

中华人民共和国水利行业标准

**SL 205—2015**

替代 SL/T 205—97

---

# 水电站引水渠道及前池设计规范

**Design specifications for hydropower  
headrace and forebay**

**2015-03-09 发布**

**2015-06-09 实施**

---

中华人民共和国水利部 发布

中华人民共和国水利部

关于批准发布水利行业标准的公告  
(水电站引水渠道及前池设计规范)

2015 年第 22 号

中华人民共和国水利部批准《水电站引水渠道及前池设计规范》(SL 205—2015)为水利行业标准，现予以公布。

序号	标准名称	标准编号	替代标准号	发布日期	实施日期
1	水电站引水渠道及前池设计规范	SL 205—2015	SL/T 205—97	2015. 3. 9	2015. 6. 9

水利部

2015 年 3 月 9 日

# 前 言

根据水利技术标准制修订计划安排，按照 SL 1—2014《水利技术标准编写规定》的要求，对 SL/T 205—97《水电站引水渠道及前池设计规范》进行修订。

本标准共 9 章和 4 个附录，主要技术内容有：基本资料、总体布置、水力设计、引水渠道设计、前池及调节池设计、结构设计以及地基处理等。

本次修订的主要内容有：

- 调整了原标准的结构；
- 增加了“术语”“基本资料”；
- 增加了安全监测设计要求；
- 增加了抗震设计要求。

本标准全文推荐。

本标准所替代标准的历次版本为：

- SL/T 205—97

本标准批准部门：中华人民共和国水利部

本标准主持机构：水利部水利水电规划设计总局

本标准解释单位：水利部水利水电规划设计总局

本标准主编单位：山西省水利水电勘测设计研究院

本标准参编单位：中水珠江规划勘测设计有限公司

新疆水利水电勘测设计研究院

本标准出版、发行单位：中国水利水电出版社

本标准主要起草人：杨晋营 孙万功 刘元勋 李效勤  
罗纬邦 董维国 王建峰 燕荷叶  
潘建冬 王增国 石 崧 陈松滨  
南彦波 高 超 牛万吉 樊建峰  
张凌峰

本标准审查会议技术负责人：**马毓淦**

本标准体例格式审查人：**于爱华**

本标准在执行过程中，请各单位注意总结经验，积累资料，随时将有关意见和建议反馈给水利部国际合作与科技司（通信地址：北京市西城区白广路二条 2 号；邮政编码：100053；电话：010-63204565；电子邮箱：bzh@mwr.gov.cn），以供今后修订时参考。

# 目 次

1	总则	1
2	术语	3
3	基本资料	4
4	总体布置	5
4.1	一般规定	5
4.2	引水渠道布置	5
4.3	前池布置	7
4.4	调节池布置	8
5	水力设计	9
5.1	一般规定	9
5.2	引水渠道系统恒定流水力设计	9
5.3	引水渠道系统涌波计算	10
6	引水渠道设计	12
6.1	一般规定	12
6.2	纵坡设计	12
6.3	横断面设计	12
6.4	边坡设计	13
7	前池及调节池设计	15
7.1	一般规定	15
7.2	前池设计	15
7.3	调节池设计	16
8	结构设计	17
8.1	一般规定	17
8.2	稳定计算	17
8.3	强度计算	20
9	地基处理	21

9.1 一般规定 .....	21
9.2 岩石地基 .....	21
9.3 土质地基 .....	21
附录 A 引水渠道恒定流水力计算 .....	22
附录 B 侧堰水力计算 .....	29
附录 C 引水渠道系统涌波计算 .....	32
附录 D 前池虹吸式进水口的设计 .....	41
标准用词说明 .....	45
标准历次版本编写者信息 .....	46
条文说明 .....	47

# 1 总 则

**1.0.1** 为统一水电站引水渠道及前池的设计原则和技术要求，保证工程设计质量，制定本标准。

**1.0.2** 本标准适用于中小型引水式水电站工程引水渠道和前池的设计。

**1.0.3** 引水渠道和前池的设计应符合下列要求：

1 应满足水电站总体设计、环境保护、水土保持等方面的要求。

2 应处理好防洪、防污、防渗漏、防泥沙、防冰及冻胀等方面的问题。

3 应因地制宜，综合利用工程实践和科学研究成果，积极慎重采用新技术、新工艺、新材料。

**1.0.4** 本标准主要引用下列标准：

GB 50071 小型水力发电站设计规范

GB 50288 灌溉与排水工程设计规范

GB/T 50600 渠道防渗工程技术规范

GB/T 50662 水工建筑物抗冰冻设计规范

SL 203 水工建筑物抗震设计规范

SL 252 水利水电工程等级划分及洪水标准

SL 265 水闸设计规范

SL 274 碾压式土石坝设计规范

SL 279 水工隧洞设计规范

SL 285 水利水电工程进水口设计规范

SL 379 水工挡土墙设计规范

SL 386 水利水电工程边坡设计规范

SL 482 灌溉与排水渠系建筑物设计规范

DL 5077 水工建筑物荷载设计规范

**1.0.5** 引水渠道和前池的设计除应符合本标准规定外，尚应符合国家现行有关标准的规定。



## 2 术 语

### 2.0.1 引水渠道 headrace canal

主要用于发电的引水渠道、无压隧洞和涵洞等。

### 2.0.2 前池 forebay

引水式水电站从无压引水过渡到压力管道之间的连接建筑物，具有调整和稳定水流、向压力管道供水的作用。

### 2.0.3 调节池 regulating pond

为调节流量而设置的具有一定容积的水池。

### 2.0.4 自动调节渠道 self-regulating canal

当水电站机组丢弃部分或全部负荷时，渠道内的水位能自动升高而不发生弃水的引水渠道。

### 2.0.5 非自动调节渠道 non-self-regulating canal

当水电站机组丢弃部分或全部负荷时，引水渠道或前池水位升高受溢流堰弃水限制的渠道。

### 2.0.6 虹吸式进水口 siphon intake

设置在前池内利用虹吸作用向压力管道供水的进水口。

### 2.0.7 涌波 surge produced by gravity

引水渠道在水电站机组突然丢弃负荷或突然增加负荷时，由水流惯性力和重力作用产生的非恒定急变流的波动。

## 3 基本资料

**3.0.1** 引水渠道及前池的设计应具备与建筑物设计有关的气象、水文、地形、地质、环境保护、水土保持及有关的其他基本资料，并满足不同设计阶段的要求。

**3.0.2** 气象资料应包括工程地点的气温、风况、蒸发、降水、冻土以及冰情等。

**3.0.3** 水文资料应包括工程地点降雨、径流、泥沙、洪水以及河道水位流量关系等。

**3.0.4** 地形测量资料应包括地形图、横断面图和纵断面图等。

**3.0.5** 地质资料应包括工程区区域地质、水文地质、地形地貌、地层岩性及主要物理力学参数、主要地质问题及评价以及天然建筑材料调查等成果。

**3.0.6** 环境保护资料应包括工程区地表水和地下水环境、自然保护区以及环境保护措施等。

**3.0.7** 水土保持资料应包括工程区水土保持分区、总体布局、防治规划以及水土保持措施等。

**3.0.8** 引水渠道及前池的设计还应具备下列资料：

- 1 漂浮物来源及其特性。
- 2 文化、景观和名胜古迹方面的资料。
- 3 居民点、矿区、公路、铁路、水运、电力、通信、供水以及油气地下管网等资料。
- 4 工程用地、施工条件。
- 5 节能、劳动安全与工业卫生及其他要求。

## 4 总体布置

### 4.1 一般规定

**4.1.1** 引水渠道线路及前池布置应根据水电站总体布置要求，结合地形和地质条件、水力条件、施工条件、运行条件，以及沿线建筑物、社会和自然环境等因素，经技术经济比较后确定。

**4.1.2** 引水渠道及渠系建筑物、前池及调节池的建筑物级别，执行 SL 252 的规定。与铁路或公路交叉布置的渠系建筑物，其级别除不应低于该铁路或公路的工程级别外，尚应满足其有关建筑净空的相应规定。

**4.1.3** 引水渠道进口应根据需要设置必要的拦污、清污、沉沙、冲沙及拦排冰设施。

**4.1.4** 引水渠道及渠系建筑物、前池及调节池的防洪标准应根据建筑物级别，执行 SL 252 的规定；如果建筑物失事影响厂房安全，则其防洪标准应与水电站厂房的防洪标准相同。

### 4.2 引水渠道布置

**4.2.1** 引水渠道线路布置应符合下列要求：

1 渠道线路应避开大溶洞、大滑坡以及泥石流等不良地质地段。在冻胀性、湿陷性、膨胀性、分散性、松散堆积物以及可溶盐土壤上布置渠线时，应采取相应的工程措施。

2 渠道线路宜少占或不占耕地，不宜穿过矿区、集中居民点、高压线塔、重点保护文物、重要通信线路、地下管网以及重要的铁路、公路等。

3 山区渠道宜沿等高线布置渠线，采用明渠与无压隧洞或暗渠、渡槽、倒虹吸相结合的布置，以避免深挖高填。

4 引水渠道的弯曲半径，衬砌渠道不宜小于渠道设计水位水面宽度的 2.5 倍；不衬砌土渠不宜小于设计水位水面宽度的 5

倍；隧洞弯曲半径不宜小于洞径或洞宽的 5 倍。

5 寒冷地区渠道线路的布置应符合 GB/T 50662 的规定。

#### 4.2.2 引水渠道形式的选择应符合下列要求：

1 应结合地形、地质、施工、运行以及枢纽总体布置等条件，经技术经济比较选定自动调节渠道、非自动调节渠道或自动与非自动相结合的调节渠道。

2 符合下列条件可选择自动调节渠道：

1) 渠道进水口水位变幅不大，渠道长度较短，渠底纵坡较缓，渠道大都处于挖方内。

2) 无修建泄水建筑物的条件。

3) 运行要求利用渠道积蓄水量作为水电站的调节容量。

3 长度较长、渠底纵坡较陡，且具有修建泄水建筑物条件的渠道，可选择非自动调节渠道。

#### 4.2.3 引水渠道进水口的闸门设置应符合下列要求：

1 非自动调节渠道宜在进水口设置工作闸门和检修闸门（或预留门槽）。当进口水位较高且有多余水头需要消除时，可在进口段设置消能工。

2 自动调节渠道宜在进水口设置检修闸门。

#### 4.2.4 引水渠道上的建筑物布置应符合下列要求：

1 渠系建筑物应避免不良地质地段，不能避开时应采用适宜的布置形式或地基处理措施。

2 顺渠向的渠系建筑物的中心线宜与所在渠道的中心线重合；跨渠向的渠系建筑物中心线宜与所跨渠道的中心线垂直。

3 泄水建筑物宜采用侧堰或虹吸式泄水道等形式。

1) 侧堰宜布置在前池内（或距前池较远处）或渠道跨冲沟处。可布置单侧溢流侧堰，或根据需要布置两岸对称的双侧溢流侧堰。

2) 根据需要可在堰上设置闸门。当有超过水电站引用流量的多余水量进入渠道或防洪需要时，经水力计算分析论证，可在适当部位增设侧堰。

4 重要建筑物和难工险段之前，宜设置退水建筑物。在多泥沙条件下，宜与排沙设施相结合。

5 宜设置放水孔（闸）以满足渠道检修要求。放水孔（闸）宜与排沙或灌溉、供水等设施相结合。

6 当渠道较长且沿途有较多漂浮物进入渠道时，宜在适当部位增设拦漂、清污设施。

7 当渠道较长且有较多泥沙进入渠道时，宜在适当位置设置沉沙设施，或在渠道内设置有效的排沙设施，如排沙涡管等。

8 引水渠道沿线应设置安全、交通等设施。

#### 4.2.5 引水渠道的防洪措施应符合下列要求：

1 对靠近进水口的渠段，渠堤外坡的防洪，应根据泄洪情况确定防护范围和相应的工程措施。

2 对易形成坡面暴雨径流的傍山渠道，应合理布设坡面截（排）水沟和跨渠道的排洪建筑物。

### 4.3 前池布置

4.3.1 前池的布置应能引导和控制水流从引水渠道向压力管道平稳过渡和供水，保证水电站机组正常运行和事故情况下的安全。

4.3.2 应根据需要设置泄水、排沙、排冰、放空等建筑物，并布置适当的观测设备。

4.3.3 前池应布置在稳定的地基上，避开滑坡和顺坡裂隙发育地段，采取必要措施避免前池建成后水文地质条件变化对建筑物及边坡稳定产生不利影响，确保前池和下游厂房的安全。

4.3.4 前池的平面布置宜优先采用水电站进水口中心线与引水渠道中心线相重合的正面进水方式，避免布置在弯道或紧靠弯道的末端。如难以避免时，则宜在弯道终点与前池入口间设直线调整段，或加设分流导向设施。重要工程或布置条件复杂的前池，其体型应通过水工模型试验确定。

4.3.5 受地形条件限制的工程可布置地下洞室式前池。

## 4.4 调节池布置

4.4.1 调节池应结合地形、地质条件，根据所需的调节容积和消落深度，利用天然洼地或人工修筑。

4.4.2 调节池布置可因地制宜采用下列方式之一：

- 1 与引水渠道结合或相连通。
- 2 与前池结合或相连通。
- 3 调节池通过连接管（渠）直接向压力管道或前池供水。

## 5 水力设计

### 5.1 一般规定

5.1.1 水力设计应包括下列内容：

- 1 引水渠道系统恒定流和非恒定流的水力计算。
- 2 泄水建筑物的水力设计及消能防冲。
- 3 排沙设施的水力设计和计算。
- 4 其他过水建筑物的水力计算。

5.1.2 引水渠道的设计流量应包括水电站的最大引水发电流量( $Q_p$ )，以及计入渠道的渗漏、蒸发等损失的流量。下列情况可加大相应渠段的设计流量：

- 1 引水渠道兼有供水、灌溉以及航运等用途的流量。
- 2 考虑专门用于排沙、排冰的流量。

5.1.3 当经过论证有大于设计流量的多余流量进入引水渠道时可作为校核工况。

5.1.4 应以设计流量下水电站正常运行时的水位作为前池的正常水位。

5.1.5 前池和引水渠道内的最高水位，应按照设计流量下正常运行时水电站突然丢弃全部负荷时的最高涌波水位确定。

5.1.6 前池和引水渠道的最低水位可按下列情况最低值确定：

- 1 渠道正常运行时，设计频率枯水期的最小引水发电流量。
- 2 冬季有排冰运行要求时。
- 3 根据水电站运行要求的其他情况。

### 5.2 引水渠道系统恒定流水力设计

5.2.1 恒定流的水力设计应包括下列内容，并按附录 A 进行计算：

- 1 从渠道进水口至水电站进水口范围内，在渠道进水口前

为正常水位下引用设计流量，确定引水渠道的基本尺寸和前池特征水位，给出各部位的水深、流速和水面高程。

2 通过水力计算确定渠道进水口来流与引水渠道的水流衔接关系。

3 对于非自动调节渠道，应按下列情况计算水面线：

1) 当入渠流量为设计流量时，机组全部关闭，全部设计流量由侧堰宣泄。

2) 当入渠流量大于设计流量时，分别计算机组满发所剩余流量由侧堰宣泄和机组全部关闭入渠流量由侧堰宣泄两种情况。

3) 根据需要计算其他情况下的水面线。

5.2.2 侧堰水力设计应满足下列要求，并按附录 B 进行计算：

1 在设计流量下水电站引水渠道正常运行时，侧堰的堰顶高程应高于过境水流的水面高程 0.1~0.2m。

2 堰顶长度及堰上平均水头，应经计算比较确定。

3 过堰水流应保持自由出流，堰后应因地制宜布置侧槽或陡槽泄水和必要的消能防冲设施。

4 堰型采用实用堰或梯形堰，也可采用真空剖面堰。

5 侧堰两侧导墙应满足使水流保持平顺的要求。

5.2.3 在设计流量下水电站引水渠道正常运行时，对棱柱体渠道应按明渠均匀流进行计算；对非棱柱体渠道应按明渠恒定缓变流进行计算。水头损失包括沿程摩擦损失以及断面变化、弯道、桥墩、拦污栅、门槽等局部损失，应同时计算出相应于各项水头损失的水位变化量。

### 5.3 引水渠道系统涌波计算

5.3.1 应进行引水渠道系统水电站机组突然丢弃负荷引起的最高涌波和突然增加负荷时的最低涌波计算。涌波计算按附录 C 进行。

5.3.2 水电站机组突然丢弃负荷时的涌波计算宜采用下列计算



条件：

1 初始条件为渠道进水口前为正常水位、在设计流量下引水渠道系统为恒定流以及水电站满负荷运行。

2 假定水电站各机组均突然由满发流量减至零。

3 当采用涌波控制措施时可按实际的流量变化进行计算。

**5.3.3** 水电站突然增加负荷时的负涌波计算，宜按照孤立运行的水电站突增 1 台机组负荷考虑。

## 6 引水渠道设计

### 6.1 一般规定

- 6.1.1** 水电站引水渠道的纵坡及横断面设计，应根据渠道沿线的地形、地质条件以及环境、施工、运行管理等要求，通过水力计算和技术经济比较确定。
- 6.1.2** 与铁路、公路、地下管网、重要通信线路交叉的引水渠道设计还应执行其行业的相关规范规定。
- 6.1.3** 应根据引水渠道及建筑物规模、级别，对变形、渗流、应力应变及温度、水力学、环境量等内容进行安全监测设计。

### 6.2 纵坡设计

- 6.2.1** 中低水头、大流量引水渠道，自动调节渠道，清水渠道及土渠，宜采用较缓的纵坡。
- 6.2.2** 高水头水电站的引水渠道，多泥沙渠道，傍山衬砌渠道，不衬砌的岩石渠道以及输冰运行渠道，宜采用较陡的纵坡。
- 6.2.3** 当渠线较长时可根据地形、地质条件分段选用不同纵坡，多泥沙和输冰运行渠道的分段宜沿程增大纵坡。

### 6.3 横断面设计

- 6.3.1** 横断面形式宜按下列条件选择：
- 1 地面陡且起伏大、地下水位低的山丘地区，采用窄深式断面。
  - 2 地势平坦、地下水位高、基土冻胀性较强，以及有综合利用要求的渠道，采用宽浅式断面。
  - 3 易受洪水、泥石流等危害，以及穿越居民点、工矿区的渠道，采用城门洞形、箱形等暗渠形式的断面。
- 6.3.2** 引水渠道在设计流量下的平均流速，应小于护面的允许

流速；在多泥沙条件下应满足不冲、不淤的要求，并符合下列规定：

1 渠道的不冲、不淤流速以及各种护面材料的允许流速按 GB 50288 确定。

2 中型水电站和低水头大流量的小型水电站引水渠道的设计流速，应经技术经济比较确定。

3 小型水电站引水渠道设计流速的选择范围：衬砌渠道宜选用  $1\sim 2\text{m/s}$ ，土渠宜选用  $0.6\sim 0.9\text{m/s}$ 。

4 输冰和结冰盖运行的引水渠道的流速，按 GB/T 50662 的有关规定确定。

**6.3.3** 引水渠道应因地制宜、就地取材，选用耐久、防渗性能好的材料进行衬砌。衬砌设计按 GB/T 50600 进行。

**6.3.4** 引水渠道的边坡和堤顶宽度可按 GB 50288 确定。

**6.3.5** 渠顶超高，对于中型工程应按机组满发渠道通过设计流量时，突然丢弃全部负荷产生的最大涌波高度，再加安全超高来确定；对小型工程可按 GB 50071 的规定执行；对兼有通航的引水渠道应计入船行波的影响。

**6.3.6** 对地下水水位较高的渠道可根据需要在边墙和底板设置排水设施。

**6.3.7** 无压隧洞横断面设计，中型工程和小型工程可分别按 SL 279 和 GB 50071 规定执行。

## 6.4 边坡设计

**6.4.1** 对傍山开挖的引水渠道所形成的边坡，其稳定坡度应根据地质条件、边坡高度和施工条件等进行工程类比和稳定分析确定；宜分级设置马道，以便于施工和维护，并应符合下列规定：

1 对易于失水干裂、卸荷松弛、风化掉块和可能失稳的边坡，应根据工程的重要性、边坡高度与坡度、影响边坡稳定的主要因素、施工和技术经济条件，确定综合防护和处理措施。

2 对于需要加固处理的边坡，可根据地质条件，通过技术

经济比较，采用减载、锚喷、灌浆、抗滑挡墙、抗滑桩（塞）、锚洞以及预应力锚索锚固等措施。

3 应分层设置排水设施和可靠的排水通道。

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

6.4.2 引水渠道边坡设计应执行 SL 386 的有关规定。

## 7 前池及调节池设计

### 7.1 一般规定

7.1.1 前池及调节池应设置必要的爬梯（踏步）、栏杆、照明等设施以及运行管理用的观测设备。

7.1.2 位于寒冷地区的前池及调节池防冰、导冰、排冰设施的设计应执行 GB/T 50662 的有关规定。

7.1.3 应根据前池及调节池的规模、级别，对变形、渗流、应力应变及温度、水力学、环境量等内容进行安全监测设计。

### 7.2 前池设计

7.2.1 前池设计应包括连接段、池身和水电站进水口的设计。

7.2.2 池身与引水渠道间的连接段，在平面上宜两边对称扩展，其扩展角不宜超过  $12^\circ$ ，底部纵坡不宜陡于  $1:5$ 。

7.2.3 池身的长度、宽度、深度，应根据地形、地质条件，压力管道的直径、根数、间距，过栅流速，水电站进水口的最小淹没深度，排沙、排冰设施布置，水电站运行条件等要求确定。

7.2.4 水电站进水口应采用有闸门控制的布置形式，条件适宜时也可采用虹吸式进水口，并应符合下列要求：

1 有闸门控制的水电站进水口，应设拦污栅、检修闸门、工作闸门和相应的启闭设备，其设计执行 SL 285 的有关规定。

2 当小型水电站前池内的水位变幅在  $3.0\text{m}$  左右时，可采用虹吸式进水口，且前池最低水位至虹吸喉道断面顶点间的高差应小于当地高程的容许吸入高度。其横断面形式，可采用矩形或圆形，可采用钢筋混凝土、钢筋混凝土加钢板内衬或钢板制作，应保证其气密性。

