

中华人民共和国水利行业标准

SL 482—2011

灌溉与排水渠系建筑物设计规范

Code for design of irrigation and drainage
canal system structures

2011-03-08 发布

2011-06-08 实施



中华人民共和国水利部 发布

前 言

根据水利部水利水电规划设计管理局水总局科〔2001〕1号文《关于下达2001年度水利水电勘测设计技术标准制定、修订项目计划及主编单位的通知》和《水利技术标准编写规定》(SL 1—2002)制定。

本标准共14章45节325条和7个附录,主要包括以下内容:总则、术语和符号、建筑物级别划分和洪水标准、基本规定,以及渡槽、倒虹吸管、涵洞、水闸、隧洞、跌水与陡坡、排洪建筑物、农桥、量水设施等九类常用渠系建筑物(设施)的总体布置、结构型式构造、水力设计、结构设计及其安全监测地基与基础等。其中对水闸和隧洞两类建筑物只做出了其用于灌排渠系时的具体规定,以避免与现行《水闸设计规范》(SL 265—2001)和《水工隧洞设计规范》(SL 279—2002)过多重复。对农桥仅规定了灌排渠系管理范围内的桥梁应共同遵守的设计要求,以及农桥设计等级及荷载标准,其具体设计应参照交通运输部现行公路桥涵系列设计规范执行。对量水设施主要是规定了灌排渠系量水测站布置、量水方法选择和量水设施选型及其结构设计等,而量水设施的具体尺寸、量测误差估算和操作管理等应参见《灌溉渠道系统量水规范》(GB/T 21303—2007)等规范。

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管理局

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: 陕西省水利电力勘测设计研究院

本标准参编单位: 四川省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

武汉大学

陕西省水利电力工程咨询有限责任公司

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：崔蕴崇 刘 斌 陈 莉 陈武春

许晓会 惠焕利 李喜荣 何丕廉

王光春 艾克明 宋友海 王长德

夏富洲

本标准审查会议技术负责人：黄浩泉

本标准体例格式审查人：陈登毅

目 次

1	总则	1
2	术语和符号	3
2.1	主要术语	3
2.2	符号	5
3	建筑物级别划分和洪水标准	7
3.1	渠系建筑物级别划分	7
3.2	洪水标准	7
4	基本规定	9
4.1	建筑物类型选择	9
4.2	总体布置原则	9
4.3	结构设计计算基本规定	10
4.4	地基处理原则	13
5	渡槽	14
5.1	一般规定	14
5.2	总体布置	14
5.3	结构型式和构造	16
5.4	水力设计	20
5.5	结构设计	21
5.6	地基与基础	28
6	倒虹吸管	34
6.1	一般规定	34
6.2	总体布置	34
6.3	水力设计	37
6.4	结构设计	38
6.5	管座	46
6.6	细部结构设计	47

7	涵洞	49
7.1	一般规定	49
7.2	总体布置	49
7.3	水力设计	53
7.4	结构设计	53
8	水闸	55
9	隧洞	57
10	跌水与陡坡	59
10.1	一般规定	59
10.2	总体布置	59
10.3	水力设计	63
10.4	结构设计	64
11	排洪建筑物	66
11.1	一般规定	66
11.2	总体布置	66
11.3	水力设计	69
12	农桥	70
12.1	一般规定	70
12.2	总体布置	71
12.3	农桥荷载标准	73
13	量水设施	76
13.1	一般规定	76
13.2	量水测站布置	76
13.3	量水方法选择	78
13.4	利用渠系建筑物量水	78
13.5	标准断面量水	80
13.6	堰槽量水	81
13.7	结构设计	85
14	安全监测设计	86
14.1	一般规定	86

14.2	监测项目	87
14.3	监测方法	88
14.4	监测资料整编	89
附录 A	荷载计算	90
附录 B	渡槽设计计算	97
附录 C	倒虹吸管设计计算	105
附录 D	涵洞水流流态判别及过流能力计算	117
附录 E	无压隧洞设计计算	121
附录 F	跌水与陡坡设计计算	129
附录 G	量水设施设计计算	133
	标准用词说明	152
	条文说明	153

1 总 则

1.0.1 为适应水利工程建设需要，统一灌溉与排水渠系建筑物设计标准，特制定本规范。

1.0.2 本标准适用于非航运灌溉渠道与排水沟道（以下统称为渠道）上新建、扩建的大、中型渠系建筑物设计，加固、改建的渠系建筑物设计可参考使用。

特殊重要的大型渠系建筑物设计应专门研究。

1.0.3 渠系建筑物设计应符合所在渠道工程总体设计、水土保持和环境保护等方面的要求。

1.0.4 渠系建筑物设计中应全面搜集和分析基本资料，进行必要的勘测和科学试验，积极采用新结构、新技术、新材料、新工艺、新方法。

1.0.5 渠系建筑物的混凝土结构设计应执行现行水利行业标准《水工混凝土结构设计规范》（SL 191—2008）。农桥的混凝土结构设计也可执行现行公路系列设计规范。

1.0.6 本标准引用了下列标准，使用时应注意引用下列标准可能的最新版本：

《碳素结构钢》（GB/T 700—2006）

《灌溉渠道系统量水规范》（GB/T 21303—2007）

《砌体结构设计规范》（GB 50003—2001）

《建筑结构荷载设计规范》（GB 50009—2001）

《河流流量测验规范》（GB 50179—93）

《灌溉与排水工程设计规范》（GB 50288—99）

《泵站设计规范》（GB/T 50265—2010）

《水工建筑物测流规范》（SL 20—92）

《堰槽测流规范》（SL 24—91）

《水利水电工程设计洪水计算规范》（SL 44—2006）

- 《土石坝安全监测技术规范》(SL 60—94)
- 《水利水电工程钢闸门设计规范》(SL 74—95)
- 《水工混凝土结构设计规范》(SL 191—2008)
- 《水工建筑物抗震设计规范》(SL 203—97)
- 《水工建筑物抗冰冻设计规范》(SL 211—2006)
- 《溢洪道设计规范》(SL 253—2000)
- 《水闸设计规范》(SL 265—2001)
- 《水工隧洞设计规范》(SL 279—2002)
- 《水电站压力钢管设计规范》(SL 281—2003)
- 《水利血防技术规范》(SL 318—2011)
- 《水文测船测验规范》(SL 338—2006)
- 《水文缆道测验规范》(SL 443—2009)
- 《混凝土大坝安全监测技术规范》(SDJ 336—89)
- 《玻璃纤维增强塑料夹砂管》(CJ/T 3079—1998)
- 《预应力钢筒混凝土管》(JC 625—2005)
- 《公路工程技术标准》(JTG B01—2003)
- 《公路桥涵通用设计规范》(JTG D60—2004)
- 《公路工程水文勘测设计规范》(JJG C30—2002)
- 《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)
- 《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1—2005)
- 《铁路桥涵地基与基础设计规范》(TB 10002.5—2005)

1.0.7 灌溉与排水渠系建筑物设计除应符合本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 主要术语

2.1.1 渠系建筑物 canal system structure

在灌溉或排水渠道系统上为了控制、分配、测量水流，通过天然或人工障碍，保证渠道安全运用而修建的建筑物的总称。

2.1.2 渡槽 aqueduct (flume)

渠道跨越河渠、溪谷、洼地和道路时所修建的桥式交叉渠系建筑物。

2.1.3 梁式渡槽 beam-type aqueduct

输水槽身兼作承重梁或以梁为主要承重结构的渡槽。

2.1.4 拱式渡槽 arch-type aqueduct

以拱圈为主要承重结构的渡槽。

2.1.5 桁架拱渡槽 arch-truss aqueduct

以桁架拱或拱形桁架为主要承重结构的渡槽。

2.1.6 倒虹吸管 inverted siphon

渠道通过河渠、溪谷、洼地或道路时，敷设于地面或地下的具有虹吸作用的下凹式压力输水管道。

2.1.7 涵洞 culvert

横穿填方渠堤、路基而埋设的具有封闭形断面的输水、泄水或交通建筑物。

2.1.8 交通涵洞 traffic culvert

通行车辆或行人的专用涵洞。

2.1.9 涵洞式水闸 culvert-type sluice

闸室为涵洞型的水闸。

2.1.10 分水闸 diversion sluice

干渠以下各级渠道首部用以控制引水流量的水闸。

2.1.11 排水闸 drainage sluice

用以安全排出渠道中多余水量的水闸。

2.1.12 隧洞 tunnel

穿越山丘、高地开凿而成的具有稳定封闭形断面的输水、泄水或交通通道。

2.1.13 跌水 drop

使上游渠道水流自由跌落再平顺流入下游渠道的建筑物。

2.1.14 陡坡 chute

使上游渠道水流沿急流明槽下泄平顺流入下游渠道的建筑物。

2.1.15 排洪建筑物 flood-releasing works

导引天然洪水径流安全汇入、排出、跨越或横穿渠道的建筑物。

2.1.16 平交建筑物 level crossing structure

渠道与另一水道相交时修建的有共同流床的建筑物。

2.1.17 溢流侧堰 overflow side weir

沿渠堤设置从顶部安全宣泄渠道中多余水量的开敞式建筑物。

2.1.18 虹吸溢流堰 siphon overflow weir

沿渠堤设置利用虹吸作用自动快速宣泄渠道中多余水量的建筑物。

2.1.19 农桥 countryside bridge

四级公路以下的等外级乡村道路或渠堤检修路上的跨渠桥。

2.1.20 量水设施 measures the water facility

用以量测渠水流量（水量）的专用建筑物。

2.1.21 量水设备 measures the water equipment

用以量测渠水流量（水量）的专用仪表工具。

2.1.22 长喉道槽 long-throat flume

设置于明渠上能使通过其较长、规则收缩段的水流形成临界流态的专业量水建筑物，也称临界水深槽。

2.2 符 号

2.2.1 荷载

F ——支座摩阻力；

P_d ——作用于墩（架）上的漂浮物或船只撞击力；

P_f ——作用于墩（架）上的水流动水压力；

W_k ——作用于渡槽表面的风压力；

ΣN ——作用于基底面所有铅直力的总和；

ΣP ——作用于基底面所有水平力的总和；

ΣM ——计算截面上所有作用力（包括铅直向和水平向）对计算截面形心轴的力矩之和。

2.2.2 材料性能参数

E ——材料的弹性模量；

f_b ——支座摩擦系数；

f_c ——基底面与地基土之间的摩擦系数；

α ——线膨胀系数；

γ_w ——水的容重；

ρ_s ——泥沙颗粒密度。

2.2.3 几何特征

A ——过水断面面积；

B ——过水断面宽度；

b ——过水断面底宽；

b_c ——矩形跌口宽度；

b_{cB} ——梯形跌口底宽；

b_s ——单级跌水消力池宽度；

r ——管的平均半径（ r_0 、 r_1 分别为管的内半径、外半径）；

δ ——管壁厚度。

2.2.4 计算指标

K_c ——抗滑稳定安全系数；

K_f ——混凝土抗裂安全系数；

K_0 ——抗倾覆稳定安全系数。

2.2.5 计算参数

h_b ——槽（桥）墩局部冲刷深度；

h_p ——槽（桥）下断面一般冲刷后最大水深；

Q ——流量；

q ——单宽流量；

v ——流速；

T_d ——倒虹吸管内壁温差；

y_c ——长喉道槽临界流控制断面水深；

Δt ——温度变幅；

Δz ——进出口上下游水面总落差；

ω_0 ——泥沙沉降速度。

2.2.6 计算系数

C_d ——长喉道槽流量修正系数；

C_v ——长喉道槽流速修正系数；

C_F ——长喉道槽边界层阻力系数；

m ——流量系数；

φ ——流速系数；

ε ——侧向收缩系数；

σ_s ——淹没系数；

ξ ——局部阻力损失系数。

3 建筑物级别划分和洪水标准

3.1 渠系建筑物级别划分

3.1.1 渠系建筑物的级别，应参照 GB 50288—99 渠道级别划分标准，按表 3.1.1 确定，且不应低于其所在渠道的工程级别。

表 3.1.1 渠系建筑物的分级指标

渠系建筑物级别	1	2	3	4	5
设计流量 (m ³ /s)	>300	300~100	100~20	20~5	<5

3.1.2 与铁路或公路交叉布置的渠系建筑物，其级别不应低于该铁路或公路的工程级别，且应满足其有关建筑净空的相应规定。

3.1.3 在堤防上修建的渠系建筑物，其级别不应低于所在堤防工程的级别。

3.1.4 与其他水利水电工程建筑物合建的渠系建筑物，其工程级别应按合建中各个建筑物的最高级别确定。兼有多种用途的渠系建筑物，其工程级别应按不同用途对应的最高级别确定。

3.1.5 2~5 级的渠系建筑物当具备下列条件之一时经论证并报主管部门批准后，其工程级别可提高一级，但防洪标准不予提高。

- 1 所处位置或者作用特别重要者。
- 2 失事后将造成重大灾害和损失者。
- 3 初次采用新型结构者。
- 4 大跨度或高支撑结构的渡槽。
- 5 高水头或大落差的倒虹吸管、陡坡和多级跌水。

3.2 洪水标准

3.2.1 渠系建筑物设计洪水标准，应按表 3.2.1 确定。其校核

洪水标准应视建筑物的具体情况和需要研究决定。

表 3.2.1 渠系建筑物设计洪水标准

建筑物级别	1	2	3	4	5
设计防洪标准 (重现期, a)	100	50	30	20	10

3.2.2 潮汐河口处渠系建筑物设计洪水标准, 根据其级别应按表 3.2.2 确定。

表 3.2.2 潮汐河口外渠系建筑物设计洪水标准

建筑物级别	1	2	3	4	5
防洪标准 (重现期, a)	≥ 100	100~50	50~20	20~10	10

3.2.3 防洪堤或挡潮堤上的渠系建筑物, 其洪水标准应不低于所在堤防的洪水标准。

4 基本规定

4.1 建筑物类型选择

4.1.1 渠系建筑物的建设位置和类型，应根据灌溉和排水区总体规划要求，按照确保渠道正常运行的原则，结合地形、水文、地质、施工、环保、水保、材料、交通、运行、管理和美观条件，经技术经济比较确定。

4.1.2 渠系建筑物的类型可分为下列六种：

- 1 交叉建筑物——渡槽、倒虹吸管、隧洞、涵洞。
- 2 控制建筑物——分水闸、节制闸、防洪闸、挡潮闸、退水闸。
- 3 连接建筑物——跌水、陡坡、跌井。
- 4 排洪建筑物——排洪槽（桥）、渠下涵洞、溢流侧堰、虹吸溢流堰、平交式排洪建筑物。
- 5 交通建筑物——农桥、交通涵洞。
- 6 量水建筑物——各种量水设施和兼有量水作用的渠系建筑物的总称。

4.1.3 渠系建筑物的类型应适应地区经济发展程度和地区特殊要求，遵循成功经验。有抗冻、防血吸虫病等特殊要求的渠系建筑物，应执行 SL 211—2006、SL 318—2011 等相关标准规定选用适宜的类型或采取相应的设计措施。

4.1.4 确定渠系建筑物的类型时，以每条渠道为单位估算其上各种类型渠系建筑物的总水头损失值和造价，应符合渠道规划给予的允许值。否则应调整渠系建筑物类型或个数，甚至改变渠道设计。

4.2 总体布置原则

4.2.1 灌溉渠道的渠系建筑物应按设计流量设计、加大流量校

核，排水沟道的渠系建筑物仅按设计流量设计。同时应满足水面衔接、泥沙处理、排泄洪水、环境保护、施工、运行管理的要求，适应交通和群众生活、生产的需要。

4.2.2 渠系建筑物宜布置在渠线顺直、水力条件良好的渠段上，在底坡为急坡的渠段上不应改变渠道过水断面形状、尺寸或设置阻水建筑物。

4.2.3 渠系建筑物宜避开不良地质渠段。不能避开时，应选用适宜的布置型式或地基处理措施。

4.2.4 顺渠向的渡槽、倒虹吸管、节制闸、陡坡与跌水等渠系建筑物的中心线应与所在渠道的中心线重合。跨渠向的渡槽、倒虹吸管、涵洞等渠系建筑物中心线宜与所跨渠道的中心线垂直。

4.2.5 除倒虹吸管和虹吸式溢洪堰之外，渠系建筑物宜采用无压明流流态。

4.2.6 在渠系建筑物的水深、流急、高差大等开敞部位，以及临近高压线、重要管线及有毒有害物质等位置，应针对具体情况分别采取留足安全距离、设置防护隔离设施或醒目的警示标牌等安全措施。

4.2.7 渠系建筑物设计文件中应包含必要的安全运行规程、操作制度和安全监测设计。

4.3 结构设计计算基本规定

4.3.1 渠系建筑物的结构型式应根据地形、地质、水文气象、施工方法、环境保护、安全经济等条件，经技术经济比较后确定。通过城区、风景旅游区或重要的渠系建筑物，宜采用外形优美、与环境协调的结构型式。

4.3.2 渠系建筑物的结构除应满足强度、刚度和稳定要求外，还应根据所在部位的气候、环境和工作条件等情况，分别满足防淤、防堵、抗渗、抗冻、抗侵蚀、抗冲刷等要求。

4.3.3 位于地震烈度 7 度及以上地震区的渠系建筑物应按照 SL

203—97 规范规定进行抗震计算并采取相应的抗震措施。位于地震烈度 7 度以下地震区的渠系建筑物可不进行抗震计算，但应采取必要的抗震措施。

4.3.4 渠系建筑物主要承载受力部位的混凝土强度等级不应低于 C25，其伸缩缝处应设置便于更换的止水设施，必要时宜采用两道以上不同型式的止水设施。

4.3.5 渠系建筑物上作用的永久荷载、可变荷载和偶然荷载应包括以下内容：

1 永久荷载应包括以下内容：

- 1) 结构、上部填料和永久设备自重；
- 2) 土压力；
- 3) 泥沙压力；
- 4) 围岩压力；
- 5) 预应力；
- 6) 其他出现机会较多的荷载。

2 可变荷载应包括以下内容：

- 1) 静水压力；
- 2) 扬压力（包括渗透压力和浮托力）；
- 3) 动水压力（包括水流离心力、水流冲击力、水流拖曳力、脉动压力等）；
- 4) 漂浮物或船只撞击力；
- 5) 浪压力；
- 6) 外水压力；
- 7) 风压力；
- 8) 雪荷载；
- 9) 冰压力（包括静冰压力和动冰压力）；
- 10) 土的冻胀力；
- 11) 人群荷载；
- 12) 车辆荷载；
- 13) 温度荷载；

- 14) 土壤孔隙水压力;
- 15) 灌浆压力;
- 16) 混凝土收缩及徐变影响力;
- 17) 支座摩阻力;
- 18) 施工荷载;
- 19) 其他出现机会较多的荷载。

3 偶然荷载应包括以下内容:

- 1) 校核水位的静水压力;
- 2) 地震荷载;
- 3) 其他出现机会较少的荷载。

4.3.6 上述荷载可按现行 SL 191—2008 的规定计算确定。

4.3.7 结构及其上部填料的自重应按其几何尺寸及材料密度计算确定。闸门、启闭机等其他设备的自重宜采用实际重量。

4.3.8 动水压力、漂浮物或船只撞击力、支座摩阻力、温度荷载及风压力计算见附录 A。

4.3.9 冰压力及土的冻胀力按 SL 211—2006 的规定计算确定。

4.3.10 人行桥上的人群荷载取 $2.5 \sim 3.5 \text{ kN/m}^2$, 根据实际情况也可适当加大。作用在栏杆立柱顶上的水平推力应不小于 0.75 kN/m , 作用在栏杆扶手上的竖向力应不小于 1.0 kN/m 。

4.3.11 车辆荷载应按本规范第 12 章的规定计算确定。

4.3.12 混凝土收缩在结构中引起的附加内力应按温降作用考虑; 混凝土徐变引起的应力松弛应采用对计算内力乘以影响系数的方式表达, 详见 5.5 节。

4.3.13 施工荷载应根据工程施工过程的实际情况确定。如采用吊装, 应考虑施工设备的重量及吊装时的动力荷载。施工设备的净重量应按实际重量确定, 其动力荷载应按施工设备及起吊构件的净重量乘以数值为 1.1 (手动) 或 1.3 (机动) 的动力系数计算。

4.3.14 荷载组合分为基本荷载组合和特殊荷载组合两类。

设计时应按作用在渠系建筑物上的最不利荷载组合进行结构

计算。各类渠系建筑物应采用的荷载组合已分示于本规范的有关章节，必要时还应增加其他不利的荷载组合。

4.4 地基处理原则

4.4.1 当渠系建筑物的地基不能满足承载力、变形、抗渗或抗冲刷等要求时，应同时采取一种或多种地基处理加固措施。

4.4.2 地基处理方案应结合渠系建筑物的结构特点、地基情况、施工条件、运行方式和环境保护要求，按照与基础及上部结构相协调、因地制宜、简便易行、合理可靠的原则，经技术经济比较后确定。

4.4.3 采用的地基处理方案应不污染地表水、地下水，不应产生持久强烈的振动或噪声，应保证周围已有的建筑物安全，减少对周围环境产生不利影响。

4.4.4 一座渠系建筑物应位于同一类型的地基上。对岩性不同的地基应采取工程处理措施。

4.4.5 岩石地基处理应遵循下列原则：

1 应清除全风化带、强风化带岩层，对弱风化带岩层至少应采取防渗和加固处理措施。

2 对存在的裂隙、软弱夹层、断层破碎带和溶洞，应选取换填、灌浆和浇筑混凝土盖塞等处理措施。

4.4.6 对承载力不足，存在湿陷、沉陷、膨胀、冻胀、冲刷、地震液化等不良物理现象的土基，应选取换填、预压、预浸水、夯实、保温、挤密等单项或综合加固措施，必要时采用桩基或沉井深基础。

4.4.7 地基处理设计应符合本规范各章关于总体布置、水力设计和结构设计的相关规定。

5 渡 槽

5.1 一 般 规 定

5.1.1 渡槽使用的建筑材料最低强度等级应符合下列规定：

1 所用混凝土的强度等级不宜低于表 5.1.1 的规定值。

表 5.1.1 混凝土最低强度等级

构件名称	渡槽级别		
	1	2、3	4、5
槽身、拱式渡槽主拱圈、墩帽	C30	C25	C25
排架	C25	C25	C20
墩身	C25	C20	C20

2 拱式渡槽所用石料的强度等级不应低于 MU30。

3 砌筑用砂浆的强度等级：对于 1~3 级拱式渡槽不应低于 M7.5，4~5 级拱式渡槽不应低于 M5。

5.1.2 应根据渡槽所处的环境条件类别和运用要求，对使用的圬工材料提出抗渗、抗冻、抗磨、抗侵蚀要求，并采取相应的构造措施。对位于三类、四类、五类和冻融比较严重的二类、三类环境条件的渡槽结构，其混凝土强度等级、砌石和砂浆强度等级应提高一级，并相应采用抗侵蚀性水泥等措施。

5.1.3 渡槽钢筋混凝土结构设计和所遵循的构造要求，应符合其强度、稳定性、抗裂（或限裂）和耐久性需要，且应对混凝土浇筑、拆模、养护和使用添加剂等施工重要环节作出规定。

5.2 总 体 布 置

5.2.1 渡槽应选择技术经济条件最佳的槽址和结构型式，且应控制和减少永久占地、植被破坏、弃渣流失等环境污染。

5.2.2 槽址选择应遵循下列原则：

1 应使渡槽和引渠长度较短、地质条件良好。

2 槽身轴线宜为直线，且宜与所跨河道或沟道正交。当受地形、地质条件限制槽身必须转弯时，弯道半径不宜小于6倍的槽身水面宽度，并考虑弯道水流的不利影响。大型渡槽宜通过模型试验确定。

3 跨河渡槽的槽址处河势应稳定，渡槽长度和跨度的选取应满足河流防洪规划的要求，减小渡槽对河势和上、下游已建工程的影响。

4 便于在渡槽前布置安全泄空、防堵、排淤等附属建筑物。

5.2.3 槽下净空应符合下列规定：

1 跨越通航河流、铁路、公路的渡槽，槽下净空应符合相关部门行业标准关于建筑限界的规定。

2 跨越非等级乡村道路的渡槽，槽下净空应根据当地通行的车辆或农业机械情况确定。其槽下最小净高对人行路应为2.2m、畜力车及拖拉机路应为2.7m、农用汽车路应为3.2m、汽车路应为3.5m。槽下净宽应不小于4.0m。

3 非通航河流（渠道）的校核洪水位（加大水位）至梁式渡槽槽身底部的安全净高应不小于1.0m（0.5m），拱式渡槽的拱脚高程宜略高于河流校核或最高洪水位。双铰拱的拱脚允许校核洪水位淹没但不宜超过拱圈高度的2/3，且拱顶底面至校核水位的净高不应小于1.0m。

5.2.4 渡槽进、出口建筑物布置应符合下列规定：

1 进、出口段宜布置在岩石或挖方土质渠槽上。其底部和两侧应按地质条件设计防漏、防渗、防伸缩沉陷措施和完善的排水系统，有效防渗设施长度均应大于5倍的渠道最大水深。

2 进、出口段与上、下游渠道应平顺连接，避免急转弯。确因地形、地质条件限制而必须转弯时，弯道宜设于距离渡槽进、出口直线长度大于3倍的渠道正常水深以外，且弯道半径宜不小于5倍的渠底宽。

3 进、出口渐变段长度应按两端渠道水面宽度与槽身水面

宽度之差所形成的进口水流收缩角和出口水流扩散角控制。进口水流收缩角宜为 $11^{\circ}\sim 18^{\circ}$ ，出口水流扩散角宜为 $8^{\circ}\sim 11^{\circ}$ 。

4 槽身和进、出口渐变段之间的连接段长度应根据情况具体布置。槽身和进、出口之间的接缝宜设不同类型的、可靠的双止水。

5.3 结构型式和构造

5.3.1 渡槽结构型式应根据渡槽级别、规模、地形、地质、地震、建筑材料、施工方法、环境条件、工期造价及运行管理要求等因素，因地制宜，经技术经济比较后确定。常用的梁式、拱式、桁架式、拱梁组合式及斜拉式等结构型式分别适用于下列条件：

1 地形开阔平坦，槽高不大，地质条件较差以及大型渡槽宜首选梁式渡槽。

2 窄深山谷地形，两岸地质条件良好，场地稳定，承载力较好，有施工场地时，宜采用单跨拱式或大跨度斜拉式渡槽。

3 槽高较大，地基良好或便于处理，施工场地开阔，宜采用桁架式或拱式渡槽。

4 水流湍急，通航放木，冰情严重河（渠）道上的渡槽，宜采用单跨跨越的结构型式。

5 多跨度的渡槽宜采用相同的结构型式和单跨跨度。槽址条件复杂时，采用的结构型式和单跨跨度不宜超过 3 种。

5.3.2 经技术经济比较后，可选用部分预应力或全预应力、单向或多向预应力混凝土结构。

5.3.3 槽身横断面应符合下列要求：

1 槽身横断面的常用型式有矩形和 U 形两种，应根据设计流量、运行要求及建筑材料条件等经技术经济比较后确定。矩形横断面槽身包括有、无拉杆侧墙式、肋板式、多纵梁式、箱式以及多箱梁式。

2 梁式渡槽矩形和箱形槽身的深宽比宜采用 $0.6\sim 0.8$ ，不

兼作纵梁受力或因特殊要求而加宽的矩形槽身不受此限制。箱式横断面在加大水面以上的通气面积不应小于 15% 和 0.4m 以上的通气净空高度。

3 槽身侧墙顶端厚度不宜小于 12cm，侧墙底部厚度由计算确定。矩形槽身高度与槽壁厚度之比宜为 12~16，肋板式矩形槽身高度与槽壁厚度之比宜采用 18~21，槽身高度与槽壁厚度之比大于 15 的 U 形槽身应论证槽身的稳定性。

4 梁式渡槽 U 形槽身的深宽比宜采用 0.7~0.9，拱式渡槽 U 形槽身的深宽比应适当减小。U 形槽身的槽壁顶端应加大形成顶梁，顶梁面积（不含槽壁厚）宜为槽身横断面的 15%~18%。跨宽比不小于 4 的 U 形槽槽底弧形段宜加厚。U 形槽身两端应设置端肋，端肋外形轮廓宜为倒梯形或折线型。

5 槽身顶部宜设拉杆。拉杆间距应与槽身侧墙的刚度和计算方法相适应。

6 3 级及 3 级以上的渡槽可采用双槽或多槽式布置。

7 位于寒冷和严寒地区，三类、四类、五类环境条件的渡槽不宜采用薄壁结构型式。

5.3.4 钢筋混凝土结构的简支梁式槽身单跨跨度宜采用 8~15m，双悬臂梁式槽身分节长度宜采用 15~30m。预应力混凝土结构大型渡槽槽身宜采用简支梁式，其单跨跨度宜采用 25~50m。槽身距地面高度较大、地基条件较好或基础施工困难的宜选用上述的跨度上限值。

5.3.5 拱式渡槽圬工主拱圈的结构型式有板拱、肋拱、箱形拱等，应根据渡槽规模、拱圈跨度、建筑材料以及施工方法等因素合理选用，并应符合下列要求：

1 主拱圈跨度宜采用 30~40m。其矢跨比宜选用以下值：板拱、肋拱 1/6~1/3，箱形拱、刚架拱 1/10~1/6，桁架拱 1/8~1/4。

2 主拱圈宽度宜与槽身结构宽度相同。主拱圈宽度与跨度之比不宜小于 1/20，对大跨度小流量的拱式渡槽，亦不宜小于

1/30。单拱跨度不大于 40m 时宜采用等截面主拱圈，大于 40m 时应采用从拱顶至拱脚逐渐加大截面高度的变截面主拱圈。

3 主拱圈的拱轴线应与渡槽正常运用期荷载产生的压力线接近，在拱圈截面上不宜出现拉应力和不均匀的压应力。

4 主拱圈的拱顶宜略低于或接触槽身底面。

5 板拱主拱圈可采用实体式或空箱式横截面。空箱式板拱主拱圈的顶、底板厚度不应小于 8cm，两侧腹板厚度不应小于 9cm，箱腹挖空面积宜为箱体全截面的 50%~70%。

6 肋拱式拱圈可采用无铰、两铰或三铰的分离式肋拱结构，肋拱横截面可采用矩形、工字形或箱形。矩形截面肋拱的拱顶厚度宜为拱跨的 1/60~1/40，截面高度与宽度之比宜为 1.5~2.5。拱肋之间沿纵向每隔一定距离，以及在拱肋上设有排架和设铰断面处，应设置与拱肋刚性连接的横系梁。横系梁截面的最小边长不应小于其长度的 1/15。拱肋上排架间距可采用 3~6m 或拱肋宽度的 15 倍。

7 横墙腹拱式空腹拱渡槽的腹拱跨径宜为主拱圈跨径的 1/15~1/8，主拱圈跨径大时取较小值。腹拱可采用等厚度圆弧拱或半圆拱。浆砌石腹拱厚度宜不小于 30cm，混凝土腹拱厚度宜不小于 15cm。

8 实腹拱的拱上结构两端与槽台之间应设置竖向变形缝，主拱圈跨度较大时，拱顶位置应加设竖向变形缝，多跨实腹拱式渡槽的槽墩顶部的上部结构应设竖向变形缝。空腹式渡槽与墩台相邻的腹孔应采用三铰拱，其他腹拱宜采用三铰拱或两铰拱。铰所在断面的上部结构均应设置竖向变形缝。

9 无铰拱的主拱圈与墩台之间应采用刚性连接，未经妥善处理的软土地基上不宜采用无铰拱结构。三铰拱或两铰拱主拱圈上的铰结构设计应确保起到铰的作用。

10 严寒地区拱式渡槽的主拱圈应采用较大的矢跨比和较小的拱轴系数，拱上建筑及构造措施应能适应较大的温度变形要求。

5.3.6 梁式及拱式桁架渡槽应符合下列要求：

1 梁式桁架宜取高跨比为 $1/10 \sim 1/5$ 、桁架节间距为 $3 \sim 6\text{m}$ 。

2 上承梁式桁架的高跨比宜为 $1/6 \sim 1/3$ ，其竖杆位置应使各节间的槽身纵向弯矩值接近且间距不宜小于 5m 。下承梁式桁架的上弦拱轴线宜采用二次抛物线（或采用折线拱或平行弦桁架），其高跨比宜为 $1/10 \sim 1/5$ 。

3 桁架拱拱形弦杆的轴线宜采用二次抛物线或悬链线。桁架节间距宜为跨度的 $1/15 \sim 1/10$ ，桁架拱片各杆截面宽度宜为 $20 \sim 50\text{cm}$ 。上承拱式桁架的下弦杆截面高度宜为跨度的 $1/85 \sim 1/70$ ，下弦杆与上弦杆的刚度比宜大于 6 ，腹杆与上弦杆的刚度比宜小于 1 。复拱式桁架上、下弦杆的刚度比宜采用 $3 \sim 4$ ，竖杆截面宽度宜不大于下弦杆的截面高度。中承式及下承式桁架拱的杆件尺寸可参考上述规定确定。

4 各榀桁架片之间应采用横向联系杆刚性连接成整体结构。

5.3.7 排架、槽墩或墩台等下部支承结构应符合下列规定：

1 排架高度小于 20m 时宜采用单排架， $20 \sim 35\text{m}$ 时宜采用双排架。A 字形排架宜在顺槽向或横槽向一个方向上布置。受水流冲击的排架下部应采用重力式实体墩（混合式墩架）或全部重力墩。采用桩基础的渡槽宜采用桩柱式槽架。作用于排架的竖向荷载应通过排架立柱组合中心，排架柱底部与基础或重力墩之间宜采用固接方式，有特殊要求时可采用铰接方式连接。

2 重力式槽墩的墩高为 $8 \sim 15\text{m}$ 时宜采用浆砌石或混凝土实体墩，墩高为 $15 \sim 40\text{m}$ 时宜采用混凝土或钢筋混凝土空心重力墩。钢筋混凝土空心重力墩的墩壁厚度不应小于 30cm ，混凝土空心重力墩的墩壁厚度不应小于 50cm 。空心墩墩帽下应设置实体过渡段，空心墩内应视应力分布情况沿高度方向每隔 $2.5 \sim 4.0\text{m}$ 设置水平状钢筋混凝土横隔板或横梁，或设置直立的纵向隔板。

3 多跨连拱式渡槽每隔 $3 \sim 5$ 跨应设置一个加强墩。两侧拱跨对称的拱式渡槽混凝土中墩墩顶厚度宜为拱跨的 $1/25 \sim 1/15$ ，浆砌石中墩墩顶厚度宜为拱跨的 $1/20 \sim 1/10$ ，且不应小于

80cm。当槽墩两侧拱跨不对称时，应根据地基和墩体受力条件调整槽墩两侧拱脚（及墩顶）高程和拱矢跨比。

4 槽台应根据地质和槽台高度等条件分别选用轻型、重力式、U形、箱型或桩板组合等结构型式，其布置应满足稳定、地基承载力及沉降要求。轻型槽台和重力式槽台高度不宜大于5m，台身背面应设置集水反滤系统和减压排水孔。台背填土应提出设计密实度要求，其表面应采取排水和防冲蚀措施。

