合流量系数具有计算简便的特点，因此当堰流处于高淹没度 ( $h_s/H_0 \geq 0.9$ ) 时，本规范推荐可采用附录 A 中式 (A.0.2-1) 计算闸孔总净宽。

现对式 (A.0.1-1) 中的几个系数值的确定说明如下：

**1 堰流流量系数  $m$  值。**无坎高的平底宽顶堰，其进口局部能量损失几乎接近于零，其堰流流量系数  $m$  与进口导墙的形式有关，一般为 0.32~0.385，理论最大值为 0.385。根据 2003 年 6 月《水利水电科技进展》第 23 卷第 3 期“无坎宽顶堰堰流流量系数的探讨”（山东省水利勘测设计院田间、李贵清、季安）介绍：在实际工程中，根据经验，堰流流量系数  $m$  难以达到 0.385，流量系数  $m$  取值的大小直接影响工程规模的大小和工程运行的效果，进而影响工程的直接投资，提出在自由出流条件下，按常规设计的闸墩结构和闸室上下游连接段为矩形断面的无坎宽顶堰，流量系数  $m$  的取值在 0.36~0.375 之间更为适宜。

设计中无坎平底宽顶堰流量系数  $m$  可根据不同的导墙或墩头进口形式（如直角形、八角形、圆弧形、斜角形）由武汉大学水利水电学院水力学流体力学教研室编的《水力计算手册》（第 2

版) (2006 年) 中推荐的表格查表采用。在实际工程中水闸多为圆形墩头, 一般只是边孔的边墩有不同形式的导墙、导墙与其连接, 因此本规范附录表 A.0.1-1 中只列出了圆弧形导墙或墩头进口平底闸宽顶堰流流量系数  $m$  值, 其他形式的导墙或墩头进口的流量系数  $m$  在此没有列出, 使用时可查相关手册。

曲线形低堰的流量系数, 则与堰高和堰上水头比值  $p/H_0$  及堰的形状 (如上游面的斜度) 等有关。对于曲线形低堰的流量系数, 可参考武汉大学水利水电学院水力学流体力学教研室编的《水力计算手册》(第 2 版) (2006 年) 中介绍的公式采用。

**2** 堰流侧收缩系数  $\varepsilon$  值。由于上游导墙和闸墩 (包括边墩和中墩) 对过闸水流的影响, 使闸室进出口水流发生横向收缩, 增加了局部能量损失, 从而影响泄水能力。这种影响, 以侧收缩系数  $\varepsilon$  值的大小来综合反映。影响  $\varepsilon$  值的因素很多, 如闸孔宽度、堰型、墩 (墙) 型、堰高及作用水头等。对于无底坎宽顶堰的侧收缩系数, 单孔闸根据导墙的形式直接查出流量系数时可不必再考虑侧收缩系数; 对于多孔闸要综合考虑边墩和中墩对溢流能力的作用, 根据导墙的形式直接查出流量系数时可不必计算侧收缩系数, 而用加权平均的综合流量系数来反映, 见式 (A.0.1-2)。

因此本规范不再给出平底闸堰流侧收缩系数值。对于其他堰型需要考虑侧收缩系数的可参考有关水力学手册中所介绍的公式采用。

**3** 堰流淹没系数  $\sigma_s$  值。堰流淹没系数的取值主要与淹没度的高低有关。根据宽顶堰的水流条件, 当淹没度  $h_s/H_0 \leq 0.72$  时, 为自由出流, 此时, 宽顶堰的淹没系数  $\sigma_s$  值为 1.0; 当  $h_s/H_0 > 0.72$  时, 则为淹没出流, 此时, 宽顶堰的淹没系数  $\sigma_s$  取值与  $h_s/H_0$  的比值有关。原规范根据别列津斯基的试验成果, 给出了淹没度小于或等于 0.98 时的淹没系数值; 同时根据原安徽省水利科学研究所对某闸高淹没度堰流水工模型试验成果, 给出了淹没度等于 0.99 时的淹没系数值。但是别列津斯基的试验模型条件基本上是

## NB / T 35023 — 2014

二元的，边界条件也与一般平底闸不同。修订后的本规范在给出了计算平底闸堰流淹没系数值的经验公式，即式（A.0.1-3）的同时，还给出了淹没系数值表，该表是式（A.0.1-3）的表格化，见表 A.0.1-2，可供设计查用。式（A.0.1-3）是南京水利科学研究院研究成果中的经验公式（见毛昶熙等编著的《闸坝工程水力学与设计管理》，水利电力出版社，1995 年 2 月第 1 版）。

对式（A.0.2-1）中的淹没堰流综合流量系数  $\mu_0$  值的确定说明如下：淹没堰流综合流量系数可定义为淹没堰流侧收缩系数与流速系数的乘积。根据南京水利科学研究院的研究成果（见毛昶熙《堰闸隧洞的泄流能力计算公式商榷》，水利学报，1999 年第 10 期），淹没堰流综合流量系数值主要与淹没度有关，可按式（A.0.2-2）计算求得，式（A.0.2-2）的常数项已稍作修改。表 A.0.2 则是式（A.0.2-2）的表格化。

按孔流计算平底闸闸孔总净宽只有一个公式，即以流速水头为主要因素的计算公式，但在表达形式上稍作变换，并考虑了淹没的影响，见式（A.0.3-1）。问题是公式中的孔流流量系数和孔流淹没系数应如何计算与取值。根据原华东水利学院编写的《水力学》（科学出版社，1979 年 5 月第 1 版）的介绍，本规范给出了宽顶堰上孔流流量系数的计算公式，见式（A.0.3-2）～式（A.0.3-4）。式（A.0.3-2）综合考虑了流速和垂直收缩对孔口出流的影响；由于平面侧收缩对闸门（或胸墙）孔口泄流能力影响较小，因此该公式不反映侧收缩的影响。现将式（A.0.3-2）～式（A.0.3-4）表格化（取孔流流速系数值为 0.95），见表 A.0.3-1，可供设计查用。又根据前述《水力学》的介绍，孔流淹没系数  $\sigma'$  值与  $\frac{h_s - h_c''}{H - h_c''}$  比值有关，本规范选用了该书中的  $\sigma' = \frac{h_s - h_c''}{H - h_c''}$  关系曲线，并将该曲线表格化，见表 A.0.3-2，供设计查用。

**5.0.4** 在山区多泥沙河流上的中、高水头引水式电站，如含沙量较大，为减小泥沙对机组的磨损，一般按要求布置有沉沙池。现



四川省一些已投入运行的电站，如姚河坝、自一里、柳洪等，则利用电站水库沉沙，不设置专用沉沙池。主要是通过泥沙沉降及冲刷计算，并辅以模型试验，为水库运行调度提供依据，然后水库按一定的方式运行调度，较好地解决了泥沙问题。因此，在进行闸孔总净宽计算时，除了考虑泄洪能力外，还应考虑水库敞泄冲沙的要求。

**5.0.5** 在水闸设计中，过闸单宽流量的采用，对水闸的工程造价和下游消能防冲设施的安全运用都有直接的影响。如果采用的单宽流量小了，就要加大闸孔的总宽度，增加工程造价。如果采用的单宽流量大了，虽然可以缩小闸孔总净宽，但却抬高了闸的上游水位，加大了下游的冲刷；这不仅要加高闸坝及上游防护工程的顶高程，而且有可能增加上游淹没损失，下游的消能防冲设施（包括护底、护岸工程）也得加强，这些都会增加工程造价。因此，选择单宽流量时应该综合考虑河床地质条件，上、下游水位差，下游水深，闸室总宽度与河道宽度的比值，闸室的结构特点和消能防冲设施等因素。

由于山区水闸常常因为河道天然比降较大，河道狭窄，淹没损失小，水闸上、下游水位差较大，因此本规范取消了过闸水位差的限制。山区水闸一般建在砂卵砾石地基上，其抗冲能力比软土地基好，因此，本规范对过闸单宽流量的水平也不作限制，设计中应以工程运行安全、不影响下游河床（河岸）的稳定性，不增加造价为原则。

**5.0.6** 根据水闸的运用要求，其上、下游水位，过闸流量，以及泄流方式（如闸门的开启程序、开启孔数和开启高度）等常常是复杂多变的，因此水闸闸下消能防冲设施应在消能防冲洪水标准流量内各种可能出现的水力条件下，都能满足消散动能与均匀扩散水流的要求，且应与下游河道有良好的衔接。但是不同类型的水闸，其泄流特点各不相同，因而控制消能设计的水力条件也不尽相同。例如：拦河闸在高水位运行时泄放流量，闸门局部开启

**NB / T 35023 — 2014**

调节流量的水力条件；当拦河闸在高水位转为低水位运行时向闸下游泄放流量的水力条件；为保持水库水位利用冲沙闸调节流量时的水力条件；下泄设计或校核洪水流量时宜以闸门全开通过最大流量为控制消能设计的水力条件等。

**5.0.7** 底流式消能可用于各类地基上大、中型水闸的泄水建筑物，在水闸工程中的应用尤为普遍。底流式消能设计，主要是计算确定消力池的深度和长度。消力池的深度一般按水跃动量平衡方程式求解，见式（B.0.1-1）～式（B.0.1-4），公式中的流速系数 $\varphi$ 与堰型有关，由上游断面到收缩断面的沿程能量损失和局部损失所决定，能量损失越大，流速系数越小，可参考武汉大学水利水电学院水力学流体力学教研室编的《水力计算手册》（第2版）（2006年）采用。

消力池的长度，一般根据经验公式计算确定，见式（B.0.1-5）～式（B.0.1-6）。在消力池长度计算公式中，消力池的长度包括消力池进口斜坡段水平投影长度及消力池平底段长度两部分。消力池进口斜坡段水平投影长度与消力池斜坡段的坡度有关。为了防止产生负压，消力池进口斜坡段坡度不宜陡于1:4，应根据过闸水流流态确定。消力池平底段长度与水跃长度有关。水跃长度根据经验公式计算确定，经验公式很多，有陈椿庭公式、原南京水利科学研究所公式、欧勒佛托斯基公式、巴甫洛夫斯基公式等，在原规范编制过程中，曾以若干工程的水工模型试验为例，分别采用上述各公式进行计算比较，经分析认为按欧勒佛托斯基公式的计算结果与水工模型试验成果最接近，同时该公式简便实用，因此本规范推荐采用欧勒佛托斯基公式，见式（B.0.1-5）。至于水跃长度校正系数，根据消力池的一般布置情况，进口比较平顺，可取0.7～0.8。

消力池底板的厚度，一般根据抗冲、抗浮要求分别按经验公式和理论公式计算后确定（常取计算的大值），见式（B.0.1-7）和式（B.0.1-8）。

在按照抗冲要求计算消力池底板的始端厚度的经验公式中，对消力池底板厚度计算系数 $k_1$ 值根据南京水利科学研究院的研究成果（见《闸坝工程水力学与设计管理》）取 0.175~0.20；在按照抗浮要求计算消力池底板的始端厚度的理论公式中，增加一项作用在消力池底板上的脉动压力 $p_m$ ，本规范推荐脉动压力按照 DL 5077 的相关公式计算；但因通常作用在水闸上的水头不大，有些中、小型工程在前期设计中脉动压力值取跃前收缩断面流速水头的 5% 计算。按照消力池的结构强度和稳定性要求，消力池底板的厚度不宜过小。根据新中国成立以来已建山区、丘陵区水闸设计、运用的实践经验，消力池底板末端厚度不宜小于 0.5m，在多泥沙河流上的消力池底板结构厚度上应考虑加设一层专门的抗冲磨混凝土。

影响消力池设计水力条件的因素很多，情况是比较复杂的，它与水闸上、下游水位差，过闸单宽流量，下游水深，闸门开启程序，开启孔数，开启高度，开启速度和下游水位能否快速抬高等因素有关。在设计消力池时，应对可能出现的各种水力条件和可能遇到的各种不利水位组合情况进行计算，以选定消力池的深度、长度和底板的厚度。

**5.0.8** 面流式消能通常可分为戽斗面流式消能和跌坎面流式消能两种，前者多用于岩基上水头较高的大、中型水闸工程，后者多用于岩基或土基上水头较低的中、小型水闸工程。戽斗面流式消能设计主要是选择合适的戽斗体形（如连续式、齿槽式），以确定戽斗半径、仰角和戽斗高度等；跌坎面流式消能设计主要是选择合适的跌坎体形（一般是连续式），以确定跌坎高度、跌坎仰角、反弧半径和跌坎长度等。根据《闸坝工程水力学与设计管理》提出的计算面流流态区界水深的经验公式，选定的跌坎高度应符合式（B.0.5-1）~式（B.0.5-3）的要求，常用的跌坎面流流态为自由面流或混合面流，控制下游水深为 $h_{t1} < h_t < h_{t2}$ ；跌坎面流流态为混合面流或淹没面流，控制下游水深为 $h_{t2} < h_t < h_{t3}$ 。在泄水建



**NB / T 35023 — 2014**

筑物的末端修建垂直的陡坎，坎的顶面可以是水平的或带有小的仰角，坎顶的高程一般略低于下游水位。

在面流式跌坎的水力设计中，主要是计算形成面流和淹没面流等流态的水力条件及产生面流式流态的范围，要针对具体工程的最小和最大流量与相应的最低和最高下游水位等情况，选择产生面流式衔接流态的最适宜的鼻坎布置形式。

由于采用面流式消能，水流表面流速大，且在较长的范围内存在较多的涌浪和漩滚，对下游两岸岸坡冲刷的问题比较突出，为此需在跌坎下游修建导墙和护岸工程；同时为了防止闸基底部受回流的淘刷，以保障跌坎坎脚的安全，也需要在下游修建一定长度的混凝土护坦。

**5.0.9** 挑流式消能设计主要是选择合适的挑流鼻坎体形（如连续式、齿槽式、窄缝式、扩散式），以确定鼻坎坎顶高程、反弧半径和挑角，并计算下泄水流的挑射距离，估算下游冲刷坑的深度等。设计时可参考《水工设计手册》或《水力计算手册》等有关文献。

从挑射效果及安全角度考虑，如下游水位淹没坎顶，水流的挑射将受到影响，故要求鼻坎坎顶高程应高于下游水位 1m~2m。对于常用的连续式或齿槽式鼻坎，其反弧半径  $R$  与挑流坎上流速大小有关，一般取  $R = (6 \sim 10) h$ ， $h$  为坎顶水舌厚度（m）。挑流鼻坎的挑角一般在  $15^\circ \sim 30^\circ$  之间。

**5.0.10** 山区水闸由于河道比降大，水流夹带大量泥沙（包括悬移质和推移质），一般水闸蓄水后形成的水库拦蓄泥沙的能力有限，每年都有大量的泥沙过闸，如果采用一般底流式消能，消力池很容易遭受磨损破坏。根据已建工程经验，水闸下游不宜设置消力池，采用急流衔接的形式与下游河道相接，护坦长度应根据水流衔接的长度确定，一般其长度可参考该工程在消能防冲设计标准下的水跃长度进行计算，并应结合下游设置的垂直防冲设施、海漫综合考虑。山区河流对护坦末端的保护，一般以垂直防冲保护为主，即在护坦末端设置防冲齿槽、防冲墙或防冲沉井，其深度

应低于下游贴壁冲坑的深度。部分工程为了减少齿槽或防冲沉井的施工，也采用在护坦下游布置海漫的方式，使下游冲坑尽量远离护坦。一般大、中型水闸的消能防冲能力应经过水力模型试验验证。

四川省部分已建水闸护坦、海漫和防冲齿槽主要尺寸见表 4-3。

**5.0.11** 土质地基上海漫长度的计算公式可采用原南京水利科学研究所提出的经验公式，见式 (B.0.2)，该公式适用于  $\sqrt{q'}\sqrt{\Delta H'} =$

1~9，且消能扩散良好的情况，否则不能采用此公式计算。但一般中、小型水闸工程泄水时的上下游水位差和单宽流量都不大，

$\sqrt{q'}\sqrt{\Delta H'}$  一般不会大于 9。

关于海漫长度计算公式中的系数  $k_s$  值，本规范根据南京水利科学研究所的研究成果（见《闸坝工程水力学与设计管理》），作如下调整：粉砂、细沙取 14~13，中砂、粗砂及砂壤土取 12~11，粉质黏土取 10~9，坚硬黏土取 8~7。

山区河流河床地基的组成一般较复杂，河床表面基本由卵砾石、卵石、漂石组成，粒径级配差异大、层次组成复杂，其抗冲能力很不一致，海漫的长度计算误差较大，通常是根据模型试验或工程类比确定，其计算公式也可采用式 (B.0.2)，因一般山区河流河床卵砾石、卵石、漂石地基的抗冲能力都比平原的软土地基高，式中  $k_s$  可根据河床土质粒径的组成，取值小于表 B.0.2 中坚硬黏土的值。

**5.0.12** 下泄水流经过护坦（海漫）后，能量得到进一步消除，河床流速分布虽然接近正常的分布状态，但在护坦（海漫）末端仍有冲刷现象。如要求河床完全没有冲刷，护坦（海漫）必须做得很长，既不经济，也无必要，故通常在护坦（海漫）末端设置防冲齿槽。

