

SL

UDC

中华人民共和国行业标准

P

SL/T 205—97

水电站引水渠道 及前池设计规范

**Design standards of hydropower
headrace and forebay**

1998—03—31 发布

1998—05—01 实施

中华人民共和国水利部 发布

中华人民共和国行业标准

水电站引水渠道 及前池设计规范

**Design standards of hydropower
headrace and forebay**

SL/T 205—97

主编部门: 电力部
水利部 北京勘测设计研究院

批准部门: 中华人民共和国水利部

施行日期: 1998 年 5 月 1 日

中华人民共和国水利部 关于批准发布《水电站引水渠道 及前池设计规范》SL/T205—97 的通知

水科技[1998]112 号

根据部水利水电技术标准制定、修订计划,由水利水电规划设计总院主持,以北京勘测设计研究院为主编单位制定的《水电站引水渠道及前池设计规范》,经审查批准为水利行业标准,并予以发布。标准名称和编号为:

《水电站引水渠道及前池设计规范》SL/T205—97

本标准自 1998 年 5 月 1 日起实施。在实施过程中各单位应注意总结经验,如有问题请函告水利部水利水电规划设计总院,并由其负责解释。

标准文本由中国水利水电出版社出版发行。

一九九八年三月三十一日

前 言

本规范是根据电力工业部、水利部《水利水电勘测设计技术标准体系》(1988 年 9 月)中水工部分—水力发电,编号 15——水电站引水渠道设计规范的安排编制的,考虑到前池与引水渠道在工程上紧密相连,决定增加前池的设计内容,名称定为《水电站引水渠道及前池设计规范》。

本规范所包括的内容有:引水渠道的布置、纵坡及横断面选择,前池及调节池的布置设计,水力设计,结构设计和地基处理,用以统一水电站引水渠道及前池的设计原则和技术要求;本规范有四个附录,以利于应用。

本规范首次编制,其内容反映了我国在水电站引水渠道和前池方面的技术水平。

本规范解释单位:水利部水利水电规划设计总院

本规范主编单位:电力工业部、水利部北京勘测设计研究院

参编单位有: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

目次

1	总则	(5)
2	引水渠道布置	(5)
3	引水渠道纵坡及横断面设计	(6)
4	前池及调节池布置设计	(7)
5	水力设计	(8)
6	结构设计和地基处理	(10)
附录 A	侧堰水力计算	(13)
附录 B	前池虹吸式进水口的设计	(15)
附录 C	引水渠道恒定流水力计算	(17)
附录 D	引水渠道系统的涌波计算	(21)

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,确保工程设计质量,特制定本规范。
- 1.0.2** 本规范适用于中小型水电站工程中以发电为主的引水渠道和前池的设计。
- 1.0.3** 引水渠道和前池的设计,应处理好防洪、防污、防渗漏、防泥沙以及防冰等方面的问题。
- 1.0.4** 引水渠道和前池的设计,应具备水电站水能规划,以及与建筑物设计有关的水文、气象、地形、地质、工程建设条件、环保要求、运行条件等基本资料。资料的精度应满足不同设计阶段的要求。
- 1.0.5** 引水渠道和前池的设计,除应遵守本规范外,还应符合我国现行的国家标准、行业标准的有关规定。

2 引水渠道布置

2.1 引水渠道型式的选择

- 2.1.1** 引水渠道型式的选择,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。
- 2.1.2** 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** 无适宜于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。

2.2 引水渠道线路的选择

- 2.2.1** 应避开大溶洞、大滑坡、泥石流等不良地质地段,且不宜在冻胀性、湿陷性、膨胀性、分散性、松散坡积物以及可溶盐土壤上布置渠线。若无法避免时,则应采取相应的工程措施。
- 2.2.2** 宜少占或不占耕地,避免穿过集中居民点、高压线塔、重点保护文物、军用通讯线路、油气地下管网以及重要的铁路、公路等。
- 2.2.3** 山区渠道宜沿等高线布置渠线,采用明渠与明流隧洞或暗渠、渡槽、倒虹吸相结合的布置,以避免深挖高填。
- 2.2.4** 引水渠道的弯曲半径,衬砌渠道宜不小于渠道水面宽度的 2.5 倍,不衬砌土渠宜不小于水面宽度的 5 倍。
- 2.2.5** 寒冷地区渠道线路的选择,应符合有关专业技术规范的规定。

2.3 引水渠道进水口的闸门设置

- 2.3.1** 非自动调节渠道应在进水口设置工作闸门和检修闸门。
- 2.3.2** 自动调节渠道宜在进水口设置事故检修闸门。
- 2.3.3** 具备下列条件的自动调节渠道可不设事故检修闸门:
- 1** 渠道长度短,且渠堤高度能满足进水口水位变幅要求;
 - 2** 进水口的水位能够降低,从而为渠道检修提供条件者。

2.4 引水渠道及渠系建筑物的防洪

2.4.1 引水渠道及渠道上建筑物的防洪标准，应根据水工建筑物级别，按表 2.4.1 确定；如果建筑物失事会影响厂房安全，则其防洪标准应与水电站厂房的相同。

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

2.4.3 对傍山渠道的坡面暴雨径流，应合理布设坡面截、排水沟，使水流畅经排洪建筑物泄走。

表 2.4.1 引水渠道及渠系建筑物的防洪标准

水工建筑物级别	防洪标准[重现期(年)]	
	设计	校核
3	30~20	200~100
4	20~10	100~50
5	10	30

2.5 引水渠道上建筑物布置

2.5.1 泄水建筑物宜采用侧堰或虹吸式泄水道等型式。

2.5.2 侧堰宜布置在前池内(或距前池较近处)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。根据需要可在堰上设置闸门。当有超过电站引用流量的多余水量进入渠道时，经水力计算分析论证，可在适当部位增设一道侧堰。

2.5.3 侧堰水力设计应满足下列要求：

- 1 引水渠道在设计流量下电站正常运行时，侧堰的堰顶高程应高于过境水流的水面高程 0.1 m~0.2 m；
- 2 堰顶长度，堰上平均水头，需经计算比较确定；
- 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 堰型采用实用断面堰或梯形堰，也可采用真空剖面堰；
- 5 侧堰两侧导墙满足使水流保持平顺的要求。