5.3.8 简支梁式槽身的支座型式宜取高程较低端为固定支座，另一端为活动支座。对于多跨简支梁式槽身，各跨的固定支座与活动支座应相间排列。同座渡槽墩（架）顶部同一侧的支座型式应相同。中、小型渡槽的固定支座宜用平面钢板支座或板式橡胶支座，活动支座宜用切线钢板支座或滑动板式橡胶支座。大型渡槽固定支座宜用盆式橡胶支座，活动支座宜用单向或多向盆式橡胶活动支座。

5.4 水力设计

5.4.1 水力设计内容包括选择槽身纵向底坡、确定槽身过水断面尺寸、通过水面衔接计算确定渡槽底部纵向各部高程，具体应符合下列规定：

1 槽身底坡应为缓坡（排洪渡槽除外），槽内设计流速宜为1.0~2.5m/s。

2 槽身过水断面应按通过加大流量时尚有足够槽壁超高的要求确定。通过设计流量时矩形断面的超高应不小于槽内水深的1/12加0.05m，U形断面超高应不小于槽身直径的1/10。通过加大流量时槽中水面与无拉杆槽身顶部或有拉杆槽身的拉杆底部高差不应小于0.1m，平面中轴线为曲线的槽内水深应取弯道处槽内横向最大水深值。

3 水面衔接计算应先计算通过设计流量时渡槽的总水面降落值，若该值略小于或等于渠道规划分配给渡槽的允许值，据此初定槽身首端、末端及渡槽出口端渠道的底部高程。通过加大流

量时由渡槽出口端渠底高程向上推求的进槽水深壅高值不宜超过槽前上游渠道水深的 1%~3%，槽内水面不应出现较大的降落或壅高现象，否则应重复以上步骤再行计算。

4 寒冷和严寒地区的渡槽槽身出口端底部高程宜高于该处的渠底高程，或在槽身末端底部设置泄空排水阀。

5 以上的水力设计计算公式见附录 B.1。

6 渡槽墩台冲刷包括河床自然演变冲刷、槽下断面的一般冲刷和局部冲刷，其计算方法及计算公式参见 JTG C30—2002 第 7 章的规定。

5.4.2 重要、大型渡槽的过水能力、各部位水头损失、水面衔接状态以及采用的消除槽内涌浪、旋涡、壅水、落水等各种措施，应经水工模型试验验证。

5.4.3 扩建、改建渡槽的槽身材料或槽下河（渠）道的砌护材料发生改变时，应相应调整糙率值进行核算。

5.5 结构设计

5.5.1 渡槽结构应满足强度、刚度、稳定性、耐久性、抗裂或限裂要求，严寒地区渡槽的抗冻性要求应满足 SL 211—2006 规定。

5.5.2 上部输水结构、下部支承结构和基础等结构各成独立单元的渡槽，应根据力的传递关系和各部分的具体结构型式，分别进行结构分析。组合拱式渡槽及其他上部槽身与下部支承结构联合受力的渡槽，则应按整体结构进行结构分析。

5.5.3 作用在渡槽上的荷载可分为永久荷载、可变荷载和偶然荷载三大类，其荷载项目见本规范第 4.3.5 条，荷载计算见附录 A。

5.5.4 混凝土收缩在超静定拱渡槽引起的附加内力，应按温度降低作用考虑，温度降低值应按表 5.5.4 确定。对重要的 1 级、2 级渡槽，其混凝土收缩对拱圈内力的影响宜经试验或专门研究确定。混凝土徐变引起的应力松弛，应按对计算拱圈内力乘以影响系数的方式确定。计算温度内力时影响系数应采用 0.7，计算收缩内力时影响系数应采用 0.45。

表 5.5.4 计算混凝土收缩附加应力按温度降低的取值

拱结构型式		相当于温度降低值 (°C)
整体现浇混凝土拱	一般地区	20
	干燥地区	30
整体现浇钢筋混凝土拱		15~20
分段浇筑的混凝土及钢筋混凝土拱		10~15
装配式钢筋混凝土拱		5~15
注：对于砌石拱圈计算混凝土收缩附加应力时按温度降低作用考虑的取值，应参考表中数值。		

5.5.5 设计时应将可能同时作用于渡槽的各种荷载进行组合。渡槽结构设计的荷载组合应按表 5.5.5 选用。

重要、特殊渡槽必要时尚应考虑其他可能的不利荷载组合。

表 5.5.5 荷载组合

荷载组合	计算情况	荷载														
		自重	水重	静水压力	动水压力	飘浮物冲击力	风压力	土压力	土的冻胀力	冰压力	人群荷载	温度荷载	混凝土收缩徐变影响力	预应力	地震荷载	其他
基本组合	设计水深、半槽水深	√	√	√	√	—	√	√	√	√	√	√	√	√	—	—
	空槽	√	—	√	√	—	√	√	√	√	√	√	√	—	—	
偶然组合	加大水深、满槽水深	√	√	√	√	—	√	√	√	√	√	√	√	—	—	
	施工情况	√	—	√	√	—	√	√	—	√	—	—	√	—	√	
	飘浮物撞击	√	—	√	√	√	√	—	—	—	√	√	√	—	—	
	地震情况	√	√	√	√	—	√	√	√	√	—	√	√	√	—	
注：温度荷载应分别考虑温升和温降两种情况。																

5.5.6 梁式渡槽槽身结构计算内容主要包括：纵向和横向断面的内力、正截面和斜截面强度、正截面抗裂（或限裂）及挠度验算。应根据具体结构型式选用相应的计算方法并符合下列规定：

1 梁式槽身（包括 U 形）跨宽比不小于 4 时，可按梁理论计算；跨宽比小于 4 时，应按空间问题采用弹性力学方法计算，4 级、5 级渡槽槽身也可近似按梁理论计算。对于实腹式、横墙腹拱式及上承式桁架拱等拱上槽身，应按连续弹性支承梁进行计算。

2 槽身跨高比不大于 5.0 时，应按深受弯构件设计。简支深受弯构件的内力可按一般简支梁计算。连续深受弯构件的内力，当跨高比小于 2.5 时应按弹性理论的方法计算，当跨高比不小于 2.5 时应按一般连续梁计算。深受弯构件的强度计算和抗裂验算方法应按 SL 191—2008 规定执行。

3 不设拉杆的矩形槽槽身横向内力分析时应按满槽及半槽水两种工况分别进行计算。有拉杆的矩形槽槽身横向内力分析时可不计算半槽水工况。

4 作为杆系计算内力的结构可按断面内力计算配置钢筋，U 形槽身可按总拉力法配置钢筋。对不能或不宜作为杆系计算内力，而由弹性力学方法或结构试验确定其应力分布的结构，应依照 SL 191—2008 第 13 章规定，按应力图形配置钢筋。梁式矩形槽身侧墙的横向受力钢筋不应兼作纵向斜截面抗剪钢筋。

5 渡槽纵向结构计算时，如槽身支座摩擦系数大于 0.1，则应考虑温降条件下支座摩阻力对槽身内力产生的不利影响。

6 预应力混凝土槽身应力分析宜采用梁理论和弹性理论相结合的方法，相互补充并进行验证。

7 渡槽槽身的最大挠度应按满槽水工况进行计算。简支梁式槽身计算跨度 $L \leq 10\text{m}$ 时，跨中最大挠度应小于 $L/400$ ，计算跨度 $L > 10\text{m}$ 时，跨中最大挠度应小于 $L/500$ 。对于双悬臂或单悬臂梁式渡槽的槽身，跨中挠度的限值同简支梁跨中挠度的限值，悬臂端挠度限值为：当悬臂段计算长度 $L' \leq 10\text{m}$ 时为

$L'/200$;当计算长度 $L' > 10\text{m}$ 时为 $L'/250$ 。预应力混凝土槽身最大挠度计算值应不含施加预应力所产生的反拱值。

8 重要的大、中型渡槽槽身应按抗裂设计, 4 级、5 级渡槽槽身宜按限裂设计, 最大裂缝宽度限值应符合 SL 191—2008 规范表 4.2.7 的规定。

5.5.7 U 形槽身端肋的结构计算, 当槽身按梁理论计算时, 端肋可近似按一次超静定计算, 梁高取中部最小截面的高度。当槽身按弹性理论计算时, 端肋应与槽身作为整体结构进行计算。

5.5.8 1 级、2 级以及跨度大、宽跨比大于 $1/20$ 的拱式渡槽, 应采用有限元法进行拱圈结构分析计算。跨度较小的 3~5 级拱式渡槽应采用结构力学的方法, 应分别计算纵向竖直荷载和横向风压作用下的拱圈结构内力, 并应符合下列规定:

1 超静定拱应计算因温度变化在拱圈内引起的附加应力。跨度小于 25m 、矢跨比不小于 $1/5$, 由砖石或混凝土预制块砌筑的拱圈, 不宜计入温度变化对拱圈内力的影响。

2 土质地基上的超静定拱, 应计算因墩台不均匀沉降、水平位移和转动引起的拱圈附加应力, 其内力计算成果宜折减 50% 。

3 无铰拱主拱圈应对拱顶、 $1/4$ 拱跨和拱脚三个截面进行强度与稳定验算。小跨径拱圈只需计算拱顶和拱脚两个截面, 大跨径拱圈应加算 $1/8$ 和 $3/8$ 拱跨两个截面, 上部支承结构为拱上排架的主拱圈应对拱顶、拱脚、拱顶和拱脚附近排架等所在截面、以及两排架中间的截面进行强度与稳定验算, 裸拱和裸拱肋在施工安装阶段的验算截面应根据实际情况确定。

4 砖石及混凝土主拱圈在荷载作用下的偏心距不应超过表 5.5.8-1 规定的容许偏心距。

5 按偏心受压构件计算的钢筋混凝土主拱圈, 应按 SL 191—2008 第 7.3.8 条的规定, 在其正截面受压承载力计算中考虑结构侧移和主拱圈挠曲引起的二阶效应附加内力。

表 5.5.8-1 偏心受压构件的容许偏心距 e_0

荷载组合	基本组合		偶然组合 1		偶然组合 4 (地震情况)		槽墩承受 单向推力
	中、小跨 径主拱圈	其他	中、小跨 径主拱圈	其他	中、小跨 径主拱圈	其他	
允许偏 心距	$\leq 0.6y$	$\leq 0.5y$	$\leq 0.7y$	$\leq 0.6y$	$\leq 0.8y$	$\leq 0.7y$	$\leq 0.7y$
注 1: 表中 y 为截面或换算截面重心至偏心方向截面边缘的距离 (mm); 注 2: 当混凝土构件截面受拉一边设有不小于截面面积 0.05% 的纵向钢筋时, 表 内规定值可增加 0.1y; 注 3: 当截面配筋率符合最小含筋率时, 按钢筋混凝土截面计算, 偏心距不受表 中规定限制。							

6 钢筋混凝土主拱圈最大裂缝宽度限值应符合 SL 191—2008 表 4.2.7 的规定。

7 采用无支架或吊装施工的主拱圈, 应按裸拱进行纵向稳定验算; 采用无支架或早期脱架施工的大、中跨径主拱圈, 拱上结构未与拱圈共同作用时, 应按主拱圈承受全部拱上荷载进行验算; 拱上排架无纵向联系且槽身筒支于排架顶部时, 应按主拱圈承受拱跨结构全部荷载进行验算。

8 长细比不大且矢跨比小于 1/3 的主拱圈, 不宜进行纵向稳定验算。长细比 $l_a/h_a > 30$ (矩形截面) 或 $l_a/\gamma_w > 104$ (非矩形截面) 的砖石及混凝土主拱圈 (l_a 为直杆的计算长度, h_a 为矩形截面偏心受压构件在弯曲平面内的高度, γ_w 为在弯曲平面内构件截面的回转半径)、长细比 $l_a/b_0 > 50$ 或 $l_a/i_0 > 174$ 的钢筋混凝土主拱圈 (b_0 为矩形截面短边尺寸, i_0 为截面最小回转半径), 拱圈的纵向稳定可按公式 (5.5.8-1) ~ 公式 (5.5.8-5) 验算。

$$N_m \leq \frac{1}{K_v} N_L \quad (5.5.8-1)$$

$$N_m = \frac{H_m}{\cos \varphi_m} \quad (5.5.8-2)$$

$$\cos\varphi_m = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f}{L}\right)^2}} \quad (5.5.8-3)$$

$$N_L = \frac{H_L}{\cos\varphi_m} \quad (5.5.8-4)$$

$$H_L = k_L \frac{EI_X}{L^2} \quad (5.5.8-5)$$

- 式中 N_m ——计算荷载作用下的平均轴向压力，kN；
 K_v ——纵向稳定安全系数，可采用 4~5；
 N_L ——拱圈丧失纵向稳定时的临界平均轴向压力，kN；
 H_m ——计算荷载作用下拱脚水平推力，kN；
 φ_m ——半拱的弦与水平线的夹角，(°)；
 f ——拱的计算矢高，m；
 L ——拱的计算跨度，m；
 H_L ——临界水平推力，kN；
 E ——拱圈材料的弹性模量，kN/m²；
 I_X ——主拱圈截面对水平主轴的惯性矩，m⁴，对于变截面拱圈，可近似采用 1/4 拱跨处截面惯性矩；
 k_L ——临界推力系数，等截面悬链线拱在均布荷载作用下的 k_L 值可参考表 5.5.8-2 确定。

表 5.5.8-2 等截面悬链线拱临界推力系数 k_L 值

支承条件	矢跨比				
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
无铰拱	74.2	63.5	51.0	35.7	25.0
双铰拱	36.0	28.5	19.0	12.9	8.5

9 当主拱圈宽跨比小于 1/20 或采用无支架施工时，应验算拱圈的横向稳定性，可按附录 B.2 的公式验算。

5.5.9 排架、槽墩、槽台等下部支承结构的强度计算应符合下列规定：

- 1 排架应按下端为固接或铰接分别验算横槽向和顺槽向的

强度。横槽向内力宜按平面刚架计算，立柱应按迎风面及背风面配筋计算中的大者对称配置受力钢筋。顺槽向单排架宜按顶端为铰或自由端的立柱进行强度验算，并考虑纵向弯曲的影响。采用预制吊装时还应验算仅承受单侧槽身荷载时的强度。顺槽向双排架可简化为平面刚架计算，A 字形排架宜简化为两个横槽向单排架（A 字形架在顺槽向）或单 A 字形排架（A 字形架在横槽向）计算。采用预制吊装的排架，应计算起吊时的强度，排架重力应按动力荷载计算。

2 梁式渡槽及拱式渡槽两侧拱跨结构对称相等的重力式槽墩，应验算墩身与墩帽结合面、校核洪水位时飘浮物（或船只）撞击点的墩身上下断面、墩身水平断面突变处、墩身与基础结合面的正应力和剪应力。两侧拱跨不等的不对称墩，应验算小跨拱脚下缘、大跨拱脚上缘与下缘、墩身与基础结合面以及墩面变坡截面的正应力和剪应力。桁架式加强墩除应验算墩帽与墩身结合面的应力外，还应根据结构内力计算成果对墩柱的不利截面进行应力验算。

3 槽墩应验算施工过程中两侧荷载不对称作用时的纵向强度。拱式渡槽的不对称墩，应验算运用期主拱圈承受最大竖向荷载并计入温升作用的情况。对加强墩应考虑一侧拱跨跨塌时另一侧为空槽加温升的工况。

4 槽台应根据其结构型式、运用工况和地基条件等验算整体抗滑、抗倾覆稳定性和地基承载力，并计算台身各水平断面的正应力和剪应力。U 形槽台两侧墙长度不小于同一水平截面前墙全长的 0.4 倍时，宜按整体 U 形截面验算其应力。轻型槽台不应产生沿基底面的滑动，但可绕基底面垂直渡槽水流方向的重心轴产生向岸坡方向的较小转动。

5 支承结构顶部的支座部位应进行局部承压应力验算，并应采取相应措施。

5.5.10 支座结构应满足强度要求，并能适应槽身因温度变化、混凝土收缩、徐变及荷载作用而引起的位移（线位移和角位移）。

支座结构的设计、计算方法宜参考桥梁工程的支座设计，大型渡槽及高地震烈度区渡槽的支座应进行专门研究。

5.6 地基与基础

5.6.1 渡槽基础应根据槽址处的工程地质、水文气象、建筑材料和施工方法等条件，结合渡槽结构型式，经技术经济比较后，合理选用浅基础、桩基础或沉井基础。

5.6.2 渡槽基础应满足强度、稳定性及耐久性要求。寒冷和严寒地区渡槽的基础设计尚应符合 SL 211—2006 的规定。

5.6.3 渡槽的地基允许承载力应根据地质勘察成果采用野外荷载试验、理论计算和类比法综合分析确定。地质情况和结构复杂的大、中型渡槽的地基允许承载力宜经原位测试确定。岩石地基上的小型渡槽也可参考附近桥涵建筑物的地质资料分析确定。

5.6.4 渡槽涉水墩台的基底最小埋置深度，应根据修建墩台后引起的槽下一般冲刷、局部冲刷、河床自然演变冲刷以及墩台基底在冲刷线以下的安全埋置深度计算确定。计算方法参见 JTG C30—2002 第 7 章的规定。

5.6.5 浅基础设计应遵守以下规定：

1 浅基础包括圬工刚性基础和整体板式基础、整体筏板式基础等柔性基础。用于地形较平坦、地基承载力易满足要求、地下水位埋深大、冻土深度浅、冲刷深度小的情况，应合理选用具体的基础结构型式、底面尺寸、埋置深度。

2 实体墩和空心墩宜采用刚性基础。基础顶面每边应大于槽墩底部外缘 25cm，基础底面面积应根据地基允许承载力计算确定；台阶式刚性基础深度应由材料的刚性角决定，满足材料刚性角要求的刚性基础可不作弯曲和剪切验算。刚性基础台阶的刚性角可按公式 (5.6.5) 计算确定：

$$\theta = \arctan \frac{C_i}{H_i} \leq [\theta] \quad (5.6.5)$$

式中 θ ——刚性角；

C_i ——基础第 i 阶的悬臂长度，m；

H_i ——基础第 i 阶的高度，m；

$[\theta]$ ——刚性角允许值，(°)，对于砌片石、块石、粗料石基础，当用 M5 及 M5 以上水泥砂浆砌筑时， $[\theta] = 35^\circ$ ；用低于 M5 的水泥砂浆砌筑时， $[\theta] = 30^\circ$ ；对于混凝土基础， $[\theta] = 40^\circ$ 。

3 排架结构宜采用整体板式基础，或采用在基础板上布置纵横向加强梁的整体筏板式基础。基础底面面积应根据地基允许承载力计算确定，基础板的厚度应满足抗冲切的强度要求。

5.6.6 渡槽浅基础应按横槽向和顺槽向分别验算基底应力。顺槽向还应验算相邻跨施工荷载不平衡的情况并应符合下列规定：

1 建于非岩石地基上的浅基础底面不容许出现拉应力。验算基底压应力时可假定应力沿基底呈直线分布，按偏心受压公式计算，基础底面边缘的最大压应力应小于地基的允许承载力。

2 建于基岩上的浅基础底面应力仍按偏心受压公式计算。当基底应力的合力偏心距 e_0 超出核心半径 ρ 时（ $\rho = W/A_f$ ，其中 W 为相应于应力较小基底边缘的截面抵抗矩， A_f 为基础底面积），应按受压区范围计算基底最大压应力。

3 浅基础基底面下有软土层时，软土层顶面所受的压应力不应超过该软土层顶面土的允许承载力。

5.6.7 非岩石地基上外部为超静定结构的渡槽基础，湿陷性黄土或软土上的基础，槽下净空要求较严格的渡槽基础，以及相邻墩台基础的基底应力或地基土质不同时，应计算地基沉降量。渡槽基础的地基最终沉降量宜按通过设计流量时的基本荷载组合采用分层总和法计算，地基压缩层计算深度宜按计算层面处土的附加应力与自重应力之比为 0.10~0.20（软土地基取小值，坚实地基取大值）的条件确定。运行期的地基沉降量应不大于渡槽墩

台基础的允许沉降量，相邻墩台运行期的地基沉降差应不大于渡槽墩台基础的允许沉降差。运行期墩台基础地基的允许沉降量可按公式 (5.6.7-1) 计算，允许沉降差可按公式 (5.6.7-2) 计算。

$$h_1 = 20\sqrt{l} \quad (5.6.7-1)$$

$$\Delta h_1 = 10\sqrt{l} \quad (5.6.7-2)$$

式中 h_1 ——运行期的基础允许沉降量，mm；

l ——相邻墩台间最小跨径长度，m，小于 25m 时仍以 25m 计；

Δh_1 ——运行期的基础允许沉降差，mm。

5.6.8 浅基础应与墩台一起进行抗滑动稳定和抗倾覆稳定验算。抗滑动稳定和抗倾覆稳定的安全系数允许值应不大于表 5.6.8-1 规定的允许值。

表 5.6.8-1 抗滑动稳定和抗倾覆稳定安全系数允许值

荷载组合		稳定安全系数类别	渡槽级别	
			1, 2, 3	4, 5
基本组合	空槽、有风	$[K_c]$	1.3	1.2
		$[K_0]$	1.5	1.4
偶然组合	施工、有风	$[K_0]$ 、 $[K_c]$	1.2	1.1
	空槽、有飘浮物	$[K_0]$ 、 $[K_c]$	1.3	1.2

抗滑动稳定和抗倾覆稳定的安全系数计算公式如下：

1 抗滑动稳定安全系数宜按公式 (5.6.8-1) 计算。

$$K_c = \frac{f_e \sum N}{\sum P} \quad (5.6.8-1)$$

式中 K_c ——抗滑动稳定安全系数；

f_e ——基底面与地基土之间的摩擦系数，当缺少实测资料时可参照表 5.6.8-2 采用；

$\sum N$ ——作用于基底面所有铅直力的总和，kN；

$\sum P$ ——作用于基底面所有水平力的总和，kN。

表 5.6.8-2 摩擦系数 f_c 值

岩土的分类名称		f_c
黏性土	软塑	0.25
	硬塑	0.3
	半坚硬	0.3~0.4
亚黏土、轻亚黏土		0.3~0.4
砂类土		0.4
碎、卵石类土		0.5
软质岩石		0.3~0.5
硬质岩石		0.6~0.7

2 抗倾覆稳定安全系数宜按公式 (5.6.8-2) 计算。

$$K_0 = \frac{\sum M_v}{\sum M_p} \quad (5.6.8-2)$$

式中 K_0 ——抗倾覆稳定安全系数；

$\sum M_v$ ——所有垂直力对基底面形心轴的力矩总和， $\text{kN} \cdot \text{m}$ ；

$\sum M_p$ ——所有水平力对基底面形心轴的力矩总和， $\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

5.6.9 当采用浅基础不能满足渡槽基底地基承载力要求或沉降量过大且地基土适宜钻孔时，宜优先采用钻（挖）孔灌注桩（简称为灌注桩）基础。灌注桩应根据工程地质、水文地质和施工条件等因素，合理选用摩擦桩或端承桩。同一墩台基础下应采用同一种型式、桩径或深度相同（或接近）的灌注桩。灌注桩基础设计应满足下列规定：

1 1级、2级渡槽或在淤泥、流砂土层中的灌注桩基础，应进行试桩并经荷载试验验证设计。用于湿陷性黄土或膨胀土中的桩，应采取抗湿陷或膨胀等不利影响的措施。

2 灌注桩基宜采用低桩承台，应设置盖梁，并根据需要设置横梁。

3 灌注桩直径不宜小于 80cm。桩群可采用对称形、梅花形或环形布置。采用摩擦桩时中心距应不小于桩径的 2.5 倍，桩入

土深度自一般冲刷线以下应不小于 4m。采用端承桩时中心距应不小于桩径的 2.0 倍。对于直径（或边长）不大于 100cm 的桩基础，其边桩外侧与承台边缘的距离应不小于 0.5 倍桩径（或边长）且应不小于 25cm；直径（或边长）大于 100cm 时，其边桩外侧与承台边缘的距离应不小于 0.3 倍桩径（或边长）且应不小于 50cm。

4 灌注桩承台顶面应低于冻结线或最低冰层面以下 0.25m，承台厚度宜不小于 1.5m，避免流冰、流筏或其他飘浮物的直接撞击。

5 需要设置横系梁时，横系梁的高度宜采用 0.8~1.0 倍灌注桩（柱）直径，宽度宜采用 0.6~1.0 倍灌注桩（柱）直径。

6 灌注桩顶主筋伸入承台时，灌注桩身应嵌入承台 15~20cm，灌注桩顶主筋伸入盖梁时，桩身可不嵌入盖梁。桩顶直接埋入承台连接时桩径（或边长）小于 60cm 的埋入长度应不小于 2 倍桩径（或边长），桩径（或边长）为 60~120cm 时埋入长度应不小于 120cm，桩径（或边长）大于 120cm 时，埋入长度应不小于桩径（或边长）。

7 承台以上的竖向荷载宜由灌注桩基全部承受，所有水平荷载宜由基桩平均分担。灌注桩基应验算由水平力所产生的挠曲、向前移动及剪切。边桩桩顶位于实体墩、空心墩或桩式墩底面以外的承台应验算外伸部分承台襟边的抗剪强度。

8 灌注桩、承台、盖梁及横系梁的混凝土强度等级应不低于 C20，水下浇筑时应不低于 C25。

9 灌注桩身宜按内力分段配筋，无需配置受力钢筋的仍应在桩顶 3~5m 范围内设置构造钢筋。每根灌注桩内的受力钢筋直径宜不小于 14mm 且不少于 8 根，主筋间距应不小于 80mm，保护层应不小于 5cm。箍筋宜采用螺旋状布置，直径应不小于 8mm，间距宜采用 200~400mm；每隔 2.0~2.5m 应设置直径为 14~18mm 的加劲箍筋。承台在桩身顶端平面内应设直径为 14~18mm 的钢筋网，钢筋网每平方米的钢筋含量宜为

12~15cm²。桩顶作用于承台的压应力大于混凝土允许应力时，应增设1~2层钢筋网。横系梁的主钢筋应伸入桩内并与桩内主筋连接，横系梁的主钢筋面积宜不小于该梁截面面积的0.10%。

5.6.10 挖孔灌注桩仅应用于桩孔直径大于80cm且井壁不会发生塌孔伤人现象的地基，施工中井口应采用周密的安全防护措施。

5.6.11 当采用浅基础地基承载能力或基础沉降量不能满足要求，且不宜采用灌注桩基础时，应采用沉井基础。沉井基础设计应符合下列规定：

1 地基中有较大漂石、孤石、树根等难以破碎挖除的障碍物或沉井底部基岩层面倾斜严重时不宜采用沉井基础。

2 沉井结构宜简单对称，其尺寸应根据墩台底面尺寸、地基承载力及施工条件确定。沉井平面宜采用圆形或圆端形，沉井外壁按其分节高度宜为台阶形垂直面或坡度为1/50~1/20的斜面，内壁宜做成垂直面。井壁分节高度及厚度应根据沉井总高度和结构强度、下沉所需重力以及施工条件确定，混凝土沉井井壁分节高度不宜大于5m、厚度宜为80~150cm，钢筋混凝土沉井井壁不受此限制。

3 沉井井内宜采用砾石、片石混凝土、混凝土作为充填料，无冰冻地区的沉井尚可采用粗砂、砾石或水填充，外力作用较小的沉井宜不充填。沉井封底混凝土厚度应由计算确定，封底混凝土顶面高于沉井底部刃角斜面的高度应不小于50cm。沉井顶部应设置足够承担墩台下传荷载的钢筋混凝土盖板。

4 沉井井身、盖板和封底混凝土强度不宜小于C20，井内充填料混凝土强度不宜小于C15。钢筋混凝土沉井的最小含筋率应不小于0.1%。

5 非岩质地基中的沉井，可采取沿井壁外侧喷射高压水、气等辅助下沉，减小摩阻力和井壁厚度的设计措施。

6 倒虹吸管

6.1 一般规定

6.1.1 倒虹吸管应根据水头和跨度，因地制宜地采用不同的布置型式。高水头、大跨度的倒虹吸管宜选取沿稳定且坡度合适的原状土两岸坡铺设坡面管道、设桥架管或河底埋管通过河沟、渠道的布置型式。低水头倒虹吸管平底管的两端可用矩形直井或缓坡池代替坡面管道。对交叉处河水位与渠水位接近的情况还可将河、渠两个开口槽布置为平面中轴线近于正交，槽底槽顶相互嵌套的涵洞式倒虹吸管。

6.1.2 倒虹吸管在进、出口段和管道段纵断面布置中，应统一安排镇墩和细部结构的位置。在横断面布置中应同时选择管身、管座（床）的型式及隔热保温措施。

6.1.3 倒虹吸管管道应密封、抗裂、抗渗、耐磨、防腐，满足强度、稳定和耐久性要求。对钢筋混凝土管道应采取全面严格的降低温差、减少混凝土干缩和提高含筋率、配置细而密的钢筋网等措施并提出施工限制要求。

6.2 总体布置

6.2.1 倒虹吸管的总体布置方案、管道横断面型式、尺寸和材质，应在总水头损失不大于渠道系统给定值条件下，经技术经济比较后确定。

6.2.2 管线选择应遵循下列原则：

1 倒虹吸管轴线在平面上的投影宜为直线并与河流、渠沟、道路中心线正交。倒虹吸管宜设在河道较窄、河床及两岸岸坡稳定且坡度较缓处。

2 倒虹吸管应根据地形、地质条件和跨越河流、渠沟、道路等具体情况，选用露天式、地埋式或桥式布置。地埋式倒虹吸

管应埋入地面以下不小于 0.5~0.8m，寒冷地区和严寒地区应埋入冻土深度以下 0.5m，穿越渠沟、道路时应埋入沟底或路下 1.0m，穿越河流时应埋入设计洪水冲刷线以下 0.5m 并采用砌护保护措施。桥式倒虹吸管的桥下净空应满足河（渠）道行洪和原有的通航要求，桥面宽度等应满足交通和施工要求。

3 在倒虹吸管纵断面（沟道横断面）上，当地形较缓时管线宜随地面敷设，管线布置应避免局部凸起，不可避免时应在上凸顶点的管道顶部安装自动排气阀。

4 低水头倒虹吸管进、出口采用斜坡池式或竖井式布置时，斜坡池底或竖井底部应略低于倒虹水平管的管底，形成消力水垫或清淤空间。

6.2.3 管道型式应符合下列要求：

1 倒虹吸管的管道横断面宜优先采用受力条件和水力条件较好的圆形断面。大流量、低水头或有特殊要求的也可采用矩形或其他合适的断面。

2 倒虹吸管应根据流量、水头、建筑材料、工程造价及施工等条件，分别选用钢筋混凝土管、预应力混凝土管、预应力钢筒混凝土管、玻璃钢夹砂管、钢管、球墨铸铁管或其他管材。高差较大或管道较长的倒虹吸管宜分段采用不同管材。各种材料的管道分别适用于下列情况。

- 1) 低水头、大流量、埋深小的倒虹吸管，宜采用钢筋混凝土矩形箱式断面；
 - 2) 管径或设计内水压力较大时，宜采用钢筋混凝土管或预应力混凝土圆形管；
 - 3) 高水头（水头大于 50m）或管外土压力较大（管顶填土厚度大于 5.0m）时，宜选用预应力钢筒混凝土管、钢管或球墨铸铁管；
 - 4) 有耐腐蚀、耐冰冻、抗高温等特殊要求时，宜优先选用玻璃钢夹砂管。
- 3 各种材料管道具体的适用范围应根据 HD 值（ H 为最大

工作水头， D 为管径）参照附录 C 选定。

4 倒虹吸管应依据设计流量、输水保证率、水头损失、输沙率、检修方便等要求，经技术经济比较后选用单根管道、双管或多管的布置方案。

5 管座（或管床）的型式与管道内力值密切相关，应根据管道断面、荷载、材料和地质等条件比较选用。

6.2.4 进、出口段布置应符合下列规定：

1 倒虹吸管进、出口段宜布置在稳定、坚实的原状地基上。进口前、出口后应设渐变段与渠道平顺连接，进口渐变段长度宜取上游渠道设计水深的 3~5 倍，出口渐变段长度宜取下游渠道设计水深的 4~6 倍。

2 进口渐变段后宜设置拦污栅和控制闸门，确保双管或多管布置的倒虹吸管按设计要求可单管或部分管运行。1~3 级和失事后损失大的倒虹吸管在上游渠侧应设泄水闸或溢流堰等安全设施。

3 渐变段和管道之间，应根据需要设置连接段或压力前（后）池，确保通过不同流量时管道进口均处于淹没状态，并根据渠道来水含沙量和渠道系统的功能，确定在该段设置沉沙池和冲沙闸的必要性。大管径和出口需要消力的还应设压力后池。沉沙池设置及尺寸的估算方法见附录 C.2。

4 压力前池或竖井式进水口在管道前宜设置通气孔，斜坡式进水口且水深较小时可不设通气孔。

5 出口渐变段宜设闸门控制进口水位、调节流量、保证管内呈压力流态和通过任意流量时均能与渠道水面平顺衔接。

6.2.5 镇墩布置应符合下列规定：

1 镇墩应设置在倒虹吸管轴线方向变化处、管道材质变化处、地面式管段与架空式管段连接处、分段式钢管每两个伸缩接头之间。相邻两镇墩之间根据距离和结构需要宜加设中间镇墩。

2 镇墩分为封闭式和开敞式两类。开敞式镇墩宜用于固定钢管等薄壁管。封闭式镇墩可用于 1~3 级和一般倒虹吸管，封闭

式镇墩与管道之间宜采用刚性（管、墩浇筑成整体）或有足够摩擦力的柔性（管、墩分离）连接。

3 镇墩应满足结构布置和稳定要求，较长管道应在适当位置的镇墩上结合布设清淤检修进人孔及泄空冲沙闸阀等设施。

4 镇墩的轮廓尺寸应通过稳定、强度和墩底应力计算确定。底面形状应有利于抗滑动稳定和基底应力的均匀分布，宜为水平状、锯齿状或倾斜的阶梯状。

5 镇墩宜设置在岩基上。置于土基或强风化岩基上的镇墩，还应考虑其基础沉陷对管道安全及管身内力的影响。

6.3 水力设计

6.3.1 水力设计应包括下列内容：

- 1 确定管道的根（孔）数和过水断面尺寸。
- 2 确定进、出口段的布置型式、尺寸和各部位高程。
- 3 计算水头损失，校核管道过水能力和计算上、下游水面衔接。

6.3.2 倒虹吸管初拟管内平均流速宜取 1.5~2.5m/s。具体管内流速应根据渠道规划允许的水头损失值和通过最小流量时的管内最小流速应大于管内不淤允许流速值的原则确定。计算方法见附录 C.1。

6.3.3 倒虹吸管与上、下游渠道结合起讫断面之间的总水头损失由进口渐变段水头损失、倒虹吸管水头损失和出口扩散渐变段水头损失三部分组成，其计算方法及公式见附录 C.1。

