

JTG

中华人民共和国强制性行业标准

JTG 3230—202X

公路工程水文勘测设计规范

Hydrological Specifications for Survey and Design of
Highway Engineering

征求意见稿

202X-XX-XX 发布

202X-XX-XX 实施

中华人民共和国交通运输部发布

前 言

根据《交通运输部关于下达 2025 年度公路工程行业标准修订项目计划的通知》（公路函〔2025〕474 号）的要求，由中交第二公路勘察设计研究院有限公司承担《公路工程水文勘测设计规范》（以下简称“本规范”）的修订工作。

本规范是在《公路工程水文勘测设计规范》（JTG C30—2015）基础上全面修订而成。

本规范修订以保障公路工程防洪安全和使用功能为目标，坚持安全可靠、技术适用、经济合理、便于实施的原则。主要技术内容包括水文调查与勘测、设计洪水分析与计算，以及桥梁、小桥涵、路基、特殊地区、隧道、公路沿线设施场地和调治工程的水文勘测设计。

本规范修订过程中，编写组开展了调研和专题研究，吸收了有关科研成果和工程实践经验，参考了国内外相关标准，经讨论和修改，形成征求意见稿。

本次修订的主要内容包括：

1. 完善了公路工程水文勘测设计的基本规定，增加了水文风险识别、防洪设防类别、校核水准和校核性能验证要求；
2. 修订了水文调查与勘测、设计洪水分析与计算的有关规定；
3. 修订了桥位选择与桥孔设计、墩台冲刷计算及防护、小桥涵和路基水文勘测设计的有关规定；
4. 完善了特殊地区水文勘测设计和调治工程的有关规定；
5. 增加了隧道和公路沿线设施场地水文勘测设计的有关规定。

本规范由 XXX 负责管理，由中交第二公路勘察设计研究院有限公司负责日常管理工作。请各有关单位和专家将对本规范的意见和建议函告本规范日常管理组，以便修改完善。联系人：XXX（地址：湖北省武汉市经济技术开发区创业路 18 号，邮编：430056；电话：027-XXX，传真：027-XXX；电子邮箱：XXX@XXX），以便下次修订时参考。

主 编 单 位：中交第二公路勘察设计研究院有限公司

参 编 单 位：

主 编：冯鹏程

主要参编人员：

主 审：姜友生

参与审查人员：

参 加 人 员：

目次

1 总则	1
2 术语	4
3 基本规定	7
3.1 一般规定	7
3.2 水文风险识别	8
3.3 防洪标准与校核	9
3.4 分阶段工作要求	11
4 水文调查与勘测	14
4.1 一般规定	14
4.2 水文调查	15
4.3 水文勘测	17
4.4 洪水观测	18
5 水文分析与计算	20
5.1 一般规定	20
5.2 利用流量资料计算设计洪水流量	21
5.3 利用暴雨资料计算设计洪水流量	28
5.4 设计水位	32
5.5 施工期设计洪水	33
5.6 气候变化对设计洪水的影响	35
5.7 人类活动对设计洪水的影响	36
6 桥位选择与桥孔设计	39
6.1 一般规定	39
6.2 一般河段上的桥位选择	40
6.3 特殊地区的桥位选择	42
6.4 桥孔长度	44

6.5 桥孔布设	44
6.6 桥面设计高程	46
6.7 校核性能验证	50
7 桥梁水力计算与防护	52
7.1 一般规定	52
7.2 河床自然演变冲刷	54
7.3 桥下一般冲刷计算	56
7.4 墩台局部冲刷计算	62
7.5 特殊情况的冲刷计算	66
7.6 墩台基底最小埋置深度与防护	69
7.7 桥梁特殊洪水荷载计算	72
8 小桥涵水文勘测设计	81
8.1 布设原则	81
8.2 水文调查与勘测	83
8.3 水文分析与计算	84
8.4 孔径设计	84
8.5 冲刷防护	86
8.6 校核性能验证	87
9 路基水文勘测设计	89
9.1 一般规定	89
9.2 水文调查与勘测	90
9.3 水文分析与计算	91
9.4 浸水路基高度	93
9.5 冲刷防护	94
9.6 路基排水	95
9.7 改扩建公路路基水文勘测设计	95
9.8 校核性能验证	96
10 特殊地区水文勘测设计	98
10.1 一般规定	98

10.2 水库地区	98
10.3 泥石流地区	103
10.4 平原低洼（河网）地区	108
10.5 岩溶地区	111
10.6 倒灌河段	114
10.7 潮汐河段	117
10.8 海湾地区	120
10.9 戈壁及干旱地区	122
10.10 山前漫流地区	123
11 隧道水文勘测设计	126
11.1 一般规定	126
11.2 水文调查与勘测	128
11.3 水文分析与计算	129
11.4 隧址与隧位选择	131
11.5 水文关联设计	132
11.6 水文监控	134
11.7 校核性能验证	135
12 公路沿线设施场地水文勘测设计	137
12.1 一般规定	137
12.2 水文调查与勘测	138
12.3 水文分析与计算	139
12.4 场地布置与排水衔接	140
12.5 校核性能验证	142
13 调治工程	143
13.1 一般规定	143
13.2 导流堤布设及冲刷计算	145
13.3 丁坝布设及冲刷计算	146
附录 A 河段分类表	150
附录 B 桥孔最小净长度计算	153

附录 C	墩形系数及墩宽计算	156
附录 D	岩石地基桥墩冲刷及基底埋深	160
附录 E	沿河和河滩路基水力条件计算	162
E.1	一般规定	162
E.2	沿河路基斜流流速	162
E.3	河滩路基壅水及沿线水力条件	163
E.4	适用条件与复核	166
附录 F	丁坝防护长度计算	168
F.1	非淹没式丁坝	168
F.2	淹没式丁坝	170
附录 G	校核水准采用条件	172

征求意见稿

1 总则

1.0.1 为规范公路工程水文勘测设计工作，防范水文风险，提升工程防洪韧性，保障公路工程安全和正常使用，制定本规范。

条文说明

本规范立足公路建设及运营工程实践，统一防洪设防、水文勘测、分析计算关键技术要求，细化各阶段水文风险识别管控，完善全寿命周期水文防灾管控，降低水文灾害影响，提升公路防洪抗灾韧性。

1.0.2 本规范适用于新建和改扩建公路工程的水文勘测设计。

1.0.3 公路工程水文勘测设计工作，涵盖桥涵、路基等各类构筑物的水文调查、现场勘测，水文与水力分析计算，以及受水文条件控制的专项工程设计。

1.0.4 公路工程水文勘测设计应为项目总体设计提供必要的技术支撑。各专业应结合场址水文条件、工程水文敏感性及其受洪水的影响程度，开展针对性的水文勘测设计工作，并保证各专业水文相关设计衔接统一。

条文说明

水文勘测设计与项目总体设计深度交互，工程总体布局、方案及建设条件直接确定水文勘测设计的范围、内容与技术措施，水文勘测设计成果为项目总体设计提供必要技术支撑。

路基、桥涵、隧道及沿线附属设施各类工程结构，所处水文环境、洪水作用路径各不相同，工程水文敏感性与洪水影响程度存在差异，使得不同专业在水文勘测重点、分析内容和设计侧重上各有特点。

公路工程系统关联性强，各专业水文设计协同不仅服务于防洪安全，还需兼顾与道路排水、水文地质等相关专业设计的衔接适配。各专业水文设计参数、设防标准、防护方案

彼此关联、相互制约,设计成果衔接统一,可有效规避专业脱节、系统不配套等问题,消除局部工程短板,保障公路工程整体水文安全与结构长期稳定。

1.0.5 公路工程水文勘测设计应采用两水准设防体系。工程在设计洪水工况下应维持正常使用功能,在校核洪水工况下应满足规定的安全性能要求。

条文说明

公路工程设计洪水重现期为 25 年~300 年,在工程设计使用年限内,遭遇超标准洪水并非小概率事件。同时受全球气候变化影响,我国部分区域中小流域洪水洪峰流量呈现增大趋势,单一水准的防洪设防标准已显现局限性,难以适配现阶段的防洪安全要求。

防洪安全分级管控理念,在国内外多个工程领域已有实践基础。我国水利行业普遍采用设计、校核两级洪水设防;美国 AASHTO 桥梁规范、英国 CD356 规范,采用两级洪水工况开展结构安全验算。为此,本规范借鉴已有实践经验,结合公路工程行业特点,确立公路工程设计、校核两级防洪设防控制标准。

本规范的设计洪水与《公路工程水文勘测设计规范》(JTG C30-2015)基本一致,设计洪水工况下各类构造物的安全性能要求仍沿用原有标准体系;校核洪水较设计洪水适当提高重现期,设防重点为管控极端条件下工程安全风险,保障重要构造物在极端洪水作用下结构安全可控,兼顾工程经济性与防洪安全储备。

1.0.6 公路工程水文勘测设计应体现工程全寿命周期水文风险管理要求,实现设计、施工及运营阶段水文风险管理的有效衔接与技术传递。

条文说明

公路工程防洪风险防控贯穿建设与运营全寿命周期。工程水毁风险既来源于河道水文情势演变、洪水动态变化等自然条件,也包括工程主体对局部行洪、冲淤规律的改变,以及施工期涉水工程对行洪条件的扰动等人为影响,因此水文风险管控需覆盖工程全寿命周期。

设计阶段在落实工程本体防洪设防的基础上,既要立足现状已识别的水文风险,也要充分考虑可预见的未来潜在水文风险;在设计文件中对施工期度汛、临时工程防洪、汛期作业管控,以及运营期水文监测、基础冲刷与河道演变排查等关键环节明确技术提示,保障各阶段水文风险管理有效衔接、技术要求顺畅传递。

全寿命周期管控理念与两水准防洪设防体系相辅相成。两水准设防以分级洪水标准构建工程静态防洪储备，全寿命周期模式统筹全流程动态水文风险，弥补单一静态设防的不足，共同保障公路工程长期防洪安全与运行稳定。

1.0.7 公路工程水文勘测设计，应保障设计洪水顺畅宣泄，统筹协调水利、航运、农林、城镇排水与生态环保相关要求。

1.0.8 公路工程水文勘测设计应积极采用成熟可靠的水文勘测、防洪减灾新技术、新材料、新设备、新工艺。

1.0.9 公路工程水文勘测设计除应符合本规范的规定外，尚应符合国家和行业现行有关标准的规定。

2 术语

2.0.1 设计水准 design level

为满足公路工程正常使用和防洪安全要求所采用的基本防洪水准。

2.0.2 校核水准 check level

在设计水准基础上，为复核公路工程在更不利水文条件下的安全和功能状态而采用的附加防洪水准。

2.0.3 设计洪水 design flood

作为公路工程设计依据的规定频率洪水。

2.0.4 校核洪水 check flood

用于复核公路工程在更不利水文条件下安全和功能状态的规定频率洪水。

2.0.5 校核水文状况 check hydrological situation

公路工程进行校核时，由校核洪水和实际可能同时发生的其他不利水文条件共同形成的水文状态。

2.0.6 水文风险识别 hydrological risk identification

查明可能危及公路工程安全或者影响使用功能的水文因素、影响方式和可能后果的过程。

2.0.7 水文水力边界条件 hydrologic and hydraulic boundary conditions

水文、水力分析中，在计算范围边界或者工程与外部水体、排水系统连接处给定的流量、水位及其变化过程等外部输入或约束条件。

2.0.8 防洪设防类别 flood protection category

按照工程对象的重要性、功能和失效后果所作的防洪分类。

2.0.9 校核性能等级 check performance level

表征工程对象在校核水文状况下安全、允许损伤以及功能保持或者恢复要求的等级。

2.0.10 校核性能验证 check performance verification

按照校核水文状况，对工程对象是否达到相应校核性能要求进行的分析、验算和判断过程。

2.0.11 壅水 backwater

水流受到阻碍、压缩或者下游水位顶托，导致上游水位抬高的现象。

2.0.12 水文断面 hydrologic cross-section

为进行水文观测和水文分析计算而选定的河流横断面。

2.0.13 水拱 water-surface bulge

洪水期间，河流横断面主流区出现的局部水面隆起现象。

2.0.14 流冰 drift ice

浮于水面的冰块或兼有少量冰花等随水流运动的现象。

2.0.15 涉河工程 river-related engineering works

位于河流、河滩或者其影响范围内，可能改变水流、泥沙输移或者河床演变条件的工程设施。

2.0.16 设计流量 design discharge

根据规定的设计水文条件确定并作为工程设计依据的流量。

2.0.17 设计水位 design water level

根据规定的设计水文条件确定并作为工程设计依据的水面高程。

2.0.18 深泓线 thalweg

河流各横断面最大水深点的连线。

2.0.19 桥下净空安全值 safe value of headroom under bridge superstructure

桥梁上部结构底缘与设计水位计入规定水位增高值后的水面或者最高流冰水位之间预留的最小安全垂直距离。

2.0.20 河床自然演变冲刷 streambed degradation

河床由河流长期冲淤演变、河槽横向摆动等引起的冲刷，不包括工程局部阻水或者过水断面压缩直接引起的冲刷。

2.0.21 一般冲刷 general scour

又称束窄冲刷，是指过水断面受到压缩或者水流集中，因流速增大而在断面范围内产生的河床冲刷。

2.0.22 局部冲刷 local scour

水流受到构造物或者局部边界扰动，在其附近形成的局部河床或地基冲刷。

2.0.23 造床流量 dominant discharge

对河槽形态形成与变化起主要控制作用的流量。

2.0.24 行近流速 approach flow velocity

建筑物上游尚未受其局部扰动影响处的来流速度。

2.0.25 起动流速 threshold velocity

河床泥沙由静止开始运动时的临界水流速度。

2.0.26 波浪爬高 wave run-up

波浪沿斜坡爬升时，从静水面起算的垂直高度。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 公路工程水文勘测设计应根据设计阶段、工程对象及其水文作用，确定工作内容和深度，并应满足相应阶段工程决策和设计的需要。

3.1.2 公路工程水文勘测设计应考虑流域和区域防洪规划、河道管理要求以及有关水利工程建设 and 运行对设计采用的水位、流量及行洪、汇排水条件的影响。

3.1.3 同一建设项目内相互关联工程对象的水文勘测设计，应统一采用共用水文资料，并统筹分析工程对象之间的汇流、排水关系及其相互影响。

条文说明

3.1.2、3.1.3

防洪规划、河道管理及水利工程运用可能改变工程采用的水位、流量、行洪通道和汇排边界。建设项目内相互关联的工程对象可通过地表径流、河道或者排水系统发生水文联系，局部工程布设也可能改变其他工程对象的水文条件。

3.1.4 对工程方案、主要设计参数或者校核结论有直接影响的水文成果，应有相应的资料和方法依据，并应明确其适用条件。

3.1.5 应优先通过调整路线走向、工程位置和工程布设等规避或降低水文风险。

条文说明

路线走向、工程位置和工程布设直接影响工程受洪水、冲刷、淹没等水文作用的程度。方案阶段调整空间相对较大，优先通过避让不利区域、调整工程位置或者优化工程布设，可以从源头规避或降低水文风险，减少后续防护难度。

3.1.6 公路工程应按设计水准进行设计和验算。采用校核水准的工程对象，尚应在校核水文状况下进行校核性能验证。

条文说明

设计水准是公路工程防洪设防的基本水准，适用于全部工程对象。校核水准用于在更不利的水文条件下补充验证规定的工程性能，两种水准承担不同的设防目标。

3.1.7 工程对象、工程方案或者主要水文设计条件发生变化且可能影响原设计或者校核结论时，应复核有关水文风险识别结果、水文成果和校核结论。

3.2 水文风险识别

3.2.1 公路工程各设计阶段均应结合本阶段工程决策需要和工程对象特点开展水文风险识别。

条文说明

水文风险识别用于明确各设计阶段需要重点调查、分析和解决的水文问题。

3.2.2 水文风险识别应查明主要水文作用、不利水文边界条件及其影响工程的途径，识别可能造成的工程破坏或者功能失效。识别应结合现状条件、历史洪水和水毁资料，并考虑水文气象条件变化及有关规划、工程建设的影响；不得以无水毁记录为由排除水文风险。

条文说明

无水毁记录可能是由于未遭遇相应洪水、工程运行年限较短或者资料不完整，并不表明不存在水文风险。有关规划和工程建设可能改变汇流、河道或者排水等条件，应结合实际分析其影响。

3.2.3 应根据水文风险识别结果比选工程方案，确定主要设计条件和风险控制措施。

3.2.4 常规水文调查与分析不足以支持路线走向、工程位置、总体布设或者重大工程方案决策时，应开展专项水文分析论证。

3.3 防洪标准与校核

3.3.1 公路工程设计洪水频率应符合表 3.3.1 的规定。

表 3.3.1 设计洪水频率

工程对象	高速公路	一级公路	二级公路	三级公路	四级公路
特大桥	1/300	1/300	1/100	1/100	1/100
大、中桥	1/100	1/100	1/100	1/50	1/50
小桥	1/100	1/100	1/50	1/25	1/25
涵洞及小型排水构筑物	1/100	1/100	1/50	1/25	不作规定
路基	1/100	1/100	1/50	1/25	按具体情况确定
特长隧道	1/100	1/100	1/100	1/50	1/50
长隧道	1/100	1/100	1/50	1/50	1/25
中、短隧道	1/100	1/100	1/50	1/25	1/25
公路沿线设施场地	1/100	1/100	1/50	1/25	按具体情况确定

3.3.2 公路工程特殊对象或者特殊条件下的设计洪水频率，应符合下列规定：

- 1 沿河纵向高架桥和桥头引道应采用表 3.3.1 中路基相应的设计洪水频率；
- 2 多孔中小跨径组成的特大桥可采用表 3.3.1 中大桥相应的设计洪水频率，其防洪设防类别和校核洪水频率仍应分别按表 3.3.4 和表 3.3.6 中特大桥的规定确定；
- 3 公路沿线设施场地的设计洪水频率不应低于其所服务公路路基的设计洪水频率；服务于不同等级公路时，应按其中较高等级公路确定。

3.3.3 公路工程防洪标准的确定尚应符合下列规定：

- 1 工程对象涉及防洪保护区或者有关规划规定的不同防洪标准时，应采用其中较高者；
- 2 公路工程穿越行洪通道、分洪区或者蓄滞洪区时，防洪标准和工程布设应与区域防洪要求相协调。

3.3.4 工程对象防洪设防类别由高到低分为 A、B、C 三类，不应低于表 3.3.4 的规定，并应符合下列规定：

- 1 承担不可替代的国防交通、应急救援、人员疏散等关键功能，构成唯一交通通道，失效可能造成重大人员伤亡，或者对重要保护对象产生重大影响的工程对象，应采用 A 类；
- 2 B 类或者 C 类工程对象的功能中断后果、恢复难度或者影响范围明显超过表 3.3.4 相应类别一般水平时，应提高一个类别。

表 3.3.4 工程对象最低防洪设防类别

工程对象	高速公路	一级公路	二级公路	三级公路	四级公路
特大桥	A	A	A	B	B
大、中桥	B	B	B	C	C
小桥	B	B	C	C	C
涵洞及小型排水构筑物	B	B	C	C	C
路基	B	B	C	C	C
特长隧道	A	A	A	B	B
长隧道	B	B	B	C	C
中、短隧道	B	B	C	C	C
公路沿线设施场地	C	C	C	C	C

3.3.5 A 类工程对象应采用校核水准。B 类和 C 类工程对象符合附录 G 规定的校核水准采用条件之一时，应采用校核水准。

3.3.6 采用校核水准的工程对象，其校核洪水频率应符合表 3.3.6 的规定。表 3.3.1 中设计洪水频率未作规定、按具体情况确定或者实际采用的设计洪水标准高于表 3.3.1 规定的，校核洪水频率应结合实际采用的设计洪水频率、工程水文条件和校核性能要求，经技术论证确定。

表 3.3.6 校核洪水频率

工程对象	高速公路	一级公路	二级公路	三级公路	四级公路
特大桥	1/500	1/500	1/300	1/300	1/300
大、中桥	1/300	1/300	1/300	1/100	1/100
小桥	1/300	1/300	1/100	1/50	1/50
涵洞及小型排水构筑物	1/300	1/300	1/100	1/50	按具体情况确定
路基	1/300	1/300	1/100	1/50	按具体情况确定
特长隧道	1/300	1/300	1/300	1/100	1/100
长隧道	1/300	1/300	1/100	1/100	1/50
中、短隧道	1/300	1/300	1/100	1/50	1/50
公路沿线设施场地	1/300	1/300	1/100	1/50	按具体情况确定

3.3.7 采用校核水准的工程对象，其校核性能等级不应低于表 3.3.7 的规定。

表 3.3.7 防洪设防类别与最低校核性能等级

防洪设防类别	A 类	B 类	C 类
校核性能等级	Ⅲ级	Ⅱ级	I 级

3.3.8 校核性能等级由 I 级至Ⅲ级逐级提高，各级性能要求应符合下列规定：

1 I级为基本安全状态。校核水文状况下，工程对象可发生严重损伤或者功能中断，并可通过构件更换或者局部重建恢复，但损伤部位、范围及失效状态应符合本规范有关工程对象章节的规定；

2 II级为主体可修复状态。除应满足I级要求外，主体工程及主要控制部位的损伤应可检查、可修复；

3 III级为关键功能保障状态。除应满足II级要求外，主体工程及主要控制部位不得发生影响规定关键功能的损伤；规定的最低功能应保持，允许功能中断的，应满足规定的恢复要求。

条文说明

三级校核性能分别控制基本安全、主体可修复和关键功能保障，性能要求逐级提高。各工程对象允许的损伤部位、范围和失效状态，以及III级应满足的最低功能和恢复要求，由本规范有关工程对象章节根据其工程特点、失效方式和功能要求具体规定。

3.3.9 采用校核水准的工程对象，应以校核洪水为基础，根据水文风险识别结果确定校核水文状况。

3.3.10 校核水文状况中水文作用组合应根据实际水文过程确定，不应简单采用各项最不利取值进行组合。

3.3.11 校核水文状况的水文输入和水文边界条件应按本规范第5章的规定分析确定，水文作用计算应符合工程对象专业标准的规定，校核性能应满足工程对象章节的规定。

3.3.12 校核性能验证不满足要求时，应调整工程方案或者工程措施，并重新验证。

3.3.13 监测、预警、交通管控、疏散或者应急处置等措施作为达到校核性能要求的条件时，应明确其触发条件和适用范围，并结合水文过程发展速度以及监测识别、信息传递、响应和执行条件验证其可靠性。基本安全性能要求不得仅依靠上述措施实现。

3.4 分阶段工作要求

3.4.1 工程可行性研究阶段应查明路线走廊的主要水文条件，识别主要水文风险，为路

线方案比选、控制性工程选址和主要工程规模估算提供依据。

3.4.2 初步设计阶段应核实和补充水文资料,完成水文分析计算和工程方案比选,确定工程位置、总体布设、主要规模、主要水文设计条件、防洪设防类别及水文风险控制措施。

3.4.3 采用校核水准可能影响工程位置、总体布设、主要规模或者防护方案时,应在初步设计阶段按本规范第 3.3 节确定是否采用;确定采用的,应开展满足初步设计方案确定需要的校核分析。

3.4.4 施工图设计阶段应核定主要水文设计条件、防洪设防类别和校核水准采用结论,完成水文风险控制措施设计。

3.4.5 采用校核水准的工程对象,应在施工图设计阶段确定校核水文状况并完成校核性能验证。

条文说明

3.4.3~3.4.5

校核水准可能影响工程位置、总体布设、主要规模或者防护方案时,需要在初步设计主要方案确定前完成采用判断和相应分析,避免施工图设计阶段因校核要求改变主要方案。对不影响初步设计主要方案的工程对象,可结合施工图设计阶段的最终工程条件确定是否采用校核水准并完成校核性能验证。

3.4.6 一阶段施工图设计应同时完成本节初步设计阶段和施工图设计阶段规定的水文勘测设计工作。

3.4.7 技术设计阶段应针对初步设计未解决的重大、复杂水文问题,补充水文调查和分析计算,确定有关水文设计条件和工程方案。

条文说明

3.4.6、3.4.7

一阶段施工图设计直接形成施工图成果,需要同时完成初步设计阶段的方案论证和施

工图设计阶段的设计落实。技术设计以解决初步设计未解决的重大、复杂技术问题为目的，其水文工作范围和深度由相应技术问题确定，不承担施工图设计阶段全部成果的普遍要求。

3.4.8 后续设计阶段应对前阶段水文成果进行核实，其内容或者深度不满足本阶段要求的，应补充完善。

征求意见稿

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工程对象的水文风险识别与评价、水文分析与计算及工程设计提供可靠的水文基础资料。

4.1.2 水文调查与勘测工作应覆盖各勘测设计阶段，调查与勘测范围、内容及工作深度应满足各阶段水文分析与计算需要。

4.1.3 水文调查与勘测可根据任务目标、现场条件及成果精度要求，采用先进适用的技术手段。

条文说明

随着测绘与水文测验技术的快速发展，无人机航测、三维激光扫描、GNSS 动态测量、多波束水下测深、卫星遥感影像解译、地理信息系统 (GIS)、声学多普勒流速测验等先进技术手段，已在公路水文勘测中得到成熟应用，有效提升了水文勘测工作效率与数据成果精度。无人机航测适用于大范围水系调查、洪泛区地形测绘、洪痕巡查等场景；三维激光扫描可实现洪痕点位、岸坡地形的高精度快速测量；多波束测深系统可精准获取水下断面与墩台冲刷形态；卫星遥感可支撑汇水区水系、土地利用及蓄滞洪区范围的快速解译；基于数字高程模型 (DEM) 和地理信息系统 (GIS) 空间分析，可快速自动完成汇水单元划分、流域边界提取、特征值统计。本条纳入相关技术规定，旨在引导行业应用先进装备和技术，提升水文勘测的数字化和智能化水平。

4.1.4 水文调查与勘测应系统排查各类水文灾害与风险隐患，针对大洪水、漂流物、泥石流、河道演变、冰凌、工程水毁等开展专项调查与勘测。

条文说明

本条旨在强化公路水文工作的风险防控导向。近年来极端水文事件频发，公路涉水工

程面临的灾害风险日趋多元，传统水文调查侧重常规水文要素，对灾害类隐患的系统性排查不足。本条强调要将大洪水、漂流物、泥石流、河道冲淤、冰凌等水文灾害要素纳入重点调查勘测范围，全面识别各类灾害的分布、规模与作用形式，分析评估其对桥涵、路基、调治工程的撞击、壅塞、冲刷等安全风险，为工程设计采取针对性防护措施提供基础依据，从源头上提升工程的防灾抗灾能力。

4.1.5 水文调查与勘测成果应包括调查记录、调查和实测成果、有关图表及资料质量和适用性说明等内容。

条文说明

本条旨在规范水文调查与勘测成果的组成内容，保障成果的完整性、规范性与可追溯性。水文调查与勘测成果是工程水文分析计算、设计及风险评估的核心基础，其完整性和适用性直接影响工程设计的合理性与安全性。本条明确了成果应包含的核心内容，涵盖资料目录、调查记录、实测成果、相关图表及资料质量和适用性说明，既要求成果资料齐全、记录详实、图表规范，又强调需对资料的可靠性、适用性进行明确说明，便于后续设计、审查及运维阶段的查阅与使用，确保水文成果能够有效支撑工程建设全流程的技术需求。

4.2 水文调查

4.2.1 汇水区概况调查宜包括下列内容：

1 绘制沿线水系图，核查低洼内涝区、分蓄（滞）洪区的分布范围，以及主要水利工程位置、结构形式与运行方式。

2 量算沿线各汇水区面积、主河道长度和河道平均比降等特征值，以及主要水利工程控制的汇水面积。

3 调查岩溶、泉水、泥石流等现象的分布和规模，以及土壤类型、地形地貌、植被覆盖等下垫面特征资料。

4 调查收集各汇水区内对工程设计有影响的河湖岸线保护与利用、河道整治、河道采砂、航道整治等相关规划资料。

4.2.2 河段调查宜包括下列内容：

1 调查河段平面形态、地质地貌、洲滩、植被、河床组成、涉河工程等情况。

- 2 调查河道历史及近期演变情况、河床冲淤变化、滩槽稳定状况,收集河段历史变迁资料及历年测绘图纸。
- 3 调查支流、分流、急滩、卡口、滑坡、塌岸及自然壅水等现象。
- 4 调查洪水泛滥宽度、河岸稳定程度。
- 5 调查堤防设计标准、河道安全泄洪量及相应控制水位。
- 6 调查河道治理、河道采砂、航道整治的现状与规划方案与实施时间。
- 7 调查航道等级、最高与最低通航水位、通航孔数,以及高、中、低水位的上、下行航迹线位置。
- 8 调查大洪水年份漂流物的来源、类型、尺寸、聚集方式、运动轨迹及堆积壅塞情况。
- 9 调查并确定河床不同区域洪水糙率。

4.2.3 洪水调查应符合下列规定:

- 1 应结合所收集的历史洪水资料,在河段两岸调查各次洪水的发生时间、洪痕位置、洪水来源、涨落过程、主流方向,调查有无漫流、分流及受人工建筑物的影响,初步判定洪水重现期。
- 2 应调查各次洪水对应的雨情、灾情,以及汇水区内人类活动影响、自然条件变化情况,通过洪水量级排序,结合考证期分析确定洪水重现期。
- 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、分洪及人工建筑物影响处,并宜靠近水文断面。
- 4 同一次洪水应调查不少于 3 个可靠或较可靠洪痕点,作出标志并记录洪痕指认人的姓名、职业、年龄和叙述内容。应根据指定的洪痕标志物情况、指认人对洪水记忆程度综合分析,按表 4.2.3 的规定评定洪痕点的可靠性。

表 4.2.3 洪痕可靠程度评定标准

评定因素	等 级		
	1 级 (可靠)	2 级 (较可靠)	3 级 (供参考)
指认人的印象和旁证情况	亲眼所见,印象深刻,情况逼真,旁证确凿	亲眼所见,印象深刻,所述情况较逼真,旁证材料较少	听传说或印象不深刻,所述情况不够清楚具体,缺乏旁证
标志物和洪痕情况	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
估计可靠误差范围 (m)	小于 0.2	0.2~0.5	0.5~1.0

注:评定时以指认人印象、标志物情况两项为主,可靠误差范围仅作参考,使用时应根据具体情况确定。

- 5 开展洪水调查时,应同步调查洪水期的水面横比降、水拱及波浪高度等水力要素。

4.2.4 冰凌调查宜包括下列内容：

- 1 调查历年封冻及开河时间、开河型式、最高和最低流冰水位。
- 2 调查冰塞和冰坝现象、历年凌汛水害情况以及流冰对上、下游建筑物的影响。

4.2.5 涉河工程调查宜包括下列内容：

- 1 桥位河段上既有桥梁设计洪水标准、过河管缆的跨度、基础埋深、修建年代、水毁和防护等情况。
- 2 堤坝设计洪水标准、结构形式、基础埋置深度、施工质量、洪水检验情况。
- 3 上、下游水库位置、设计洪水标准、泄洪流量、控制汇水面积、回水范围及建库后上、下游河床冲淤变化。
- 4 取水口、泵站、码头、储木场、锚地等涉河工程的位置及其对公路工程的影响。

4.3 水文勘测

4.3.1 水文断面测绘应符合下列规定：

- 1 水文断面宜选在洪痕分布较多、河岸稳定、冲淤变化小、泛滥宽度较小、无死水和回流、断面形态比较规则的顺直河段上，断面法线宜与主流流向垂直。
- 2 水文断面布设宜在桥位轴线处布设主断面，在桥位上、下游稳定河段各布设 1 个水文断面；改扩建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增设 1~2 个水文断面。
- 3 平原宽滩河流测绘范围应测至历史最高洪水泛滥线以外不少于 50m，山区河流应测至历史最高洪水位以上 2m~5m。
- 4 测绘成果应标出河床地面线、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和其他特征水位等。

4.3.2 河段比降测绘应符合下列规定：

- 1 水文断面上游比降测绘范围不应小于 2 倍河宽，下游不应小于 1 倍河宽。
- 2 测绘成果应标示河床比降线、测时水面比降线、历次洪水比降线、水文断面及工程位置。

4.3.3 河床质测定应符合下列规定：

1 河床质测定应根据地质勘探资料，确定河床断面各层河床质的类别、性质和平均粒径。

2 表层河床质可按照 JTG 3430《公路土工试验规程》的有关规定，采集扰动土样，通过颗粒分析或液限、塑限试验确定。

3 河槽内土样采集数量，小桥涵不应少于 1 个，中桥不应少于 2 个，大桥、特大桥不应少于 3 个；河滩内土样采集数量，可根据土质分布情况确定，宜为 1~2 个。

4 采样深度应大于底沙运动厚度。

4.3.4 冰凌观测应符合下列规定：

1 春季临近开河阶段，宜现场观测河心冰厚、冰温、冰块尺寸、冰块流速与流向、冰层面积、顺流冰层长度、冰下水流流速、水面比降、风速、风向、气温变化率及冰压力计算所需的其他参数；

2 观测周期不宜少于一个凌汛期，宜每 5d 观测 1 次；必要时应每 1~2d 观测 1 次。

4.4 洪水观测

4.4.1 对于水文条件复杂或需开展数学模型模拟、物理模型试验的特殊桥梁、水下隧道工程，应开展专项洪水观测；观测项目应结合工程设计需求确定，宜包括水位、垂线流速、流向、流量、水文断面、水面比降、含沙量及泥沙颗粒级配等。一般桥梁在勘测期间遭遇洪水时，宜同步开展水位、流速、流向、流量、水面比降等观测，洪水过后应及时补测水文断面。

