

UDC

中华人民共和国行业标准

TB

P

TB 10017 — 2021
J 2951 — 2021

铁路工程水文勘测设计规范

Code for Survey and Design on Hydrology of
Railway Engineering

2021-09-13 发布

2022-01-01 实施

国 家 铁 路 局 发 布

中华人民共和国行业标准

铁路工程水文勘测设计规范

Code for Survey and Design on Hydrology of
Railway Engineering

TB 10017—2021

J 2951—2021

主编单位：中国铁路设计集团有限公司

批准部门：国家铁路局

施行日期：2022年1月1日

中国铁道出版社有限公司

2021年·北京

国家铁路局关于发布铁道行业标准的公告

(工程建设标准 2021 年第 4 批)

国铁科法〔2021〕28 号

现公布《铁路工程水文勘测设计规范》(TB 10017—2021)等 2 项铁路工程建设标准(见表 1),自 2022 年 1 月 1 日起实施。以上标准由中国铁道出版社有限公司出版发行。《铁路工程水文勘测设计规范》(TB 10017—1999)等 2 项铁路工程建设标准(见表 2)同时废止。

表 1 新发布标准目录

序号	标准名称	标准编号
1	铁路工程水文勘测设计规范	TB 10017—2021
2	铁路工程地质勘察监理规程	TB/T 10403—2021

表 2 废止标准目录

序号	标准名称	标准编号
1	铁路工程水文勘测设计规范	TB 10017—1999
2	铁路工程地质勘察监理规程	TB/T 10403—2004

国家铁路局

2021 年 9 月 13 日

前 言

为统一铁路工程水文勘测设计技术要求,保障铁路正常运行,系统分析铁路工程水文勘测设计现状,全面总结铁路工程水文勘测设计实践经验,充分借鉴国内外相关标准,经广泛征求意见,在《铁路工程水文勘测设计规范》TB 10017—1999 基础上全面修订而成。

本规范共分 12 章,包括总则、术语和符号、基本规定、水文调查与勘测、设计洪水分析和计算、桥位选择和桥涵孔径设计、桥梁冲刷计算与防护、特殊地区水文计算、调治和桥头路堤工程、小桥涵、路基、其他建筑物,另有 11 个附录。

本次修订的主要内容如下:

1. 增加高速铁路、城际铁路、重载铁路、市域(郊)铁路、Ⅳ级铁路、铁路专用线的桥涵设计洪水频率。
2. 修改Ⅰ、Ⅱ级铁路涵洞,路基、隧道、站场、铁路房屋,Ⅲ级铁路桥涵的设计洪水频率。
3. 提出行洪、蓄洪、滞洪区铁路的设计洪水频率确定原则,规定设计洪水频率标准。
4. 提出路基、站场、隧道、房屋建筑以及“四电工程”水文工作的要求。
5. 调整“洪痕可靠程度评定标准”的规定、感潮河段的 k 值表及防护加固类型表。
6. 提出桥址处设计水位的确定原则及计算方法,增加设计内涝水位的计算方法。
7. 提出海湾地区桥位选择的技术要求,增加泥石流地区桥渡净空确定的原则。
8. 增加一般冲刷后墩前行进流速计算公式和参数要求。
9. 补充海湾地区桥渡的设计水位频率和波浪的设计频率,设

计洪水及设计波浪的设计频率。

10. 增加戈壁及干旱地区、山前漫流地区桥梁水文勘测、水文计算的相关内容。

11. 提出改沟工程的适用条件、设计洪水频率、平面布置、开挖断面等相关内容和要求。

12. 提出暴雨公式和暴雨参数的制定方法,增加暴雨径流流量计算方法。

13. 规定滨海路堤潮位设计频率、波浪侵袭高度与波浪作用力计算的原则。

14. 规定隧道水文勘测设计的原则,补充隧道弃渣处理的技术要求,明确濒临水库地区的隧道、水下隧道、明洞水文工作的相关内容。

15. 增加岩石地基桥墩冲刷及基底埋深参考数据,水库地区坝桥区间的流量计算方法及计算要求。

在执行本规范过程中,希望各单位结合工程实践,认真总结经验,积累资料。如发现需要修改和补充之处,请及时将意见及有关资料寄交中国铁路设计集团有限公司(天津市自贸试验区东七道109号,邮政编码:300308),并抄送国家铁路局规划与标准研究院(北京市西城区广莲路1号,邮政编码:100055),供今后修订时参考。

本规范由国家铁路局科技与法制司负责解释。

主编单位:中国铁路设计集团有限公司。

参编单位:中铁第一勘察设计院集团有限公司。

主要起草人:苏伟、孙宗磊、程慧林、张珍、王俊杰、张莉、杜卫军、胡显永、曾青、侯凯。

主要审查人:邱柏初、刘燕、党立、薛吉岗、刘珣、杨鹏健、杨梦蛟、董素格、高策、张佰战、李付军、吴少海、王胜、陈思孝、鄢勇、王召祐、王新国、桂婵、苏国明、范静涛、宁伯伟、文雨松、齐梅兰。

本规范的历次版本发布情况:《铁路桥渡勘测设计规范》TBJ 17—1986;《铁路工程水文勘测设计规范》TB 10017—1999。

目 次

1	总 则	1
2	术语和符号	4
2.1	术 语	4
2.2	符 号	5
3	基本规定	8
4	水文调查与勘测	10
4.1	一般规定	10
4.2	水文调查	10
4.3	水文勘测	14
4.4	洪水观测及冲刷探查	16
4.5	特殊地区水文勘测	16
5	设计洪水分析和计算	20
5.1	一般规定	20
5.2	设计流量	20
5.3	设计水位	27
5.4	设计洪水过程线	28
6	桥位选择和桥涵孔径设计	29
6.1	一般规定	29
6.2	一般河段上的桥位选择	30
6.3	特殊地区的桥位选择	31
6.4	孔径设计	33

7	桥梁冲刷计算与防护	39
7.1	一般规定	39
7.2	桥下一般冲刷计算	39
7.3	局部冲刷计算	42
7.4	基础埋置深度	44
8	特殊地区水文计算	45
8.1	泥石流地区	45
8.2	岩溶地区	46
8.3	感潮河流地区	47
8.4	水利化地区	53
8.5	水库地区	54
8.6	海湾地区	56
8.7	戈壁及干旱地区	56
8.8	山前漫流地区	56
8.9	一河多桥	57
9	调治和桥头路堤工程	58
9.1	一般规定	58
9.2	导治建筑物	59
9.3	桥头河滩路堤	64
9.4	桥头河堤防护	71
9.5	改沟工程	71
10	小桥涵	73
10.1	一般规定	73
10.2	水文调查和勘测	73
10.3	小径流设计流量	75
10.4	孔径计算	75

10.5	小桥涵防护	78
11	路基	80
11.1	滨河路基	80
11.2	滨海路基	81
11.3	水库路基	82
11.4	路基冲刷防护	83
11.5	路基排水	85
12	其他建筑物	86
12.1	隧道	86
12.2	站场	88
12.3	立交地道	90
12.4	房屋建筑	91
12.5	四电场地	92
附录 A	溃坝流量计算	93
A.1	坝址断面溃坝最大流量	93
A.2	桥址断面溃坝最大流量	95
附录 B	河段类别及特征指标	96
附录 C	泥石流分类简表	98
附录 D	天然河道洪水糙率系数表	99
附录 E	堰流公式表	102
附录 F	水深 1 m 时非黏性土不冲刷流速 v_{H_1} 表	104
附录 G	墩形系数表	105
附录 H	岩石地基桥墩冲刷及基底埋深参考数据	109
附录 J	泥石流堵塞系数表	111
附录 K	坝桥区间的流量计算	112
附录 L	小流域暴雨径流计算	114

本规范用词说明	132
《铁路工程水文勘测设计规范》条文说明	133

1 总 则

1.0.1 为统一铁路工程水文勘测设计技术要求,满足防洪、通航、排凌、水利、环保等方面的要求,保障铁路正常运行,制定本规范。

1.0.2 本规范适用于高速铁路、城际铁路、市域(郊)铁路,客货共线 I 级、II 级、III 级和 IV 级铁路,重载铁路,铁路专用线工程的水文勘测设计。

1.0.3 铁路工程设施设置应能防御设计洪水,使设计洪水顺畅排泄。桥涵布设应满足排水、通航要求,并应与线路排水系统、水利规划相配合。铁路工程设在城镇时,还应与城镇排水设施相协调。

1.0.4 水文调查和勘测应根据工程设计要求和所在区域条件,采用相应的方法。搜集和调查的资料应鉴别其可靠性,勘测精度应符合相关规定。

1.0.5 铁路桥涵、路基、隧道、站场专业应按表 1.0.5—1、表 1.0.5—2 和表 1.0.5—3 规定的洪水频率标准进行设计或检算。

表 1.0.5—1 桥涵、路基洪水频率标准

铁路分类	设计洪水频率			检算洪水频率
	桥梁	涵洞	路基	特大桥(或大桥)属于技术复杂、修复困难或重要者
高速铁路、城际铁路、市域(郊)铁路, I、II 级铁路,重载铁路	1/100	1/100	1/100	1/300
III 级铁路	1/100	1/50	1/100	1/300
IV 级铁路	1/50	1/50	1/50	1/100

续表 1.0.5—1

铁路分类	设计洪水频率			检算洪水频率
	桥梁	涵洞	路基	特大桥(或大桥)属于技术复杂、修复困难或重要者
≥5 Mt 铁路专用线	1/100	1/50	1/50	—
<5 Mt 铁路专用线	1/50	1/50	1/50	—

- 注:1 若观测洪水(包括调查洪水)频率小于表列标准的设计洪水频率时,应按观测洪水频率设计。但 I、II、III 级铁路的路基,特大桥和大中桥设计洪水频率不得小于 1/300;IV 级铁路的路基、特大桥和大中桥设计洪水频率不得小于 1/100,小桥和涵洞设计洪水频率不得小于 1/100。
- 2 当水位不随流量而定,如逆风、冰塞、潮汐、倒灌、河床变迁、水库蓄水及其他水工建筑物的壅水等,则流量与水位应分别确定。
- 3 设在水库淹没范围内的桥涵,仍采用表列洪水频率标准。设在水坝下游的桥涵,若水库设计洪水频率标准高于桥涵洪水频率标准,则按表列标准的水库泄洪量加桥坝之间的汇水量作为桥涵设计及检算流量;若水库校核洪水频率标准低于桥涵洪水频率标准,则应与有关部门协商,提高水坝校核洪水频率标准,使之与铁路桥涵洪水频率标准相同。如有困难,除按河流天然状况设计外,并应适当考虑溃坝可能对桥涵造成的不利影响。
- 4 在水坝上下游影响范围内的铁路工程,应考虑水库淤积和清水冲刷等情况对铁路工程造成的不利影响。
- 5 有压和半有压涵洞的孔径应按设计路堤高度的洪水频率检算。
- 6 改建既有线或增建第二线时的洪水频率,应根据多年运营情况和水害的具体情况加以考虑,利用既有建筑物。

表 1.0.5—2 隧道洪水频率标准

隧道部位	设计洪水频率
出入口高程	1/100
边仰坡截(排)水沟排水	1/50

表 1.0.5—3 站场洪水频率标准

工程种类	设计洪水频率
车站、机务段、车辆段、客车整备所、动车段、动车运用所等的路基	1/100
货场路基	1/50

1.0.6 铁路区间生产设备房屋设计室外高程应符合国家现行标准中设计洪水频率或内涝水位的相关规定。铁路房屋室外地面设计洪水频率或内涝水位应符合表 1.0.6 的规定。

表 1.0.6 铁路房屋室外地面设计洪水频率或内涝水位标准

工 程 种 类	设计洪水频率或内涝水位
牵引变电所、开闭所及自耦变压器(AT)所、电力变电所、配电所、区间通信信号设备场坪	1/100
开闭所及自耦变压器(AT)所、电力变电所、配电所、区间通信信号设备房屋、给水站的泵站	1/50
生活供水站(点)的泵站	1/20

注:1 表中生产设备房屋室外地面采用的设计洪水位或内涝水位按规定增加安全值。

2 泵站位于大江河、湖泊和水库岸边时,室外地面高程尚应加波浪高。

1.0.7 经过蓄洪区、滞洪区内的铁路工程设计洪水频率,应根据其规模、特点综合研究确定。铁路工程不得影响蓄洪区、滞洪区的正常运用。

1.0.8 铁路工程按流量设计的排水沟(管)、涵的洪水频率标准或暴雨强度标准,应符合本规范有关章节的规定。

1.0.9 施工阶段临时设施采用的洪水频率,应考虑防洪度汛要求,结合工程的重要性、工期长短等因素综合确定。

1.0.10 铁路工程水文勘测设计除应符合本规范外,尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 设计洪水频率 design flood frequency

按有关标准规定作为设计依据的洪水统计意义上出现的频率。

2.1.2 设计流量 design flood discharge

与设计洪水相应的桥位断面洪峰流量。

2.1.3 设计水位 design flood surface elevation

与设计洪水相应的洪水水面高程。

2.1.4 冲刷系数 coefficient of scour

桥下需要的过水面积与建桥后不考虑冲刷的供给面积之比。

2.1.5 壅水 backwater

水流受到压缩或潮水、干流水位顶托而导致上游水位抬高的现象。

2.1.6 波浪爬高 wave run-up

波浪沿斜坡爬升的以静水面起算的垂直高度。

2.1.7 河槽(河床) channel

洪水期河床面上有底沙运动的部分,包括主槽和边滩。

2.1.8 河滩 flood land

河床中在洪水期淹水,但河床面上无底沙运动的部分。

2.1.9 一般冲刷 general scour

因桥孔压缩水流,导致桥下流速增大而引起的桥下河床冲刷。

2.1.10 局部冲刷 local scour

桥墩或桥台阻碍水流,导致其周围河床的冲刷。

2.2 符 号

- A ——单宽流量集中系数
 b_g ——坝体溃决口门平均宽度
 B ——设计洪水时的水面宽
 B_1 ——桥墩计算宽度
 B_c ——桥下河槽部分桥孔过水净宽
 B_d ——造床流量时的河宽
 B_g ——坝长或坝址断面附近库区宽度
 B_k ——临界水深时的过水断面水面宽
 B_t ——桥下河滩部分桥孔过水净宽
 C ——谢才系数
 C_c ——桥下河槽部分的谢才系数
 C_s ——偏差系数
 C_t ——桥下河滩部分的谢才系数
 C_v ——变差系数
 \bar{d} ——河床土平均粒径
 \bar{d}_c ——河槽土平均粒径
 D ——浪程
 D_c ——泥石流堵塞系数
 E ——与汛期含沙量有关的系数
 E' ——桥孔偏置系数
 h_b ——桥墩局部冲刷坑深度
 h_k ——临界水深
 h_m ——桥下最大水深
 h_0 ——天然水深
 h_p ——桥下一般冲刷后的最大水深
 h_{mc} ——桥下河槽最大水深

- h_{mt} ——桥下河滩最大水深
 \bar{h}_c ——桥下河槽部分平均水深
 \bar{h}_t ——桥下河滩部分平均水深
 Δh ——桥下水位应考虑有加高值
 Δh_p ——除桥前壅水高以外的水位附加高度
 $\Delta h'_p$ ——自静止水面算起的波浪在边坡上侵袭的高度
 H ——水位高度;涵洞净高
 H_0 ——桥(涵)前积水深
 H_p ——设计水位
 $H_{b1\%}$ ——累积频率为 1% 的波浪高度
 H_{\min} ——路堤路肩最低高程
 \bar{H} ——造床流量时的平均水深
 \bar{H}_b ——波浪的平均高度
 ΔH_{sh} ——受桥前壅水影响在河滩路堤上游侧形成的最大壅水高度
 ΔH_x ——河滩路堤计算端下游侧的沿堤水位,较天然河道设计水位的降低值
 I ——水面坡度
 I_k ——临界坡度
 I_L ——冲刷范围内黏性土样的液性指数
 I_0 ——桥址河段天然水面坡度
 K_p ——模比系数
 K_η ——河床颗粒影响系数
 K_ξ ——墩形系数
 L ——河段长度
 L' ——由桥头路堤起点至路堤上游侧形成最大壅水处的距离
 L_a ——由桥头路堤起点至同一端岸边的距离
 P ——冲刷系数

- Q ——流量
 Q_g ——坝址断面溃坝最大流量
 Q_p ——设计流量
 Q_t ——桥下河滩部分通过的设计流量
 R ——水力半径
 R_k ——临界流的水力半径
 S ——由桥轴线至形成桥前最大壅水高度处的距离
 v ——一般冲刷后墩前行近流速
 v_k ——临界流速
 v_p ——设计流速
 \bar{v} ——断面平均流速
 \bar{v}_M ——桥下平均流速
 ΔZ_M ——桥前最大壅水高度
 α ——水流方向与桥梁轴线之法线间的夹角
 β ——水流方向与路堤边坡上水边线所成的平面夹角
 ε ——侧收缩系数
 ζ ——局部水头损失系数
 σ ——标准差
 φ ——流速系数
 φ_p ——离均系数
 ω ——过水断面面积
 ω_k ——临界水深时的过水断面面积
 ω_g ——桥下供给过水断面面积
 ω_x ——桥下需要过水断面面积
 a_p, q ——设计暴雨强度
 ψ ——径流系数
 F ——汇水面积

3 基本规定

3.0.1 编制预可行性研究报告前,应对控制线路的桥渡进行研究或利用航摄像片进行水文判释,并进行现场重点调查和核对。对线路可能通过地区的水文、大型水利设施和地形等应进行调查。

3.0.2 初测阶段应为铁路工程可行性研究提供必要的水文资料。桥隧工程在初测阶段还应进行以下工作:

1 特大桥和控制线路方案以及水文、地质复杂地区的大中桥,应进行桥位和桥式方案比选,并提出推荐方案。

2 搜集沿线相关水文、雨量资料。进行现场水文勘测确定特大桥、大中桥的设计流量,通过小流域验证确定相关的水文计算方法和参数。

3 从水文方面考虑,增建第二线时应提出左右侧、并行或绕行的意见。对既有桥涵应提出改建、加固和利用的原则,对水下隧道应提出冲刷深度意见。

4 水文条件特别复杂的河流,必要时宜进行水(河)工模型试验。

3.0.3 定测阶段的水文勘测工作应根据可行性研究报告批复意见,对初测资料进行核对和补充。对初测后发生过的较大洪水应进行补测。对可行性研究报告中已确定的改建、加固或利用的既有桥涵,应进一步考虑并落实有关单位提出的合理要求。

3.0.4 桥涵应根据不同河段、冲沟的特点,结合地形、地质等自然条件进行布设。河段类别应按附录 B 的规定分类。

3.0.5 线路经过滨河、滨海和水库地区宜采用桥梁形式通过。

3.0.6 路基水文勘测设计应根据地区特点和人文特征,采用相应的勘测设计方法,为路基及其地表排水、防护工程的合理设计提供

水文依据。

3.0.7 路基、站场、隧道与桥涵水文勘测设计应统一协调进行,综合考虑全线排水系统设计。

3.0.8 路基、隧道、站场、立交地道、房屋建筑和四电工程等的防排水工程,应统筹考虑铁路选线和总体设计,优化线路平、纵断面,进行工程方案比选,合理确定工程类型。

4 水文调查与勘测

4.1 一般规定

- 4.1.1** 水文调查与勘测应为水文分析、桥涵布设和相关的水文、水力计算提供基础资料,水文分析和计算成果应作为确定设计洪水的依据。
- 4.1.2** 水文调查、水文分析应涵盖可行性研究、初测、定测全过程。
- 4.1.3** 水文分析计算可采用不同的方法相互校核,必要时应对计算成果进行现场核对。
- 4.1.4** 需进行水工模型试验的河道,应根据其内容、规模进行相应的水文调查和勘测。

4.2 水文调查

4.2.1 勘测前应调查、搜集下列资料:

1 地形资料。包括地形图,航摄像片,水准点的位置、高程及高程系统。

2 水文资料。包括流域水系图,桥涵处的流域面积,桥址附近的河床及河岸变迁资料,流域内有关水文测站历年实测的最大流量及其相应水位、流速、糙率、水面坡度、测流断面和水位流量、水位流速关系曲线,流域的勘察报告、水文调查和历史水灾分析报告,各种水文图集,暴雨洪水查算图表以及文献、地方志等资料。

3 降水资料。包括有关气象、水文台站历年长短历时和最大24 h降水量等资料。

4 流冰、流木资料。包括河流最高和最低流冰水位,封冻最

高水位,冰厚,冰块最大尺寸,冰块的密度,流冰的速度,冰块极限抗压强度,冰坝抬高水位的高度,流木最大长度和筏运资料,以及漂流物类型、大小尺寸等资料。

5 通航资料。包括桥址河道的通航等级、航道图、航行线位置,最高最低通航水位、封冻停航水位,通航净空、通航孔数,排筏最大宽度和长度,以及航道整治规划等资料。

6 既有桥资料。包括各种图表、台账、履历簿、鉴定书、检算资料,泄洪能力,冲淤情况,涵前积水位和水害、病害等方面的资料。对水害、病害桥涵还应搜集运营单位历次改善措施,同时搜集邻近既有铁路和公路桥涵的档案和排洪情况等资料。

7 其他资料。包括沿线农田水利、灌溉排涝和城市交通、排水、规划、河道整治等方面的资料。

4.2.2 特大桥、大中桥初测应测绘下列内容:

1 特大桥、水文复杂的大桥及控制线路方案的大桥,均应测绘桥位方案平面图、桥址平面图。地质复杂时还应有必要的工程地质资料。增建第二线与改建既有线的桥位方案平面图及桥址平面图,还应测绘既有线路的中心线以及桥梁和导治建筑物位置。既有桥渡附近的斜流、涡流、死水和冲淤显著地段,也宜一并测入图内。

2 特大桥和控制线路方案的大桥以及水文、地质复杂地区的大桥,均应测绘桥址纵断面图,并加绘工程地质资料。既有桥梁桥址纵断面图(必要时应包括工程地质资料),还应测出既有墩台及其附属建筑物的位置、有关尺寸和高程。

4.2.3 特大桥、大中桥定测应测绘下列内容:

1 特大桥必要时测绘桥渡总平面图,也可利用初测桥位方案平面图,进行核对、修正并加绘线路中心线。

2 特大桥及大中桥均应测绘桥址平面图(包括水下地形),地质复杂的还应有工程地质平面图。

3 大中桥两岸应设置中线控制桩并测绘桥址纵断面图和加

绘工程地质资料。斜交桥尚应测绘桥址正交断面图。既有桥梁桥址纵断面图(包括工程地质资料)可利用初测资料进行核对补充。

4.2.4 水工模型试验时应测绘下列资料:

1 桥址平面图的施测范围应根据具体情况确定。桥址上游要包括一个洪水流向较为固定、水位流量关系较为稳定的控制断面,下游不应短于水流过桥后恢复到天然水位(或水深)的河段长度。测绘宽度除必须达到河流两岸最高历史洪水位或检算水位泛滥线以外,应适当增加一定的富余量。图上应绘出河床断面和调查洪水位的位置。

2 桥址地形施测范围内每隔 50 m ~ 200 m 应施测一个河床横断面,河床形状显著变化处需加测断面。断面上应注明滩槽、各部分地貌、糙率和土的种类及粒径等。

3 洪水坡度图施测时可利用水文站的观测资料,调查历史最高洪水位和次高洪水位,绘出最高和次高洪水位的水面坡度图,并在图上绘出测量时顺洪水流向的水面坡度和河底坡度线。

4.2.5 洪水调查应包括下列内容:

1 结合所搜集的历史洪水资料(地方历史文献档案、水利河道专著等),在河段两岸调查各次洪水发生的时间、洪痕位置、洪水来源、涨落幅度、洪水时的主流方向,调查有无漫流、分流及受建筑物的影响,结合当地水文水利部门分析资料,确定洪水设计频率。

2 调查各次洪水发生时的雨情、灾情、汇水区内有无受人类活动影响及自然条件有无变化,宜按大小排序确定其设计频率。

3 洪水调查的河段宜选择两岸有较多洪痕点,水流顺直稳定,无回流、分洪及建筑物影响处,并宜靠近水文断面。

4 同一次洪水应调查 3 个以上较可靠的洪痕点作出标志。现场历史洪水调查时,被访问人(指认人)应思维清晰,交流顺畅,并记录洪痕指定人的姓名、职业、年龄和叙述内容。根据指定的洪痕标志物情况、指定人对洪水记忆程度,综合分析。可按照表 4.2.5 的规定判断洪痕点的可靠性。

表 4.2.5 洪痕可靠程度评定标准

评定因素	等 级		
	1	2	3
	可 靠	较 可 靠	供 参 考
指认人印象和旁证	亲眼所见,印象深刻,情况逼真,旁证确凿	亲眼所见,印象较深刻,所述情况较逼真,旁证材料较少	听传说或印象不深,所述情况不够清楚具体,旁证少
标志物和洪痕	标志物固定,洪痕位置具体或有明显的洪痕	标志物变化不大,洪痕位置较具体	标志物有较大变化,洪痕位置不具体
估计水位误差范围(m)	小于0.2	0.2~0.5	0.5~1.0

注:评定时以表内1、2项为主,3项仅作参考,使用时应根据具体情况确定。

4.2.6 河道调查应包括下列内容:

1 搜集河道历年变迁的图纸和资料,调查河道弯曲发展及滩槽稳定情况。

2 调查河道支流、分流、急滩、卡口、滑坡、塌岸、塘、坝、尾矿库、弃渣场和自然壅水等现象。

3 调查河床冲淤变化、上游泥沙来源、历史上淤积高度和下切深度。

4 调查河道规划与河底管线等埋设物的情况。

5 调查河堤设计标准、河道安全泄洪量及相应水位。

6 调查航道等级,最高及最低通航水位,通航孔数,高、中、低水位的上、下行航线位置。

7 调查漂流物类型及尺寸。

8 根据河床形态、泥沙组成、岸壁及植被情况,确定河床各部分洪水糙率。

4.2.7 冰凌调查应包括下列内容:

1 调查历年封河及开河的时间、开河形式、最高和最低流冰

水位及时间、上下游是否形成冰塞和冰坝现象,以及上下游水工建筑物对流冰的影响。

2 调查冰厚、冰块大小、结冰面积及冰凌发生区域的水文、气象资料等。

4.2.8 汇水区流域特征调查应包括下列内容:

- 1 土质种类及其分布。
- 2 农田、森林、沼泽和岩溶的情况。
- 3 流域的地形、地貌和植被情况。
- 4 人类活动的影响。

4.2.9 洪水调查宜调查低水位、常水位及其持续时间,临近大河时还应调查有无倒灌情况。搜集洪水期的水面横坡、水拱及波浪高度等。

4.2.10 行洪区、蓄洪区、滞洪区除应搜集一般河流上桥涵设计所需要的水文资料外,还应搜集下列内容:

- 1 流域历史、现状和近远期治理规划。
- 2 地形图和断面资料及有专人管理的观测资料。
- 3 分洪区、滞洪区和蓄洪区的布置,堤闸的设置和运用原则。
- 4 历史上分洪、滞洪和蓄洪的情况和各种特征水位。

4.2.11 在有足够保证率的江河堤防两岸低洼地区修建铁路时,调查工作应包括下列内容:

1 了解江河堤防设计,圩区农田灌溉和行政范围,小河沟和湖塘数量、地形、地质情况,滞洪、蓄洪条件,排灌能力和联系通道等。

2 搜集足够比例尺的地形图,其等高线间距宜为 1.0 m 至 0.5 m。

3 调查沿线历史最高内涝水位和相应年份的降雨量。

4.3 水文勘测

4.3.1 水文断面图测绘应符合下列规定:

1 水文断面宜选在河段顺直,河滩宽度较窄,河床稳定,断面变化不大、纵坡平顺、无较大支流汇入、无任何倒灌或水库回水影响,并靠近洪水痕迹或洪水位点较多之处。水文断面应与主河槽和河滩流向垂直。施测范围应高于最高历史洪水位或检算水位 0.5 m 以上。漫滩较宽的河流可只测至上述水位的边界。

2 水文断面应在桥位上、下游各测绘一个。对河面不宽的中桥可只测绘一个。桥位断面符合水文断面条件时,桥位断面可作为水文断面。

3 水文断面应标出河床地面线、滩槽分界线、植被和地质情况、糙率、测时水位、施测时间、历史洪水位及发生年份、其他特征水位等。滩槽分界线应在现场确定。

4 增建第二线和改建既有线工程应施测既有桥梁处水文断面,并在不受既有桥梁影响的河段上,再选一个或两个水文断面作为流量计算断面。

4.3.2 水文平面关系图的施测范围应包括调查的洪水位点、水文断面和桥位方案的位置,可利用桥位方案平面图进行补充。水文断面仅用于推算流量使用时,可不测绘平面关系。

4.3.3 水面坡度图测绘应符合下列规定:

1 一般在桥址上下游附近测量不少于三倍河宽的长度,其范围应包括所有洪水位测点水文断面位置及各桥渡位置在内,并能反映河段的水文特征。

2 测绘内容应包括历史最高洪水位、多年平均洪水位及设计水位等水面坡度曲线,测量时的水面坡度,河床纵坡,桥址纵断面及水文断面位置,水工建筑物位置,既有公(道)路、铁路中线位置,壅水曲线及跌水等。

3 顺直河段上可沿一岸施测。弯曲河段或当设计需要时,应在两岸同时施测。

4.3.4 汇水面积测绘可利用搜集到的既有地形图或利用航摄像片进行勾绘。无既有地形图或航摄像片可以利用时,需进行现场

实测汇水面积。

4.3.5 复杂特大桥、重要大桥水文测绘方法和精度要求应符合《铁路工程测量规范》TB 10101 的有关规定。

4.4 洪水观测及冲刷探查

4.4.1 水文情况复杂或需做水工模型试验的特殊桥梁或水下隧道,应进行洪水观测。观测项目可根据需要确定,包括水位、水深、流速、流向、水文断面、水面坡度和含沙量等内容。

4.4.2 一般桥梁在勘测期间遭遇洪水时,宜进行水位、流速、流向、坡度和含沙量等观测,洪水过后补测水文断面。

4.4.3 增建第二线和改建既有线时需探明既有桥冲刷情况。

4.5 特殊地区水文勘测

4.5.1 泥石流地区应搜集泥石流流域气象、地形、地质、水文、冰川、植被、既有工程等资料,泥石流沟的流域平面图或航摄像片,泥石流沟的坍方地貌图,地方有关部门关于本地区泥石流观测、调查、测绘、总结分析等资料。

4.5.2 泥石流汇水区内的调查工作主要包括下列内容:

1 沟谷淤积、冲刷情况,松散物质的分布和数量等。

2 形成区、流通区、堆积区的地形、地质、地貌和范围,并分析其可能的发展趋势。

3 调查泥位痕迹、水源及泥石流发生过程概况和灾情、堵塞、冲淤等的情况。

4 流域内的采伐、陡坡垦荒、开矿或筑路弃渣等人类活动的影响。

5 既有建(构)筑物的破坏情况。

4.5.3 泥石流地区除应搜集水文平面关系图、河床纵坡图、水文断面图外,还需搜集下列资料:

1 桥址上游流通区沟床顺直稳定段原沟及泥石流面的河床

纵坡及横断面。

2 山坡上松散物的储量及一次洪水可能携带的冲积物数量。

3 泥石流、沉积物的容重。

4 通过桥址处沉积物的平均粒径及最大粒径。

4.5.4 规模大、危害严重的泥石流沟应进行泥石流龙头高度、运动速度、流动特征的现场观测和黏度、静切力等静力学试验,并可按附录 C 确定泥石流的分类。

4.5.5 岩溶地区调查与勘测应包括下列内容:

1 应进行地质调绘勘探。

2 调查施测汇水区地表水系,封闭洼地,消水洞的位置、深度及其控制汇水面积、积水高度和消水能力、地下水源及其与地表水的关系等。

3 调查溶洞、溶泉出水流量与地区降水量的关系,并通过水文观测掌握岩溶地区系统的雨量和水文资料。

4 调查沿线岩溶区内既有建筑物的破坏、变形、修复、整治及运用情况。

5 线路通过消水溶洞的边缘,消水溶洞又承接上游明河水流,洪水能形成积水时,应查明该地区最大积水高度。

6 实测岩溶上、下游洪水流量过程线、水位流量关系线及积水水位变化过程线。

4.5.6 潮汐河段水文调查与勘测应包括下列内容:

1 搜集历年最大潮流量、最大潮洪流量、最高潮位、最低潮位、最大潮差、潮型、涨落潮历时、潮流速、风暴潮等资料。

2 测绘桥址附近河道地形图,对受潮汐影响区段的其他部分,可只测河道横断面图。当能搜集到桥址河段历年河道地形图、航迹线图或海洋地形图及桥址处河道断面等资料时可不测。

3 搜集桥址上、下游水工建筑物的设计和现状、河段的航道标准和整治及冲淤变化等资料。

4 封冻及流冰时应调查是否形成冰坝和搜集冰块尺寸、冰层

双向移动和上、下浮动资料。

5 调查海水浪溅高度及风浪的侵袭高度。

6 无实测资料或资料缺乏时,应在桥位断面及河口附近进行水位、流量连续观测,观测时间不应短于一整年。如时间和条件限制,可仅作洪、枯水季节的观测,观测时间不应短于一个月。观测时应有逐时(每小时)连续实测记录,其垂线数目不应少于3条。同时应做相应测点的盐度观测,必要时尚应进行洪水与高潮位顶托影响的水位和涨落潮流速的观测。

4.5.7 水利化地区水文调查与勘测应包括下列内容:

1 了解流域水利化历史、现状和治理规划。搜集流域河道、堤防、泵站、涵闸、防洪、分洪、排涝等规划和设计资料,以及大比例尺地形图和河道纵横断面图。搜集泵站和涵闸的实测水文资料。

2 调查了解有关跨流域的规划以及河网、圩区的分布,各圩区之间、各河汊之间及其与主河道的联系和水流调节方向,蓄洪区、滞洪区、分洪区和堤闸的设施及运用原则,以及历史上溃堤破圩和蓄洪、滞洪、分洪情况与各种特征水位。

3 调查多沙河流的行洪滩地有无放淤的可能,了解放淤引水的能力和淤积的影响。

4 调查水土流失严重地区的泥沙淤积、崩塌、滑坡等情况。

5 调查灌溉系统的分布、调节水流的方向、排灌方式及水源等资料。对大型灌渠应向水利部门搜集最大灌溉流量资料,兼有排洪任务的渠道,以及渠道最大排洪流量。

4.5.8 水库地区水文调查与勘测应包括下列内容:

1 水库的性质、等级、设计标准和主坝、副坝、溢洪道尺寸,水库库岸稳定情况资料。

2 库区地形图,河床纵横断面图。

3 水库的水位与容积、水面面积、总下泄流量关系曲线。

4 建库前天然状态下桥址河道的水位与流量、流速关系曲线,设计流量和历史最大流量过程线。

5 历年汛期入库的平均流量、水量和含沙量及悬移质颗粒级配曲线等。

6 水库各种特征水位、回水曲线、水库设计淤积年限和淤积计算资料等。

7 库区最大波浪高度、波浪侵袭高度、波浪长度及其相应的库水位资料。

8 库区冰情。

9 桥梁施工时库区可能的高、低水位及持续时间。

10 水库的改扩建规划。

11 搜集水库大坝管理和保护范围。

12 水库的运行资料。

4.5.9 线位在水库下游时还应搜集下列资料：

1 与桥梁相同设计频率的水库下泄流量资料。

2 水坝海漫下游处河底局部冲刷的最大深度及冲刷向下游扩展的情况。

3 水坝与桥址间汇入的各大支流设计流量和流域面积。

4 已成水库多年来下游河床水文测验和有关水文调查资料。

5 水库的运行资料。

5 设计洪水分析和计算

5.1 一般规定

- 5.1.1** 铁路工程设计洪水应按本规范第 1.0.6 条规定设计洪水频率流量及其相应的水位和洪水过程线。
- 5.1.2** 用于分析、计算的设计洪水资料应进行可靠性、独立性、一致性和系列代表性的审核。
- 5.1.3** 设计洪水可根据资料及地区特点,采用多种方法计算,经分析论证后,选用合理的分析计算成果。
- 5.1.4** 利用流量系列推算设计流量时,应选择在桥址或其上下游,不宜小于 30 年的实测流量资料,且应有历史洪水调查和考证成果,方可直接根据流量资料进行频率计算,推算设计流量。
- 5.1.5** 流量资料的选择应采用年最大法。当某些大水年份的资料缺测、漏测,应通过调查予以补全。
- 5.1.6** 插补延长洪水系列时,资料展延的年数不应超过实测年数,并不应使用辗转相关的方法。
- 5.1.7** 一河多槽的各槽流量不应单凭桥址断面来分配,应根据地形、地貌,主流分布的情况,河槽变化的可能,水流摆动趋势以及历年实测洪水资料适当加大。必要时可通过水工模型试验取得数据。

5.2 设计流量

- 5.2.1** 洪水流量的经验频率可按下列办法估算:

1 连序系列

连序系列是将 n 年各项洪水值按其大小顺序统一排位,其第

m 项的经验频率可采用下式估算:

$$P_m = \frac{m}{n+1} \quad (5.2.1-1)$$

式中 P_m ——等于或大于某一流变量 Q_m 的经验频率;

m ——由大到小排位的顺序号;

n ——系列的总年数。

2 不连序系列

不连序系列的经验频率可根据资料条件按下述方法之一估算:

- 1) 实测值和特大值分别在各自系列中进行排位,其中实测系列的各项经验频率仍按式(5.2.1-1)估算,而调查期 N 年中的前 a 项特大洪水(无遗漏时)序位为 M 的经验频率 P_M 为:

$$P_M = \frac{M}{N+1} \quad (5.2.1-2)$$

式中 M ——历史特大洪水按递减次序排列的序号;

N ——调查考证期。

- 2) 将实测值和特大值共同组成一个不连序系列。不连序系列各项在调查期 N 年内统一排位,若 N 年中有特大洪水 a 项,其中有 l 项发生在 n_1 年实测系列之内,则 N 年中的 a 项特大洪水的经验频率仍可用式(5.2.1-2)估算,其余 $(n_1 - l)$ 项的经验频率可按下式估算:

$$P_{m_1} = \frac{a}{N+1} + \left(1 - \frac{a}{N+1}\right) \frac{m_1 - l}{n_1 - l + 1} \quad (5.2.1-3)$$

式中 P_{m_1} ——实测系列第 m_1 项的经验频率;

a ——在 N 年中连续顺位的特大洪水项数(包括发生在实测系列内的 l 项);

m_1 ——实测洪水的序位;

n_1 ——实测洪水系列项数;

l ——实测洪水系列中抽出作特大值处理的洪水项数。

其余符号意义同前。

5.2.2 理论频率曲线宜采用皮尔逊Ⅲ型曲线,特殊情况经分析论证后也可采用其他线形。

5.2.3 用皮尔逊Ⅲ型曲线推算设计流量时,可先根据样本用矩法估算统计参数,并按适线法进行调整,再由调整后所确定的统计参数来推算设计流量。

1 对于 n 年连序系列,统计参数可按下列各式估算:

$$\text{流量均值: } \bar{Q} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad (5.2.3-1)$$

$$\text{标准差: } \sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n Q_i^2 - \frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^n Q_i \right)^2}{n-1}} \quad (5.2.3-2)$$

$$\text{变异系数: } C_v = \frac{\sigma}{\bar{Q}} \quad (5.2.3-3)$$

式中 Q_i ——系列流量(m^3/s), $i=1,2,3,\dots,n$ 。

其余符号意义同前。

2 对于 N 年不连序系列,统计参数可按下列各式估算:

$$\text{流量均值: } \bar{Q} = \frac{1}{N} \left(\sum_{j=1}^a Q_j + \frac{N-a}{n_1-l} \sum_{i=l+1}^{n_1} Q'_i \right) \quad (5.2.3-4)$$

变异系数:

$$C_v = \frac{1}{\bar{Q}} \sqrt{\frac{1}{N-1} \left[\sum_{j=1}^a (Q_j - \bar{Q})^2 + \frac{N-a}{n_1-l} \sum_{i=l+1}^{n_1} (Q'_i - \bar{Q})^2 \right]} \quad (5.2.3-5)$$

式中 Q_j ——特大洪水流量(m^3/s), $j=1,2,\dots,a$;

Q'_i ——一般洪水流量(m^3/s), $i=l+1,l+2,\dots,n_1$ 。

其余符号意义同前。

3 统计参数适线调整时,流量均值 \bar{Q} 可不调整,变差系数 C_v 值可在 $\pm\sigma_{C_v}$ 范围内调整, σ_{C_v} 的近似算式为

$$\sigma_{C_v} = \frac{C_v}{\sqrt{2n}} \sqrt{1 + 2C_v^2 + \frac{3}{4}C_s^2 - 2C_v C_s} \quad (5.2.3-6)$$

式中偏差系数 C_s 值可直接参考相似流域的统计经验资料,选用的 C_s 值可为2~5倍 C_v 的数值。

根据统计参数估算值,查皮尔逊Ⅲ型曲线的离均系数 φ_p 值表或模比系数 K_p 值表,用下列公式计算各种频率流量 Q_p :

$$Q_p = \bar{Q}(1 + \varphi_p C_v) \quad (5.2.3-7)$$

或
$$Q_p = K_p \bar{Q} \quad (5.2.3-8)$$

根据各种频率流量值点绘频率曲线,检查此曲线与经验频率点据的适合情况。适合情况较差时,可调整 C_v 、 C_s 值,直至二者吻合较好为止。适线时应照顾全部点据,不能全部照顾时,应注意照顾上部、中部点据,但不应机械地通过最大点据。

4 设计流量计算可根据适线调整后的统计参数按式(5.2.3-7)或式(5.2.3-8)计算。

5.2.4 调查历史洪水的河段宜选在桥渡附近或居民集中的老居民点处。河道应选较顺直、规整、稳定,没有较大的支流汇入,河段内无壅水、回水和分流等现象,以及河床质组成与岸边植被情况比较一致处。受建筑物影响的地点宜避开。

5.2.5 推算历史洪水流量时所采用的过水断面应垂直于水流方向,对断面内的死水、回流区面积应扣除,冲淤变化应更正。复式断面应按河槽和河滩分别计算。

5.2.6 推算流量所用的糙率宜采用调查河段或其上、下游或其邻近地区水文站较大洪水实测资料分析计算的水位糙率关系曲线外延的数值。此时应注意外延部分断面特性有无变化和上、下游或邻近地区河段特征是否与调查河段相类似等因素;若无实测资料可按附录D选用。

5.2.7 推算流量所用的水面坡度应以可靠或较可靠、代表性较好的洪痕点,参照测绘时的水面线、河底线及近期实测的大洪水或中、高水的水面线,从考虑河段地形影响而绘制的洪水水面线计算得到。

5.2.8 调查河段有条件参照上、下游水文站的实测资料,建立河段水位流量关系时,可根据调查水位采用水位流量关系曲线外延来推算流量。

5.2.9 调查河段顺直段内各断面的组成基本一致,调查到的洪痕点分布比较均匀,左右岸洪痕不存在横向坡度时,流量可采用比降法推算,方法如下:

1 河段内断面变化不大可近似按下式计算(恒定均匀流):

$$Q = \frac{\omega}{n} R^{2/3} I^{1/2} = KI^{1/2} = K \sqrt{\frac{\Delta H}{L}} \quad (5.2.9-1)$$

式中 Q ——流量(m^3/s);

ω ——过水断面面积(m^2);

n ——糙率;

R ——水力半径(m), $R = \frac{\omega}{p}$, 其中 p 为过水断面湿周(m);

ΔH ——水面落差(m);

L ——河段长度(m);

I ——水面坡度;

K ——输水率(m^3/s),当采用两个断面计算时, K 值应为上、下游断面的算术平均或几何平均值,复式断面滩槽的 K 值应分别计算。

2 河段为扩散河段或收缩河段可采用下式计算(恒定非均匀流):

$$Q = \bar{K} \sqrt{\frac{\Delta H}{L_d - \frac{1 \pm \zeta}{2g} \left(\frac{\bar{K}^2}{\omega_1^2} - \frac{\bar{K}^2}{\omega_2^2} \right)}} \quad (5.2.9-2)$$

式中 \bar{K} ——上、下游断面输水率的平均值;

ω_1, ω_2 ——上、下游断面的有效过水断面面积(m^2)；

ζ ——局部水头损失系数,收缩河段 $\zeta = 0 \sim 0.1$, 逐渐扩散河段 $\zeta = 0.3 \sim 0.5$, 突然扩散河段 $\zeta = 0.5 \sim 1.0$, 式中收缩河段用 $1 + \zeta$, 扩散河段用 $1 - \zeta$ ；

L_d ——上、下游断面间距(m)；

g ——重力加速度(m/s^2)。

其余符号意义同前。

5.2.10 采用水面曲线法推算流量应符合下列条件：

1 调查河段较长,可靠洪痕点较少。

2 调查洪痕点虽多,但按点群趋势水面线出现明显转折。

3 河底坡度及横断面变化较大又无控制断面存在并不受变动回水影响。

5.2.11 采用水面曲线法推算流量时,先假定一个流量值,根据选定的各河段糙率,自下游一已知(或估定)洪水位开始,向上游逐段推算水面线。经试算,使推算的水面线与调查的洪水痕迹多数符合为止,则假定的流量即为所推算的流量,其基本公式如下：

$$H_1 + \frac{\alpha_1 \bar{v}_1^2}{2g} = H_2 + \frac{\alpha_2 \bar{v}_2^2}{2g} + h_f + h_j \quad (5.2.11)$$

式中 H_1, H_2 ——上、下游断面处的水位高度(m)；

α_1, α_2 ——上、下游断面处动能修正系数；

\bar{v}_1, \bar{v}_2 ——上、下游断面处的平均流速(m/s)；

h_f ——摩阻损失, $h_f = \frac{Q^2}{K^2} L$ ；

h_j ——局部水头损失, $h_j = \zeta \left(\frac{\alpha_1 \bar{v}_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 \bar{v}_2^2}{2g} \right)$ 。

其余符号意义同前。

5.2.12 当调查河段下游有天然的或人工的控制断面,在控制断面与洪痕间无其他控制断面存在、无支流汇入,在断面下游无束窄断面产生壅水时,流量可根据不同类型的控制断面进行推算。

1 位于急滩河段,断面以上河底坡小于临界坡、以下大于临界坡时,变坡点处将形成临界流。若临界水深为 h_k ,可按临界流公式推算流量,并由此向上推算水面线直至调查到的洪痕处,视二者是否相符。如不符则应重新假设 h_k ,重新推算至相符为止,即为所求的流量。

临界流公式为:

$$Q = \left(\frac{g\omega_k^3}{B_k} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (5.2.12-1)$$

临界坡公式为:

$$I_k = \frac{n^2 Q^2}{\omega_k^2 R_k^{4/3}} \quad (5.2.12-2)$$

式中 ω_k ——临界水深时的过水断面面积(m^2);

B_k ——临界水深时的过水断面水面宽(m);

I_k ——临界坡度;

R_k ——临界流的水力半径(m)。

其余符号意义同前。

2 位于卡口河段,当断面束窄形成卡口,可根据卡口上、下游水位按下式推算流量:

$$Q = \omega_2 \sqrt{\frac{2g(H_1 - H_2)}{\left(1 - \frac{\omega_2^2}{\omega_1^2}\right) + \frac{2gL\omega_2^2}{K_1 K_2}}} \quad (5.2.12-3)$$

式中符号意义同前。

3 位于堰流河段,调查河段下游修有堰坝等水工建筑物时,洪水流量可利用堰流水力学公式推算,常用的推算方法和经验系数可按附录 E 选用。

5.2.13 按历史洪水位推算的流量设计频率,应根据当地老居民的记述或历史文献考证确定历史洪水的时序,再按式(5.2.1—2)计算。

5.2.14 历史洪水流量资料可根据河段特性选取相应的 C_v 、 C_s 值,再根据相应于历史洪水流量设计频率的模比系数,按式(5.2.3—8)推算流量均值。然后再按与设计频率相应的模比系数及推算得到的流量均值再次用式(5.2.3—8)推算设计流量。

5.3 设计水位

5.3.1 桥址处设计水位可按下列办法确定:

1 桥址附近有水文站且河段顺直时,可利用水文站测流断面计算设计水位,即用相关法或比降法采用可靠程度较高的大洪水年代的水面坡度,将水位推移至桥址处。当桥址处河底坡度及横断面变化较大时,可用水面曲线法推算。

2 在桥址处绘制水位流量关系曲线,利用已知桥址设计流量反推桥址处的设计水位。

3 桥址附近河床断面规则并有多年历史洪水位资料时,可按本章有关频率计算规定直接推算设计水位。

4 桥址上下游断面变化较大,有卡口、人工建筑等对水位有影响时,可用水面曲线、控制断面法等方法计算桥址处设计水位。

5.3.2 桥址处设计水位应以正交断面计算。斜交时应按斜交角度分别求出桥两端的设计水位。桥址位于河湾处应分别计算桥两端的设计水位,河湾处水流受离心力的作用形成凹岸水位的增高值和凸岸水位的降低值可按式(5.3.2)计算,河滩生有阻滞水流的密草、丛林或存在回流、死水时,应扣除该部水域计算 \bar{v} 、 B 、 \bar{R} 值。

$$\Delta h_w = \frac{\bar{v}^2}{2g} \frac{B}{\bar{R}} \quad (5.3.2)$$

式中 Δh_w ——河岸凹岸水位增高值或凸岸水位降低值(m);

\bar{v} ——断面平均流速(m/s);

B ——设计洪水时的水面宽(m);

\bar{R} ——河湾的平均曲率半径(m)。

其余符号意义同前。

5.3.3 有足够保证率的江河堤防两岸低洼地区修建铁路时, 求算设计内涝水位可按下述简易办法进行:

1 求算沿线历史最高内涝水位相应年份的降雨量与百年一遇降雨量的差值。

2 建立各种水位下的蓄水面积关系曲线 $\Omega = f(H)$ 和各种水位下的蓄水体积关系曲线 $v = f(H)$, 推算设计内涝水位。

5.4 设计洪水过程线

5.4.1 设计洪水过程线可采用放大典型洪水过程线的方法推算, 应选资料可靠、洪水较大、对桥渡运营不利的洪水作为典型。将典型洪水过程线用设计洪峰控制, 按同一倍比放大。倍比值应按下列式计算:

$$K_g = \frac{Q_p}{Q_n} \quad (5.4.1)$$

式中 K_g ——放大倍比值;

Q_n ——典型洪水的洪峰流量(m^3/s);

Q_p ——设计流量(m^3/s)。

5.4.2 设计洪水过程线采用雨量资料推算时可采用单位线法。由设计地面净雨过程通过单位线推流, 得设计地面径流过程。将地面径流过程加上地下径流过程, 即可计算得到设计洪水过程。

6 桥位选择和桥涵孔径设计

6.1 一般规定

6.1.1 水文、地质和技术复杂的特殊大桥的桥位,应在已定线路大方向的前提下,根据河流形态、水文、地质、通航条件、地面设施、施工条件以及与地方经济发展的关系等,在较大范围内作全面的技术、经济比较后确定。方案比选结果相仿时,应优先采用水文及地质条件较好的桥位。

6.1.2 一般特大桥和大中桥的桥位应配合线路走向,在适当范围内根据河段的水文、地形、地质、地物等特征,经综合比选确定。

6.1.3 桥涵孔径设计应保证设计洪水、流冰、流木、泥石流及其他漂流物安全通过,保证桥头路堤不致漫决,并应考虑水陆交通和排灌的需要,以及建桥后引起的河势变化对上下游农田房舍的影响。

6.1.4 天然河道不宜改移或开挖。有技术依据和能改善行洪条件、桥涵工作状况,并符合环保要求时方可考虑改移或开挖。

6.1.5 增建第二线上的桥梁应与既有线桥平行,桥墩、台、孔跨顺水流方向相对应,上下游桥台间又筑有河堤连接时,则上游桥之壅水值与单线桥相同。壅水高可通过水工模型试验确定。

6.1.6 增建第二线桥涵时,既有桥涵的基础埋深与防护应符合铁路现行规范的有关规定。

6.1.7 并行增建第二线时宜拉开线间距或对桥梁基础进行防护。

6.1.8 泥石流地区桥渡净空,应根据泥痕高度、残留层厚度、沟床淤积高度、设计年限内累计淤积厚度、输移大漂石所需高度、涌浪和堵江高度等综合确定。

6.2 一般河段上的桥位选择

6.2.1 桥位选择在水文方面应符合下列要求：

1 桥位应选在河道顺直、槽深、主流稳定、河槽通过流量较集中的河段上，不宜选在不稳定的河汊、泥沙冲淤严重、水流汇合口、急弯卡口、旧河道和具有滞洪作用的河段或洼地上。

2 水深流急的山区峡谷河段上，桥位宜选在可以一孔跨越处。否则，桥位宜选在河谷比较开阔、水深较浅和流速较缓处。

3 桥位选择应注意河道的自然演变和修桥后对天然河道的影晌。

4 平原分汊河段上的桥位宜选在深泓线分汊点以上或深泓线汇合点以下处。平原蜿蜒河段上的桥位应注意可能的河湾下移。

5 桥梁轴线宜与中、高水位时的流向正交。斜交时应考虑水流对孔径及墩台、基础设计的影响。

6 城市和重要工业区有特殊防洪要求时，桥位宜选在其上游跨越。

7 结冰河流上的桥位不宜选在容易发生冰塞、冰坝的河段上。

6.2.2 桥位选择应符合下列要求：

1 应利用山嘴、高地等不易冲刷的稳定河岸作为桥头的依托。公铁两用桥的桥位宜选在两岸地形较高并便于和既有公路或规划公路网连接的地点。

2 应避免上下游有山嘴、石梁等干扰水流畅通的地形。

3 冲积扇上宜选在上游狭窄河段或下游收缩河段，不宜跨越中游扩散河段。

4 应考虑施工场地、材料运输和施工架梁等方面的要求。

6.2.3 通航河流上的桥位选择应符合下列要求：

1 应选在航道比较稳定的河段上。

- 2 应远离滩险、弯道和汇流口。
- 3 应选在船队编组或排筏编组场的上游,与既有水工设施、港口作业区和锚地保持一定距离。
- 4 桥位处应有足够的通航净空。
- 5 内河航道新建桥梁与既有上下游桥梁的距离,应满足《内河通航标准》GB 50139 的要求。

6.3 特殊地区的桥位选择

6.3.1 泥石流地区的桥位选择应符合下列规定:

- 1 应选在沟床固定、主流较稳定、水流较顺直处,并宜与主流正交。
- 2 不应选在沟床纵坡由陡变缓地段。
- 3 严禁开挖设桥,不得改沟合并设桥。
- 4 泥石流发育强烈的形成区不应设桥、路基。
- 5 线路跨越泥石流流通区时,桥位应选在流通区的直线段,并避开弯道的转折处,泥石流强烈发育的流通区不应在河道中设置桥墩。

6 线路通过泥石流堆积区时,桥位宜避开扇腰、扇顶部位,宜选在扇缘或其扇尾部位。线路应沿等高线定线,桥梁宜分散设置。如堆积扇临近大河受到水流切割时,桥位选定应考虑切割的发展,留有安全的距离。

6.3.2 岩溶地区的桥位选择应符合下列规定:

1 线路跨越岩溶丘陵区峰间谷地时,桥位不宜选在漏斗、落水溶洞、溶泉、地下通道及暗河露头处。如经综合选线必须在该处设桥时,应探明岩溶的位置和水文条件,采取相应的工程措施。

2 岩溶坍塌区的桥位应选在工业或民用取水点所形成的地下水位下降漏斗范围以外,覆盖土层较厚、土层稳固、洞穴和地下水位稳定处。如坍塌范围小,可采用单跨桥跨越。

3 暗河范围内不宜设桥,也不宜靠近或与暗河走向平行。不

能避开设桥时,应使桥位垂直或以较大斜交角度通过。

6.3.3 感潮河段上的桥位不宜选在涌潮区段或紧邻挡潮闸的地段,并应避免凹岸和滩岸消长多变的地段。

6.3.4 水利化地区的桥位选择应符合下列规定:

1 线路不宜在地势低洼的蓄洪区、滞洪区和分洪区通过。否则,应考虑桥渡受淹后的影响。

2 桥位不宜选在水闸、引水或分洪口门等水利工程附近。不可避免时应考虑相互的影响。

3 河网地区应与当地水利和航运规划相配合,线位宜选在地形较高处,不宜选在淤泥或土质特殊松软的地段。

4 线路跨越灌溉渠网时,不宜破坏原有排灌系统,必要时可与当地水利部门相配合改造优化排灌系统。

6.3.5 水库地区的桥位选择应符合下列规定:

1 水坝上游库区内,桥位宜选在库面较窄、岸坡稳定、泥沙沉积较小的地段。封冻地区桥位不应选在回水末端、容易形成冰坝的地段。

2 水坝下游桥位应离开坝址有相当距离,并注意坝下冲刷的影响。

3 已建大坝已划定管理和保护范围的,桥位应避免大坝管理和保护范围。

6.3.6 海湾地区的桥位选择应符合下列规定:

1 宜选在有岛屿相连的地段。

2 宜选在桥轴线与海流流向接近正交的地段。

3 宜选在海岸基本稳定,泥沙来源少、沿岸泥沙流弱的地段,不宜选在两股或多股泥沙流相汇的地段。

6.3.7 车站范围内的桥位选择应符合下列规定:

1 桥涵应与站房、股道、排洪系统密切配合,不宜将天然水流改至站外。站内改沟合并应全面规划,使水流畅通。

2 站内泥石流沟或流量较大的河沟上建桥时,桥上应尽量减

少站房和股道的布置。

3 应考虑当地交通的合理需要,适当设置农业机械、人畜车辆通行的立交桥。季节性的排洪桥涵有条件时可兼做立交桥使用。

6.3.8 既有线及增建第二线的线间距,应考虑通航和城市防洪要求、既有桥工作情况、桥梁基础结构状态、地质条件、施工和行车干扰等因素,必要时还应与有关部门协商后确定。

6.3.9 改建既有线时,既有桥若与既有线的平纵断面配合合理,且无显著缺陷,又无足够依据时,不宜轻易改移、封闭或缩孔。

6.4 孔径设计

6.4.1 桥涵孔径应根据过水条件、河道演变、地形和地质特征,桥台和桥头河滩路堤高度、填料来源、占用耕地以及便于养护等有关因素综合研究确定。

6.4.2 河床容许冲刷时,桥梁的孔径计算不宜超过表 6.4.2 所列容许冲刷系数值。桥下河床不容许冲刷时,可采取铺砌防冲的办法。大中桥不宜采取铺砌防冲的办法。

表 6.4.2 容许冲刷系数

河流类型		冲刷系数	附注	河流类型		冲刷系数	附注
山区	峡谷区	≤1.2	无滩	山前区	稳定河段	≤1.4	—
	开阔区	≤1.4	有滩				
平原区		≤1.4	—		变迁性河段		

注:平原宽滩河流的平均水深小于或等于 1.0 m 时,容许冲刷系数可大于表列数值。

6.4.3 冲刷系数可按下式计算:

$$P = \frac{\omega_x}{\omega_g} \quad (6.4.3)$$

式中 P ——冲刷系数;

ω_g ——桥下供给过水断面面积(m^2),桥址上、下游有阻水山包或其他挡水建筑物时,桥下供给过水断面面积应扣除其影响部分;

ω_x ——桥下需要过水断面面积(m^2),按下式计算:

$$\omega_x = \frac{Q_p}{v_p \cos \alpha}$$

其中 v_p ——设计流速(m/s),河滩较小、压缩不多的河段可采用通过设计流量时河槽(包括边滩)的天然平均流速;河滩很大的河段可按经验确定;渠道或运河上的桥可采用设计渠道或运河时的设计流速;

α ——水流方向与桥梁轴线之法线间的夹角($^\circ$)。

其余符号意义同前。

6.4.4 设有堤防的河道和平原宽滩河流,桥前壅水影响堤防和农田房舍安全时,应与有关部门协商确定桥前容许壅水高度,据以计算桥梁孔径。

6.4.5 山前河流上的桥孔布设应符合下列要求:

1 冲积扇上游狭窄河段和下游收缩河段布设桥孔时,应分别按照山区峡谷河段和开阔河段办理。中游扩散河段应注意山口地形对流向的影响,并考虑河床摆动、分汊及其发展的趋势。

2 变迁河段上布设桥孔时,应根据河道的现状和演变趋势布设桥孔。

6.4.6 平原河流应根据河道的稳定状态布设桥孔,不应封闭支汊而妨碍灌溉排涝。桥孔布设时应符合下列规定:

1 顺直微弯、分汊河段和蜿蜒河段上,应预估河湾的发展和深泓的摆动,在摆动范围内布设桥孔。

2 游荡河段上应在游荡范围内结合当地的治理规划,因地制宜地加以导治。在深泓线可能摆动的范围内均应布设桥孔。

6.4.7 通航和筏运的桥孔应考虑河流的变迁和航道的变化,桥孔宜布设在稳定的航道上,必要时应适当预留通航孔。

6.4.8 不通航亦无筏运的桥孔,其桥下净空高度应符合表 6.4.8 的规定。

表 6.4.8 桥下净空高度

序号	桥 的 部 位		高出设计水位加 Δh 后的最小高度(m)	高出检算水位加 Δh 后的最小高度(m)
1	梁底	一般情况	0.50	0.25
		洪水期有大漂流物	1.50	1.00
		有泥石流	1.00	—
2	支承垫石顶		0.25	—
3	拱肋和拱圈的拱脚		0.25	—

注:1 表列的“设计水位”“检算水位”系指相应于本规范第 1.0.5 条表 1.0.5—1 中的设计(检算)洪水频率的水位;“ Δh ”系表示根据河流具体情况,分别考虑桥下壅水、浪高、局部股流涌高、河床淤积等影响的高度。

2 洪水期无大漂流物通过的河流,实体无铰拱桥(拱圈或拱肋)的拱脚,允许被“设计水位加 Δh ”后的水位淹没,但此水位不应超过矢高之半,且距拱顶的净高亦不应小于 1.0 m。

3 有严重泥石流时或钢桥下在洪水期有大漂流物通过时,可根据具体情况,采用大于表列的净空高度。

6.4.9 水库、湖泊或设计洪水持续时间很长的河流上应考虑波浪高度。波浪高度可根据调查取得,如调查有困难,也可采用式(6.4.9—1)计算,取计算值 $H_{b1\%}$ 的 2/3。

$$\bar{H}_b = \frac{0.13 \tanh \left[0.7 \left(\frac{g \bar{h}_D}{\bar{v}_\omega^2} \right)^{0.7} \right] \tanh \left\{ \frac{0.0018 \left(\frac{gD}{\bar{v}_\omega^2} \right)^{0.45}}{0.13 \tanh \left[0.7 \left(\frac{g \bar{h}_D}{\bar{v}_\omega^2} \right)^{0.7} \right]} \right\}}{\frac{g}{\bar{v}_\omega^2}} \quad (6.4.9-1)$$

当浅水情况,即 $\frac{\bar{H}_b}{\bar{h}_D} \geq 0.1$ 时:

$$H_{b1\%} = 2.3 \bar{H}_b \quad (6.4.9-2)$$

当深水情况, 即 $\frac{\bar{H}_b}{h_D} < 0.1$ 时:

$$H_{b1\%} = 2.42 \bar{H}_b \quad (6.4.9-3)$$

式中 \bar{H}_b ——波浪的平均高度(m);

D ——浪程(m);

$H_{b1\%}$ ——波列累积频率为1%的波浪高度(m);

\bar{h}_D ——沿浪程的平均水深(m);

\bar{v}_ω ——计算点设计水位以上10 m高度处, 在洪水期间多年测得的自记2 min年平均最大风速的平均值(m/s), 也可由自记10 min风速按下式换算:

$$\bar{v}_\omega = \frac{\bar{v}_{\omega 0} - 0.8}{0.88}$$

其中 $\bar{v}_{\omega 0}$ ——计算点设计水位以上10 m高度处, 在洪水期间多年测得的自记10 min年平均最大风速的平均值(m/s)。

式(6.4.9-1)中 \tanh 为双曲正切函数, 其余符号意义同前。

6.4.10 山前河流的洪水主流有成股奔放现象, 产生局部股流涌高, 股流涌高值应根据调查确定。

6.4.11 河床淤积引起的水位抬高应根据河流具体情况调查或实测, 必要时通过分析论证确定。

6.4.12 通航与筏运桥孔的桥下净空和通航水位, 应与航运及有关部门协商确定。

6.4.13 流冰或流木的河流上应按实际调查的流冰或流木情况, 在确定桥下净空时应考虑预留一定的富余量。有冰塞冰坝现象的河段上, 桥下净空应适当加大。

6.4.14 桥前壅水可按下式计算:

$$\Delta Z_M = \eta(\bar{v}_M^2 - \bar{v}^2) \quad (6.4.14)$$

式中 ΔZ_M ——桥前最大壅水高度(m)；
 η ——系数,按表 6.4.14—1 的规定取值；
 \bar{v} ——断面平均流速(m/s),为设计流量被全河过水断面(包括边滩和河滩)除得之商；
 \bar{v}_M ——桥下平均流速(m/s),按表 6.4.14—2 规定计算。

表 6.4.14—1 η 系数

河 段 特 征	河滩路堤阻挡的流量和设计流量的比值	η
河滩很小的山区河流	$\leq 10\%$	0.05
河滩较小的半山区河流	11% ~ 30%	0.07
有中等河滩的平原河流	31% ~ 50%	0.10
河滩较大的低洼地区河流	$> 50\%$	0.15

表 6.4.14—2 桥下平均流速

土 质	土 的 名 称	颗粒直径(mm)	\bar{v}_M
松软土	淤泥、细粒砂、中粒砂、松软的淤泥质砂土等	1 及以下	$\bar{v}_M = v_p$
中等土	砂砾、小卵石、圆砾、中等密实的砂黏土和黏土等	1 ~ 25	$\bar{v}_M = v_p \times \frac{2P}{P+1}$
密实土	大卵石、漂石、密实的黏土等	25 以上	$\bar{v}_M = P \times v_p$

注:逐年淤积上涨的河流,或水流中含沙量大、洪峰涨落迅速、历时短促、桥下不易造成一般冲刷的河流,均应比照密实土办理。

6.4.15 桥下壅水高度可采用桥前最大壅水高度的一半,并可按下列原则办理:

1 对于山区和山前河流,洪水涨落急骤、历时短促,且河床质坚实不易冲刷时,桥下壅水高度可采用桥前最大壅水值。

2 对于平原洪水涨落很缓慢的河流,且河床质松软,易于造成一般冲刷时,桥下壅水可不计。

6.4.16 壅水曲线全长可按下列近似公式估算:

$$L_y = \frac{2\Delta Z_M}{I_0} \quad (6.4.16)$$

式中 L_y ——壅水曲线全长(m)；
 I_0 ——桥址河段天然水面坡度。
其余符号意义同前。

7 桥梁冲刷计算与防护

7.1 一般规定

7.1.1 计算桥梁冲刷时应符合下列要求:

- 1 桥梁位于天然冲淤或回水变化的河段时应考虑水位的影响。
- 2 计算断面应为天然情况下桥址处计算冲刷不利的断面。
- 3 粒径应能代表河床质的平均粒径。粒径分布很不均匀时应考虑河床质粗化的影响。

7.1.2 水文复杂的特大桥,当有实测资料时,可根据洪水期可能产生的桥址上下游最不利断面,分析确定设计单宽流量;根据实测垂线流速资料,考虑桥孔压缩影响后确定河床土的冲止流速,并据此确定该桥的一般冲刷值。

7.1.3 增建第二线桥的冲刷计算应考虑与既有桥水流相互干扰的不利影响。

7.1.4 一河多槽的河滩桥孔在通过设计流量时,桥下流速不宜高于滩地面的不冲刷流速。若桥下流速超过滩地面不冲刷流速,且增加桥孔收效又不大时,应加大基础埋置深度,并采取措施防止桥下冲刷后引起主流的改道。

7.2 桥下一般冲刷计算

7.2.1 非黏性土河床河槽部分的桥下一般冲刷可按下式计算:

$$h_p = \left[\frac{A \frac{Q_c \left(\frac{h_{mc}}{\bar{h}_c} \right)^{\frac{5}{3}}}{B_c}}{E \bar{d}_c^{\frac{1}{6}}} \right]^{\frac{3}{5}} \quad (7.2.1-1)$$

式中 h_p ——桥下一般冲刷后的最大水深(m)；

h_{mc} ——桥下河槽部分最大水深(m)；

\bar{h}_c ——桥下河槽部分平均水深(m)；

A ——单宽流量集中系数, $A = \left(\frac{\sqrt{B_d}}{\bar{H}} \right)^{0.15}$ (其中, B_d 、 \bar{H} 为造

床流量时的河宽和平均水深,可按平滩水位计算;对于河槽宽浅的游荡河段、变迁河段,当 B_d 值过大和

平滩水位不易决定时,可采用 $\frac{\sqrt{B_d}}{\bar{H}} \leq 50$, 即 $A \leq 1.8$);

B_c ——桥下河槽部分桥孔过水净宽(m),当桥下河槽扩宽至全桥时, B_c 即为全桥桥孔过水净宽;

E ——与汛期含沙量有关的系数,可按表 7.2.1 的规定取值;

\bar{d}_c ——河槽土平均粒径(mm);

Q_c ——桥下河槽部分通过的设计流量(m^3/s),当桥下河槽能扩宽至全桥时, $Q_c = Q_p$;当桥下河槽不能扩宽至全桥时,则 Q_c 可按下式计算:

$$Q_c = \frac{\omega_c C_c \sqrt{\bar{h}_c}}{\omega_c C_c \sqrt{\bar{h}_c} + \sum \omega_t C_t \sqrt{\bar{h}_t}} Q_p \quad (7.2.1-2)$$

其中 ω_c ——桥下河槽部分的过水断面面积(m^2);

C_c ——桥下河槽部分的谢才系数, $C_c = \frac{1}{nR^{\frac{1}{6}}}$ (其中, n 为

粗糙系数, R 为水力半径);

\bar{h}_t ——桥下河滩部分的平均水深(m);

ω_t ——桥下河滩部分的过水断面面积(m^2);

C_t ——桥下河滩部分的谢才系数,计算办法同 C_c 。

表 7.2.1 E 系数

含沙量(kg/m ³)	<1.0	1~10	>10
E	0.46	0.66	0.86

注:表中含沙量是从历年汛期 6、7、8、9 月中,选出的年最大月平均值的算术平均值。

7.2.2 非黏性土河床河滩及人工渠道部分的桥下一般冲刷可按下列公式计算:

$$h_p = \left[\frac{A_t \frac{Q_t}{B_t} \left(\frac{h_{mt}}{\bar{h}_t} \right)^{\frac{5}{3}}}{v_{H_1}} \right]^{\frac{5}{6}} \quad (7.2.2-1)$$

$$Q_t = \frac{\sum \omega_t C_t \sqrt{\bar{h}_t}}{\omega_c C_c \sqrt{\bar{h}_c} + \sum \omega_t C_t \sqrt{\bar{h}_t}} Q_p \quad (7.2.2-2)$$

式中 Q_t ——桥下河滩部分通过的设计流量(m³/s);

h_{mt} ——桥下河滩最大水深(m);

v_{H_1} ——河滩水深 1 m 时非黏性土不冲刷流速(m/s),可按附录 F 的规定取值;

B_t ——桥下河滩部分桥孔过水净宽(m);

A_t ——河滩流量非均匀分配系数, A_t 的取值范围为 1.0~1.15。

其余符号意义同前。

7.2.3 黏性土河床河槽部分桥下一般冲刷可按下列公式计算:

$$h_p = \left[\frac{A \frac{Q_c}{B_c} \left(\frac{h_{mc}}{\bar{h}_c} \right)^{\frac{5}{3}}}{0.33 \left(\frac{1}{I_L} \right)} \right]^{\frac{5}{8}} \quad (7.2.3)$$

式中 A ——单宽流量集中系数, A 的取值范围为 1.0~1.2;

I_L ——冲刷范围内黏性土样的液性指数, I_L 的范围为 0.16~1.19。

其余符号意义同前。

7.2.4 黏性土河床河滩部分桥下一般冲刷可按下式计算：

$$h_p = \left[\frac{Q_t \left(\frac{h_{mc}}{h_t} \right)^{\frac{5}{3}}}{B_t} \right]^{\frac{6}{7}} \left[\frac{1}{0.33 \left(\frac{1}{I_L} \right)} \right] \quad (7.2.4)$$

式中符号意义同前。

7.2.5 稳定河段桥下河床的一般冲刷可按下式计算：

$$H_p = Ph_m \quad (7.2.5)$$

式中 h_m ——桥下最大水深(m)。

其余符号意义同前。

7.3 局部冲刷计算

7.3.1 一般冲刷后墩前行近流速可按下列公式计算：

1 采用本规范式(7.2.1—1)计算一般冲刷时：

$$v = E \bar{d}^{\frac{1}{6}} h_p^{\frac{2}{3}} \quad (7.3.1—1)$$

2 采用本规范式(7.2.2—1)计算一般冲刷时：

$$v = v_{H1} h_p^{\frac{1}{5}} \quad (7.3.1—2)$$

3 采用本规范式(7.2.3)计算一般冲刷时：

$$v = \frac{0.33}{I_L} h_p^{\frac{3}{5}} \quad (7.3.1—3)$$

4 采用本规范式(7.2.4)计算一般冲刷时：

$$v = \frac{0.33}{I_L} h_p^{\frac{1}{6}} \quad (7.3.1—4)$$

7.3.2 非黏性土河床的桥墩局部冲刷可按下列公式计算：

当 $v \leq v_0$ 时：

$$h_b = K_\xi K_\eta B_1^{0.6} (v - v'_0) \quad (7.3.2—1)$$

当 $v > v_0$ 时：

$$h_b = K_\xi K_\eta B_1^{0.6} (v_0 - v'_0) \left(\frac{v - v'_0}{v_0 - v'_0} \right)^n \quad (7.3.2—2)$$

$$v_0 = 0.0246 \left(\frac{h_p}{d} \right)^{0.14} \sqrt{332\bar{d} + \frac{10 + h_p}{d^{0.72}}} \quad (7.3.2-3)$$

$$K_\eta = 0.8 \left(\frac{1}{\bar{d}^{0.45}} + \frac{1}{\bar{d}^{0.15}} \right) \quad (7.3.2-4)$$

$$v'_0 = 0.462 \left(\frac{\bar{d}}{B_1} \right)^{0.06} v_0 \quad (7.3.2-5)$$

$$n = \left(\frac{v_0}{v} \right)^{0.25\bar{d}^{0.19}} \quad (7.3.2-6)$$

式中 v ——一般冲刷后墩前行近流速,指相应的一般冲刷公式计算的垂线平均流速(m/s),可按本规范 7.3.1 条规定计算;

v_0 ——河床泥沙起动流速(m/s);

v'_0 ——墩前始冲流速(m/s);

h_b ——桥墩局部冲刷坑深度(m);

K_ξ ——墩形系数,可按附录 G 的规定取值;

K_η ——河床颗粒的影响系数;

B_1 ——桥墩计算宽度(m),可按附录 G 的规定取值;

\bar{d} ——河床土平均粒径(mm);

n ——指数。

7.3.3 黏性土河床桥墩局部冲刷可参照下式计算:

当 $\frac{h_p}{B_1} \geq 2.5$ 时:

$$h_b = 0.83K_\xi B_1^{0.6} I_L^{1.25} v \quad (7.3.3-1)$$

当 $\frac{h_p}{B_1} < 2.5$ 时:

$$h_b = 0.55K_\xi B_1^{0.6} h_p^{0.1} I_L^{1.0} v \quad (7.3.3-2)$$

式中 I_L ——冲刷范围内黏性土样的液性指数, I_L 的范围为 0.16 ~ 1.48。

其余符号意义同前。

7.4 基础埋置深度

7.4.1 墩台基础埋置深度应符合现行《铁路桥涵地基和基础设计规范》TB 10093 的相关要求。

7.4.2 根据计算冲刷深度确定墩台基底埋置深度时应符合下列规定：

1 在非岩石河床而无冲刷处或河床设有铺砌防冲处，基底埋在地面以下的深度不应小于 2.0 m。

2 在有冲刷处，基底埋在墩台局部冲刷线下不应小于下列安全值：对于一般桥梁，安全值为 2.0 m 加冲刷总深度的 10%；对于技术复杂、修复困难或重要的特大桥、大桥，安全值为 3.0 m 加冲刷总深度的 10%，见表 7.4.2。

表 7.4.2 基底埋置安全值(m)

冲刷总深度		0	5	10	15	20	
安全值	一般桥梁	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	
	技术复杂、修复困难 或重要的特大桥、大桥	设计流量	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0
		检算流量	1.5	1.8	2.0	2.3	2.5

注：冲刷总深度为自河床面算起的一般冲刷深度与局部冲刷深度之和，并考虑深泓线可能摆动的影响。

3 在深泓线可能摆动的范围内墩台基底埋置深度均应按最大可能冲刷考虑。

7.4.3 岩石河床墩台基底最小埋置深度应考虑岩石的可能冲刷，根据岩石的坚硬程度，胶结物类别，风化程度，节理、裂隙、层理发育情况等，按附录 H 分析确定。

7.4.4 桥台锥体填方的坡面应全高进行铺砌防护，在水流作用部分的防护类型还应按水流流速、流冰、流木等冲击情况确定。旱桥锥体防护的标准应根据边坡、填料和当地的具体情况决定。

7.4.5 桥台锥坡基脚埋置深度应考虑冲刷的影响。护坡坡脚垂裙顶面应在桥台一般冲刷线以下不少于 0.25 m。

8 特殊地区水文计算

8.1 泥石流地区

8.1.1 小流域泥石流流量可按雨洪修正法计算。能调查到泥痕的较大河沟也可用泥痕调查法计算。必要时兼用两种方法相互校核。

1 雨洪修正法

$$Q_c = Q_p (1 + \phi_c) D_c \quad (8.1.1-1)$$

$$\phi_c = \frac{\gamma_c - \gamma_s}{\gamma_H - \gamma_c}$$

式中 Q_c ——泥石流流量(m^3/s);
 Q_p ——按一般河流计算,符合本规范第 1.0.5 条规定的设计流量(m^3/s);
 D_c ——泥石流堵塞系数,应按附录 J 的规定取值;
 ϕ_c ——泥石流修正系数;
 γ_c ——泥石流流体容重(kN/m^3);
 γ_H ——泥石流流体中固体物质(泥、砂、石各个个体)容重的平均值,可取 $26 \text{ kN}/\text{m}^3 \sim 27 \text{ kN}/\text{m}^3$;
 γ_s ——水的容重,取 $\gamma_s = 10 \text{ kN}/\text{m}^3$ 。

2 泥痕调查法

$$Q_c = \omega_c v_c \quad (8.1.1-2)$$

式中 Q_c ——泥石流流量(m^3/s);
 ω_c ——泥石流过流断面面积(m^2);
 v_c ——泥石流流速(m/s)。

黏性泥石流按地区公式计算;稀性泥石流按式(8.1.1—3)计算。

$$v_c = \sqrt{\frac{\gamma_s}{\gamma_H \phi_c + \gamma_s}} \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I_c^{\frac{1}{2}} \quad (8.1.1-3)$$

式中 n ——一般河流的河槽糙率,可按附录 D 的规定取值;

I_c ——泥石流水面(或沟底)坡度。

其余符号意义同前。

8.1.2 泥石流沟宜采用桥梁通过。桥梁孔径不能单凭流量确定,应按其所在区段,结合地形条件、沟槽宽度、泥石流性质、流势及其发展变化的规律,综合考虑确定,并应符合下列规定:

- 1 流通区桥孔不得压缩沟床,不宜在沟中设墩。
- 2 山区泥石流堆积区桥孔宜跨越泥石流的主要活动范围。

3 山前泥石流堆积区,对稀性泥石流,在溢槽漫流的流量及流速不大的边缘地带,桥孔可适当压缩,压缩量不宜超过 10% ~ 20%,并应作一定的排导工程;黏性泥石流不宜压缩桥孔。

8.1.3 桥下净空应在合理的沟床基准面以及符合设计频率泥位的基础上,分别考虑在设计年限内沟床基准面以上的总淤积高度、巨大石块超出设计泥位的高度、高大树木随山体块体运动拥出的超高值、泥石流遇阻冲高因素,按本规范第 6.4.8 条的规定留足安全值。

8.1.4 泥石流沟桥下的一般冲刷和桥墩局部冲刷,除按一般河流的冲刷公式计算外,还应结合现场调查分析确定。桥下河床面高程在一般堆积区可采用勘测断面的最低点。位于大河切割范围内的堆积区,还应考虑桥下河床面下切的影响。在流通区应采用桥址附近调查到的最低点。

8.2 岩溶地区

8.2.1 岩溶地区的流量计算应按本规范第 5 章无岩溶存在的天然情况下有关规定进行,并按下列情况考虑增减:

- 1 流域内有消水溶洞,且洪水时消水溶洞截流面积的水量可

全部引入地下时,计算流量所用的汇水面积应扣除截流面积。

2 流域内有出水溶洞、泉水、暗河出口等来自其他汇水区的水量时,可在出水口作矩形堰或三角堰测定。来自出水溶洞等的水量应与流域流量直接相加。

8.2.2 坡立谷、大型溶蚀洼地以及封闭洼地宜设桥。

8.2.3 桥孔设计应根据溶洞、溶槽、漏斗和暗河的分布、发育情况确定。

8.3 感潮河流地区

8.3.1 位于感潮河段上桥渡的洪水设计频率与一般无潮汐影响的河段相同,但设计流量、设计水位和设计流速应视河段的具体情况,考虑潮汐及洪水对桥渡所有区段的不同影响分别计算确定。

8.3.2 设计中应对感潮河段上的潮汐现象及桥渡所在区段的特点进行调查,并考虑不同感潮河段的特点按下列原则办理:

1 上游段的设计流量、设计流速可按一般无潮汐影响河段的办法计算确定,但设计水位应考虑潮汐的顶托影响。

2 下游段应选择典型潮型以确定设计潮位过程线,并在潮区界以上选择可能发生的不利频率组合的流量过程线,计算出桥址处的各设计值。

3 上下游之间的河段,可按洪水与潮流可能相遇的不利组合,组合成设计频率的计算条件,计算出桥址处的各设计值。

8.3.3 感潮河段桥址处具有不少于20年实测资料时,设计流量、设计水位的频率计算可按本规范第5章有关规定办理。根据计算得出的符合设计频率的高低潮位值、涨落潮流量值和典型年过程线,推算出各设计值的设计过程线,从而利用桥址断面推算流速过程线和流速设计值。

8.3.4 感潮河段桥址处具有不足20年,但具有不少于连续5年以上的实测资料时,其水位、流量值可与附近具有不少于连续20年实测资料的测站建立关系,按极值同步差比法进行推算。桥

址与该测站除应符合地理位置邻近外,还应具有潮汐性质、受河流径流(包括汛期)的影响、增减水的影响皆相似等条件。极值同步差比法应采用式(8.3.4)计算。

$$X_{SY} = A_{NY} + \frac{R_Y}{R_X}(X_{SX} - A_{NX}) \quad (8.3.4)$$

式中 X_{SY} ——桥址处设计高(低)潮位值(m)或设计潮洪流量(潮流量)值(m^3/s);

X_{SX} ——测站处设计高(低)潮位值(m)或设计潮洪流量(潮流量)值(m^3/s);

A_{NY}, A_{NX} ——桥址及测站的同期平均潮水位(m)或同期平均潮洪流量(平均潮流量)(m^3/s);

R_Y, R_X ——桥址及测站同步潮差(m)或同步潮洪流量(潮流量)差(m^3/s),其比值 R_Y/R_X 可取两处每日潮差或流量差比值的平均值。

若桥址处无流量资料,仅有水位资料时,除按式(8.3.4)推算水位设计值外,尚需选择以典型潮型确定的设计潮位过程线,利用本规范第5章有关规定推算出的桥址上游潮区界以上某处的设计或相应频率的流量过程线,按本规范第8.3.6条的规定推算桥址处的设计流量和设计流速。

8.3.5 感潮河段桥址处无实测资料,桥址下游河口潮位站又不具备用极值同步差比法计算出设计高(低)潮位时,应在河口潮位站(或设临时站)按本规范第4.5.6条规定进行观测,按式(8.3.5—1)计算设计高(低)潮位值,并按设计值及观测资料选定设计潮位过程线。若潮区界上游亦无水文资料,可按本规范第5章有关规定确定设计流量过程线,再按8.3.6条所列方法得出两设计过程线再推算设计流量、设计水位和设计流速过程线。

设计高(低)潮位可按式计算:

$$H_s = H'_s \pm k \quad (8.3.5-1)$$

$$H'_s = A_N \pm (0.6r + k') \quad (8.3.5-2)$$

式中 H_s ——设计高(低)潮位值(m);

H'_s ——按短期观测资料推算的设计高(低)潮位值(m);

k ——常数,可采用表 8.3.5 中与潮汐性质、潮差大小、河流影响以及增减水影响都较相似的附近港口相应的数值;

A_N ——年平均海平面, $A_N = A + \Delta A$,其中 A 为短期观测资料的月平均海平面, ΔA 为桥址下游河口所在地区(或附近港口)海平面的月份订正值;

r ——短期(一个月以上)观测资料中的平均潮差(北方港口不应应用冬季潮差);

k' ——常数,可取 0.4 m。

表 8.3.5 k 值(m)

所 在 地 区		水 位	
海 域	站 位	极端高水位	极端低水位
黄海、渤海	海洋岛	0.8	1.4
	大连	1	1.6
	跋鱼圈*	1	1.3
	营口	1.1	1.5
	葫芦岛	1	1.5
	秦皇岛	1	1.6
	塘沽	1.6	1.8
	龙口	1.6	1.5
	烟台	1.1	1.2
	乳山口	0.9	1.3
	威海	1.1	1.1
	青岛	1.2	1.3
	石臼所	1.2	1.2
	连云港	1.5	1.2
	燕尾	1.1	1.2

续表 8.3.5

所 在 地 区		水 位	
海 域	站 位	极端高水位	极端低水位
东海	吴淞	1.6	1
	高桥事	1.4	1
	中浚	1.3	1
	大戴山	1	1.1
	绿华山	1	0.9
	金山嘴*	1.2	1.4
	滩浒*	1.5	1.4
	镇海	1.5	0.9
	长涂*	1.1	1
	沈家门*	0.8	1
	湛江	2.4	0.9
	有自洲*	1.3	0.9
	秀英	1.8	0.7
	清洪*	1.2	0.6
	榆林*	0.9	0.6
	西泽	1.2	1.1
	海门(浙江)	1.4	0.8
	大陈*	0.9	1
	坎门	1.6	0.9
	龙湾(福建)	1.4	0.9
	沙埋*	1.1	1.3
	三沙*	1.1	1.3
	梅花*	1	1.1
马尾	1.4	1	
平潭*	1.3	1	

续表 8.3.5

所 在 地 区		水 位	
海 域	站 位	极端高水位	极端低水位
东 海	崇武	1.3	1
	厦门	1.5	1
	东山	1	0.9
	汕头	2.3	0.7
	汕尾	1.3	0.7
南 海	赤湾	1.1	1
	酒盛圈*	1.1	0.7
	黄埔	1	0.7
	横门*	1.3	0.6
	灯笼山	1.2	0.6
	大万山*	0.9	0.7
	黄冲*	1.3	1
	黄金*	1.2	0.8
	三灶*	1.1	0.8
	闸坡*	1.2	0.8
	八所	0.9	0.8
	湘洲*	1	1.1
	石头埠*	1.1	1.4
	北海	1.1	0.9
	白龙尾*	1.3	1.1

注:1 “*”表示该站采用条件分布联合概率的计算结果。

2 k 值设计频率为50年。

8.3.6 感潮河段桥址处无实测资料,而桥址下游河口验潮站和桥址上游潮区界以上的水文站有不少于20年的大潮和与其相应的洪水观测资料,以及年最大洪水期与同期的潮位观测资料,可分别

按非恒定流方法推算至桥址,然后按本规范第 8.3.3 条规定推算桥址各设计值,并选其不利者。桥址处无实测资料,但桥址上下游有可能获得设计频率的量值,而无法获得设计过程线时,可按恒定流方法推算桥址处设计值。

8.3.7 感潮河段桥梁位于挡潮闸附近或围垦影响区段内时,应搜集建闸或围垦前后历年河道变化资料及水文资料,特别是对关闸时水位局部突然壅高和落低的数值或围垦后对水位变化过程的影响,桥孔设计时应计入并从中找出变化规律。

8.3.8 不受洪水控制感潮河段上的桥长,可依据渔业和航运的要求、工程基础施工的条件、经济和环境要求等因素综合考虑确定。

8.3.9 有封冻及流冰的感潮河段上应注意水流往复冲击的作用。桥渡布设不应阻碍冰块排泄。有大型冰块浮动时桥墩应具有防冰或破冰设施。

8.3.10 通航感潮河段的最高通航水位可按下列方法推算:

1 具有不少于 20 年大潮期的逐时潮位资料时,宜选取 10 年一遇的实测全年潮位记录,以小时为单位作时潮位频率统计,采用通航保证率为 98% 的相应潮位作为最高通航水位。

2 资料不足 10 年时,宜采用实测最高潮位年的全年潮位记录,并进行时潮位频率统计,保证率采用 98% 的相应潮位作为最高通航水位。

3 仅有年最高潮位资料而无逐时潮位记录时,通航水位的最高值可采用历年高潮位的平均值。

8.3.11 感潮河段上不通航桥孔的桥下净空应根据桥梁设计频率的最高潮位,按本规范第 6.4.8 条计算确定。浪高和壅水高应按本规范第 6.4 节有关规定估算。

8.3.12 感潮河段应考虑海水浪溅对钢结构或支座的腐蚀作用。浪溅高度可调查确定,必要时应对腐蚀部分采取防护措施。

8.3.13 感潮河段桥梁的一般冲刷和局部冲刷可按本规范第 7 章有关公式计算,还应考虑设计条件下最不利的水文、水力、泥沙等

因素,以及潮汐水流和泥沙运动对冲刷的影响。水文条件复杂时可通过水工模型试验确定。

8.4 水利化地区

8.4.1 水利化地区桥渡设计洪水可采用雨量资料推算,并以流域治理后实测较大洪水和相应雨量资料进行校核。采用上下游水文站实测成果推算桥渡设计洪水时,应考虑站桥间分洪、蓄洪、滞洪、溃堤、破圩等的影响。必要时应先将资料还原到同一基础上,然后进行频率分析。

8.4.2 流域经过治理或有人工控制设施的水利化地区河段,应利用有关水利部门的设计计算资料,并了解其推算方法及其考虑的因素是否与铁路桥渡设计要求相符,再结合铁路桥渡特点进行水文分析。

8.4.3 水利化地区采用当地排涝公式推算桥渡设计流量时,应考虑桥渡设计洪水与防洪排涝设计洪水在汇流及槽蓄方面的差异。当此项差异较大时,应考虑流域或行洪滩地蓄洪、滞洪以及分洪的影响。

8.4.4 水利化地区水文分析应考虑因溃堤、破圩造成相邻流域和各汇水区的串通,并应注意下坡端或低洼处水流集中对铁路工程的影响,必要时将洪水发生过程中各串通流域进行统一水文分析计算。

8.4.5 内涝积水位可按下列方法进行计算:

1 圩内无设备和能力向外江外海抽排时,可根据外江水位的封圩期求算设计总净雨量,并根据圩内起始水位由内涝区库容曲线查算出设计内涝积水位。

2 圩内有泵站或水闸向外江外海抽排时,内涝积水位可采用水量平衡原理,选择近年圩堤内与较高积水年份相应的实际降雨和抽排能力,并与实际调查的积水位相验证,在此基础上确定内涝积水位。考虑人工抽排计算内涝积水位时,降雨过程应选择历时

长、总量大或强度大且集中的降雨。

8.4.6 河网地区若无完整的水文、气象和流域、河道资料时,可调查历史洪水成因和最高水位,用以计算桥渡设计水位和流量;有较完整的流域降雨及河道断面资料时,可由雨量资料推算入流过程,应用河道洪水演进的办​​法求算河网圩区调蓄后的出流过程。

8.4.7 跨越大型灌渠的桥梁设计流量,可采用主管部门提供的最大灌溉流量或最大排洪流量。一般中小型渠道可根据其水源和灌溉方式的不同,选择相应的流量计算办法。

8.4.8 跨经蓄洪区、滞洪区和分洪区的桥渡,应了解淹没情况及主流的位置,桥孔不应压缩主流区,并应检算对蓄洪区、滞洪区和分洪区通过能力和对堤防的影响。长期蓄洪区除因灌溉需要外,流水面高程不宜设置过低,桥下净空还应考虑桥下壅水和波浪高度的影响。

8.4.9 水利化地区桥渡受下游人工建筑物或江河湖泊的回水顶托时,应按回水顶托情况检算桥梁净空,并应充分考虑泥沙淤积的影响。

8.4.10 河网化地区桥涵类型宜按下列原则确定:

- 1 河网化地区宜采用桥梁跨越。
- 2 跨越灌溉区的桥涵不宜压缩渠底宽,并应减少水中桥墩。
- 3 灌溉桥涵的流水面高程除应考虑上下游山塘、水库、渠道的连接和清淤要求外,还应与铁路排水系统及上下游取土坑高程综合考虑,协调一致。

- 4 灌溉渠道上采用圆涵时宜将流水面适当降低。

8.5 水库地区

8.5.1 水库地区的桥梁设计应考虑水库修建时河道水文要素、岸坡稳定和河道泥沙改变的影响。

8.5.2 位于水坝上游库区桥梁的设计流量可按下列原则确定:

- 1 水库设计洪水频率小于桥梁设计洪水频率时,可采用桥梁

设计洪水频率进行计算。

2 水库设计洪水频率大于桥梁设计洪水频率时,桥梁设计应以溃坝时通过桥下最大流量进行检算。

8.5.3 水库校核洪水频率小于桥梁设计洪水频率时,水坝下游的桥梁设计流量可按下列原则确定:

1 坝桥间径流量较小时,可直接采用与桥梁设计频率相应的水库下泄流量。

2 有较大支流汇入、区间流量较大、桥址距水坝较远时,除应计入区间流量外,还应考虑河槽调蓄对下泄流量的影响。计算桥址处的设计流量,可按附录 K 进行计算。

3 受水库下泄流量控制设计时,还应考虑水库有效库容逐年减少或下泄流量逐年增大因素对桥梁的影响。

8.5.4 水库校核洪水频率大于桥梁设计洪水频率时,水坝下游的桥梁设计流量应按本规范第 1.0.5 条的规定采取措施,并应考虑溃坝可能对桥涵造成的不利影响。

8.5.5 库区内或沿水库修建的桥梁的设计水位,应考虑水库淤积对水位抬高的影响。水库淤积后的回水曲线可向有关部门搜集,也可应用能量平衡原理或简易法确定桥下设计水位。

8.5.6 位于水坝上游库区的桥梁孔径设计可按下列原则确定:

1 桥梁跨越水库时,桥梁长度不应小于建库前天然河道的宽度。

2 位于结冰河流水库变动回水区的桥梁,应考虑冰坝和冰塞的影响。

3 桥下冲刷采用与天然河流相同的计算方法,并考虑汛期水库最低蓄水位和设计洪水相遭遇、水库溯源冲刷、建库后水沙条件变化所引起河道改变、梯级水库上游水库泄洪冲刷等影响。

8.5.7 位于水坝下游的桥渡设计可按本规范第 8.5.3 条所确定的设计流量进行孔径设计。墩台基础埋深除按本规范第 7 章规定的有关公式计算外,还应考虑水库下泄清水冲刷的影响。

8.6 海湾地区

8.6.1 海湾地区桥渡的设计水位频率为 1/100 的高潮位。推算潮位时应搜集附近测站历年的最高潮位值与各基准面间的相对高差值,不同设计频率的高潮位值可采用耿贝尔方法推算。

8.6.2 海湾地区波浪的设计频率采用 1/100。设计波浪的波列累积频率按计算内容选定。

8.6.3 海湾地区设计波浪的波向应采用垂直于桥渡方向左右各 30°以内风区最长的来波方向。桥渡处的计算波高大于浅水极限波高时,采用极限波高。

8.6.4 海湾地区不通航的桥梁梁底高程,不应低于设计频率高潮位加设计频率波列累积频率为 1% 的波高值,再加 0.5 m 安全值。

8.7 戈壁及干旱地区

8.7.1 戈壁及干旱地区水文计算时,应充分利用当地水文、水利水资源、气象等部门的观测资料及参考文献整理分析。充分考虑地形、地貌和洪水形成历时短、水势强的特点。

8.7.2 戈壁、荒漠等干旱地区一般流域面积广阔、地形平坦,在圈绘汇水面积时,宜将滞洪的封闭洼地、盆地面积扣除,只计有效面积。

8.7.3 水文计算流量时应考虑流域内土壤损失等级的影响。

8.7.4 根据野外调查情况合理确定桥涵位置和孔径大小,并考虑此地区水流的不确定性及其铁路修建后地形变化的影响。考虑汇流集中、冲刷加大的影响,宜适当延长桥长、加深基础埋深。

8.8 山前漫流地区

8.8.1 漫流地区水流紊乱,串流现象严重,水文情况复杂,应采用理论计算和野外调查相结合的方法,综合分析确定设计流量。桥孔布置在满足设计流量的前提下,宜适当增加桥长。

8.8.2 漫流地区桥涵设计流量应考虑流量增大,增大系数可根据

现场勘测和野外调查综合确定,一般可取 1.5~2.5。

8.8.3 山前漫流地区桥涵设计流量可根据洪峰出山口至桥址处的距离,考虑洪峰塌缓的影响。洪峰塌缓系数可根据计算分析确定。

8.8.4 漫流区河道洪水期夹杂大量泥沙石块,桥墩底部一定范围内应考虑磨蚀环境的影响。

8.8.5 漫流区严禁下挖设置桥涵。桥下净空应考虑淤积的影响,预留足够的安全值。缺乏资料时,桥下净空安全值可根据经验按表 8.8.5 取值。

表 8.8.5 漫流区桥下净空安全值

淤积情况	梁底高出包括壅水值的水位(m)	备注
建桥前河床一般无明显淤积现象时	1~2	壅水值包括桥前壅水和局部股流涌高
建桥前有淤积现象时	2~4	

8.8.6 漫流区相邻的桥涵之间应设置封闭式导流堤,导流堤迎水面应进行铺砌。

8.8.7 漫流区铁路路基、车站、房屋、变电所、通信基站等应考虑漫流的影响。

8.9 一河多桥

8.9.1 山前区变迁河段、平原顺直微弯河段、分汊河段及蜿蜒河段不宜采用一河多桥。确有困难采用时,一河多桥的布设应结合河段的特点,地形、地质因素,排洪、排涝和交通的要求,综合比选确定。分汊河段平原顺直微弯河段和蜿蜒河段采用一河多桥时,应布设必要的导治建筑物。

8.9.2 增建第二线的一河多桥,应利用既有线一河多桥历史洪水调查资料。

9 调治和桥头路堤工程

9.1 一般规定

9.1.1 桥位附近河段上根据需要可布设导治建筑物。不应在河堤范围内设置路堤。

9.1.2 河流上导治建筑物的布设应结合河段特性,水文、地形和地质等自然条件,通航要求,水利设施等因素,根据导治的目的,兼顾左右岸、上下游、洪水位、枯水位,确定其总体布设。必要时可做水工模型试验确定。

9.1.3 泥石流地区导治建筑物的布设应从防护、排导或拦挡等措施中选取一种或数种,并与铁路主体工程配套,组成一个整体。

9.1.4 在泥石流沟上严禁设置挑水丁坝。

9.1.5 山区开阔河段上,桥址上游有支汊汇入而引起水流紊乱时,应根据流向和地形、地质等条件设置导流堤。

9.1.6 山前冲积扇下游收缩河段上布设导流堤时,可参照山区开阔河段确定。中游扩散河段不宜布设长大的封闭式导流堤。导流堤布设应与当地的防护堤坝、灌溉设施及其他水利工程相配合。对支汊的演变,应布设导治建筑物加以控制。不应利用长大导流堤强行约束水流,集中设桥。

9.1.7 山前变迁河段可布设封闭式导流堤。摆动河段与稳定河段之间的过渡段上,若河槽集中较明显、岸坎较高、洪水不致漫溢两岸且桥头有足够高度时,宜采用梨形导流堤。

9.1.8 平原河流游荡河段上宜布设封闭式导流堤。

9.1.9 宽浅河流的河滩宜采用桥梁形式通过,不应设置长大导流工程。

9.2 导治建筑物

9.2.1 丁坝的布设应符合下列规定：

- 1 山区河流流速较大时不宜布设丁坝。
- 2 桥址上游附近不得布设丁坝。
- 3 靠近封闭式导流堤的边缘处如有强大集中股流顶冲时，可在堤身适当部位布设丁坝，坝头应向下游倾斜，坝根嵌入堤身。

9.2.2 顺坝和格坝的布设应符合下列规定：

- 1 顺坝应与水流平行，沿导治线布设。
- 2 弯曲河段上布设的顺坝应随流势设成弯曲状。
- 3 顺坝较长且距河岸较远时可在坝岸间设置格坝。

9.2.3 挡水坝的布设应符合下列规定：

- 1 合并、改移天然沟渠或截断支流等需要时，可布设挡水坝。坝址应避免汉口，选在汉沟内最窄、河岸稳定和地质良好处。
- 2 阻挡水流在线路下坡侧漫溢路堤，可在地形较高或受水流冲击轻微处，利用地形布设挡水坝。

9.2.4 不没水的导治建筑物顶面，应高出桥梁设计水位至少 0.25 m，尚应考虑桥前壅水、局部股流、波浪侵袭、斜水流局部冲击、河床淤积等的影响。部分导治建筑物的高度还应考虑水面坡度的影响。波浪侵袭高度与斜水流局部冲高不叠加，取两者之较大者。没水的导治建筑物顶面应略高出常水位。

9.2.5 导治建筑物的平面形状应根据当地地形、地貌、地质、水流流向、流速、股流位置等情况确定。导治建筑物的断面一般为梯形。断面尺寸应根据其用途、堤坝部位、填筑材料等因素确定。土质堤坝的顶宽与边坡坡度可按照表 9.2.5 的规定确定。

表 9.2.5 土质堤坝顶宽与边坡坡度

堤坝类别	顶宽(m)		边坡坡度			
	堤坝头	堤坝身	堤坝头	堤坝身		背水面
				迎水面		
堤丁坝	3~6	2~4	1:2~1:3	不经常浸水	1:1.5	1:1.5~1:2.0
				经常浸水	1:2.0	
挡水坝	2~4		1:1.5~1:3.0			

9.2.6 封闭式导流堤应根据水流和地形条件布设对称或不对称形式。导流堤与桥头的衔接部分可作成曲线形,在上游可用直线与岸边衔接,堤端应嵌入稳定河岸。下游可作成曲线形短堤。

1 封闭式导流堤应设计为不没水,其上游侧堤顶高程可按下式计算:

$$H_d = H_p + \Delta Z_M + \Delta h_p + L'_x I_0 + 0.25 \quad (9.2.6-1)$$

2 封闭式导流堤下游侧堤顶应设计为水平的,堤顶高程可按下式计算:

$$H_d = H_p + \Delta h_p + 0.25 \quad (9.2.6-2)$$

式中 H_d ——距桥头 L'_x 距离处的上、下游侧导流堤堤顶高程(m);

L'_x ——导流堤计算点到桥头的距离在水流轴线上的投影(m);

Δh_p ——除桥前壅水高以外的水位附加高度(m),包括波浪侵袭高度和河床淤积等。

其余符号意义同前。

9.2.7 非封闭式导流堤可设计为曲线形,需要挑导水流时可采用直线形。

9.2.8 非封闭式导流堤应设计为不没水,上下游侧堤顶纵断面均应设计为水平,上游侧堤顶高程可按下列公式计算:

1 桥头台尾处至沿路堤上游侧形成最大壅水处的距离小于同一端台尾至岸边的距离时($L' < L_a$):

$$H_d = H_p + \Delta H_{sh} + \Delta h_p + 0.25 \quad (9.2.8-1)$$

2 桥头台尾处至沿路堤上游侧形成最大壅水处的距离大于同一端台尾至岸边的距离时($L' > L_a$):

$$H_d = H_p + \Delta H'_{sh} + \Delta h_p + 0.25 \quad (9.2.8-2)$$

以上各式中符号意义同前。

9.2.9 梨形导流堤上游侧的堤顶高程、平面形状和尺寸可与非封闭式曲线形导流堤相同。以反向圆曲线与河滩路堤相连形成的半梨状堤,可结合地形、地貌和桥台锥体大小等情况进行布设。下游侧堤亦可设计成半梨状或曲线形短堤。

9.2.10 丁坝设计应符合下列原则:

1 加速丁坝群间的淤积使形成新的水边线时,应设计为没水式。

2 挑离水流避免水流直接冲击建筑物时,应设计为不没水式。

3 丁坝坝身宜短而坚固,在平面上可与水流斜交。

4 没水丁坝应向上挑与水流成 $95^\circ \sim 105^\circ$ 交角;不没水丁坝应向下挑与水流成 $60^\circ \sim 75^\circ$ 交角,凹岸丁坝间距约为上一个丁坝长的 $1.5 \sim 3.0$ 倍;直河段间距可适当加大。

5 不没水丁坝坝顶可修成向河心下倾的坡度,使坝根在水面以上有较大的安全值。

6 在感潮河段上的涨潮流速较大或有涌潮的地段修建丁坝不宜与水流正交,以采用垂直向上游偏约 15° 为宜;在涨落潮流速约略相等的地段应使丁坝与水流正交。

9.2.11 顺坝和格坝均宜设计为没水式,并可按下列方法设计:

1 采用干砌或浆砌块石修筑成挡土墙式的顺坝时,可修成顶宽约 1.0 m ,边坡为 $1:0.3 \sim 1:0.5$,顶面的轴向坡度大致与所在河段的水流坡度相同,上游端嵌入河岸,下游端开口以泄坝后水流。

2 感潮河段上顺坝应间隔适当距离开口以泄水流。格坝用卵石垒砌时顶宽应为 $0.6 \text{ m} \sim 0.8 \text{ m}$,边坡 $1:0.2 \sim 1:0.5$,两侧边坡的坡度宜采用一致,坝顶应与顺坝同高。顺坝和格坝均可在前期修筑低矮坝体,以后随坝后淤积情况逐渐加高。

9.2.12 挡水坝宜修成直线形,如为适应天然地形和水流流向也可修成曲线形。

9.2.13 泥石流地区导流和急流槽设计应符合下列要求:

1 导流设计应顺导,不得硬挑,宜沿岸防护。

2 急流槽设计应以不淤不冲为原则。槽头应与上游沟床稳定、冲淤基本平衡的流通区或山口相接,以逐渐收缩形状引入水槽。平面应顺直,避免急转弯及宽窄相间的形式。为避免大河顶托而导致溯源淤积,槽尾设计高程应有利于泥石流的顺畅排泄。急流槽纵坡宜参照流通区沟槽多年冲淤相对平衡的坡度设计。纵坡小于15%的急流槽槽底宜作成仰拱形或钝角三角形,槽宽不应小于泥石流最大粒径的2.5~3.0倍,其转弯半径宜大于槽宽8倍。

9.2.14 泥石流地区拦挡坝设计应符合下列要求:

1 拦挡坝位置的选择应由地形条件决定,宜修建在形成区及流通区,或储淤条件及地质条件较好处,或用于需要固定沟床、稳定山坡处。

2 拦挡坝形式有实体坝、格栅坝、铁丝石笼坝。实体坝适用于各型泥石流沟。格栅坝适用于稀性泥石流沟或水石流沟。铁丝石笼坝为临时性措施适用于颗粒小的稀性泥石流沟。

3 拦挡坝宜成群建筑,坝间距离应按下游坝体回淤的泥沙能对上一道坝起到防冲护基的作用为准。

4 桥址上游沟形明显沟槽较深时,可在沟内设拦挡坝,下游紧接急流槽。

9.2.15 泥石流地区停淤场可设在堆积区中下部的扇面宽阔处或两扇间的低洼处。

9.2.16 修筑导治建筑物应就地取材,并可按下列方式处理:

1 两侧临水可用土或砂石填筑;一侧临水时宜以土填筑,必要时应采取防渗措施。

2 导治建筑物边坡应根据水深、流速的大小和流冰、流木、波浪的冲击程度,当地材料供应情况,施工条件以及气候、地形和地

质等因素适当加固。

9.2.17 防护加固类型可按照表 9.2.17 的规定选用。

表 9.2.17 防护加固类型

防护类型	结构形式	适用条件	
		容许流速 (m/s)	水流方向、河道地貌等
植物防护	铺草皮	1.2 ~ 1.8	水流方向与线路近乎平行；不受各种洪水主流冲刷的浅滩地段路堤边坡防护
	种植防护林、挂柳		有浅滩地段的河岸冲刷防护
干砌片石护坡	单层厚 0.25 m ~ 0.35 m；双层厚：上层 0.25 m ~ 0.35 m，下层 0.25 m	2 ~ 3	水流方向较平顺的河岸滩地边缘；不受主流冲刷的路堤边坡；无漂浮物和滚石的河段
浆砌片石护坡	厚 0.3 m ~ 0.6 m	4 ~ 8	主流冲刷及波浪作用强烈处的路堤边坡
混凝土护坡	厚 0.08 m ~ 0.2 m		
抛石	石块尺寸根据流速、波浪大小计算，不宜小于 0.3 m	3	水流方向较平顺，无严重局部冲刷的河段；已浸水的路堤边坡与河岸
石笼	镀锌铁丝制成箱形或圆形，笼内装石块	4 ~ 5	受洪水冲刷但无滚石河段和大石料缺少地区
大型砌块	2 m × 2 m × 2 m 3 m × 3 m × 2 m	5 ~ 8	受主流冲刷严重的河段
浸水挡土墙	—	5 ~ 8	峡谷急流和水流冲刷严重的河段

9.2.18 各种不没水堤坝除了非封闭式导流堤头部防护需延伸至背水面并适当增加富余量外，其余只需对迎水面及坝头进行全高防护。没水堤坝两侧及顶面均应防护，河岸的防护高度按具体情况确定。河岸较低且允许漫水时应铺砌至河岸顶。

9.2.19 封闭式导流堤上游堤端部、丁坝和挡水坝根部与土质河岸接触部分，应根据河岸稳定程度嵌入岸坎 3 m ~ 5 m，并对嵌入

部位上下游河岸进行适当防护加固。

9.2.20 导治建筑物边坡防护的护脚顶面宜置于一般冲刷线以下。在下切严重的河流上,还应考虑河床降低的影响。当边坡防护护脚顶面埋入一般冲刷线以下施工有困难时,可采用铁丝石笼、钢筋混凝土块排等柔性结构进行平面防护。

9.2.21 季节性河滩上可单独或配合其他导治工程种植防护林带。

9.3 桥头河滩路堤

9.3.1 桥头河滩路堤的路肩高程应根据河流与桥渡的具体情况,考虑壅水、波浪侵袭、河床淤积等影响的高度。

9.3.2 桥头河滩路堤上、下游沿路堤水位计算办法按下列原则办理。上下游沿路堤水位示意如图 9.3.2 所示。

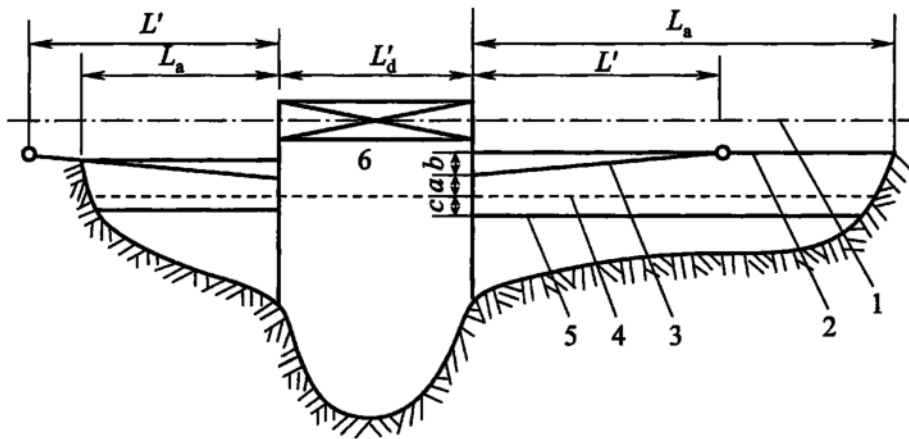


图 9.3.2 桥头河滩路堤上下游沿堤水位示意图

注:图中 L_a 、 L' 、 L'_d 等符号所代表的意义可见式(9.3.2—1)和式(9.3.2—5),其余符号意义同前。

1—路肩线;2—上游设有非封闭式导流堤时的水位线;3—上游无导流堤或有梨形导流堤时的水位线;4—建桥前天然设计水位线;5—下游水位线;6—桥梁。

a —桥前最大壅水高 ΔZ_M ; b —水面坡度增高值,当 $L_a > L'$ 时,为 $b = SI_0$; 当

$L_a < L'$ 时, $b = \frac{SI_0}{L'} \times L_a$; c —路堤下游水位降低高度 ΔH_x

1 上游侧因桥前壅水引起的水面变化,可按下列办法计算:

1) 桥头无导流堤或有梨形导流堤

(1) 在桥头台尾河滩路堤起点处,比天然河道设计水位升高的桥前最大壅水值 ΔZ_M ,其值可按本规范第 6.4 节有关公式计算。

距桥头路堤起点的距离 L' 处,河滩路堤上游侧形成最大壅水高度 ΔH_{sh} 。 L' 及 ΔH_{sh} 可按下列公式计算:

$$L' = AS - 0.5L'_d \quad (9.3.2-1)$$

$$\Delta H_{sh} = \Delta Z_M + SI_0 \quad (9.3.2-2)$$

$$S = K_s(1 - M)B \quad (9.3.2-3)$$

式中 L' ——由桥头路堤起点至路堤上游侧形成最大壅水处的距离(m);

A ——系数,可按表 9.3.2—1 的规定取值;

S ——由桥轴线至形成桥前最大壅水高度处的距离(m);

L'_d ——桥梁两端桥台台尾间的距离(m);

ΔH_{sh} ——受桥前壅水影响在河滩路堤上游侧形成的最大壅水高度(m);

K_s ——系数,当 $M=0.8$ 时, $K_s=0.45$;当 $M=0.7$ 时, $K_s=0.48$;

当 $M=0.6$ 时, $K_s=0.53$;当 $M=0.5$ 时, $K_s=0.59$;

M ——天然情况下桥孔范围内通过的流量与设计流量之比。

其余符合意义同前。

表 9.3.2—1 A 系数

E'	M				E'	M			
	0.5	0.6	0.7	0.8		0.5	0.6	0.7	0.8
0	1.43	1.93	2.80	4.60	0.5	1.73	2.20	3.03	4.87
0.1	1.44	1.94	2.81	4.64	0.6	1.85	2.35	3.23	5.16
0.2	1.48	1.95	2.82	4.68	0.7	1.98	2.52	3.47	5.57
0.3	1.55	2.00	2.83	4.72	0.8	2.14	2.73	3.79	6.16
0.4	1.63	2.09	2.90	4.77	0.9	2.31	2.97	4.16	6.92

注:表中 E' 为桥孔偏置系数 $E' = 1 - \frac{q_x}{q_d}$, q_x 及 q_d 分别为桥两端河滩路堤所阻挡的流量,其中阻挡流量较大者为 q_d ,阻挡流量较小者为 q_x ,当桥头只有一端有河滩路堤时, $q_x = 0$ 。

(2)路堤上游侧,自桥头路堤起点至产生最大壅水高度间的水面横向坡度,可按下式计算:

$$I_h = \frac{SI_0}{L'} \quad (9.3.2-4)$$

式中 I_h ——桥头路堤起点至产生最大壅水高度间的水面横向坡度。

其余符号意义同前。

(3)路堤上游侧产生最大壅水高度处至同一端岸边间的水面可按同一水平高度计。

(4)计算的 L' 值大于计算端桥头河滩路堤长度时,该端岸边处路堤产生的壅水高度可按下式计算:

$$\Delta H'_{sh} = \Delta Z_M + L_a \frac{SI_0}{L'} \quad (9.3.2-5)$$

式中 $\Delta H'_{sh}$ —— $L' > L_a$ 时,路堤上游侧岸边处产生的壅水高度(m);

L_a ——由桥头路堤起点至同一端岸边的距离(m)。

其余符号意义同前。

2) 桥头有非封闭式导流堤

桥头路堤上游侧水面按同一水平高度计。 $L' < L_a$ 时,水面比天然水位高出 ΔH_{sh} 值; $L' > L_a$ 时,高出 $\Delta H'_{sh}$ 值。

2 下游侧沿堤水位按同一水平高度计。该水位较天然河道设计水位为低,其降低值可按下式估算。

$$\Delta H_x = K_j \bar{h}_{od} \quad (9.3.2-6)$$

式中 ΔH_x ——河滩路堤计算端下游侧的沿堤水位较天然河道设计水位降低值(m);

\bar{h}_{od} ——天然河道设计水位时,所计算端河滩路堤范围内的平均水深(m);

K_j ——水位降低系数可按表 9.3.2—2 及表 9.3.2—3 值。

表 9.3.2—2 河滩路堤阻挡流量较大一端 K_j 值

Q'_i/Q_p	E'					
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.1	0.07	0.08	0.10	0.12	0.13	0.14
0.2	0.13	0.17	0.20	0.23	0.25	0.26
0.3	0.19	0.25	0.29	0.33	0.35	0.36
0.4	0.25	0.33	0.38	0.41	0.43	0.44
0.5	0.30	0.40	0.44	0.46	0.48	0.48
0.6	0.33	0.42	0.47	0.49	0.51	0.51
0.7	0.36	0.44	0.49	0.51	0.52	0.52

注:1 中间值可内插求算;

2 表中 Q'_i 为全桥河滩路堤所阻挡的流量 (m^3/s), 其余符号意义同前。

表 9.3.2—3 河滩路堤阻挡流量较小一端 K_j 值

Q'_i/Q_p	E'					
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.1	0.07	0.07	0.07	0.06	0.06	0.06
0.2	0.13	0.13	0.12	0.12	0.11	0.11
0.3	0.19	0.19	0.18	0.18	0.18	0.17
0.4	0.25	0.24	0.24	0.23	0.23	0.22
0.5	0.30	0.29	0.28	0.27	0.26	0.24
0.6	0.33	0.32	0.30	0.29	0.28	0.26
0.7	0.36	0.34	0.32	0.30	0.28	0.27

注:1 中间值可内插求算;

2 表中 Q'_i 为全桥河滩路堤所阻挡的流量 (m^3/s), 其余符号意义同前。

9.3.3 桥头河滩路堤上下游两侧水位差不宜过大,其最大水位差 ΔH_m 可按下列公式计算:

$$\Delta H_m = \Delta H_{sh} + \Delta H_x \quad (9.3.3-1)$$

或
$$\Delta H_m = \Delta H'_{sh} + \Delta H_x \quad (9.3.3-2)$$

式中符号意义同前。

9.3.4 波浪在路堤边坡上的侵袭高度可根据本地区或相似地区的观测资料确定。缺乏观测资料时,可按地区经验确定或按式(9.3.4)计算确定。

$$\Delta h'_p = K_\Delta K_v R_\Delta H_{b_{1\%}} \quad (9.3.4)$$

式中 $\Delta h'_p$ ——自静止水面算起的波浪在边坡上侵袭的高度(m);

K_Δ ——边坡糙渗系数,可按表9.3.4—1的规定取值;

K_v ——与风速等有关的系数,可按表9.3.4—2的规定取值;