6.3.4 倒虹吸管的过流能力计算公式见附录 C.1。

6.3.5 倒虹吸管上、下游水面总落差应按公式（6.3.5）计算。

$$\Delta Z = \Delta Z_1 + \Delta Z_2 - \Delta Z_3 \quad (6.3.5)$$

式中 ΔZ_1 ——进口渐变段始末断面间的水面落差，m；

ΔZ_2 ——进口渐变段末端至管道出口断面之间的水面落差，m；

ΔZ_3 ——管道出口断面至出口渐变段末端断面间的水面恢复值，m，各水面落差值的计算公式见附录 C.1。

6.3.6 出口渐变段末端（下游渠道起始）断面的底面高程应按公式（6.3.6）计算：

$$H_d = H_u + h_u - h_d - \Delta Z \quad (6.3.6)$$

式中 H_d ——下游渠道起始断面底部高程，m；

H_u ——上游渠道末端断面底部高程，m；

h_u ——上游渠道设计水深，m；

h_d ——下游渠道设计水深，m；

ΔZ ——上、下游水面总落差值，m。

6.3.7 按设计流量初步确定横断面尺寸、管道根（孔）数和渠道进、出口底部高程后，还应验算下列两种工况的上、下游水面衔接，并提出改善措施：

1 通过小流量时，管道进、出口仍应处于淹没状态。

2 通过加大流量时，管道进、出口渠道水面高程、渠堤顶部高程仍应满足安全运行要求。当出口出现远驱水跃时，应加设消力池，消力池的计算方法见附录 C.1。

6.3.8 1级、2级倒虹吸管和其他有特殊要求的倒虹吸管宜采用水工模型试验进行验证。

6.4 结构设计

6.4.1 结构设计应包括下列内容：

1 确定各部结构型式及其主要尺寸。

2 进行荷载计算及确定荷载组合。

3 稳定计算。

4 强度计算及抗裂验算。

5 细部结构设计。

6.4.2 根据各种荷载实际上同时出现的可能性，管身和镇墩计算的最不利荷载组合分别见表 6.4.2-1 和表 6.4.2-2。必要时，还应考虑其他可能出现的不利荷载组合。

表 6.4.2-1 管身计算的荷载组合

管道类型	荷载组合	永久荷载和可变荷载									偶然荷载			备注	
		自重	满管水重	设计内水压力	外水压力	水流离心力	土压力	风荷载	雪荷载	地面荷载	温度荷载	校核内水压力	施工荷载		地震力
露天管	基本组合	√	√	√	—	√	—	√	—	—	√	—	—	—	正常运用
	偶然组合(I)	√	√	—	—	√	—	—	—	—	√	√	—	—	
	偶然组合(II)	√	√	√	—	√	—	—	—	—	√	—	—	√	地震
埋管	基本组合(I)	√	√	√	—	√	√	—	√	√	√	—	—	—	正常运用
	基本组合(II)	√	—	—	√	—	√	—	√	√	√	—	—	—	空管
	偶然组合(I)	√	√	—	—	√	√	—	√	√	√	—	—	—	
	偶然组合(II)	√	—	—	—	—	√	—	—	√	√	—	√	—	施工
	偶然组合(III)	√	√	√	—	√	√	—	—	√	√	—	—	√	地震

表 6.4.2-2 镇墩计算的荷载组合

管道类型	荷载组合	永久荷载和可变荷载									偶然荷载			备注
		自重	水重	设计内水压力	外水压力	水流离心力	土压力	雪荷载	地面荷载	不均匀沉降力	温度荷载	校核内水压力	地震力	
露天管	基本组合	√	√	√	—	√	—	—	—	√	√	—	—	正常运用
	偶然组合(I)	√	√	—	—	√	—	—	—	√	√	√	—	
	偶然组合(II)	√	√	√	—	√	—	—	—	√	√	—	√	地震

表 6.4.2-2 (续)

管道类型	荷载组合	永久荷载和可变荷载									偶然荷载		备注	
		自重	水重	设计内水压力	外水压力	水流离心力	土压力	雪荷载	地面荷载	不均匀沉降力	温度荷载	校核内水压力		地震力
埋管	基本组合	√	√	√	—	√	√	√	√	√	—	—	—	正常运用
	偶然组合(I)	√	√	—	—	√	√	—	√	√	—	√	—	
	偶然组合(II)	√	√	√	—	√	√	—	√	√	—	—	√	地震

6.4.3 管道较长、水头较大、分段采用不同材料的倒虹吸管，其管身结构设计应按管道所采用的不同材质管道分段进行。

6.4.4 钢筋混凝土圆管的结构设计应遵循下列规定：

1 管壁厚度应根据建筑物级别、管径大小、荷载组合、抗裂安全和施工要求确定：

1) 管壁厚度宜按公式 (6.4.4-1) 初拟：

$$\delta = \frac{K_f P_i r_i}{R_f - K_f P_i} \quad (6.4.4-1)$$

2) 当水头较低 (不大于 15m) 时，宜按公式 (6.4.4-2) 初拟：

$$\delta \geq (0.1 \sim 0.125) D_i \quad (6.4.4-2)$$

上两式中 δ ——管壁厚度，mm；

P_i ——设计内水压力，N/mm²；

r_i ——管道内半径，mm；

R_f ——混凝土抗裂强度，N/mm²；

K_f ——混凝土抗裂安全系数，按表 6.4.4 选用；

D_i ——管道内径，mm。

3) 计入曲率对弯曲应力的影响时，管壁宜加厚 10~20mm。

- 4) 初拟的管壁厚度不满足强度、刚度、稳定、抗裂、抗渗以及抗冻等要求时, 应重新拟定管壁厚度另行计算。

表 6.4.4 钢筋混凝土圆管的抗裂安全系数

项次	建筑物级别			
	受力特征	1	2、3	4、5
1	轴心受拉、小偏心受拉构件	1.25	1.20	1.15
2	受弯、偏心受压、大偏心受拉构件	1.15	1.10	1.05

注: 对抗裂有严格要求的构件, 抗裂安全系数应适当提高。

2 1~2 级和重要倒虹吸管的钢筋混凝土圆管管身内力应按弹性理论空间问题求解, 3~5 级钢筋混凝土圆管宜简化为管身纵、横向两个平面问题分别计算。

3 管身横向按封闭圆环型结构计算。对管壁厚度 δ 与管壁平均半径 r_c 比值 $\delta/r_c \leq 1/8$ 的薄壁管宜采用结构力学的弹性中心法计算内力, 对 $\delta/r_c > 1/8$ 的厚壁管宜按弹性力学平面问题计算, 或采用将均匀内(外)水压力荷载所产生的内力(应力)按弹性力学平面问题计算, 而其余荷载所引起的内力按结构力学法计算之后再迭加的方法。

4 钢筋混凝土管管身的纵向内力, 对有连续式刚性管座的可不进行计算, 但应按抗裂要求布置纵向构造钢筋。对布置于间断式管座上的管身纵向内力, 应根据管道跨长 L 与管身内径 D (宽度) 的比值采用不同方法计算: 当 $L/D \geq 3$ 时为长壳但可近似地按梁理论计算, 当 $0.5 < L/D \leq 3$ 时按圆柱形中长壳的弯曲理论或半弯曲理论计算, 当 $L/D < 0.5$ 时按短壳的弯曲理论或半弯曲理论计算。

5 管壁混凝土强度等级应高于 C25, 并根据当地自然条件及运行条件提出抗渗、抗冻等级和抗磨、抗侵蚀等要求。钢筋混凝土管的强度计算应执行 SL 191—2008 的规定。

6 现浇钢筋混凝土管管身的分节长度应根据地基、施工、温度以及管座型式等条件, 参照 SL 191—2008 第 10 章关于伸缩缝最大间距的规定, 综合分析后确定。

6.4.5 钢筋混凝土矩形管结构设计应遵循下列规定：

1 钢筋混凝土矩形管宜直接布设在稳定、坚实的地基上，其纵向内力宜按弹性地基梁计算。4~5级倒虹吸管纵向管节长度不大且地基坚固的可按构造要求配置纵向钢筋。

2 管壁厚度可按公式（6.4.5-1）估算，式中的管壁弯矩可根据作用的主要荷载按公式（6.4.5-2）估算：

$$\delta = \sqrt{\frac{6k_i M}{rR_i}} \quad (6.4.5-1)$$

$$M = \left(\frac{1}{9} \sim \frac{1}{12} \right) ql^2 \quad (6.4.5-2)$$

式中 r ——混凝土塑化系数，对矩形截面，取 $r=1.55$ 或 $r=1.55 \times (1.1-0.1h)$ ；

h ——矩形管截面总高度，m。

3 矩形倒虹吸管的横向内力，对单孔或等跨多孔等截面的宜按闭合刚架采用结构力学方法计算，对不等跨或不等截面的除采用结构力学方法或变位法计算外，对1~2级和重要倒虹吸管必要时宜采用有限元法进行应力分析。

4 根据计算内力成果，按SL 191—2008的规定进行配筋计算及抗裂验算。

6.4.6 预应力混凝土管结构设计应遵循下列规定：

1 预应力混凝土管中，当采用钢棒、螺纹钢筋作为预应力钢筋时，其混凝土强度等级不宜低于C30。当采用消除应力钢丝、钢绞线作为预应力钢筋时，其混凝土强度等级不宜低于C40。

2 预应力混凝土管宜采用圆形过水断面，其结构应符合下列基本要求：

- 1) 在内水压力、预应力与其他荷载组合作用下，管道各部位中的拉应力应小于混凝土的轴心抗拉强度标准值；
- 2) 无内水压力作用（空管）时，在预应力与其他荷载组合作用下，管道各部位中的压应力应小于混凝土的轴心抗拉强度标准值。

3 预应力混凝土管初拟管壁厚度见表 6.4.6。

表 6.4.6 预应力混凝土管的管径与管壁厚度参考值

管径 (mm)	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000
管壁厚 (mm)	55	60	70	80	90	100	115	130

4 预应力混凝土管应进行强度计算、配筋计算和抗裂验算，并应满足 SL 191—2008 第 9 章的规定。

6.4.7 钢管结构设计应遵循下列规定：

1 露天布置的钢管管壁初拟厚度宜按由内水压力产生的环向拉应力进行估算：

1) 计算公式见式 (6.4.7-1)，式中钢材允许应力值可按规范值的 75% 采用。

$$\delta = \frac{pD}{2 \times 0.75[\sigma]} \quad (6.4.7-1)$$

式中 δ ——钢管管壁初拟厚度，mm；

D ——钢管内径，mm；

p ——内水压力，MPa；

$[\sigma]$ ——钢材允许应力，MPa。

2) 初拟的管壁厚度，应按式 (6.4.7-1) 计算的值再增加 1~2mm 以上的锈蚀及磨损厚度。

3) 薄壁结构的钢管管壁厚度除应满足按式 (6.4.7-1) 计算的强度要求外，还应大于抗外压稳定性要求的管壁最小厚度，见表 6.4.7-1。

表 6.4.7-1 钢管管壁最小厚度

钢管内径 (mm)	<1600	1600~3200	3300~4800	4900~6400	6500~8000
管壁最小厚度 (mm)	6	8	10	12	14

2 按弹性工作状态计算所得的应力应不大于钢管允许应力值，其值见表 6.4.7-2，表中 σ_s 为钢材屈服强度， σ 为钢管管壁厚度。

表 6.4.7-2 钢管允许应力 $[\sigma]$

应力区域		膜应力区		局部应力区			
荷载组合		基本	偶然	基本		偶然	
产生应力的内力		轴力		轴力	轴力弯矩	轴力	轴力弯矩
允许应力	明钢管	$0.55\sigma_s$	$0.7\sigma_s$	$0.67\sigma_s$	$0.85\sigma_s$	$0.8\sigma_s$	$1.0\sigma_s$
	地下埋管	$0.67\sigma_s$	$0.9\sigma_s$	—	—	—	—

注：按 GB/T 700—2006 标准： $Q235\delta \leq 16\text{mm}$ ， $\sigma_s = 235\text{N/mm}^2$ ； $\delta > 16 \sim 40\text{mm}$ ， $\sigma_s = 225\text{N/mm}^2$ 。

3 钢管横断面管壁各计算点的应力计算公式及方法执行 SL 281—2003 的规定，并应满足以下第四强度理论条件：

1) 按平面问题计算时

$$\sqrt{\sigma^2 + \sigma_\theta^2 - \sigma_\theta\sigma_\chi + 3\tau_{\chi\theta}^2} \leq \phi[\sigma] \quad (6.4.7-2)$$

2) 按空间结构计算时

$$\sqrt{\sigma_\chi^2 + \sigma_\theta^2 + \sigma_\gamma^2 - \sigma_\theta\sigma_\chi - \sigma_\theta\sigma_\gamma - \sigma_\chi\sigma_\gamma + 3(\tau_{\theta\chi}^2 + \tau_{\theta\gamma}^2 + \tau_{\chi\gamma}^2)} \leq \phi[\sigma] \quad (6.4.7-3)$$

式中 σ_χ 、 σ_θ 、 σ_γ ——轴向、环向、径向正应力， N/mm^2 ，以拉为正；

$\tau_{\theta\chi}$ 、 $\tau_{\theta\gamma}$ 、 $\tau_{\chi\gamma}$ ——剪应力， N/mm^2 ；

ϕ ——焊缝系数，单面对接焊 $\phi=0.9$ ，双面对接焊 $\phi=0.95$ ；

$[\sigma]$ ——相应计算工况的允许应力， N/mm^2 。

4 钢管抗外压稳定验算的公式及方法执行 SL 281—2003 的规定，抗外压稳定计算安全系数应小于下列各值：

1) 明置的钢管管壁和加劲环为 2.0；

2) 地下埋管、光面管和锚筋加劲的钢管管壁为 2.0；用加劲环加劲的钢管管壁和加劲环为 1.8。

6.4.8 预应力钢筒混凝土管结构设计应遵循下列规定：

1 应按其设计条件选用符合 JC 625—2005 规定的管材，必要时配合生产厂家进行核算。

2 埋设于土壤中的预应力钢筒混凝土管，应对管身外壁进行防腐处理。

3 管节接口处应铺设厚度为管壁厚 1~1.5 倍的砂垫层作为过渡层。

4 购置的预应力钢筒混凝土管应尽快安装，并按要求定期洒水养护，避免干裂或预应力损失过大而报废。

6.4.9 玻璃钢夹砂管结构设计应遵循下列规定：

1 按其特殊的设计条件应选用符合 CJ/T 3079—1998 规定的管材。

2 玻璃钢夹砂管刚度小，对管道基础要求严格，必要时宜铺设厚度小于 150mm 的砂垫层。

3 玻璃钢夹砂管的覆盖土应符合下列要求：

- 1) 回填的覆盖土中应不混含有机材料、冻土以及大于 50mm 的砖石块等硬物，避免损伤管道外壁；
- 2) 管道两侧的回填土应分层同时回填、均匀上升，并夯实达到设计密实度；
- 3) 中型汽车车行道下埋设的玻璃钢夹砂管管顶覆盖土厚度要求见表 6.4.9。

表 6.4.9 玻璃钢夹砂管覆盖土厚度极值

玻璃钢管刚度级别	SN 5000	SN 2500
覆盖土最大厚度 (m)	3.0	1.2
覆盖土最小厚度 (m)	0.8	0.8

6.4.10 镇墩结构设计应遵循下列规定：

1 镇墩应设在稳定的地基上，并按 GB/T 50265—2010 第 7.3 节的规定对镇墩进行抗滑、抗倾覆稳定及地基强度验算，其稳定安全系数允许值见表 6.4.10。

表 6.4.10 稳定安全系数值

荷载组合	基本组合	偶然组合
抗滑稳定	1.30	1.10
抗倾覆稳定	1.50	1.20

2 镇墩基础底面上不应产生拉应力，土基上的基底最大压应力应小于地基允许承载力，且基底最大压应力与最小压应力之比不宜大于 2.0。

3 1~3 级倒虹吸管的镇墩宜采用混凝土结构，其强度等级应不低于 C20。对 4 级和 4 级以下倒虹吸管的镇墩，允许采用浆砌块石或与混凝土（管身周围）结合的混合结构。寒冷地区镇墩的底部应深埋至冻土线以下，并规定混凝土材料的抗冻等级。

4 1~3 级倒虹吸管的镇墩内宜配置抗温度变化等的构造钢筋，内置上凸状弯管的封闭式镇墩还应配置锚固钢筋以加强整体性。

6.4.11 桥式倒虹吸管结构设计包括下列主要内容：

1 跨河沟的桥式倒虹吸管部分，其布置和结构设计应参考本规范第 5 章渡槽的有关规定进行，支承结构的基础应置于可靠的持力层中并应满足最小埋置深度的要求。

2 桥式倒虹吸管的管身应根据设计要求和自身的支承结构类型选用不同管材，并按 6.4.3~6.4.8 条要求进行具体设计。

6.4.12 进、出口建筑物的结构设计，应在进、出口水力设计方案确定后进行，并应包括下列内容：

- 1 整体稳定计算（抗滑、抗倾覆）。
- 2 地基应力计算。
- 3 整体和各部结构的强度、刚度、稳定计算。
- 4 细部结构设计。
- 5 地基处理设计。

6.5 管 座

6.5.1 管座按对管身的支承方式分为连续式管座和间断式管座。

连续式管座应用于管径较大、壁厚较大、随温度管长伸缩变化较小的倒虹吸管，间断式管座应用于自身具有纵向承载能力、管道长度对温度变化敏感的倒虹吸管。

6.5.2 管座型式和构造直接影响管道纵、横向内力值，应综合考虑地形条件、地质条件、管身横断面型式、管材和受力条件，经技术经济比较后合理选用。

6.5.3 管座应座落在良好地基上。

6.5.4 混凝土或浆砌石连续式刚性弧形管座宜用于1~3级倒虹吸管，其垫座包角宜采用 $90^{\circ}\sim 135^{\circ}$ ，座垫厚度宜采用1.5~2倍的管壁厚度，单侧座垫肩宽宜采用1.0~1.5倍管壁厚度且应大于300mm。管座与管道的接触面上应涂抹足够厚度的沥青或直接铺设数层沥青油毡。

管径较小的倒虹吸管可直接（或通过砂垫层）铺设在坚固、稳定的水平状或符合管外形的弧形素土（或岩石）地基上。

6.5.5 间断式管座的具体型式和要求应符合SL 281—2003及相关规范的规定。

6.6 细部结构设计

6.6.1 倒虹吸管管道外部应采取适宜的防护措施。钢筋混凝土管道应采取覆土填埋、包裹保温层和加强施工保护等措施，玻璃钢夹砂管应采取防止紫外线辐射的抗老化措施，钢管应加强表面抗氧化和防腐蚀措施，露天钢管且应借助间断式管座脱离地面布置。

6.6.2 现浇钢筋混凝土管应沿管轴线合理分节，分节长度按SL 191—2008第10章的规定执行。分节形成的伸缩沉陷缝内应设置可靠的止水，中、高水头的伸缩沉陷缝内应同时设置两种不同型式且便于更换的止水。

6.6.3 钢管的分节长度和节间止水型式应视温度变幅、地基性质和敷设方式等条件合理确定。钢管应在两镇墩之间的较高侧设置特制的伸缩沉陷柔性接头。

6.6.4 工厂化生产的管道应优先采用承插式接头，两个镇墩之间伸缩沉陷量较大的应增设柔性接头。小型倒虹吸管可采用套管式接头并采取可靠的密封措施。

6.6.5 管身孔口布置应符合下列要求：

1 泄水孔、冲沙孔底部高程应高于河道枯水位，宜布置在位置最低的镇墩上或桥式倒虹吸管管道的最低部位。

2 1~4级倒虹吸管应设置检修进人孔，其孔径对于钢管应不小于500mm、对于混凝土管应不小于600mm，间距宜为200~300m。

3 在局部凸起的管身顶部应设置自动排气阀。

4 管道上开设的所有孔洞应设置封口盖板或阀门，盖板或阀门应具备足够的强度、刚度、密封止水和防破坏性能。

6.6.6 倒虹吸管侧旁应设置检修通道和两岸坡上的人行台阶。高水头倒虹吸管的两岸坡人行台阶和桥式倒虹段的两侧，以及水深较大的进口、出口、压力水池周围均应设置安全围栏及安全警示牌。

7 涵 洞

7.1 一 般 规 定

7.1.1 同一座涵洞宜采用同一断面型式。在满足过流能力条件下其横断面应优先选用单孔矩形断面，当流量较大或涵洞高度受限时宜选用相同的多孔断面。多孔涵洞应采取两孔一联或三孔一联布置，各联之间宜设通缝分离，且缝中应设置止水。

7.1.2 涵洞设计除本身的进、出口，洞身及消能防冲设施设计外，还应包括必要的沟（溪）道上、下游整治，道路连接，进、出口外一定范围的沟床防冲加固处理，进、出口顶部渠（路）堤边坡的铺砌加固和环境改善等工程设计内容。

7.1.3 设计与铁路、公路交叉的涵洞时，还应执行其行业的相关规范规定。

7.2 总 体 布 置

7.2.1 涵洞轴线布置应符合下列要求：

1 涵洞轴线宜为直线，其走向应有利于选择涵洞流态和型式、涵洞进、出口水流平顺或交通通畅。

2 渠涵轴线应与渠道中心线一致，其进、出口水面应与渠道水面平顺衔接，符合渠道设计及运用要求。连接山区河沟或高等级道路的涵洞轴线宜与水流或路线方向一致。

3 渠下涵的轴线宜与渠道正交。

7.2.2 渠涵的洞身段纵坡应不小于该段渠道的纵坡，其各部底面高程应满足与渠道水面衔接的要求。

7.2.3 渠下涵的洞身底面高程应等于或接近所在沟溪的底面高程，其纵坡应等于或稍大于所在沟溪纵坡并不宜大于5%，渠下涵的水流速度应小于洞身材料和出口土壤的允许不冲流速。交通涵洞的纵坡应有利于洞内排水。

7.2.4 渠下涵流态及洞型选择应符合下列条件：

- 1 渠下涵应选用无压流态。
- 2 渠下涵选用有压或半有压流态应具备下列条件：
 - 1) 涵前地形陡峻或允许短期存在不致造成淹没损失的较高积水深度；
 - 2) 所在渠道的填土质量良好，不致因积水水压或渗流而失稳；
 - 3) 洞身材料应具有足够强度、允许流速较大且接缝止水可靠。
- 3 不应采用急坡长洞半有压流态。

7.2.5 涵洞横断面型式应符合下列要求：

- 1 小流量涵洞宜采用预制圆管涵。
- 2 无压涵洞当洞顶填土高度较小时宜选用盖板涵洞或箱涵，涵顶填土高度较大时宜采用城门洞型、蛋型（高升拱）或管涵。
- 3 有压涵洞应选用管涵或箱涵。
- 4 拱涵或四铰涵不应使用于沉陷量大的地基上。
- 5 无压涵洞内设计水面以上的净空面积宜取涵内横断面面积的10%~30%，且涵洞内顶点至最高水面之间的净空高度应符合表7.2.5-1的规定并应不小于0.4m。

表 7.2.5-1 无压涵洞的净空高度

进口净高 (m)	涵洞类型		
	圆涵	拱涵	矩形涵洞
	净空高度 (m)		
≤3	≥D/4	≥D/4	≥D/6
>3	≥0.75	≥0.75	≥0.5

注：D为涵洞内侧高度或者圆涵内径，m。

6 通行人、畜及车辆的矩形交通涵洞内侧最小孔径应按表7.2.5-2的规定选用，铁路或四级以上等级公路涵洞的孔径应按其行业标准确定。

表 7.2.5-2 交通涵洞内最小孔径

交通名称	净高度 (m)	净宽度 (m)
行人	2.0	2.0
牛羊	2.5	3.0
骆驼	3.2	3.0
农用车	3.2	4.0
拖拉机	3.0	4.0
货车 (单车道)	4.2	4.5

7 满足检修要求的涵洞最小断面应为：净高 1.8m、净宽 1.5m。管涵最小内径在山区宜为 1.0m、平原地区宜为 0.6m 并优先采用成品预制管。

7.2.6 涵洞的孔径除应满足正常要求外，还应满足防止流冰、泥石流及漂浮物堵塞，控制涵前允许积水高度和涵后冲刷等特殊要求。

7.2.7 渠下涵的孔径在选定的洞内流态下，应满足平顺通过渠道设计流量和加大流量的需要。

7.2.8 渠下涵的孔径应符合下列要求：

1 应满足平顺通过河（沟）道校核洪水的需要。

2 选定的孔径尺寸应符合所在河（沟）道上、下游设计水位或天然水位的要求。当有明确的涵前允许最高壅水位规定时，设计孔径应确保涵前水位低于允许壅水位。

3 涵前允许短期积水的渠下涵，应结合选定的涵身底部高程及纵坡通过积水调蓄演算合理选择孔径尺寸。

4 涵前积水或不积水时涵洞应保持同样的水流形态。考虑积水后的过涵设计流量值不宜小于其设计洪水流量值的 3/4。

5 兼有交通任务的渠下涵还应满足表 7.2.5-2 的规定。

7.2.9 涵洞进、出口的类型、尺寸和底面高程应结合地形、地质条件、水流特性、防冲加固和消能措施等综合选择确定，确保过涵水流平稳顺利和附近渠堤稳定安全。渠涵进出口宜采用扭面

或八字墙型式，其平面扩散角应为 $6^{\circ}\sim 12^{\circ}$ 。渠下涵的进、出口型式宜选用八字墙式、端墙式、平头式（衣领式）或走廊式。

7.2.10 涵洞纵向变形缝应按下列位置设置：

1 地基土质发生变化、基础埋深不一以及基础为填、挖方型式的交界处。

2 涵身和端墙，进、出口翼墙及护底等结构的分段处。

3 洞身纵向长度大于 $8\sim 12\text{m}$ 处。

7.2.11 洞身防渗与防水应符合下列要求：

1 沿涵洞洞身外壁及出口段末端处的渗透水力坡降和渗水流速应分别小于涵洞外周及出口段末端处土壤的允许渗透水力坡降和渗水流速。当不能满足要求时宜采取提高涵周土壤密实度或在涵身外壁设置截水环等措施。截水环纵向间距宜为 $4\sim 8\text{m}$ ，其材料、尺寸和数量应根据安全渗径长度的需要决定。

2 渠下涵的洞顶填土高度宜大于 1.0m ，或涵顶应低于渠道防渗层底部 0.5m 以上。

3 涵洞内水不应外渗。涵身纵向变形通缝的缝宽宜为 $20\sim 30\text{mm}$ ，缝内应设止水。高水头有压涵洞的缝内宜设型式不同的两道止水，无压涵洞和低水头有压涵洞的缝内宜设一道止水。

4 涵内水质需加保护的输水渠下涵，以及交通涵洞的外壁上应设置阻止外水内渗的防水层。

7.2.12 涵洞基础型式应依据涵洞型式、孔径及地基土质条件确定。

7.2.13 位于良好地基上的圆涵宜采用浆砌石或混凝土连续刚性弧型管座，其包角为 $90^{\circ}\sim 135^{\circ}$ 。当管径小且地基土层压缩性不大时宜直接置于弧形土基或碎石三合土垫层上。岩基上的圆涵可开槽直接浇筑管身或在槽内铺混凝土垫层再敷设管道。

7.2.14 拱涵及盖板涵宜采用分离式或整体式基础。孔径较大且地基条件较好的宜采用分离式基础，孔径较小或地基承载力较低的宜采用整体式基础。

7.2.15 箱涵在不大于地基允许承载力的情况下可不另设基础，

仅在底板下设方便施工的水泥砂浆垫层。

7.2.16 涵洞基础埋置深度应符合下列要求：

1 涵洞基础埋深不应小于 1.0m，且应埋置到冻土深度以下不小于 0.5m 处。

2 涵洞基础应不受冲刷，不设底板的涵洞底部宜采取铺底保护措施。铺底采用浆砌片石或混凝土砌筑，厚度不应小于 30cm，且应在进、出口两端的铺底层下加设防渗截水齿墙。

3 涵洞进、出口段翼墙的基础埋深应为河沟洪水冲刷线以下至少 1.50m，对冻胀土地基还应满足本条第 1 款规定。

7.2.17 涵洞基础面积应满足地基承载力及应力分布要求。刚性扩大基础允许刚性角应力：混凝土基础 40° ，浆砌石基础 35° 。

7.3 水力设计

7.3.1 水力设计应包括下列内容：

- 1 过流能力计算。
- 2 过涵水面曲线计算。
- 3 出口防冲或消能设计。

7.3.2 涵洞设计流量应符合以下规定：

- 1 灌溉渠道上的渠涵应按渠道设计流量设计、加大流量校核。
- 2 排水沟道上的渠涵应按沟道设计流量设计。
- 3 渠下排水涵洞应按所在沟溪的断面设计洪峰流量设计。

7.3.3 涵洞流态判别及过流能力计算见附录 D。

7.3.4 应计算过涵水面曲线，准确判别涵洞流态、复核过流能力、涵内净空高度、出流形态和进行上、下游水面衔接。

7.3.5 出口消能防冲措施应根据出口流速、水深、涵后土壤的耐冲能力和水流扩散条件综合比较后选择设消力池，或在出口加设防冲齿墙（垂裙）、局部地面及渠堤外坡脚砌护加固等措施。

7.4 结构设计

7.4.1 涵洞结构计算应包括以下内容：

- 1 荷载计算及其组合选择。
- 2 稳定及内力计算。
- 3 强度计算。

7.4.2 涵洞荷载组合见表 7.4.2 的规定，按荷载的基本组合设计，偶然组合校核，必要时还应考虑其他可能的不利组合。

表 7.4.2 涵洞荷载组合

荷载组合	计算情况	荷 载										
		涵洞自重	填土压力	设计内水压力	校核内水压力	设计外水压力	校核外水压力	地面静荷载	地面车辆荷载	温度变化荷载	施工荷载	地震荷载
基本组合	完建或检修	√	√	—	—	√	—	√	√	√	—	—
	正常运行	√	√	√	—	√	—	√	√	√	—	—
偶然组合	施工情况	√	√	—	—	—	—	—	—	√	√	—
	非常运行	√	√	—	√	—	√	√	√	√	—	—
	地震情况	√	√	√	—	√	—	√	—	—	—	√

7.4.3 涵洞内力计算应根据设计实践经验或者工程类比法先拟定各部尺寸，按结构型式选择适用的计算方法。圆涵、盖板涵、拱涵及箱涵均应取单位长度的横断面，采用结构力学方法或查表法计算内力，圬工侧墙可按材料力学方法验算稳定性和截面应力。

7.4.4 钢筋混凝土构件的横断面尺寸应满足构造和施工要求，并按横向内力计算成果配置横向钢筋。除采用间隔式支墩的圆涵管外，涵洞纵向应按构造要求配筋。

7.4.5 涵洞宜按限裂构件设计，有较高防渗要求的应采取加设专用防渗面层的保护措施。

7.4.6 软基上的 1 级、2 级涵洞应进行沉降变形计算。

8 水 闸

8.0.1 本章仅补充规定了灌排渠系水闸的布置特点，灌排渠系水闸设计应按 SL 265—2001 的规定执行，选用建材的强度等级和结构计算应符合 GB 50003—2001 和 SL 191—2008 的规定。

8.0.2 各类渠系水闸应分别设在渠道的下列位置：

1 节制闸应设在灌溉渠道轮灌组分界处、渠道断面急剧变化处、泄水闸或分水闸的被泄（分）水渠道下游侧处等需要壅高水位、调节或截断渠道水流的位置。

2 分水闸应设在分水渠道的进口处。宜将多条分水渠道的首部集中，按单向、双向、多向分水，必要时增设节制闸的型式布置。

3 泄水闸应设在渠道流经重要城镇、工矿区、险工难工、傍山或塬边有坡面洪水等特殊渠段和重要渠系建筑物的上游渠侧，以及长距离骨干输水渠道的临近容泄区处。

4 退水闸应设在位置重要的斗渠和斗渠以上渠道末端。

5 排水闸宜设在骨干排水沟道出口处，以及需防止外水倒灌处。

6 中小型水闸可与就近的渡槽、跌水、桥涵等其他渠系建筑物联合布置。

8.0.3 渠系水闸的闸室结构型式宜采用开敞式和穿越渠堤的涵洞式。

8.0.4 渠系水闸的总体布置应符合下列要求：

1 闸址应根据灌排区规划确定的渠系布置、规模、使用功能、运行特点、地形地质、管理维修和环境保护等条件，综合比较选定。

2 节制闸的闸孔净面积和渠道过水面积宜相等或接近，闸孔数目宜为奇数。

3 分水闸、泄水闸与渠道的中心线夹角宜为 $60^{\circ}\sim 90^{\circ}$ ，其闸室进口与上级渠道之间应平顺连接并保持渠堤交通顺畅。

4 节制闸、退水闸的中心线应与渠道中心线重合。

5 多泥沙灌溉渠道上的分水闸底板或闸槛顶部应高于上级渠道底面 10cm 以上。

6 闸孔宽度应根据水深、流量、闸门和启闭设备类型经技术经济比较后合理选定。闸孔孔径应符合 SL 74—95 的闸门孔口尺寸系列标准。

7 上游翼墙顺水流向的投影长度应不小于铺盖长度，下游翼墙每侧的平均扩散角宜采用 $7^{\circ}\sim 12^{\circ}$ ，其顺水流向投影长度应大于消力池长度。

8 大中型水闸闸门槽前还应设检修门槽和迭梁式检修闸门。

9 严寒和寒冷地区水闸闸室及上、下游连接段的侧墙背后，底板之下，应采取妥善的排水、保温、抗冻胀措施。

9 隧 洞

9.0.1 本章仅规定灌溉与排水渠系常用无压隧洞的特殊要求，隧洞的设计应按 SL 279—2002 的规定执行。

9.0.2 无压隧洞的洞线布置应满足下列要求：

1 应以规划渠线走向为主，结合地形、地质条件比较确定。

2 当避让山、塬等障碍的绕行渠道长度超过直线穿越障碍洞长的 5 倍，且洞线地质条件良好时，宜选用隧洞方案。

3 无压隧洞的洞线宜为直线。必须设置弯道时，其转弯半径应大于 5 倍洞宽（洞径），转角宜小于 60° ，弯道两端应设置长度大于 5 倍洞宽（洞径）的直线段，且应满足施工机械的通行要求。

4 隧洞设计纵坡不应小于临近段的渠道纵坡。多泥沙渠道上的长隧洞宜在进口前增设集石、排沙设施。

9.0.3 隧洞横断面型式应根据地质、围岩、埋深、洞径和施工方法等条件，经技术经济综合比较后确定。当地质条件良好、上覆岩土厚度较小时宜选用圆拱直墙式断面，当地质条件较差、山岩压力和洞径较大时宜选用圆形、马蹄形或蛋形（高拱形）断面，采用掘进机施工的应选用圆形。

9.0.4 无压隧洞的进、出口应设置连接段与渠道平顺衔接。进口连接段的长度应为 3~5 倍的渠道水深，出口连接段长度应大于进口连接段的长度。

9.0.5 无压隧洞的水力计算宜采用下列方法：

1 过流能力：长洞应按明渠均匀流计算，短洞应按宽顶堰流计算见附录 D。

2 局部水头损失计算见附录 B.1。

3 进出口水面衔接计算见附录 B.1。

9.0.6 衬砌结构计算荷载组合应按以下方法选用：

1 基本组合应按以下方法选用：

- 1) 不考虑围岩弹性抗力时应为：垂直围岩压力+侧向水平围岩压力+衬砌自重+设计内水压力+外水压力；
- 2) 考虑围岩弹性抗力时应为：垂直围岩压力+围岩弹性抗力+围岩弹性抗力产生的摩擦力+衬砌自重+设计内水压力+外水压力。