防冲齿槽的尺寸（主要指深度），可根据护坦（海漫）末端的

## NB / T 35023 — 2014

冲刷深度确定，不应小于护坦（海漫）末端的河床冲刷深度。护坦（海漫）末端冲刷深度应根据河床土质、护坦（海漫）末端的单宽流量和下游水深等因素计算求得，其计算公式见式（B.0.3）。该公式中河床土质允许不冲流速的取值可根据河床土质情况参照类似工程资料选用，也可从有关水力学计算手册上的“黏性土的允许不冲流速表”和“无黏性土的允许不冲流速表”查用。

**5.0.13** 水闸闸室进口段由于受上游导墙或导流墙的约束使行近流速增大，也会引起上游河底的冲刷，有可能危及上游护岸、河床护底工程的安全。因此，修订后的本规范增列了上游铺盖首端河床冲刷深度的计算公式，见式（B.0.4），该公式的基本原理与式（B.0.3）相仿，区别仅在于根据上游水流特点计算河床冲刷深度的系数有所不同。通常上游防冲齿槽深度都小于下游防冲齿槽的深度，一般为 1m~1.5m。

**5.0.14** 水闸闸门的控制运用是保证工程安全运行的主要因素，如果闸门控制运用不当，将产生集中水流或折冲水流等不良流态，造成冲刷破坏，危及工程安全。因此，在水闸设计时，应根据水力设计或水工模型试验成果及本条提出的 6 项要求，制定合适的闸门控制运用方式，规定闸门的启闭顺序和开度，特别要注意避免闸门停留在可能造成较大振动的开度区。当水闸由高水位转为低水位运行时，应控制闸门开度，避免过大的流量下泄形成的人为洪水对下游带来的洪水威胁。

此外，多泥沙河流闸门的最小局部开启高度，还应考虑河道推移质过闸时的最大粒径。

## 6 防 渗 排 水 设 计

**6.0.2** 土质地基上闸基渗透压力的计算方法有理论法、近似法、数值法等。理论法只有在边界条件十分简单的情况下才能求解，而实际上防渗布置均比较复杂，理论法很难获得解答；近似法很多，有直线比例法（又称渗径系数法，即勃莱系数法或莱因系数法）、直线展开法、加权直线法、柯斯拉独立变数法、巴甫洛夫斯基分段法、丘加也夫阻力系数法、改进阻力系数法及流网法等。直线比例法精度较差（特别是对于进、出口段），不宜采用。直线展开法或加权直线法只适用于地基条件不复杂，且闸基防渗布置比较简单的小、中型水闸工程。柯斯拉独立变数法和巴甫洛夫斯基分段法计算精度虽然高，但计算很麻烦，一般不被采用。丘加也夫阻力系数法计算较方便，计算精度也较高，国内早已广泛采用。改进阻力系数法是由我国南京水利科学研究院研究人员在研究阻力系数法的基础上进行了改进以后提出来的（见毛昶熙等《闸坝地基渗流的改进阻力法》，水利学报，1980年第10期），既扩大了计算范围，又提高了计算精度，是目前普遍推广采用的一种较精确的计算方法。流网法在一般的手册和教科书上都有介绍，也为一般水利技术人员所熟悉，只要按规定的原则绘制，也能得到较好的效果，由于目前计算方法的增多及提高设计精度的要求，已较少采用。随着电子计算机的使用日益普遍，目前很多工程均采用数值计算方法进行计算，数值计算方法计算速度快、计算精度高。因此，本规范推荐采用改进阻力系数法、二维或三维的数值计算方法，作为土质地基闸基渗透压力的基本计算方法。对于防渗布置比较简单，地基不复杂的小型水闸工程，也可考虑采用直线展开法或加权直线法计算闸基渗透压力。

## NB / T 35023 — 2014

岩基上的扬压力计算可按照 DL 5077 中混凝土坝的扬压力规定。

**6.0.3** 导墙墙后的渗透压力，主要与墙前水位变化情况和墙后土基及地下水补给的影响有关，精确的计算是比较困难的。本条假定了两种情况：一种是当导墙后土基的渗透系数小于地基的渗透系数时，侧向绕流属有压渗流，其侧向渗透压力可近似地采用相对应部位的闸基渗透压力计算值，但应考虑墙前水位变化和墙后地下水补给的影响；另一种是当导墙墙后土层的渗透系数大于墙基的渗透系数时，墙后的侧向绕流属无压渗流，可按闸底有压渗流的计算方法进行侧向绕流计算其渗透压力。当然，上面两种假定都是相对的，且都简化为按平面问题求解，因而都是近似的。复杂土质地基上的大、中型水闸，为了能较精确地求得导墙后的侧向渗透压力，应采用二维或三维的数值计算方法进行计算。

**6.0.4** 验算闸基抗渗稳定性，主要是为了防止地下渗流冲蚀土质地基并造成渗透变形，因而闸基地下轮廓线必须具有足够的防渗长度，以减小闸基底板下的渗流坡降值。最初，勃莱（W·G·Blight，1910 年）调查了印度的闸坝破坏实例，给出各种土质地基上建造闸坝的地下轮廓线防渗长度和水头比值的安全比值（即允许渗径系数） $L/H=4\sim 8$ ，然而勃莱不加区别地沿着地下轮廓等量地计算防渗长度，显然是不合理的。因为水平底板与垂直防渗体（防渗墙、板桩或截水槽等）的防渗效果是不相同的，垂直防渗体的防渗效果远胜于水平底板。此后，莱因（E.W.Lane，1934 年）在美国调查总结了建造在土质地基上的 278 座闸坝工程实例，对勃莱的防渗长度理论计算方法加以修正，认为垂直防渗体的防渗效果是水平底板的 3 倍，即  $L=L_x/3+L_y$ ，式中  $L$  为防渗长度， $L_x$  为水平段长度， $L_y$  为垂直段长度。

经对已建工程闸基抗渗稳定性的调查、试验和研究，闸基下游的渗流出口处和沿底板与地基土的接触面是最容易发生渗透变形的部位，进行闸基防渗布置时必须保证下游渗流出口和沿闸基



底板底面水平段的渗流坡降不超过允许值。防渗设计布置必须保证下游出口和沿底板下各处的渗流坡降不超过允许值。渗流坡降的允许值,可从各种土沿着不同渗流方向的破坏临界坡降来确定。本次规范修订时共收集整理了数十个工程渗透变形土工试验的临界坡降和破坏坡降值,其试验样本按土体分为:巨粒类土 55 组,粗粒类土 31 组,细粒类土 14 组,试验统计成果见表 6-1。

表 6-1 各类土体室内渗透变形试验成果统计

土体名称		土的分类	制样控制条件		渗透变形试验		
			干密度 (g/cm <sup>3</sup> )	含水率 (%)	临界坡降	破坏坡降	渗透系数 (cm/s)
巨粒类土		平均值	2.16	3.70	0.508	1.585	7.30×10 <sup>-2</sup>
		大值平均	2.23	2.27	0.893	2.758	20.91×10 <sup>-2</sup>
		小值平均	2.09	5.50	0.262	0.678	1.86×10 <sup>-2</sup>
		统计样本数	44	36	55	55	55
粗粒类土	砾类土	平均值	2.08	5.41	0.659	1.900	3.13×10 <sup>-3</sup>
		大值平均	2.17	8.98	1.13	2.704	1.35×10 <sup>-2</sup>
		小值平均	1.99	3.63	0.345	0.776	8.20×10 <sup>-4</sup>
		统计样本数	13	9	10	10	11
	砂类土	平均值	1.58	16.78	0.738	1.352	1.41×10 <sup>-2</sup>
		大值平均	1.73	22.54	1.052	2.388	2.91×10 <sup>-2</sup>
		小值平均	1.48	0.39	0.453	1.048	1.77×10 <sup>-3</sup>
		统计样本数	19	19	21	21	31
细粒类土		平均值	1.52	25.74	1.093	4.562	7.66×10 <sup>-4</sup>
		大值平均	1.59	30.71	2.203	5.964	3.54×10 <sup>-3</sup>
		小值平均	1.41	20.25	0.649	3.783	2.49×10 <sup>-5</sup>
		统计样本数	39	40	14	14	38

NB / T 35023 — 2014

根据实际工程的经验及国内外的资料介绍，土的渗透坡降受多种因素影响。在 GB 50287 中也提出了无黏性土的允许坡降值，见表 6-2。

表 6-2 无黏性土允许渗透坡降值

渗透变形型式					
流土型			过渡型	管涌型	
$C_u \leq 3$	$3 < C_u \leq 5$	$C_u \geq 5$		级配连续	级配不连续
0.25~0.35	0.35~0.50	0.50~0.80	0.25~0.40	0.15~0.25	0.10~0.20

注：1 管涌型破坏以上的临界水力坡降除以 1.5~2 的安全系数，通常取 1.5 的安全系数；流土型破坏对水工建筑物的危害较大，通常取 2 的安全系数；对于特别重要的工程也可用 2.5 的安全系数。

2 当有物性试验成果资料时，也可根据此表选用经验值。

表 6-1 中统计的 55 组巨粒类土 90%以上都以管涌型破坏为主，临界坡降平均值 0.508，小值平均 0.262，若考虑除以 1.5~2 的安全系数给出允许坡降则与表 6-2 的管涌型允许渗透坡降值基本一致，故将巨粒类土允许渗透坡降值定为 0.10~0.25；对砾类土和砂类土做了适当调整，砂类土有 21 组临界坡降试验成果，有一定统计意义，最低为 0.28，平均值为 0.738，小值平均为 0.453，考虑除以 2 的安全系数，仍有较大的允许坡降值，原规范为 0.05~0.45，故此次以小值平均和平均值除以 2 作为允许坡降范围值 (0.22~0.35)；砾类土上限也作适当降低；统计的细粒类土允许渗透坡降基本与原规范值相同，故参考了原规范的相关内容提出细粒类土允许渗透坡降。因此，本次修订时综合考虑收集的试验统计值和原规范给出的各类土允许渗流坡降值后，将各类土的允许渗透坡降值列入附录 D。

当土体渗透性具明显的各向异性时，可考虑水平与垂直向允许渗透坡降。一般情况下土体渗透具有各向异性，但差别不是很

大，大多数工程在实际使用时都未考虑土体的各向异性。表 6-3 为收集的部分工程现场研究的原状土体渗透性的各向异性，可供参考使用。

表 6-3 各类土的水平 and 垂直临界坡降值

工程名称	层位	水平		垂直	
		临界坡降	渗透系数 (cm/s)	临界坡降	渗透系数 (cm/s)
太平驿	IV层砂卵石	0.410	$4.36 \times 10^{-2}$	—	—
	IV层砂卵石	0.395	$5.45 \times 10^{-3}$	—	—
	III层砂卵石	1.440	$3.46 \times 10^{-3}$	—	—
	III层块碎石土	1.710	$2.04 \times 10^{-3}$	—	—
	IV层砂	—	—	0.280	$1.99 \times 10^{-2}$
	IV层砂	—	—	0.400	$1.91 \times 10^{-2}$
	IV层砂	—	—	0.300	$3.22 \times 10^{-2}$
小天都	冲积砂卵石层	0.370	$1.60 \times 10^{-2}$	0.600	$5.40 \times 10^{-3}$
瓦斯沟	冰水堆积层	1.830	$6 \times 10^{-4}$	2.000	$1.10 \times 10^{-4}$
三滩	轻粉质壤土	7.600	$2.75 \times 10^{-5}$	16.600	$2.20 \times 10^{-6}$
	粉土	4.130	$1.12 \times 10^{-4}$	3.500	$1.10 \times 10^{-4}$
	粉砂	9.700	$1.20 \times 10^{-5}$	11.600	$2.20 \times 10^{-5}$
	重粉质壤土	22.200	$8.00 \times 10^{-7}$	22.000	$6.25 \times 10^{-7}$
	砾质黏土	14.300	$4.70 \times 10^{-7}$	11.000	$2.40 \times 10^{-8}$

本规范附录 D 中渗透系数系根据表 6-1 的统计成果和参考《水利发电工程地质勘察规范》GB 50287 相关内容提出。

6.0.6 闸基渗透流量大小，应根据闸基渗透稳定性计算要求、闸基处理工程量、闸基渗透流量对发电的影响等方面进行工程特性、技术经济比选确定。四川省境内的一些已建工程，如太平驿、福堂、姜射坝、冷竹关、桑坪、小沟头等工程，基础渗透量一般按



NB / T 35023 — 2014

小于枯期平均流量的 1%控制。

**6.0.7** 反滤层的作用是防止渗流出口处土体的渗透变形或流失而引起破坏。反滤层的设计，最基本的要求是不允许基础土流失或穿入反滤层造成堵塞，从而影响反滤层的透水性和被保护土的稳定性。

关于反滤层级配的选择，以往比较普遍采用苏联 B.Φ.卡劳洛夫的方法，即反滤层料的不均匀系数  $\frac{d_{60}}{d_{10}} \leq 10$ ；相邻两层土料间

的层间系数  $\frac{d_{60}}{d_{40}} \leq 8 \sim 10$ 。近年来，工程上已逐渐较多地采用太沙

基方法，美国陆军工程兵团按太沙基方法，经过水道试验站检验后提出反滤层的设计标准为：为了保证被保护土的稳定性，要求

$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 4 \sim 5$ ；为了保证反滤层滤料的透水性，要求  $\frac{D_{15}}{d_{15}} \leq 4 \sim 5$ ；

为了使被保护土与反滤层滤料的颗分曲线大致平行，要求

$\frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 25$ 。

美国垦务局对反滤层设计也是采用太沙基方法，在 1973 年修订的规范中提出的滤层级配标准分别为： $\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5$ ， $\frac{D_{15}}{d_{15}} \leq 5 \sim 40$ ，

$\frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 25$ ，并规定滤料中粒径小于 0.1mm 的含量应小于 5%，滤

料最大粒径应小于 8cm。本规范规定采用美国垦务局提出的设计标准。

反滤层的每层厚度，南京水利科学研究院在《土体渗流分析》（1980 年 3 月）中提出  $t_{\min} \geq (6 \sim 8) D_{85} \geq 20\text{cm}$ ，毛昶熙在《电模拟试验与渗流研究》（1981 年）中提出一般层厚（平铺）约需 30cm，《水工设计手册》（第 6 册，1987 年）中提出层厚为 20cm～30cm；根据国内的实践经验，反滤层层厚多数采用 20cm～30cm。

因此，本规范规定，反滤层的每层厚度，一般为 20cm~30cm。

反滤层铺设长度的确定，以满足“反滤层末端的渗流坡降小于地基土在无反滤层保护时的允许坡降”的要求为原则；否则，反滤层末端将有出现渗透变形的可能性。

在实际工程中，反滤排水有较多的采用纵横排列的网状排水沟，排水沟大小和间排距根据水位差、闸基防渗方式、渗流计算等确定。根据工程统计，排水沟可为矩形（岩基）或梯形（土基），宽 0.3m~0.5m，深 0.4m~0.6m，顺水流间距为 5m~15m，垂直水流间距为 10m~15m。在沟底部及两侧铺一层反滤土工布，排水沟中回填级配较好（如一级配）的碎石，在碎石中埋设排水管（如软式排水管、PVC 多孔排水管等），上部护坦混凝土浇筑前反滤排水沟上铺牛皮纸、土工膜等，以避免在施工中水泥浆液堵塞排水。四川省境内的太平驿、福堂、冷竹关、自一里、小天都等电站的护坦底板下即采用此种排水方式。

**6.0.8** 当采用土工织物代替传统砂石料作为滤层时，选用的土工织物性能指标测试及其保土性、透水性和防堵性的校核计算均应符合《土工合成材料应用技术规范》GB 50290 的规定。

**6.0.9** 水闸工程的作用水头不大，一般设单排灌浆帷幕即能满足要求，但防渗帷幕体透水率的控制标准要掌握好，由于一般水闸高度不大，防渗帷幕体透水率不宜大于 5Lu 是根据已建成的水闸工程及参考《混凝土重力坝设计规范》DL 5108 的规定提出。帷幕灌浆孔的孔距、孔深和最小灌浆压力值都是根据水闸工程实践经验并参照一些已建工程实践经验提出来的。对于重要的大型水闸工程，应通过现场灌浆试验确定帷幕灌浆孔的孔距、孔深和灌浆压力值；在具体灌浆过程中一般应根据实际施工中的具体情况，对上述参数予以调整。

**6.0.10** 对于水闸工程，一般在帷幕灌浆孔后设单排排水孔即可满足要求。参照 DL 5108 的规定，排水孔与帷幕灌浆孔的距离不宜小于 2m。规范提出的排水孔孔距、孔深是参照一些工程实践经验

## NB / T 35023 — 2014

提出来的。有的工程不设排水孔幕，而是在灌浆帷幕后面设置了互相连通的排水沟（管网），还有的工程除了设排水孔幕外，同时还设置了排水沟（管网），以增加灌浆帷幕后的排渗能力。总之，是设排水孔幕或排水沟（管网），还是两者都设，应根据工程具体情况（特别是基岩地质情况）而定，但在一般情况下，还是以设排水孔幕为多数，且施工较为简便。