侧堰水力计算按附录 A 进行。

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

2.5.5 为满足渠道检修要求，应设置放水孔。放水孔宜与排沙或灌溉、供水等设施相结合。

2.5.6 当渠道较长且沿途有较多污物进入渠道时，宜在适当部位增设拦污、清污设施。

2.5.7 对进入渠道的泥沙(主要是推移质)，宜在渠道内设置排沙涡管等有效的排沙设施。

2.5.8 引水渠道沿线应设置必要的安全、交通等设施。

3 引水渠道纵坡及横断面设计

3.0.1 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。

3.0.2 引水渠道纵坡宜按下列条件选择：

- 1 中低水头、大流量引水渠道，自动调节渠道，清水渠道，土渠，采用较缓的纵坡；
- 2 高水头电站的引水渠道，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，采用较陡的纵坡；
- 3 当渠线长时，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纵坡宜沿程增大。

3.0.3 引水渠道横断面型式宜按下列条件选择:

- 1 地面坡降陡且起伏大、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,以及穿越村镇、工矿区的渠道,采用城门洞形、箱形等暗渠形式的断面。

3.0.4 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。渠道的不冲、不淤流速,各种护面材料的允许流速,按 SL/T18—91《渠道防渗工程技术规范》和 SDJ217—84《灌溉排水渠系设计规范》确定。

3.0.5 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;小型水电站引水渠道的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 $0.6\sim 0.9\text{ m/s}$;输冰和结冰盖运行的引水渠道的流速,按有关专业技术规范确定。

3.0.6 水电站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 SL/T18—91《渠道防渗工程技术规范》进行。

3.0.7 引水渠道的边坡和堤顶宽度可按 SDJ217—84《灌溉排水渠系设计规范》确定。

3.0.8 渠顶超高,对于中型工程应按渠道通过设计流量水电站正常运行条件下,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 71—84《小型水力发电站设计规范》的规定执行。对兼有通航要求的引水渠道应计入船行波的影响。

3.0.9 对傍山开挖的引水渠道所形成的高边坡,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。为便于施工和监测维护宜分级设置马道。

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,采用削坡、锚喷、灌浆、做抗滑挡墙、打抗滑桩(塞)、打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。

边坡开挖及处理设计,可参照有关专业技术规范的规定进行。

4 前池及调节池布置设计

4.1 前池的布置设计

4.1.1 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均匀配水,考虑电站正常运行和事故情况下的安全。

4.1.2 前池的设计包括连接段、池身和水电站进水口。根据需要可设置泄水、排沙、排冰、放空等建筑物,并应布置适当的观测设备。

4.1.3 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,充分注意前池建成后水文地质条件变化对建筑物及高边坡稳定的不利影响,确保前池和下游厂房的安全。

4.1.4 引水渠道与池身间的连接段,在平面上应两边对称扩展,其扩展角不宜超过 12° ;底部纵坡宜小于或等于 $1:5$ 。

4.1.5 前池的长、宽、深度,应根据地形、地质条件,压力水管的直径、根数、间距,过栅流速,水电站进水口的最小淹没深度,排沙设施布置,电站运行条件等要求确定。

4.1.6 前池的平面布置,宜优先采用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,应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。

受地形条件限制的小型工程可布置地下洞室式前池。

4.1.7 前池应设爬梯(踏步)、栏杆、照明等设施,以及运行管理用的观测设备。

4.1.8 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。

4.1.9 有闸门控制的电站进水口,应设拦污栅、检修闸门、工作闸门和相应的启闭设备。按 SD303—88《水电站进水口设计规范》有关规定进行设计。

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

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。

虹吸进水口的设计和水利计算,按附录 B 进行。

4.1.11 电站进水口上缘淹没于最低水位以下的深度,应按 SD303—88《水电站进水口设计规范》确定。

4.1.12 前池内设置侧堰,应根据地形、地质条件布置,并满足本规范 2.5.3 条有关水力设计的规定。

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

4.1.14 寒冷地区的导冰、排冰设施的设计,按有关专业技术规范进行。

4.2 调节池的布置设计

4.2.1 调节池的位置,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围堤修建。

4.2.2 调节池布置设计,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。

4.2.3 调节池位置确定后,应做好连接渠、旁通渠(管)、连接建筑物、泄水建筑物等的布置设计,并通过水力计算确定水流衔接关系。

4.2.4 调节池应做好防渗设计,可选用沥青混凝土、预制混凝土板、现浇的钢筋混凝土或适宜的当地材料做表面衬护防渗。

4.2.5 对多泥沙渠道,应采取有效的泥水控制措施,防止调节池淤积。

4.2.6 寒冷地区的调节池防冰冻设计,按有关专业技术规范进行。

5 水 力 设 计

5.0.1 水力设计应完成下列各项任务:

1 引水渠道—前池系统的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。

5.0.2 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。下列情况下, 可加大相应渠段的设计流量:

1 引水渠道兼有灌溉、航运、工业和民用取水用途的流量;

2 考虑专门用于排沙、排冰的流量。

5.0.3 当经过论证有大于设计流量的多余流量进入引水渠道或有区间入流时, 可作为校核工况。

5.0.4 应以设计流量下电站正常运行时的水位作为前池的正常水位。此时, 引水渠道系统应以均匀流或接近均匀流状态工作。

5.0.5 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, 电站突然丢弃全部负荷时的最高涌波水位确定。

5.0.6 前池和引水渠道的最低水位, 可按下列情况之一来确定:

1 设计频率枯水期的最小引水发电流量, 渠道正常运行;

2 冬季有排冰运行要求;

3 根据电站运行要求的其他情况。

最低运行水位应保证满足 4.1.11 所要求的淹没深度。

5.0.7 引水渠道—前池系统恒定流的水力设计和计算, 应完成下列各项任务:

1 从渠道进水口至电站进水口, 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 对于通常布置一道侧堰的非自动调节渠道, 应计算机组关闭后, 全部设计流量从侧堰下泄时的水面线。

4 对于渠道沿程上设置两道侧堰的情况, 当存在入渠流量 $Q_0 > Q_p$ 时, 应分别计算机组正常引水发电($Q = Q_p$), 以及机组关闭时($Q_p = 0$), 全部流量由侧堰宣泄, 系统在恒定流状况下的水面线。