4.4.2 水位、水面比降观测应符合下列规定：

1 应在水文断面上设基本水尺或者自记水位计观测水位；在基本水尺上、下游应分别布设比降水尺，观测水面比降；也可用基本水尺兼作上游或者下游比降水尺。比降水尺间距不宜小于表 4.4.2 的要求。

表 4.4.2 比降水尺间距

比降 (%)	0.068	0.038	0.028	0.022	0.019	0.016	0.015	0.013	0.012	0.011
水尺间距 (m)	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000

2 基本水尺观测精度应符合 GB/T 50138《水位观测标准》的有关规定，观测时段宜与上、下游水文（位）站一致；洪水期水位变化急剧时，应增加观测次数，控制洪峰过程。

3 上、下游比降水尺水位应同步观测，观测次数应与流速观测相一致；

4 洪水水位观测应分别在涨水阶段、洪峰附近和落水阶段各开展 1 次，同步施测水文断面上、下游水面比降；观测河段水面落差宜控制在 0.1m~0.3m，上游观测段长度宜占 2/3，下游观测段长度宜占 1/3。

4.4.3 流速观测应符合下列规定：

1 宜采用流速仪法或声学多普勒法施测流速，不具备施测条件时可采用均匀浮标法，洪峰历时较短、需要压缩测速时间时可采用中泓浮标法。流速观测尚应符合 GB 50179《河流流量测验规范》的有关规定。

2 流速观测不应少于一个洪峰过程，每个洪峰至少应在峰前观测 2 次、峰顶附近观测 1 次、峰后观测 2 次。

3 一般桥梁可采用中泓浮标法施测洪水流速，在峰前、峰顶附近及峰后各观测 1 次。

4.4.4 流向观测应符合下列规定：

1 可采用流向仪、流向器、浮标等观测；采用浮标观测时，宜与浮标测速同时进行。

2 采用浮标观测的河段长度，在水文断面或者桥位上游观测段不宜小于 2 倍河宽，下游观测段不宜小于 1 倍河宽。

3 宜根据浮标运行轨迹确定流向。

4.4.5 水位、流速、流向、流量、水面比降等要素观测及水文断面测量宜同步开展。

4.4.6 洪水观测结束后，应及时整理观测原始资料，按 SL 247《水文资料整编规范》的要求进行资料整编，形成洪水观测成果报告。

条文说明

本条为规范洪水观测成果质量管理的专项规定。洪水观测原始数据是后续水文分析计算的核心基础，及时整理可避免数据遗失、错记，保障观测成果的完整性与可追溯性。SL 247《水文资料整编规范》是我国水文行业资料整编的通用标准，依据该规范开展资料整编，可统一成果格式与精度要求，保障观测成果的规范性与可比性。最终形成的洪水观测成果报告应完整记录观测方案、原始数据、整编成果与质量评价，作为设计洪水分析的正式依据。

5 水文分析与计算

5.1 一般规定

5.1.1 水文分析与计算应根据本规范确定的设计水准、校核水准、施工期及特殊水文条件分析任务开展，形成相应的洪峰流量、洪水位、洪水过程及水文水力边界条件。

5.1.2 水文分析与计算应审查暴雨、洪水资料的可靠性、一致性和代表性。

条文说明

资料可靠性审查应核实资料的测验方法、整编精度及数据来源，对异常值进行核查与修正。系列一致性审查应检查流域气候、下垫面条件及测站特性的稳定性，对受人类活动或自然因素影响导致系列不一致的资料，应进行还原或修正处理。系列代表性审查应检查系列长度、丰枯周期覆盖程度及统计参数对流域洪水长期总体特征的代表性，对代表性不足的洪水系列，应通过插补延长、补充历史洪水调查或地区综合分析等方法进行修正处理。

5.1.3 水文分析与计算应充分利用历史和实测的暴雨、洪水资料，对缺测资料进行插补延长；当实测资料缺乏时，应根据设计需求进行补充水文观测。

条文说明

本条旨在保障设计洪水计算基础资料的完整性与代表性。历史洪水调查成果、实测洪水与暴雨资料是设计洪水分析的核心基础，充分挖掘已有资料价值是提升成果可靠性的首要途径。对缺测资料进行插补延长，是延长系列长度、改善系列丰枯代表性的常规技术手段。当流域现有资料无法满足设计精度要求时，开展补充水文观测可获取第一手实测数据，是弥补资料不足、提升设计成果可信度的直接有效途径。

5.1.4 水文分析与计算可根据资料情况及地区特点，采用多种方法开展，经综合分析论证后，选用安全合理的分析计算成果。

条文说明

设计洪水分析与计算可根据资料条件、流域特性及工程等级,采用多种方法进行对比论证,成果选用坚持“安全合理”的核心原则。当设计流域或邻近地区具有30年以上实测或插补延长的洪水资料时,可用频率分析法直接计算设计洪水;当具有30年以上实测或插补延长的暴雨资料时,可用频率分析法计算设计暴雨,再由设计暴雨计算设计洪水;资料条件允许时,可采用经过实测资料验证的流域集总式或分布式水文模型、数据驱动模型计算设计洪水;当洪水和暴雨资料均缺乏时,可采用地区经验公式估算设计洪水。设计洪水成果应结合流域洪水特性、历史洪水调查成果及地区综合规律进行合理性检查,确保成果符合水文要素的地区分布规律与洪水形成机制。

5.1.5 水文分析与计算应评估流域气候变化、人类活动的影响,若其对设计成果影响显著,应予以修正,为工程防洪安全预留合理裕度。

条文说明

本条是应对变化环境下设计洪水非一致性问题的原则性规定。传统设计洪水计算基于水文系列一致性假设,但全球气候变化导致极端降雨事件的强度与频次发生改变,同时流域内水利工程建设、水土保持、城镇化等人类活动显著改变下垫面条件,均可能打破系列的一致性,导致基于历史资料的计算成果偏离实际。本条明确要求开展气候变化与人类活动影响评估,对影响显著的成果进行合理修正,预留防洪安全裕度,保障工程全生命周期的防洪安全。

5.2 利用流量资料计算设计洪水流量

5.2.1 洪水流量资料的审查和选用应符合下列规定:

- 1 应选取同一洪水成因类型、符合独立随机条件的各年最大洪峰流量组成计算系列。
- 2 实测最大洪峰流量系列中排序靠前的几项,应通过流域洪水分析、比较或实地调查考证,审查其可靠性。
- 3 各年实测最大洪峰流量,当有人为影响或河道自然决口、改道等情况时,应按天然条件修正还原或现状条件进行一致性处理。
- 4 不同时期的实测最大洪峰流量,当有站址、水准基面等基本要素改动时,应根据历次变动的相关关系进行一致性修正。

5 计算设计洪水的实测最大洪峰流量系列不应少于 30 年, 且应有历史洪水调查和考证成果。

5.2.2 实测洪水流量系列的插补延长应符合下列规定:

1 当实测洪水位系列长于洪峰流量系列, 或缺测洪峰流量年份而有实测洪水位资料时, 宜建立实测水位与流量关系曲线, 插补延长洪峰流量系列。

2 当设计依据站上下游或邻近流域参证站有较长实测洪峰流量资料时, 可建立依据站与参证站洪峰流量相关关系, 插补延长依据站洪峰流量系列。

3 当设计流域暴雨资料系列较长, 可由流域暴雨插补延长洪峰流量系列。

4 资料系列的插补延长, 可融合实测水文气象、卫星遥感监测和降水再分析等多源数据, 采用大数据分析、人工智能及水文模型等先进适用技术。

5 插补延长年数不宜超过实测洪峰流量年数, 插补成果应结合流域水文气象特性、下垫面条件进行合理性分析。

条文说明

2 本款规定了利用参证站资料插补延长洪水系列的方法。当设计依据站实测系列较短, 而上下游或邻近相似流域的参证站具有更长系列, 且两流域洪水成因、气象地理条件相近时, 洪峰流量通常具有较好的相关性。通过建立两站洪峰流量的相关关系, 可有效延长依据站的系列长度。应用时需验证相关关系的显著性, 确保参证站与设计流域的流域特性、洪水成因具有一致性, 避免盲目移用导致误差。

3 本款基于暴雨洪水的成因关联, 提供系列插补的技术路径。暴雨是洪水形成的直接驱动因素, 当流域暴雨资料系列长度显著长于洪水流量系列时, 可通过产汇流计算由暴雨资料推算对应年份的洪峰流量, 实现系列插补延长。应用时需合理确定产汇流参数, 宜采用流域内已有的实测暴雨洪水资料对参数进行率定与验证, 保障推算成果的合理性。

4 本款为适应数字化技术发展新增的技术路径。随着水文气象监测与数据科学的发展, 卫星遥感降雨、降水再分析等多源数据可有效弥补地面站点资料的空间局限, 大数据分析、人工智能及分布式水文模型等技术, 为多源数据融合与系列插补延长提供了新的技术手段。应用时需对多源数据进行质量评估与本地化校正, 确保插补成果符合流域实际水文规律。

5.2.3 历史洪水流量推算与考证应符合下列规定:

1 历史洪水洪峰流量应根据水文站、调查洪痕、断面地形、水面比降及河床糙率等资料，结合河段水力特性选用对应方法计算。

2 当调查河段附近有水文站时，可将调查洪水位推算至水文站，用水位流量关系曲线推算洪水流量。

3 当调查河段河道顺直、河床断面形态规整、水面比降均一，符合恒定均匀流条件时，单式河槽可按下式计算洪水流量，复式河槽宜将主槽和滩地分开分别计算。

$$Q = A\bar{V} \quad (5.2.3-1)$$

$$\bar{V} = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad (5.2.3-2)$$

式中：

Q ——洪水流量 (m^3/s)；

A ——过水断面面积 (m^2)；

$\bar{V}$ ——断面平均流速 (m/s)；

n ——河床糙率；

R ——水力半径 (m)，为过水断面面积除以相应湿周；

I ——水面比降。

4 当调查河段河床断面形态、面积差异较大，符合恒定非均匀流条件时，可采用上下游断面能量方程推算洪水流量，按下式计算：

$$Q = \bar{K} \sqrt{\frac{\Delta H}{L - \frac{1-\xi}{2g} \left(\frac{\bar{K}^2}{A_1^2} - \frac{\bar{K}^2}{A_2^2} \right)}} \quad (5.2.3-3)$$

$$K = \frac{1}{n} AR^{2/3} \quad (5.2.3-4)$$

式中：

H_1 、 H_2 ——上、下游断面洪水位 (m)；

ΔH ——上、下游断面水位差 (m)；

L ——上、下游断面间距 (m)；

A_1 、 A_2 ——上、下游断面过水面积 (m^2)；

K ——上、下游断面输水系数 (m^3/s)；

$\bar{K}$ ——上、下游断面输水系数的平均值 (m^3/s)；

g ——重力加速度, 取 $9.80 \text{ (m/s}^2\text{)}$;

ξ ——局部水头损失系数, 收缩段取 $-0.1 \sim 0$, 逐渐扩散段取 $0.3 \sim 0.5$, 突然扩散段取 $0.5 \sim 1.0$ 。

5 当调查河段较长、洪水水面线存在明显弯折、河段水力条件复杂时, 宜采用水面曲线法推算洪峰流量, 应采用调查的可靠洪水位验证水力参数取值的合理性。

6 推算流量所用的河床糙率, 宜采用调查河段、上下游河段或邻近相似地区水文站大洪水实测资料分析值, 水面比降应采用调查或实测的大洪水比降。

7 对推算的洪峰流量, 应与上下游、干支流及邻近相似地区的洪水成果进行地区综合对比分析, 检验成果的合理性。

8 应结合现场调查访问资料、历史文献记载及文物考证成果, 系统考证历史大洪水的发生场次、时序与量级排序, 结合调查考证期合理确定各次历史洪水的重现期。

条文说明

1 本款明确历史洪水洪峰流量推算的基本原则。历史洪水是提升洪水系列代表性的关键资料, 其流量推算精度直接影响设计洪水成果可靠性。由于不同河段的水力特性、资料条件差异较大, 需根据水文站资料、洪痕调查、断面地形、水面比降、河床糙率等基础条件, 结合河段顺直程度、断面规整性、水流流态等水力特性, 选用匹配的计算方法, 保障推算成果与实际水力条件相符。

2 本款规定了邻近水文站条件下历史洪水流量的优先推算方法。当调查河段附近有水文站, 且该站水位流量关系稳定可靠时, 将调查洪痕水位按河段水面比降推算至水文站断面, 利用水文站已率定的水位流量关系曲线推算洪峰流量, 方法成熟、成果可靠性高, 是有条件时应优先采用的推算方法。

6 本款针对历史洪水流量推算的关键参数取值作出规定。河床糙率与水面比降是影响流量推算精度的核心参数, 常规水位下的参数值与大洪水条件下存在差异, 直接外延易产生较大误差。采用调查河段或邻近相似水文站的大洪水实测分析值作为糙率取值, 采用调查或实测的大洪水水面比降, 可更贴合大洪水期的实际水力特性, 有效提升历史洪水流量的推算精度。

7 本款规定历史洪水流量成果的合理性检验要求。洪水要素的量级与分布具有明确的地区规律, 通过与上下游断面、干支流控制断面及邻近相似流域的洪水成果进行综合对比, 可从量级匹配、沿程变化、地区分布等维度检验推算成果的合理性, 及时识别参数取值不

当导致的偏差，保障历史洪水流量成果的可信度。

8 本款明确历史洪水重现期的考证原则与方法。历史洪水重现期是频率分析的关键参数，其判定精度直接影响设计洪水成果。需综合现场调查访问、历史文献记载、古洪水与文物考证等多源资料，系统梳理历史大洪水的发生场次、时间序列与量级排序，结合调查考证期的时间跨度，科学合理确定各次历史洪水的重现期，避免仅凭单一资料导致的重现期判定偏差。

5.2.4 洪水流量的经验频率计算应符合下列规定：

1 对连续洪水系列，应按下式估算：

$$P_m = \frac{m}{n+1} \times 100 \quad (5.2.4-1)$$

式中：

P_m ——第 m 项洪水的经验频率（%）；

m ——洪水按从大到小排序的序位；

n ——洪水系列项数。

2 对包含历史特大洪水的不连续系列，可按下列方法之一估算：

1) 调查考证期 N 年中的特大洪水和实测洪水分别在各自系列中排位，实测洪水的经验频率可按式（5.2.4-1）估算，特大洪水的经验频率可按式（5.2.4-2）估算：

$$P_M = \frac{M}{N+1} \times 100 \quad (5.2.4-2)$$

式中：

P_M ——第 M 项历史特大洪水或实测系列中的特大洪水经验频率（%）；

M ——特大洪水在调查考证期内的序位；

N ——历史洪水的调查考证期年数。

2) 将调查考证期 N 年中的特大洪水和实测洪水组成一个不连续系列， a 项特大洪水的经验频率可按式（5.2.4-2）估算，其余 $n-l$ 项实测洪水的经验频率可按式（5.2.4-3）估算：

$$P_m = \left[\frac{a}{N+1} + \left(1 - \frac{a}{N+1} \right) \frac{m-l}{n-l+1} \right] \times 100 \quad (5.2.4-3)$$

式中：

P_m ——第 m 项实测洪水的经验频率（%）；

a——特大洪水的项数；

l——实测洪水系列中按特大洪水处理的项数。

5.2.5 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，也可采用其他线型。

5.2.6 频率曲线统计参数估计与适线应符合下列规定：

1 频率曲线的均值、变差系数 CV 、偏态系数 CS 等统计参数，可采用矩法、概率权重矩法或线性矩法估算初值，再通过适线法调整确定最终取值。

2 适线方法可采用经验适线法或以拟合目标函数为准则的优化适线法。

3 适线时应根据理论频率曲线与经验频率点据的拟合情况，调整 CV 、 CS 值。应兼顾全部点据的整体拟合效果，无法全面兼顾时，宜侧重拟合上中部的洪水点据。

4 CV 、 CS/CV 应符合工程所在地区的洪水统计参数分布规律。

条文说明

本次修订补充了参数初值估算方法与适线技术路径，明确了适线拟合原则与参数约束要求，进一步规范设计洪水频率分析的技术流程。

1 统计参数初值估算在传统矩法基础上，补充了概率权重矩法与线性矩法。矩法计算简便、概念清晰，是工程中常用的参数初值估算方法，但其估计结果对系列中的特大值较为敏感，抽样误差相对较大。概率权重矩法、线性矩法具有良好的统计无偏性与稳定性，尤其对于包含历史特大洪水的不连续系列，参数估计结果更稳健，受极端值干扰更小。本条明确多种方法可按需选用，适应不同流域资料条件与计算精度需求。参数初值估算后，仍需通过适线法调整确定最终取值，以兼顾统计规律与工程实际经验。

2 适线方法在传统经验适线法基础上，新增优化适线法。经验适线法依托设计人员的水文专业判断，可结合流域洪水成因、历史洪水考证成果与地区水文规律综合调整参数，灵活性强，是我国水利与交通行业长期沿用的主流方法。优化适线法以离差平方和最小、离差绝对值和最小等拟合目标函数为准则，通过数值优化算法自动求解频率曲线参数，客观性强、计算效率高，可作为经验适线的辅助手段与验证依据。两种方法互为补充，有利于提升频率分析成果的合理性与可靠性。

3 适线调整以变差系数 CV 与偏态系数 CS 为主，均值作为反映流域洪水总体量级的参

数，一般不宜随意调整。适线过程应优先保证理论曲线与全部经验点据的整体拟合效果，避免因过度拟合个别点据导致整体偏离。当系列点据分散、无法实现全段最优拟合时，应侧重拟合上中部洪水点据。上中部点据对应重现期较高的大洪水，与工程设计采用的稀遇设计洪水直接相关，侧重该段拟合可保障设计洪水取值的可靠性，符合工程防洪安全优先的原则。

4 洪水统计参数的 CV 、 CS/CV 具有显著的地区分布规律，与流域气候、地形地貌、产汇流特性密切相关。要求参数比值符合工程所在地区的统计规律，可对适线过程中的参数取值形成约束，避免出现脱离区域洪水特性的不合理参数组合，同时便于与上下游、邻近流域的洪水成果进行地区综合对比，提升单站设计洪水成果的可信度。

5.2.7 设计洪水流量应根据调整确定的频率曲线参数按下式计算：

$$Q_p = \bar{Q}(1 + \Phi_p C_V) \quad (5.2.7)$$

式中：

Q_p ——设计洪水流量 (m^3/s)；

Φ_p ——离均系数，可通过查皮尔逊Ⅲ型曲线的值表或数值计算方法求解确定。

5.2.8 当设计流域依据站与工程断面的汇水面积差值小于依据站汇水面积的 20%，流域暴雨空间分布均匀、区间无分滞洪等影响时，可按下式将依据站的设计洪水流量推算至工程断面。

$$Q_1 = \left(\frac{F_1}{F_2}\right)^n Q_2 \quad (5.2.8)$$

式中：

Q_1 、 F_1 ——工程断面的设计洪水流量 (m^3/s) 和汇水面积 (km^2)；

Q_2 、 F_2 ——依据站的设计洪水流量 (m^3/s) 和汇水面积 (km^2)；

n ——面积指数，可采用地区水文手册的推荐值或结合邻近相似流域实测洪水资料与地区工程经验综合分析确定，一般大中河流取 0.5~0.7，较小河流不宜小于 0.7。

条文说明

本条规定了同流域设计洪水流量断面移算的适用条件与计算方法。工程断面往往与依据水文站断面位置不一致，需将依据站的设计洪水成果按面积修正系数移算至工程断面。

面积指数 n 的取值与流域规模、调蓄能力相关,大中河流调蓄作用强,洪峰随面积增长的非线性特征显著,指数取值偏小;较小河流汇流快、调蓄作用弱,洪峰流量与流域面积的相关性更接近线性,指数取值偏大;应用时应结合地区水文手册与相似流域经验合理选取。

5.2.9 当设计流域缺乏实测流量资料时,可选用水文气象特性、下垫面条件相似的邻近流域参证站实测流量系列,采用水文比拟法推算工程断面设计洪水流量,可按本规范式(5.2.8)计算。应结合历史洪水调查成果和近期实测大洪水资料,检查设计洪水流量的合理性。

条文说明

本条规定了移用邻近相似流域参证站实测流量资料推算工程断面设计洪水流量的应用要求。水文气象特性相似主要指两流域处于同一气候分区,暴雨成因、量级及时空分布规律基本一致;下垫面条件相似主要指地形地貌、土壤类型、植被覆盖、流域形态特征等具有可比性,确保两流域洪水的产流、汇流物理机制基本一致。当存在多个可选参证站时,应优先选取资料系列更长、整编质量更可靠、流域相似程度更高的站点,保障推算基础的可靠性。

5.2.10 设计洪水过程线可采用设计洪水流量控制的同倍比放大法推求,将典型洪水过程线按同一倍比放大为设计洪水过程线。应选取峰高量大、对工程设计偏不利的实测大洪水过程作为典型。放大倍比应按下式计算:

$$k_g = \frac{Q_p}{Q} \quad (5.2.10)$$

式中:

k_g ——放大倍比;

Q ——典型洪水的洪峰流量 (m^3/s);

Q_p ——设计洪水流量 (m^3/s)。

5.3 利用暴雨资料计算设计洪水流量

5.3.1 暴雨资料的审查和选用应符合下列规定:

1 设计暴雨计算所用的雨量系列,应统一采用年最大值独立选样,分别统计 10min、

1h、6h、24h、3d 等各控制历时年最大雨量。

2 可靠性审查应核查测站观测仪器、观测时段及资料整编流程，对缺测、漏测、暴雨极值异常数据逐项复核。特大暴雨极值应结合邻近站点观测资料、历史文献、洪涝灾情记录交叉考证，剔除失真、不合理数据。

3 一致性审查应分析测站迁址、观测场地变更、仪器更换、周边环境改造等因素对雨量系列的影响，系列存在显著不一致时，应进行一致性处理。

4 计算设计暴雨的实测暴雨资料系列不应少于 30 年，且应包含历史和近期发生的特大暴雨、大暴雨。

条文说明

本条规定暴雨资料的选样原则与“三性”审查要求。由暴雨推求设计洪水是无流量资料地区设计洪水计算的主要途径，暴雨资料质量直接决定设计洪水成果的可靠性。采用年最大值法独立选样，可保证样本满足独立性要求，符合频率分析的基本前提。可靠性审查旨在剔除观测与整编中的错误数据；一致性审查用于消除测站变动、环境变化带来的系统偏差；不少于 30 年的系列长度要求，是为了保障样本涵盖不同丰枯水平的降雨事件，具备足够的统计代表性。

5.3.2 暴雨资料系列的插补延长应符合下列规定：

1 当邻近参证站有较长实测暴雨资料时，可建立设计依据站与参证站同期雨量相关关系，插补延长依据站暴雨系列。

2 当依据站邻近地区测站较多时，可绘制同次暴雨等值线图，采用空间插值法插补延长依据站暴雨系列。

3 暴雨资料系列插补延长可融合站点实测雨量、卫星遥感降雨、降水再分析等多源降水数据，采用大数据分析、人工智能等先进适用技术。

4 当设计流域缺乏特大暴雨、大暴雨实测资料，邻近地区存有可靠的特大暴雨、大暴雨观测成果时，应将邻近特大暴雨、大暴雨雨量值移入本流域暴雨系列。应综合分析移用的可行性及重现期，并结合区域降雨空间差异作必要的改正。

5 插补延长年数不宜超过实测暴雨年数，插补成果应结合流域气象、地理条件进行合理性检查。

条文说明

本条规定暴雨资料系列插补延长的方法与技术要求。当设计流域暴雨系列长度不足时,可通过邻近参证站相关分析、空间插值等传统方法插补,也可融合多源降水数据、采用大数据分析、人工智能等先进适用技术插补,适应不同资料条件。特大暴雨移用是改善系列代表性的重要手段,移用时需充分论证流域间暴雨成因、地形条件的相似性,结合区域降雨空间差异进行合理修正。插补延长年数限制是为了避免过度插补导致系列失真,保障统计成果的可靠性。

5.3.3 设计暴雨计算应符合下列规定:

1 当实测暴雨资料系列满足频率分析计算要求时,应按本规范第 5.2 节规定的频率分析方法,计算各控制历时设计暴雨量。当缺乏暴雨资料时,可采用经审定且现行有效的暴雨统计参数等值线图查算设计暴雨量,查算成果应结合设计流域及邻近地区的近期实测大暴雨资料、历史暴雨调查成果进行合理性检查。

2 设计暴雨的时程分配,应选用符合当地大暴雨特性、对工程设计偏不利的典型雨型或综合雨型,按各控制历时设计暴雨量同频率控制放大。

3 设计面暴雨量,应根据流域面积大小及雨量站分布情况,采用直接计算法或点面系数换算推求。

条文说明

本条规定设计暴雨的计算内容与技术要求。设计暴雨是由暴雨推求设计洪水的中间环节,其频率分析方法与洪水频率分析保持一致,保障技术体系的统一性。缺乏实测资料时采用暴雨统计参数等值线图查算,是无资料地区的通用技术途径,结合近期实测与历史调查资料复核,可有效提升查算成果的可靠性。设计暴雨时程分配选用对工程偏不利的雨型,可使最终设计洪水成果偏于安全。面暴雨量计算需根据流域面积与站点分布选择适宜方法,保障设计暴雨的空间代表性。

5.3.4 设计洪水流量计算应符合下列规定:

1 产流和汇流计算应根据流域水文特性、地貌特征和资料条件,选用合适的计算方法。

2 产流计算可采用暴雨径流相关法、扣损法等方法;汇流计算可采用单位线法、推理公式法等方法;也可采用经审定且现行有效的暴雨径流查算图表、水文手册进行产流和汇流计算。汇水面积小于 100km² 的小流域,宜采用推理公式法计算设计洪水流量。产流和汇

流计算参数应结合流域现状下垫面特征确定，并采用近期实测暴雨洪水资料进行合理性检验，参数取值应符合地区水文参数分布规律。

3 资料条件允许时，可采用集总式、分布式水文模型，或经适用性验证的数据驱动模型、耦合模型模拟设计洪水流量；模型参数应采用近期实测暴雨洪水资料进行合理性检验。

条文说明

本条规定由设计暴雨推求设计洪水的产汇流计算方法与适用条件。产流、汇流计算方法需结合流域水文特性、地貌特征与资料条件选择。推理公式法技术成熟、应用简便，是我国小流域设计洪水的经典方法，因此推荐汇水面积小于 100km^2 的流域优先采用。随着水文模拟技术的发展，物理机制驱动的水文模型、数据驱动模型及其耦合模型，均可在经过适用性验证后用于设计洪水计算。计算参数需结合流域现状下垫面特征确定，并经实测暴雨洪水资料检验，确保成果符合流域实际洪水特性。

5.3.5 采用设计暴雨推求的设计洪水流量，应与设计流域实测大洪水、调查的历史洪水及邻近相似地区的设计洪水成果进行对比分析，检查其合理性。

条文说明

本条规定暴雨推求设计洪水成果的合理性检验要求。由暴雨推求设计洪水涉及产流、汇流多个计算环节，参数取值对成果影响较大，通过与流域实测大洪水、历史调查洪水及邻近相似流域设计洪水成果进行多维度对比，可从量级匹配、地区分布规律等方面验证成果的合理性，识别参数取值偏差，保障设计成果安全可靠。

5.3.6 当洪水和暴雨资料均缺乏时，宜采用经审定且现行有效的本地区水文手册推荐的地区经验公式或利用邻近地区分析计算的洪峰流量统计参数进行地区综合估算设计洪水流量；应结合历史洪水调查成果和近期实测大洪水资料，检查其合理性。

条文说明

本条规定了洪水和暴雨资料均缺乏时，设计洪水流量的计算方法及合理性检验要求。对于既无实测洪水资料也无充足暴雨资料的流域，直接开展水文分析计算存在较大难度，采用经审定且现行有效的本地区水文手册推荐的地区经验公式，或利用邻近地区分析计算的洪峰流量统计参数进行地区综合估算，是获取设计洪水流量的可行途径。我国各地水文手册中的地区经验公式分为单因素经验公式和多因素经验公式两类，单因素经验公式仅考

虑流域面积，多因素经验公式则同时纳入流域面积、河道平均比降、设计暴雨量等多项影响因子，可有效区分地形、暴雨等地域差异，对山区、丘陵等地形起伏较大的流域计算精度更高。需注意的是，地区经验公式具有明显的地域局限性，其分区系数、指数仅适用于编制区域，不可直接跨流域套用。为保障计算成果的可靠性，应结合历史洪水调查成果和近期实测大洪水资料，对估算成果进行合理性检查；若成果与实际洪水规律偏差较大，需综合流域地形、植被、人类活动等因素进行适当修正，确保设计洪水流量成果能够满足工程防洪安全需求。

5.4 设计水位

5.4.1 设计水位宜根据设计洪水流量，结合河道断面形态、河床糙率及河段水力特性推算确定。

条文说明

本条明确设计水位推算的基本原则。设计水位是桥涵、路基等涉水工程高程设计的核心控制参数，其本质是设计洪水流量通过河道断面时对应的水位。设计水位推算必须以设计洪水流量为基础，结合河道断面形态、河床糙率、河段水力特性等要素通过水力计算确定。本条作为设计水位计算的总纲，统领后续各类推算方法的应用。

5.4.2 当工程断面与水文站间河段顺直、断面规整、河底纵坡均一时，可拟定水文站的水位流量关系曲线查算对应水位后，利用水面比降推算工程断面的设计水位，或直接拟定工程断面的水位流量关系查算设计水位。

5.4.3 当工程河段存在卡口、弯道、人工建筑物，或断面形态、河底纵坡变化明显时，宜采用水面曲线法推算设计水位。

5.4.4 对于宽滩河流、分汊河流及水力条件复杂的河段，宜采用一维或二维水动力数学模型推算设计水位；模型应采用实测或调查的可靠洪水资料进行率定验证。

条文说明

本条针对复杂河段设计水位推算作出规定。宽滩河流滩槽水流交互作用强，分汊河流流态与水位空间分布复杂，常规的单一断面计算、简易水面曲线法难以准确模拟水流运动

规律。一维、二维水动力数学模型可精细化模拟水流的空间分布与演进过程，更适用于复杂河段的设计水位推算。模型率定与验证是保障计算精度的必要前提，必须采用实测洪水资料对模型参数进行校准，确保模拟结果符合河段实际水力特性。

5.4.5 当水文断面有满足设计要求的长系列实测洪水位资料时，可采用频率分析法直接计算设计水位，与流量推算的水位相互印证。

条文说明

本条提供了设计水位的直接频率计算途径。当工程断面或邻近水文站具有长系列实测洪水位资料，且经审查系列满足可靠性、一致性、代表性要求时，直接对年最高洪水位进行频率分析计算设计水位，方法简便直观，物理意义明确，可与流量推算法相互印证，提升成果可靠性。应用时需重点核查河道冲淤、工程建设等因素对水位系列一致性的影响，避免系列失真导致成果偏差。

5.4.6 设计水位应综合考虑河道冲淤演变、河道治理、航道整治及河道采砂等自然演变与人类活动因素的影响。

条文说明

本条强调设计水位需考虑动态变化因素。河道过流能力是决定水位的核心条件，自然冲淤演变、河道治理、航道整治、河道采砂等自然与人为因素，都会改变河道断面形态与过流能力，进而影响设计水位。工程设计需充分预估运营期内河道的变化趋势，综合考虑各类因素对设计水位的影响，保障工程全生命周期的防洪安全。

5.5 施工期设计洪水

5.5.1 施工期水文设计，应根据施工导流标准、施工进度安排及工程防洪要求，计算施工分期设计洪水流量及对应水位。

条文说明

本条明确施工期设计洪水的目的与核心内容。公路涉水工程施工期间需设置临时导流建筑物，保障施工场地安全与作业条件，施工期设计洪水是导流建筑物设计、施工进度安排、临时工程布置的重要水文依据。需结合施工导流标准、施工时段划分与工程防洪要求，

针对性计算施工分期的设计洪水流量及对应水位，满足施工期防洪安全与工程布置需求。

- 5.5.2 施工期防洪标准，应根据工程等级、导流建筑物级别及失事后果，结合 GB 50201《防洪标准》及公路工程相关规范合理确定。

条文说明

本条规定施工期防洪标准的确定原则。施工期防洪标准直接决定导流工程规模与施工安全，标准过高会增加施工成本，标准过低则存在防洪风险。需综合考虑工程等级、导流建筑物级别及失事造成的经济损失、工期影响与社会影响，依据 GB 50201《防洪标准》及公路工程相关规范合理确定，兼顾防洪安全与工程经济性。

- 5.5.3 施工分期设计洪水流量，应结合流域洪水季节性规律与施工时段划分，选取对应分期内的年最大洪峰流量组成样本系列进行频率计算。施工期跨越汛期与非汛期时，可分别计算汛期、非汛期的分期设计洪水流量。

条文说明

本条规定施工分期设计洪水的计算方法。流域洪水具有显著的季节性特征，不同时段的水流量级与特性差异明显，按施工时段分期选取年最大洪峰流量组成样本进行频率计算，可更贴合施工时段的实际洪水风险。当施工期跨越汛期与非汛期时，两类时段洪水特性差异大，分别计算分期设计洪水，可使导流设计更具针对性，避免采用全年设计洪水导致的不经济或风险不足。