R_Δ ——相对波浪侵袭高度,即当 $K_\Delta = 1.0$, $K_v = 1.0$ 及 $H_{b_{1\%}} = 1.0$ m时的波浪侵袭高度,可按表9.3.4—3的规定取值。

其余符号意义同前。

表 9.3.4—1 糙渗系数 K_Δ 值

边坡护面类型	整片光滑不透水护面(沥青混凝土)	混凝土护面、浆砌片石护面、光滑土质边坡	干砌片石护面、植草皮	一、二层抛石加固	抛石组成的建筑物
K_Δ	1.0	0.9	0.75~0.80	0.60	0.50~0.55

表 9.3.4—2 K_v 值

风速(m/s)	5~10	10~20	20~30	>30
K_v	1.0	1.2	1.4	1.6

表 9.3.4—3 R_Δ 值

边坡横竖尺寸比 m	1.0	1.25	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0
R_Δ	2.16	2.45	2.52	2.40	2.22	1.82	1.50

有下列情况之一时,可不考虑其侵袭影响:

- 1 洪峰历时短促的河流;
- 2 浪程短于 200 m;
- 3 水深小于 1.0 m;
- 4 靠近路堤的河滩上,长有高于水深加半个波浪高度的成片灌木丛。

9.3.5 波浪斜向冲击边坡时,侵袭高有所降低。当边坡横竖尺寸比 m 大于 1 和路堤边坡上水边线与波射线的夹角 $\beta \geq 30^\circ$ 时,侵袭高应乘以折减系数 K_β ,其值按下式计算:

$$K_\beta = \frac{1 + 2\sin \beta}{3} \quad (9.3.5)$$

9.3.6 桥涵附近路堤的路肩最低高程应高出按本规范第 9.3.1 条所规定的各项影响后的水位至少 0.5 m;大中桥桥头河滩路堤沿堤高程还应根据不同形式导流堤的布设,分别按下列办法计算:

1 上游无导流堤或有梨形导流堤时,路堤任意点处路肩最低高程可按下列公式计算:

1) $L_x < L'$ 时,

$$H_{\min} = H_p + \Delta Z_M + L_x \frac{SI_0}{L'} + \Delta h_p + 0.5 \quad (9.3.6-1)$$

2) $L_x \geq L'$ 时,

$$H_{\min} = H_p + \Delta Z_M + SI_0 + \Delta h_p + 0.5 \quad (9.3.6-2)$$

式中 H_{\min} ——路堤路肩最低高程(m);

L_x ——路堤计算点距桥头台尾的距离(m);

Δh_p ——除桥前壅水高以外的水位附加高度(m),包括波浪侵袭高度和河床淤积等。

其余符号意义同前。

2 上游有非封闭式导流堤时,路堤任意点处路肩的最低高程作为同一高度,可按下列公式计算:

1) $L_a \geq L'$ 时, H_{\min} 可按式(9.3.6-2)计算。

2) $L_a < L'$ 时, H_{\min} 可按式(9.3.6—3)计算。

$$H_{\min} = H_p + \Delta Z_M + L_a \frac{SI_0}{L'} + \Delta h_p + 0.5 \quad (9.3.6-3)$$

式中符号意义同前。

3 上游有封闭式导流堤时,桥头河滩路堤的路肩高程受下游水位控制,对封闭式导流堤的坚固程度,应分析其遭受洪水破坏的可能性。必要时应按上游有非封闭式导流堤的有关公式计算确定。

9.3.7 桥头路堤的路肩最低高程应满足桥下净空高度的要求,可按下列两式中的较大值确定:

$$H_{\min} = H_{1d} + C_g - h_g \quad (9.3.7-1)$$

或
$$H_{\min} = H_{dd} + C'_g - h_g \quad (9.3.7-2)$$

式中 H_{1d} ——根据通航、排洪要求的梁底高程(m),可按本规范第6.4节有关规定确定;

H_{dd} ——根据水位要求的桥墩台支承垫石顶高程(m),可按本规范第6.4节有关规定确定;

C_g ——轨底至梁底高度(m);

C'_g ——轨底至桥墩台支承垫石顶高度(m);

h_g ——轨底至路肩高度(m)。

9.3.8 桥头河滩路堤筑有不没水的护道时,上游侧护道顶面的最低高程应与本规范第9.3.6条对路肩最低高程的规定相同。下游侧按下式计算确定:

$$H'_{\min} = H_p - \Delta H_x + \Delta h'_p + 0.5 \quad (9.3.8)$$

式中 H'_{\min} ——河滩路堤下游护道顶面的最低高程(m)。

其余符号意义同前。

9.3.9 桥头河滩路堤的坡面防护,应根据河段特性、河道地形、水文条件等情况计算沿堤的水流流速,据以确定防护标准。

9.3.10 河滩路堤上下游两侧沿堤的水流流速可按下式计算。靠近桥台部分的路堤应采用桥下流速。

$$v_t = 0.7\bar{v}_{0t} \quad (9.3.10)$$

式中 v_t ——桥头河滩路堤上下游两侧的沿堤水流流速(m/s);
 \bar{v}_{0t} ——天然河道在设计水位时,河滩路堤范围内的平均流速(m/s)。

9.4 桥头河堤防护

9.4.1 桥梁跨越设有堤防的河道时,其梁底高程应高出河道规划设计堤顶高程。在特殊困难条件下,应高于河道设计洪水位与现有堤顶高程,并留有一定超高。墩台及基础按将来梁底能抬高的条件设计。

9.4.2 桥孔布设应避免扰动现有河堤。墩台布置有困难而必须扰动河堤时,应在施工中作好防洪措施,墩台竣工后及时回填夯实,恢复原状。现有河堤如有铺砌,应按铺砌原状恢复,桥墩台附近适当加强;现有河堤无铺砌时,恢复后的河堤迎水面应增加铺砌防护,铺砌长度一般为上下游各 30 m ~ 50 m,铺砌标准参照桥台锥体。

9.4.3 铁路与堤防交叉处应留有防汛抢险通道。防汛通道及其引道的位置、标准应根据地形条件、现有河堤状况以及防汛时交通情况,与河道主管部门协商确定。

9.5 改沟工程

9.5.1 铁路与河沟交叉时,宜在维持天然排水状况下设置桥涵,不宜改沟。携带泥沙较多的河沟不应改动。

9.5.2 改沟工程的设计洪水频率,可根据其对铁路以及附近农田、村舍、交通、水利等各方面的影响和水文特征等因素研究确定。

9.5.3 改沟的平面布置应使新改河段进出口顺畅,取直河槽在平面上应与河湾的两端顺接。改沟段应少占耕地,并不得损害附近居民点及其他建筑物的安全。对于旧河沟应设置挡水坝堵截,受水流顶冲处及河弯外侧应防护。改沟中线的曲线半径不宜小于上

下游河沟宽度(设计水位时水面宽)的5~8倍。

9.5.4 改沟的河沟底线两端应与天然河沟的深槽底顺接。

9.5.5 改沟段开挖断面尺寸应根据设计流量,同时比照河床的形态进行设计,设计流速不宜超过原河沟天然情况下流速,水文计算中应考虑改沟糙率变化的影响。当设计流速超过原河沟天然情况下的流速时,应根据地质条件设置防护工程。对于河弯及支岔顶冲地段应进行防护。

10 小 桥 涵

10.1 一 般 规 定

10.1.1 具有排洪功能的小桥涵布设应根据沿线地形、地质、水文等条件,结合全线排水系统,满足本规范第 1.0.5 条规定的设计洪水频率的排洪能力。

10.1.2 每个汇水区或每条排水河沟都宜设置小桥涵。

10.1.3 小桥涵距下游汇入河道较近时,应考虑下游河道的设计水位倒灌、冲淤变化对桥涵净高和基础埋深的影响。

10.1.4 冲积扇地区小桥涵应分散设置,不应改沟引至低洼处。两冲积扇间洼地应布设小桥涵。

10.1.5 小桥涵应与农田排灌系统相配合。局部改变原有排灌系统时,不应降低原有排灌功能。

10.1.6 寒冷地区的小桥涵孔径及高度应考虑冰凌的影响。

10.1.7 涵洞宜设计为无压涵。涵洞宜设计成单孔或双孔。

10.2 水 文 调 查 和 勘 测

10.2.1 小桥涵初测应测绘下列内容:

1 汇水面积图。可利用既有地形图和航摄像片沿线路连续勾绘。

2 泄水隧洞平面图。可利用线路平面图加宽,其范围应能满足确定泄水隧洞长度、出入口和附属建筑物的设置。

3 既有小桥涵丈量图。可结合竣工图或工务台账,丈量其外露部分的主要尺寸。

10.2.2 小桥涵定测应测绘下列内容:

1 桥(涵)址平面图。地形、水文或附属工程较复杂的工点,应测绘桥(涵)址平面图。增建第二线的桥(涵)址平面图,还应测绘既有线路的中心线、既有桥涵和附属工程位置;改建既有线应根据需要测绘桥(涵)址平面图。

2 泄水隧洞洞口平面图。测绘范围应能满足确定洞口位置和设置出入口附属建筑物的需要。

3 桥址纵断面图。对既有可能改设涵洞的小桥,应同时测绘涵洞轴向断面。地质复杂时应加绘工程地质资料。

4 桥址辅助断面图。地面坡度陡于 1:3 或地质复杂的小桥,应在平行于线路中心线上、下游各 3 m ~ 5 m 处测绘辅助纵断面图,并在墩台基础范围内测绘辅助横断面图和加绘工程地质资料。

5 涵洞轴向断面图。新建涵洞在洞身长度范围内可按直线施测,当测取足够长度后,即可转向与原沟沟心顺接。出口排水困难时,施测范围应加长。地质复杂时应加绘工程地质资料。对于陡坡涵洞的轴向断面长度,应能满足陡坡建筑物的设置。增建第二线涵洞的轴向断面图,除按新建涵洞要求施测外,应测出其相应的既有涵洞轴向断面位置的关系。既有涵洞轴向断面图应注明与线路的平面关系、斜交角度、既有涵洞在线路上下游的长度、路肩宽度以及路肩、帽石顶、出入口流水面及沟底高程。

6 泄水隧洞洞身纵断面图及出入口横断面图。在陡峻山坡及洞口地形复杂时,应测绘垂直于轴向断面的横断面图。

7 既有小桥涵丈量图。可利用初测资料进行核对补充;既有涵洞接长时应详细丈量其接长端结构细部尺寸;既有小桥改建时应按既有大中桥改建要求丈量各部尺寸。

8 改河改沟和灌溉渠平面、纵断面和横断面图。平坦地区断面图可在平面图上点绘。

10.2.3 小桥涵水文测量应按下列原则办理:

1 汇水区流域特性调查应符合本规范第 4.2.8 条的规定。

2 搜集沿线地区的雨量等有关资料,对选用的流量计算公式

(包括地区性计算公式)进行验证。验证时采用水文调查或间接推算等办法,必要时可进行水文观测。

3 沟槽明显的河沟有条件调查历史洪水位时,应实测沟床或水面坡度和沟床横断面,调查沟岸和岸壁情况,推算设计水位、流量和流速。

10.3 小径流设计流量

10.3.1 根据雨量资料推算设计流量时,暴雨公式和暴雨参数的制定应搜集水文气象台站及其他有关部门的自记资料,按不同成因选出不同时段的最大值进行统计计算,其经验频率可按本规范第5.2.1条的规定计算。

10.3.2 有实测暴雨资料的流域,可根据实测资料采用单位线法推算设计流量。流域面积很大或流域形状特殊、产流面积分布很不均匀时,可分区分别推算各区的单位线,叠加后推算设计流量。短缺实测暴雨资料的流域,可移用邻近流域地理条件相似的单位线,或应用本地区的综合单位线推算设计流量。

10.3.3 小流域暴雨径流可根据地区特点采用附录L公式进行计算,并采用水利部门和有关地区的计算公式进行验证。

10.3.4 采用地区性经验公式推算设计流量时,应研究编制公式的依据和参数概化的条件,并按本地区已发生过的较大暴雨径流资料、历史洪水调查资料推算的设计流量进行对比分析,检验其合理性。

10.4 孔径计算

10.4.1 桥下沟床设置防冲铺砌的小桥,临界流过水状态时可选用下列公式计算:

1 桥下需要的净孔宽度 B 可采用下式计算:

$$B = \frac{Q_p g}{\varepsilon v_p^3} \quad (10.4.1-1)$$

式中设计流速 v_p 可根据河床铺砌类型选用相应的容许流速。

2 将桥下需要的净孔宽度进至标准梁跨的净孔宽度 b 后,桥下的临界流速 v_k 可按下式计算:

$$v_k = \left(\frac{Q_p g}{\varepsilon b} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (10.4.1-2)$$

3 桥下临界水深 h_k 可按下式计算:

$$h_k = \frac{v_k^2}{g} \quad (10.4.1-3)$$

4 桥前积水后的水深 H_0 可按下式计算:

$$H_0 = h_k + \frac{v_k^2}{2g\varphi^2} - \frac{v_0^2}{2g} \quad (10.4.1-4)$$

10.4.2 桥下沟床设置防冲铺砌的小桥,缓流过水状态时可选用下列公式计算:

1 桥下需要的净孔宽度 B 可按下式计算:

$$B = \frac{Q_p}{\varepsilon v_p h_0} \quad (10.4.2-1)$$

2 桥前积水后的水深 H_0 可按下式计算:

$$H_0 = h_0 + \frac{v_p^2}{2g\varphi^2} - \frac{v_0^2}{2g} \quad (10.4.2-2)$$

式中 v_0 ——桥前水流行近流速(m/s),可用设计流量除以桥前积

水断面面积,当 $v_0 \leq 1.0$ m/s 时,流速水头 $\frac{v_0^2}{2g}$ 可忽略

不计;

φ, ε ——小桥流速系数和侧收缩系数,有锥体护坡的单孔桥

φ, ε 都可取 0.9;多孔桥时 φ 可取 0.85, ε 可取 0.8;

h_0 ——天然情况下河道水深(m)。

其余符号意义同前。

10.4.3 桥下沟床设置防冲铺砌的小桥,急流过水状态下,其孔径宜按沟槽的天然宽度设置,桥前水深即为天然情况下的河道水深。

桥孔压缩沟槽时,计算采用缓流过水状态公式。

10.4.4 无压状态下临界流时的涵洞孔径可按下列有关公式计算:

1 曲线形流水断面时,可先假定洞内临界水深 h_k 值,并采用涵洞的标准孔径按下列公式试算,选其合适者。

$$\frac{Q_p^2}{g} = \frac{\varepsilon^2 \omega_k^3}{B_k} \quad (10.4.4-1)$$

由于

$$v_k = \sqrt{g \frac{\omega_k}{B_k}}$$

上式又可写成:

$$Q_p = \varepsilon \omega_k v_k \quad (10.4.4-2)$$

2 矩形流水断面时可采用下列公式计算:

$$B_k = \frac{Q_p g}{\varepsilon v_k^3} \quad (10.4.4-3)$$

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{Q_p^2}{\varepsilon^2 B_k^2 g}}; \text{ 或 } h_k = \frac{v_k^2}{g} \quad (10.4.4-4)$$

3 涵前积水深 H_0 按下式计算:

$$H_0 = h_c + \frac{v_c^2}{2g\varphi^2} - \frac{v_0^2}{2g} \quad (10.4.4-5)$$

式中 ε ——侧收缩系数,可取 $\varepsilon = 1.0$;

v_0 ——涵前水流行近流速(m/s),可用设计流量除以涵前积水断面面积,当 $v_0 \leq 1.0$ m/s 时,流速水头 $\frac{v_0^2}{2g}$ 可忽略不计;

h_c ——洞口收缩断面处水深(m),可取 $h_c = 0.9h_k$;

v_c ——洞口收缩断面处流速(m/s),可取 $v_c = \frac{v_k}{0.9}$;

φ ——流速系数,可按表 10.4.1 的规定取值。

其余符号意义同前。

表 10.4.1 流速系数

入口情况	断面形状		流速系数 φ
涵前积水不淹没 八字翼墙的前墙	矩形		0.90
	曲线形	圆形	0.85
		其他	
涵前积水淹没八字翼墙的 前墙或端墙式进口	矩形		0.85
	曲线形	圆形	0.80
		其他	

10.4.5 排洪涵洞的最小孔径不应小于 1.25 m。城市或车站范围内有污水流入的涵洞可根据需要加大孔径。为路基或站场排水而设的、无天然沟槽的涵洞孔径可根据具体情况确定。改建既有线和增建第二线时,如需延长既有线上的涵洞,则涵洞孔径和长度可根据具体情况确定,但孔径不应低于现行标准。

10.4.6 涵洞的长度应根据净高(或内径) H 确定:

- 1 $H = 1.25$ m 时,涵洞长度不宜超过 25 m。
- 2 $H \geq 1.5$ m 时,涵洞长度可不受限制。

10.4.7 无压式涵洞内顶点至最高流水面的净高应符合表 10.4.7 的规定。

表 10.4.7 涵无压式涵洞内顶点至最高流水面的净高(m)

净高 H	类 型		
	圆 涵	拱 涵	矩 形 涵
≤ 3	$\geq \frac{1}{4}H$	$\geq \frac{1}{4}H$	$\geq \frac{1}{6}H$
> 3	≥ 0.75	≥ 0.75	≥ 0.5

注:圆涵入口端部净空高度可不受表列数值限制。

10.5 小桥涵防护

10.5.1 小桥涵上下游一定范围内的沟床可根据设计需要设置防

冲铺砌,并根据允许流速确定铺砌类型。

- 1 铺砌形式随沟形而定,铺砌末端应设直立式垂裙。
- 2 出口流速小于土的容许冲刷流速或沟床为岩石时可不铺砌。
- 3 小桥基底埋置深度满足冲刷要求时可不铺砌。

10.5.2 排洪涵洞设置应满足铁路路基排水的要求,并与自然水系、地方排灌系统相衔接。排洪涵洞设计应符合下列要求:

- 1 满足路基排水、地方既有或规划排水系统的要求。
- 2 有足够净空满足养护维修的需要。
- 3 黄土、砂土、戈壁碎石土等地区,应考虑泥沙淤积对过水面积的影响。
- 4 岩溶地区应考虑暗河、泉眼等水流对设计流量的影响。

5 涵洞上下游铺砌设计,应考虑壅水、冲刷对上下游的影响,膨胀土、黄土、戈壁碎石土地区涵洞上下游铺砌长度不应小于 10 m。湿陷性黄土、严寒和寒冷地区的铺砌基底应进行防渗处理。

10.5.3 涵洞内可回填原状土,使洞内不积水。排洪涵出入口与两侧地面或既有水沟不能顺接时,应根据不同地形作下列特殊处理:

- 1 涵洞入口流水面高程低于既有水沟高程 2 m 以上时,应在涵洞入口端设置急流槽或缓流坎。
- 2 涵洞出口流水面高程低于既有水沟高程时,应在涵洞出口拉沟引出汇入自然水系,必要时设置缓流池。

11 路 基

11.1 滨河路基

11.1.1 滨河路堤应进行水文勘测。施测时可利用线路平面图和水文站的水文资料,并测绘下列内容:

1 布设水文断面的间距应根据需要和现场实际情况确定。紧贴河滨受设计水位控制的线路紧坡地段、重要工点、重大防护工程处、有较大支流汇入处、河道平纵断面有突变处及河湾处,均应设置水文断面。

2 水文平面关系图中应绘出河段简易地貌、最高洪水泛滥线、水准点、线路中线(车站应绘出车站范围)及水工建筑物的位置等。

3 水面坡度图施测内容应符合本规范第 4.2.4 条的相关规定。

11.1.2 受洪水影响的滨河路堤应根据天然河道的形态和水文特征进行分析,计算沿堤的水位和流速,用以确定路堤最小高度与防护措施。

11.1.3 滨河路堤不应侵入洪水泛滥区。站场范围内的滨河路堤宽度应考虑站场预留发展需要,以及站场范围内路堤侵入河道的程度后,根据站场股道与附属建筑物的布设确定。

11.1.4 滨河路堤水文计算应考虑河道弯曲、卡口、扩散、山嘴及建(构)筑物等不同的平面形态,以及河床由陡变缓、由缓变陡、险滩急流、深坑跌水等纵坡变化和路堤侵占河道的行洪断面等因素对水位、流速的影响。

11.1.5 滨河路堤的路肩高程应根据河流的具体情况,考虑河道

卡口或建筑物造成的壅水、河湾水面超高、波浪侵袭或斜水流局部冲高、河床淤积等影响的高度。其最低高程应高出设计水位加上述所规定的各项影响后至少 0.5 m。波浪侵袭高度与斜水流局部冲高取两者之较大者。

11.1.6 波浪在路堤边坡上的侵袭高度可按本规范第 9.3.4 条的规定计算确定。

11.1.7 山区或山前河流上滨河路堤轴线与水流流向不平行时,斜水流在路堤边坡上的局部冲高可按下式计算:

$$\Delta h_{cp} = \frac{\bar{v}_g^2 \sin^2 \beta}{g \sqrt{1+m^2}} \quad (11.1.7)$$

式中 Δh_{cp} ——斜水流在路堤边坡上的局部冲高值(m);

\bar{v}_g ——冲向路堤的水流或股流的平均流速(m/s);

β ——水流流向与路堤边坡水边线所成的平面夹角($^\circ$);

m ——路堤边坡坡率。

其余符号意义同前。

11.2 滨海路基

11.2.1 靠近或通过海峡、海湾在滨海范围的铁路,应选择在海面最短和水深不大、海底地势较为平坦与地质良好的地段。

11.2.2 滨海路堤类型的选择,应考虑到所在地区的海岸形势、水深、设计水位、波浪高度、冰凌、淤沙、海流情况和当地的工程材料、海上施工的条件以及对海堤的使用要求等因素。

11.2.3 滨海路堤的路肩高程受潮位、波浪、海流影响时,应调查、搜集、测绘下列资料:

1 搜集测站历年潮位、波浪、海流等资料。

2 测绘滨海路堤范围的地形图及路基设计需要的横断面。能搜集到历年滨海地形图或海底地形图及断面等资料时也可不测。

3 封冻及流冰的滨海地段应调查、搜集冰凌资料。

4 调查海水浪溅高度。

11.2.4 滨海路堤未设防浪胸墙时,路肩设计高程应不低于设计水位、波浪侵袭高度(波浪爬高)、不小于0.5 m的安全高度三者之和;滨海路堤顶设有防浪胸墙时,路肩设计高程应不低于设计高潮水位高程以上至少0.5 m。

11.2.5 滨海路堤设计水位采用设计频率1/100的高潮位。滨海路堤兼做水运码头时,应按水运码头设计要求确定设计最低潮位。

11.2.6 设计波浪的标准应包括设计波浪的设计频率与设计波浪的波列累积频率。设计波浪的设计频率采用1/50。

11.2.7 斜坡式或直墙式滨海路堤的强度和稳定性计算时,设计波高 H 的波列累积频率标准应采用表11.2.7的规定。推算波高大于浅水极限波高时应采用极限波高。

表 11.2.7 波列累积频率标准

滨海路堤形式	部 位	计算内容	波列累积频率 $F(\%)$
斜坡式	胸墙、堤顶方块	强度和稳定性	1
	护坡块石、护坡块体	稳定性	13 或 5
	护底块石	稳定性	13
直墙式	上部结构、墙身、桩基	强度和稳定性	1
	基床、护底块石	稳定性	5

注:在进行斜坡式建筑物的护面块石、护面块体稳定性计算时,平均波高与水深的比值 $\bar{H}/d \geq 0.3$ 时, F 取13%; $\bar{H}/d < 0.3$ 时, F 取5%。

11.2.8 不同设计频率的设计潮位、波浪的推算,波浪侵袭高度(波浪爬高)与波浪作用力的计算,可执行《海港水文规范》JTS 145-2的规定。

11.3 水库路基

11.3.1 沿水库边缘或跨越水库库湾修筑的路基,应根据水库的特点和要求并考虑水位升降、波浪侵袭、水流冲刷、坍岸、淤积和地

下水上升而引起土的湿陷性影响,采取相应的防护加固措施。

11.3.2 水库路基除按要求进行测量外,还应调查、搜集水库各种特征的水位、水库坍岸与淤积情况、库区最大波浪高度及其相应的水位、库区冰情等资料。

11.3.3 水库路基的路肩设计高程,应不小于路基设计洪水频率的洪水位、波浪侵袭高、壅水高(包括水库回水及边岸壅水)、0.5 m 安全高度之和。

11.3.4 水库设计洪水频率小于铁路设计洪水频率时,路肩设计高程应按水库最高正常蓄水位确定。在跨越水库边缘,填挖交界处的路肩高程不应低于水库的坝顶高程。

11.3.5 水库岸坡的防护顶面高程,应为水库正常高水位、波浪侵袭高、0.5 m 安全高度之和,底面高程为水库设计低水位减波浪影响深度。

11.3.6 库区内或沿水库修建的路堤,应考虑水库淤积对水位抬高的影响。水库淤积后的回水曲线可向有关部门搜集,也可应用平衡原理或简易法推算。

11.3.7 水库岸坡应根据线路位置、库岸土质、库岸高度与陡度、浸水深度、水库淤积等情况,采取适当防护措施,避免坍岸。

11.4 路基冲刷防护

11.4.1 滨河、滨海和水库路基受经常的或周期性的水流冲刷作用时,应采取冲刷防护措施。

11.4.2 滨河路堤的坡面防护,应根据河段特性、河道地形、水文条件等情况,计算沿堤的水流流速,以确定防护措施。

11.4.3 滨河路堤沿堤的水流流速,可采用靠近路堤的河槽或河滩的平均流速,但应考虑可能的河床变迁所造成的影响。

11.4.4 路堤受斜水流冲击时,沿堤水流流速应考虑流速不均匀分布的影响,可按下式计算:

$$v_x = \bar{v}' \frac{2\varepsilon_g}{1 + \varepsilon_g} \quad (11.4.4)$$

式中 v_x ——斜流流速(m/s)。

\bar{v}' ——沿堤河槽或河滩的平均流速(m/s)。

ε_g ——流速不均匀分布系数,可根据水流流向与路堤的夹角 β 按表 11.4.4 的规定取值。

表 11.4.4 ε_g 值

$\beta(^{\circ})$	ε_g	$\beta(^{\circ})$	ε_g	$\beta(^{\circ})$	ε_g
90	3.00	60	2.25	30	1.50
80	2.75	50	2.00	20	1.25
70	2.50	40	1.75	15 及以下	1.00

11.4.5 滨河路堤防护顶面高程应为设计水位、波浪侵袭高(或斜水流冲高)、壅水高、0.5 m 安全高度之和。

11.4.6 滨海路堤根据波浪对路堤的作用特点和堤前水深、波浪高度、最大波浪底流速及地基情况等因素,确定路堤护坡与护底的形式。

11.4.7 水库路堤边坡防护应考虑波浪作用对边坡的破坏影响。

11.4.8 封冰和流冰严重地区,水库路堤边坡防护应考虑冰荷载作用。

11.4.9 流速较大的水库上游地段应考虑按水流的冲刷作用进行防护。

11.4.10 水库路堤防护顶面高程应为设计水位、波浪侵袭高、壅水高、0.5 m 安全高度之和;底面高程应为水库设计低水位减波浪影响深度(可取 2.0 ~ 2.5 倍低水位时的波浪高)。

11.4.11 蓄水初期由于浸水或水流的作用影响边坡稳定时,水库路堤防护底面至路堤坡脚之间的坡面应进行防护。

11.4.12 冲刷防护工程基础冲刷深度可根据计算、河床地层冲淤分析和类似工程的实践资料,综合分析确定。防护基础应埋置在

冲刷深度以下不小于 1 m,或嵌入基岩内。冲刷深度较深、水下施工有困难时,可采用桩基、沉井基础或适宜的平面防护。

11.5 路基排水

11.5.1 路基排水设施应布置合理、排水通畅、系统完整、地基稳固,并与桥涵、隧道、车站等排水设备衔接协调。排水沟、侧沟、天沟、吊沟等排水设施的过水面积,应按当地 50 年一遇最大小时雨量和汇水面积确定。

11.5.2 路基边坡防排水工程设计应确保排水设施系统性和完整性,加强末端设计。边坡排水设施应结合工程实际需要进行防渗设计。

11.5.3 路基排水设施设计应符合下列要求:

1 侧沟、天沟、排水沟的纵向排水坡度、单面排水坡段长度应符合相关规范要求,必要时增设横向排水设施引入自然沟渠或排洪涵洞,不得直接排入农田。湿陷性黄土地区的路基排水设施或自然坡排水集水区应远离路基坡脚。

2 膨胀土、湿陷性黄土、砂性土、戈壁碎石土等易冲刷地区排水设施设计,应考虑集中水流冲刷对局部微地貌改造以及淤积的影响,并适当加大过水断面尺寸。

3 路基与桥台衔接处的排水沟应与天然沟槽衔接,避免冲刷桥台锥坡。排水沟与涵洞衔接处的沟底高程不应低于涵洞流水面高程。

4 深长路堑或反坡排水困难的地段宜增设横向排水设施或桥涵建筑物,将侧沟水引排至路基外。

5 堑坡吊沟设置不应朝向线路,否则应设置防止吊沟水流直冲线路的阻挡设施。

12 其他建筑物

12.1 隧 道

12.1.1 隧道水文勘测设计应对隧道和辅助坑道洞口、疏散出口(紧急出口、避难所)、疏散平台的地表水以及沟谷、河流进行调查,为隧道及相关设施防排水设计提供水文依据。

12.1.2 新建和改建隧道应对隧道和辅助坑道洞口的地表水作妥善处理,洞外应有完整的排水设施,保证结构物和设备的正常使用和行车安全。

12.1.3 洞外排水设施应避免不良、不稳定地质体,以较短途径引排到自然稳定的沟谷中。途经路堑侧沟、涵洞排放时,水沟末端应与侧沟、涵洞无缝顺接,并应验算其过水能力,防止壅水。隧道洞口不应设在排水困难的沟谷低洼处。

12.1.4 隧道设计水位的洪水频率除满足本规范第 1.0.5 条规定外,尚应符合下列规定:

1 观测洪水频率(包括调查可靠的有重现可能的历史洪水)小于上述设计洪水频率时,应按观测洪水设计。

2 若水库设计洪水频率小于铁路设计洪水频率时,在水库边缘填挖交界处的隧道洞口高程不应低于水库的坝顶高程。

12.1.5 隧道洞口、疏散出口(紧急出口、避难所)、疏散平台以及作为永久性工程使用的辅助坑道洞口位于滨河可能被洪水淹没地段、水库回水影响范围或受山洪威胁地段时,其路肩高程应为设计水位、波浪侵袭高、壅水高、0.5 m 安全值之和。

12.1.6 隧道洞口、疏散出口(紧急出口、避难所)、疏散平台以及作为永久性工程使用的辅助坑道的洞口,应设置截水沟和排水沟,

并应符合下列规定：

1 截、排水沟横断面应按 1/50 洪水频率的流量进行设计。

2 对不利于施工及运营安全的地表径流、坑洞、漏斗、陷穴、裂缝等应采取封闭、引排、截流等工程措施。

3 洞口自然冲沟、水渠横跨隧道洞口时，排水方案可选用明洞顶设渡槽排水。

12.1.7 洞内排水系统应与洞外排水系统顺接，必要时设置具有检修、维护功能的缓冲井(池)。多雨地区应根据具体情况采取防止洞门仰坡范围地表水下渗和冲刷的措施。

12.1.8 洞外路堑的水不宜流入隧道。出洞方向路堑为上坡时，宜将洞外侧沟做成与线路坡度相反且不小于 2% 的坡度。

12.1.9 明洞的防水与排水措施应符合下列规定：

1 明洞顶部应设置必要的截、排水系统。

2 靠山侧边墙顶或边墙后应设置纵向和竖向盲沟，将水引至边墙泄水孔排除。

12.1.10 隧道弃渣处理应符合下列规定：

1 勘测阶段应注意调查弃渣场地附近的河流特性，搜集隧道弃渣设计必要的水文资料。

2 弃渣设计时应选择好弃渣场地，防止弃渣挤压河道，影响河流泄洪，弃渣场不宜设在桥位上游侧。

3 弃渣场地应作好防洪与排水。

4 严禁在对重要基础设施、人民群众生命财产安全和行洪安全有重大影响区域布设弃渣场。

12.1.11 临近水库地区的隧道应考虑水库坍岸对隧道稳定的影响，并采取相应的工程措施。

12.1.12 下穿江、河、湖、海等水体的水下隧道，应搜集所穿越区段的水文条件、防洪标准、河流的流量、流速及水位、海域的潮汐变化规律、附近水域的波浪资料、水下障碍物分布状况、河势演变与河床演变观测与分析等资料，以确定隧道方案和合理的施工方法。

12.1.13 修建明洞使泥石流在铁路上方通过时,明洞顶应有足够的排泄坡度和宽度,在平面和剖面上能平顺地与上下游沟床相连接。

12.2 站 场

12.2.1 站场应有良好的排水设施,排除雨水、融化雪水、客车上水时的漏水、废水等地面水,确保站场路基稳定、可靠、安全。

12.2.2 站场排水系统设计应在勘测调查的基础上进行总体规划,并与当地的排灌系统密切配合,做到纵、横向排水及场内、外截排水等设备紧密结合,选型合理,水流径路最短而顺直。改扩建车站应尽量利用既有的排水设施。

12.2.3 站场的路肩设计高程受洪水位控制时,站内正线和站线的路肩高程应符合本规范的规定。

12.2.4 排水设备的布设形式,应根据地区降雨量、汇水面积、建筑物及设备布置、路基土的种类、路基纵横断面、出水口、城镇排水规划及排灌系统等因素综合考虑确定。

12.2.5 站场范围内需按流量设计的排水沟(槽)等可按式(12.2.5)计算。

$$A = \frac{Q_p}{v} \quad (12.2.5)$$

式中 Q_p ——设计流量(m^3/s);
 A ——过水断面面积(m^2);
 v ——排水沟(槽)内的平均流速。

12.2.6 站场暴雨径流地面汇水流量可按式(12.2.6)计算或采用适合的地区公式。

$$Q_p = 16.7\psi a_p KF \quad (12.2.6)$$

式中 Q_p ——设计流量(m^3/s);
 ψ ——径流系数;
 a_p ——设计暴雨强度(mm/min);

K ——气候系数(无资料时可采用 $K = 1.0$)；

F ——汇水面积(km^2)。

12.2.7 站场内下列场所或场地,应加强路基排水:

1 客运站和办理客车上水作业车站的到发线,客车整备所的洗车机线、整备线,高速动车段所(存车场)的车体外皮洗刷线及兼做人工洗刷线的存车线。

2 机务段内各种洗车机线。

3 货场、物流园区等场所内设有站台的装卸线、车辆洗刷线、加冰线和牲畜线等。

4 车辆减速器和设有轨道电路的大站咽喉区。

5 立交桥下的线路或道路路基和进出站线路布置所形成的低洼处。

6 排水设备与河道、沟渠、天然沟槽等衔接处,与桥台衔接处。

7 改扩建车站时,应改造既有排水不良路基和相应不良排水设施。

12.2.8 车站路基面应设有倾向排水系统的横向坡度。根据50年一遇小时最大降雨量汇流、车站路基面宽度、排水要求和路基填挖情况,可设计成一面坡、两面坡或锯齿形坡的横断面。

12.2.9 横向排水设备宜利用站内桥涵,无桥涵利用时可采用横向排水槽(管)。

12.2.10 排水沟(槽)穿越站内道路或位于道路侧及场地通行汽车的地段,宜采用公路排水槽或公路涵洞。

12.2.11 纵向排水设施的坡度不宜小于2‰。穿越线路的横向排水设施的坡度不宜小于5‰。

12.2.12 排水沟(槽)的断面尺寸除需按当地50年一遇小时最大降雨量、汇水面积进行流量设计外,还应符合下列规定:

1 排水沟(槽)底部宽度不应小于0.4 m,深度不宜小于0.6 m。

2 干旱少雨地区或岩石路基的纵向排水沟(槽)深度可减少

至 0.4 m, 困难条件下, 其分水点或起点沟(槽)深可减少至 0.2 m。沟(槽)深度不大于 1.2 m 时, 底宽可取 0.4 m; 深度大于 1.2 m 的沟(槽)底宽宜取 0.5 m ~ 0.6 m。

12.2.13 纵横向排水槽、管交汇处、排水管的转弯处和高程变化处应设置检查井或集水井。

12.3 立交地道

12.3.1 道路下穿铁路, 桥下出现凹形坡的立交地道应设置排水系统, 排除桥下雨水。

12.3.2 立交地道排水应利用地形条件采用自流排水方式, 条件困难时设立泵站, 采用机械抽升排水方式。排水出路宜将汇集的水流直接送往天然水体; 如经比较必须排入市政排水干管时, 应调查分析既有市政排水干管的使用情况, 采取措施, 避免相互干扰。

12.3.3 立交地道排水一般仅考虑排除引道范围内的雨水和渗水。引道两端与两侧地面应设反坡, 防止引道范围外的雨水流入。

12.3.4 雨水设计流量应按下式计算:

$$Q = q\psi F \quad (12.3.4)$$

式中 Q ——雨水设计流量(L/s);

q ——设计暴雨强度[L/(s·ha)];

ψ ——径流系数, 取值范围为 0.8 ~ 1.0;

F ——汇水面积(ha)。

12.3.5 立交地道雨水口的设置与形式应符合下列规定:

1 雨水口的设置应适应立交地道汇水快、排流急、流量集中的特点和要求。雨水口的形式宜采用大型平箅, 组装串联, 同时应设置沉泥槽。

2 雨水口的数量应以立交地道的汇水流量和选用的雨水口泄水能力确定。一般雨水口的设置数量应采用计算值的 1.2 ~ 1.5 倍。

3 雨水口可设置在位于立交地道洞身的一端, 即引道竖曲线

最低处。慢车道和人行道也应安设于相应的位置处,并用雨水支管与雨水口连通雨水,最后汇集至汇流井,由排水总管引出。排水总管承受立交地道内各个雨水口所排来的水量,径直引向水体或排水泵站,沿线不应再汇入其他水量或接入支管。

12.3.6 立交地道洞身位于地下水位以下时,宜采用渗水暗沟排水方法,降低地下水位。

12.4 房屋建筑

12.4.1 铁路房屋的选址宜选择在地势较高、平坦、排水畅通、有利发展、交通方便的地段。

12.4.2 铁路房屋选址应符合下列规定:

1 应避开洪水淹没地段。受条件限制无法避开时,场坪地面应采用全面填土法填高至比设计水位高出0.5 m。

2 不应设在泥石流、泄洪区、滑坡、岩溶及断层构造发育带严重地质不良地段。

12.4.3 铁路房屋地面高程应结合地形、水文等自然条件确定。与线路高程相关的生产房屋,应结合线路轨顶面、路基面、设计频率洪水位或站台面高程进行竖向设计。

12.4.4 城市区域内的建筑场地背后为山地、坡地时,应设置排洪渠道,排除山洪与坡面径流。排洪渠道的断面应按场地建筑物设计洪水频率的流量设计。

12.4.5 排洪渠道渠线宜沿天然沟道布置,宜选择地势平缓、地质条件稳定、拆迁少、渠线顺直的地带。

12.4.6 排洪渠道的平、纵断面设计应符合《城市防洪工程设计规范》GB/T 50805 的有关规定。

12.4.7 集中建设的铁路生产、生活房屋应有排除屋面、厂(场)、绿地、道路雨水的排水系统。排水系统可自成体系或与所在城镇的排水系统衔接。

12.4.8 建筑场地的雨水设计流量与排水系统应符合《室外排水

设计规范》GB 50014 的规定。

12.4.9 场地排水应以自然排水为主,适当采用明沟或暗管排水。

12.4.10 建筑场区的汇水流量参照本规范第 12.2.6 条执行。排水沟(槽)的过水断面面积参照 12.2.5 条执行。

12.5 四电场地

12.5.1 牵引变电所、开闭所及自耦变压器(AT)所、电力变电所、配电所、区间通信信号设备房屋等四电所址的设计洪水或内涝水位频率标准应符合本规范第 1.0.6 条的规定。

12.5.2 四电所址宜选择在地势较高、平坦、排水畅通、交通方便地段并应符合下列规定:

1 所址场地高程和四电房屋结构设计应考虑洪水位影响。

2 不应设在泥石流、泄洪区、滑坡、岩溶及断层构造发育等不良地段。

12.5.3 四电场地地面高程应结合地形、水文等自然条件确定,应比设计水位高出 0.5 m。

12.5.4 场区的汇水流量参照本规范第 12.2.6 条执行,排水沟(槽)的过水断面面积参照本规范 12.2.5 条执行。

附录 A 溃坝流量计算

A.1 坝址断面溃坝最大流量

A.1.1 根据水库溃决条件可采用下列公式之一进行计算,或分别按下列两公式计算,经分析比较后确定采用值。

1 理论公式

适用于坝体全溃或横向局部溃决($b_g < B_g$),计算公式如下:

$$Q_g = K_0 \sqrt{g} b_g H_g^2 \quad (\text{A.1.1})$$

式中 Q_g ——坝址断面溃坝最大流量(m^3/s);

K_0 ——系数,按表 A.1.1 查取;

H_g ——溃坝时坝体上游水深(m),对未溃水库检算时,可采用坝高值;

b_g ——坝体溃决口门平均宽度(m)。

对一般土坝和堆石坝,当水库库容大于 10^6 m^3 时,

$$b_g = K_1 K_2 \left(W^{\frac{1}{4}} B_g^{\frac{1}{7}} H_g^{\frac{1}{2}} \right)$$

当水库库容小于 10^6 m^3 时,

$$b_g = K_1 K_3 (W H_g)^{\frac{1}{4}}$$

如计算得到的 b_g 值大于坝长 B_g 时,则按 $b_g = B_g$ 计算;混凝土重力坝溃坝口门宽等于坝长。

式中 K_1 ——安全系数,取 1.1 ~ 1.3,按线路等级及坝体质量选定;

K_2 ——坝体建材系数,黏土类、黏土心墙或斜墙和土、石、混凝土,取 $K_2 = 1.2$;均质壤土,取 $K_2 = 2.0$;

K_3 ——材质系数,质量好的取 6.6,质量差的取 9.1;

W ——水库库容(10^4 m^3);

H_g ——坝高(m)。

其余符号意义同前。

表 A.1.1 K_0 值

$\frac{B_g}{b_g}$	$\frac{b_g}{B_g}$	K_0	$\frac{B_g}{b_g}$	$\frac{b_g}{B_g}$	K_0	$\frac{B_g}{b_g}$	$\frac{b_g}{B_g}$	K_0
1	1.000	0.296 3	10	0.100	0.520 6	19	0.053	0.566 0
2	0.500	0.368 7	11	0.091	0.526 6	20	0.050	0.569 2
3	0.333	0.410 1	12	0.083	0.533 1	21	0.048	0.572 6
4	0.250	0.438 2	13	0.077	0.541 0	22	0.045	0.575 0
5	0.200	0.460 3	14	0.071	0.544 5	24	0.042	0.581 0
6	0.167	0.475 9	15	0.067	0.549 8	26	0.038	0.587 4
7	0.143	0.489 5	16	0.063	0.554 1	28	0.036	0.592 4
8	0.125	0.500 8	17	0.059	0.558 4	30	0.033	0.596 0
9	0.111	0.510 5	18	0.056	0.562 5			

注:表中 B_g 系指坝长或坝址断面附近库区宽度(m)。

2 经验公式

公式(A.1.2)适用于坝体全溃($b_g = B_g, h'_b = 0$)、横向局部溃决($b_g < B_g, h'_b = 0$)、竖向局部溃决($b_g = B_g, h'_b > 0$);横、竖向都局部溃决($b_g < B_g, h'_b > 0$)等各种情况,计算公式如下:

$$Q_g = 0.27 \sqrt{g} \left(\frac{L_k}{B_g} \right)^{\frac{1}{10}} \left(\frac{B_g}{b_g} \right)^{\frac{1}{3}} b_g (H_g - K'_0 h'_b)^{\frac{3}{2}} \quad (\text{A. 1. 2})$$

式中 L_k ——水库库区长(m),可采用坝址断面至库区上游端部

淹没宽度突然缩小处的距离或近似按 $L_k = \frac{W}{H_g B_g}$ 计

算;当 $\frac{L_k}{B_g} > 5$ 时,则按 $\frac{L_k}{B_g} = 5$ 计算;

K'_0 ——修正系数,可按 $K'_0 = 1.4 \left(\frac{b_g h'_b}{B_g H_g} \right)^{\frac{1}{3}}$ 计算,当 $\frac{b_g h'_b}{B_g H_g} > 0.3$

时,则取 $K'_0 = 0.92$;

h'_b ——溃坝后坝体残留高度(m),由于坝体系分层建筑,当某一高程以下坝体质量良好,该高程以上质量较差并有可能沿该高程溃决时,则取质量良好部分之高度为 h'_b ;无法确切估算时可假定 $h'_b = 0$ 。

其余符号意义同前。

A.2 桥址断面溃坝最大流量

A.2.1 桥址在坝址下游,泛区的洪水调蓄作用影响不大时,桥址处的溃坝最大流量可直接采用坝址的溃坝最大流量;泛区的洪水调蓄作用影响较大时,则桥址处的溃坝最大流量可按下式计算:

$$Q'_g = \frac{W_c}{\frac{W_c}{Q_g} + \frac{L_{OM}}{v K''_0}} \quad (\text{A.2.1})$$

式中 Q'_g ——桥址断面溃坝最大流量(m^3/s);

L_{OM} ——坝址至桥址间距离(m);

v ——断面平均流速(m/s),在有资料地区,可采用实测最大值;无资料地区,山区 3 m/s ~ 5 m/s;山前 2 m/s ~ 3 m/s;平原 1 m/s ~ 2 m/s;

W_c ——水库溃坝后下泄的水量体积(m^3),如无资料时可按

$$W_c = \frac{B_g (H_s - h'_b) L_k}{4} \text{估算};$$

K''_0 ——调整系数,山区 1.1 ~ 1.5,山前取 1.0,平原 0.8 ~ 0.9。

其余符号意义同前。

附录 B 河段类别及特征指标

B.0.1 河段类别见表 B.0.1。

表 B.0.1 河段类别表

河流类型	河段类别		稳定程度	
			序号	分类
山区河流	峡谷河段		I	稳定
	开阔河段		II、III	
平原河流	顺直微弯河段		II、III	
	分汊河段(主要指分两汉)		III、IV	次稳定
	弯曲河段	强制弯曲	III	
		自由弯曲(蜿蜒)	IV	
	游荡河段(包括游荡弯曲)		V	不稳定
山前河流	山前变迁河段		V	
	山麓冲积扇		VI	
河口	三角港河口		V	
	三角洲河口		VI	

注:1 稳定河段指岸线稳定的河段;次稳定河段指岸线基本稳定,深泓线多年有明显摆动的河段;不稳定河段指主流迁徙、岸线不稳的河段。

2 表中序号表示河段的稳定程度,序号愈小,河段愈稳定;反之,愈不稳定。

B.0.2 河段特征指标见表 B.0.2。

表 B.0.2 各河段特征指标

指标	山区河流		平原河流				山区河流		河口
	峡谷段	开阔段	顺直段	分叉段	弯曲段	游荡段	变迁段	冲击段	河口段
	I	II、III	II、III	III、IV	III、IV	V	V	VI	V、VI
$I(\%)$	2~4		0.15~0.73	0.2~1.7	0.2~1.7	1.2~2.3	1~3		
$d_e(\text{mm})$	30~200	5~200	0.09~2.0	0.1~25.0	0.1~25.0	0.1~2.0	3~100	25~200	
\bar{d}_e/I	14~90	4.9~55	0.37~2.2		0.25~19.2	0.17~1.3	1~24.4		
$\sqrt{B_d/H}$	2~4	3~5	3~4	6	6~17	20~40	5~12	15~32	

注:表中符号意义同前。

附录 C 泥石流分类简表

C.0.1 泥石流分类见表 C.0.1。

表 C.0.1 泥石流分类

类别	分类	内容及特征
流体性质	黏性	容重大于 16 kN/m^3 , 黏度大于 $0.3 \text{ Pa} \cdot \text{s}$, 层流, 有阵流, 浆体浓稠, 承浮和悬托力大, 流体直进性强, 补给量大
	稀性	容重 $12 \sim 18 \text{ kN/m}^3$, 黏度小于 $0.3 \text{ Pa} \cdot \text{s}$, 有股流及散流现象, 浆体混浊, 悬托力弱, 堆积物松散, 补给量小
物质组成	泥流	颗粒均匀, 由粒径小于 0.005 mm 的黏粒和小于 0.05 mm 的粉粒组成, 偶夹砂和圆砾, 有稀性和黏性
	泥石流	颗粒差异性大, 由黏粒、粉粒、砂粒、圆砾、碎块石等大小不同的粒径混杂组成, 有黏性和稀性
	水石流	堆积物分选性强, 由圆砾、碎块石及砂粒组成, 夹少量黏粒和粉粒, 为稀性
危害程度	严重的	松散固体物质丰富, 植被破坏, 水土流失严重, 河滩堆积和堵塞现象严重, 坍方面积率大于 10%
	中等的	松散固体物质较丰富, 植被部分遭到破坏, 水土流失较严重, 在河床局部地段形成较严重的坍塌堆积, 坍方面积率为 $5\% \sim 10\%$
	轻微的	流域内侵蚀情况明显减弱, 河槽堆积物质甚少, 冲刷下切为主, 植被良好, 坍方面积率小于 5%

附录 D 天然河道洪水糙率系数表

D.0.1 天然河道洪水糙率系数见表 D.0.1。

表 D.0.1 河槽糙率系数

河段平面及水流状态	河床质的组成及起伏情况	岸壁及植被情况	1/n
河段顺直或下游略有扩散,断面宽敞、规则、水流通畅的河段	砂质或土质河床,河底平顺	平顺的土岸或人工堤防	55(45~65)
		略有坍塌的土岸或长稀疏杂草的平顺土岸	50(40~60)
	卵石、圆砾河床,河底较平顺	砂、圆砾河岸或平整的岩岸	45(36~54)
		不够平整的岩岸或生长中密灌丛的河岸	40(32~48)
	卵石、块石河床;生长水生植物的河床	不平顺的砂砾河岸;风化剥蚀的岩岸	35(28~42)
		不平顺的岩岸或生长中密灌丛的河岸	30(24~36)
河段上、下游接弯道或下游有卡口、支流汇入等来水影响;复式断面河段;水流不够通畅的河段	砂、圆砾河床,边滩交错	有坍塌的土岸或砂砾河岸;风化岩岸	45(36~54)
		不平顺的岩岸或生长中密灌丛的河岸	40(32~48)
	卵石、圆砾河床,不够平顺;生长中密水生植物的河床	岩岸或不平顺的卵石、圆砾河岸	35(28~42)
		不平顺的岩岸或生长中密灌丛的河岸	30(24~36)
	卵石、块石、漂石河床,间有深坑、石梁或生长水生植物的河床	参差不齐的卵石、圆砾河岸或土岸;略有凹凸的岩岸	25(20~30)
		参差不齐的岩岸或灌木丛生的河岸	20(16~24)

续表 D. 0. 1

河段平面及水流状态	河床质的组成及起伏情况	岸壁及植被情况	1/n
山区峡谷河; 急弯间的河段或弯曲河段; 阻塞的复式断面河段水流曲折不畅、流向紊乱的河段	砂、圆砾河床, 边滩, 沙洲犬牙交错	人工堤防强制弯曲者	35(28 ~ 42)
		有矶石或丁坝挑流者	30(24 ~ 36)
	卵石、圆砾河床, 起伏不平, 或生长水生植物河床	参差不齐的卵石、圆砾河岸或生长中密灌丛的河岸	25(20 ~ 30)
		参差不齐的岩岸或灌木丛生的河岸	20(16 ~ 24)
	卵石、块石、大漂石河床, 石梁、跌水、孤石交错, 或水生植物稠密, 阻水严重的河床	参差不齐的岩岸或灌木丛生的河岸	15(12 ~ 18)
		两岸时有岩嘴突出, 很不平顺, 形成强烈斜流、回水、死水的河岸	12(10 ~ 14)

注: 1 采用满宁糙率 n 的倒数 $1/n$ 作为统计分析值。因此, 从本表查得的 $1/n$ 值, 必须用满宁公式计算断面流速系数, 即 $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$; 断面平均流速按

$$\bar{v} = C \sqrt{RI} \text{ 计算。}$$

- 表中描述的河段长度一般为 4 ~ 8 倍高水时的河宽, 但不应小于 300 m。
- 河床质组成分类及其平均粒径变幅为: 砂 (0.05 mm ~ 2.00 mm); 圆砾 (2 mm ~ 20 mm); 卵石 (20 mm ~ 200 mm); 块石、漂石 (200 mm 以上)。
- 表中值当洪水坡度变化在千分之一以上者, 可采用括号内较低的数值; 洪水坡度变化在万分之一以下者, 可采用括号内较大的数值。
- 测流河段的形态是千变万化的, 可以形成各种各样的组合。应用时首先弄清调查工点的河段平面和水流状态属于表列三类中的哪一类, 其次才是河床质的组成和起伏情况, 岸壁及植被情况是第三位的。调查工点的河段特性若与表列的组合方式不尽相同, 可以根据实际情况, 对表列数值适当调整。

D. 0. 2 河滩糙率系数见表 D. 0. 2。

表 D. 0. 2 河滩糙率系数

滩地植被情况	平面及水流状态	1/n
基本无植物或仅生稀疏草丛的河滩	平面顺直, 纵向平坦, 水流通畅, 没有串流且滩宽不大者	25(20 ~ 30)
	下游有束水影响, 水流不够通畅, 水流虽通畅但河滩甚宽者 (滩宽在槽宽的 3 倍以上)	20(15 ~ 25)

续表 D.0.2

滩地植被情况	平面及水流状态	1/n
生长有中等密度植物或垦为耕地的河滩	下游无束水影响,河滩甚宽或有束水影响,滩宽较窄	15(12~18)
	平面不够顺直,下游有束水影响,河滩甚宽	10~13
生长有稠密灌木丛或草林木丛生,阻水严重的河滩		7~10

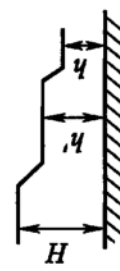
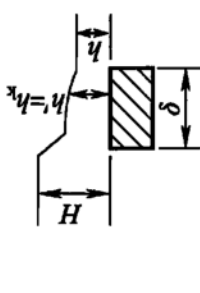

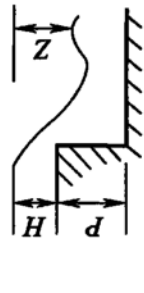
注: 1 稀疏杂草或灌丛:人行其中无阻碍;中密灌丛或农作物:人行其中多受阻碍;稠密灌丛:人难入其中。

2 其余同表 D.0.1 注。

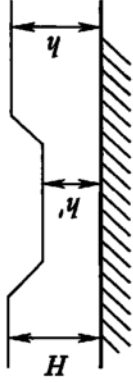
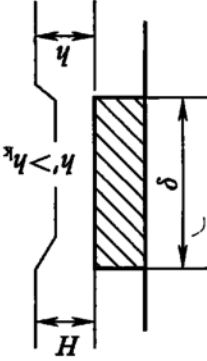
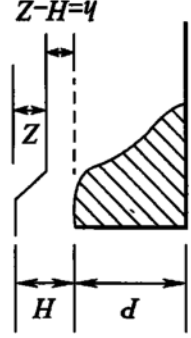
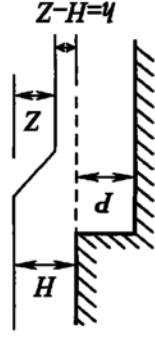
附录 E 堰流公式表

E. 0.1 堰流公式见表 E. 0. 1。

表 E. 0. 1 堰流公式

图形示意及流态判别		形态	建筑物类型	公 式	有关系数取用说明
闸口水位高于闸下 水位, 成两级水头 	堰下水位低于堰顶临界 水深的水位 	自由 堰流	平底闸, 宽顶堰闸	$Q = \varepsilon' m b \sqrt{2g} H^{3/2}$ $(Q = MbH^{3/2})$	m —流量系数, 与堰坎入口边缘和堰顶的性质有关, 宽顶堰为 0.30 ~ 0.39, 跌水壁为 0.39, 平底闸为 0.32; ε' —水流过堰系数, 与闸墩和侧墙的迎水面形状有关, 可近似采用 0.85 ~ 0.95; M —系数, $M = \varepsilon' m \sqrt{2g}$, 一般变化于 1.33 ~ 1.70 之间; b —堰的净宽
下游水位低于堰顶 或 $\frac{Z}{P} > 0.7$ 	下游水位低于堰顶 		实用堰 闸, 跌水壁		

续表 E.0.1

图形示意及流态判别	形态	建筑物类型	公式	有关系数取用说明	
<p>闸口水位低于或等于闸下水位</p> 	淹没 堰流	平底闸	$Q = \varepsilon' \varphi b h \cdot \sqrt{2g(H-h)}$ $(Q = C_2 b h \sqrt{Z})$	<p>φ—流速系数, 锐缘宽顶堰 $\varphi = 0.85$; 入口弧形宽顶堰 $\varphi = 0.92$; 平底闸 $\varphi = 0.95$; ε'—与自由堰流相同</p>	
<p>堰下水位高于堰顶临界水深的水位</p> 		宽顶堰闸			$Q = \varepsilon' \sigma_a m b \cdot \sqrt{2g} H^{3/2}$ $(Q = \sigma_a C_1 b H^{3/2})$
<p>下游水位高于堰顶 $\frac{Z}{P} < 0.7$</p> 	实用堰闸	$Q = \varepsilon' \sigma_a m b \cdot \sqrt{2g} H^{3/2}$ $(Q = \sigma_a C_1 b H^{3/2})$	<p>σ_a—淹没系数, 决定于相对的淹没度 h/H, 变化于 $0 \sim 1$ 之间; m—流量系数, 实用堰的变化范围较大, 视堰壁首部外形、水头以及堰坎高度而异, 可用下列平均数值: 曲线形断面堰, $m = 0.45 \sim 0.49$; 矩形多边形断面堰; $m = 0.40 \sim 0.43$; ε'—与自由堰流相同</p>		
<p>下游水位高于堰顶</p> 	跌水壁			$Q = \varepsilon' \sigma_a m b \cdot \sqrt{2g} H^{3/2}$ $(Q = \sigma_a C_1 b H^{3/2})$	

附录 F 水深 1 m 时非黏性土不冲刷流速 v_{H_1} 表

F.0.1 水深 1 m 时非黏性土不冲刷流速见表 F.0.1。

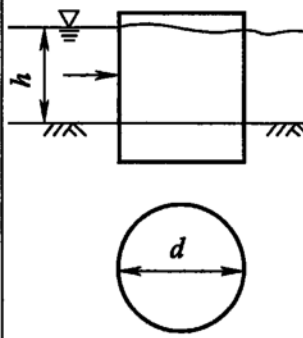
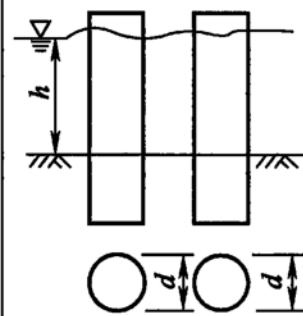
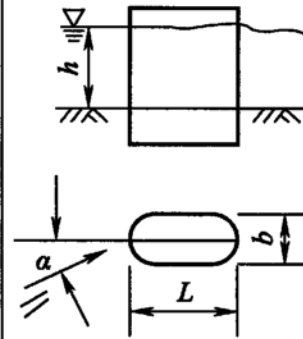
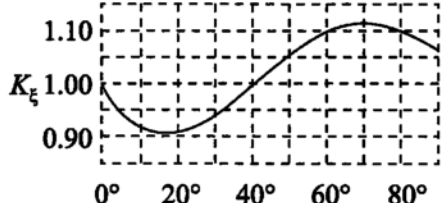
表 F.0.1 水深 1 m 时非黏性土不冲刷流速 v_{H_1}