根据需要, 计算其他情况下的水面线。

电站在设计流量正常运行条件下, 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, 计算时应同时算出相应于各项水头损失的水位变化量。恒定流水力计算按附录 C 进行。

5.0.8 水电站引水渠道—前池系统, 应进行电站突然丢弃负荷引起的最高涌波和突然增荷时的最低涌波计算。涌波计算按本规范附录 D 进行。

5.0.9 电站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—前池系统为恒定流, 电站满负荷运行;

2 假定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。

5.0.10 电站突然增负荷时的负涌波计算, 宜针对孤立运行的电站或在电力系统中担负事故备用

任务的电站进行。其突然增荷的容量(机组数),应根据负荷特性或电力系统的要求确定。

6 结构设计和地基处理

6.1 结构设计的一般规定

6.1.1 建筑物的结构设计,应满足稳定、强度、变形、抗裂、抗渗及抗冻等方面的要求。

6.1.2 建筑物的结构设计应包括下列内容:

- 1 结构形式、布置及材料的选择;
- 2 荷载计算及其组合;
- 3 稳定计算;
- 4 强度计算;
- 5 细部结构设计。

6.2 荷载及其组合

6.2.1 作用在建筑物上的荷载分为基本荷载和特殊荷载两类。基本荷载包括:

- 1 结构自重及其上的永久设备重量;
- 2 设计水位时的静水压力;
- 3 设计水位时的扬压力(包括渗透压力和浮托力);
- 4 泄流时的动水压力(只在泄水建筑物结构计算时考虑);
- 5 土压力;
- 6 泥沙压力;
- 7 冰压力、冻胀力;
- 8 其它出现机会较多的荷载。

特殊荷载包括:

- 1 最高水位时的静水压力;
- 2 最高水位时的扬压力;
- 3 最高水位时的波浪压力;
- 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 其他出现机会很少的荷载。

6.2.2 荷载计算方法和公式,应按 SDJ 21—78《混凝土重力坝设计规范》、SD 341—88《溢洪道设计规范》等有关规定执行。

6.2.3 荷载组合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所组成。根据各种荷载实际同时出现的可能性,按表 6.2.3 选择最不利的情况进行计算。

表 6.2.3 荷载组合表

荷载组合	计算情况	荷 载										说明
		自重	静水压力	扬压力	波浪压力	动水压力	土压力	泥沙压力	冰压力	地震荷载	其他荷载	
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	
基本组合	正常水位	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓				
	冰冻情况	✓	✓	✓			✓	✓	✓			按冬季运行水位计算(2)(3)项
	检修情况	✓					✓	✓			✓	前池完全放空
特殊组合	最高水位	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓			✓	
	地震情况	✓	✓	✓	✓		✓	✓		✓		按正常水位计算(2)(3)(4)项

注:1.对施工期情况,应做必要的核算,作为特殊组合;
2.在运行期,可考虑排水失效的情况,作为特殊组合;
3.检修情况是考虑前池完全放空,作为控制条件。如存在降低前池水位检修的工况,则应考虑实际情况进行核算。

6.3 稳定计算

6.3.1 岩基上的挡土墙、堰、闸等重力式建筑物,沿基底面的抗滑稳定安全系数,应按抗剪断强度公式 6.3.1—1 计算:

$$K_1 = \frac{f_1 \sum W + CA}{\sum P}$$

(6.3.1—1)

式中: K_1 ——按抗剪断强度计算的抗滑稳定安全系数;
 f_1 ——混凝土与基岩接触面的抗剪断摩擦系数;
 C ——混凝土与基岩接触面的抗剪断粘聚力,MPa;
 A ——建筑物与基岩接触面的面积,m²;
 $\sum W$ ——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;
 $\sum P$ ——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。

对中、小型工程,若无条件进行抗剪试验取得 C 值时,也可按抗剪强度公式 6.3.1—2 计算沿基底面的抗滑稳定安全系数:

$$K_2 = \frac{f_2 \sum W}{\sum P}$$

(6.3.1—2)

式中: K_2 ——按抗剪强度计算的抗滑稳定安全系数;
 f_2 ——混凝土与基岩接触面的抗剪摩擦系数。

其余符号同前。

6.3.2 采用公式(6.3.1—1)或公式(6.3.1—2)计算的抗滑稳定安全系数应不小于表 6.3.2 规定的数值。

6.3.3 当岩石地基内存在不利的软弱构造时,其抗滑稳定需作专门研究。

6.3.4 土基上重力式建筑物沿基础底面的抗滑稳定和地层整体稳定,按 SD 133—84《水闸设计规

范》进行设计。

表 6.3.2 抗滑稳定安全系数

荷载组合	K_1	K_2		
		建筑物级别		
		3	4	5
基本组合	3.0	1.05	1.05	1.05
特殊组合	2.5	1.0	1.0	1.0

6.3.5 挡水土堤设计,应按 SDJ 218—84《碾压式土石坝设计规范》中有关规定进行。

6.4 强度计算

6.4.1 各种荷载组合情况下,建筑物基底面上的最大垂直正应力,应小于地基容许压应力;最小垂直正应力应大于零。必要时应复核地基深层应力。

6.4.2 应力分析可用材料力学方法。闸室底板可用弹性地基梁法或用有限元法计算。

6.5 地基处理设计

6.5.1 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。

6.5.2 当地基为软岩或存在规模较大、性状差的断层破碎带、软弱夹层、岩溶等不良地质构造时,应进行专门的处理设计。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,经技术经济比较确定。

土质地基的处理设计,按 SD 133—84《水闸设计规范》有关规定进行。

6.5.3 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。

6.5.4 建筑物建基面及边坡坡面开挖,应按设计要求成型,其开挖深度应根据要求,结合地质条件、施工条件及处理措施等因素综合研究确定。

前池闸室、挡水建筑物的地基宜开挖至弱风化岩层中部,或经技术经济比较确定。对易风化、易泥化的基岩,应提出相应的施工保护措施。

地基处理措施的设计,应参照有关专业技术规范进行。

附录 A 侧堰水力计算

A.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条件。

A.0.2 如图 A.0.2 所示, 描述侧堰段恒定变量流的基本微分方程为公式(A.0.2-1)