2 偶然组合应按以下方法选用：

- 1) 基本荷载+施工荷载、灌浆压力、温度荷载等；
- 2) 基本荷载+地震荷载。

3 采用可能出现的其他最不利荷载组合。

9.0.7 围岩弹性抗力的大小和分布，应根据实际监测的变形数据，采用工程类比法或理论公式计算确定。对横断面为圆拱直墙式等弹性固端高脚拱隧洞的弹性抗力值及其分布见附录 E。

9.0.8 马蹄形、蛋形和圆拱直墙形断面无压隧洞混凝土结构衬砌的内力，宜根据荷载组合情况，采用结构力学方法进行计算，其方法见附录 E。

9.0.9 隧洞混凝土、钢筋混凝土、预应力混凝土衬砌的结构计算应按照 SL 191—2008 的规定执行。

10 跌水与陡坡

10.1 一般规定

10.1.1 组成跌水与陡坡的进口连接控制段、跌墙（或陡槽段）、消力池和出口连接整流段等四个基本段，宜选用不同的建筑材料，均应满足抗冲、耐磨、抗渗、抗冻要求。下游为耐冲河沟时，其后两段可用挑流消能段取代。

10.1.2 跌水与陡坡宜采用明流开敞式布置，设计单宽流量不宜大于 $10\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 。

10.1.3 跌差小于 5m、要求消能效果较好时宜采用单级跌水，跌差不小于 5m 时宜采用多级跌水或符合斜坡地形的多级陡坡。

斜管式跌水或直落式跌井宜用于泄洪、退水渠末端或有抗冻要求的 4 级、5 级渠道上。

10.1.4 跌水与陡坡宜选取高差集中、边坡稳定、地基坚实、地下水水位低的场地。

10.1.5 跌水与陡坡应布置在直线渠段上，其上、下游应有长度大于 10 倍渠道底宽的直线渠段，中轴线应与渠道中心线重合。渠外跌水与陡坡的中轴线宜与其首端闸、堰或泄洪、退水渠的中心线重合。当陡坡的陡槽段中轴线为折线时，应采取克服急流折冲波的措施。

10.2 总体布置

10.2.1 跌水与陡坡的布置应遵循下列原则：

- 1 符合渠道设计功能，水力条件良好。
- 2 与上、下游渠（河沟）道水面平顺衔接。
- 3 通过不同流量时上游灌溉渠道内均不应产生过大的壅水或降水。
- 4 陡坡陡槽内表面宜采取加糙措施。

5 具备完善的防渗和排水系统。

6 消能充分，出流平稳。

7 渠外跌水与陡坡的下泄水流应有合理出路。

10.2.2 跌水与陡坡的各段侧墙高度应根据各段实际的加大水深、允许壅水高度、掺气水深及安全超高之和确定。安全超高值应取 0.3~0.5m，糙率大者应取较大值。

10.2.3 进口连接控制段的布置应符合下列要求：

1 进口连接段及其后的控制段（跌口或控制堰口）应按渠道中心线对称布置、渐变收缩，纵向底面高程及纵坡应与上游渠道一致。进口连接段长度 L 应根据上游渠道底宽 B 与设计水深 h 的比值 B/h 确定： $B/h < 2$ 时，取 $L \leq 2.5h$ ； $B/h = 2 \sim 2.5$ 时，取 $L = 3h$ ； $B/h > 2.5$ 时，取 $L = 3.5h$ ；对 $B/h > 3.5$ 的宽浅型渠道， L 宜适当加长，其底边收缩线与渠道中心线夹角应小于 45° 。

2 跌口纵向长度应小于 1.0m 或设闸门控制。控制段的横断面形状：渠道流量变化小或有闸门控制时，宜采用矩形；流量变化较频繁及较大时，宜采用梯形；流量及含沙量小的渠道上，宜采用台堰式；流量大时，宜采用复式跌口。跌水的跌口末端底部应设伸出跌水墙外扩散水流的跌舌。

3 渠外跌水与陡坡的进口连接控制段纵坡宜小于临界坡，平面形状应适合于泄水闸（堰），堰顶较长的溢流堰堰后应以每侧不大于 22° 的收缩角对称收缩至跌口。

10.2.4 陡坡陡槽段的布置应符合下列要求：

1 陡槽段宜为直线、对称扩散（每侧的扩散角应小于 11° ）、末端与消力池（及下游渠底）等宽。但适用于低跌差的菱形陡坡例外。

2 陡槽段横断面宜为矩形，土基上的陡槽可采用边坡为 $1:1 \sim 1:1.5$ 的梯形。当陡槽纵坡大于 0.02 时，其横断面湿周应小于 10 倍水深。

3 陡槽段纵向宜采取同一坡度，或按上缓下陡的原则分段设坡。陡槽纵坡宜取 $1:2.5 \sim 1:5$ ，岩基上可达 $1:1$ ，均应满

足陡槽段与水平面的夹角不大于地基土壤内摩擦角的原则。

4 陡槽段内的流速应小于材料抗冲允许流速。流速大于10m/s时，应考虑掺气、加糙、槽底设台阶等减蚀措施。

5 陡槽段的底板和边墙应设间距为10~15m的纵、横向伸缩沉陷缝。伸缩沉陷缝宜为半搭接缝、全搭接缝或键槽式缝，缝内应设可靠止水，缝下游侧0.25m范围内的底板表面应呈倒坡状，且近缝端局部应降低0.03~0.05m。

6 陡槽段底板下缘沿纵向应设三角形防滑齿墙（土基）或锚筋（岩基）。

10.2.5 跌水墙布置应符合下列要求：

1 沿渠道纵向，跌水墙为下游面直立的挡土墙，其墙顶与设计渠顶同高，墙底与消力池底面持平，另加墙基厚度。

2 沿渠道横向，跌水墙墙顶应持平并伸进渠外兼作防渗齿墙，中部留出若干个跌口。中段跌水墙的墙基底面宽度应大于消力池底宽加防渗齿墙深度，两侧的跌水墙应按6~12m间距设竖向伸缩缝并呈台阶状分级抬高基底高程。

3 跌水墙结合墙高及当地材料情况宜采取重力式浆砌石、扶臂式钢筋混凝土等结构型式，必要时应在下游水面以上的墙体上设置减压排水管（孔）。

10.2.6 消力池的布置应符合下列要求：

1 消力池的宽度应不小于渠道底宽，宜按单宽流量小于 $10\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 、跃前水流弗劳德数在4~9之间的要求初拟池宽。

2 消力池长度应大于水跃长度（陡坡）或大于跌落水舌的水平投影长度加水跃长度（跌水）。池深应按水跃跃后水面不高于下游渠道设计水面高程的原则选取。

3 消力池横断面宜为矩形或复合形。对来流弗劳德数在2.5~4.5之间的消力池，宜增加消力墩、尾槛等辅助消能工。

4 结合陡坡或跌水的总体布置，应优先选用通过工程类比、水工模型试验或实践证明有效的特种型式消力池。

10.2.7 出口连接整流段的布置应符合下列要求：

1 当消力池的宽度不等于下游渠道底宽时应设出口连接段，下游渠道（建筑物）防冲能力差时应设出口整流段，其建筑材料与消力池相同。

2 出口连接段平面应为对称收缩型式，长度宜使每侧的收缩角为 $8^{\circ}\sim 20^{\circ}$ 。出口整流段的长度应大于下游渠道水深的3倍，断面尺寸和纵坡应与下游渠道相同。

3 出口连接整流段总长度应根据下游渠道衬砌情况取8~15倍的跃后水深，消力池内加设有消能工的宜适当缩短，但不应小于3倍跃后水深。

10.2.8 防渗排水设施布置应符合下列规定：

1 跌差大、地下水水位高、处于软弱或抗渗性较差地基上的跌水与陡坡，其砌护层下应加设防渗排水设施。

2 防渗设施由上游铺盖段、跌水或陡坡的衬砌层及其伸缩沉陷缝止水 and 各段的齿墙构成。必要时应在进口增加帷幕灌浆等深层防渗设施。

3 排水设施应由设于各段衬砌层下的纵、横向排水管、沟道系统或连续排水层组成。其排水出路应直接排入或通过设在下游设计水面以上的边墙孔（管）排入下游渠道。

4 排水系统应采用防淤、防堵、防冻的结构并加强其进口、出口的反滤措施。

10.2.9 多级跌水（多级陡坡）布置应符合下列规定：

1 多级跌水（多级陡坡）的级数、级差（坡度）应根据地形、地质、水力学和运行管理等条件综合比较后确定。宜采用每级级差（坡度）相等和各级首尾相互衔接的布置型式。

2 多级跌水的每级跌差不应大于5m。

3 多级跌水（多级陡坡）应在各级消力池末端至下一级的跌口（或下一级陡坡的陡槽起点）之间设置一段底坡为零的整流段，整流段的纵向顶长应大于水跃的跃后水深。

4 最末一级消力池的下游为沟（河）道时，应按出口断面下游沟（河）道的实际水深确定池深。平时无水沟（河）道的

实际水深应取为零。

10.2.10 斜管式跌水布置应符合下列规定：

1 以成品预制管道取代陡坡陡槽段形成的斜管式跌水，适用于跌差小于6m、管顶有覆土、保温或交通要求的情况，流量大的跌水应布置为多管式。

2 斜管段的纵坡应大于临界坡度且不应陡于1:2。

3 常用的压力流斜管式跌水的跌水管内应保持压力流态，不应出现明满流交替流态。

4 无压流斜管式跌水适应较大的跌差，其跌水管内应保持无压流态且不应出现水跃。

5 斜管式跌水出口消能方式宜采取专用的潜没式或半压力式消力池，并加设撞击、分散等辅助消能工。无压流斜管式跌水还可采用底流消能的消力池方式。

10.2.11 跌井布置应符合下列规定：

1 寒冷地区要求封闭保温或黄土塬边地形高差较大的4级、5级渠道上，宜采用以竖井取代陡坡陡槽段形成的跌井。

2 包括跌井顶部在内的进口连接段形态，应确保渠水均匀平稳地进入竖井且不应出现涡流漏斗流态。

3 跌差较小的圆筒竖井宜为上小下大的喇叭状，下落水舌应脱离井壁，竖井仅在顶部和底部段进行砌护。竖井底部应设置低于下游渠底的圆形消力池，以足够深度的水垫或圪工碰撞消能墩作为主要消能措施。井底与下游渠道之间应以无压隧洞或涵洞相连接。

4 跌差较大的圆筒竖井横断面可取为等截面或上大下小的变截面，井底通过弯管以及逐渐加高的水平状无压隧洞与下游渠道连接，在洞外考虑消能措施。

10.3 水力设计

10.3.1 水力设计应包括下列主要内容：

1 过流能力计算。

2 陡槽段水面曲线推求。

3 陡槽段掺气水深计算。

4 水跃及消能计算。

10.3.2 跌水或陡坡的过水能力应按照确定的跌口断面采用宽顶堰公式计算见附录 F.1。多级跌水（多级陡坡）的过流能力由其中最小一级的过流能力控制。

10.3.3 陡坡陡槽段应以跌口末端（陡槽起点）为控制断面，取其水深为临界水深，采用分段求和法向下游推求 b_2 型降水水面线，并控制流速。

重要或跌差大的陡坡水面线宜通过试验确定。

10.3.4 陡坡陡槽段掺气水深计算见附录 F.1。

10.3.5 应将下泄流量按数值分级，分别进行水跃计算。应选用水跃跃后水深与下游渠道水深之差最大者所对应的流量设计消力池。

应针对选定的消力池型式选取相应的计算方法。平底矩形消力池的水跃计算和消力池设计方法见附录 F.2。

10.4 结构设计

10.4.1 陡坡与跌水应采用抗冲耐磨材料。材料的最低设计强度等级应为：C20 混凝土、M7.5 水泥砂浆砌石（块石不低于 MU30 和水泥砂浆不低于 M7.5）。

10.4.2 跌水墙和消力池边墙应按挡土墙设计，并进行强度、稳定和地基承载力验算。

10.4.3 陡槽段的底板和边墙应能在自重、静水压力、水流脉动压力及拖曳力、扬压力、土的冻胀力和施工等荷载作用下保持稳定。

10.4.4 消力池底板的设计厚度应考虑自重、静水压力、跌水水舌冲击力、地下水浮托力、基底扬压力、土的冻胀力、清淤机械重力等荷载作用。消力池前半部分的底板厚度应适当加大。

10.4.5 斜管式跌水的成品预制管道，应根据其实际承受的荷载

计算选用。

10.4.6 跌井的竖井圆筒衬砌层应按井内无水、井外承受土压力、地下水水压力等不利荷载组合设计。

10.4.7 高跌差、大流量的陡坡宜参照 SL 253—2000 的规定进行设计。

11 排洪建筑物

11.1 一般规定

11.1.1 渠道排洪建筑物分为入渠、非入渠及平交排洪建筑物三类。应根据洪水流量、地形、地质条件、渠道级别和运行方式合理选用。

11.1.2 入渠排洪建筑物包括引洪入渠口、排泄已入渠洪水的排洪闸、溢洪侧堰、虹吸溢流堰等建筑物。

非入渠排洪建筑物包括跨越渠顶的排洪渡槽（桥）和穿越渠底填方体的排洪涵洞、排洪倒虹吸管等建筑物。

平交排洪建筑物按在水面高程接近的河、渠交叉口四个方向上所设控制闸的座数进一步分类。

11.1.3 排洪建筑物的布置应满足渠道防洪设计的要求，遵循“高水高排、低水低排、分片分段排泄”的原则，连通可靠的洪水出路。具体布置型式应根据地形条件、自身功能和洪水与渠水的高程关系，通过方案比较合理确定。

11.1.4 排洪建筑物的设计排洪流量应按其所控制的集水面积通过设计洪水及其进口前的允许积水计算确定。

11.1.5 排洪建筑物宜具有自行启动运行能力。宜采用手、电两用型启闭设备，有条件的应具备自控或遥控能力。

11.2 总体布置

11.2.1 入渠排洪建筑物布置应符合下列要求：

1 按照分片分段和就近排洪的原则，合理布置引洪入渠口和排洪堰（闸）等建筑物。

2 各渠段经引洪入渠口引入的洪水流量与渠道自身流量（或事先已泄空）之和应小于该渠段的加大流量。

3 引洪入渠口宜设置在洪水集中通道处或排洪沟道末端，

应减少其个数和对渠道功能的影响。

4 排洪堰、闸的位置宜靠近洪水容泄区，场地应稳定。

11.2.2 引洪入渠口设计应符合下列要求：

1 引入渠道的洪水不应严重污染、淤堵或破坏渠道。

2 引洪入渠口应由设在渠堤外的沉沙池进口段、渠顶过水段（过水路面或涵管）、影响范围内的渠床防冲砌护段及必要的渠底消力池段组成。渠深较大时的引洪入渠口宜按陡坡设计。

3 引洪入渠口不应改变渠道过水断面形状，不应影响渠道顺利通过加大流量，必要时宜局部抬高该渠段的渠顶高程。

11.2.3 溢洪侧堰布置应符合下列要求：

1 溢洪侧堰应平行于渠道水流方向，堰顶长度应满足在渠道加大水位时排泄入渠洪水总流量的要求。

2 溢洪侧堰宜采用流量系数大且自身稳定的实用堰型，堰顶高程宜与渠道设计水位齐平，或采用在较低的堰顶上加设自动翻板闸门、自溃式子埝的型式。

3 溢洪侧堰下游侧应结合地形条件布置侧槽式或正向渐变收缩式集水道，以平稳的流态连接下游泄洪退水渠。

11.2.4 虹吸溢流堰布置应符合下列要求：

1 虹吸溢流堰应具有能自动启闭功能、对水位变化反映灵敏、泄洪能力大。虹吸溢流堰宜单独设置或作为安全保护措施加设在泄洪闸等建筑物侧旁。

2 其虹吸管两端管口应分别淹没于渠道设计水位和下游水位以下，进口管顶部渠道加大水位处应设通气孔，泄洪堰顶不应低于渠道加大水位，下游堰面上宜设置水平状连续挑流低坎。

3 各部位形状和尺寸应按压力流估算并经水工模型试验确定。

11.2.5 排洪闸布置应符合下列要求：

1 排洪闸中心线与渠道中心线夹角宜为 $60^{\circ}\sim 90^{\circ}$ 。

2 排洪闸闸槛高程宜低于或等于渠底高程，闸孔总宽度应满足排泄控制渠段加大流量要求，闸门顶高应与渠道加大水位

持平。

3 有条件时，排洪闸宜结合布置渠道节制闸。

4 有事故泄空要求的宜采用无渠道节制闸的潜没式排洪闸，即闸前渠底设有能容纳渠道加大流量的弯道式导流槽，槽末设带有胸墙的潜没式排洪闸。

11.2.6 非入渠排洪建筑物的布置应符合下列要求：

1 应用于洪水与渠道水面高差明显、洪水含沙量高、水质差、污染大的情况。

2 当洪水位高于渠顶时应采用排洪渡槽（桥）跨越，洪水位低于渠顶时应采用渠下涵或倒虹吸管穿越渠道排洪。

3 非入渠排洪建筑物中心线宜与渠道中心线正交。

11.2.7 排洪渡槽（桥）布置应符合下列要求：

1 在洪水频次少的北方地区，宜采用宽浅型排洪渡槽，兼顾枯水期日常交通（即排洪桥）。

2 排洪渡槽（桥）在渠堤之外应设置收集引导洪水的堤、沟式进、出口和必要的出口消能防冲设施，不应过分降低渠顶高度或影响渠堤检修交通。

3 槽（桥）身段宜采用较大纵坡，槽（桥）身梁底至渠道加大水位之间的净空高度不宜小于 0.5m。

4 排洪渡槽（桥）的具体布置和设计应遵守本规范第 5 章和 12 章的规定。

11.2.8 渠下排洪涵洞或排洪倒虹吸管布置应符合下列要求：

1 洪水水面低于渠底时应设渠下排洪涵洞，洪水水面仅低于渠顶时应设倒虹吸管泄洪。

2 非入渠排洪建筑物的长度应不小于渠床底部宽度，顶高不应影响渠道防渗设施，自身不应淤积堵塞。

3 排洪涵洞宜兼顾日常交通，洞底不应积水。

4 渠下排洪涵洞或排洪倒虹吸管的设计流量和布置设计应遵守本规范第 6 章、第 7 章的规定。

11.2.9 平交排洪建筑物布置应符合下列要求：

1 洪水与渠道水面高程接近、水质适于灌溉且需互相补换水量的天然河（溪）道与渠道交叉时，宜设置平交排洪建筑物。

2 平交排洪建筑物应由在河、渠交叉口四个方向中的一至四个方向水道上设置的节制闸和护岸组成，必要时宜增设专用排沙及通航设施。

3 一个方向平交布置型式用于河溪水位略低于渠道水位时，应在交叉口下游侧的河溪上设闸壅高洪水补给渠道。

4 两个方向平交布置型式应在交叉口下游侧的河溪和渠道上分别设闸壅水并控制入渠流量。

5 三个方向或四个方向平交布置型式应能更灵活地调控水量。

11.2.10 退水渠上的渠系建筑物设计应按本规范的规定执行，末端采用抽排方式的还应按 GB/T 50265—2010 的规定执行。

11.3 水力设计

11.3.1 水力设计应包括下列内容：

- 1 设计洪水计算。
- 2 排洪建筑物前积水计算。
- 3 过流能力计算。
- 4 出口消能防冲计算。

11.3.2 排洪建筑物的设计洪水，应根据其洪水标准和控制的集水面积等要素按 SL 44—2006、溃坝洪水计算方法以及各省（自治区、直辖市）、地（市、州、盟）总结的小流域设计洪水计算方法推求。

11.3.3 当排洪建筑物采用的设计流量略小于设计洪水流量时，应通过积水计算推求其上游积水水位、确定积水水深和泄空时间。

11.3.4 排洪建筑物过流能力、出口消能防冲、结构计算和地基处理，应分别参见本规范第 5 章、第 6 章、第 7 章、第 8 章、第 10 章的有关规定。

12 农 桥

12.1 一 般 规 定

12.1.1 与灌排渠道相关的桥梁分为交通道路跨越渠道的跨渠桥和渠堤检修路跨越其他水道或道路的专用检修桥两大类。

12.1.2 在灌排渠道管理范围内所有行业任何工程项目修建与灌排渠道有关的桥梁，应符合当地水利发展规划，确保灌排渠道安全和正常运行并满足第 12.2 节和第 12.3 节的规定，相互尊重、相互协调、共同受益。

12.1.3 跨渠铁路桥、四级和四级以上公路的公路桥，在满足本规范第 12.2 节有关规定的情况下，应分别按 TB 10002.1—2005、JTG B01—2003 和 JTG D60—2004 的规定进行具体设计。

12.1.4 四级公路以下的乡村道路、田间道路、放牧道路和渠堤专用检修路等较少行驶大型车辆的道路，均为交通部公路规范不涉及的等外级道路。等外级道路上的人行便桥和通行汽车、三轮汽车、低速货车、拖拉机、畜力车的生产桥，本规范统称为农桥。

12.1.5 本规范仅对农桥的总体布置和荷载标准作出规定，其具体的构造及结构设计应按公路桥涵设计相关规范进行。

12.1.6 农桥的行车设计速度应统一采用 20km/h。其洪水标准应不低于所跨或所在渠道、河沟的洪水标准。

除所连接的已成乡村道路确为双车道和位于 1 级、2 级灌排渠道（同样流量的河流）上全长大于 100m（或单跨跨度大于等于 40m）的跨渠农桥应按双车道桥梁设计外，其余农桥均宜按单车道桥梁设计。

12.1.7 跨越较大河流、宽深沟道的渠堤专用检修路宜就近绕道，利用已成的公路桥涵连接交通，或与渠系交叉建筑物（如渡槽、涵洞或桥式倒虹吸管等）结合修建。

12.1.8 在农桥两端应设置符合公路要求的标志牌，标明只准通行的车辆类型或其载重后的总质量。

12.2 总体布置

12.2.1 跨渠桥的桥位应选在渠线顺直、水流平缓、渠床及两岸地质条件良好的的渠段上。桥梁与渠道的纵轴线宜为正交，当斜交不可避免时，其相交的锐角应大于 45° 。

12.2.2 桥孔布置应符合下列规定：

1 跨渠桥两端桥台迎水面之间的总长度宜大于渠道加大流量对应的水面宽度。因桥墩（台）的影响而产生的渠道水面壅高值应不大于 0.10m 。

2 在流速大于临界流速的急流渠道横断面中不应布置桥墩（台）。缓流渠道中桥墩（台）顺水流方向的轴线应与渠道中心线方向一致，且不宜布置在渠道主流位置上。

3 桥孔形状宜与渠道形状一致。当桥孔与渠道过水断面相当而形状或流速相差较大时，应按照收缩（或扩散）角为 $6^\circ \sim 10^\circ$ 的要求，在桥梁上、下游布置足够长度的防冲、抗渗渐变连接段。

4 通过非岩基渠道和河流的桥梁，应考虑桥孔和桥墩（台）压缩水流而产生的桥下冲刷。冲刷深度计算方法见 JTG C30—2002 第 7 章的规定。

5 渠堤专用检修桥的孔径，应结合所跨道路的等级、沟溪的防洪标准、地质、沟溪整治加固方式和墩台基础埋置深度等条件，综合比较确定。

6 跨渠桥梁的下部结构及上、下游连接段结构应与渠道防渗措施妥善连接，不应降低渠道原有的防渗标准。

12.2.3 跨渠桥的桥下净空应根据所跨渠道的级别，按渠道加大水位、壅水高度、风浪高与下列规定的安全加高之和确定：

1 在不通航或通航渠道的不通航桥孔内，跨渠桥梁梁底以下的安全加高应为：对于 1 级、2 级、3 级渠道分别取 1.0m 、

0.7m 及 0.5m, 对于 4 级、5 级渠道取 $(h_j/4) + 0.2\text{m}$ (h_j 为渠道通过加大流量时的水深, 单位为 m)。

2 有铰拱的拱脚铰应至少高出渠道加大水位 0.25m。无铰拱的拱脚允许被渠道加大水位淹没, 但因两侧拱圈阻水所造成的壅水高度不应大于本规范第 12.2.2 条第 1 款的规定。

12.2.4 农桥桥面总宽度及净空高度应符合下列规定:

1 农桥桥面总宽度 B 依交通量和所连接的道路宽度决定。单车道农桥的桥面总宽度当不设人行道时为 4.0m, 设人行道时为 5.0m。其中行车道宽度 $W=3.5\text{m}$ 、栏杆或路缘石宽度 $b_1=0.25\text{m}$ 、人行道宽度 $b_2=0.50\text{m}$, 具体见图 12.2.4。作为特例的双车道农桥桥面总宽度应为 6.5m (无人行道) 或 8.0m (其中 $W=6.0\text{m}$ 、 $b_1=0.25\text{m}$ 、 $b_2=0.75\text{m}$)。

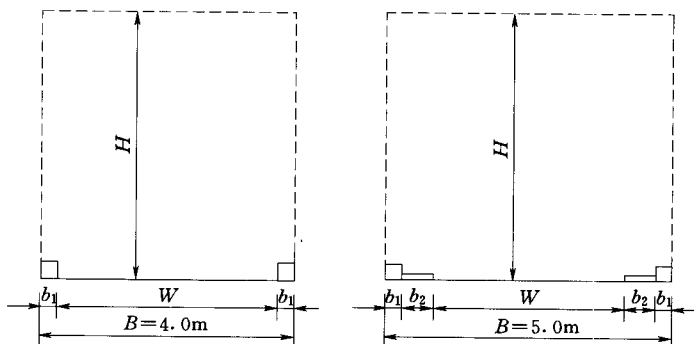


图 12.2.4 农桥桥面总宽度

2 农桥行车道以上的净高 H 应为 4.2m, 桥面以上净空限界内, 不应修建其他建筑物。

3 农桥中人行便桥的桥面总宽度 B 应可限制机动车辆通行, 宜取 1.5~2.0m, 其中包含路缘石或栏杆宽度 $2 \times 0.25\text{m}$ 。人行便桥桥面以上的净高 H 应大于 2.2m。

12.2.5 当跨渠桥从渠堤检修路上空立体交叉通过时, 其桥下的

净高不宜小于 4.2m，相应桥孔的净宽宜大于 4.0m 或不小于渠堤顶宽。

12.2.6 渠堤专用检修桥与其他道路立体交叉时，其桥下净空尺寸应根据当地通行的车辆类型和交叉情况而定：桥下为人行通道时，净高应不小于 2.2m，净宽应不小于 4.0m；桥下为畜力车及拖拉机通道时，净高应不小于 2.7m，净宽应不小于 4.0m；桥下为农用汽车通道时，净高应不小于 3.2m，净宽应大于 4.0m 或根据交通量和通行的农业机械类型适当增大；桥下为汽车通道时，净高应不小于 3.5m，净宽应不小于 6.0m。

12.2.7 电信线、电力线、电缆和管道等装置不应侵入桥梁净空限界之内，不应损害农桥的构造和设施，不应妨碍农桥交通安全。严禁天然气输送管道、输油管道利用农桥跨越渠道、沟道或河流。天然气输送管道离开农桥的安全距离应不小于 100m。高压电线不应与农桥交叉，两者平面投影的最小间距应大于 1 倍塔（杆）高度。

12.2.8 农桥桥上及桥头引道等各项技术指标均应参照四级公路的最低标准值确定。桥上纵坡不宜大于 4%，桥头引道纵坡不宜大于 5%，位于市镇混合交通繁忙处的桥上纵坡和桥头引道纵坡均不应大于 3%。桥头两端引道线形应与桥面线形相配合，当桥头渠堤顶部宽度不足时，宜局部加大渠堤顶部路面宽度。

12.2.9 大、中型农桥两侧均应设置高度不小于 1.1m 的栏杆。

12.3 农桥荷载标准

12.3.1 农桥采用的设计荷载（公路规范称为作用）分为永久作用、可变作用和偶然作用三类，各类作用的内容见表 12.3.1。

除可变作用中的汽车荷载之外，农桥设计荷载的分类、代表值、作用效应组合和其他各项荷载的确定方法，均按 JTG D60—2004 第 4 章的规定执行。

表 12.3.1 荷载（作用）分类

编号	作用分类	作用名称
1	永久作用	结构重力（包括结构附加重力）
2		预加力
3		土的重力
4		土侧压力
5		混凝土收缩及徐变作用
6		水的浮力
7		基础变位作用
8	可变作用	汽车荷载
9		汽车冲击力
10		汽车离心力
11		汽车制动力
12		汽车引起的土侧压力
13		人群荷载
14		风荷载
15		流水压力
16		冰压力
17		温度（均匀温度和梯度温度）作用
18	支座摩阻力	
19	偶然作用	汽车撞击作用
20		船舶或漂流物的撞击作用
21		地震作用

12.3.2 公路桥涵设计时，可变作用中汽车荷载的计算图式、荷载等级（其汽车荷载分为公路—I级和公路—II级两个荷载等级）及其标准值、加载方法和纵、横向折减等应按 JTG D60—2004 第 4.3.1 条的规定执行。

12.3.3 农桥设计除应遵守本规范第 12.3.1 条和第 12.3.2 条的规定外，还应遵守下列规定：

1 农桥设计时，在汽车荷载中增补农桥—I级和农桥—II级两个荷载等级。

2 所增补的两个汽车荷载等级，其计算图式、荷载标准值、加载方法和纵、横向折减等仍应按 JTG D60—2004 第 4.3.1 条的规定执行。

3 农桥—I级汽车荷载即以中型车车队为主的汽车荷载。采用农桥—I级汽车荷载设计某跨径的农桥时，其车道荷载的效应应与同跨径桥梁采用乘以 0.8 后的公路—II级车道荷载效应相同，其车辆荷载应与同跨径桥梁采用乘以 0.7 后的公路—II级车辆荷载效应相同。

4 农桥—II级汽车荷载即以小客车车队为主的汽车荷载。采用农桥—II级汽车荷载设计跨度为 2~50m 的简支农桥时，其车道荷载的效应应与同跨径桥梁采用乘以 0.6 后的公路—II级车道荷载效应相同，其车辆荷载的效应应与同跨径桥梁采用乘以 0.7 后的公路—II级车辆荷载效应相同。

5 计算剪力效应时，车道荷载中的集中荷载标准值应乘以 1.2 的系数。

12.3.4 农桥的人群荷载标准值应按下列规定采用：

1 人行便桥和农桥人行道的人群荷载标准值均为 4.0kN/m^2 。

2 作用在农桥栏杆柱顶的水平推力标准值为 0.75kN/m ，作用在农桥栏杆扶手上的竖向力标准值为 1.0kN/m 。

13 量水设施

13.1 一般规定

13.1.1 灌区或排水区应在水源和各级渠道上设置量水测站并由其组成量水站网，实时获取区内渠道各处的水深、流速、流量及其变化信息。

13.1.2 量水测站应由流速仪测量断面、可利用的已成渠系建筑物、特设的量水标准断面和量水堰槽等组成。

必要时，量水测站内还可布置泥沙、水温、冰情或气象等观测设施。

条件许可时，量水设施宜具有自动量测、自动记录、遥测遥控功能。

13.1.3 渠道量水的基本方法应是已知渠道纵坡，量测过水断面及流速，进而套用相应流态的公式算得或通过率定后的相关曲线查出流量。过水流态应稳定、明显，规则断面的面积也可只量测水深经过已率定的相关关系求得，水流流速则可采取各种利用机械、水力、电磁、声、光等原理制成的量水设备量测。

13.1.4 设立量水测站及其采用的量水方法不应影响渠道功能和正常运行，不应额外耗用被测量渠道的水量或污染水质。

13.1.5 量水测站和量水设备的具体布置及其结构尺寸，流量测量不确定度的估算方法，渠系量水管理等内容，应按 GB/T 21303—2007 等的规定执行。

13.2 量水测站布置

13.2.1 灌区或排水区规划中应结合其规模和运行特点，按照因地制宜、分类分级、密度合理、一站多能、逐步完善、经济实用的原则，全面、统一布设量水站网，规划量水测站位置。

13.2.2 量水站网按其位置和作用分为基本站网和辅助站网两

类。基本站网应具备量测水位、流量，满足合理调度水资源、实现用（排）水计划、按水量计费的功能。辅助站网应具有完善、验证量水资料、支持科学试验研究和分析提高管理水平等功能。

13.2.3 基本站网应包括下列测站：

1 水源测站：从河道取水的灌区应设在渠道取水口上游附近河道上，从水库取水的灌区应设在水库区上游河道或其引水口上。

2 渠首测站：应设在灌区总引水渠道首部，以及排水区将进入容泄区的总排水道末端。

3 配水测站：应设在干、支渠以上各级骨干输配水渠道的进水口下游附近。

4 分水测站：应设在斗渠以下各级田间渠道的分水口下游附近。

13.2.4 辅助站网应包括下列测站：

1 平衡测站：应布设在取水渠首下游附近河道上〔承纳排泄水河（沟）道或湖泊岸边的排水口下游断面〕，分（配）水口下游附近的各级被分（配）水渠道上以及斗渠以上各级渠道末端。

2 专用测站：应布设在试验研究需要的位置上。

13.2.5 排水区量水测站的位置应与灌区量水测站位置相反。

13.2.6 各个量水测站的具体位置和布置型式，应根据所承担的任务、渠道状况、量水方法选择、工程造价等要求统一选定。

13.2.7 量水测站应布置在平面渠线顺直、横断面规则、纵坡与糙率一致、水流平稳、无泥沙淤积、无其他建筑物造成的壅水、无降水影响、无其他不良因素干扰的缓坡渠（河）道上。

13.2.8 量水方法应根据具体渠（河）道等级、水文水力条件、边界条件、量测精度、操作及管理要求和经济效益等因素比较选定。

采用的量水设备应经过国家质量检验部门批准认可。

同一量水测站宜采用同一量水方法。

13.2.9 量水测站应按照选定量水方法和量水设备的安装、配套和操作要求，配套布置水电、通信、交通及管理房舍场地等附属设施，还应建立完善的操作、审验、管理制度。

13.3 量水方法选择

13.3.1 量水方法应考虑下列因素进行选择：

- 1 适应测流范围、待测流量及其变化范围。
- 2 符合渠道水力条件。
- 3 适应渠道水质、泥沙和杂物含量。
- 4 满足渠道允许的水头损失。
- 5 符合要求的精度。
- 6 管理方便、维护简单。
- 7 工程造价合理。

13.3.2 量水方法宜按照下列顺序进行选择：

1 凡具备条件的量水测站，应优先选择利用已成渠系建筑物量水的方法。

2 设计流量大于 $45\text{m}^3/\text{s}$ 、允许水头损失较小或量测精度要求较高的渠道测站，应采用设置标准断面法或流速仪量水法。

3 附近无渠系建筑物或渠系建筑物不能满足量水精度等要求的渠段，宜比较采用设置标准断面或量水堰槽等量水方法。

4 量水槽有长喉道槽，短喉道槽（包括巴歇尔槽）和无喉道量水槽。

5 小型渠道和专用测站选用的量水堰槽适用范围见附录 G.1。

13.3.3 人工操作的流速仪测流量水法是在缓流条件下，适应任何断面、任意流速的基本量水方法，也是检验、率定和校核其他量水方法的可靠方法。其布置和施测方法应参见 GB/T 21303—2007 和 GB 50179—93 等的规范。