- 5.5.4 实测流量资料缺乏地区的非汛期设计洪水流量，宜选用水文气象特性、流域下垫面条件相似的邻近参证站非汛期流量系列，采用水文比拟法、枯汛比法推算，选用安全合理的分析计算成果。

条文说明

本条针对资料缺乏地区非汛期设计洪水计算作出规定。非汛期流量整体较小，多数地区缺乏长系列实测资料，选用水文气象、下垫面条件相似的邻近参证站非汛期资料，采用水文比拟法、枯汛比法计算，是工程中常用的技术途径。选用参证站时需重点关注流域特性的相似性，结合面积差异合理推算，保障成果的基本可靠性。水文比拟法可参照本规范第 5.2.9 条的应用要求，结合流域面积差异及特性修正推算成果。枯汛比法适用于设计流

域已有汛期设计洪水成果的场景,依托邻近相似流域同频率下非汛期与汛期设计流量的比值,推求设计流域非汛期设计洪水成果。

5.5.5 施工分期设计水位,宜根据分期设计洪水流量,结合施工断面形态、施工布置及河道冲淤情况推算确定。施工水位推算应综合考虑施工阻水建筑物壅水、泥沙淤积及导流建筑物泄流条件的叠加影响。

条文说明

本条规定施工期设计水位的推算要求。施工期河道内存在围堰、导流建筑物等临时阻水设施,会缩窄过流断面、产生壅水,同时施工期泥沙淤积也会改变河道断面形态。因此施工水位不能直接采用天然河道条件下的计算成果,需充分考虑施工阻水建筑物的壅水影响、泥沙淤积变化及导流建筑物的泄流条件,确保施工水位计算符合实际施工场景。

5.5.6 当施工分期内的实测水位资料系列满足设计要求时,可采用频率分析法直接计算分期设计水位,与流量推算的水位相互印证。

条文说明

本条提供了施工分期设计水位的直接计算方法。当施工断面具有长系列分期实测水位资料,且经审查系列满足可靠性、一致性、代表性要求时,直接对分期最高水位进行频率分析,方法简便直观,可与流量推算法相互印证,提升施工期水位成果的可靠性。

5.5.7 当上游有调蓄作用较大的水库工程时,应分析计算受其调蓄影响后的施工分期设计洪水。

条文说明

本条针对上游有调蓄水库的情况作出专门规定。上游水库对洪水具有显著的调蓄削峰作用,对非汛期施工洪水的影响尤为明显。需结合水库调度规则与调洪演算,分析水库调蓄后的施工分期洪水过程与量级,使设计成果更符合工程实际情况。

5.6 气候变化对设计洪水的影响

5.6.1 当设计流域或邻近地区的近期暴雨量级、极端降雨频次等出现显著趋势性变化时,应分析气候变化对设计洪水的影响程度,对基于历史和实测洪水或暴雨资料经频率分析

计算的现状设计洪水成果进行合理修正。

条文说明

本条明确气候变化影响分析的触发条件与总体要求。全球气候变化背景下,我国部分地区极端降雨的强度与频次已呈现显著趋势性变化,传统基于一致性假设的设计洪水计算成果可能偏于不安全。当流域近期水文气象要素出现显著趋势性变化时,必须开展气候变化对设计洪水的影响分析,对基于历史资料的现状设计洪水成果进行合理性修正,保障工程防洪安全。

5.6.2 未来气候变化对设计洪水的影响评估,应充分考虑气候模式、降尺度方法及水文模型等多环节不确定性,宜采用多模式集合分析方法提升评估成果合理性,并与基准期设计洪水成果对比分析变化程度;经评估未来气候变化可能导致设计洪水显著增大时,应在现状设计洪水成果基础上合理预留安全裕度。

条文说明

本条规定未来气候变化影响评估的技术路径与成果应用要求。全球气候模式(GCM)、区域气候模式(RCM)是获取未来气候情景的主要技术手段,通过降尺度处理可得到流域尺度的降水、气温等要素序列,支撑极端降雨事件变化趋势分析。气候模式与水文模型耦合是评估未来洪水变化的主流技术路径,选用权威部门发布的典型浓度路径(RCP)情景,可保障评估工作的规范性与权威性。气候变化评估涉及气候模式、降尺度方法、水文模型等多环节不确定性,采用多模式集合分析可有效降低单一方法的偏差,提升评估成果的合理性。若评估显示未来气候变化可能导致设计洪水显著增大,需通过预留安全裕度并采用适应性防洪设计方案,保障工程在未来气候条件下的防洪安全。

5.7 人类活动对设计洪水的影响

5.7.1 当设计流域内的水利工程建设、水土保持措施、城镇化建设等人类活动显著改变流域下垫面条件时,应评估其对设计洪水的影响程度,对天然状态设计洪水成果进行修正,或将历史洪水系列修正至设计基准期的下垫面条件下再进行频率计算。

条文说明

本条明确人类活动影响评估的总体原则与处理方式。水利工程建设、水土保持、城镇

化等人类活动会显著改变流域下垫面条件与产汇流特性，导致洪水系列失去一致性。需根据影响程度与资料条件，选择修正天然设计洪水成果，或将历史系列修正至设计基准期下垫面条件后再进行频率计算，确保设计洪水成果符合设计基准期的流域实际状况。

5.7.2 当工程断面上游有调蓄作用较大的水库（群）时，应分析大洪水的地区组成及遭遇规律，拟定设计洪水的地区组成方案，经上游水库（群）调洪演算后与区间洪水叠加，得到设计断面不同组合的设计洪水过程，选取对工程防洪偏不利的组合成果作为设计依据。

条文说明

本条针对上游水库（群）调蓄影响的计算方法作出规定。大型水库（群）对洪水具有显著的削峰、滞洪作用，会显著改变下游设计洪水的量级与过程线形态。需通过分析洪水地区组成规律与遭遇概率，拟定不同的设计洪水地区组成方案，经上游水库调洪演算后与区间洪水叠加，选取对工程防洪偏不利的组合成果作为设计依据，保障工程防洪安全。

5.7.3 水土保持、坡耕地改造等流域治理措施对设计洪水的影响，可通过对比治理前后流域下垫面参数与产汇流特性，采用流域水文模型分析其对设计洪水的影响。

条文说明

本条规定流域治理措施对设计洪水影响的分析方法。水土保持、坡耕地改造等流域治理措施会增加流域入渗与滞蓄能力，改变产汇流特性。通过对比治理前后的下垫面参数，采用流域水文模型进行模拟分析，可定量评估治理措施对设计洪水的影响程度，为设计成果修正提供依据。

5.7.4 城镇化建设导致的下垫面硬化、排水系统改造，会增大洪峰流量、缩短汇流历时，可采用城市雨洪模型分析其对设计洪水的影响。

条文说明

本条针对城镇化的洪水影响分析作出规定。城镇化导致下垫面硬化比例提升，降雨下渗量减少、地表汇流速度加快，会显著增大洪峰流量、缩短汇流历时。城市雨洪模型可综合考虑下垫面硬化、排水系统等因素，更精准地评估城镇化对流域设计洪水的影响。

5.7.5 对流域规划中明确实施的水利工程、河道治理工程等，应分析规划工程实施后对设计洪水及水力条件的影响，作为工程设计的参考依据。

条文说明

本条明确规划工程的影响考虑原则。对于流域内已正式批复、明确实施的水利工程、河道治理工程，其在公路工程运营期内大概率建成投用，会改变流域洪水特性。提前分析规划实施后的设计洪水和水力条件变化，可使工程设计更好地适应未来流域条件，保障工程长期防洪安全。

征求意见稿

6 桥位选择与桥孔设计

6.1 一般规定

6.1.1 特大桥、大桥的位置应作为路线走向控制点，原则上应服从路线基本走向，在合适范围内，应根据河段水文、地形、地质和地物等条件进行路桥综合比选。中、小桥涵的位置应服从路线走向。

6.1.2 水文、地质和技术条件复杂的特大桥、大桥的桥位，应根据河流形态、水文、地质、防洪、通航、地面设施和施工条件等进行技术经济比选。方案条件相近时，宜优先选择水文和地质条件较好的桥位。

条文说明

特大桥、大桥既可能控制路线走向，又受路线基本走向约束。路线基本走向已确定时，桥位通常在其控制范围内比选；桥位水文、地质或工程条件对路线方案具有控制作用时，通过路桥综合比选协调路线和桥位，并优先选择水文和地质条件较好的桥位。

6.1.3 桥孔设计应保证洪水、流冰、泥石流及各类漂流物安全通过，在河道管理范围内均应采用桥梁跨越方式，减少河道内桥墩，满足通航、防洪安全的要求，保证桥头路堤不致漫决。

6.1.4 桥孔布设应适应各类河段的特性及演变特点，并应考虑建桥后引起的河势变化对桥前壅水，流势变化，河床变形，上下游农田房舍的影响，确保在安全允许范围之内且经济合理。各类河段的特性及河床演变特点见本规范附录 A。

条文说明

桥梁建设可引起桥前壅水、流速和流向变化、流量重新分配及河床变形，桥孔布设应结合各类河段的特性及演变特点，确保不影响桥梁、桥头引道、堤防及其他上下游防洪保护对象安全和规定功能。桥头引道路堤不得发生漫溢或溃决。

6.1.5 桥孔设计应考虑桥位上下游已建或拟建水利工程、航道、码头和管线等引起的河床演变对桥孔的影响。

6.1.6 桥位河段的天然河道不宜开挖或改移。确需开挖或改移时，应进行技术经济论证，并应符合河道管理、行洪安全和生态环境保护要求。

6.1.7 跨越河口、海湾及海岛之间的桥梁，应分析潮汐、波浪、风暴潮、海流及海床冲淤等海洋水文条件，并满足通航要求。

6.1.8 改扩建桥梁应根据既有桥梁利用条件、水文条件和河道演变趋势，并结合改扩建后对行洪、通航、壅水、冲淤和冲刷的影响确定。

6.1.9 桥梁水文风险识别除应符合本规范第 3.2 节的规定，应重点识别下列情形：

- 1 水位、水动力、潮位、波浪或者潮流作用对桥梁墩台、基础、上部受水部位影响；
- 2 河势变化、河床演变、主流摆动、岸线迁移或者河道变化对桥孔通水、基础安全和桥头岸坡条件的影响；
- 3 漂浮物、冰凌、泥沙、漂石或者泥石流携带物等的物源、输移和到达桥位的条件，以及可能形成的堵塞、聚集、偏流、撞击或者磨蚀；
- 4 桥孔防护、调治工程或者相邻工程改变行洪通道、流态、河势、冲淤以及上下游防洪保护对象受水条件的情形；
- 5 桥台、台背、锥坡、桥头岸坡及服务于桥梁的排水和防护设施发生绕流、漫越、冲刷、渗流或者排水失效的情形。

条文说明

本条列出桥梁水文风险识别需要重点关注的对象特有情形。所列情形包括应通过桥位、桥孔、桥面高程、冲刷和防护设计处理的问题。

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规定：

- 1 桥位宜选择在河道顺直、岸坡稳定、主流稳定、河槽通过流量较集中的河段，不宜选择在河汊不稳定、泥沙冲淤严重、水流汇合口、急弯卡口、河道比降由陡变缓、断面突

然收缩、旧河道以及具有滞洪作用的河段或洼地。

2 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响。

3 桥梁轴线宜与中、高洪水位时的主流方向正交。斜交时，应分析斜交对桥孔泄流、墩台阻水、河床变形、基础冲刷和通航条件的影响，并在桥孔和墩台设计中采取相应措施。

4 水深、流急的山区峡谷河段，桥位宜选择在可一孔跨越处；不能一孔跨越时，宜选择河谷较开阔、河槽和岸坡稳定、水深较浅、流速较缓的河段。

5 平原分汊河段的桥位宜选择在深泓线分汊点以上或汇合点以下；平原弯曲河段的桥位应考虑河湾发展、深泓变化和河湾下移的影响。

6 结冰河流上的桥位不宜选在容易发生冰塞、冰坝的河段上。

7 城市和重要工业区，桥位选择应结合河势，满足城市规划和防洪要求，保护防洪对象安全。

6.2.2 桥位选择应符合下列要求：

1 桥位选择应根据路线规划以及地形、地质、气象等调查勘察成果，利用山嘴、高地等不易冲刷的稳定河岸作为桥头依托，选择两岸地形较高并便于与既有公路或规划公路网连接的地点。

2 应避开上下游有山嘴、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、材料运输和施工便利等方面的要求。

6.2.3 通航水域的桥位选择应符合下列规定：

1 桥位应选在航道稳定、顺直且具有足够通航水深的河段上。

2 应远离滩险、弯道和汇流口。

3 桥轴法线与通航主流方向的交角应符合现行通航标准的规定；斜交影响明显时，应分析航道、通航孔和桥孔布置的协调关系。

4 应选在船队编组或排筏编组场的上游，与既有水工设施、港口作业区和锚地的距离应符合有关标准和管理要求。

5 内河航道新建桥梁与既有上下游桥梁的距离，应符合现行《内河通航标准》(GB 50139)的有关规定。

6.2.4 对改扩建桥梁，增建半幅桥梁扩宽时，新建桥梁应与既有桥梁平行，桥墩、台、孔跨顺水流方向相对应，增建桥位与既有桥位之间的距离应考虑通航和防洪要求。当桥梁地形、地物复杂，不具备继续利用条件时，经论证可另择桥位。

条文说明

一般河段桥位选择涉及河道稳定、主流方向、通航和改扩建组合影响。斜交角度、设施距离和行政管理边界由现行有关标准承接，本章未另设统一值。

6.3 特殊地区的桥位选择

6.3.1 水库地区的桥位选择应符合下列规定：

1 在水坝上游库区内时，应考虑库区水位变化而引起的河流状态的改变，以及可能产生的各种不利因素。桥位宜选在库面较窄、岸坡稳定、泥沙沉积较少的地段；在封冰地区，不应选在回水末端、容易形成冰坝的地段。

2 在水库下游时，桥位应离开坝址有相当距离，并注意坝下冲刷的影响。

3 桥位与大坝管理和保护范围的关系应符合有关法律法规、标准和工程管理要求。

6.3.2 泥石流地区的桥位选择应符合下列规定：

1 在泥石流强烈发育的形成区，不应设置桥位。

2 桥位应选在沟床固定、主流较稳定、水流较顺直处，并宜与主流正交。不应选在沟床纵坡由陡变缓、断面突然收缩或扩散地段以及弯道的转折处。

3 路线必须通过泥石流流通区时，桥位应选在流通区的直线段上，泥石流强烈发育的流通区不应在河道中改置桥墩。

4 不得挖沟设桥和改沟并桥。

5 通过泥石流堆积扇时，桥位应避开扇腰、扇顶部位，宜选在扇缘及其尾部，桥梁应沿等高线分散设置。如堆积扇濒临大河受到水流切割时，桥位应考虑切割的发展，留有一定的安全余地。

6 路线通过泥石流堆积扇群时，桥位宜选在各沟出山口处或横切各扇缘尾部。

6.3.3 水利化地区的桥位选择应符合下列规定：

1 桥位选择应与水利、航运和防洪规划相协调，应避开水文监测环境保护范围和蓄滞

洪区进退洪口门，不宜邻近水闸、引水等水利工程；难以避开时，应分析相互影响并采取相应措施。

2 河网地区宜选在地形较高处，不宜选在淤泥或土质特殊松软的地段。

3 桥位跨越灌溉渠网时，不宜破坏原有排灌系统。局部改变原有排灌系统时，应分析改造方案对排灌功能的影响，并保持排灌功能连续。

4 路线通过蓄滞洪区、分洪区或其他低洼易淹地区时，应分析桥梁及其引道受淹、阻水和蓄滞洪功能的影响，并应符合蓄滞洪区管理和防洪评价要求。

6.3.4 岩溶地区桥位选择应符合下列规定：

1 桥位宜避开强岩溶发育地区，选择岩溶发育轻微的区域。必须在强岩溶地区设桥时，应选在岩层比较完整、洞穴顶板较厚处。

2 桥位应避开巨大洞室、大竖井和构造破碎带。无法绕避构造破碎带时，桥位与构造破碎带的交角应根据工程地质条件确定。

3 桥位宜设在非可溶岩层地带上，不宜设在可溶岩层与非可溶岩层的接触带上。

4 路线跨越岩溶丘陵区峰间谷地时，桥位不宜选在漏斗、落水溶洞、岩溶泉、地下通道以及地下河出露处。

5 岩溶塌陷区的桥位应选在工业与民用取水点所形成的地下水位下降漏斗范围以外，覆盖层较厚、土层稳固、洞穴和地下水位稳定处。

6 地下河范围内不宜设桥，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的斜交角度通过。

6.3.5 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、过水断面较窄的地段。

2 宜选在与两岸公路连接顺畅、桥轴线与海流流向正交的地段。

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。

4 桥位宜避开船舶锚地。

6.3.6 潮汐河段，桥位不宜选在涌潮区段或紧临挡潮闸的地段，应避开凹岸和滩岸消长多变地段。

6.3.7 倒灌河段，桥位宜选在受大河壅水倒灌影响范围之外或受大河壅水倒灌影响较小处跨越。

条文说明

特殊地区桥位选择以水库、泥石流、水利化、岩溶、海湾、潮汐和倒灌等可识别条件为对象；具体管理范围、地质评价和工程措施分别由有关法规、标准及相关专业承接。

6.4 桥孔长度

6.4.1 桥孔最小净长度应结合河段分类（规范附录 A），按附录 B 桥孔最小净长度计算公式确定；峡谷河段宜按河床地形布孔，不宜压缩河槽。

6.4.2 桥孔设计长度除满足本规范第 6.4.1 条计算结果外，尚应结合桥位地形、过水条件、河道演变、河床地质、桥前壅水、流量分配、冲刷、上下游影响、桥梁及引道条件等因素，对不同桥长和布孔方案进行技术经济比较后确定。

条文说明

桥孔长度需综合河势、水力、冲刷、上下游影响和桥头条件确定，附录 B 经验公式用于初步计算和方案核对。

6.4.3 桥孔方案应根据阻水比、桥前壅水、流速和流向变化、流量重新分配、河床冲淤，以及对堤防和其他上下游防洪保护对象的影响综合确定。

6.4.4 涉及洪水影响评价的桥梁，有关评价指标应符合现行有关标准及河道管理要求。

条文说明

阻水比反映桥梁对河道过水断面的压缩程度，也是洪水影响评价采用的指标之一。将阻水比与桥前壅水、流速流向、流量分配、冲淤及防洪保护对象影响一并评价，可避免由单一指标替代桥孔方案的综合判断。涉及洪水影响评价时，评价指标、计算口径和控制要求由现行有关标准及河道管理要求承接。

6.5 桥孔布设

6.5.1 桥孔布设应与天然河流断面流量分配相适应。在稳定河段上，左右河滩桥孔长度之比应近似与左右河滩流量之比相当；在次稳定和不稳定河段上，桥孔布设必须考虑河床变形和流量分布变化趋势的影响。桥孔不宜压缩河槽，可适当压缩河滩。

6.5.2 内河通航河段的通航孔布设应符合通航净空要求，并应考虑河床演变和不同水位条件下航道位置的变化。

6.5.3 在设有堤防的河段，桥孔和墩台布设不应削弱堤防安全，不宜侵占堤身设计断面，并应满足河道管理和防汛抢险通道要求。桥梁与堤防交叉的工程措施应符合有关标准和管理要求。

6.5.4 山区河流的桥孔布设应符合下列规定：

1 峡谷河段宜单孔跨越。桥面设计高程应根据设计洪水位，并结合两岸地形和路线等条件确定。

2 在开阔河段可适当压缩河滩。河滩路堤宜与洪水主流流向正交；斜交时，应考虑设置调治工程等措施进行桥孔方案比选。

3 山区沿河纵向桥宜提高线位，设置在山坡坡脚，避开水面或少占水面。

6.5.5 平原河流的桥孔布设应符合下列规定：

1 在顺直微弯河段，桥孔布设应考虑河槽内边滩下移、主槽在河槽内摆动的影响。

2 在弯曲河段，应通过河床演变调查，预测河湾发展和深泓变化，考虑河槽凹岸水流集中冲刷和凸岸淤积等对桥孔及墩台的影响。

3 在滩槽较稳定的分汊河段上，若多年流量分配基本稳定，可考虑布设一河多桥。桥孔布设应预计各汊流流量分配比例的变化；需要设置导流构造物时，应按第 13 章进行方案比选，复核流量分配和冲刷的影响。

4 在宽滩河段，可根据桥位上下游主流趋势及深泓线摆动范围布设桥孔，并可适当压缩河滩，但应考虑壅水对上游的影响。当河汊稳定又不宜导入桥孔时，可考虑修建一河多桥。

5 在游荡河段，不宜过多压缩河床，应结合当地治理规划，辅以调治工程。

6.5.6 山前区河流桥孔布设应符合下列规定：

1 在山前变迁河段,在辅以适当的调治构造物的基础上,可适当压缩河滩。桥轴线应与河岸线或洪水总趋势正交。河滩路堤不宜设置小桥和涵洞。当采用一河多桥方案时,应堵截临近主河槽的支汊。

2 在冲积漫流河段,桥孔宜在河流上游狭窄或下游收缩段跨越。在河床宽阔、水流有明显分支处跨越时,可采用一河多桥方案,并应在各桥间采用相应的分流和防护措施。桥下净空应考虑河床淤积影响。

6.5.7 在断层、陷穴、溶洞、滑坡等不良地质地段不宜布设墩台。

6.5.8 在冰凌严重河段,桥孔应适当加大,并应增设防冰撞措施。

条文说明

本组条文以桥孔布设与天然流量分配和河床演变的适应关系为主线,分别承接通航、堤防、山区、平原、山前、不良地质和冰凌等条件。调治措施不是不合理桥孔布设的默认补偿,其具体规定由第13章承接。

6.5.9 桥孔布设、桥梁冲刷、桥头路基和河道调治采用的流量分配、流速和流向、桥前壅水、河床演变及河势等水文水力条件应相互协调。有关条件发生变化并可能影响桥孔布设时,应复核桥孔布设方案。

条文说明

桥孔布设与冲刷、桥头路基和河道调治相互影响。一致的水文水力条件用于避免不同对象分别分析时形成相互矛盾的边界。

6.6 桥面设计高程

6.6.1 不通航河流的桥面设计高程应按下列规定计算:

1 按设计水位计算桥面最低高程时,应按下式计算:

$$H_{\min} = H_S + \Sigma \Delta h + \Delta h_j + \Delta h_0 \quad (6.6.1-1)$$

式中: $H_{\min}$ ——桥面最低高程 (m);

H_S ——设计水位 (m);

$\Sigma \Delta h$ ——考虑壅水、浪高、波浪壅高、河湾超高、水拱、局部股流壅高 (水拱与局部

股流壅高只取其大者)、床面淤高、漂流物高度等诸因素的总和 (m) ;

Δh_j ——桥下净空安全值 (m) , 应符合表 6.6.1 的规定;

Δh_0 ——桥梁上部构造建筑高度 (m) , 应包括桥面铺装高度。

2 按设计最高流冰水位计算桥面最低高程时, 应按下式计算:

$$H_{\min} = H_{SB} + \Delta h_j + \Delta h_0 \quad (6.6.1-2)$$

式中:

H_{SB} ——设计最高流冰水位 (m) , 应考虑床面淤高。

表 6.6.1 不通航河流桥下净空安全值 Δh_j

桥 梁 部 位	按设计水位计算的桥下净空安全值 (m)	按最高流冰水位计算的桥下净空安全值 (m)
梁底	0.50	0.75
支座垫石顶面	0.25	0.50
拱脚	0.25	0.25

3 无铰拱的拱脚可被洪水淹没, 淹没高度不宜超过拱圈矢高的 2/3; 拱顶底面至设计水位的净高不应小于 1.00m。

4 山区河流水位变化较大时, 桥下净空安全值宜适当加大。

5 桥面设计高程不应低于式 (6.6.1-1) 和式 (6.6.1-2) 的计算值。

6.6.2 通航河流的桥面设计高程除应满足不通航河流的要求外, 尚应符合下式要求:

$$H_{\min} = H_{tn} + H_M + \Delta h_0 \quad (6.6.2)$$

式中: H_{tn} ——设计最高通航水位 (m) ;

H_M ——通航净空高度 (m) 。

条文说明

不通航和通航河流桥面设计高程分别由设计水位、流冰水位、壅水、波浪、淤积、漂流物、桥下净空和通航净空等因素控制。

6.6.3 跨海桥梁以及跨越水库、湖泊或设计洪水持续时间较长河流的桥梁, 应考虑波浪影响。波浪高度应根据调查或实测资料确定; 资料不能满足要求时, 可按下列公式计算, 并取 $H_{b1\%}$ 计算值的 2/3:

$$\bar{H}_b = \frac{0.13 \tanh \left[0.7 \left(\frac{g \bar{h}_D}{\bar{v}_w^2} \right)^{0.7} \right] \cdot \tanh \left\{ \frac{0.0018 \left(\frac{gD}{\bar{v}_w^2} \right)^{0.45}}{0.13 \tanh \left[0.7 \left(\frac{g \bar{h}_D}{\bar{v}_w^2} \right)^{0.7} \right]} \right\}}{g/\bar{v}_w^2} \quad (6.6.3-1)$$

当 $\bar{H}_b/\bar{h}_D \geq 0.1$ 时:

$$H_{b1\%} = 2.3 \bar{H}_b \quad (6.6.3-2)$$

当 $\bar{H}_b/\bar{h}_D < 0.1$ 时:

$$H_{b1\%} = 2.42 \bar{H}_b \quad (6.6.3-3)$$

式中:

$\bar{H}_b$ ——波浪平均高度 (m);

D ——浪程 (m);

$H_{b1\%}$ ——波列累积频率为 1% 的波高 (m);

$\bar{h}_D$ ——沿浪程的平均水深 (m);

$\bar{v}_w$ ——计算点设计水位以上 10m 高度处, 洪水期间多年测得的自记 2min 年平均最大风速的平均值 (m/s); 采用自记 10min 风速时, 应按下式换算:

$$\bar{v}_w = \frac{\bar{v}_{w0} - 0.8}{0.88} \quad (6.6.3-4)$$

$\bar{v}_{w0}$ ——计算点设计水位以上 10m 高度处, 洪水期间多年测得的自记 10min 年平均最大风速的平均值 (m/s);

g ——重力加速度 (m/s²);

$\tanh$ ——双曲正切函数。

条文说明

波浪是桥面高程的附加控制因素。调查或实测资料优先于公式估算, 公式适用于资料不能满足要求时的波浪高度计算。

6.6.4 山前河流存在局部股流涌高时, 涌高值应根据调查或分析论证确定。

6.6.5 河床淤积引起的水位抬高应根据调查或实测资料确定; 资料不能满足要求时, 应进行分析论证。

6.6.6 流冰或流木河段应根据调查情况确定桥下净空，并应考虑必要安全余量。存在冰塞、冰坝风险时，桥下净空宜适当加大。

6.6.7 桥前最大壅水高度可按下列公式计算：

$$\Delta z = \frac{K_N K_y}{2g} (v_M^2 - v_{0M}^2) \quad (6.6.7-1)$$

$$K_y = \frac{0.5}{\frac{v_M}{\sqrt{g}} - 0.1} \quad (6.6.7-2)$$

$$K_N = \frac{2}{\sqrt{\frac{v_M}{v_{0M}} - 1}} \quad (6.6.7-3)$$

$$v_M = \frac{v_M'}{1 + 0.5d_{50}^{-0.25} \left(\frac{v_M'}{v_c} - 1 \right)} \quad (6.6.7-4)$$

式中：

Δz ——桥前最大壅水高度（m）；

K_y ——修正系数，桥下河床为岩石或有铺砌时取 1.0；

K_N ——定床壅水系数；

g ——重力加速度，取 9.80m/s^2 ；

v_M ——冲刷后桥下平均流速（m/s），桥下河床为岩石或有铺砌时取 v_M' ；

v_M' ——冲刷前桥下平均流速（m/s），为设计流量除以桥下净过水面积；

v_{0M} ——天然状态下桥孔部分的平均流速（m/s）；

v_c ——河槽平均流速（m/s）；

d_{50} ——河床质中值粒径（mm）；黏性土河床可按表 6.6.7 换算。

表 6.6.7 黏性土换算粒径 d_{50}

天然孔隙比 e	>1.2	$0.6 \sim 1.2$	$0.3 \sim 0.6$	$0.2 \sim 0.3$
换算粒径 d_{50} （mm）	0.15	3	10	50

6.6.8 桥下壅水高度可取桥前最大壅水高度的 1/2，并应符合下列规定：

1 山区和山前河流洪水涨落急骤、历时短且河床质坚实不易冲刷时，桥下壅水高度可取桥前最大壅水高度；

2 平原河流洪水涨落缓慢且河床质松软、易发生一般冲刷时，可不计桥下壅水。

6.6.9 壅水曲线全长可按式估算：

$$L_y = \frac{2\Delta z}{I_0} \tag{6.6.9}$$

式中： L_y ——壅水曲线全长（m）；

I_0 ——桥址河段天然水面坡度；

Δz ——桥前最大壅水高度（m）。

条文说明

本组条文规定桥前最大壅水、桥下壅水和壅水曲线的计算方法。桥孔、冲刷后河床和水流条件的一致性，是三类计算结果协调的基础。

6.7 校核性能验证

6.7.1 采用校核水准的桥梁，其校核性能除应符合本规范第 3.3.8 条的规定外，尚应符合表 6.7.1 的规定。

表 6.7.1 桥梁校核性能要求

校核性能等级	桥梁性能要求
I 级	可发生短期交通中断、桥头受水或者局部淹没，桥梁构造局部严重损伤，但可更换或维修；不得发生上部结构整体垮塌、墩台或者基础整体失稳、桥头路基冲断；水流改道或者阻塞造成堤防、相邻路基贯通冲毁。
II 级	除应符合 I 级要求外，可发生局部损伤和暂时交通中断；上部结构、墩台、基础和桥头路基的损伤应可检查、可修复。
III 级	除应符合 II 级要求外，应保持过洪能力和基本交通功能，满足应急救援、人员疏散和路网连接，桥梁结构可发生不妨碍基本交通功能的局部损伤。

6.7.2 桥梁校核性能验证应根据表 6.7.1 的规定，验证下列适用状态或者指标：

- 1 桥孔有效过流断面、桥前壅水、桥下净空、梁体受水以及桥面和桥头漫越状态；
- 2 冲刷后床面高程、基础有效埋置深度以及墩台和基础的承载力与稳定状态；
- 3 漂浮物、冰凌、泥沙、漂石等固体物的到达、通过、聚集和堵塞状态，撞击和磨蚀作用，以及由此引起的水流和冲刷状态；
- 4 桥台、台背、锥坡和桥头连接部位的绕流、漫越、冲刷和渗流状态，以及排水能力和防护状态；
- 5 桥位河段河势及河床演变，以及桥梁引起的水位、流速、流向和流量分配变化及其

对上下游防洪保护对象的影响；

6 过洪能力和基本交通功能的保持状态及其恢复条件。

征求意见稿

7 桥梁水力计算与防护

7.1 一般规定

7.1.1 桥梁水力计算的主要内容包括墩台冲刷计算与特殊水动力荷载计算。

条文说明

洪水对桥梁的主要水力作用包括墩台基础冲刷和水动力荷载。为了应对近年来多发的漂浮物堆积、桥梁被淹没等特殊水毁风险，本次修订针对现行规范体系的不足，在原有墩台冲刷计算的基础上，增加了漂浮物堆积及桥梁被淹没条件下的结构水动力荷载计算方法，以期为结构分析提供更全面的洪水作用要素。

7.1.2 桥梁水力计算应基于设计洪水开展，对于根据第 3.3 节有关规定需要采用校核水准的工程，尚应基于校核洪水开展计算。

条文说明

基于两水准设防理念，本次修订明确了桥梁水力计算应采用的洪水条件，并具体明确了校核水准的触发机制和洪水条件取值方法。

7.1.3 墩台冲刷应包括河床自然演变冲刷、一般冲刷和局部冲刷三部分；墩台冲刷计算应作为确定基础埋深的设计依据。

条文说明

桥梁墩台冲刷，除河床自然演变冲刷外，还有桥孔压缩水流和墩台阻水所引起的冲刷变形。桥长、壅水和桥下冲刷是相互影响的整体。受限于问题的复杂性和现有技术水平，只能将复杂的冲刷过程分解为河床自然演变冲刷、桥下一般冲刷和墩台冲刷三个独立部分，并假定这三部分冲刷先后进行，可以分别计算，然后叠加，作为桥梁墩台的最大冲刷深度，据此确定墩台基础埋置深度。这一做法与美国、新西兰与澳大利亚等国家的现行规范也是一致的。

7.1.4 墩台冲刷的分析计算应根据地区特点、河段特性、水文与泥沙特征、河床地质等情况采用本规范相应的方法和公式，必要时可选用其他公式或利用实测、调查资料验证，分析论证后选用合理的计算成果。

条文说明

我国领土广阔，地区差异较大，河流属性不同，降水成因不一，水文与泥沙特征相差悬殊，有的省（区、市）结合本地实际，研究制定了桥下一般冲刷和局部冲刷计算式，经实践检验是行之有效的。考虑到这种情况，本条规定，必要时亦可采用其他公式验算，但应经分析论证后选用合理的计算成果。