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i - i_f + \frac{Qq}{gA^2}(2\beta - \eta)}{1 - \frac{\beta Q^2}{gA^3}B} \quad (\text{A.0.2-1})$$

$$\eta = \frac{U \cos \varphi}{V}$$

对于沿程减量流的侧堰, 其单宽流量为:

$$q = -\frac{dQ}{dx} = \bar{m}_L \sqrt{2g(h - P)^{3/2}} \quad (\text{A.0.2-2})$$

当把堰上水头用侧堰首末端的平均值来表示, 即 $\bar{H} = \frac{1}{2}(H_1 + H_2)$, 且其流量系数用 \bar{m}_L 表示时, 侧堰的泄流能力公式为

$$Q_L = \bar{m}_L L \sqrt{2g\bar{H}^{3/2}} \quad (\text{A.0.2-3})$$

以上各式中:

- 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;
- β ——动量改正系数, 可取 1.1;
- Q ——侧堰段任一断面的渠道流量, m^3/s ;
- Q_1 、 Q_2 ——分别为侧堰上游和下游的渠道流量, m^3/s ;
- $U \cos \varphi$ ——侧向出流速度在渠道流速 V 方向上的分量, m/s ;
- V ——侧堰段渠道任一断面的平均流速, m/s ;
- η ——侧向出流影响系数;
- P ——侧堰堰高, m ;
- h ——侧堰段任一段面的渠道中线水深, m ;
- A ——相应于 h 的断面积, m^2 ;
- B ——与 A 和 h 相对应的水面宽, m ;
- L ——侧堰长度, m ;
- g ——重力加速度, m/s^2 。

式(A.0.2-1)可用数值计算求解。

按式(A.0.2-1)求解计算水面线时, 对本规范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 η 值的大体范围是 1.2~1.7, 且侧堰分流比 (Q_L/Q_1) 大, Fr 值小时, η 取大值。作为一种简化处理, 应用时宜在此范围内选取。

这里要指出的是, 尽管侧堰段前后流量的平衡关系是 $Q_1 = Q_L + Q_2$, 但堰后渠道内与 Q_2 相适

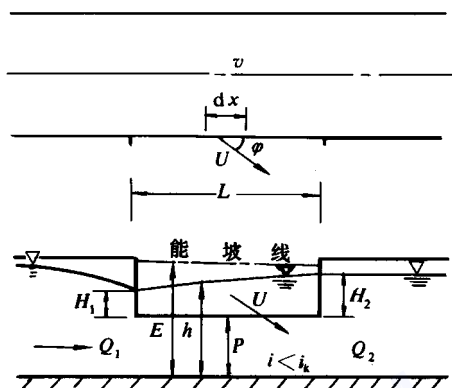


图 A.0.2 明渠侧堰溢流示意图

应的水深却只能是在 Q_1 、 Q_L 、 Q_2 动态平衡条件下的水深, 而不是相应于 Q_2 均匀流动时的水深。

A.0.3 对于通常设一道侧堰的布置, 当电站在设计流量下正常水位运行, 侧堰不溢水; 当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(A.0.2—3)确定; 根据试验资料, 这种情况下其 $H_1/H_2 = 0.9 \sim 1.0$, 可近似看作 $H_1 \approx H_2$, 其流量系数 \bar{m}_L 宜取 $(0.9 \sim 0.95)m_0$, 而 m_0 为正堰的流量系数。

A.0.4 对于渠道沿程上设两道侧堰的布置, 当确认存在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, 求得在渠道进水口流量 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。

鉴于侧堰段的水流为复杂的三维流动, 用一维流体力学方法进行计算, 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 B 前池虹吸式进水口的设计

B.0.1 对于图 B 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)等宽过渡到矩形喉道断面(2—2), 再由适当长度(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:

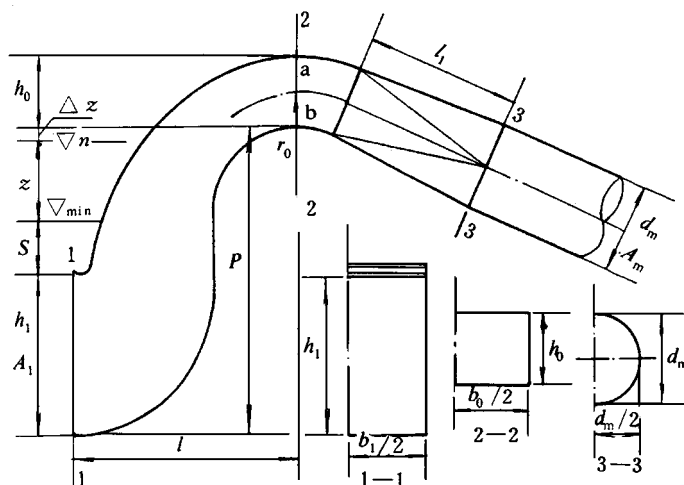


图 B 矩形断面虹吸式进水口示意图

喉道断面的宽高比: $b_0/h_0 = 1.5 \sim 2.5$;

喉道中心半径与喉道高之比: $r_0/h_0 = 1.5 \sim 2.5$;

进口断面积与喉道断面积比: $A_1/A_0 = 2 \sim 2.5$;

喉道断面积与压力管道面积比: $A_0/A_m = 1 \sim 1.65$;

喉道断面底部高程(b 点)在前池正常水位以上的超高值: $\Delta Z = 0.1 \text{ m} \sim 0.2 \text{ m}$;

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

当断面 1—1 和 2—2 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° 左右; 进水口(断面 1—1)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。

B.0.2 最大负压值出现在喉道断面顶点 a 处, a 点的最大负压值按下式确定:

$$h_{B,a} = \Delta Z + Z + h_0 + \frac{\alpha V_0^2}{2g} + \sum h_w - p^*/\gamma \quad (\text{B.0.2-1})$$

式中: Z ——前池内正常水位与最低水位间的高差, m;

h_0 ——喉道断面高度, m;

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

p^*/γ ——因法向加速度所产生的附加压强水头, m。

附加压强水头按式(B.0.2-2)计算:

$$p^*/\gamma = \frac{V_0^2}{2g} \left[1 - \left(\frac{r_0}{r_0 + \frac{h_0}{2}} \right)^2 \right] \quad (\text{B.0.2-2})$$