**6.0.11** 水平止水缝通常有垂直贯通式和搭接式两种，前者在缝内设置止水片（带），后者只在缝面铺贴沥青油毡或其他柔性材料，依靠缝面相互压紧而止水。垂直止水缝通常为贯通式，分为两种，一种是在缝内设置垂直止水片（带），另一种只在缝面铺贴沥青油毡或其他柔性材料。但不论是水平止水缝或垂直止水缝，如果缝内未设置止水片（带），而只在缝面铺贴沥青油毡或其他柔性材料的，这种止水形式不能用于重要部位和有防渗要求的永久缝。

常用的止水片（带）有紫铜片、橡胶止水带和塑料止水带等。紫铜片防渗性能最好，且适应变形能力强，不易锈蚀断裂；橡胶止水带和塑料止水带具有较好的弹性和韧性，防渗效果较好，但当地基不均匀沉降量较大时应采取措施，以防止其断裂。此外，应特别重视垂直止水与水平止水相交处的连接处理问题，因为该处往往是止水的薄弱点，如果连接处理不好，止水防渗问题仍未彻底解决。

土基上防渗墙顶部与闸室底板或铺盖底板接头宜为嵌入式软接头，该处的止水也是地基防渗的薄弱部位，应重视该连接部位的止水设计，需根据计算的闸室变形、防渗墙的变形值来确定防渗墙顶部与闸室底板或铺盖底板接头处的永久缝宽。根据统计资料，一般防渗墙嵌入闸室底板或铺盖底板侧边的缝宽为 5cm，墙顶部的缝宽在 5cm~10cm 之间，缝内布置的止水与上部止水应可靠连接封闭，缝内填充柔性材料。

基岩闸基沉降变形小，永久缝的宽度一般采用 2cm。

土质地层的闸基由于地层复杂，易产生较大的沉降或不均匀

**NB / T 35023 — 2014**

变形，永久缝的宽度比岩石基础大，四川省境内很多已建或在建工程的永久缝的宽度一般采用 2cm~5cm，如太平驿 5cm、福堂 5cm、姜射坝 4cm、冷竹关 4cm、桑坪 4cm、小沟头 4cm。因此，从上述工程看，永久缝的宽度一般采用 2cm~5cm 较为合适。

## NB / T 35023 — 2014

# 7 结 构 设 计

### 7.1 一 般 规 定

**7.1.2** DL/T 5057 规定：水工混凝土结构物除应满足强度、稳定性外，还应分别满足抗渗、抗冻、抗冲刷、抗侵蚀等耐久性要求。该标准将水工混凝土结构所处的环境条件划分为五个类别，即一类为室内正常环境，二类为露天环境、长期处于地下和淡水水下环境，三类为淡水水位变动区、弱腐蚀环境和海水水下环境，四类为海上大气区、海水水位变动区、轻度盐雾作用区和中等弱腐蚀环境，五类为海水浪溅区及重度盐雾作用区、使用除冰盐的环境和强腐蚀环境。而大气区与浪溅区的分界线为设计最高水位以上 1.5m 的水平线，浪溅区与水位波动区的分界线为设计最高水位以下 1m 的水平线，盐雾作用区为距离海岸线 500m 范围内的地区。

在通常情况下，水闸混凝土结构处于二类或三类环境条件下，沿海地区的水闸混凝土结构则处于四类或五类环境条件下，对处于冻融比较严重的三类环境条件下水闸混凝土结构，也可按处于四类或五类环境条件下的情况处理。根据调查资料，对有耐久性要求的水工钢筋混凝土结构，其强度等级最低不宜低于 C20，沿海地区的水工混凝土强度等级最低不宜低于 C30。

根据 DL/T 5082 和 DL/T 5057 的规定：最冷月平均气温低于  $-10^{\circ}\text{C}$  的地区为严寒地区，最冷月平均气温为  $-10^{\circ}\text{C} \sim -3^{\circ}\text{C}$  的地区为寒冷地区，最冷月平均气温高于  $-3^{\circ}\text{C}$  的地区为温和地区。

**7.1.3** 在夹有较大砾石的河流上的水闸，其过流面及消能结构部位常受到较严重的泥沙（推移质的撞击）磨损，从而加大了运行期维修管理工作的工作量和难度，因此有必要提高这些结构部位

混凝土的抗冲耐磨能力，推迟或延长检修周期。四川省修建的山区河流上的部分水闸为解决抗冲耐磨问题，在闸室内采用钢板及其他抗冲耐磨材料，在护坦和消力池部位采用铁钢砂混凝土、钢纤维混凝土、硅粉混凝土、HF 混凝土、高强度等级混凝土、花岗岩条石等，提高了水闸过流及消能结构部位的抗冲耐磨性能，延长了检修周期。

在设计中可按节约投资、方便施工、有无检修条件等，分不同的过水过沙部位对上游铺盖、闸室及下游护坦（消力池）采用不同的材料进行抗磨设计。

**1 闸室上游铺盖：**闸室上游铺盖虽然水深较大，但水流速度较小，泥沙沉积较多，因铺盖不具备检修条件，通常在其顶部 30cm~40cm 范围内采用浆砌条石、钢纤维混凝土、硅粉混凝土、HF 混凝土、高强度等级混凝土等保护。

**2 水闸闸室：**闸室是水库排沙的主要通道，且流速较高，泥沙容易对底板和闸墩底部造成冲磨破坏，经过实际工程运行经验和模型试验论证，对底板和闸墩 1.2m~1.6m 高度范围内须作重点保护，通常对底板及闸墩靠近底板范围采用钢板保护。根据工程具体情况，也可对闸室工作闸门后具备检修条件的底板和闸墩采用与护坦相同的保护方式。部分工程因推移质量小、粒径小，对闸室底板和闸墩采用钢纤维混凝土、硅粉混凝土、HF 混凝土、高强度等级混凝土等保护。

**3 闸室下游护坦：**护坦是水库排沙的下游通道，特别是冲沙闸后的护坦，运行较频繁，其保护可加强，一般采用钢纤维混凝土、硅粉混凝土、铁钢砂混凝土、HF 混凝土、高强度等级混凝土等保护，厚度为 30cm~50cm。当推移质粒径大、量大时，对冲沙闸后的护坦也可采用钢轨或钢板保护，如岷江太平驿电站、南桠河 3 级电站。

经过对已建工程运行情况的调研：钢纤维混凝土、硅粉混凝土和 HF 混凝土采用的较多，但维修频率较高；铁钢砂混凝土、



NB / T 35023 — 2014

钢板、钢轨的检修周期较长，但投资较高。一般应通过水闸的过水、过沙情况、施工要求、维护检修难易、投资等综合比较后选择。表 7-1 为四川省部分已建水闸闸室、铺盖、护坦采用的抗磨材料统计表。

表 7-1 四川省部分已建水闸闸室、铺盖、护坦抗磨材料统计

工程名称	闸室底板		闸墩		铺盖底板		护坦		建成时间
	材料	厚度(m)	材料	高度(m)	材料	厚度(m)	材料	厚度(m)	
映秀湾	钢板	—	钢板	1.0	浆砌条石	0.4	400 号混凝土	0.4	1971 年
渔子溪 1 级	钢板	—	钢板	1.2	浆砌条石	0.4	300 号混凝土	0.4	1972 年
南桷河 3 级	钢板	—	钢板	1.6	浆砌条石	0.4	300 号混凝土	0.4	1982 年
耿达	钢板	—	钢板	1.2	浆砌条石	0.4	300 号混凝土	0.4	1986 年
太平驿	钢板	—	钢板	1.2	浆砌条石	0.4	硅粉混凝土	0.3	1994 年
波罗	钢板	—	钢板	1.2	—	—	C40 混凝土	0.3	1999 年
姚河坝	钢板	—	钢板	1.6	钢钎维混凝土	0.3	钢钎维混凝土	0.3	2001 年
白一里	钢板	—	钢板	1.2	C50 混凝土	0.4	混凝土	0.3	2004 年
三棵樹	钢板	—	钢板	1.2	—	—	混凝土	0.5	2004 年
福堂	钢板	—	钢板	1.2	铁钢砂混凝土	0.3	铁钢砂混凝土	0.4	2004 年
小天都	钢板	—	钢板	1.2	铁钢砂混凝土	0.3	铁钢砂混凝土	0.3	2005 年
可河	C40 混凝土	0.5	C40 混凝土	4.0	—	—	C40 混凝土	0.5	2005 年

续表 7-1

工程名称	闸室底板		闸墩		铺盖底板		护坦		建成时间
	材料	厚度(m)	材料	高度(m)	材料	厚度(m)	材料	厚度(m)	
金康	钢板	—	钢板	1.2	C40 混凝土	0.4	混凝土	0.3	2006 年
新政	HF 混凝土	0.4	HF 混凝土	1.2	—	—	HF 混凝土	0.4	2006 年
河口	硅粉混凝土	0.4	硅粉混凝土	1.2	—	—	硅粉混凝土	0.4	2006 年
薛城	硅粉混凝土	0.4	钢板	1.0	—		硅粉混凝土	0.4	2007 年
色尔古	钢板	—	钢板	1.2	硅粉混凝土	0.4	硅粉混凝土	0.4	2008 年
阴平	钢板	—	钢板	1.2	HF 混凝土	0.3	HF 混凝土	0.3	2009 年
踏卡	钢板	—	钢板	1.2	HF 混凝土	0.4	HF 混凝土	0.4	2010 年

注：1 闸室底板钢板厚度一般为 12mm~16mm，闸墩钢板厚度一般为 10mm~12mm；  
2 闸墩所列的高度指闸室底板以上的衬护高度。

**7.1.4** 四川省已建的一些水闸，当底板厚度较厚（类似低坝）时，一般采用低强度等级的混凝土或浆砌条石结构。根据这些工程实践经验，当水闸结构采用浆砌石时，选用的条石或块石应能抗风化，冻融损失率小于 1%，单块质量不宜小于 30kg，中部或局部厚度不宜小于 20cm，砌筑砂浆强度等级不应低于 M7.5。所谓冻融损失率是指条石或块石经冻融后所损失的质量与未冻融前质量的比值（以百分数表示）。

7.2 荷载计算及组合

**7.2.2** 水闸结构建筑材料的重力密度宜按试验值取，在没有试验



## NB / T 35023 — 2014

资料时，混凝土的重力密度可采用  $23.5\text{kN/m}^3 \sim 24\text{kN/m}^3$ ，钢筋混凝土的重力密度可采用  $24.5\text{kN/m}^3 \sim 25\text{kN/m}^3$ ，浆砌块石的重力密度可采用  $21\text{kN/m}^3 \sim 23\text{kN/m}^3$ ，浆砌条石的重力密度可采用  $22\text{kN/m}^3 \sim 25\text{kN/m}^3$ 。

**7.2.3** 水的重力密度一般为  $10\text{kN/m}^3$ 。在多泥沙河流上的水闸，应考虑水中含有悬移质泥沙对水的重力密度的影响，采用浑水重力密度，其值可根据黄河水利委员会勘测规划设计研究院推荐采用的公式：

$\gamma_h = 10 + \frac{0.622}{100} \rho_{\max}$  计算而得，其中： $\gamma_h$  为浑水重力

密度 ( $\text{kN/m}^3$ )， $\rho_{\max}$  为实测最大含沙量 ( $\text{kg/m}^3$ )；如无实测资料，浑水重力密度可采用  $10.5\text{kN/m}^3 \sim 11\text{kN/m}^3$ 。

**7.2.4** 作用在水闸上的静水压力应根据水闸上、下游水位的组合情况确定。在闸室稳定性计算时，应根据水闸运行过程中实际可能的水位组合进行计算与分析。对多泥沙河流上的水闸，应考虑含沙量对水闸上的静水压力的影响。

**7.2.5** 计算水闸基础底面扬压力（即浮托力与渗透压力之和）的水位组合条件，应和计算静水压力的水位组合条件相对应。

作用在水闸基础底面上的渗透压力可按本规范第 6 章和附录 C 的规定计算。

**7.2.6** 由于形成土压力的散粒土体通常是处于弹性平衡状态，属于超静定的问题，只有当挡土结构处于绝对固定，无任何的位移和转动时，方可根据直线变形体完全侧限条件的理论或按照半经验公式计算求得静止土压力，除此而外，目前还无法精确计算散粒土体处于弹性平衡状态下产生的土压力。但是，在压力或其他推力的作用下，挡土结构往往产生离开或朝向填土方向的移动或转动，使得散粒土体到达主动或被动的极限平衡状态，从而减小或增大作用在挡土结构上的土压力，并出现最小值或最大值。这种土压力的最小值或最大值，即主动土压力或被动土压力，可以根据散粒体极限平衡理论计算求得。

DL 5077 规定，计算挡土建筑物（挡土墙）的土压力时，对于向外侧移动或转动的挡土结构，可按主动土压力计算；对于保持静止不动的挡土结构，可按静止土压力计算。实际上完全静止不动的挡土结构是不存在的，在土压力或其他荷载作用下总要产生一定的移动或转动，只不过移动量和转动量很小，结构所受的土压力与静止土压力相近而已。在我国水闸工程设计中，对于土基上的导墙结构，无论是重力式、扶臂式还是空箱式，绝大多数是按照主动土压力计算其墙后土压力的，因为由于墙后填土的作用，导墙往往产生离开填土方向的移动或转动，其位移量足以达到形成主动土压力的数量级。对于土基上的闸室底板，或者对于土基上的涵洞式闸室结构，在计算其两侧土压力时，虽然也有按静止土压力计算的，但多数仍然是按主动土压力计算。对于岩基上的挡土结构，由于结构底部嵌固在岩基上，且当断面刚度比较大时，移动量和转动量较小，因此可按静止土压力计算。总之，作用在水闸挡土结构上的土压力是按主动土压力还是静止土压力计算，应根据挡土结构在填土作用下产生的位移情况决定。因此，本规范规定，对于向外侧移动或转动的水闸挡土结构，可按主动土压力计算，对于保持静止不动的水闸挡土结构，可按静止土压力计算。

作用在水闸上的主动土压力和静止土压力可按本规范附录 E 的有关规定计算。对于重力式挡土结构当墙后填土为均质无黏性土时主动土压力宜按库仑公式即式 (E.0.1-1) 计算；对于扶壁式或空箱式结构，当墙后填土为砂性土且填土表面水平时，主动土压力宜按朗肯主动土压力公式即式 (E.0.2-1) 计算；对于建于坚实地基上挡土结构有足够大的刚度，在墙后推力作用下不产生任何位置和变形时，作用在墙后的土压力可按静止土压力公式即式 (E.0.3-2) 计算。土压力计算的三个公式各有其使用条件，应用时切不可乱用。至于挡土结构墙后填土为黏性土或墙后填土表面有其他荷载作用时，可采用等值内摩擦角法（又称等代内摩擦角法）

## NB / T 35023 — 2014

或将超荷载换算成等效的填土高度进行计算。

**7.2.7** 根据水库的运行方式与泥沙淤积计算、水工模型试验成果等，可以确定泥沙淤积的高度。根据对四川省映秀湾、太平驿、福堂、渔子溪 1 级、耿达、南桡河 3 级等电站的调查统计分析，水库库容不大的水闸的泥沙实际淤积高度在两岸连接坝前一般为汛期运行水位，实用堰溢流坝前泥沙可淤至堰顶高程。对于平底闸，因每年泄洪的要求，各孔闸门会轮换开启，闸门前基本无泥沙淤积。

作用在水闸上的泥沙压力可按 DL 5077 的规定计算。

**7.2.8** 在计算作用在水闸上的风压力时，对于计算风速的取值，可按照 DL 5077 中计算风浪要素时对计算风速的有关规定。当风压力参与荷载的基本组合时，采用当地气象台站提供的重现期为 50 年的年最大风速；当风压力参与荷载的特殊组合时，采用当地气象台站提供的多年平均最大风速。

按 DL 5077 的规定，在计算作用在水闸上的风压力时，也可从 GB 50009 所附“全国基本风压分布图”上查得闸址所在地基本风压值（采用值不得小于  $0.25\text{kN/m}^2$ ），再乘以 1.1 作为作用在水闸单位面积上的风压值。“全国基本风压分布图”是根据全国 300 多个气象台站提供的最大风速资料，经统计分析得出重现期为 30 年的年最大风速，再按经验公式  $W_0 = v_0^2 / 1600$  算出基本风压值绘制而成的。统计分析结构表明，将基本风压值乘以系数 1.1，相当于将重现期为 30 年的年最大风速提高为重现期为 50 年的年最大风速。

**7.2.9** 本节适用于山区、丘陵区水闸等挡水建筑物由风浪产生的浪压力计算。计算浪压力，首先要计算波浪要素（即波浪的高度、长度和周期等）。本次规范修订推荐采用官厅水库公式、鹤地水库公式，与 DL 5077 采用的计算公式是一致的。作用在水闸上的浪压力可按本规范附录 F 的规定计算。

**7.2.10** 作用在水闸上的冰压力、土的冻胀压力、地震荷载可按

DL 5077、DL/T 5082、DL 5073 的规定计算。人群及汽车荷载、飘浮物的撞击力等其他荷载可按 JTG D60 等相应规范的规定计算。

**7.2.11** 水闸在施工、运用及检修过程中，各种荷载的大小及分布情况是随机变化的，因此，应根据水闸不同的工作条件和荷载机遇情况进行组合。荷载组合的原则是：考虑各种荷载出现的几率，将实际上可能同时出现的各种荷载进行最不利的组合，并将水位作为组合条件。