13.3.4 应根据量水方法、经济条件，合理选用量水设备和仪表。

13.4 利用渠系建筑物量水

13.4.1 用作量水的渠系建筑物应符合下列规定：

- 1 通过量水的水闸、渡槽、倒虹吸管、涵洞、跌水与陡坡

等渠系建筑物的水流，在各种流量下均应形成明显且稳定的堰流、孔流、明渠均匀流或管流中的一种流态。还应细分为自由流、淹没流、半淹没流，或管流的无压流、有压流和半有压流。

2 渠系建筑物的过水横断面应规则平直，自身完整稳定，调节启闭设备完好，无变形剥蚀、变位损坏、漏水等不良现象。

3 水流因渠系建筑物的垂直或平面方向的约束控制作用，应形成明显的水面局部降落和一定的水头差。当为淹没出流时，建筑物上、下游的水头差不应小于 0.05m ，淹没度（下游水深与总水头之比）不应大于 0.90 。

4 渠系建筑物的进、出口和底部均应无明显影响流量系数稳定性的冲淤变化和障碍阻塞。

5 渠系建筑物进、出口渐变段以外应有造成缓流条件的顺直渠段长度。顺直渠段的长度在进口渐变段以上应不小于过水断面总宽的 3 倍，在出口渐变段以下应不小于过水断面总宽的 2 倍。

13.4.2 用于量水渠系建筑物有关测流设施的布设与观测、流量系数的率定、综合和检验、流量推算公式和流量测验不确定估算等内容，应按 SL 20—92 的规定执行。

13.4.3 在符合上述规定的渠系建筑物中，还应根据量水站网对测站性质、位置、量测精度的不同要求，建筑物自身条件，经济合理及管理方便的原则择优选定。

13.4.4 测流水尺布设应符合下列规定：

1 水闸的闸前水尺宜直接绘刻在闸前侧墙上，水尺与闸门距离应为 $1/4$ 单孔闸宽。进闸水流如不对称，则应在闸前两侧侧墙上绘刻水尺，观测时取其平均值。

2 水闸的闸后水尺宜直接绘刻在闸后侧墙上，水尺与闸门距离应不小于 $1/4$ 单孔闸宽，并不应超过 0.4m 。

3 所有水尺的零点均应与闸底取同一高程，最小刻度值应取 0.005m ，绘刻误差应小于 0.002m 。

4 倒虹吸管的上、下游基本水尺宜设立在进、出口渐变段之外，与其进、出口渐变段起、止端的距离宜分别大于 4 倍的渠

道正常水深，且均应以下游基本水尺设立处的出口渠底高程为零点。此外，尚可采取在倒虹吸管架空的管身上选择断面，设置压力流量水设备进行量水。

5 渡槽应在进、出口渐变段的起、止端及槽身中部的槽壁上各设一个基本水尺，水尺零点取为出口渐变段末端水尺处的槽底高程。

6 跌水上游基本水尺与跌口的距离应大于3~4倍的渠道正常水深。

13.5 标准断面量水

13.5.1 标准断面量水方法可适应不同精度，广泛应用于具有标准明渠均匀流流态、水位—流量关系明确且稳定的渠道。

设置标准断面的渠段应渠线顺直、断面规则、纵坡均匀、糙率一致、水流平稳、含沙量低、漂浮物少，应无流量汇入分出，不受上游建筑物不稳定出流或下游壅水、降水的影响。

13.5.2 标准断面渠段长度应大于20倍渠道最大水深，应选用断面规则、衬砌平整的渠段。

13.5.3 读取标准断面的水尺水深，应按照制（率）定的水位（纵坐标）—流量（横坐标）关系曲线或表达式查（算）瞬时流量。要求量测精度高的宜采取量测水深，配合流速仪测量流速计算流量的方式。

13.5.4 水尺设置应符合下列规定：

1 测流标准断面的起止端应设置固定水尺。

2 水尺可采用直立、或刻绘在标准断面渠坡上、或刻绘在底部连通的渠外观测井内的方式设置。

3 水尺零点应以测流标准断面渠底的平均高程为基准，水尺刻度应清晰易读，最小刻度值至0.005m。

13.5.5 有自计、遥测或较高量测精度要求的标准断面，应采用矩形标准横断面，按照相应规范要求配置自计式、超声波或电磁式水位计等量水设备量测水深。

13.5.6 制（率）定水位—流量关系应符合下列规定：

1 宜采用流速仪法施测标准断面水位上升、下降过程中不同水位的对应流量。

2 流量施测过程应保持水位平稳，同一标准断面上应采用同一方法测量流量。

3 对不同年份、不同灌溉季节、下游渠道不同分水情况的资料应按次分类统计、分别分析。

4 最大读数误差应小于或等于 $\pm 2.5\%$ ，高、低水位部分可取不同比例尺分别绘制，不同含沙量的资料应分别分析。

5 同一标准断面在满足量水需要的水位范围内取得 20 次以上的观测资料后，建立水位—流量关系曲线或函数式。

6 水位—流量函数式应采用回归分析法得出，其计算流量和实测流量的误差应符合表 13.5.6 的规定。

表 13.5.6 标准断面水位—流量函数式率定误差限值

累积频率 95%	累积频率 75%	系统误差
$\pm 5\%$	$\pm 3\%$	$\pm 0.5\%$

13.5.7 标准断面的水位—流量关系曲线或函数式应按每个灌溉（排水）季节进行校核，当平均误差超过 $\pm 2.5\%$ 时应增加测点测次进行修正，直至水位—流量关系函数式的误差小于表 13.5.6 的规定或重新分析建立满足精度要求的新关系式。

13.6 堰 槽 量 水

13.6.1 灌排渠道常用的量水槽有：矩形和梯形断面的长喉道槽、短喉道槽（包括巴歇尔槽）、无喉段槽、适用于 U 形渠道的抛物线形喉口槽和直壁式槽等。常用的量水堰有：薄壁堰、宽顶堰、三角形剖面堰和平坦 V 形堰等。

13.6.2 量水堰槽的基本性能、形状、制作尺寸、安装误差、观测水尺位置和养护、管理、使用等，应严格按 GB/T 21303—2007 和 SL 24—91 的规定执行。

各种量水堰槽的适用范围见附录 G.1。

13.6.3 设置量水堰槽的渠段应满足下列规定：

1 渠段顺直，长度应大于渠宽的 5~15 倍，水流应呈缓流状态，弗劳德数应不大于 0.5，渠段内无渠系建筑物或其他渠道汇入、分出，流量稳定、流速分布正常，产生的上游壅水不应影响其他进水口的正常引水。

2 水头观测断面以上和量水堰槽下游的顺直渠段长度应分别大于渠道最大水面宽度的 5 倍。

3 量水堰槽的上游不应淤积或堵塞漂浮物，下游不应冲刷。

4 堰槽体中心线应与渠道轴线一致，两侧对称布置，堰槽体应坚固不渗漏，过水断面平滑光洁。

5 水尺零点应用水准仪确定。

13.6.4 除 SL 24—91 规定的矩形、梯形断面长喉道槽外，本规范给出了抛物线形、U 形等多种断面形状的长喉道槽的设计方法，其喉道断面收缩型式分为只有侧向收缩、只有底收缩和兼有侧向收缩及底收缩等 3 种型式，应根据渠道断面形状、最大过流流量及各部水头、各种流量下的出流流态、允许的水头损失、喉道断面收缩比的限制以及含沙率等选用。

长喉道槽由进口段、前缘段（水尺设于此段内）、收缩段、喉道段、扩散段和出口砌护段组成。其相应的流量计算公式见附录 G.2。

13.6.5 只有侧向收缩（无底坎）的长喉道槽宜用于含沙率较大的渠道或排污渠道。当渠道纵坡缓于 1/500 时，宜采用兼有侧向收缩及底收缩的长喉道槽。

上游观测点所在断面位置与喉道上游收缩段起始断面的距离应大于 $(1\sim 2)H_{\max}$ ， H_{\max} 为上游观测点处最大水头。

13.6.6 长喉道槽的设计应遵循下列步骤和要求：

1 根据待测流量所在渠道的水力条件和几何形状，选择合适的喉道横断面形状长喉道槽。

2 需要的设计条件应包括以下内容：

1) 待测渠道的最大流量、最小流量、相应的最高水位和

最低水位；

2) 长喉道槽上、下游渠道的几何参数、底坡、糙率。

3 应拟定长喉道槽的下列几何参数：

1) 喉道段长度；

2) 进口收缩渐变段和出口扩散渐变段长度、喉道段堰顶高于上游渠底的高度及其高于下游渠底的高度。

4 采用美国垦务局推荐的 Replogle 基于边界层理论的计算方法计算长喉道槽在可能测流范围内的水头损失和非淹没限，具体计算方法见附录 G. 3。

5 按照预先拟定的长喉道槽尺寸和附录 G. 2 公式计算过槽流量。在满足自由流出流流态、给定的水头损失和非淹没限等条件下，若计算过槽流量符合测流范围要求，则按预先拟定的参数进行结构设计；否则，应重新拟定喉道段断面形状或尺寸再重复试算，直至符合要求。

6 自由流出流流态条件和满足的方法应符合下列规定：

1) 自由流出流流态条件为：

$$H_1 + P \geq y_1 - \Delta H \quad (13.6.6-1)$$

其中
$$H_1 = h_1 + (v^2/2g) \quad (13.6.6-2)$$

式中 H_1 ——通过渠道设计流量时喉道堰顶以上的能头；

h_1 ——堰上水深，m；

v ——堰上流速，m/s；

P ——长喉道槽堰顶高于上游渠底的高度，m；

y_1 ——上游渠道的设计水深，m；

ΔH ——过槽的总水头损失，m。

2) 满足自由流出流条件的方法：在已成渠道上设置长喉道槽时应满足上项所述条件。在新建渠道上设置长喉道槽时应将下游渠底高程降低。

13.6.7 长喉道槽的喉道长度 L 应取为 $1.0h_{\max} < L \leq 10.0h_{\max}$ ，宜选用 $(1.5 \sim 1.7)h_{\max}$ 。 h_{\max} 为上游渠道最大水深。

13.6.8 长喉道槽的喉道段底宽等尺寸和堰高 P 、 P_L 主要取决

于收缩后的喉道断面过流面积值 A_c 与上游渠道原过流面积值 A_1 的比率 (P_L 为长喉道槽堰顶高于下游渠底的高度)。对矩形断面长喉道槽该比率应按 $A_c/A_1 \leq 0.7$ 控制, 对梯形断面长喉道槽该比率应按 $A_c/A_1 \leq 0.5$ 控制。

13.6.9 本标准推荐的矩形长喉道槽流量计算公式为:

$$Q = \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} \sqrt{g} C_d C_v b_c h_1^{3/2} \quad (13.6.9-1)$$

其中 $C_d = (H_1/L - 0.07)^{0.018} \quad (13.6.9-2)$

$$C_v = (1 + \alpha_1 v_1^2 / 2gh)^u \quad (13.6.9-3)$$

$$H_1 = h_1 + \alpha_1 v_1 / 2g \quad (13.6.9-4)$$

式中 C_d ——流量修正系数;

C_v ——流速修正系数, 可按图 13.6.9-1 查用;

H_1 ——上游渠段总水头 (从喉道槛顶算起), m;

L ——喉道长, m;

u ——水位流量公式中水深 h_1 的幂, 当控制断面堰口为矩形时, $u=1.5$;

$\alpha_1 v_1^2 / 2g$ ——速度水头, m。

公式 (13.6.9-2) 适用范围: $0.1 \leq H_1/L \leq 1.0$ 。

公式中各符号的意义见图 13.6.9-2。

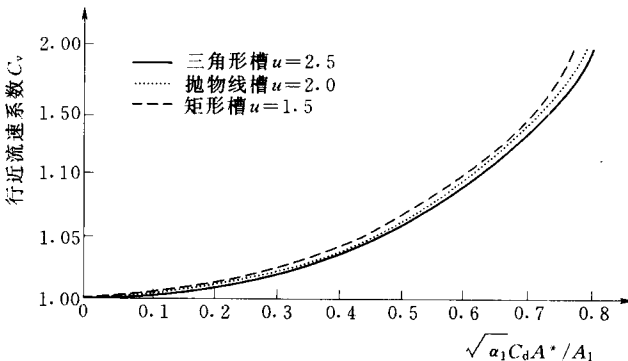


图 13.6.9-1 C_v 和比值 $\sqrt{\alpha_1 C_d A^*} / A_1$ 的函数关系

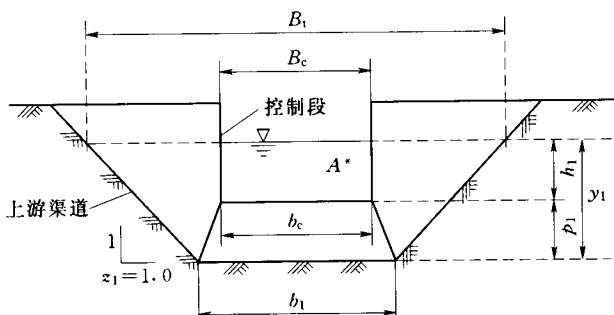


图 13.6.9-2 测量处横断面及控制段的上游视图

A^* —控制断面处堰口过水断面面积, m^2

13.7 结构设计

13.7.1 量水设施过水断面的形状和各部尺寸应严格按照本章的规定确定。必要时应增设量测设备且应不影响渠道正常及量水功能的附属设施、使用管理和安全保障设施。

13.7.2 量水设施的全部结构简化为墙（直立侧墙）、板（底板）、圆筒（观测井）等构件后，应分别按渠内无水和渠内通过加大流量两种工况，参照本规范的有关规定设计，且应满足强度、刚度、稳定、耐久和抗渗稳定性要求。

13.7.3 机械式流速仪跨渠测流桥或其他型式流速仪跨渠安装桥，应按人行和设备荷载，采用钢筋混凝土或钢结构桥梁设计。

需要采用悬索或悬杆跨渠测流的悬索设计应按 SL 443—2009 的规定执行。

采用动船法测流的各部分设计应按 SL 338—2006 的规定执行。

14 安全监测设计

14.1 一般规定

14.1.1 安全监测等级可分为重点安全监测、专门安全监测和一般安全监测。

14.1.2 安全监测设计应包括下列内容：

- 1 确定监测范围和监测重点。
- 2 设置监测项目。
- 3 拟定监测方法。
- 4 拟定监测标准值和允许变化范围。
- 5 拟定监测时段和频次。
- 6 布置监测点、监测设备和设施及其典型设计。
- 7 提出监测资料整理分析要求。
- 8 编制安全监测概算（含施工期运行费）。

14.1.3 确定监测范围和监测重点应遵循下列原则：

- 1 进行重点安全监测应包括下列渠系建筑物（或其代表段）：
 - 1) 1级渠系建筑物；
 - 2) 失事将造成重大损失的；
 - 3) 采用新技术、新材料、新工艺的；
 - 4) 位于不良地质或特殊环境条件下的；
 - 5) 设计单位认为必要的渠系建筑物。
- 2 进行专门安全监测应包括下列建筑物：
 - 1) 灌区或排水区内有代表性范围内的2级、3级渠系建筑物；
 - 2) 有代表性的某类或某座渠系建筑物；
 - 3) 需要特别研究的某类或某座渠系建筑物。
- 3 灌区或排水区内的其余渠系建筑物，应进行一般安全监测。

14.1.4 拟定监测标准值和允许变化范围应遵循下列原则：

- 1 设计采用的标准值及其允许浮动范围。
- 2 国家或行业施工规范规定的标准值及其允许浮动范围。
- 3 国家或行业相关质量检查验收提供的标准值及其允许浮动范围。
- 4 经国家或行业相关质量监督部门或专家鉴定认可的标准值及其允许浮动范围。

14.1.5 监测时段和频次应符合下列要求：

1 日常检查：在施工期宜每周监测两次，竣工验收前及建设管理单位交接期各一次，首次通水前后各一次。正常运行期宜半月一次，汛期和渠道以校核流量运行期应增加次数。

2 年度检查：在每年灌溉期、汛期前后和渠系建筑物岁修完成后应各监测一次。

3 特殊检查：在发生地震、暴雨、洪水、大风等自然灾害后应全面监测一次，在渠系建筑物发生异常或损坏事故后应视情况加强监测，按照科学实验要求安排配合性监测。

4 进行一般安全监测的渠系建筑物，以年度检查为主。进行专门和特殊安全监测的渠系建筑物以日常检查和年度检查为主进行。

14.1.6 渠系建筑物的监测点、标石结构及其埋设、变形监测的方法、各种监测设备的检验与埋设、监测设施的安、监测的有关要求以及监测资料的整理分析内容、记录表格式等，应参照SDJ 336—89、SL 60—94、SL 265—2001、SL 279—2002和SL 253—2000等相关的规定执行。

14.2 监测项目

14.2.1 重点安全监测应包括下列监测项目。

- 1 各部结构的施工期和竣工误差。
- 2 预制吊装施工过程及安装后结构完好性。
- 3 混凝土温度。

- 4 不良地质洞段围岩和衬砌层收敛量测。
 - 5 墩台的一般冲刷及局部冲刷等。
- 14.2.2 专门安全监测应包括下列监测项目：**
- 1 水流流态及上、下游水面衔接。
 - 2 渗流。
 - 3 扬压力。
 - 4 应力、应变。
 - 5 挠度。
 - 6 变形。
 - 7 裂缝。
 - 8 边坡稳定。
 - 9 伸缩沉陷缝等关键部位完好性。
 - 10 冻胀力及冻融作用引起的变形和破坏等。
- 14.2.3 一般安全监测应包括下列监测项目：**
- 1 渠系建筑物位置、外观形态、各部结构完整性及附属设备完好性。
 - 2 沉降、水平位移。
 - 3 水流形态、水位、流速、流量。
 - 4 冲刷、淤积变化。
 - 5 气温、降水、风力、水温、冰冻。
 - 6 混凝土结构裂缝、碳化、钢筋锈蚀情况等。

14.3 监测方法

14.3.1 渠系建筑物安全监测应采取划分监测等级、抽取典型代表渠段上的渠系建筑物、突出重点渠系建筑物、监测整座渠系建筑物或监测其代表段、设置对比监测区等不同方式。

14.3.2 安全监测具体有巡视检查和精确监测两种方法。重点和专门安全监测项目应采用精确监测的方法，一般安全监测项目应采用巡视检查方法。

14.3.3 巡视检查应依靠目视、耳听、手摸、鼻嗅等直观方法或

辅以简单工具进行。必要时应采取坑（槽）探手段。

14.3.4 精确监测指在渠系建筑物监测部位安装监测设备实时监测，必要时应采取钻孔取样、注水或抽水试验、化学试剂、水下检查、电视摄像、超声波探测、锈蚀检测、材质化验和强度检测等特殊监测方法。

14.3.5 安全监测设计应提出监测代表段、监测断面和监测点、照明交通安全防护等辅助设施的具体布置方案，监测设备的种类、个数、安装、调试方法及其典型设计。

14.3.6 条件允许时可采取自动记录、闭路电视监测和遥感监测等先进方法。

14.3.7 以任何监测方法获取的结果，均应以填写记录表格、写出报告或制作成电子光盘等形式，真实、及时、完整的形成监测资料。

14.4 监测资料整编

14.4.1 安全监测设计应建立完善的管理制度。工程建设和管理单位应及时全面收集并妥善保管渠系建筑物的设计、设计变更、施工、竣工验收和责任交接期的各种图纸、文字和实地测量、观测网等重要资料。

14.4.2 设计应对监测资料的整理和分析提出技术要求。应参考相关规范或类比相似工程经验提出资料整理的范围、分析方法、编制安全监测报告内容和具体监测记录表格的格式要求。

14.4.3 整编后的安全监测资料和形成的报告应及时归档保管，并提出结论及建议意见上报上级水行政主管部门。

附录 A 荷载计算

A.0.1 作用在墩（架）上的河（渠）道水流动水压力按公式（A.0.1）计算：

$$P_p = k_p \frac{\gamma v_d^2}{2g} A_p \quad (\text{A.0.1})$$

式中 P_p ——作用于一个墩（架）上的动水压力，kN；

γ ——水的容重，kN/m³；

v_d ——河（渠）道水流的设计流速，m/s；

g ——重力加速度，m/s²；

A_p ——墩（架）阻水面积，即河（渠）道水面以下至一般冲刷线处墩（架）在水流正交面上的投影面积，m²；

k_p ——墩（架）形状系数，可按表 A.0.1 选用。

表 A.0.1 墩（架）形状系数 k_p

槽墩（架）迎水面形状	k_p	槽墩（架）迎水面形状	k_p
方形	1.5	尖圆形	0.7
矩形（长边与水流方向平行）	1.3	圆端形	0.6
圆形	0.8		

A.0.2 位于河（渠）道中的墩（台）承受的漂浮物或船只撞击力，按公式（A.0.2）估算：

$$P_d = \frac{W_d v_c}{gt_d} \quad (\text{A.0.2})$$

式中 P_d ——漂浮物或船只的撞击力，kN；

W_d ——漂浮物或船只的重力，kN，应根据实际情况或调查确定；

v_c ——水流速度，m/s；

t_d ——撞击时间, s, 如无实际资料时, 可取 $t_d=1.0s$ 。

A. 0.3 槽身支座产生的摩阻力按公式 (A. 0.3) 计算:

$$F = f_b V \quad (\text{A. 0.3})$$

式中 F ——支座摩阻力, kN, 其方向与位移方向相反;

V ——作用于活动支座的竖向反力, kN;

f_b ——支座摩擦系数, 可按表 A. 0.3 选用。

表 A. 0.3 支座摩擦系数 f_b

支 座 种 类		f_b
滚动支座或摆动支座		0.05
弧形钢板滑动支座		0.20
平面钢板滑动支座		0.30
油毛毡垫层 (老化后)		0.60
(1) 盆式橡胶支座	常温型活动支座	0.04
	耐寒型活动支座	0.06
(2) 充填聚四氟乙烯滑板	常温型活动支座	0.08
	耐寒型活动支座	0.12

A. 0.4 温度荷载计算应符合下列规定:

1 简支或双悬臂梁式渡槽槽身等静定结构因温度变化影响, 槽身长度产生的伸长或缩短值 ΔL 按公式 (A. 0.4-1) 计算:

$$\Delta L = \alpha \Delta t l_t \quad (\text{A. 0.4-1})$$

式中 α ——线膨胀系数, 各种结构材料的线膨胀系数见表 A. 0.4;

Δt ——温度变幅值, 温度上升时 $\Delta t = T_1 - T_2$, 温度下降时 $\Delta t = T_3 - T_2$ 。其中 T_1 、 T_3 为当地最高和最低月平均气温, $^{\circ}\text{C}$, T_2 为槽身浇筑或安装时的气温, $^{\circ}\text{C}$;

l_t ——构件的长度, m。

表 A. 0. 4 结构材料的线膨胀系数 α

构件种类	α (以 $^{\circ}\text{C}^{-1}$ 计)
钢结构	0. 000012
混凝土, 钢筋混凝土及预应力混凝土构件	0. 000010
混凝土预制块砌体	0. 000009
石砌体	0. 000008
砖砌体	0. 000007

2 拱、桁架等超静定结构在均匀的温度升高或降低作用下将在结构内产生温度应力, 温度应力随温度变幅和结构刚度的增大而加大, 可用结构力学等方法求得。温度变幅值 Δt 为当地最高和最低月平均气温与封拱温度的差值。封拱温度应取封拱时的当地实际温度, 或者选择低于当地年平均气温的预估温度进行估算。

3 重要的大型渡槽, 必要时还需考虑日照辐射、槽内水温等引起的温度应力。可通过试验确定其边界条件, 采用数学模型计算其温度场与温度应力。

4 混凝土及钢筋混凝土倒虹吸管在管内外壁温差作用下, 将产生温度应力, 温度应力大小与温度变幅、浇筑温度、管壁厚度、弹性模量等有关, 可由结构力学方法求得。管内外壁温差及其分布可按下列情况分别计算:

- 1) 对地下埋管, 管外壁混凝土表面温度 T_e 和管内壁混凝土表面温度 T_i , 沿环向可近似看做均匀分布, 沿环向各点内外壁温差 $T_d = T_e - T_i$, 为一常数, 无实测资料时, 可近似取 $T_d = \pm(3 \sim 5)^{\circ}\text{C}$ 。
- 2) 施工中未覆盖土的露天管和架空梁式管, 管内壁表面温度 T_i 接近水温, 可按日平均气温考虑, 并视为均匀分布。管外壁温度视不同部位而异: 管顶 T_e 较日最高气温约高 $12 \sim 16^{\circ}\text{C}$; 管脚 T_e 接近日最高气温; 管底 T_e 可近似取日平均气温, 由管顶到管脚一段中, 管外

壁表面混凝土温度按沿环向直线变化规律计算。

- 3) 管壁环向温度分布曲线, 对称于管的垂直轴线。
- 4) 管壁内温度沿管的径向为曲线分布, 可用公式 (A. 0. 4 - 2) 表示:

$$T = T_i + \left(\frac{y - y_0}{y_1 y_0} \right)^n T_d(\psi) \quad (\text{A. 0. 4 - 2})$$

式中 y ——计算点至管中心的距离, m;

y_0 ——管的内半径, m;

y_1 ——管的外半径, m;

$T_d(\psi)$ ——管内外温差, °C;

n ——指数, 随管壁厚度 δ 而变; 当 $100\text{mm} < \delta \leq 200\text{mm}$ 时, $n=2$; 当 $200\text{mm} < \delta \leq 400\text{mm}$ 时, $n=3$; 当 $\delta > 400\text{mm}$ 时, $n=4$ 。

- 5) 计算管道纵向应力的温差为管道浇筑温度与运行期最低温度之差。

A. 0. 5 渡槽风压力应按下列公式计算:

- 1 对于较高的排架、梁式渡槽, 基本自振周期 $T(s)$ 近似按公式 (A. 0. 5 - 1) 计算:

$$T(s) = 3.63 \sqrt{\frac{H^3}{EJ}} (M + 0.236 \rho A H) \quad (\text{A. 0. 5 - 1})$$

式中 H ——槽身重心至地面的高度, m;

M ——搁置于排架顶部的槽身质量 (空槽情况) 或槽身及槽中水体的总质量, kg;

E ——排架材料的弹性模量, N/m^2 ;

J ——排架横截面的惯性矩, m^4 ;

A ——排架的横截面面积, m^2 ;

ρ ——排架材料的密度, kg/m^3 。

- 2 横槽方向垂直作用于渡槽表面的风压力应按公式 (A. 0. 5 - 2)、公式 (A. 0. 5 - 3) 计算:

$$W_k = \beta_z \mu_1 \mu_2 \mu_s W_0 \quad (\text{A. 0.5-2})$$

$$W_0 = W_0^2 / 1600 \quad (\text{A. 0.5-3})$$

式中 W_k ——风压力，kPa；

W_0 ——基本风压，kPa，当有可靠风速资料时，按公式 (A. 0.5-3) 计算，其中 V_0 (m/s) 为当地比较空旷平坦地面离地 10m 高处统一所得的 30 年一遇 10min 平均最大风速；如无风速资料，应按 GB 50009—2001 中全国基本风压分布图采用，但不应小于 0.25kPa；

μ_1 ——地形、地理条件系数，对于与大风方向一致的谷口、山口，可取 $\mu_1 = 1.2 \sim 1.5$ ；对于山间盆地、谷地等闭塞地形，则取 $\mu_1 = 0.75 \sim 0.85$ ；

β_z —— z 高度处的风振系数，对于高度较大的排架、梁式渡槽，当结构的基本自振周期 T 大于 0.25s 时，应计入风振影响， β_z 值可按表 A. 0.5-1 采用。不属于上述情况者可不考虑风振影响，取 $\beta_z = 1.0$ ；

μ_2 ——风压高度变化系数，按表 A. 0.5-2 选用。表中离地面高度一栏，对于槽身，指风力在槽身上的着力点（即迎风面的形心）距地面的高度；对于排架或槽墩，指排架顶或墩顶距地面的高度。若槽墩（架）很高，可沿高度方向分成若干段，各段选用相应的风压高度变化系数值；

μ_s ——风载体型系数，可参考表 A. 0.5-3 所列数值选用。对于重要的具有特殊结构型式的渡槽，风载体型系数应由风洞试验确定。

表 A. 0.5-1 风振系数 β_z

$T(s)$	0.25	0.50	1.00	1.50	2.00	3.50	5.00
β_z	1.25	1.40	1.45	1.48	1.50	1.55	1.60

表 A.0.5-2 风压高度变化系数 μ_z

离地面高度 (m)	5	10	15	20	30	40	50	60	70	80	90
μ_z	0.80	1.00	1.14	1.25	1.42	1.56	1.67	1.77	1.86	1.95	2.02

表 A.0.5-3 风载体型系数 μ_s

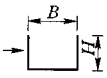
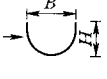






槽身		高宽比 H/B		0.6	0.9	1.2
		空槽	均匀流场	1.61	1.88	2.07
			湍流场	1.56	1.62	1.76
		满槽	均匀流场	1.64	1.87	2.16
	湍流场		1.47	1.50	1.78	
		高宽比 H/B		0.5	0.8	1.1
		空槽	平稳流场	0.61	1.01	1.42
			湍流场	0.68	0.92	1.06
		满槽	平稳流场	0.64	1.05	1.39
			湍流场	0.56	0.90	0.99
排架拱圈		正方形截面		$\mu_s = 1.4$		
	圆形截面		$\mu_s = 0.8$			
	矩形截面		$l/b \leq 1.5 \quad \mu_s = 1.4; l/b > 1.5 \quad \mu_s = 0.9$			
	矩形截面		$l/b \leq 1.5 \quad \mu_s = 1.4; l/b > 1.5 \quad \mu_s = 1.3$			
槽墩	圆端形截面		$l/b \geq 1.5 \quad \mu_s = 0.3$			
	圆端形截面		$l/b \leq 1.5 \quad \mu_s = 0.8; l/b > 1.5 \quad \mu_s = 1.1$			

表 A.0.5-3 (续)

桁架	(a) 两榀平行桁架的整体体型系数: $\mu_s = 1.3\varphi(1 + \eta)$ (b) n 榀平行桁架的整体体型系数: $\mu_s = 1.3\varphi \frac{1 - \eta^n}{1 - \eta}$ 式中: $\varphi = A_n/A$ 为桁架的挡风系数; A_n 为桁架杆件和节点挡风的净投影面积; A 为桁架的轮廓面积; η 与两榀桁架间距 b 、桁架高度 h 及挡风系数 φ 有关; 当 $b/h \leq 1$ 时, η 可按下表采用:						
	φ	≤ 0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	≥ 0.6
	η	1.0	0.85	0.66	0.50	0.33	0.15
注: 一般认为在田园地带(地表面起伏不超过 20cm), 地面上流场的湍流度为 15%~20%, 如流场湍流度小于 4% 则为均匀流场。							

附录 B 渡槽设计计算

B.1 渡槽水力设计计算

B.1.1 槽身过流能力应按以下公式计算：

1 槽身长度不小于渡槽进口渐变段前上游渠道正常水深的 15 倍时，按明渠均匀流公式 (B.1.1-1) 计算：

$$Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}} \quad (\text{B.1.1-1})$$

式中 Q ——渡槽的过水流量， m^3/s ；

A ——槽身过水断面面积， m^2 ；

R ——水力半径， m ；

i ——槽底比降；

n ——槽身过水断面的壁面糙率，钢筋混凝土槽身可取 $n = 0.013 \sim 0.015$ ；砌石槽身可取 $n \geq 0.017$ 。

2 槽身长度小于渡槽进口渐变段前渠道正常水深的 15 倍时，按淹没宽顶堰流公式计算：

1) 槽身为矩形断面时按公式 (B.1.1-2) ~ 公式 (B.1.1-4) 计算：

$$Q = \epsilon \sigma_s m B \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} \quad (\text{B.1.1-2})$$

$$\epsilon = 1.071 \left(1 - \frac{b_0}{b_s}\right)^4 \sqrt{\frac{b_0}{b_s}} \quad (\text{B.1.1-3})$$

$$H_0 = h' + \frac{v_1^2}{2g} \quad (\text{B.1.1-4})$$

式中 H_0 ——渡槽进口水头， m ；

v_1 ——渡槽进口渐变段前渠道断面平均流速， m/s ；

B ——矩形槽身底宽， m ；

h' ——渡槽进口渐变段前渠道断面平均水深， m ；

m ——流量系数，渡槽进口较平顺时取 $m=0.35\sim 0.38$ ；

进口不平顺可取 $m=0.32\sim 0.34$ ；

ϵ ——侧向收缩系数，可取 $\epsilon=0.80\sim 0.92$ ；

b_0 ——槽身净宽，m；

b_s ——渡槽进口前渠道水面宽度与渠底宽度的平均值，m；

σ_s ——淹没系数，按表 D.0.3-1 采用。

2) 槽身为 U 形或梯形断面时按公式 (B.1.1-5)、公式 (B.1.1-6) 计算：

$$Q_m = \epsilon \varphi A \sqrt{2gZ_0} \quad (\text{B.1.1-5})$$

$$Z_0 = Z_1 + \frac{v_1^2}{2g} \quad (\text{B.1.1-6})$$

式中 φ ——流速系数，可取 $\varphi=0.89\sim 0.95$ ；

Z_0 ——计人行近流速水头在内的渡槽上、下游水位差（上、下游总水面降落），m；

Z_1 ——渡槽上、下游水位差（上、下游总水面降落），m，初步估算时，可取 $Z_1=0.10\sim 0.15\text{m}$ ；

g ——重力加速度， m/s^2 。

B.1.2 渡槽总水头损失应按以下方法计算（见图 B.1.2）：

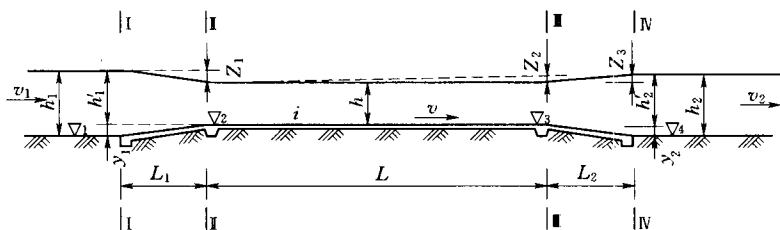


图 B.1.2 渡槽水力计算图

1 对于重要的大、中型渡槽，总水头损失采用能量法计算。

1) 进口渐变段水面降落值按公式 (B.1.2-1) 计算：

$$Z'_1 = \frac{(1 + \sum \xi_1)(v^2 - v_1^2)}{2g} + J_{1-2}L_1 \quad (\text{B. 1. 2 - 1})$$

式中 J_{1-2} ——进口渐变段的平均水力坡降；

L_1 ——进口渐变段长度，m；

$\sum \xi_1$ ——进口渐变段（含节制闸）局部水头损失系数之和，即进口渐变段水头损失系数与门槽水头损失系数之和；

v_1 ——进口渐变段上游渠道断面平均流速，m/s；

v ——槽身断面平均流速，m/s。

当槽身采用双槽或多槽方案时，中间设有隔墙，进口渐变段共用。由于隔墙侧收缩引起的水面降落 Δh (m) 可按美国陆军工程兵团水力设计准则中介绍的亚内尔 (Yarnell) 公式进行计算：

$$\Delta h = 2k(k + 10\omega - 0.6)(\alpha + 15\alpha^4) \frac{v^2}{2g} \quad (\text{B. 1. 2 - 2})$$