式中： r_0 ——喉道断面中心半径,m。

计算结果,须满足式(B.0.2—3)的条件:

$$h_{B,a} \leq h_a - h_v$$

(B.0.2—3)

式中： h_a ——计算断面处的大气压强水柱高,对不同海拔高程(▽)按 $(10.33 - \frac{\nabla}{900})$ 估算,m;

h_v ——水的汽化压强水柱高,可由表 B.0.2 按水温查取,m。

式(B.0.2—1)中的 Σh_w 项,在体型拟定后可参照一般水力计算确定。一般情况下, $h_{B,a}$ 可依简化公式(B.0.2—4)近似计算:

表 B.0.2 水温与水的汽化压强水柱高关系表

水温(℃)	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

$$h_{B,a} = \Delta Z + Z + h_0 + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \leq h_a - h_v$$

(B.0.2—4)

B.0.3 最小淹没深度 S (图 B),可按式(B.0.3)估算:

$$S/h_0 = (1 \sim 1.57) Fr_0$$

(B.0.3)

$$Fr_0 = V_0/\sqrt{gh_0}$$

式中： Fr_0 ——喉道断面的水流弗劳德数。

B.0.4 虹吸的发动与断流宜选用以下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

水箱抽气装置。

B.0.5 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 (B.0.5)估算:

$$Q_a = \mu \omega_a \sqrt{\frac{\rho}{\rho_a}} \sqrt{2gh_{B,a}}$$

(B.0.5)

式中： μ ——真空破坏阀系统的流量系数;

ω_a ——真空破坏阀的断面积,m²;

ρ ——水的相对密度;

ρ_a ——空气的相对密度。

可根据式(B.0.5)合理选择真空破坏阀的形式和直径。

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。

附录 C 引水渠道恒定流水力计算

C.0.1 明渠恒定均匀流的基本公式：

流速公式

$$V = C\sqrt{Ri} \quad (\text{C.0.1—1})$$

流量公式

$$Q = AV = AC\sqrt{Ri} \quad (\text{C.0.1—2})$$

流量模数

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

满宁公式

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

式中 C ——谢才系数,对于平方摩阻区宜按满宁公式确定；

R ——水力半径, m；

i ——渠道纵坡；

A ——过水断面面积, m^2 ；

n ——满宁粗糙系数,其值按 SL/T 18—19《渠道防渗工程技术规范》确定。

C.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。求解明渠恒定缓变流水面曲线,宜采用逐段试算法,对棱柱体和非棱柱渠道均可应用。逐段试算法的基本公式为(C.0.2—1)：

$$\Delta x = \frac{\left[h_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right] - \left[h_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right]}{\bar{i} - \bar{i}_f} \quad (\text{C.0.2—1})$$

式中： Δx ——流段长度, m；

g ——重力加速度, m/s^2 ；

h_1 和 h_2 ——分别为流段上游和下游断面的水深, m；

V_1 和 V_2 ——分别为流段上游和下游断面的平均流速, m/s ；

α_1 和 α_2 ——分别为流段上游和下游断面的动能修正系数；

\bar{i}_f ——流段的平均水力坡降,一般可采用：

$$\bar{i}_f = \frac{1}{2}(i_1 + i_2) \quad (\text{C.0.2—2})$$

或

$$\bar{i}_f = \frac{h_f}{\Delta x} = \frac{1}{2} \left[\frac{n_1^2 V_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{n_2^2 V_2^2}{R_2^{4/3}} \right] \quad (\text{C.0.2—3})$$

式中： h_f —— Δx 段的水头损失, m；

n_1 和 n_2 ——分别为上、下游断面的满宁粗糙系数,当壁面条件相同时,则 $n_1 = n_2 = n$ ；

R_1 和 R_2 ——分别为上、下游断面的水力半径, m；

A_1 和 A_2 ——分别为上、下游断面的过水断面面积, m^2 。

计算时将整个明渠分成若干段,一般落水曲线变化大,分段宜短;壅水曲线水面变化小,分段可长些;计算段内的断面形状、粗糙系数和纵坡应尽可能一致,如有变化宜作为分段的位置。

C.0.3 各项水头损失的计算如下:

1 沿程水头损失的计算公式为式(C.0.3—1):

$$h_f = \frac{\Delta x}{2} \left(\frac{n_1^2 V_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{n_2^2 V_2^2}{R_2^{4/3}} \right) \quad (\text{C.0.3—1})$$

2 矩形断面明渠内桥墩的水位变化量可按图 C.0.3—1 确定。求解时,按已知的 λ_3 值作水平线和图内已知 α 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 ΔZ 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 就得 ΔZ ;对于图中示出的其它墩形(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 ΔZ ,其中, r 值由图 C.0.3—1 的右上角小图按 λ_3 值查取。

3 渐变段的水头损失,当断面渐缩变化时,水头损失计算公式为式(C.0.3—2):

$$h_w = h_c + h_f = f_c \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + \bar{i}_f L \quad (\text{C.0.3—2})$$

相应的水位变化量按式(C.0.3—3)计算:

$$\Delta Z = h_w + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \quad (\text{C.0.3—3})$$

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, $\bar{i}_f = \frac{i_1 + i_2}{2}$, i_1 和 i_2 分别为渐变段前、后的水力坡度。

当断面渐扩变化时,其计算公式的形式与式(C.0.3—2)和式(C.0.3—3)相同,只需将右边括号中的 $\frac{V_1^2}{2g}$ 和 $\frac{V_2^2}{2g}$ 互相换位即可。