3 虹吸式进水口的拦污栅可与进水口分开设置，也可设于进水口处，视具体条件经论证确定。

4 虹吸式进水口设计和水力计算按附录 D 进行。

7.2.5 水电站进水口上缘淹没于最低水位以下的深度，应按 SL 285 确定。

7.2.6 前池侧堰应根据地形、地质条件布置，水力设计应满足 5.2.2 条的有关规定。

7.2.7 前池内设排沙设施时，其设计应符合下列要求：

1 排沙设施的布置形式，以及冲沙方式和冲沙流量大小，应考虑水源条件、泥沙特性及运行方式等因素，合理选定。

2 宜采用正面排沙，当冲沙底孔布置在水电站进水口底槛内（或前池底部）时，其尺寸应便于检修，并设控制闸门；当采用非正面排沙时，宜辅以导沙设施。

3 在前池内采用涡管排沙时，宜采用方形涡管。方形涡管应位于前池底板上、垂直前池轴线布置，且产生逆时针螺旋流。

### 7.3 调节池设计

7.3.1 应根据水源条件和电力系统日负荷曲线，结合实际情况，经水能分析计算和技术经济比较确定调节池所需的容积和消落深度。

7.3.2 应结合选定的调节池位置布置设计调节池的连接建筑物、泄水建筑物等，并通过水力计算确定水流衔接关系。

7.3.3 调节池防渗可选用沥青混凝土、混凝土、膜料或适宜的当地材料进行表面衬护。

7.3.4 多泥沙渠道应采取有效的泥沙控制措施，防止调节池淤积。

7.3.5 寒冷地区的调节池防冰冻设计宜符合下列要求：

1 调节池的位置宜靠近前池。

2 冬季调节池宜采用冰盖保温运行方式。

3 宜采用现浇混凝土面板护坡，防止冰盖浮动时对调节池边坡的破坏。

## 8 结构设计

### 8.1 一般规定

**8.1.1** 建筑物的结构形式应根据地形地质、水文气象、施工方法、环境保护、安全经济等条件，综合考虑比较后确定。结构外形应与周边环境相协调。

**8.1.2** 建筑物结构应满足强度、变形、稳定性、抗裂（或限裂）、抗渗、抗冰冻要求。

**8.1.3** 建筑物应进行抗滑稳定及基底应力计算，必要时按照相关规定进行抗倾覆、抗浮稳定计算。

**8.1.4** 建筑物主要承载受力部位的混凝土强度等级不应低于 C25，其沉降伸缩缝处应设置止水设施，必要时宜采用两道以上不同形式的止水设施。止水材料应具有足够的耐久性和可靠性。

**8.1.5** 设计烈度为 7 度及以上的建筑物应按照 SL 203 的规定进行抗震计算，并采取相应的抗震措施；设计烈度为 6 度的建筑物可不进行抗震计算，但应采取必要的抗震措施。

### 8.2 稳定计算

**8.2.1** 作用在建筑物上的荷载可分为基本荷载和特殊荷载两类。

1 基本荷载应包括下列内容：

- 1) 结构、上部填料和永久设备自重。
- 2) 正常水位时的静水压力。
- 3) 泄流时的动水压力（只在泄水建筑物结构计算时考虑）。
- 4) 正常水位时的扬压力（包括渗透压力和浮托力）。
- 5) 正常水位时的浪压力。
- 6) 泥沙压力。
- 7) 土压力。
- 8) 冰压力（包括静冰压力和动冰压力）。

9) 冻胀力。

10) 其他出现机会较多的荷载。

2 特殊荷载应包括下列内容：

1) 最高水位时的静水压力。

2) 最高水位时的扬压力。

3) 最高水位时的浪压力。

4) 最高水位时的动水压力（只在泄水建筑物结构计算时考虑）。

5) 地震荷载。

6) 其他出现机会较少的荷载。

8.2.2 荷载计算方法和公式，可按 DL 5077 及 SL 203 的有关规定计算确定。

8.2.3 应按照作用在建筑物上的最不利荷载组合进行结构计算。荷载组合分为基本荷载组合和特殊荷载组合两类，应按表 8.2.3 选用。

表 8.2.3 荷载组合

荷载组合	计算工况	荷载										说明	
		自重	静水压力	动水压力	扬压力	浪压力	泥沙压力	土压力	冰压力	冻胀力	地震荷载		其他荷载
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)		(11)
基本荷载组合	正常水位	√	√	√	√	√	√	√	-	-	-	√	
	冰冻情况	√	√	-	√	-	√	√	√	√	-	√	按冬季运行水位计算 (2)、(4) 项
	检修情况	√	-	-	-	-	√	√	-	-	-	√	前池完全放空
特殊荷载组合	最高水位	√	√	√	√	√	√	√	-	-	-	√	
	地震情况	√	√	-	√	√	√	√	-	-	√	-	按正常水位计算 (2)、(4)、(5) 项



**8.2.4 堰、闸等重力式建筑物的抗滑稳定计算应根据地基情况、结构特点及施工条件进行。**

**1 岩石地基上沿基底面的抗滑稳定安全系数计算应符合下列规定：**

1) 按抗剪断强度公式 (8.2.4-1) 计算：

$$K' = \frac{f' \Sigma W + C'A}{\Sigma P} \quad (8.2.4-1)$$

式中  $K'$ ——按抗剪断强度计算的抗滑稳定安全系数；

$f'$ ——建筑物基底与基岩接触面的抗剪断摩擦系数；

$C'$ ——建筑物基底与基岩接触面的抗剪断凝聚力，MPa；

$A$ ——建筑物基底与基岩接触面的面积， $m^2$ ；

$\Sigma W$ ——作用在结构物上的全部荷载对计算滑动面的法向分量（包括扬压力），kN；

$\Sigma P$ ——作用在结构物上的全部荷载对计算滑动面的切向分量（包括扬压力），kN。

2) 按抗剪强度公式 (8.2.4-2) 计算：

$$K = \frac{f \Sigma W}{\Sigma P} \quad (8.2.4-2)$$

式中  $K$ ——按抗剪强度计算的抗滑稳定安全系数；

$f$ ——建筑物基底与基岩接触面的抗剪摩擦系数。

3) 采用式 (8.2.4-1) 或式 (8.2.4-2) 计算的抗滑稳定安全系数应不小于表 8.2.4 规定的数值。

**表 8.2.4 岩基上闸、堰抗滑稳定安全系数**

荷载组合	$K'$	$K$		
		建筑物级别		
		3	4	5
基本荷载组合	3.0	1.05	1.05	1.05
特殊荷载组合	2.5	1.0	1.0	1.0

4) 当岩石地基内存在不利的软弱构造时，其抗滑稳定应

做专门研究。

2 土质地基上闸、堰等重力式建筑物沿基础底面的抗滑稳定和地层整体稳定设计应执行 SL 265 的有关规定。

8.2.5 挡土墙稳定计算应执行 SL 379 的有关规定。

8.2.6 挡水土堤稳定计算应执行 SL 274 的有关规定。

8.2.7 建筑物的基底应力应满足地基承载力要求。

### 8.3 强度计算

8.3.1 结构强度计算应根据结构布置形式、尺寸、受力特点及工程地质条件进行。

8.3.2 应力分析可用材料力学方法。闸室底板应力可用弹性地基梁法、反力直线分布法或用有限元法计算，其他渠系建筑物结构应力计算执行 SL 482 的有关规定。

## 9 地基处理

### 9.1 一般规定

**9.1.1** 地基处理设计应结合建筑物结构和运用特点，满足各部位对承载能力、抗滑稳定、地基变形、渗流控制以及耐久性等方面的要求，保证运行安全。

**9.1.2** 地基的渗流控制应采用防、排并重的设计原则，根据工程地质和水文地质条件、建筑物的重要性和部位，作用水头的大小等，确定采用相应的措施。

**9.1.3** 建筑物建基面及边坡坡面开挖设计，应结合地质条件、施工条件及处理措施等因素综合研究确定。

### 9.2 岩石地基

**9.2.1** 当地基为软岩或存在断层破碎带、软弱夹层、岩溶等不良地质构造时应进行处理设计。处理方案应根据工程的重要性和部位、地质条件、施工条件和运用要求等因素，并经技术经济比较确定。

**9.2.2** 对于全风化、强风化、弱风化以及裂隙发育的岩石地基，可根据建筑物的受力条件和重要性进行适当处理。

### 9.3 土质地基

**9.3.1** 土质地基处理方法的选择应根据地基处理目的和要求、地基条件、材料和机具来源以及工程投资等综合确定。

**9.3.2** 土质地基的处理设计根据建筑物类型分别执行 SL 265 或 GB/T 50600 的有关规定。

## 附录 A 引水渠道恒定水力计算

**A.0.1** 明渠恒定均匀流计算的基本公式：

1 流速公式：

$$v = C\sqrt{Ri} \quad (\text{A.0.1-1})$$

式中  $C$ ——谢才系数，对于平方摩阻区宜按曼宁公式确定；

$R$ ——水力半径，m；

$i$ ——渠道纵坡。

2 流量公式：

$$Q = Av = AC\sqrt{Ri} \quad (\text{A.0.1-2})$$

式中  $A$ ——过水断面面积， $\text{m}^2$ 。

3 流量模数：

$$K = AC\sqrt{R} \quad (\text{A.0.1-3})$$

4 曼宁公式：

$$C = \frac{1}{n}R^{1/6} \quad (\text{A.0.1-4})$$

式中  $n$ ——曼宁粗糙系数，其值按 GB/T 50600 确定。

**A.0.2** 水电站引水渠道中的水流为缓流。水面线以 a1 型壅水曲线和 b1 型落水曲线最为常见。宜采用逐段试算法求解明渠恒定缓变流水面曲线，对棱柱体和非棱柱体渠道均可应用。

1 逐段试算法的基本公式：

$$\Delta x = \frac{\left(h_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}\right) - \left(h_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g}\right)}{i - i_f} \quad (\text{A.0.2-1})$$

式中  $\Delta x$ ——流段长度，m；

$g$ ——重力加速度， $\text{m/s}^2$ ；

$h_1$ 、 $h_2$ ——流段上游和下游断面水深，m；

$v_1$ 、 $v_2$ ——流段上游和下游断面的平均流速，m/s；

$\alpha_1$ 、 $\alpha_2$ ——流段上游和下游断面的动能修正系数；

$\bar{i}_f$ ——流段的平均水力坡度。

$\bar{i}_f$ 可采用式 (A. 0. 2 - 2) 或式 (A. 0. 2 - 3) 计算：

$$\bar{i}_f = \frac{1}{2} (i_{f1} + i_{f2}) \quad (\text{A. 0. 2 - 2})$$

$$\bar{i}_f = \frac{h_f}{\Delta x} = \frac{1}{2} \left( \frac{n_1^2 v_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{n_2^2 v_2^2}{R_2^{4/3}} \right) \quad (\text{A. 0. 2 - 3})$$

式中  $h_f$ —— $\Delta x$  段的水头损失，m；

$n_1$ 、 $n_2$ ——上游和下游断面的曼宁粗糙系数，当壁面条件相同时，则  $n_1 = n_2 = n$ ；

$R_1$ 、 $R_2$ ——上游和下游断面的水力半径，m。

2 计算时将整个明渠分成若干段，一般落水曲线水面变化大，分段宜短；壅水曲线水面变化小，分段可长些。

3 计算段内的断面形状、粗糙系数和纵坡宜一致，如有变化宜作为分段的位置。

**A. 0. 3 各项水头损失的计算应采用下列公式：**

1 沿程水头损失的计算公式：

$$h_f = \frac{\Delta x}{2} \left( \frac{n_1^2 v_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{n_2^2 v_2^2}{R_2^{4/3}} \right) \quad (\text{A. 0. 3 - 1})$$

2 矩形断面明渠内桥墩的水位变化量可按图 A. 0. 3 - 1 确定。按已知的  $\lambda_3$  值作水平线和图内已知  $\alpha$  曲线相交，由交点向下作直线即可定出  $X$  值。求通过桥墩的水位差  $\Delta Z$  时，对于圆头桥墩，由无桥墩缩窄时渠道临界水深  $h_k$  乘以  $X$  得  $\Delta Z$ ；对于图中示出的其他墩形（有联结隔板的双圆柱墩、无隔板的双圆柱墩等），则以临界水深  $h_k$  乘以  $rX$  得  $\Delta Z$ ，其中， $r$  值由图 A. 0. 3 - 1 b) 的右上角小图按  $\lambda_3$  值查取。

3 渐变段的水头损失按下列规定进行：

1) 当断面渐缩变化时，渐变段的水头损失按式 (A. 0. 3 -

2) 计算：



$$h_w = h_c + h_f = f_c \left( \frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right) + \bar{i}_f L \quad (\text{A. 0. 3 - 2})$$

式中  $h_w$ ——渐变段的水头损失，m；

$h_c$ ——断面渐缩或渐扩引起的局部水头损失，m；

$h_f$ ——渐变段长度  $L$  的沿程水头损失，m；

$f_c$ ——断面渐缩或渐扩的局部损失系数；

$v_1$ ——渐缩或渐扩前的断面平均流速，m/s；

$v_2$ ——渐缩或渐扩后的断面平均流速，m/s；

$\bar{i}_f$ ——渐变段长度  $L$  范围内水力坡度的平均值， $\bar{i}_f =$

$$\frac{i_{f1} + i_{f2}}{2}, \quad i_{f1} \text{ 和 } i_{f2} \text{ 分别为渐变段前后的水力坡度。}$$

相应的水位变化量按式 (A. 0. 3 - 3) 计算：

$$\Delta Z = h_w + \left( \frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right) \quad (\text{A. 0. 3 - 3})$$

2) 当断面渐扩变化时，其计算公式的形式与式 (A. 0. 3 -

2) 和式 (A. 0. 3 - 3) 相同，只需将右边括号中  $\frac{v_1^2}{2g}$  和

$\frac{v_2^2}{2g}$  互相换位即可。

3) 对于倒虹吸、隧洞、暗渠进出口渐变段的  $f_c$  值，可按图 A. 0. 3 - 2 和表 A. 0. 3 - 1 选用。

**表 A. 0. 3 - 1 倒虹吸、隧洞、暗渠等渐变段的局部损失系数**

渐变段形状变化情况	渐缩的 $f_c$	渐扩的 $f_c$
矩形断面，宽度对称渐变，其末端与矩形进口相连接 [图 A. 0. 3 - 2 a)]	0. 1	0. 2
矩形断面，宽度对称渐变，其末端与圆形进口平顺连接 [图 A. 0. 3 - 2 b)、c)]	0. 2	0. 3
梯形与矩形断面间用扭曲面连接 [图 A. 0. 3 - 2 d)]	0. 2	0. 3
梯形与矩形断面间用扭曲面连接，其末端与圆形进口平顺连接 [图 A. 0. 3 - 2 e)、f)]	0. 3	0. 4

表 A. 0. 3 - 1 (续)

渐变段形状变化情况	渐缩的 $f_c$	渐扩的 $f_c$
八字墙Ⅰ：梯形与矩形断面间用折线（八字墙）连接，其末端与矩形进口相接 [图 A. 0. 3 - 2 g)]	0. 3	0. 5
八字墙Ⅱ：梯形与矩形断面间用折线（八字墙）连接，其末端与圆形进口相接 [图 A. 0. 3 - 2 h)]	0. 4	0. 7
注：表中局部损失系数是在两边壁与渠道中心线的夹角为 $12^\circ 30'$ 的实验条件下做出来的，故其明渠渐变段的长度须按此角度推算。		

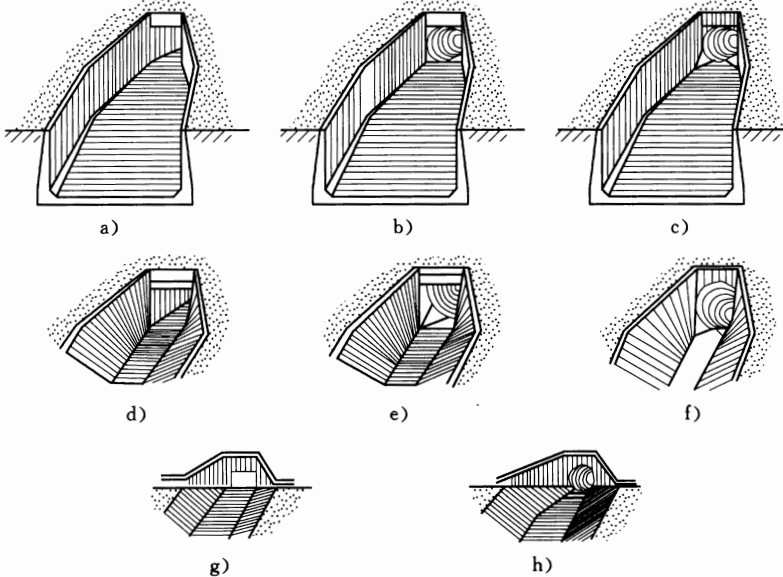


图 A. 0. 3 - 2 倒虹吸、隧洞、暗渠等渐变段形状图

4) 对明渠各种形式的渐缩或渐扩的  $f_c$  值参照图 A. 0. 3 - 3 和表 A. 0. 3 - 2 选用。

表 A. 0. 3 - 2 明渠渐变段局部损失系数

渐变段形状变化情况	渐缩的 $f_c$	渐扩的 $f_c$
扭曲面 [图 A. 0. 3 - 3 a)]	0. 1	0. 2
1/4 直立圆柱面 [图 A. 0. 3 - 3 b)]	0. 15	0. 25
八字斜墙 [图 A. 0. 3 - 3 c)]	0. 3	0. 5



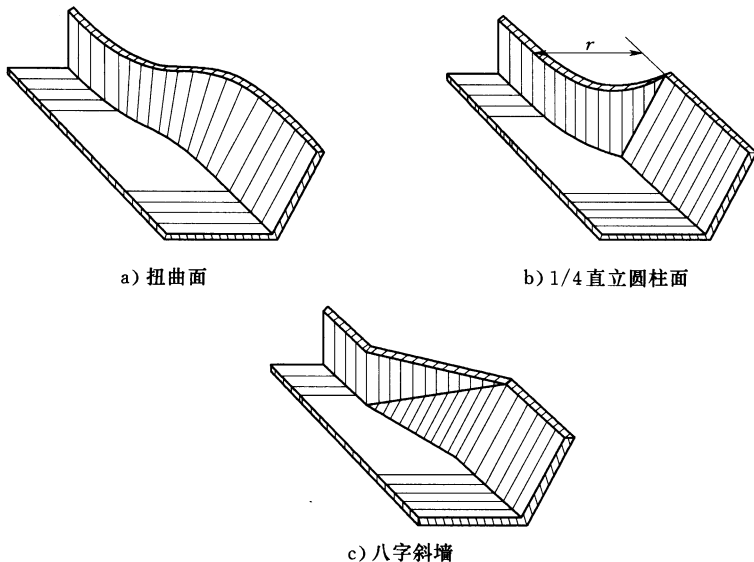


图 A.0.3-3 明渠渐变段形状图

4 弯道段的总水头损失可按式 (A.0.3-4) 计算。其中损失系数按式 (A.0.3-5) 计算。弯道横向水面超高可按式 (A.0.3-6) 推求。当弯道中心半径与水面宽度之比值大于 10 时, 弯曲损失可以不计。

$$h_w = \zeta \frac{v^2}{2g} \quad (\text{A.0.3-4})$$

$$\zeta = \frac{2gL}{C^2 R} \left( 1 + \frac{3}{4} \sqrt{\frac{B}{r}} \right) \quad (\text{A.0.3-5})$$

$$\Delta y = K \frac{v^2 B}{gr} \quad (\text{A.0.3-6})$$

式中  $B$ ——按中心线水面高程算得的水面宽度, m;

$L$ ——弯道中心线的长度, m;

$C$ ——谢才系数;

$R$ ——水力半径, m;

$r$ ——弯道中心线半径, m;

$v$ ——断面平均流速，m/s；

$K$ ——超高系数，对于梯形和矩形明渠的简单圆曲线式弯道，可取  $K=0.5$ 。

5 门槽、拦污栅的水头损失计算参照 SL 285 进行。

## 附录 B 侧堰水力计算

**B. 0. 1** 本附录适用于侧堰段为矩形断面棱柱体渠道，且渠内水流为缓流的情况。

**B. 0. 2** 如图 B. 0. 2 所示，侧堰段恒定变量流可用数值计算求解，也可用基本微分方程计算，其方程如下：

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i - i_f + \frac{Qq}{gA^2}(2\beta - \eta)}{1 - \frac{\beta Q^2}{gA^3}B} \quad (\text{B. 0. 2 - 1})$$

$$\eta = \frac{U \cos \varphi}{v} \quad (\text{B. 0. 2 - 2})$$

式中  $i$ ——渠道底部纵坡；

$i_f$ ——侧堰段的水力摩阻坡降，用谢才公式计算；

$\beta$ ——动量改正系数，可取 1.1；

$Q$ ——侧堰段任一断面的渠道流量， $\text{m}^3/\text{s}$ ；

$U \cos \varphi$ ——侧向出流速度在渠道流速  $v$  方向上的分量， $\text{m}/\text{s}$ ；

$v$ ——侧堰段渠道任一断面的平均流速， $\text{m}/\text{s}$ ；

$\eta$ ——侧向出流影响系数，可取 1.2~1.7；

$h$ ——侧堰段任一断面的渠道中线水深， $\text{m}$ ；

$A$ ——与  $h$  相对应的断面面积， $\text{m}^2$ ；

$B$ ——与  $A$  和  $h$  相对应的水面宽， $\text{m}$ ；

$g$ ——重力加速度， $\text{m}/\text{s}^2$ 。

1 对于沿程减量流的侧堰，其单宽流量为：

$$q = -\frac{dQ}{dx} = m_L \sqrt{2g} (h - P)^{3/2} \quad (\text{B. 0. 2 - 3})$$

式中  $P$ ——侧堰堰高， $\text{m}$ ；

$m_L$ ——侧堰流量系数。

2 当把堰上水头用侧堰首末端的平均值来表示，即  $\overline{H} =$

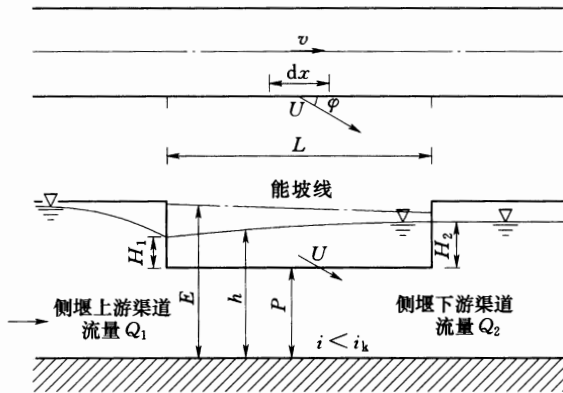


图 B. 0. 2 明渠侧堰溢流示意图

$\frac{1}{2}(H_1 + H_2)$ ，且其流量系数用  $\overline{m}_L$  表示时，则侧堰的泄流能力公式为：

$$Q_L = \overline{m}_L L \sqrt{2g} \overline{H}^{3/2} \quad (\text{B. 0. 2 - 4})$$

式中  $L$ ——侧堰长度，m。

**B. 0. 3** 对于设一道侧堰的布置，应按下列方式进行计算：

1 当水电站在设计流量下正常水位运行时，侧堰不溢水；当水电站突然丢弃全部负荷待水流稳定后全部流量从侧堰溢出时，为控制工况。此时，侧堰下游引水渠道流量为零，侧堰泄流能力可按式 (B. 0. 2 - 4) 确定。