7.1.5 墩台冲刷计算时应采用先自然演变冲刷、再一般冲刷、最后局部冲刷的顺序，总冲刷深度取为上述三类冲刷深度之和。

条文说明

根据冲刷机理的不同，桥梁墩台处河床冲刷的类型可分为自然演变冲刷、一般冲刷和局部冲刷，三种冲刷并非互斥关系，一种冲刷的发生并不意味着其他冲刷不会发生，因此，本次修订明确了各类冲刷均需计算，并根据计算原理和国内外实践经验明确了三类冲刷的分析顺序和结果使用方法。

7.1.6 水文、泥沙条件复杂或墩形系数难以确定的特殊桥梁，冲刷深度可通过水工模型试验或经实测资料率定和验证的水沙数值模拟方法确定。

条文说明

近年来，随着水沙数值模拟技术的不断进行，许多模型被应用于确定桥梁的自然演变冲刷深度和一般冲刷深度，但模型计算结果的准确性仍严重依赖于率定和验证，固本条增加“或经实测资料率定和验证的水沙数值模拟方法”这一建议。

7.1.7 改扩建工程的桥梁，墩台冲刷应考虑与既有桥梁在水流流向、流速以及冲刷等方面相互干扰的不利影响。

条文说明

随着交通的发展，改扩建工程越来越多，其桥梁墩台的冲刷需考虑与既有工程相互影响后的水流、河道等情况，重点考虑流向、流速、泥沙、过流断面、水深等的变化。扩孔

桥还要根据河势考虑扩孔侧河岸横向冲刷问题。

7.1.8 桥梁水力计算成果应明确使用的设防水准及相应的主要水力参数,载明自然演变冲刷、一般冲刷、局部冲刷和水动力荷载使用的分析计算方法,并宜标明分析结果的不确定性。

条文说明

桥梁水力计算作为桥梁设计阶段的重要工作,其分析成果对于全生命周期养护均具有十分重要的参考价值。近年来,各地开展桥梁水毁隐患排查和抗洪能力评估时均发现许多桥梁缺少基本的设计水文资料及主要水力计算结果记载,给养护工作带来了很大的不便,为此,本次修订专门增加了对水力计算资料的记录要求。

7.2 河床自然演变冲刷

7.2.1 自然演变冲刷分析应重点调查河道采砂、水库拦沙及下泄清水、突发极端洪水、侵蚀基准面变化、河道整治、航道疏浚及上下游涉水工程等因素对桥址床面演变的影响。

条文说明

近年来,全国许多地区均出现了因人工采砂等原因造成剧烈自然演变冲刷的现象,且自然演变冲刷深度占总冲刷深度的比例甚至超过局部冲刷深度,成为威胁跨河桥梁基础安全的重要因素。为了使设计勘测人员更加重视和准确判断桥位处是否存在自然演变冲刷问题,增加本条文。

7.2.2 可通过调查或利用桥址及上下游影响河段历史河床断面、水下地形图、洪水、泥沙等资料,分析河床逐年自然下切程度,估算桥梁设计使用年限内河床自然下切的深度。对床面演变复杂或冲刷后果严重的桥址,宜采用经实测资料率定和验证的一维或二维河床冲淤数学模型估算,并进行比较和核对。

条文说明

河床自然演变冲刷与河道的洪水、泥沙等条件关系密切,具有缓慢和长时间性质,短期资料有时不能反映其变化。目前一维和二维河床冲淤数学模型发展较为成熟,可用以估计较长时期的河床冲淤深度,可作为调查、勘测资料分析的补充。与一维模型相比,二维

模型可以更好的反映水流与河床冲淤沿河宽方向的分布,特别是在河道较为宽阔的中下游及河口区域,计算结果更为准确可靠。为此,本次修订将二维河床冲淤数学模型列入分析自然演变冲刷深度的推荐方法。

7.2.3 河槽横向变动引起的自然演变冲刷,宜在桥位河段内选取对桥梁基础冲刷安全不利的断面作为计算断面。

条文说明

河床自然演变冲刷包括纵向演变和横向演变,尽管纵向演变对桥梁基础埋深的影响更为直接,河床横向变形也会威胁河滩或河岸区域的墩台基础埋深,并通过改变桥下断面洪水流速分布、流向等方式对桥下河床一般冲刷及局部冲刷产生影响,因此,在进行冲刷计算时,需要考虑河床横向摆动引起的自然演变冲刷。

7.2.4 弯道的凹岸河床最大自然下切后的最低高程 Z_w 可按下列公式计算:

$$Z_w = Z_d - (1 + \xi)(Z_d - Z_b) \quad (7.2.4-1)$$

$$\xi = 2.07 - \log_{10}\left(\frac{r_c}{B} - 2\right), 2 < \frac{r_c}{B} < 22 \quad (7.2.4-2)$$

式中: Z_d ——设计水位 (m);

ξ ——弯道形状系数;

Z_b ——设计流量下形成的平均河床高程 (m);

r_c ——弯顶处曲率半径 (m);

B ——天然河宽 (m)。

条文说明

弯道凹岸河床下切,是一种较剧烈的河床自然演变类型。关于河床下切后的高程,2015版修订推荐了英国《桥梁及其他水下结构冲刷手册》中的估算方法,本次修订沿用。该方法经试验室和天然资料验证,在水深小于 17m,河床泥沙粒径为 0.3~63mm 时,其误差范围为 ±25%。

7.2.5 既有涉河工程引起的河床变形,可通过已有分析资料、动床模型试验成果预测,或采用相应公式计算确定。

7.3 桥下一般冲刷计算

7.3.1 非黏性土河床的一般冲刷，应分河槽、河滩按下列公式计算：

1 河槽部分

1) 64-2 简化式

$$h_p = 1.04(A_d \frac{Q_2}{Q_c})^{0.90} \left[\frac{B_c}{(1-\lambda)\mu B_{cg}} \right]^{0.66} h_{cm} \quad (7.3.1-1)$$

$$Q_2 = \frac{\omega_2 C_2 \sqrt{h_2}}{\omega_2 C_2 \sqrt{h_2} + \sum \omega_1 C_1 \sqrt{h_1}} Q_p \quad (7.3.1-2)$$

$$A_d = \left(\frac{\sqrt{B_z}}{H_z} \right)^{0.15} \quad (7.3.1-3)$$

式中：

h_p ——桥下一般冲刷后的最大水深 (m)；

Q_p ——设计流量 (m³/s)；

Q_2 ——桥下河槽部分通过的设计流量 (m³/s)，当河槽能扩宽至全桥时取用 Q_p ；

Q_c ——上游水文计算断面天然状态下河槽部分通过的设计流量 (m³/s)，可参照公式 (8.3.1-2) 取该断面对应参数进行计算；

ω_1 ——桥下河滩部分的过水断面面积 (m²)；

ω_2 ——桥下河槽部分的过水断面面积 (m²)；

h_1 ——桥下河滩部分的平均水深 (m)；

h_2 ——桥下河槽部分的平均水深 (m)；

C_1 ——桥下河滩部分的谢才系数，计算公式为 $C_1 = \frac{1}{n_1} R_1^{\frac{1}{6}}$ ， n_1 为河滩部分糙率系数，

R_1 为河滩部分水力半径；

C_2 ——桥下河槽部分的谢才系数，计算方法同上； B_c ——上游水文计算断面天然状态下的河槽宽度 (m)；

B_{cg} ——桥长范围内河槽宽度 (m)，当河槽能扩宽至全桥时取用桥孔总长度；

B_z ——造床流量下的河槽宽度 (m)，对复式河床可取平滩水位时河槽宽度；

λ ——设计水位下，在 B_{cg} 宽度范围内，桥墩阻水总面积与过水面积的比值；

μ ——桥墩水流侧向压缩系数, 按表 7.3.1-1 确定;

h_{cm} ——桥下河槽部分最大水深 (m);

A_d ——单宽流量集中系数, 山前变迁、游荡、宽滩河段当 $A_d > 1.8$ 时, A_d 值可采用 1.8;

H_z ——造床流量下的河槽平均水深 (m), 对复式河床可取平滩水位时河槽平均水深。

表 7.3.1-1 桥墩水流侧向压缩系数 μ 值

设计流速 $v_s(m/s)$	单孔跨径 L_0 (m)								
	≤ 10	13	16	20	25	30	35	40	45
< 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
1.5	0.96	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.98	0.99	0.99
2.0	0.93	0.94	0.95	0.97	0.97	0.98	0.98	0.98	0.98
2.5	0.90	0.93	0.94	0.96	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98
3.0	0.89	0.91	0.93	0.95	0.96	0.96	0.97	0.97	0.98
3.5	0.87	0.90	0.92	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.97
≥ 4.0	0.85	0.88	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97

注:

1. 系数 μ 是指墩台侧面因旋涡形成滞留区而减少过水面积的折减系数。

2. 当单孔净跨径 $L_0 > 45m$ 时, 可按 $\mu = 1 - 0.375 \frac{v_s}{L_0}$ 计算。对不等跨的桥梁, 可采用各孔 μ 值的平均值。单孔净跨径 $L_0 > 200m$ 时, 取 $\mu \approx 1.0$ 。

2) 64-1 修正式

$$h_p = \left[\frac{A_d \frac{Q_2}{\mu B_{cj}} \left(\frac{h_{cm}}{h_{cq}} \right)^{\frac{5}{3}}}{Ed^{\frac{1}{6}}} \right]^{\frac{3}{5}} \quad (7.3.1-4)$$

式中: B_{cj} ——河槽部分桥孔过水净宽 (m), 当桥下河槽能扩宽至全桥时, 即为全桥桥孔过水净宽;

h_{cq} ——桥下河槽部分平均水深 (m);

$\bar{d}$ ——河槽泥沙平均粒径 (mm);

E ——与汛期含沙量有关的系数, 可按表 7.3.1-2 选用。

表 7.3.1-2 与期含沙量有关的系数 E 值

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

注：含沙量采用历年期月最大含沙量平均值。

2 河滩部分

$$h_p = \left[\frac{\frac{Q_1}{\mu B_{tj}} \left(\frac{h_{tm}}{h_{tq}} \right)^{\frac{5}{3}}}{v_{H1}} \right]^{\frac{5}{6}} \tag{7.3.1-5}$$

$$Q_1 = \frac{\omega_1 C_1 \sqrt{h_1}}{\omega_2 C_2 \sqrt{h_2} + \sum \omega_1 C_1 \sqrt{h_i}} Q_p \tag{7.3.1-6}$$

式中：Q1 —— 桥下河滩部分通过的设计流量 (m³/s)；

h_{tm} —— 桥下河滩最大水深 (m)；

h_{tq} —— 桥下河滩平均水深 (m)；

B_{tj} —— 河滩部分桥孔净长 (m)；

v_{H1} —— 河滩水深 1m 时非黏性土不冲刷流速 (m/s)，可按表 7.3.1-3 选用。

表 7.3.1-3 水深 1m 时非黏性土不冲刷流速

河床泥沙		$\bar{d}$ (mm)	$v_{H1}(m/s)$	河床泥沙		$\bar{d}$ (mm)	$v_{H1}(m/s)$
沙	细	0.05 ~ 0.25	0.35 ~ 0.32	卵石	小	20 ~ 40	1.50 ~ 2.00
	中	0.25 ~ 0.50	0.32 ~ 0.40		中	40 ~ 60	2.00 ~ 2.30
	粗	0.50 ~ 2.00	0.40 ~ 0.60		大	60 ~ 200	2.30 ~ 3.60
圆砾	小	2.00 ~ 5.00	0.60 ~ 0.90	漂石	小	200 ~ 400	3.60 ~ 4.70
	中	5.00 ~ 10.00	0.90 ~ 1.20		中	400 ~ 800	4.70 ~ 6.00
	大	10 ~ 20	1.20 ~ 1.50		大	>800	>6.00

条文说明

河上建桥后，由于桥梁压缩水流，致使桥孔上游水流急剧集中流入桥孔，桥下流速梯度很大，床面切应力剧增，引起强烈的泥沙运动，床面发生明显冲刷。随着冲刷的发展，桥下河床加深，桥下过水面积加大，流速逐渐下降，待达到新的输沙平衡状态，或桥下流速降低到等于止冲流速时冲刷即停止。桥下河槽的一般冲刷，是指建桥后压缩水流而在桥

下河床断面内发生的冲刷。一般冲刷深度系指桥下河床在一般冲刷完成后从设计水位算起的某一垂线水深。

一般冲刷计算公式近些年没有可靠的改进成果,且问卷调查结果反映原规范推荐的公式基本被认可,故本规范仍延用。

64-2 计算公式是 1964 年中国土木工程学会“桥梁冲刷计算学术会议”推荐的桥下一般冲刷计算公式之一。它是根据我国桥梁实测洪水冲刷观测资料,参照国外同类公式,依据桥下河槽输沙平衡原理建立的,具有坚实的理论 and 实践基础,比较符合我国河流桥下一般冲刷的实际情况。

当桥梁上游天然断面来沙量 G_1 大于桥下冲刷区排出沙量 G_2 时,床面则淤积;来沙量小于排沙量时,床面则冲刷;来沙量与排沙量相等时,冲刷即停止。桥下河槽冲刷主要是推移质运动产生的,因而通过桥下河槽断面推移质输沙量的平衡条件,可导出 64-2 一般冲刷计算公式。

64-2 计算式推荐试用多年来,未见对它的计算原理和计算精度方面发表存在问题的意见。但是,该式综合系数 K 、 m 计算较繁,使该式多年来较少应用。

为便于生产上应用,在修订原《公路桥位勘测设计规程》(JTJ 062—82)时委托西安公路学院(现为长安大学)对 64-2 计算式予以简化。西安公路学院 1989 年 5 月提出 64-2 简化式,将变系数、变指数简化为定指数、定系数,验证结果与甘城道提出的 64-2 计算式相比,其精度相当,但简化式计算简便。在简化验证时,仅验证 30 座实桥观测资料,还有 10 多座实桥观测资料在 1964 年会议中被评定为制定公式的骨干资料,未收纳验证。

64-1 计算式是 1964 年中国土木工程学会“桥梁冲刷计算学术会议”推荐的桥下一般冲刷另一计算公式。它是根据我国各类河段 52 座桥梁 118 站年的实桥观测洪水冲刷资料,参照国外同类公式,根据水力学的连续性原理,当一般冲刷停止时,桥下最大垂线水深与桥下断面最大单宽流量之间的关系,依据冲止流速的概念建立的一般冲刷计算公式。经过多年的使用,尚能满足生产需要。位于比降小、粒径细的深水河段,有时计算成果出现负值。《公路桥位勘测设计规范》(JTJ 062—91)对 64-1 计算式作了局部修正,改为 64-1 修正式。

64-2 简化式、64-1 修正式,即本规范式(8.3.1-1)、式(8.3.1-4),适用于有底沙运动的非黏性河槽,使用该两式时应注意。

2 式 (8.3.1-5) 系河滩部分一般冲刷计算公式。建在河滩上的部分桥孔, 经调查桥下河滩处无或变为河槽的可能时, 应按河滩冲刷公式计算桥下冲刷。河滩冲刷的特点是: 桥下冲刷没有推移质补给; 没有单宽流量再分配现象或这种现象甚小; 冲止流速等于土壤允许不冲刷流速。式中 v_{H1} 为水深 1m 时的不冲刷流速。表 8.3.1-3 中所列不冲刷流速值系按沙玉清提出的不冲刷流速公式制定的。

自公式建立以来, 历次规范对桥下和天然状态下河滩和河槽流量给出的计算方法保持了一致, 但变量说明越来越简洁, 导致设计人员难以准确的判定各个变量具体应当如何取值, 公式本身也从一个计算公式变成了恒等式。因此, 此次修订根据明渠水力学基本知识和铁路工程水文勘测设计规范, 对滩槽流量的涵义和计算公式进行了补充。

7.3.2 黏性土河床的一般冲刷, 应分河槽、河滩按下列公式计算:

1 河槽部分

$$h_p = \left[\frac{A_d \frac{Q_2}{\mu B_{cj}} \left(\frac{h_{cm}}{h_{cq}} \right)^{\frac{5}{3}}}{0.33 \left(\frac{1}{I_L} \right)} \right]^{\frac{5}{8}} \quad (7.3.2-1)$$

式中: A_d ——单宽流量集中系数, 取 1.0~1.2;

I_L ——冲刷坑范围内黏性土液性指数, 适用范围为 0.16~1.19。

2 河滩部分

$$h_p = \left[\frac{A_d \frac{Q_2}{\mu B_{tj}} \left(\frac{h_{tm}}{h_{tq}} \right)^{\frac{5}{3}}}{0.33 \left(\frac{1}{I_L} \right)} \right]^{\frac{6}{7}} \quad (7.3.2-2)$$

条文说明

黏性土河床按式 (7.3.2-1) 计算桥下一般冲刷。黏性土河床冲刷计算, 过去系按当量换算粒径办法计算冲刷深度, 即将黏性土按容许 (不冲刷) 平均流速相等的条件转换成非黏性土粒径再进行冲刷计算。

20 世纪 80 年代后, 铁路部门曾对黏性土河床的桥墩冲刷做过试验和实桥调查, 冲刷

机理和现象未能总结出来,但对一般冲刷和局部冲刷建立了与黏性土力学性能液性指数 I_L 有关的冲止流速公式,不再用“当量转换粒径”方法计算冲刷深度。

本条黏性土河床的一般冲刷主要根据原铁道部《黏土桥渡冲刷天然资料分析报告》编写,可供生产单位试用。

7.3.3 一般冲刷后墩前行近流速宜按下列公式计算:

1 当采用本规范式(7.3.1-1)计算一般冲刷时:

$$v = \frac{A_d^{0.1}}{1.04} \left(\frac{Q_2}{Q_c} \right)^{0.1} \left[\frac{B_c}{\mu(1-\lambda)B_{cg}} \right]^{0.34} \left(\frac{h_{cm}}{h_c} \right)^{\frac{2}{3}} v_c \quad (7.3.1-1)$$

式中: v ——一般冲刷后墩前行近流速 (m/s);

v_c ——为河槽天然流速 (m/s);

h_c ——为河槽天然水深 (m)。

2 当采用本规范式(7.3.1-4)计算一般冲刷时:

$$v = E d^{\frac{1}{6}} h_p^{\frac{2}{3}} \quad (7.3.3-2)$$

3 当采用本规范式(7.3.1-5)计算一般冲刷时:

$$v = v_{H1} h_p^{\frac{1}{5}} \quad (7.3.3-3)$$

4 当采用本规范式(7.3.2-1)计算一般冲刷时:

$$v = \frac{0.33}{I_L} h_p^{\frac{3}{5}} \quad (7.3.2-1)$$

5 当采用本规范式(7.3.2-2)计算一般冲刷时:

$$v = \frac{0.33}{I_L} h_p^{\frac{1}{6}} \quad (7.3.2-2)$$

条文说明

本条适用于本规范第 7.4 节墩台局部冲刷计算,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。

7.3.4 对桥孔布置复杂、河床地形变化显著、河口潮汐河段或桥梁重要性较高的桥址,可采用经实测资料率定和验证的一维或二维水沙数学模型确定桥下一般冲刷深度。

条文说明

2015 按规范修订时引入一维河床冲淤数学模型。该模型经过北京交通大学 2007～2009 年承担铁道部重点研究计划项目时用铁路实桥资料进行验证, 较为成熟。只要边界条件、计算参数及补充方程选用适当, 可用于桥下一般冲刷计算。近年来, 随着计算机技术和数值模拟方法的快速发展, 二维水沙数学模型也已成熟并广泛应用于长河段冲刷计算, 与一维模型相比, 二维模型可以更好的反映水流与河床冲淤沿河宽方向的分布, 因此, 本次修订进一步引入二维河床冲淤数学模型。

7.4 墩台局部冲刷计算

7.4.1 非黏性土河床桥墩局部冲刷, 可按下列公式计算:

1 65-2 式

当 $v \leq v_0$ 时

$$h_b = K_\xi K_{\eta 2} B_1^{0.6} h_p^{0.15} \left(\frac{v - v_0'}{v_0} \right) \quad (7.4.1-1)$$

当 $v > v_0$ 时

$$h_b = K_\xi K_{\eta 2} B_1^{0.6} h_p^{0.15} \left(\frac{v - v_0'}{v_0} \right)^{n_2} \quad (7.4.1-2)$$

$$K_{\eta 2} = \frac{0.0023}{\bar{d}^{2.2}} + 0.375 \bar{d}^{-0.24} \quad (7.4.1-3)$$

$$v_0 = 0.28(\bar{d} + 0.7)^{0.5} \quad (7.4.1-4)$$

$$v_0' = 0.12(\bar{d} + 0.5)^{0.55} \quad (7.4.1-5)$$

$$n_2 = \left(\frac{v_0}{v} \right)^{0.23 + 0.19 \lg \bar{d}} \quad (7.4.1-6)$$

式中: h_b ——桥墩局部冲刷深度(m);

K_ξ ——墩形系数, 可按本规范附录 C 选用;

B_1 ——桥墩计算宽度(m);

$\bar{d}$ ——河床泥沙平均粒径(mm);

$K_{\eta 2}$ ——河床颗粒影响系数;

v ——一般冲刷后墩前行近流速(m/s), 可按本规范第 8.3.3 条规定计算;

v_0 ——河床泥沙起动流速(m/s);

v_0' ——墩前泥沙始冲流速(m/s);

n_2 ——指数。

2 65-1 修正式

当 $v \leq v_0$ 时

$$h_b = K_\xi K_{\eta 2} B_1^{0.6} (v - v_0') \quad (7.4.1-7)$$

当 $v > v_0$ 时

$$h_b = K_\xi K_{\eta 1} B_1^{0.6} (v - v_0') \left(\frac{v - v_0'}{v_0 - v_0'} \right)^{n_1} \quad (7.4.1-8)$$

$$v_0 = 0.0246 \left(\frac{h_p}{d} \right)^{0.14} \sqrt{332\bar{d} + \frac{10 + h_p}{\bar{d}^{0.72}}} \quad (7.4.1-9)$$

$$K_{\eta 1} = 0.8 \left(\frac{1}{\bar{d}^{0.45}} + \frac{1}{\bar{d}^{0.15}} \right) \quad (7.4.1-10)$$

$$v_0' = 0.462 \left(\frac{d}{B_1} \right)^{0.06} v_0 \quad (7.4.1-11)$$

$$n_1 = \left(\frac{v_0}{v} \right)^{0.25\bar{d}^{0.19}} \quad (7.4.1-12)$$

式中: $K_{\eta 1}$ ——河床颗粒影响系数;

n_1 ——指数;

d ——河床泥沙平均粒径, 适用范围为 0.1~500mm;

h_p ——桥下一般冲刷后的最大水深, 适用范围为 0.2~30m;

v ——一般冲刷后墩前行近流速, 适用范围为 0.1~6m/s;

B_1 ——桥墩计算宽度, 适用范围为 0~11m。

条文说明

冲刷坑的深度和大小, 与很多因素有关, 除墩前行近流速外, 主要的还有桥墩宽度、墩形、水深、床沙粒径等。这些因素与冲刷深度之间关系十分复杂。1964 年我国公路、铁路部门根据我国各类河段 52 座桥梁 99 站年的实桥观测资料和模型试验资料, 制定了 65-2、65-1 局部冲刷计算公式。生产实践表明: 这两个公式结构较为合理, 反映了冲刷深度随行近流速的变化关系, 并考虑了底沙运动对冲刷深度的影响, 计算数值较为稳定可

靠。

在《公路桥位勘测设计规范》(JTJ 062—91)修订时,曾对 65-2 式作了修正;65-2 修正式形式简单,结构合理,但在墩前行近流速大于泥沙起动流速 v_0 后,局部冲刷深度计算值与实测值相比,偏于不安全状态,故改用原 65-2 式纳入本规范。

式 (7.4.1-7)、式 (7.4.1-8) 系局部冲刷公式 65-1 的修正式。本次修订更正了式 (7.4.1-8) 中变量符号的误用。

桥墩局部冲刷公式仍沿用原规范,问卷调查结果也反映了两式可用,但对计算非黏性土局部冲刷深度的 65-1 修正式的适用范围作了补充。在本规范 2015 版编写过程中,收集了大量国内、外试验室资料和野外资料,重点对原规范的 65-2 式和 65-1 修正式进行了合理性分析和验证,并与美国、新西兰公式进行了分析比较,两公式计算结果与实测结果偏差在 $\pm 30\%$ 范围内,通过查找铁道部科学研究院原始研究成果,补充了 65-1 修正式中一些参数的适用范围。

7.4.2 黏性土河床桥墩局部冲刷,可按下列公式计算:

当 $\frac{h_p}{B_1} \geq 2.5$ 时:

$$h_b = 0.83K_\xi B_1^{0.6} I_L^{1.25} v \quad (7.4.2-1)$$

当 $\frac{h_p}{B_1} < 2.5$ 时

$$h_b = 0.55K_\xi B_1^{0.6} h_p^{0.1} I_L^{1.0} v \quad (7.4.2-2)$$

式中: I_L —冲刷坑范围内黏性土液性指数,适用范围为 0.16~1.48。

条文说明

本条黏性土河床桥墩局部冲刷计算公式,主要依据原铁道部《黏土桥渡冲刷天然资料分析报告》编写,可供生产单位试用。

7.4.3 桥台最大冲刷深度,应结合桥位河床特征、压缩程度等情况,分析、计算比较后确定。对于非黏性土河床桥台局部冲刷深度,可分河槽、河滩按下列公式分析计算:

1 桥台位于河槽时

当 $\frac{h_p}{d} \leq 500$ 时

$$h_b = 1.17k_\varepsilon k_\alpha h_p \left(\frac{l}{h_p}\right)^{0.6} \left(\frac{\bar{d}}{h_p}\right)^{-0.15} \left[\frac{(v-v_0')^2}{gh_p}\right]^{0.15} \quad (7.4.3-1)$$

当 $\frac{h_p}{\bar{d}} > 500$ 时

$$h_b = 1.17k_\varepsilon k_\alpha h_p \left(\frac{l}{h_p}\right)^{0.6} \left(\frac{\bar{d}}{h_p}\right)^{-0.10} \left[\frac{(v-v_0')^2}{gh_p}\right]^{0.15} \quad (7.4.3-2)$$

$$k_\alpha = \left(\frac{\alpha}{90}\right)^{0.2}, \alpha \leq 90^\circ \quad (7.4.3-3)$$

式中： h_b ——桥台局部冲刷深度（m）；

k_ε ——台形系数，可按表 7.4.3 选用；

α ——桥（台）轴线与水流夹角，桥轴线与水流垂直时， $\alpha=90^\circ$ ；

K_α ——桥台与水流交角系数， α 适用范围为 $0^\circ \sim 90^\circ$ 时，按式（8.4.3-3）计算；

l ——垂直于水流流向的桥台和路堤长度，或称桥台和路堤阻挡过流的宽度（m），适用范围为 $l/h_p=0.16 \sim 8.80$ ；

h_p ——桥下河槽部分一般冲刷后水深（m）；

$\bar{d}$ ——河槽泥沙平均粒径（m）；

v ——一般冲刷后台前行近流速（m/s），可按本规范第 7.3.3 条规定计算；

v_0' ——台前泥沙始冲流速（m/s），可按本规范式（7.4.1-9）和式（7.4.1-11）计算；

g ——取用 9.80 （m/s²）。

表 7.4.3 台形系数 k_ε 值

桥台形式	k_ε	桥台形式	k_ε
埋置式直立桥台	0.39~0.42	埋置式肋板桥台	0.43~0.47
重力式 U 形桥台	0.92		

2 桥台位于河滩时，局部冲刷深度可按式（7.4.3-1）～式（7.4.3-3）计算，但其中水、沙变量均取河滩上的相应值。

条文说明

桥台局部冲刷深度计算公式是 2015 版修订新增内容。北京交通大学广泛调研了国内外已发表的桥台冲刷计算公式，进行了深入的分析、计算和评估。在此基础上，根据冲刷原理的分析，认为还需要考虑必要的影响因素，包括泥沙性质、河槽形态的不同以及桥台

形状的影响等。因而,采用多因素影响的量纲分析和在试验室进行的 218 组水槽试验,建立了桥台局部冲刷公式。

应当指出,河床断面几何形状非常复杂,可概化为两种:仅有河槽而无河滩的单式断面,和既有河槽又有河滩的复式断面。桥台布置与河床断面几何形式的相对关系也有多种。本条第 1 款的局部冲刷计算式针对桥台位于无河滩的单式断面或复式断面中的河槽部分,第 2 款仅针对桥台位于复式断面中的河滩。

然后,利用国外 50 多组试验资料,对桥台冲刷计算式 (7.4.3-1) 和式 (7.4.3-2) 进行了验证,也与其他公式的验证结果进行了偏差分析,发现本公式吻合度最好。公式还用河北省交通规划设计院现场勘测的河北省内小饮马河桥和冯庄子桥实际冲刷资料进行了验证,表明该式较其他公式更接近实测值。同时针对不同的地域和水文情况,选择了唐河大桥、龙洋河大桥、磴口黄河大桥、宣大高速 K72+447 桥、宣大高速 K104+217 桥等 5 座实桥资料,利用国内外公开发表的 8 种桥台冲刷计算公式,进行了详细的计算、对比和验证。

公式中影响桥台冲刷的水流交角系数 k_{α} 由试验和数值模拟计算得到,桥台形状系数 k_s 针对埋置式直立桥台、重力式 U 形桥台和埋置式肋板桥台通过试验获得,结果汇于表 7.4.3。

7.4.4 对于结构形式复杂、墩群干扰显著、水流条件特殊的桥墩或者现有公式不能合理反映局部冲刷机理的桥墩,宜结合物理模型试验综合确定局部冲刷深度。

条文说明

桥台局部冲刷计算公式属于经验性公式,大量对比验证表明,尽管计算结果基本可靠,但对于复杂结构形式的墩台,规范中推荐的经验公式适用性可能不足。为了保证重要桥梁的安全,本次修订增加了“对于结构形式复杂、水流条件特殊的桥墩或冲刷后果严重的重要桥梁,宜结合物理模型试验综合确定局部冲刷深度。”的说明。需要注意的是,一、二维水沙数学模型由于对实际的三维流动进行了空间平均概化处理,不适合用于局部冲刷的模拟;而三维水沙数学模型在计算精度和效率方面均还难以满足直接应用于工程设计的要求。

7.5 特殊情况的冲刷计算

7.5.1 对桥下由多层成分不同的土质组成的分层土河床，冲刷计算可采用逐层渐近法进行。

条文说明

桥梁冲刷的研究虽然已有几十年的历史，但已往的工作及大量研究成果都偏重和局限于单层土结构的地质条件，对分层土的冲刷研究，所见众多的文献中，仅前苏联 1972 年《铁路公路桥渡勘测设计规范》中提及分层土冲刷计算方法。在国内，由于工程实践的需要，有的按土层厚度采用加权平均粒径计算冲刷深度，也有的按单层粒径计算出各层冲刷深度，然后根据各层厚度分析确定应采用的合适冲刷数值。

当桥下河床由多层成分不同的土质组成时，其冲刷计算按本条规定的逐层渐近算法进行计算，先计算一般冲刷，后计算局部冲刷，两者土层不相同，水深与流速也不相同，使用时要特别注意。逐层渐近算法，是我国公路、铁路设计单位曾应用过的方法。

7.5.2 对岩石冲刷，可根据岩石类别按本规范附录 D 分析确定。

条文说明

20 世纪 70 年代初，铁路、公路等有关单位组成岩石地基桥墩冲刷调查组对 30 余座岩石地基的桥梁冲刷进行了调查，1974 年在《桥梁基础岩石冲刷调查小结》的基础上提出了《岩石上桥梁基础冲刷及埋置深度参考数据表》。1984 年，原参加调查组的人员又对该表进行了局部修正。由于收集到的资料缺乏冲刷处的流速数据及其冲刷的变化过程，目前尚无可靠的定量分析算法。只能结合具体河段的河道性质、水流条件、冲淤变化是否剧烈等情况进行综合分析，然后参照本规范附录 D 确定墩台冲刷深度。

7.5.3 当桥墩处存在漂浮物堆积风险时，应根据漂浮物调查勘测资料，桥墩局部冲刷计算应按漂浮物堆积后的等效阻水宽度确定计算宽度；漂浮物可能显著压缩桥孔过水面积时，尚应计入其对一般冲刷的影响。

条文说明

漂浮物堆积在桥墩或桥台附件后，将导致墩台整体阻水宽度增大，从而加剧墩台一般冲刷和局部冲刷。国内外已有研究在考虑漂浮物影响下的冲刷时，通常采用增大有效墩宽的方法。其中，美国第五版 HEC-18 中考虑了漂浮物堆积体的形状、宽度和厚度的影响，并推荐采用如下公式计算漂浮物影响下的有效墩宽：

$$B_e = \frac{K_1(H_D W_D) + (y - K_1 H_D)B}{h} \quad (7.5.3)$$

其中, B_e 为有效墩宽, m;

B 为桥墩阻水宽度, m;

K_1 为漂浮物形状系数, 堆积形状类似矩形时取 0.79, 三角形时取 0.21;

H_D 为漂浮物厚度, m;

W_D 为漂浮物宽度, m;

h 为水深, m。

关于漂浮物形状和尺寸的确定, 可根据历史洪水调查、类似桥梁灾害资料、上游植被及岸坡条件、桥孔净空、墩距和漂浮物尺寸综合确定; 也可以按本规范第 7.7 节中推荐的公式进行计算; 必要时可通过物理模型试验或专项分析确定。