对于倒虹吸、隧洞、暗渠进出水口渐变段的 f_c 值,可按照图 C.0.3—2 和表 C.0.3—1 选用。

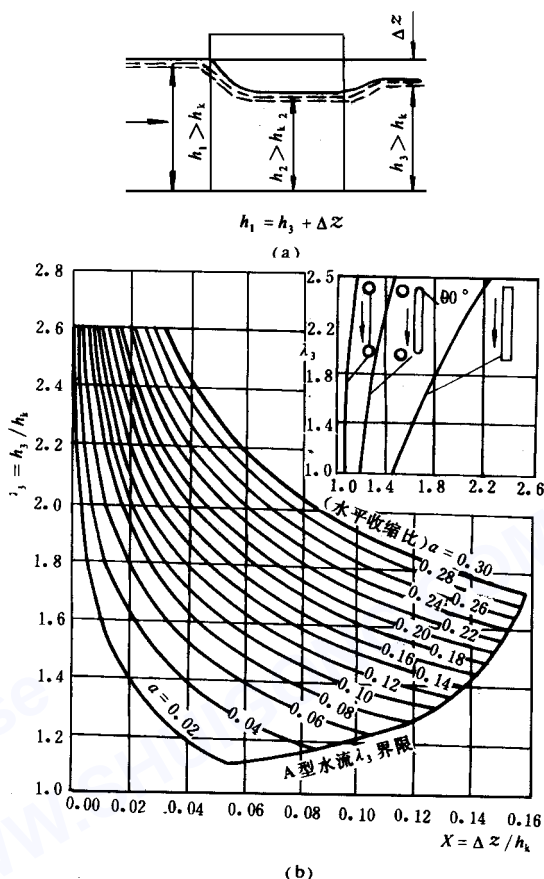


图 C.0.3—1 水位变化量求解图

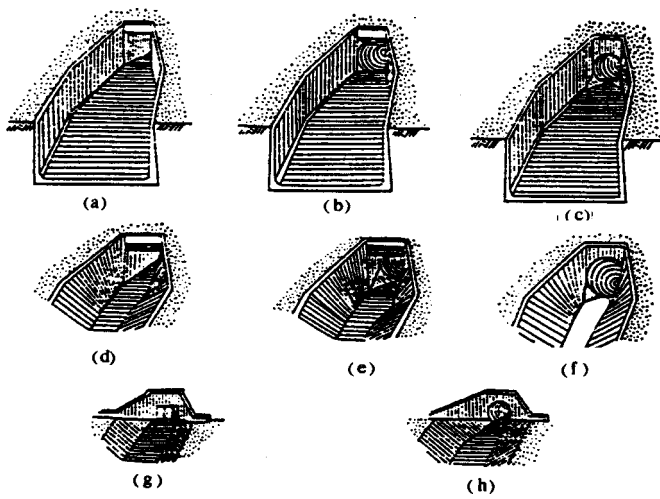


图 C.0.3—2 渐变段形状图

对明渠各种形式的渐缩或渐扩的 f_e 值参照图 C.0.3—3 和表 C.0.3—2 选用。

表 C.0.3—1 渐变段的局部损失系数

渐变段形状变化情况	渐缩的 f_e	渐扩的 f_e
矩形断面,宽度对称渐变,在其末端与矩形的进口相连接[图 C.0.3—2 (a)]	0.1	0.2
矩形断面,宽度对称渐变,其末端与圆形的进口平顺连接[图 C.0.3—2 (b)、(c)]	0.2	0.3
梯形与矩形断面间用扭曲面连接[图 C.0.3—2 (d)]	0.2	0.3
梯形与矩形断面间用扭曲面连接,其末端与圆形进水口平顺连接[图 C.0.3—2 (e)、(f)]	0.3	0.4
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 C.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 C.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间的夹角为 $12^{\circ}30'$ 的实验条件下做出的,故其明渠渐变段的长度须按此角度推算。

4 弯道段的总水头损失可按式(C.0.3—4)计算:

$$h_w = \zeta \frac{V^2}{2g} \tag{C.0.3—4}$$

其中损失系数

$$\zeta = \frac{2gL}{C^2R} \left(1 + \frac{3}{4} \sqrt{B/r} \right) \tag{C.0.3—5}$$

式中: B ——按中心线水面高程算得的水面宽度,m;
 L ——弯道中心线长度,m;
 C ——舍齐系数;
 R ——水力半径,m;
 r ——弯道中心线半径,m;

表 C.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_e	渐扩的 f_e
扭曲面[图 C.0.3—3 (a)]	0.1	0.2
1/4 的直立圆柱面[图 C.0.3—3 (b)]	0.15	0.25
八字斜墙[图 C.0.3—3 (c)]	0.3	0.5

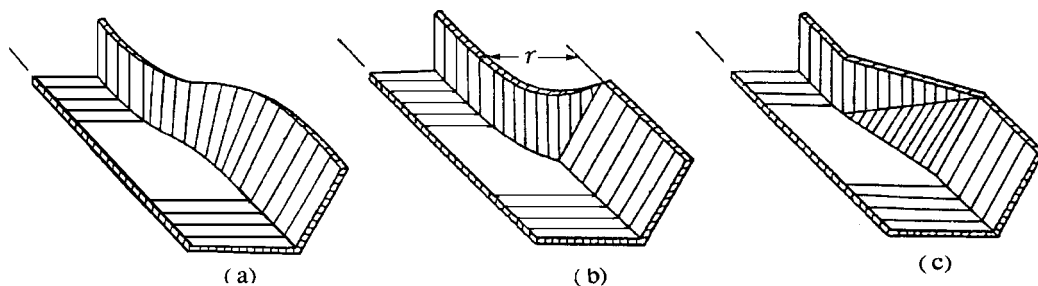
V ——断面平均流速，m/s。

弯道横向水面超高可按式(C.0.3—6)推求：

$$\Delta y = K \frac{V^2 B}{gr} \quad (\text{C.0.3—6})$$

式中： 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 $K=0.5$ 。

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。



(a) 扭曲面；(b) 1/4 直立圆柱面；(c) 八字斜墙

图 C.0.3—3 渐缩段与渐扩段的型式

5 门槽、拦污栅的水头损失计算，参照 SD 303—88《水电站进水口设计规范》进行。

附录 D 引水渠道系统的涌波计算

D.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:

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

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

式中: A ——横断面积, m^2 ;

Q ——流量, m^3/s ;

v ——平均流速, m/s ;

h ——水深, m ;

i_0 ——渠底纵坡;

i_f ——摩擦坡度;

t ——时间, s ;

x ——沿渠底度量的距离向下游为正, m ;

g ——重力加速度, m/s^2 ;

q ——横向进流量, 入流为正, 出流为负, 因次为, m^2/s ;

v_q ——横向进流流速沿下游方向的分量, m/s ;

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。

计算的初始条件为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, 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时, 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的水弹性现象, 假定机组过流量的变化就是前池出流量的变化。