式中 k ——隔墙头部形状系数，对半圆形可取 0.9；

ω ——槽内流速水头与水深之比；

α ——隔墙总厚度与槽宽之比；

v ——槽内流速，m/s。

进口渐变段水面总降落值为：

$$Z_1 = Z'_1 + \Delta h$$

2) 槽身段水面降落值。在长槽情况下，槽身段水流为均匀流，根据槽身长度 L 和槽底比降 i 可求得该段水面降落值为：

$$Z_2 = iL \quad (\text{B. 1. 2 - 3})$$

3) 出口渐变段水面回升值。渡槽出口水流经过渐变段时，槽身末端的水流动能一部分消耗于摩擦、断面扩大及其他原因引起的沿程水头损失和局部水头损失，一部分恢复为位能而产生水面回升。出口渐变段水面回升值可按公式 (B. 1. 2 - 4) 计算：

$$Z_3 = \frac{(1 - \sum \xi_2)(v^2 - v_2^2)}{2g} - J_{3-4}L_2 \quad (\text{B. 1. 2 - 4})$$

式中 J_{3-4} ——出口渐变段的平均水力坡降；

L_2 ——出口渐变段长度，m；

$\sum \xi_2$ ——出口渐变段（含检修闸）局部水头损失系数之和，即出口渐变段水头损失系数与门槽水头损失系数之和；

v_2 ——出口渐变段末端下游渠道断面平均流速，m/s。

4) 渡槽总水头损失（即通过渡槽的总水面降落）按公式（B. 1. 2 - 5）计算：

$$\Delta Z = Z_1 + Z_2 + Z_3 \quad (\text{B. 1. 2 - 5})$$

式中 ΔZ ——渡槽总水头损失，m，应等于或略小于渠系规划中允许的水头损失值。

5) 当槽身为短槽时（ $L \leq 15h_1$ ），槽中水流为非均匀流，对求得的槽宽与水深应按非均匀流进行水面线复核，若复核所得的进、出口水位差超过了规划给定的允许值，应调整槽身断面尺寸重新计算。

2 对于一般中、小型渡槽，总水头损失 ΔZ 的计算公式中，槽身段水面降落值 Z_2 仍用公式（B. 1. 2 - 3）计算，进、出口渐变段水面降落、回升值按下列公式计算：

进口渐变段水面降落值

$$Z_1 = (1 + \xi_1)(v^2 - v_1^2)/2g \quad (\text{B. 1. 2 - 6})$$

出口渐变段水面回升值

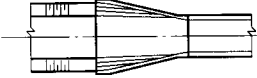

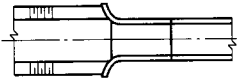

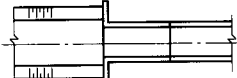
$$Z_2 = (1 + \xi_2)(v^2 - v_2^2)/2g \quad (\text{B. 1. 2 - 7})$$

式中 ξ_1 、 ξ_2 ——渡槽进口渐变段、出口渐变段局部水头损失系数，可根据渐变段型式由表 B. 1. 2 查得。

渡槽总水面降落按公式（B. 1. 2 - 8）计算：

$$\Delta Z = Z_1 + Z_2 + Z_3 \quad (\text{B. 1. 2 - 8})$$

表 B. 1. 2 进、出口水头损失系数

渐变段型式	示意图 (以梯形断面和矩形断面连接为例)	进口渐变段局部水头损失系数 ξ_1	出口渐变段局部水头损失系数 ξ_2
曲线形反弯扭曲面		0.10	0.20
直线形扭曲面		$\theta_1 = 15^\circ \sim 37^\circ$ $\xi_1 = 0.05 \sim 0.30$	$\theta_2 = 10^\circ \sim 17^\circ$ $\xi_2 = 0.30 \sim 0.50$
圆弧直墙		0.20	0.50
八字形		0.30	0.50
直角形		0.40	0.75

注: θ_1 表示进口渐变段水面收缩角; θ_2 表示出口渐变段水面扩散角。

B. 1. 3 水面衔接应按以下方法计算

1 渡槽进、出口槽身底部高程及出口处下游渠道底部高程按公式 (B. 1. 3-1) ~ 公式 (B. 1. 3-3) 计算。

2 渡槽进口槽身底部高程 ∇_1 按公式 (B. 1. 3-1) 计算:

$$\nabla_1 = \nabla_3 + h_1 + Z_1 - h \quad (\text{B. 1. 3-1})$$

式中 ∇_3 —— 渡槽进口渐变段前上游渠道底高程, m;

h_1 、 h —— 渡槽通过设计流量时相应的上游渠道水深及槽内水深, m。

3 渡槽出口槽身底部高程 ∇_2 按公式 (B. 1. 3-2) 计算:

$$\nabla_2 = \nabla_1 - iL \quad (\text{B. 1. 3-2})$$

4 渡槽出口渐变段末端下游渠底高程 ∇_4 按公式 (B. 1. 3 - 3) 计算:

$$\nabla_4 = \nabla_2 + h + Z_3 - h_2 \quad (\text{B. 1. 3 - 3})$$

式中 h_2 ——渡槽通过设计流量时相应的下游渠道水深, m。

B. 1. 4 弯道横向最大水面差应按以下方法计算:

弯道处凹岸与凸岸间的槽身内横向最大水面差 Δh 可按公式 (B. 1. 4 - 1) 计算:

$$\Delta h = \frac{\alpha_1 v^2}{gr} \frac{A}{h} \quad (\text{B. 1. 4 - 1})$$

式中 α_1 ——弯道上游槽身直段水流的动能修正系数, 可取 $\alpha_1 = 1.0$;

v ——弯道上游槽身直段过水断面的平均流速, m/s;

r ——弯道的弯曲半径, m;

A ——弯道上游槽身直段过水断面面积, m^2 ;

h ——弯道上游槽身直段槽内水深, m;

g ——重力加速度, m/s^2 。

B. 2 拱圈横向稳定性验算

B. 2. 1 宽跨比小于 $1/20$ 的板拱或采用单肋合拢时的拱肋, 可按公式 (B. 2. 1 - 1) ~ 公式 (B. 2. 1 - 3) 验算拱圈 (肋) 的横向稳定:

$$N_m \leq \frac{1}{K_H} N'_L \quad (\text{B. 2. 1 - 1})$$

$$N'_L = \frac{H'_L}{\cos \varphi_m} \quad (\text{B. 2. 1 - 2})$$

$$H'_L = K'_L \frac{EI_y}{8fL} \quad (\text{B. 2. 1 - 3})$$

式中 K_H ——横向稳定安全系数, 可采用 $4 \sim 5$;

N'_L ——拱圈 (肋) 丧失横向稳定时的临界轴向压力, kN;

H'_L ——临界推力, kN;

- I_y ——拱圈（肋）截面对其自身竖直轴的惯性矩， m^4 ；
 f 、 L ——拱圈（肋）的计算矢高和计算跨度， m ；
 E ——拱圈（肋）材料的弹性模量， kN/m^2 ；
 K'_L ——临界荷载系数，可参考表 B. 2. 1 确定；
 N_m 、 φ_m ——意义与公式（5. 5. 8 - 1）～公式（5. 5. 8 - 5）相同。

表 B. 2. 1 等截面抛物线双铰拱横向稳定临界荷载系数 K'_L

f/L \ λ	0.7	1.0	2.0
0.1	28.5	28.5	28.5
0.2	41.5	41.0	40.0
0.3	40.0	38.5	36.5

注：表中 λ 为截面抗弯刚度与抗扭刚度之比。 $\lambda = EI_y/GI_k$ （其中 I_k 为扭转惯性矩， m^4 ）， G 为剪切弹性模量， $G=0.43E$ ， kN/m^2 。

B. 2. 2 具有横向联系构件的肋拱或无支架施工时采用双肋合拢的拱肋，在验算横向稳定时，可将拱展开成一个与拱轴等长的平面桁架，按组合压杆进行计算，组合杆的长度等于拱轴线长度 S_a 。拱圈（肋）的横向稳定验算公式与公式（B. 2. 1 - 1）相同，但式中临界轴向压力 N'_L 为：

$$N'_L = \frac{\pi^2 E_a I'_y}{(L')^2} \quad (\text{B. 2. 2 - 1})$$

$$L' = \alpha' S_a \sqrt{1 + \frac{\pi^2 E_a I'_y}{(\alpha' S_a)^2} \left(\frac{a'b'}{12E_b I_b} + \frac{a'^2}{24E_a I_a} \right)} \quad (\text{B. 2. 2 - 2})$$

- 式中 I'_y ——两拱肋截面对其公共竖直轴的惯性矩， m^4 ；
 E_a ——拱肋材料的弹性模量， kN/m^2 ；
 L' ——组合压杆计算长度， m ；
 S_a ——拱轴线长度， m ；

- α' ——系数，无铰拱为 0.5，双铰拱为 1.0；
- a' 、 b' ——横系梁（或夹木）中距和两拱肋中距，m；
- I_a 、 I_b ——一个拱肋和一根横系梁（或夹木）对自身垂直轴的惯性矩， m^4 ；
- E_b ——横系梁（或夹木）材料的弹性模量， kN/m^2 。

附录 C 倒虹吸管设计计算

C.1 倒虹吸管水力计算

C.1.1 根据已有工程设计、施工经验和各种材料管道的生产技术水平，将各种材料管道的适用范围推介列于表 C.1.1，供选择参考。

表 C.1.1 各种材料管道的适用范围

管材类型	适用水头	适用 HD 值 (m ²)
混凝土管	低水头	<25
钢筋混凝土管	中水头	20~120 (或 150, 视施工水平)
预应力钢筋混凝土管	中~高水头	100~300
玻璃钢管	中~高水头	≤1000
预应力钢筒混凝土管	高水头	≤1000
钢管和钢衬混凝土管	高水头	≤1000

注：H—工作水头，m；D—管道内径，m。

C.1.2 有压管流挟沙流速按公式 (C.1.2) 进行计算：

$$v_{np} = \left(\omega_0 \sqrt[6]{\rho} \sqrt[4]{\frac{4Q_{np}}{\pi d_{75}^2}} \right)^{1.25} \quad (C.1.2)$$

式中 v_{np} ——有压管流挟沙流速 (不淤极限流速)，m/s；

ω_0 ——泥沙沉降速度，mm/s；

ρ ——挟沙水流中含沙量 (以重量百分比计算)；

Q_{np} ——流速为 v_{np} 时管内通过的流量，m³/s；

d_{75} ——小于该粒径的泥沙重量占 75% 的泥沙粒径，mm，可由渠道泥沙级配曲线上查得；管道通过设计流量时流速 v 应能满足 $v > v_{np}$ 的要求，而通过小流量时若 $v < v_{np}$ ，仍会产生淤积。此时应采用双管或者多管布置，以提高单管过水流速 v 来满足不

淤要求。

C. 1.3 倒虹吸管水头损失应按以下方法计算：

1 进口渐变段局部水头损失及水面降落按下列公式计算：

1) 如图 C. 1.3-1 所示，进口渐变段的局部水头损失按公式 (C. 1.3-1) 计算：

$$h_{j1} = \xi_1 \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \quad (\text{C. 1.3-1})$$

式中 h_{j1} ——进口渐变段的局部水头损失，m；

ξ_1 ——进口渐变段的局部损失系数，与渐变段的型式有关，按表 C. 1.3-1 选取；

v_1 、 v_2 ——渠道进口渐变段始、末断面的平均流速，m/s；

g ——重力加速度，m/s²。

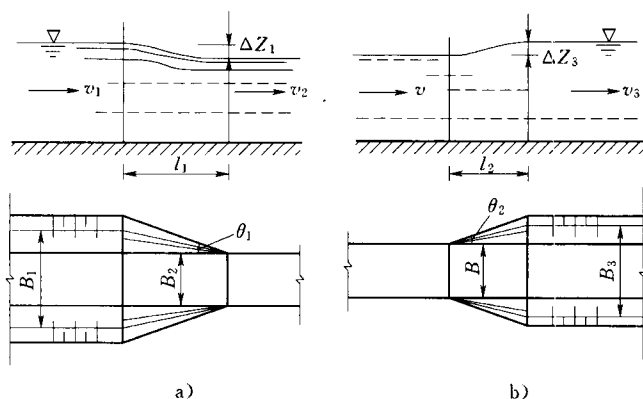


图 C. 1.3-1

2) 忽略渐变段起始断面与末端断面间的沿程损失，两断面间的水面落差 ΔZ_1 (见图 C. 1.3-2) 按公式 (C. 1.3-2) 计算：

$$\Delta Z_1 = (1 + \xi_1) \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \quad (\text{C. 1.3-2})$$

式中 ΔZ_1 ——进口渐变段的水面落差，m。

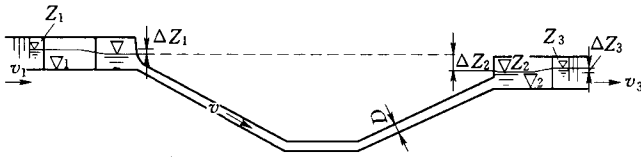


图 C. 1.3-2 倒虹吸管水面落差示意图

表 C. 1.3-1 渐变段局部损失系数表

渐变段型式	ξ_1	ξ_2	适用条件
反弯扭曲面	0.10	0.20	水面收敛角 θ_1 和 水面扩散角 θ_2 均 $\leq 12.5^\circ$
1/4 圆弧	0.15	0.25	
方头型	0.30	0.75	
直线扭曲面	0.05~0.30	0.30~0.50	$\theta_1 = 15^\circ \sim 37^\circ$

2 出口渐变段的局部水头损失和水面恢复值按下列公式计算:

1) 如图 C. 1.3-1b) 所示, 出口渐变段的局部水头损失按公式 (C. 1.3-3) 进行计算:

$$h_{j2} = \xi_2 \frac{v^2 - v_3^2}{2g} \quad (\text{C. 1.3-3})$$

式中 h_{j2} ——出口渐变段的局部水头损失, m;

v 、 v_3 ——管道出口和出口渐变段末断面的平均流速, m/s;

ξ_2 ——出口渐变段的局部损失系数, 与渐变段的形式有关, 按表 C. 1.3-1 选取。

2) 忽略渐变段起始断面与末端断面间的沿程损失, 两断面间的水面恢复值 ΔZ_3 按公式 (C. 1.3-4) 计算:

$$\Delta Z_3 = (1 - \xi_2) \frac{v^2 - v_3^2}{2g} \quad (\text{C. 1.3-4})$$

式中 ΔZ_3 ——出口渐变段的水面恢复值, m;

其他符号的含义与公式 (C. 1.3-3) 相同。

3 倒虹吸管的水头损失包括局部水头损失和沿程水头损失两大类。倒虹吸管的水头损失按下列公式计算:

1) 倒虹吸管的局部水头损失按公式 (C. 1.3-5) 计算:

$$h_j = \left[\sum \xi_i \left(\frac{\varphi}{\varphi_i} \right)^2 \right] \frac{v^2}{2g} \quad (\text{C. 1.3-5})$$

式中 h_j ——倒虹吸管的局部水头总损失，m；

φ 、 φ_i ——管道出口断面面积和局部阻力损失处的相应断面面积， m^2 ；

ξ_i ——某一局部水头损失系数，如拦污栅、闸门槽、进水口、弯管、出水口等的局部水头损失系数（不包括 ξ_1 和 ξ_2 ）。

各类水头损失系数的计算方法如下：

① 拦污栅水头损失系数 ξ_s 。

如图 C. 1.3-3 所示，当拦污栅无独立支墩时：

$$\xi_s = \beta_1 \left(\frac{s_1}{b_1} \right)^{\frac{4}{3}} \sin \alpha \quad (\text{C. 1.3-6})$$

当拦污栅有独立支墩时：

$$\xi_s = \left[\beta_1 \left(\frac{s_1}{b_1} \right)^{\frac{4}{3}} + \beta_2 \left(\frac{s_2}{b_2} \right)^{\frac{4}{3}} \right] \sin \alpha \quad (\text{C. 1.3-7})$$

式中 ξ_s ——拦污栅水头损失系数；

β_1 、 β_2 ——拦污栅栅片及拦污栅支墩形状系数，可按表 C. 1.3-2 取值；

s_1 、 b_1 ——拦污栅栅片厚度及栅片间距，mm；

s_2 、 b_2 ——拦污栅支墩厚度及支墩间净距，mm；

α ——拦污栅栅面的倾角， $(^\circ)$ 。

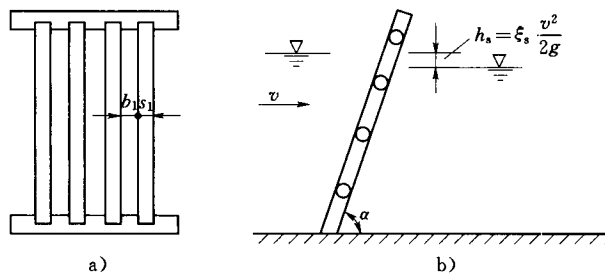












图 C. 1.3-3 拦污栅水头损失系数计算图

表 C.1.3-2 栅条形状系数

形状							
β_1, β_2	2.42	1.83	1.79	1.67	1.04	0.92	0.76

②进水口水头损失系数 ξ_1 。进水口水头损失系数与进口形状是否圆顺有关，可按表 C.1.3-3 取值。竖井式倒虹吸管进口损失系数可取 1.0，缓坡式无修圆进口，可取 0.5。

表 C.1.3-3 进水口水头损失系数表

形状	系数
进口完全修圆 	$\xi_{进口} = 0.05 \sim 0.10$
进口稍微修圆 	0.20~0.25
进口没有修圆 	0.50

③闸门槽水头损失系数 ξ_m 。平板门门槽水头损失系数 ξ_m 为 0.05~0.15。

④压力管道渐变段水头损失系数 ξ_b 。当压力管道由方变圆或收缩时， $\xi_b = 0.05$ ；当压力管道由圆变方或扩大时， $\xi_b = 0.10$ （扩散角不宜大于 10° ）。

⑤压力管道的弯道水头损失系数 ξ_w 。压力管道的弯道水头损失系数与拐角 θ 、拐弯半径 R 及管道内径 D_0 有关，可先由表 C.1.3-4 查出 ξ_{90° 值（见图 C.1.3-4），再从表 C.1.3-5 查出 γ ，则 $\xi_w = \gamma \xi_{90^\circ}$ 。

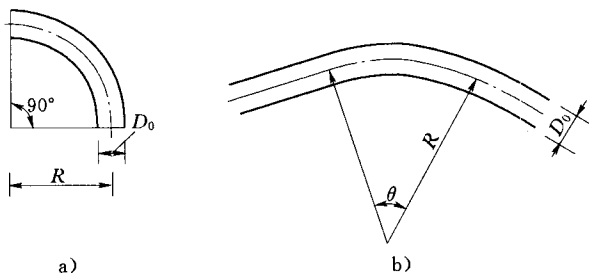


图 C.1.3-4 弯道水头损失系数计算图

表 C.1.3-4 直角弯道损失系数 ξ_{90° 表

R/D_0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0
ξ_{90°	1.2	0.8	0.6	0.48	0.36	0.30	0.29	0.28	0.27	0.26	0.25	0.24	0.23

表 C.1.3-5 任意角弯道损失系数修正系数 γ 值表

θ ($^\circ$)	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	120	140
γ	0.125	0.23	0.4	0.55	0.65	0.75	0.83	0.88	0.95	1.00	1.05	1.13	1.20

⑥旁通管的水头损失系数 ξ_p 。倒虹吸管的冲沙、放空、进入孔等旁通管的损失系数，一般采用 0.10。

⑦管道出口水头损失系数 ξ_e 。倒虹吸管出口入明渠的损失系数可按表 C.1.3-6 选取。

表 C.1.3-6 倒虹吸管出口入明渠的损失系数

ω_g / ω_q	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
ξ_e	0.81	0.64	0.40	0.36	0.25	0.16	0.09	0.04	0.01

2) 倒虹吸管的沿程阻力水头损失按公式 (C.1.3-8) 计算:

$$h_f = \left[\sum \frac{2gL_i}{C_i^2 R_i} \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 \right] \frac{v^2}{2g} \quad (\text{C.1.3-8})$$

其中

$$C_i = \frac{1}{n} R_i^{\frac{1}{6}} \quad (\text{C.1.3-9})$$

- 式中 h_f ——倒虹吸管沿程阻力总水头损失，m；
 C_i ——管身计算段水流的舍齐系数，舍齐系数 C_i 与糙率有关；
 R_i ——管身计算段水流的水力半径；
 L_i ——管身计算段的管长，m；
 ω ——管道出口横断面积， m^2 ；
 ω_i ——管身计算段横断面积， m^2 ；
 n ——边壁糙率，与边壁材料有关。

3) 倒虹吸管的总水头损失 h_w 按公式 (C. 1.3 - 10) 计算：

$$h_w = h_j + h_f = \left[\sum \xi_i \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 + \sum \frac{2gL_i}{C_i^2 R_i} \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 \right] \frac{v^2}{2g} \quad (\text{C. 1.3 - 10})$$

4) 进口渐变段末端至管道出口的总水面降落 ΔZ_2 的计算。进口渐变段末端至管道出口水面降落由两部分组成：一是进口渐变段至倒虹吸进口间的连接段的水面降落 $\left(\frac{v^2 - v_2^2}{2g} \right)$ ；二是管道进口至出口的总水头损失 (h_w)。由此，进口渐变段末端至管道出口的总水面降落 ΔZ_2 按公式 (C. 1.3 - 11) 计算：

$$\Delta Z_2 = \left[\sum \xi_i \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 + \sum \frac{2gL_i}{C_i^2 R_i} \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 \right] \frac{v^2}{2g} + \frac{v^2 - v_2^2}{2g} \quad (\text{C. 1.3 - 11})$$

C. 1.4 倒虹吸管过流能力按公式 (C. 1.4 - 1) 计算：

$$Q = \omega v = \mu \omega \sqrt{2g\Delta Z_2} \quad (\text{C. 1.4 - 1})$$

其中 $\mu = \frac{1}{\sqrt{\sum \xi_i \frac{\omega^2}{\omega_i^2} + \sum \frac{2gL_i}{C_i^2 R_i^2} \frac{\omega^2}{\omega_i^2} + 1 - \frac{\omega^2}{\omega_2^2}}}$ (C. 1.4 - 2)

式中 Q ——管道的泄流量， m^3/s ；
 ω ——管道出口的横断面积， m^2 ；
 v ——管道的断面平均流速， m/s ；

ΔZ_2 ——进口渐变段末端断面至管道出口断面的水面落差，m；

g ——重力加速度， m/s^2 ；

μ ——流量系数；

ω_2 ——进口渐变段末端的过水面积， m^2 。

C. 1.5 倒虹吸管进、出口水面总落差应按以下方法计算：

由倒虹吸管进口渐变段起始断面至出口渐变段末端断面之间的水面总落差 ΔZ 按公式 (C. 1.5) 计算：

$$\begin{aligned}\Delta Z &= \Delta Z_1 + \Delta Z_2 + \Delta Z_3 \\ &= (1 + \xi_1) \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} + \left[\sum \xi_i \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 + \sum \frac{2gL_i}{C_i^2 R_i} \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 \right] \frac{v^2}{2g} \\ &\quad + \frac{v^2 - v_2^2}{2g} - (1 - \xi_2) \frac{v^2 - v_3^2}{2g}\end{aligned}\quad (\text{C. 1.5})$$

C. 1.6 倒虹吸管出口消力池应按以下方法计算：

倒虹吸管出口与下游渠道之间，常以渐扩式扭曲面连接，并根据需要在该连接段内设置消力池，边界条件比较复杂。初步估算时，可取池长 $L \geq (3 \sim 4)h$ (h 为渠道设计水深，单位为 m)，池深 $T \geq (0.5D + \delta + 0.3\text{m})$ (D 为管内径或管高， δ 为管壁厚度，单位均为 m)。

为检验消力池的尺寸是否满足消能要求，尚可采用计及铅直边墙阻力在内的理论公式进行近似估算，如图 C. 1.6-1 所示。

1 扩散式消力池的共轭水深表示式为：

$$4Fr^2 = \frac{\beta\eta}{\beta\eta - 1} [(1 + \beta)(\eta^2 - 1)] \quad (\text{C. 1.6-1})$$

$$Fr = \frac{v_1}{\sqrt{gh'}} \quad (\text{C. 1.6-2})$$

$$\beta = \frac{b_2}{b_1} \quad (\text{C. 1.6-3})$$

$$\eta = \frac{h''}{h'} \quad (\text{C. 1.6-4})$$

式中 Fr ——跃前断面弗劳德数；

- v_1 、 h' ——跃前断面平均流速和水深，m；
 β ——共轭断面底宽比；
 b_1 、 b_2 ——跃前与跃后断面的宽度，m；
 η ——共轭断面水深比；
 h'' ——跃后断面第二共轭水深，m。

为方便设计， $\eta = f(Fr, \beta)$ 的关系可由图 C. 1. 6 - 2 查算。

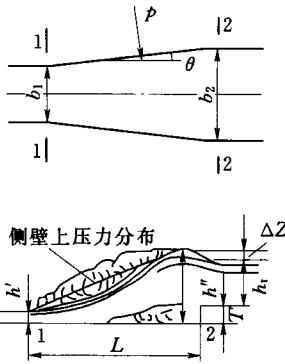


图 C. 1. 6 - 1

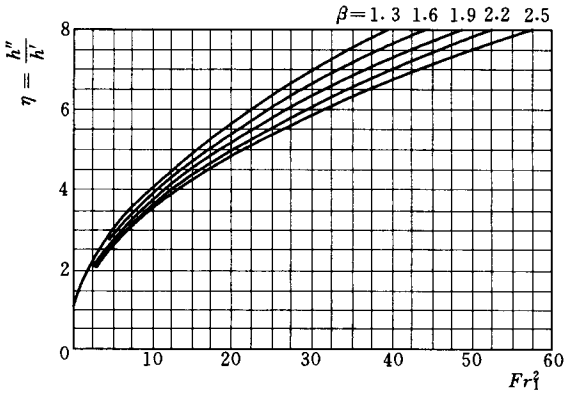


图 C. 1. 6 - 2

2 消力池池深 T 可按公式 (C. 1. 6 - 5) 计算:

$$T = \sigma h'' - h_t - \Delta Z \quad (\text{C. 1. 6 - 5})$$

其中
$$\Delta Z = \frac{Q^2}{2gb_2^2} \left(\frac{1}{\varphi^2 h_t^2} - \frac{1}{\sigma^2 h''^2} \right) \quad (\text{C. 1. 6 - 6})$$

式中 σ ——安全系数, 可取 $\sigma = 1.05 \sim 1.10$;

ΔZ ——消力池出口水面落差, m;

Q ——倒虹吸管过流量, m^3/s ;

b_2 ——消力池出口宽度, m;

φ ——水流自消力池出流的流速系数, 一般取 $\varphi = 0.95$;

h_t ——消力池出口渠底以上水深, m。

3 水跃长度 L' 可按公式 (C. 1. 6 - 7) 和公式 (C. 1. 6 - 8) 计算:

当 $3 < Fr_1^2 < 6$ 时

$$L' = (1 + 0.6 Fr_1^2) h'' \quad (\text{C. 1. 6 - 7})$$

当 $6 < Fr_1^2 < 17$ 时

$$L' = 4.6 h'' \quad (\text{C. 1. 6 - 8})$$

池长可取
$$l = (0.7 \sim 0.8) L' \quad (\text{C. 1. 6 - 9})$$

C. 2 倒虹吸管进口沉沙池的设置及尺寸

C. 2. 1 倒虹吸管的进水口前是否设置沉沙池, 应根据渠道来水的含沙量、渠道功能和整体设计确定。在黄土高原、花岗岩地区的多泥沙渠道上以及沿渠道坡面来水处理不当、泥沙容易入渠的倒虹吸管进水口前宜设置沉沙池和冲沙闸。

C. 2. 2 含沙量较少渠道上倒虹吸管进口沉沙池的尺寸按下列公式估算:

$$L \geq (4 \sim 5) h \quad (\text{C. 2. 2 - 1})$$

$$B \geq 1.5 b \quad (\text{C. 2. 2 - 2})$$

$$T \geq 0.5 D + \delta + 0.2 \quad (\text{C. 2. 2 - 3})$$

式中 L ——池长, m;

B ——池宽, m;

T ——渠底以下池深, m;
 h ——渠道的设计水深, m;
 b ——渠底宽度, m;
 D ——管径或管高, m;
 δ ——管壁厚度, m。

C. 2. 3 含沙量较多渠道上倒虹吸管进口沉沙池的尺寸, 在初步拟定水深 $H = (h + T)$ 和池宽 B 后, 应按下列公式核算其断面的平均流速 v , 是否满足沉沙要求:

$$v = \frac{Q}{HB} \quad (\text{C. 2. 3})$$

式中 Q ——渠道流量, m^3/s ;
 H ——水深, m;
 B ——池宽, m;
 v ——断面的平均流速, m/s 。

当泥沙沉降最小粒径为 $0.05 \sim 0.1\text{mm}$ 时, 满足沉沙要求的池内平均流速为 $0.05 \sim 0.15\text{m}/\text{s}$; 当泥沙沉降最小粒径为 0.25mm 时, 满足沉沙要求的池内平均流速为 $0.25 \sim 0.55\text{m}/\text{s}$; 当泥沙沉降最小粒径为 0.35mm 时, 满足沉沙要求的池内平均流速为 $0.40 \sim 0.80\text{m}/\text{s}$ 。

C. 2. 4 根据实验, 泥沙沉降的水平长度 L' 与沉沙池内水深 H 、平均流速 v 以及泥沙沉降速度 ω_0 有关, 表达式如下:

$$L' = \frac{vH}{\omega_0} \quad (\text{C. 2. 4-1})$$

沉沙池估算长度:

$$L = kL' \quad (\text{C. 2. 4-2})$$

当粒径 $d_{75} \leq 0.1\text{mm}$ 时

$$\omega_0 = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1800\mu} d_{75}^2 \quad (\text{C. 2. 4-3})$$

当粒径 $0.15\text{mm} < d_{75} < 1.5\text{mm}$ 时

$$\omega_0 = 6.77 \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} d_{75} + \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1.92\gamma_w} \left(\frac{t}{26} - 1 \right) \quad (\text{C. 2. 4-4})$$

当粒径 $d_{75} > 1.5\text{mm}$ 时

$$\omega_0 = 33.1 \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma_w}{10\gamma_w} d_{75}} \quad (\text{C. 2. 4 - 5})$$

式中 k ——安全系数，一般取 1.2~1.5；

ω_0 ——泥沙沉降速度，cm/s，与泥沙粒径、水温及水的动黏滞系数有关，按公式 (C. 2. 4 - 3) ~ 公式 (C. 2. 4 - 5) 分别计算求得；

μ ——动力黏滞系数， $\text{g} \cdot \text{s}/\text{cm}^2$ ；

γ_s ——泥沙颗粒密度，一般 $\gamma_s = 2.65\text{g}/\text{cm}^3$ ；

γ_w ——水的密度， g/cm^3 ；

t ——水温， $^{\circ}\text{C}$ 。

附录 D 涵洞水流流态判别及过流能力计算

D.0.1 应由涵洞水流流态决定过流能力所采用的计算公式。涵洞水流流态根据进口水深（从进口洞底算起的上游进口水深）、出口水深（从出口洞底算起的下游出口水深）与洞高的关系，分为无压流、半压力流、非淹没压力流及淹没压力流，其判别标准为：

1 进口水深 $H \leq 1.2D$ (D 为洞高, H 、 D 单位均为 m) 时：当出口水深 $h < D$ ，为无压流；当 $h \geq D$ ，为淹没压力流。

2 $1.2D < H \leq 1.5D$ 时：当 $h < D$ ，为半压力流；当 $h \geq D$ ，为淹没压力流。

3 $H > 1.5D$ 时：当 $h < D$ ，为非淹没压力流；当 $h \geq D$ ，为淹没压力流。

D.0.2 无压流涵洞水流流态还与洞身长度有关，分为长洞与短洞，其判别标准为： $L < 8H$ 时为短洞； $L \geq 8H$ 时为长洞。 L 为洞身长度，单位为 m。

D.0.3 涵洞过流能力应按下列不同流态分别计算：

1 无压流涵洞过流能力可按公式 (D.0.3-1) ~ 公式 (D.0.3-4) 计算：

$$Q = \alpha m B \sqrt{2gH_0^{\frac{3}{\sigma}}} \quad (\text{D.0.3-1})$$

$$H_0 = H + \frac{\alpha v^2}{2g} \quad (\text{D.0.3-2})$$

$$\sigma = 2.31 \frac{h_s}{H_0} \left(1 - \frac{h_s}{H_0}\right)^{0.4} \quad (\text{D.0.3-3})$$

$$h_s = h - iL \quad (\text{短洞}) \quad (\text{D.0.3-4})$$

式中 Q ——涵洞过流量， m^3/s ；

B ——洞宽，m；

m ——流量系数，可近似采用 $m=0.36$ ；

- ϵ ——侧收缩系数，可近似取 $\epsilon=0.95$ ；
- H_0 ——包括行近流速水头在内的进口水深，m，可按公式 (D.0.3-2) 计算求得；
- g ——重力加速度， $g=9.81$ ， m/s^2 ；
- σ ——淹没系数，可按公式 (D.0.3-3) 计算求得或按表 D.0.3-1 查得；
- h_s ——洞进口内水深，m，对短洞，可按公式 (D.0.3-4) 计算求得，对长洞需以出口水深为控制水深，从出口断面向上游推算水面线以确定洞进口内水深；
- v ——上游行近流速， m/s ；
- α ——动能修正系数，可采用 $\alpha=1.05$ 。

表 D.0.3-1 淹没系数 σ 值表

h_s/H_0	≤ 0.72	0.75	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.91
σ	1.00	0.99	0.98	0.97	0.95	0.93	0.90	0.87	0.83	0.80
h_s/H_0	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.995	0.998
σ	0.77	0.74	0.70	0.66	0.61	0.55	0.47	0.36	0.28	0.19