本规范规定，荷载组合可分为基本组合和特殊荷载组合两类。在基本组合中可分为完建情况、正常蓄水位情况、设计洪水位情况和冰冻情况四种，在特殊荷载组合中又可分为施工情况、检修情况、校核洪水位情况和地震情况四种，详见表 7.2.11。该表规定的计算闸室稳定性和应力时应采用的荷载组合，是符合我国水闸设计的实际情况的。对于土基上的水闸，完建情况一般控制地基承载能力的计算，应作为基本荷载组合；而施工情况和检修情况，具有短期性的特点，因此，可作为特殊荷载组合。至于闸下排水设备完全堵塞或部分堵塞的情况一般是不允许出现的，在水闸设计中可不考虑；否则，将导致工程投资的增大。

由于地震与设计洪水位或校核洪水位同时遭遇的几率极小，因此，本规范规定，地震荷载一般不与设计或校核洪水组合。当有充分论证时，才能考虑地震荷载与设计或校核洪水位组合的可能性。

### 7.3 闸室稳定性计算

**7.3.1** 安全系数法为目前水闸闸室抗滑稳定性计算中采用最多的基本计算方法，尤其是应用于土基上的闸室计算，其计算方法和成果是相当成熟、简便、合理、安全的。因此，本次修订仍将该方法作为设计应遵循的基本方法列入本规范。

近年来随着可靠度分析方法的发展，在水电工程采用概率极

## NB / T 35023 — 2014

限状态设计原则，以分项系数极限状态设计表达式的方法对水工建筑物的稳定性进行分析计算也有较多成果和经验，但基本都是应用于岩基上的工程。在本次规范修订过程中根据《水利水电工程结构可靠性设计统一标准》GB 50199 的规定，对土基上水闸按概率极限状态设计法采用分项系数体系进行了专题研究，在专题报告中提出了土基上水闸分项系数极限状态设计表达式及分项系数，并将研究的方法用于部分工程进行试算，与按单一安全系数法计算的成果进行比较，其结果基本一致。由于土质地基的成因、组成相当复杂，特别是山区河流砂卵石地基的分层厚度、粒径大小、物质组成差异很大，其空间和平面的分布不均相当突出，即使同一地点、同一土层，其性质也随位置而变，存在很多难以表达清楚的因素。考虑目前采用可靠度分析方法应用于土质地基上的工程实例很少，使用经验不多，因此，本规范将可靠度分析方法列入附录 G，当要求采用该方法计算闸室稳定性时，可作参考。

**7.3.2** 土基上的闸室稳定性应包括两个方面的计算：一个是地基承载力的计算，要求在各种计算情况下地基不致发生剪切破坏而失去稳定；另一个是闸室抗倾覆和抗滑稳定性的计算，要求在各种计算情况下闸室不致发生倾覆或过大的沉降差，且不致发生沿地基表面的水平滑动。本条所列四项要求，就是基于上述两方面的要求提出来的。前一项是为了满足地基承载力方面的要求，其余项是为了满足闸室抗倾覆和抗滑稳定性方面的要求。

**1** 土基上闸室地基允许承载力的计算成果通常是指整个闸室地基的允许承载力，带有压力平均的性质，因而不允许闸室平均基底应力超过整个闸室地基的允许承载力，即允许地基内出现局部的塑性变形，而容许承载力不是极限承载力，本身就有一定的安全度。例如，《港口工程技术规范》GB 50007（第五篇地基）等，都列有建筑物的平均基底应力不大于地基容许承载力的要求。至于局部的基底应力允许超过多少，是有一定限制的，这就要求最大基底应力不超过整个闸室地基允许承载力的 1.2 倍。这一规



定与 GB 50007 的有关规定一致。对于土基上的水闸，特别是修建在软土地基上的水闸，要满足这一项要求，有时却比较困难，需要通过减轻闸室结构重力或对地基进行人工处理后才能达到。如果不能满足“在各种计算情况下，闸室平均基底应力不大于地基允许承载力，最大地基压力不大于地基允许承载力的 1.2 倍”这一项要求，地基即有可能因发生剪切破坏而失去稳定。

2 在各种计算情况下要求基底应力的最大值与最小值的比值不大于本规范 7.3.5 条规定的允许值，提出这一项要求，主要是为了减少和防止由于闸室基底应力分布的不均匀状态而发生过的沉降差，以避免闸室结构发生倾覆。

3 在各种计算情况下要求闸室基础底面的抗滑稳定性安全系数不应小于表 7.3.7 规定的值，是为了防止闸室结构因阻滑力小于滑动力发生沿地基表面的水平滑动。

4 当土质地基存在软弱下卧层时，水闸在水平推力作用下，可能致使闸室与地基整体沿地基软弱下卧层某个滑动面发生深层滑动。在各种计算情况下闸室地基沿软弱下卧层整体抗滑稳定性安全系数不应小于表 7.3.8 规定的值。

**7.3.3** 岩基上的闸室稳定性计算同样有地基承载力、闸室抗倾覆和抗滑稳定性两方面的内容和四项要求。由于岩基的允许承载力一般均较大，因此要求闸室最大基底应力不超过岩基的允许承载力，这是容易满足的；又由于岩基的压缩性很小，因此作为水闸地基一般不会因闸室基底压力分布的不均匀状态而发生较大的沉降差，从而导致闸室结构发生倾覆。但是为了避免闸室基础底面与岩石之间脱开，要求岩基上水闸在非地震情况下闸室基底不应出现拉应力；在地震情况下闸室基底应力应符合 DL 5073 的要求，这样的规定与国家现行规范的有关规定是一致的。

岩基上的水闸沿闸基深层存在的缓倾角软弱结构面或不利裂隙等同样也存在着稳定性问题，其抗滑稳定性安全系数应满足本规范 7.3.12 条的要求。

## NB / T 35023 — 2014

**7.3.4** 式(7.3.4-1)是材料力学的偏心受压公式,它只适用于结构布置及受力情况对称的闸,如多孔水闸的中闸孔或左右对称的单孔闸。

对于结构布置及受力情况不对称的闸孔,如对于多孔水闸的边闸孔或左右不对称的单闸孔,应按式(7.3.4-2),即双向偏心受压公式计算闸室基底应力。

在一般情况下,对于结构布置及受力条件不对称的闸孔,考虑横向力作用,即按双向偏心受压公式计算闸室基底应力是偏于安全的。

**7.3.5** 本规范中按松软、中等坚实、坚实来划分土质地基的松软或坚实程度。在实际工程中也可按地基土的分类,根据其孔隙比、相对密度及标准贯入击数,按《水利水电工程地质手册》GB 50021的要求来划分。

有关文献资料对于土基上水闸闸室基底应力最大值与最小值之比的允许值规定为:黏土地基不大于 1.2~1.5,砂土地基不大于 1.5~2.0;也有的文献资料规定为:黏土地基不大于 1.5,砂土地基不大于 2.0~2.5。经对部分已建工程的调查认为,提出这样比较严格的要求不是十分必要的,有时难以使各种计算工况都能满足 1.2~1.5 的要求。在已投入运行的水闸工程中,不少修建在坚硬或中等坚硬黏土地基上的水闸闸室基底应力最大值与最小值之比超过了 1.5,甚至有的超过了 2.0,并未导致不良的后果。因此,黏土地基上的闸室基底应力最大值与最小值之比的允许值大小,应根据黏土软硬程度确定。同样,对于砂土地基,要求闸室基底应力最大值与最小值之比不大于 1.5~2.0,要求也比较严格,有时也难以得到满足。当水闸修建在地震区松散的粉砂或细砂地基上,考虑这类地基排水不畅,短时间内不易密实,尤其是在地震时容易产生液化,可能导致闸室结构严重破坏的情况,提出较严格的要求,是必要的;当水闸修建在地震设计烈度为 7 度以下,地基为密实的砂土,适当放宽对闸室基底应力最大值与最



小值之比的允许值要求，也是比较符合实际的。因此，砂土地基上闸室基底应力最大值与最小值之比的允许值大小，应根据砂土的松密程度，并考虑是否受地震的影响确定。位于汶川“5·12”地震区，建在密实、级配连续的砂卵砾石的部分闸室，其基底应力最大值与最小值之比的允许值有的超过了 2.5，目前运行还是基本正常。

关于确定闸室基底应力最大值与最小值之比的允许值问题，在原规范编制过程中经研究分析认为，在地基条件方面，不取决于地基类别是黏土或砂土，而是取决于地基土质的松软或坚实程度如何，因此实践证明，坚硬的黏土地基比松散的粉砂或细砂地基，在不均匀沉降方面的适应性要好一些，因而闸室基底应力最大值与最小值之比的允许值可以大一些。因此，不是所有的黏土地基都比砂土地基要求闸室基底应力最大值与最小值之比的允许值小。此外，确定闸室基底应力最大值与最小值之比允许值，也应按荷载组合的不同类别而有所区别。根据上述各点，要求土基上闸室基底应力最大值与最小值之比不大于 7.3.5 条规定的允许值。该条按地基土质的松软或坚实程度，以及荷载组合的类别分别提出闸室基底应力最大值与最小值之比的允许值，经征求各方面的意见，认为该条在提法上是可取的；同时在数值方面，对于松软地基，要求闸室基底应力最大值与最小值之比的允许值最大不大于 2.0；对于中等坚实的地基，要求闸室基底应力最大值与最小值之比的允许值不大于 2.5；对于坚实地基，要求闸室基底应力最大值与最小值之比的允许值不大于 3.0，仍留有一定安全余地，因此是较为合适的。

实际运行工程经验表明，对于级配连续，密实性好的砾石、砂卵石地基一般取值可适当大于表 7.3.5 中坚实地基的值。四川省自一里电站地震工况为 3.0，小沟头电站正常运行工况为 3.05，太平驿电站完建工况为 3.8，木坐电站正常运行工况为 2.6、地震工况为 3.0；目前运行均未见异常。2008 年汶川“5·12”大地震后，

## NB / T 35023 — 2014

经对位于地震区汶川县的映秀湾、太平驿、福堂，平武县的自一里、木座电站的检查表明，这些工程的水闸各闸室之间均未出现大的沉降差。

**7.3.6** 土基上的水闸沿闸室基础底面的抗滑稳定性计算采用单一安全系数法，即安全系数为阻止闸室滑动力（阻滑力）与促使闸室滑动力（滑动力）的比值。式（7.3.6-1）中的分子项为全部竖向荷载作用在地基上，在闸室底板与地基之间产生的阻滑力，分母为全部水平向荷载作用形成的滑动力。式（7.3.6-2）中的分子项是由闸室底板与地基土之间的摩阻力和黏结力组成的阻滑力。式（7.3.6-1）对土基或岩基都适用。

通过很多工程的抗滑试验，建于黏土地基上的水闸，当混凝土板在水平向荷载作用下发生水平滑动时，不是沿着混凝土板与地基土的接触面滑动，而是沿着混凝土板底面附近带动一薄层土壤一起滑动，可见混凝土板的抗滑能力不仅和混凝土板底面与地基土之间的摩阻力有关，而且还与混凝土板底面与地基土之间的黏结力有关，因此，对于黏性土地基上的水闸按式（7.3.6-2）计算比按式（7.3.6-1）计算，显得较为合理。

**7.3.7** 土基上沿闸室基础底面抗滑稳定性安全系数的允许值，是保证建筑物的安全与经济的一个极为重要的指标。对于闸室基础底面抗滑稳定性安全系数允许值的合理规定，不仅与采用的计算理论、方法（反映在计算的公式上）和计算指标（反映在采用的抗剪强度指标值及其试验方法和试验成果的取值方法上）等有关，而且涉及国家的技术经济政策。在实际应用中，未经充分论证，不应任意提高或降低闸室基础底面抗滑稳定性安全系数的允许值。

**7.3.8** 闸室和地基整体沿软弱下卧层某个滑动面发生剪切破坏的整体抗滑安全系数允许值在本规范里是按 DL/T 5395 的规定选取。

**7.3.9** 岩基上的水闸沿闸室基础底面的抗滑稳定性采用安全系数

法计算。式 (7.3.9) 是抗剪断强度公式，式 (7.3.6-1) 是抗剪强度公式，在进行岩基上闸室抗滑稳定性计算时，可根据工程具体情况选择其中任一公式。但因式 (7.3.9) 中不仅包含了闸室基础底面与岩石地基之间的抗剪断摩阻力，而且还包含了客观存在于闸室基础底面与岩石地基之间的抗剪断黏结力，因此按式 (7.3.9) 计算显然更加合理。

根据工程实际经验，当地基岩石条件较好时，采用抗剪断强度公式是合适的；当地基岩石条件较差时，如软岩或存在软弱结构面，采用抗剪强度公式也是可行的。所以在设计计算时应根据工程的具体地质条件选取合适的计算公式。

**7.3.10** 本规范对于沿闸室基础底面抗滑稳定性安全系数的计算仍沿用安全系数法计算公式，即式 (7.3.6-1) 和式 (7.3.9)。必须指出，表 7.3.10 规定的岩基上沿闸室基础底面抗滑稳定性安全系数允许值的采用应与本规范规定的计算公式配套使用，切不可将表中规定的允许值用来检验非本规范规定的其他公式计算成果。

**7.3.11** 闸室基础底面与土质地基之间的摩擦系数  $f$  值、摩擦角  $\varphi_0$  及黏结力  $C_0$  的取值合适与否，对水闸工程设计是否安全和经济合理关系极大，因此要慎重对待。对于重要的大、中型水闸宜经室内力学性试验确定。

附录 D 提出的土体参数值表是在四川省多个山区河流上已建、在建或正在开展前期工作的共 27 座电站的室内力学性试验成果（见表 7-2）基础上，同时还参照了 SD 133—1984、《水利发电工程地质勘察规范》GB 50287 和近 30 座山区河流水闸的建议参数等整理而成，符合山区河流土质地基的基本特性。一般来讲，山区河流土质地基具有复杂的成因类型，如冲积、洪积、湖积、冰积、冰水积、崩坡积等，它们直接影响到土体的力学性质，因此根据表 8 选用地质建议值时应考虑已有的土工试验成果并结合具体工程土体的成因类型、土体结构等进行综合分析确定。

NB / T 35023 — 2014

表 7-2 各类土体室内力学性试验成果整理表

土体名称		土的分类	制样控制条件		压缩试验（0.1MPa～0.2MPa）		直剪试验（饱、固、快）	
			干密度（g/cm <sup>3</sup> ）	含水率（%）	压缩系数MPa <sup>-1</sup>	压缩模量（MPa）	凝聚力（MPa）	摩擦角（°）
巨粒类土		平均值	2.16	3.70	0.016	97.42	0.053	36.54
		大值平均	2.23	2.27	0.022	135.66	0.080	40.05
		小值平均	2.09	5.50	0.010	64.65	0.024	33.02
		统计样本数	44	36	37	39	55	55
粗粒类土	砾类土	平均值	2.08	5.41	0.077	36.37	0.041	30.61
		大值平均	2.17	8.98	0.142	73.50	0.068	34.34
		小值平均	1.99	3.63	0.030	17.79	0.023	26.27
		统计样本数	13	9	13	12	13	13
	砂类土	平均值	1.58	16.78	0.143	12.03	0.004	24.46
		大值平均	1.73	22.54	0.193	14.76	0.012	28.33
		小值平均	1.48	0.39	0.115	9.76	0.001	22.26
		统计样本数	19	19	11	11	11	11
细粒类土		平均值	1.52	25.74	0.245	8.10	0.040	21.88
		大值平均	1.59	30.71	0.357	11.26	0.132	25.93
		小值平均	1.41	20.25	0.140	5.61	0.021	19.25
		统计样本数	39	40	30	34	33	33

表 7-2 中统计试验值的电站包括小关子、古城、薛城、阴坪、仁宗海、大发、狮子坪、色尔古、金窝、栗子坪、明台、太平驿、二滩、桐子林、小天都、冷竹关、瀑布沟、福堂、吉牛、官地、十里铺、栗子坪、竹格多、联补、紫坪铺、长河坝、牟山水库等。参考土体参数建议值的水闸有小关子、古城、薛城、阴坪、仁宗海、红叶二级、色尔古、姜射坝、金窝、自一里、栗子坪、冷竹关、洼垭、竹格多、江边、锦屏二级、木座、沙坪、黎明桥、小

三峡、偏桥、联补、沙湾、水津关等。

砂类土、粉土、黏土抗剪强度采用了 GB 50287 的相关内容，对巨粒类土和砾类土则做了适当调整，考虑表 7-2 中巨粒类土抗剪强度 55 个统计样本的小值平均值达到了 0.65，有较好的代表性，故将其抗剪强度值调整为 0.55~0.65 是可行的，但仍留有一定余地。

附录 D 中岩石地基的岩体力学参数值表主要是根据 GB 50287 的相关内容提出，在实际工程中对于岩基上的重要大、中型水闸，其  $f'$ 、 $C'$  的取值应慎重，宜通过室内力学性试验，并经工程类比、经验判断等方法确定。