D.0.2 水电站突然丢弃负荷或增荷时, 在引水渠道系统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(D.0.2-1)确定:

$$\Delta Q_n = C_n B'_n \xi_n \quad (\text{D.0.2-1})$$

波的传播速度的公式为:

$$C_n = \sqrt{g \frac{A_{n0}}{B'_n} \left[1 \pm \frac{3}{2} \frac{B'_n}{A_{n0}} \xi_n \right]} \pm v_{n0} \quad (\text{D.0.2-2})$$

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

式中: ξ_n ——涌波高度, m ;

B'_n ——过水断面在半波处的顶宽, m ;

m ——梯形断面的边坡系数;

B_{n0} ——断面 $n-n$ 处初始的水面宽度, m ;

A_{n0} ——断面 $n-n$ 处初始的过水断面面积, m^2 ;

v_{n0} ——断面 $n-n$ 处初始的平均流速, m/s 。

脚标“ n ”代表断面序号,例如, n 为 0 时代表起点断面 0—0,对起点断面 0—0,式(D.0.2—2)中的各参数应写成: $\xi_0, B'_0, B_{00}, A_{00}$ 和 v_{00} 。

式(D.0.2—2)中的士号,对于逆行波根号外取“—”号,顺行波外取“+”号;对正涌波,根号内取“+”号,对负涌波取“—”号。电站突然丢弃负荷在引水渠道系统中产生逆行正涌波,而突然增荷时产生逆行负涌波。

D.0.3 如图 D.0.3—1 所示,初始条件为电站正常运行时的水面线和相应的水力要素。当电站突然丢弃负荷时,流量从原来的 Q_0 减至 Q'_0 ,于是有式(D.0.3—1):

$$\Delta Q = Q_0 - Q'_0 \quad (\text{D.0.3—1})$$

当丢弃全部负荷时, $Q'_0 = 0$,则波流量 $\Delta Q = Q_0$ 。这时,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(这反射波是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,这个时候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。

第一阶段,计算逆行正涌波由水电站断面 0—0 传播到渠首断面 $L-L$ 所需的时间 T_1 。先要由式(D.0.2—1)和式(D.0.2—2)联立求解,找出起点断面 0—0 相应于丢弃负荷时刻的初始波高 ξ_0 和波速 C_0 (见图 D.0.3—1)。

把全部渠道分为若干段。例如,距渠道末端为 S_n 的断面 n 和距渠道末端断面为 S_{n+1} 的断面 $n+1$,就组成一个渠段,其长度为 $l = S_{n+1} - S_n$ 。

进行逆行正涌波计算,要利用波额到达断面与起点断面 0—0 间的连续方程。例如,涌波从 n 断面行进到 $n+1$ 断面(所需时间为 Δt_n)的连续方程为:

$$\Delta Q_0 \Delta t_n = W_{n+1} - W_n \quad (\text{D.0.3—2})$$

式(D.0.3—2)右边即为图 D.0.3—1 中的阴影线部分的体积。

时间

$$\Delta t_n = \frac{l}{\bar{C}}$$

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

$$\bar{C} = \frac{1}{2}(C_n + C_{n+1}) \quad (\text{D.0.3—3})$$

C_{n+1} 为

$$C_{n+1} = \frac{2l\Delta Q_0}{W_{n+1} - W_n} - C_n \quad (\text{D.0.3—4})$$

而

$$W_n = \frac{1}{3} S_n (f_0 + f_n + \sqrt{f_0 f_n})$$

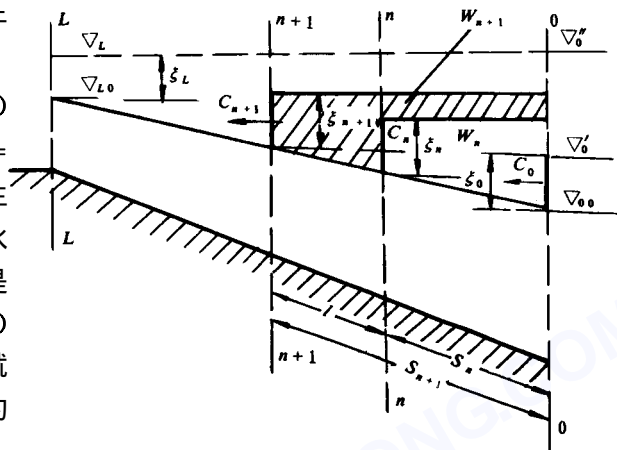


图 D.0.3—1 水电站突然甩负荷时涌波分析示意图

$$W_{n+1} = \frac{1}{3} S_{n+1} (f_0 + f_{n+1} + \sqrt{f_0 f_{n+1}}) \quad (\text{D.0.3—5})$$

其中

$$f_0 = [B_{00} + m(\xi_{n+1} + \Delta_{n+1})](\xi_0 + \Delta_{n+1}) \quad (\text{D.0.3—6})$$

$$f_{n+1} = (B_{n+1,0} + m\xi_{n+1})\xi_{n+1} \quad (\text{D.0.3—7})$$

式中: f_0 和 f_{n+1} ——分别为涌波在断面 0—0 和断面 $n+1$ 处的波面积, m^2 ;

$B_{n+1,0}$ ——断面 $n+1$ 初始的水面宽度, m ;

Δ_{n+1} ——断面 $n+1$ 和断面 0—0 间初始的水面落差, m 。

任设一个 ξ_{n+1} 值进行计算, 直到所设的 ξ_{n+1} 满足式(D.0.2—2)所求出的 C_{n+1} 值为止。依次求出沿程各断面的 ξ 值和渠首断面 $L-L$ 的 ξ_L 值。逆行正涌波传播到渠首断面的总历时 T_1 :

$$T_1 = \sum_{i=1}^k \Delta t_i \quad (\text{D.0.3—8})$$

式中: k ——所分渠段的数目;