2 根据试验资料，这种情况下  $H_1/H_2 = 0.9 \sim 1.0$ ，可近似看作  $H_1 \approx H_2$ ，其流量系数  $\overline{m}_L$  宜取  $(0.9 \sim 0.95)m_0$ ，其中  $m_0$  为正堰的流量系数。

**B. 0. 4** 对于渠道沿程设两道侧堰的布置，应按下列方式进行计算：

1 当确认存在水电站正常运行两道侧堰也同时过水的工况时，则应利用上述公式和渠道水面线计算公式，通过试算，求得在渠道入渠流量  $Q_0$ 、第一道侧堰泄流量  $Q_{L1}$ 、第二道侧堰泄流量

$Q_{L2}$ 、机组最大引水流量  $Q_p$  的条件下的动态平衡，并且水轮机导叶按推得的前池水位来操作，计算方可成立。

2 鉴于侧堰段的水流为复杂的三维流动，用一维流水力学方法进行计算，只能得到近似的结果，对重要工程或条件复杂的布置宜进行水工模型试验。

## 附录 C 引水渠道系统涌波计算

**C.0.1** 按明渠非恒定流的基本方程——圣维南方程进行涌波计算。对任一形状断面棱柱体明渠，其运动方程和连续方程为：

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(i_0 - i_f) + \frac{q}{A}(v_q - v) \quad (\text{C.0.1-1})$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (\text{C.0.1-2})$$

式中  $A$ ——横断面面积， $\text{m}^2$ ；

$Q$ ——流量， $\text{m}^3/\text{s}$ ；

$v$ ——平均流速， $\text{m}/\text{s}$ ；

$h$ ——水深， $\text{m}$ ；

$i_0$ ——渠底纵坡；

$i_f$ ——摩擦坡度；

$t$ ——时间， $\text{s}$ ；

$x$ ——沿渠底度量的距离，向下游为正， $\text{m}$ ；

$g$ ——重力加速度， $\text{m}/\text{s}^2$ ；

$q$ ——横向进流量，入流为正，出流为负， $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ；

$v_q$ ——横向进流流速沿下游方向的分量， $\text{m}/\text{s}$ 。

1 对于求解的水电站引水渠道中的涌波，属于弱解，其差分格式应满足相容性、收敛性、稳定性及幅度耗散性。

2 计算的初始条件：渠道恒定流时的流速和水深。上游边界条件：一般假定上游水位为常数，这对于自动调节渠道是适宜的；对非自动调节渠道（通常设有侧堰）或有调节池布置的情况，宜按实际情况建立其上游边界条件。下游边界条件：一般为出流量变化条件，此时忽略压力管道中水的弹性，假定机组过流量的变化就是前池出流量的变化。

**C. 0. 2** 水电站突然丢弃负荷或增加负荷时，在引水渠道系统中所产生的正涌波或负涌波，也可用行进波方法来计算。行进波所携带的流量——波流量可用式 (C. 0. 2 - 1) 确定。波的传播速度按式 (C. 0. 2 - 2) 计算：

$$\Delta Q_n = C_n B'_n \xi_n \quad (\text{C. 0. 2 - 1})$$

$$C_n = \sqrt{g \frac{A_{n0}}{B'_n} \left( 1 \pm \frac{3}{2} \frac{B'_n}{A_{n0}} \xi_n \right)} \pm v_{n0} \quad (\text{C. 0. 2 - 2})$$

其中

$$B'_n = B_{n0} + m \xi_n$$

式中  $\xi_n$ ——涌波高度，m；

$B'_n$ ——过水断面在波高一半处的宽度，m；

$m$ ——梯形断面的边坡系数；

$B_{n0}$ —— $n-n$  断面处初始的水面宽度，m；

$A_{n0}$ —— $n-n$  断面处初始的过水断面面积， $\text{m}^2$ ；

$v_{n0}$ —— $n-n$  断面处初始的平均流速， $\text{m/s}$ 。

注 1：脚标“ $n$ ”代表断面序号，例如， $n=0$  时代表起点 0—0 断面，对起点 0—0 断面，式 (C. 0. 2 - 2) 中的各参数应写成： $\xi_0$ ， $B'_0$ ， $B_{00}$ ， $A_{00}$  和  $v_{00}$ 。

注 2：式 (C. 0. 2 - 2) 中的“ $\pm$ ”号，对于逆行波，根号外取“ $-$ ”号，顺行波，根号外取“ $+$ ”号；对正涌波，根号内取“ $+$ ”号，负涌波，根号内取“ $-$ ”号。水电站突然丢弃负荷在引水渠道系统中产生逆行正涌波，而突然增加负荷时产生逆行负涌波。

**C. 0. 3** 如图 C. 0. 3 - 1 所示，初始条件为水电站正常运行时的水面线和相应的水力要素。当水电站突然丢弃负荷时，流量从原来的  $Q_0$  减至  $Q'_0$ ，变化量  $\Delta Q = Q_0 - Q'_0$ 。当丢弃全部负荷时， $Q'_0 = 0$ ，则波流量  $\Delta Q = Q_0$ 。此时在前池—引水渠道系统内将产生逆行正涌波。随着涌波向上游行进，渠中水位逐渐升高，一直持续到反射波（在渠首断面当逆行正涌波抵达时所产生的）回到渠道系统的末端断面为止。此时渠中的水位就相当于末端断面处的最高水位。最高水位的计算，可分为三个阶段进行：

1 第一阶段：计算逆行正涌波由水电站 0—0 断面传播到渠





$$W_{n+1} = \frac{1}{3} S_{n+1} (f_{0,n+1} + f_{n+1} + \sqrt{f_{0,n+1} f_{n+1}}) \quad (\text{C. 0. 3 - 5})$$

$$f_{0,n+1} = [B_{00} + m(\xi_{n+1} + \Delta_{n+1})] (\xi_{n+1} + \Delta_{n+1}) \quad (\text{C. 0. 3 - 6})$$

$$f_{n+1} = (B_{n+1,0} + m\xi_{n+1}) \xi_{n+1} \quad (\text{C. 0. 3 - 7})$$

式中  $\bar{C}$ —— $n$  断面与  $n+1$  断面间的涌波平均传播速度；

$f_{0,n}$ ——涌波到达  $n$  断面时， $0-0$  断面处的波面积， $m^2$ ；

$f_{0,n+1}$ ——涌波到达  $n+1$  断面时， $0-0$  断面处的波面积， $m^2$ ；

$f_n$ ——涌波到达  $n$  断面时， $n$  处的波面积， $m^2$ ；

$f_{n+1}$ ——涌波到达  $n+1$  断面时， $n+1$  处的波面积， $m^2$ ；

$B_{n+1,0}$ —— $n+1$  断面初始的水面宽度， $m$ ；

$\Delta_{n+1}$ —— $n+1$  断面和  $0-0$  断面间初始的水面落差， $m$ 。

3) 任设一个  $\xi_{n+1}$  值进行计算，直到所设的  $\xi_{n+1}$  满足式 (C. 0. 2 - 2) 所求出的  $C_{n+1}$  值为止。依次求出沿程各断面的  $\xi$  值和渠首  $L-L$  断面的  $\xi_L$  值。逆行正涌波传播到渠首断面的总历时为：

$$T_1 = \sum_{i=1}^k \Delta t_i \quad (\text{C. 0. 3 - 8})$$

式中  $k$ ——所分渠段的数目；

$\Delta t_i$ ——各渠段长度内涌波的行驶时间， $s$ 。

4) 在  $t = T_1$  时刻，渠首断面的水位为  $\nabla_L$ ，前池处的水位为  $\nabla''_0$ ：

$$\nabla_L = \nabla_{L0} + \xi_L \quad (\text{C. 0. 3 - 9})$$

$$\nabla''_0 = \nabla_L \quad (\text{C. 0. 3 - 10})$$

式中  $\nabla_{L0}$ —— $L-L$  断面处初始的水位， $m$ 。

2 第二阶段：计算反射波（顺行负涌波）由  $L-L$  断面传播到  $0-0$  断面所需的时间  $T_2$ 。

1) 波流量为：

$$Q_L = Q_0 - C_L B'_L \xi_L \quad (\text{C. 0. 3 - 11})$$

$$B'_L = B_{L0} + m\xi_L \quad (\text{C. 0. 3 - 12})$$

式中  $B'_L$ —— $L-L$  断面在逆行正涌波波高一半处的过水断面宽度，m。

2) 反射波的传播速度可采用简化了的公式：

$$C_n = \sqrt{g \frac{A_{nL}}{B_{nL}} + \frac{Q_L}{A_{nL}}} \quad (\text{C. 0. 3 - 13})$$

式中  $A_{nL}$ 、 $B_{nL}$ ——当渠中水位为  $\nabla_L$  时，任一  $n-n$  断面处的过水断面积和断面顶宽。

3) 将式 (C. 0. 3 - 13) 中各量的下标  $n$  换成  $n+1$  便可求出相应的  $C_{n+1}$ 。仍像计算逆行正涌波那样，求出各段的涌波平均传播速度  $\bar{C}$  [参见式 (C. 0. 3 - 2)]，渠段长  $l_i$  所需的时间  $\Delta t_i$ ，进而求出反射波从  $L-L$  断面推进到  $0-0$  断面所需的时间：

$$T_2 = \sum_{i=1}^k \Delta t_i \quad (\text{C. 0. 3 - 14})$$

4) 涌波往返一次的总历时为：

$$T_0 = T_1 + T_2 \quad (\text{C. 0. 3 - 15})$$

3 第三阶段：绘制关系曲线  $\nabla_0 = f(t)$  (见图 C. 0. 3 - 2)，从中查取  $0-0$  断面处的最高水位  $\nabla''_{0\max}$ 。图 C. 0. 3 - 2 中的  $\nabla_{00}$  为  $0-0$  断面处未受扰动的初始水位， $\nabla'_0 = \nabla_{00} + \xi_0$  为突然丢弃负荷后的瞬间升高水位。

**C. 0. 4** 水电站突然增加负荷时，前池—引水渠道系统最低水位计算 (见图 C. 0. 4 - 1)，其方法与 C. 0. 3 条相类似，只是应先计算逆行负涌波，然后再计算顺行正涌波 (反射波)，在反射波到达该断面时出现最低水位。计算仍可分为三个阶段。

1 第一阶段：仍是用式 (C. 0. 2 - 1) 和式 (C. 0. 2 - 2) 计算出  $0-0$  断面相应于水电站增加负荷时刻的波高  $\xi_0$  和波速  $C_0$ 。这时，如果初始流量  $Q_0 = 0$ ，则应有  $v_{00} = 0$ 。显然， $0-0$  断面在水电站突然增加负荷以后的瞬时降低水位高程为 (见图

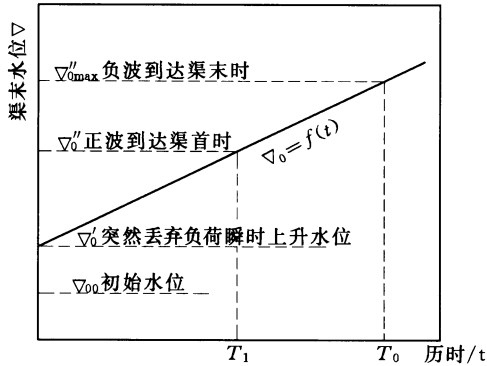


图 C.0.3-2 渠末水位随时间变化关系图

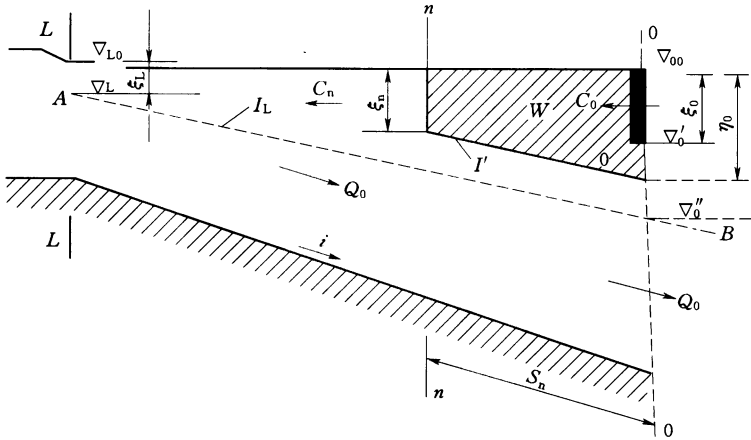


图 C.0.4-1 水电站突然增加负荷时涌波分析示意图

C.0.4-1) :

$$\nabla'_0 = \nabla_{00} - \xi_0 \quad (\text{C.0.4-1})$$

1) 利用简化公式 (C.0.4-2) 确定水量  $W_n$ , 即:

$$W_n = \frac{1}{4} S_n (\xi_n + \eta_0) (B_{n0} + B_{00}) \quad (\text{C.0.4-2})$$

$$\eta_0 = \frac{4\Delta Q_0}{C(B_{n0} + B_{00})} - \xi_n \quad (\text{C.0.4-3})$$

式中  $B_{n0}$ 、 $B_{00}$ —— $n-n$  断面和  $0-0$  断面处初始的水面宽度，m；  
 $\eta_0$ ——在  $0-0$  断面处相应于  $\Delta t_n$  时段末的水位下降值；  
 $\bar{C}$ ——两断面间涌波的平均传播速度 [见式 (C. 0. 3-2)]。

依  $n-n$  断面和  $0-0$  断面间的流量连续条件和缓变流动条件可有：

$$\Delta Q'_n = 2 \bar{K} \sqrt{I'} - 2Q_0 - \Delta Q_0 \quad (\text{C. 0. 4-4})$$

式中  $\bar{K}$ ——计算段流量模数的平均值，用该段的平均水深来确定；

$$I' \text{——坡降, } I' = \frac{\eta_0 + \Delta_n - \xi_n}{S_n};$$

$\Delta_n$ —— $n-n$  断面和  $0-0$  断面间自由水面初始的降落差值，m。

- 2) 借助上述方法，任设一个  $\xi_n$  值进行计算，直到所设的  $\xi_n$  值满足式 (C. 0. 2-2) 所求出的  $C_n$  值为止，并依次求出沿程各断面的  $\xi_n$  值和渠首  $L-L$  断面的  $\xi_L$  值。逆行负涌波传播到  $L-L$  断面的总历时为：

$$T_1 = \sum_{i=1}^k t_i \quad (\text{C. 0. 4-5})$$

- 3) 当  $t = T_1$  时刻，渠首  $L-L$  断面的水位为：

$$\nabla_L = \nabla_{L0} - \xi_L \quad (\text{C. 0. 4-6})$$

- 4) 随着逆行负涌波向上游推进，在  $0-0$  断面处的水位将不断下降，绘制  $\nabla_0 = f(t)$  曲线，在已知总历时  $T_1$  条件下，可求得  $0-0$  断面的水位  $\nabla''_{00}$ ，如图 C. 0. 4-2 所示。

2 第二阶段：计算反射波（顺行正涌波），而已知断面的最低水位高程包括  $0-0$  断面在内，将在反射波到达该断面的时刻发生。计算时假定：正涌波推进时，自由水面曲线呈直线状，如

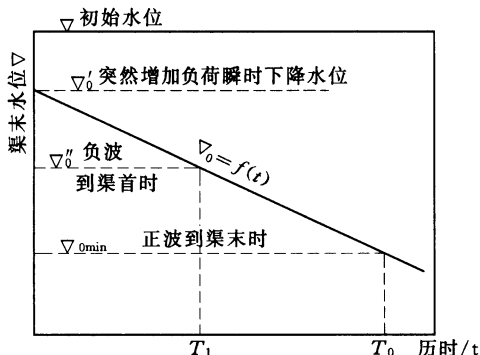


图 C.0.4-2 渠末水位随时间变化关系图

图 C.0.4-1 所示的 AB，其坡降由式 (C.0.4-7) 决定，且在正涌波推进的全部时间内，波流量保持不变，并等于 L—L 断面在负波到达该断面时的流量 [见式 (C.0.4-8)]。反射波的传播速度仍采用式 (C.0.3-13) 计算，逐段计算出负涌波通过各该渠段所需的时间。求出反射波从 L—L 断面推进到 0—0 断面的时间  $T_2$  [见式 (C.0.3-14)]，进而得到涌波往返一次的总历时  $T_0$  [见式 (C.0.3-15)]。

$$I_L = \frac{\nabla_L - \nabla_0''}{L} \quad (\text{C.0.4-7})$$

$$Q_L = Q_0 + C_L B'_L \xi_L \quad (\text{C.0.4-8})$$

3 第三阶段：绘制  $\nabla_0 = f(t)$  关系图 (见图 C.0.4-2)，从中查取 0—0 断面处的最低水位  $\nabla_{0\min}$ 。

**C.0.5** 对于自动调节渠道，采用圣维南方程的数值解法，可求得任一断面的水位瞬变过程；采用行进波方法可求得所设断面特别是前池处最高涌波水位或最低涌波水位。对设有侧堰的非自动调节渠道，涌波通过侧堰段属复杂的三维流动，上述任何方法计算都只能取得近似的结果。但侧堰作为控制泄流的建筑物，对涌波起到控制作用，即对引水渠道系统来说，控制工况是：水电站丢弃满负荷待水流稳定后（涌波已消失），全部流量从侧堰溢出时，计算方法如下：

1 将恒定流时的堰上水头乘以 1.1~1.2 的系数，把这时的水位定为最高涌波水位。对侧堰上游的渠道内的水面线，可依恒定缓变流方法，以侧堰首端断面水深为起点（水深等于堰高加堰上水头）向上游推算出水面线，将各处水深乘以 1.1~1.2 的系数构成新的水面线，在此基础上再加安全超高，以确定其所需渠顶高程。

2 对于入渠流量  $Q_0 > Q_p$ ，水电站以流量  $Q_p$  正常运行，而同时侧堰以  $Q_0 - Q_p$  的流量泄出的条件下，突然丢弃全部负荷的情况，可视布置情况而定。当侧堰处于前池内或靠近前池处时，其处理方法同前款。当侧堰位于距前池相当远处时，则应首先计算确定出前池与侧堰间渠道的涌波高度，在此基础上再加上安全超高，确定出渠顶高程；而对侧堰上游渠道仍按前款方法处理，但应乘以 1.2 的系数构成新的水面线，再加上安全超高，确定该段渠顶高程。

3 对重要工程或布置条件复杂时，宜进行水工模型试验。

## 附录 D 前池虹吸式进水口的设计

**D.0.1** 前池虹吸式进水口的体型和参数主要包括流道形式与断面尺寸、形成虹吸的方式及设施、驼峰喉道顶部高程、进水口淹没深度等。应综合考虑并通过技术经济比较后确定。

**D.0.2** 对于图 D.0.2 所示的矩形断面虹吸式进水口，其特点是：断面由高矩形进水口（1—1 断面）等宽过渡到矩形喉道（2—2 断面），再经适当长度  $l_1$  的渐变段变到圆形，其主要参数可在下面的范围内选择：

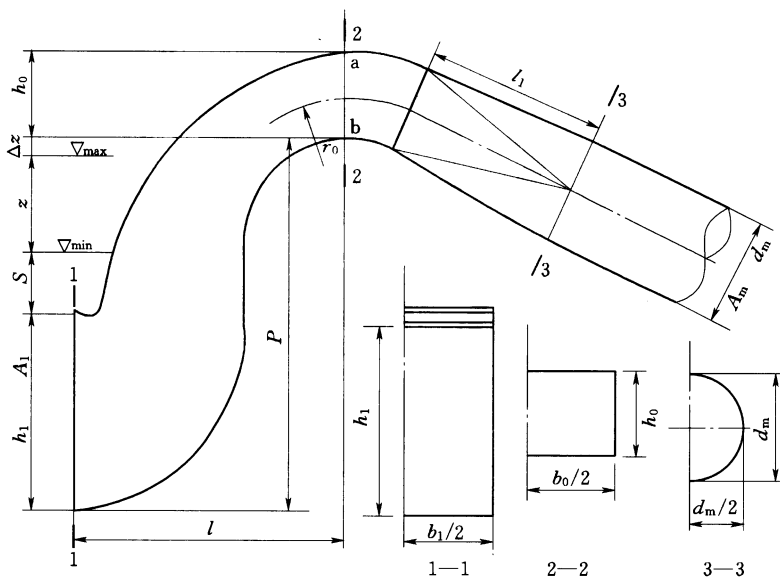


图 D.0.2 矩形断面虹吸式进水口示意图

- 1 喉道断面的宽高比： $b_0/h_0 = 1.5 \sim 2.5$ 。
- 2 喉道中心半径与喉道高之比： $r_0/h_0 = 1.5 \sim 2.5$ 。
- 3 进口断面面积与喉道断面面积之比： $A_1/A_0 = 2 \sim 2.5$ 。

4 喉道断面面积与压力管道面积之比： $A_0/A_m=1\sim 1.65$ 。

5 喉道断面底部高程（b点）在前池最高水位以上的超高值： $\Delta z=0.1\sim 0.2\text{m}$ 。

6 进口断面和喉道断面间的水平距离与其高度之比： $l/P=0.7\sim 0.9$ 。

7 当 1—1 断面和 2—2 断面间的上肢段采用圆形断面时，其主要特点是： $A_0/A_m=1.0$  或略大于 1.0； $r_0/d_0\geq 1.9$ ；弯管采用分节焊接时，每节中心角宜为  $22.5^\circ$  左右；进水口（1—1 断面）后的圆锥形收缩段长度宜大于或等于进水口直径的 0.6 倍，或根据布置需要合理确定。

**D.0.3** 最大负压值出现在喉道断面顶点 a 处，a 点的最大负压值  $h_{B,a}$  按式（D.0.3-1）确定：

$$h_{B,a} = \Delta z + z + h_0 + \frac{av_0^2}{2g} + \sum h_w - \frac{p^*}{\gamma} \quad (\text{D.0.3-1})$$

式中  $z$ ——前池内最高水位与前池当水流通过虹吸管时的最低水位间的高差，m；

$h_0$ ——喉道断面高度，m；

$a$ ——动能校正系数，与断面流速分布有关，取 1.05~1.1；

$\sum h_w$ ——从进水口 1—1 断面至喉道 2—2 断面间的水头损失，m；

$\frac{p^*}{\gamma}$ ——因法向加速度所产生的附加压强水头，m。

1 附加压强水头按式（D.0.3-2）计算：

$$\frac{p^*}{r} = \frac{v_0^2}{2g} \left[ 1 - \left( \frac{r_0}{r_0 + \frac{h_0}{2}} \right)^2 \right] \quad (\text{D.0.3-2})$$