河床质名	类别	\bar{d} (mm)	v_{H_1} (m/s)
砂	细砂	0.05 ~ 0.25	0.35 ~ 0.32
砂	中砂	0.25 ~ 0.50	0.32 ~ 0.40
砂	粗砂	0.50 ~ 2.00	0.40 ~ 0.60
圆砾	小圆砾	2.00 ~ 5.00	0.60 ~ 0.90
圆砾	中圆砾	5.00 ~ 10.00	0.90 ~ 1.20
圆砾	大圆砾	10 ~ 20	1.20 ~ 1.50
卵石	小卵石	20 ~ 40	1.50 ~ 2.00
卵石	中卵石	40 ~ 60	2.00 ~ 2.30
卵石	大卵石	60 ~ 200	2.30 ~ 3.60
漂石	小漂石	200 ~ 400	3.60 ~ 4.70
漂石	中漂石	400 ~ 800	4.70 ~ 6.00
漂石	大漂石	大于 800	大于 6.00

附录 G 墩形系数表

G.0.1 墩形系数见表 G.0.1

表 G.0.1 墩形系数

序号	墩形示意图	墩形系数 K_ξ	桥墩计算宽度 B_1										
1		1.00	$B_1 = d$										
2		不带联系梁: $K_\xi = 1.00$ 带联系梁: <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="padding: 2px;">α</th> <th style="padding: 2px;">0°</th> <th style="padding: 2px;">15°</th> <th style="padding: 2px;">30°</th> <th style="padding: 2px;">45°</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="padding: 2px;">K_ξ</td> <td style="padding: 2px;">1.00</td> <td style="padding: 2px;">1.05</td> <td style="padding: 2px;">1.10</td> <td style="padding: 2px;">1.15</td> </tr> </tbody> </table>	α	0°	15°	30°	45°	K_ξ	1.00	1.05	1.10	1.15	$B_1 = d$
α	0°	15°	30°	45°									
K_ξ	1.00	1.05	1.10	1.15									
3			$B_1 = (L - b)\sin \alpha + b$										

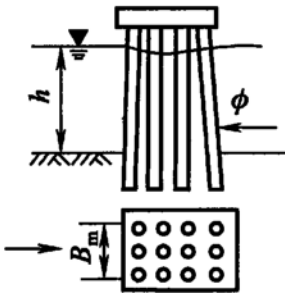
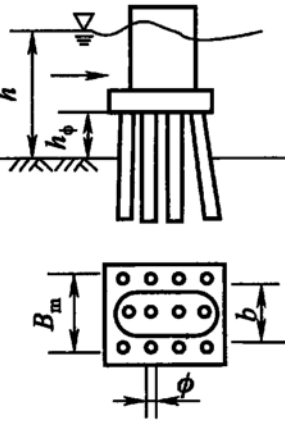
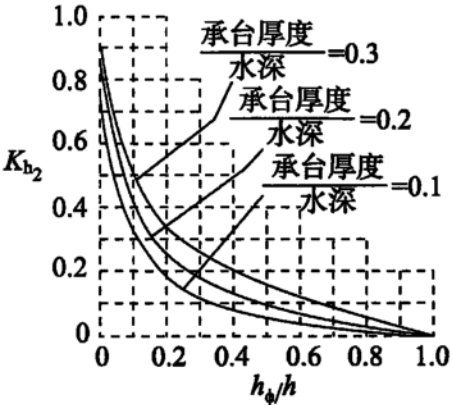
续表 G. 0.1

序号	墩形示意图	墩形系数 K_ξ	桥墩计算宽度 B_1												
4		<p>与水流正交时各种迎水角系数</p> <table border="1" data-bbox="651 387 1058 510"> <tr> <td>θ</td> <td>45°</td> <td>60°</td> <td>75°</td> <td>90°</td> <td>120°</td> </tr> <tr> <td>K_ξ</td> <td>0.70</td> <td>0.84</td> <td>0.90</td> <td>0.95</td> <td>1.10</td> </tr> </table> <p>迎水角 $\theta = 90^\circ$ 与水流斜交时的系数 K_ξ</p>	θ	45°	60°	75°	90°	120°	K_ξ	0.70	0.84	0.90	0.95	1.10	$B_1 = (L - b) \sin \alpha + b$ <p>(为了简化可按圆端墩计算)</p>
θ	45°	60°	75°	90°	120°										
K_ξ	0.70	0.84	0.90	0.95	1.10										
5			<p>与水流正交时:</p> $B_1 = \frac{b_1 h_1 + b_2 h_2}{h}$ <p>与水流斜交时:</p> $B_1 = \frac{B'_1 h_1 + B'_2 h_2}{h}$ $B'_1 = L_1 \sin \alpha + b_1 \cos \alpha$ $B'_2 = L_2 \sin \alpha + b_2 \cos \alpha$												
6		<p>$K_\xi = K_{\xi_1} K_{\xi_2}$</p> <p>注: 沉井与墩身的 K_{ξ_2} 相差较大时, 根据 h_1、h_2 的大小, 在两线间按比例定点取值</p>	<p>与水流正交时:</p> $B_1 = \frac{b_1 h_1 + b_2 h_2}{h}$ <p>与水流斜交时:</p> $B_1 = \frac{B'_1 h_1 + B'_2 h_2}{h}$ $B'_1 = (L_1 - b_1) \sin \alpha + b_1$ $B'_2 = L_2 \sin \alpha + b_2 \cos \alpha$												

续表 G. 0.1

序号	墩形示意图	墩形系数 K_ξ	桥墩计算宽度 B_1
7		<p>与水流正交时的 $K_\xi = K_{\xi_1}$</p> <p>注:其他角度可补插取值 迎水角 $\theta = 90^\circ$ 与水流斜交时的</p> <p>$K_\xi = K_{\xi_1} K_{\xi_2}$</p> <p>注:沉井与墩身的 K_{ξ_2} 相差较大时,根据 h_1、h_2 的大小,在两线间按比例定点取值</p>	<p>与水流正交时:</p> $B_1 = \frac{b_1 h_1 + b_2 h_2}{h}$ <p>与水流斜交时:</p> $B_1 = \frac{B'_1 h_1 + B'_2 h_2}{h}$ $B'_1 = (L_1 - b_1) \sin \alpha + b_1$ $B'_2 = L_2 \sin \alpha + b_2 \cos \alpha$
8		<p>扩大基础采用与水流正交时的墩身形状系数</p>	<p>与水流正交时:</p> $B_1 = b$ <p>与水流斜交时:</p> $B_1 = (L - b) \sin \alpha + b$

续表 G.0.1

序号	墩形示意图	墩形系数 K_ξ	桥墩计算宽度 B_1
9		$K_\xi = K'_\xi K_{m\phi}$ $K'_\xi \text{—单桩形状系数,按序号 1、2、3、5 墩形确定(如多为圆桩 } K'_\xi = 1.0 \text{ 可省略);}$ $K_{m\phi} = 1 + 5 \left[\frac{(m-1)\phi}{B_m} \right]^2 \text{ 桩群系数;}$ $B_m \text{—桩群垂直水流方向的分布宽度;}$ $m \text{—桩的排数(垂直水流方向)}$	$B_1 = \phi$
10		<p>桩承台桥墩局部冲刷计算方法： 当承台底面低于一般冲刷线时，按上部实体计算。承台底面高于水面应为上述排架墩，承台底面相对高度在 $0 \leq h_\phi/h \leq 1.0$ 时，冲刷深度 h_b 按下式计算：</p> $h_b = (K'_\xi K_{m\phi} K_{h\phi} \phi^{0.6} + 0.85 K_{\xi_1} K_{k_2} B_1^{0.6}) K (v_0 - v'_0) \left(\frac{v - v'_0}{v_0 - v'_0} \right)^n$ <p>式中 $K_{h\phi}$—淹没桩体折减系数，</p> $K_{h\phi} = 1.0 - \frac{0.001}{(h_\phi/h + 0.1)^2};$ <p>$K_{\xi_1} B_1$—按承台底处于一般冲刷线计算； K_{k_2}—墩身承台减少系数。</p> <p>v, v_0, v'_0, n 的符号意义见本规范第 7.3.2 条</p>	

附录 H 岩石地基桥墩冲刷及基底埋深参考数据

H.0.1 岩石地基桥墩冲刷及基底埋深参考数据见表 H.0.1。

表 H.0.1 岩石地基桥墩冲刷及基底埋深参考数据

岩石类别		极限抗压强度 (MPa)	表岩石特征		调查资料		埋入岩面深度(按施工枯水季平均水位至岩面的距离分级) (m)		
			调查到有冲刷的桥渡岩石特征	岩石名称	桥墩数	各桥的最大冲刷深度(m)	$h < 2$	$h = 2 \sim 10$	$h > 10$
I 极软岩		<5	调查到有冲刷的桥渡岩石特征	特征	2	0.65~3.0	3~4	4~5	5~7
			岩石名称	成分以长石为主,石英凝灰质碎屑、云母次之;以黏土及铁质胶结,胶结不良,用手可捏成散砂,淋滤现象明显,但岩质均匀,节理、裂隙不发育。其他岩石如风化严重,节理、裂隙发育,强度小于 5 MPa,用镐、锹易挖动者					
II 软质岩		II ₁ 5~15 (软岩)	黏土岩、泥质页岩等	成分以黏土为主,方解石、绿泥石、云母次之;胶结成分以泥质为主,钙质铁质次之;干裂现象严重,易风化,处于水下岩石整体性好,不透水,暴露后易干裂成碎块,碎块较坚硬,但遇水后崩解成土状	10	0.4~2.0	2~3	3~4	4~5

续表 H.0.1

岩石类别		极限抗压强度 (MPa)		表岩石特征		调查资料		埋入岩面深度(按施工枯水季平均水位至岩面的距离分级) (m)		
				调查到有冲刷的桥渡岩石特征						
				岩石名称		特征				
II	软质岩	II ₂ (较软岩)	15~30	砂质页岩、砂页岩互层、砂岩砾岩等	砂页岩成分同上,夹砂颗粒;砂岩以石英为主,长石、云母次之,圆砾石砂粒黏土等组成。胶结物以泥质、钙质为主,砂页次之,层理、节理较明显,砂页岩在水陆交替处易干裂、崩解	桥梁座数	各桥的最大冲刷深度(m)	h < 2	h = 2 ~ 10	h > 10
						9	0.4~1.25	1~2	2~3	3~4
III	硬质岩(较硬岩、坚硬岩)		> 30	板岩、钙质砂岩、砂质页岩、石灰岩、花岗岩、流纹岩、石英岩等	岩石坚硬,强度虽大于30 MPa,但节理、裂隙、层理非常发育,应考虑冲刷,如岩体完整,节理、裂隙、层理少,风化很微弱,可不考虑冲刷,但基底也宜埋入岩面0.2 m~0.5 m	9	0.4~0.7	0.2~1.0	0.2~2.0	0.5~3.0

注:1 在条件较好的情况下,可选用埋深数值的下限;在条件较差的情况下,可选用埋深数值的上限。情况特殊的桥,例如在水坝下游或流速特大等,可不受表列数值限制。

- 2 表列调查最大冲刷值系参考桥中冲刷最深的桥墩,建议埋深值亦按此值推广使用。处于非主流部分及流速较小的桥墩,可按具体情况适当减少埋深。
- 3 岩石栏内系调查到的岩石具体名称,使用时应以岩石强度作为选用表中数值的依据。
- 4 表列埋深数值系由岩面算起包括风化层部分,已风化或松散砂粒或土状的除外。
- 5 要考虑岩性随深度变化的因素,应以基底的岩石为准,并适当考虑基底以上岩石的可冲性质。
- 6 表中建议埋深指扩大基础或沉井的埋深,如用桩基可作为最大冲刷线的位置。
- 7 岩石类别栏内带括号者为现行相关规范岩石坚硬程度类别之规定。

附录 J 泥石流堵塞系数表

J.0.1 泥石流堵塞系数见表 J.0.1。

表 J.0.1 泥石流堵塞系数

堵塞程度	特 征	堵塞系数 D_0
严重	沟槽弯曲,河段宽窄不均,卡口、陡坎多。大部分支沟交汇角度大。形成区集中,物质组成黏性大,稠度高,沟槽堵塞严重,阵流间隔时间长	>2.5
中等	沟壑较顺直、河段宽窄较均匀,陡坎、卡口不多。主支沟交角多数小于 60° 。形成区不太集中,河床堵塞情况一般,流体多稠浆,稀粥状	$1.5 \sim 2.5$
轻微	沟槽顺直均匀,主支沟交汇角小,基本无卡口、陡坎。形成区分散,物质组成黏稠度小,阵流间隔时间短而少	<1.5

附录 K 坝桥区间的流量计算

K.0.1 水库下泄流量传播与区间洪水组合,可采用下列计算方法。

1 流域面积比例法

当水库控制面积较大,区间面积相对较小,或主要来水区位于骨干水库上游时,可采用本方法。本方法是将河道控制断面处的设计洪峰流量,按面积比例在区间和水库控制部分进行分配。

控制断面上游有一个骨干水库时按下式计算:

$$Q'_p = Q_p \left(1 - \frac{F_1}{F} \right) + Q_p \frac{F_1 Q_{1出}}{F Q_{1入}} \quad (\text{K.0.1—1})$$

上式等号右边第一项为区间来水形成的部分;第二项为水库上游来水经水库调蓄、河槽汇流后到达控制断面的部分。

将上式等号右边进行合并后得

$$Q'_p = Q_p \left[1 - \left(1 - \frac{Q_{1出}}{Q_{1入}} \right) \frac{F_1}{F} \right] \quad (\text{K.0.1—2})$$

控制断面上游流域内有两个骨干水库时按下式计算:

$$Q'_p = Q_p \left[1 - \left(1 - \frac{Q_{1出}}{Q_{1入}} \right) \frac{F_1}{F} - \left(1 - \frac{Q_{2出}}{Q_{2入}} \right) \frac{F_2}{F} \right] \quad (\text{K.0.1—3})$$

式中 Q'_p ——考虑水库调蓄作用,控制断面设计流量(m^3/s);
 Q_p ——不考虑水库调蓄作用,控制断面设计流量(m^3/s);
 $Q_{1出}$ ——遭遇设计洪水时,各骨干水库最大下泄流量(m^3/s);
 $Q_{1入}$ ——各骨干水库入库设计流量(m^3/s);
 F_1 ——各骨干水库控制流域面积(km^2);
 F ——桥址以上的流域面积(km^2)。

控制断面上游流域内有多个骨干水库时,按上式类推。

2 区间来水同频率控制法

当区间面积较大或区间为洪水主要来源时,采用本方法比较合适。由于洪水主要来自区间,因此当河道控制断面遭遇到设计频率洪水时,区间发生与该断面频率相同的洪水,而上游骨干水库发生相应洪水可近似为上述两部分洪水的差额。水库削峰作用与流域面积比例法相同,用乘削减系数的形式加以考虑。

控制断面上游有一个骨干水库时,按式(K. 0. 1—4)计算。

$$Q'_p = Q_{p\text{区}} + (Q_p - Q_{p\text{区}}) \frac{Q_{1\text{出}}}{Q_{1\text{入}}} \quad (\text{K. 0. 1—4})$$

控制断面上游有多个骨干水库控制时,按下式计算:

$$Q'_p = Q_{p\text{区}} + (Q_p - Q_{p\text{区}}) \frac{F_1 Q_{1\text{出}}}{\sum F_i Q_{1\text{入}}} + (Q_p - Q_{p\text{区}}) \frac{F_2 Q_{2\text{出}}}{\sum F_i Q_{2\text{入}}} + \dots$$

或

$$Q'_p = Q_{p\text{区}} + \frac{Q_p - Q_{p\text{区}}}{\sum F_i} \left(F_1 \frac{Q_{1\text{出}}}{Q_{1\text{入}}} + F_2 \frac{Q_{2\text{出}}}{Q_{2\text{入}}} + \dots \right) \quad (\text{K. 0. 1—5})$$

区间另有小水库群,如考虑调蓄作用,也可按式(K. 0. 1—6)计算。

$$Q'_p = Q_{p\text{区}} \left(1 - \frac{\sum V_{\text{区滞}}}{W_{p\text{区}}} \right) + \frac{Q_p - Q_{p\text{区}}}{\sum F_i} \left(F_1 \frac{Q_{1\text{出}}}{Q_{1\text{入}}} + F_2 \frac{Q_{2\text{出}}}{Q_{2\text{入}}} + \dots \right) \quad (\text{K. 0. 1—6})$$

式中 $Q_{p\text{区}}$ ——区间设计频率的流量;

$W_{p\text{区}}$ ——区间设计频率的洪水总量;

$\sum F_i$ ——骨干水库控制流域面积之和(km^2);

$\sum V_{\text{区滞}}$ ——区间面积上小水库滞洪库容之和(m^3)。

其余符号意义同前。

附录 L 小流域暴雨径流计算

L. 0.1 西北地区计算公式

$$Q_p = \left[\frac{k_1(1-k_2)k_3}{x^{n'}} \right]^{\frac{1}{1-n'y}} \quad (\text{L. 0.1—1})$$

$$k_1 = 0.278\eta S_p F \quad (\text{L. 0.1—2})$$

$$k_2 = R(\eta S_p)^{r_1-1} \quad (\text{L. 0.1—3})$$

$$k_3 = \frac{(1-n')^{1-n'}}{(1-0.5n')^{2-n'}} \quad (\text{L. 0.1—4})$$

$$n' = C_n n = \frac{1-r_1 k_2}{1-k_2} n \quad (\text{L. 0.1—5})$$

$$x = K_1 + K_2 \quad (\text{L. 0.1—6})$$

$$K_1 = \frac{0.278L_1}{A_1 I_1^{0.35}} \quad (\text{L. 0.1—7})$$

$$K_2 = \frac{0.278L_2^{0.5} F^{0.5}}{A_2 I_2^{0.333}} \quad (\text{L. 0.1—8})$$

$$L_2 = \frac{F}{1.8(L_1 + \sum L_i)} \quad (\text{L. 0.1—9})$$

$$y = 0.5 - 0.5 \lg \frac{3.12 \times \frac{K_1}{K_2} + 1}{1.246 \times \frac{K_1}{K_2} + 1} \quad (\text{L. 0.1—10})$$

式中 Q_p ——设计流量(m^3/s);

k_1 ——产流因子;

k_2 ——损失因子;

k_3 ——造峰因子;

- n' ——随暴雨衰减指数 n 而变的指数；
 x ——河槽和山坡综合汇流因子；
 y ——反映流域汇流特征的指数；
 η ——暴雨点面折减系数,从表 L. 0. 1—1 查取；
 S_p ——设计暴雨参数(mm/h)；
 F ——汇水面积(km²)；
 R, r_1 ——损失指数,从表 L. 0. 1—2 查取；
 K_1 ——河槽汇流因子；
 K_2 ——山坡汇流因子；
 L_1 ——主河槽长度,由显著河槽起点到出口断面的距离(km)；
 A_1 ——主河槽流速系数,根据断面扩散系数 α_0 和系数 m_1 值从表 L. 0. 1—3 查取(α_0 可在出口断面附近选取有代表性的断面,量取其 1 m 水深时相应河宽之半值; m_0 为主河槽沿程平均糙率系数)；
 I_1 ——主河槽平均坡度,相当于显著河槽起点到出口断面的平均坡度(‰)；
 L_2 ——流域坡面平均长度(km)；
 A_2 ——坡面流速系数,从表 L. 0. 1—4 查取；
 I_2 ——流域坡面平均坡度(‰),可取若干有代表性的坡面求算坡度,取其算术平均值；
 $\sum L_i$ ——流域中支汉河沟的总长(km),其中每条支沟的长度要大于流域平均宽度的 0. 75 倍,流域平均宽度 B_0 的算式为 $B_0 = \frac{F}{2L_0}$,其中 L_0 为流域分水岭最远一点至桥涵处的距离(km)。

表 L. 0. 1—1 η 值

$F(\text{km}^2)$	η	$F(\text{km}^2)$	η	$F(\text{km}^2)$	η
<10	1.00	25	0.90	60	0.84
10	0.94	30	0.89	70	0.83
12.5	0.93	35	0.88	80	0.82
15	0.92	40	0.87	90	0.81
20	0.91	50	0.86	100	0.80

表 L. 0. 1—2 R, r_1 值

损失等级	特征	R	r_1
II	黏土;地下水位较高(0.3 m ~ 0.5 m)盐碱土地面;土层较薄的岩石地区;植被差、风化轻微的岩石地区	0.93	0.63
III	植被差的砂黏土;戈壁滩;土层较厚的岩石山区;植被中等、风化中等岩石地区;北方地区坡度不大的山间草地;黄土(Q_2)区	1.02	0.69
IV	植被差的黏砂土,风化严重、土层厚的土石山区;杂草灌木较密的山丘区或草地;人工幼林或土层较薄中等密度的林区;黄土(Q_3, Q_4)区	1.10	0.76
V	植被差的一般砂土地面;土层较厚森林较密的地区;有大面积水土保持措施、治理较好的土层山区	1.18	0.83
VI	无植被的松散的砂土地面;茂密的并有枯枝落叶层的原始森林区	1.25	0.90

注:若土内有钙质胶结,流域内有沼泽以及地下水位较高,损失等级应降低1~2级,如Ⅲ类降为Ⅱ类;若流域内土疏松、坑洼不平及有较多虫穴时,损失等级应提高一级;当流域内有两种以上土类,应分别按各自的损失等级计算流量后,用面积作加权平均计算得到。

表 L. 0.1—3 河槽流速系数 A_1 值

m_1	α_0										主河槽形态特征	
	1	2	3	4	5	7	10	15	20	30		50
5	0.095	0.084	0.077	0.071	0.068	0.062	0.057	0.050	0.047	0.041	0.036	丛林郁闭度占 75% 以上的河沟, 有大量漂石堵塞的山区弯曲大的河床; 杂草灌木密生的河滩
7	0.120	0.106	0.098	0.092	0.087	0.079	0.072	0.064	0.060	0.053	0.046	丛林郁闭度占 60% 以上的河沟; 有多漂石堵塞的山区弯曲河床; 有杂草水的沼泽河沟; 平坦地区的梯田、漫滩地
10	0.154	0.137	0.126	0.117	0.111	0.102	0.092	0.083	0.076	0.068	0.059	植物覆盖度 50% 以上有漂石堵塞的河床; 河床弯曲有漂石及跌水的山区河槽; 山丘区的冲田、滩地
15	0.205	0.181	0.167	0.155	0.147	0.135	0.123	0.110	0.102	0.090	0.078	植物覆盖度占 50% 以下, 有少量堵塞物的河床
20	0.251	0.223	0.204	0.190	0.180	0.165	0.150	0.134	0.124	0.111	0.096	弯曲或生长杂草的河床
25	0.294	0.260	0.239	0.223	0.211	0.193	0.176	0.158	0.145	0.130	0.120	杂草稀疏, 较为平坦、顺直的河床
30	0.335	0.297	0.273	0.254	0.241	0.221	0.200	0.180	0.165	0.148	0.127	平坦、通畅、顺直的河床

注: 表中 A_1 值系数按断面为二次抛物线的计算成果。当断面为复式河槽时, 应按设计洪水时的大致水深 h (m) 及水面宽

B (m), 用 $\alpha_0 = \frac{B}{2} h^{\frac{1}{2}}$ 推求 α_0 , 用此 α_0 值在表中查 A_1 值。若 m_1 与 α_0 超过表中数值, 可按

$$A_1 = 0.0368 m_1^{0.705} \frac{\alpha_0^{0.175}}{(\alpha_0 + 0.5)^{0.47}} \text{ 计算 } A_1 \text{ 值。}$$

表 L. 0. 1—4 坡面流速系数 A_2 值

类别	地表特征	举例	变化范围	一般情况
森林地区	郁闭度大于 70% 的森林,林下有密草或落叶层	原始森林地区	0. 002 ~0. 003	0. 002 5
密草地、一般林区、平坦水田、治理过的坡地	覆盖度大于 50% 的茂密草地;郁闭度大于 30% 的林区;地形平坦的水田区;水土保持措施较好的坡地区(密草中杂生有树木及灌木丛;带田埂及管理得较好的水田区等取较小值)	宝天线宝鸡至拓石段;森林区、宝略段灌木密草山坡、陕北黄龙林区、峨眉径流站伏虎山区和豆山平坦区等植被良好的地区	0. 003 ~0. 007 5	0. 005
中密草地、疏林地、水平梯田	覆盖度小于 50% 的中等密度的草地;人工幼林;带田埂梯田(草地中杂生有灌林丛、人工幼林较密或梯田的坡度较平缓者取较小值)	宝天线拓石至天水段;宝安阳涉等线植被一般的地区;峨眉径流站保宁丘陵区	0. 007 5 ~0. 015	0. 01
疏草地、戈壁滩、旱地	覆盖稀疏的草地,戈壁滩;种有旱作物的坡地	兰新、兰青、天兰等线植被较差的地区;新疆、青海的戈壁滩地区;太原径流站	0. 015 ~0. 025	0. 02
土石山坡	无草的或有很稀疏小草的坡地	南疆线巴仑台地区;黄土高原水土流失区	0. 025 ~0. 035	0. 03
路面	平整密实的路面	沥青或混凝土路面	0. 035 ~0. 055	0. 045

采用式(L. 0. 1—1)计算流量时,设计暴雨强度公式采用 $a_p = \frac{S_p}{t_Q^n}$ 计算,式中的暴雨衰减指数 n ,其长短历时一般固定为 1 h,故

$t_Q \leq 1$ h时 $n = n_1$; $t_Q > 1$ h时 $n = n_2$ 。当采用式(L. 0.1—5)计算 n' 时,应与 n_1 或 n_2 计算出来的造峰历时 t_Q 相适应,是否相适应可采用下式来检验:

$$t_Q = P_1 x Q_p^{-\gamma} \quad (\text{L. 0.1—11})$$

其中 t_Q ——造峰历时(h);

P_1 ——形成洪峰流量的同时汇水的时间系数,可按 P_1

$$= \frac{1 - n'}{1 - 0.5n'} \text{ 计算,或从表 L. 0.1—5 查取。}$$

表 L. 0.1—5 P_1 值

n'	P_1	n'	P_1	n'	P_1	n'	P_1
0.45	0.71	0.57	0.601	0.69	0.473	0.81	0.319
0.46	0.701	0.58	0.592	0.70	0.462	0.82	0.305
0.47	0.693	0.59	0.582	0.71	0.450	0.83	0.291
0.48	0.684	0.60	0.571	0.72	0.438	0.84	0.276
0.49	0.675	0.61	0.561	0.73	0.425	0.85	0.261
0.50	0.667	0.62	0.551	0.74	0.413	0.86	0.246
0.51	0.658	0.63	0.540	0.75	0.400	0.87	0.230
0.52	0.649	0.64	0.529	0.76	0.387	0.88	0.214
0.53	0.639	0.65	0.519	0.77	0.374	0.89	0.198
0.54	0.630	0.66	0.507	0.78	0.361	0.90	0.182
0.55	0.621	0.67	0.496	0.79	0.347	—	—
0.56	0.611	0.68	0.485	0.80	0.333	—	—

注:1 当 n' 为中间值时, P_1 值可以内插取得。

2 $t_Q = 1$ h 附近的流量与时间可能出现不定的情况,此时可取 n_1 与 n_2 算出的流量中的较小值作为采用值。

3 流域内有森林、水稻田、带田埂的梯田面积为 F' (km^2) 时,所计算得到的流量应折减,在无资料地区可从表 L. 0.1—6 查取折减系数。

表 L. 0. 1—6 折减系数

$F'/F(\%)$	5	10	15	20	25	30	35	40
稀疏的森林或带田埂的梯田	0.99	0.97	0.96	0.94	0.93	0.91	0.90	0.88
稠密的森林或水稻田	0.98	0.95	0.93	0.90	0.88	0.85	0.83	0.80
$F'/F(\%)$	45	50	60	70	80	90	100	
稀疏的森林或带田埂的梯田	0.87	0.85	0.82	0.79	0.76	0.73	0.70	
稠密的森林或水稻田	0.78	0.75	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50	

L. 0. 2 西南地区计算公式

$$Q_p = 0.278FC_1 a_p y_m \quad (\text{L. 0. 2—1})$$

式中 C_1 ——产流系数,从表 L. 0. 2—1 查取;

a_p ——设计暴雨强度 (mm/h), 当 $F \leq 10 \text{ km}^2$ 时按 $a_p = 6^{n_1} S_p$ 计算, 当 $F > 10 \text{ km}^2$ 时按 $a_p = 1.413F^{-0.15} \cdot 6^{n_1} S_p$ 计算(其中 n_1 为短历时暴雨衰减指数);

y_m ——径流函数,根据径流因子 r 从表 L. 0. 2—3 查取。

其余符号意义同前。

表 L. 0. 2—1 产流系数

前期雨情	土 的 类 别				
	II	III	IV	V	VI
前期大雨(年径流系数大于0.5)	0.9	0.85	0.80	0.60	0.45
前期中雨(年径流系数0.5~0.3)	0.8	0.75	0.65	0.50	0.35
前期小雨(年径流系数小于0.3和年径流深300 mm 以下)	0.6	0.55	0.50	0.40	0.25

注:土的类型可根据表 L. 0. 2—2 确定。

表 L. 0. 2—2 土 的 类 别

土 的 名 称	含沙量(%)	土 的 类 别
黏土、肥沃黏壤土	5 ~ 15	II
灰化土、森林型黏壤土	15 ~ 35	III
黑土、栗色土、生草砂壤土	35 ~ 65	IV
砂壤土	65 ~ 85	V
砂	85 ~ 100	VI

表 L. 0. 2—3 y_m 值

r	y_m	r	y_m	r	y_m
1	0. 665	5	0. 374	9	0. 294
2	0. 530	6	0. 362	10	0. 270
3	0. 468	7	0. 342	20	0. 142
4	0. 418	8	0. 318	30	0. 096

注:表中 r 按下式计算:

$$r = 0. 036 a_p^{0.4} \tau$$

式中 τ ——流域汇流时间(h),按下式计算:

$$\tau = \frac{L_3^{0.72}}{1.2 A_3^{0.6} I_3^{0.21} F^{0.24} a_p^{0.24}}$$

其中 A_3 ——阻力系数,从表 L. 0. 2—4 查取;

L_3 ——流域分水岭沿流程至桥涵处之距离(km);

I_3 ——流域平均坡度,可从出口断面至最远点分水岭处,沿流程绘制纵断面图,按面积补偿法计算,也可按 $I_3 = (\text{流域平均高程} - \text{出口断面处高程}) / L'_3$,其中 L'_3 为流域平均高程的等高线与主槽相交处到出口断面间的距离(km)。

表 L. 0. 2—4 A_3 值

流域植被、坡面、地貌、河(沟)槽情况	A_3
流域内山坡陡峻,植被茂密,河谷多旱地,河槽内乱石交错,河槽陡峻	1. 0
流域内坡面上有中等密度的竹林或树木,坡面多旱地,沟谷有稻田,河床为大卵石间有圆砾	1. 0 ~ 1. 5
坡面有灌木杂草和旱地,河谷中有少量稻田,河槽中等弯曲,河床为砂质或卵石	1. 5 ~ 2. 0

续表 L 0.2—4

流域植被、坡面、地貌、河(沟)槽情况	A_3
坡两平缓,有少量小树,坡面多为稻田、旱地,河沟较顺直,且为砂质夹有卵石河槽	2.0~2.5
坡面光秃,杂草稀少,多为稻田,有少量旱地,河槽为细砂或明显泥质河槽,河沟顺直	2.5~3.0

L.0.3 东北、华北地区计算公式

1 山丘区

(1) 当 $a_p = \frac{S_p}{t^n}$ 时,可按下列式计算:

$$Q_p = \frac{C_2 F^{g_0} I_4^{P_0}}{L_4^{P_0}} \cdot \eta^{\frac{1+r_0}{1-m_0 n}} \quad (\text{L.0.3—1})$$

$$C_2 = 16.7 \beta_0 \frac{S_p^{\frac{1+r_0}{1-m_0 n}}}{A_4^{\frac{1+r_0}{1-m_0 n}}} \quad (\text{L.0.3—2})$$

$$P_0 = \frac{N_0 n (1+r_0)}{1-m_0 n} \quad (\text{L.0.3—3})$$

$$g_0 = 1 + m_0 P_0 \quad (\text{L.0.3—4})$$

式中 L_4 ——流域长度,从分水岭算起(km);

I_4 ——流域坡度,从分水岭算起,用加权法计算。

其余符号意义同前。

参数 $\beta_0, r_0, m_0, A_4, N_0$, 可从表 L.0.3—1 查取。

表 L.0.3—1 参数值

土质类别	分类号	参 数					流 域 概 况
		A_4	m_0	N_0	β_0	r_0	
土质或土石区	1	7	0.25	0.30	1.04	0.45	冲沟多而深(可达数十米)且宽,遇水易松散的黄土,坡面草木稀疏,耕地大部为斜坡式,水土流失非常严重

续表 L. 0. 3—1

土质类别	分类号	参 数					流 域 概 况
		A_4	m_0	N_0	β_0	r_0	
土质或土石区	2	7	0.25	0.30	0.68	0.45	岩石露头, 风化严重成粗粒状, 占流域面积 30% 以上, 沟壑较多(沟深在 10 m ~ 20 m 以内), 坡面草木稀, 耕地大部分为斜坡式土质, 沙性大
	3	7	0.25	0.30	0.52	0.45	流域有下列情况之一, 或下列综合情况, 用本参数 ①流域内大部分为斜坡耕地, 冲沟不深, 地形为丘陵区; ②岩石露头, 风化严重: 占流域面积 20% ~ 30% 以内, 坡面草木稀疏, 沟形为下切式的窄深状态; ③第一类流域, 在较宽沟道内筑有多级坝式耕地
	4	10	0.25	0.30	0.52	0.45	流域有下列情况之一, 或下列综合情况, 用本参数 ①岩石露头, 风化轻微, 占流域面积 20% ~ 50% 之间, 耕地及树、草坡地均有; ②坡地上虽然草很矮, 但能盘根错节, 保护地表, 坡面上冲沟较少; ③黑土丘陵区, 大部分斜坡耕地的流域; ④植被差的石山区, 其中有 20% 左右风化较严重
	5	12	0.40	0.37	0.32	0.30	流域有下列情况之一, 或下列综合情况, 用本参数 ①全流域基本为灌木草丛所被覆; ②较稀的乔木林与草地相间; ③较密的乔木林, 与密草丛的流域, 但其中有 30% 左右垦为斜坡耕地; ④冲沟少而较平坦的流域; 或冲积扇上与等高线相平行之有埂台地
	6	12	0.40	0.37	0.27	0.30	乔木成林, 或草丛高而密(在人高以上), 地表有厚腐殖层
	7	17	0.40	0.37	0.22	0.30	腐殖层厚的森林区; 或塔头草区; 或较好植被之下为松散易入渗之土质

续表 L. 0.3—1

土质类别	分类号	参 数					流 域 概 况
		A_4	m_0	N_0	β_0	r_0	
石山区	8	12	0.40	0.37	0.48	0.23	岩石露头,风化轻微,占流域面积50%以上,植被较差;或表层土极薄,只能长稀草,下为岩石的石山区
	9	17	0.40	0.37	0.48	0.23	岩石露头,风化轻微,占流域面积50%以上,植被较好(夏季在非悬崖部分,大部分能为植物被覆)
梯地	10	7	0.25	0.30	0.40	0	山坡较陡,梯地块小,冲沟切入梯地较多(限于10 km ² 以内)
	11	10	0.25	0.30	0.40	0	梯地虽然块小,但层层规整(限于10 km ² 以内)
	12	12	0.40	0.37	0.40	0	地势较缓梯地块大,或带地埂的梯地(限于10 km ²)

注:1 本表使用范围:1~3类用于50 km²以内,4~9类用于300 km²以内,少雨地区使用范围小一些,多雨地区可大一些。

2 关于草原与干旱地区,洪峰流量需乘折减系数0.3~0.6。愈近沙漠干旱区,洪峰流量折减系数愈小。

3 流域概况介乎两类之间,可取两类之平均参数计算,或用两类计算结果的平均值。

(2) $a_p = \frac{S_p}{(t+b)^n}$ 时,可按下式计算:

$$Q_p = 16.7\beta_0 a_p^{1+r_0} F \quad (\text{L. 0.3—5})$$

式中 a_p 值可用图解计算得到,即为 $a_p = \frac{\eta S_p}{(t+b)^n}$ 及 $\tau = A_4 \left(\frac{L_4}{I_4 F^{m_0}} \right)^{N_0} \frac{1}{a_p^{m_0}}$

两曲线的交点,其 τ 为流域汇流时间,式中符号意义同前。

对具有山区和平地(或渗透性较强的冲积扇)两种情况的流

域,流量计算可分别按山区部分流量(用山区部分的汇水面积及全流域的河沟长度与河沟坡度)及平地部分流量(用平地或冲积扇的汇水面积及平地部分河沟长度与河沟坡度),最后两种计算结果叠加,即得全流域的流量。

2 平原区

流域的大部分面积均在平原地区内时,设计流量可按下述办法计算,暴雨雨量公式为 $H_p = m'_0 t^{N'_0}$ (用 $a_p = \frac{S_p}{t^n}$ 时, $H_p = S_p t^{(1-n)} = S_p t^{N'_0}$)。

(1) 治理河道 ($F > 30 \text{ km}^2$ 以上)

当 $H_p = 1.56^{N'_0} m'_0 \cdot F^{0.3N'_0} > 90 \text{ mm}$ 时:

$$Q_p = 0.189 m_0'^{0.813} 1.56^{0.813 N'_0} F^{(0.244 N'_0 + 0.571)} \eta^{0.813} \quad (\text{L. 0. 3—6})$$

当 $H_p \leq 90 \text{ mm}$ 时:

$$Q_p = 0.0118 m_0'^{1.43} 1.56^{1.43 N'_0} F^{(0.429 N'_0 + 0.571)} \eta^{1.43} \quad (\text{L. 0. 3—7})$$

(2) 治理标准低的大小河道

当 $H_p = 2.53^{N'_0} m'_0 F^{0.3N'_0} > 90 \text{ mm}$ 时:

$$Q_p = 0.095 m_0'^{0.813} 2.53^{0.813 N'_0} F^{(0.244 N'_0 + 0.571)} \eta^{0.813} \quad (\text{L. 0. 3—8})$$

当 $H_p \leq 90 \text{ mm}$ 时:

$$Q_p = 0.00589 m_0'^{1.43} 2.53^{1.43 N'_0} F^{(0.429 N'_0 + 0.571)} \eta^{1.43} \quad (\text{L. 0. 3—9})$$

式中 H_p ——设计暴雨雨量(mm);

m'_0 ——参数,可按式 $m'_0 = S_p \cdot 60^{1-n}$ 计算;

N'_0 ——参数,可按式 $N'_0 = 1 - n$ 计算。

其余符号意义同前。

L. 0. 4 华东、华中地区计算公式

$$Q_p = 0.278 A_5 B_5 \frac{R_p F}{t_0} \quad (\text{L. 0. 4—1})$$

$$E = 27 k_0 I_2^{\frac{1}{3}} \left(\frac{B_5 R_p t_0}{b_c} \right)^{0.5} \quad (\text{L. 0. 4—2})$$

$$D = 0.851 k_A L_1 (B_5 R_p F)^{-\frac{1}{3}} t_0^{-\frac{2}{3}} E \quad (\text{L. 0. 4—3})$$

$$k_A = \frac{1}{0.0766} m_1^{-\frac{2}{3}} I_1^{-\frac{1}{3}} \left[\frac{a_0}{(1+a_0^2)^2} \right]^{-\frac{1}{9}} \quad (\text{L. 0. 1—4})$$

$$a_0 = \frac{2}{3} \omega h_m^{-\frac{4}{3}} \quad (\text{L. 0. 1—5})$$

$$I_1 = \frac{h_1 l_1 + (h_1 + h_2) l_2 + \dots + (h_{n-1} + h_n) l_n}{L_1^2} \quad (\text{L. 0. 4—6})$$

式中

A_5 ——洪峰削减系数,随 E 、 D 而变,可从图 L. 0. 4—1 和图 L. 0. 4—2 查取;

B_5 ——雨型系数,从表 L. 0. 4—1 查取;

R_p ——设计净雨深 (mm),净雨历时 t_0 取 6 h 或 24 h,若采用径流系数法,则 $R_p = C_3 H_p$ (其中, H_p 为 6 h 或 24 h 设计暴雨量 (mm),也可采用水利部门资料; C_3 为洪峰径流系数,可从表 L. 0. 4—2 查取);

E ——与坡面自然特征及产流条件有关的参数;

D ——反映河槽与山坡调蓄能力的参数;

k_0 ——与坡面流速有关的参数,从表 L. 0. 4—3 查取;

I_2 ——流域坡面平均坡度 (%),当 $I_2 > 300\%$ 时用 300;

b_c ——坡面平均长度 (m),

$$\text{双侧坡: } b_c = \frac{1000F}{1.8(L_1 + \sum l_i)}$$

$$\text{单侧坡: } b_c = \frac{1000F}{0.9L_1}$$

(其中, $\sum l_i$ 为流域中支汉河沟的总长 (km), 所取支汉河沟的长度均应大于 $0.4L_1$);

k_A ——断面系数;

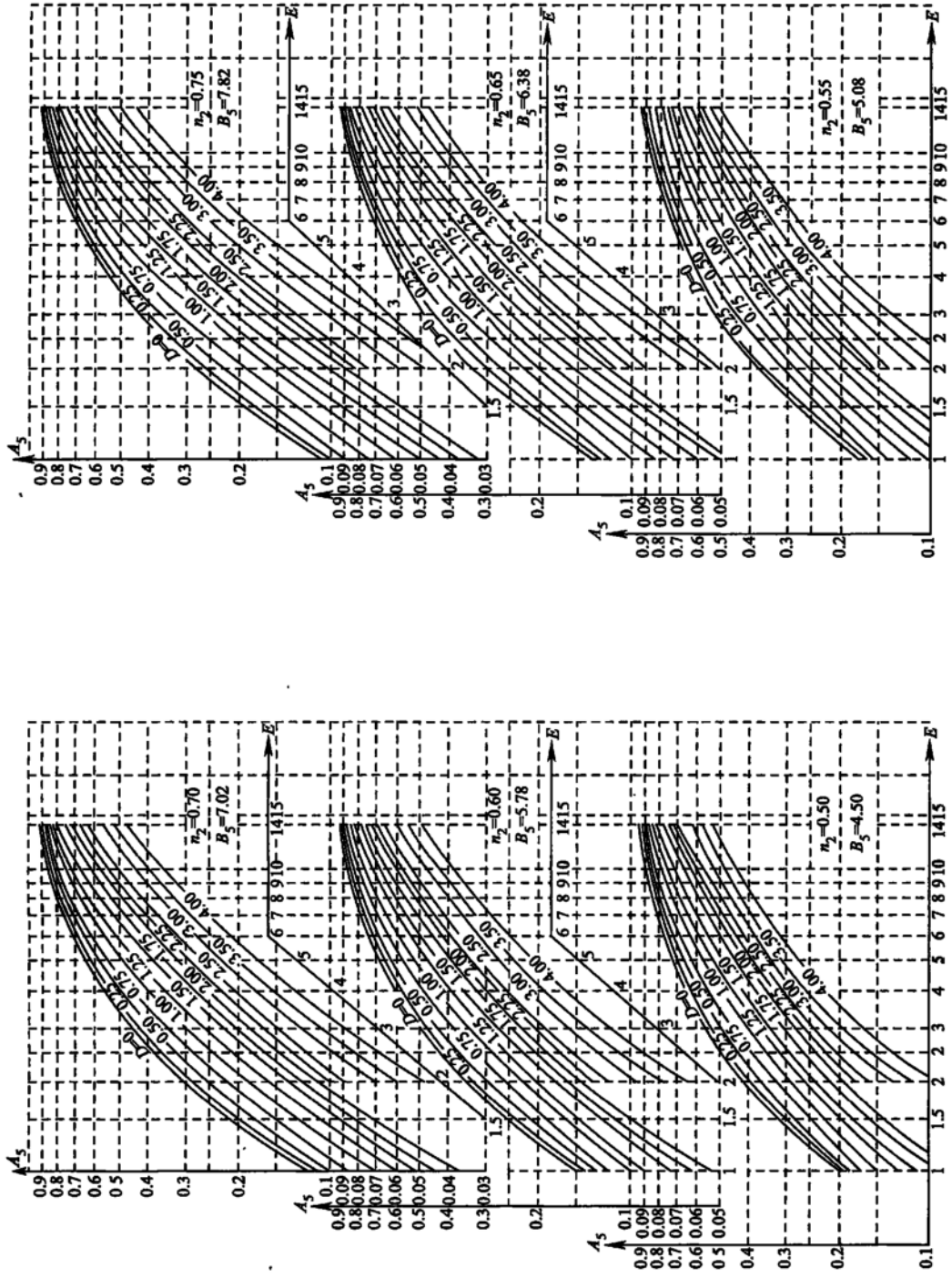
a_0 ——系数, 取高水位时过水全面积 ω 及最大水深 h_m 计算;

m_1 ——从表 L 0.4—4 查取;

I_1 ——主河槽平均坡度(‰);

$l_1, l_2, l_3, \dots, l_n$ ——分段河长(km);

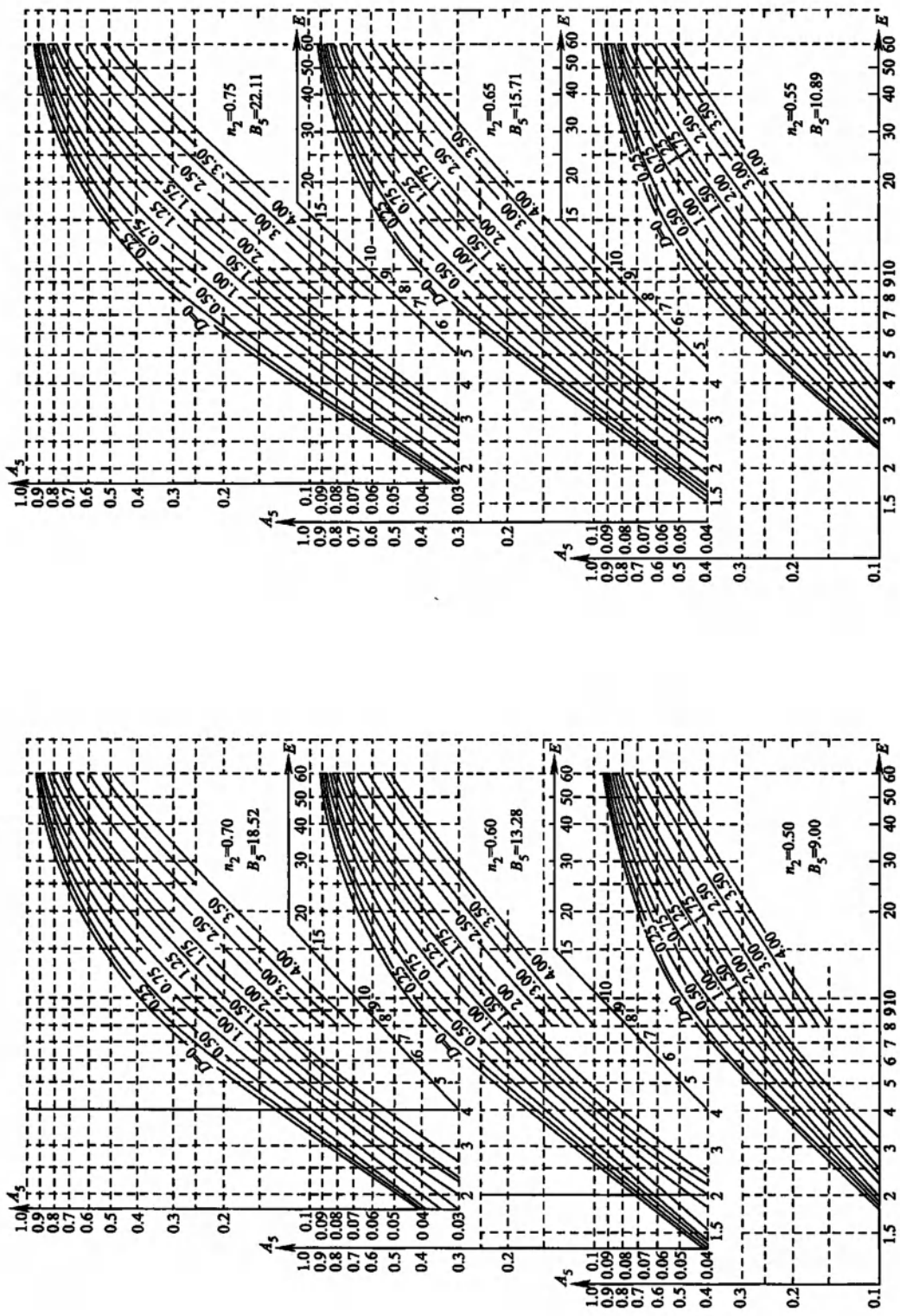
$h_1, h_2, h_3, \dots, h_n$ ——河道纵断面各分段点对出口断面处的高差(m)。



(b)

图 L.0.4—1 $t_0 = 6$ h、 $A_5 = f(E, D)$ 洪峰削减系数

(a)



(a)

(b)

图 L.0.4—2 $t_0 = 24$ h, $A_5 = f(E, D)$ 洪峰削减系数

表 L. 0.4—1 B_5 值

n_2		0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75
n_1		0.35 ~ 0.45		0.40 ~ 0.50			
B_5	6 h	4.50	5.08	5.78	6.38	7.02	7.82
	24 h	9.00	10.89	13.28	15.71	18.52	22.11

表 L. 0.4—2 C_3 值

土质特征	C_3 值	
	范围	一般采用
多石山区,黏土	0.85 ~ 0.95	0.90
砂黏土	0.75 ~ 0.85	0.80
黏砂土	0.65 ~ 0.75	0.70

表 L. 0.4—3 k_0 值

类型	植被情况	k_0 值	
		范围	一般采用
I	有较厚的枯枝落叶层的密林(包括竹林、灌木林或乔、灌木、杂草混交深密)植被面积占80% ~ 90%以上,有少量水田旱地	0.004 ~ 0.007	0.005 5
II	杂草中密至稠密,灌木丛间杂疏林,植被面积达80% ~ 90%,有少量水田与耕地	0.007 1 ~ 0.011 0	0.009 5
III	水田与旱地面积约占全流域的80%,其余为稀疏杂草的荒坡	0.010 ~ 0.014	0.012 0
IV	杂草、灌木稀疏或土层较薄,部分基岩裸露,虽长有疏林,但林下杂草稀疏	0.012 ~ 0.018	0.016 0
V	种植旱作物的旱坡地或半干旱地区杂草很稀疏的荒坡	0.019 ~ 0.039	0.025 0

续表 L. 0. 4—3

类型	植 被 情 况	k_0 值	
		范 围	一 般 采 用
VI	混凝土水泥浆抹面较光滑	0.09 ~ 0.11	0.100 0

- 注:1 k_0 值的选用可视现场实际情况结合一般采用值与变动范围确定。
 2 影响 k_0 值的部位是靠近地表部分,应根据靠近地表的植被情况选定 k_0 值。
 3 如流域内为综合植被时,可用各类植被的面积加权平均计算 k_0 值。
 4 表中旱地系指种植旱地作物带田埂之梯田,旱坡地系指种植旱地作物之坡耕地。

表 L. 0. 4—4 m_1 值

河床特征	m_1
平坦顺直的河床	30
无杂草生长,较为平坦顺直的河床	25
弯曲或生有杂草的河床	20
植物覆盖度占 50% 以下,有少量堵塞物的河床	15
植物覆盖度占 75% 以下,有漂石堵塞的河床	10

本规范用词说明

执行本规范条文时,对于要求严格程度的用词说明如下,以便在执行中区别对待。

1. 表示很严格,非这样做不可的用词:
正面词采用“必须”,反面词采用“严禁”。
2. 表示严格,在正常情况下均应这样做的用词:
正面词采用“应”,反面词采用“不应”或“不得”。
3. 表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样做的用词:
正面词采用“宜”,反面词采用“不宜”。
4. 表示允许有选择,在一定条件下可以这样做的,采用“可”。

《铁路工程水文勘测设计规范》

条文说明

本条文说明系对重点条文的编制依据、存在的问题以及在执行过程中需要注意的事项等予以说明,不具备与规范正文同等的法律效力,仅供使用者作为理解和把握规范规定的参考。为了减少篇幅,只列条文号,未抄录原条文。

1.0.1 本规范在《铁路工程水文勘测设计规范》TB 10017—99 基础上,总结铁路各设计院水文勘测设计方面成熟的经验,并借鉴通航、公路、港口工程、水利等相关行业标准的成果,为规范铁路工程水文勘测设计工作编制而成。

1.0.2 铁路工程水文勘测主要是指铁路工程为防洪、排洪需要所进行的勘测工作。洪水是与铁路工程有关的主要水文现象,水文勘测包括搜集资料、调查勘测、设计洪水分析计算、有关壅水与冲刷的水力计算,以及建筑物为防洪、排洪所采取的相应措施。

1.0.3 本条规定的目的是既保证铁路的安全,又使铁路上下游免遭水害。铁路工程的排水设施应该统一规划、合理布局。桥涵设置需要考虑与站场、隧道等的排水建筑物和路堑地段的侧沟、吊沟,路堤地段的取土坑、排水沟,以及桥涵上下游的截水沟、改沟等工程密切配合,组成一个完整的排水系统。桥涵的设置还要注意农田水利,避免大量的改沟合并使水流过分集中,冲刷下游农田房舍,或因设置不当造成水流宣泄不畅,或造成上游水位壅高,淹没农田房舍。设置时还要考虑农业灌溉上的合理需要,对农业机械、人畜、车辆等穿越铁路,要根据既有农村道路分布情况及

人畜车辆通行密度,结合路堤高度等条件,选择适当地点设置立交桥涵或排、灌及通行兼用的桥涵。铁路工程设置时还需要注意周围环境,要避免对农田、森林、植被和排灌系统的破坏。

位于城镇的铁路工程排水系统可自成体系,也可与所在城镇的排水系统衔接。与城镇的排水系统衔接时,双方的排水设备特别需要考虑互相增加来水的影响。

1.0.4 水文资料是推算设计洪水的基础,是决定成果精度的关键。水文资料的搜集需要深入现场,做好调查研究工作。除了向水文站及水利部门搜集资料外,还需向公路、航运、城建、林业和工矿企业等有关单位广泛搜集资料。对搜集到的水文资料,通常采用以下方法鉴别可靠性。

(1) 鉴别的重点应该放在对设计洪水影响较大的大水年份的资料上。

(2) 对水文站的观测资料,需要注意因水尺位置、零点高程、水准基面的变动,及浮标系统选用不当所引起的系统差值和误差,必要时可通过上下游站、干支流站水量平衡的分析比较进行鉴别。当发现问题时考虑与有关部门洽商改正。

(3) 对战争或动乱年代的观测资料,必须仔细分析,必要时进行实地调查验证。

(4) 对历史洪水调查资料,必须采用可靠和较可靠的数据。年代久远,精度不高的资料,在频率计算中也可适当考虑,但只能作为参考。对调查洪水特别是最大的几个洪水,要从流域当前的植被、开垦情况、暴雨大小及流向等方面进行分析论证。

由于水文现象和河流演变都是很复杂的自然现象,人们对其认识还是很有限的。为了工程的需要,本规范规定了一些计算公式和图表来描述这些现象。这些公式和图表是建立在有限的认识和经验的基础之上。规定得愈细、愈具体,其中包含的合理因素愈多,适应性可能要好一点,但计算一般就较繁琐;规定的粗一点,计算可简化,但对具体情况的贴切程度就可能要差一点。就本规范

内容来说,大多数的公式是按全铁路使用的情况考虑的,也有些是分地区制订的。但总的来说,覆盖面较大是其主要特点。因此,计算成果需要根据当地具体条件进行分析核对,使其能更切合于具体情况。目前各地均有不少当地的经验可供参考和借鉴,有条件使计算成果更符合客观实际情况。

1.0.5 本次规范修订,结合现今铁路桥涵、隧道、路基、站房等工程的水文特点、现状及技术发展需要,并根据调研规范在多年的使用过程中存在的问题,对铁路工程水文勘测、设计等规定进行全面修订。规范涵盖了高速铁路、城际铁路、市域(郊)铁路,客货共线 I、II、III、IV级,重载铁路、铁路专用线等新建、增改建铁路工程的水文勘测设计的内容。

在采用铁路工程设计洪水频率标准进行设计或检算时,可从以下几个方面考虑:

(1)本条文中规定技术复杂、修复困难或重要的特大桥或大桥,需要按规定的检算洪水频率标准进行检算。一般的特大桥,虽然桥长较长,但从设计、施工、养护等方面来说,与一般的大桥没有很大的区别,故规范只对技术复杂、修复困难或重要的特大桥或大桥提出洪水检算的要求。有些大桥虽然桥不长,但由于所处的位置很重要,在技术上需要给予更大的保证,因此在抗洪标准方面要进行检算。

技术复杂、修复困难一般系指高墩、桥跨结构复杂、深水基础、施工困难者以及防洪条件很差、河流形势及水流分布对建筑物十分不利的桥梁。

(2)观测最高洪水位包括调查可靠的历史最高洪水位。频率标准高于规定的设计洪水频率标准时,规范考虑到工程投资及频率标准重现的机遇因素,在采用上作了一些限制。历史洪水进行设计时,应该作全面的调查研究,注意自然地理的变化和人类活动的影响,分析此项历史水位有无重现的可能性。

(3)设在水库淹没范围内的铁路工程,若水库校核洪水频率

标准低于铁路工程的洪水频率标准,且提高水坝校核洪水频率标准又有困难时,通常需要适当考虑溃坝可能对水坝下游铁路工程造成的不利影响。这时桥梁设计要适当加深基础的埋置深度,适当加大桥孔和桥下净高,有条件时还需要将基础嵌入基岩内。路基也同样需要适当加强边坡防护、加深防护基础的埋置深度。本规范附录 A 溃坝流量计算为铁科院等单位经调查研究及水工模型试验,于 1985 年经铁道部科技局评审的研究成果。

(4) 水库大坝上下游的桥涵,考虑大坝对桥涵的不利影响,应考虑提高桥涵设计标准。如有些水库由于淤积严重,有可能在今后提高坝身以延长水库的使用年限;有些水库在实际运用过程中,常有提出防洪与兴利的新要求,如提高发电量、提高灌溉水位、扩大灌溉面积、提高航行水位、考虑下游正在施工的水下工程、保证下游农作物不淹没、为下游洪水错峰等,这些都使得水库蓄水时的水位与原设计有较大出入,造成对桥涵的不利影响。有些水库由于要求少泄多蓄,因而在洪水期间提高了汛前水位,使实际泄洪量大于该洪峰频率的设计泄洪量。也有些水库,调洪库容很大,当闸门调洪设备失灵就会产生险情,对下游桥涵将造成不利影响。如遇上述情况,桥涵的设计洪水标准可考虑适当提高。

(5) 为节约投资,避免浪费,对既有建筑物尽量利用。如既有建筑物不能满足设计洪水频率标准的要求时,应该从多年运营情况、历年防洪抢险、水害修复加固、设备完好程度,以及流域内的水文特征的改变等方面,综合分析、全面权衡确定是否需要改建或废弃。

(6) 为防止洪水淹没站场或流入隧道,设计时需要控制站场临河侧的路肩或隧道洞口的高度,因此受洪水控制的站场或隧道洞口采用与路基相同的设计洪水频率标准。

1.0.6 房屋建筑防洪设计的洪水频率标准,是根据铁路运营需要、建筑物的规模和重要性、所在位置,结合地形、汇水面积大小等因素确定的。决定铁路运输作业房屋室外地面设计高程应该同时

满足防洪和铁路运输作业需要两个条件。本次规范修订引用了《铁路房屋建筑设计标准》Q/CR 9146—2017 的相关条款,并对铁路主要房屋建筑防洪设计的洪水位或内涝水位设计频率标准进行了修订。