7.5.4 当漂浮物或冰凌堵塞、河床淤积、施工临时设施影响等可能导致桥孔形成有压流时, 应分析有压流对一般冲刷和局部冲刷的影响。

条文说明

有压流冲刷通常不作为常规设计工况, 但在超标准洪水、山洪、漂浮物或冰凌堵塞、桥孔淤积、临时施工阻水等情况下, 桥孔可能由自由水面流转变为有压流或孔口流。当桥梁梁底被洪水淹没后, 桥孔水流状态将从明渠流转变为有压流。国内外研究表明, 水流受桥梁上部结构向下挤压, 导致桥孔流速增大, 床面切应力增大, 从而引起垂向束缩(一般)冲刷, 并通过改变墩周流场加剧墩台局部冲刷, 如图 7.5.4。因此, 当桥梁被淹没时, 计算桥下一般冲刷时除应考虑桥孔横向压缩水流引起的一般冲刷外, 还应考虑水流垂向压缩引起的一般冲刷; 同时, 桥墩局部冲刷公式应使用有压流条件下建立的公式。

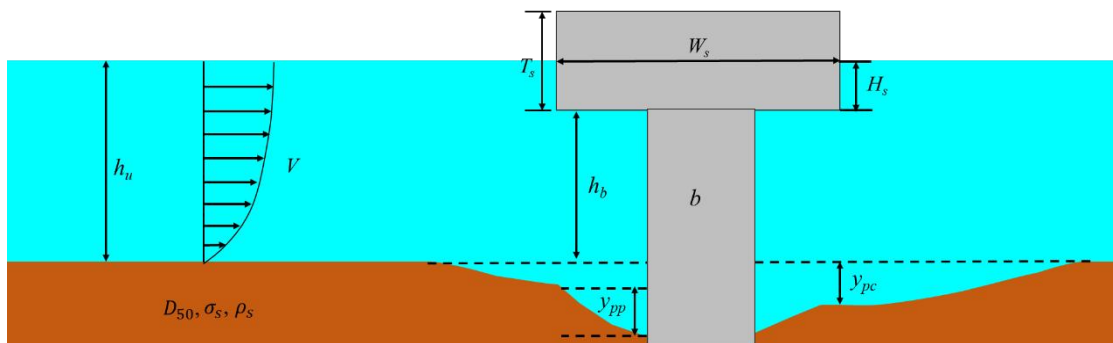


图 7.5.4 淹没条件下桥下冲刷示意图

根据北京交通大学的研究, 垂向压缩引起的一般冲刷可用以下公式计算:

$$\frac{y_{pc}}{h_b} = \begin{cases} -3.147 + 1.356 \frac{h_u}{h_b} + 0.689 F_b^* & F_b^* < 2.66 \text{ 且 } 0 < P_h \leq 1 \\ -3.157 + 0.547 \frac{h_u}{h_b} + 2.821 \frac{H_s}{h_u} + 0.788 F_b^* & F_b^* < 2.66 \text{ 且 } P_h > 1 \\ -0.687 + 0.638 \frac{h_u}{h_b} + 0.045 \frac{W_s}{h_b} & F_b^* \geq 2.66 \text{ 且 } 0 < P_h \leq 1 \\ -0.385 + 0.324 \frac{h_u}{h_b} + 0.574 \frac{H_s}{h_u} + 0.042 \frac{W_s}{h_b} & F_b^* \geq 2.66 \text{ 且 } P_h > 1 \end{cases} \quad (7.5.4-1)$$

式中, y_{pc} 为垂向压缩引起的一般冲刷深度, m;

h_b 为桥下水深, m;

h_u 为桥梁上游行近流水深, m;

$F_b^* = V / \sqrt{(\rho_s / \rho - 1) g d_{50}}$ 为颗粒弗劳德数;

$Ph = (h_u - h_b) / T_s$ 为桥梁淹没度。

同理, 淹没状态下的桥墩局部冲刷深度计算公式如下:

$$\frac{y_{pp}}{h_b} = \begin{cases} -2.123 + 0.701 \frac{h_u}{h_b} + 0.849 F_b^* & F_b^* < 2.66 \\ 0.062 + 0.278 \frac{h_u}{h_b} & F_b^* \geq 2.66 \end{cases} \quad (7.5.4-2)$$

式中, y_{pp} 为上部结构淹没状态下的桥墩局部冲刷深度, m;

需要指出的是, 以上公式是在临界流清水冲刷、均匀沙条件下建立的。已有研究表明, 在实际非均匀河床条件下, 床面粗化会减小实际冲刷深度, 同时, 动床冲刷条件下的冲刷深度一般小于临界流清水冲刷, 因此, 上述公式应用于实际工程总体上应该是偏保守的。

7.6 墩台基底最小埋置深度与防护

7.6.1 在确定桥梁墩台基础埋置深度时, 除应根据桥位河段具体情况, 取河床自然演变冲刷、一般冲刷和局部冲刷的不利组合确定外, 尚应符合现行《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63) 的相关规定。

条文说明

条文中所述的不利组合, 系指一般冲刷计算的两种公式分别和局部冲刷计算的两种公

式的四种组合，取其一种不利组合再与河床自然演变冲刷叠加，作为确定墩台基础埋深的依据。

7.6.2 设计洪水条件下，非岩石河床墩台基底埋深安全值，可按表 8.6.2 确定；校核洪水条件下，墩台基础在冲刷后应能保持整体稳定，不应发生倾覆、滑移、承载力破坏或结构失稳。

条文说明

本次规范修编的重要思想是引入两水准设防理念。在校核洪水条件下，桥梁的正常使用可以停止，但必须保证结构主体的安全。因此，新增了“校核洪水条件下，基础在冲刷后应保持整体稳定，不应发生倾覆、滑移、承载力破坏或结构失稳。”的要求。

7.6.3 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、节理发育情况等，按本规范附录 D 分析确定。

表 7.6.3 基底埋深安全值 (m)

总冲刷深度 (m)		0	5	10	15	20
安全值	大桥、中桥、小桥 (不铺砌)	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5
	特大桥	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0

注：

- 1. 总冲刷深度为自河床面算起的河床自然演变冲刷、一般冲刷与局部冲刷深度之和。
- 2. 表列数字为墩台基底埋入总冲刷深度以下的最小值。设计流量、水位和原始断面资料无十分把握或河床演变尚不能获得准确资料时，其值可适当加大。
- 3. 桥位上下游有已建桥梁或属旧桥改建时，应调查旧桥的特大洪水冲刷情况，新桥墩台基础埋置深度应在旧桥最大冲刷深度上酌加必要的安全值。

条文说明

桥下岩石河床的冲刷是一个非常复杂的问题，目前尚缺少系统的资料，还不能用公式计算，只能参照附录 D 确定基础埋深。鉴于水深大的墩台基础在维修和修复时比较困难，因此应给予较多的安全考虑，表中建议埋置深度按施工枯水季平均水位至岩面距离分为三级。此表是根据调查的实有冲刷深度分析拟定的。

7.6.4 位于河槽的桥台，当其最大冲刷深度小于桥墩总冲刷深度时，桥台基底的埋深应与桥墩基底高程相同；位于河滩的桥台，对河槽摆动的不稳定河流，桥台基底高程应与桥墩相同；对稳定河流，桥台基底高程可按桥台冲刷计算结果确定。

7.6.5 桥台锥坡基脚埋置深度应考虑冲刷的影响。当位于稳定、次稳定河段的河滩上时，基脚底面应在一般冲刷线以下至少 0.50m；当桥台位于不稳定河流的河滩上时，基脚底面应在一般冲刷线以下至少 1m。

条文说明

过去桥台锥体护坡基脚埋深未考虑冲刷的影响，仅埋在地面线以下约 0.60m，常被洪水冲毁，增加了养护的困难和养护经费的支出。本条规定护坡基脚埋深应考虑一般冲刷的影响，应根据河槽摆动情况和是否拓宽等酌情将基脚底面埋在一般冲刷线以下不少于 0.5m 或 1.0m。如冲刷线较低，则可根据本地的实践经验采用柔性防护等措施。

7.6.6 桥台受水流冲刷影响时，应采取抛石、护坦、护坡、导流或其他防护措施控制局部冲刷。锥坡坡面受水流作用影响时，宜全高进行铺砌防护。防护类型和范围应根据设计流速、漂流物、浮冰冲击、波浪作用及检查维护条件等综合确定。

条文说明

对近几年水毁案例的调研结果表明，锥坡及台后路基冲刷时有发生，主要原因与坡脚冲刷和坡面防护不足或破坏有关。桥台处水流受桥台、路堤、锥坡及河岸边界影响，常发生流速集中、绕流和回流，是桥梁冲刷破坏的薄弱部位之一。桥台局部冲刷具有影响因素多、冲刷范围大、与河岸变形和路堤防护关系密切等特点，仅依靠增加基础埋深往往难以经济、有效地控制风险，因此宜结合桥台形式、河床材料、流速、水深、漂流物、浮冰、波浪及检查维护条件采取必要的防护措施。抛石、护坦、护坡、导流构造等措施可减小桥台附近流速集中和床面剪应力，限制冲刷坑发展，防止桥台基础、锥坡坡脚和路堤边坡被淘刷。防护范围应覆盖可能发生局部冲刷、坡脚淘刷和边缘冲刷的区域，并应注意防护边缘的埋置、反滤和防止底床细颗粒流失。漂流物或浮冰较多的河段，防护结构还应考虑撞击、堵塞和局部流速增大的影响；受波浪作用影响的桥台或引道边坡，应结合波浪爬高、淘刷范围和护坡稳定性确定防护型式。

锥坡坡面受水流作用时，若仅局部铺砌，未防护部位容易发生冲刷剥蚀，并向已防护区域发展，导致坡脚失稳或防护结构破坏。因此，对受水流作用影响的锥坡，宜采用全高铺砌防护，并与桥台、路堤及河岸防护平顺衔接。

7.6.7 对于冲刷后果严重、水文条件复杂或既有冲刷问题突出的桥梁，设计成果宜提出

运营期冲刷重点检查部位和必要的监测建议；必要时应采取减缓冲刷或防护措施。

条文说明

重要桥梁一旦发生严重冲刷，可能导致基础承载力降低、桩基自由长度增大、墩台失稳、桥面中断或重大交通安全事故。对于水文及结构形式复杂的桥梁，仅依靠设计阶段的冲刷计算难以完全消除不确定性，宜采取动态监测和必要的减缓冲刷措施。冲刷动态监测装置宜布设在冲刷风险较大的桥墩、桥台或基础处。风险较大的部位可根据自然演变冲刷、一般冲刷、局部冲刷计算结果，结合河床演变趋势、深槽位置、主流线变化、漂流物堆积、基础型式和现场调查资料确定。监测内容可包括床面高程变化、冲刷坑发展、基础外露状态或墩台振动响应等，并宜与桥梁运营养护、洪水预警和灾后检查相结合。当监测或分析表明冲刷风险较高，或已有防护措施难以满足安全要求时，应采取减缓冲刷或防护措施。减缓冲刷措施可包括抛石防护、护坦、护底、导流构造、固床工程、桥台护岸、基础加固或局部河床整治等。对监测装置和防护措施，应考虑洪水、漂流物、泥沙淤积、冰凌和维护条件的影响，保证其可靠性和可检查性。

7.7 桥梁特殊洪水荷载计算

7.7.1 当河道漂浮物仅在单个桥墩处聚集、形成堵塞堆积体时，漂浮物阻塞体的阻水横断面可简化为如图 7.7.1-1 所示的倒三角形。在此情形，漂浮物阻塞体能够以与墩身接触部位为轴转动，并使其阻水横断面与水流流向保持垂直，故 7.7.1-1 所示横断面亦为有效阻水横断面。

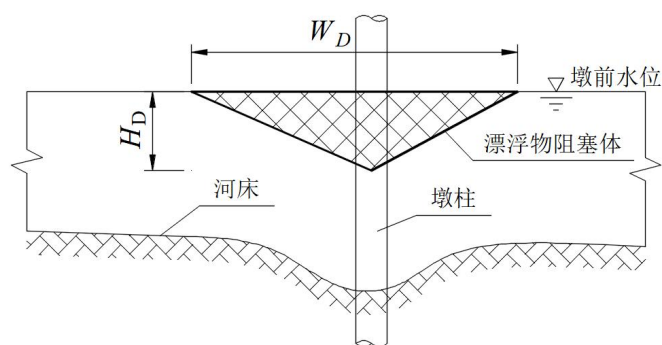


图 7.7.1-1 单个桥墩处漂浮阻塞体的有效阻水横断面图示

$$W_D = (0.77 + 0.94e^{-6.14F_{r,w}}) \cdot L_{w,d} \quad (7.7.1-1)$$

$$H_D = (0.40 - 0.46e^{-5.77F_{r,w}}) \cdot L_{w,d} \quad (7.7.1-2)$$

$$F_{r,W} = \frac{v}{\sqrt{gL_{w,d}}} \quad (7.7.1-3)$$

式中： W_D ——漂浮阻塞体有效阻水横断面的宽度（m）；

H_D ——漂浮阻塞体有效阻水横断面的高度（m），不大于墩位处水深；

$L_{w,d}$ ——河道浮木设计长度（m），为上游浮木产出地至桥址河道区间的最小河道宽度 $W_{C,min}$ 、 $9.0m + 0.5W_{C,min}$ 及河道漂流浮木最大长度 $L_{w,max}$ 三者的最小值；

$L_{w,max}$ 宜经由调查确定，难以获取可靠资料时可取为 16m；

$F_{r,W}$ ——浮木弗劳德数， $F_{r,W} \leq 0.4$ ；

v ——墩前流速（m/s），为不考虑漂浮物阻塞效应的桥位处流速；

ρ ——河道水体的密度（kN/m³），可按 10kN/m³ 取值；

当桥孔跨径 L_i 小于 W_D 时，将可能出现漂浮阻塞体覆盖整个桥孔的现象。当多孔跨径均大于 $0.5W_D$ 时，各桥墩处漂浮阻塞体的阻水断面仍可采用图 7.7.1-1 模式；当 $L_i \leq 0.5W_D$ 时，可简化为如图 7.7.1-2 模式。

漂浮阻塞体覆盖整个桥孔后，阻塞体阻水横断面与桥轴方向保持平行，其有效阻水横断面的宽度需乘以 $\cos(\alpha_D)$ ， α_D 为水流流向与桥轴的斜交角。

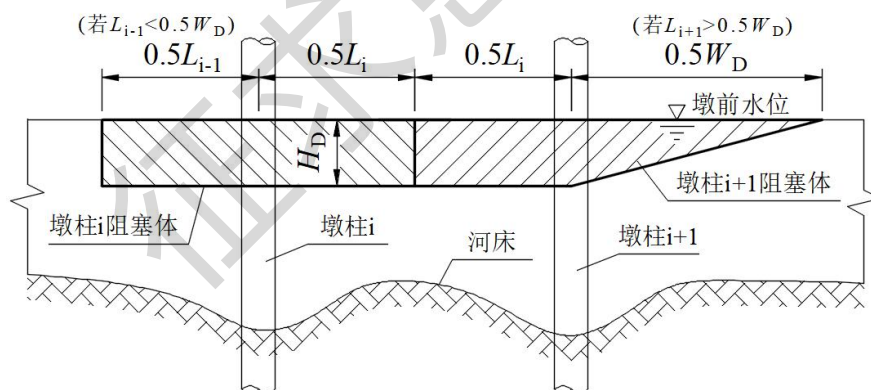


图 7.7.1-2 跨径较小的多孔桥的桥墩处漂浮阻塞体阻水横断面图示

条文说明

漂流物阻塞桥孔会显著抬高上游壅水水位、加剧桥墩局部最大冲刷深度，同时额外施加水动力荷载；多重效应叠加极易引发桥梁损毁。因此，当上游河道具备漂杂物产出条件时，须重视漂浮物阻塞效应带来的不利影响。

漂浮物在桥孔处聚集、阻塞、脱离的过程十分复杂，准确预测阻塞体的几何形态较为困难。现有规范关于阻塞体几何特性的规定主要基于经验，例如：澳大利亚《桥梁设计荷

载》(AS 5100.2:2024)假定阻塞体形状为矩形,宽度为20m与0.5倍相邻跨径之和的较小值、高度为1.2~3.0m;美国规范AASHTO 2024建议的阻塞体形状为倒三角形,底宽为13.7m(45ft)与0.5倍相邻跨径之和的较小值、高度为3.0m(10ft)与0.5倍水深的较小值;美国《桥梁处堆积物评估指南》(HEC 09)假定阻塞体形状为矩形,宽度为最大可能漂浮原木的长度、高度为桥墩处水深;英国规范《公路结构物水力作用设计》(CD 356)假定阻塞体形状为矩形,宽度为漂浮物设计长度、高度取3.0m与水深较小者。

根据国外多个科研机构最新的一系列试验成果,桥墩处漂浮阻塞体的有效阻水截面的形状与倒三角形最为接近,底宽 W_D 、高度 H_D 与 $L_{w,d}$ 、 $F_{r,w}$ 具有较高的相关性,而与桥墩宽度及形状、水流雷诺数、浮木长细比等相关性较小。本条文即是基于这些研究成果编制而成。

需要额外说明的是,当 $F_{r,w} > 0.4$ 时,漂浮物很难在桥墩处稳定聚集,此时可不考虑漂浮物阻塞效应,但应重视虑漂浮物撞击作用。

7.7.2 当河道漂浮物堆积堵塞至桥梁上部结构范围时,漂浮物阻塞体等效阻水断面可简化为矩形;其下底位于梁底以下1.2m处、上底与边护墙(或护栏)顶平齐,宽度为各桥跨有效跨径。

条文说明

对于低等级公路上的桥梁,可能出现漂杂物随水流壅高并堵塞至桥梁上部结构的情况。当壅水高度与边护墙(或护栏)顶平齐时,一般为上部结构承受推力、升力最大工况。各桥跨有效跨径为该跨计算跨径乘以 $\cos(\alpha_D)$ 。

7.7.3 漂浮阻塞体承受水流绕流阻力,该荷载传递至桥梁结构,进而产生附加推力作用。对于漂浮物于桥墩处聚集、阻塞时,可按下公式估算桥墩承受的附加推力:

$$F_D = \frac{1}{2} \rho v^2 C_D A_D \quad (7.7.3-1)$$

$$C_D = 1.9 + 5.3 B_r^2 + 7.7 F_r^4 \quad (7.7.3-2)$$

$$B_r = \frac{A_D}{A_n} \quad (7.7.3-3)$$

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{gh}} \quad (7.7.3-4)$$

式中： F_D ——阻塞效应引发的桥墩结构附加推力标准值（kN）；

C_D ——漂浮阻塞体的水流阻力系数；

A_D ——漂浮阻塞体有效阻水面积（ m^2 ），根据 7.7.1 条确定；

B_r ——桥址断面阻塞比，本式适用于 $B_r \leq 0.5$ ；

A_n ——桥下河道扣除墩台阻水面积后的净过水断面面积（ m^2 ）；

F_r ——弗劳德数，本式适用于 $F_r \leq 0.6$ ；

h ——漂浮物未阻塞桥孔时的墩前平均水深（m）。

条文说明

漂浮阻塞体向桥梁结构传递荷载的作用力及其加载方式受多重因素控制,包含漂浮阻塞体自身形态特征、水力边界条件、洪水过程特征、水中基础结构特征等。目前各国现有研究成果尚不能实现基于水力学理论推导确定 F_D ，但基于试验数据进行回归统计的半经验、半理论方法已具备条件。

开展结构承载力验算时可采用简化方法，将推力 F_D 等效为集中荷载施加；推力 F_D 竖向作用高度取有效阻水面积 F_D 的形心高程。

漂浮阻塞体形态、洪水来流方向均存在较大不确定性，因此施加 F_D 荷载时，其荷载作用方向需同时考虑洪水可能的流向范围,并结合下部结构对加载方向的敏感程度综合确定。例如：若附加推力与桥墩轴线呈 15° 夹角时受力最为不利，同时水流与桥墩轴线最大夹角可以超过 15° ，则 F_D 应按最不利的 15° 夹角方向施加。

7.7.4 当桥下洪水位高于上部结构梁底最低点高程时，除应计及浮力引起的梁体自重减轻，还应考虑洪水对梁体施加的水平推力、竖向升力和倾覆力矩，计算公式如下：

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho V^2 L_s H_s \quad (7.7.4-1)$$

$$F_L = \frac{1}{2} C_L \rho V^2 L_s W_s \quad (7.7.4-2)$$

$$M_T = \frac{1}{2} C_M \rho V^2 L_s W_s^2 \quad (7.7.4-3)$$

式中： F_D 、 F_L 及 M_T 分别为水平推力、竖向升力和倾覆力矩，N；

C_D 、 C_L 及 C_M 分别为水平推力系数、竖向升力系数和倾覆力矩绕系数；

ρ ——水密度 (kg/m^3)，可取 1000kg/m^3 ；

V ——上游行近流平均流速 (m/s)；

L_s ——上部结构垂直于水流方向的长度， m 。

H_s ——上部结构阻水高度，完全淹没时等于梁高， m 。

W_s ——上部结构宽度， m 。

条文说明

当桥梁上部结构被洪水淹没后，洪水会对上部结构产生洪水荷载，洪水荷载的大小取决于梁体表面压强的不均匀分布。在实际工程中，为了方便量化淹没条件下上部结构受到的洪水荷载，参照桥梁风荷载分析思路，通常将其等效为三个作用在梁体截面形心处的集中荷载，分别为水平推力 F_D 、竖向升力 F_L 和倾覆力矩 M_T ，如图 7.7.4.1，其中倾覆力矩的正方向是按逆时针定义的。在分析桥梁上部结构洪水荷载时，可根据实际情况选取以伸缩缝或支座为界的整段梁体做为分析对象。

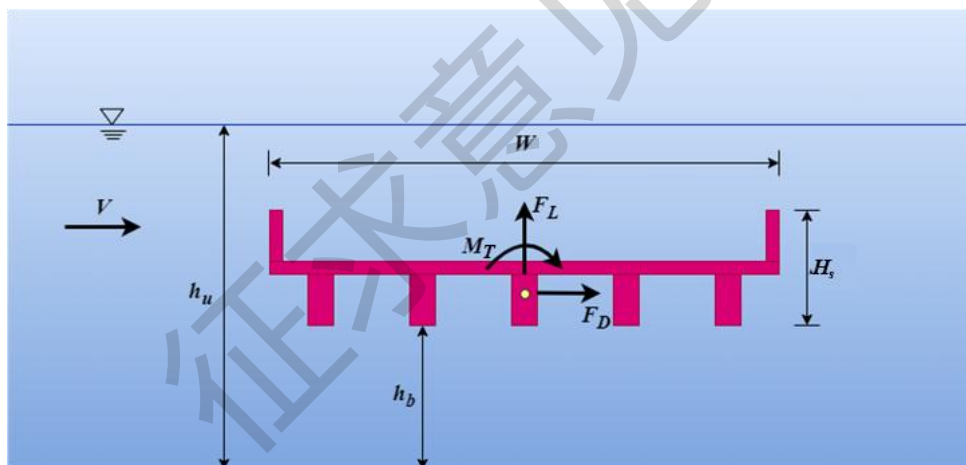


图 7.7.4.1 淹没状态下梁体洪水荷载示意

关于梁体水平推力系数 C_D 、竖向升力系数 C_L 及倾覆力矩系数 C_M 的取值，国内外学者均开展了较多的研究。其中，美国联邦公路管理局的研究报告 (FHWA-HRT-09-028) 针对典型截面形式给出了各系数的经验计算公式。

(1) 3 片或 6 片 T 梁水平推力系数

$$C_D = Ae^{-2(h_u)^2} - Be^{-0.75(h_u)^2} + a \quad (7.7.4-1)$$

(2) 3 片或 6 片 T 梁竖向升力系数

$$C_L = b \left(e^{-3.5(h_u)^2} - e^{-c(h_u)^{1.7}} \right) \quad (7.7.4-2)$$

(3) 所有梁截面形式的倾覆力矩系数

$$C_M = d(h_*)^\alpha e^{-f(h_*)^2} + g \quad (7.7.4-3)$$

(4) 流线型截面梁的水平推力系数

$$C_D = 0.8e^{-m(h_*)^3} - 0.33(h_*)^{0.6} \left(1 - e^{-0.04(h_*)^{5.55}}\right) + n \quad (7.7.4-4)$$

(5) 流线型截面梁的竖向升力系数

$$C_L = 1.5e^{-1.6(h_*)^2} - 0.4213(h_*)^{0.4} \left(1 - e^{-0.0626(h_*)^{4.4147}}\right) - j \quad (7.7.4-5)$$

式 (7.7.4-1) ~ (7.7.4-5) 中各待定系数按表 7.7.4-1 和表 7.7.4-2 取值。

表 7.7.4-1 不同 T 梁三分力系数计算公式取值范围表

公式	A	B	a	b	c	d	f	g	α
6 片梁上包络	2.7	2.7	2.15	2	0.65	-0.8	1.4	0.07	2
6 片梁下包络	2.7	2.7	1.75	3	0.62	-1.0	1.6	0.07	2
3 片梁上包络	1.8	2	1.95	2	0.6	-0.8	1.5	0.11	2
3 片梁下包络	1.8	2	1.62	3	0.5	-1.0	1.5	0	2

表 7.7.4-2 流线型截面梁三分力系数计算公式取值范围表

公式	m	n	j	d	f	g	α
上包络	1.2	0.25	1.4	0.25	0.8	0.05	3
下包络	1.7	0.11	1.0	0.25	0.8	0	3

北京交通大学基于我国中小跨径公路桥梁常用的 T 梁和箱梁截面标准图集, 基于大量数值模拟分析得到了三分力系数的计算公式如下:

(1) 水平推力系数

$$C_D = K_s K_f K_p K_a \cdot F(h^*) \quad (7.7.4-6)$$

$$F(h^*) = \begin{cases} -1.847h^* + 2.127 & 0 < h^* < 0.5 \\ 1.448h^* + 0.539 & 0.5 \leq h^* < 1 \\ 2 & 1 \leq h^* \end{cases} \quad (7.7.4-7)$$

$$K_s = \begin{cases} 1 & \text{T 梁} \\ 1.02 & \text{板梁} \\ 1.064 & \text{箱梁} \end{cases} \quad (7.7.4-8)$$

$$K_f = -0.464Fr + 1.197 \quad (7.7.4-9)$$

$$K_p = 0.742 + 2.404e^{-0.544Pr} \quad (7.7.4-10)$$

$$K_a = \begin{cases} 0.038Ar + 0.818 & 0 < h^* < 1 \\ -0.067Ar + 1.323 & 1 \leq h^* \end{cases} \quad (7.7.4-11)$$

(2) 竖向升力系数

$$C_L = K_s K_f K_p K_a \cdot F(h^*) \quad (7.7.4-12)$$

$$F(h^*) = \begin{cases} -0.893h^* - 0.1330 & 0 < h^* < 1 \\ 0.781h^* - 1.968 & 1 \leq h^* < 2 \\ -0.4 & 2 \leq h^* \end{cases} \quad (7.7.4-13)$$

$$K_s = \begin{cases} 1 & \text{T梁} \\ 0.95 & \text{板梁} \\ 0.205 & \text{箱梁} \end{cases} \quad (7.7.4-14)$$

$$K_f = \begin{cases} 9.898Fr - 3.207 & 0 < Fr < 0.425 \\ 0.212Fr + 0.91 & 0.425 \leq Fr < 1 \end{cases} \quad (7.7.4-15)$$

$$K_p = 0.605 + 2.691e^{-0.468Pr} \quad (7.7.4-16)$$

$$K_a = \begin{cases} -0.088Ar + 1.415 & \text{板梁} \\ 0.425Ar - 1.047 & \text{箱梁、T梁, } 0 < h^* < 1 \\ -0.001Ar + 1.005 & \text{箱梁、T梁, } 1 \leq h^* \end{cases} \quad (7.7.4-17)$$

(3) 倾覆力矩系数

$$C_M = K_s K_f K_p K_a \cdot F(h^*) \quad (7.7.4-18)$$

$$F(h^*) = \begin{cases} -0.054h^* + 0.013 & 0 < h^* < 0.5 \\ 0.128h^* - 0.085 & 0.5 \leq h^* < 1 \\ 0.063 & 1 \leq h^* \end{cases} \quad (7.7.4-19)$$

$$K_s = \begin{cases} 1 & \text{T梁} \\ 1.291 & \text{板梁} \\ 1.63 & \text{箱梁} \end{cases} \quad (7.7.4-20)$$

$$K_f = -1.564Fr + 1.513 \quad (7.7.4-21)$$

$$K_p = 1 + 76.226e^{-3.694Pr} \quad (7.7.4-22)$$

$$K_a = \begin{cases} -0.139Ar + 1.671 & 0 < h^* < 1 \\ -0.903Ar + 5.355 & 1 \leq h^* \end{cases} \quad (7.7.4-23)$$

需要说明的是,美国联邦公路管理局和北京交通大学的在建立公式时均考虑了两侧护栏的作用,其中美国联邦公路管理局公式对应的护栏为透水结构,北京交通大学将护栏考虑为不透水结构。分析表明,淹没条件下桥梁上部结构稳定的最不利状态并非一定出现在设计或校核洪水条件下,因此,实际分析时应考虑桥梁被洪水逐步淹没的过程,并通过分步分析确定最不利淹没状态。

7.7.5 当桥梁被淹没漂浮物阻塞桥梁上部结构时，水平推力计算尚应计入漂浮物的影响。

条文说明

当桥梁被淹没后，漂浮物阻塞在桥梁上部结构时不仅增大了阻水面积，还因为改变了梁体截面形状而影响水平推力系数的取值。

7.7.6 桥梁上部结构在被洪水淹没时，其所受的洪水荷载应视为偶然作用。进行稳定性验算时，应按承载能力极限状态的偶然组合进行设计，作用效应的分项系数应取 1.0，应同时计入浮力及漂浮物撞击等作用效应。对于特大洪水或特殊重要桥梁，应进行专题研究，确定洪水荷载的取值及结构安全性评价。

条文说明

桥梁上部结构在设计水位以上时，通常不直接承受洪水作用。但当遭遇超标准洪水导致上部结构被淹没时，水流将对上部结构产生水平推力、竖向升力及倾覆力矩，严重时可导致梁体滑移或倾覆。此类工况出现的概率极小，但一旦发生，其作用效应显著，按偶然设计状况考虑符合现行规范的分类原则。

桥梁在洪水淹没期间不具备通行条件，因此稳定性验算中不应计入汽车荷载及其伴生作用（如汽车制动力等）。作用组合时，洪水荷载作为偶然作用参与组合，永久作用按标准值计入，可变作用可不计。

稳定性验算中，抗倾覆和抗滑移稳定系数的取值，可参照相关设计规范对同类验算项目的规定执行。对于特大桥或特殊重要桥梁，其安全系数应结合专题研究确定。

7.7.7 对于淹没状态下稳定性验算不满足要求的桥梁上部结构，可采取增设防落梁装置、设置限位挡块或加强横向连接等措施提高其抗洪能力。

条文说明

本条所述的各项措施，其作用原理在于对上部结构提供横向或垂向约束，防止梁体在洪水作用下发生落梁、滑移或倾覆。

采取上述措施时，应注意以下事项：

增设防落梁装置或限位挡块时，应复核墩台及盖梁在附加水平力作用下的承载能力，避免因局部承压不足或锚固失效而导致二次破坏。

加强横向连接时，应确保连接构造的可靠性及耐久性，并应与桥梁现有结构形成有效

整体。

对于同时承受地震设防要求的桥梁，所采取的措施应兼顾抗震与抗洪的双重需求，避免两套装置相互制约。

实际工程中，应根据桥梁具体结构形式、洪水特性和现场条件，经技术经济比较后综合确定实施方案。

征求意见稿

8 小桥涵水文勘测设计

8.1 布设原则

8.1.1 应根据沿线地形、地质、水文等条件，结合全线排水系统，适应农田排灌和下游排泄条件，经济合理地布设小桥涵。

条文说明

小桥涵布设涉及汇水区、进口、孔径、出口和下游受纳对象之间的连续排水关系。统筹天然排水通道、全线排水系统、农田排灌和下游排泄条件，有利于保持沿线排水路径连续并避免局部风险转移。

8.1.2 小桥涵位置应符合路线布设要求。在不受路线限制时，宜选择地形有利、地质条件良好、河床稳定且便于上下游排水衔接的河（沟）段。

8.1.3 小桥涵应根据汇水区、天然排水通道和全线排水系统布设，保证排水路径连续。并沟设置时，应分析汇水范围和设计流量变化、上游积水和越流路径、下游冲刷及排水承接影响，经技术经济比较确定。

条文说明

并沟会改变汇水范围、流量集中程度和上下游排水条件。采用排水路径连续及并沟影响作为判断依据，可以避免仅按构造物数量判断方案是否合理。

8.1.4 当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、外部顶托及冲淤变化对桥涵净空、基础和出口排水的影响。