**7.3.13** 闸基深层抗滑稳定性以刚体极限平衡法计算为主。首先应按附录 H 中式 (H.0.2-1) 和式 (H.0.2-2) 计算，安全系数需满足本规范表 7.3.10 的要求；若采取工程措施后仍不满足表 7.3.10 要求，可按附录 H 中式 (H.0.3-1) 和式 (H.0.3-2) 计算，其允许安全系数指标应经论证确定，在论证时可参考表 7-3 所列出的安全系数（该表仅作参考）。对于双滑面、多滑面等情况，由于  $BD$  面是假定的， $\varphi$  值取为 0，采用等  $K$  法计算，有一定的安全裕度。但对于单滑面，没有上述安全裕度，其安全系数取值必须慎重。

此外，目前采用有限元对闸基深层抗滑稳定性分析的各种方法发展很快，稳定性安全系数也有多种定义，各种计算方法计算结果相差较大，尚难以作为判据。但其成果可作为对工程的深层抗滑稳定性进行综合评定和处理方案选择的依据。

表 7-3 闸基深层抗滑稳定性安全系数

荷载组合		水闸级别			
		1	2	3	4、5
基本组合		1.35	1.30	1.25	1.20
特殊组合	I	1.20	1.15	1.10	1.05
	II	1.10	1.05	1.05	1.00



**NB / T 35023 — 2014**

**7.3.14** 当闸室沿基础底面的抗滑稳定性安全系数计算值小于允许值，不能满足设计要求时，可在原结构布置的基础上，结合工程的具体情况，采取旨在提高闸室抗滑稳定性的工程措施，本条只列举了工程上常用的几种措施。例如，闸门位置移向低水位一侧，或将闸室底板向高水位一侧加长，或适当加大闸室结构尺寸等，都是一些常用、有效的抗滑措施。但是增加闸室底板齿槽深度是有一定限度的，因为从结构上和工程实施上考虑，闸室齿槽深度过深，其阻滑能力的提高并非与齿槽深度的增加成正比，而且在某些情况下，齿槽挖的过深，在施工上也有一定困难。同样，增加铺盖长度也有一定的限度，因为从渗流观点考虑，铺盖长度过长，其防渗效果的增加并非与铺盖的长度增加成正比，因而单位长度的防渗效果反而会有所降低。

至于利用钢筋混凝土铺盖作为阻滑板，必须将阻滑板与闸室底板可靠地连接起来；否则，不能保证阻滑板与闸室底板起共同抗滑作用。但是阻滑板只能作为补充闸室抗滑稳定性的安全措施，当闸室底板与阻滑板之间的止水设备一旦遭受破坏时，必须保证闸室底板不致沿其底面滑移，因此闸室自身的抗滑稳定性安全系数不应小于 1.0（在计算由阻滑板增加的抗滑时，必须保证闸室底板不沿其考虑地基变形及连接钢筋的拉长对阻滑板阻滑效果的影响等，阻滑板效果的折减系数可采用 0.8）。由于阻滑板应起防渗与阻滑的双重作用，除了能提高闸室的抗滑稳定性外，还要求阻滑板本身能尽量满足抗裂要求，以防止阻滑板开裂后对闸基防渗带来不利影响。对于某一个具体工程来说，是否利用钢筋混凝土铺盖作为阻滑板，要结合该工程的具体情况进行分析比较后确定，不是在任何情况下都可以利用。

**7.3.15** 闸室的抗浮稳定性通常是控制在闸室检修情况下，式（7.3.15）是计算闸室抗浮稳定性安全系数的唯一计算公式。闸室抗浮稳定安全系数允许值的确定，以闸室检修时不浮起为原则，但应有一定的安全储备。参照现行有关规范对抗浮稳定性安全系

数允许值的规定，本规范规定，不论水闸级别和地基条件在基本荷载组合下，闸室抗浮稳定性安全系数不应小于 1.10；在特殊荷载条件下，闸室抗浮稳定性安全系数不应小于 1.05。

## 7.4 导墙、连接坝稳定性计算

**7.4.1** 对于未设横向永久缝的重力式导墙、连接坝结构，宜按不同建基面高程分段取单位长度作为稳定性计算单元；对于设有永久缝的重力式、扶壁式或空箱式导墙、连接坝结构，宜按不同建基面高程取分段长度或单位长度作为稳定性计算单元。

**7.4.7** 当导墙、连接坝沿其基础底面的抗滑稳定性安全系数计算值小于允许值，不满足设计要求时，可采用各种为了提高导墙、连接坝抗滑稳定性的工程措施，本条只列举了工程上常用的几种措施。例如调整其剖面的结构形式、适当增加导墙底板宽度，或在基底增设凸榫，或在墙后增设阻滑板、锚杆、增设土工格栅等；在连接坝后可采取填土、增加坝底宽度等。

**7.4.8** 岩基上的导墙抗倾覆稳定性安全系数允许值的确定，以在各种荷载作用下不倾倒为原则，但应有一定的安全储备。参照现行有关规范对抗倾覆稳定性安全系数允许值的规定，本规范规定，无论水闸级别在基本荷载组合条件下，抗倾覆稳定性安全系数不应小于 1.50；在特殊荷载组合条件下，抗倾覆稳定性安全系数不应小于 1.30。

## 7.5 结构应力分析

**7.5.2** 闸室底板是整个闸室结构的基础，其应力分布状况应按空间问题分析，但计算极为冗繁，因此在工程实践中，往往近似地简化成平面问题，采用“截板成梁”的方法进行计算。

目前，对于土基上水闸闸室底板的应力分析方法主要有两大类：一类是反力直线分布法，假定闸室地基反力按直线变化规律分布，即在顺水流方向按梯形分布，在垂直水流方向按矩形分布，



**NB / T 35023 — 2014**

无论荷载及其分布状况如何，也无论底板的刚度和地基土质如何，都可由偏心受压公式计算其地基反力；另一类是弹性地基梁法，认为梁和地基都是弹性体，可根据变形协调和静力平衡条件，确定地基反力和梁的内力，地基反力在顺水流方向按梯形分布，在垂直水流方向按曲线形即弹性分布。此外，还有所谓“倒置梁法”，即假定地基反力（均布）作荷载，底板当作梁，闸墩当支点，按倒置的连续梁计算其内力。这种计算方法忽略了各闸墩处变位不等的重要因素，误差较大，因而不宜在大、中型水闸设计中采用。

反力直线分布法，又称荷载组合法或截面法。这种计算方法，虽然假定地基反力在垂直水流方向均匀分布，但不把闸墩当做底板的支座，而认为闸墩是作用在底板上的荷载，按截面法计算其内力。

弹性地基梁法通常有两种假定：一种是文克尔（E.Winkler）假定，即假定地基单位面积上所受的压力与该面积上的地基沉降成正比，其比例系数称基床系数或垫层系数，按照文克尔假定，基底应力值的计算显然未考虑基础范围以外的地基变形影响；另一种假定是地基为半无限大理想弹性体，认为土体应力和变形为线形关系，可利用弹性理论中半无限大弹性体的沉降公式，如弗拉芒（Flament）公式计算地基的沉降，再根据基础挠度和地基变形协调一致的原则，求解地基反力，并可计及基础范围以外的边荷载作用的影响。上述两种假定，是两种极限情况，前者适用于可压缩土层厚度很薄时的情况，后者适用于可压缩土层厚度无限深时的情况。在实际工程中，有时碰到可压缩土层厚度既非很薄、又非无限深，在这种情况下，宜按有限深弹性地基的假定进行计算。

本规范规定，相对密度小于或等于 0.5 的砂土地基，可采用反力直线分布法，因为相对密度小于或等于 0.5 的砂土地基，在荷载作用下的地基变形容容易得到调整，即地基反力可以假定为直线分布。对黏性土地基或相对密度大于 0.5 的砂土、砂砾石地基，

因前者固结时间较长，地基变形缓慢，后者在荷载作用下的地基变形较难调整或调整较少，可采用弹性地基梁法计算。

当按弹性地基梁计算时，如何考虑可压缩土层厚度的影响，各种文献资料的意见不完全一致。但多数文献资料是以可压缩土层厚度与弹性地基梁半长之比值为 0.25 和 4.0（或 5.0）分别采用基床系数法（文克尔假定）、有限深的弹性地基梁法和半无限深的弹性地基梁法的界限值。考虑我国水闸工程地基勘探深度多数没有超过闸室底板顺水流方向长度 2 倍（或 2.5 倍）的实际情况，本规范规定，当其压缩土层厚度与弹性地基梁半长之比小于 0.25 时，可按基床系数法（文克尔假定）计算；当可压缩土层厚度与弹性地基梁半长之比为 0.25~2.0 时，可按有限深的弹性地基梁法计算。采用上述计算方法所需的单位荷载或单位边荷载作用下的地基反力系数和梁的内力系数，可由《水工设计手册》（水利电力出版社，1984 年 8 月第 1 版）及有关文献中查得。在具体工程设计过程中，采用不同的计算方法对底板配筋是有较大影响的。根据水闸工程设计经验，对于重要的大型水闸（特别是松软地基或中等坚实地基）宜按弹性地基梁法设计，反力直线分布法校核。这种设计方法是基于地基塑性变形可使地基反力重分布的认识提出的。

至于岩基上水闸闸室底板的应力分析，可按基床系数法计算，这是因为岩基弹性模量较大，其单位面积的沉降变形与所受压力之间的关系比较符合文克尔假定。

需要指出的是，上述各种计算方法主要是用于平底板，对于厢式平底板和低堰底板原则上也都适用，对于折线底板也可参考采用。

缝型为斜搭接或齿形搭接的平底板，其结构特点是接缝两侧的底板可互相传递剪力，但不能传递弯矩，因而可假定接缝为铰接点。闸室铰接底板的地基反力和内力系数可由谭松曦编著的《水闸设计》（水利电力出版社，1962 年 2 月）附录查得。

**NB / T 35023 — 2014**

**7.5.3** 在水闸工程实践中，闸室底板的应力分析可按闸门门槛的上、下游段分别进行，采用“截板成梁”的方法进行计算。由于闸门门槛前、后的上、下游段底板上的水重相差悬殊，如果多取几段进行计算，成果更为准确，但从实际观点出发取闸门门槛前、后的上、下游段计算，其计算成果基本上不影响底板的配筋，因此能够满足工程的实际需要。

在“截板成条”计算时，由于闸室底板上的作用荷载与地基反力的分布不同，单宽板条上所受的竖向荷载不能平衡产生，存在不平衡剪力。不平衡剪力通常可根据静力平衡条件，采用作图法或数值积分法求得。在一般情况下，水闸闸室底板分摊不平衡剪力的 10%~15%，闸墩分担不平衡剪力 85%~90%。

**7.5.4** 原规范规定，在分析底板应力时，应根据不同的地基情况，分别考虑底板自重对其应力的影响，即在黏性土地基上，可采用底板自重的 50%~100%；在砂性土地基上可不计底板的自重。经分析认为，这种考虑方法是不够全面的，因为水闸闸室底板绝大多数是挖埋式，底板自重远小于基坑开挖前的原压荷载，由底板自重引起的地基沉降量是基坑开挖回弹后的再压缩量，属弹性压缩的性质，不像排水固结那样需要较长的时间，弹性变形可在很短时间内完成，因此不论是黏性土地基还是砂性土地基，都可以不考虑底板自重对其应力的影响。但当不计底板自重，致使作用在基础底面上的均布荷载为负值时，则仍应计及底板自重的影响，计及的百分数以使作用在基础底面上的均布荷载值等于零为限度确定。

**7.5.5** 边荷载是指计算闸段底板两侧的闸室或边闸墩（导墙）及墩（墙）后回填土作用于土基上的荷载。根据试验研究结果，边荷载对底板应力的影响，主要与地基土质、边荷载大小及边荷载施加程序等因素有关，情况是十分复杂的，因此在工程设计中只能做一些原则上的考虑。

原则规定，在分析底板应力时，同时考虑了地基土质及边荷

载施加程序对应力的影响，以此确定边荷载计算百分数，但实际上水闸各单项工程基本上是同时施工的，在闸室底板和闸墩混凝土浇筑过程中，在程序上虽略有先后，但相隔时间不长，因此可忽略边荷载施加程序的影响。加之所采用的底板应力分析方法和弹性地基参数的确定均不够完善，没有必要对边荷载计算百分数规定得过细。在水闸工程设计中，通常作如下规定：当边荷载使底板内力减小时，黏性土地基不考虑其影响，砂性土地基仅考虑50%。这样的规定基本上是经济合理的。因此，本规范规定的边荷载计算百分数见表 7.5.5，这样就无需考虑边荷载是在计算闸段底板浇筑之前或是浇筑之后施加的问题。

边荷载对底板应力的影响，除了与地基土质有关外，还与边荷载强度及其作用位置，以及地基可压缩土层厚度有关。显然，边荷载强度越大，对底板应力的影响越大；边荷载作用的位置距离底板越远，对底板应力的影响则越小。如果地基按半无限弹性体考虑，则计算闸段 1.0 倍底板长度以外的边荷载对底板应力的影响可忽略不计；如果地基按弹性有限深的可压缩土层考虑，则 1.2 倍可压缩土层厚度以外的边荷载对底板应力不再发生影响。因此边荷载作用范围通常可采用计算闸室底板长度的 1.0 倍或可压缩土层厚度的 1.2 倍。至于黏性土上的老闸加固，当边荷载使计算闸段底板内力增加时，边荷载计算百分数可适当减小，而边荷载计算百分数可减少多少，可由计算地基实际完成的固结度决定。

**7.5.6** 平面闸门闸墩的受力条件主要是偏心受压，可假定闸墩固定于底板上的悬臂梁，其应力状况可采用材料力学的方法进行分析。弧形闸门闸墩的受力条件比较复杂，不只是偏心受拉，而且还受扭，是一块一边固定、三边自由的弹性矩形板，其应力状况宜采用弹性力学的方法进行分析。目前，由于计算机的普及和计算软件的进步，对于大型水闸弧形闸门闸墩，宜采用有限元法进行应力分析。

**7.5.7** 在水闸工程实践中，当闸孔总净宽不变的情况下，增加闸



## NB / T 35023 — 2014

室净宽可以减小闸孔总数与泄水建筑物前沿的总长度，但闸门承受的水推力也将增大。当水闸弧形工作闸门门轴总推力超过 25 000kN 时，通过技术经济比较，可以采用预应力钢筋混凝土结构。同时，锥形铰结构优于一般钢筋混凝土牛腿。由于预应力闸墩结构在闸墩内部有多束预应力锚束，其应力分布与普通钢筋混凝土闸墩结构区别较大，宜采用空间三维有限元法对闸墩进行应力分析。此外，若预应力闸室结构承受的水推力太大时，宜进行结构模型试验验证。

**7.5.8** 涵洞式、双层式或胸墙与闸墩固支连接的胸墙式闸室结构都是弹性地基上的整体框架结构。施工过程中，在框架结构尚未形成之前，闸室底板承受部分闸墩荷载，此时可按弹性地基梁进行闸室底板的应力分析；在框架结构形成整体以后，继续增加的荷载则由整体框架结构承受，此时应按弹性地基上的整体框架结构进行应力分析，因此闸室底板的最终应力是上述两个阶段应力的总和。对于多孔闸，宜在相邻框架结构之间的永久缝内设对顶措施，以消除侧移对框架应力分析的影响。

**7.5.9~7.5.10** 根据实际调查资料，我国一些岩基上的水闸闸墩和土基上经常暴露于大气中的闸室底板产生裂缝的情况比较普遍，而且裂缝位置、缝型和缝的尺度还具有一定的规律性，其中有的形成了贯穿性裂缝，有的裂缝长度甚至达到闸墩高度的 90% 以上，这些都严重破坏了结构的整体性。裂缝产生的原因主要是温度变化的影响和地基的约束作用，特别是经常暴露在大气中的闸室底板和闸墩，受年温差控制的影响更为显著，混凝土材料及施工质量的影响也是不可忽略的原因之一。根据一些工程分析研究结果，一般认为，温度变化  $1^{\circ}\text{C}$ ，底板或闸墩温度应力增减  $100\text{kPa}\sim 200\text{kPa}$ 。因此，由于温度变化的影响，加上地基的约束作用，产生的温度应力往往是较大的。

鉴于岩基上水闸闸墩和土基上闸室底板的温度应力比较大，完全靠增加钢筋的办法解决裂缝问题是有困难的，因此要着重从

工程实际上采取防裂措施，本规范 7.5.10 条所列举的几种措施只是工程上常用的防裂措施。例如，适当减小底板分块尺寸及闸墩长高比，或在可能产生温度裂缝的部位预留宽缝，两侧增设插筋或构造补强钢筋并回填微膨胀性混凝土等，都是一些行之有效的防裂措施。而采取控制或降低混凝土浇筑温度的工程措施（如采用低热性能水泥，缩短混凝土运输时间，加快混凝土入仓覆盖速度，铺设冷却水管，仓内喷射水雾，或尽量安排在早晚或夜间进行混凝土浇筑等，都是工程实际中很容易办到、经济实用的工程措施），并加强混凝土的养护，更是工程实际中最基本的防裂措施，可按《水工混凝土施工规范》DL/T 5144 和《水闸施工规范》SL 27—1991 的有关规定采用。至于对严寒、寒冷地区的闸室底板和闸墩，在冬季施工期和冬季运用期应采取的防寒保温措施，可按 DL/T 5082 的规定执行。

## 7.6 结构抗震设计及措施

**7.6.1** 拟静力法和基于反应谱理论的抗震计算方法是水工建筑结构抗震计算的基本分析方法。各类水工建筑物均应采用基本分析方法进行抗震验算。除基本分析方法外，对于特别重要的大型水闸，还可采用包括有限元动力（时程）分析方法在内的其他多种方法进行对比分析。必要时，辅以动力结构模型试验进行验证。