2 半压力流涵洞过流能力可按公式 (D.0.3-5) 计算：

$$Q = m_1 A \sqrt{2g(H_0 + iL - \beta_1 D)} \quad (\text{D.0.3-5})$$

式中 m_1 ——流量系数，由表 D.0.3-2 查取；

A ——洞身断面面积， m^2 ；

β_1 ——修正系数，由表 D.0.3-2 查取；

i ——洞底坡降。

表 D.0.3-2 流量系数 m_1 及修正系数 β_1 值表

进口型式	m_1	β_1
圆锥形护坡	0.625	0.735
八字墙、扭曲面翼墙	0.670	0.740
走廊式翼墙	0.576	0.715

3 压力涵洞过流能力应分别按下列非淹没压力流与淹没压力流进行计算：

1) 非淹没压力流涵洞过流能力应按公式 (D. 0.3-6) ~ 公式 (D. 0.3-10) 计算：

$$Q = m_2 A \sqrt{2g(H_0 + iL - \beta_2 D)} \quad (\text{D. 0.3-6})$$

$$m_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi + \frac{2gL}{C^2 R}}} \quad (\text{D. 0.3-7})$$

$$R = \frac{A}{\chi} \quad (\text{D. 0.3-8})$$

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \quad (\text{D. 0.3-9})$$

$$\sum \xi = \xi_1 + \xi_2 + \xi_3 + \xi_5 + \xi_6 \quad (\text{D. 0.3-10})$$

式中 m_2 ——流量系数，可按公式 (D. 0.3-7) 计算求得；

β_2 ——修正系数，可采用 $\beta_2 = 0.85$ ；

R ——水力半径，m，可按公式 (D. 0.3-8) 计算求得；

χ ——湿周，m；

C ——谢才系数， $\text{m}^{1/2}/\text{s}$ ；

n ——糙率，混凝土洞可采用 0.014；

$\sum \xi$ ——除出口损失系数以外的局部水头损失系数总和；

ξ_1 ——进口损失系数，顶部修圆的进口可采用 0.1~0.2；

ξ_2 ——拦污栅损失系数，与栅条形状尺寸及间距有关，一般可采用 0.2~0.3；

ξ_3 ——闸门槽损失系数，可采用 0.05~0.1；

ξ_5 ——进口渐变段损失系数，可按表 D. 0.3-3 查得；

ξ_6 ——出口渐变段损失系数，可按表 D. 0.3-3 查得。

表 D. 0.3-3 渐变段水头损失系数

渐变段型式	进 口	出 口
扭曲面	0.1~0.2	0.3~0.5
八字斜墙	0.2	0.5
圆弧直墙	0.2	0.5

2) 淹没压力流涵洞过流能力应按公式 (D. 0. 3 - 11) ~ 公式 (D. 0. 3 - 14) 计算:

$$Q = m_3 A \sqrt{2g(H_0 + iL - h)} \quad (\text{D. 0. 3 - 11})$$

$$m_3 = \frac{1}{\sqrt{\sum \xi + \frac{2gL}{C^2 R}}} \quad (\text{D. 0. 3 - 12})$$

$$\sum \xi = \xi_1 + \xi_2 + \xi_3 + \xi_4 + \xi_5 + \xi_6 \quad (\text{D. 0. 3 - 13})$$

$$\xi_4 = \left(1 - \frac{A}{A_F}\right)^2 \quad (\text{D. 0. 3 - 14})$$

- 式中 m_3 ——流量系数, 可按公式 (D. 0. 3 - 12) 计算求得;
 $\sum \xi$ ——局部水头系数的总和, 较非淹没压力流的 $\sum \xi$ 值多一个出口损失系数 ξ_4 ;
 A_F ——出口后下游过水断面面积, m^2 ;
 ξ_4 ——出口损失系数, 可按公式 (D. 0. 3 - 14) 计算求得, 当出口后下游过水断面较大, 比值 A/A_F 很小时, ξ_4 可近似取为 1。

附录 E 无压隧洞设计计算

E.0.1 非圆形无压隧洞弹性抗力分布应按以下方法计算：

对无压弹性固端拱座高脚拱（圆拱直墙式、马蹄形、蛋形等），衬砌在铅直围岩压力和洞内水压力作用下，顶拱将向下变形，有和围岩脱开趋势，不产生围岩抗力，两侧直墙（或曲拱）则向外变形，引起围岩弹性抗力 P ，该值与该点位移 δ 成正比，即 $P=k\delta$ ， k 为弹性抗力系数，可参考表 E.0.1 的数值确定。拱座处认为没有水平位移，该处弹性抗力亦为零。

表 E.0.1 无压隧洞岩石抗力系数表

岩石坚硬程度	代表岩石的名称	节理裂隙多少或风化程度	岩石抗力系数 k (N/cm ²)
坚硬岩石	石英岩、花岗岩、流纹斑岩、安山岩、玄武岩、厚层砂质灰岩等	节理裂隙少，新鲜节理裂隙不太发育，微风化节理裂隙发育，弱风化	2000~5000 1200~2000 500~1200
中等坚硬岩石	砂岩、石灰岩、白云岩、砾岩等	节理裂隙少，新鲜节理裂隙不太发育，微风化节理裂隙发育，弱风化	1200~2000 800~1200 200~800
较软岩石	砂页岩互层、黏土质岩石、致密的泥灰岩等	节理裂隙少，新鲜节理裂隙不太发育，微风化节理裂隙发育，弱风化	500~1200 200~500 <200
松软岩石	严重风化及十分破碎的岩石、断层、破碎带等	—	<100

根据上述变形特点，可确定出圆拱直墙式及蛋形弹性抗力和摩擦力分布见图 E.0.1-1 和图 E.0.1-2。

对于圆拱直墙式，当上部为半圆或接近半圆拱时，一般认为弹性抗力的上部零点位置在倾角 $\varphi=45^\circ$ 处（图 E.0.1-1），最大弹性抗力近似取在拱与直墙相交处（图 E.0.1-1）。弹性抗力的下部零点在拱座，其间的弹性抗力按抛物线分布，各点的弹性抗

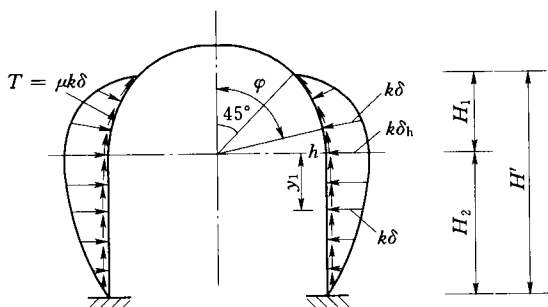


图 E.0.1-1 圆拱直墙式衬砌弹性抗力及摩擦力分布示意图

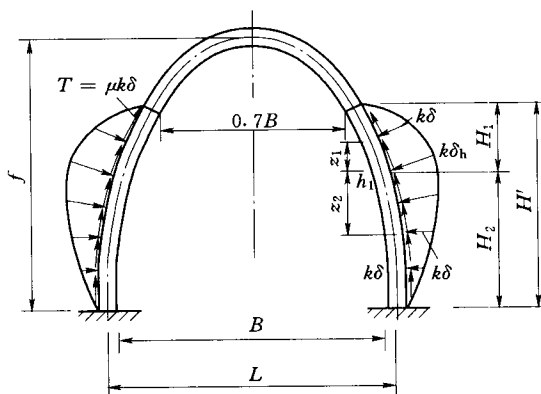


图 E.0.1-2 蛋形衬砌弹性抗力及摩擦力分布示意图

力分别按下列公式计算。

最大抗力点以上：

$$P = k\delta = k\delta_k(1 - 2\cos^2\varphi) \quad (\text{E.0.1-1})$$

最大抗力点以下：

$$P = k\delta = k\delta_k\left(1 - \frac{y_1^2}{H_2^2}\right) \quad (\text{E.0.1-2})$$

式中 P —— 所求点的弹性抗力值；

δ_k —— 最大抗力点 h 的变位值；

δ —— 所求抗力点的变位值；

- φ —— 上段所求抗力点衬砌截面与垂直线的倾角；
 H_2 —— 直墙段高度，即抗力图下段的垂直投影长度；
 y_1 —— 下段所求抗力点至直墙顶点（即最大抗力点 h ）的距离。

对于蛋形上部为非半圆形的拱，则上部零点可认为在净跨 0.7 倍最大净拱跨的截面处（图 E. 0. 1 - 2），最大弹性抗力可取在距上部零点 $\frac{1}{3}H' \sim \frac{2}{5}H'$ 处，矢跨比 $\frac{f}{L} > 1$ 时采用 $\frac{1}{3}H'$ ，矢跨比 $\frac{f}{L} \leq 1$ 时采用 $\frac{2}{5}H'$ ， H' 为承受抗力的衬砌段垂直投影长度（图 E. 0. 1 - 2）。对于蛋形断面，各点的弹性抗力值分别按下列公式计算。

最大抗力点以上：

$$P = k\delta = k\delta_k \left(1 - \frac{Z_1^2}{H_1^2}\right) \quad (\text{E. 0. 1 - 3})$$

最大抗力点以下：

$$P = k\delta = k\delta_k \left(1 - \frac{Z_2^2}{H_2^2}\right) \quad (\text{E. 0. 1 - 4})$$

式中 H_1 —— 抗力图上段垂直投影长度， $H_1 = \frac{1}{3}H' \sim \frac{2}{5}H'$ ；

H_2 —— 抗力图下段垂直投影长度， $H_2 = H' - H_1$ ；

Z_1 —— 上段所求抗力点从最大抗力点算起的纵坐标；

Z_2 —— 下段所求抗力点从最大抗力点算起的纵坐标。

摩擦力 T 作用在衬砌表面并与表面相切，方向向上（图 E. 0. 1 - 1、图 E. 0. 1 - 2），其值与弹性抗力成正比，即：

$$T = \mu P = \mu k\delta \quad (\text{E. 0. 1 - 5})$$

E. 0. 2 无压隧洞衬砌结构应按以下方法计算（结构力学方法）：

马蹄形、蛋形及圆拱直墙式衬砌由顶拱、曲墙（或直墙）和底板组成。为便于计算，常将整体封闭式衬砌分为高拱（曲墙拱或直墙拱）和底板两个部分，计算时考虑他们之间的联结作用，其计算简图如图 E. 0. 2 - 1 所示，其计算步骤如下：

1 计算高拱部分的弹性中心位置。

2 对于图 E. 0. 2 - 1 所示情况，假定拱座没有水平位移，计算时只考虑拱座角变位 β ，可建立法方程式为：

$$\left. \begin{aligned} X_1 \delta_{11} + \Delta_{1p} + \beta &= 0 \\ X_2 \delta_{22} + \Delta_{2p} + \beta y_c &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (\text{E. 0. 2 - 1})$$

设 M_p 为外荷载（包括弹性抗力和摩阻力）作用于基本结构时拱座的力矩，则拱座处的力矩 M_0 （图 E. 0. 2 - 1）为：

$$M_0 = X_1 + X_2 y_c + M_p \quad (\text{E. 0. 2 - 2})$$

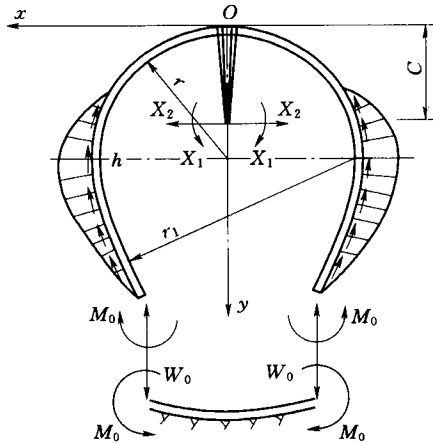


图 E. 0. 2 - 1 马蹄形封闭式衬砌计算简图

拱座处的总转角则为：

$$\beta = \beta_1 M_p = X_1 \beta_1 + X_2 \beta_2 + \beta_p = X_1 \beta_1 + X_2 y_c \beta_1 + \beta_p \quad (\text{E. 0. 2 - 3})$$

其中

$$\beta_2 = \beta_1 y_c$$

式中 y_c ——弹性中心至拱座截面的铅直距离，m；

β ——拱座总转角，(°)；

β_1 ——拱座在单位力矩作用下所产生的转角，(°)；

β_2 ——弹性中心单位水平力所引起的拱座转角，(°)；

β_p ——外荷载作用于基本结构所引起的拱座转角，(°)。

3 将公式 (E. 0. 2 - 3) 代入公式 (E. 0. 2 - 1), 可以解得:

$$X_1 = \frac{(\Delta_{2p} + \beta_p y_c) \beta_1 y_c - (\delta_{22} + \beta_1 y_c^2)(\Delta_{1p} + \beta_p)}{(\delta_{11} + \beta_1)(\delta_{22} + \beta_1 y_c^2) - \beta_1^2 y_c^2} \quad (\text{E. 0. 2 - 4})$$

$$X_2 = \frac{(\Delta_{1p} + \beta_p) \beta_1 y_c - (\delta_{11} + \beta_1)(\Delta_{2p} + \beta_p y_c)}{(\delta_{11} + \beta_1)(\delta_{22} + \beta_1 y_c^2) - \beta_1^2 y_c^2} \quad (\text{E. 0. 2 - 5})$$

公式 (E. 0. 2 - 4)、公式 (E. 0. 2 - 5) 中的 Δ_{1p} 、 Δ_{2p} 和 β_p 均包含有暂时未知的弹性抗力 $k\delta_k$, δ_k 可根据变位条件得出: 在全部荷载 (包括多余未知力 X_1 、 X_2 及弹性抗力与摩阻力) 作用下, 衬砌在 h 点的径向变位为:

$$\delta_k = X_1 \delta_{k1} + X_2 \delta_{k2} + \delta_{kp} + \Delta_{kp} \quad (\text{E. 0. 2 - 6})$$

式中 δ_{k1} 、 δ_{k2} 、 δ_{kp} —— $X_1=1$ 、 $X_2=1$ 及外荷载作用于基本结构上引起 h 点的径向变位, mm;

Δ_{kp} ——拱座总转角引起 h 点的径向变位, mm, 可近似取 $\Delta_{kp} = \beta y_k$, 其中 y_k 为 h 点至拱座的铅直距离, m。

4 计算法方程式中的形常数 δ_{11} 、 δ_{22} 和载常数 Δ_{1p} 、 Δ_{2p} 以及公式 (E. 0. 2 - 6) 中衬砌在 h 点的径向变位 δ_{k1} 、 δ_{k2} 及 δ_{kp} , 其中 Δ_{1p} 、 Δ_{2p} 和 δ_{kp} 均包含有弹性抗力 $k\delta_k$ 。

5 确定 β_1 及 β_p 分两种情况:

1) 对于不设底板或底板与曲墙 (或直墙) 分离的衬砌, 由图 E. 0. 2 - 2 得:

$$\beta_1 = \frac{h_0 / (2Ik)}{h_0 / 2} = \frac{1}{kI} \quad (\text{E. 0. 2 - 7})$$

$$\beta_p = \beta_1 M_p = \frac{1}{kI} M_p \quad (\text{E. 0. 2 - 8})$$

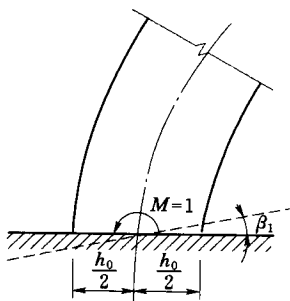


图 E. 0. 2 - 2 拱座的转角变位

2) 对于封闭式衬砌, 高拱与底板是弹性连接的, 该连接点应具有相同的变位 (图 E. 0. 2 - 1)。在连接点剪力 W_0 和力矩 M_0 作用下, 单宽底板梁端将产生角变位, 连接点在单位力矩作用下的转角变位 β_1 及外荷载作用下的转角变位 β_p 为:

$$\left. \begin{aligned} \beta_1 &= \frac{2\alpha^3}{kb} G_3 \\ \beta_p &= \frac{2\alpha^2}{kb} W_0 G_4 + \beta_1 M_p \end{aligned} \right\} \quad (\text{E. 0. 2 - 9})$$

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{kb}{4EI}} \quad (\text{E. 0. 2 - 10})$$

底板中点的力矩为:

$$M_{1/2} = \frac{W_0}{\alpha} G_2 + M_0 G_1 \quad (\text{E. 0. 2 - 11})$$

式中 W_0 ——板端点作用的剪力;

M_0 ——底板端点作用的力矩;

M_p ——基本结构中外荷载在拱座处产生的力矩;

b ——底板的计算宽度, 可取 $b=1\text{m}$;

k ——底板岩石的弹性抗力系数;

α ——底板的变形系数;

E 、 I ——底板的弹性模量和断面惯性矩;

$G_1 \sim G_4$ ——双曲三角函数, 可根据 $\frac{al}{2}$ 值, 由表 E. 0. 2 查得;

l ——底板跨度。

表 E. 0. 2 双曲三角函数

$\frac{al}{2}$	G_1	G_2	G_3	G_4
0. 8	0. 93517	0. 37752	1. 54462	0. 40768
0. 9	0. 89921	0. 41067	1. 70309	0. 50263
1. 0	0. 85245	0. 43601	1. 84424	0. 59909
1. 1	0. 79491	0. 45212	1. 95853	0. 69291

表 E.0.2 (续)

$\frac{al}{2}$	G_1	G_2	G_3	G_4
1.2	0.72767	0.45814	2.04971	0.78004
1.3	0.65280	0.45394	2.11530	0.85701
1.4	0.57309	0.44016	2.15669	0.92143
1.5	0.49161	0.41814	2.17692	0.97222
1.6	0.41140	0.38967	2.18009	1.00958
1.7	0.33500	0.35671	2.17073	1.03474
1.8	0.26428	0.32116	2.15318	1.04960
1.9	0.20045	0.28468	2.13119	1.05632
2.0	0.14410	0.24859	2.10770	1.05705
2.1	0.09530	0.21388	2.08482	1.05369
2.2	0.05382	0.18123	2.06393	1.04786
2.3	0.01916	0.15106	2.04579	1.04077
2.4	-0.00928	0.12358	2.03069	1.03334
2.5	-0.03214	0.09887	2.01862	1.02618
2.6	-0.05008	0.07691	2.00937	1.01969
2.7	-0.06371	0.05759	2.00259	1.01406
2.8	-0.07362	0.04078	1.99791	1.00938
2.9	-0.08035	0.02632	1.99492	1.00564
3.0	-0.08436	0.01404	1.99327	1.00277
3.1	-0.08611	0.00374	1.99260	1.00067
3.2	-0.08598	-0.00475	1.99264	0.99923
3.3	-0.08432	-0.01161	1.99315	0.99831
3.4	-0.08144	-0.01702	1.99394	0.99780
3.5	-0.07762	-0.02114	1.99486	0.99761
3.6	-0.07308	-0.02414	1.99582	0.99763
3.7	-0.06805	-0.02615	1.99674	0.99781
3.8	-0.06270	-0.02734	1.99756	0.99806
3.9	-0.05718	-0.02781	1.99828	0.99836
4.0	-0.05163	-0.02769	1.99887	0.99867
--	--	--	--	--

6 对于封闭式衬砌，先计算底板的 α 值，并由表 E. 0. 2 查出双曲三角函数 $G_1 \sim G_4$ ，再由公式 (E. 0. 2 - 9) 算出 β_1 、 β_p ，其中 β_p 也是 $k\delta_k$ 的函数。对于不设底板或底板与曲墙（或直墙）分离的衬砌，则由公式 (E. 0. 2 - 7) 及公式 (E. 0. 2 - 8) 算出 β_1 、 β_p 。

7 将 δ_{11} 、 δ_{22} 、 Δ_{1p} 、 Δ_{2p} 、 β_1 、 β_p 、代入公式 (E. 0. 2 - 4) 及公式 (E. 0. 2 - 5) 求出 X_1 及 X_2 ，此时 X_1 及 X_2 也是 $k\delta_k$ 的函数。

8 将 X_1 、 X_2 代入公式 (E. 0. 2 - 3) 求出 β ，并由公式 (E. 0. 2 - 6) 及 $\Delta_{kp} = \beta y_k$ 求得 δ_k 。

9 由 δ_k 最后求得 X_1 及 X_2 。任意截面的弯矩及轴力可由下式求得：

$$\left. \begin{aligned} M &= X_1 + X_2(y - c) + M_p \\ N &= X_2 \cos \varphi + N_p \end{aligned} \right\} \quad (\text{E. 0. 2 - 12})$$

式中 M_p 、 N_p ——外荷载作用于基本结构在计算截面引起的弯矩和轴向力；

φ ——计算截面与铅直线夹角。

10 由公式 (E. 0. 2 - 11) 计算底板中点弯矩，底板轴力可根据 y 轴一侧衬砌所受的水平力的平衡条件得出。

无压隧洞衬砌的计算比较复杂，目前已普遍使用计算机程序，有的无压隧洞专著还配有程序软盘，可减除繁琐计算，使设计工作大为简化。

附录 F 跌水与陡坡设计计算

F.1 单级跌水与陡坡的过流能力和掺气水深

F.1.1 单级跌水与陡坡过流能力应按以下方法计算：

1 单级跌水过流能力可按下列公式计算：

跌口为矩形或台堰形时：

$$Q = \epsilon m b_c \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (\text{F.1.1-1})$$

跌口为梯形时：

$$Q = \epsilon m_1 (b_{\text{CB}} + 0.8 m_{\text{CB}} H_0) \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (\text{F.1.1-2})$$

进口为扭曲面连接时：

$$m = 0.474 - \frac{0.018 b_c}{H_0} \quad (\text{F.1.1-3})$$

进口为八字墙连接时：

$$m = 0.470 - \frac{0.017 b_c}{H_0} \quad (\text{F.1.1-4})$$

进口为横隔墙连接时：

$$m = 0.402 - \frac{0.008 b_c}{H_0} \quad (\text{F.1.1-5})$$

$$H_0 = \frac{h_1 + \alpha V_1^2}{2g} \quad (\text{F.1.1-6})$$

$$m_1 = 0.508 - \frac{0.034 (b_{\text{CB}} + 0.8 m_{\text{CB}} H_0)}{h_1} \quad (\text{F.1.1-7})$$

式中 Q ——单级跌水设计流量， m^3/s ；

m ——矩形或台堰形跌口流量系数；

b_c ——矩形或台堰形跌口宽度， m ；

g ——重力加速度， m/s^2 ；

H_0 ——包含堰前流速水头的堰上水头， m ；

ϵ ——边界收缩系数，可取 1.0；

m_1 ——梯形跌口流量系数，当上游渠道边坡系数 $m_0 =$

0.25~1.0, 连接段长度 $L_1 \geq 3h_{\max}$ (h_{\max} 为上游渠道最大水深) 时, 可按公式 (F.1.1-7) 计算求得;

- b_{CB} ——梯形跌口底宽, m;
- m_{CB} ——梯形跌口边坡系数;
- h_1 ——堰前渠道水深, m;
- α ——流速分布系数, 可取 1.05~1.10;
- V_1 ——堰前渠道断面平均流速, m/s。

2 单级等底宽陡坡过流能力可按公式 (F.1.1-1) 计算, 但式中 b_c 应以陡坡底宽 b_d 代替。

F.1.2 陡槽段水流掺气水深可按公式 (F.1.2) 计算:

$$h_b = \left(1 + \frac{\xi v}{100}\right) h \quad (\text{F.1.2})$$

式中 h 、 h_b ——陡槽计算断面的水深及掺气后的水深, m;

v ——不掺气情况下陡槽计算断面的流速, m/s;

ξ ——修正系数, s/m, 可取 1.0~1.4, 流速大者取大值。

F.2 跌水与陡坡消力池计算

F.2.1 单级跌水的消力池宽度可按下列公式计算:

单一跌口为矩形或台堰形时:

$$b_s = 0.1L_1 + b_c \quad (\text{F.2.1-1})$$

单一跌口为梯形时:

$$b_s = 0.1L_1 + b_{CB} + 0.8m_{CB}H_0 \quad (\text{F.2.1-2})$$

$$L_1 = 1.64 \sqrt{H_0(P + 0.24H_0)} \quad (\text{F.2.1-3})$$

式中 b_s ——消力池宽度, m;

L_1 ——水舌抛射长度, m;

P ——水流落差, m。

F.2.2 有多个跌口时, 应计入跌口之间的隔墩厚度。有多个跌口的单级跌水消力池宽度 b_s 可按下列公式计算:

多个跌口为矩形或台堰形时：

$$b_s = 0.1L_1 + nb_c + (n-1)b_g \quad (\text{F. 2. 2 - 1})$$

多个跌口为梯形时：

$$b_s = 0.1L_1 + n(b_{CB} + 0.8m_{CB}H_0) + (n-1)b_g \quad (\text{F. 2. 2 - 2})$$

式中 n ——跌口个数；

b_g ——隔墩厚度，m。

F. 2. 3 单级跌水的消力池长度可按下列公式计算：

$$L_s = L_1 + (3.2 \sim 4.3)h_c'' \quad (\text{F. 2. 3 - 1})$$

$$h_c'' = 0.5h_c' \sqrt{1 + \frac{8q^2}{gh_c'^3}} - 1 \quad (\text{F. 2. 3 - 2})$$

$$h_c' = \frac{q}{\varphi} \sqrt{2gZ_0} \quad (\text{F. 2. 3 - 3})$$

其中，单一跌口为矩形或台堰形时：

$$q = Q/b_c \quad (\text{F. 2. 3 - 4})$$

单一跌口为梯形时：

$$q = Q/(b_{CB} + 0.8m_{CB}H_0) \quad (\text{F. 2. 3 - 5})$$

多个跌口为矩形或台堰形时：

$$q = Q/nb_c \quad (\text{F. 2. 3 - 6})$$

多个跌口为梯形时：

$$q = Q/n(b_{CB} + 0.8m_{CB}H_0) \quad (\text{F. 2. 3 - 7})$$

式中 L_s ——消力池长度，m；

L_1 ——陡坡消力池斜坡段投影长度或跌水消力池中抛射水舌的投影长，m；

h_c'' ——水跃跃后共轭水深，m；

h_c' ——水舌跌落处的收缩断面水深，m；

消力池断面为矩形时，可按公式 (F. 2. 3 - 3) 计算求得；

q ——水舌跌落处的单宽流量， $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ；

φ ——流速系数，可取 0.90~0.95；

Z_0 ——计及流速水头的上游断面与 h'_c 断面的水位差, m。

F. 2. 4 单级跌水消力池深度可按公式 (F. 2. 4) 计算:

$$d_s \geq (1.10 \sim 1.15)h''_c - h_s \quad (\text{F. 2. 4})$$

式中 d_s ——消力池深度, m;

h_s ——池后渠道水深, m。

F. 2. 5 单级等底宽陡坡采用矩形断面消力池时, 消力池宽度即陡坡底宽 b_d , 消力池长度 $L_d = 4.5 h''_c$, 消力池深度 $d_d \geq (1.10 \sim 1.15) h''_c - h_s$; 单级等底宽陡坡采用梯形断面消力池, 且进口水流跌差 $P \leq 20\text{m}$ 时, 水跃共轭水深应分别按公式 (F. 2. 5 - 1) 和公式 (F. 2. 5 - 2) 计算:

$$h'_c = 0.385 P q'^{4/3} / (\varphi'^2 E_0^2) \quad (\text{F. 2. 5 - 1})$$

$$h''_c = [1.741g(\varphi' E_0 / q'^{2/3}) + 0.28] h'_c \quad (\text{F. 2. 5 - 2})$$

其中
$$\varphi' = 0.832(m' q'^{2/3} / p)^{0.1} \quad (\text{F. 2. 5 - 3})$$

$$E_0 = P + h_{CB} + \frac{v_{CB}^2}{2g} \quad (\text{F. 2. 5 - 4})$$

式中 h'_c ——陡槽末端的收缩断面水深, m;

h''_c ——水跃后共轭水深, m;

P ——进口水流跌差, m;

q' ——陡槽末端的单宽流量, $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$;

φ' ——陡坡流速系数;

E_0 ——消力池进口控制断面处对于下游渠道底的总能量头, m;

m' ——消力池进口控制断面处边坡系数, m;

h_{CB} ——消力池进口控制断面处水深, m;

v_{CB} ——消力池进口控制断面流速, m/s。

$m' q'^{2/3} / p \geq 3.0$ 时, $\varphi' \approx 1.0$, 消力池长度 $L_d = (6 \sim 7) h''_c$, 消力池深度 $d_s \geq (1.10 \sim 1.15) h_c - h_s$ 。

F. 2. 6 单级跌水或单级等底宽陡坡增设分流墩、消能墩、尾槛等辅助消能工的消力池, 其长度可缩短 20%~30%, 其深度仍按无辅助消能工的消力池深度采用。

附录 G 量水设施设计计算

G.1 灌区各类量水堰的基本性能和适用条件

G.1.1 灌区各类标准堰的基本性能应符合下列规定：

1 薄壁堰需要足够的水头差，以保证有完全通气的自由水舌；宽顶堰可用于较小的水头；允许淹没条件下运用的堰可用于更小的水头差。

2 薄壁堰用于施测小流量，其中三角形薄壁堰用于施测更小的流量。宽顶堰、三角形剖面堰用于施测大流量。平坦 V 形堰的测流幅度最大。几种标准型式的量水堰测流范围及应用限制见表 G.1.1。

3 矩形薄壁堰的尺寸与行近渠槽的尺寸相差大时，行近渠槽的形状对水流无明显影响。若相差不大，则行近渠槽应为矩形断面，且其长度不应小于最大水头时溢流水舌宽度的 10 倍。宽顶堰宜在矩形渠槽中使用，若需在非矩形渠槽上使用，应布设一段 2 倍最大水头长度的平坦光滑的行近渠槽。淹没出流时，下游渠槽的形状和尺寸应在整个测流范围内与给定的非淹没限进行校核。

4 有悬移质输移的河流上，上游未设置拦污栅时，应尽量避免使用薄壁堰。有漂浮物的河流上应避免使用三角形薄壁堰。宽顶堰、三角形剖面堰可通过一定的漂浮物。

5 坡降小于 $1/1000$ 或弗劳德数小于 0.25 的渠槽，适用于任何类型的量水堰。坡降在 $1/1000 \sim 1/500$ 或弗劳德数在 0.25~0.50 之间的渠槽，测流槽的输沙能力比测流堰好。坡降大于 $1/250$ 或弗劳德数在 0.50~0.60 之间的渠槽，若没有泥沙输移，还可考虑使用堰槽测流；若有泥沙输移且 $Fr > 0.6$ 时，如无特殊需要，不宜用堰槽测流。

6 若薄壁堰的堰缘受损或上游竖直壁面生长藻苔，可导致较大的系数误差。堰槽如在冰点以下运用，对测流堰特别是对薄壁堰的影响比对测流槽的影响要小。

表 G.1.1 几种标准型的量水堰测流范围及应用限制表

量水堰型式		尺寸			流量幅度			计算流量的不确定度范围 (%)	几何限制	非淹没限 (%)
		堰高 P (m)	堰宽 b (m)	边坡	堰长 L (m)	最大 (m^3/s)	最小 (m^3/s)			
薄壁堰	三角形	$\theta=90^\circ$	—	—	—	1.80	0.001	1~3	$H/P \leq 2$	水舌下通气
	矩形 (全宽)	0.2	1.0	—	—	0.67	0.005	1~4	$H/P \leq 2$	水舌下通气
		1.0	1.0	—	—	7.70	0.005	1~4	$H/P \leq 2$	水舌下通气
	矩形 (收缩)	0.2	1.0	—	—	0.45	0.009	1~4	$H/P \leq 2$	水舌下通气
1.0		1.0	—	—	4.90	0.009	1~4	$H/P \leq 2$	水舌下通气	
宽顶堰	锐缘矩形	0.2	1.0	—	0.8	0.26	0.030	3~5	$H/P \leq 1.5$	80
		1.0	1.0	—	2.0	3.07	0.130	3~5	$H/P \leq 1.5$	80
	圆缘矩形	0.15	1.0	—	0.6	0.18	0.030	3~5	$H/P \leq 1.5$	66
		1.0	1.0	—	5.0	3.13	0.100	3~5	$H/P \leq 1.5$	66
	V形	0.3	$\theta=90^\circ$	—	1.5	0.45	0.007	3~5	$1.5 < (H/P) < 3.0$	80
		0.15	$\theta=150^\circ$	—	1.5	1.68	0.010	3~5	$1.5 < (H/P) < 3.0$	80
三角形剖面堰	0.2	1.0	—	—	1.17	0.010	2~5	$H/P \leq 3.5$	70	
	1.0	1.0	—	—	13.0	0.010	2~5	$H/P \leq 3.5$	70	
平坦 V形堰	0.2	4	1:10	—	5.00	0.014	2~5	$H/P \leq 2.5$	74	
	1.0	80	1:40	—	630	0.055	2~5	$H/P \leq 2.5$	74	
巴歇尔量水槽 (标准型)	—	0.152	—	0.305	0.10	1.5×10^{-2}	2~5	特定	60	
	—	2.40	—	0.60	4.00	—	2~5	特定	70	
巴歇尔量水槽 (大型)	—	3.05	—	0.91	8.28	0.16	3~5	特定	0.80	
	—	15.24	—	1.83	93.04	0.75	3~5	特定	0.80	

注 1: H —上游总水头; P —堰高。
注 2: 该表引自 SL 24—91 附录二的附表。

G. 1. 2 测流堰的适用条件应符合下列规定：

1 薄壁堰适用于有良好保养条件、能保护堰顶不致受损的环境下，多用于高精度的实验室、径流实验小区、人工渠道以及抽水试验和工矿城市排污等。三角形薄壁堰适合于施测小流量。三角形和矩形薄壁堰均可预制构件安装，堰口加工应特别注意。

2 宽顶堰宜用于可定期清淤除草的矩形渠槽上；圆缘宽顶堰适合中小型渠道；V形宽顶堰适用于中小渠道和落差小的人工渠道。

3 三角形剖面堰适用于水头损失小和测流精度要求高的大、中、小型渠道。

4 平坦V形堰的测流幅度大。当水流在V形缺口内时，可精确地施测小流量；当水漫过V形缺口时，可测较大流量。当用水平堰顶施测低水流量达不到要求时，宜采用此堰型。

G. 2 各种不同断面形状的长喉道量水槽流量计算

G. 2. 1 长喉道量水槽水位—流量关系见表 G. 2. 1。

表 G. 2. 1 长喉道量水槽水位—流量关系

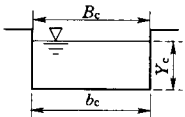
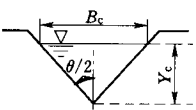
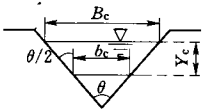
喉部断面形状	水位—流量关系	相应的 Y_c
	$Q = C_d C_v \frac{2}{3} \left(\frac{2}{3} g \right)^{1/2} b_c h_1^{3/2}$	$Y_c = \frac{2}{3} H_1$
	$Q = C_d C_v \frac{16}{25} \left(\frac{2}{5} g \right)^{1/2} \left(\tan \frac{Q}{2} \right) h_1^{5/2}$	$Y_c = \frac{4}{5} H_1$
	$Q = C_d (b_c Y_c + Z_c Y_c^2) [2g(H_1 - Y_c)]^{1/2}$	查表 G. 2. 2

表 G. 2. 1 (续)

喉部断面形状	水位—流量关系	相应的 Y_c
	<p>若 $H_1 \leq 1.25H_b$</p> $Q = C_d C_v \frac{16}{25} \left(\frac{2}{5} g \right)^{1/2} \left(\tan \frac{Q}{2} \right) h_1^{5/2}$ <p>若 $H_1 \geq 1.25H_b$</p> $Q = C_d C_v \frac{2}{3} \left(\frac{2}{3} g \right)^{1/2} B_c \left(h_1 - \frac{1}{2} H_b \right)^{3/2}$	$Y_c = \frac{4}{5} H_1$ $Y_c = \frac{2}{3} H_1 + \frac{1}{6} H_b$
	$Q = C_d C_v \left(\frac{3}{4} f_c g \right)^{1/2} h_1^2$	$Y_c = \frac{3}{4} H_1$
	$Q = C_d d_c^{5/2} \sqrt{g} [f(\theta)]$ <p>$f(\theta)$ 查表 G. 2. 3</p>	<p>查表 G. 2. 3</p>
	<p>若 $H_1 \leq 0.70d_c$</p> $Q = C_d d_c^{5/2} \sqrt{g} [f(\theta)]$ <p>$f(\theta)$ 查表 G. 2. 3</p> <p>若 $H_1 \geq 0.70d_c$</p> $Q = C_d C_v 2d_c (2g)^{1/2} \left(\frac{1}{3} h_1 - 0.0358d_c \right)^{3/2}$	<p>查表 G. 2. 3</p> $Y_c = \frac{1}{2} H_1 + 0.152d_c$
	$Q = C_d d_c^{5/2} \sqrt{g} [f(\phi, \theta)]$ <p>$f(\phi, \theta)$ 查表 G. 2. 4</p>	<p>Y_c 可变</p>