8.1.5 在山口冲积扇地区，应分散设置小桥涵，不宜改沟引至低洼处。两冲积扇间洼地应布设小桥涵。

8.1.6 在漫流无明显沟槽地带，宜采取分片泄洪，在主要水流处布设小桥涵，但不宜过

分集中布设。

8.1.7 在农灌区应与农田排灌系统相协调。局部改变原有排灌系统时，不应降低原有排灌功能。寒冷地区不宜设置倒虹吸。

8.1.8 排灌渠上小桥涵的孔径，可按排灌渠的设计过水断面初拟。天然河沟上的小桥涵，可按河沟断面形态初拟孔径，并按本章规定验算；所拟孔径不宜过多压缩设计水准下河沟的天然排水面积，也不宜压缩主槽排水面积。

8.1.9 寒冷地区的小桥涵孔径及高度应考虑涎流冰的影响。

8.1.10 进出口布设应有利于水流排泄，并应与天然河沟、路基排水设施和下游受纳设施顺接；必要时可设置引水、导流、消能或者排水衔接工程。

8.1.11 三级公路上的漫水小桥涵或过水路面在 1/25 洪水频率时，应满足车辆能安全通行，车辆通行的桥（路）面水深不应大于 0.3m。四级公路上的漫水小桥涵或过水路面在 1/25 洪水频率时，可有限度中断交通，其中断时间可按具体情况决定。

条文说明

漫水小桥涵和过水路面允许洪水期间水流通过桥（路）面，其交通状态与一般小桥涵不同。本条分别以车辆通行水深和允许一定时间交通中断作为三级、四级公路的控制条件。

8.1.12 小桥涵水文风险识别除应符合本规范第 3.2 节的规定外，尚应重点识别下列情形：

- 1 短历时集中来水、快速涨水及可能形成涵前快速积水或者越流的洪水过程；
- 2 漂浮物、泥沙、块石或者冰凌的物源、输移及堵塞、卡阻或者淤积条件；
- 3 下游高水位、顶托、倒灌或者出口受纳受限；

- 4 出口集中泄流及下游冲刷；

5 排水设施相互影响、共用出口、水量转移或者局部失效引起排水系统功能失效或者风险转移。

条文说明

本条列出小桥涵水文风险识别需要重点关注的对象特有情形。所列情形既包括设计水

准下应通过常规设计处理的问题,也可能包括附录 G 规定的校核水准采用条件,不能仅因识别出其中一项即判定采用校核水准。是否采用校核水准按本规范第 3.3 节和附录 G 的规定确定。

8.2 水文调查与勘测

8.2.1 小桥涵水文调查与勘测除应符合本规范第 4 章的规定外,尚应收集下列资料:

- 1 沿线汇水区、天然排水通道和既有排水系统资料;
- 2 适用于本地区的小流域洪水分析成果、历史洪水及邻近类似工程资料;
- 3 既有排灌系统、规划方案及其设计断面、流量和水位资料;
- 4 既有小桥涵的设计、运行、水毁、堵塞、冲淤、维修和改造资料;
- 5 进口、出口、下游受纳对象及共用排水出口的控制条件。

8.2.2 小桥涵水文调查与勘测应包括下列内容:

- 1 调查汇水区面积、地形坡度、下垫面、植被、土壤和蓄水工程等影响产汇流的条件;
- 2 调查河沟断面、纵坡、床岸材料、糙率、冲淤变化和历史洪水位;
- 3 调查漂浮物、泥沙、块石和冰凌的来源、尺寸、输移及在进口、孔口和出口聚集的可能性;
- 4 查明小桥涵进口汇流、涵前积水范围、可能越流路径、出口冲刷和下游排泄条件;
- 5 调查下游村庄、农田、道路、排灌设施及其他受纳对象的承接能力;
- 6 调查既有小桥涵的结构形式、孔径、进出口高程、基础埋深、冲刷变化、过流表现和维护条件;
- 7 根据分析和设计需要施测河沟比降、水文断面及进出口地形;测绘范围应能覆盖影响壅水、越流、冲刷和下游承接判断的河段;
- 8 农灌区尚应调查小桥涵与排灌系统的运行和调度关系。

条文说明

第 4 章规定通用水文资料和勘测要求,本章补充小桥涵特有的汇水、进口、孔径、出口、下游受纳对象、既有工程运行和排灌调度资料。测绘范围由壅水、越流、冲刷和下游承接等分析与设计需要确定。

8.3 水文分析与计算

8.3.1 小桥涵设计流量应按本规范第 5 章规定的方法确定。采用地区经验公式、面积比拟或者区域综合方法时，应说明适用条件，并采用历史洪水、邻近相似汇水区、近期实测资料或者其他适用方法验证成果的合理性。

条文说明

小流域洪水资料通常有限，地区经验公式、面积比拟、区域综合和历史洪水验证均具有相应的资料条件与地区适用性。通用方法由第 5 章统一规定，本章只规定小桥涵使用这些成果时的适用和验证要求。

8.3.2 与设计流量对应的水位、流速、涵前壅水、出口水位和下游顶托条件，应按本规范第 5 章和本章孔径验算需求确定。

条文说明

水位、流速、涵前壅水、出口水位和下游顶托条件是小桥涵孔径和防护设计的水文水力条件。采用校核水准时的共用水文输入和边界条件按本规范第 3 章、第 5 章的规定确定。

8.4 孔径设计

8.4.1 小桥涵孔径设计应满足设计水准下的过流、排灌和安全要求，并应考虑漂浮物、泥沙等对过流条件的影响，核查涵前积水、可能越流、出口冲刷和上下游保护对象的不利影响，兼顾工程经济合理性和维护条件。

8.4.2 小桥宜按非自由出流状态进行水力验算，涵洞宜采用无压力式。小桥桥下净空安全值应符合本规范表 6.4.10 的规定。无压力式涵洞内顶点至最高流水面的净空应符合表 8.4.2 的规定，涵前水深不应大于涵洞净高的 1.15 倍。

表 8.4.2 无压力式涵洞净空高度 (m)

涵洞进口净高 h_d (m)	管涵	拱涵	矩形涵
≤ 3	$\geq h_d/4$	$\geq h_d/4$	$\geq h_d/6$
> 3	≥ 0.75	≥ 0.75	≥ 0.5

条文说明

小桥和涵洞的水力状态、桥下净空以及涵前水深共同影响洪水通过能力、壅水程度和

漂浮物通过条件。小桥桥下净空采用第 6 章共同规定，无压力式涵洞净空由本章按涵洞类型和净高控制。

8.4.3 涵前调蓄对洪峰流量影响较小且有资料或者分析支持时，小桥涵孔径计算可不计涵前积水对设计流量的影响；可能形成明显调蓄、快速积水或者越流时，应结合洪水过程分析其影响。

条文说明

涵前调蓄可能改变洪峰流量、积水范围和越流过程。是否计入调蓄影响取决于其对孔径和上游积水的影响程度，不要求所有小桥涵均开展相同深度的过程分析。

8.4.4 桥下有铺砌的小桥孔径验算，可根据河沟断面形态初拟孔径，验算桥下流速、桥下水深及桥前壅水位。

8.4.5 桥下可冲刷的小桥应由本章确定孔径方案，并采用本规范第 6 章关于桥孔、壅水和桥前水位的适用规定验算桥下净空，采用本规范第 7 章适用于小桥的冲刷成果验算基础埋深。涵洞进口、出口、翼墙、铺砌及集中水流造成的对象自身局部冲刷应按本章分析，不得以第 7 章墩台局部冲刷结果代替。基底埋深安全值不应小于 1.0m。

条文说明

小桥孔径方案属于本章对象设计。桥下净空验算采用第 6 章关于桥孔、壅水和桥前水位的适用规定，基础埋深验算采用第 7 章适用于小桥的冲刷成果。涵洞进出口和集中水流造成的局部冲刷与墩台局部冲刷的对象和作用机制不同，仍由本章承接。

8.4.6 在长距离挖方路段，圆管涵孔径验算宜考虑路基、路面排水汇流的影响。

条文说明

长距离挖方路段可能汇集较大范围的路基和路面径流。圆管涵孔径通常较小，路基、路面汇流对入口流量和过流状态的影响较为明显。

8.4.7 无压力式涵洞孔径验算，可根据河沟断面形态初拟孔径，验算涵内流速、水深、涵前壅水位和出口水力条件。

8.4.8 涵洞孔径和结构形式应便于检查、维修和清淤。改扩建工程利用既有涵洞时,应复核其结构状况、过流能力、堵塞和冲刷风险、进出口条件、上下游承接能力及历史运行表现;不满足改扩建后使用要求时,应改造或者重建。

条文说明

既有涵洞能否继续利用不仅取决于孔径,还与结构状况、过流能力、堵塞和冲刷风险、进出口条件、上下游承接能力及历史运行表现有关。

8.4.9 小桥涵与邻接路基或者永久性公路沿线设施场地共同构成排水系统时,应分别验证有关工程对象是否满足相应规定;任一工程对象不满足要求时,应调整相关工程方案并重新验证。

条文说明

小桥涵、邻接路基和公路沿线设施场地可能共同承担排水功能。各对象应按相应章节分别验证,任一对象不满足要求时,调整对象不预先限定,由实际控制问题确定。

8.5 冲刷防护

8.5.1 小桥涵上、下游河沟、进出口和邻接路基的局部防护,应根据流速、流向、冲刷后床面、床岸材料、出口水跃及下游承接条件确定。需要改变河势、流向或者采用河段尺度措施时,应按第 13 章开展调治工程方案比选;调治措施改变小桥涵进口流态、涵前水位、越流路径、出口冲刷或者下游承接条件时,应按改变后的条件复核小桥涵及邻接路基设计。

条文说明

小桥涵进出口和邻接路基的局部防护属于本章对象设计。需要改变河势、流向或者采用河段尺度措施时,与第 13 章调治工程形成接口;调治后改变的水文条件需要用于复核小桥涵和邻接路基。

8.5.2 当沟底纵坡小于或等于 15%时,桥涵铺砌面纵坡可与沟底纵坡相接近;当沟底纵坡大于 15%时,桥涵铺砌面宜按沟坡做成台阶式或者设置不大于临界坡度的纵坡,并与天然河沟顺接。

8.5.3 桥涵河底铺砌防护范围,当沟底纵坡小于或等于 15%时,宜铺砌到上、下游翼墙端部,并应在上、下游铺砌面端部设置截水墙。截水墙埋置深度不应小于台身或者翼墙基础深度。当桥涵出口流速大于河床土壤允许流速时,应采取与出口水力条件相适应的消能、防冲措施。铺砌面高程宜与天然河沟顺接,铺砌类型应与设计流速和维护条件相适应。

条文说明

沟底纵坡影响铺砌面流态、流速和冲刷强度。顺坡、台阶式处理、截水墙以及出口消能防冲措施,主要用于减轻铺砌面、衔接部位和出口沟床的冲刷。

8.5.4 涵洞上、下游洞口应与天然河沟顺接,保持水流通畅;洞口轴线或者水流方向与天然河沟不一致时,宜采取导流或者衔接措施。

8.5.5 路基、路面排水设施应与涵洞上游洞口衔接,形成连续排水路径。

条文说明

洞口与天然河沟走向不协调时,容易形成偏流和局部冲刷;路基、路面排水设施与涵洞进口衔接不连续时,容易形成漫流、冲刷或者局部积水。两条分别控制洞口水流顺接和上游排水路径连续。

8.5.6 涵洞出口下游有村庄、农田、道路或者其他需保护对象时,应核查出口冲刷、排水通道和既有设施的承接能力。可能造成冲毁、淹没或者排水不畅时,应调整排水方案,或者采取必要的消能、防冲、导流和排水衔接措施。

条文说明

下游村庄、农田、道路和其他保护对象对集中泄流的承受能力不同。先核查出口冲刷、排水通道和既有设施承接能力,再按可能的失效机制选择方案或者措施,可以避免无条件采用同一种工程措施。

8.6 校核性能验证

8.6.1 采用校核水准的小桥涵,其校核性能除应符合本规范第 3.3.8 条的规定外,的校核性能应符合表 8.6.1 的规定。

表 8.6.1 小桥涵校核性能要求

校核性能等级	小桥涵性能要求
I 级	可在设计确定的允许范围内发生漫溢或者泄水，可发生排水或者交通功能中断以及需要构件更换或者灾后重建的严重损伤；不得因突发性淹没、冲毁、非预定水流改道或者泄放危及人员安全；不得造成邻接路基突发性严重破坏；漫溢、淹没和冲刷影响不得超出设计确定的允许范围；不得因水量转移导致关联排水设施相继失效，并扩大淹没、冲刷或者水流改道范围。
II 级	除应符合 I 级要求外，可发生局部损伤和暂时功能中断；主体、基础和进出口主要部位的损伤应可检查、可修复，不得发生需要整体拆除重建的失效。
III 级	除应符合 II 级要求外，可发生不影响规定最低功能保持或者恢复的局部损伤；应保持规定的最低排水功能；承担关键通道功能时，规定的最低交通、应急救援或者人员疏散功能应保持，或者应能在规定条件下恢复。

8.6.2 小桥涵校核性能验证应根据表 8.6.1 的规定，验证下列适用状态或者指标：

- 1 桥涵前水位、积水范围及漫溢状态；
- 2 有效过流断面、过流能力以及堵塞、卡阻和淤积状态；
- 3 出口流态、下游水位、冲刷状态及下游承接条件；
- 4 主体、基础及邻接路基层部状态；
- 5 关联排水设施的排水状态、水量转移路径及淹没、冲刷或者水流改道影响范围；
- 6 规定的最低排水、交通、应急救援或者人员疏散功能的保持状态及其恢复条件。

9 路基水文勘测设计

9.1 一般规定

9.1.1 路基水文勘测设计应根据地区特点和水文特征，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。

9.1.2 路基工程的水文风险识别、防洪标准与校核，应符合本规范第3章的规定。

9.1.3 应在工程地质、水文地质等调查评价的基础上，合理确定路线线位、桥梁、涵洞、路基结构形式，不宜降低原有排水系统的排水能力或者向相邻区域转移洪水风险。

9.1.4 路基水文勘测设计应与桥梁、涵洞、隧道及沿线设施等统筹开展，并结合全线水文条件、地形地貌及排水需求，综合进行全线排水系统设计。

9.1.5 路基水文风险识别除应符合本规范第3.2节的规定外，尚应重点识别下列情形：

1 外部洪水、潮水、波浪或者低洼积淹作用导致路基浸水、漫顶、通行能力降低或者中断；

2 路表、坡面、自然沟谷或者改沟改渠汇流集中，导致排水系统超载、溢流、冲蚀或者水流改道；

3 持续降雨、入渗和地下水补给导致路基体、边坡、坡脚或者地基软化、饱和、内部侵蚀或者稳定性降低；

4 临河水流、波浪及河床、河岸演变导致坡脚冲刷、岸坡退缩、防护失效或者路基失稳；

5 桥梁、小桥涵、隧道、公路沿线设施场地、河道调治工程或者共用排水系统改变路基来水、泄水或者受纳边界，形成非预定水量转移、越流或者影响传播。

条文说明

本条列出路基水文风险识别需要重点关注的对象特有情形。所列情形既包括设计水准下应通过常规设计处理的问题,也可能包括附录 G 规定的校核水准采用条件,不能仅因识别出其中一项即判定采用校核水准。是否采用校核水准按本规范第 3.3 节和附录 G 的规定确定。

9.1.6 路基水文勘测设计应根据水文风险识别结果,确定控制水位、流量、流速、积淹过程、冲刷条件和排水出口边界。

9.2 水文调查与勘测

9.2.1 一般地区路基、河滩路基、平原低洼(河网)地区路基、滨海路基的水文调查与勘测应按本规范第 4 章的规定进行。对极端(强)降雨造成的汇流条件变化、积水和水毁情况,应进行专项调查与分析。

9.2.2 沿河路基水文调查与勘测应包括下列内容:

- 1 河段水文、河势和历史洪水调查应符合本规范第 4 章的规定;
- 2 水文断面应结合河床断面和纵坡变化、支流汇入、分流、历史洪水位、桥孔壅水和路基受水流控制部位布设,测绘范围应满足水位、流速、流向、冲刷和岸坡影响分析;
- 3 河段地形图应覆盖对路线和路基有影响的河段,并标明水文断面、历史洪水位、主流方向、漫流路径和需保护对象;
- 4 调查洪水冲刷、水位变动、河床冲淤和河势演变对岸坡及路基稳定的影响;
- 5 调查漂浮物、泥沙和块石的来源、输移和聚集,以及采砂、整治等活动对河床和水流条件的影响;
- 6 查明桥孔壅水、桥头连接部、沿河防护和下游调治工程与路基的作用关系。

9.2.3 山地丘陵区水文调查与勘测应按第 4 章的规定进行,并应满足下列规定:

- 1 天然汇流条件调查:地区降雨、流域蓄水、汇流通道、汇水面积及历史洪水痕迹等资料,积水洼地、地下泄水通道等不利条件;
- 2 水毁风险识别调查:历史水毁点位置、成因及重复发生可能性;
- 3 邻近既有公路的路段,尚应调查既有排水设施现状及水毁历史;
- 4 工程影响分析评价:公路填挖方、纵坡设置及弃土(渣)场等造成汇水边界和径流

路径改变的跨区域汇水现象；

5 泥石流地区的调查与勘测可按本规范第 10.3 节的规定进行。

条文说明

本条为新增条款，针对山地丘陵区水文条件复杂、径流汇流速度快、水毁风险突出的特点，在本规范第 5 章通用水文调查与勘测要求基础上，补充细化山地丘陵区的专项调查内容与工作要求，为公路排水系统设计、水毁风险防控提供基础依据。

9.3 水文分析与计算

9.3.1 一般地区路基设计流量、水位、洪水过程、地表径流深度和积水深度，应按本规范第 5 章规定的方法，结合本章对象化成果需求确定。

9.3.2 沿河路基水文分析与计算应符合下列规定：

- 1 设计流量、设计水位和水面线应按本规范第 5 章确定；
- 2 沿路基水流流速和斜流流速可按本规范附录 E 计算，采用的河槽或者河滩平均流速、流向、河床条件和计算位置应与设计工况一致；
- 3 沿河路基不宜侵入主槽，不得无依据压缩河道过水面积。桥孔明显压缩过水面积时，应承接第 6 章桥孔、壅水和桥前水位成果；路基本身侵占河道、束窄过水断面或者改变流向时，应按第 5 章确定水文水力边界，并分析对河道流向、河床变形、路基和两岸保护对象的影响。需要河段尺度水流引导或者岸床稳定措施时，应按第 13 章进行方案比选。

9.3.3 河滩路基水文分析与计算应符合下列规定：

- 1 河滩设计流量、设计水位和流速应采用第 5 章、第 6 章成果；
- 2 桥前最大壅水高度等桥位水力条件应采用第 6 章成果。桥头无导流堤、有梨形导流堤或者有非封闭式导流堤时，沿河滩路基的壅水分布、水面横坡、水位降低、上下游水位差和沿线流速可按本规范附录 E 计算；
- 3 计算成果应明确采用的桥孔和路基几何、流量分配、天然洪水比降、壅水范围、流速、控制高程、适用条件及异常处理，并作为第 6 章桥位、桥孔和桥头连接条件复核的输入；
- 4 河床变迁、分汊、漫流、回流、顶托、堤防或者其他工程显著改变流量分配和壅水

分布, 或者输入超出附录 E 系数表范围时, 应采用补充调查、类似工程、水力计算或其他独立方法复核。

9.3.4 平原低洼和河网地区应根据上游洪水过程、分洪或者蓄滞洪条件、低洼区水位—容积关系、排水通道和出口控制条件, 采用水量平衡方法确定路基控制断面的流量、水位和积淹过程。无分洪、蓄滞洪条件时, 路基区段设计流量可按下式初步估算:

$$Q_{p2} = Q_p - Q_{pl} \quad (9.3.4)$$

式中: Q_{p2} ——路基区段设计流量 (m^3/s);

Q_p ——汇水区域设计总流量 (m^3/s);

Q_{pl} ——汇水区域内河沟排泄的设计流量 (m^3/s)。

9.3.5 滨海路基应根据第 5 章和第 10 章确定潮位、波浪、风暴增水、河洪、外水顶托及有关组合边界。

9.3.6 山地丘陵区水文分析与计算应符合下列要求:

1 求算设计流量时, 宜优先采用地区水利、交通或市政部门的有关公式和参数, 并充分考虑极端降雨因素。

2 求算设计流量时, 应考虑公路建设造成的跨区域汇水流量变化值, 按式 (9.3.6) 计算。

$$Q_s = Q_{s1} + \Delta Q \quad (9.3.6)$$

式中:

Q_s ——路基区段的设计流量 (m^3/s);

Q_{s1} ——天然状态下汇水区域内设计流量 (m^3/s);

ΔQ ——由于公路建设造成的跨区域汇水设计流量变化值 (m^3/s)。

条文说明

山地丘陵区地形起伏大, 天然汇水区域通常由分水岭边界确定。公路建设过程中形成的填方路基或挖方路堑, 将改变天然地形地貌, 可能切断或改移原有分水岭, 使坡面径流的汇流路径发生改变。原本分属不同汇水区域的坡面汇水, 经由公路排水沟 (如边沟、截水沟、排水沟等) 汇集并集中排放至相邻汇水区域, 形成跨区域汇水。这一人为干预导致

下游汇水区域的设计流量增加，其增量大小取决于被改变汇水面积的大小、降雨强度及径流系数等因素。

因此，在求算设计流量时，除按天然状态计算各汇水区域的设计径流量外，尚应分析公路建设造成的汇水区域重划分及其对相邻区域汇水流量的影响，按式（9.3.6）计入跨区域汇水流量变化值。设计水位亦应据此相应调整。

9.4 浸水路基高度

9.4.1 浸水路基的高度除应满足现行《公路路基设计规范》（JTG D30）规定的最小填土高度外，其边缘设计高程尚应按式确定：

$$H_{\min} = H_S + \sum \Delta h + 0.5 \quad (9.4.1)$$

式中：

$H_{\min}$ ——路基边缘最低高程（m）；

H_S ——设计水位；

$\sum \Delta h$ ——壅水高度或者水位降低值、波浪爬高、局部冲高、河湾超高、床面淤高等因素的总和（m）。

条文说明

本条用于确定设计水准下的路基边缘最低高程。

9.4.2 沿河路基、河滩路基的壅水高度应按本规范第9.3.2条、第9.3.3条确定，波浪爬高及床面淤高可由计算、调查确定；位于凹岸的沿河路基，或者水流流向与路基轴线斜交时，宜按下式计算局部冲高值，并与波浪爬高值比较，取大值计入式（9.4.1）：

$$\Delta h_{ch} = h_g + \frac{v_g^2 \sin^2 \theta}{2gm} \quad (9.4.2)$$

式中： Δh_{ch} ——斜水流在路基边坡上的局部冲高（m）；

h_g ——河湾超高（m），该符号含义需结合2015版原始依据进一步核实；

v_g ——冲向路基的水流平均流速（m/s）；

θ ——水流与河湾切线或者路基轴线斜交角（°）；

m ——路基迎水面边坡系数。

9.4.3 对有封闭式导流堤的河滩路基，当导流堤设计标准低于路基设计水准时，应按式（9.4.1）确定路基边缘最低高程；导流堤能够抵抗设计水准洪水时，可采用本规范式（E.0.5）确定水位降低值，并结合波浪爬高及床面淤高确定路基边缘最低高程。

9.4.4 平原低洼和河网地区路基区段的壅水高度、波浪爬高及床面淤高应由计算和调查确定。

9.4.5 滨海路基的设计高程不应低于设计水准相应高潮水位与波浪侵袭高、安全高度之和。

9.4.6 山地丘陵区路基设计高程不应低于考虑汇水边界和径流路径变化后的设计水位与壅水高、局部淤高和安全高度等之和。

9.5 冲刷防护

9.5.1 浸水路基受水流冲刷时，应根据河流特性、水流性质、河道地貌、床岸材料和路基位置，采用本节确定或者经适用性确认的同一河段共享冲刷成果，确定路基冲刷后床面和防护需求，选择路基本体直接防护措施。需要改变流向、河势或者采用河段尺度措施时，应按第 13 章开展调治工程方案比选。

9.5.2 滨海路基应根据波浪作用、堤前水深、波浪高度、最大波浪底流速及地基情况等因素，选择适宜的防护措施；需要河段或者岸段尺度措施时，应按第 13 章有关规定处理。

9.5.3 受水流冲刷的路基直接防护工程，其基底应埋置在本节确定或者经适用性确认的同一河段共享冲刷后床面以下不小于 1.0m 或者嵌入基岩内；采用平面防护或者其他替代措施时，应根据床岸材料、结构稳定、失效方式和维护条件进行论证。

9.5.4 沿河路基直接防护工程的冲刷深度，应包括下列三部分：

- 1 河床自然演变冲刷：宜按本规范第 7.2 节的规定确定。
- 2 一般冲刷：宜按本规范第 7.3 节的规定计算。
- 3 局部冲刷：宜通过计算并结合实际调查分析确定。

9.5.5 改河（沟）路段的路基冲刷防护，应根据改移后河（沟）段的水文条件综合确定。

9.6 路基排水

9.6.1 路基排水设计应结合地形、水文、地质条件，确保布置合理，排水通畅、系统完整、地基稳固，并与桥梁、涵洞、隧道等排水设施有效衔接。

条文说明

把排水设施从分散构造物提升为可检查的完整路径，同时明确第8章小桥涵接口。

9.6.2 路排水设施的位置、断面尺寸和纵坡，应根据汇水面积、暴雨强度、设计降雨重现期和径流系数等综合确定，保证排水系统连续、完整、可维护。

9.6.3 当地下水影响路基强度或稳定时，应采用排水隧洞、深层排水管、渗沟等地下水排水设施，对地下水进行拦截、引排、疏导。

9.6.4 填平区、弃土场应识别汇水边界，设置截排水设施，保证排水系统通畅。

9.6.5 路基排水设施应加强末端设计，排水出口应与桥梁、涵洞、天然沟渠顺接。

9.7 改扩建公路路基水文勘测设计

9.7.1 改扩建公路路基水文调查与评价除应符合本规范第9.2节的规定外，尚应包括下列内容：

- 1 调查既有路基、桥涵、排水和防护设施的设计、运行、养护、水毁、维修和改造资料；
- 2 调查改扩建工程对既有汇水边界、径流路径、低洼点和排水系统的影响；
- 3 调查既有排水设施的位置、断面、纵坡、进出口高程、排水能力、利用条件及与桥梁、小桥涵、天然沟渠和下游受纳设施的衔接关系；
- 4 调查地表径流、地下水出露、既有填料水稳性、历史水毁和相关地质灾害条件；
- 5 调查施工期临时排水与永久排水系统、交通组织和相邻工程的衔接条件。

9.7.2 改扩建公路路基水文分析与计算除应符合本规范第9.3节的规定外，尚应根据改

扩建后的工程功能、技术等级、水文条件和排水系统，复核既有路基的设计流量、设计水位、控制高程、冲刷防护及排水能力。

9.7.3 改扩建公路路基冲刷防护，除满足本规范第 9.5 节的要求外，尚应符合下列规定：

- 1 根据改扩建后的水文条件，评价既有防护设施的基础埋置深度、结构完整性、抗冲刷能力；不满足改扩建后的使用要求时，应进行加固、接长或重建。
- 2 新旧防护设施衔接处应采取过渡措施，基础埋深高差较大时应设置消力或护坦等结构。

9.7.4 改扩建公路路基排水设计，除满足本规范第 9.6 节的要求外，尚应符合下列规定：

- 1 新旧路基排水系统应有效衔接，排水方向、过水能力和进出口高程等应相互协调。
- 2 充分利用既有排水设施，不满足改扩建后使用要求时，应进行改造或重建。
- 3 对路基拼宽或抬高等引起的汇流集中、坡面冲刷或原排水出口失效等问题，应采取截排、分流、防渗等措施。
- 4 施工期的临时截排水设施应纳入排水设计，并与永久排水系统协调布置。

9.8 校核性能验证

9.8.1 采用校核水准的路基，其校核性能除应符合本规范第 3.3.8 条的规定外，尚应符合表 9.8.1 的规定。

表 9.8.1 路基校核性能要求

校核性能等级	路基性能要求
I 级	可在设计确定的允许位置和影响范围内发生漫溢、局部积淹或者局部冲刷，可发生交通中断、排水和防护设施严重损伤以及路基本体局部重建；不得发生危及人员安全的快速积淹、路基突发冲毁或者非预定水流改道；不得发生路基大范围连续失稳；漫溢、积淹、冲刷和水量转移影响不得超出设计确定的允许范围，不得造成相邻工程对象突发性严重破坏。
II 级	除应符合 I 级要求外，可发生局部冲刷、排水或者防护设施损伤和短暂交通中断；路基本体、地基及主要防护部位的损伤应可检查、可修复，不得发生失去修复利用条件的失效。
III 级	除应符合 II 级要求外，可发生不影响规定最低功能保持或者恢复的局部损伤；应保持规定的最低排水功能；承担关键交通功能的路段，规定的最低交通或者应急通行功能应保持，或者应能在规定条件下恢复。

9.8.2 路基校核性能验证应根据表 9.8.1 的规定，验证下列适用状态或者指标：

- 1 外部控制水位、浸水深度和历时，以及与路基控制高程的关系；

- 2 漫溢、积淹、汇排水和非预定水流改道的路径、范围及影响；
- 3 路基本体及地基的浸水、渗流和稳定状态；
- 4 河床、河岸及路基防护部位的冲刷、淘刷、掏空和绕流状态；
- 5 排水设施、排水出口及相邻工程对象的状态，以及水量转移路径和影响范围；
- 6 规定的最低排水、交通或者应急通行功能的保持状态及其恢复条件。

征求意见稿

10 特殊地区水文勘测设计

10.1 一般规定

10.1.1 公路工程位于水库影响区、泥石流地区、平原低洼河网地区、岩溶地区、倒灌河段、潮汐河段、海湾地区、戈壁及干旱地区或者山前漫流地区时，除应符合本规范第4章、第5章及有关工程对象章节的规定外，尚应符合本章的规定。设置调治工程时，尚应符合本规范第13章的规定。

条文说明

第4章和第5章分别规定共用调查与分析计算要求，有关工程对象章节规定具体工程设计要求。本章主要规定特殊地区需要补充的水文调查和分析计算要求。

10.1.2 特殊地区水文勘测设计应查明特殊水文作用、影响范围及其对工程对象的影响，并据此确定相应的调查和分析计算内容。

条文说明

同一特殊地区内，不同工程对象受到的水文作用及其影响可能不同。特殊地区水文勘测设计应根据实际水文作用确定工作内容，不应仅按地区名称统一增加调查和计算。

10.1.3 存在两种及以上特殊水文条件，或者特殊水文过程受水库调度、泵闸运行、河道整治或工程施工影响时，应按本规范第5.5节的规定进行组合分析。

条文说明

多种水文作用或者工程条件共同存在时，各项不利条件不一定同时达到极值。本规范第5.5节已对遭遇关系、相关性、发生时序和过程匹配等作出规定，本条主要明确特殊地区需要进行组合分析的情形。

10.2 水库地区

10.2.1 公路工程位于水库蓄水、回水、岸坡冲蚀、波浪或者下游泄放影响范围时，应查明水库运行、水位流量过程、回水、冲淤和施工期水位条件。桥位在水库蓄水影响区内时，尚应收集下列资料：

- 1 水库的性质、等级、设计标准和主坝、副坝、溢洪道尺寸。
- 2 库区地形图，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 天然状态下桥位河道的水位与流量、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 水库改扩建规划、大坝管理和保护范围及水库运行资料。

10.2.2 桥位在水库蓄水影响区内时，设计流量计算宜符合下列规定：

- 1 位于水库变动回水段的桥梁，可按天然状态求算设计流量。
- 2 水库设计洪水频率高于桥梁标准时，应采用与桥梁设计洪水频率相一致的入库流量过程线，进行调蓄计算，推算设计流量。起调水位应根据水库调度方式确定。
- 3 需要验算溃坝影响且溃坝洪水能够到达桥位时，可按下列公式验算溃坝后库内桥梁通过的最大流量：

$$Q_k = Q_{kh} \frac{W_q}{W - W_h} \quad (10.2.2-1)$$

$$Q_{kh} = 0.27\sqrt{g} \left(\frac{L_k}{B_k}\right)^{1/10} \left(\frac{B_k}{b_k}\right)^{1/3} b_k (h_b - k_0 h'_b)^{3/2} \quad (10.2.2-2)$$

$$L_k = \frac{W \cdot 10^4}{h_b B_k} \quad (10.2.2-3)$$

当 $W > 10^6 \text{m}^3$ 时：

$$b_k = K_1 K_2 W^{1/4} B_k^{1/7} h_b^{1/2} \quad (10.2.2-4)$$

当 $W \leq 10^6 \text{m}^3$ 时：

$$b_k = K_1 K_3 (W h_b)^{1/4} \quad (10.2.2-5)$$

$$k_0 = 1.4 \left(\frac{b_k h'_b}{B_k h_b} \right)^{1/3} \quad (10.2.2-6)$$

式中:

Q_k ——溃坝后库内桥梁通过的最大流量 (m^3/s);

Q_{kh} ——坝址处溃坝最大流量 (m^3/s);

W_q ——桥前溃坝水位时的库容 (10^4m^3);

W ——坝址以上溃坝水位时的总库容 (10^4m^3);

W_h ——坝体残留高度部分的库容 (10^4m^3);

L_k ——库区长度 (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, 也可近似地按式 (10.2.2-3) 计算; 当 $L_k/B_k > 5$ 时, 按 $L_k/B_k = 5.0$ 计;