**7.6.3** “5·12”汶川地震后，震中地区河流两岸地貌改变，山体滑坡、岩体崩塌、滚石、泥石流等导致河流堵塞，出现大量的堰塞湖，这些地质灾害所形成的环境地质问题突出，地震导致的次生灾害对人民的生命财产造成了重大损失，也对水电工程形成重大威胁。因此，在水闸的防震抗震措施设计时，应有针对性地选择处理措施，制定防范预案，将地震带来的损失减到最小。

**7.6.4** 修建在软弱地基上的水闸在地震作用下，其破坏一般都相当严重，主要表现在地基和建筑物两个方面。因而在水闸设计时应注意地基处理，如对液化土层进行挖除、振冲、围封或采用桩

**NB / T 35023 — 2014**

基等措施，以提高地基的承载力，具体处理措施可见本规范第 8 章。

在山区有很多水闸工程的边孔闸室处于土质地基与岩石地基交界的位置，在结构设计时应采取不同的措施，减小闸室与相邻建筑物的不均匀沉降差，处理措施可见本规范第 8 章。

**7.6.5** 震害调查表明，凡采用整体式钢筋混凝土结构的水闸震害较轻，而分离式结构震害较重，采用浆砌块石结构的震害最为严重。因此，位于 8、9 度地震区的水闸不宜采用分离式结构和建筑浆砌块石结构的水闸；如地基采用桩基处理，应采用整体式桩基。

止水应选用耐久并能适应较大变形的材料和形式，关键部位结构缝应采取加强措施。由于边孔闸室与连接坝的结构体形不同，较多工程在此部位又位于土质地基与岩石地基分界附近，在地震时可能会出现较大的沉降差，应重视此部位的结构缝止水设计，止水布置可加密止水道数、采用适应变形能力强的止水材料。在“5·12”汶川地震后，对岷江太平驿电站廊道检查发现，左右两岸闸室与连接坝段交界处均出现很大的渗漏水，原因是边孔闸与连接坝段之间出现了不均匀沉降，导致该部位的止水受到破坏；岷江映秀湾电站右岸挡水坝与相邻的泄洪闸出现了约 20cm 的沉降差。

减轻闸室顶部建筑重力、提高上部混凝土等级并适当配置构造钢筋；应加强闸墩的侧向刚度，当有胸墙时，应采用固支式连接；闸墩底部应加强配筋；闸室底板内有廊道、集水井等孔洞时，应加强其周边的钢筋布置。

由震害调查及动力分析可知，机架桥越高，地震作用效应越强；顶部重力越大，地震作用效应也越大。因此，在闸室进行闸室顶部的布置时，应降低闸顶工作桥及排架高度，减轻机架顶部的重力。启闭机排架宜为轻型、整体性好的框架结构，排架柱与闸墩连接部位宜增大截面或增加钢筋，排架柱上、下端范围、顶



## NB / T 35023 — 2014

部柱与横梁连接部位的箍筋应加密；设计烈度为 9 度时，排架柱应在全柱范围内加密箍筋。对排架顶的启闭机工作桥或闸顶的桥梁，当为简支结构时，其支座应采用挡块、螺栓连接或钢夹板连接等防止落梁的措施。

边墩及岸坡失稳主要表现为沉陷、倾倒、倒塌、滑移。震害调查表明，除地质条件外，还与墙后地震动土压力有关，若墙后填土过高或有附加荷重或地下水位过高，均会产生较大的地震主动土压力，对稳定不利。为防止地震产生的附加侧向荷载引起的闸孔变形及河岸变形，适当降低边墩后填土高度，避免在边墩附近建造房屋或增加其他荷载，并降低地下水位等有利于边墩及岸坡稳定的措施。

上游防渗铺盖宜采用混凝土结构，并做好分缝止水；当地基防渗采用铺盖或防渗墙时，应做好防渗墙与上部结构之间、闸室与铺盖之间的止水连接。下游护坦或消力池做好反滤及沉降缝，必要时可增加反滤层范围及厚度。

8 地基计算及处理设计

8.1 一般规定

8.1.2 土的工程分类一般有两种：一种是按粒度划分，另一种是按塑性指数划分。对于砂性土，一般按粒度划分，只是在名称和界限值上略有不同；对于黏性土，两种分类都有。自水电部 1962 年颁发《土工试验操作规程》以来，在水利系统一直采用粒度划分，即三角坐标分类法；1980 年水电部重新修订的《土工试验规程》，主要采用塑性图分类法，而三角坐标分类法同时列入，作为使用参考；《土工试验规程》SD 128—1984 以粒度划分、塑性图分类为主。而建筑、铁道、交通等系统的一些规范，多采用塑性指数分类，而且名称和界限值也不完全一致。本次修订采用 DL/T 5355 中关于土的分类标准，可更好地与现行水电水利土工试验规程接轨。

细粒土的分类对照名称，见表 8-1。

表 8-1 细粒土分类名称对照

《土工试验操作规程》(1962) 三角坐标图分类	SD 128—1984 塑性图分类	DL/T 5355 塑性图分类
砂壤土，粉质砂壤土， 轻、中壤土	低液限黏质土	CL—低液限黏土
粉质壤土，重壤土	中液限黏质土	
黏土、重黏土	高液限黏质土	CH—高液限黏土
—	低液限粉质土	
砂质黏土，粉质黏土	中液限粉质土	ML—低液限粉质土
粉质黏土，砂质黏土	高液限粉质土	

续表 8-1

《土工试验操作规程》(1962) 三角坐标图分类	SD 128—1984 塑性图分类	DL/T 5355 塑性图分类
有机质土	低、中塑性粉质土	CLO—低塑性黏土
		MLO—低塑性粉土
	中、高塑性粉质土	CHO—高塑性黏土
		MHO—高塑性粉土

**8.1.3** 岩质类型的划分根据《水电水利工程坝址工程地质勘察技术规程》DL/T 5414 的相关规定，按饱和单轴湿抗压强度划分为硬质岩、软质岩；硬质岩又细分为坚硬岩和中硬岩，软质岩细分为较软岩和软岩。

根据岩石中结构面的发育程度、岩体完整性系数、岩体体积节理数将岩体完整程度分为完整、较完整、完整性差、较破碎、破碎 5 级。

**8.1.4** 土质地基上的大、中型水闸工程地基设计所必须进行的常规物理力学性质试验项目见表 8-2。

表 8-2 土的物理力学性质试验项目

土的类别	标准贯入击数	动力触探	土粒密度	天然含水率	天然湿密度	天然孔隙比	饱和度	界限含水率(流塑限)	颗粒分析	无压侧限强度抗	抗剪强度	压缩系数	渗透系数
黏性土	√	—	√	√	√	√	√	√	√	○	√	√	○
砂性土	√	√	√	√	√	√	√	—	√	—	√	○	√
砂卵石	—	√	√	—	√	—	—	—	√	—	√	—	√

注：√表示必须做的项目，○表示视具体情况而定的项目，例如软弱黏性土可做无侧限抗压强度试验，含有一定黏粒的砂性土可提供压缩系数等。

## NB / T 35023 — 2014

关于填料土的物理力学性质试验指标，当为黏性土时，应有由击实试验求得的最大干重力密度和最优含水量；而无黏性土（或粗粒土）应进行振动台上的相对密度试验。此外，还应有试样的天然含水量、天然重力密度和最大干重力密度条件下的抗剪强度指标，必要时还应有压缩系数、渗透系数等指标。

专门试验项目不是每座水闸设计前都必须安排做的，而是根据地基土质条件和工程设计需要决定做与不做。因为专门试验指标往往带有研究或验证性质，如地基上的压缩模量、剪切模量、侧压力系数、侧膨胀系数、变形模量、固结系数、地基土对混凝土板的抗滑强度、十字板剪切强度、动力强度系数及砂砾石地基的管涌试验等。

**8.1.5** 土质地基稳定性计算采用的抗剪强度指标，目前多由地基土的剪切试验求得。但是采用不同的试验仪器和试验方法，得出的试验成果往往差别较大。目前国内常用的剪切仪主要有直剪仪和三轴剪切仪两种。三轴剪切仪的受力状态及排水条件比较符合实际，但试验操作比较复杂，不宜在工地现场进行试验。因此，在工程实践中普遍使用的仍然是直剪仪。直剪仪的主要缺点是受力状况不明确及排水条件难以控制。关于试验方法，最理想的是按不同时期的固结度，将土样固结后进行不排水剪切试验，但这种试验方法显然太复杂，因此常用的试验方法是饱和快剪或饱和固结快剪。至于试验仪器和试验方法如何选用的问题，原则上是要尽可能符合工程实际情况。本规范表 8.1.5 就是根据这个原则拟订的。选用试验方法时，主要是根据地基土类别、地基压缩层厚薄和施工期长短等。如在标准贯入击数为 4 击以上（含 4 击）的中等坚硬或坚硬的黏性土（包括壤土）地基上建造水闸，当水闸施工期（指包括两侧回填土在内的主体工程施工期，下同）不超过一年时，根据实践经验，完建期地基土的固结度为 30%~50%，此时采用饱和快剪试验指标验算地基强度比较安全合理。而对运用期或施工期超过一年的完建期，地基土可达较高的固结度，同

时土质越坚硬，饱和快剪和饱和固结快剪的试验指标也越接近，因此可采用饱和固结快剪试验指标验算地基强度。但当标准贯入击数略大于 4 击或水闸施工期略超过一年时，如果采用饱和固结快剪试验指标，建议适当提高安全系数值。对于标准贯入击数大于 4 击的软弱黏性土、淤泥质土或淤泥等，由于排水固结过程极其缓慢，而且剪切强度很低，验算地基强度时以采用饱和快剪试验指标为宜，除非在完全固结状态下可采用饱和固结快剪试验指标，否则将偏于不安全。

对于砂性土（包括砂壤土），由于排水固结过程迅速，一般在主体工程完建时，固结度可达 70%~80%以上，如果采用饱和固结快剪试验指标验算地基强度，也是合理的。但是如果采用直剪仪进行饱和快剪试验，因为无法完全控制排水条件，试验过程中仍然有大量水分被排出，其试验成果实际上与饱和固结快剪试验指标比较接近，因此本规范表 8.1.5 中提出，对于标准贯入击数大于 8 击的砂土和砂壤土，当土层较厚时，验算施工期不超过一年的完建期地基强度，可采用直剪仪直接快剪试验指标，是符合实际情况的。所谓“土层较厚”是相对而言的，对于闸室底板尺寸较大的大、中型水闸工程，在一般情况下，当持力层厚度达 5m 以上的大、中型水闸工程，在一般情况下，当持力层厚度达 5m 以上者，即可视为“土层较厚”。对于标准贯入击数为 8 击或 8 击以下的松砂、砂壤土，特别是粉细砂夹薄层软土的地基，排水固结过程相对要缓慢得多，当这类地基施工期不超过一年或土层较厚时，为安全考虑，应采用三轴不排水剪的试验指标进行地基强度验算。

**8.1.6** 本条规定是指在一般条件下可不进行地基沉降计算的情况，对于地基承载力要求特别高的大型水闸，应根据设计需要和工程实际情况进行地基沉降计算；当地基下伏土基的各层组成的层厚不均一，存在有承载力较低的软弱层时不受此条限制，应进行沉降计算。

NB / T 35023 — 2014

8.2 地基整体稳定性计算

8.2.4 水闸土质地基的允许承载力通常可用两类不同的计算方法确定。一类是从地基变形的角度出发，根据地基塑性变形区的开展范围确定地基允许承载力；另一类是从地基的整体剪切破坏角度出发，根据地基发生剪切破坏时的极限荷载除以一定的安全系数确定地基允许承载力。本条规定的在竖向对称荷载作用的情况下，按限制塑性变形区开展深度计算土质地基允许承载力的方法（见附录 L），即根据地基塑性变形区的开展范围确定地基允许承载力的方法。该方法是按塑性平衡理论推导而得的。当地基承受竖向均布荷载作用时，地基中将产生塑性变形区，作用荷载越大，塑性变形区的范围也越大（见图 8-1）。当作用荷载为某一固定值时，塑性变形区的最大开展深度可由式（8-1）求得：

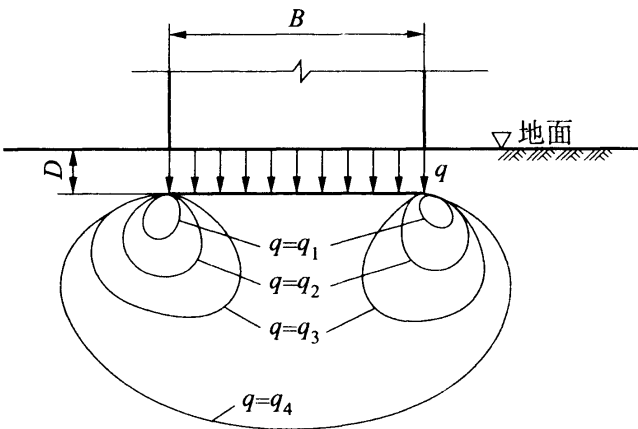


图 8-1 塑性变形区变化示意图（ $q_4 > q_3 > q_2 > q_1$ ）

$$y_{\max} = \frac{q - \gamma D}{\pi \gamma} \left[ \cot \varphi - \left( \frac{\pi}{2} - \varphi \right) \right] - \frac{C}{r \tan \varphi} - D \tag{8-1}$$

式中： $y_{\max}$ ——地基塑性变形区的最大开展深度（m）；  
 $q$ ——地基上的作用荷载（kPa）；  
 $\gamma$ ——地基土的重力密度（kN/m<sup>3</sup>）；  
 $D$ ——基础埋置深度（m）；



$C$ ——地基土的黏结力 (kPa);

$\varphi$ ——地基土的内摩擦角 ( $^{\circ}$ )。

如果限制地基塑性变形区的最大开展深度不超过某一允许值, 则允许承载力可按式 (8-2) 计算:

$$[R] = \frac{\pi\gamma}{\cot\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} \left( y_{\max} + D + \frac{C}{\gamma \tan\varphi} \right) + \gamma D \quad (8-2)$$

式中:  $[R]$ ——土质地基的允许承载力 (kPa)。

事实上, 地基塑性变形区的最大开展深度为基础宽度的一次函数, 即  $y_{\max} = mB$ ,  $m$  可取 1/3 或 1/4, 经简化即得本规范附录 L 中的式 (L.0.1-1)。

因为式 (L.0.1-1) 只适用于竖向均布荷载作用的情况, 当地基承受竖向非均布荷载作用时, 如取基底应力的最大值计算, 则所得允许承载力偏于安全。

至于  $m$  的取值问题,  $m$  值取得越大, 基础两端的允许塑性变形区范围在横向将越靠近, 建筑物的稳定性也就越难保证。因此,  $m$  值不宜取得过大。但是,  $m$  值取得过小, 却又不能充分发挥地基的潜在能力, 而偏于保守。对于工业与民用建筑工程,  $m$  值习惯取 1/4。考虑水闸工程的特点及基础情况, 本规范规定大型水闸地基的  $m$  值取 1/4, 中、小型水闸地基的  $m$  值取 1/3。例如, 某闸室底板宽度  $B$  为 10m, 地基上作用的中心对称荷载为 100kPa, 允许地基塑性变形区的最大开展深度为  $B/3$  (即 3.33m), 经试算, 底板两端塑性变形区范围的横向距离小于  $B/10$  (即小于 1m), 完全满足该水闸地基稳定性要求。

本条规定的在竖向荷载和水平向荷载共同作用下, 按  $C_k$  法 (见附录 L) 验算土质地基的整体稳定性或按汉森 (J.B.Hansen) 公式 (见附录 L) 计算土质地基的允许承载力的方法, 前者是根据地基塑性变形区的开展范围确定地基整体稳定与否的方法, 后者则是根据地基发生剪切破坏时的极限荷载除以一定的安全系数



## NB / T 35023 — 2014

确定地基允许承载力的方法。计算  $C_k$  值的公式也是按塑性平衡理论推导而得的，只要具有地基上的抗剪强度指标即可，计算方法简单，是多年来水闸工程设计中的常用计算方法，实践证明是安全可靠的，但在计算地基应力时，应将作用在闸室基础底面及其两侧的荷载简化为竖向均布、竖向三角形分布、水平向均布和竖向半无限均布等情况分别进行计算叠加。而汉森公式是在竖向对称荷载作用下对极限承载力计算进行了各种修正的公式，并计入了基础形状、基础埋置深度及荷载倾斜情况的影响，考虑的因素较全面，可适用于竖向荷载和水平向荷载共同作用的情况，现已被 GB/T 50265 等标准推荐采用。附录 L 中的式 (L.0.7-3)、式 (L.0.7-4)、式 (L.0.7-9) 和式 (L.0.7-10) 是根据索科洛夫斯基的松散介质静力学理论推导出来的，式 (L.0.7-2) 和式 (L.0.7-5) ~ 式 (L.0.7-8) 均为经计算比较后综合得出的经验公式，而式 (L.0.7-13) 则是当  $\varphi = 0$  时，取  $\varphi \rightarrow 0$ ，采用取极限的方法推导出来的。应该指出，汉森公式只适用于  $\varphi \geq \delta$ ，即  $\tau \leq C + p \tan \varphi$  的情况，因此只要满足水平向抗滑稳定性要求， $\delta$  始终小于  $\varphi$  值，则汉森公式完全可以使用。此外，还有较早提出的计算极限承载力的太沙基 (K.Terzaghi) 公式及近期提出的魏锡克 (A.S.Vesic) 公式，见《土工原理与计算》(钱家欢，殷宗泽著，中国水利水电出版社，2000 年第 2 版)，前者仅适用于竖向对称荷载的情况，后者虽然也是在竖向对称荷载作用下，对极限承载力计算进行了各种修正的公式，但因计算时有时需有地基土的某些专门试验指标 (如土的剪切模量、变形模量等)，而在一般情况下又难以进行这些专门试验，因此该公式在实际应用时仍有较大的困难，因此本规范未推荐采用太沙基公式和魏锡克公式。