式中  $r_0$ ——喉道断面中心半径，m。

计算结果应满足下列条件：

$$h_{B,a} \leq h_a - h_v \quad (\text{D.0.3-3})$$



式中  $h_a$ ——计算断面处的大气压强水柱高，对不同高程 ( $\nabla$ ) 按  $10.33 - \nabla/900$  估算，m；

$h_v$ ——水的汽化压强水柱高，可由表 D.0.3 按水温查取，m。

2 式 (D.0.3-1) 中的  $\Sigma h_w$  项，在体型拟定后可参照一般水力计算确定。一般情况下， $h_{B,a}$  可依简化式 (D.0.3-4) 近似计算：

$$h_{B,a} = \Delta z + z + h_0 + \frac{\alpha v_0^2}{2g} \leq h_a - h_v \quad (\text{D.0.3-4})$$

表 D.0.3 水温与水的汽化压强水柱高关系表

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

D.0.4 最小淹没深度  $S$  (见图 D.0.2)，可按式 (D.0.4) 估算：

$$\frac{S}{h_0} = (1 \sim 1.57) Fr_0 \quad (\text{D.0.4})$$

其中

$$Fr_0 = \frac{v_0}{\sqrt{gh_0}}$$

式中  $Fr_0$ ——喉道断面的水流弗劳德数。

D.0.5 虹吸的发动与断流宜选用下列的几种装置和方法来实现：

- 1 用真空泵抽气发动，可根据设计条件和工况做设备选型。
- 2 自发动。
- 3 水力真空装置。
- 4 水箱式抽气装置。

D.0.6 断流装置常采用真空破坏阀。在已知  $h_{B,a}$  值时，真空破坏时的瞬间最大进气量可按式 (D.0.6) 估算：

$$Q_a = \mu \omega_a \sqrt{\frac{\rho}{\rho_a}} \sqrt{2gh_{B,a}} \quad (\text{D.0.6})$$

式中  $\mu$ ——真空破坏阀系统的流量系数；

$\omega_a$ ——真空破坏阀的断面面积， $\text{m}^2$ ；

$\rho$ 、 $\rho_a$ ——水和空气的密度。

1 可根据式 (D. 0. 6) 合理选择真空破坏阀的形式和直径。

2 对于虹吸发动和断流的装置和方式，设计时应因地制宜，参照已建工程的经验，经论证比较后合理选择应用。

## 标准用词说明

标准用词	严格程度
必须	很严格，非这样做不可
严禁	
应	严格，在正常情况下均应这样做
不应，不得	
宜	允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做
不宜	
可	有选择，在一定条件下可以这样做

## 标准历次版本编写者信息

### SL/T 205—97

本标准主编单位：电力工业部

水利部北京勘测设计研究院

本标准参编单位：四川水利水电勘测设计研究院

湖南省水利水电勘测设计研究院

水利部新疆维吾尔自治区水利水电勘测设计研究院

本标准主要起草人：林可冀 韩立 罗观育 艾克明

谢致刚 吴季宏 麦达铭 陶志成

沈征明 宋友海 谢文伯 唐进虎

吉尔格 昌卫安 鲍筱斌

中华人民共和国水利行业标准

水电站引水渠道及前池设计规范

SL 205—2015

条 文 说 明

## 目 次

1 总则	49
3 基本资料	52
4 总体布置	53
5 水力设计	78
6 引水渠道设计	82
7 前池及调节池设计	88
8 结构设计	99
9 地基处理	100
附录 A 引水渠道恒定流水力计算	102
附录 B 侧堰水力计算	103
附录 C 引水渠道系统涌波计算	107
附录 D 前池虹吸式进水口的设计	109

# 1 总 则

**1.0.1** 本标准总结了我国 17 个省（自治区、直辖市）近百个不同类型水电站工程在渠线选择和布置、渠道—前池系统的水力设计和计算、前池和引水渠道上建筑物的设计，以及不同条件下防洪、防污、防渗漏、防泥沙、防冰等方面的成熟经验和科技成果，并吸取了国外在这一领域的有益经验，用以指导水电站引水渠道和前池的设计。

**1.0.2** 据调查，国内已建的渠道引水式水电站尚无一座Ⅱ等或Ⅰ等工程。渠道引水式水电站多建于山区，受地形条件限制难以修建大型引水渠道；在平原、丘陵地区，则因人口稠密，如占地过多，对环境及社会影响较大，也限制了大型引水渠道的修建。我国已建的渠道引水式水电站，绝大多数是装机容量等于或小于 50MW 的Ⅳ等以下——小（1）型、小（2）型水电站，故本标准是针对Ⅲ等、Ⅳ等、Ⅴ等水电站编制的。表 1 为国内部分Ⅲ等、Ⅳ等渠道引水式水电站的主要特性。

**1.0.3** 渠道引水式水电站，较坝后式、有压引水式水电站更易受到洪水、污物、渗漏以及泥沙、冰的损害。泥沙问题在我国西北、西南地区的工程中较常见，冰冻问题则是在寒冷地区水电站冬季运行时存在。国内大量工程实践表明，设计渠道引水式水电站必须因地制宜处理好上述五个方面的问题，使水电站得以正常运行，充分发挥工程效益。调查中发现，某水电站引水渠线上有一处排洪渡槽设计流量偏低，1994 年被洪水冲毁，引水渠道随之也被冲决，造成水电站运行中断。污物问题在渠道引水式水电站设计上要给予足够的重视，拦污设施不仅在渠道进水口和前池是必须设置的，对渠线较长且沿途仍有可观数量的污物来源时，还要考虑在适当部位增设拦污栅，并采用适宜的清污机械，以保证水电站正常运行，减少电能损失。在多泥沙条件下，引水渠道

表 1 国内部分 III 等、IV 等渠道引水式水电站主要特性

序号	水电站名称	地 址	水电站特性			引水渠道 设计流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	
			装机容量 /MW	设计水头 /m	发电流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )		
1	东西关	四川武胜	180.00	17.00	1296.00	373.26	1296.00
2	阿峰田	云南龙陵	105.00	398.00	28.64	413.50	32.64
3	南津渡	湖南永州	60.00	14.50	468.42	3991.00	480.00
4	华安	福建华安	60.00	47.00	160.00	8000.00	160.00
5	三棵树	四川德昌	52.00	58.00	103.20	9280.00	103.20
6	遥田	湖南耒阳	50.00	11.80	466.70	1528.00	477.70
7	关脚	贵州镇宁	48.00	133.50	41.50	2637.00	45.00
8	马回	四川蓬安	46.10	11.40	450.00	455.60	450.00
9	草坡	四川汶川	45.00	391.00	14.40	5432.00	16.00
10	雪卡	西藏林芝巴河	40.00	39.50	118.00	3309.00	118.00
11	磨房沟二级	四川冕宁	37.50	457.80	9.75	3015.00	13.65
12	三岔湾	贵州安顺	36.00	238.00	17.00	9000.00	17.00
13	苏帕河	云南保山	30.00	232.00	16.00	5399.00	16.00
14	喀什二级	新疆疏附	26.40	96.00	32.16	26446.00	38.00
15	玛河三级	新疆玛纳斯	26.25	69.04	46.50	2500.00	56.00
16	西大桥	新疆阿克苏	26.00	18.50	160.00	9150.00	160.00
17	南二	福建南靖	25.00	91.00	25.00	10779.00	25.00
18	白济汛	云南迪庆	24.00	949.30	3.02	4858.00	3.02
19	银溪	广东乳源	20.00	48.70	46.40	6007.70	48.60
20	毕浦	浙江桐庐	14.00	11.30	184.00	686.00	184.00



要做好防沙、排沙工程的设计，避免停机冲沙，或动用大量劳力清淤而造成经济损失。对寒冷地区的水电站，则应按有关专业技术规范的规定，做好导冰、排冰设施的布置和设计。

## 3 基本资料

**3.0.1~3.0.8** 规定了引水渠道及前池设计应收集的基本资料范围、内容和要求。

气象、水文、地形、地质、环境保护和水土保持及有关的其他基本资料，其内容十分广泛，基本上包括了整个水电站设计的基本资料。但前面加注了“与建筑物设计有关的”限定词，也就是说，在这些资料中，只需要掌握与渠道、前池建筑物设计直接有关的部分，另一部分则仅与建筑物的设计有间接关系。

## 4 总体布置

### 4.1 一般规定

**4.1.2** 渠系建筑物与铁路或公路工程分级指标的形式、内容互不相同，二者从指标值上难以比较，已成工程的业主也常常会要求较高的级别。本条强调应按相交叉工程中最重要工程级别和特殊要求为基准的原则，实事求是积极协商确定。

**4.1.4** 对于引水渠道上的重要建筑物，如大的跨沟渡槽、倒虹吸等，若发生大的事故，将对水电站运行产生很大影响时，应采用与厂房相同的防洪标准。

### 4.2 引水渠道布置

**4.2.1** 线路选择是引水渠道设计的重要环节，合理选择线路，可给施工带来方便，减少维护管理费用，提高水电站运行的可靠性和经济效益。

渠线选择，特别是地形、地质条件复杂，渠线又较长的引水渠道，除在各设计阶段不断增加工作深度，进行优化比选工作外，在施工中尚需根据实际情况做局部的优化调整，才能真正做出经济、合理、安全可靠的选择。例如，1998年建成的四川省草坡水电站，引水渠在规划阶段渠道全长5432.44m，其中包括一段长1040m的隧洞，是以明渠为主的引水方式，后为避开不良地质条件和泥石流，修改成以隧洞为主的明渠和隧洞相结合的方式。

实践表明，水电站引水渠道采用明渠和无压隧洞（或暗渠）相结合的方式是一种常见的布置形式，并且，渠线优化工作应贯穿于整个工程的设计及建设中去。

**4.2.2** 水电站引水渠道按其控制方式可分为自动调节渠道和非自动调节渠道。当水电站机组丢弃部分或全部负荷时，渠道内的

水位能自动升高而不发生弃水的引水渠道，称为自动调节渠道；当水电站机组丢弃部分或全部负荷时，引水渠道或前池水位升高受溢流堰弃水限制的渠道，称为非自动调节渠道。实际上也可归结为设与不设泄水建筑物的差别。泄水建筑物宜采用侧堰，也可采用虹吸式泄水道或其他形式。侧堰是开敞式泄水建筑物，对于给定的流量，泄水时的堰上水位，就相当于该流量下机组突然丢弃负荷时的涌波水位。显然，自动调节渠道能够充分利用水电站的发电水头以提高枯水期的电能效益。引水渠道形式的合理选择要综合考虑各方面的条件，通过技术经济比较确定。本条指明了选择自动调节渠道或非自动调节渠道的条件。在进行水电站规划设计时，尤其在平原、丘陵地区，应对采用自动或非自动调节渠道进行方案比较，择优选用。

四川省蒲阳河双柏水电站，地处平原、丘陵地区，设计水头为 10.5m，装机容量为  $2 \times 5\text{MW}$ ，机组引用流量为  $2 \times 60.8\text{m}^3/\text{s}$ ，引水渠道总长 1106.5m，底宽 10.2m，边坡为 1:1，底坡为 1/3000。设计时，对自动调节渠道和非自动调节渠道做了方案比较，认为自动调节渠道方案从投资和占地等方面均优于非自动调节渠道方案，且可增加电能效益，因此选择了自动调节渠道方案。我国规模最大的装机容量为 180MW 的渠道引水式水电站——四川省东西关水电站，其引水渠道长度为 373.26m，渠道位于深 50m 左右的挖方地段，虽然取水河道（嘉陵江）的水位变幅大，但渠道较短，河道上的枢纽工程具有良好的调节控制能力，采用了自动调节渠道。表 2 列出了国内部分自动调节渠道的工程特征。

非自动调节渠道多用于山区引水式水电站，这是因为傍山开挖修建引水渠道，无论从工程量还是从安全运行方面考虑，都适宜于修建带有泄水建筑物的非自动调节渠道。

当引水渠道长，采用自动调节形式又不经济时，采用自动调节与非自动调节相结合的渠道，允许前池内水位有一定的抬高可能是合理的。为实现这一目的，要在渠道中设置泄水建筑物，其

表 2 国内部分自动调节渠道的工程特征

工程名称	谭家堰	双柏	红石桥	永久	晨光	301	暹田	南津渡	沅江渡
地址	四川省 都江堰市	四川省 都江堰市	四川省 彭县	黑龙江省 汤原县	黑龙江省 依兰县	吉林省 安图县	湖南省 耒阳市	湖南省 永州市	湖南省 城步县
装机容量 /MW	2×5.0	2×5.0	2×10.0	2×2.5	5×2.5	3×3.0	4×12.5	3×20.0	3×3.2
设计水头 /m	12.2	10.5	19.3	6.2	6.2	27	11.8	14.5	30.5
设计流量 /(m <sup>3</sup> /s)	2×55.7	2×60.8	2×62.49	2×53.5	2×53.5	3×13.29	466.7	468.42	37.8
渠长/m	1080	1106.5	1837	3700	2737	228	1528	3991	639
底宽/m	9.0	10.2	10	26.5	44	6	60	48.5	3.0
边坡系数	1:1	1:1		1:2	2	2	1:1.5	1:2	1:1.5
底坡	1/2000	1/3000	1/3000	1/7500	1/10000	2.55/1000	1/4222	1/12000	1/6000
设计流量 /(m <sup>3</sup> /s)	143	149.3	131	107	260	39	477.7	480	37.8
设计水深 /m	4.2	4.58	4.2	3.68	3.42	5.6	5.0	5.9	4.4
衬砌形式	混凝土 抹面	混凝土 抹面	—	土渠	土渠	混凝土 块衬护	混凝土 块衬护	混凝土 衬砌	混凝土 块衬护

堰顶要高于引水渠道通过最大流量时的水位，这种情况下引水渠道分成两段，上段可按非自动调节方式设计，而泄水建筑物下游的那一段具有自动调节渠道的性质。这种布置在沿渠线有调节池的引水渠道布置中就能见到。

总之，渠道形式的合理选择，要结合具体工程的地形、地质、施工、运行、河流水源情况及枢纽总体布置等条件，通过技术经济比较确定。

**4.2.3 渠道进水口闸门设置的规定和要求**，是根据国内工程实践总结出来的。调查表明，作为水电站引水渠道，为保证水电站的安全运行，绝大多数在进水口设有闸门，用以控制调节水流或为渠道检修提供条件，自动调节渠道和非自动调节渠道均如此。设置闸门还具有一定的防沙、防污、防冰以及导漂等作用。

对于非自动调节渠道，还要依靠操作进水闸门来适当限制汛期进入渠道的流量。但在渠道长度短且渠堤高度能满足进水口水位变幅要求，或进水口水位能够降低，为渠道检修提供条件的情况下可不设闸门。例如，东西关水电站，引水流量达  $1296\text{m}^3/\text{s}$ ，进水口位于河道凹岸，于防沙有利；渠道位于  $50\text{m}$  深的挖方地段，河床枢纽有足够的控泄能力，在引水渠道进口处未设闸门。

**4.2.4 根据调查**，国内非自动调节渠道上的泄水建筑物绝大多数采用侧堰（仅收集到两个采用虹吸泄水道的实例）。侧堰是一种开敞式泄水建筑物，布置在前池内或引水渠道的一侧（有时也可对称布置双侧溢流侧堰），利用天然有利地形泄水，运行安全可靠。侧堰上通常不设闸门，可自行对引水渠道中的水位（流量）起控制与调节作用。也有少数工程在侧堰上设置舌瓣闸门或翻板闸门，堰顶高程可适当降低，用以提高调节性能，如新疆的西大桥水电站、喀什二级水电站的侧堰上都设有舌瓣门。

侧堰位置选择要依地形、地质条件经方案比较确定。从水力学角度来看，宜布置在前池内或靠近前池处，对于控制涌波、减少水面波动是有利的，且工程布置紧凑，便于运行管理。

在所调查的 43 个工程实例中，大多数在一岸设一道单侧溢

流侧堰，只有 5 例在渠道上和前池处各设一道侧堰。渠道引水式水电站多建于山区，易于布置单侧溢流侧堰。但有的工程，如装机容量为 60MW 的福建省华安水电站，由于引水隧洞出口紧接前池，受地形条件限制，因此在前池内布置了两岸对称的两侧溢流侧堰，其靠山一侧的堰后水流通过前池下部的廊道排出。我国援建的赤道几内亚毕克莫水电站，在渡槽上对称布置了两侧溢流侧堰。

在引水渠道上的重要建筑物，如渡槽、倒虹吸以及难以避开的难工险段之前，设置必要的保护性退水建筑物是合理的。建筑物力求阻水作用小，操作运行方便；多泥沙的渠道宜与排沙相结合。在陕西省宝鸡峡引渭干渠（ $Q=50\text{m}^3/\text{s}$ ）的 98km 塬边灌溉渠道上有采用无节制闸的退水闸布置的成功经验，其特点是退水闸的底板高程较所在处前后的渠底高程略低，开闸退水时下游渠道可不过水；而渠底的低下部分可以淤沙。

泥沙对引水渠道、前池的淤积和水轮机的磨损问题，在我国较为普遍存在，特别是西北、西南地区。泥沙防治需在渠道进水口防止和减少泥沙入渠。对于进入渠道的泥沙（主要是推移质），则要考虑在渠道上采取排沙措施。前池由于其断面较渠道扩大，流速降低，有利于泥沙沉积，设置排沙设施也是必要的，但不宜把前池排沙当做清除入渠泥沙的唯一措施，更不宜当做沉沙池来对待。调查资料表明，排沙底孔难以有效地排除前池中的泥沙，有的水电站常需降低水位增大流速冲沙，有的甚至被迫停机冲沙或清淤。

近年来国内在引水渠道上行之有效的排沙措施有：

(1) 涡管排沙，其布置如图 1 所示。

涡管排沙的原理是利用置于渠底的开口的管，在过境水流切向流速的作用下，管内产生螺旋式前进水流，进入管中的泥沙靠旋转水流以少量的水将其排出，其设计要点如下：

涡管与渠道水流方向的夹角  $30^\circ < \theta < 60^\circ$  时，以  $45^\circ \sim 50^\circ$  为宜；涡管断面为圆形，其直径  $D$  可在  $(1/3 \sim 1/5)h$  范围内选用

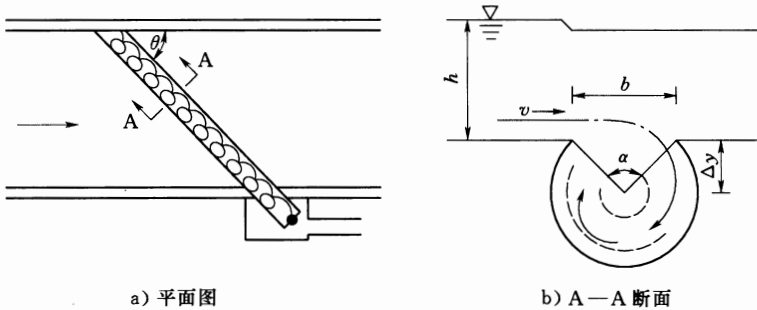


图1 涡管布置图

( $h$  为上游渠道水深)；开口角度  $\alpha=75^\circ\sim 90^\circ$ ，一般可用  $90^\circ$ ，或其开口宽度  $b\geq (1.2\sim 2.0)d_m$ ， $d_m$  为泥沙的最大粒径。涡管排水流量约为来水流量的  $5\%\sim 15\%$ ，其排沙比可达  $75\%\sim 90\%$ 。涡管排水流量  $Q_s$  可用式 (1) 估算：

$$Q_s = \mu A \sqrt{2g(h + \Delta y)} \quad (1)$$

式中  $A$ ——涡管断面面积， $A = \frac{\pi D^2}{4}$ ；

$h$ ——上游渠道水深，m；

$\Delta y$ ——管中心至开口边缘的距离，m；

$\mu$ ——流量系数，在  $\alpha=30^\circ\sim 90^\circ$  范围内，可采用  $\mu=0.6\sim 0.7$ 。

排沙涡管出口需设阀门并有必要的落差，保证出流顺畅，排沙便利。

涡管排沙一般适用于渠底坡较陡的山区引水渠道，适宜排除粒径大于  $0.5\text{mm}$  的粗沙和砾石。在我国陕西、新疆、甘肃等有 10 余处工程上应用。例如，陕西省镇安县孙家砭水电站，设计流量为  $8\text{m}^3/\text{s}$ ，装机容量为  $2\times 1.25\text{MW}$ ，引水渠道全长  $6.5\text{km}$ ，底坡为  $1/2000$ ，矩形断面底宽  $2.8\text{m}$ ，水深  $2.4\text{m}$ 。1990 年 3 月，在渠道进水口下游  $500\text{m}$  处安装一直径  $D=400\text{mm}$  的排沙涡管，仅用  $25\text{min}$  便把原沉积在涡管上游段的  $20\sim 30\text{m}^3$  的砾石全部排



除，排出物中有粒径为 40~50mm 的卵石。在安装排沙涡管的同时，又在前池修建了一道曲线隔沙墙，将水电站进水口与排沙闸隔开，达到撇清引水、间歇排沙的目的。现在两项措施联合运用，汛期水量丰富时可在夜间水电站降低负荷时用涡管排沙，平、枯水季节每半月用前池处的排沙闸排沙，至今运行效果良好。

(2) 强螺旋流排沙漏斗也是利用螺旋流原理进行排沙的有效方式，用水量为来流量 7% 左右。在新疆轮台县迪那河引水渠道上应用，获得排除推移质泥沙的较好效果。

**4.2.5** 渠道引水式水电站多建于山区、丘陵地区，对于傍山开挖的引水渠道及渠道上建筑物的防洪安全，在设计时要给予足够的重视。引水渠道在暴雨洪水情况下，发生事故的不乏其例。因此，对引水渠道所经沟道、坡面的暴雨径流要按一定的重现期标准进行估算，并做好防洪设计。对洪水暴涨暴落的山区河流，靠近进水口外侧的一定长度的渠段渠堤外坡的防洪问题，应根据实际情况经计算分析，确定适当的防护范围和措施。

### 4.3 前池布置

**4.3.1、4.3.2** 前池位于引水渠道的末端，其后接压力管道。因此，前池是引水式水电站从无压引水过渡到压力管道之间的连接建筑物。前池由引水渠道与池身间的连接（扩展）段、池身和水电站进水口组成。要求具有调整和稳定水流的作用，以保证向压力管道均匀分配水量，并在各种工况和来流条件下，都能保证水电站正常运行。前池中的泄水、排沙、排冰、放空等建筑物，宜根据实际需要和条件合理布置，使工程布置紧凑，便于运行管理。

调查中发现，前池布置设计合理与否，对保证水电站正常运行至关重要。少数工程的前池，由于连接段扩展角过大或不对称，或受弯道水流影响，使前池内水流出现明显的立轴漩涡或水面横比降，甚至导致两边的机组出力不均匀；由于布置不善，给