1.0.7 本条是根据《防洪标准》GB 50212—2014 中有关规定新增的条文。行洪区、蓄洪区、滞洪区是我国主要江河防洪体系的重要组成部分,如果行洪区、蓄洪区、滞洪区内存在碍洪设施,在发生大洪水或特大洪水需要进行行洪或分洪时,这些碍洪设施将影响行洪区、蓄洪区、滞洪区正常功能的发挥,从而增加干流河道的防洪压力,有可能造成不必要的洪水灾害,给人民生命财产带来重大损失。因此,经过行洪区、蓄洪区、滞洪区的铁路各类建筑物、构筑物,除了要保护铁路各类建筑物、构筑物自身的防洪安全外,还要考虑所在行洪区、蓄洪区、滞洪区的防洪运用要求和安全。当铁路的防洪标准高于所在河段地区的行洪区、蓄洪区、滞洪区的防洪标准时,应该按铁路的防洪要求确定其防洪标准,反之,则按行洪区、蓄洪区、滞洪区的防洪运用要求确定铁路的防洪标准。

1.0.9 施工阶段水文计算的任务,是为了确定施工围堰、导流隧洞和导流渠等临时性水工建筑物规模提供施工期的设计洪水。由于导流建筑物的修建,使得施工河段过水断面变窄,水位壅高,产生回水。在施工时受到施工回水影响的河段,需要做好流量预报和施工区水文预报工作。流量预报方法与一般天然河道相同。施工区的水文预报则主要是处理不同导流方式时的水力计算问题。

3.0.1 ~ 3.0.3 预可行性研究通常按照国家和铁路建设长远规划的要求,在铁路运量规划的基础上调查研究,搜集资料,现场踏勘,用 1:50 000 地形图进行方案研究,分析论证。从宏观上论证项目建设的必要性,为编制项目建议书提供必要的基础资料。可行性研究通常按批准的项目建议书意见和初测资料编制。初步设计通常按批准的可行性研究报告批复意见和定测资料编制。施工图通常按批准的初步设计批复意见和补充定测资料编制。

4.2.1 勘测前向有关部门调查搜集资料是进行水文计算与正确设计桥涵所必需的,同时利用这些资料,可以减少现场勘测工作量。资料包含地形、水文、降水、流冰、流木、通航、既有桥涵资料及其他资料,其中对于地形资料,重点在于搞清水准点的位置和高程,并查明其系统、设置单位、时间以及与铁路的换算关系等。既有桥涵资料的各种图表指桥涵设计图、施工图、竣工图、防护加固图和开挖丈量图等。

4.2.2、4.2.3 特大桥、大中桥初测时,需要做好以下几方面的测量工作:

(1)桥位方案平面图,又名桥渡位置图、桥渡总平面图、桥渡地貌平面图或桥址地貌平面图。它是为选择桥位、决定导治建筑物的布设方案、判明桥渡范围内河流通过地段的起伏情况和地貌情况,以及选择水文断面位置之用。施测范围一般横向包括河流全宽,并在最高历史洪水泛滥线以外 200 m,或高出最高历史洪水位 0.5 m ~ 1.0 m;顺水流方向测至最外侧桥渡方案的桥址中心线以外,向上游约为泛滥宽度的 1.5 倍,下游为 0.75 倍,应能满足选定桥位、桥头河滩路堤、导治建筑物和施工场地的轮廓布置。

(2)桥址平面图,又名桥址地形图、桥址地形平面图或桥址详细地形平面图。它是为判明桥址上、下游河流通过地段的地势起伏,地形和地貌情况,用以布设桥梁孔跨、导治建筑物、桥头河滩路堤和水工模型试验及计算工程数量等的需要之用。

(3)桥址纵断面图,又名桥址线路纵断面图。它是为推算桥址设计水位和流量,布设桥孔,计算冲刷,确定墩台高度和基础埋置深度等之用。一般大、中桥的孔跨布设和基础情况均较简单,故规定仅在必要时测绘。

(4)桥址辅助断面的测绘。当线路行经陡峻山坡,坡度陡于 1:3 时,如单一的桥址纵断面可能会发生墩台基础或锥体护坡落空,此时需加测桥址辅助纵横断面。加测断面时,可根据实际需要,在平行于桥址纵断面的上下游一般为 3 m ~ 5 m 加测纵断面,

墩台基础范围内加测横断面。

4.2.4 为水工模型试验而测绘的桥址平面图和纵断面图,与常规的桥址平面图和纵断面图有所不同。国内铁路大型桥梁水工模型试验采用的等高线间距要求较密,一般为 0.5 m ~ 2.0 m。平面图的比例尺,当河槽宽小于 100 m 时通常为 1:1 000 ~ 1:5 000,河槽宽为 100 m ~ 500 m 时可为 1:5 000 ~ 1:10 000,河槽宽大于 500 m 时可为 1:10 000 ~ 1:25 000。平面图与断面图的主要作用是将原型复制成模型。在能够制作模型的前提下,可根据具体情况适当增减勘测工作量。

4.2.5 一般情况下,洪水调查需要调查以下几方面内容:

(1) 历史洪水发生时间的调查,可在沿河居住的一些老人中进行。由于农业生产与洪水关系密切,长年从事农业生产的老人会比较关心水情,往往会提供出洪水发生的准确日期,从而可推算出洪水的周期。当一时说不清洪水发生的具体时间时,可引导生活上印象较深的事件来追忆,例如年龄、属相、结婚、生育、死亡、搬家、外出、自然灾害和战争等。洪水发生的时间亦可从传说、文物记载、账本、日记、历史文献资料中进行调查考证。

(2) 雨情调查资料往往对洪水调查成果起旁证作用。洪水过程线的绘制,洪水地区组成都需要结合雨情资料进行分析。因此,在进行洪水调查时,需要调查雨情。雨情调查的基本内容有降雨成因、降雨量、降雨起讫时间、降雨变化过程及前期降雨情况;其次,还要了解暴雨的走向、降雨期间的主要风向及风力变化。

(3) 洪水来源调查可通过访问、查考文献资料,更主要的是综合以上的资料进行分析。一般而言,流域面积愈大,洪水地区分布不均匀程度就愈明显,因此需要通过调查,以便分析洪水在地区上的分布规律。

(4) 洪水痕迹是确定最高洪水位、绘制洪水水面线和计算洪水流量最直接的依据。如果调查的洪水痕迹不准,洪水调查成果的质量就难以保证。因此,洪水痕迹调查,在洪水调查中具有特别

重要的地位。调查洪水痕迹应是调查洪峰时最高水位的洪痕,但洪峰历时一般很短,最高水位的洪痕不一定十分明显,调查时要仔细访问考证。洪水时有无漫流、分流、死水,流域自然条件的变化和人类的活动都会对洪痕产生影响,调查时需要加以注意。

4.2.6 河道调查的内容主要都是一些影响过水断面面积、水面曲线及河床糙率等的基本因素。河道变化很大时,不能作为洪水调查河段。另外,为了考虑河道人为因素,对桥梁布设的影响,要调查漂流物、河道规划与河底埋设物。

4.2.7 冰凌调查中开河形势的调查,主要调查的是河段解冻是“武开”还是“文开”。当结冰河流流向是由南向北,则遇到天气突变,上游解冻较早,有大量流冰涌下,而下游尚未开冻,则将有冰坝出现。此时河水陡涨,上下游压差很大,冲开冰坝,流水汹涌而下,这种以动力作用为主的解冻谓之“武开”,对下游桥梁危害较大。反之,若上下游解冻时间差别不大,或者由北向南流向的河流,沿河就没有卡冰结坝的可能,是以热力作用为主的解冻谓之“文开”,一般危害较小。

4.2.8 汇水区流域特征调查主要是调查汇水区内的土质种类及其分布。农田、森林、沼泽、岩溶所占面积,地形、地貌、植被等的自然特征,以及人类活动等,这些因素将起到调洪和径流重分配的作用。对流域内水工建筑物结构可靠性和抗洪强度也需要调查清楚,在确定径流量的大小时,需要上述特征资料。

4.2.9 临近大河有倒灌情况时,一般需要分别调查大河与支流的历史洪水、普通洪水、常水位、涨落水的时间及其滩槽糙率、水面坡、泛滥影响等资料。低水位、常水位及其持续时间的调查目的是能为施工水位与方案比选提供依据,一般可向附近水文站搜集。

4.3.1 ~ 4.3.3 每个桥渡至少施测两个水文断面。其目的是便于将计算得的流量互相印证。影响流量计算精度的因素很多,例如洪水调查、洪水坡度、水深勘测等的误差。两个断面所计得的流量值,其允许误差可为 25%。

水文断面主要指流速测量断面,为了正确观测计算通过桥址的流速、流量,通常利用桥址纵断面作为水文断面进行断面测量、流速观测、流量计算等。

需要进行河段水文试验时,水文断面的间距根据铁路线路纵断面设计、路堤防护工程的需要和现场可能的条件等情况确定。考虑到我国有些人烟稀少的边远地区实际情况,如规定断面间距太近,调查洪水位确实困难;太远又难以反映实际情况。为了便于现场掌握,平原地区一般情况下规定的最大值为 10 km;山区为 5 km。这不是个严格要求,更不是说平原地区一般情况下都可以放宽到 10 km 一个水文断面,而是布设时仍要根据河流大小、洪水位点的分布情况、水面坡度的大小等具体情况综合确定。

4.5.5 根据工程经验,岩溶一般独立性强,在地面上不容易看清地貌,因此需要加强地质调查及测绘工作。如贵昆线天生桥跨越暗河,又处于断层破碎带上,溶蚀剧烈、溶洞发育、地质极为复杂。1958 年开始勘测期间,作了大量的勘测方案比较和地质调查测绘工作,钻探近 20 孔,并采用了电探等手段,查明了溶洞的空洞大小,陷穴漏斗和竖井位置与分布、覆盖层的厚度、暗河大小和高程与方向,并做了水文观测,测出暗河进出口流速、流量。在搞清地质、水文情况下,结合线路选线,桥位选出了较好的位置,桥墩台采用轻型结构浅基础,至今未发现问题。

4.5.6 潮汐河段水文调查、勘测前,应该对以下这些需要搜集的资料有所了解:

(1)最大潮流量。由于潮波海水的水质点系进行波动运动,潮波的振幅比波长小得多,水质点的水平运动比垂直运动要大得多,这样的水质点在水平方向的流动,叫作潮流。涨潮时的潮流称为涨潮流,落潮时的潮流称为落潮流。在半月潮明显地区,一天要发生 4 次转流,但在特殊情况下,亦有一天转流 2 次。最大流速的日变化大潮时最强,小潮时最弱,因此选择每年的最大潮流量,可在年内大潮时挑选。

(2)最大潮洪流量。主要指历年本河洪水与潮流相遇的不同组合,它随着外海的潮差大小和内河径流大小的变化而不同。

(3)最高、最低潮位,最大潮差。潮汐是由月球和太阳的引力作用引起的海面升降运动,在一般情况下每昼夜有2次涨落。海面涨至最高水位称为高潮,落至最低水位称为低潮。从低潮至高潮叫涨潮,从高潮至低潮叫落潮。相邻高低潮的潮位差叫潮差。

(4)潮型。潮水位随时间变化的曲线叫潮型,每天的两个高潮中较高的高潮称为高高潮,较低的高潮称为低高潮,同样有高低潮和低低潮之分。在一天中两次高潮、两次低潮相接的潮型称为半日潮。在日潮不是很显著的地区,低高潮及高低潮几乎消失,变成一日只有一次高潮及低潮,此潮型称为全日潮,介于半日潮和全日潮之间的潮型称为混合潮。

(5)涨落潮历时。通常选取每年最高潮位时的涨潮历时和落潮历时,计算全潮历时和潮差,以便计算得到多年平均全潮历时和平均潮差,借以放大潮型为设计频率的潮位过程线,并推算设计频率的流量过程线和流速过程线。

(6)潮流速是指潮流从海面高的地方流向低处时的流速,一般在实测资料中每年选取一个较大的变化过程;无实测资料可采用一般经验公式估算。

(7)风暴潮包括台风风暴潮及连续风增水引起的风暴潮两类。由于从台风中心向海岸推进时所造成的涌浪而引起的平均水位开始上升,继而进入台风区内,就出现水位上升速度大的风暴潮的主体部分。包括潮峰在内的水位变化速度大的部分,叫作风暴潮。由于连续刮风在海面产生切线应力,随之引起海水的质量输送,如海水向着海岸并在那里堆积而形成的风暴潮。根据我国近年沿海城市的观测资料,风暴潮与气象潮相遇,加上河道涨水,是灾害性大、破坏性强的最不利条件。如1985年9号、11号台风,从上海到大连都接近历史最高潮位,这样的例子很多。由于风暴潮和气象潮从观测资料中不易划分,故仍以年内最高潮位作为样品。

4.5.7 对于水利化地区,规范要求除搜集一般资料外,还特别提出搜集大比例尺地形图和河道纵横断面资料。这是由于水利化地区洪水变化大,一般以采用间接法推算流量为主,并用河道流量计算方法推算河道改变后的桥址设计水位和流速。对于搜集泵站和涵闸的实测资料,由于平原地区水文测站较少,修建的泵站和涵闸却很多,并大量分布在无资料的中小河流上,有一定的管理人员和观测资料,很有参考价值。

水利化地区勘测的一项重要内容是了解蓄洪区、滞洪区、分洪区和堤闸的设施、运用原则。蓄洪区、滞洪区、分洪区的布置及口门位置,将会直接影响桥梁设计洪水的大小。堤闸的设施和运用原则往往会改变流域水文要素,给铁路桥涵带来控制性影响。

在多沙河流上,为了减轻河槽内淤积,往往利用大面积滩地作为放淤区,在入口处修建引水闸,将上游挟带的大量泥沙沉积在放淤区内,以解决下游河道的淤积问题。在这种放淤滩地内修桥,需要了解引水渠及其引水能力,考虑淤积造成的水位抬高,桥梁设计时应该预留这项高度。

4.5.8、4.5.9 水库地区的资料搜集、设计洪水分析与计算,按桥位在水库蓄水影响区内和水库下游两种情况分别考虑。2018年修正本《水库大坝安全管理条例》规定:禁止在大坝管理和保护范围内进行爆破、打井、采石、采矿、挖砂、取土、修坟等危害大坝安全的活动。因此,水库地区还需要搜集水库大坝管理和保护范围的资料。

5.1.2 设计洪水是一种必须性的随机事件,可以运用概率理论以及数理统计的方法进行估算,推断其在大量现象中的一般规律。一般情况下按以下几方面进行审查。

(1)可靠性。见本规范条文说明第1.0.4条。

(2)独立性。一事件的出现不受其他事件影响的才有独立性,例如从流域外引入洪水或从流域内引出洪水的洪水资料,无独立性,不能和独立性资料一起统计计算。

(3)一致性。如流域在乱垦乱伐之前,同样暴雨,洪峰流量要小得多,洪水过程线要矮胖得多;之后,洪峰流量要大得多,洪水过程线尖瘦得多,这是由于流域下垫面的改变,使洪水发生条件不一致所产生。因此在数理统计中,只有发生条件有一致性,代表这种条件所发生的事件,才能放在一起进行统计。

(4)系列代表性。水文现象的统计规律,只能通过若干年实测资料而得,是一个有限的、短暂的系列。这个从总体资料分割出来的系列应该能代表总体分布,越接近总体分布其误差就越小,系列就具有较好的代表性。一般可与邻近水文站较长期的系列进行比较从而判断其代表性。

5.1.3 由于影响设计洪水的因素很多,如流域的地理位置、气候条件、流域特征、植被、湖泊调节、河道演变及人类活动等影响,使得计算中的不确定性也随之增加,加上水文分析和计算还是一门发展中的学科,虽然已经有了一定的理论基础和积累了一些经验,但是分析方法还不够完善,计算公式还有相当的局限性,这就使计算成果不能完全适应自然界复杂水文现象的变化规律。因此,水文计算通常根据资料条件及地区特点,采用多种方法进行计算核对,论证其合理性。

5.1.4 水文计算中所依据的资料是样本。样本存在着抽样误差,此误差的大小与设计频率、系列长度、总体分布及其统计参数、频率计算方法等因素有关。根据单站短期资料推算稀遇的设计洪水时,抽样误差比较大,这是频率分析法存在的主要问题。为此要求样本系列具有一定的长度,才能使抽样误差限制在一定的范围内。《铁路工程水文勘测设计规范》TB 10017—99 规范从当时的资料条件出发,采用频率计算时,要求实测洪水年数为 20 年及以上。近年来,随着国家水文观测的加强,很多水文站资料系列早已超过 20 年。《公路工程水文勘测设计规范》JTG C30—2015 规定:计算洪水频率时,实测洪水流量系列不宜少于 30 年,且应有历史洪水调查和考证成果。《水电水利工程水文计算规范》DL/T 5431 规

定;径流系列应不少于30年。实测径流系列长度不足30年,或虽有30年但系列代表性不足时,应插补延长系列。潮水位资料30年以上且满足系列一致性要求时,可直接进行潮水位分析计算。即使如此,频率计算的成果仍然可能有相当大的误差,因此应进行历史洪水的调查和考证工作,使外延设计洪水受到一定的控制作用,达到提高精度的目的。本次规范修订,将实测流量资料的年数提高到30年,与相关行业的规定保持一致。

5.1.5 洪水资料的选择必须满足频率计算关于独立随机取样的要求。本规范规定采用年最大法,即每年选取一个瞬时最大值作为频率计算的样本。如果洪水特性在一年内随季节和成因有显著差别时,可分别选样统计,但季节和成因的划分不必过细。

5.1.6 插补延长洪水系列的方法有以下三种:

(1)利用上(或下)游站的流量资料进行插补延长

当设计断面的上(或下)游站有较长观测系列的水文站时,可以此作为参证站,根据本站与参证站的同期资料,点绘相应的洪水相关图。如区间面积不大,且无较大支流汇入,两站相关关系较好,点据密集分布呈带状,则可通过直接相关,利用参证站的资料进行插补延长。

(2)利用本站洪峰与水位(或洪量)关系进行插补延长

洪峰、水位(或洪量)关系线的绘制一般根据较多的点据,为此每年可选择几次较大的洪水资料,来分析它们之间的相关关系。当相关线受到暴雨特性和河网调蓄等影响时,通常考虑这些因素确定其外延趋势。

(3)利用本流域暴雨资料插补延长

利用暴雨观测资料,通过降雨径流关系,插补缺测年份的洪水值。进行插补延长时,需要结合气象、地理等自然条件,进行合理分析。对于偏高较大的大水点据,不应该机械地通过,也不应该任意舍弃。

5.1.7 河道及流量在断面上的分布是变化的,因此各桥的流量分

配也是变化的,各桥设计流量应按可能出现的最大流量分配比例确定。注意不能仅仅从桥址断面来分配流量,而是着眼于桥址河段内全局的水流形势。至于各桥流量分配的方法,通常根据河道具体情况选用。以往使用过的流量分配办法有以下几种:

(1)断面分配。首先根据桥址河段地形图及断面图,寻找地形凸起的天然分水线,天然分水线不明显时,可在两桥间适当划分分水线,将流量在断面上分配,具体作法又可分为:

①根据桥址断面按设计频率的天然洪水位,计算各桥通过流量 Q_{M1i} ,并得各桥流量分配率 P_{1i} :

$$P_{1i} = \frac{Q_{M1i}}{\sum_1^n Q_{M1i}}$$

再分别用上游及下游辅助断面,按设计频率的天然洪水位计算各桥通过流量 Q_{M2i} 及 Q_{M3i} ,并得上游及下游断面各桥流量分配率 P_{2i} 及 P_{3i} 为:

$$P_{2i} = \frac{Q_{M2i}}{\sum_1^n Q_{M2i}}$$

$$P_{3i} = \frac{Q_{M3i}}{\sum_1^n Q_{M3i}}$$

若桥址附近(上下游各一倍泛滥宽度的范围内)有实测流量资料,可根据大洪水时实测资料确定各桥的分配率 P_{4i} :

$$P_{4i} = \frac{Q_{M4i}}{\sum_1^n Q_{M4i}}$$

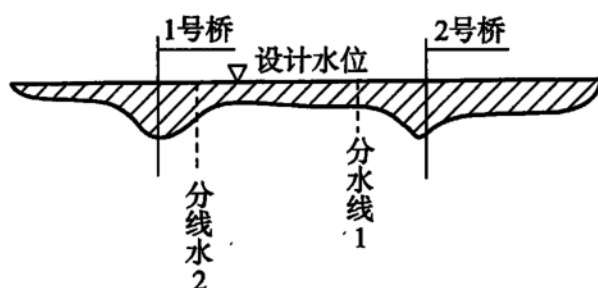
在以上流量分配率中,分别找出各桥的最大分配率,并计算各桥采用的设计流量,示例见说明表 5.1.7。

说明表 5.1.7 流量分配

分配方法	各桥占总流量的百分数				共计
	1号桥	2号桥	3号桥	4号桥	
桥址断面流量分配率 P_{1i}	31	18	43	8	100%
上游辅助断面流量分配 P_{2i}	30	26	35	9	100%
下游辅助断面流量分配 P_{3i}	32	20	38	10	100%
历年实测最大流量分配率 P_{4i}	36	24	40	17	117%
采用流量分配率	36	26	43	17	122%
采用设计流量	$0.36Q_p$	$0.26Q_p$	$0.43Q_p$	$0.17Q_p$	

总流量加强系数 $A = 1.22$ 。

②天然分水线的位置难于保证时,可重复计算一部分断面流量,以此重复部分流量作为加强流量,双槽复式断面如说明图 5.1.7 所示。



说明图 5.1.7 双槽复式断面示意图

计算 1 号桥流量 Q_1 时用分水线 1, 计算 2 号桥流量 Q_2 时用分水线 2, 分水线 1、2 之间流量为重复计算部分, 则总流量加强系数:

$$A = \frac{Q_1 + Q_2}{Q_p}$$

③提高洪水频率标准的方法: 其一用不同频率的水位如 $H_{1/100}$ 、 $H_{1/300}$ 、 $H_{\text{实测}}$ 或 $H_{\text{历史}}$ 及相应流量 $Q_{1/100}$ 、 $Q_{1/300}$ 、 $Q_{\text{实测}}$ 或 $Q_{\text{历史}}$, 类似于上述①的作法, 计算各流量的最大流量分配率及总流量加强系数 A , 亦可得出各桥设计流量。其二是将设计流量提高到

$Q_{1/300}$, 将 $Q_{1/300}$ 直接分配到各桥, 得各桥设计流量, 该法中 $A = \frac{Q_{1/300}}{Q_p}$ 。本法目前较少采用。

④铁一院曾结合西北地区的具体情况和特点规定: 各桥的流量应该根据现场调查的地形特征, 主流的分布情况, 现有支汉流量的分配, 河槽变化的可能和水流摆动趋势等进行分配。对于变迁河段, 若为一河二桥时, 各桥设计流量之和一般约为河流总流量的 1.5 倍, 若为一河三桥时, 各桥设计流量之和一般约为河流总流量的 2 倍。对于比较稳定的河流, 具体倍数根据不同情况确定。

(2) 水工模型试验: 水工模型试验可以演示各种桥渡布设方案, 通过设计流量时的过水状态、流量分配、水位高低和桥下流速等。因此一河多桥的桥位布设、流量分配、桥孔选定、导治建筑物的布设均可通过水工模型试验来提供必要的的数据。以往通过水工模型试验的一河多桥桥渡有长江芜湖大桥、京广线南沙河桥和隼枝线刁湍河泛滥区等。

5.2.1 实测和插补延长资料组成的系列, 可看作是从总体分布中独立随机选择得到的。如果通过历史洪水的调查考证, 在实测和插补延长的资料系列中, 没有特大洪水值需提出作单独处理, 而直接按各项洪水值的大小顺序统一排位, 这样的样本称为连序系列。反之, 通过历史洪水的调查和文献资料考证后, 实测或调查的特大洪水值需在更长的时期内进行排位, 这样的样本称为不连序系列。

5.2.2 根据实测洪水资料所组成的样本, 采用理论频率曲线外延推算指定频率下的设计洪水, 是目前通用的方法之一。外推设计洪水可靠性的重要因素, 是理论频率曲线的线形是否合理和统计参数的估算是否恰当。由于水文系列的总体是未知数, 用资料的小样本来估算统计参数会存在较大误差。

我国长期采用皮尔逊 III 型 (P—III) 作为洪水特征的频率曲线。它是一种概括性较强, 适应性较大的概率分布线形。根据实测资料分析也说明, P—III 型曲线尚能适合我国南、北方不同类型

河流的洪水峰量的概率分布特征。P—Ⅲ型曲线的参数选用比较容易,曲线外延部分在进行比较时矛盾较小。这样就构成了我国长期采用 P—Ⅲ曲线作为洪水概率分布的主要理由。但从 P—Ⅲ型频率曲线的数学特性来看,其上端随频率的减小迅速递增,以至趋向无穷大,下端在 $C_s > 2$ 时过于平坦,越接近下限,洪水出现的可能性越大,这些与洪水变化的特性并不相符。特别是干旱、半干旱地区的中小河流,洪水分布的偏态程度十分突出,稀遇洪水数值有时可达到几十年记录中最大值的几倍。此外 P—Ⅲ型分布不仅在曲线的下半部(即频率大于 50%)与点据显著脱离,而且为了使某次稀遇洪水的设计频率不致过大(如频率比 0.01% 小很多),造成曲线上半部(如频率小于 10%)较点群偏高较多,结果整条曲线与点群分布趋势不符。此外,这种线形不便于数学处理。因此本规范虽规定采用 P-Ⅲ型曲线,但也规定特殊情况经分析论证后也可采用其他线形。其他线形包括克里茨基—闵凯里曲线、耿贝尔曲线等。

5.2.3 采用矩法估算统计参数,其优点是估算简便,计算公式与总体分布无关,缺点是 C_v 、 C_s 的抽样误差较大。用适线法对估算的统计参数进行调整,是将观测样本自大至小排列后,求出其相应的经验频率,点绘在几率格纸上,再按矩法估算的统计参数值作为初始值,在一定范围内调整 C_v 、 C_s 值,得到相应的理论频率曲线,选出与经验频率点据吻合较好的一根曲线,此曲线的 C_v 、 C_s 值,即为用来推算设计流量的统计参数。

调整统计参数进行适线时,最好照顾点群趋势,主要考虑中、上部分较大洪水点据。对于调查历史洪水应靠近精度较高者,不应机械地通过最大洪水点据。

5.2.10、5.2.11 式(5.2.11)中动能修正系数是用来修正以断面平均流速来表达实际动能所引起的误差,它的大小决定于断面上流速分布的均匀性。流速分布越不均匀, α 值越大, α 将是大于 1.0 的数。对流速很大的山区河流,如果采用 α 值不当,则对计算

结果将会影响很大。山区河流 α 值较平原河流大,特别是河流断面发生突变的地方, α 值可达 2.1,一般山区河流 $\alpha = 1.5 \sim 2.0$,比较顺直的河段 α 值也可小于 1.5。《铁路工程设计技术手册 桥渡水文》中规定了水面曲线法规定的方法。

5.3.1 利用桥址附近水文站测流断面计算得到的设计水位推移至桥址时,只能在桥址与水文站的流域面积相差不超过 5% 的情况下,桥址处的设计水位才能采用,不然桥址处设计流量应该利用其他办法予以调整;利用桥址处 $Q=f(H)$ 曲线计算水位时,得到的水位应该与上下游调查的历史洪水位按其坡度来进行校正;位于潮汐、倒灌、河床严重淤积或水库壅水范围内的桥梁设计水位,按可能发生的最不利情况考虑;位于逆风、冰塞等地段的桥梁设计水位,应该根据调查分析确定。

5.3.2 河湾处设计水位增高与降低值,由于河湾一般均非理想曲线,水位在急湾处干扰很大,流向紊乱,计算数值应该与现场调查资料进行核对。

5.4.1 放大典型过程线中的典型选择时通常考虑以下条件:

- (1) 选择资料较完整和精度较高的实测洪水过程线;
- (2) 选择在设计条件下可能发生的洪水过程,即洪水出现的季节、洪峰的次数、洪水历时、主峰位置等,要能概括地代表大洪水的一般特性;
- (3) 能够满足工程设计要求,即选择对工程安全较为不利的典型,如选择峰高、量大、峰型集中、主峰发生时间偏后的洪水过程作为典型。

6.1.1 跨越大江大河的特大桥,往往工程巨大,战时目标显著,是铁路运输线上的要害所在。选择一个水文、地质条件较好,战略上和经济发展上都比较优越的桥位,对保证建桥质量,节约投资,发展经济和交通运输,具有决定性的作用。因此有必要在已定线路大方向的前提下,在较大范围内全面综合比较,择优选定。如枝城长江大桥及九江长江大桥的桥位都是在几十公里范围内比较选定

的。所有的特大桥不一定是如此,如工程技术上或其他因素都没有特殊困难和要求,则不必一定要在大范围内作比较研究。如武汉和南京长江大桥的桥位,根据线路的来路去向、城市布局、河流形势及地形条件,基本上已经定局,只需要在小范围内作水文和地质上的比较即可。

6.1.2 一条铁路线路的走向是根据国家拟定的某些控制点来进行定线的。线路上的一般桥梁,原则上可按逢水修桥加以定位,至于具体位置,通常在适当范围内加以比选,择优确定。

6.1.3 桥梁孔径不仅要满足洪水畅通,还应该有一定的跨度,能够使流水、流木及泥石流通过,以避免冰块、筏木、石块堵塞桥孔,撞击桥墩。桥下净空通常考虑漂流物高出水面高度,不能造成桥孔堵塞。壅水会扩大上游的淹没范围,应检查有无危害。建桥后由于墩台和桥头路堤阻水影响会改变水流的天然状态,尤其斜交桥渡压缩河道时,更易造成流向变化,使本来不受冲的岸滩变为受冲,危害农田房舍,设计时应该采取相应措施。

6.1.4 天然河道经过多年水流与泥沙的相互作用而形成平衡,改移河道会破坏原河道的平衡,因此,不宜随意改移河道。当必须改移河道时,需要考虑改河后河床坡度能否保持稳定,水流方向是否会造成对河岸的冲刷,并预估将来的变化,采取必要的措施。

6.1.5 两座平行桥的墩台、孔跨对应,线间距不大,上下游两桥间有河堤连接的复线桥,例如京山线溧河桥、沈大线熊岳河桥、沈山线小凌河桥、津浦线南排河桥等,经原铁三院实测资料验证,其洪水水面线在下游桥出入口处不存在水位差。美国运输部联邦公路局 J. N. 布拉德利 1973 年所著《桥梁河道水力学》中也指出:当两桥靠得很近时,水流图形类似单座桥梁。

6.2.1 桥位选择在水文方面需要考虑以下五个方面的问题:

(1) 选在山区峡谷段的桥位,由于水深流急,槽中修建桥墩施工困难,基础也易被冲,因此尽量不在槽中修建桥墩。礼茶支线茶陵河大桥就是峡谷段槽中桥墩被冲的例子。1982 年 6 月 17 日茶

陵河发生洪水,大桥基础被冲,洪水后经潜水员摸探,槽中两个桥墩基础冲空,险遭危害,经压浆加固才恢复正常。因此,位于峡谷段的桥梁最好采用一跨跨过,避免槽中修建桥墩。例如太焦线丹河桥、丰沙线永定河七号桥都是采用一孔大跨度拱桥跨过峡谷。

(2)平原蜿蜒河段非常弯曲,河湾经常在演变,威胁路基、墩台和导流堤的安全,应引起注意。

(3)桥梁轴线要求与水流方向正交,目的是提高泄洪能力、减轻基础冲刷、改善航行条件。实际上高、中、低水位的流向时常不一致,要求与各种水位的流向正交是不可能的,但与中、高水位流向最好不要偏斜过多。在孔径及基础设计中需要考虑不能正交的影响,必要时应该加大孔跨或将基础轴线设计成与水流流向平行,以减轻局部冲刷。

(4)有防洪要求的地区,桥位一般选在城镇或重要厂矿企业的上游,不然需要通过协商征得有关方面的同意。涉及到两省、市管辖的河道还应该三方或多方协商解决。松花江第三江桥原计划在哈尔滨市下游已建成的2座江桥的下游修建,并做了水工模型试验,但哈尔滨市坚决不同意,提出的理由是修建了第三江桥后,要抬高上游壅水,增加了城市防洪压力。为了使城市免遭洪水灾害,选择桥位时必须了解城市防洪规划和防洪标准,加以认真研究。

(5)我国北方河流有些是在严寒地区,冬季封冻,冰层较厚。在开冻过程中,上游冰块流下,在河的狭窄处将要被堵,形成冰塞,或下游河道尚未开冻,上游冰块流下后相互叠砌形成冰坝。我国黄河自宁夏至内蒙古一段,冰塞、冰坝现象严重,影响排水,危及桥梁。桥位应该避开这种容易发生冰塞、冰坝的河段。

6.2.2 桥位选择时,在地形、地貌、地物等方面一般需要考虑以下几个方面:

(1)山前冲积扇上的三个不同河段,由于各有其独特的河床形态和水流特征,因此铁路通过时,无论对铁路运营或养护维修均

有影响,现分述如下:

①上游狭窄河段:河床较窄且基本稳定,水流顺畅集中,河床质多为卵石或圆砾层,是桥渡水文和地质条件最优越的河段。线路跨越时,只需设置一河一桥,桥长最短,桥孔易于确定,线路高度受两岸地形控制,桥下净空高度较高,河滩路堤最短,基础工程简单,导流及防护工程很少,造价低,养护维修工作简便。例如兰新线张玉段洪水河、北太河、丰乐川等大桥通过上游狭窄河段,建桥以来桥渡工作状况一直保持良好。

②下游收缩河段:下游河道收缩成一股或数股稳定的河槽,变形较小,水流平稳。线路跨越时需要在各大分支河槽内设桥,各桥流量分配和桥孔布设较易确定,不需要设置长大导流工程。河床质多是细砂、粉砂、淤泥的互层,河滩地带又往往有沼化地和盐碱地出现,桥梁基础工程一般比较复杂,河滩路堤有时需要特殊处理,减少大量导流工程和养护工作,所以下游收缩河段仍是桥渡工作条件较好的河段。兰新线张玉段的黑河和大沙河大桥,最初选在中游扩散河段,使黑河分支达 10 余股,河床摆动泛滥宽达 6.3 km,大沙河宽达 3.5 km。后将线路改移至下游收缩河段后,线路仅跨越黑河大小五股稳定的分支河槽,分别修建了大桥 1 座、中小桥各 2 座。大沙河则收缩成一股仅宽 160 m 的稳定河槽,修建了大桥 1 座。建桥以来各桥通过的流量均未发现有显著的不均衡变化,桥下河床变形也很微弱,桥渡工作及运营使用情况都保持良好。

③中游扩散河段:河道宽阔,河床极不稳定,局部变形剧烈,洪水时水流紊乱湍急,携带大量砂石,河床逐年淤积抬高,水流摆动扩散,常产生局部集中冲刷和水面涌高。在这种河段上的桥位布设、桥孔长度、桥下净高和导流工程等都很难正确确定。桥渡处都得设长大的导流堤,因此受冲面大,养护十分困难,工程造价昂贵,是桥渡工作条件最差的河段。修建在这种河段上的桥渡几乎没有一座不发生水害的。兰新线张清段马营河大桥跨越宽达 5 km 的

扩散河段。据当地居民介绍自 1926 年 ~ 1955 年天然河床普遍淤高 0.4 m ~ 1.0 m。铁路建桥后,1957 年和 1958 年均因洪水冲毁导流堤及河滩路堤而发生中断行车事故,几次补强加固和经常防洪维修费用都很大,桥下净空因河床淤高已由 2.7 m ~ 3.0 m 减小至 1.4 m ~ 2.2 m,泄洪能力深感不足,水害威胁很大。

(2) 较长桥梁的引桥往往与地面及地下的设施发生干扰,在确定引桥走向时,必须审慎,以避免或减少拆迁。地下设施也应该避免与之发生干扰,以免增加工程投资。为了减少拆迁与其他干扰因素,引桥可考虑设在大半径的曲线上,但最好不要设在反向曲线上,以免行车时产生不良影响。

(3) 桥位选择中要考虑施工场地、材料运输等因素。桥位方案如缺乏施工场地或材料运输存在困难,方案就不成立。我国东北通让线上的嫩江大桥,原先选定的 4 个桥位方案,均选在河槽泛滥宽达 10 km 的中部,桥头两端都有 5 km 左右的河滩,洪水季节没有施工场地,不便施工。砂石材料也均需在 5 km 以外的岸地上运至桥头,显然很不合理,因此这些方案都没有被采纳。最后选用的桥位方案是一端桥头紧接一高坎,另一端也有高地一片。由于一岸为高坎,洪水时不淹没,施工场地比较开阔,不影响洪水季节施工,是一个比较好的桥渡位置。

6.2.3 通航河流上的桥位通常选在航道比较稳定的河道上。从长江上已建成的几座大桥情况来看,建桥前后由于河道自然演变,航道发生变化影响通航的情况,如武汉长江大桥上游汉阳东门滩逐年增大,枯水期已影响船舶通航,大桥下游主航道本来在左岸湛家矶一边,现已变到右岸青山夹,因此在选择桥位时应该充分估计到这种情况。

在通航河流上,桥轴线与水流方向斜交,容易因水流推压船舶,不易控制船位航向而发生撞击桥墩的事故。如重庆白沙沱长江大桥因桥墩轴线与流向偏差太大,经常发生船队、排筏碰撞桥墩,虽设有专门工作组来引航,但仍不能确保船队的安全过桥。据

航运部门意见,桥墩轴线与水流方向的夹角,最好不超过超过 5° ,以利通航。

6.3.1 本条规定了泥石流地区桥位选择的几点重要原则,主要基于以下几个原因:

(1)桥位不应选在沟床纵坡由陡变缓地段。桥位最好选在有利于泥石流排泄,并可以防止泥石流在桥下淤积的地段。成昆线上格达大桥桥位选在上缓下陡有利于排泄的位置,效果较好。

(2)桥渡设计避免采用挖方的办法。如宝天段石浪沟、冯家川沟、元龙镇车站附近四大泥石流沟和天兰段的鸳鸯桥至谢家坡间的简家沟等,都采取了压低线路高度,下挖改沟设桥。正式通车后,淤积严重,虽在上游增加了一系列的拦挡坝,现在每年还都有很大的清淤工作,造成了养护的困难。

(3)流通区直线段是线路通过最好部位,因为它具有河床固定、冲或淤变化较小、桥渡工程量小等优点。桥位应该避开“S”弯的转折处。如成昆线利子依达紧接上游“S”弯道上,1981年7月暴发泥石流,河湾处超高达5.1 m,龙头爬高达12 m左右,由于桥下净高不够,桥位布置不当,流势不顺,造成桥毁车覆的严重事故。

(4)线路通过泥石流堆积区的桥位,最好避开扇腰、扇顶部位,因为扇腰、扇顶泥石流漫流范围广,各沟槽流势多变,淤积速度快,桥梁布局、净高、孔跨等都较难掌握。如成昆线线路通过瓦洪沟泥石流堆积扇顶部,原认为是停歇期,但近年来受人为活动影响,坍塌、滑坡严重,可能会产生强大的黏性泥石流,对净空不够高的瓦洪沟桥是很大的威胁。又如东川支线的多牛一号及多牛二号隧道之间的多牛泥石流扇腰部位,建造一孔小桥跨越,由于施工弃渣不当,以及在沟内滚溜石料,多牛沟泥石流复活,掩埋小桥并灌入两端隧道,不能不废弃小桥,改建成明洞与两端隧道接通,将多牛隧道变成长1 612 m及有4个半弯道的隧道,运营、养护均很困难。又如成昆线漫水湾至西昌段是选在扇缘或扇尾通过,采用了沿等高线定线,以满足于桥位与主流正交的要求,并分散设桥,净

空也已考虑淤积量,通车至今未出问题。而东川线拖沓沟、法窝两大桥桥位选择在泥石流堆积扇尾靠大河处通过,桥位处一方面经常被泥石流切蚀,另一方面又造成泥石流堆积成陡坎,这就要求桥梁墩台基础既要埋深,又要抬高桥下净空,由于桥位选择考虑不周,对桥梁的安全造成较为严重的危害。

(5)当各堆积扇高程相差悬殊,平面位置又参差不齐处,定线时通常考虑三种可能的通过方案进行比选。一是沿扇缘外移,切最凸出的扇缘定线。这种方案在山前小型泥石流群地段是成立的,对山区则受地形及大河制约,困难不小;二是线路提坡,以地势最高堆积扇的扇顶控制定线,这个方案桥梁工程量大;三是底部穿过或过河绕避。

6.3.2 本条规定了岩溶地区桥位选择的几点重要原则,主要基于以下几个原因:

(1)岩溶地区的地质构造破碎带,岩石断裂破碎,地下水富集,地表径流和地下水循环交替频繁,岩溶极其发育,常分布有岩溶大厅、巨大洞穴和竖井,多层溶洞,暗河或暗藏沟谷等,桥位尽量避开构造破碎带。贵昆线艾家坪隧道穿越构造破碎带,该处溶洞为空洞,漏斗竖井极其发育,勘测期间没有探明,隧道选线没有足够的重视,施工进洞后遇到溶洞大厅,隧道悬空,处理十分困难,不得已在施工后又局部改线,采用绕避地下大厅的办法处理。

(2)可溶岩层与非可溶岩层的接触带,是地表水与地下水滞流、溶蚀强烈,地质动力现象最为活跃的地带。常有落水洞、坍塌漏斗和网状洞穴分布,也有与接触带走向一致的暗河,或者有地下通道与横向暗河相连而形成纵横交错的地下沟谷,桥位必须避开接触带。如宜拱支线鱼洞桥,位于石灰岩与玄武岩接触带上,接触带是断层带,长约50 m,深22 m均未到底,可能与鱼洞暗河相连通。断层带上石灰岩层内溶洞发育。该桥在接触带上做桩基础钻10 m深尚不到底,下部岩层也不稳定。采用钢筋混凝土拉杆斜墩,锚固于右侧稳定的玄武岩上,虽然施工困难,终算跨越了接触

带。又如成昆线大渡河沿河线土坟包 2 号~4 号隧道和两座桥梁的一段线路是玄武岩和石灰岩的接触带,线路靠在石灰岩一侧,岩溶发育多为竖井,溶洞和支洞并连,层次较多,工程复杂。若将线路内移则可远离接触带,或者外移几十米,即可在稳定的玄武岩层上避开岩溶,线路和桥隧建筑将得到大大改善。

(3)岩溶坍塌区地势平缓,覆盖层薄,土层松散,地下水位高,不稳定,且因洞穴、漏斗、溶槽(沟)内未被填充而有空洞,或者填充不密,洞穴和顶板岩石不稳,经洼地积水渗水,地下水陡变,岩溶水侵蚀而形成地表坍塌。广西黎湛线 148 km 玉林附近,因天旱抽水,一夜之间稻田里发生上百个坍塌;四川宜拱支线塘坝桥,因洞穴和覆盖层不稳,河床地表坍塌,地面牵动范围直径达 66 m,造成桥墩台倾斜下沉,坍塌对铁路建筑物危害很大。根据坍塌的成因,经地质测探和调查分析,预测地表坍塌是可能的,而且是重要的。因此对地表积水、排水特性,对于天然或人为的改变地下水位的情况,对覆盖土层、洞穴和顶板岩层是否稳定,是坍塌区桥位选择值得注意的问题。

(4)暗河范围内的桥位,需要详细测探暗河出入口、走向、大小、高程和形状,以及顶板岩石的厚度、完整性和稳定性等,以期在可靠的地基基础上建桥。

在暗河出入口附近设桥,除考虑特殊水文条件影响外,还应该注意出入口侵蚀基准面是否稳定。暗河地质构造作用和岩溶水不断强烈侵蚀而形成的过程中,有的侵蚀基准面尚未稳定,尚在溶蚀变化,有的虽已稳定但基准面下又潜伏有岩溶,同样对基准面和建筑物有影响。

6.3.3 本条规定了感潮河段上桥位选择的几点重要原则,主要基于以下几个原因:

(1)涌潮区段由于涌潮压力和涌潮过后的高速水流对桥墩的影响较大,故在涌潮区设桥需要慎重考虑。

(2)受潮汐影响的凹岸和滩岸消长多变地段不应该布设桥渡

的理由是,泥沙运动在沙质海岸和淤泥质海岸比较显著,尤其是泥沙强的河口段和海湾凹岸、滩岸消长多变地段,如杭州湾等地区。该地区除受外海的波浪和海流作用外,河流的部分下泄泥沙也会进入这个宽阔地区,因此在这个区设桥,径流和潮流等的相互作用,常形成拦门沙。加上盐淡水交汇造成淤泥颗粒的絮凝现象,促进了泥沙淤积。因此桥址通常选在基本垂直天然深槽上,并与涨落潮潮流方向和波浪主要作用方向呈最小角度;如果两者方向不一致,也应该与当地泥沙运移的主要方向一致。

(3)桥位不适合选在挡潮闸的近侧,因关闸而引起的动能或位能的转换影响,导致挡潮闸附近的关闸壅高或落低。同时由于涨潮流时所挟带的大量海相泥沙遇关闸,必然会在闸下河段沉积;同理,陆相泥沙遇高潮关闸也会产生淤积。再加上开闸水流的集中和扰乱,或开闸不均匀等,都能造成闸下河道极其复杂的冲淤。以上这些剧烈的变化,对桥梁都会产生不利的影响。

6.3.4 本条规定了水利化地区桥位选择时几点重要原则,主要基于以下几个原因:

(1)铁路通过地势低洼的蓄洪区、滞洪区和分洪区时将经常造成水害,淹没站舍设备,引起路堤下沉。蓄洪区蓄水较长时,更会影响桥涵的维修工作,遭遇风浪侵袭的机会也较高,故定线时,线路考虑绕避。

(2)桥位选在水闸、引水或分洪口门等水利工程附近时,需要考虑彼此的影响。一般水闸高度较低、基础较浅,在其近侧修建桥梁后,列车的振动会引起水流条件的改变,如在分洪口门处水位和河道冲淤会有显著变化,对桥梁安全不利,故桥位不适合选其附近。

(3)河网地区地势较低,为满足通航净空要求,往往使桥梁和桥头路堤抬高很多,因此选择桥位时应该充分利用局部地形,选在两岸地势较高处,从而减低墩台和路堤高度。

(4)铁路与大干渠相邻而行,往往会互相干扰甚至产生危害,

如包兰铁路枣园堡至迎水桥间数十公里内,铁路与干渠上下交错或平行,近者并肩紧连,自运营以来,连年水害,铁路与渠道间串流冲刷,铁路路堤被积水浸泡下沉,故提出两者间应该保持一定距离。位于干渠上坡侧的铁路,危害相对而言较小。

6.3.7 车站范围内股道众多,特别是区段站或编组站,都是大面积长距离的修建站场,影响水流的自然排泄,如何设置桥涵使水流尽快排泄的问题,应该引起重视。车站内修建桥涵,在确保运营安全的基础上与站场布置密切有关,应该全面安排,选择适当地点布设必要的桥涵,也可改移、合并天然水流,但不适合将天然水流改至站外,也不应该将水流在站内来回穿越,影响快速排洪。南京某铁路编组站常年水患,就是由于水沟来回穿越站坪,造成水淹站坪停运事故。泥石流或流量较大的河沟改移或合并,往往会产生不良影响,因此需要与变更站房和股道布置作方案比选后确定;在靠近城镇的车站,由于车站修建往往堵塞通道,影响城市交通,所以除考虑排洪桥涵的布设外,还应该考虑立交桥涵的设置。

6.3.8 增建第二线上的桥位,需要从下述三点原则出发,经技术经济比较、综合考虑研究后确定。

- (1) 尽量利用既有建筑物减少拆迁工程,以节约投资;
- (2) 避免与当地已有设施干扰或减小干扰,同时要方便施工;
- (3) 尽量减小对既有桥的影响,以保持正常的运营。

增建第二线桥与既有桥间的距离,重要桥梁对国防应该满足战略上的要求。通航河流上的桥梁,为避免水流在新旧桥墩间的干扰,要根据航道等级按照规定的通航标准与有关部门协商确定。在城市附近的大江大河上修桥,要考虑新桥修建后桥前壅水对城市防洪方面的影响,同时要不影响既有桥的工作情况、通车运营情况等方面的干扰。

6.3.9 既有桥经多年使用已形成历史上的自然状态,故原来的位置在线路平面及纵断面的配合上均属合理时,在多年实际洪水考验而又未发生水害如上游被淹、下游被冲、路堤或桥梁漫水等情

况,水流条件无缺陷时,应该充分利用既有路基、轨道、导流建筑物及其他防护工程,以节约投资,桥位不适合轻易变动。既有桥经过调查确属不能利用,例如线路平面需要更动以满足运营要求,纵断面需要变更,桥梁需要抬高,河道发生变迁难以整治等情况,则需要另找桥位修建新桥。桥位变动后,由于对上下游城镇交通、洪水的影响等利害关系较密切,故变动后的桥位应该征得上下游有关部门的同意。其他如封闭或缩孔等都需要取得足够的依据。

6.4.1 桥梁长度不能只考虑设计流量的通过,不顾桥头路堤。如上鹰线由于单纯追求降低造价,压缩桥孔,造成洪水时多处桥头路堤冲决,损失很大。所以必须将桥梁主体、桥头河滩路堤、导治建筑物等综合整体考虑后,确定经济合理的设计方案。高桥台大锥体施工维修均较困难,不适合采用。

6.4.2 冲刷系数是表示桥下设计需要过水断面面积与桥下实有供给过水断面面积之比,不足部分靠冲刷扩大过水面积来解决。冲刷系数愈大,即桥梁对河流的压缩愈大,为决定桥孔大小的指标之一。根据多年的实践经验,山区峡谷段的冲刷系数尽量小于1.2,除山前变迁段以外的其他各类河段不大于1.4。

山前变迁段大多滩槽不明显,甚至无河滩,岸线不稳多变,洪水时此淤彼冲,最大深泓变迁迅速,河槽有扩宽甚至改道的可能。因此这类河流桥长的决定,尽量避免受冲刷系数控制,可按地区经验确定。平原宽滩河流,水深小于或等于1.0 m时,不会冲得很深,可加大冲刷系数。

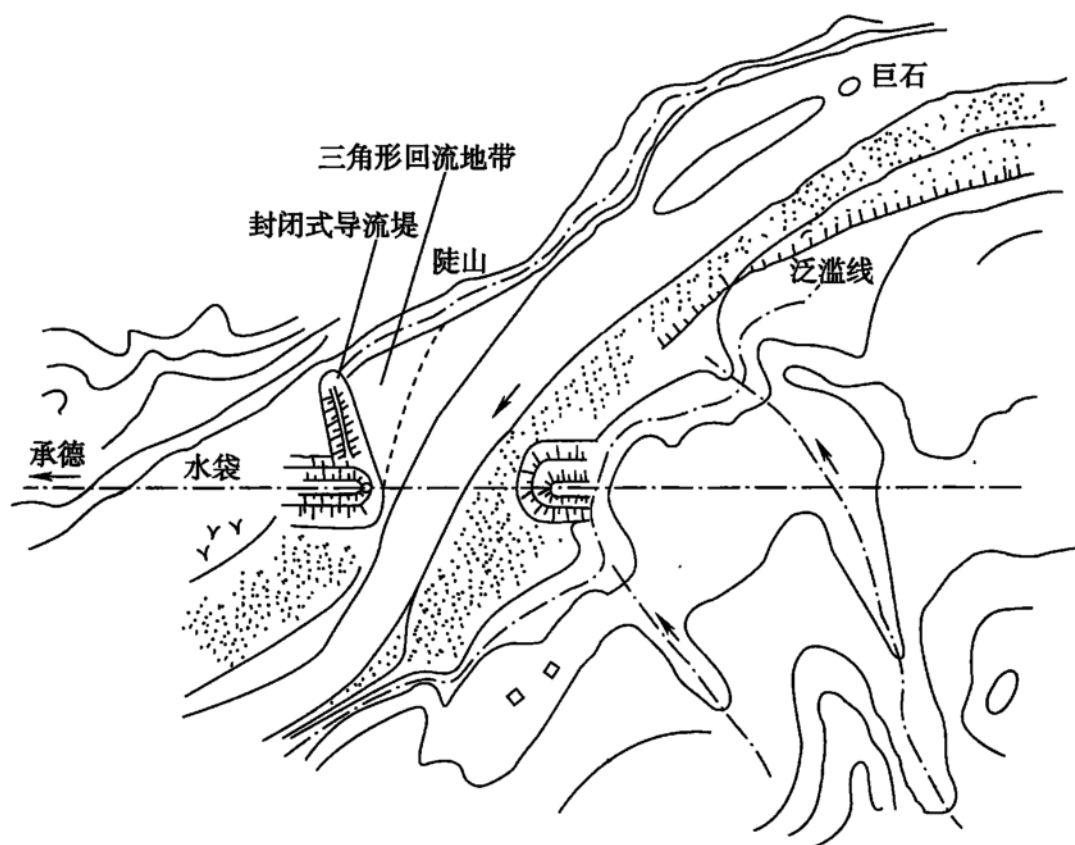
6.4.3 桥下有部分河床冲不动时,必然会加剧其他部分的冲刷,使其局部冲刷系数超过规定,造成某一部分桥墩冲刷过深。桥孔设计时通常考虑加大孔径,使该部分桥孔的冲刷系数符合规定。桥址上下游有阻水山包或其他挡水建筑物时,桥下供给过水面积应该扣除其影响部分。

6.4.5 山前河流的特点是河道不断改道,必须根据历史上的变化规律,推断将来的变化。布设桥孔时一方面要适合现状,一方面要

适应发展的需要,并加以适当的控制以减缓其变化,必要时桥孔应该留有余地。

山区河流水流湍急,冲刷力强,过去常有压缩桥孔,桥头路堤伸入河槽,势如丁坝,使桥台及锥体遭受严重冲刷,造成水害,因此本条规定,桥台不得伸入河槽。

山区由于地形限制,大部分桥梁位于曲线上,且多斜交。如桥孔设计不当,常发生水害,后患无穷。如对上鹰线的调查,其中11座大桥有9座发生水害,而当时流量并未超过设计流量。由于桥孔压缩较多,有7座桥台后的路堤冲成缺口,如柳河8号桥(说明图6.4.5),桥头水袋处虽作了封闭式导流堤,但是桥头路堤还是被冲断。该桥为6孔20m上承式板梁,于1956年建成通车,1958年洪水就冲断右岸上游封闭式导流堤和桥头路堤,左岸上游锥体也遭破坏,1962年桥下游右岸回流淘刷上下游锥体,桥头路



说明图 6.4.5 柳河 8 号桥桥址平面示意图

堤又遭破坏,左岸上游锥体也被淘刷,台后路堤也遭破坏。从桥位布设上看,斜交角度过大,右岸线路又折向下游形成水袋。同时上游有河湾,洪水时水流有趋直现象、顶冲右岸桥头路堤。下游为向右的急转弯,再加上桥孔压缩过大,桥头路堤伸入河槽,下游形成旋涡,淘刷力很强,1962年洪水将锥体防护石笼冲至旋涡深坑中,而使锥体和桥头路堤遭到破坏。该线有6座桥头上游形成水袋,1958年洪水时沟遭到破坏,经过修复加强,1962年又有大部遭到破坏,足见这一问题的严重性。

6.4.6 平原河流情况比较复杂,有的支汊较多,有的泛滥较宽,设置一河一桥还是一河多桥都有成功的经验和教训。如东北地区几座嫩江大桥采用一桥方案情况较好,而平齐线洮儿河于破堤处增设河滩桥也是合适的。因此对这类地区设桥必须深入调查,分析历年河道演变情况,结合地方治理规划确定设置一桥或多桥,必要时可进行水工模型试验验证其情况。

6.4.8 本规范条文中表 6.4.8 所列的桥下净空最小高度,主要是考虑了以下三方面的因素,即推算周期流量由于抽样误差引起的水位误差;天然水流受外力及受桥梁建筑物影响后的水面变化和水流挟带的突出水面的漂流物高度。

“设计水位”“检算水位”是指相应于本规范第 1.0.5 条中洪水频率的水位,它是进行桥梁孔径、冲刷计算的主要依据。河流的壅水、浪高、局部股流涌高、河床淤积等高度,不计入设计(检算)水位之内,但在确定桥下净空高度时,通常根据河流具体情况,在设计(检算)水位以上,再分别考虑壅水、浪高、局部股流涌高、河床淤积等的有关影响高度。其中,浪高除在洪峰历时短促、涨落迅速河流上的桥梁外,一般均应该计入。

6.4.9 浪高可根据调查取得。调查有困难时,也可采用本规范 6.4.9 条中的公式计算,该式为南京水利科学研究所与华东水利学院提出的。由于波浪摆动中心线高于静止水位线,故参照原交通部《公路桥位勘测设计规程》(JTJ 062—82)的规定,浪高取式

(6.4.9—1)计算值的 $2/3$ 。

6.4.10 我国西北山前河流上,洪水主流多股奔放,在集中处水流较两侧为高的一种现象,称局部股流涌高。局部股流涌高成因复杂,勘测时必须通过调查加以考虑。在河床逐年淤积抬高的河流上,桥下净高需考虑淤积的可能性而适当加大。泥石流的河流上,除考虑设计年限内淤积厚度的总和外,有严重的泥石流时,一次淤积厚度最大值可达 $3\text{ m} \sim 5\text{ m}$,因此,桥下净高应取设计年限内河床淤积厚度总和或一次淤积厚度的较大值,另按本规范表6.4.8规定加安全值 1.0 m 。若为黏性泥石流,泥石流常浮悬着直径达 $1\text{ m} \sim 2\text{ m}$ 的大孤石,考虑到孤石一般呈半浮半沉状态,遇此情况,桥下净高通常再加大孤石直径之半值。泥石流阵性波浪高的因素也不能忽视,根据甘肃省交通科研所在甘肃武都白龙江流域对泥石流多年实地观测资料,一次泥石流过程常由许多阵性波组成,1972年8月6日火烧沟发生黏性泥石流;其波峰头部高达 $7\text{ m} \sim 8\text{ m}$ (自河底算起),一般波高 $1\text{ m} \sim 2\text{ m}$ (自下层连续泥石流平均表面算起),有的稀性泥石流波浪翻滚高度也有 1 m 以上,遇有此种情况,桥下净高应适当考虑阵性波浪高的因素。

6.4.12 有些河流在洪水时往往挟带着大量漂流物,如果净空不够,容易堵塞桥孔,甚至推走桥梁,挤倒墩台,造成水毁事故。根据桥下有漂流物的21个调查资料,漂流物种类很多,有连根带枝的树木、屋架、家具、破木船、杂草及流木等。在水面以上高度在 1.0 m 以内的占90%。最高为 2.0 m 。一般说来,钢梁杆件容易缠挂住漂流物,再加上自重较轻,梁上的木枕又有浮力,钢梁被漂流物推往下游往往可达几十米至数百米。钢筋混凝土梁是自重大的实体建筑物,漂流物在梁上缠挂不住,即使净空不足,漂流物亦能从梁下挤过或梁上跃过。1960年在我国东北溪田线有5座大桥被洪水冲毁,钢梁绝大多数推落在河中,而钢筋混凝土梁几乎都屹立在桥墩台上,上述现象很普遍,故条文中规定钢梁下洪水期有大漂流物通过时,可根据具体情况采用比表6.4.8所列数值较大的

净空高度。

实体无铰拱桥(拱圈或拱肋)的拱脚,因其结构本身刚度较大,当洪水期无大漂流物时,允许被设计水位加有关影响高度“ Δh ”后的水位淹没,但不应超过矢高之半。由于拱桥较梁桥阻水影响较大,为维持拱桥与梁桥下大致具有相同的净空面积,故规定净空高度不应少于 1.0 m。

6.4.13 关于最高流冰水位,从我国东北、内蒙古严寒地区已建成铁路桥梁的实际资料来看,均低于洪水时的设计水位,对净高不控制,故本规范条文中未列流冰水位对净高的要求。