需要指出的是，无论是在竖向对称荷载作用的情况下采用限制塑性变形区开展深度的计算方法，还是在竖向荷载和水平向荷载共同作用的情况下采用  $C_k$  法或汉森公式法，公式中对地基土重力密度和抗剪强度指标值的取用，都是将整个地基视为均质土的。

但实际工程中常见的多是成层土，此时可将各土层的重力密度和抗剪强度指标值加权平均，取用其加权平均值。可是这种取值方法对于地基持力层内夹有的软弱土层却又容易掩盖其真实情况，这对工程安全往往是不利的，为此必须控制地基沉降量不超过允许范围。

还需指出，无论是采用限制塑性区开展深度的方法，还是采用  $C_k$  法或汉森公式法，均必须具有地基土的常规物理力学性质试验成果（特别是地基土的重力密度和抗剪强度指标）。在只有地基土的标准贯入击数或静力触探比贯入阻力值资料，还没有来得及进行常规物理力学性质试验的情况下，也可按图 8-2 或图 8-3 查得地基允许承载力。图 8-2 或图 8-3 虽比较粗略，但使用简便迅速，在钻探现场即可根据地基土的标准贯入击数或静力触探比贯入阻力值查得地基允许承载力。经多年使用检验，这两张图基本上能

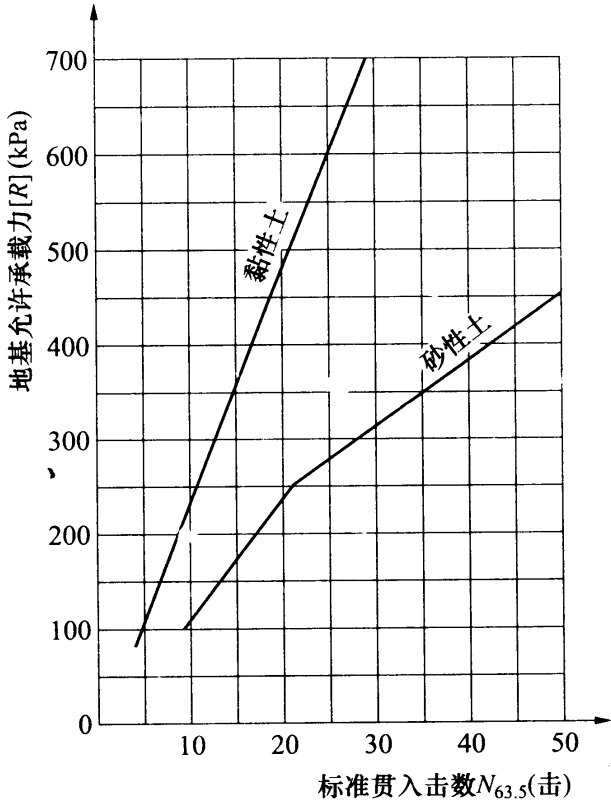


图 8-2 标准贯入击数与地基允许承载力相关关系

NB / T 35023 — 2014

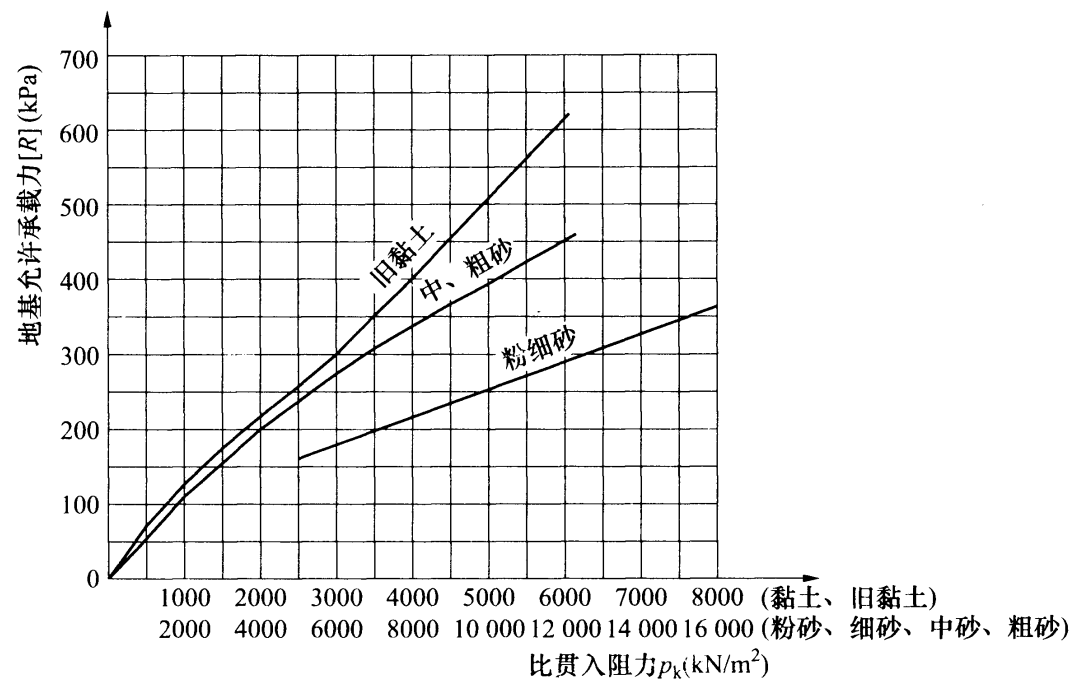


图 8-3 比贯入阻力与地基允许承载力相关关系

满足工程预可行性研究阶段和可行性研究阶段的精度要求，但如查得的地基允许承载力与作用在地基上的闸室平均基底应力值较接近时，则需要计算校核。

**8.2.5** 由于软弱土层抗剪强度低，在水平向荷载作用下，有可能产生沿软弱土层的滑动，因此当土质地基持力层内夹有软弱土层时，还应采用折线滑动法（复合圆弧滑动法）对软弱土层进行整体抗滑稳定性验算。折线滑动法（复合圆弧滑动法）可参见有关土力学、地基与基础的设计计算手册。

**8.2.6** 本规范按《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定，提出了软弱下卧层的承载力验算公式，见附录 M。

**8.2.7** 由于导墙底板以下的土质地基和墙后回填土两个部分连在一起，其稳定性计算的边界条件比较复杂，一般属于深层抗滑稳定性问题。因此，对于导墙的地基整体稳定性，可采用瑞典圆弧滑动法或简化毕肖普圆弧滑动法计算。瑞典圆弧滑动法或简化毕肖普圆弧滑动法可参见有关土力学、地基与基础的设计计算手册。

无论是瑞典圆弧滑动法还是简化毕肖普圆弧滑动法，都是将

滑动土体分成若干条块的“条分法”。两种计算方法的主要区别在于：瑞典圆弧滑动法不考虑条块间的作用力，而简化毕肖普圆弧滑动法考虑了条块间的作用力，但假设土条界面上切向力为零。前者计算最为简单，设计人员已积累了较丰富的使用经验，虽然理论上存在缺陷，但计算的结果往往偏于安全，因此仍然是工程上实际常用的计算方法。后者由于考虑条块间的作用力，反映了土体滑动时条块之间的客观状况，其计算结果比较符合实际，随着计算机的广泛使用，采用这种计算方法也比较简单。因此，本规范规定可采用这两种计算方法中的任何一种方法。

**8.2.8** 软弱结构面是指泥化夹层、断层破碎带等。当水闸岩石地基持力层范围内存在软弱结构面时，必须根据软弱结构面的分布情况和对水闸工程安全的影响程度（如已构成有可能沿软弱结构面滑动的倾向）进行整体抗滑稳定性验算。

8.3 地基沉降计算

**8.3.1** 水闸地基沉降计算，可根据土质条件和工程设计需要，选择有代表性的计算闸室段。如在闸室中心底板和与导墙相邻的底板上选择有代表性的断面 2 个~3 个，每个断面选 3 个~5 个计算点（至少选 3 个计算点，包括两端点和中心点）。

根据各计算点的沉降计算成果，可绘制每个断面的沉降曲线，例如图 8-4 中的曲线 *abc*，然后考虑结构刚性的影响进行适当调整，调整的方法是：连接 *ac*，作平行 *ac* 的直线 *de* 与曲线 *abc* 相交，并使面积 *adec* 等于面积 *abc*，则 *de* 即为该断面经调整后的沉降线，

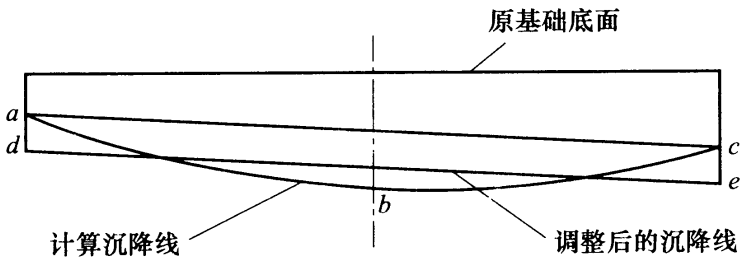


图 8-4 沉降计算成果调整示意图

**NB / T 35023 — 2014**

从而可求得各计算点的沉降量。每块底板上的各计算点沉降量的平均值，即为每块底板的沉降量。

导墙底板的沉降计算选点和计算成果调整方法同上所述。

**8.3.2** 目前，我国水电水利系统多数是采用分层总和法计算地基沉降量，即本规范中式(8.3.2)，具体计算时须查用由土工试验提供的压缩曲线(如  $e-p$  压缩曲线或  $e-p$  回弹再压缩曲线)。严格地说，式(8.3.2)只有在地基土层无侧向膨胀的条件下才是合理的。而这只有在承受无限连续均布荷载作用的情况下才有可能，实际上地基土层受到某种分布形式的荷载作用后，总是要产生或多或少的侧向变形，但因采用式(8.3.2)计算地基土层的最终沉降量，方法比较简单，因此在实际工程中常被设计人员采用。考虑到采用式(8.3.2)计算地基土层的最终沉降量一般均小于实际沉降量的情况，在式(8.3.2)的等号右端，增加一项地基沉降量修正系数  $m$ ， $m$  值可采用 1.0~1.6。

**8.3.3** 本规范规定，对于一般土质地基，当基底应力小于或接近于水闸闸基未开挖前作用于该基础底面上土的自重压力时，土的压缩曲线宜采用  $e-p$  回弹再压缩曲线，这是因为水闸闸基通常开挖较深，其基底应力往往小于或接近于水闸闸基未开挖前作用于该基础底面上土的自重压力，该基础底面土体略有回弹现象，采用  $e-p$  回弹再压缩曲线，可使计算结果比较符合实际情况，根据江苏、安徽等省的建闸经验，对于一般土质地基上的水闸工程，采用  $e-p$  回弹再压缩曲线计算地基沉降量，可以消除开挖土层的先期固结(虽然并非地质历史上曾受过的最大固结压力)影响。但对于软土地基上的水闸工程，则不宜采用  $e-p$  回弹再压缩曲线作为地基沉降量计算的依据，因为软土在自重压力作用下一般并未得到相应的固结，因此宜采用  $e-p$  压缩曲线。

至于采用  $e-\lg p$  压缩曲线计算地基沉降量，虽然较好地反映地基土受压历史对沉降计算方法的影响，但为了绘制该曲线，对土样压缩试验的要求较高，最终加荷量要求至少达到 1000kPa，



往往受到仪器、设备和试验时间等条件的限制，因此本规范规定，重要的大型水电工程，有条件时也可采用  $e-\lg p$  压缩曲线。

**8.3.4** 本规范规定，土质地基压缩层计算深度可按计算层面处土的附加应力与自重应力的比值为 0.10~0.20（软土地基取小值，坚实地基取大值）的条件确定，这是经过多年来水闸工程的实践提出来的。对于软土地基，考虑地基土的压缩沉降量大，地基压缩层计算深度若按计算层面处土的附加应力与自重应力的比值为 0.20 的条件确定是不够的，因为其下土层仍然可能有较大的压缩沉降量，往往是不可忽略的。根据《上海市地基基础设计规范》DBJ 08-11—1989 的规定，地基压缩层的计算深度宜算至土的附加应力与自重应力比值为 0.10 的层面处。

按照 GB 50007 的规定，地基压缩层计算深度是以计算深度范围内各土层计算沉降值的大小为控制标准，即规定地基压缩层计算深度应符合在计算深度范围内第  $i$  层的计算沉降值不大于该计算深度范围内的各土层累计计算沉降值 2.5% 的要求。考虑水闸与建筑工程有所不同，其基础（底板）多为筏式，面积较大，附加应力传递较深广，对于地基压缩层计算深度的确定，应以控制地基应力分布比例较为适宜。因为水闸地基多数为多层和非均质的土质地基，特别是对于软土层与相对硬土层相间分布的地基，按计算沉降值的大小控制是不易掌握的，同时在计算中也不如按地基应力的分布比例控制简便，而且后者已经过多年来的实际应用认为是能够满足工程要求的。因此，对于地基压缩层计算深度的确定，本规范采用以地基应力的分布比例作为控制标准。

**8.3.5** 由于水闸的基础尺寸和刚度都很大，对地基沉降的适应性一般都比较强。例如，江苏省建在软弱地基上的几座闸站工程，其实测沉降量见表 8-3。广东省某水闸建在深厚的海相淤泥地基上，底板下设有深度为 3m~4m 的摩擦桩，实测最大沉降量达 200mm 左右，目前该闸仍在运行。安徽省某水闸建在淤泥质轻粉质壤土夹细砂层地基上，底板下设有直径为 0.25m、间距为 1m、

NB / T 35023 — 2014

深度为 3.2m 的挤压砂桩，底板厚度为 1m，浇筑后在其四周采用轻型井点降水预压处理，实测最大沉降量达 430mm 左右，且各闸孔随上、下游水位升降出现下沉与回弹，变动幅度为 10mm～20mm，目前该闸仍在使用。湖北省某水闸建在软黏土地基上，实测最大降量在 400mm～500mm，分缝部位均张开，经加固后，该闸仍在使用。

表 8-3 江苏省软基上的几座闸站工程实测沉降量

水闸 序号	地基及处理情况	实测沉降量（mm）	说 明
1	持力层为黏土质淤泥，厚 8.3m， $\gamma=16.5\text{kN/m}^3$ ， $W=60\%$ ，砂井预压处理	386（预压期沉降量） 92（1955 年完工至 1960 年）	1960 年后未继续观测，运行期未发生问题
2	持力层为淤泥质黏土，厚 18.9m， $\gamma=17.3 \sim 17.7\text{kN/m}^3$ ， $W=41\%\sim 48\%$ ，换砂垫层处理	50（垫层施工期） 140（1957 年完工至 1975 年）	运行期未发生问题
3	持力层为淤泥质黏土，厚 5.1m， $\gamma=18.0\text{kN/m}^3$ ， $W=47\%$ ，换壤土垫层处理	42（垫层施工期） 48（施工期）	运行期未发生问题
4	持力层为淤泥质黏土，厚 16m， $N=2\sim 3$ 击， $\gamma=17.5\sim 18.1\text{kN/m}^3$ ， $W=46\%\sim 41\%$ ，换砂壤土垫层处理	307（上闸首） 182（下闸首） （相邻底板间最大沉降差为 164）	建成不久，闸室墙因多处倾斜位移进行了加固
5	持力层为淤泥质重粉质壤土，厚约 3m， $\gamma=17.7\text{kN/m}^3$ ， $W=43\%$ ，砂桩处理	70～90	抽水站站墙出现竖向发丝裂缝，建筑物运行正常

山区水闸一般都建在砂卵石地基上，由于砂卵砾石地基土的承载力、变形模量均比黏土地基高，其沉降量都不大，在实际工程中，其沉降变形在施工期已基本完成，通过观测在运行期的沉降量都很小。表 8-4 为四川省部分河流上已投入运行工程的实测沉降量。



表 8-4 四川省几座水闸程实测沉降量

序号	工程名称	地基状况	实测沉降量 (mm)	建成时间
1	映秀湾	薄层卵砾石夹漂卵石	6.42	1971 年
2	渔子溪 I 级	漂卵砾石层	18.32	1972 年
3	耿达	漂卵砾石层	21.6	1986 年
4	冷竹关	漂卵石夹砂	26.91	2000 年
5	福堂	漂卵石层	10.2	2004 年
6	自一里	含卵块碎石层	7.7	2004 年
7	小天都	漂卵石夹砂	33.84	2005 年
8	黑河塘	含漂砂卵砾石夹土	8.67	2006 年
9	金康	含卵砾石砂土层	6.5	2006 年
10	大金坪	漂（块）石砂卵砾石层	2.04	2006 年
11	木座	漂卵砾石夹砂层	6.46	2007 年