清污和排沙带来困难也较多见；有的工程排冰道尺寸偏小或位置不当，不得不采取靠突然丢弃负荷产生的正涌波来把冰从侧堰排出去。因此，4.3.1条强调了前池作为连接建筑物设计的重要性并使之具备其应有的功能。前池也是建筑物比较集中的地方，结构的工作和受力条件复杂。因此，应布置适当的观测设备（如观测渗流、沉陷、位移、裂缝等的仪器设备）。

**4.3.3** 在渠道引水式水电站中，前池起“承前启后”的连接作用，其位置在山顶并面临集中落差的压力钢管斜坡之上，因此应把前池布置在稳定的地基上，而不允许布置在填筑的地基上，且其承载能力、抗滑稳定、地基变形、渗流控制及耐久性方面必须满足工程要求，否则要做专门的处理设计。岩层产状、地下水作用等均会影响边坡及建筑物的稳定。因此，前池地基的稳定性还应结合岩层的产状及水文地质条件考虑，以保证工程安全和减小工程量。布置在山坡上的前池，应注意做好防止山坡坍塌、石崩以及暴雨洪水冲蚀的设计。据调查，由于对地质资料重视不够，个别工程将前池布置在古滑坡体上，或是布置在顺坡裂隙发育地段，结果产生山体滑坡，使前池遭到破坏。如某水电站，前池长90m，净宽9.0m，设计水深10.2m，试充水至7m水深时，便出现严重漏水，使得长约80m，高差达80m的前池段彻底垮塌，其破坏段长度约130m，宽70m，体积约3万 $\text{m}^3$ ，被拉动山体约5万 $\text{m}^3$ ，直接经济损失达数百万元，且影响发电时间2年。

此外，对土质地基上前池的设计，应按SL 265的要求进行。

**4.3.4** 根据所收集的国内外82个工程的前池资料来看（见表3），其平面布置和形状很难找到两个完全一样的。按水电站进水口轴线与引水渠道轴线间的相对位置，可概括为两种基本布置形式，即两者中心线相重合的正面进水布置和两者中心线呈某一角度的侧面进水布置。正面进水布置，水流平顺，水头损失小，并有利于导漂、排污，表3所列水电站中一半以上采用正面进水布置，故可优先采用。

平面布置的另一重要影响因素是前池内排沙设施的布置与进



表 3 (续)















序号	工程名称	水电站			连接段		纵坡	总长 /m	宽 /m	体 型		布置形式			电站进室中 线与引水道中 线夹角	组成建筑物尺寸				工作水深 /m
		装机容量 /MW	水头 /m	流量 / $(\text{m}^3/\text{s})$	引水道宽 /m	长 /m				扩散角	平面	横剖面	逆水	溢流		排沙	排冰	冲沙道	溢流埋宽 /m	
8	四川 谭家湾	10.0	12.2	111.4	9.2	20.0	—	70.0	20.4			正向	正向	正向	0°	4孔1.0 ×3.0		7.7	4.0	
9	新疆排 孜瓦坎	9.52 2×5.2	2×11	33.5	—	10.6	0°	17.37	11.9			正向	正向	正向	0°	4孔0.55 ×1.0		3孔 3.3	1.95	
10	海南 响水	8.0	55.0	16.4	4.2	30.0	40.7°	68.0	30.0~ 20.0			正向	正向	正向	0°	2孔		2孔	1.4	
11	甘肃 白鹤桥	8.0	14.5	72.6	6.0	12.0	27.0°	57.9	18.4~ 20.0			正向	正向	正向	0°	4孔2.0 ×1.0	35.0	4孔 3.6		
12	甘肃 龙渠	6.4	30.5	24.8	2.0	—	—	18.4	2.0~ 11.0			正向	正向	正向	0°	1孔 D0.4		2孔 3.0	1.29	
13	四川 玉带桥	5.0	6.3	107.4	20.8	—	—	136.3	20.8			正向	正向	正向	0°			2孔	0.75	
14	湖北天 堂三墩	4.45	34.0	18.5	4.9	13.0	—	44.5	17.0			正向	正向	正向	30°			3孔 1.2	3孔2. 2.12	

表 3 (续)

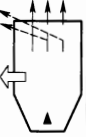



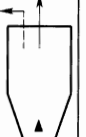





序号	工程名称	水电站			连接段		纵坡	总长 /m	宽 /m	体 型		布置形式			电站进室中 引水道中 线夹角	组成建筑物尺寸				工作水深 /m
		装机容量 /MW	水头 /m	流量 / $(\text{m}^3/\text{s})$	引水道宽 /m	长 /m				扩散角	平面	横剖面	进水	溢流		排沙	排冰	室宽 /m	室深 /m	
15	新疆 胜利渠	3.75	12.0	13.0	4.0	15.0	—	33.0	14.5			正向	正向	正向	0°	4.5	4孔 宽1.0	3.5	3孔 4.0	1.71
16	湖南 自然	3.75	20.4	24.15	3.0	—	—	—	—			正向	侧向	53°	8.0	1孔	3孔 1.6, 1.6, 2.6	—	—	
17	青海 古浪滩	3.75	45.0	11.8	3.5	16.0	1:5	24.0	6.6			正向	正向	0°	—	1孔 D0.5	—	6.6	—	
18	湖南 涿津渡	3.75	20.4	24.15	4.0	—	—	—	—			正向	—	0°	—	—	—	—	—	—
19	海南 九龙	3.2	12.5	32.8	0.8	10.6	1:7.4	22.25	8~ 20.8			正向	侧向	0°	2.8	1孔	—	4孔 3.2	2.9	

表 3 (续)



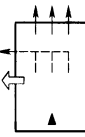

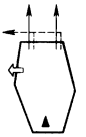



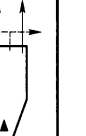

序号	工程名称	水电站			连接段		总长 /m	宽 /m	体 型		布置形式			组成建筑物尺寸				工作水深 /m					
		装机容量 /MW	水头 /m	流量 / $(\text{m}^3/\text{s})$	引水道宽 /m	长 /m			扩散角	纵坡	平面	横剖面	进水	溢流	排沙	排冰	冲沙道		排冰道宽 /m	进室宽 /m			
20	甘肃白土坡	2.56	36.0	11.0	0.8	13.6	—	7.58~5.0			正向	侧向	侧向	1孔1.0 ×1.0	2孔 2.0	2孔 2.0	1.0	0°	7.0	1孔1.0 ×1.0	3孔	7.5	1.0
21	吉林白金	2.10	14.0	21.0	隧洞 4.0	—	突扩	8.0			正向	侧向	侧向	正向	正向	正向	1.0	0°	7.5	3孔	3孔	7.5	1.0
22	甘肃红崖	2.0	95.0	2.8	2.2	12.0	16°	8.0~7.2			正向	侧向	侧向	2孔0.6 ×0.4	2孔 3.0	2孔 3.0	1.13	0°	10.0	2孔0.6 ×0.4	2孔 3.0	10.0	1.13
23	云南河尾	2.0	52.0	6.5	3.0	10.7	6°	4.0~6.1			正向	侧向	侧向	正向	正向	正向	1.5	15°	11.0	1孔0.7 ×0.7	1孔 3.0	1孔 3.0	1.5
24	新疆博乐二墩	1.46	11.0	2×9.2	1.4	17.1	6°	7.0			正向	正向	正向	正向	正向	正向	1.13	0°	7.0	2孔0.6 ×0.4	2孔 3.0	2孔 3.0	1.13



表 3 (续)

序号	工程名称	水电站			连接段		总长 /m	宽 /m	体 型		布置形式			组成建筑物尺寸									
		装机容量 /MW	水头 /m	流量 / $(\text{m}^3/\text{s})$	长 /m	扩散角			纵坡	平面	横剖面	进水	溢流	排冰	冲沙道	排冰室宽 /m	溢流室宽 /m	工作水深 /m					
30	新疆喀什十二级	26.40	96	32.16	8.75	—	19.97	8.0			斜向	斜向	斜向	斜向	斜向	斜向	105°	4.0	2孔	2孔	2孔	0.75	
31	云南槟榔江	18.9	38.5	58.8	78	—	194.65	11.6~27.0			斜向	斜向	斜向	斜向	斜向	斜向	33°	80.72	3孔	3孔	3孔	3.0	
32	云南冲江河	18.9	201.0	12.0	—	突扩	50.26	14.0			斜向	斜向	斜向	斜向	斜向	斜向	42°	24.0	1孔	1孔	3孔	2.18	
33	湖南刘家坪	18.9	507.7	5.01	23.0	12.0°	83.0	15.0			斜向	斜向	斜向	斜向	斜向	斜向	25°	30.0	1孔	1孔	1孔	—	
34	黑龙江晨光	12.5	6.2	267.5	15.0	—	134.5	90.0			斜向	斜向	斜向	斜向	斜向	斜向	37.02°	—	—	—	—	5孔	—



表 3 (续)



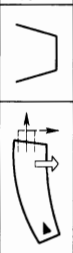


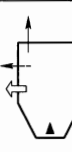
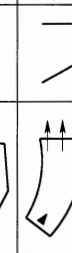

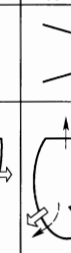
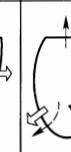


序号	工程名称	水电站			连接段		总长 /m	宽 /m	体 型		布置形式			电站 进水中 线与 引水道 中 线夹 角	组成建筑物尺寸				工作 水深 /m
		装机容量 /MW	水头 /m	流量 / $(\text{m}^3/\text{s})$	引水道宽 /m	长 /m			扩散角	纵坡	平面	横剖面	进水		溢流	排冰	冲砂道	排冰室宽 /m	
35	湖南 沅江渡	9.6	30.5	37.8	—	29.3	—	20.0			斜向	侧向	—	1孔 D0.8	3孔 D5.0	0.46			
36	贵州 落洼	8.0	75.0	13.0	3.0	15.0	1:3.39 ~1:12	4.4			斜向	侧向	43°	2孔 1.7 ×1.2	1孔 4.4	2.7			
37	甘肃 锁儿头	6.4	30.5	25.2	隧洞 3.8	—	—	3.8~ 12.0			斜向	侧向	12.41°	1孔 1.5 ×1.5	2孔 3.0	—			
38	广西 三门滩	6.4	14.0	45.9	12.5	58.0	—	23.0			斜向	侧向	30°	—	3孔 4.0	—			
39	云南景 谷一级	6.3	81.0	9.6	倒虹 吸	—	0	15.3			斜向	侧向	160°	1孔	1孔	2.5			
40	湖北 潭口	6.0	179.0	4.56	隧洞 2.0	5.0	1:3° 1:70	4.0			斜向	侧向	—	4孔 D0.6	1孔	0.95			



表 3 (续)

序号	工程名称	水电站			连接段		纵坡	总长 /m	宽 /m	体 型		布置形式			组成建筑物尺寸				
		装机容量 /MW	水头 /m	流量 / $(\text{m}^3/\text{s})$	引水道宽 /m	长 /m				扩散角	平面	横剖面	进水	溢流	排沙	排冰	冲砂道	溢流堰宽 /m	排冰道宽 /m
46	甘肃 泄湖峡	2.55	35.5	18.1	6.6	10.0	17°	26.2	14.5			斜向	侧向	侧向	1孔 D0.5	—	2孔 D3.3	—	35.5°
47	新疆 开垦河	2.4	65.0	1.73	2.8	—	1:5.33	26.5	4.0			斜向	侧向	侧向	1孔0.7 ×0.7	8.0	1孔 2.8	1.95	70.8°
48	新疆 三工河	2.4	1000	1.0	1.45	—	1:6.4	43.72	4.0			斜向	正向	正向	1孔 0.7×0.7	7.2	1孔 1.71	1.71	42.8°
49	云南 西洋江	2.0	118	20.5	5.0	—	—	约30	7.35			斜向	侧向	侧向	1.1× 1.2	—	8.0	3.07	35°
50	云南 象庄河	0.64	39.5	2.1	—	—	—	D20.0	—			斜向	侧向	侧向	1孔	10.0	—	—	0°

表 3 (续)





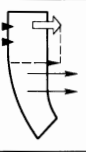

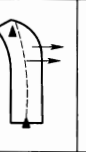



序号	工程名称	水电站			连接段		纵坡	总长 /m	宽 /m	体 型		布置形式				组成建筑物尺寸				工作水深 /m	
		装机容量 /MW	水头 /m	流量 / $(\text{m}^3/\text{s})$	引水道宽 /m	长 /m				扩散角	平面	横剖面	进水	溢流	排沙	排冰	冲砂道	溢流壅宽 /m	排冰道宽 /m		进室宽 /m
51	云南 苏峭河	30.0	232.0	16.0	2.5	10	9.92°	94.4	35.0			侧向	侧向	侧向	侧向	1孔	30.6	1孔	1孔	5.0	3.0
52	四川 青莲	17.6	24.4	88.0	26.0	—	—	小水库 15万 $\text{m}^3$	—			侧向	侧向	侧向	侧向	1孔2.0 ×2.0	48.0	22.0	22.0	3.7	
53	云南 棉花山	12.8	249	6.0	2.5×2	—	—	2.0	78.9			侧向	侧向	侧向	侧向	1孔0.7 ×0.7	25.0	2孔	2孔	1.8	
54	云南 南果河	12.6	94.0	16.72	暗渠	—	—	9.6	106.0			侧向	侧向	侧向	侧向	1孔1.5 ×1.5	40.0	9.0	9.0	2.6	
55	云南 黑白水	10.0	86.0	15.0	2.8	—	—	30.0 ~34.0	70.0			侧向	侧向	侧向	侧向	1孔3.5 ×7.0	34.8	5.0	5.0	2.0	

表 3 (续)





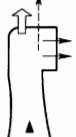

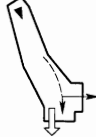



序号	工程名称	水电站			连接段		体型		布置形式			组成建筑物尺寸								
		装机容量 /MW	水头 /m	流量 / $(\text{m}^3/\text{s})$	引水道宽 /m	长 /m	扩散角	纵坡	总长 /m	宽 /m	平面	剖面	进水	溢流	排冰	排冰室宽 /m	进室水深 /m			
56	广西 福霖河	9.6	92.0	14.7	2.5	20.0	10.6°	1:7.0	59.28	10.0			侧向	侧向	侧向	侧向	1孔 D1.0	20.0	1孔	2.4
57	广东 白藤坑	8.64	257.0	9.0	4.1	14.0	11.7°	1:3.27 ~0	60.54	10.0~ 16.0			侧向	侧向	侧向	侧向	1孔0.8 $\times 0.6$	—	2孔 2.2	1.59
58	广西 中军潭	7.5	12.5	84.5	12.0	15.0	13.4°	1:4.6 ~1:115	85.0	—			侧向	正向	正向	正向	1孔	5.2	2孔 6.2	1.61
59	云南 坝卡河	6.4	383.8	2.16	1.8	19.1	14°	1:278	131.4	6.8			侧向	正向	正向	正向	1孔 D0.2	9.0	3.0	1.9
60	湖北 九湾溪	4.8	78.5	7.65	—	7.0	8°	—	120.0	4.0			侧向	侧向	侧向	侧向	1孔 D0.4	7.0	4.0	2.5

表 3 (续)



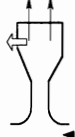

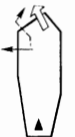



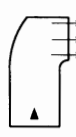

序号	工程名称	水电站			引水道宽 /m	连接段		纵坡	总长 /m	宽 /m	体型		布置形式			电站 进水中 线与 引水道 中心 线夹角	组成建筑物尺寸				工作 水深 /m
		装机容量 /MW	水头 /m	流量 $/(m^3/s)$		长 /m	扩散 角				平面	横剖面	进水	溢流	排沙		排冰	进室宽 /m	室宽 /m	冲沙道 /m	
61	陕西 三眼桥	3.75	20.0	8.0	2.0	20.0	11.3° 14°	—	31.0	14.0			侧向	侧向	侧向	90°	1孔 0.8 ×0.9	1孔 D0.8	3孔 3.0	1.17	
62	广西 硕龙二级	3.2	30.0	12.8	隧洞	52.85	11.42°	1:20 ~1:5	57.86	4.0~ 10.0			侧向	侧向	侧向	90°	—	—	2孔 3.0	2.2	
63	甘肃 何家堡	3.0	100.0	3.7	3.0	12.0	8.5°	1:4.5	23.7	3.0~ 6.6			侧向	侧向	侧向	90°	1孔 1.2 ×1.2	—	3.0	—	
64	云南 跳石	2.0	100.0	3.0	2.2	14.0	11.7°	1:5	28.0	8.0			侧向	正向	侧向	90°	1孔 D0.5	—	3.5	1.5	
65	甘肃 西川	1.0	18.0	10.0	—	—	—	—	38.0	10.0~ 12.5			侧向	侧向	侧向	60°	1孔 D0.5	—	2孔 2.2	1.46	

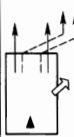

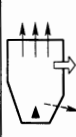

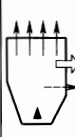





表 3 (续)





序号	工程名称	水电站			连接段		总长 /m	宽 /m	体 型		布置形式			电站 室中 进水 线引水 道中 线夹角	组成建筑物尺寸				工作 水深 /m	
		装机容量 /MW	水头 /m	流量 / $(\text{m}^3/\text{s})$	引水道宽 /m	长 /m			扩散角	纵坡	平面	横剖面	进水		溢流	排沙	排冰	冲沙道 /m		溢流堰宽 /m
66	海南 大宝山	1.0	18.5	7.0	5.0	7.0	12°	1:4	27.0	8.0			侧向	侧向	正向	—	1孔 0.6 ×0.6	2孔 1.5	1.3	
67	福建 大日溪	—	—	—	1.2	250	2.1°	1:5~ 1:3	132.4	15.0			侧向	侧向	侧向	—	1孔	2孔 1.5	1.23	
68	四川 新林	4.0	127.0	3.8	—	—	—	—	—	—			虹吸	—	—	—	—	—	—	
69	浙江 长诏	4.0	28.0	9.46	3.0	—	—	—	—	—			侧向	侧向	侧向	—	1.2	2孔 4.0	—	
70	青海 曲库乎	3.0	65.0	5.9	3.0	12.0	—	1:16.5	42.0	—			侧向	侧向	侧向	—	3.2	2孔 1.6, 1.9	1.0	
71	青海 官亭	0.82	19.0	14.0	6.6	10.0	13.2°	1:7.04	33.0	14.6			侧向	侧向	侧向	—	1孔 1.5 ×1.6	3.4	—	—





表 3 (续)

序号	工程名称	水电站			连接段		总长 /m	宽 /m	体 型		布置形式			组成建筑物尺寸				工作水深 /m
		装机容量 /MW	水头 /m	流量 / $(\text{m}^3/\text{s})$	引水道宽 /m	长 /m			扩散角	纵坡	平面	横剖面	进水	溢流	排沙	排冰	冲沙道	
78	国外 7 号电站	—	—	—	10.5	—	15.5	10.5			正向	侧向	侧向	2孔	5.5	5.5	5.6	0°
79	贵州 三岔湾	32	238	17	1.8	24	42	15			正向	侧向	侧向	1孔 D0.5	4	—	2	0°
80	云南 阿都	60	138	15	隧洞 2.2	25	60	16			正向	侧向	侧向	—	—	—	—	0°
81	云南 白济汛	24	949.3	3.02	1.5	20	20	8.1			正向	侧向	侧向	1孔 1.0 X1.5	—	—	—	0°
82	新疆喀什 群一墩	21	50.7	51.3	12	40	40	13.5			侧向	正向	正向	1孔 1.4 X1.4	37.5	12	16.1	58°

注:表中体型附图“”表示渠道引水方向;“”表示溢流方向;“”表示排沙方向;“”表示发电进水方向。

水方向的关系，涉及排沙设施能否有效发挥作用的问题，对多泥沙渠道尤为重要。根据工程经验，归纳出下列四种布置形式：

- (1) 正面进水、正面排沙。
- (2) 正面进水、侧面排沙。
- (3) 侧面进水、正面排沙。
- (4) 侧面进水、侧面排沙。

上述经验是值得借鉴的。但鉴于泥沙问题的复杂性，加之工程布置上的多样性，应结合工程具体条件，参照已成工程的经验进行设计。

在实际工程中，往往遇到受地形、地质条件限制，为避免高边坡开挖以减少工程量，节约投资，只能将前池布置在紧靠弯道后甚至在弯道上。为防止泥沙淤积和改善流态，本条指出在弯道终点与前池入口间，宜设直线调整段，用以调整弯道水流；也可在适当位置加设分流导向设施，用以消除漩涡。四川东西关水电站便在前池入口处加设三条分流导向隔墙，经水工试验证明是有效的。

**4.3.5** 受地形条件限制，小型工程布置地下洞室式前池也是可行的。

## 4.4 调节池布置

**4.4.1、4.4.2** 调节池主要是在有适宜的地形、地质条件的情况下修建，也可根据需要人工围堤、开挖修建。调节池尽量靠近前池布置，增加负荷时可利用其即时补充水量。

调节池的布置大体有三种情况：

(1) 与渠道结合或相连通。通常是在渠道某一部位利用天然洼地修建。这种布置情况下，调节池下游的渠道（调节池和前池之间的）段称为高峰渠段，可利用调节池的水担负峰荷发电，该段应属自动调节渠道。在多泥沙或寒冷地区，可沿调节池边缘修建旁通渠道，以防止洪水时期调节池被泥沙淤积，或寒冷地区被冰凌阻塞。四川磨房沟二级水电站属于此类（无旁通渠道）。

(2) 与前池结合或相连通。将前池扩大成为具有相当的调节容积，根据需要也可布置旁通渠道，如新疆的火炬水电站。

(3) 独立的调节池。可通过连接渠道或管道向渠道、前池或压力管道供水。新疆喀什二级水电站属于此类，是直接向压力管道供水的。

## 5 水力设计

### 5.1 一般规定

**5.1.1** 本标准适用于以发电为主的引水渠道。因此，水力设计和计算包括恒定流计算和非恒定流的涌波计算，并且，要针对引水渠道—前池所构成的水流系统来进行。

对非自动调节渠道的泄水建筑物，其尺寸、高程等都要经水力计算确定，并因地制宜地对下泄水流布置适当的泄水、消能措施。

对所采用的排沙方式和布置，要进行水力设计和计算，在满足排沙和布置要求的前提下，其泄流能力应有所控制；根据泥沙特性，要注意抗磨蚀措施，并便于检修。

**5.1.2、5.1.3** 本标准适用于水电站引水渠道的特点，对设计流量给出了明确的规定。对有综合利用要求，或引水渠道、前池结合调节池布置的工程，在水力设计时应根据其用途、上下游关系和运用要求进行相应的计算，拟定合理的运行操作方式。

以发电为主的引水渠道，不宜担负行洪任务。但有的情况下，例如在汛期上游水位变幅大，渠道进水口虽设有闸门，经论证确认有多余流量入渠，或有区间人流时，可视为校核工况，应通过水力设计和计算，并采取适当的工程措施，保证工程安全。