B_k ——坝长 (m);

b_k ——坝体溃决口门平均宽度 (m), 对混凝土重力坝, 取坝长值; 对一般土坝和堆石坝, 可按式 (10.2.2-4)、式 (10.2.2-5) 计算; 当计算值大于坝长时, 取坝长值;

h_b ——溃坝时坝体上游水深 (m); 对未溃水库检算时, 可采用坝高值;

h'_b ——溃坝后坝体残留高度 (m); 当无法估算时, 可以不计;

k_0 ——修正系数, 当计算值大于 0.94 时, 取 0.94;

K_1 ——安全系数, 按路线等级及坝体质量情况, 取 1.1~1.3;

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

K_3 ——材质系数, 质量好的取 6.6, 质量差的取 9.1。

10.2.3 桥位在水库蓄水影响区内时, 设计水位应符合下列规定:

- 1 可采用水利部门提供的与桥梁设计洪水频率相一致的桥下最高蓄水位, 也可根据“水库回水计算”方法确定。设计水位应考虑水库淤积影响。
- 2 水库校核洪水频率低于桥梁设计洪水标准时, 设计水位应采用水库校核洪水频率的桥下最高蓄水位。

10.2.4 桥位在水库蓄水影响区内时, 水库回水计算应符合下列规定:

1 可根据水库纵、横断面及与桥梁设计洪水频率相一致的入库流量过程线，按照能量平衡或水量平衡原理，推求水库回水曲线。

2 水库纵、横断面应采用桥梁使用期内水库淤积后的断面，并取水库地形变化处为计算断面。

3 与桥梁设计洪水频率相一致的入库流量过程线，可利用水库资料或按本规范第 5 章规定的方法求算。

4 在调洪演算确定坝前水位和下泄流量时，起调水位应根据汛期水库运用情况确定，可采用水库正常蓄水位或防洪限制水位。

5 应按设计洪水入库流量过程线计算与各时段流量对应的回水曲线，比较各回水曲线的桥下水位，取最高值为设计水位。

10.2.5 公路工程位于水库下游泄放、清水冲刷或者区间洪水组合影响范围时，应查明水库下泄、区间来水和河床变化条件。桥位位于水库下游时，尚应收集下列资料：

1 水库修建年代、设计标准、控制汇水面积、淤积情况及与桥梁设计洪水频率相同的下泄流量等基础资料。

2 水坝海漫的下游河底局部冲刷最大深度及冲刷向下游扩散的范围。

3 水坝与桥位间汇入各大支流的设计流量和汇水面积，桥、坝间距离和区间汇水面积。

4 桥位河段水利设施规划情况。

10.2.6 桥位在水库下游时，设计流量计算应符合下列规定：

1 当桥梁距水坝很近，区间汇水面积小于坝址以上汇水面积的 10% 时，桥下设计流量可直接采用同频率洪水时的水库下泄流量。

2 当区间汇水面积小于坝址以上汇水面积的 20%，且不大于 1000km² 时，桥下设计流量可按式估算：

$$Q_p = Q_{px} + Q'_p \left(\frac{F_q}{F} \right)^{n_1} \quad (10.2.6-1)$$

式中： Q_p ——桥下设计流量（m³/s）；

Q'_p ——设计频率洪水时的水库下泄流量（m³/s）；

Q_{px} ——天然状态下桥位断面设计洪水频率时的流量（m³/s）；

F ——桥位以上汇水面积（km²）；

F_q ——桥坝区间汇水面积 (km²) ;

n_I ——面积指数。

3 当区间汇水面积大于或等于坝址以上汇水面积的 20%, 或大于 1 000km² 时, 桥下设计流量可按下列公式计算, 并取大值:

$$Q_p = Q'_p - Q_{pb} + Q_{px} \quad (10.2.6-2)$$

$$Q_p = Q'_{pq} + (Q'_p - Q_{pq}) \frac{Q_{px}}{Q_{pb}} \quad (10.2.6-3)$$

式中: Q_{pb} ——天然状态下, 与桥同频率的坝址断面流量 (m³/s) ;

Q_{px} ——桥坝区间汇水面积的设计洪水频率的流量 (m³/s) 。

4 水库的下泄流量可从水利部门查取, 或按调洪演算确定。对缺少资料并有调洪作用的小型水库, 其设计标准符合公路桥梁设计标准要求者, 下泄流量可近似地按下式计算:

$$Q_{px} = Q_{pb} \left(1 - \frac{W_F}{W_{bs}} \right) \quad (10.2.6-4)$$

式中: W_F ——对应坝址断面流量的洪水总量 (m³) ;

W_{bs} ——水库防洪库容 (m³) 。

5 桥梁设计洪水标准高于水库校核标准时, 桥下设计流量除应按河流天然状态计算外, 尚应按下式验算溃坝后的桥下流量:

$$Q'_k = \frac{W_{ks}}{\frac{W_{ks}}{Q_{kh}} + \frac{L_{bq}}{vK_0}} \quad (10.2.6-5)$$

式中: Q'_k ——桥位断面溃坝最大流量 (m³/s) ;

W_{ks} ——水库溃坝后下泄的水量 (m³) ;

L_{bq} ——桥坝间距离 (m) ;

v ——河道洪水期最大断面平均流速 (m/s) , 可采用实测最大值; 无资料地区: 山区

可采用 3.0~5.0m/s, 山前区可采用 2.0~3.0m/s, 平原区可采用 1.0~2.0m/s;

K_0 ——调整系数, 山区取 1.1~1.5, 山前区取 1.0, 平原区取 0.8~0.9。

10.2.7 桥位在水库下游时, 设计水位可按本规范第 5.4 节的规定确定。应核查建库前后河床断面、水库下泄清水冲刷、区间来沙和河道演变对计算断面的影响; 采用建库后的河床断面时, 应说明断面代表性, 并根据可能的下切和冲淤变化确定计算断面, 不应采

用无依据的统一抬高值。

条文说明

水库地区的分析按工程位于蓄水影响区内或者水库下游分别进行。库内桥位重点分析运行水位、回水、淤积、波浪和冰情；坝下桥位重点分析下泄流量、区间洪水、清水冲刷和河床演变。

10.2.8 桥孔设计应符合下列规定：

1 桥位在水库蓄水影响区内时：

1) 在水库变动回水区段，桥孔设计长度可按天然状态处理，桥面设计高程应按本规范第 6.6 节的规定确定；位于结冰河流时，尚应考虑冰坝和冰塞可能造成水位抬高的影响。

2) 在库区内，桥孔设计长度可根据地形条件和技术经济比较确定，桥面设计高程应按本规范第 6.6 节的规定确定。

2 桥位在水库下游时，桥孔设计应符合本规范第 6 章的规定。

10.2.9 墩台冲刷计算及基础埋深应符合下列规定：

1 桥位在水库蓄水影响区内时：

1) 在水库变动回水区段，基础埋置深度可按天然状态处理。

2) 在库区内，桥下冲刷应按本规范第 7 章的规定计算，并应考虑汛期水库最低蓄水位与设计洪水遭遇、水库溯源冲刷、建库后水沙条件变化引起的河道变形及梯级水库上游水库泄洪冲刷等影响。

2 桥位在水库下游时，墩台基础埋深除应符合本规范第 7 章的规定外，尚应考虑水库下泄清水冲刷的影响。桥位应选择在坝下局部冲刷范围以外；位于坝下局部冲刷范围内时，应根据水库运行情况 and 经验公式计算冲刷深度，必要时可采用水工模型试验确定。

条文说明

修建水库后，库区水位、泥沙淤积、冰情、河型和岸坡稳定条件可能发生显著变化；坝下清水冲刷还可能造成较长河段的河床下切。桥梁冲刷分析需要根据工程所处位置采用相应条件。

10.3 泥石流地区

10.3.1 公路工程位于泥石流形成区、流通区、沉积区或者可能迁移范围时,应查明泥石流形成条件、流动路径、影响范围及其与公路工程的空间关系。水文调查应包括下列内容:

- 1 收集地区暴雨(强度和历时)、流域蓄水(冰雪覆盖面积及厚度、高山湖泊积水、水库蓄水)、年径流模数、洪峰流量模数及区域地形、地质、土壤、植被等资料。
- 2 调查汇水区内崩塌、滑坡等松散物源的分布、规模和变化;物源稳定性和地质灾害危险性应采用地质专业成果。
- 3 调查汇水区内泥石流发生次数、时间、规模、过程和泥石流性质、洪痕、龙头高度及河床比降、河床冲淤变化等。
- 4 调查泥石流的形态特征、附近村庄的历史变迁、人类活动及泥石流危害。

条文说明

泥石流形成需要松散物源、水体和有利地形条件。调查还需区分形成区、流通区和沉积区,并查明泥石流性质、发展阶段及工程所处位置。

10.3.2 泥石流河沟水文计算应按下列规定进行:

- 1 泥石流重度测定,能采集到泥石流流动时的代表性样品时,可采用称重法;不能采集到泥石流流动时的样品时,可通过现场调查确定泥石流中固体物质和水的体积比,计算泥石流的重度。其他有调查资料依据的经验性测定方法也可采用。
- 2 泥石流流速可采用实测或者调查资料确定的地区经验公式计算。采用其他公式时,应与地区经验公式的计算结果进行比较;计算结果相差较大时,应分析其合理性。
- 3 泥石流流量可按雨洪修正法计算,有泥痕的河沟也可按泥痕调查法计算,必要时可用两种方法分别计算,相互校核。

采用雨洪修正法时,可按下列公式计算:

(1) 雨洪修正法

$$Q_c = Q_p(1 + \phi_c)D_c, \quad \phi_c = \frac{\gamma_c - \gamma_s}{\gamma_H - \gamma_c} \quad (10.3.2-1)$$

式中: Q_c ——泥石流流量 (m^3/s);

Q_p ——按一般河流计算的设计流量 (m^3/s);

ϕ_c ——泥石流修正系数;

D_c ——泥石流堵塞系数,可根据沟槽形态、支沟交汇、卡口和陡坎、物质组成及阵流

特征按表 10.3.2 选取；

γ_c ——泥石流流体重度（ kN/m^3 ）；

γ_H ——泥石流流体中固体物质的平均重度，可取 $26\text{kN}/\text{m}^3 \sim 27\text{kN}/\text{m}^3$ ；

γ_s ——水的重度，取 $\gamma_s=10\text{kN}/\text{m}^3$ 。

表 10.3.2 泥石流堵塞系数

堵塞程度	特征	堵塞系数 D_c
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；物质黏性大、稠度高，沟槽堵塞严重，阵流间隔时间长	>2.5
中等	沟槽较顺直，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，流体多呈稠浆、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，物质黏稠度小，阵流间隔时间短而少	<1.5

注：堵塞系数应根据泥石流类型、沟槽形态、支沟交汇、卡口陡坎、物质组成和阵流特征选取；工程条件处于分级界限附近时，应结合地区资料确定。

(2) 泥痕调查法

$$Q_c = \omega_c v_c \tag{10.3.2-2}$$

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 ）。

黏性泥石流流速可按经验证的地区公式计算；稀性泥石流流速可按式（10.3.2-3）计算。

$$v_c = \frac{1}{n} h_m^{2/3} I^{1/2} \tag{10.3.2-3}$$

式中： n ——一般河流的河槽糙率；

h_m ——泥石流平均水深（ m ）；

I ——泥石流水面或沟底坡度。

4 雨洪修正法和泥痕调查法的计算结果差异较大时，应分析调查证据、计算条件和方法适用性，说明采用值及其依据，不应简单平均；缺乏地区适用依据或者结果可能影响重大工程方案时，应补充调查、测验或者专题论证。

条文说明

泥石流重度是区分泥石流性质和计算流速、流量的重要参数。现有流速、流量方法具有较强地区性，因此需要结合实测、泥痕和地区公式相互核对，差异较大时分析方法适用条件。

10.3.3 在泥石流沉积区,应根据松散物质储量、沟槽和洪积扇地形、淤积坡度、侵蚀基面、排水基面及历史活动,确定可能沉积范围、设计期可能淤积厚度和控制床面高程。总淤积厚度也可按下列公式计算;采用时应根据地区资料或者工程样本校核参数和计算结果:

$$\bar{H}_n = K_2 N_s \bar{h}_n \quad (10.3.3-1)$$

$$\bar{h}_n = \frac{\sum h}{N} \quad (10.3.3-2)$$

式中: $\bar{H}_n$ ——设计年限内总淤积厚度 (m);

K_2 ——淤积趋势系数,泥石流发展期取 1.0~1.5,衰退期取 0.5~1.0;

N_s ——设计年限 (a);

$\bar{h}_n$ ——多年平均淤积厚度 (m/a);

$\sum h$ ——调查年限 N 年内的淤积总厚度 (m),由观测、挖探或钻探资料求得;

N ——调查年限 (a)。

条文说明

泥石流沉积区的淤积直接影响工程控制高程。总淤积厚度估算依赖多年平均淤积厚度及地区调查,不能脱离现场条件单独采用公式。

10.3.4 跨越泥石流河沟的桥梁,应根据所在区段、地形条件、沟槽宽度、泥石流性质、流量、流势及其发展变化规律确定孔径和布设,并应符合下列规定:

1 在泥石流流通区跨越的桥梁,桥孔不得压缩沟床,不宜在沟中设墩。

2 在泥石流流通区和沉积区之间的过渡段跨越的桥梁,桥孔可压缩部分沟床,沟床压缩后,应修建调治工程。可在上游选择河沟宽度基本一致、流向较为稳定的河段,作为基本稳定段,按列公式计算桥孔最小净长度:

$$L_j = \frac{n_2 I_1^{1/2}}{\mu n_1 I_2^{1/2}} B_1 \quad (10.3.4-1)$$

$$\mu = 1 - 0.375 \frac{\gamma_c \bar{v}}{10L_0 + (\gamma_c - 10)} \quad (10.3.4-2)$$

式中: L_j ——桥孔最小净长度 (m);

B_1 ——上游基本稳定段沟宽 (m);

n_1 ——上游基本稳定段和桥位河段的糙率;

I_I ——上游基本稳定段和桥位河段的比降（以小数计）；

μ ——墩台水流侧向压缩系数；

γ_c ——泥石流重度（ kN/m^3 ）；

$\bar{v}$ ——泥石流断面平均流速（ m/s ）；

L_0 ——桥梁单孔跨径（ m ）。

3 跨越泥石流沉积区的桥梁，桥孔宜跨越泥石流主要活动范围。对稀性泥石流，在溢槽漫流的边缘地带且流量、流速较小时，桥孔可根据泥石流性质、断面形态和排导条件适当压缩，压缩比例不宜超过 10%~20%，并应设置相应排导工程。

条文说明

泥石流流通区沟床通常窄深，冲淤接近平衡，桥孔宜保持沟床自然状态；沉积区为避免建桥加剧淤积，桥孔宜跨越主要活动范围。

10.3.5 桥面和路肩高程应按下列规定计算：

1 桥面高程应按下列式计算：

$$H_{\min} = H_b + h_{mc} + H_n + \Delta h_n + \Delta h_0 + \Delta h_j \quad (10.3.5-1)$$

式中： $H_{\min}$ ——桥面最低高程（ m ）；

H_b ——设计泥流位以下的河床平均高程（ m ）；

h_{mc} ——设计流量时的泥石流平均流动深度（ m ），其值不应小于 1.5 倍泥石流波状流动时的波高及 1.5 倍最大块石直径；

H_n ——设计总淤积高度（ m ），当设计洪水频率为 1/25 时，用 25 年的总淤积高度；

当设计洪水频率为 1/50 时，用 35 年的总淤积高度；当设计洪水频率为 1/100 时，用 50 年的总淤积高度；

Δh_n ——弯道超高值（ m ）；

Δh_0 ——桥梁上部构造建筑高度（包括桥面铺装高度）（ m ）；

Δh_j ——安全值（ m ），一般采用 1.0m，在强烈泥石流区或条件许可时，可采用较大的数值。

2 引道路肩最低高程应按下列式计算：

$$H'_{\min} = H_n + H_s + 0.5 \quad (10.3.5-2)$$

式中: $H'_{\min}$ ——路肩最低高程 (m);

H_s ——设计频率的泥流面高程 (m)。

条文说明

泥石流高程控制除流动深度外, 还受波状流动、最大块石、淤积和超高影响。采用固定设计年限或者安全值时, 需要与工程使用条件和地区淤积资料相适应。

10.3.6 墩台冲刷可结合现场调查分析确定。对稀性泥石流可按下列规定计算:

1 顺直沟槽段可按下列公式计算:

$$h_p = \frac{0.1q_s}{d^{1/3}h_m^{1/6}} \quad (10.3.6-1)$$

式中: h_p ——一般冲刷后的水深 (m);

q_s ——泥石流最大单宽流量 [$\text{m}^3 / (\text{s} \cdot \text{m})$];

d ——沟床泥沙平均粒径 (m);

h_m ——最大泥深 (m)。

2 弯道凹岸段可按下列公式计算:

$$h_p = \frac{0.17q_s}{d^{1/3}h_m^{1/6}} \quad (10.3.6-2)$$

3 桥梁墩台冲刷尚应符合本规范第 7 章的规定。

条文说明

泥石流墩台冲刷机理尚不充分, 稀性泥石流计算结果需要结合现场冲淤调查。流通区应考虑冲淤交替和一次最大下切, 沉积区还需考虑大河切割及溯源侵蚀。

10.4 平原低洼(河网)地区

10.4.1 公路工程位于平原河网、圩区、低洼区、蓄滞洪区或者受泵闸运用控制的区域时, 应查明河网联系、汇排水分区、外水顶托、泵闸运行和工程阻水或者分流影响。水文调查应包括下列内容:

1 了解流域历史、现状和治理规划, 收集流域河道、堤防、泵站、涵闸、防洪、分洪、排涝等规划报告、河道纵横断面设计资料及大比例尺地形图。

2 调查有关跨流域的规划，以及河网、圩区的分布；各圩之间、各河汊之间及其与主河道的联系和水流调节方向；滞（蓄）洪、分洪区和堤闸的分布、设计标准及运用原则，以及历史上溃堤破圩和蓄洪、分洪情况与各种特征水位。

3 调查多沙河流的行洪滩地淤积情况，了解淤引水能力。

4 对设有防洪堤的江、河，应调查受影响控制断面和工程对象附近的堤防标准、最大安全排洪流量和防洪保证水位、防洪堤断面尺寸和构筑质量；调查历史最高洪水位和堤防间通过的最大流量；调查堤防溃堤破圩和漫溢情况；收集堤防出水口的河沟排水量及泵站排水等资料；实测堤顶最高、最低及堤防内河滩上最高积水高程；区分现状工程、依法确定的规划边界和待实施规划。

5 在内涝区，尚应调查地形地貌、地质情况，圩内农田灌溉系统，河沟和湖塘的滞洪、蓄洪条件，水利设施、泵闸的排水能力，排涝沟渠遭遇外江、外河和外海水位顶托过程；最高内涝水位、历时和相应年份的降雨量。

6 对灌溉区，主要应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。对大型干渠、支渠，应向水利部门收集断面尺寸、最大灌溉流量及相应水位资料；兼有排洪的渠道，尚应收集渠道最大排洪流量及相应水位。

7 对综合利用的河网航道，尚应收集航道等级、最高与最低通航水位、设计最高洪水与相应的流速、流量资料；调查通航规划及航道清淤情况等资料。

8 收集滞（蓄）洪区的滞洪高程、面积与容积的关系图表、进水退水率、分洪闸出流曲线及历次实测水文资料。桥位上游滞（蓄）洪区有预定的临时炸堤扒口分洪计划时，应收集其位置、分洪条件与分洪量，以及分洪后削峰塌平水位，炸堤时滞（蓄）洪区内积水高程、决口断面及最低点高程等。

条文说明

平原低洼河网水位和流量受地形、外河水位、泵闸、蓄滞洪、分洪和排水系统共同控制。泵闸运行资料和大比例尺地形资料通常是判断积水及退水过程的重要依据。

10.4.2 水文计算应分析降雨、外河水位、蓄滞洪、泵闸运行和退水过程的时序关系，并按下列规定进行：

1 内涝区的设计水位可按下列公式计算，排涝设计流量可按当地排涝公式计算，或采用水利部门提供的资料确定：

$$H_s = H + \Delta H \quad (10.4.2-1)$$

$$\Delta H = \frac{F\Delta h}{A_j} \quad (10.4.2-2)$$

式中： H_s ——设计水位 (m)；

H ——历史最高积水水位 (m)，现场调查确定；

ΔH ——设计水位与历史最高积水水位的差值 (m)；

Δh ——设计频率降雨量与历史最高积水水位相对应的降雨量之差 (m)，求算各时段的设计频率年最大降雨量与历史最高积水水位年份对应的年最大降雨量比较，取最大差值；

F ——流域汇水面积 (m²)；

A_j ——历史最高积水面积 (m²)，在大比例尺地形图上，结合调查积水范围求得。

2 引水、排洪、通航渠道的设计水位与流量可按下列规定进行：

1) 引水、排洪渠道的设计流量与水位可取渠道主管部门提供的最大引水流量或最大排洪流量及相应水位。无流量、水位资料时，可采用明渠均匀流公式计算。

2) 通航河渠有人工构造物调控水位时，可取用主管部门提供的最大流量和相应水位作为设计流量和设计水位；无人工构造物调控水位时，可采用调查最高水位，应用明渠均匀流公式计算设计流量。

3 滞（蓄）洪区及分洪道上的设计水位与流量，应根据依法确定的规划、运用规则、进退水过程和实测资料，采用本规范第 5 章规定的水量平衡和水力分析方法确定。

4 河道最大安全泄洪流量、防洪保证水位和依法确定的规划条件应作为外部控制边界进行核查，不应直接替代有关工程对象章节规定的设计标准和性能要求。

条文说明

平原河网类型和控制条件差异较大，设计水位、流量可采用水量平衡、水力计算或者经验证的地区方法。计算时需要反映降雨、外水和泵闸运行的先后关系。

10.4.3 桥孔设计应根据桥梁所处地理环境和不同水文条件，分别按下列方法确定：

1 内涝区排涝沟渠上的桥梁，应根据设计流量与水位布设桥孔。桥孔不宜压缩过水面积，并应考虑远期发展的需要。桥面设计高程不应低于本规范第 6.6 节规定的计算值。

2 引水、排洪渠道上的桥孔不宜压缩过水面积。梁底高程应高出规划增高的渠项高程，

兼有航运任务的河渠，尚应考虑通航的要求。

3 滞洪区上的桥孔长度，应用水量平衡方程及桥孔出流公式联合求解；蓄洪区上的桥孔长度，应考虑桥前积水折减后的流量计算；分洪道上的桥孔长度，应以本流域流量加上分洪流量计算。桥孔不应压缩主流区和排洪河道的过水面积，桥前壅水高度不宜超过允许值。桥面设计高程不应低于本规范第 6.6 节规定的计算值，梁底高程不应低于堤顶高程。

4 有防洪堤河道上的桥孔最小净长，应以桥前允许壅水高控制。对远期可能拓宽河槽的，桥长应考虑一定的预留量；梁底高程应高出远期规划的堤顶高程。通航的河道尚应考虑通航的要求。

5 受下游人工建筑物或江河湖泊回水顶托时，应按回水顶托情况检算桥孔，并应充分考虑泥沙淤积的影响。

条文说明

排涝沟渠、灌溉渠道、蓄滞洪区、分洪道和堤防河段的行洪机理不同，桥孔和高程控制条件也不同。桥孔布置需与排涝、通航、堤防和远期河道条件协调。

10.4.4 桥下冲刷深度可按本规范第 7 章的规定计算确定。基础埋置深度应考虑排除盐碱要求；对于远期可能成为排涝沟渠的，尚应考虑防洪和开挖河道造成河底高程降低的影响。引水、排洪、排涝和灌溉渠道上的墩台基顶高程宜低于渠底高程 0.20m。墩台基底最小埋置深度应符合本规范第 7 章的规定。

条文说明

渠道清淤、开挖和改造会改变床面高程和流速条件。将规划渠底或者可能降低后的渠底作为冲刷与基础分析条件，可避免仅按勘测时床面确定基础。

10.5 岩溶地区

10.5.1 公路工程位于岩溶汇水影响区、封闭洼地或者天然排泄通道影响范围时，应查明地表水与地下水量交换对有关控制断面、积水区和排水出口的影响。水文调查应包括下列内容：

- 1 调查汇水区地表水系、汇水面积、地下分水岭及其与地表分水岭的关系。
- 2 调查汇水区内溶泉、落水洞、溶盆、岩溶湖、暗河等各种岩溶形态的分布、形状、

规模及可能截流的汇水面积,查明地下岩溶水的汇入、分出情况及其对有关工程控制断面、洞口、道路和场地汇排水边界的影响。地下连通关系和通道能力应采用水文地质专业成果。

3 现有资料不能满足分析要求时,应针对性观测岩溶上、下游洪水流量过程线、水位流量关系线及积水位变化过程线。

4 调查桥位河段历史洪水发生情况、汇水区历年降水量。

5 调查沿线岩溶区既有公路工程的水毁、积淹、排水、修复和运行情况。

条文说明

岩溶汇水和排泄通道具有隐蔽性,地表分水岭与地下分水岭可能不一致。水文调查需要与水文地质成果结合,查明跨流域汇入、分出和天然排泄条件。

10.5.2 水文计算应按照“无岩溶影响的基准洪水—地表地下水量交换—天然排泄能力—控制断面流量和积水位”的关系进行分析,并可按下列规定进行:

1 无岩溶影响时的设计洪水频率流量和流量过程线可按本规范第5章计算。洪水总量可按实测的典型流量过程线放大后求算,也可按下式计算:

$$W_p' = 0.1\alpha H_{24p} F \quad (10.5.2-1)$$

式中: W_p' ——设计洪水频率的洪水总量(10^4m^3);

α ——径流系数,可用水利部门编制的的数据;

H_{24p} ——设计频率的最大24h暴雨量(mm),可用水利部门编制的的数据;

F ——汇水面积(km^2)。

2 地表和地下径流分配系数可按下列公式计算:

1) 地表径流分配系数:

$$p = \frac{Q_b}{Q_l} \quad (10.5.2-2)$$

或

$$p = \frac{W_b}{W_l} \quad (10.5.2-3)$$

式中: p ——地表径流分配系数;

Q_l ——各类岩溶消水前的洪峰流量(m^3/s);

Q_b ——各类岩溶消水后的地表洪峰流量(m^3/s);

W_l ——各类岩溶消水前的洪水总量(m^3);

W_b ——各类岩溶消水后的地表洪水总量 (m^3)。

2) 地下径流分配系数:

$$p' = 1 - p \quad (10.5.2-4)$$

式中: p' ——地下径流分配系数。

3 岩溶消水能力可按下式计算:

$$\bar{Q}_x = \bar{Q}_l - \bar{Q}_b - \frac{\Delta W_j}{\Delta t} \quad (10.5.2-5)$$

式中: $\bar{Q}_x$ ——任一时段内, 各类岩溶的消水能力 (m^3/s);

$\bar{Q}_l$ ——在时段内, 各类岩溶消水前的平均来水量 (m^3/s), 可从上游实测来水流量过程线求得;

$\bar{Q}_b$ ——在时段内, 各类岩溶消水后的下游平均地表流量 (m^3/s), 可从下游实测消水后的地表流量过程线求得;

ΔW_j ——在时段内增加的积水体积 (m^3), 可从积水位与积水体积关系图上得出;

Δt ——计算时段 (s)。

4 设计流量、水位应按下列规定确定:

1) 汇水区内的各类消水岩溶, 只有在有充分资料证明设计洪水时相应水量能够稳定引入地下, 且通道能力、堵塞状态和使用条件明确时, 方可采用扣除截流面积后的汇水面积计算设计流量。

2) 汇水区内的各类消水岩溶, 设计洪水时其截流面积的水量不能全部引入地下时, 可按下式计算设计流量:

$$Q_p = Q_p' - Q_{pl}p' \quad (10.5.2-6)$$

式中: Q_p ——设计流量 (m^3/s);

Q_p' ——无岩溶影响时的设计流量 (m^3/s);

Q_{pl} ——岩溶上游设计洪水频率的来水量 (m^3/s)。

3) 汇水区内有出水溶洞、泉水、暗河出口等来自其他汇水区的水量时, 可在出水口测定, 并应分析其与本汇水区洪水的发生时序和相关关系; 具有同时发生依据时, 方可计入相应控制断面流量, 不应无条件直接叠加峰值。

4) 汇水区内地表无明显溶洞, 而有削减洪峰作用的溶沟、裂隙等岩溶形态时, 只有在实测资料、地区规律或者经验证分析能够证明削峰作用及其稳定性时, 方可折减设计流

量。

5) 设计水位可按本规范第 5.4 节的规定确定。路线通过坡立谷、岩溶湖等积水洼地时,可按下式计算积水体积后再推算设计积水位。推算的设计积水位应与调查的历史洪水位相比较,当相差过大时,应作分析验证。

$$W_j = \sum_i \Delta t (\bar{Q}_{li} - \bar{Q}_{bi} - \bar{Q}_{xi}) \quad (10.5.2-7)$$

式中: W_j ——积水体积 (m^3);

$\bar{Q}_l$ ——设计流量过程线上时段内的平均来水量 (m^3/s);

$\bar{Q}_b$ ——从实测的积水位与下游地表流量相关图上查得的下游地表流量 (m^3/s);

$\bar{Q}_x$ ——从积水位与消水能力相关图上查得的消水量 (m^3/s)。

条文说明

岩溶水文分析通常先确定无岩溶影响的基准洪水,再分析地表地下径流分配、消水能力和外来水量,最后通过水量平衡确定控制断面的流量和积水位。

10.5.3 桥孔布设应根据溶洞、溶槽、漏斗和暗河的分布、发育情况确定,墩台位置宜避开岩溶点,严重岩溶地区应绕避;坡立谷、大型溶蚀洼地以及封闭洼地宜设桥;桥孔长度、桥面设计高程应符合本规范第 6 章的规定。

条文说明

岩溶发育可能改变地表、地下汇流条件,并对墩台布设产生不利影响。坡立谷和封闭洼地排水不畅,采用桥梁跨越可减少天然排水通道的阻断。

10.5.4 岩溶地区桥梁墩台冲刷计算及基础埋深应符合本规范第 7 章的规定。

10.6 倒灌河段

10.6.1 公路工程位于大河可能对支流、河沟或者排水出口产生顶托和倒灌的河段时,应查明外水涨退过程、倒灌范围及其对公路工程的影响。水文调查应包括下列内容:

1 收集无倒灌影响河段和受影响控制断面的历年水位、流量、流速、流向及同步过程,调查历年最高倒灌水位、范围、持续时间、河床比降、倒灌洪水涨落率及河段冲淤变化等

资料。

2 收集倒灌区域、汇合口和受影响蓄水区地形资料, 根据任务需要建立水位—面积或者水位—容积关系, 并调查堤防、闸、泵站、水库和排水出口的控制条件及实际运行情况。

条文说明

倒灌河段属于受干支流涨退水共同控制的非恒定流。调查除常规河流水文资料外, 还需要掌握大河倒灌水位、历时、汇合口条件以及堤闸泵运行情况。

10.6.2 水文计算应查明倒灌水流来源和通道, 分析下列水流条件以及堤、闸、泵运行对倒灌和退水过程的影响:

1 大河水流对工程控制断面无倒灌影响时, 设计流量、水位及过程可按本规范第 5 章规定的方法计算。

2 桥位河流处在常水位, 大河出现设计频率的洪水, 受倒灌影响的桥下流量可按下式估算, 桥下水位可取汇合口处大河的相应水位:

$$Q_g = \Omega \frac{\Delta H_g}{\Delta T} - Q_0 \quad (10.6.2-1)$$

式中: Q_g ——受倒灌影响的桥下流量 (m^3/s);

Q_0 ——桥位河流常水位时的流量 (m^3/s);

Ω ——桥位上游蓄水面积 (m^2), 可从大比例尺地形图上量取;

$\Delta H_g/\Delta T$ ——桥位河流受大河倒灌的涨水强度, 即蓄水上涨率 (m/s), 可利用大河观测站的水位资料, 以较高水位时的上涨速度代替。

3 受大河设计频率洪水倒灌影响但开始退水, 桥位河流出现设计频率洪水时的桥下流量, 可按下列公式估算; 桥下水位应根据汇合口处大河设计洪水频率的水位, 由推算回水曲线确定。推算的桥下水位高出与设计洪水频率相近的历史倒灌水位过多时, 应适当调整汇合口处大河倒灌水位及退水过程线, 重新计算桥下流量, 推算桥下回水位, 直到与历史倒灌水位相接近。

$$Q_q = Q'_p + \Omega \frac{\Delta H_t}{\Delta T} \quad (10.6.2-2)$$

$$Q'_p = Q_p \frac{W_p}{W_p - W_a} \quad (10.6.2-3)$$

$$W_a = W_j - W_0 - W_1 \quad (10.6.2-4)$$

式中: Q_q ——桥下流量 (m^3/s);

Q_p ——桥位河流无倒灌影响时的设计流量 (m^3/s);

Q_p' ——增陡流量 (m^3/s); 桥位上游两岸地形较陡的非宽滩河流, 其蓄水体积有限

时, 可取 $Q_p' = Q_p$;

$\Delta H_t/\Delta T$ ——桥位上游蓄水下降率 (m/s), 可利用大河洪水位退水过程线确定;

W_p ——桥位河流设计洪水体积 (m^3), 可根据无倒灌时的设计流量过程线求得;