以上实测资料说明，建于黏土地基上的水闸的沉降量都大于砂卵石地基，位于砂卵石地基上水闸的沉降量都较小。从沉降量大的工程实例看，在不危及水闸结构安全和影响正常使用的条件下，一般认为最大沉降量达 100mm~150mm 也是允许的。但沉降量过大，往往会引起较大的沉降差，对水闸结构安全和正常使用总是不利的。因此，必须做好永久缝（包括沉降缝和伸缩缝）的止水措施。至于允许最大沉降差的数值，这与水闸的结构形式、施工条件等有很大的关系，一般认为最大沉降差达 30mm~50mm 是允许的。因此，综合黏土地基和砂卵石地基水闸的实测沉降量考虑，天然土质地基上的水闸地基最大沉降量不宜超过 150mm，最大沉降差不宜超过 50mm。

8.4 地基处理设计

8.4.1 若地基中液化土层埋藏较浅，工程量小，可采用挖除置换

**NB / T 35023 — 2014**

的方法，该方法施工简单、工程造价较低。振动水冲法在地基处理中也采用较多，加密深度一般可达 20m 左右。若地基中液化土层埋藏较深，则可采用钢筋混凝土板桩（连续墙）围封或沉井基础的处理方法，但工程造价较高。因此，对于地基中的液化土层，应根据其埋藏深浅及处理工程量的大小等选用合适的处理方法。

在山区有很多水闸工程的边孔闸室处于土基与岩石交界的位置。在结构设计时应采取不同的措施，减小闸室与相邻建筑物的不均匀沉降差。首先应考虑的是闸室分缝，在土基与岩石交界处设置一条永久沉降缝，尽量避免同一闸室段建造在半岩半土地基上；当因枢纽结构布置需要，闸室段建造在半岩半土地基上时，可采用在土基侧用水泥固结灌浆，岩石侧对地基松动爆破或沿深度部分挖除回填砂卵石，以减小两者的变形模量，同时对底板顶层和底层垂直于土基与岩石交界线布置加强钢筋，四川省南桠河 III 级电站冲沙闸、太平驿电站 4 号拦污栅闸、姜射坝电站泄洪闸均采用该种措施；当闸室段建造在半岩半土地基上时，也可在土基侧采用钢筋混凝土桩，桩基穿过土基置于岩石上，桩顶与闸室底板刚性连接，四川省乐山市玉林桥电站泄洪闸采用该措施。

本条所列岩基处理设计规定均属常规性的，具体设计时还应结合水闸结构的运用特点、工程的重要性、地质条件、施工条件等做出必要的补充，并经技术经济比较后合理确定。本条对基岩灌浆的各项设计参数（包括孔距、排距、孔深和固结灌浆压力的控制等）所作的规定，主要是根据四川等省岩基上水闸的工程实践经验，并参照国内部分大、中型工程的实践经验提出的。对基岩中泥化夹层和缓倾角软弱带及断层破碎带的处理措施，也是根据岩基上水闸多年的工程实践经验提出的。

**8.4.2** 换填垫层法是工程上一种施工最简便、应用最广泛的地基处理方法，在改善地基应力分布、提高地基稳定性（特别是减少基础两端地基土的塑性变形）方面作用显著，在减少地基（特别是软土不太深厚的地基）沉降方面也有一定的作用。

**1** 垫层的计算，主要是确定垫层的厚度和宽度，工程上多数采用按地基允许承载力的要求进行核算的方法，即假定垫层为基础的一部分，要求垫层底面的平均压力不大于该底面处经深度修正后的地基的允许承载力，计算公式可参见附录 M。

考虑垫层材料扩散角的选用不够准确，加之垫层边缘部位施工质量往往不易保证，因此为安全考虑。通常选用垫层的实际宽度要比扩散至垫层底面的宽度大 2m~3m。

**2** 根据工程实践经验，垫层材料的选用，应遵循就地取材的原则，采用性能稳定、压缩性低的天然或人工材料，如砂卵石、块碎石、土工合成材料加筋垫层等。

一般在工程中采用较多的垫层材料是就地取材，如将施工开挖弃渣（砂卵石、块碎石土等）经筛分选取后作为回填料，或用人工加工的碎石骨料，其回填施工方法都是很成熟的，较易满足要求。近年来，有些水闸工程采用了土工合成材料加筋垫层，效果较好，可以推广使用。用于换填垫层的土工合成材料，在垫层中主要起加筋作用，以提高地基土的抗剪强度、防止垫层被剪切破坏、保持垫层的完整性。因此，利用土工合成材料加筋垫层有效地改变了天然地基的性状，可增大压力扩散角，降低下卧天然地基表面的压力，约束地基侧向变形，调整地基不均匀变形，增大地基的稳定性并提高地基的承载力。

**3** 我国西部山区河流水闸地基换填处理的换填材料一般都采用砂卵石或块碎石。当在非地震区或施工区域由于材料供应问题，要采用黏性土或砂换填时，对其压实标准的控制，均需土工试验的密切配合。对于重要的大型水闸工程，垫层压实效果应根据地基土质条件及选用的垫层材料等进行现场试验验证。

**8.4.3** 振动水冲法是在 20 世纪 50 年代发展起来的一种较好的地基处理方法，可提高地基承载力，减少沉降量，特别是可提高饱和砂土的抗地震液化能力，且具有操作简单、施工进度快、工期短及造价低等优点。振冲孔添加填料挤扩成桩对地基起到了振冲

## NB / T 35023 — 2014

密实或振冲置换作用，对砂土或砂壤土地基尤为适用，而对黏性土类也可使用，但加固效果不及砂类土地基，特别是对含水量较大、抗剪强度较低的软黏土地基不宜采用。根据工程实践经验，使用振动水冲法加固后的砂土相对密度普遍可达 0.7 以上，黏性土地基承载力可达 200kPa~300kPa。近年来随着大功率振冲机具的发展，振冲加密深度已超过 20m，四川省甘孜州金康水电站闸坝为含卵砾石砂土地基，采用江阴振冲器厂生产的 ZCQ-120kW 型大功率振冲器，其最大振冲深度达 28m。

**1** 振冲孔添加填料挤扩成桩的桩径和间距的确定，主要取决于振冲器的尺寸、机具功率和地基土质条件。我国常用的振冲器直径为 0.3m~0.35m，成桩直径小者约为 0.5m，大的可达 1m 以上，一般为 0.6m~0.8m。至于振冲孔孔距，一般可按 2~3 倍桩径的经验值布置，一般采用 1.5m~2.5m（机具功率较大，振冲影响范围较大时，桩的间距可取用大值；机具功率较小，振冲影响范围较小时，桩的间距可取用小值。对于松砂地基，振冲影响范围较大，桩的间距可取用大值；对于软弱黏性土地基，振冲影响范围较小，桩的间距可取用小值），按正方形、矩形或三角形布置。

**2** 振冲孔添加填料的选择是振动水冲法设计中的重要环节，填料选择是否恰当将直接影响桩体质量、加固效果和工程造价。因此，填料宜选择密度大、有足够的强度、有较好的水稳定性和抗腐蚀性、黏粒杂质不大于 5% 的硬质颗粒材料（如碎石等），同时宜有良好的级配。根据目前国内常用振冲器的机型和功率，填料最大料径不宜大于 15cm。

**3** 由于振冲孔添加填料挤扩成桩属于“柔性桩”范畴，加固后的地基在上部荷载作用下，因建筑物基础刚度较大，填料与填料周围的土共同受力，其沉降变形将自动协调。因此，当添加与天然地基土质不同的填料时，振动水冲法加固的地基应按复合地基设计，计算方法见 DL/T 5214，其设计参数应根据现场试验结果研究确定，并作为施工的依据。当不添加填料或添加与天然地

基土质相同的填料时,振动水冲法加固的地基可按均质地基设计。

**4** 振动水冲法处理设计目前尚处于半理论半经验状态,这是因为一些设计计算方法还不够完全成熟,某些设计参数也可能凭经验选定。因此,对于地基土质条件复杂的大型水闸工程,采用的各项设计数据及振冲后的效果应经现场试验验证。

**8.4.4** 近年来,高压喷射灌浆法加固技术发展较快,全国已有 20 多个省(自治区、直辖市)推广应用。按照已有的高压喷射机具设备能力,加固深度可达 30m~60m。该法是以水泥为主要原料,利用高压喷射技术,冲切掺搅被加固地层,使水泥注浆液在射流作用范围内扩散充填,形成一定形状的凝固体,从而达到加固地基的目的。加固后的土体质量高、可靠性好,具有增加地基承载力、防止砂土液化和止水防渗,减少作用在挡土建筑物上的土压力等多种功能,可用于砂土、粉土、黏性土、淤泥质土、人工填土、砂卵砾石等地基加固、地下防渗帷幕、基坑及边坡支护等工程。由于高压喷射灌浆采用高压水流切割工艺,因此在方向上可人为控制,工程实施时可根据需要采用旋喷灌浆、定喷灌浆、摆喷灌浆等工艺,使灌入的水泥浆液在地下形成桩、墙或板的形状。但当用于已有建筑进行灌浆加固时,应考虑施工过程中地基附加变形对加固建筑及邻近建筑的影响,在施工工艺、施工程序等方面采取周密、合适的措施。

**8.4.5** 桩基础是一种较早使用的地基处理方法,实践经验较多,在建筑、铁道、交通等系统的设计规范中,对此都有规定,甚至还有专门性的桩基础设计规范。自 20 世纪 60 年代后期以来,在河北、山东、河南等省,广泛采用了钻孔灌注桩作为水闸基础的一部分。对松软地基,当利用天然地基有困难时,采用钻孔灌注桩不仅在提高地基承载力、减少沉降量方面作用显著,而且可减轻上部结构重力、工程量小、投资省,已成为一种独特的闸型。山区的个别水闸工程,当地基处于基岩与土基交界处,为了解决不同地基带来的不均匀沉降,也可采用桩基础处理;例如,四川



**NB / T 35023 — 2014**

省乐山玉林桥电站进水闸、右岸非溢流坝、泄洪闸的基础，一部分为基岩，另一部分为砂卵石，施工中采用在砂卵石侧用钢筋混凝土钻孔灌注桩，桩基础伸入基岩 1m，桩径为 1.2m，桩距为 3m，正方形布置，最大桩深 16.8m，较好地解决了不均匀沉降问题。针对水闸的工程特点，本规范对水闸桩基础的设计做了一些规定。水闸的桩基础，最常用的是钢筋混凝土预制桩和钻孔灌注桩。

**1** 钢筋混凝土预制桩和钻孔灌注桩根据受力特性可分为摩擦型桩和端承型桩两大类。按照桩侧摩阻力和桩端阻力的发挥程度及分担荷载的比例，摩擦型桩又可分为摩擦桩和端承摩擦桩两个亚类。摩擦桩或端承摩擦桩的桩顶荷载全部或主要由桩侧摩阻力承受，端承桩或摩擦端承桩的桩顶荷载全部或主要由桩端阻力承受。根据水闸工程的运用特点，在以水压力为主的水平向荷载作用下，闸室底板与地基土之间应有紧密的接触，以避免形成渗流通道，因此为了保证闸基的防渗安全，土质地基上的水闸桩基础一般采用摩擦型桩（包括摩擦桩和端承摩擦桩）。如果采用端承型桩（包括端承桩和摩擦端承桩），底板底面以上的作用荷载几乎全部由端承型桩承担，直接传递到下卧岩层或坚硬土层上，底板与地基土的接触面上则有可能出现“脱空”现象，加之地下渗流的作用，造成接触冲刷，从而危及闸身安全。因此，水闸的桩基础通常宜采用摩擦型桩。

**2** 钢筋混凝土预制桩桩径一般为 25cm~30cm，钻孔灌注桩桩径一般为 0.8m~1.2m，为了避免桩基础施工可能引起土的松弛效应和挤压效应对相邻桩的不利影响，本规范规定，钢筋混凝土预制桩的中心距不应小于 3 倍桩径或边长；钻孔灌注桩由于桩径较大，其中心距可略小些，但不应小于 2.5 倍桩径。

**3** 为了充分利用水闸桩基础各桩的承载能力，桩的平面布置应尽量使桩群形心与底板底面以上基本荷载组合的合力作用点相接近，使各桩实际承担的荷载尽量相等，这对减少地基的不均匀沉降，维护水闸结构安全和正常使用是有利的。

**4** 在同一块底板下不采用直径、长度相差过大的摩擦型桩，或不同时采用摩擦型桩和端承型桩，其目的是使同一块底板下各桩实际承担的荷载尽量相等，以减少或避免产生地基的不均匀沉降，危及水闸结构安全和正常使用。

**5** 在防渗段底板下不得已采用端承型桩时，为了防止底板与地基土的接触面产生接触冲刷（这是一种十分有害的渗流破坏形式），应采取有效的基底防渗措施，如在底板上游侧设防渗板桩或截水槽，加强底板永久缝的止水结构等。

**8.4.6** 沉井基础是工程上应用较为广泛的地基处理方法，在公路桥梁基础工程上使用较多，在我国东部沿海地区的水闸工程中使用也不少，在四川省地区有部分工程还用于地基防冲保护处理，不管用途如何，其处理效果都比较理想，可以同时解决地基承载力、地基渗透变形和地基防冲问题。

**1** 根据国内已建水闸沉井基础的工程实践经验，沉井布置有多联式和分离式两种。多联式施工较困难些，分离式需解决沉井间的防渗问题（一般采用板桩封闭）。水闸沉井基础的平面形状多呈矩形，且布置简单对称，以便井体施工浇筑和均匀下沉。沉井的平面尺寸不宜过大，否则施工不便；但也不宜过小，否则接缝多，带来接缝止水的麻烦。单个沉井的长宽比一般不大于 3.0。四川省太平驿电站护坦末端防冲沉井高 16m，长 25m，宽 10m，长宽比为 1:2.5；四川省铜街子电站导流明渠边墙沉井高 26m，长 30m，宽 16m，长宽比为 1:1.88。考虑如地基土层结构组成粒径大、不均匀等，在施工中又随着沉井高度的增加，施工难度将增大等因素，为了保证沉井下沉时的稳定性和基底应力的均匀性，结合工程实例，本规范规定，沉井的长宽比不宜大于 1:3.0。

**2** 由于沉井基础是在上部建筑物设计底板底面高程上先进行分节浇筑，然后挖去井内的土方，利用井体自重克服井壁摩阻力而下沉的，因此沉井浇筑高度应根据地基土质条件和要求控制的下沉速度等因素确定。第一节沉井井壁浇筑高度往往受到浇筑



## NB / T 35023 — 2014

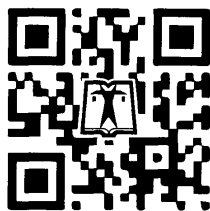
基础底面地基承载力的限制，而在第二节以上的各节浇筑高度还要受到其下已下沉的各节井壁摩阻力的影响，如果处理不当，将会造成沉井下沉的失控现象。

**3** 为了保证沉井在施工时能顺利下沉到设计高程，需要验算自重是否满足下沉要求，控制的计算指标为下沉系数（沉井自重与井壁摩阻力之比）。根据已建水闸沉井基础的工程实践经验，下沉系数可取 1.15~1.25。井壁摩阻力为井壁面积与井壁单位面积摩阻力的乘积。计算中对井壁单位面积摩阻力的取值很重要。本规范表 8.4.6 所列井壁单位面积摩阻力值是参照 GB 50021 的有关规定进行了修订。表中所列泥浆套，其厚度以 15cm~20cm 为宜，过厚则泥浆消耗量大，且易造成沉井倾斜，过薄则泥浆灌注困难，影响施工。

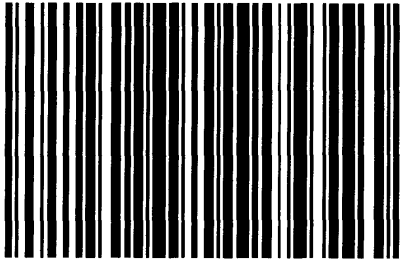
**4** 沉井是否需要封底，取决于沉井下卧硬土层或岩层的允许承载力是否满足设计要求。若下卧硬土层或岩层的允许承载力已能满足设计要求，则沉井应尽量不封底；只有在下卧硬土层或岩层允许承载力不能满足设计要求的情况下沉井才封底。因为沉井开挖较深，地下水影响较大，沉井封底施工一般来说比较困难。沉井不封底时，则应选用与井底土层渗透系数相近的回填土料，且分层夯实，以防止因产生渗透变形和过大的沉降而使闸底与沉井内回填土顶面脱开。

**5** 如果在有承压水层的地基上采用沉井基础，特别是当沉井下沉至含承压水的土层，影响地基抗渗稳定性时，不仅沉井基础施工会遇到很大困难，而且还会影响工程施工安全，因此在这种情况下不宜采用沉井基础。

NB / T 35023 — 2014  
代替 SD 133 — 1984



关注我,关注更多好书



155123.2195

定价：67.00 元