Δt_i ——各渠段长度内涌波的行驶时间, s 。

在 $t = T_1$ 时刻, 渠首断面的水位

$$\nabla_L = \nabla_0 + \xi_L \quad (\text{D.0.3—9})$$

而前池处有

$$\nabla_0'' = \nabla_L \quad (\text{D.0.3—10})$$

式中 ∇_0 ——断面 $L-L$ 处初始的水位, m 。

第二阶段, 计算反射波(顺行负涌波)由断面 $L-L$ 传播到断面 0—0 所需的时间 T_2 。波流量:

$$Q_L = Q_0 - C_L B_L' \xi_L \quad (\text{D.0.3—11})$$

式中 B_L' ——断面 $L-L$ 在逆行正涌波半波高处的过水断面宽度, m 。

反射波的传播速度可采用简化的公式

$$C_n = \sqrt{g \frac{A_{nL}}{B_{nL}}} + \frac{Q_L}{A_{nL}} \quad (\text{D.0.3—12})$$

式中 A_{nL} 和 B_{nL} ——分别为当渠中水位为 ∇_L 时, 任一断面 $n-n$ 处的过水断面积和断面顶宽。

将下标 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(D.0.3—3)], 渠段长 l_i 所需的时间 Δt_i , 进而求出反射波从断面 $L-L$ 推进到断面 0—0 所需的时间:

$$T_2 = \sum_{i=1}^k \Delta t_i \quad (\text{D.0.3—13})$$

涌波往返一次的总历时

$$T_0 = T_1 + T_2 \quad (\text{D.0.3—14})$$

第三阶段, 绘制关系曲线 $\nabla_0 = f(t)$ (图 D.0.3—2), 从中查取断面 0—0 处的最高水位 $\nabla_{0\max}'$ 。图 D.0.3—2 中的 ∇_{00} 为断面 0—0 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。

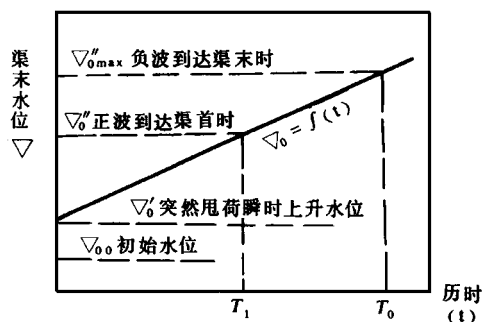


图 D.0.3—2 渠末水位随时间变化关系图

D.0.4 水电站突然增荷时, 前池—引水渠道系统最低水位计算(图 D.0.4—1), 其方法与 D.0.3 相

类似, 只是应先计算逆行负涌波, 然后再计算顺行正涌波(即反射波), 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。

第一阶段仍是用式(D.0.2-1)和式(D.0.2-2)计算出断面 0-0 相应于电站增加负荷时刻的波高 ξ_0 和波速 C_0 。这时, 如果初始流量 $Q_0 = 0$, 则应相当有 $V_{\infty} = 0$ 。显然, 断面 0-0 在电站突然增加负荷以后的瞬时降低水位高程为(图 D.0.4-2):

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

利用简化公式(D.0.4-2)决定水量 W_n :

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

式中 B_{n0} 和 B_{00} ——断面 $n-n$ 和 0-0 处初始的水面宽度;

η_0 ——在断面 0-0 处相应于 Δt_n 时段末的水位下降值。

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

\bar{C} 为两断面间涌波的平均传播速度[参见式(D.0.3-3)]。依断面 $n-n$ 和断面 0-0 间的流量连续条件和缓变流动条件可有:

$$\Delta Q'_n = 2\bar{K}\sqrt{I'} - 2Q_0 - \Delta Q_0 \quad (\text{D.0.4-4})$$

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' ——坡降;

Δ_n ——断面 $n-n$ 和断面 0-0 间自由水面初始的降落差值。

借助上述方法, 任设一个 ξ_n 值进行计算, 直到所设的 ξ_n 值满足式(D.0.2-2)所求出的 C_n 值为止。并依次求出沿程各断面的 ξ 值和渠首断面 $L-L$ 的 ξ_L 值。逆行负涌波传播到断面 $L-L$ 的总历时

$$T_1 = \sum_{i=1}^k \Delta t_i \quad (\text{D.0.4-5})$$

当 $t = T_1$ 时刻, 渠首断面 $L-L$ 的水位:

$$\nabla_L = \nabla_{00} - \xi_L \quad (\text{D.0.4-6})$$

随着逆行负涌波向上游推进, 在断面 0-0 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, 可求得断面 0-0 的水位 ∇''_0 , 见图 D.0.4-2。

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断面 0-0 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 AB (图 D.0.4-1), 其坡降由下式决定:

$$I_L = \frac{\nabla_L - \nabla''_0}{L} \quad (\text{D.0.4-7})$$

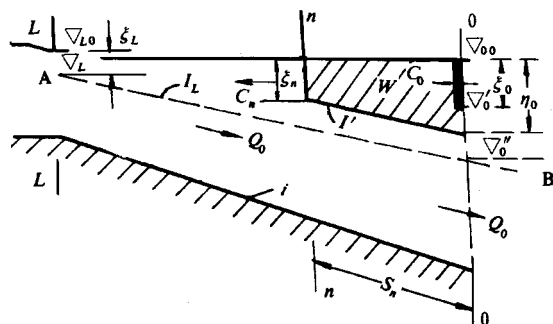


图 D.0.4-1 水电站突然增负荷时涌波分析示意图

且在正涌波推进的全部时间内, 波流量保持不变, 并等于断面 $L-L$ 在负波到达该断面时的流量即:

$$Q_L = Q_0 + C_L B_L \xi_L \quad (\text{D.0.4-8})$$

反射波的传播速度仍采用式(D.0.3-12)计算。逐段计算出负涌波通过各该渠段所需的时间。求出反射波从断面 $L-L$ 推进到断面 0-0 的时间 T_2 [见式(D.0.3-13)], 进而得到涌波往返一次的总历时 T_0 [见式(D.0.3-14)]。

第三阶段, 绘制 $\nabla_0 = f(t)$ 关系图(图 D.0.4-2), 从中查取断面 0-0 处的最低水位 $\nabla_{0\min}$ 。

D.0.5 对于自动调节渠道, 采用圣维南方程的数值解法, 图 D.0.4-2 渠末水位随时间变化关系图

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: 电站丢弃满负荷水流稳定后(涌波已消失), 全部流量从侧堰溢出时, 这样:

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 $Q_0 > Q_p$, 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, 其处理方法同本条第 1 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本条第 1 款的方法处理, 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。

对重要工程或布置条件复杂时宜进行水工模型试验。