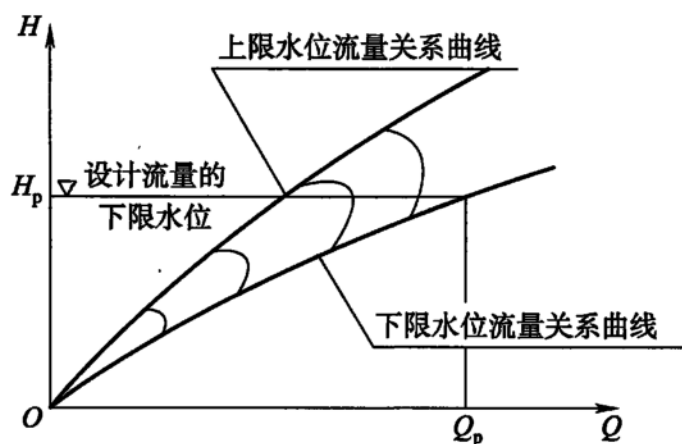
6.4.14 桥前壅水可根据地区特点选用有关公式计算。本规范中所列式(6.4.14)为多年来常用公式。由于该式形式简单,资料易于取得,系数 η 包含了河流类型、桥渡压缩条件,并考虑了冲刷的影响,计算方便,经多年使用,能够比较切合实际。

6.4.16 考虑到桥前壅水曲线长度只需要一个粗略的数值,故本规范采用了一个近似计算公式。如需要精确计算壅水曲线时,则需按比能平衡方程逐河段计算。

7.1.1 计算冲刷选取资料时需要注意以下几点:

(1) 冲淤变化的河段涨水时河槽全面冲深,落水时又回淤,水位流量关系曲线呈绳套形,即同样的流量,对应不同的水位。如果采用对应的高水位计算冲刷,则一般冲刷和局部冲刷都将有所减小,其冲刷线高程将偏高,导致不安全的后果。为此计算冲刷深度时,通常采用与设计流量对应的下限水位,如说明图 7.1.1 所示。桥位受潮汐、水库、湖泊及大河等变动回水的影响时,也应搜集水位流量关系资料,采用下限水位,作为计算冲刷的依据。

(2) 一般冲刷计算公式(7.2.1—1)中所使用的原始断面的特征值为 h_{mc}/\bar{h}_c ,为一无因次比值。 h_{mc}/\bar{h}_c 比值愈大,计算出的一般冲刷深度愈大;反之则计算出的冲刷深度小。规范条文中所说的“计算冲刷不利的断面”指的是 h_{mc}/\bar{h}_c 比值大的断面。由于一般冲刷深度与 h_{mc}/\bar{h}_c 比值有关,与原始床面的绝对高低无关,这使得



说明图 7.1.1 实测洪水的绳套形水位流量关系曲线

在选择原始断面时,注意力应该放在 h_{mc}/\bar{h}_c 大小合理性的分析判断,而不需要过分强调原始床面高程的高低。

(3)河床颗粒直径因取样位置不同,可能得出许多种不同的粒径,有时甚至相差悬殊。勘测时应该找大颗粒密集部位取样。这个部位在平面上需找桥址附近坡度较陡;断面较窄,流速和颗粒较大之处;在横断面上,大颗粒大都位于深槽边和边滩交界处或深泓中。

7.1.2 水文复杂的特大桥附近有水文站或有洪水时实测断面流速分布和水深的资料时,可分析计算桥下河床最大单宽流量和冲止流速,从而计算桥下一般冲刷。分析计算方法可参阅铁科院《桥渡一般冲刷计算式(64—1)使用说明》一文。

7.1.3 增建第二线桥的冲刷计算,必须考虑与既有桥水流相互干扰的不利影响。第二线桥位于既有桥的上游或下游,距离的远近,墩台的对应与水流的斜交程度以及既有桥的防护等均将使水流产生不同程度的干扰。通常根据计算的结果与调查情况分析判断,确定基础埋置深度。

7.1.4 河滩床面一般无推移质泥沙运动,因此河滩桥孔的桥下冲刷应无泥沙补给,而且也不能形成汛后的泥沙回淤。河滩桥孔的冲刷在多次洪水期内一直增长,往往形成较大的冲刷坑。例如东

北平齐线洮儿河桥的河滩桥,原建有9孔4.0 m钢筋混凝土板涵于1948年冲毁,1952年改建成5孔20 m上承板梁大桥,经1957年洪水冲刷,2号墩向上游倾斜3.2 m,桥下冲刷坑上游长90 m、下游长120 m,最深处9~11 m。

河滩桥孔的冲刷往往会引起流量重分配及河床的剧烈变化,并常因此而造成水害。故对河滩桥孔桥下流速、冲刷防护(一般都用全桥铺砌)等必须注意。

确需在河滩上设置灌溉渠道或道路立交的桥涵时,须注意采取冲刷防护措施。这类桥涵以往曾采取过涵洞入口或桥梁上游侧设置闸门,作为枯水期开闸灌溉或交通、洪水期关闸止水的运用措施。但从运营情况来看,往往闸门无人管理,设计需慎重对待。

7.2.1、7.2.2 式(7.2.1—1)是1960年~1964年铁路和公路两个系统大协作制定的一般冲刷计算公式,即式(64—1)。它是根据52座桥118个站的观测资料制定的,经过20多年来的使用和考验,证明符合实际较好。但对于比降小、细沙的深水河段、回水和倒灌河段等,使用式(7.2.1—1)前最好用天然资料进行检验。公式的建立详见铁科院《桥渡一般冲刷计算式(64—1)使用说明》。

桥下河滩宽度与桥下河床宽度之比小于20%时,一般冲刷计算可不分滩、槽,可将全桥下的各部分合并计算;当桥下河滩宽度与桥下河床宽度之比大于20%时,则需将桥下滩、槽分别来计算一般冲刷深度。

河滩部分一般冲刷式(7.2.2—1)中 v_{H_1} 为水深1 m时不冲刷流速可从本规范附录F中查取。附录F中的不冲刷流速值表是铁科院经过分析比较,选用沙玉清提出的不冲刷流速公式制定的。

式(7.2.2—1)中 A_t 为河滩流量非均匀系数,是采纳铁科院的意见,根据试验室试验和天然过流资料,在原《铁路桥渡勘测设计规范》(TBJ 17—86)第5.6.2条非黏性土河床桥下一般冲刷计算河滩及人工渠道部分式(5.6.2—3)的基础上增加的一个系数。主要考虑在桥头路堤侵占部分河滩的场合,根据试验观测,被截断的

流量挤向桥孔时,也不是均匀分布的,紧邻桥头路基的河滩要多占一些。故计算河滩桥孔的一般冲刷时,也要列入一个流量非均匀分配的增大系数,以确保安全。但河滩毕竟水浅,且床面一般不易冲动,故增大比例有限,尽量避免超过15%;如果压缩很小时,这种增大更微不足道,故采用 A_1 在1.0~1.15取值就可以了。

7.2.3、7.2.4 黏性土河床桥渡一般冲刷计算的基本概念为:

$$h_p = \frac{q_{pm}}{v_s}$$

式中 q_{pm} ——冲刷停止时断面上最大单宽流量 $[m^3/(s \cdot m)]$;
 v_s ——冲刷停止时垂线平均流速,简称冲止流速(m/s)。

冲刷前桥下断面上最大单宽流量为:

$$q_m = \frac{Q_p}{B} \left(\frac{h_m}{h} \right)^{\frac{5}{3}}$$

式中 B ——桥孔净长(m);
 \bar{h} ——设计断面上桥孔部分的平均水深(m)。

由于河床在冲刷过程中变形,桥下断面上的单宽流量要进行重新分配,在进行重新分配的过程中有集中的趋势,越不稳定的河段,集中的趋势越强烈,可写出:

$$q_{pm} = Aq_m^n$$

根据既有桥洪水冲刷时的实测资料得 $n = 1.0$,故:

$$h_p = \frac{A \left(\frac{Q_p}{B} \right) \left(\frac{h_m}{h} \right)^{\frac{5}{3}}}{v_s}$$

由于黏性土河床都较稳定,用河北省漳河蔡小庄水文站黏性土河床的实测资料验证, A 值不大,可在1.0~1.2取值。

在分析黏性土既有桥调查资料的冲止流速 v_s 时,曾引入黏性土的干容重 γ_d ,孔隙比 e ,塑性指数 I_p 和液性指数 I_L 等多种物理力学指标,作为反映黏性土的抗冲能力,结果以 I_L 的关系最好,最

后得：

$$v_s = 0.33 \left(\frac{1}{I_L} \right) h_p^{\frac{3}{5}}$$

整理上述诸公式即为本规范中所推荐的公式。调查所依据的黏土资料多属黄河、淮河、海河流域的黄土质黏性土和少量的长江中游淤泥质黏性土。这些资料中，液性指数 I_L 的变化范围为 0.16 ~ 1.19。上述黏土冲刷计算公式说明详见铁道部黏土桥渡冲刷研究专题组提出的《黏土桥渡冲刷天然资料分析报告》。当超出范围时，可按公式计算，但应判断结果的合理性。

钻孔资料采用冲刷部位处土的液性指数 I_L 为负值时，可选用附近或上层同类土中干容量和塑性指数相接近土层的 I_L 值。

7.2.5 本规范中式(7.2.5)是在有底沙运动的河段上，当桥下流速恢复到建桥以前的天然流速时，冲刷即行停止的假定而建立的，未考虑水流集中冲刷的因素，也未考虑河槽土质情况。但实际在一些发生集中冲刷的河流上，冲深往往不是和水深成正比，而是冲刷集中在某一部分特别深，其他部分甚至有淤高现象，因此本公式只适用于平原及山区稳定河段。过去使用这个公式在某些河段上还是比较合适的，故纳入本规范。

7.3.1 本条规定的一般冲刷后墩前行近流速计算公式，引自《公路工程水文勘测设计规范》JTG C30。适用于墩台冲刷计算，其墩前行近流速系指相应的一般冲刷公式计算的垂线平均流速。

7.3.2 桥墩周围的局部冲刷是很复杂的自然现象，国内外的研究报告和提出的计算公式很多。本规范所列式(7.3.2—1)和式(7.3.2—2)是我国使用多年的式(65—1)的改进。式(65—1)是以我国自己进行的大量室内试验资料和洪水期实桥观测资料为依据而建立的。

由试验和观测资料得知，确定局部冲刷深度的主要因素有：墩前水流行近流速、桥墩宽度、河床质粒径和组成、墩周开始冲刷时流速、河床泥沙的起动流速、水深和桥墩形状等因素。根据试验资

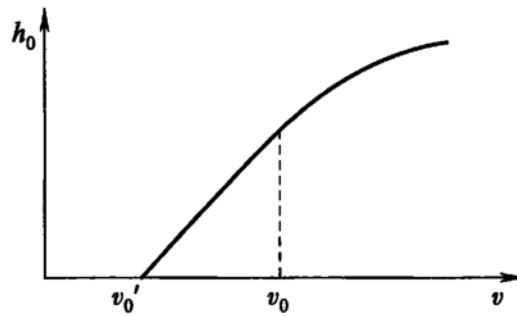
料绘出局部冲刷深度 h_b 和行近流速 v 的曲线关系如说明图 7.3.2 所示。图中的直线段和曲线段可分别用以下两式描述。

当 $v \leq v_0$ 时(直线段):

$$h_b = K_\xi K_\eta B_1^x (v - v'_0)$$

当 $v > v_0$ 时(曲线段):

$$h_b = K_\xi K_\eta B_1^x (v - v'_0) \left(\frac{v}{v_0} \right)^n$$



说明图 7.3.2

以上两式即为式(65—1)的基本形式。用大量的试验资料和实测资料决定两式中系数和参数,即得式(65—1)的实用形式。当年制定时,考虑到天然观测资料中最大粒径没有超过 150 mm 的情况,故该式未推广用于大颗粒河床。为此有必要对式(65—1)进行补充并适当修改。修改时采用下列公式描述说明图 7.3.2 的曲线段,使曲线段和直线段的衔接更为合理,即

$$\text{当 } v > v_0 \text{ 时 } h_b = K_\xi K_\eta B_1^x (v_0 - v'_0) \left(\frac{v - v'_0}{v_0 - v'_0} \right)^n$$

与此同时引入大颗粒河床局部冲刷的试验资料和天然观测资料,制定公式中的系数和参数得:

$$x = 0.6$$

$$K_\eta = 0.8 \left(\frac{1}{d^{0.45}} + \frac{1}{d^{0.15}} \right)$$

$$n = \left(\frac{v_0}{v} \right)^{0.25d^{0.19}}$$

$$v'_0 = 0.462 \left(\frac{\bar{d}}{B_1} \right)^{0.06} v_0$$

以上公式符号意义见本规范第 7.3.2 条。

7.3.3 根据《黏土桥墩冲刷天然资料分析报告》，黏性土河床桥墩局部冲刷深度一般关系式可写成：

$$h_b = K_\xi B_1^x h^y v^z f(I)$$

式中 h ——水深；

I ——代表黏性土抗冲能力的某一个或某几个物理力学参量，如干容重、孔隙比、塑性指数或液性指数等；

x, y, z ——指数。

考虑到黏性土桥墩局部冲刷不同于非黏性土桥墩局部冲刷的原因在于受冲土质和上游补给的泥沙不同，桥墩自身因素和水流的作用力并无不同之处。因此，参照非黏性土桥墩局部冲刷的现有研究成果，采用 $y = 0, x = 0.6$ ，上式就可改写成：

$$\frac{h_b}{K_\xi B_1^{0.6}} = f(v, I)$$

利用天然调查资料点绘上式，所得结果与黏性土一般冲刷相同，以采用液性指数 I_L 者为好，并得 $Z = 1.0$ ，故上式可改写成：

$$\frac{h_b}{K_\xi B_1^{0.6} v} = f(I_L)$$

再用调查资料点图，并根据桥墩宽很大水深较浅，墩周局部冲刷略有减小的概念，按 $\frac{h_b}{B_1} \geq 2.5$ 及 $\frac{h_b}{B_1} < 2.5$ 两部分点图，就得规范中的式(7.3.3—1)及式(7.3.3—2)两式。

以上诸式中符号意义未注明部分见本规范第 7.3.3 条。

7.4.2 桥墩台基底的埋置深度是桥梁建设中的关键问题。超过需要深度将造成浪费，深度不足将会发生病害，危及运营安全，修复加固也不易。因此准确且略偏安全的决定基底埋置深度是至关重要的。

在非岩石河床且无冲刷处或河床设有铺砌防冲处,由于离地面较近范围内的土随着气温和湿度的变化,体积会产生较显著的膨胀和收缩,且有些地下动物多在此范围内活动,土的结构易受扰动。另外为防止基础承受横向力使地基土被挤出,均要求基础具有一定的埋置深度。为了满足这些要求,本规范规定基底埋在地面以下的深度不应小于 2.0 m,困难情况下不应该小于 1.0 m。所谓困难情况是指施工困难、继续下挖可能影响附近既有建筑物的安全,或根据地基土层变化,如增加埋置深度将会引起基础类型的变更,增加投资和施工难度。

在有冲刷处,墩台基底通常埋置在最大冲刷线以下,其最小埋置深度 1959 年桥规规定为 2.5 m。20 世纪 70 年代改规时曾对此进行了调查,听取了铁路、公路系统 15 个设计、运营单位的意见,认为最小埋置深度不应是一个定值,而应该根据河流类型、河床质的抗冲能力、计算设计流量的可靠性、计算冲刷深度的方法、桥梁的重要性及修复难易等因素来确定。根据上述意见,提出了用冲刷总深度作为确定最小埋置深度值的主要依据。河流类型、河床质的抗冲能力都可概括反映在冲刷总深度中,因河床稳定、土的抗冲能力强,冲刷总深度就小。若河床演变剧烈、土的抗冲能力弱,冲刷总深度就大。计算设计流量的可靠性,在一定程度上影响基础的安全,这主要在加强调查研究来解决。如在资料非常匮乏,设计流量确定无把握的个别情况下,在确定最小埋置深度时通常考虑这个因素,留有一定的富余量。对于技术复杂、修复困难或重要的特大桥、大桥,如因基础埋置深度不够,一旦水毁,修复困难,影响面广,损失较大,故确定埋置深度时通常较一般桥梁为深。

本规范提出的基底埋置深度值是考虑了上述种种因素,并用我国现行制定的冲刷公式计算,除极个别桥外,所有搜集到的运营的桥和水毁的桥的资料,经验证都在规定的基底埋置深度值范围之内。对于技术复杂、修复困难或重要的特大桥、大桥,基底埋置深度较一般桥梁增深了 1.0 m,对这类桥梁还规定用检算洪水流

量进行检算,确保安全。

桥墩台基底埋置深度设计的合理,不仅涉及到结构本身与水文、地质的关系,有时还涉及到其他很多问题而无法包罗到规范之内,如桥址附近挖取工业用砂,使河底高程降低或上下游水库溃坝等,这些对基础都将造成威胁,设计时应该结合具体情况加强调查分析,研究确定合理的埋置深度。

7.4.3 由路内外有关单位所组成的桥梁基础岩石冲刷调查组,曾在20世纪70年代初调查了64座桥渡,其中属于岩石冲刷的有31座,共51个墩台。在1974年提出了《桥梁基础岩石冲刷调查小结》,并提出了《岩石上桥墩基础冲刷及埋置深度参考数据表》。

岩石冲刷的特点是单方向浸蚀,没有回填的补偿作用。因此,时间的积累是确定岩石冲刷深度的重要因素。岩石抗冲能力的大小决定于岩石的质地及其风化程度,软质岩易冲刷,硬质岩难冲刷;风化剧烈的岩石如砂砾那样易冲刷,新鲜的硬质岩可不计其冲刷。墩台施工时,如打板桩围堰等临时工程,将对岩石结构造成破坏,往往会导致严重的冲刷。

上述的参考数据表在之后十几年的使用后,原参加调查组的人员又于1984年对该表进行了局部修正。现修正后的表列在《铁路工程设计技术手册 桥渡水文》中,可供参考。表中建议埋置深度按施工枯水季平均水位至岩面的距离来分级,分为3级,其意义主要是水深大的墩台基础在维修和修复工作时比较困难,宜给予较多的安全考虑。另外,水深作为一个主要的水力因素,在决定冲刷深度时,是一个起作用的因素。该表是参照调查的实有冲刷深度经分析拟定的,一般偏向于选用可能的较大值。

7.4.4、7.4.5 桥台锥体填土的坡度均较路堤边坡为陡,一般均考虑进行全高防护。在水流作用部分常受水流冲击,尤其当孔径有压缩时或水流斜交时更甚,由于水流的冲击淘刷会造成锥体的坍塌而中断行车。所以对锥体的防护通常根据流速之大小及顶冲之程度决定。为防止其淘刷,必须设置适当的反滤层。

8.1.1 小流域泥石流流量一般按雨洪修正法计算,必要时采用泥痕调查法相互校核。

(1)雨洪修正法(又名小径流算法),新中国成立初期曾广泛采用如下苏联公式:

$$Q_c = Q_p(1 + \phi_c) + q$$

式中 q ——因泥石流堵塞而增加的附加流量(m^3/s)。

上式是假定泥石流流量等于雨洪清水流量与固体泥沙流量之和的基础上建立的。铁一院和铁二院在使用上述公式过程中,曾结合我国实际情况进行了一些调查研究工作,铁二院又与铁科院共同分析了东川泥石流观测资料,从而提出了当泥石流堵塞后,由于堵塞物的溃决所产生的泥石流洪峰流量,是设计的最危险情况。此时流量与原来的流量并非简单的相加,而通常将堵塞后附加流量的相加关系改为相乘关系,即本规范式(8.2.1—1)。此公式后来在成都等泥石流地区勘测设计中广泛应用。公式中的堵塞系数是根据东川观测资料及铁一院在西北勘测中的经验汇总而成。

(2)泥痕调查法与洪水调查方法相同。由于泥石流冲淤变化大,在选择断面时,最好选在冲淤变化较小的河段,最好选在流通段。泥痕调查法中的流速计算公式较多,有理论公式,有经验及半经验公式和实验公式。根据西北、西南多年勘测运用情况,选用了建立在动能平衡基础上的半理论公式,即假设清水动能与挟泥沙水流(泥石流)的动能相等的条件下推导而得。规范中所列的稀性泥石流流速公式系采用32个实测资料产生的,效果较好。对于黏性泥石流公式由于研究较少,不很成熟。西北、西南地区在勘测中曾制定如下的黏性泥石流经验公式,可资参考。

西北公式: $v_c = 45.5 h_c^{1/4} I_c^{1/5}$

西南公式: $v_c = K_c h_c^{2/3} I_c^{1/5}$

式中 v_c ——泥石流流速(m/s);

h_c ——泥石流流深(或泥石流水力半径 R_c)(m);

- I_c ——泥石流水面(或沟底)坡度;
 K_c ——黏性泥石流流速系数,见说明表 8.1.1。

说明表 8.1.1 K_c 值

流速系数	流深 h_c (m)			
	<2.5	3	4	5
K_c	10	9	7	5

8.1.2 根据成昆线的实践经验,桥梁孔径,最好以较大跨度跨越泥石流沟,如上格达一号桥为避免在黏性泥石流中设桥墩,主孔采用 1 孔 64 m 钢梁;又如金沙江白沙沟大桥考虑到该沟内储备有大量坍塌体物质,历史上该沟泥石流曾堵断金沙江,因此在跨越主槽时采用 1 孔 80 m 下承式栓焊桁梁。

山前泥石流堆积区,当稀性泥石流在流速不大的边缘地带通过时,桥孔可适当压缩 10% ~ 20%。如成昆线跨羲农河堆积扇,由于当地引百挑河清水冲沙,扇缘一带泥石流性质有所改变,故三座桥梁均适当压缩了孔径。

8.1.3 桥下净空是泥石流地区桥梁设计的主要控制条件,特别要注意逐年的淤积、泥石流巨大石块悬托于泥位以上的高度、巨大的爬高。青藏线西海段调查了 20 条沟,大都因净空不足而遭受泥石流的灾害。1982 年曾调查统计过历年造成铁路设备遭受破坏、车站股道和桥梁被淤埋、行车中断等灾害较大的泥石流,达 173 起。宝天线 1978 年 7 月在伯阳地区的一次暴雨,使附近多处发生严重泥石流,如 K1391 + 635 处 1 孔 10 m 钢筋混凝土梁桥发生泥石流达 $180 \times 10^4 \text{ m}^3$,随暴雨流下约 $120 \times 10^4 \text{ m}^3$,切断桥台、冲走桥梁、淤埋线路长 150 m,最高处淤高 8 m,中断行车 300 h,是历史上少见的。

8.1.4 目前对泥石流冲刷桥基的机理尚不清楚,仍采用一般河流的冲刷公式计算,如成昆线北段西昌一带泥石流沟达 30 多个工点,基本上都采用了本规范第 7.2.1、第 7.2.5、第 7.3.2 等条所规

定的计算办法计算冲刷深度,结合现场调查确定了埋置深度。经过多年运营,埋置深度尚未发现偏小现象。

山区桥位跨过泥石流流通区时,基础埋置深度通常考虑冲淤交替,分析其一次最大下切深度。桥位跨过泥石流堆积扇尾时,经常遭受大河切割搬运,引起泥石流沟沟床高程的不稳定,并以溯源侵蚀的形式造成一次冲淤变幅较大的特点,如迤布苦 1966 年一次最大冲刷达 13 m。桥墩直接受大河水流切割影响时,还应该以大河水流的局部冲刷深度作为控制因素,考虑桥墩基础埋置深度。

山前区桥位跨过泥石流堆积扇时,埋置深度一般都以泥石流沟的沟床现状作控制,并考虑在一定时限内可淤积的高度。

8.2.1 岩溶流量计算一般采用小径流计算方法。对一些影响工程较大的溶洞,应该进行调查研究和必要的水文观测工作。一般出水溶洞可采用矩形薄壁堰或三角堰测流公式计算。

8.2.2、8.2.3 峰林间较大的谷地和串珠状的洼地称为坡立谷,它和大型溶蚀洼地以及封闭洼地都是地下暗河发育,地表排水极为不畅之处。漏斗、落水洞容易堵塞,雨季积水成塘,又有间歇性,上升泉经常改变着水位和流量,水文条件极其复杂,适宜修桥,不适合设置涵洞。如川黔线桐梓车站附近、息峰车站、贵昆线乌速龙车站等,由于洼内的漏斗落水洞被堵塞,而溶泉、溶洞潜伏的暗流水又急剧上涌,水位猛增,涵洞不能排水,车站路基浸泡,农田淹没,造成水害。

8.3.1 受潮汐影响河段的设计频率的水位、流量和流速,一般不是发生在同一时间,故要求分别计算。

感潮河段是受径流和潮流互相影响,互相消长的两向流河段,由于两者在不同区段具有不同的作用,故将感潮河段分为上、中、下 3 个区段。上段主要受陆地的径流作用,潮流对本区段的作用极为微弱,从上游来的径流大小为决定本区段的主要因素。中段是径流和潮流两种力量强弱交替变化的区段。随着不同的水文年度或年内洪、中、枯水季节及大、小潮流的变化,这两种力量相互消

长,某些时间以潮水作用为主,另一些时间则以径流作用为主。下段主要受制于海滨的条件,潮流的强弱为决定本区段水力条件的主要因素,因此在感潮河段建桥时,首先要弄清其所处区段的性质,根据河段的具体情况考虑潮汐的影响。

8.3.2 感潮河段上的桥渡,由于桥位在其上、中、下3个区段的不同,两向来水中以何者为主也将不同,可能是洪水,也可能是潮水,其组合属于既非物理成因相同的关系,又非纯粹的随机,但它们之间还是存在着一定的相关关系。当桥址处水流发生的频率为 $P = 1\%$ 时,桥址上游或下游的主要来水侧可能是 $P = 1\%$,另一侧既不会是 $P = 1\%$,也不会是 $P = 100\%$,而是 $1\% < P < 100\%$;另一种条件也可使桥址产生 $P = 1\%$ 频率的水流,即主要来水侧 $P = y\% \neq 1\%$, y 是略大于1的某一数值,而另一侧 $P = z\%$,并存在 $1\% < z\% < i\%$ 的关系,为简化计,计算时可按桥渡河段主要来水(潮水或洪水)侧采用设计频率,另一侧采用可能与其遭遇的水流频率,两者组合后形成桥址处相当于一般无潮汐影响河段要求的设计频率。

桥渡位于感潮河段的上游段,即在洪水期桥址处已不产生负流速,仅受水流顶托影响的区段。该段来水基本上是河川径流,为洪峰流量控制。因此设计流量、流速可按一般无潮汐影响河流的办法计算确定。设计水位则应该依上游来的设计流量与下游的高潮位相遇推算。至于断面上各水深处的垂线平均流速可按下式计算:

$$v_t = \bar{v} \left(\frac{h_i}{\bar{h}} \right)^n$$

式中 v_t ——设计流量时最大或某一水深相应的垂线平均流速 (m/s);

\bar{v} ——设计流量时断面平均流速 (m/s);

h_i ——设计流量相应水位时的最大或某一垂线水深 (m);

\bar{h} ——设计流量相应水位时的断面平均水深 (m);

n ——指数,可根据实测资料统计分析计算,若无资料时,

视具体情况在 $1/6 \sim 2/3$ 之间采用;对于有涌潮和潮差大的河段,根据浙江省河口海岸研究所利用钱塘江河口的实测资料分析,可采用 $n \approx 1.0$ 。

注:水深计算时,最好采用设计流量时可能发生的最低水位。在此处要按一般无潮汐影响河段的办法来计算设计流量的相应水位。

感潮河段的下游段是指河口潮流段,河口潮流段有下列两种情况:

(1) 位于由潮流所控制的靠近河口的下游段,其水位、流量主要为潮流控制,因此典型潮型的选择至关重要。根据统计计算得到的设计值放大,求出设计潮位过程线后,需再与上游可能与设计潮位遭遇的流量过程线组合,求出桥址处各设计值。

(2) 位于由潮流或径流所控制的靠近河口的下游段,除进行上述计算外,尚需用上游来的设计流量过程线与河口可能与之遭遇的潮位过程线组合,求出各设计值,两者比较,采用其不利者。

介于两者之间的中游段,桥址处发生设计频率水流时,潮水或洪水谁占主导地位较难确定,因此两种组合都要计算。

主要来水侧和另一侧各选择多大的频率才能组成桥址处的设计频率的问题,目前还未完全解决。如按上、下游来水频率的组合仍有着相关关系的原则,提出下述处理方式,供使用时参考:

(1) 假如桥址处调查到相当于 100 年一遇周期的历史水位,同时还调查到在该历史水位时桥址上游来的洪水频率为 P_y ,下游涌来的潮水频率为 P_z 。计算时可采用两组频率组合条件进行,然后选择两组结果中的控制值作为设计值。一组频率的组合是以原来调查到的上、下游来水频率(即上游为 P_y 下游为 P_z)的水流过程线,采用非恒定流方法计算桥址处各水力因素设计值,另一组组合,在主要来水侧采用 $P = 1\%$ 的水流过程线,另一侧采用频率为 P_x 的水流过程线进行两向来水组合计算, P_x 可按下式计算:

$$P_x = \frac{P_y P_z}{P_{1\%}}$$

式中 P_y, P_z ——分别为实测或调查到的桥址上游洪水及其相应下游潮水的频率。

(2)若桥址处调查到的历史最高水位不是 100 年一遇周期,而是 70 年一遇,则按上述方法求出的桥址各水力因素只相当于 $P_{1/70}$,因此需换算到桥址处 $P_{1\%}$ 的设计值。需将按上述方法计算得到的各水力因素值乘以大于 1.00 的系数。这里提出两种将 $P_x > 1\%$ 放大到 $P_{1\%}$ 的计算方法,以供比较和选用。这两种方法都首先要求调查到本河段或与桥址区段类似河段的 C_v 值及 C_s 与 C_v 的关系值,再根据调查到的或推算出的 C_v 及 C_s/C_v 值,按皮尔逊 III 型曲线中 $P_{1\%}$ 及 $P_{1/70}$ 的模比系数 K_p 值,计算出 $K_{p_{P_{1\%}}} / K_{p_{P_{1/70}}}$ 的比值,该比值即为放大系数。下边分述两种放大方法:

①第一种方法有两种组合方式。一种以桥址处调查到的历史最高水位为 70 年一遇时,其上、下游所发生的相应频率的 K_p 值,乘以放大系数,得出各自新的 K_p 值,反求出桥址上、下游可组成桥址处 $P_{1\%}$ 的新的频率。以桥址上、下游计算放大后的新的频率水流过程线,推算桥址处 $f_{1\%}$ 的各水力因素设计值;另一种组合方式,则以前一种放大后的桥址上、下游新的频率,在主要来水侧采用水流频率为 $P_{1\%}$,按照上式计算另一侧频率,再以两种频率组合计算桥址处 $P_{1\%}$ 的各设计值。

②第二种方法也有两种组合方式。该方法与第一种方法不同点在于:放大系数不是放大频率级别,而是放大在调查频率组合条件下计算得到的各水力因素值,具体做法是:一种以桥址处调查到的历史最高水位为 70 年一遇相应时的桥址上、下游边界站的频率,直接组合计算桥址处的各水力因素值,然后将这些数值乘以放大系数,则计算桥址处 $P_{1\%}$ 的各设计值;另一种,仍是在主要来水侧采用 $P = 1\%$ 的水流过程线,另一侧依调查到的桥址处 70 年一遇相应的桥址上、下游实际发生的频率,按上式计算其采用的频率 P_x ,并制定其过程线,然后求出桥址处各水力因素值。在此基础上,乘以放大系数,即得桥址处各水力因素设计值。

上述的处理方式反映了洪水与潮水的遭遇条件,既非两者频率相乘后等于 1%,也非两者皆为 1%,而是两者频率相乘后为 1% 至 0.01% 之间的某一数值。该值恰是桥址处 $P = 1\%$ 的频率。

举例如下:桥址河段调查到历史最高水位的周期为 100 年,该年同期相应上游洪峰流量的频率为 $P = 2\%$,下游与之遭遇的潮水位频率为 $P = 3.33\%$,采用第一种计算方式时,直接采用上游 $P = 2\%$ 及下游 $P = 3.33\%$ 的水流过程线,组合推算桥址处各水力因素设计值。第二种方式的主要来水侧(本例为上游侧)采用 $P = 1\%$ 流量过程线,则下游潮水位过程通常采用的频率为:

$$P_x = \frac{2\% \times 3.33\%}{1\%} = 6.66\%$$

然后按上述两个频率的水流过程线进行组合计算,得到桥址处各设计值。由于上述两种组合计算皆属桥址处的同等级的频率,因此要将两种计算结果进行比较,选其控制者作为设计值。

若桥址河段调查的历史最高水位的周期不是 100 年,而是 70 年,该年相应的上、下游来水的频率仍同前所述,还调查到桥址河段或相似河段的 $C_v = 0.10$, $C_s = 2C_v$,查 K_p 值表, $P_{1\%}$ 时 $K_p = 1.25$, $P_{1/70}$ 时, $K_p = 1.223$,放大系数 $K = 1.25/1.223 = 1.014$ 。 $P = 2\%$ 时, $K_p = 1.21$; $P = 3.33\%$ 时, $K_p = 1.192$ 。

按照第一种方法的第一种放大方式,将桥址上、下游频率 $P = 2\%$ 及 $P = 3.33\%$ 的级别放大,即 $P = 2\%$ 放大为: $K_p = 1.21 \times 1.014 = 1.227$,求得新频率 $P = 1.575\%$; $P = 3.33\%$ 放大为: $K_p = 1.192 \times 1.014 = 1.209$,相应新频率 $P = 2.025\%$ 。以此新计算得到的上、下游的新 P 值过程线,组合计算桥址处的各水力因素设计值;第一种方法的第二种方式,即主要来水侧(本例为上游侧)采用 $P_{1\%}$ 的水流过程线,另一侧采用 $P_x = \frac{1.575\% \times 2.025\%}{1\%} = 3.189\%$ 频率的水流过程线,组合计算得到桥址处 $P = 1\%$ 的各设计值。

第二种方法的第一种放大方式,直接采用上、下游调查的 $P_{1\%}$

值过程线,先推算出 70 年一遇的水力因素值,再将计算得到的值乘以放大系数 $K = 1.014$,得到桥址处各设计值。假定 70 年一遇时求出的桥址水位为:高潮位 $H_p = 3.50 \text{ m}$,低潮位 $H'_p = 1.50 \text{ m}$,换算桥址处 $P = 1\%$ 时, $H_{p_{1\%}} = 3.50 \times 1.014 = 3.55 \text{ m}$, $H'_{p_{1\%}} = -1.50 \times 1.014 = -1.52 \text{ m}$,该值即桥址处设计频率的水位,流量的换算也同样处理。第二种方法的第二种方式,主要来水侧仍采用 $P = 1\%$ 的水流过程线,另一侧采用 $P_x = \frac{2\% \times 3.33\%}{1\%} = 6.66\%$ 频率的水流过程线,组合计算相当于 70 年一遇的各水力因素值,然后在此数值上乘以放大系数 K (本例 $K = 1.014$),即得出桥址处的各设计值。由于上述四种方式都属于同一频率等级,因此需将此结果加以比较后,选用其控制者作为桥址处的设计值。

如调查确定历史洪水频率有困难时,可一侧采用 $P = 1\%$,另一侧采用 $P = 5\%$ 进行组合,两侧皆算,选其不利者作为设计值。除了确定桥址上、下游两侧选用频率的水流设计过程线外,尚需对潮区界上边界至河口入海处下边界之间的河势流路的变化,长河段各断面的冲淤进行分析研究,决定采用的流路和各断面的形态。若不这样做,推算出的设计流量和设计水位可能与将来实际发生的数值有较大的差距。糙率的选用须慎重,最好采用实测资料。

8.3.3 在确定高低潮位频率分析时最少的资料年数时,《港口与航道水文规范》JTS 145—2015(以下简称“港规”)通过对我国沿海有 50 年以上验潮资料的大连、秦皇岛、吴淞、上海、马尾、厦门等几个港口,分别采用 15 年、20 年、30 年的资料进行分组计算,并与按全部资料年数的计算结果对比,经梳理分析后表明:用 30 年资料计算与用全部年数的计算结果对比,结果很接近;用 20 年资料计算,相差一般在 20 cm 范围以内;用 15 年资料计算,相差一般在 30 cm 以上,故规定在频率分析时年数一般不少于连续 20 年。

按本规范第 5 章有关规定计算出各水力因素的设计值后,采用峰值倍比放大可推算出各水力因素的设计过程线。

流速设计值包括设计条件下断面平均流速和各水深垂线平均流速,垂线平均流速参照第 8.3.2 条说明中的公式计算。

8.3.4 本条文对缺少资料和无资料地区计算桥址或河口站的水力因素设计值的计算办法,是参照“港规”附录表 G.0.1 的有关公式,结合感潮河段桥渡的要求,综合考虑后编制而成。

8.3.5 鉴于桥址或河口站缺少或无实测资料,不得不采用相似河段或附近位置的资料推算到桥址处,故计算得到的设计值精度是较差的,确定设计值时审慎选用。

8.3.6 本条是利用间接资料,将各年的水力因素推算到桥址后,再进行统计计算得到桥址处各设计值的一种计算方法。这种方法是在上、下游应采用什么频率才能组成桥址处的设计频率的问题还未完全得到解决之前的一种比较适用的方法。该方法分成两步计算,先运用非恒定流计算,将上、下游各年主要时段的水力因素推算到桥址,再将推算到桥址的各时段的水力因素进行统计计算,推算出设计频率的水位和流量。其中非恒定流计算可采用数值解法的特征线法、直接差分法或有限元法,目前许多单位已编有软件程序可利用。此外,也可用简化计算、水工模型试验、数值模型和经验法等非恒定流的方法进行求解。

8.3.7 挡潮闸附近或受围垦影响区段内的桥渡,由于建闸或围垦前后河道的水流和泥沙运动都发生了较大变化,分属于有人工建筑物与天然条件两个不同的状况,因此建闸或围垦前后的资料要分别对待,找出各自的规律。一般来讲,当桥渡建在挡潮闸附近,大多数情况是:挡潮闸已经建好或即将兴建,因此可向建闸或闸的管理单位索取有关闸的设计和运用资料,作为桥渡设计的重要依据。若无该项资料或者闸的标准较桥渡设计标准为低时,要调查关闭和提升挡潮闸时各有关水力、泥沙因素的变化;同时还要考虑建闸前较长年代中出现的不利情况是否可能重演及其在建闸后的变化,这些因素都需在桥渡设计时考虑。若在桥址下游河口处,有上级机关批准的大片围垦缩窄河口的规划,并已着手进行初步设

计时,则桥渡设计对围垦缩窄后河床的再调整和对桥渡的影响应该予以考虑。

8.3.8 不受洪水控制的感潮河段或无径流的海湾建桥,桥长除根据通航条件考虑外,还要了解流速变化对该河段鱼群往返等生态关系和可能修建路堤与两侧水位差的情况以及环境污染等因素,经综合研究比较后确定。

8.3.9 感潮河段上有封冻及流冰时,需要注意水流往复双向流动的作用。有大型冰块流动时,需要考虑桥墩是否需设双向防冰或破冰设施;其桥孔布设通常以不阻碍冰块的宣泄为原则。如京山线永定新河大桥距河口 8 km,平时流速 2 m/s 左右,该桥原设计修建跨度 20 孔 23.8 m 的预应力混凝土梁桥,建桥后 3 年内,即发生严重流冰撞击桥墩事件。据调查最大流冰块达 200 m × 300 m,冰厚达 0.5 m,来回浮动,撞击桥墩,梁部结构也受到剧烈振动,影响正常运营,养护部门防冰破冰极度紧张,后不得不另建新桥,采用主跨 3 孔 144 m 的钢梁桥代替原桥。

8.3.10 感潮河段水位的变化是周期性的,每日高潮位的滞留时间比较短暂,瞬来即去,与一般河流不同,因此,不能像一般河流那样,以年极值水位统计频率的作法来确定通航水位。由于天体的运行是有规律的,且又是复杂的,潮汐有日周期变化、半月周期变化、月周期变化、年周期变化、8.85 年和 18.61 年的长周期变化。为了避免增大基建投资,同时又能满足通航要求,最好采用以全年 98% 的小时通航保证率的相应水位值作为通航水位。潮位资料较多时,可用长周期变化的 8.85 年 ~ 18.61 年间的 10 年一遇周期的全年逐时潮位资料进行小时通航保证率的水位计算;天然情况 10 年一遇的潮水位,实际上已经包含了风暴潮增水的数值,较正常天文潮位为高;而在风暴期间船是不适合航行的,所以该数值实质上已接近 18.61 年长周期变化的天文大潮潮位值。在这种情况下,每天 24 h 中平均仅有 29 min 不能通过本河最大的船只,而其他船只仍可照常通行。潮位资料较少时,则采用实测最高潮位年

的全年逐时潮位资料,统计计算出小时通航保证率的相应水位。若仅有年极值的潮位资料时,由于无法作小时通航保证率的水位计算,最高只能采用历年高潮潮位的平均值作为通航水位。

8.3.12 潮汐波在行进中,往往在冲击桥墩后变成碎波。浪溅(碎波)高度比波浪高度要高得多,但目前对浪溅冲击高度尚无计算办法,一般根据调查资料确定。根据资料,海水中钢管腐蚀最严重的部位即在浪溅冲击处(飞沫带),每年达 $0.3\text{ mm} \sim 0.5\text{ mm}$ 。因此,对钢梁桥及钢支座的浪溅腐蚀部位需要采取防护设施。

8.3.13 加拿大《桥梁水力学指南》及苏联1972年桥渡规程指出,感潮河段上桥梁的冲刷,通常按非感潮一般河段桥梁冲刷公式计算。但由于潮汐水流的影响,计算值应该考虑加大。究竟如何加大,规程中没有明确指出。我国对感潮河段桥梁冲刷计算问题,迄今未展开有效的研究,也无资料积累可参考,并且无确切的办法。一般除按非感潮河段的桥梁冲刷公式计算外,还要求对桥渡河段历年的冲淤变化进行调查,分析既有建筑物的冲淤情况,同时尚需考虑往复流不同于一般单向河流,其洪水和泥沙运动对河道的冲淤影响,以及海水入侵后,盐水对泥沙的絮凝作用所引起的影晌。根据调查分析结果,再行确定潮汐河段上桥梁的冲刷数值。必要时需要进行水工模型试验确定。

8.4.1 水利化地区往往不能直接采用水文站实测洪水资料推算设计洪水流量,这是由于水利化以后,每年发生的最大流量条件可能不一致,造成其差异的主要影响因素为:

(1)水利设施:如流域内有蓄洪作用较大的水库,当水库拦蓄影响较大时,下游河道流量则与水库下泄流量大小密切相关,而水库下泄流量已非天然情况,其流量系列不是一个随机系列,而是由人工控制的人造流量系列。因此不仅建库后的流量与建库前的流量产生条件不一致,不能一并统计计算,而且建库后的流量系列也不能排队进行统计计算。

(2)河道开挖治理:平原河道开挖治理之前,往往淤浅曲折,

稍大的洪水即到处漫溢,大量注入洼地,使洪峰流量大为削减;当河道开挖治理后,由于河道加深拓宽,裁弯取直,使水流排泄通畅,减少了漫溢情况,所以汇流速度加快,洪峰流量增大。因此河道开挖治理前后的流量将可能产生显著的变化。显然,由开挖前后组成的历年最大流量系列,其产生条件不一致,不能直接用数理统计法进行计算。

(3)漫滩影响较大:平原河流主槽窄浅,滩地辽阔时,洪水出槽或漫滩前后的流量变化较大。洪水在出槽或漫滩之前,流量随净雨量增大而增大,但当洪水漫滩以后,由于地面径流有很大一部分漫坡流动不归槽,或调蓄于辽阔的河滩及洼地,造成净雨量即使增大,但流量增值反而显著减小的情况。淮委曾在分析坡水区流量公式 $Q = KRFn$ 中 R 与 F 的关系中发现,随着净雨深 R 的增大,系数 K 值逐渐减小,而且出现一个明显转折点。转折点以上部分,随着 R 的增大, K 值迅速减小,曲线的转折点相当于平槽水位的情况。这说明在平槽水位以上,当径流深增加时,流量反而减小较快。

因此平原地区漫滩前后的流量,其条件有较显著的差异,也不宜应用数理统计法对漫滩前后洪水直接进行分析计算。尤其是如应用未漫滩洪水流量推算稀遇的漫滩后洪水流量,其成果将可能偏大很多。

(4)溃堤分洪:平原地区为了两岸防洪的需要,地方往往筑堤束水,使一般中小洪水时在堤内行洪。但当较大洪水时将产生溃堤或分洪,部分洪水分流至其他流域或调蓄于河滩洼地,使溃堤、分洪口门上下游水文站实测洪水流量历年发生条件不一致,即有些年份最大流量没有溃堤分洪影响,有些年份则产生溃堤分洪。而且溃堤分洪的情况也不相同。

由于上述各种因素使平原低洼(河网)地区应用流量资料推算设计洪水会有较大的困难。推算的成果可靠性也较差,因此条文规定采用雨量资料推算。考虑到设计流量和各种参数选择的误

差可能会使推算的设计流量和水位与实际出入较大,因而要求以流域治理后的实测较大洪水资料和相应降雨量资料进行验证校对。其作法是:选择流域和河道治理后与现状相近的较大洪水,由该次洪水相应的流域降雨资料,按采用的暴雨洪水计算方法推算相应洪峰流量和过程,并与实测的洪峰流量和过程进行校对,若二者相差稍大但经分析尚属合理时,可适当调整有关参数使计算值与实测值相近,然后再按调整后的参数推算设计水位。

水利化地区由于溃堤、分洪后滩地巨大调蓄的影响,使得桥址和上下游水文站的最大洪峰流量常常相差很悬殊。甚至流域面积大很多的桥址洪峰流量,要比上游水文站洪峰流量小很多。如京广铁路漯河大桥,跨越淮河上游最大支流之一的沙河。上游平顶山水文站实测 1956 年最大洪峰流量为 $9\,470\text{ m}^3/\text{s}$ 。但经沿途溃堤天然滞洪及泥河洼蓄洪区蓄洪,到漯河水文站测得该年最大洪峰流量仅 $3\,170\text{ m}^3/\text{s}$ 。沙河上游叶县水文站 1957 年测得最大洪峰流量为 $10\,500\text{ m}^3/\text{s}$,同样经沿途溃堤天然滞洪及泥河洼蓄洪,在漯河水文站处测得的最大洪峰流量仅 $3\,300\text{ m}^3/\text{s}$ 。因此,在应用桥址上下游水文站实测成果时,应考虑分洪、蓄洪、滞洪、溃堤以及破坏等的影响。

应用上述因素影响的实测资料推算设计洪水时,应先将观测资料换算为同一条件或统一基础上的随机变量,如将溃堤分洪影响的流量还原为归槽流量;水库下泄流量还原为坝址天然流量等,而后才能进行统计分析。

8.4.2 凡流域经过治理或有人工控制的河段,当地水利部门一般均有详细的水利规划和水文分析计算资料。在这种情况下,为了使铁路桥涵的水文计算成果与水利部门相一致,可以利用水利部门的勘测和分析资料,但水利部门一般是作为流域和河道防洪需要进行,其设计洪水标准与铁路不同,当需采用当地水利部门分析的成果时,尤其是对于直接控制桥涵设计的数据,应了解其推算方法是否合理,考虑因素是否与铁路桥涵设计要求相符,否则很可能

会造成后患或浪费。

8.4.3 当地水利部门制定的排涝公式,由于排涝设计洪水标准较低,一般仅为3~5年一遇,故其统计的实测资料,基本是出槽的洪水,超过此标准的大洪水,由于平原地区漫滩槽蓄的巨大影响,将使流量增值显著减小。

由于平原漫滩槽蓄的巨大影响并未在排涝公式中反映出来,因此直接应用当地水利部门排涝公式推算稀遇洪水往往会偏大很大。如淮委和安徽省在制定淮北坡水区排涝流量公式时,所依据的实测洪水资料都是平槽以下的中小洪水。考虑到当上游来较大洪水时,两岸涵闸将关闭,堤外坡水积蓄于滩地或顺坡而下,控制断面附近的水流不能进入河道,减少了洪峰流量。所以规定应用淮北坡水区的排涝流量公式计算10年一遇流量时按90%计算,20年一遇流量按80%~85%计算。对于更稀遇洪水,由于折减系数更小,且无较多资料印证,故未予规定。据淮委分析,百年一遇流量折减系数为0.6~0.7,甚至更小。

8.4.4 平原地区由于地势平坦,洪水时因溃堤、破圩的相互影响,往往使各汇水区相互串通。如津浦铁路符离集至宿县的淮北大平原,濉河、唐河、沱河已筑堤防,洪水特大时互相溃决。1910年、1930年洪水时除濉河在桥址未破堤外,其余各河洪水串通,泛滥一片。此时往往会加重下坡端桥涵泄洪的负担。因此要调查了解水流患集的情况。布设桥涵时通常根据地形、地势、各桥沟底高程和上游分水线的明显程度,调查有无串集于沟底最低或地面下坡端桥涵的可能。如某铁路有三座小桥,中间K351+428桥沟底最低,大水时另外两侧流域的水流大部串集于该桥,而两侧桥的通过流量甚少,只起了分洪桥的作用。1956年洪水时,该桥孔径太小无法通过,桥前积水很高,形成上下游水头差近1m,造成出口流速很大。加之下游20m左右处有急弯,由于高速水流加急弯,在弯道外侧形成漩涡回流,强烈淘刷沟西岸,使西岸桥台基础下被掏空而下沉,抛片石近一列车进行抢险。因此,对地势最低或沟底最

低的桥涵,应按串集水流的几个流域做统一汇流分析计算。否则,对下坡端或地势最低的桥涵应适当增大孔径。如津浦铁路宿县至固镇复线勘测设计时,上游以沱河堤为界,中间每一条主要河沟为一个天然汇水区,铁路上游有平行铁路的运河将各汇水区串通。水文分析时将每个汇水面积的人流,均由桥孔及运河两处出流,而运河水面坡度影响其出流。考虑桥前积水和下游浍河倒灌顶托,按水量平衡计算。桥前蓄水体积按等高线图圈出。

8.4.5 影响内涝积水高度的因素除流域的降雨和损失外,还直接与流域内水利设施和泵闸抽排能力、遭遇外江外海水位过程等因素有关。内涝区一般都有主要蓄水区,多为在低洼湖塘蓄水区边沿筑以圩堤,以防护圩堤以内围垦土地在常年洪水时不被淹没。围垦区内往往还有各乡村自行修筑的封闭圩堤保护各自的耕地。因此这些蓄水区和圩堤工程将直接影响内涝积水的高度。近年来大量小型泵站群和大型泵站、排水闸相继修建,对人为控制和降低内涝积水位,以及防护圩内村镇农田起了很大作用。外江外海水位的高程和过程,不仅影响排水闸的启闭和排洪量,而且当外江水位达到一定高程后,由于泵闸设备和站址稳定性的要求将停止抽排或关闸。了解泵闸的启闭条件和运用情况主要是为了确定内涝积水计算的原则,以确定在什么情况下可以考虑或不应考虑泵站或排水闸的排水能力,并根据实际使用情况予以印证。有些围垦地区,由于还在继续进行围垦,以致蓄水区有减小的可能,设计计算时就不能完全按现状考虑,而应考虑蓄水区减小后内涝积水位可能增高的影响。

(1) 当圩内无设备和能力向外江外海抽排时

内涝积水高度完全取决于关闭封圩期间相应总净雨量的大小。因为这期间圩区径流量除蒸发、渗漏损失之外别无其他出路。因而关闭时间愈长,相应历时的总净雨量愈大,内涝水位就愈高。此时由总净雨量乘以流域面积得总来水量,再由蓄水区的库容曲线和死水位即可查出相应内涝积水位。

(2) 当圩内有泵站或水闸向外江外海抽排时

①考虑人工抽排计算内涝积水位与天然情况下内涝积水位最主要区别就在于后者是以汛期关闸期间总净雨量为控制,而与其间的净雨过程无关;前者并不取决于某一期间总净雨量的大小,而是取决于其间某一强度大而雨量集中的暴雨。这是由于有泵闸抽排时,即使总雨量很大,但只要降雨均匀分散,雨强小于抽排能力时,则来水量完全可以逐时段被排除,不可能形成较高积水;反之若总雨量虽然不很大,但雨强大而集中,大于抽排能力时,则将形成较高积水位。因此计算时要注意选择较短历时(数天内)雨量大而集中的情况。以此为基本条件选择一年或数年的实测降雨过程作为典型年资料,根据推算的各时段(1、3、5、7、15 和 30 天及整个关闸期间)设计降雨量,由典型年资料分段按设计降雨量放大即可得出设计的降雨过程。再由产流常用方法求算净雨过程。然后即可根据流域面积换算为来水量过程。但无论用何种产流计算方法,由于内涝区损失量计算的误差常会影响计算成果的精度。故在有较完整的实测资料时,可根据某年闸站实测水位过程、抽排水量和库容曲线由水量平衡原理反求净雨量,与按产流方法分析计算的净雨量相印证。

②根据对已建泵站的调查表明,泵站抽排可连续进行,如大沙铁路在 1980 年长江高水位和流域内大暴雨情况下,大冶湖泵站连续开机最长 23 天,阳新湖泵站连续开机 1 个月以上。使用台数均为实际安装已正式投入运用的台数,每日开机数为 20 ~ 22 h,开机利用系数为 0.85 ~ 0.90。根据实际使用情况并考虑偏于安全,在同时有排水闸和泵站的地区,当外江水位低于圩内水位时仅考虑闸排,不计泵站抽排。

本规范条文还规定在计算中应考虑停止抽排的可能因素和影响。如内涝区内的主要蓄水区周边圩堤标准一般远低于内涝区江河堤防的标准,而主要蓄水区的库容又往往有限,因此当内涝积水位达到和超过蓄水区圩堤堤顶高程时,由于溃堤破圩的影响,淹没

损失将迅速扩大发展,甚至波及整个内涝区。地方设置泵闸的目的主要是使积水限于蓄水区内和保护围垦的田地和村镇,若遭遇特大洪水使蓄水区外的圩区也遭淹没,而抽排能力又不足以在短期内抢排圩内积水时,则在已经造成不可避免的淹没损失情况下,继续抽排的效益已不显著,此时有可能停止抽排,为安全计,通常考虑其后的来水量全部积蓄于圩内。又如大型倒虹吸排水管的泵,当外江水位超过倒虹吸管驼峰高程以后将停止抽排。大冶湖泵站在1980年洪水时,当8月30日长江水位达23.46 m(排水管驼峰高程为23.50 m)时即关机堵塞排水口。再如当外江水位超过泵站的设计外江水位以后,为了闸室的稳定和安全要求可能停止工作等,这些因素都必须进行调查了解和适当予以考虑。

③为了校核和修正内涝积水计算中所确定的方法、原则及产流分析中概化所带来的误差,故条文要求选择近年较高积水年份的资料进行验证以后再推算设计积水位。

8.4.6 河网地区由于河道纵横,几何形态和水流状态都异常复杂,为了各种目的,在河流上还建有各种建筑物,如排涝闸、挡潮闸、桥涵等。再加上边界条件的影响,如江河湖泊和潮汐的影响,而各条河流的水流总是互相沟通,形成整体,任何一条河流上改变原来的水流状态都将影响与它连接的其他河流,以致在各种条件的综合作用下,难以准确计算。过去都根据现场调查,与当地有关部门协商拟定桥涵孔径,而未作水文分析计算。如20世纪50年代初期肖穿铁路肖甬段旧线修复时,铁路大部穿过河网地区,桥涵孔径类型及布置,一般按调查既有建筑物使用情况,并与当地政府和群众按通航、灌溉及其他水利规划要求协议决定。随着水文分析计算方法的发展和电子计算机的普遍应用,对复杂的河网计算目前已经初步得到解决,并在逐步完善。但计算时需要较齐全完整的流域降雨和河道断面资料。因此在某些流域尚不具备这些条件时,仍拟着重深入调查历史洪水成因和最高水位,桥涵孔径和设置可按河道宽度或堤距结合调查与地方协商确定。由于河网地区

地势平缓,如压缩河道宽度或堤距,往往会形成过高的桥前壅水,造成严重内涝。

当流域内有较完整的降雨及河道断面资料时,可采用河网水文分析计算方法。

河网圩区目前所采用的水文分析计算方法归纳要点,就是应用由暴雨推算设计洪水的方法去解决河网圩区的入流过程;应用河道洪水演进的方法去处理河网圩区调蓄后的过程,现简略介绍如下:

(1)入流过程:采用暴雨推算设计洪水的方法,即由流域的设计暴雨、产流和汇流分析确定,有条件时可利用流域实测资料进行分析,否则可采用当地水利部门的手册和查算图表求算。

根据河网圩区的水文特点,当洪水期上游来水或当地大面积降雨不能及时排出,积蓄在河网中的水漫过圩泽或田埂,那么约束水流运动的就不再是河槽,而是较高的道路、堤防等障碍物组成的网格单元,水流在该单元内成平面流动,单元间通过河流、涵闸或电排站连接,加以流域内山丘区、蓄洪区、分洪区和平原排涝区的产、汇流情况均有较大的差异,因此采用单元汇流计算方法较为合适,即将流域根据不同的产、汇流特点划分为若干个单元面积,分别进行产、汇流计算,求算各单元的入流过程。

(2)河网圩区的调蓄演算:河网的水流状态,一方面受河网、几何形态的影响,另一方面也受上下游边界条件如湖泊潮汐的影响,水力因素随时随地在变化,属典型的非恒定流运动。围圩内部的河道,水流一般变化较小,可以近似看成为恒定流。因此河网圩区的调蓄演算是以边界条件为控制(上边界一般是山丘区的入流过程,下边界是江河湖泊或潮汐的水位过程)的河段调蓄演算。对于河网中的骨干河道,一般采用非恒定流的数值解法,如瞬态法、特征线法、差分法等方法求解;对于较小的圩内河网和次要河道,可采用简化方程进行计算。

8.4.7 灌溉流量主要依据所在地区的土壤、种植类别,降雨量及

灌溉面积大小等因素而定。跨越大型渠道或当地进行过灌溉计算的灌溉系统,应该搜集利用。需自行分析计算时,可参阅原长江流域规划办公室水文处所编《水利工程实用水文水利计算》第四章和当地编制的水文或灌溉设计计算手册及有关资料进行。

8.4.8 铁路通过地势低洼的行洪区或蓄洪区将经常造成水害,淹没站舍设备,引起路堤下沉。如淮南铁路合肥车站附近一段线路跨经地势低洼地带,1980年洪水时火车站明光路一带一片汪洋,淹没30多个工厂,使7500多户路内外群众遭受损失。合肥市为确保市区的安全,在明光路沿板桥河、南淝河加高堤防,当南淝河水位超过14.5 m,火车站和明光路一带将作为行洪区。又如津浦铁路蚌埠至临淮关约30 km铁路,位于淮河的方丘湖行洪区和临北退建行洪区内,1982年在临淮关处扒口行洪,路堤浸水一个多月,造成长期下沉。跨经蓄洪区时,由于蓄水宽度较宽,且大部分流速极低甚至接近于零,桥孔不必也往往不可能沿整个宽度设置,故应该了解主流区位置并布设桥孔。主流区一般为原河道和排洪道。如京广铁路跨越的老王坡蓄洪区,宽度达15 km。

蓄洪区内除污泥河为主要排洪河道,设置中桥外,区内还分散设置一定数量桥涵,1962年并按上下游水位差不大于0.2 m检查和扩大桥孔,以减少上游的淹没范围。

蓄洪区蓄水时间较长,桥涵流水面高程设置过低会影响正常维修工作的进行。由于洪水期间高水位持续时间也较长,故遭遇风浪侵袭的机会也较多。

8.4.9 当桥渡受下游人工建筑物或江河湖泊的回水顶托时,由于壅水区的水流减缓,上游挟带的大量泥沙将部分沉积于其附近,造成床面和水位的抬升。如成渝铁路油溪大桥,位于油溪与长江汇合口上游约300 m处,受长江倒灌长数公里,桥址是淤积多于冲刷。当溪水与江水洪峰重叠时,汇合口水平如镜,河身淤浅很多,仅当江水退后,本溪水流才慢慢在淤积的河床上冲出一条小沟来。再如渭河口因黄河洪水倒灌顶托,使下游河段造成严重淤积。当