**5.1.4~5.1.6** 对引水渠道和前池的三个特征水位加以阐明。其中，前池最低水位的确定方法，根据实际工程调查的资料，给出选择。对于寒冷地区，冬季为枯水期，如有排冰运行工况，需满足一定的流速要求，由此有相应的水位即设计频率枯水期的最小引水发电流量，渠道正常流动时的前池水位；对于非寒冷地区，前池最低水位可适当提高（渠道中出现壅水），以利发电。无论什么情况下确定的最低水位，均须满足防止产生贯通式漏斗漩涡的最小淹没深度的要求。

## 5.2 引水渠道系统恒定流水力设计

5.2.1~5.2.3 引水渠道恒定流的水力设计和计算，乃是对由引水渠道和前池所组成的流动系统应做的一项基础性工作。通过计算确定渠道断面尺寸和各项水力要素，用以把握水流状况，确定各部位的水深、流速、水面高程，使引水渠道系统在各种工况下运行功能可靠，安全经济。

水电站引水发电系统的水流，是由渠道进水口、明渠引水系统、压力管道和水力机械组成的动态平衡系统，水力学条件是互相联系和制约的。就引水渠道系统而言，主要是水面线计算。计算范围是从渠道进水口至水电站进水口。对于渠道进水口而言，既有堰流、孔流的区别，又要确定来流与引水渠道水流间的衔接关系；在明渠流动中，既有沿程损失，又有局部损失，但并非所有的局部损失都会影响发电水头，而只表现在局部的水位变化量上。引水渠道中的水流为缓流，水面曲线计算的起点要依实际情况而定。当从上游向下游推算时，须与前池处的设计水位相吻合，否则要对水力要素做适当调整；当已知前池水位高程，也可从下游向上游推算，但渠道进水口前的水位应满足进水能力的要求。就整个流动系统而论，前池水位是受水轮机导叶的操作来维持或控制的，这就是压力系统与明渠缓流系统之间的联系与制约，从而构成了动态平衡系统。非自动调节渠道用侧堰溢流控制前池水位。设计时要根据工程的实际情况，选择控制工况做出系统的水力设计和计算。

根据调查资料，侧堰的水力设计条件可概括为：

(1) 侧堰的堰顶高程略高于设计流量下水电站正常运行时的过境水流水面高程，一般高出 0.1m 左右，条文中给出 0.1~0.2m，供选择之用。这样，水电站在设计条件下运行时侧堰不过水，当水电站丢弃负荷或进水口来流量超过机组引水流量时，侧堰溢水。

(2) 侧堰的堰顶长度  $L$  与所在位置处的渠道水面宽（或前

池水面宽)  $b$  之比  $L/b$ , 在 43 个工程实例中,  $L/b=2\sim 8$  的约占 50%; 布置在前池中的侧堰多在  $0.5 < L/b < 2$  的范围; 布置在渠道中的  $L/b$  值都大于 2, 个别最大的达 13.0。

(3) 堰上水头  $H$  (以侧堰段渠道中线水深计), 43 个工程实例中,  $H=0.5\sim 1.0\text{m}$  的约占 50%, 小于 0.5m 的约占 37.5%, 大于 1.0m 的约占 12.5%。可见堰上水头多在 0.5~1.0m 范围内选用, 这也是由引水渠道的断面和前池的尺寸所限定的。

侧堰溢流为非均匀变量流, 过堰的单宽流量是不相等的。对于缓流条件下的水电站引水渠道上的侧堰, 过堰水流沿堰长度方向呈壅水曲线, 受侧向流出角度、分速度的影响。据典型试验资料表明, 大约自堰首端算起的  $2/3$  的堰长上的过流量为全部泄量的 50%, 而其余堰末的  $1/3$  堰长要宣泄 50% 的流量。对于设置在渠道进口或渠线上的侧堰具有这一特点, 而设置在前池内的侧堰, 则因流速变缓, 过堰流量较均匀, 设计应就堰顶长  $L$  和堰上水头  $H$  做出适宜的比较和选择。根据泄量大小、渠道规模、地形地质条件、堰后泄水消能布置, 以及有时要兼顾排污、排冰等方面做综合研究, 通过方案比较, 达到合理、经济的要求。

### 5.3 引水渠道系统涌波计算

**5.3.2、5.3.3** 水电站突然丢弃负荷或增加负荷, 都会在引水渠道系统中产生非恒定急变流, 形成涌波, 其最高和最低涌波水位是确定堤顶高程和校验压力水管进水口最小淹没深度的依据。

水电站突然丢弃负荷可能由厂内事故或输电线路事故引起。事故的起因可能为设备故障、自然灾害(雷击、大风、冰冻、洪水)或运行操作不当。事故的规模可能形成全部或部分机组突然丢弃负荷。据调查, 福建、浙江、北京、东北一些已建中小型水电站出现突然丢弃全负荷的事故屡见不鲜, 因此, 条文中规定“假定水电站各机组均突然由满发流量减至零”。

涌波控制措施一般有: 在蜗壳上设减压阀; 在厂房内设快速自动泄水道或自动水阻抗器等。转桨式机组和冲击式机组本身能

延缓切断发电水流的速度，可用于控制涌波。涌波控制措施，可在水电站突然丢弃负荷时，使通向水电站的流量变化速度放慢，从而减小渠道中的正涌波。对于通航渠道，必须考虑涌波控制措施。这种情况下进行涌波计算，只能采用圣维南方程数值解法，才能考虑前池末端实际的发电流量随时间的变化。

## 6 引水渠道设计

### 6.1 一般规定

**6.1.1** 在渠线选定后要进行引水渠道的纵坡及横断面设计，以确定渠底纵坡和横断面尺寸。设计时综合考虑渠道沿线的地形、地质条件，以及环境（如移民搬迁，占用耕地等）、施工（施工设备、条件、挖填平衡等）、运行管理等要求，通过不同方案的水力计算和相应的技术经济比较，择优选用。

### 6.2 纵坡设计

**6.2.1~6.2.3** 根据工程调查资料，给出了引水渠道纵坡的选用条件。由表 2 所示的工程中可知，中低水头大流量引水渠道、自动调节渠道、清水渠道以及土渠，采用  $1/2000\sim 1/12000$  的较缓纵坡；高水头水电站的引水渠道、傍山渠道、多泥沙渠道等，采用  $1/500\sim 1/2000$  的较陡纵坡。当渠线较长且受地形、地质条件影响，需分段变坡时，坡度宜沿程增大，对多泥沙和输冰运行渠道这一点尤为重要，原因是可避免局部落淤或壅冰。

### 6.3 横断面设计

**6.3.1** 本条根据国内工程的实践经验，给出了不同情况下选择渠道横断面形式的适宜条件。图 2 为根据工程资料点绘的宽深比  $b/h$ （即  $\beta$ ）与边坡系数  $m$  的关系。该图表明，渠道断面形状矩形、梯形均有，以梯形居多；图中的  $\beta_0-m$  曲线反映水力最佳断面的条件，虽有少数工程采用  $\beta\approx\beta_0$  的断面形式，但多数采用窄深式断面，这说明渠道断面  $b/h$  的选择因涉及地形、地质、高边坡问题、施工条件、泥沙特征、使用条件、动能经济等方面的因素，通过计算分析和技术经济比较后，不一定选择水力最佳断面。



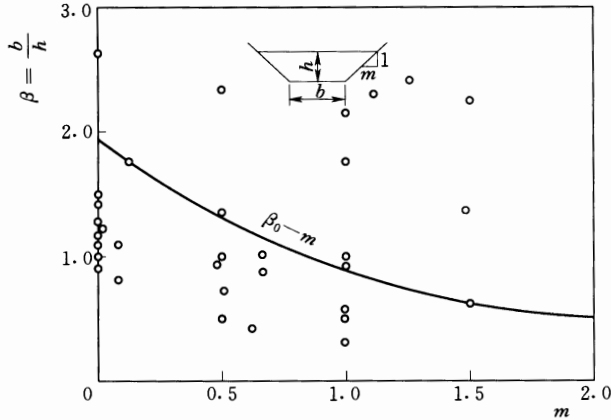


图2  $\beta$ - $m$  关系曲线

**6.3.2** 这里给出了确定引水渠道流速的一些原则和规定。根据国内工程经验，强调了对中型水电站工程和低水头大流量的小型水电站引水渠道的设计流速合理取值的重要性，由于低水头大流量情况下发电水头对水电站出力的影响较大，因此直接关系到水头损失的渠道流速，应通过技术经济比较选定。对小型水电站引水渠道的设计流速，根据已有经验给出了选用值的范围。水电站引水渠道设计流速的大小，根据国内 94 个工程的资料统计，流速小于 1m/s 的占 20%，这些多为土渠；流速 1~2m/s 的占 60%，流速 2~2.5m/s 的约占 17%，流速大于 2.5m/s 的是个别的，这些均为衬砌渠道。据此，本标准给出了设计流速的选择范围。此外，从水力学观点来看，渠道流速大或者水流的弗劳德数 ( $Fr = v/\sqrt{gh}$ ， $v$  为平均流速， $h$  为平均水深) 偏大，如达 0.6 左右，渠内水流易产生波动，且对侧堰泄流不利。

**6.3.3** 据调查，我国已建水电站引水渠道绝大部分都用混凝土、浆砌石等材料进行了衬砌。少数未衬砌或衬砌标准低的渠道，大都运行效果不良。作为以发电为主的引水渠道，要求尽量减少渗漏损失，保证渠道行水的安全可靠，故本条指出应选用耐久、防渗性能好的材料进行衬砌，且应贯彻因地制宜，就地取材的

原则。

**6.3.5 渠道超高**是考虑运行中不可预见的因素，为工程安全提供储备的综合措施。水电站引水渠道中的涌波，虽不是经常出现的，但却是不可忽略的。这样，作为水电站引水渠道的超高值  $F_b$  应是引水渠道在通过设计流量时的水位之上的最大涌波高度值  $\xi$  和安全超高  $\delta$  之和，即

$$F_b = \xi + \delta \quad (2)$$

式中  $\xi$ ——设计流量下，水电站突然丢弃全部负荷时的最大涌波高度，m；

$\delta$ ——安全超高，m。

GB 50071 按照上述的原则，给出了渠顶超高的范围，见表 4。

表 4 渠顶安全超高

最大流量/(m <sup>3</sup> /s)	>50	50~10	<10
安全超高/m	>1.0	1.0~0.6	<0.4
注：渠内的水位按最大流量时最高涌波水位计算。			

根据 40 个工程的统计分析，超高值  $F_b \leq 0.5\text{m}$  的有 13 个，占 32.5%； $0.5\text{m} < F_b \leq 1.0\text{m}$  的有 16 个，占 40%； $F_b > 1.0\text{m}$  的有 11 个，占 27.5%，其中最大的为 1.8m，最小的 0.2m。从调查的情况来看，各地做法不一，但有一点值得注意，那就是不少情况下未考虑丢弃负荷时的涌波，或者说没有按式 (2) 的要求去确定  $F_b$  值。

涌波高度  $\xi$  可由计算确定，问题在于安全超高  $\delta$  的确定。

苏联 1959 年《水力发电站的引水渠道》设计规范给出的  $\delta$  值见表 5，其关于前池的设计规范中给出的  $\delta$  值和  $F_b$  的最小许可值见表 6。

日本 1986 年的关于渠道的设计规范认为，决定超高所考虑的因素有：

(1) 渠道表面糙率系数的变化，由于多种原因， $n$  值的变化

幅度为 0.001 左右, 由此作为超高应留的余地为水深的 5%~7%。

(2) 流速水头  $h_v$  即考虑流速水头转为静水头可能的升高值。

(3) 考虑到渠道上建筑物及风的影响等引起的水面波动, 一般为 10~30cm, 作为超高取其半波高 5~15cm。

表 5 不同条件下安全超高  $\delta$  的值

编号	渠道种类	$\delta$ 的数值		
		土渠	衬砌渠道	
			沥青砂浆、堆石护面等	混凝土护面等
1	大型渠道, 流量大于 200m <sup>3</sup> /s	0.65~0.5	0.6~0.45	0.55~0.4
2	中型渠道, 流量 30~200m <sup>3</sup> /s	0.5~0.4	0.45~0.35	0.4~0.3
3	小型渠道, 流量小于 30m <sup>3</sup> /s	0.35~0.2	0.3~0.25	0.25~0.2

表 6 不同条件下  $\delta$  和  $F_b$  值

流量/(m <sup>3</sup> /s)	$\delta$ /m	$F_b$ 的最小许可值/m
>200	0.5~0.4	0.75~0.6
200~30	0.4~0.3	0.5~0.4
<30	0.25~0.2	0.35~0.3

考虑渠道遭遇不可预见的事态, 要使包括超高在内的渠道断面的过水能力与设计流量之比达到 1.2。

因此, 对于衬砌或不衬砌渠道的超高计算公式为:

$$\delta = 0.05h + h_v + (0.05 \sim 0.15) \quad (3)$$

式中  $h$ ——设计流量时的水深, m;

$h_v$ ——相应于  $h$  的流速水头, m,  $h_v = \frac{v^2}{2g}$ 。

美国垦务局的超高设计标准见图 3。

用日本和美国垦务局两个标准, 对底宽  $b$  等于水深  $h$  的标准梯形断面衬砌渠道加以比较, 见表 7。

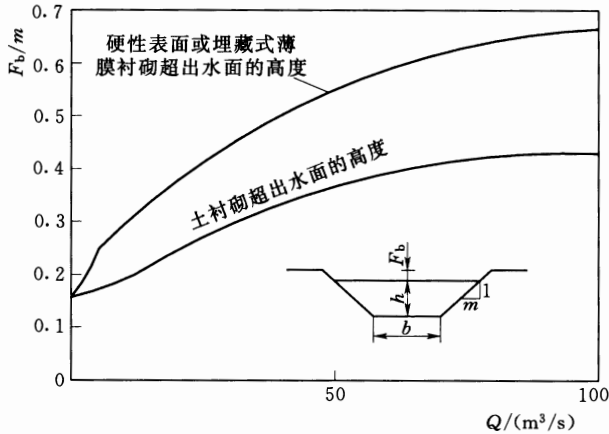


图 3 美国垦务局渠道超高设计标准图

表 7 安全超高和超泄能力比较表

项目 流量 /( $m^3/s$ )	断面特征 ( $b, h$ ) /m			$\delta/m$			满衬砌断面过流量 与设计流量之比		
	1.5	8.0	30	1.5	8.0	30	1.5	8.0	30
美国 (垦务局)	0.72	1.65	3.2	0.18	0.32	0.48	1.43	1.32	1.25
日本	0.72	1.65	3.2	0.17	0.27	0.4	1.41	1.27	1.2

由表 7 可见，两规范的  $\delta$  值在数量级上是接近的，可以作为设计的参考依据；而其中所列的超泄能力对理解  $\delta$  的意义是有价值的，设置侧堰的非自动调节渠道，侧堰本身也具有超泄能力。此外，日本是多台风的国家，式 (3) 中考虑台风影响因素的取值是可以吸取的。

综上所述，本条规定，对于中型水电站，渠顶在设计条件下的超高，由相应的最大涌波高度  $\xi$  值与安全超高  $\delta$  两项之和组成，安全超高值可参照上述资料，或通过工程类比合理选定。对小型水电站，可按 GB 50071 的规定执行。

## 6.4 边坡设计

**6.4.1** 边坡稳定是傍山开挖的水电站引水渠道工程较为常见的问题，设计时要予以足够的重视。边坡开挖设计，包括如何根据地质条件，确定适宜的开挖坡形和坡度等，以保证边坡的稳定性。工程实践表明，开挖边坡稳定性的确定不只是受岩石本身强度的影响，往往还受岩石产状、构造等因素所控制。由于每个工程的地质条件不同，因此开挖的稳定坡度应根据地质条件、边坡高度和施工条件等，进行工程类比和稳定分析来确定。

开挖边坡采用的分级高度一般为10~30m，马道宽一般为1.5~5.0m，设计时应根据开挖边坡的具体情况，如与傍山公路、施工道路相结合等，加以确定。

## 7 前池及调节池设计

### 7.1 一般规定

**7.1.1** 这里所要求的如爬梯（踏步）、栏杆、照明等设施是不可少的，设计时要因地制宜合理布设，以利于运行管理和维修。运行管理用的观测设备主要指水位、流量、流速、泥沙等观测仪器设备。渠道引水式电站的特点是渠道长，前池与厂房间的落差大，常需要在渠道进水口引水渠道沿线和前池设置上述设备，有的设备如水位观测设备，还宜将观测信号送至厂房控制室中，以利监测。多泥沙渠道对泥沙情况的观测也是必要的。为了保证水电站的正常运行和具有良好效益，对污物也应观测其来源、种类、漂移规律，进而采取有效的防治措施；寒冷地区对冰情也应开展观测。与 4.3.2 条的建筑物观测设施相结合，构成前池—引水渠道系统的一般性观测，有条件的地方应尽可能采用遥测、遥控装置。

**7.1.2** 寒冷地区前池排冰设施布置应结合地形、地质、冰情因素分别选择正向排冰正向引水、正向排冰侧向引水、弯道排冰等布置方式，优先选择正向排冰布置方式。同时可以采用破冰、机械捞冰、抽取地下水融冰、拦污栅及闸门加热等措施减轻前池冰冻危害。

前池排冰流量的确定应综合考虑渠首防冰能力及渠道引水条件，结合渠道产冰估算提出渠道极端冰流量、冰期渠道流冰总量。

有冬季输、排冰要求的水电站压力前池，应保证排冰闸前引水渠、连接段中的水流流速全程大于输冰流速。排冰闸宜采用布置在前室上游的双层式结构形式。排冰闸内宜设置舌瓣闸门。

新疆喀群一级水电站原设计方案进水闸中心线与引水渠中心线呈  $58^\circ$  夹角（见图 4），排冰闸布置在前池下游，排冰闸轴线与

引水渠轴线重合，渠道、前池及排冰闸之间设有矩形连接渠，虽然也属于正向排冰形式，但冬季水流进入连接渠时，流速下降，经前池分流发电，流速进一步降低，造成冰凌淤塞，排冰不利。

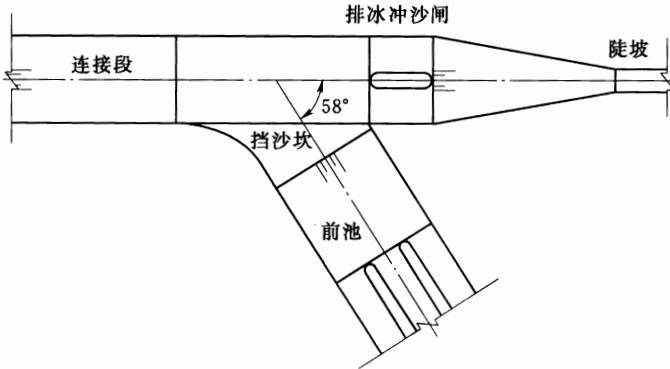


图 4 喀群一级水电站原设计方案平面示意图

喀群一级水电站原设计方案符合 GB/T 50662 第 9.2.4 条的要求，但第 9.2.4 条只强调了以缓流改善流态的进水条件，而没有提及控制流速不小于输排冰流速的条件。工程中常有压力前池排冰受阻的问题，其原因之一就是缓流渠段流速过低，这也是喀群一级水电站原设计方案前池发生冰塞的主要原因。

喀群一级水电站经模型试验后的修改方案是排冰闸设于渠道末端，排冰闸后连接段连接排冰闸、泄水陡坡及前池，冬季水流分层运行：上层水流排冰，下层水流转  $58^\circ$  进入前池如图 5 所示。进水室喇叭口段还设有排冰、排污侧槽及三孔开敞式平板闸门。平板闸门顶、排冰舌瓣门顶、排冰闸后连接段右边墙顶高程均比正常蓄水位高 7cm，水电站弃负荷时兼做自动溢流堰。

连接段长 40m，断面由梯形渐变至矩形，底宽由 3m 渐变至 12m，设计底坡 1:3000，同引水渠底坡。该设计可使连接段冬季水面宽度接近引水渠水面宽，尽量消除因流道改变引起的阻冰因素。冬季通过最小发电流量时，连接段末端断面平均流速可达 0.84m/s，即可使部分下潜冰凌浮起，又不会引起冰凌在该处淤

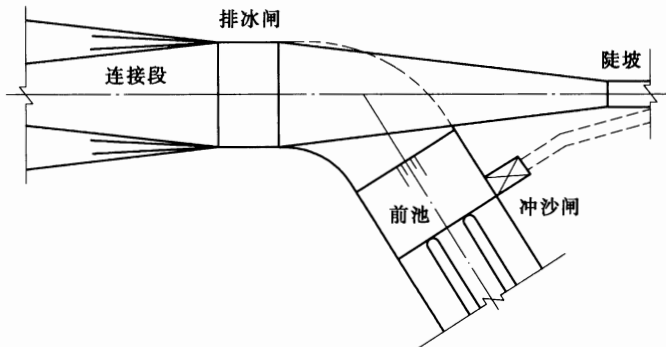


图 5 喀群一级水电站修改方案平面示意图

塞而平稳通过排冰闸。

实践中，不同工程前池布置都有其特殊性，水流边界条件也有所不同。为保证水电站前池排冰设计的有效性，在理论分析及参考已建工程经验的基础上，对前池进行水工模型试验是必要的。

## 7.2 前池设计

**7.2.3** 本条给出了确定前池的池身长度、宽度和深度的原则。从 4.3.1 条所述的前池功能来看，并未提出容积要求，故而只需正确确定前池的长度、宽度和深度。苏联规范中写道“前池的大小，取决于它的结构形式和水力形态，并且不应增加其尺寸形成某种附加的调节容积，在必要的情况下，可以在个别的日调节池或天然引水道水位变化以内布置调节容积”。GB 50071 中指出“前池的容积和水深应满足电站负荷变化时前池水位波动小和沉沙的要求”，但没有给出更具体的规定。调研中虽普遍将前池容积如何确定作为问题提出，但未发现哪个工程因前池容积而出问题的。为了阐明这一问题，我们从分析国内已建工程的资料入手。令前池长度为  $L_B$ ，宽度为  $B$ ，正常水位至最低水位间的深度为  $z_s$ ，正常水位与前池底板间的深度为  $z$ ，相应于  $z$ 、 $L_B$ 、 $B$  的容积为前池的总容积  $W$ ，相应于  $z_s$ 、 $L_B$ 、 $B$  的容积作为前池



的“工作容积” $W_s$ ，机组引水流量为 $Q_P$ 。我们用调查的资料分析其 $z_s/z-W_s/Q_P$ 和 $L_B/z-W_s/Q_P$ 的关系，就统计平均值而言可得出下列几点认识：

(1) 大量工程的 $z_s/z$ 值为 $0.2\sim 0.5$ ，其相应的 $W_s/Q_P$ 为 $50\sim 300s$ 反映了已建工程的前池可供调节使用的水位变化范围，而与之相对应的调节（工作）容积，相对于机组引水流量而言，其作用是微不足道的。