注：表中参数意义参见第 13. 6. 9 条。

G. 2. 2 梯形控制断面 Y_c/H_1 与 Z_c 和 H_1/b_c 的函数关系见表 G. 2. 2。

表 G. 2. 2 梯形控制断面 Y_c/H_1 与 Z_c 和 H_1/b_c 的函数关系表

$\frac{H_1}{b_c}$	渠道边坡 横向: 竖向 (Z_c)									
	竖向	0. 25 : 1	0. 50 : 1	0. 75 : 1	1 : 1	1. 5 : 1	2 : 1	2. 5 : 1	3 : 1	4 : 1
0. 00	0. 667	0. 667	0. 667	0. 667	0. 667	0. 667	0. 667	0. 667	0. 667	0. 667
0. 01	0. 667	0. 667	0. 667	0. 668	0. 668	0. 669	0. 670	0. 670	0. 671	0. 672
0. 02	0. 667	0. 667	0. 668	0. 669	0. 670	0. 671	0. 672	0. 674	0. 675	0. 678
0. 03	0. 667	0. 668	0. 669	0. 670	0. 671	0. 673	0. 675	0. 677	0. 679	0. 683
0. 04	0. 667	0. 668	0. 670	0. 671	0. 672	0. 675	0. 677	0. 680	0. 683	0. 687
0. 05	0. 667	0. 668	0. 670	0. 672	0. 674	0. 677	0. 680	0. 683	0. 686	0. 692
0. 06	0. 667	0. 669	0. 671	0. 673	0. 675	0. 679	0. 683	0. 686	0. 690	0. 696
0. 07	0. 667	0. 669	0. 672	0. 674	0. 676	0. 681	0. 685	0. 689	0. 693	0. 699
0. 08	0. 667	0. 670	0. 672	0. 675	0. 678	0. 683	0. 687	0. 692	0. 696	0. 703
0. 09	0. 667	0. 670	0. 673	0. 676	0. 679	0. 684	0. 690	0. 695	0. 698	0. 706
0. 10	0. 667	0. 670	0. 674	0. 677	0. 680	0. 686	0. 692	0. 697	0. 701	0. 709
0. 12	0. 667	0. 671	0. 675	0. 679	0. 684	0. 690	0. 696	0. 701	0. 706	0. 715
0. 14	0. 667	0. 672	0. 676	0. 681	0. 686	0. 693	0. 699	0. 705	0. 711	0. 720
0. 16	0. 667	0. 672	0. 678	0. 683	0. 687	0. 696	0. 703	0. 709	0. 715	0. 725
0. 18	0. 667	0. 673	0. 679	0. 684	0. 690	0. 698	0. 706	0. 713	0. 719	0. 729
0. 20	0. 667	0. 674	0. 680	0. 686	0. 692	0. 701	0. 709	0. 717	0. 723	0. 733
0. 22	0. 667	0. 674	0. 681	0. 688	0. 694	0. 704	0. 712	0. 720	0. 726	0. 736
0. 24	0. 667	0. 675	0. 683	0. 689	0. 696	0. 706	0. 715	0. 723	0. 729	0. 739
0. 26	0. 667	0. 676	0. 684	0. 691	0. 698	0. 709	0. 718	0. 725	0. 732	0. 742
0. 28	0. 667	0. 676	0. 685	0. 693	0. 699	0. 711	0. 720	0. 728	0. 734	0. 744
0. 30	0. 667	0. 677	0. 686	0. 694	0. 701	0. 713	0. 823	0. 730	0. 737	0. 747
0. 32	0. 667	0. 678	0. 687	0. 696	0. 703	0. 715	0. 725	0. 733	0. 739	0. 749
0. 34	0. 667	0. 678	0. 689	0. 697	0. 705	0. 717	0. 727	0. 735	0. 741	0. 751
0. 36	0. 667	0. 679	0. 690	0. 699	0. 706	0. 719	0. 729	0. 737	0. 743	0. 752
0. 38	0. 667	0. 680	0. 691	0. 700	0. 708	0. 721	0. 731	0. 738	0. 745	0. 754

表 G.2.2 (续)

H_1 b_c	渠道边坡 横向: 竖向 (Z_c)									
	竖向	0.25 : 1	0.50 : 1	0.75 : 1	1 : 1	1.5 : 1	2 : 1	2.5 : 1	3 : 1	4 : 1
0.40	0.667	0.680	0.692	0.701	0.709	0.723	0.733	0.740	0.747	0.756
0.42	0.667	0.681	0.693	0.703	0.711	0.725	0.734	0.742	0.748	0.757
0.44	0.667	0.681	0.694	0.704	0.712	0.727	0.736	0.744	0.750	0.759
0.46	0.667	0.682	0.695	0.705	0.714	0.728	0.737	0.745	0.751	0.760
0.48	0.667	0.683	0.696	0.706	0.715	0.729	0.739	0.747	0.752	0.761
0.50	0.667	0.683	0.697	0.708	0.717	0.730	0.740	0.748	0.754	0.762
0.60	0.667	0.686	0.701	0.713	0.723	0.737	0.747	0.754	0.759	0.767
0.70	0.667	0.688	0.706	0.718	0.728	0.742	0.752	0.758	0.764	0.771
0.80	0.667	0.692	0.709	0.723	0.732	0.746	0.756	0.762	0.767	0.774
0.90	0.667	0.694	0.713	0.727	0.737	0.750	0.759	0.766	0.770	0.776
1.00	0.667	0.697	0.717	0.730	0.740	0.754	0.762	0.768	0.773	0.778
1.20	0.667	0.701	0.723	0.737	0.747	0.759	0.767	0.772	0.776	0.782
1.40	0.667	0.706	0.729	0.742	0.752	0.764	0.771	0.776	0.779	0.784
1.60	0.667	0.709	0.733	0.747	0.756	0.767	0.774	0.778	0.781	0.786
1.80	0.667	0.713	0.737	0.750	0.759	0.770	0.776	0.781	0.783	0.787
2.00	0.667	0.717	0.740	0.754	0.762	0.773	0.778	0.782	0.785	0.788
3.00	0.667	0.730	0.753	0.766	0.773	0.781	0.785	0.787	0.790	0.792
4.00	0.667	0.740	0.762	0.773	0.778	0.785	0.788	0.790	0.792	0.794
5.00	0.667	0.748	0.768	0.777	0.782	0.788	0.791	0.792	0.794	0.795
10.00	0.667	0.768	0.782	0.788	0.791	0.794	0.795	0.796	0.797	0.798
∞		0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800

注: 表中参数意义见表图和第 13.6.9 条。

G. 2. 3 圆形断面宽顶堰长喉道量水槽流量确定见表 G. 2. 3。

表 G. 2. 3 圆形断面宽顶堰长喉道量水槽流量确定表

$\frac{y_c}{d_c}$	$\frac{v_c^2}{2gd_c}$	$\frac{H_1}{d_c}$	$\frac{A_c}{d_c^2}$	$\frac{y_c}{H_1}$	$f(\theta)$
0. 01	0. 0033	0. 0133	0. 0013	0. 752	0. 0001
0. 02	0. 0067	0. 0267	0. 0037	0. 749	0. 0004
0. 03	0. 0101	0. 0401	0. 0069	0. 749	0. 0010
0. 04	0. 0134	0. 0534	0. 0105	0. 749	0. 0017
0. 05	0. 0168	0. 0668	0. 0147	0. 748	0. 0027
0. 06	0. 0203	0. 0803	0. 0192	0. 748	0. 0039
0. 07	0. 0237	0. 0937	0. 0242	0. 747	0. 0053
0. 08	0. 0271	0. 1071	0. 0294	0. 747	0. 0068
0. 09	0. 0306	0. 1206	0. 0350	0. 746	0. 0087
0. 10	0. 0341	0. 1341	0. 0409	0. 746	0. 0107
0. 11	0. 0376	0. 1476	0. 0470	0. 745	0. 0129
0. 12	0. 0411	0. 1611	0. 0534	0. 745	0. 0153
0. 13	0. 0446	0. 1746	0. 0600	0. 745	0. 0179
0. 14	0. 0482	0. 1882	0. 0688	0. 744	0. 0214
0. 15	0. 0517	0. 2017	0. 0739	0. 744	0. 0238
0. 16	0. 0553	0. 2153	0. 0811	0. 743	0. 0270
0. 17	0. 0589	0. 2289	0. 0885	0. 743	0. 0304
0. 18	0. 0626	0. 2462	0. 0961	0. 742	0. 0340
0. 19	0. 0662	0. 2562	0. 1039	0. 742	0. 0378
0. 20	0. 0699	0. 2699	0. 1118	0. 741	0. 0418
0. 21	0. 0736	0. 2836	0. 1199	0. 740	0. 0460
0. 22	0. 0773	0. 2973	0. 1281	0. 740	0. 0504
0. 23	0. 0811	0. 3111	0. 1365	0. 739	0. 0550
0. 24	0. 0848	0. 3248	0. 1449	0. 739	0. 0597
0. 25	0. 0887	0. 3387	0. 1535	0. 738	0. 0647
0. 26	0. 0925	0. 3525	0. 1623	0. 738	0. 0698
0. 27	0. 0963	0. 3663	0. 1711	0. 737	0. 0751

表 G. 2. 3 (续)

$\frac{y_c}{d_c}$	$\frac{v_c^2}{2gd_c}$	$\frac{H_1}{d_c}$	$\frac{A_c}{d_c^2}$	$\frac{y_c}{H_1}$	$f(\theta)$
0.28	0.1002	0.3802	0.1800	0.735	0.0806
0.29	0.1042	0.3942	0.1890	0.736	0.0863
0.30	0.1081	0.4081	0.1982	0.735	0.0922
0.31	0.1121	0.4224	0.2074	0.734	0.0922
0.32	0.1161	0.4361	0.2167	0.734	0.0982
0.33	0.1202	0.4502	0.2260	0.733	0.1044
0.34	0.1243	0.4643	0.2355	0.732	0.1108
0.35	0.1284	0.4784	0.2450	0.732	0.1289
0.36	0.1326	0.4926	0.2546	0.731	0.1311
0.37	0.1368	0.5068	0.2642	0.730	0.1382
0.38	0.1411	0.5211	0.2739	0.729	0.1455
0.39	0.1454	0.5354	0.2836	0.728	0.1529
0.40	0.1497	0.5497	0.2934	0.728	0.1605
0.41	0.1541	0.5641	0.3032	0.727	0.1683
0.42	0.1586	0.5786	0.3130	0.726	0.1763
0.43	0.1631	0.5931	0.3229	0.725	0.1844
0.44	0.1676	0.6076	0.3328	0.724	0.1927
0.45	0.1723	0.6223	0.3428	0.723	0.2012
0.46	0.1769	0.6369	0.3527	0.722	0.2098
0.47	0.1817	0.6517	0.3627	0.721	0.2186
0.48	0.1865	0.6665	0.3727	0.720	0.2276
0.49	0.1914	0.6814	0.3827	0.719	0.2368
0.50	0.1964	0.6964	0.3927	0.718	0.2461
0.51	0.2014	0.7114	0.4027	0.717	0.2556
0.52	0.2065	0.7265	0.4127	0.716	0.2652
0.53	0.2117	0.7417	0.4227	0.715	0.2750
0.54	0.2224	0.7570	0.4327	0.713	0.2851
0.55	0.2276	0.7724	0.4426	0.712	0.2952
0.56	0.2279	0.7879	0.4526	0.711	0.3056

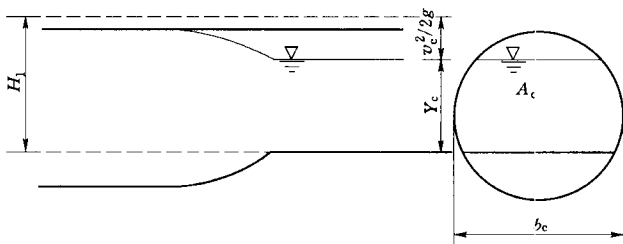
表 G. 2. 3 (续)

$\frac{y_c}{d_c}$	$\frac{v_c^2}{2gd_c}$	$\frac{H_1}{d_c}$	$\frac{A_c}{d_c^2}$	$\frac{y_c}{H_1}$	$f(\theta)$
0. 57	0. 2335	0. 8035	0. 4626	0. 709	0. 3161
0. 58	0. 2393	0. 8193	0. 4726	0. 708	0. 3268
0. 50	0. 2451	0. 8351	0. 4822	0. 707	0. 3376
0. 60	0. 2511	0. 8511	0. 4920	0. 705	0. 3487
0. 61	0. 2572	0. 8672	0. 5018	0. 703	0. 3599
0. 62	0. 2635	0. 8835	0. 5115	0. 702	0. 3713
0. 63	0. 2699	0. 8999	0. 5212	0. 700	0. 3829
0. 64	0. 2765	0. 9165	0. 5308	0. 698	0. 3947
0. 65	0. 2833	0. 9333	0. 5404	0. 696	0. 4068
0. 66	0. 2902	0. 9502	0. 5499	0. 695	0. 4189
0. 67	0. 2974	0. 9674	0. 5594	0. 693	0. 4314
0. 68	0. 3048	0. 9848	0. 5687	0. 691	0. 4440
0. 69	0. 3125	1. 0025	0. 5780	0. 688	0. 4569
0. 70	0. 3204	1. 0204	0. 5872	0. 686	0. 4701
0. 71	0. 3286	1. 0386	0. 5964	0. 684	0. 4835
0. 72	0. 3371	1. 0571	0. 6054	0. 681	0. 4971
0. 73	0. 3459	1. 0759	0. 6143	0. 679	0. 5109
0. 74	0. 3552	1. 0952	0. 6231	0. 676	0. 5252
0. 75	0. 3648	1. 1148	0. 6319	0. 673	0. 5397
0. 76	0. 3749	1. 1349	0. 6405	0. 670	0. 5546
0. 77	0. 3855	1. 1555	0. 6489	0. 666	0. 5689
0. 78	0. 3967	1. 1767	0. 6573	0. 663	0. 5855
0. 79	0. 4085	1. 1985	0. 6655	0. 659	0. 6015
0. 80	0. 4210	1. 2210	0. 6735	0. 655	0. 6180
0. 81	0. 4343	1. 2443	0. 6815	0. 651	0. 6351
0. 82	0. 4485	1. 2685	0. 6893	0. 646	0. 6528
0. 83	0. 4683	1. 2938	0. 6969	0. 641	0. 6712

表 G. 2.3 (续)

$\frac{y_c}{d_c}$	$\frac{v_c^2}{2gd_c}$	$\frac{H_1}{d_c}$	$\frac{A_c}{d_c^2}$	$\frac{y_c}{H_1}$	$f(\theta)$
0.84	0.4803	1.3203	0.7043	0.635	0.6903
0.85	0.4982	1.3482	0.7115	0.630	0.7102
0.86	0.5177	1.3777	0.7186	0.624	0.7312
0.87	0.5392	1.4092	0.7254	0.617	0.7533
0.88	0.5632	1.4432	0.7320	0.610	0.7769
0.89	0.5900	1.4800	0.7384	0.601	0.8021
0.90	0.6204	1.5204	0.7445	0.592	0.8293
0.91	0.6555	1.5655	0.7504	0.581	0.8592
0.92	0.6966	1.6166	0.7560	0.569	0.8923
0.93	0.7459	1.6759	0.7612	0.555	0.9297
0.94	0.8065	1.7465	0.7662	0.538	0.9731
0.95	0.8841	1.8341	0.7707	0.518	1.0248
—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—

注: $f(\theta) = (A_c/d_c^2)\{2(H_1/d_c - y_c/d_c)\}^{0.5} = (\theta - \sin\theta)^{1.5} / \left[8 \left(\sin \frac{1}{2}\theta \right)^{0.5} \right]$



注: 表中参数意义见表图和第 13.6.9 条。

G. 2. 4 管内宽顶堰流量确定见表 G. 2. 4。

表 G. 2. 4 管内宽顶堰流量确定表

$$f(\varphi, \theta) = \frac{(\theta - \varphi + \sin\varphi - \sin\theta)^{1.5}}{8 \left(8 \sin \frac{1}{2}\theta\right)^{0.5}}$$

$\frac{P_c + H_1}{d_c}$	$\frac{P_c}{d_c} = 0.15$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
0.16	0.0004	—	—	—	—	—	—	—
0.17	0.0011	—	—	—	—	—	—	—
0.18	0.0021	—	—	—	—	—	—	—
0.19	0.0032	—	—	—	—	—	—	—
0.20	0.0045	—	—	—	—	—	—	—
0.21	0.0060	0.0004	—	—	—	—	—	—
0.22	0.0076	0.0012	—	—	—	—	—	—
0.23	0.0094	0.0023	—	—	—	—	—	—
0.24	0.0113	0.0036	—	—	—	—	—	—
0.25	0.0133	0.0050	—	—	—	—	—	—
0.26	0.0155	0.0066	0.0005	—	—	—	—	—
0.27	0.0177	0.0084	0.0013	—	—	—	—	—
0.28	0.0201	0.0103	0.0025	—	—	—	—	—
0.29	0.0226	0.0124	0.0038	—	—	—	—	—
0.30	0.0252	0.0145	0.0054	—	—	—	—	—
0.31	0.0280	0.0169	0.0071	0.0005	—	—	—	—
0.32	0.0308	0.0193	0.0090	0.0014	—	—	—	—
0.33	0.0337	0.0219	0.0110	0.0026	—	—	—	—
0.34	0.0368	0.0245	0.0132	0.0040	—	—	—	—
0.35	0.0399	0.0273	0.0155	0.0057	—	—	—	—
0.36	0.0432	0.0302	0.0179	0.0075	0.0005	—	—	—
0.37	0.0465	0.0332	0.0205	0.0094	0.0015	—	—	—
0.38	0.0500	0.0363	0.0232	0.0115	0.0027	—	—	—
0.39	0.0535	0.0396	0.0260	0.0138	0.0042	—	—	—

表 G. 2. 4 (续)

$$f(\varphi, \theta) = \frac{(\theta - \varphi + \sin\varphi - \sin\theta)^{1.5}}{8 \left(8 \sin \frac{1}{2}\theta\right)^{0.5}}$$

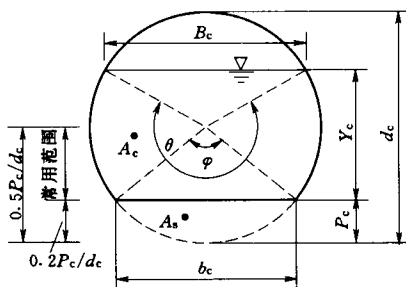
$\frac{P_c + H_1}{d_c}$	$\frac{P_c}{d_c} = 0.15$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
0.40	0.0571	0.0429	0.0289	0.0162	0.0059	—	—	—
0.41	0.0609	0.0463	0.0320	0.0187	0.0077	0.0005	—	—
0.42	0.0647	0.0498	0.0351	0.0214	0.0097	0.0015	—	—
0.43	0.0686	0.0534	0.0383	0.0242	0.0119	0.0028	—	—
0.44	0.0726	0.0571	0.0417	0.0271	0.0143	0.0043	—	—
0.45	0.0767	0.0609	0.0451	0.0301	0.0167	0.0060	—	—
0.46	0.0809	0.0648	0.0487	0.0332	0.0193	0.0079	0.0005	—
0.47	0.0851	0.0688	0.0523	0.0365	0.0220	0.0100	0.0015	—
0.48	0.0895	0.0729	0.0561	0.0398	0.0249	0.0122	0.0028	—
0.49	0.0939	0.0770	0.0599	0.0432	0.0279	0.0145	0.0043	—
0.50	0.0984	0.0813	0.0638	0.0468	0.0309	0.0170	0.0051	—
0.51	0.1030	0.0856	0.0678	0.0504	0.0341	0.0197	0.0005	0.0005
0.52	0.1076	0.0900	0.0719	0.0541	0.0374	0.0224	0.0015	0.0015
0.53	0.1124	0.0945	0.0761	0.0579	0.0408	0.0253	0.0028	0.0028
0.54	0.1172	0.0990	0.0803	0.0618	0.0443	0.0284	0.0044	0.0044
0.55	0.1221	0.1037	0.0847	0.0658	0.0479	0.0317	0.0061	0.0061
0.56	0.1270	0.1084	0.0891	0.0699	0.0515	0.0352	0.0080	0.0080
0.57	0.1320	0.1132	0.0936	0.0741	0.0553	0.0389	0.0101	0.0101
0.58	0.1372	0.1180	0.0981	0.0783	0.0592	0.0428	0.0123	0.0123
0.59	0.1423	0.1230	0.1028	0.0826	0.0631	0.0468	0.0147	0.0147
0.60	0.1476	0.1280	0.1075	0.0870	0.0667	0.0509	0.0172	0.0172
0.62	—	0.1382	0.1172	0.0960	0.0754	0.0559	0.0225	0.0225
0.64	—	0.1486	0.1271	0.1053	0.0840	0.0637	0.0283	0.0283
0.66	—	0.1593	0.1373	0.1149	0.0929	0.0718	0.0346	0.0346
0.68	—	0.1703	0.1477	0.1247	0.1020	0.0802	0.0412	0.0412
0.70	—	0.1815	0.1584	0.1348	0.1114	0.0888	0.0481	0.0481

表 G. 2. 4 (续)

$$f(\varphi, \theta) = \frac{(\theta - \varphi + \sin\varphi - \sin\theta)^{1.5}}{8 \left(8 \sin \frac{1}{2}\theta\right)^{0.5}}$$

$\frac{P_c + H_1}{d_c}$	$\frac{P_c}{d_c} = 0.15$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
0.72	—	0.1929	0.1692	0.1451	0.1211	0.0978	0.0757	0.0554
0.74	—	0.2045	0.1804	0.1556	0.1310	0.1070	0.0841	0.0629
0.76	—	0.2163	0.1917	0.1663	0.1411	0.1164	0.0928	0.0707
0.78	—	0.2283	0.2031	0.1773	0.1514	0.1260	0.1016	0.0788
0.80	—	0.2405	0.2148	0.1884	0.1618	0.1358	0.1107	0.0870
0.82	—	0.2528	0.2267	0.1997	0.1725	0.1458	0.1200	0.0955
0.84	—	0.2653	0.2386	0.2111	0.1833	0.1559	0.1294	0.1042
0.86	—	0.2780	0.2508	0.2227	0.1943	0.1662	0.1390	0.1130
0.88	—	0.2907	0.2630	0.2344	0.2054	0.1767	0.1487	0.1220
0.90	—	0.3036	0.2754	0.2462	0.2166	0.1872	0.1586	0.1311
0.92	—	0.3166	0.2879	0.2581	0.2279	0.1979	0.1686	0.1404
0.94	—	0.3297	0.3005	0.2701	0.2394	0.2087	—	—
0.96	—	0.3428	0.3131	0.2823	0.2509	—	—	—
0.98	—	0.3561	0.3259	0.2944	—	—	—	—
1.00	—	0.3694	0.3387	—	—	—	—	—
1.02	—	0.3827	—	—	—	—	—	—
1.04	—	0.3961	—	—	—	—	—	—

注：按本表计算流量时， $C_d=1.0$ ； $\alpha_c=1.0$ ； $H_1=H_c$ ；符号意义见表图。



A_c —控制断面过流面积； A_s —控制断面处底部圆弧与堰底之间的面积

G.3 长喉道槽非淹没限式试算法

G.3.1 淹没限值 H_1/H_2 应按如下试算过程 (图 G.3-1) 进行计算:

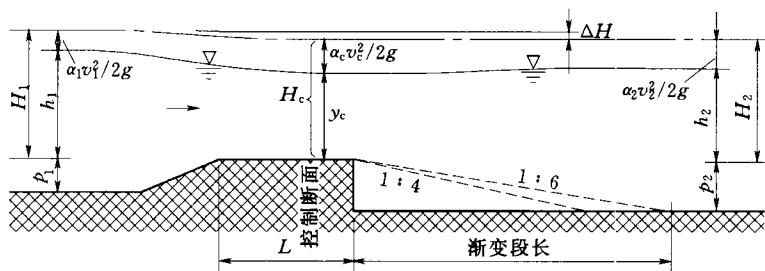


图 G.3-1 长喉道槽水流流态图 (假定 $\alpha_1 = \alpha_c = \alpha_2 = 1.0$)

- 1 计算量测上游水头 h_1 处的过流面积及平均流速 v_1 。
- 2 为使喉道内流线接近直线并平行, 水流方向喉道长 L 与堰上水头 H_1 之间应满足关系式 $0.1 < H_1/L \leq 1.0$, 此时流量修正系数 C_d 与 H_1/L 间有足够精确的数量关系。故需计算 H_1/L , 以确定 C_d (见图 G.3-2)。
- 3 从水位—流量方程中读取 u 值。
- 4 计算 $C_d^{1/u}$ 值。
- 5 计算控制断面 y_c 值 (查表 G.2.1)。
- 6 确定控制段水深处的过流面积并计算该断面的平均流速。
- 7 查 ξ — m 函数关系系数, 找出 ξ 值 (图 G.3-3)。
- 8 估计 h_2 的初值并求出相应的 v_2 。
- 9 计算出 $\xi(v_2 - v_c)^2/2gH_1$ 。
- 10 求从上游 h_1 断面到 h_2 量测断面由摩擦而引起的水头损失, 采用边界层理论方法按下列公式计算:

$$\Delta H = \frac{Lv^2}{R} \frac{C_F}{2g} \quad (\text{G.3-1})$$

式中 ΔH ——水头损失, m;

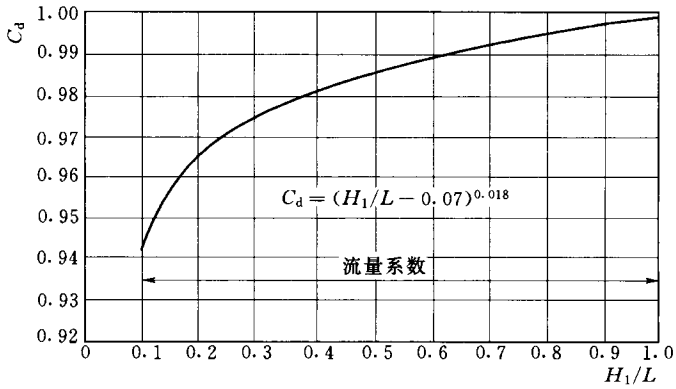


图 G.3-2 C_d 与 H_1/L 之间的函数关系图

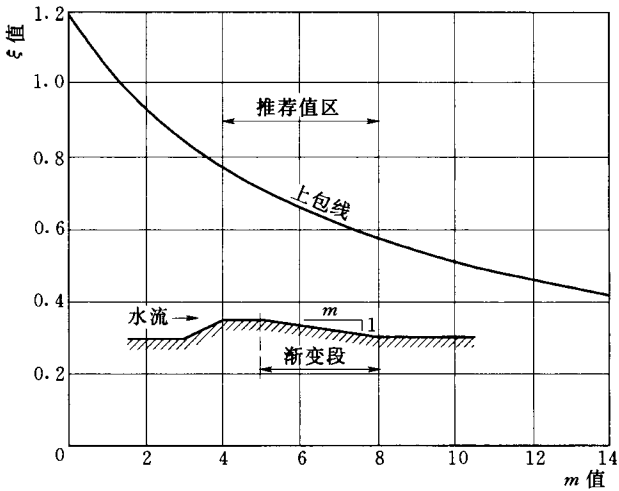


图 G.3-3 ξ - m 函数关系图

L ——沿水流方向的边界层长度， m ；

v ——平均流速， m/s ；

C_F ——边界层阻力系数；

R ——水力半径；

g ——重力加速度, m/s^2 。

喉槽段、引渠段（上游测量断面与收缩段坡脚之间的渠段）、上游收缩段、尾渠段（下游渐扩段到下游测量断面之间的渠段）的水头损失理论计算方法如下：

1) 水流流经喉槽段的水头损失 ΔH_L 。喉槽段边界层阻力系数可按下列公式计算：

$$C_F = C_{F,L} - \frac{L_x}{L} C_{F,x} + \frac{L_x}{L} C_{f,x} \quad (G. 3-2)$$

L_x 可由联立下面两式求得：

$$Re_x = 35000 + \frac{L}{k} \quad (G. 3-3)$$

$$Re_x = \frac{v_c L_x}{\nu_i} \quad (G. 3-4)$$

式中 $C_{F,L}$ ——喉槽段边界层全部为紊动流动边界层时的阻力系数；

$C_{F,x}$ —— L_x 段为紊流边界层时的阻力系数；

$C_{f,x}$ —— L_x 段为层流边界时的阻力系数；

Re_x ——层流边界层的雷诺数；

L ——喉道长度, m ；

L_x ——层流边界层长度, m ；

ν_i ——运动黏性系数；

k ——绝对粗糙高度, m 。

Harrisonp 依据边界层理论推导出计算紊流边界层阻力系数的试算公式：

$$C_{F,L} = \frac{0.544 C_{F,L}^{0.5}}{5.61 C_{F,L}^{0.5} - 0.638 - \ln[(Re_L C_{F,L})^{-1} + (4.8 C_{F,L}^{0.5} L/k)^{-1}]} \quad (G. 3-5)$$

$$Re_L = \frac{v_c L}{\nu_i} \quad (G. 3-6)$$

分别用 $C_{F,x}$ 、 Re_x 、 L_x 替换公式 (G. 3-5) 中的 $C_{F,L}$ 、 Re_L 、 L 后, 便可求出 $C_{F,x}$ 。层流边界层阻力系数用 Schlichting (1960)

建议的公式计算：

$$C_{i,x} = \frac{1.328}{Re_x^{0.5}} \quad (G.3-7)$$

如果 $Re_L < Re_x$ ，则整个边界层处于层流边界层状态，用 Re_L 代替公式 (G.3-7) 中的 Re_x 得：

$$C_F = C_{i,L} = 1.328/Re_L^{0.5} \quad (G.3-8)$$

此时将所有相关值代入公式 (G.3-1) 后便可求出喉槽段水头损失 ΔH_L 。

2) 引渠段的水头损失 ΔH_a 。该渠段水流边界层已充分发展为紊流边界层， C_F 值为常数 0.00235。用边界层理论按下列公式计算该段水头损失：

$$\Delta H_a = \frac{L_a v_1^2 C_F}{R_1 2g} \quad (G.3-9)$$

式中 L_a ——引渠段的长度，m，一般应不小于上游观测点处最大水头 H_1 ；

R_1 ——上游测量断面的水力半径；

v_1 ——上游测量断面的平均流速，m/s。

3) 上游收缩段的水头损失 ΔH_b 。上游收缩段水流边界层亦处于紊流状态， C_F 值为 0.00235。上游收缩段水头损失 ΔH_b 的计算采用平均水平损失公式计算：

$$\Delta H_b = \frac{0.00235 L_b}{4g} \left(\frac{v_1^2}{R_1} + \frac{v_b^2}{R_b} \right) \quad (G.3-10)$$

式中 L_b ——收缩渠底沿水流方向的水平投影长度，m；

v_b ——喉槽入口断面的水流平均流速，m/s；

R_b ——喉槽入口断面的水力半径。

长喉槽入口断面水深按下列公式近似计算：

$$y_b = y_c + \frac{5}{8}(h_1 - y_c) \quad (G.3-11)$$

图 G.3-1 中 h_1 断面到 y_c 断面的水头损失按下列公式计算：

$$\Delta H_1 = \Delta H_a + \Delta H_b + \Delta H_L \quad (G.3-12)$$

式中 ΔH_L ——水流通过喉道段时的水头损失值。

- 4) 下游段水头损失 ΔH_2 。从喉槽控制段末端到下游水位测量断面之间的能量损失可分为两部分：摩擦损失和紊流损失（水流迅速扩散使得能量转换不充分而引起）。摩擦损失比紊流损失小，采用边界层理论分析满足计算精度要求，其水流边界层处于紊流状态， C_F 值为 0.00235。

下游扩散段长度为： $L_d = P_2 \times EM$ （对于有底坎型式， P_2 为坎高， EM 为扩散段底坎坡降）； $L_d = b_s \times EM'$ （对于只有侧收缩型式， b_s 为扩散值， EM' 为扩散比）。

下游扩散段末端到下游水位测量位置的长度为： $L_e = 10(P_2 + L/2) - L_d$ （对于有底坎型式， P_2 为坎高）； $L_e = 10(b_s + L/2) - L_d$ （对于只有侧收缩型式， b_s 为扩散值）。

扩散段摩擦引起的水头损失为：

$$\Delta H_d = \frac{0.00235 L_d}{4g} \left(\frac{v_2^2}{R_2} + \frac{v_c^2}{R_c} \right) \quad (\text{G. 3-13})$$

式中 L_d ——渐扩段渠底沿水流方向的水平投影长度，m；

v_2 ——下游水位测量断面的水流平均流速，m/s；

R_2 ——下游水位测量断面的水力半径；

v_c ——控制断面的水流平均流速，m/s；

R_c ——控制断面的水力半径。

扩散段末端到下游水位测量断面间尾渠段的水头损失 ΔH_e ；

用军界层理论按下列公式计算该段水头损失：

$$\Delta H_e = \frac{0.00235 L_e v_2^2}{2g R_2} \quad (\text{G. 3-14})$$

式中 L_e ——尾渠段的长度，m；

R_2 ——下游测量断面的水力半径；

v_2 ——下游测量断面的平均流速，m/s。

下游段的总摩擦损失为：

$$\Delta H_f = \Delta H_d + \Delta H_e \quad (\text{G. 3-15})$$

下游段的扩散损失，即：下游扩散段由于动能未完全转化为

势能而造成的水头损失，可按下列公式计算：

$$\Delta H_k = \frac{\xi(v_1 - v_2)^2}{2g} \quad (\text{G. 3 - 16})$$

$$\xi = \frac{\lg[114.59 \operatorname{arccot}(1/m)] - 0.165}{1.742} \quad (\text{G. 3 - 17})$$

式中 ξ ——能量损失系数，是下游扩散段坡降的函数；

m ——下游扩散段坡降。

对于只有底收缩的长喉槽，扩散段坡降 m 即为底部扩散坡降 EM ；对于只有侧面收缩的长喉槽，其下游扩散段坡降即为侧面扩散比 EM' ；对于既有侧收缩又有底收缩的长喉槽，底部扩散率对能量损失与恢复的影响要大，因此，应将底部扩散坡降 EM 应用到水头损失计算中去。

下游段的总水头损失为：

$$\Delta H_2 = \Delta H_1 + \Delta H_k \quad (\text{G. 3 - 18})$$

11 计算 $H_2 = H_1 - \Delta H_1 - \Delta H_2$ 。

12 求 H_1/H_2 。

G. 3.2 淹没度限值是依上游水位 h_1 不同而变化，应求出测站水位最大和最小情况下对应的淹没度限值，以便检验水头损失 $(H_1 - H_2)$ 是否满足设计要求。

标准用词说明

标准用词	在特殊情况下的等效表述	要求严格程度
应	有必要、要求、要、只有……才允许	要 求
不应	不允许、不许可、不要	
宜	推荐、建议	推 荐
不宜	不推荐、不建议	
可	允许、许可、准许	允 许
不必	不需要、不要求	