黄河来水大,渭河水小时,汇合口潼关的水位迅速抬升,汇流区发生壅水,对渭河引起顶托倒灌,长度一般超过华阴(位于河口上游约 30 km)。河口段则成为黄、渭河滞洪、滞沙的消能地带和泥沙堆积的沉积环境。每当黄河大水倒灌时,水面多形成倒比降,如 1971 年 7 月 25 日倒比降达 1.4‰。黄、渭两河来水顶托结果,形成拦门沙。拦门沙河段形成壅水,顶托渭河来水来沙,引起沿程河床水位抬升,河床淤积。1967 年汛后河口段河床抬升了 1.36 m ~ 3.51 m,河口上游 80 余公里的华县,河床抬升了 0.59 m。壅水对洛河顶托倒灌,迫使洛河口西移至仓西,华县赤水以东滩槽淤积抬高,造成南山支流河口淤塞,影响支流的排泄能力。

从上述事例说明,当桥渡受下游人工建筑物或江河湖泊的回水顶托时,要充分考虑泥沙淤积使床面和水位抬升的影响。由于回水顶托和泥砂淤积的影响,将改变桥址天然的水流和输沙条件,因此桥孔要按顶托出流计算。

8.4.10 河网地区由于通航要求,以采用桥梁为主,少用涵洞。根据上海铁路局对沪宁铁路的调查,表明该地区设桥多设涵少,因而基本能满足当地需要,当地要求改建者较小。但杭甬铁路肖曹段,由于孔径类型选择不当,桥少涵多,当地要求扩孔者较多。曹娥至穿山段,多处涵洞原系与当地协议设置,后因农业发展及运输需要,当地纷纷要求改涵为桥。因此河网地区以采用梁式桥为宜,这对通航、排灌以及维修均属有利。

灌溉渠道的纵坡一般小于涵洞标准设计的临界坡度,如汉丹铁路大多数渠道的纵坡只有 1/3 000,使实际通过能力减小,因此一般按原渠道实际纵坡计算通过能力。渠道为新设计断面时可按不冲不淤纵坡确定通过能力。

由于渠道的有效高度一般较小,要求在固定水深情况下通过所需流量而不容许涵前过高的积水和水流能量的过多消耗,以免造成水流漫溢渠顶或使下游水位降低过多,影响灌溉能力,故要求桥涵一般不能压缩渠道宽度。



渠道在放水过程中由于上游的来沙及渠道自身的泥沙常使渠底淤高,人工渠道几乎每年需清淤一次,因此在桥涵设计中根据现有渠道高程确定流水面高程时,应考虑清淤的要求。否则,按放水后尚未清淤前之实际渠底高程作为桥涵流水面高程时,就会产生偏高的情况。如汉丹铁路 K217 + 934 圆涵勘测时,渠道已放水且淤高了 0.4 m,致使按实测渠底高程确定之流水面在渠道清淤后偏高,影响过水,造成当地要求降低流水面高程的被动局面。

灌溉涵渠的流水面高程通常与当地协商研究拟定。汉丹铁路 K202 + 924 涵,因对渠道的设计要求了解不够,未与当地协商即按原地面高程设置,致使流水面高程高了 0.43 m,当地要求降低。

流水面高程的确定若与排水系统及上下游取土坑不能配合一致,也常造成无法灌溉。如杭甬铁路肖曹段 K15 + 840、K16 + 617、K16 + 920 等处均为 1 孔 1.0 m 圆涵,设计时仅考虑最低排洪要求,将流水面高程定为 6.1 m,而 1953 年最低水位为 5.46 m,农民不能引水灌溉,喻为通风洞,最后不得不在附近另设 1 孔 0.6 m 圆涵进行灌溉。

灌溉过水不同洪水宣泄,其特点是水位较低,要求桥涵孔径类型不致形成过高的涵前积水,在低水位时仍具有足够的过水能力,采用圆涵时往往达不到上述要求。如汉丹铁路 K179 + 805 圆涵,由于干渠截面和水位的限制,通过圆涵的水位较低,稍有积水则使上游水漫渠顶,由于此涵系圆形,孔径又偏小,因此低水位时过水能力很小,不能满足灌溉要求。故采用圆涵时通常将流水面稍予放低,并适当加大孔径。由于渠道截面多为梯形,小型渠道甚至近于矩形,且水深一般较小,因此适合采用矩形涵。

8.5.1 铁路沿库区通过或跨越库区及坝址下游河道时,由于水库修建引起的水流和泥沙条件的改变将对铁路及桥涵造成下述几方面的影响:

(1) 由于大坝修建抬高水位,造成铁路和桥梁改建提高。

修建水库以后,由于坝址水位将较天然水位抬高很多,造成库

内铁路及桥梁被淹没,必须改建提高。20世纪50年代修建官厅水库而使丰沙铁路改线并提高6 m。同时造成京包铁路康狼段的改线提高。黎湛铁路因鹤地水库的修建,造成淹没路堤、桥涵,因而改线21.3 km,增加国家投资约2 230万元。铁四院勘测设计范围内因闽江及其支流将修建水口和沙溪口水电站,要求外福和鹰厦铁路部分改建提高。珠江支流北江拟建飞来峡水库,而造成京广铁路韶广段部分改线提高。

(2) 水库淤积抬高水位,造成铁路和桥梁改建提高。

在河流上尤其是多沙河流修建水库以后,由于泥沙的淤积,往往会显著抬高库区水位,而这种影响又往往预测不够。如20世纪50年代修建的官厅水库,经过20多年的使用,目前库区淤积量已占设计库容的四分之一,位于水库内的丰沙铁路上行8号桥,河底淤积厚达10 m多,使同频率洪水时的库水位较原设计水位增高很多。为了保证足够的防洪库容和工农业用水,北京市和水利部研究将官厅水库大坝抬高7 m左右,为此造成丰沙铁路要部分再次改线提高。

(3) 冰塞壅高水位和冰压力的影响。

建库后由于库区流速显著减小,在严寒地区,水库回水末端附近容易形成冰塞,其相应水位的抬高远比天然河道严重。水库静回水区极易发生冰冻,墩台由于冰冻胀力的挤压和剪切及流冰的撞击而常遭破坏。

(4) 河型的改变和冲淤的变化。

由于建库后水沙条件的改变,在库区和坝址下游都可能造成河型的转化和剧烈的冲淤变化。一般而言,水坝上游库区由于淤积为主的影响,河型是向宽浅和变迁性发展;而坝址下游由于以冲刷为主,因此河型是向窄深和稳定方向发展。当水库采取底流泄洪或排沙措施时,水库上游也会发生冲刷,如溯源冲刷和沿程冲刷,下游也会产生淤积甚至使河床回升和抬高。修建水库后,由于泥沙拦蓄而下泄清水,以及坝下消能的不足,在建库初期坝下的清

水冲刷,不仅会造成局部河床的显著降低,而且会造成下游河道长距离(有时可达数百公里)的普遍下切,影响桥梁墩台的稳定和基础埋深。

(5) 水库坍岸和库岸再造。

建库后由于库内水深远较天然情况为大,且浸泡时间显著增长,将使库内岸坡的稳定性降低,再加上波浪的切割和磨蚀,岸坡的土层和半岩质岩层将产生坍岸,直至达到新的平衡稳定条件下的岸坡为止。因此坍岸将造成建于岸坡上的桥梁墩台和涵洞的稳定性,尤其是在岸坡较陡的桥隧相连处,将可能造成桥位的失败而改线。

(6) 通航要求的变化。

建库后由于库内水位抬高,提供了通航条件或改善了航道,使原来不通航的河流有了通航要求或要求提高航道等级。成昆铁路的泉水河,原为徒步可涉的小河,谈不上行舟;但建库后水深增至十几米,经常有汽船、木船往来于泉水河大桥之下。

(7) 水库的溃坝失事。

水库的溃坝事例很多,不仅低标准水库经常失事,大中型水库失事也时有发生。由于水库坝高蓄水量大,一旦失事,产生的溃坝流量及其对下游的危害远较天然洪水大。此外,建库后由于库水长期浸泡,引起地基承载强度降低,墩台不均匀沉陷增大,以及加剧对下游河道导治和保护建筑物的冲刷。位于水库地区的铁路和桥涵,都必须进行缜密的调查研究,并在设计中予以考虑。

8.5.2 水库建成蓄水后形成了一个水面宽广、比降平缓的人工湖泊,水库末端至坝址沿程水深急剧增加,产流、汇流条件有所变化,使得相应的洪水在建成前后可能有显著的差异。水库计算流量有两种:即坝址处的天然洪水流量为坝址洪水流量,相应于建库后的洪水流量为入库洪水流量。两者主要有下述差异:

(1) 河槽调蓄方面:坝址洪水实际已包括了入库断面至坝址间天然河道的槽蓄影响。但建库后由于预先充水,入库洪水则已

消失了这一影响,因而将加大入库洪水与洪峰流量。若原有的天然河道,调蓄作用大,则入库洪水与坝址洪水的差别也大。

(2)洪水传播速度的改变:洪水进入水库,由于库区形成了一个湖泊,水深流缓,边界辽阔,原河道中的洪水波不可能再维持原来的稳定前进波的形成,入库洪水波波形迅速发生变化。因此,原在河道中属于运动波性质的洪水波,入库后由于边界条件的变化,改变为动力波性质的洪水波,因而传播速度较在天然河道中大大加快。

(3)水量平衡方面:水库建成后,在水库淹没范围内,原来的陆地成为水面,产流条件发生了变化。原来的陆面蒸发变为水面蒸发,原来的陆地降雨径流关系改变为水库水面直接承受降雨。一般来说,陆面蒸发同水面蒸发相差不大,可以忽略,而降雨径流关系的改变影响较大,使入库洪水的一次总量有所增加。

(4)汇流条件的改变:建库前,坝址以上流域汇流时间为河槽汇流时间与坡地汇流时间之和。建库后,一部分河段被淹没成水库,汇流时间缩短。水库周边以上流域的河槽汇流时间即为建库前坝址以上河槽汇流时间减去水库淹没河段的河槽汇流时间。水库周边至原河槽周边之间的坡地已成为水面,直接承受降雨,这部分坡地汇流时间已消失。故建库后流域总汇流时间缩短了。

由于存在上述差异,一般情况下,入库洪水与天然洪水比较,洪峰增高,涨水段水量集中,洪水历时缩短,峰现时间提前。这些特性的改变,与库区水深、水库回水长度占坝址以上河道长度之比例、库区水面面积占坝址以上流域面积的比例成正比关系。即一般情况下,湖泊型水库的入库洪水与天然洪水的差异较大,而河谷型水库的差异较小。因此,当桥梁跨越河谷型水库时仍可按天然流量设计,而跨越湖泊型水库时则应考虑按入库洪水设计。

入库洪水计算方法可分为根据暴雨资料推算和根据流量资料推算两大类。前者与一般方法相同,唯需考虑建库后产流、汇流条件的改变;后者常用的方法有:

①合成流量法。该法是将入库断面洪水与入库区间洪水考虑建库后的洪水传播时间,迭加得到入库洪水。

②反演法。其方法是将流量演算方法(如马斯京根法)进行反时序演算,由时段末的出流推算时段初的入流。

③水量平衡法。利用建库后实测坝址水位和相应的出库流量,采用水量平衡方程反推入库洪水。入库洪水具体计算方法可参见有关资料。

若水库调洪作用较大时,则洪水入库后除了因预先充水引起前述产流条件变化使洪峰流量增大外,由于入库后水库的调蓄又将使洪峰流量减小、过程线塌平。故此时还必须根据蓄水位和桥址以上库容进行调蓄计算,从而求出桥址设计洪水流量。

勘测时应对上述各种情况调查清楚,充分利用水利部门提供的资料。一般情况下,水库设计洪水频率高于桥梁时,可采用上述相应于桥梁标准的水库计算流量。水库校核洪水频率标准低于桥梁时,则在桥梁使用期间水库可能产生溃坝情况,按本规范附录 A 计算溃坝流量。

8.5.3 区间流量较小、坝桥间河道槽蓄量不大时,为了计算简便,桥址设计流量可直接采用水库设计下泄流量。有些水库下游附近有水文站观测资料,但即使其流量观测系列较长也不能直接进行数理统计推算设计流量,因水库下泄流量完全制约于水库的运用条件,在相同入库洪水条件下,水库调蓄的情况并不一定相同,出库流量已非随机变量,故此时也仍应采用水库设计下泄量值。

坝桥间有较大支流汇入且相距较远时,水坝下泄流量经过坝桥间河道的传播作用可能会减小很多。由于下泄流量一般较天然流量小,因此洪水传播速度和时间也可能会有变化。在计算桥址设计流量时除计及区间流量外,还应考虑这些因素的影响。

洪水组合方法:当桥址发生设计洪水时,通常采用坝址洪水频率和区间洪水频率。若坝址及区间均有实测洪水资料时,组合洪水通常采用同频率相应洪水组合法,即按下述两种情况分析比较

择其控制者：

①桥址与坝址发生同频率洪水，区间发生相应洪水；

②桥址与区间发生同频率洪水，坝址发生相应洪水。

若区间或桥址无实测洪水资料时，为安全计，可采用同频率洪水进行组合，即桥址发生设计洪水时，坝址与区间同时发生设计洪水。

桥址有水文站实测洪水资料时，若坝址洪水所占比重较大时，不宜直接进行数理统计推算桥址设计流量，此时可将坝址洪水演算至桥址，并在桥址洪水中予以扣除，得出区间洪水过程，而后仍可采用同频率相应洪水组合方法；若坝址洪水所占比重较小，为简化计，可考虑按数理统计法直接推算桥址设计流量。

坝桥间区间流量的计算：当区间支流有水文站实测流量资料，且能控制区间主要流域面积时，可根据实测流量系列推算区间设计洪水；若区间控制支流无实测洪水资料，但有条件进行洪水调查和计算时，可根据洪水调查推算设计洪水；若上述条件均不具备时，可用暴雨推算设计洪水的间接方法推算。

某些水库为了保证主坝的安全，除了主坝正常下泄洪水以外，在较大洪水时尚通过非常溢洪道排泄部分洪水。在这种情况下，下游桥梁除按铁路设计标准洪水正常下泄流量设计，并考虑坝桥间的洪水外，还应考虑非常溢洪道下泄洪水的影响。

水库下泄流量随着水库有效库容被泥沙逐年淤积减小而加大。如官厅水库设计下泄流量从原来的 $600 \text{ m}^3/\text{s}$ 加大到 $1\ 630 \text{ m}^3/\text{s}$ ，主要就是因库容逐年淤积减小所致，部分为设计流量的增大影响。因此，为安全考虑，应按水库考虑泥沙淤积的终极库容相应的下泄流量设计。

平原水库下游的桥渡，通常考虑非汛期人造洪峰和调水调沙的影响。如黄河规划在温孟滩利用滩地修建平原水库，南部主槽仍保留，形成南槽北库，汛期洪水仍走主槽，非汛期用温孟滩蓄清水，在12月末搞人造洪峰，下泄流量 $5\ 000 \text{ m}^3/\text{s}$ 。到汛期遇洪水

时,温孟滩向黄河补给清水,加大洪峰流量,稀释黄河,冲刷下游河道。又如东平湖水库每年11月起蓄水至次年6月人造洪峰1~2次,洪峰流量 $2\,500\text{ m}^3/\text{s}$,历时4天,冲刷下游河道。

本规范附录A提供了水库下游桥址处考虑溃坝的流量的几种计算办法,可供水文计算时选用。

8.5.4 水库校核洪水频率标准低于桥梁时,必须与有关部门协商采用增设加固溢洪道或大坝等措施,提高水坝校核洪水频率标准,使与铁路桥涵洪水频率标准相同。如有困难,应适当考虑溃坝可能对桥涵造成的不利影响。

8.5.6 位于水坝上游库区的桥梁,一般情况下从以下几方面考虑桥梁孔径:

(1)水库蓄水深度一般远较天然水深为大,库内行洪道宽度一般比天然河道为窄,但为避免造成库内修筑路堤的困难和因路堤的阻隔而加剧桥梁和桥头路堤的冲刷和桥址附近河道的冲淤变形,通常按天然河宽设置桥孔。如跨越官厅水库主流库区和支流妫水河库区的丰沙铁路永定河8号桥和京包铁路妫水河桥分别为18孔28 m和20孔32 m上承板梁桥,均基本按天然河宽布设桥孔。

(2)严寒地区在水库回水末端附近往往容易形成冰塞,使其上游水位相应的抬高远比天然河道严重。这是由于建库后水面比降变缓,流速减小,尤其是回水末端,在库内稳定封冻冰层下面,由于上游有一定流速,使冰花和碎冰潜入冰盖以下,形成冰塞,堵塞部分河道,使上游水位抬高。如盐锅峡水库1961年~1962年水库末端所形成的冰塞,据小川水位站的观测资料,最高壅水达9.35 m,已超过汛期千年一遇洪水位,给上游造成严重危害。刘家峡专用线2号黄河大桥也险遭淹没。东北丰满水库回水末端每年也发生冰塞壅水现象,据观测记录,抬高水位也达数米以上。

在严寒地区当水温降至 $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ 时,往往先在平静的小湾或水流平缓流速接近于零的河段沿岸结成冰带。气温降至一定程度后,

在水流排泄不畅的河段,如狭窄、陡弯、浅滩、水库回水末端、过水建筑物附近等处冰凌壅塞,开始封冻。河段封冻后由于冰盖下面凹凸不平,对水流产生较大摩阻力,使水流速度急剧减小,因而使河槽蓄水量增加,水位上涨。在冰凌解冻时,若上游解冻早,来水量大,沿途形成水鼓冰,冰阻水节节卡冰结坝,尤其是流向由南向北的河流,遇到天气突变,上游解冻较早,有大量流冰涌下,而下游尚未开冻,则有冰坝出现。此时河水陡涨,上下游压差较大,如冲开冰坝,流冰汹涌而下,常毁坏下游桥梁和过水建筑物。形成以动力作用为主的解冻,称为“武开”,对桥梁建筑物危害较大。反之若上下游解冻时间差别不大,沿河没有卡冰结坝,而是以热力作用为主的解冻,称为“文开”,一般危害较小。1958年黄河王元弟冰坝高达5 m~6 m,坝长长约500 m,造成很大危害,最后用大炮和飞机投弹轰炸,水位才恢复正常。冰坝的性质和大小,是由河槽蓄水量的多少及冰盖遇热分解的特性决定的,其水位变化与雨洪春汛不同,它呈齿形上涨,涨率大,峰型尖瘦,落势急陡。松花江近三江口汇合处依兰站,经分析发现,当12月平均水位在92 m以上时可能出现冰坝。

(3)水库范围内桥孔计算一般不受控制。但有时桥址位于平坦开阔河段,而桥孔长度较河宽为小或位于平原水库内,则还应通过计算拟定桥孔。由于库内水流属非恒定流状态,水位与流量并不相应出现,因此需要分别按设计流量与相应回水位(此水位低于设计回水位)及设计回水位与相应流量(此流量小于设计流量)两种情况检算择其控制者。桥孔计算同一般方法。但上述情况下的流速均较低,因此桥渡冲刷还应按可能的最不利低蓄水位、高流速情况进行检算。

在水库造成壅水淤积以后,若库水位下降,使库区某一断面处的水深减少,水面比降变陡,流速加大到足以发生冲刷,则库水位的进一步下降就会使这种冲刷逆流向上发展。这种自下向上发展的冲刷叫溯源冲刷。开始发生冲刷的位置大多在三角洲顶点附

近,但也与地形特点、淤积物的形态及其抗冲能力等因素有关。如三门峡水库 1964 年汛后打开底孔后,库水位骤然下降,使库区发生溯源冲刷。在坝址上游附近,床面冲刷下降约 8 m,向上游逐渐递减,至坝址上游 80 km 附近,溯源冲刷平均为 2.8 m。溯源冲刷过程中,水流总是趋于集中,因而冲刷作用总是只限于主槽以内,这是和淤积不同的一个特点。

沿程冲刷和溯源冲刷不一样,不是因为库水位的升降,不是外界条件的改变而引起的,而是来水来沙条件的变化,使与现有河床不相适应而引起的。但其剧烈程度比不上库水位升降所引起的变化,因而沿程冲刷的强度较溯源冲刷为低。但沿程冲刷的时间较长,所以沿程冲刷的冲刷总量不比溯源冲刷总量为小。水库中的沿程冲刷和溯源冲刷的作用是不一样的,但又是互相影响,相辅相成的。溯源冲刷起主要作用的部位偏于靠近坝前的库段,沿程冲刷起主要作用的部位偏于上游库段,即回水末端附近的库尾。如三门峡水库 1970 年 8 月 3 日,在潼关发生洪峰流量达 $8\,420\text{ m}^3/\text{s}$ 的洪水,使该河段发生范围较大的强烈的沿程冲刷,使潼关在流量为 $1\,000\text{ m}^3/\text{s}$ 时的水位,峰后比峰前下降 1.9 m。

水库内溯源冲刷也将对桥梁带来危害。如南同蒲铁路 K449 + 927 中桥,1977 年 8 月 17 日因下游拦河坝溃决,造成该桥河床产生溯源冲刷,而使木排架桥基下沉,中断行车 16 h 35 min。因此位于既有水库内的桥渡,如水坝有溃决可能时,必须考虑溯源冲刷的影响。

建库后由于水沙条件的变化往往会造成河型的改变。如成昆铁路鸭子池河湾的冲淤演变:下游 25 km 的龚嘴水库于 1971 年开始蓄水后,至 1957 年河湾已显示出巨大的变化,主流由蓄水前紧靠左(凹)岸而逐渐向右(凸)岸,并产生一强大逆时针方向的环流,螺旋状沿河湾下游流去;而紧靠左岸则有一微弱回流,产生一微弱横向环流,也以反时针方向螺旋状沿河湾向上游而来,在这两股横向环流之间,则为不大流动的“死水”区域,水库蓄水四年,“死水”区淤积已露出水面形成沙洲,其高程、长度和宽度不断发

展增加,使上下游凹岸形成一较圆顺的新边岸。

梯级水库的设置一般是在下一级水坝的回水尾部附近连接上一级水坝,处于梯级水库内的桥梁除应考虑下一级水库的回水和淤积影响外,还应该考虑上一级水坝的泄洪冲刷。由于上一级水坝位于下一级水坝回水范围内,尾水受下一梯级回水的顶托,因此其冲刷是非自由冲刷。下面以黄河上修建的刘家峡、盐锅峡、八盘峡三座梯级电站的冲刷情况为例说明梯级水库的非自由冲刷特点。

盐锅峡水库正常高水位时回水末端抵刘家峡坝下。由于盐锅峡水库迅速淤积,水位抬高,盐锅峡回水末端的小川水文站(上距刘家峡大坝约3 km)的水位抬高3 m多。刘家峡蓄水后对盐锅峡水库的来水来沙条件影响较大,汛期平均含沙量蓄水前为 3.13 kg/m^3 ,蓄水后仅为 0.41 kg/m^3 ,形成对下游盐锅峡水库的清水冲刷,其情况如下:

(1)冲刷深度:随着盐锅峡水库淤积的发展,水位逐渐抬高,至1968年刘家峡水库蓄水前,小川站水位抬高了3.8 m,自1969年以后,刘家峡水库下泄清水冲刷盐库,小川站水位显著下降,水面比降变缓,河床粗化,使河床向冲刷平衡方向发展,至1973年冲刷到最低值,但仍比建库前高出1.4 m(其中包括堆渣的影响)。

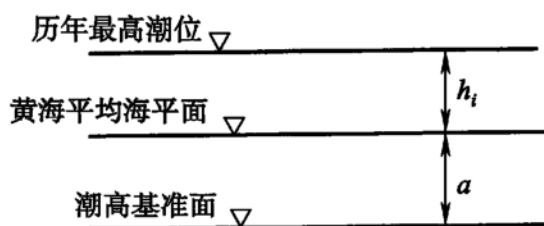
(2)冲刷距离:水坝下游的自由冲刷距离是可以很长的。在非自由冲刷的情况下,由于受下游侵蚀基面的控制,冲刷能力自由发展及冲刷距离受到限制。经冲刷后河床粗化影响显著,刘家峡坝下游约6.5 km处,1967年河床质为盐锅峡水库的淤积物,中值粒径仅为0.1 mm经过冲刷到1976年已变为中值粒径34 mm的小圆砾。经分析刘家峡水库下泄清水对盐锅峡水库的冲刷范围,约为距刘家峡坝下20 km的库段上。

8.6.1 海湾桥渡的设计水位由海潮潮位来确定。不同建筑物采用不同的潮位进行设计,港口工程用累积频率10%的高潮位及累积频率90%的低潮位作为作业水位,并以设计频率50年一遇的高

潮位作为校核水位。铁路工程应按铁路等级及其洪水频率标准确定高潮位的设计频率,即客运专线、客货共线 I、II 级铁路采用设计频率为 100 年一遇的高潮位。

设计频率的高潮位值,须统计历年最高潮位使用耿贝尔方法即第 I 型极值分布律推算,因此须搜集桥渡附近测站历年的最高潮位值。在潮位的计算中,有几种起算基准面,例如:黄海平均海平面,这是全国陆地高程的起算基准面;理论深度基准面,是海底地形图中水深的起算面,各海区不同;潮高基准面,是观测潮位用的基准面等。了解它们之间的关系值以便在潮位计算时换算成统一的基准面。

在设计频率高潮位值推算中,起算面不同,数值不同,如用皮尔逊 III 型曲线会造成不应有的误差,而耿贝尔方法可避免这一问题。例如说明图 8.6.1 所示,黄海平均海平面与潮高基准面,两者的高差值为常数如以潮高基准面为起算面,每年的最高潮位值为 $h_i + a$, n 年的平均值为 $\bar{h}_i + a$ 。采用皮尔逊 III 型曲线推算设计频率高潮位时,得 $h_p + a = K_p (\bar{h}_i + a) = K_p \bar{h}_i + K_p a$,换算为黄海平均海平面,式中两侧均减 a ,得 $h_p = K_p \bar{h}_i + a(K_p - 1)$,等式右侧的第二项 $a(K_p - 1)$ 是多余的,给计算造成误差。用耿贝尔方法推算可减免这种误差。



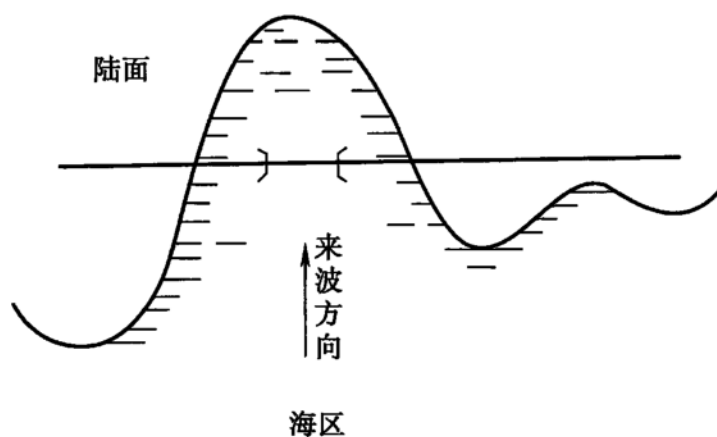
说明图 8.6.1

8.6.2 设计波浪的标准包括设计波浪的设计频率和设计波浪的波列累积频率。对于不同的设计内容,采用不同的设计波浪标准。高速铁路、城际铁路、重载铁路、客货共线 I、II 级铁路采用 100 年

一遇的高潮位加 50 年一遇的波高,这种设计组合遭遇的机会是比较小的,因此具有足够的安全度。这是本规范选用波高的设计频率标准。波高还有波列累积频率标准。如计算墩柱结构的强度和稳定性时通常用累积频率 1% 的波高,计算斜坡式护面块体稳定性时用累积频率 13% 的波高。根据有关规范,在一定时间的波浪观测中,测得 15 到 20 个大波的波高,从中选出 10 个较大的波高加以平均,由此得出的波高值叫作 $H_{1/10}$ 。根据换算关系可由 $H_{1/10}$ 计算波列中的平均波高和各种累积频率的波高,统计某一累积频率历年的最大值,用皮尔逊 III 型曲线可推算设计设计频率波列中该累积频率的波高。搜集每年实测的最大 $H_{1/10}$ 值是计算设计波浪时所必须的。

波高的计算,都与波浪发生处的水深有关,因此必须搜集测波浮筒处的水深和海底地形图资料。

8.6.3 波高的大小是由风速、风区长度、风吹时间以及水深等几种主要因素形成的。如说明图 8.6.3 所示,垂直于桥渡方向左右各 30° 以内来自外海方向的风区最长,当风吹时间越长,产生的波高也越大。因此以这个范围内风区最长的来波方向作为设计波浪的波向。



说明图 8.6.3

波浪传播至一定深度的浅水区时,会发生破碎。所以桥渡处的计算波高大于浅水极限波高(即破浪溅高)时,设计波高应采用

极限波高。极限波高可参考“港规”中的相关规定确定。

8.6.4 桥下不通航的桥梁梁底高程,按设计频率的高潮位和波高考虑。波高中的累积频率采用1%,是按墩柱式结构考虑的。

潮位达最高时,潮流呈憩流状态,流速为零,因此按高潮位计算梁底与桥头路肩高程时可不计算桥前壅水。

8.7.1 干旱区地貌特征常以风沙荒漠、戈壁为主,年降水量稀少(一般在200 mm以下),且蒸发量大。该地区土壤干旱,地下水位较低。当降雨强度不大,地面一般不会产生径流,即使流域面积很大的河流也常出现缺水、断流,水资源的利用率不高。

在干旱区,洪水的成因是降雨,洪水的大小总是同暴雨的大小相关联的。除尽可能搜集当地水文站或邻近地区水文站等大中河流的观测资料外,还应该搜集该区域内国家气象站的自记雨量和定时观测的雨量资料(这些资料一般可由水利部门出版的水文年鉴中查阅,或由降雨自记曲线资料分析统计而得到)。同时,还应向有关部门搜集暴雨档案及调查实测的大暴雨资料,充分了解该地区的暴雨特性、成因、暴雨路径以及地形、地貌等水文、气象特征,以便对该地区暴雨的定性、定量分析提供依据。

8.7.3 影响土壤损失的因素很多,除降雨因素外,还包括以下几个方面:土壤的颗粒成分及级配、密实度、虫穴、前期含水率、地下水位和吸水性能等。一般不能只从表层土类确定土壤损失等级。

甘肃河西走廊、宁夏、青海、新疆等内陆荒漠戈壁地带,表层为薄层砾砂、其下为沙壤土(戈壁滩或表层长有耐盐碱植被的沙壤土),它们的土壤学名称灰钙土和漠钙土,在其下层(10 cm至30 cm不等)均含有不同程度的盐类淀积层,下雨后表层出现一层白色的盐碱霜,干燥时又形成硬壳,其下渗损失很小,需要与表层同类土壤区别对待,降低其损失等级,有时直接从地表有无板结情况就可加以区别。

8.7.4 在平坦戈壁、沙化草原、窝状沙漠地区,有时流域分水岭不明显,一个工点的汇水面积难以圈绘,很难用圈绘流域面积的办法

计算单独工点的设计流量;这时,应采用分片方式大范围圈定,算出一段范围内的总流量,在该段范围内设置一定数量的桥涵工点。桥涵位置及孔径通过实地调查加以确定。

桥涵位置一般选择在有明显流水痕迹处、地表低洼处、长有野生植物处,桥涵间距视具体情况而定,孔径根据每个工点的现场情况和总流量综合考虑。

8.8.1 漫流区水文勘察必须深入现场,充分利用航空照片和小比例军用图与实地调查相结合的方法,对漫流区地形、地貌、河槽变迁、摆动和历史洪水位进行全面调查和实测,通过理论计算合理确定桥涵位置、桥涵孔跨以及导流建筑物的布设。

由于漫流区水流不稳定,每年汛期主河槽摆动不定,桥长设计不仅要考虑泄洪,还要考虑输沙通畅。过分压缩河道的排洪、输沙宽度,除了可能大量增加导流调治建筑物外,还可能造成上游壅水,使上游河床产生泥沙沉积,河床升高,更进一步增大桥位上游河段的不稳定性,其结果反过来又危害桥梁安全。因此,漫流区桥孔布置时一般适当增加桥长。

8.8.2 流量增大系数是漫流区流量计算的一个重要参数。由于河槽摆动、游荡、变迁,每次洪水通过各个河槽的流量都不相同(即使在不同的年代发生相同频率的洪水流量时,通过某个沟槽的洪水流量也不同),因此,采用将总流量增大的办法来满足在发生百年洪水时某个沟槽可能出现的最大流量。根据南疆线、兰新线等存在漫流情况的实际经验,在缺乏河道实测资料时,流量增大系数 γ 参考说明表 8.8.2 取值。

说明表 8.8.2 流量增大系数

河道性质	流量增大系数 γ
一河二桥(涵)	1.5
一河三桥(涵)	1.5 ~ 2.0
一河多桥(涵)[大于三桥(涵)]	2.0 ~ 2.5

8.8.3 洪水流出山口后,由于下游河段的调蓄和阻力作用,以及洪水沿程渗漏损失,洪水波逐渐展平致洪峰塌缓,塌缓后洪峰流经下游断面的流量将削减,洪峰塌缓系数与洪峰流量大小、桥址距山口距离、河段糙率系数、河段比降和河段扩散情况等有关,根据桥渡水文手册,洪峰塌缓系数根据下游河段某一断面处的历史洪水流量与山口处同期历史洪水流量之比确定。即:

$$\alpha = \frac{\sum Q_{(历)}}{Q_{(历)山口}}$$

式中 α ——洪峰塌缓系数;

$\sum Q_{(历)}$ ——线路处各断面历史洪水流量总和;

$Q_{(历)山口}$ ——同期对应山口处历史洪水流量。

上述流量具体根据典型流域形态调查确定。在形态调查难以实现时,可根据地形、河床质等因素,利用洪水传播理论进行估算。

首先,求出上游山口处至下游断面处洪水推进时间:

$$\tau = \tau_L L_1$$

式中 L_1 ——山口至下游断面之间的距离(km);

τ_L ——洪水出山口后每推进 1 km 所需的时间(min),可查说明表 8.8.3。

下游断面处洪水开始的时间要比山口处晚一个时间 τ 。时间 τ_L 系按洪水平均流量计算,平均流量可按山口处设计流量 $Q_{1\%山口}$ 的 0.6 倍计。

洪峰流量塌缓系数:

$$\alpha = \frac{t}{t + \tau}$$

式中 t ——从径流开始到山口处形成洪峰的涨水历时或集流时间(min)。结合经验,洪峰塌缓系数 α 一般在 0.5 ~ 1.0 之间。

说明表 8.8.3 τ_L 值表

编号	Q (m ³ /s)	m	沿程平均坡度											
			1%	2%	3%	5%	7%	10%	15%	20%	30%	40%	60%	100%
1	5	25	4.10	3.10	2.60	2.20	1.90	1.70	1.50	1.30	1.10	1.00	0.85	0.75
		20	4.80	3.60	3.20	2.60	2.30	2.00	1.70	1.60	1.30	1.20	1.00	0.80
		15	5.90	4.50	3.90	3.20	2.80	2.50	2.20	1.90	1.60	1.50	1.30	1.00
		10	—	6.10	5.20	4.30	3.80	3.40	2.90	2.60	2.20	2.00	1.70	1.40
2	7	25	3.70	2.80	2.40	2.00	1.80	1.50	1.40	1.20	1.00	0.90	0.78	0.70
		20	4.40	3.30	2.90	2.40	2.10	1.80	1.60	1.40	1.20	1.10	0.98	0.78
		15	5.40	4.10	3.60	2.90	2.60	2.30	2.00	1.80	1.50	1.40	1.20	0.94
		10	—	5.60	4.80	3.90	3.50	3.10	2.70	2.40	2.00	1.80	1.60	1.30
3	10	25	3.40	2.60	2.20	1.80	1.60	1.40	1.30	1.10	0.93	0.84	0.70	0.63
		20	4.00	3.00	2.60	2.20	1.90	1.50	1.40	1.30	1.10	0.97	0.85	0.71
		15	5.00	3.70	3.30	2.70	2.40	2.10	1.80	1.60	1.40	1.20	1.10	0.85
		10	—	5.10	4.40	3.70	3.20	2.90	2.40	2.20	1.80	1.70	1.40	1.20
4	15	25	3.00	2.30	2.00	1.50	1.50	1.30	1.20	1.00	0.85	0.75	0.65	0.55
		20	3.60	2.80	2.40	1.90	1.70	1.50	1.30	1.20	1.10	0.90	0.77	0.64
		15	4.50	3.40	2.90	2.40	2.20	1.90	1.60	1.50	1.30	1.10	0.95	0.77
		10	—	4.60	3.90	3.30	2.90	2.60	2.20	2.00	1.70	1.50	1.30	1.10
5	20	25	2.80	2.10	1.90	1.50	1.40	1.20	1.10	0.93	0.79	0.70	0.60	0.50
		20	3.40	2.60	2.20	1.80	1.60	1.40	1.20	1.10	0.94	0.84	0.72	0.58
		15	4.20	3.20	2.70	2.20	2.00	1.70	1.50	1.40	1.20	1.00	0.88	0.74
		10	5.60	4.30	3.60	3.10	2.70	2.40	2.00	1.80	1.60	1.40	1.20	1.00
6	50	25	2.20	1.70	1.50	1.20	1.10	0.94	0.85	0.75	0.60	0.55	0.46	0.40
		20	2.70	2.10	1.80	1.40	1.30	1.10	0.95	0.86	0.75	0.65	0.56	0.45
		15	3.30	2.50	2.20	1.80	1.60	1.40	1.20	1.10	0.90	0.82	0.66	0.57
		10	4.40	3.40	2.80	2.50	2.20	1.90	1.60	1.40	1.30	1.10	0.96	0.82

续上表

编号	Q (m ³ /s)	m	沿程平均坡度											
			1%	2%	3%	5%	7%	10%	15%	20%	30%	40%	60%	100%
7	100	25	1.90	1.40	1.20	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.45	0.40	0.30
		20	2.30	1.80	1.50	1.20	1.10	0.94	0.82	0.72	0.62	0.55	0.46	0.35
		15	2.70	2.10	1.90	1.50	1.40	1.20	1.00	0.90	0.80	0.70	0.57	0.50
		10	3.70	2.80	2.40	2.10	1.80	1.60	1.40	1.20	1.10	0.95	0.82	0.67
8	200	25	1.50	1.20	1.00	0.86	0.77	0.67	0.58	0.52	0.44	0.40	0.35	0.29
		20	1.90	1.40	1.30	1.00	0.91	0.79	0.68	0.61	0.52	0.47	0.40	0.34
		15	2.30	1.80	1.60	1.30	1.10	0.97	0.84	0.76	0.64	0.58	0.50	0.41
		10	3.20	2.40	2.10	1.70	1.50	1.30	1.20	1.00	0.90	0.79	0.68	0.56
9	500	25	1.10	0.93	0.85	0.69	0.62	0.54	0.46	0.41	0.36	0.31	0.28	0.23
		20	1.20	1.10	1.00	0.81	0.73	0.65	0.56	0.49	0.43	0.38	0.33	0.26
		15	1.70	1.40	1.30	1.00	0.88	0.78	0.69	0.60	0.53	0.46	0.40	0.33
		10	2.30	2.00	1.40	1.40	1.20	1.10	0.92	0.82	0.70	0.62	0.54	0.45
10	1 000	25	0.96	0.81	0.72	0.59	0.52	0.45	0.40	0.35	0.31	0.28	0.23	0.19
		20	1.10	0.98	0.85	0.68	0.61	0.53	0.46	0.41	0.36	0.32	0.27	0.22
		15	1.40	1.20	1.00	0.86	0.76	0.65	0.59	0.51	0.44	0.38	0.33	0.28
		10	1.90	1.60	1.40	1.10	0.97	0.88	0.77	0.69	0.59	0.53	0.45	0.38

注:表中 m 为河段平均糙率系数。

8.8.5 漫流区河槽摆动不定,冲淤变化较大,洪水时桥下通过大量泥沙的情况下,河床逐年淤高是一个复杂而危害性很大的问题,桥下净空安全值的取用应在加强调查访问的同时,多走访当地水利水资源部门了解河流的具体情况,并进行详细分析后确定。

8.8.6 在洪积漫流河段修建桥梁或排洪涵洞,为稳定河段、约束水流,避免铁路路堤直接受水流冲刷的危害,相邻的桥涵之间上游需设置人字形封闭式导流堤,下游也需设置相应的导流设施。根据兰新线、南疆线等漫流区的导流堤水害整治经验,桥涵上游单侧

封闭导流堤总长度最好不要超过 500 m;同时,较长的封闭导流堤安全性较差,导流堤一旦被水流冲毁,将严重影响铁路运营安全。

导流堤设置时,尽量减小堤身与集中股流的交角,一般不大于 30° ,堤身避免进入主槽,以减轻水流的集中冲刷,同时堤身平面曲线力求平顺。导流堤前冲刷深度大于 3.0 m,且导流堤较长时,工程量明显增加,故应适当增加桥长、缩短导流堤长度和高度是合理的。一般情况下,坝前冲刷深度尽量控制在 3.0 m 以内,尽可能提高桥梁防护工程的安全性。

8.8.7 一般情况下,在漫流区域的铁路路基以外均有导流堤设防,但堤内与路基之间封闭区的汇水无法排出,因此,通常做法是桥涵之间的路基在迎水侧设置脚墙。

车站、工区房屋、变电所、通信基站等其他建筑物,在选位时应该尽可能避开漫流主槽,设置在满足相应洪水频率要求的前提下,也需要加设导流设施,导流设施尽可能与桥涵导流堤统一考虑。

8.9.1 一河多桥桥渡,尤其是其河滩桥孔的导流设施,往往因为河滩流速较小而被忽视。但是从一些既有桥调查资料及水工模型试验结果来看,一河多桥往往存在很多病害;故一般情况下,不采用一河多桥,若采用一河多桥时,各桥之间应布设足够的导流堤工程。

焦枝线刁湍河泛滥区的水工模型试验,发现湍河、草场、石河、西盛家四座大桥桥下流向偏角甚大,尤其是泄洪量占总流量几乎近一半的湍河大桥,受桥址附近滩地地形影响,桥址上游滩地水流顺路堤自北向南汇入湍河主槽,使大桥北端数孔桥下水流斜交为 $45^\circ \sim 90^\circ$,且水流流速甚大,故桥头附近路堤及北端若干桥墩有被冲毁的危险。当在模型上于湍河北端设置了一长约 200 m(原型)之导流堤后,试验表明桥下水流情况显著改善,桥下各孔水流交角皆在 $0^\circ \sim 15^\circ$ 之间,流速也大为减小。

这种现象也可由滩流逐渐收拢通过桥孔时,在桥上游侧产生“水漏斗”的过水状态得到解释,水漏斗沿路堤产生局部横向水面

坡,其水流必定以较大的斜交角进入桥孔,引起水流挤压、流速分布不均匀。

另从宽滩河流调查资料也可看出类似的问题,如东北努敏河桥(11孔20m上承板梁桥)漫滩很宽,1961年洪水时,北端7、8、9孔河底普遍刷深,冲刷坑深达4.8m,距沉井底仅1.5m,其后在北岸上游设139m长的非封闭式导流堤,冲刷始有改善。南岸上游有旧路堤掩护,但滩流进入桥下仍冲刷成一道深槽,过桥后消失。这和前述刁湍河泛区水工模型试验的结论是相同的。

因此一河多桥应根据具体情况考虑布设必要的导治建筑物。

8.9.2 增建第二线一河多桥设计可由既有线一河多桥历史洪水调查资料计算各桥流量分配率,各桥皆取该桥历史上最大的分配率 P_i ,得各桥设计流量 $Q_i = P_i Q_p$ 总流量加强系数为:

$$A = \sum_1^n P_i$$

9.1.1 为了避免在河滩路堤与河岸间形成水袋,在路堤前形成回流或长期积水,影响路堤稳定,应该避免在河滩范围内设计折向下游的路堤。如必须设计折向下游的路堤时,可根据技术经济条件增长桥孔或增设导流工程,以消除水袋。山区河流流速湍急,通常采用增长桥孔的措施。河堤范围内一般经常遭遇较大洪水,设计路堤容易产生病害,危及铁路行车安全,因此尽量以桥通过。

9.1.2 导治建筑物的布设与水流情况、河床演变等自然条件密切相关。因此通常结合河段特性、水文、地形和地质等不同情况来布设,按导治的目的设计出一条能兼顾左、右岸,上下游与洪、中、枯水位的导治线,经多方案比较,确定其总体布设。

导治线应该顺应水势,根据水流的弯曲情况设置不同半径的导流堤、丁坝、顺坝、格坝等。平原蜿蜒河段由于中水位期间较长,按中水位设计的导治线可控制中水位时河床的演变,有利于防洪、护岸和通航;山区砂质河床段适合按中水位导治,这有利于较大流量通过桥孔;山区卵石河床段应该按洪水位导治,有利于防止洪水

期卵石在桥渡附近的落淤。

水情复杂,导治工程规模较大时,修建费用较高。若设置不当反而增剧了水流对桥渡的危害,故应该通过水工模型试验并分期投资,逐步验证,不断加强完善。

借导治建筑物的布设而压缩桥孔,历史教训证明不能效仿。宝略段1981年洪水,使清江1号桥,嘉陵江7号、9号桥(流速分别为6 m/s、4.6 m/s、5.7 m/s)导流堤和桥头均遭到严重的破坏。总结了教训可认为:河槽范围内不适合设导流堤束水过桥,这不但造价昂贵,且易遭水害,防护和维修费用常远远超过扩孔的费用。

9.1.3 泥石流地区如果选线考虑不周,桥渡存在缺陷时,必须从防护、排导、拦挡等导治措施中选取一种或数种,与铁路主体工程配套,组成一个整体。若投资较大在经济上不尽合理,在运营上也不能确保安全时考虑另选线路方案。

9.1.4 长大导治建筑物造价高,养护维修费工、费料,易遭破坏,故不宜设置。

9.1.5 山区河流峡谷段一般均无河滩,桥孔原则上满布全河,无须设置导流堤。山区开阔段一侧或两侧有较开阔的台地,桥头路堤伸入河滩或上游有支汊汇入,使水流紊乱,此时应设置牢固的导流堤。

9.1.6 山前冲积扇中游扩散河段上,通常考虑布设一河多桥通过,尽量避免布设长大的封闭式导流堤,强行约束水流在一座桥中排泄。

9.1.7 山前变迁河段上桥梁的导流堤,实质上是整治河道的导治建筑物,可修建封闭式导流堤以固定天然情况下摆动不定的河道,减小泛滥范围,约束漫溢的水流归槽,使全部水流逐渐而均匀顺畅地导入桥孔,对桥头路堤和两岸农田房舍起到保护作用,在摆动与稳定河段间的过渡段上,通常采用梨形导流堤。梨形导流堤在铁路桥渡上采用比较普遍,成功例子很多,其优点是便于施工和养护。

9.1.8 平原游荡河段上布设封闭式导流堤,主要为稳定河段,约束水流。其他各类河段可按河滩被压缩部分的流量与总设计流量

的比例来确定。一般情况,若河滩被压缩部分的流量大于总设计流量的 15%,则应该考虑布设导流堤;若小于 15% 且水流比较稳定,流速小于 1 m/s,地形上也无必要修建导流堤时,可利用桥头锥体导流,不再设导流堤。

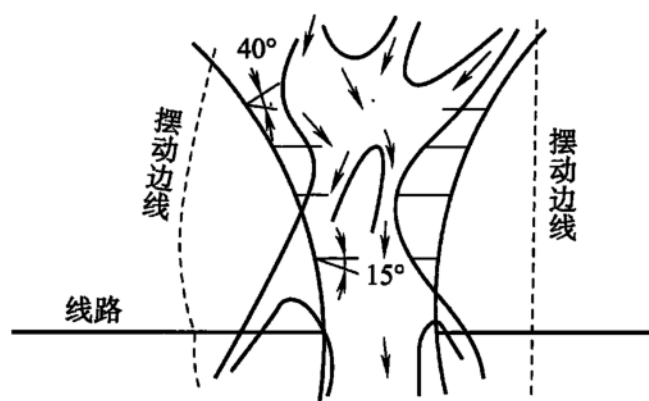
9.2.1 丁坝布设时需要考虑以下几方面的问题:

(1)单个长丁坝挑流能力强,水流不易控制,养护困难,不适合布设。

(2)桥址上游附近不得布设丁坝,以免使水流紊乱,冲刷墩台基础。一般当上游距桥梁轴线 200 m 或两倍桥长以外,才可考虑设置。

(3)封闭式导流堤带有丁坝的平面形式如说明图 9.2.1 所示。

(4)丁坝的倾斜角系按导流堤中线的垂线与丁坝中心线的夹角计算,近桥端一般采用 15° ,远桥端一般采用 40° 。



说明图 9.2.1 封闭式导流堤带有丁坝的平面示意图

9.2.2 顺坝和格坝布设时,一般从下面几方面考虑:

(1)顺坝常与水流平行修建,直接布设在导治线上,起到控制河势,束窄河道,约束水流的作用,是防护河岸的导治建筑物。顺坝旁水流平稳,利于通航,故顺坝常布设在通航河流上。

(2)弯曲河段上布设顺坝,坝线也应随水流流势设成弯曲形状以利导流,并应有足够长度,一般弯顶下段长于上段。

(3)顺坝与河岸之间设置几道格坝的目的,是防止沉积泥沙的冲走,促进坝田淤积,保护边坡或河岸免受冲刷。

9.2.3 挡水坝的作用是截住股流,受水流之直接冲击,故选择坝址时应该避开汉口,选在地形、地质有利之处,或受水流冲击轻微处。河床地质容易透水渗流的地段,尽量避免设置挡水坝。

9.2.6 封闭式导流堤的布设是将全部洪水顺畅地导入桥孔,因此应该使堤身曲线平顺,避免有过大折角。桥址附近上游段的曲线,其半径通常采用桥孔总长的3~4倍,圆心角采用25°~30°;下游段曲线的半径,通常采用桥孔总长的1.5~2.0倍,圆心角采用15°~20°,上游适合与岸边衔接部分作成直线,直线与曲线相切连接,以求平顺。下游为使水流得到迅速扩散,适合作成曲线短堤。

9.2.7、9.2.8 非封闭式导流堤如为挑导水流时应采用直线形,一般情况下采用曲线形。铁科院提出由3个不同曲线半径的圆曲线所组成的非封闭式导流堤,由于施工方便,土方较少,可在平原宽滩河流上参考使用。其曲线半径 R_0 可按式计算:

$$R_0 = \frac{B_d}{K} \left(1 + \frac{1 - E'}{10} \right) \left(\frac{Q_e}{Q_d} \right)^{\frac{7}{8}}$$

式中 B_d ——修建导流堤一侧的河滩宽度(m);

Q_e ——修建导流堤一侧的路堤拦阻流量(m^3/s);

Q_d ——修建导流堤一侧的河滩流量(m^3/s);

K ——与桥址天然情况下断面宽深比有关的系数,可从说明表9.2.8查取;

E' ——桥孔偏置系数,按 $E' = 1 - \frac{q_x}{q_d}$ 计算,其中 q_x 与 q_d 分

别为小河滩与大河滩上路堤拦阻的流量;当导流堤位于小河滩时 $Q_e = q_x$,位于大河滩时 $Q_e = q_d$ 。

说明表 9.2.8 K 值

B/\bar{h}	>1 000	500 ~ 1 000	200 ~ 500	<200
K	30	25	20	15

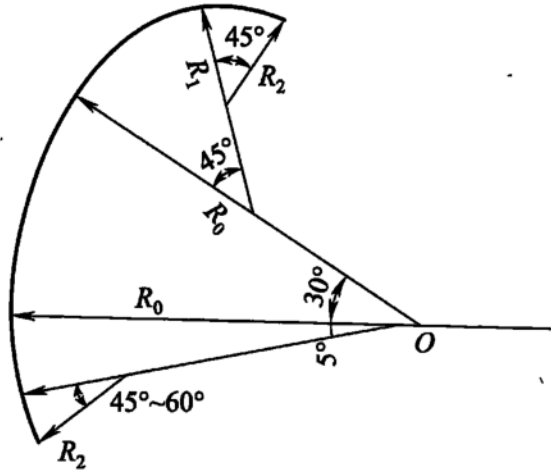
注:表中 B 为设计洪水时水面宽度, \bar{h} 为设计洪水时断面平均水深。

R_1 和 R_2 与 R_0 的关系如下:

$$R_1 = \frac{1}{2}R_0$$

$$R_2 = \frac{1}{4}R_0$$

导流堤的平面形状如说明图 9.2.8 所示。



说明图 9.2.8 曲线形导流堤平面图

9.2.9 梨形导流堤的曲度变换力求缓和平顺,以不产生涡流为原则。上游梨形导流堤应为一封闭曲线,一般与路堤之间全部以土填实。

9.2.13 导流堤的作用主要是改善泥石流的流向及流速。如成昆线伊巴里和白沙沟二号泥石流沟均在山口,顺流势修建导流堤,将泥石流导致左翼天然洼地,经伊马里和白沙沟二号大桥桥下排走,效果良好。

急流槽的作用主要是提高桥位附近沟槽的输移泥石流能力,防止桥下淤积。如陇海线宝天段冯家川泥石流沟 1 孔 48.29 m 钢桁梁桥,常年淤积。淤积的主要原因是下游受渭河顶托,桥下至渭河一段坡度急骤变缓,且由于下挖设桥,坡度无法改善。因受渭河河床高程的限制,急流槽未起到作用。因此急流槽设计时关键在于不冲不淤的坡度。此坡度按流通区不冲不淤坡度为准,并上、下游衔接好,使泥石流顺畅排泄。

9.2.14 拦挡工程的作用是护岸、固坡、拦截固体物质和降低河床坡度,最终目的是削弱泥石流。泥石流沟中设拦挡坝应注意坝的稳定性,坝高一般在 10 m 以下,并要有泄水洞。拦挡坝最好成群建筑,坝之间的距离目前可用比拟法决定,计算公式如下:

$$i_0 = ci$$

式中 i_0 ——拦挡坝修建后的回淤坡度;

i ——沟口附近冲积扇顶部的沟床坡度;

c ——比例系数,可从说明表 9.2.14 查取;泥石流衰退期及坝高较大时采用表中较小的数值;泥石流处于旺盛期及坝高较小时采用表中较大的数值。

说明表 9.2.14 c 值

泥石流危害程度	严重的	中等的	轻微的
c	0.9~0.7	0.7~0.6	0.6~0.5

桥前设坝下接急流槽是拦排结合较好的措施。如成昆线石膏箐二号桥,原设 1 孔 10 m 斜交桥,跨泥石流沟槽,由于上游灌溉渠弃渣及山坡坍塌,泥石流经常淤塞桥孔。处理时在桥址上游 22 m 处修一浆砌片石拦挡坝,坝高 4.7 m,坝基嵌入岩层。坝顶主流部位设梯形溢流口,底宽为 4 m、深 0.7 m,坝前以 1:0.5 跌水坡紧接坝下泄洪槽。坝下设急流槽,底宽 4.0 m,高 2.2 m,边坡 1:0.25,桥下净空为 3.1 m,急流槽下游以 150%底坡开挖至江边,断面宽度逐渐收缩成 3 m,至今使用正常。

9.2.15 停淤场是使泥石流停淤的一块平坦而宽阔的场地,可设在堆积区中下部的扇面宽阔处,一般是在扇上修筑浆砌片石低坝、干砌片石坝、石笼坝、土坝等。1972 年在云南东川蒋家沟排导沟进口段上部,以 0.36 km² 的平坦地段作为停淤场,3 年就停淤了 19.8 × 10⁴ m³ 的泥石,使排导沟淤积大为减轻,清淤工作逐年减少。

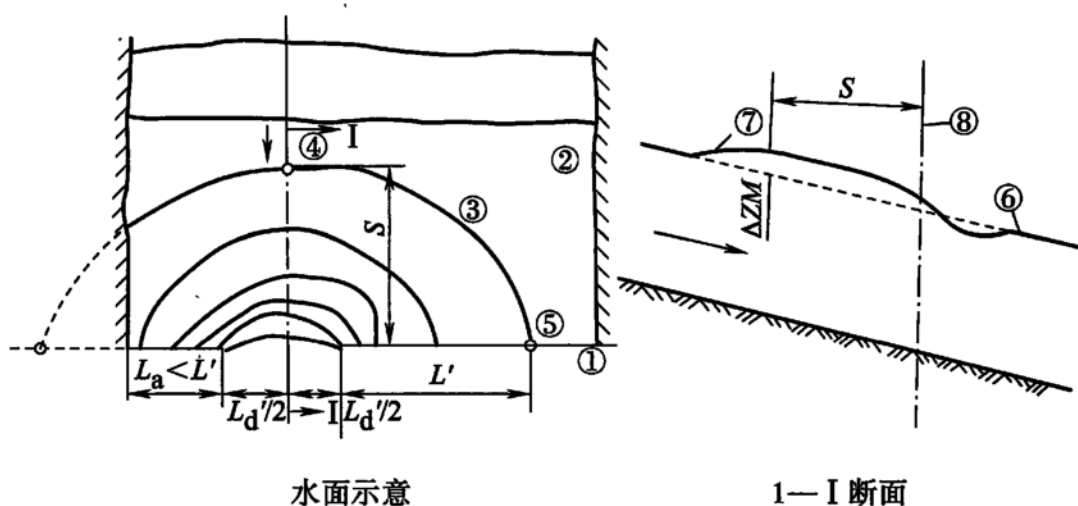
9.2.21 防护林带在中小水时可起到缓流回淤作用,高水时可起到减缓水势,防护路堤免遭水流冲刷的作用,具有一定效果。郑州

铁路局曾在丁坝内外种植防护林带促成了坝间淤积,保护了堤岸。1954年与1956年郑州铁路局在陇海线共植树51 000棵,形成淤积达30~40 cm,最厚达100 cm,增强了丁坝的稳定。哈尔滨铁路局在滨北线K17~K19处线路两侧栽植柳林,1959年洪水时起到了缓流作用,收到良好效果;相反在K10~K15处,因未植林带就遭到了洪水危害。

9.3.2 桥头河滩路堤上、下游沿堤水位推算时,需要注意以下两个方面:

(1) 桥头河滩路堤上游沿堤水位。

河道中修建了桥梁压缩天然水面后,桥前水位壅高,并在桥孔排泄洪水的过程形成近似半椭圆形的水漏斗。水漏斗的水面等高线交至河滩路堤上构成上游侧沿堤水位的变化如说明图9.3.2所示。由图中可看出,通过桥前最大壅水处(点④)的水面等高线,交至河滩路堤上(点⑤)产生最大堤前最高壅水位。当路堤长度 L_a 大于 L' 时,路堤上形成最高壅水位。当 L_a 小于 L' 时,则路堤上不能形成最高壅水位,只在河岸处形成较高的壅水位。该处水位可按沿堤水面坡度用式(9.3.2—5)推算。