(2) 多数工程的 $L_B/z$ 为 $5\sim 15$ 。

(3) 有少数几个工程的参数值偏离多数点据的范围，说明其工作容积 $W_s/Q_P$ 值偏大，但也还有个别特大、特小的，现列于表8中。

表8 三个代表性工程前池特性表

名称	水头 /m	$Q_P$ /( $m^3/s$ )	$L_B$ /m	$B$ /m	$z_s$ /m	$z$ /m	$W_s$ / $m^3$	$L_B/z$	$z_s/z$	$W_s/Q_P$ /s
九冲河 <sup>a</sup>	243.75	3.0	920.0	3	5.83	8.93	16091	123.02	0.653	4876
华安 <sup>b</sup>	47.00	160.0	24.0	13	3.93	13.93	2043	1.73	0.282	13
苏帕河 <sup>c</sup>	2320	16.0	97.4	10	3.00	7.30	11119	13.34	0.410	695
a 大容积前池的代表工程。 b 小容积前池的代表工程。 c 中等容积前池的代表工程。										

对表8中两个典型工程实例进行对比分析。九冲河水电站属高水头小流量水电站，华安水电站为中低水头大流量水电站。对于九冲河水电站，由于 $Q_P$ 仅为 $3.0m^3/s$ ，那么在有条件修建大的前池时，仅 $W_s$ 这一部分，就可供发电 $4876s$ （ $1h20min$ ），如果加上与 $z_s$ 同高程段引水渠道中的水体积，会有更好的调节能力，显然是有价值的。相反，华安水电站，其相应于 $z_s$ 高度的工作容积为 $2043m^3$ ，仅够机组引水流量 $Q_P=160m^3/s$ 的 $13s$ 之用，即调节功能微不足道。调查表明，为减少弃水，机组不停地在调整动作，前池溢流堰不时有少量翻水。华安水电站因受地形

条件限制，前池容积虽不大，但其年利用小时达 6300h，发电量达 2 亿  $\text{kW} \cdot \text{h}$ ；实践证明，现有的前池容积并未对水电站运行构成影响。如果把华安水电站的前池工作容积做得像九冲河水电站那样大，即达到  $16091\text{m}^3$ ，这对华安水电站来说也只能达到  $W_s/Q_p$  为 100s，而前池容积要较现有的  $5000\text{m}^3$  加大两倍以上，是难以实现的，也未必是合理的、必要的。这个对比分析表明，前池主要不是也不应该是起调节作用的，而是起水流连接和过渡建筑物的作用，其尺寸主要取决于布置需要和改善水流状态。这并不排斥在有适宜条件的地方，在技术经济论证许可的条件下，把前池尺寸做大，特别是高水头小流量电站。但作为设计原则，仍应按本条的规定。这里所统计出的  $z_s/z$  和  $L_B/z$  值是可供参考的。

表 8 中所列苏帕河水电站前池， $z_s/z=0.41$ ， $L_B/z=13.34$ ，均位于统计平均值的范围之内， $W_s/Q_p=695\text{s}$  约合 11min，属常见情况，不具备什么调节功能。

通常，水电站运行前，先打开渠道进水口闸门引进所需的流量，对自动调节渠道应待水位升至一定高程后开机；对非自动调节渠道应是侧堰先溢水后才能开机，以保持引水渠道流态稳定。湖南省内下二级水电站的设计书中写道“前池按 4m 工作水深计算，容积为  $8300\text{m}^3$ ，基本满足在从渠首进水闸引水至前池的时段内，水电站 3 台机全关的情况下，全开 1 台机组，前池水位不低于 400m”。这是合理的，即不能孤立地谈前池容积问题，而问题的实质是下游边界条件——开机流量一定的情况下，前池一引水渠道系统中的流体瞬变问题。其中，既有来自前池所发生的逆行负涌波向上游的传播，波到之处，水位下降，又有进水口流量增加的顺行涨水波向下游的推进，波到之处，水位上涨。此外，还有系统的调蓄作用，这些都是可以通过水力计算来解决的。当然，有条件的工程把前池容积适当做大，对提高系统的适应能力是有益的，但若要具有一定的调节能力只能是将前池与调节池相结合来解决。因此，前池设计主要应符合 4.3.1 条的要

求，并满足布置需要。

**7.2.4** 本条把有闸门控制的进水口和国内应用并具有成熟经验的虹吸式进水口，作为水电站进水口的两种布置形式。对于前者应按 SL 285 进行设计。

虹吸式进水口由拦污栅、虹吸管体、虹吸的发动与断流装置等组成。虹吸管体由上肢段、喉道段和渐变段组成，其横断面可采用矩形或圆形；上肢段的形式可视具体条件，设计布置为单面进水，也可为两面或四面进水（如青海官亭工程）；也有把拦污、排冰设施综合考虑来布置（如青海省达日水电站）的。

回转式拦污栅把水电站进水口的拦污栅与清污机两种不同形式、不同功能的水工机械设备合为一体，并兼有防冰功能，是具有拦污、清污、拦冰、捞冰一机多用功能的新型水工机械设备。回转式拦污栅在新疆较早应用于阿克苏西大桥水电站，其后已建工程大部分在前池设置了回转式拦污栅，产生了较好的经济效益。几个已建水电站的改造上也采用了回转式拦污栅代替原有固定式拦污栅。目前新疆在建、待建水电站项目已广泛采用回转式拦污栅作为前池进水口的防污、防冰设备。

虹吸管体可采用钢筋混凝土、钢筋混凝土加钢板内衬，或钢板焊制，可视工程条件选择应用，但重要的是保证其气密性，因为虹吸管体在施工工艺上要求较严。此外，对于多台机组的水电站，以一管一机为宜。但究竟采用一管一机还是一管多机，主要还是一个经济比较问题，视工程条件并参照已建工程的经验，经论证确定。

虹吸式进水口的主要优点为：

- (1) 省去了进口快速闸门和检修闸门及其相应的操作设备。
- (2) 在严寒地区，可大大改善因冰冻而引起的运行困难，也可缓解多泥沙渠道水电站进水口的进沙问题。
- (3) 操作方便可靠，维修工作大大减少。
- (4) 断流快速，从而改善了事故停机时（调速器推动）的飘逸情况，也增加了检修的安全。

(5) 利用调速器实现调节保证，在水击压力和暂态转速上升方面，与常规式水电站引水系统相同。

浙江省水电设计院对南江二级等 4 个水电站的虹吸式进水口进行了系统的原型观测，证明上述五个方面的作用是肯定的，且对轴流式机组，还可避免调速器关机时的抬机现象。

虹吸式进水口是利用虹吸原理工作的，由于其后接流速受限定的压力管道，便构成了虹吸式进水口与虹吸溢洪道的区别所在。因此，其作用水头的变化主要是在上游，这样受布置和运行条件限制，上游水位变幅不可能太大，即条文中规定的 3.0m 左右；同时，受过流量及喉道断面高度的制约，负压值也不能太大，即条文中的“前池最低水位至虹吸喉道断面顶点间的高差应小于当地高程的容许吸入高度”。表 9 所示为国内部分虹吸式进水口水电站的资料。该表所载工程实例表明，甘肃省白鹤桥水电站的单机流量最大，为  $18.15\text{m}^3/\text{s}$ ；青海省曲库乎水电站位于 4078m 高程处，水头为 65m；四川省新林水电站的水头为 127m。从水位变幅值来看，白鹤桥水电站为 3.14m，新林水电站为 3.0m，其余几个均小于 2.0m。据此，虹吸式进水口的适用范围大体是：①渠道引水式水电站或特定条件下的径流式水电站；②引用流量不能太大，否则喉道断面过高，从而限制了上游水位的变幅。

虹吸式进水口的拦污栅究竟置于何处，应视工程具体情况经论证确定。寒冷地区的虹吸进水口上部常设有排冰道，在布置上宜把拦污栅放在虹吸入口处；当前池深度较大，虹吸进口位置较低，或进水口方向朝下游倾斜等情况时，则宜分开布置。四川省新林水电站和甘肃省白鹤桥水电站的进口拦污栅都设于前池入口处。

**7.2.6 非自动调节渠道水电站前池的泄水建筑物**，宜采用侧堰式泄水道，其泄流能力应满足水电站全部机组丢弃负荷时的最大流量要求。侧堰的布置应结合地形、地质条件和前池结构形式综合确定。当采用有闸门控制泄水道泄流时，水电站应具有备用电

表 9 国内部分虹吸式进水口水电站资料

水电站名称	装机容量 /MW	水头 /m	流量 / $(\text{m}^3/\text{s})$	前池水位			虹吸管			钢管			流速		
				最高 /m	正常 /m	最低 /m	喉部中心半径 $r_0$ /m	$h_0 \times h_0 = A_0 / \text{m}^2$	喉道顶板高程 /m	$d_m$ /m	$A_m$ / $\text{m}^2$	$A_0 = \frac{u_m}{A_m} u_0$	$\frac{b_0}{h_0}$	$u_0$ / $(\text{m}/\text{s})$	$u_m$ / $(\text{m}/\text{s})$
南江二级	2×0.5	11.0	5.9	163.7	162.8	162.3	2.0	2.5×1.0	163.8	1.5	1.77	1.412	2.5	1.46	2.07
肖岭四级	2×0.8	31.0	3.65	63.05	62.78	61.8	1.6	2×0.8	63.1	1.2	1.13	1.416	2.5	2.28	3.23
长阳二级	2×2.0	28.0	9.46	80.25	79.71	78.56	2.4	3×1.4	80.4	1.8	2.54	1.654	2.143	2.25	3.73
横棉二级	2×0.8	13.0	8.0	116.5	115.87	114.55	2.0	2.5×1.2	116.65	2.0	3.14	0.955	2.08	2.67	2.55
且末	3×0.8	18.0	3×7.5	1771.28	1770.28	1768.68	2.8	1.6×1.6	1771.38	1.6×1.6	2.56	1.0		2.93	2.93
白鹤桥	4×2.0	14.5	4×18.15	1129.8	1128.7	1126.66	2.3	4×2.0	1129.95	2.8	6.154	1.3	2.0	2.27	2.95
官亭	0.82	19.0	14.0					3.4×0.9		3.0	7.07	1.73	3.78	1.15	1.98
古浪堤	3.75	45.0	10.8					6.6×2.2		2.6	5.31	2.73	3.0	0.75	2.04
黄南州	2.05	45.0	6.5					3×1.5		1.6	2.01	2.24	2.0	1.44	3.22
瓦家	1.00	60.0	2.5					2×1.2		1.2	1.13	2.12	1.67	1.04	2.21
加塘	0.25	16.0	3.0					1.2×0.8		0.8	0.5	1.92	1.5	1.56	3.0
牛板筋	1.00	27.0	6.5					4×1.2		1.8	2.54	1.89	3.33		
江壤	1.89	27.0	10.0					5.6×2.1		2.1	3.46	(1.7) 3.4	2.67		

表 9 (续)

水电站名称	装机容量 /MW	水头 /m	流量 / $(\text{m}^3/\text{s})$	前池水位			虹吸管			钢管		$\frac{A_0 = u_m}{A_m} = \frac{u_0}{u_0}$	$\frac{b_0}{h_0}$	流速	
				最高 /m	正常 /m	最低 /m	喉部中心半径 $r_0/\text{m}$	$h_0 \times b_0 = A_0/\text{m}^2$	喉道顶板高程 /m	$d_m$ /m	$A_m$ / $\text{m}^2$			$u_0$ / $(\text{m}/\text{s})$	$u_m$ / $(\text{m}/\text{s})$
达目	1.0	12.5	12.0					$4 \times 1.2$		1.7	2.27	2.11	3.33		
曲库乎	3.0	65.0	6.0					$1.6 \times 1.3$ $1.9 \times 1.3$		1.0 1.3	0.785 1.33	2.65 1.86	1.23 1.46		
德农二级	0.6	10.0	7.5					$2 \times 0.8$		1.3	1.33	1.203	2.5		
曲麻菜	0.64	12.0	8.0					$4.1 \times 1.2$		1.2	1.13	2.12	3.42		
优干宁	0.5	12.2	6.0					$2.5 \times 1.0$		1.2	1.13	2.21	2.5		
农四师 74 团	$4 \times 0.125$	11.6	$4 \times 1.45$							0.95	0.709	1.10		2.24	2.47
农四师 64 团	$2 \times 0.075$	5.3	$2 \times 1.3$							0.95	0.709	1.0		2.49	2.49
农四师 66 团	$2 \times 0.125$	11.3	$2 \times 1.7$							0.95	0.709	1.0		1.55	1.55
农四师 75 团	$3 \times 0.125$	20	$3 \times 1.1$							1.2~ 0.8	1.13 0.5	0.743		3.93	2.92
寨口	$2 \times 1.0$	61.24	$2 \times 2.2$							1.2	1.13	1.28		3.19	4.07
红卡子	$2 \times 0.5$	21.2	$2 \times 3.05$							1.6	2.01	0.97		3.69	3.57
新林	$2 \times 2.0$	127.0	3.8	940.65	940.25	937.65	2.0	$d_0 = 1.5$	941.7	1.2	1.13	1.56	1.0	1.58	3.36
石桥	$2 \times 2.5$	18.5	$3 \times 16.2$	732.74	731.74	731.14	1.45	$d_0 = 2.9$	735.04	2.5	4.19	1.35	1.0	2.0	3.0

源及相应的自动化控制能力，应考虑到闸门开启所需的时间因素对泄水闸过流能力的影响，确保前池安全。

**7.2.7** 调查资料表明，多数水电站在前池内设有排沙底孔，尤其泥沙来源较多的西北、西南地区。因此，前池设置排沙设施是不容忽视的。

前池内的排沙底孔多布置在进水口下部；排沙槽或排沙闸也可布置在前池内或引水渠道上。四川省蒲阳河上的水电站采用类似于青铜峡、葛洲坝二江水电站那样的从机组两边绕过的排沙孔，控制闸门设在出口，正面排沙效果良好。当冲沙设施与水电站进水口分开布置时，则宜采用导沙、束沙措施，如云南有的水电站侧面引水，排沙闸设在进水口的一侧，在前池底部设排沙槽，其末端设排沙底孔。

涡管冲沙利用水的螺旋流运动带走进入管内的推移质泥沙被一些工程应用于渠道排沙。排沙涡管一般设在渠道底板下，顶部开口并与水流流向成 $45^{\circ}\sim 50^{\circ}$ ，断面多为圆形。涡管中产生顺时针螺旋流，在前池中的应用经验很少。新疆喀群一级水电站原设计采用了位于底板之下、呈曲线型、产生顺时针螺旋流的排沙涡管，模型试验效果不佳。将排沙涡管改为设在前池底板之上、产生逆时针螺旋流的方形涡管后，涡管中的螺旋流作用强烈，管中的螺旋流能贯通整个纵断面，进入管中的泥沙在旋滚水流的作用下被迅速排出管外。

渠道引水式水电站的冲沙方式应因地制宜地合理选用。调查资料表明，有的水电站采用夜间用电低谷时充水冲沙；洪水季节水量充沛，水多沙多，可连续或间歇冲沙；有的工程采用降低运行水位冲沙。冲沙流量的大小、冲沙方式的选择，应视泥沙来源、颗粒组成、水源情况、水电站运行等各种条件，参照已建工程的经验合理选用。

## 7.3 调节池设计

**7.3.2** 设计布置调节池，要通过水力计算，查明各连接渠段、

旁通渠（管）、连接或泄水建筑物的水力特征和相互关系。当调节池的水位变幅很大，且为引水渠道的正常运行所不允许时，可在调节池入口的上游渠道末端，或旁通渠道的末端，设置适当落差的跌坎（如跌水、带有陡坡或悬臂跌坎的溢流堰），用以阻止这种水位变化向上游传播。这些建筑物按前池内为最低水位时的最大流量设计。

**7.3.5** 对于融化日调节池内的冰凌来说，地温是主要的热源。日调节池内损失水体热量的主要途径是水面散热。只要能保持水面冰盖长期存在，池内又有足够的水体深度，日调节池就不会冻死。根据精河水电站调节池实测资料，在气温 $-30^{\circ}\text{C}$ 时，冰盖厚度为 $0.6\text{m}$ ，冰盖下面是冰花层，其厚度为 $1.2\text{m}$ ，再往下就是清水，水温越往下越高。调节池防冻的关键是要及时形成稳定冰盖，而且保证它在运行中不裂成碎块。一般在 $-20^{\circ}\text{C}$ 以下，池面就会封冻，此时可在冰面上每隔 $100\sim 150\text{m}$ 距离均匀打孔（直径 $30\text{cm}$ 左右），让水冒到冰盖上使其冻结，如此反复做 $4\sim 5$ 次，就可把冰盖冻到要求的厚度。调节池的形状宜采用狭长椭圆形形状，岸边平直规则，宽度以 $75\sim 100\text{m}$ 为宜。以后随着池水的涨落，冰盖只会在池身长轴方向出现一条裂缝，不会丧失保温作用。



## 8 结构设计

### 8.1 一般规定

**8.1.1** 采用外形优美的新结构需要额外的资金支持，本条对适用范围做出了一定限制。

**8.1.4** 根据全国经验，使用强度等级为 C25 以上的混凝土所增加的投资有限，但混凝土的抗碳化能力有很大提高。在重要部位如渡槽槽身、倒虹吸管壁、涵洞洞壁、隧洞混凝土衬砌等部位，止水发生破坏的可能性较大，采用两道不同形式止水的规定是确保建筑物安全正常运行的必要措施。

### 8.2 稳定计算

**8.2.1** 作用在建筑物上的荷载及荷载组合是不同的。考虑与现行有关水利行业规范的协调，荷载仍按基本荷载和特殊荷载分类。

**8.2.3** 荷载组合应根据本标准有关规定选用，还可根据具体情况增加可能出现的最不利荷载组合。

**8.2.4** 岩石地基上的建筑物沿地基表面的水平滑动，采用“单一安全系数计算公式”计算，式 (8.2.4-1) 是抗剪断公式，不仅包含了基底摩阻力，而且还包含了基底的黏聚力，显然按此公式计算更加合理，但需有基底面的抗剪断强度试验资料。中、小型工程若无条件进行抗剪试验取得  $C'$  值时，可选用式 (8.2.4-2)。

## 9 地基处理

### 9.1 一般规定

**9.1.1~9.1.3** 作为水工建筑物而言，结构的稳定是最为重要的，而结构的稳定，首先是要其地基能满足承载力、稳定和变形要求。因此，当岩土地基的物理力学指标较差，不能满足承载力、稳定或变形要求时，就应该采用人工措施对地基进行加固。

随着国民经济的发展，工程建设中的环境保护问题越来越被人们所重视。对于水利水电工程而言，除了对工程设计作出合理的环境评价外，对于采用的设计方案所可能涉及的环境保护问题也应引起足够的重视。因此，确定地基处理方案时，应避免因地基处理污染地表水和地下水，或损坏周围已有建筑物，防止振动噪音对周围环境产生不良影响。

承载能力包括地基变形沉陷量不超过容许值；抗滑稳定包括沿基岩接触面和软弱结构面的稳定；地基变形稳定是地基的绝对沉降量和不同部位沉陷差值均在设计容许范围内；渗流控制指渗透稳定和控制在渗流量。

防渗、排水系统的设计，要综合考虑两者的相互关系，明确区分各部位设施的作用。防渗和排水设施，一般情况下均同时设置，以达到减少地基渗流量、降低扬压力、保证地基渗透稳定的目的。

### 9.2 岩石地基

**9.2.1** 对岩石地基中泥化夹层、缓倾角软弱带和断层破碎带，根据其分布情况和建筑物对地基的要求，采取不同的处理措施。如采取全部清除或部分清除并辅以相应的工程措施。

溶洞、溶沟等对地基整体稳定性有影响的地质构造，在建筑物选址时尽可能避开；无法避开时，需根据其所处的位置、大

小、埋藏深度并结合水文地质条件等因素，进行必要的处理，较常用的方法有挖填、压力灌浆等。

**9.2.2** 根据有关标准的规定，岩石地基中全风化带宜全部清除，强风化带是否清除需要根据实际情况而定，弱风化带要对其中的裂隙需进行相应的处理。实际上，针对不同的建筑物应有不同的处置方法。

## **9.3 土质地基**

**9.3.1** 水工建筑物常常会遇到疏松的砂性土或软弱的黏性土地基，需进行一定的处理，方可作为建筑物的地基持力层。土质地基的处理方法很多，常用的有强力夯实、换土垫层、深层搅拌、振冲挤密、桩基础、沉井基础等，特别是近年来随着科学技术的发展，新的处理方法不断提出，例如高压喷射法、硅化法、电渗法等。在具体选用时进行综合分析，选择一种或多种地基处理方法联合应用。

## 附录 A 引水渠道恒定流水力计算

**A. 0. 1~A. 0. 3** 引水渠道恒定流的水力计算，属设计的基础性工作，本附录提供了一些常用的基本公式和数据，应用时要根据实际工程布置条件合理选用。恒定流水力设计和计算的基本要求 and 思路，已在 5. 2. 1 条及相应的条文说明中予以阐明；对于非自动调节渠道还应与附录 B 侧堰水力计算相结合。

## 附录 B 侧堰水力计算

**B. 0. 1** 在正文 5. 2. 2 条中, 已根据调查资料给出了侧堰的水力边界条件; 同时, 调查表明, 侧堰段大多为棱柱体渠道, 且为矩形断面, 而侧堰的试验研究资料也都是在矩形断面棱柱体渠道的条件下取得的, 故本附录适用于满足上述水力边界条件的矩形断面棱柱体渠道。对梯形断面的棱柱体渠道可供参考使用。

**B. 0. 2** 侧堰段的水流是相当复杂的三维流动, 影响因素颇多, 其中表征侧向出流角度和流速影响的  $\eta$  是一重要的因素。由于是三维流动,  $\eta$  值不仅沿侧堰长度方向各点不同, 且沿水深方向也逐点各异。图 6 给出了  $\eta$  与侧堰分流比 ( $Q_r = Q_L/Q_1$ ) 间的关系; 图 7 给出了  $K = 2\beta - \eta$  与堰首、末端弗劳德数的平均值  $\overline{Fr}$  间的关系。可以看到点据相当分散, 而这些  $\eta$  值是根据实验资料用式 (B. 0. 2 - 1) 反算得来的, 实际上是某种均化值; 同时也反映出  $\eta$  值绝非用某一个单个因素的简单关系所能表征的。图 8 和图 9 中的点据分散程度较低, 是因为其中的  $h$  是侧堰段各断面的水深, 反映了  $\eta$  值沿侧堰段逐断面的变化因素, 但仍不能认为是反映了  $\eta$  值三维变化的客观现象, 更何况还有其他边界条件等的影响。但无论如何这些资料在反映  $\eta$  值变化规律方面具有良好的 consistency, 可供应用参考; 附录中所建议的  $\eta$  值的取值范围也是依据这些资料给出的。对本标准所论的以发电为主的引水渠道, 水流为缓流, 其水流弗劳德数  $Fr$  大多在 0. 2~0. 4 范围内, 其  $\eta$  值的大致范围为 1. 2~1. 7, 且侧堰分流比 ( $Q_L/Q_1$ ) 大,  $Fr$  值小时,  $\eta$  取大值。此外值得注意的是, 分流比大于或小于 0. 5, 其侧堰段的流态有明显差异, 这一现象为不同作者的系统试验所证实。