说明图 9.3.2 桥前壅水图

- ①河滩路堤中心线;②河岸线;③水面等高线;④桥前最大壅水点;
- ⑤路堤最大壅水点;⑥天然水面线;⑦建桥压缩水流后水面线;⑧桥梁轴线

L' 及 S 值采用铁科院研究的式(9.3.2—1)及式(9.3.2—3)计算,该公式系根据水工模型试验而来,并已利用部分实测资料进行验证。

为了偏于安全地确定桥头路堤高度,本条规定在桥台台尾路堤起点处的堤前水位比设计水位升高 ΔZ_M 值。

桥头修建有非封闭式导流堤时,由于堤后积水,水位趋平,沿堤水位可认为是水平的,可按堤前最大壅水(H_{sh} 或 H'_{sh})的水平面确定。

(2) 桥头河滩路堤下游沿堤水位

河滩路堤下游侧沿堤水位较天然水位为低,降低值可采用铁科院试验确定的 ΔH_x 公式即式(9.3.2—6)计算。

下游侧沿堤水位在洪水涨水过程中自桥头向泛滥边缘降低,洪水退水过程则相反,在洪峰持续时间内,沿堤水位基本是水平的,故下游侧沿堤水位可按同一水平高度设计。

9.3.4、9.3.5 水域风浪受到路堤阻挡时,波浪将在路堤边坡上侵袭爬高,在静水位以上形成附加高度,路堤的设计高度应该考虑波浪侵袭爬高的影响,但对本条列举的四种情况,风浪不易形成或风浪很低,可以不考虑风浪侵袭爬高影响。

风浪高度与风速、浪程、水深等因素有关。波浪在路堤上侵袭爬高又与边坡坡度、边坡糙渗度、风力有关。国内外关于浪高与侵袭爬高计算方法繁多,都与具体水域特定条件相关,但观测场都为海域,对内河风浪研究极少。国内对波浪研究成果有南京水利科学研究所与华东水利学院共同制定的莆田试验站公式与山东海洋学院制定的公式等。此外官厅水库、青海湖、鹤地水库、鄱阳湖、宿鸭湖水库等都通过观测建立了各自区域性的公式,但国内对内河风浪尚无研究资料。

目前,铁路桥梁跨越或临近的水域大都为内河或湖泊、水库,确定这些水域的风浪爬高尚无成熟的统一公式。本条强调可根据本地区或相似地区的观测资料确定或按地区经验确定,因搬用某

些特定条件制定的公式可能会造成较大误差。规范中所列办法可供估算用。

9.3.10 河滩路堤沿堤水流是转变流向并受桥前壅水阻滞的水流,其流速比天然河滩流速为小。沿堤流速的大小主要与河流天然流速、桥孔挤压程度等有关,并在一次洪水行洪过程中有所变化。一般在退水过程中随着桥前壅水降低,上游沿堤流向桥孔的流速逐渐增大;涨水过程中随着桥孔泄洪量增加,下游沿堤流向岸边的流速逐渐增大。

上下游沿堤流速值按下列公式计算:

上游沿堤流速:

$$v_{sh} = 0.7 \left(\frac{\bar{h}_{0t}}{h_{0t} + \Delta Z_M} \right) \bar{v}_{0t}$$

下游沿堤流速:

$$v_x = 0.7 \bar{v}_{0t}$$

式中 v_{sh}, v_x ——上、下游沿堤流速(m/s);

$\bar{h}_{0t}, \bar{v}_{0t}$ ——河滩天然平均水深(m)和天然平均流速(m/s)。

考虑洪水涨落等情况,本条对上、下游沿堤流速均简化按下式计算:

$$v_t = 0.7 \bar{v}_{0t}$$

桥头未设导流堤时靠近桥台的上游沿堤水流,由于受桥头水流流束向桥孔挤压的影响,其流速显著提高。此流速值与影响范围的定量尚待研究,故规定在靠近桥台部分应采用桥下流速作为沿堤流速。

9.4.1 堤防由于河道的形态、水文特性及防护对象的重要程度和受灾害后损失的大小,以及江河流域规划或流域防洪规划等方面的要求,有一定的标准。根据这些要求桥梁跨越设有堤防的河道时,其梁底高程通常高于河道的设计洪水位与现有堤顶高程;对有规划的河道通常高出规划设计堤顶高程。一般情况下,河道设计标准,低于桥梁的设计洪水频率标准,设计时梁底高程能够满足高

于河道设计洪水位和现有堤顶高程的要求。但一些河道,如人工开挖的河道和蓄洪区、滞洪区等,由于防洪、蓄水洪区、通航等方面的要求和发展都有规划,而且标准较高。还有一些河道设计标准高于铁路桥梁的设计洪水频率标准,如京九线跨越滏阳新河特大桥,滏阳新河按 1963 年洪水型校核标准设计,铁路桥按 1/100 设计水位计算路基最小高度所确定的梁底高程比堤顶还低,为了满足防洪要求,不能将河堤拉槽,避免大洪水时沿缺口跑水,必须将桥抬高。因此,设计时对于有规划的河道或设计标准高于桥梁的河道都应将梁底高程按高于规划或现状堤顶高程设计。当然,规划必须做到切实可行,符合国家有关法规,并且是经过上级主管部门批准的。

另外,困难条件下设计梁底高程不能满足堤防规划要求时,墩台结构及基础要考虑预留抬高梁底的条件。如京九铁路津霸联络线永定新河桥,因受天津市有关规划的限制,设计梁底高程最低点为 6.58 m,比规划堤顶高程 7.27 m,低 0.69 m。但仍比既有河堤高程 6.55 m,校核洪水位 6.01 m 为高。经国家有关部门磋商决定,维持设计桥梁高程,但要考虑将来桥梁能抬高的措施。

9.4.2 堤防是保护河道顺利行洪防止水害发生的重要设施,在桥孔布设时应该尽量将墩台避开河堤,避免由于墩台设在河堤上施工时扰动河堤。但由于桥头附近的地形、河道的水力特征等方面的原因,往往桥孔布设困难,不得已将墩台设在河堤上。在这种情况下,为防止洪水发生时造成冲刷,使墩台处的河堤形成薄弱点,沿此处破堤,要求在施工时作好防洪措施,当墩台施工后及时回填夯实,使回填土的密实度达到开挖前的程度;并按河堤断面恢复原状,对原有铺砌的河堤,也应按原铺砌断面恢复;原河堤无铺砌者,应该在墩台附近为加强河堤的防冲能力,对恢复后的河堤迎水面增加铺砌防护。铺砌长度一般是根据墩台、基础施工时基坑开挖的范围上、下游再增加一定长度。在京九线刚刚建成即将开通运营之际,1996 年 8 月海河流域出现了 1963 年 8 月以来的最大一次

洪水,这次大洪水三五十年周期才可能出现一次。设计院对海河流域 1996 年 8 月的洪水情况进行了一次较全面的调查。从调查结果来看,以滹沱河特大桥为例,在洪峰流量达到该桥设计洪水情况下,河道、堤防出现了险情,一些地区发生洪涝;而铁路没有发生水害,洪水退后,从现场实地考察,两端桥头上、下游各 30 m 长的河堤边坡铺砌完好无损,伸入河床的铺砌末端,没出现冲刷坑及垂裙损坏情况。根据京九线及以往各线大中桥河堤边坡防护设计和使用情况,墩台竣工后恢复河堤原状并加强,采取在河堤迎水面按照桥台锥体铺砌标准,上、下游铺砌 30 m ~ 50 m 的范围是合适的。

9.4.3 对于行洪河道,以及行洪区、蓄洪区、滞洪区,为了确保汛期,抗洪抢险人员、物资、设备及时到位,车辆畅通无阻,满足防洪运用和安全,铁路与堤防交叉时,应该根据防护区内各类防护对象的重要性的规划,堤防工程的级别和堤防工程在防洪体系中所起的作用,同河道主管部门协商,留有防汛抢险通道。一般在台后设置平交道口,重要的通道在设平交道口的同时,在台前、台后设置立交通道。

10.1.7 有压涵洞水压力较大,沉降缝处容易漏水,危害基础及路堤,所以涵洞应该设计为无压的。多孔涵洞流量分配不均匀,个别涵孔通过的流量及流速可能超过设计标准,所以一般采用单孔或双孔,只有个别情况,在技术和经济上均属适宜时方可采用多孔。

10.2.1 小桥涵初测阶段需要测绘以下项目:

(1) 线路通过弯曲河道的峡谷地段采用泄水隧洞方案时,需要测绘洞口平面图,以满足确定洞口位置及上、下游消力建筑物的需要。测绘内容与桥(涵)址平面图相同。

(2) 初测期间既有涵洞的丈量,主要丈量上下游涵长、孔径、净空和路肩、帽石顶及出入口流水面高程。既有小桥的丈量主要丈量桥长、跨度、梁宽、墩台中心线与线路中心线的关系、支承垫石

顶及挡砟墙顶等高程和结构病害的部位等。

(3) 陡坡、深沟、河道弯曲、流向斜交和水流紊乱的小桥涵以及改沟、并沟等工程,均属附属工程较复杂的工点,均必须测绘桥(涵)址平面图。

(4) 涵洞洞身长度一般为直线,利于水流顺畅通过。当地形复杂,经研究经济上又有利时,可结合现场的勘测在洞身范围内转向。对于涵洞出入口径直连于沟心者,直线方向的轴向断面测至沟心后,即可顺沟方向酌测 2~3 点。若出入口不径直连于沟心者,当测取洞身足够长度后,可转向与原沟心顺坡相接。

10.2.2 小桥涵定测阶段需要测绘以下项目:

(1) 线路通过弯曲河道的峡谷地段采用泄水隧洞方案时,需要测绘洞口平面图,以满足确定洞口位置及上、下游消力建筑物的需要。测绘内容与桥(涵)址平面图相同。

(2) 初测期间既有涵洞的丈量,主要丈量上下游涵长、孔径、净空和路肩、帽石顶及出入口流水面高程。特别注意年代久远的拱涵和板涵出入口存在抬高节,比正常涵节薄,应通过结构检算确定是否拆除重建。既有小桥的丈量主要丈量桥长、跨度、梁宽、墩台中心线与线路中心线的关系、支承垫石顶及挡砟墙顶等高程和结构病害的部位等。

(3) 陡坡、深沟、河道弯曲、流向斜交和水流紊乱的小桥涵以及改沟、并沟等工程,均属附属工程较复杂的工点,均必须测绘桥(涵)址平面图。

(4) 涵洞洞身长度一般为直线,利于水流顺畅通过。当地形复杂,经研究经济上又有利时,可结合现场的勘测在洞身范围内转向。对于涵洞出入口径直连于沟心者,直线方向的轴向断面测至沟心后,即可顺沟方向酌测 2~3 点。若出入口不径直连于沟心者,当测取洞身足够长度后,可转向与原沟心顺坡相接。

10.2.3 每个桥渡至少施测两个水文断面的目的,是便于将计算得到的流量互相印证。影响流量计算精度的因素很多,例如洪水

调查、洪水坡度、水深勘测等的误差。两个断面所计算的流量值,其允许误差可为 25%。

10.3.2 单位线是由暴雨推算地面径流过程的一种方法,在国内外都得到较为广泛的应用和发展,它是通过设计暴雨的分析,推算在流域上的产流过程,再按单位线的方法进行汇流计算,得出桥渡处的设计流量过程线。我国水利部门很多省、区,都按照实测的暴雨径流资料,编制了地区性的经验单位线和综合单位线等计算方法和选用参数的图表。此方法在产流、汇流分析时,涉及因素较多,经过一定的概化处理,在使用参数时要利用本流域或相似流域的实测资料,对各项参数及成果进行检验。

10.3.4 我国地区广,水文、气象变化不一,水文站的分布远远不能满足铁路桥涵水文计算的需要。在一些无人烟地区计算设计流量,借助于按地区相似河流的特性及水文站资料统计分析,制定经验公式。地区公式制定应与当地水利、交通部门公式比较、验证,不应盲目照搬套用。

10.4.1 ~ 10.4.3 不设铺砌的小桥孔径计算与中桥相同。当桥址天然水深较浅,桥前又有积水条件时,可选用适当的沟床铺砌以提高设计流速,压缩桥孔,使水流以临界状态通过桥孔是经济合理的。如果造成临界流时桥前积水过高或天然状态已属急流状态时,则不应按临界流设计。

10.4.4 涵洞按临界流设计,要比同样孔径下缓流状态通过的流量多。当沟床的天然坡度接近临界坡度时,按临界流设计涵洞是合理的。如沟床天然坡度比较平缓,勉强局部开挖成临界坡则易造成淤积,不考虑再按临界流设计。如天然状态已属急流状态,按临界流设计需增设缓流设备,是否经济应与按急流通过涵洞的设计作技术经济比较决定。

10.4.5、10.4.6 涵洞孔径为考虑维修保养的要求,对孔径与长度在本规范中做了一些规定。养护单位普遍反映排洪涵洞为了便于维修与清淤,孔径不小于 1.25 m。考虑维修保养的工

作条件和维修养护人员的实践经验,各式涵洞依其净空高度或内径,规定其长度为 15 m、25 m。净空高度或内径等于或大于 1.5 m 时,维修养护人员在其内工作时基本上可以站立,因而对其长度不加限制。

灌溉渠道上的涵洞,淤积轻微,清淤工作量不大,可以采用 0.75 m 的涵洞,净空高度或内径小于 1.0 m 时长度尽量避免超过 10 m。大于或等于 1.0 m 时长度不建议超过 15 m。铁路穿越城市或大型车站(如枢纽、区段站)的涵洞,一般人口比较集中,涵洞除排洪外,尚有污水、垃圾杂物等流入,清淤的通风条件比一般排洪涵洞要好一些,因此孔径可考虑适当加大。

10.4.7 为保证涵洞与路堤的安全稳定,在无压涵洞过水断面上,留有一定的富余高度,以免因流量计算不准确,使无压涵洞变成有压的也可以防止水流中携带树枝、柴草等漂流物堵塞涵洞。圆涵因孔径较小,入口处均无提高节,根据多年实践经验,入口端部净空高度可不受本规范表 10.4.7 所列数值限制。

10.5.1 小桥涵的设计流速一般均大于天然流速,所以要根据设计需要设置防冲铺砌。铺砌类型可根据流速大小选用,铺砌的范围以不致造成铺砌下游发生严重冲刷,危及农田村舍为原则。

11.1.1 滨河路堤水文勘测时,需要对河流变迁趋势、水库回水影响、水利规划进行全面了解。所谓河道平纵断面有突变处是指有扩散、卡口、跌水、急滩及其他人工建筑物挤压、侵占河道、弃渣的堵塞处等。此处均应该加设水文断面,以便控制水面曲线的变化。

11.1.3 滨河路堤侵入洪水泛滥区内时,路堤受洪水浸泡冲刷,需修建防护加固工程,从而提高工程造价,养护工作量也随之增大,还会威胁行车安全。路堤侵入河道后,压缩了河道流水断面,必然改变天然河道的水力因素,使水位壅高,流速增大,加剧对路堤的危害。同时,局部河床形态与水力因素的变化,将影响上、下游较长河段的水流状态,引起对沿河建筑物、农田、房舍的危害。因此要求铁路定线时,滨河路堤尽量避开洪水泛滥区。侵入泛滥区河

滩范围内的路堤,应减小其与水流的交角以减轻冲刷。路堤侵入洪水河槽,必须有全面的技术经济比较,采取完善的工程措施。路堤侵入山区河流的河槽,难以保证工程安全,吸取既有铁路的教训,本条规定路堤不得侵入山区河流的河槽。近年来,我国在修建山区铁路时,通过技术经济比较,曾采用在河道内修建桥梁以代替侵水滨河路堤的措施。

站场范围内的路堤宽度通常根据站场股道与附属建筑物确定。因站场往往分期修建,因此勘测期间应该按站场股道与建筑物的布设,并考虑发展情况,检查站场范围内路堤侵入河道的程度。

11.1.4 计算滨河路堤的沿堤洪水位和流速时,需要对有影响的河段进行调查分析。河床平、纵、横断面的变化,均可能引起较长河段内水流状态的变化。如下游天然卡口或人工建筑物所形成的壅水会使上游回水区内的水流成为恒定非均匀流;河床纵断面的突变也会使水流形成恒定非均匀流;路堤对水流断面的挤缩会使水位抬高等。这些因素均应该充分考虑,不能一律按恒定均匀流计算,山区河段河床形态变化剧烈,尤其应该注意。

11.1.7 水流与路堤不平行时,水流在堤坡上形成斜流冲高,其值可按式(11.1.7)计算。桥头河滩路堤受桥前壅水影响,水位壅高,流速减小,不致再形成显著的水流冲高。当遇山区或山前河流,其河汉集中股流流速大,需考虑水流冲高影响。对平原河流可不考虑冲高。同时具有斜流冲高与波浪侵袭爬高时,由于两者相互干扰,不予叠加,可取两者较大值控制设计。

11.2.1 滨海范围修建铁路,除因气象、水文条件影响外,海上施工作业技术上复杂、难度很大;若地质条件不好,防护设备与水下基础工程的施工更加困难;而且在今后铁路运营中,养护维修工作量大,尤其遇到灾害性天气,铁路出现险情影响行车安全,抢建修复困难,费用高昂。因此在滨海范围勘测设计中,应注意尽量缩短海中铁路长度,选线时通常选择在海面最短、水深不深而且海岸稳

定、海底地势平坦、地质良好的地段。

11.2.2 滨海路堤由于长期受海水作用,路堤的填筑材料、断面形式、坡面防护和基础的种类等除与地形、地貌、地质及工程材料的来源和海上施工条件有关外,主要与水深、水位、波浪高度、冰凌、淤砂、海流等水文和气象因素有关。

滨海路堤的类型,在海水不深(几米至十几米)且波浪高度不太大时,按其断面形式可分为:斜坡式路堤和直墙式路堤。按填筑材料不同可分为:填石路堤、填石填砂混合路堤及填石填土混合路堤。按堤身的透水性质可分为:透水路堤和不透水路堤。按其所处的地理环境可分为:跨海峡路堤、跨海湾路堤和突入海中的路堤。

11.2.3 滨海路堤的路肩高程受潮位、波浪、海流影响很大,水文工作开展之前,需要对滨海地区的潮位、波浪、海流等基础资料有所了解。

(1) 潮位

海水受引潮力作用而产生周期波动现象,在铅直方向表现为潮位升降。潮位上升到最高点时称为高潮或满潮;在此刻前后的一段时间,潮位不升也不降,称此阶段为平潮;接着潮位开始降落,降到最低点时称为低潮或干潮;在此刻前后的一段时间,潮位又不升不降,称此阶段为停潮。停潮之后,潮位又开始上升。平潮和停潮的时间长短都因地而异。规定平潮的中间时刻为高潮时,当时的潮位高度为高潮高;停潮的中间时刻为低潮时,当时的潮位高度为低潮高。相邻的高潮和低潮的潮位高度差称为潮差。从低潮至高潮的过程称为涨潮;从高潮至低潮的过程称为落潮。涨潮阶段的潮差为涨潮差,时间间隔为涨潮时;落潮阶段的潮差为落潮差,时间间隔为落潮时。

潮位的变化特征是确定滨海路堤各部分高程的重要依据,勘测设计时应该根据铁路等级、建筑物的要求以及对潮位的统计分析,采用其有一定保证率的潮位作为设计水位。

(2) 波浪

滨海路基设计中所需的波浪资料均系风成浪。海洋中由风产生的波浪称为海浪。在不同的风速、风向和地形条件下,海浪的尺寸变化很大,通常周期为 $0.5\text{ s} \sim 25\text{ s}$, 波长为几十厘米至几百米,波高为几厘米至 20 余米,在罕见的情况下,波高可达 30 m 以上。

水的深度对波浪的性质也有影响,在水深大于半个波长 ($d > L/2$) 的深水中所发生的波浪称为深水波,水深小于半个波长 ($d < L/2$) 时,称为浅水波。当波峰水质点的前进速度超过波浪本身的传播速度时,波浪于是破碎。不破浪溅是一种振荡波(进行坡),它甚至在深水中破碎后,仍将重新形成波高减少的振荡波,只有当波浪进入到浅水,破碎后不能再形成振荡波时,它才变为前移波,这是沿岸边破浪溅的形成中所常见的现象。

波浪的资料是滨海路基工程设计的主要依据,它直接关系到路堤的高度和断面尺寸,因此设计前必须搜集这方面的资料。

(3) 海流

海流是海洋中除了由引潮力引起的潮汐运动外,海水沿一定途径的大规模运动。引起海流运动的因素可以是风,也可以是热盐效应造成的海水密度分布的不均匀性。前者表现为作用于海面的风压力,后者表现为海水中的水平压强梯度力。加上地转偏向力的作用,便造成海水既有水平流动,又有铅直流动,由于海岸与海底的阻挡和摩擦作用,海流在近海岸、接近海底处的表现和在开阔的海洋上有很大的差别。

通常所称的海流是一种综合性流,即各种类型海流的合成流。在一般情况下,滨海路堤受近岸海流的影响较多,近岸海流一般以潮流和风海流为主,因此在滨海路基工程设计时必须全面了解路堤附近海域的海流性质,搜集海流流速、流向等资料,分析建堤前后海流运动情况,以便确定路堤基础及坡面防护类型。

11.2.4 滨海路基为确保路堤的安全,路肩的设计高程除满足设计水位(设计标准的高潮位)需要的高度外,还应该考虑为抵抗波

浪对路堤的侵袭所需的高度。因此路肩设计高程应该不低于设计水位加波浪侵袭高度(波浪爬高)并加不小于 0.5 m 的安全高度;而对设防浪胸墙的路堤,因防浪胸墙已计波浪侵袭的影响,路肩高程可不计波浪侵袭高。

11.2.5 ~ 11.2.8 我国滨海铁路修建较少,路基设计需要的潮位、波浪等设计标准均参照“港规”的有关规定,设计高水位应采用高潮(即潮峰)累积频率 10% 的潮位;设计低水位通常采用低潮(即潮谷)累积频率 90% 的潮位。海港工程的极端高水位应采用设计频率为 50 年的年极值高水位;极端低水位应采用设计频率为 50 年的年极值低水位。对不同等级和形式的建筑物的设计波浪的设计频率和设计波高的累积频率标准都做了规定。

由于海港工程与滨海铁路从性质、用途上都不尽相同,设计标准也有一定的差异。以海港码头为例,它主要是以经常停靠最大船舶进行装卸作业,在某潮位情况按照各种船舶的技术性能和作业场地的要求,定出特有的设计高、低水位;并考虑当发生稀遇潮位及风浪时,要求码头在各种荷载作用下,其结构和地基具有一定的安全度,定出校核高、低水位;另外为了抵抗波浪侵袭,按照设计标准的累积频率的波高,往往在外海修建防波堤,以使港区水域稳定。

滨海铁路由于路堤类似防波堤暴露于外海,直接受到潮位的控制和波浪的侵袭。路堤的高度应达到防波堤相当于“港规”规定的校核频率的高潮位和能够抵抗累积频率波高的标准。但是海港码头所设的防波堤堤顶,一般稍可允许越浪,它即使局部破坏影响也不大。而铁路路面不允许越浪,且要求在一定稀遇频率的高潮位及波浪发生时路堤能够抵抗高潮和波浪的侵袭,保证路堤的稳定及运输无阻,要求的标准比防波堤还高。

滨海铁路的重要性不亚于防波堤,其设计水位应该和陆域铁路一样,具有同样的等级标准。至于波浪采用什么标准,我国海港部门曾对已建的防波堤进行调查,发现 50 年一遇波浪出现时建筑

物稳定,核算结果与实际稳定状态相符。个别破坏的经模型试验与分析,为施工质量差造成的。

11.3.1 由于路基受库水的浸泡、渗透、波浪侵袭、地下水壅升、坍岸、水流冲刷、淤积等多因素作用而影响路基的坚固性和稳定性。因此,设计时需要根据这些不利因素,分清主次,采取相应的加固防护措施。

11.3.3、11.3.4 水库设计洪水频率标准较高,其正常蓄水位高于铁路设计洪水位时,为避免路基长期被库水淹没,路肩高程应按水库正常蓄水位考虑;在跨越水库边缘,填挖交界处的路肩高程不应低于水库坝顶高程,是考虑非常时期,避免库水从路基溢出危及行车与地方的安全。

11.3.5 ~ 11.3.7 水库坍岸的快慢根据库岸土质及其所在位置的不同而异。例如受主导风作用的库岸坍势比背风向的重;浸水深的库岸坍势比浸水浅的重;高陡的库岸坍势比低缓的重,具体应该根据线路位置离开库岸远近的不同及上述不同因素综合考虑,区分缓急,分期投资。对坍势较重,近期将威胁路基安全的地段,在新建时应做好库岸的防护工程。

水库蓄水后,流速减小,从水库上游及支沟携带下的砂土将在水库中逐渐沉积。对水库路基有影响的是水库岸边淤积、沉积,一般最易发生在水库上游老河床及漫滩、支沟沟口,河湾凸出一侧或突出岸嘴的下游。在这些淤积迅速的地段,防护建筑物开始能发挥其应有的作用,但淤积后防护建筑物将被掩埋而失去作用,使用时间较短,可尽量采用轻型的临时措施以节省投资。

水库坍岸防护的高度与水库路堤防护的高度应有所区别。水库坍岸主要是由水库正常高水位时的波浪经常腐蚀土层后产生的,故可用水库正常高水位来控制防护建筑物的顶面高程。

11.4.6 滨海路堤由于长期的受海水作用,必须能够抵抗波浪对路堤的侵袭。不同的建筑材料和断面形式的路堤适用于不同的水深、波浪相互作用特点及地基等情况。

一般情况下,滨海路堤常采用斜坡式和直墙式两种结构形式。斜坡式路堤结构简单、施工方便,具有较高的整体稳定性。路堤和波浪相互作用特点为波浪在坡面上爬升,然后破碎,其能量被吸收或消散,适用于水深较浅,石料来源丰富的情况。由于路堤基础宽大,对地基单位面积上压力较小且分布均匀,适用于地基承载力较差的情况。而且在波浪作用下断面具有较小的底部流速,因此对基底土的冲刷亦较小。

直墙式路堤相对断面较小,节省材料,但施工较困难。其墙身外侧受到较大的动水压力,当墙身有足够的水深时,作用于直墙上的波浪发生反射,所以对其外壁强度的要求较高,上部结构(防浪墙)也要有良好的整体性。另外,为了防止堤前因波浪作用所产生底流速的冲刷,堤前一定范围内的海底和明基床外坡及坡肩都要采取相应的保护措施。直墙式路堤其内侧可适用于兼作码头。因直墙基础小,适用于地基承载力较大的情况。直墙式路堤在水深较深,足以使波浪不致破碎,海底不致遭到冲刷,地基不致发生不均匀沉降的地方更适合。

11.4.7 ~ 11.4.11 水库路堤浸水部位的坡面一般以防止波浪侵袭破坏作用为主。而水库上游地段,因库水下泄后流速增大,尚需考虑水流的冲刷作用。

在防护范围内通常设置较强的护面工程,用以抵抗波浪的侵袭作用。护面工程顶面高程为设计水位加波浪侵袭高度,加壅水高度,加安全值 0.5 m;底面高程为水库设计低水位减波浪影响深度(可采用 2 ~ 2.5 倍低水位时的波浪高);当有封冰和流水时,此下限通常低于冰盖层的下缘。波浪影响深度,根据官厅水库实测资料及有关其他参考资料,约为波浪高的 2 ~ 2.5 倍。

11.4.12 冲刷防护工程的基础处理得当与否,关系到工程成败的关键。历年的实践证明,冲刷防护工程的失败大多是由于地基被淘而引起的。故地基通常埋置在冲刷深度线以下,不小于 1 m 或嵌入基岩内。

当前在设计中用的冲刷深度公式分为一般冲刷和局部冲刷两类。当防护地段河床纵坡变大或防护建筑物较多地压缩了水流断面,致使水流流速增大,而水流流向并不直冲建筑物时,可按一般冲刷考虑。当防护建筑物没有或很少压缩水流断面,但水流方向与建筑物迎面切线交角较大时,可按局部冲刷考虑。

一般冲刷深度按包尔达柯夫公式计算:

$$h_p = \frac{A_1}{A_2} h$$

式中 h_p ——压缩断面上冲刷停止时的垂线水深(m);

h ——压缩断面上冲刷前的垂线水深(m);

A_1 ——以主槽天然平均流速通过设计流量时需要的断面面积(m^2);

A_2 ——压缩断面在冲刷前能供给的断面面积(m^2)。

局部冲刷深度按雅罗斯拉夫采夫公式计算:

$$h_{pj} = \frac{23v^2 \tan \frac{\alpha}{2}}{g \sqrt{1+m^2}} - 30d$$

式中 h_{pj} ——建筑物前局部冲刷坑深度(m);

v ——建筑物附近水流的局部流速(m/s);

g ——标准自由落体加速度,为 9.81 m/s^2 ;

α ——水流方向与建筑物迎面切线的交角;

m ——建筑物的边坡坡率,等于建筑物边坡角的余切;

d ——冲刷过程中裸露出来铺在冲刷坑底的土颗粒粒径(m),用土中占有 15% 以上质量的最大粒径的直径。

式中 v 、 α 、 d 的大小,直接影响 h_{pj} 值,应考虑不同水位时相应的 v 、 α ,看其对 h_{pj} 的影响,从中找出最大值及其代表地段;确定 d 值,取土时通常注意土层的代表性,以减少人为因素的误差。

冲刷深度如何确定是尚未解决的难题,目前还难以建立符合实际的计算公式。因此,用公式所计算得到的冲刷深度,只能供参

考,还应该通过实际冲刷调查,对附近既有冲刷防护基础埋设深度和使用情况的了解,从防护地段河床地层的钻孔资料中对冲淤交替的分析判断等途径,综合考虑决定之。

防止地基淘刷的措施,按其性质可分为立面防淘与平面防淘两类。立面防淘是将建筑物的基础设在冲刷深度以下,使基底不受冲刷。但这种措施在冲刷深度较深的地方,明挖施工抽水困难,不易办到,可考虑沉井、桩基。而平面防淘措施是用柔性建筑物平铺在河床或用散体的材料堆放在主体工程的前面,当河床受到冲刷后,这种建筑物就随之下沉起保护基底作用。抛石、石床、潜坝、混凝土块板和石笼等都是属于这类性质的防淘建筑物。平面防淘措施适用于不重要的线路上使用或作为立面防淘的辅助措施。

11.5.1 路基地面排水,只是用以排除桥涵间路基两侧零星小量的地面雨水,截引至附近桥涵或沟谷排走。一般由于流量较小,根据多年实践经验,可直接按标准断面尺寸使用,不作水力计算。当有集中水流引入的水沟及水沟上方拦截的地表流量较大时,需根据汇入流量,经水力计算决定,以保证具有足够的过水能力。

通常情况下,区间路基排水建筑物与桥涵、隧道、车站、农田水利等排水建筑物相顺接,以利于水流畅通,互不影响,避免各行其是、互相矛盾、互相脱节的不良现象。

11.5.2 路基排水不良引起路基损坏事故的教训是很多的,所以路基设计应该有良好的排水设备。本条提出了对路基边坡防排水工程设计的要求。

11.5.3 本条规定借鉴了《铁路边坡防护及防排水工程设计补充规定》(铁建设[2009]172号)(以下简称“172号文”)第十三条的相关规定。

天沟一般不应向侧沟排水,如受地形限制,很难找到出口位置,除了用急流槽(吊沟)向侧沟引水外,别无其他措施可代替时,方考虑用急流槽将天沟的水引向侧沟。在计算急流槽下游的侧沟断面时,流量采用本侧沟和由急流槽引入的二者流量之和,洪水频

率采用 1/50。以防因增大流量后可能漫溢,直接威胁线路的安全。

深长路堑的侧沟,在下游地段由于汇集的流量增大,一般的标准横断面尺寸已不能满足流量的要求,可能造成水溢道床。如在下游地段加大横断面尺寸,则将增加土石方数量,并非良策,尤其是在反坡排水地段的侧沟,到下游要求加深更多,困难亦更大。在这种情况下,视地形条件设法增建桥涵建筑物,将水引排至路基之外。

12.1.2 隧道地表水处理不当会严重的影响隧道的稳定和运营安全。为了预防或消除地表水产生的危害,修建隧道时应该对地表水作妥善处理,建立完整的排水设施,以保证结构和设备的正常使用和行车安全。

12.1.3 隧道洞身和洞口是不可分割的整体。在隧道位置选择时,理应包括洞身和洞口位置的选定。但由于洞身范围长、移动面宽,而洞口位置范围较短窄,有关工程集中,且常在线路转换方向的附近,隧道定线时如不特别注意,往往照顾了洞身位置的条件,而忽视了洞口位置的选择和对洞外有关工程的处理,结果给隧道设计和施工带来困难,所以选定隧道位置时特别需要注意洞口位置和有关工程的处理。

洞口不适合设在排水困难的沟谷低洼处。这是由于沟谷低洼处往往是地质薄弱的地方,不仅排水和施工非常困难,如果处理不好,竣工后隧道渗水、漏水,甚至造成洪水灌入隧道,给运营带来长期病害。

12.1.4、12.1.5 考虑当隧道洞口位于滨河可能被洪水淹没地带,水库回水影响范围或受山洪威胁地段,如其路肩高程设计标准过低,则可能发生洪水流经隧道,造成对隧道和运营损害的几率就增大,故条文作出与特大桥和大中桥桥头引线路基路肩高程设计同等的规定。若水库设计洪水频率标准高于铁路设计洪水频率标准时,在水库边缘,填挖交界处的隧道洞口,为避免非常时期洪水,使

隧道变成溢洪道,危及行车,其高程不应低于水库的坝顶高程。

辅助坑道作为永久性工程使用时,如作永久通风道或作排水工程等的辅助坑道口,设计高程按上述标准设计。仅作临时工程,工程竣工后需封堵的辅助坑道口,设计高程可按施工时水位考虑,可采取必要的防洪措施。

12.1.6 为防止边、仰坡上的地表水冲刷洞口和辅助坑道口,流入隧道,隧道口和辅助坑道洞口应该设置截水沟和排水沟。

12.1.7 多雨地区系指湿润和半湿润地区(即干燥度 <1.5 的地区),隧道仰坡范围由于地层覆盖薄,岩层裂隙通畅,为了防止仰坡范围的地表水下渗,即使从岩层结构本身不需要防护,但从加强防水与截水要求最好采用防护措施。防护措施可采用浆砌片石、喷混凝土或喷浆等。

12.1.8 为了不让洞外路堑汇水流入隧道内,当出洞方向路堑为上坡时,最好将洞外侧沟做成与线路坡度相反且一般不小于的坡度。当隧道全长小于300 m时,如路堑水量小,且含泥量少,不易淤积,修建反向侧沟将增加大量土石方和圻工工程等困难条件下,也要求做反坡排水,显然不经济也并不安全,在这种困难条件下,路堑侧沟的水可经隧道流出。但为了保证安全和正常运营,应该验算隧道水沟断面,不够时应予扩大,并在高端洞口设置沉淀井。

12.1.9 明洞的防水与排水措施设置时,需要特别注意以下两种情况并加以考虑:

(1)明洞建筑于露天空旷地区,一般有地表径流的影响,如不设法截、拦、排走,容易引起冲刷坡面,产生坍塌或流入回填土体内部,浸泡回填料,增加明洞负荷。为了保证建筑物的安全稳定,要求明洞顶部应该设置必要的截、排水系统。

(2)对衬砌背后有地下水来源时,靠山侧边墙顶或边墙后,应该设置纵向和竖向盲沟,将水引至边墙泄水孔排除。

12.1.10 隧道弃渣处理时需要重点做好以下几个方面工作:

(1)由于对隧道弃渣的妥善处理必须进行设计,所以在勘测

阶段应搜集隧道弃渣设计的必要资料。首先需要计算弃渣数量之占地面积,选择弃渣场地,搜集和测量弃渣场地大比例尺地形图,签订弃渣占地协议,搜集弃渣场地的水文资料、地质及水文地质资料等。

向河边或河滩地弃渣时,需要对勘测阶段所掌握的山区河流高、中水位的糙率、比降、流向、河湾冲高及河道冲淤变化等资料,加以核实,做到水文、水力计算的准确性。

(2)向河边或河滩弃渣,不能影响河道泄洪,同时也不能影响水利工程的正常使用,并应遵照国家有关规定,征得当地河道或相应主管部门的同意。

弃渣不应影响水库大坝、水利工程取用水建筑物、泄水建筑物、灌(排)干渠(沟)功能。在河滩或上述工程附近弃渣,必须遵守国家有关规定,并取得河道或相应主管部门的同意。严禁在对重要基础设施、人民群众生命财产安全和行洪安全有重大影响的区域布设弃渣场。

近年来,生产建设项目中因弃渣场选址不当而导致渣场失稳垮塌、发生滑坡、引发泥石流事故多有发生,已引起各方的高度关注。因渣场失稳对周边基础设施或群众生命财产安全造成了危害和损失,为规避渣场失稳造成的次生灾害和影响,应严格执行本条规定。

(3)为保护环境,确保弃渣稳定,使弃渣不随水流流失,应该根据当地降水及地形、地质情况作好排水与防冲设施,可设置排水管、纵横盲沟、截排水沟。弃渣堆坡脚应有防止洪水冲刷的措施。

12.1.12 水下隧道需要结合地形、地质、水文资料、周边环境、运输及场地、防灾救援、防排水、运营养护及维修等因素,综合确定线路方案。水下隧道需重点考虑水底现状高程及规划高程、河流冲刷、淤积层厚度、结构抗浮等因素,以合理确定隧道覆盖层厚度。

12.2.1 为保证铁路站场路基稳定、可靠,防止路基病害,保证行车安全和正常作业,站场设计应有良好的排水系统。站场排水包

括雨水、融化雪水、蒸汽机车和客车上水时的漏水、机车废汽水等地面水的排除。不包括地下水、生产废水和生活污水的排除。

12.2.2 站场排水系统包括路基面横向坡度,纵向排水沟(槽),横向排水槽(管),天沟、侧沟、排水沟,排水盲沟,各种沟、槽、管间的衔接,可排水的桥涵,边坡截、排水沟及其他排水出路等。

站场排水系统的总体规划应该在勘测调查及搜集资料的基础上进行,以便了解现场情况,掌握既有排水设施及系统,地方排灌设施的现状和存在的问题,最终确定排水出路,站场排水系统一般应做好以下几点:

(1)站场排水系统设计时,铁路内部有关专业之间应该做到统筹安排,相互配合,如站内桥涵的增设和利用;采用机械排水;排水管沟与其他管沟或设施交叉干扰的处理;站内与相邻区间排水设施的衔接;结构和断面形式的统一等,做到总体布置合理。

(2)站场排水需要与附近城镇、厂矿、农村的排水、排灌系统的现状和规划应协调配合,利用地方排水系统时,对接口点的位置、高程和流量应认真研究,密切配合。站场排水系统的场外出口要防止冲毁农田。

(3)改建或扩建站场时尽量利用既有排水设施,当既有排水系统或设施存在问题时应进行改善。

(4)站场排水系统应使纵向和横向排水设施,场内排水与场外截、排水等设施紧密结合并引出站外。排水径路尽量短而顺直。

12.2.3 站场路基边缘(或路肩)高程受路基面排水横坡影响,最外侧站线路基边缘应最低,故站场外侧站线路基边缘的高程及站内正线的路肩高程均通常按正线标准设计。若按正线标准设计引起较大工程时,在满足正线路肩设计标高的情况下,站场最外侧站线路基边缘的设计高程可低于正线标准,按不低于设计水位加0.5 m设计确定。

由于站内排水沟已形成网并集中与站外水系相连,不受波浪

及壅水影响,因此排水沟沟顶的高程,可不计波浪及壅水高。正线外包的编组站(或其他车站)为减少土石方工程,调车最低处的路基边缘或排水沟沟顶高程可按设计水位加 0.2 m 确定,困难时也不应低于该处设计水位高程。

12.2.4 排水设备的数量应根据地区年降雨量,一般按以下原则确定:

(1)年降雨量不超过 700 mm 地区的站、段,一般需在重点地方设置适当的排水设备。重点地方是本规范第 12.2.7 条指出应适当加强路基排水的部位和站、段纵断面上的低洼处。

(2)年降雨量超过 700 mm 地区的站、段,设置纵、横向排水设施,数量及位置可考虑以下几方面的原因确定:

①编组站、区段站和线路数量较多的车站、车场内的纵向排水槽可根据不同情况,按相邻两个坡面线路数量来布置。

②客运站和办理客车上水作业的车站,一般在两站台之间设一条纵向排水槽,其位置应与客车上水管路结合设置,排水槽宽度可采用 0.6 m,并将给水管支托在排水槽内。

为加强客运站的路基面排水和保持清洁卫生,便于清扫和减少线路维修工作,在较大客运站上适合铺设混凝土宽枕。

③客车整备场内一般每隔 2~4 条线路设一条纵向排水槽。客车整备线通常铺设混凝土宽枕或整体道床,以排除场内废水。

④货场排水应该与货区场地和路面的硬化相结合。

(3)货物站台和旅客站台的站台墙边尽量不设排水槽。因站台墙边距线路近,只能设置小型排水槽,当站台上装卸散装货物时,漏下的货物和垃圾将排水槽堵塞后,清淤不便,起不到排水作用。

(4)货位下面不应设置排水槽,以免堵塞泄水孔和影响排水槽的清淤。排水槽通常布置在货位外侧,按货位、排水槽、道路的排列顺序设置。

(5)两仓库站台间设汽车道路时,可在汽车道路的一侧或道

路中部设置公路排水槽。两站台夹两条装卸线时,可在两线路间设置纵向排水槽。两站台夹一条装卸线时,可有四种做法:路基面用浆砌片石铺砌;封闭道床;铺设混凝土宽枕或整体道床;修建跨线雨棚。

(6)采用浆砌片石或封闭道床时,可沿站台墙边一侧设小明沟,以便排除雨棚上的雨水。牲畜装卸线和散堆装场地货位的外侧需要修建排水沟。

(7)线路布置不规则的站、段,如货场、机务段等,其纵、横向排水设备可结合具体情况设置。

12.2.5 本计算办法参考《铁路工程设计技术手册 站场及枢纽》的水利计算公式。

12.2.6 流量计算公式因各地区的具体情况不同也有所不同。在实际工作中,可按本规范中所列的流量计算公式进行流量计算。具体计算方法可参照《铁路工程设计技术手册 站场及枢纽》。当有其他适合本地区或站场位于城市内并有适合的公式时,也可采用其他公式。

12.2.7 根据调查,最突出的排水问题常见于以下的这些部位。

(1)设有给水栓和有车辆洗刷作业的客车到发线、整备线,由于上水和给水栓使用管理不善或洗刷车辆时产生的漏水和废水,如不及时排除,站内路基的稳定将受到严重影响。由于客车车厢和站台上的垃圾经常扫在线路上,容易造成排水不良和路基翻浆冒泥,到发线两侧如有站台时,水无法横向排出,因此在设有给水栓的线路间,不论地区降雨量多少,都需设置纵向排水槽。

高铁动车段所(存车场),车体外皮洗刷线在进行车辆洗刷时,废水有可能外溢;人工洗车线在进行人工洗车时会产生大量的废水,如不及时排出,将严重影响路基的稳定,造成路基病害,应该考虑适当加强排水。

(2)蒸汽机车在整备线、待班线上水时,水鹤往往有漏水现象。机车检查、待班和临修时,常进行清炉渣和放出废汽水。乘务

人员利用整备待班时间冲洗机车,会产生各种废水。机车出、入段线的站、段分界处和库前线路,有时机车在此等待或停留,乘务员利用这段时间擦洗机车,也产生废水。因此在这些地点也应加强排水。

(3) 仓库站台线的路基标高低于仓库、站台和道路,雨水易流入线路内。仓库内和站台上的垃圾亦经常扫入线路内,使道床排水不畅。两台夹 1 条装卸线,因雨水无法横向排出,积水比较严重。车辆洗刷线、加冰线和牲畜装卸线有大量生产废水需要排除,因此这些部位需要适当加强排水。

(4) 车辆减速器、驼峰的机械化或自动化设备和电气集中的咽喉区,应该有良好的排水系统,以免影响设备的正常动作和信号的正确显示。

(5) 驼峰立交桥下线路的路基较两头引线为低,一般需单独设抽水设备,以排除积水。进出站线路布置所形成的低洼处,排水亦有困难,根据需要可设置涵洞或必要时设抽水设备。

(6) 改建或扩建站、段时应该消除原路基病害,以免病害发展扩大,影响新路基。利用施工机会,一次处理病害,人力、物力不需要重新调配和组织,对运营线干扰也可大大减少。

另外,《生产建设项目水土保持技术标准》GB 50433—2018 第 3、4、5 章中,对取弃土场的设置选址及设计也有相关规定,其中“4 水土保持方案”“5 水土保持措施设计要求”中对取、弃土场要求“严禁在崩塌和滑坡危险区、泥石流易发区内设置取土(石、砂)场。”“严禁在对公共设施、基础设施、工业企业、居民点等有重大影响区域设置弃土(石、渣、灰、碎石尾矿)场。”“弃土场涉及河道的应符合河流防洪规划和治导线的规定,不得设置在河道、湖泊和建成水库管理范围内”“取土(石、砂)场开挖前应设置截(排)水、沉沙等措施。”在路基取弃土场、桥涵弃土场水文勘测设计时,可参考执行。

12.2.8 由于站坪一般比较宽阔,有一定的汇水面积,如场地没有

横向坡度,易于积水。车站路基面设有横向坡度,站内地面水能及时排除,路基易于保持稳定,还可以防止路基翻浆冒泥和冻害等,对提高线路养护质量有很大好处。

车站横断面形状的选用应该根据路基面宽度、排水要求、路基填挖情况和线路坡度连接等条件综合考虑。一般情况下,中间站适合采用单面坡或双面坡的横断面;站线数量较多的编组站、区段站和工业站等,宜采用锯齿形坡的横断面。

12.2.9 根据我国的设计经验,利用站内桥涵兼作横向排水,例如在桥台、涵顶或涵壁预留泄水洞,取得了很好的效果。它不但工程简单,减少造价,而且具有排水效果好、清淤养护方便等优点。

横向排水槽为砟底式,穿越线路时道砟直接铺在盖板上。由于排水槽不深,而且线路间盖板可以揭开,清淤养护比较方便,排水效果较好。

横向排水槽属小型箱涵类型,要求地质条件较好,基底比较稳定。在一般情况下,新建铁路的挖方或填方较低(2 m左右)的地段和既有铁路路基比较稳定的情况下,可以广泛采用。

横向排水管与横向排水槽比较,由于管径小,清淤困难,当路基填方较高,设置横向排水槽基础工程较大时方可考虑采用。

12.2.10 本条主要考虑排水沟(槽)通过道路或位于有汽车通行的场地时,为防止排水槽被压坏,应采用公路排水槽或公路涵洞。

12.2.11 纵向排水设备的坡度应该能够使积水顺利排出。由于站场内排水设备内的泥沙和杂物比较多,为避免淤塞,一般情况下,水流的平均速度不应小于0.5 m/s。为满足上述要求,排水设备的纵向坡度不应小于2‰,最好采用3‰~5‰。大站的站场纵向坡度一般都不超过1.5‰,故排水设施的坡度也不要过大。为了使下游不发生挟带物沉积,保证水能及时排出站外,必须使水流速度由上游至出水口逐渐增大,因此排水设施的设计坡度,应从上游至下游逐渐增大。位于平坦、沼泽和河滩地区的站场,当排水系统出水有困难或采用2‰的纵向坡度将引起大量工程时,纵向排水设

施的坡度可减至 1‰。排水设施在分水点处的深度可为 0.2 m。为了使穿越站线的横向排水设施内的水能迅速排出,同时不使泥沙淤积,横向排水设施的坡度不应小于 5‰;有条件者可适当增至 8‰或以上。特别困难条件是指平坦地区和改建站场的横向排水设施坡度不小于 5‰,往往不易做到,有的出口标高难以连接,故可按具体情况设置,并保证排水通畅。

12.2.12 侧沟、天沟、排水沟的断面尺寸,需保证排泄全部设计流量而不至溢出,由水利计算得知:若采用底宽 0.4 m、深度 0.4 m、边坡坡度为 1:1 的梯形断面,在 2‰ 的纵坡满槽时可排泄约 0.2 m³/s 的流量,这在一般地区几乎是经常碰到的,所以对于一般土质的水沟断面,再加安全高度 0.2 m,就得出一般情况下水沟断面标准尺寸 0.4 m×0.6 m 的规定。在干旱少雨地区,由于流量较小,可将水沟深度减至 0.4 m。岩石路堑的水沟深度亦可减少至 0.4 m,因为岩石路堑水流即使稍有漫溢现象,对边坡和路基面的危害不大,但半岩质路堑侧沟通常按土质考虑。

12.2.13 纵、横向排水槽与排水管之间为了便于衔接,需要设检查井并连接。检查井内入水口处槽底高程不应低于出水口处排水管底内壁高程或排水管入水口管底内壁高程,不应低于出水口处排水管底内壁高程。

降雨量的大小及路基土壤的种类对排水管的淤积有直接关系,一般情况下,降雨量大或为土质路基时,排水管比较容易淤积,检查井间距小些;降雨量小或为渗水土路基时,排水管淤积少些,检查井间距可大些。检查井间距尽量不大于 40 m,连接管径小于 1.0 m 的检查井间距不大于 15 m。

12.3.1 在城镇附近,铁路往往要跨越公路、城市道路而需要设置立交地道,这种地道通常进出口高而中间低,容易积水。为了确保地道常年使用,行车畅通无阻,设置良好的排水系统是必要的,可及时排除道路引道中和桥下的雨水。

公铁立交地道的设计包含立交地道主体和引道(路基)工程。

地道主体影响范围的水文勘测按照本规范 12.3.2 条~12.3.6 条。引道(路基)与公路、城市道路相接时,在《室外排水设计标准》(GB 50014—2021)第 5 章“排水灌渠和附属建筑物”有对路基工程范围内的水文设计的立体交叉道路排水、水力计算、管道设计等方面的规定。

12.3.2 立交地道的排水方式,直接影响到排水的效果,一般情况下通常利用地形条件,尽量采用自流排水方式,将汇集的水流直接送往天然水体。当自流方式不可能时,需设立泵站采用机械抽升的排水方式。

由于地道排水的特点,要在短时间内能及时将水排除,排水出路最好自成系统,不适合将立交排水引向市政排水管道,否则会发生互相干扰而出现争排的现象,尤其是市政管道的设计标准偏低,每逢雨季遇有大雨、暴雨时,雨量集中,容易造成市政管道上游地区的雨水宣泄不及形成积水,桥下雨水停滞时间过长,影响行车。因此一般情况下,应该将汇集的水流直接送往天然水体,如经比较必须排入市政排水干管时,应调查分析既有市政排水干管的排水能力和使用情况,根据地道的规模、形式、设计标准、排水方向与排水量等因素,对排水系统进行总体布置,满足双方的排水要求,使地道的排水与市政的排水互不干扰。

12.3.3 为使立交地道的雨水及时排出,保证排水效果,尽量控制排向地道的汇水范围,一般情况下地道排水仅负担地道本身的水量,不担负其周围客水的排除,以免因过大的排水量使排水出路造成困难。为控制汇水面积,立交地道四周,尤其两侧引道起点,均需要采用不少于 1% 的反坡与原道路顺接,防止客水涌入地道。

12.3.4 立交地道的修建位置多在城镇的交通要道或重要公路上,因此雨水流量的计算可参照城市排水设计的流量计算方法进行。《铁路工程设计技术手册 桥渡水文》中列出了我国若干城市暴雨强度公式,在勘测设计中可结合调查、搜集地方雨量资料进行流量计算时参考使用。

地道排水设计的标准应考虑城市道路防洪要求、立交地道工程规模、地道排水特点等要求确定。要在短时间内能及时将水排除,防止因积水而断绝交通。在设计时应该根据道路的重要性确定设计标准,一般与城市排水设计相比适当提高设计标准,其降雨强度选用设计频率3~5年的5~10 min的降雨量,按随降随排的原则计算其排水量,对于具有特殊要求者应作个别处理。地面径流系数根据引道范围内坡面情况一般采用0.8~1.0。

12.3.6 当立交地道桥洞身位于地下水位以下,尤其是地道洞身与两侧引道为分离式结构时,不仅要考虑将引道及桥下范围的地表水及时排除,而且还需要考虑地下水对地道的影响,要经常性地降低地下水位,以保证地道的使用和安全。降低地下水位的方法,一般采用埋设纵横向渗水暗沟,将引道两侧的地下水沟通,再经洞身底板内埋设的铸铁管或混凝土管将地下水汇集至洞身一端的汇流井,再经排水总管采用自流排水方式或机械抽升排水方式,将地下水排出。

12.4.2 房屋选址前需要广泛搜集有关洪水位资料,如实测或调查的河流、湖泊最高洪水位,推算设计洪水位,洪水淹没范围,水库设计洪水位;滨海历史最高潮水位等。房屋的选址应该避开洪水淹没地段,选在比设计洪水位高出0.5 m的合适地点。当有波浪侵袭和壅水现象时,还应该加上波浪侵袭高度和壅水高度。如因受条件限制而无法避开时,其建筑场地可采用填土方法,使填方地面高程比设计洪水位高出0.5 m的高度。当按上述规定确定的场地设计高程,填方量大,经技术经济比较合理时,可采用设防洪(潮)堤的方案,其场地设计高程应高于建筑区周围汇水区域内的设计频率内涝水位。当内涝水位较高,场地填方量仍很大,经技术经济比较合理时,可采取可靠的防、排内涝水措施,此时对场地设计高程不作规定。

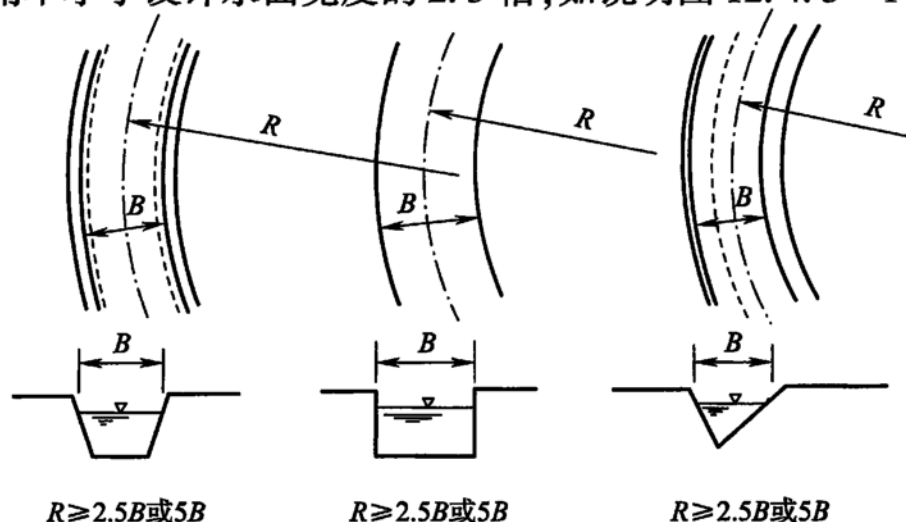
12.4.3 本条提出对铁路房屋场地进行竖向设计的要求。竖向设计用于确定建筑场地填挖高程、土方调配、场地与道路协调、场地

排水以及指导单体建筑设计方案。尤其对地形起伏较大的山地或丘陵地区的站区房屋建筑,场地竖向设计十分重要。

12.4.4 建筑场地背后为山地、坡地时,为防止洪水及坡面、场地雨水径流侵入房屋建筑,需要设置排洪渠道。本条规定了排洪沟及截水沟断面流量设计的不同洪水频率,其设计洪水频率,根据房屋性质,结合地形、汇水面积大小等因素来确定。为与《城市防洪工程设计规范》GB/T 50805—2012 一致,本条“排洪沟”一词改为“排洪渠道”。

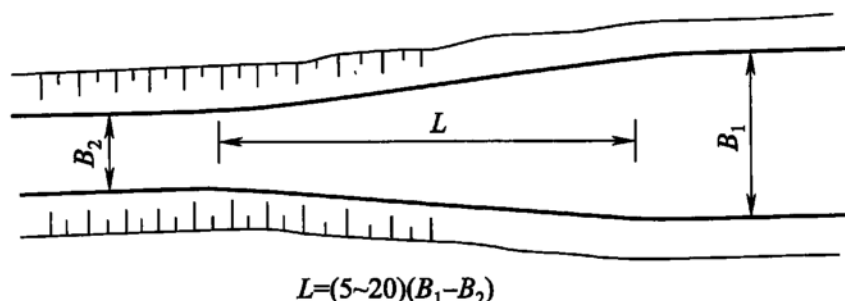
12.4.5 本条制定参考了《城市防洪工程设计规范》GB/T 50805—2012 中的相关条款。排洪渠道的作用是将山洪安全排至城市下口河道,渠线布置应与城市规划密切配合。要确保安全,比较经济,容易施工,便于管理。为了充分利用现有排洪设施和减少工程量,渠线布置尽量利用原有沟渠;必须改线时除了要注意渠线平顺外,还要尽量避免或减少拆迁和新建交叉建筑物,以降低工程造价。

排洪明渠转弯处,为避免因弯道半径过小而造成排洪不畅,其中心线半径一般不小于设计水面宽度的 5 倍,盖板渠和铺砌明渠可采用不小于设计水面宽度的 2.5 倍,如说明图 12.4.5—1 所示。



说明图 12.4.5—1 排洪明渠允许转弯半径示意图

渠道较长的排洪明渠尽量分段设计,两段排洪明渠断面有变化时,宜采用渐变衔接,其长度可取水面宽度之差的5~20倍,如说明图12.4.5—2所示。



说明图 12.4.5—2 排洪沟设置渐变段示意图

12.4.6 《城市防洪工程设计规范》GB/T 50805—2012 中 10.5 节对排洪渠道分为两类:排洪明渠和排洪暗渠。其中对明渠的纵坡、边坡、进出口平面布置、安全超高、弯曲段等内容进行了阐述,对暗渠的沉沙井、检查井、防冻措施等内容提出了相关说明。

12.4.7 本条对铁路生产、生活房屋雨水排水系统的设置原则条件和雨水排除的范围做了规定。其排水系统自成体系或与城镇的排水系统衔接应该根据具体技术、经济及设计条件确定。

12.4.9 铁路生产、生活房屋规划面积一般较小,且距城镇较远,单独规划者较多,设置管道排水系统在经济上不甚合理;为节约工程投资,场地排水一般应该以地面自然排水为主,根据工程具体情况可适当采用明沟或暗管排水系统。

铁路生产、生活区总平面规划中的竖向规划,为满足排水要求,各类场地适用坡度应不小于 0.3%;当坡度小于 0.3% 时,一般采用多坡向或特殊措施。

排水明沟的种类、深度、宽度、纵坡值、沟顶高程可参见《工业企业总平面设计规范》GB 50187—2012 的相关要求。场地的排水明沟最好采用矩形或梯形断面,纵坡及断面尺寸参数一般采用如下数值:

(1)明沟起点的深度尽量不小于0.2 m,矩形明沟的沟底宽度最好不小于0.4 m,梯形明沟的沟底宽度最好不小于0.3 m。

(2)明沟的纵坡最好不小于3‰;地形平坦的困难地段不小于2‰。

(3)按流量计算的明沟,沟顶一般高于计算水位0.2 m以上。

(4)明沟的边坡坡率见说明表12.4.9。

说明表 12.4.9 排水明沟边坡值

地 质	边 坡 值
粉砂	1:3 ~ 1:3.5
松散的细砂、中砂和粗砂	1:2 ~ 1:2.5
密实的细砂、中砂、粗砂或黏质粉土	1:1.5 ~ 1:2
粉质黏土或黏土砾石或卵石	1:1.25 ~ 1:1.5
半岩性土	1:0.5 ~ 1:1
风化岩石	1:0.25 ~ 1:0.5
岩石	1:0.1 ~ 1:0.25

L.0.1 ~ L.0.4 我国地区广,水文、气象变化不一,水文站的分布远远不能满足铁路桥涵水文计算的需要,常借助于地区相似河流的特性及水文站资料统计分析,制定经验公式。地区公式制定应与当地水利、交通部门公式比较、验证。应用时应符合原制定公式时所规定的条件,不得盲目搬用。

本附录提供了铁路各设计单位通过多年实践和洪水考验已逐步地建立起各自地区的半理论、半经验公式。设计时,可根据实际情况选用与之较为适应的小流域暴雨径流计算办法。其中,L.0.1为原铁一院法,L.0.2为原铁二院法,L.0.3为原铁三院法,L.0.4为原铁四院法。