**B. 0. 3** 根据调查资料, 非自动调节渠道一般设一道侧堰, 且多设在前池内或靠近前池的渠道上。其控制工况是: 水电站丢弃满负荷水流稳定后 (涌波已消失), 全部流量均从侧堰溢出。此时,

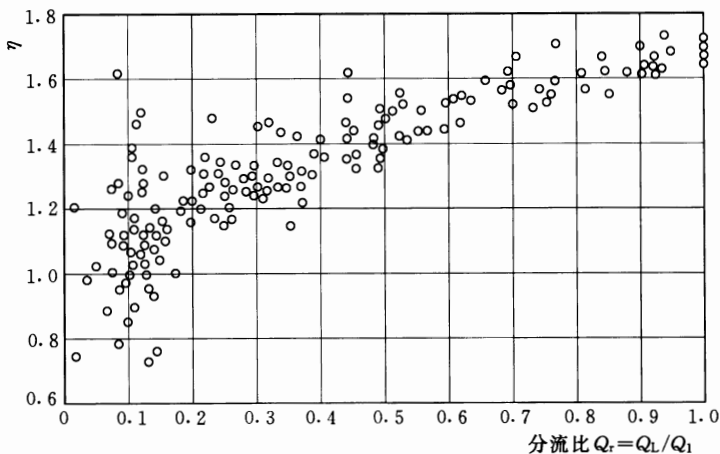


图6  $\eta-Q_2$  关系

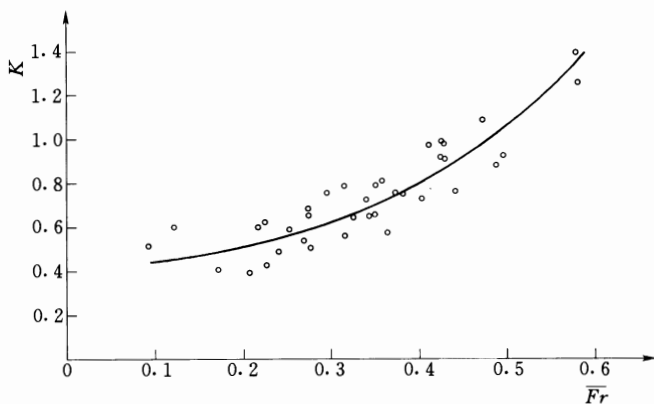


图7  $K-\overline{Fr}$  关系曲线

侧堰下游渠道流量为零，即相当于侧堰分流比  $Q_L/Q_1=1.0$  的情况。这里根据试验研究资料给出了简化的计算方法，是可以满足工程要求的，且与涌波控制相关联，应用简便可靠。

**B.0.4** 本条给出了设两道侧堰时的水力设计原则。只有正确的理解和把握这些原则，才能做出符合实际的设计。例如，设某引水渠道长 2000m，机组引水流量  $Q_P=60\text{m}^3/\text{s}$ ，渠道进水口的进

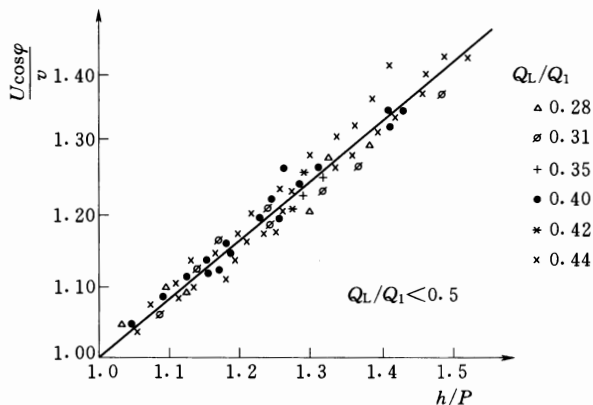


图8  $U \cos \phi / v - h/P$  关系

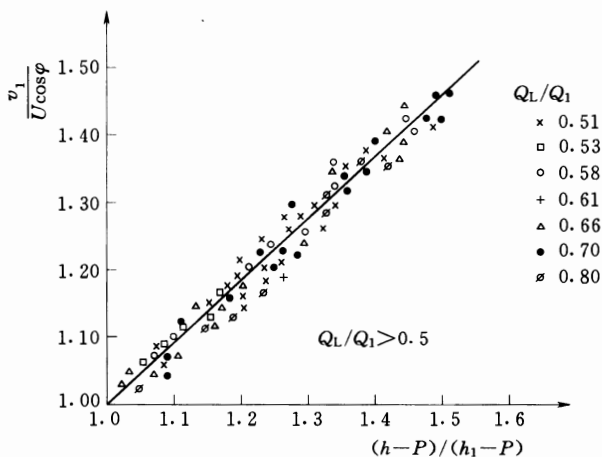


图9  $v_1 / U \cos \phi - (h-P)/(h_1-P)$  关系

流量  $84 \text{ m}^3/\text{s}$ ，为此在渠道进水口后  $0+180 \sim 0+200$  段设一道长  $20 \text{ m}$  的侧堰，用以宣泄大于  $Q_P$  的  $24 \text{ m}^3/\text{s}$  流量。前池内另设一道堰长  $80 \text{ m}$  的侧堰。水力计算表明，第一道侧堰前渠道流量为  $84 \text{ m}^3/\text{s}$ ，相应的水深为  $3.2 \text{ m}$ ，至第一道侧堰要宣泄  $24 \text{ m}^3/\text{s}$ ，其侧堰末端水深约为  $3.5 \text{ m}$ ；第一道侧堰后的渠道流量为  $Q = Q_P = 60 \text{ m}^3/\text{s}$ ，其相应的均匀流动水深为  $2.66 \text{ m}$ 。由于第一道侧堰

要宣泄  $24\text{m}^3/\text{s}$  就必需有一定的堰上水头，其堰后渠道内只能是以堰末水深  $3.5\text{m}$  起算的一条水面线，这段的水深必然要大于  $2.66\text{m}$ 。据计算至前池处的水深为  $3.65\text{m}$ 。这时要保证机组引水流量  $Q_P=60\text{m}^3/\text{s}$ ，第二道侧堰不能溢水，其堰顶高程应按实际出现的水位（即保证第一道侧堰泄  $24\text{m}^3/\text{s}$  的前提下）来确定。而不能按  $Q=60\text{m}^3/\text{s}$  均匀流动的水深  $2.66\text{m}$  来确定。相反，如果仅仅是  $60\text{m}^3/\text{s}$  入渠，不需要设第一道侧堰，问题就简单了。因此，两道侧堰情况下， $Q_0$ ， $Q_{L1}$ ， $Q_{L2}$ ， $Q_P$  的动态平衡还涉及到堰顶高程、渠顶高程的合理确定问题，都应通过水力设计和计算来确定。

对侧堰水力学的研究，在国外始于 20 世纪 30 年代，至今每年仍有不少研究成果发表。由于问题的复杂性，任何水力计算方法只能是近似的，且各家研究的边界条件及分析方法不同，至今尚难以统一。本标准在编制过程中对这一问题做了专题研究，推荐了计算方法，并给出了可满足工程设计需要的对控制工况下的计算方法，但并不排除采用其他可满足工程要求的方法。同时强调对重要工程或布置条件复杂的工程宜进行水工模型试验。



## 附录 C 引水渠道系统涌波计算

**C.0.1** 这里所列的一维圣维南方程适用于非恒定缓变流。随着计算水力学的发展,对于非恒定急变流的涌波,采用适当的数值计算方法,满足相容性、收敛性、稳定性及耗散性也是可以求解的。按照目前的研究水平,求解自动调节渠道中的涌波变化过程是可以的。但对于有侧堰的非自动调节渠道,由于侧堰在恒定流条件下本身就是个复杂的三维流动,再加上非恒定状态的涌波通过侧堰,用一维方法去计算,只能取得近似的成果。

**C.0.2~C.0.4** 用行进波方法进行涌波计算,理论上是 C.0.1 计算方法的一种简化,其基本物理图案是符合实际的,因此,对于自动调节渠道也是可以应用的。对于有侧堰的非自动调节渠道也同样存在上述的问题。

水电站突然丢弃负荷或增加负荷时,在引水渠道系统中所产生的正涌波或负涌波,其对水面的影响,可简化为下列过程。

在丢弃负荷前,水电站引用流量为  $Q_{\text{引}}$ ,渠道内为均匀流,水深为  $h_0$ ,流速为  $v_0$ ,前池末水位在 0 点,如图 10 所示。丢弃负荷后,水电站的引用流量突然减为零,由于水的惯性作用,渠道水流仍以流速  $v_0$  向压力前池末端流动,使得压力前池末端水位升高,出现涌波。此涌波以速度  $C$  向上游传播,波峰所到之处,渠道水位升高,流速减少。在波峰向上游传播的同时,压力前池末端水位不断升高,保持波面线近于水平。波峰到达进口水口后,由于开阔的水面,使涌波发生反射,反射波以波速  $C_1$  向下游传播,反射波所到之处消除了水面的继续上升,保持水面与进口水位相平,压力前池末端水位继续升高至反射波到达压力前池末端为止,如图 10 的 9 点,然后水位开始下降。点 9 为压力前池的最高水位。

突然增加负荷时的涌波情况如图 11 所示。增加负荷前,渠

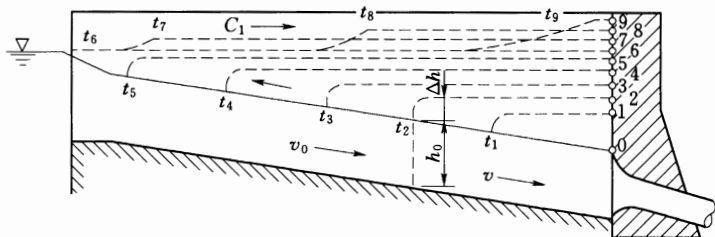


图 10 丢弃负荷后渠道内的非恒定流情况

中水面线为 0 线，当水电站负荷突增后，渠道中的水流由于惯性作用，仍以原来流速向压力前池流动，压力前池末端出现落坡。此落坡向上游传播，至渠首后发生反射，折回压力前池。压力前池末的最低水位，出现在反射波到达之时，即点 7。

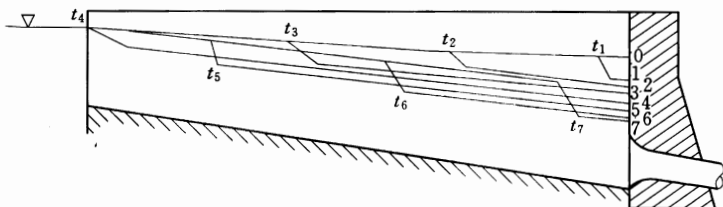


图 11 增加负荷后渠道内的非恒定流情况

**C. 0.5** 本标准在编制过程中对涌波计算做了专题的研究，在理论分析、试验研究和原型观测的基础上，对非自动调节渠道给出 C. 0.5 中的简化处理方法，是可以满足工程要求的。但对重要工程或布置条件复杂的工程宜进行水工模型试验。

## 附录 D 前池虹吸式进水口的设计

**D.0.2** 虹吸式进水口有矩形和圆形两种断面形式。根据工程资料和试验研究成果，这里给出了拟定各部尺寸的适宜范围。在实际工程中，上肢段（图 D.0.2 中的 1—1 断面至 2—2 断面）的体型可根据需要合理布置。例如，当考虑拦污、清污、排冰、排沙等装置时， $l$  段可适当延长，甚至方形变圆形的渐变段也可放在入口 1—1 断面之后。当上肢段采用钢板焊接或以钢板为内衬的钢筋混凝土的圆形断面，一般在入口段采用断面渐缩的圆锥形收缩段，其收缩角在  $l_1/d_1 \geq 0.6$  ( $l_1$  为圆锥形收缩段的长度， $d_1$  为 1—1 断面的直径) 时，根据试验研究建议选取  $\beta = 40^\circ \sim 60^\circ$ ，有的工程例如云南的叠水二级采用  $\beta = 23^\circ$ 。角度的大小主要涉及水头损失问题，但由于虹吸进水口的流速绝对值较小，水头损失值的差异常常不大，因之可视工程布置、施工条件等合理拟定。总之，这里给出的是体型设计的一般适宜范围，设计时应根据工程的具体条件，参考已建工程经验，经论证比较确定。

**D.0.3** 水电站虹吸式进水口与虹吸式溢洪道的区别主要在于喉道断面后的边界条件。对于水电站虹吸式进水口，其后为水电站的压力水管，流速是受到限定的。根据 GB 50071 “管内的经济流速，钢筋混凝土管可采用  $2.5 \sim 3.5 \text{ m/s}$ ，钢管可采用  $3 \sim 5 \text{ m/s}$ ”。据此条件经分析论证，其最大负压值出现在喉道断面顶点  $a$  处，即计算公式 (D.0.3-1)。而根据试验研究和原型观测资料，式 (D.0.3-1) 中的  $\sum h_w$  值通常在数量级上与  $p^*/\gamma$  值相当，故而有简化式 (D.0.3-4)。

**D.0.4** 入口上缘以上的最小淹没深度  $S$ ，是防止产生贯通式漏斗漩涡的淹没深度。 $S$  值受水力及边界条件等诸多因素影响，给出准确的定量计算成果是困难的，常以控制断面弗劳德数  $Fr_0$  的函数的经验关系来表达。对所论的虹吸式进水口，其喉道断面的

$Fr_0 = v_0 / \sqrt{gh_0}$ 。利用国内的 3 个虹吸式进水口的原型资料，点绘  $S/h_0 - Fr_0$  关系，见图 12。SL 285 中所推荐的戈登公式 [式 (B. 2. 1)] 可化为  $S/h_0 = 1.57Fr_0$  也一并绘于图上 (见图 12)。图 12 表明，国内的 3 个原型观测点位于  $S/h_0 = Fr_0$  线之下，戈登公式更偏安全。因此，本标准建议用式 (D. 0. 4) 估算，即包括虹吸式进水口在内的渠道引水式电站进水口的最小淹没深度，都用该式估算，而对虹吸式进水口，其式 (D. 0. 4) 右边的系数可取等于或大于 1. 0，这样便与 SL 285 所推荐的公式相衔接。

**D. 0. 5** 这里介绍了四种虹吸的发动和断流装置或方法，通常人们会首先考虑用真空泵，比较可靠。但从技术经济比较来看，对于一个具体工程就有一个论证研究的问题，即采用真空抽气设备与闸门启闭设备之间有个技术经济比较问题，这也是虹吸式进水口推广上受到限制原因之一。因此，人们便研究开发出下面三种方法。

(1) 自动的发动过程，如图 13 所示。1982 年浙江省水电设计院对长沼二级等 4 个水电站进行了原型观测，自发动完全成功，并且得出结论：在自动形成虹吸启动中，对轴流式机组，由于水头低，空载流量较大，形成虹吸较快；而混流式机组，因空载流量较小，故而较慢。若在机组启动并网后立即带满负荷运行，可在 4~5min 内迅速形成虹吸满管流，操作简便可靠。当真空破坏阀及操作管路系统的密封性较好，一般在停机 14~16h 后，虹吸顶部仍能保持一定水位，再次启动机组只要直接开导叶就可并网运行。

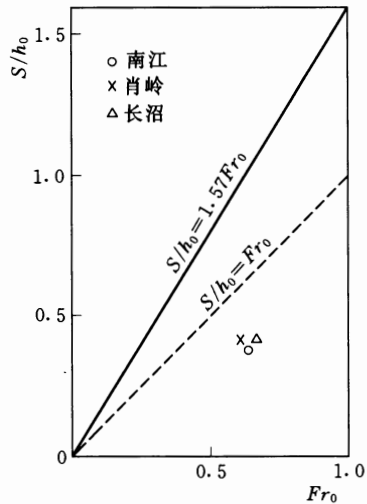


图 12  $S/h_0 - Fr_0$  关系

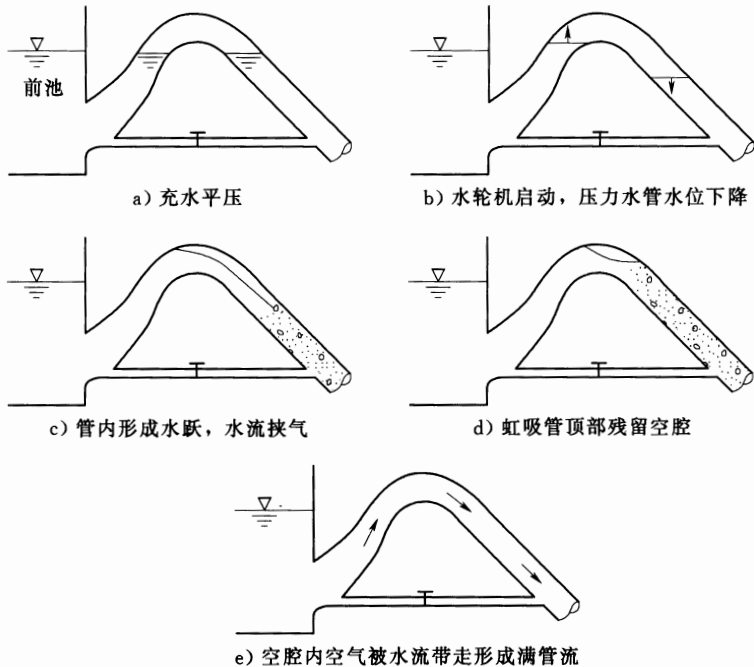


图 13 虹吸式进水口自发动过程图

(2) 水力真空控制装置，如图 14 所示。该装置由管路、射流泵和控制阀组合而成，具有形成和破坏真空两种功能。

真空形成原理及操作程序为：打开充水阀 14，转换阀 7，使压力水管内的气体由功能管 6 通过进气管 3 排出，待平压后关闭 14 和 7；打开控制阀 13，射流泵 11 就在压力管内水压力作用下开始工作，虹吸体内空气将由功能管 6 和吸入管 9 输至射流泵通过排出管 12 排出，前池的水流也将进入虹吸体并逐渐升高出前池水位；为使以后的真空破坏迅速可靠，当水位上升至功能管 6 以下即最高水位 8 处时，水位继电器传出信息，使射流泵停止工作；随即压力水管内水流将通过吸入管 9 返回，使进气管 3 内水位上升与最高水位 8 齐平。至此抽真空的作业完成。

真空破坏原理与操作程序为：水电站正常运行时，转换阀 7

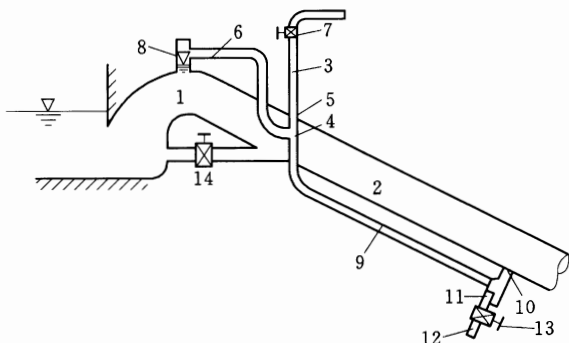


图 14 水力真空控制装置示意图

- 1—喉道；2—压力水管；3—进气管；4—补气口；5—堵口水位；6—功能管；  
7—转换阀；8—上升最高水位；9—吸入管；10—射流供水管；  
11—射流泵；12—排出管；13—控制阀；14—充气阀

处于开启状态，进气管 3 内水位处于堵口水位 5 的位置（略低于前池水位），当需紧急切断水流时，只要迅速开启控制阀 13，射流泵随即工作，抽吸吸入管 9 内的水流，使进气管 3 内水位大幅度下降，待补气口 4 露出，进气管内空气随即进入功能管 6 至虹吸体 1 内，使之断流。

(3) 水箱抽气装置工作原理，如图 15 所示。操作程序为：依次打开阀门 5、1、2、4，分别向压力水管和水箱充水，直至平压；分别关闭 5、1、2 三个阀门，打开阀门 3，随着水箱内水位的下降便进行抽气，完成后关闭阀门 3，便可开机运行。断流只需打开阀门 5 即可。阀门 3 的出口宜淹没于水下；当出口为非淹没时，须使水箱内虚线水位至管出口间的高度大于箱内外压差。

水箱容积，根据波义耳—马略特定律，并考虑安全系数  $K$ ，按式 (4) 计算：

$$V_{\min} = KV_1 = K \frac{p_a \bar{V}_0}{p_a - \gamma h_{B,a}} \quad (4)$$

式中  $p_a$ ——当地大气压力， $\text{kN/m}^2$ ；

$\bar{V}_0$ ——虹吸发动前在平压水面以上的空腔体积， $\text{m}^3$ ；

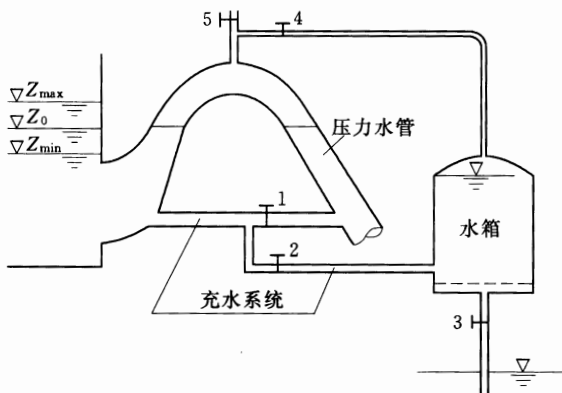


图 15 水箱式抽气系统图

$\gamma$ ——水的密度， $\text{kN}/\text{m}^3$ ；

$h_{B,a}$ ——虹吸的设计负压值， $\text{m}$ ，即式 (D.0.3-1) 或式 (D.0.3-4) 的  $h_{B,a}$  值；

$K$ ——安全系数，取 1.1。

上述三种方式，国内都有成功经验和原型观测资料。自发动方式，在浙江长沼二级等 4 个水电站做了系统的原型观测；水力真空装置——射流泵系统，在青海省曲库乎水电站做了原型试验，一般认为水电站水头在 15m 以上即可利用上游来水形成射流，而无需其他动力源，且一台射流泵的造价约仅相当于真空泵的 1/5~1/8；水箱式抽气装置，在四川省乐山市新林水电站运用是成功的。但目前从理论上对这三种方式进行系统深入的总结研究尚嫌不足。因此，在设计时结合工程具体条件，参照已建工程的经验，经论证后合理选用。