W_0 ——桥位上游河床预先蓄水体积 (m^3);

W_a ——桥位上游蓄水体积 (m^3), 可根据大河在设计频率洪水时的桥下倒灌水位, 从地形图上求得;

W_j ——桥位至上游河槽常水位等于倒灌水位的区段内, 河槽常水位以下的蓄水体积 (m^3);

W_I ——桥位至上游无倒灌影响时的设计洪水位等于倒灌水位的区段内, 设计洪水位以上的蓄水体积 (m^3)。

条文说明

大河与支流涨退水的遭遇关系决定桥位可能出现正向流、倒向流或者快速退水。不同水流条件采用的流量、水位和冲刷分析方法不同。

10.6.3 桥孔设计应符合下列规定:

1 应根据本规范第 10.6.2 条第 3 款规定的水流条件计算桥下流量, 并按本规范第 6 章的规定确定桥孔长度。

2 桥面设计高程应按本规范第 6.6 节的规定确定。控制桥面高程的设计水位, 应根据本规范第 10.6.2 条第 3 款规定的水流条件推算桥下回水位。

10.6.4 墩台冲刷及基础埋深计算应符合下列规定:

1 应根据本规范第 10.6.2 条规定的三种水流条件, 分别按本规范第 7 章的规定计算墩台冲刷深度, 取不利的计算结果作为基础埋深依据。

2 对本规范第 10.6.2 条第 2 款规定的水流条件, 一般冲刷应按清水冲刷条件计算。

3 基础埋深应符合本规范第 7 章的规定, 并应考虑大河河床自然演变冲刷对桥下河床下切的影响。

条文说明

往复流和快速退水条件下的冲刷与一般单向恒定流不同。采用清水冲刷方法需要有相应水沙条件或者工程资料支持。

10.7 潮汐河段

10.7.1 公路工程位于受潮汐影响的河段时，应查明潮位界、潮流界以及潮汐对控制断面水位、流速、流向、河床和排水出口的影响。水文调查与勘测应包括下列内容：

- 1 调查桥位河段潮汐现象的特点及水流受潮汐影响的程度。
- 2 调查受影响河段历史最高潮洪水位及相应潮差，收集历年实测潮洪水位及潮位过程线、流量、潮流速、流向及过程线、风暴潮、观测断面等资料，并核对潮位基准、资料同步性、完整性和测站相关性。无实测水位、流量等资料时，应根据分析要求开展针对性观测；观测期限应满足资料代表性和分析精度要求。
- 3 收集受影响河段历年河道地形图、航道图以及工程附近历年河道断面图。无相应资料时，应按本规范第4章和现行有关勘测标准开展测绘，并调查历年河道变迁及冲淤情况。
- 4 收集上、下游水工建筑物的设计、现状和实际运行条件，区分现状河段、依法确定的航道和整治规划及待实施工程。
- 5 有封冻及流冰情况时，应调查收集冰块尺寸，冰层双向移动和上、下浮动资料。
- 6 受风浪影响时，应调查碎浪高度及风浪侵袭边界。

条文说明

潮汐河段从河口向上可分为潮流段、潮汐段和潮区段。潮位界、潮流界随径流、河床和工程运行变化，需根据工程时期和测站资料确定。

10.7.2 水文计算应按下列规定进行，并应分析洪水、潮汐和风暴增水的相关性、遭遇关系和峰现时差，不应将各自同频极值无依据直接叠加：

- 1 桥位位于潮汐河段的上游区段时，其设计流量、设计流速可按一般无潮汐影响河段的办法计算，设计水位应考虑汛期不利频率组合的潮汐顶托影响。
- 2 桥位位于潮汐河段的下游区段时，应选择典型潮型，确定设计潮水位过程线，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，采用非恒定流的方法，计算桥位处的各设计值。

3 桥位位于潮汐河段的中游区段时,应按洪水与潮水可能相遇的不利组合的设计频率,计算桥位处的各设计值。

4 具有不少于 20 年实测流量、水位资料时,可根据本规范第 5 章规定的频率分析方法推求设计水位、设计流量和过程线;资料系列不足时,应结合历史调查和邻近测站资料评价其代表性。

5 计算断面具有不少于 5 年同步观测资料,邻近测站具有不少于 20 年资料,且两地潮汐性质、河流径流影响、增减水影响和基准关系具有可比性时,可采用同步相关方法推算设计水位:

$$X_{sy} = A_{Ny} + \frac{R_y}{R_x}(X_{sx} - A_{Nx}) \quad (10.7.2-1)$$

式中: X_{sy} ——计算断面处设计水位 (m);

X_{sx} ——邻近测站的设计水位 (m);

A_{Ny} ——分别为计算断面及附近测站的年平均海平面高 (m);

R_y ——分别为计算断面及附近测站同期各年最高(低)潮位平均值与平均海平面的差值 (m)。

6 不具备以上第 4、5 款条件时,应开展不少于 1 年的连续观测,并核查测站、基准、时期及适用范围;设计高、低潮位可按下列公式和表 10.7.2 推算:

$$H_s = H'_s \pm K_k \quad (10.7.2-2)$$

$$H'_s = A_N \pm (0.6r + K') \quad (10.7.2-3)$$

式中: H_s ——设计高(低)潮位值 (m);

H'_s ——按短期观测资料推求的高潮累积频率 10%或低潮累积频率 90%的潮位值 (m);

K_k ——常数,可采用表 10.7.2 中潮汐性质、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 ——年平均海平面高 (m),可由短期观测资料经月份订正后求得;

r ——短期观测资料中的平均潮差(北方港口不应用冬季潮差) (m);

K' ——常数,可采用 0.4m。

表 10.7.2 K_k 值 (m)

所在地区	所在地区	水位	水位	所在地区	所在地区	水位	水位
海域	站位	极端高水位	极端低水位	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	东海	西泽	1.2	1.1
黄海、渤海	大连	1.0	1.6	海门(浙江)	1.4	0.8	
黄海、渤海	鲅鱼圈*	1.0	1.3	大陈*	0.9	1.0	
黄海、渤海	营口	1.1	1.5	坎门	1.6	0.9	
黄海、渤海	葫芦岛	1.0	1.5	龙湾(福建)	1.4	0.9	
黄海、渤海	秦皇岛	1.0	1.6	沙埕*	1.1	1.3	
黄海、渤海	塘沽	1.6	1.8	三沙*	1.1	1.3	
黄海、渤海	龙口	1.6	1.5	梅花*	1.0	1.1	
黄海、渤海	烟台	1.1	1.2	马尾	1.4	1.0	
黄海、渤海	乳山口	0.9	1.3	平潭*	1.3	1.0	
黄海、渤海	威海	1.1	1.1	崇武	1.3	1.0	
黄海、渤海	青岛	1.2	1.3	厦门	1.5	1.0	
黄海、渤海	石臼所	1.2	1.2	东山	1.0	0.9	
黄海、渤海	连云港	1.5	1.2	南海	汕头	2.3	0.7
黄海、渤海	燕尾	1.1	1.2	汕尾	1.3	0.7	
东海	吴淞	1.6	1.0	赤湾	1.1	1.0	
东海	高桥*	1.4	1.0	泗盛圈*	1.1	0.7	
东海	中浚	1.3	1.0	黄埔	1.0	0.7	
东海	大戴山	1.0	1.1	横门*	1.3	0.6	
东海	绿华山	1.0	0.9	灯笼山	1.2	0.6	
东海	金山嘴*	1.2	1.4	大万山*	0.9	0.7	
东海	滩浒*	1.5	1.4	黄冲*	1.3	1.0	
东海	镇海	1.5	0.9	黄金*	1.2	0.8	
东海	长涂*	1.1	1.0	三灶*	1.1	0.8	
东海	沈家门*	0.8	1.0	闸坡*	1.2	0.8	
东海	湛江	2.4	0.9	八所	0.9	0.8	
东海	硃洲*	1.3	0.9	湘洲*	1.0	1.1	
东海	秀英	1.8	0.7	石头埠*	1.1	1.4	
东海	清洪*	1.2	0.6	北海	1.1	0.9	
东海	榆林*	0.9	0.6	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_k 值重现期为 50 年。

条文说明

潮汐河段设计水位和流量受径流、天文潮、风暴增水及峰现时差共同影响。长期测站资料用于频率分析，短期同步资料用于相关推算；资料期限应与潮汐性质、基准一致性和代表性共同判断。

10.7.3 桥孔设计应符合下列规定：

- 1 位于潮汐河段的上游区段，可按天然状态下的桥孔设计方法确定桥孔长度。
- 2 位于潮汐河段的中、下游区段，应根据往复流、潮洪组合、河床演变和低潮水面宽

度确定桥孔。采用 1.05~1.15 增大系数时, 应有地区资料或者工程样本依据。

3 位于挡潮闸附近或围垦影响区段的桥孔设计, 应考虑建闸或围垦前后历年河道及水文情况的变化, 特别是关闸时水位局部突然壅高或降低及围垦后对水位变化的影响。

4 有封冻及流冰时, 应考虑水流往复流动的作用, 桥孔布设不应阻碍冰块의排泄。有大型冰块浮动时, 桥墩应设置抗冰压或破冰措施。

5 桥下净空及桥面设计高程应符合本规范第 6.6 节的规定, 并应考虑海水碎浪高度对桥梁结构溅蚀的影响。

条文说明

潮汐河段桥孔经验方法来源于既有工程统计, 适用性受潮差、径流、河床和往复流条件影响。采用增大系数时需要地区资料或者工程样本支持。

10.7.4 潮汐河段桥梁冲刷应采用第 7 章规定的方法, 并结合潮流往复、水沙条件和不利水文组合确定冲刷后床面。水文、水力条件复杂且常规方法适用性不足时, 可采用经实测资料率定和验证的模型作补充分析。

条文说明

潮流冲刷达到平衡所需时间通常长于单向流, 最大冲刷深度还受涨落潮最大流速和历时控制。计算结果需结合河床演变调查和实测资料判断。

10.8 海湾地区

10.8.1 公路工程位于海湾或者开放海岸时, 应查明潮位、风暴潮、波浪、海流、海床和岸线变化及其对公路工程的影响; 以潮汐向河道传播和河潮相互作用为主时, 尚应符合本规范第 10.7 节的规定。水文调查与勘测应包括下列内容:

1 调查受影响区域海流现象的特点, 包括流型、流速、流向、流量、潮位、风速、风向、余流、悬沙等, 并明确测量基准和资料代表范围。

2 调查受影响区域历史最高潮水位、最低潮水位、平均高潮位、平均低潮位及相应潮差, 收集历年实测潮洪水位、流量、潮流速、风暴潮、观测断面等资料, 并核对基准关系、同步性和测站代表性。无实测水位、流量等资料时, 应根据成果需求开展针对性观测; 观测期限应满足资料代表性和分析精度要求。

3 根据相关专业成果需求,调查海水重度、盐度及化学组成;材料耐久性和腐蚀防护由有关专业验证。

4 调查桥位区域历史海冰情况,包括海冰形成时间、厚度、抗压强度及范围,流冰时的冰块尺寸,冰层双向移动和上、下浮动资料。

5 调查海水碎浪高度及风浪的侵袭高度。计算设计波浪时应收集每年实测的最大大波平均波高 H_m 、波长、周期、波向、测波浮筒处的水深、海图。

6 收集受影响区域历年水下地形图、岸线、航道图和航道标准。无水下地形图时,应按本规范第4章和现行有关勘测标准开展测绘,并调查历年海床、岸线变迁及冲淤情况。

7 收集工程附近水工建筑物、围填海、防护工程、航道疏浚和整治工程的设计、现状、实际运行及规划资料。

条文说明

海湾地区调查内容主要来源于近海跨海工程实践,适用于海湾和开放海岸;外海或者深海工程的海洋水文条件更复杂,通常需要专项研究。

10.8.2 设计水位应统一潮位基准,核查测站相关性和资料代表性,并可按下列规定分析:

1 海湾地区桥梁设计水位宜采用重现期为300年一遇的高潮位。

2 推算潮位时,应根据收集的附近测站历年的最高潮位值与各基准面间的相对高差值,不同重现期的高潮位值可采用耿贝尔方法即第I型极值分布律推算。

3 设计潮水位频率统计应有完整的一年或多年实测潮位资料。新建桥位潮位实测资料不足一整年时,可与附近有一年以上验潮资料的港口或验潮站进行同步相关分析,采用短期同步差比法求得设计潮位值,并应继续观测,对计算值进行校正。

条文说明

既有跨海桥采用过100年或者300年一遇高潮位。高潮位频率对设计水位的影响还与工程重要性、潮位资料和地点特性有关,采用值应与第3章和第6章规定的设防要求协调。

10.8.3 设计波浪应结合潮位、风暴潮、河洪和海流的峰现时差及有依据的组合条件分析,不应将各自同频极值无依据直接叠加,并可按下列规定确定:

1 桥梁设计波浪重现期可采用100年,并应与第3章和第6章的设防要求协调;其他工程对象应按相应章节确定。实测波高大于规定重现期的同一波列累积频率波高时,可按

实测波高复核；推算波高大于浅水极限波高时，可采用极限波高。

2 桥位或其附近有较长期的波浪实测资料时，可采用分方向的某一累积频率波高的年最大值系列进行频率分析，确定不同重现期的设计波高。

3 波高的频率曲线可采用皮尔逊Ⅲ型或极值Ⅰ型分布曲线，也可选配其他理论频率曲线确定不同重现期的设计波浪。

4 桥位或其附近有完整一年或几年的短期波浪实测资料，且具有实测大波资料时，设计波浪可用全部观测次数不分方向的某一累积频率的波高，并与其他方法计算的结果相互比较分析后确定。

5 桥位及其附近均无测波资料时，对海湾和河口区域，设计波浪要素宜采用风速推算波浪的方法；对开敞式海岸区域，宜采用外海波浪资料，通过浅水变形计算确定。

条文说明

设计波浪包括重现期和波列累积频率两个尺度。波浪进入浅水区后可能破碎，计算波高超过浅水极限波高时采用极限波高；波浪资料应包含能够代表台风或者寒潮大风的大浪过程。

10.8.4 桥孔设计除应符合本规范第6章的规定外，尚应符合现行有关桥梁通航标准的规定。桥下不通航的桥梁，其桥面设计高程不应低于设计频率高潮位、设计波浪高、0.5m安全值和桥梁上部结构建筑高度之和；桥下通航的桥梁，其桥面设计高程不应低于设计最高通航水位、通航净空高度和桥梁上部结构建筑高度之和。

10.8.5 桥位海床自然演变冲刷应根据实测地形图分析近年来桥位附近海域的海床冲淤变化。一般冲刷和局部冲刷应同时考虑洪水与潮流共同作用、波浪与潮流共同作用的冲刷，并取不利值。水文、水力条件复杂时，可通过水工模型试验确定。

条文说明

波浪和潮流共同作用会改变桥墩周边冲刷过程和最大冲刷深度。水工模型试验可用于分析复杂水文、水力条件下的冲刷。

10.9 戈壁及干旱地区

10.9.1 戈壁及干旱地区水文勘测设计应收集当地水文、气象、水利工程和历史洪水资料，

调查地形地貌、下垫面、洪水痕迹、沟槽及侵蚀输沙情况，查明暴雨特征、产汇流条件、洪水过程和河槽稳定性。

条文说明

戈壁及干旱地区降水稀少、蒸发和下渗强，但短历时暴雨仍可形成突发洪水。地表物质组成、板结程度和沟槽发育情况对产流、汇流及洪水过程具有明显影响。

10.9.2 戈壁、荒漠等干旱地区确定汇水范围时，应分析封闭洼地、盆地及分散沟槽的蓄滞、溢流、漫散和连通条件。仅当相应面积在设计洪水条件下不向有关工程控制断面汇流时，方可从有效汇水面积中扣除。

条文说明

封闭洼地和分散沟槽是否参与汇流，取决于其蓄滞能力、溢流条件及与下游沟槽的连通情况。仅根据地形封闭形态扣除汇水面积，可能低估设计流量。

10.9.3 戈壁及干旱地区设计流量应根据地表物质组成、植被覆盖、下渗和产流条件分析确定。采用土壤损失等级或者有关修正系数时，应有当地资料依据。侵蚀、输沙影响洪水演进或者流量分配时，尚应分析其影响。

条文说明

土壤下渗和侵蚀受颗粒组成、密实程度、前期含水量、地表板结及盐碱层等因素影响。仅按表层土类采用统一的土壤损失等级或者修正系数，难以反映不同地区的实际产流条件。

10.9.4 径流分散且流路不固定时，应先确定有关区域的总设计流量，再根据沟槽、洪水痕迹、漫流路径和工程布置确定各控制断面的流量分配。公路建设可能改变原有汇流路径时，尚应分析各控制断面流量分配的变化。

条文说明

平坦戈壁和荒漠地区分水岭可能不清晰，洪水可在多个沟槽和漫流路径之间分配。路基、桥涵和排水设施也可能截断或者集中原有水流，因此需要先确定总设计流量，再分析各工程控制断面的流量分配。

10.10 山前漫流地区

10.10.1 山前漫流地区水文勘测设计应调查出山口、洪积扇、主次沟槽、历史股流、漫流范围及其迁移,分析洪水漫散、分流、水流受阻、输沙和冲淤特征。总设计流量及其在各控制断面的分配,应结合计算分析、现场调查和既有工程资料综合确定。

条文说明

洪水出山口后,受洪积扇地形、沟槽摆动、股流迁移和泥沙淤积影响,水流可能在较大范围内漫散并重新分配。仅根据现状单一沟槽确定流量,可能不能反映设计洪水条件下的流量分配。

10.10.2 山前漫流地区确定单座桥梁或者小桥涵的设计流量时,应分析河槽摆动、股流集中、相邻桥涵分流和公路阻水引起的流量重新分配。采用流量增大系数时,应有本地区实测资料、历史洪水调查资料或者经当地洪水验证的计算模型依据。

条文说明

单个沟槽的分配流量随河槽摆动、股流集中程度和桥涵群布置而变化,流量增大系数具有明显的地区性,不同漫流区难以采用统一取值。

10.10.3 山前漫流地区桥涵设计流量应考虑洪水出山口后的漫散、分流、淤积和洪峰塌缓。采用洪峰塌缓系数时,应有实测资料或者经当地洪水验证的计算模型依据。

条文说明

洪水出山口后受漫散、河槽调蓄、地表阻力和渗漏影响,洪峰可能逐渐塌缓。塌缓程度与传播距离、地面比降、糙率、漫流宽度和洪峰大小等有关。

10.10.4 山前漫流洪水夹带泥沙、块石或者漂浮物时,应分析其对桥涵过流、堵塞、冲刷和磨蚀的影响。

条文说明

泥沙和块石可能占据过水断面,并在桥墩、涵洞进出口或者沟槽收缩部位发生淤积和冲刷;块石和漂浮物还可能造成局部堵塞、碰撞和磨蚀。

10.10.5 山前漫流区采用下挖沟槽方式布设桥梁或者小桥涵时,应分析其对股流集中和冲淤的影响;可能引起股流集中或者加剧冲刷、淤积时,不得采用。桥下净空应根据设

计水位、壅水、局部水位抬高、河槽摆动、泥沙和块石通过及可能淤积的影响确定；小桥涵进出口高程和过流断面应考虑泥沙、块石和淤积的影响。

条文说明

下挖沟槽可能改变原有漫流路径，使分散水流向局部集中，并加剧沟槽冲刷或者桥涵上下游淤积。山前漫流区桥涵的控制高程和过流空间还受到河槽摆动、泥沙块石输移及长期淤积的影响。

10.10.6 山前漫流区设置导流工程时，应根据漫流路径、桥涵布置及上下游壅水和冲淤条件确定其位置、型式和防护范围。采用封闭式导流堤时，应分析其对流量分配、壅水和冲淤的影响。

条文说明

导流工程可将分散水流集中导向桥涵，同时也可能改变原有流量分配，将壅水、冲刷或者淤积影响转移至上下游或者相邻工程。封闭式导流堤的适用性与漫流范围、桥涵布置和上下游地形条件有关。

11 隧道水文勘测设计

11.1 一般规定

11.1.1 本章适用于公路山岭隧道、水下隧道新建及改扩建工程的地表水文勘测设计,包括钻爆法、盾构法、沉管法和堰筑法隧道。

11.1.2 隧道水文勘测设计应以地表水文数据为基础,确定降雨、地表径流、洪水、潮汐及河势演变与冲淤等对隧道建设与运营的影响。

条文说明

本条所列水文要素涵盖山岭隧道和水下隧道的共同需求与各自特点。降雨、地表径流和洪水是各类隧道均需查明的基本水文要素,对山岭隧道而言侧重于汇水条件、入渗补给和洞口防洪,对水下隧道而言侧重于水位变化、流速条件和洪水对河床演变的影响。潮汐主要针对受潮汐影响的海域及感潮河段水下隧道,是确定设计水位和波浪荷载的重要依据;河势演变与冲淤是各类水下隧道(含内河及海域)均需重点查明的内容,是确定隧道覆土厚度、抗浮安全和冲刷防护的关键因素。

11.1.3 隧道水文勘测设计应分阶段进行,各阶段工作深度应与公路工程基本建设程序相适应,并满足相应设计阶段的技术要求。

11.1.4 隧道水文勘测设计应与地质勘察相协调。当地表水、降水或潮汐等对地下水产生影响时,应综合分析其对隧道设计的影响。

条文说明

隧道水文勘测设计的核心对象是地表水文要素。当地表水通过入渗补给地下水时,可能改变隧道围岩的渗流场和地下水压力,进而影响隧道结构设计和防排水系统。因此,本章规定了地表水与地下水交互作用的分析要求,但不延伸至水文地质勘察内容,后者应按

《公路工程地质勘察规范》（JTG C20）执行。

11.1.5 隧道水文勘测设计应遵循下列原则：

- 1 隧道选址应避开洪水、泥石流、严重冲刷等水文条件复杂或高风险区域；当无法避开时，应采取专项防护措施。
- 2 隧道水文设计应采用“设计+校核”两水准设防，满足全生命周期安全要求。
- 3 不同隧道工法应根据其水文敏感性实行差异化管控。

11.1.6 隧道水文勘测设计应建立“风险识别→设计落实→运营验证”的校核闭环。选址阶段应按附录 G 判定是否需采用校核水准；设计阶段应将校核性能要求纳入水文关联设计；监控阶段应以校核验证采用的边界条件作为监测控制条件，当实际水文条件超出时，应重新进行校核性能验证。

条文说明

本条明确了隧道两水准设防在各阶段的衔接关系。附录 G 提供了校核水准的判定条件，11.7 节规定了校核性能验证的具体方法和指标，11.5 节和 11.6 节分别承担校核要求的设计落实和运营验证。

11.1.7 隧道水文风险识别除应符合本规范第 3.2 节的规定外，重点按下列三类情形分别识别：

- 1 外部水体进入隧道的风险。包括外部洪水、山洪或坡面集中来水经洞口、竖井、疏散出口及其他外部开口进入隧道，并沿洞内低点或纵向通道传播；泥石流、块石、泥沙或漂浮物经明确路径到达上述外部开口或排水节点，形成堵塞、冲击或改变来水路径。
- 2 外部边界条件改变的风险。包括河床、海床、岸线或岸坡变化导致水下隧道采用的床面高程、覆土厚度或外水边界条件发生不利改变。
- 3 排水系统失效的风险。包括外部高水位、排水出口尾水、顶托或倒灌影响隧道集排水；隧道与道路、小桥涵、场地或区域排水设施存在共同来水、共用出口、串联排水或水量转移关系，局部失效改变其他对象的进水或排水条件。

条文说明

本条按风险作用路径分类，将隧道水文风险归纳为“外来水体进入”“外部边界改

变”“排水系统失效”三类。三者分别对应防水、抗浮与覆土保持、排水三个核心因素。各类情形按实际作用路径识别，互不交叉。风险识别结论用于指导选址避让、工程措施设计和校核判定，识别结果本身不直接触发校核，是否采用校核水准应按本规范第 3.3 节及附录 G 的规定执行。

11.2 水文调查与勘测

11.2.1 隧道水文调查与勘测应收集下列基础资料：

- 1 隧道所在区域的气象资料，包括降水、气温、蒸发等；
- 2 隧道所在流域的水文资料，包括径流、洪水、水位、流速、泥沙等；
- 3 隧道涉及的地表水体特征资料，包括江河、湖泊、海域的水文情势、潮汐变化等；
- 4 隧道沿线水利工程设施的分布、规模、标准及运用情况；
- 5 历史洪水、水毁灾害的调查资料。

11.2.2 山岭隧道水文调查与勘测应包括下列内容：

- 1 调查隧道洞顶及洞口周边汇水范围，标注冲沟、洼地、植被分布等汇水条件；
- 2 调查地表水入渗条件，包括表层土渗透性、岩层裸露区裂隙发育程度等；
- 3 通过降水入渗试验或地区经验，确定地表水对地下水的补给系数；
- 4 采用历史洪水痕迹调查、水力学计算或遥感反演等方法，确定洞口设计洪水位；
- 5 测绘洞口周边地形，标注可能引发径流倒灌的低洼区域；
- 6 调查隧道穿越地段的地表水体分布及其与隧道的关系。

条文说明

山岭隧道的水文安全问题主要来自两个方面：一是洞口及洞顶的地表径流直接威胁洞口安全；二是地表水通过入渗补给地下水，可能导致隧道涌水量增加或衬砌水压力升高。本条文要求调查汇水范围、入渗条件和补给系数，为后续分析计算和设计提供依据。

11.2.3 水下隧道水文调查与勘测应包括下列内容：

- 1 收集不少于 50 年河道（海域）变迁图、卫星遥感影像及水文站观测数据；
- 2 识别河道裁弯、沙洲迁移、岸线侵蚀等河势演变趋势；
- 3 调查河床（海床）地质组成、泥沙中值粒径及河床质系数；

- 4 调查河流（海域）的洪水特性、潮汐特征、波浪参数及风暴潮影响；
- 5 调查河流的泥沙运动规律及河床冲淤历史；
- 6 调查施工水域的流速、流向、水深等通航水文条件。

条文说明

水下隧道的水文安全问题与河势演变和冲淤密切相关。河势演变可能导致隧道轴线处的河床高程发生变化，进而影响隧道的合理覆土厚度和抗浮安全。本条文要求收集河道变迁资料，以识别长期演变趋势。

11.2.4 水下隧道各工法专项水文调查应符合下列规定：

- 1 钻爆法隧道应重点调查岩层透水性及地表水入渗路径；
- 2 盾构法隧道应重点测定地层渗透系数梯度及承压水头分布；
- 3 沉管法隧道应重点勘测基槽回淤速率、浮运航道水流条件及波浪条件；
- 4 堰筑法隧道应重点分析围堰区洪水频率、水位变幅及溃堰风险。

11.3 水文分析与计算

11.3.1 隧道设计水位应按下列规定取值：

- 1 山岭隧道设计洪水频率应按本规范表 3.3.1 的规定执行。
- 2 水下隧道封闭式衬砌结构外水压力，设计水准应采用频率为 1/100 的水位，校核水准应采用频率为 1/300 的水位；有潮汐或风暴潮影响时，应叠加相应增水值。
- 3 水下隧道抗浮稳定验算，应以频率为 1/100 的枯水位确定浮力作用。

11.3.2 隧道水文分析应考虑地表水对地下水的补给影响。当隧道穿越区域存在降水入渗补给条件时，应估算地表水补给量，并评估其对隧道地下水位及防排水系统的影响。当补给条件可能导致地下水位高于隧道底板时，应采取相应的防排水措施。

条文说明

地表水对地下水的补给量与降水入渗系数、降水量及汇水面积有关。其中降水入渗系数应根据工程地质勘察成果确定，设计年降水量采用隧道所在地区的多年平均降水量，汇水面积根据隧道洞顶地形分水岭实测确定。

11.3.3 洞口截排水设施的设计流量应按本规范第 5.3 节规定的推理公式法计算。截水沟断面尺寸应根据设计流量计算确定,沟底纵坡不宜小于 3‰。

条文说明

洞口截排水设施的设计流量计算,其基本原理与第 5.3 节小流域设计洪水流量的推理公式法相同,均采用暴雨强度、径流系数与汇水面积的乘积关系。二者的差异主要体现在径流系数的选取和汇水范围的划定方法上,应根据隧道洞口所在位置的地形地貌特征合理确定。计算参数的取值应符合第 5.3 节的有关规定。

11.3.4 水下隧道河势演变与冲淤分析应符合下列规定:

1 河床自然演变冲刷的估算方法应按本规范第 7.2 节的规定执行。隧道采用的分析断面应根据隧道轴线走向、河床形态及河势演变趋势确定。

2 冲淤分析应根据历史河道变迁资料、水文观测数据及河床地形测量成果,预测 100 年及 300 年设计使用年限内的河床冲淤深度及河道摆动范围。

3 冲淤分析可采用经验公式估算、物理模型试验或数学模型模拟等方法。采用数学模型时,应选用经实践验证的模型软件,并应进行参数率定和模型验证。

4 冲淤分析成果应提出河床冲淤深度、冲淤速率、冲淤演变趋势及河床稳定性评价等定量结论。

条文说明

水下隧道河床冲淤分析中的自然演变冲刷计算方法与桥梁墩台冲刷中的河床自然演变冲刷(第 7.2 节)采用相同的技术方法。二者的差异在于:桥梁冲刷分析以墩台处局部冲刷深度为控制指标,隧道冲刷分析则以隧道轴线范围内河床整体下切和平面摆动的包络值为控制指标,用于确定合理覆土厚度和抗浮安全。隧道分析断面的选取应根据隧道与河床相对位置综合确定,应选取可能控制隧道覆土厚度的最不利断面。

11.3.5 水下隧道各工法水文分析计算应符合下列规定:

1 钻爆法隧道应计算与地表水补给相关联的掌子面涌水量,作为施工排水和预注浆设计的依据;

2 盾构法隧道应计算设计水位工况下的盾尾密封压力及管片接缝防水能力;

3 沉管法隧道应评估基槽回淤厚度对沉管安装精度和基底承载力的影响,并分析浮运

期的流速、波高等水文条件，确定浮运作业窗口；

4 堰筑法隧道应分析围堰顶高程与设计洪水位的关系，验算围堰渗透稳定性。

条文说明

各工法对水文条件的敏感点不同，本条分别作出了规定。钻爆法隧道以涌水风险为核心，盾构法隧道以高水压防水为核心，沉管法隧道以基槽稳定和浮运条件为核心，堰筑法隧道以围堰防洪和渗流稳定为核心。

11.3.6 隧道水文分析计算应考虑气候变化对降水频率和强度的影响，可采用敏感性分析、情景分析等方法，评估设计洪水的不确定性。

条文说明

气候变化对水文极值的影响具有长期性和不确定性，本条参照《公路工程结构可靠性设计统一标准》（JTG 2120）的原则，要求在隧道水文分析中考虑这一因素。

11.4 隧址与隧位选择

11.4.1 山岭隧道隧址选择应符合下列规定：

- 1 应避开大型冲沟、泥石流堆积扇、汇水洼地等水文条件复杂区域。
- 2 应结合本规范第 3.2 节的规定进行水文风险识别，避开经识别存在显著地表水入渗补给条件的区域。
- 3 应选择地表径流分散、天然排水条件良好的地段。
- 4 当无法完全避开不利水文条件时，应进行专项水文评估，并按本规范附录 G 判定是否需采用校核水准。需采用校核水准时，应按本规范第 11.7 节进行校核性能验证。

11.4.2 水下隧道隧位选择应符合下列规定：

- 1 应根据河势演变与冲淤分析成果，选择河势稳定、冲淤幅度满足隧道安全埋深要求的河段。
- 2 应选择河床平顺、水流平缓、岸坡稳定的地段，避开河道弯道顶冲段、主航道摆动区及河床剧烈变化区。
- 3 沉管隧道和堰筑隧道宜避开主航道及水流湍急区域。
- 4 盾构隧道宜避开高渗透性砂层与承压水头突变区。

5 当受路线总体走向限制无法完全满足本条第 1 款要求时, 应进行专项水文评估, 并按本规范附录 G 的规定判定是否需采用校核水准。采用校核水准的, 应按第 11.7 节验证冲刷后的覆土厚度与结构安全。

11.4.3 水下隧道覆土厚度应根据本规范第 11.3.4 条的河势演变与冲淤分析成果, 结合施工期冲刷深度和抗浮稳定性要求综合确定。经校核不满足抗浮或覆土要求时, 应按第 11.7 节的规定进行校核性能验证。

条文说明

水下隧道覆土厚度过薄可能导致施工期河床冲刷揭顶、运营期抗浮不足等问题。本条要求从水文角度确定最小覆土厚度, 综合取值参照《公路水下隧道设计规范》的相关规定经计算确定。

11.5 水文关联设计

11.5.1 山岭隧道洞口防洪设计应符合下列规定:

- 1 洞口仰坡顶应设置环形截水天沟, 截水天沟距洞口仰坡顶的距离不宜小于 5m。
- 2 截水天沟断面尺寸应按本规范第 11.3.3 条的规定计算确定, 并应设置消能设施。
- 3 截水沟出口应接入自然水系或排水系统, 出口距洞口不宜小于 20m。
- 4 洞口应设置挡水坎, 高度不宜小于 0.3m。
- 5 设计洪水位以下的洞口应设置防洪挡墙, 挡墙顶高程不应低于设计洪水位加 0.5m。
- 6 洞口应设置集水井并配备自动抽排设备。

条文说明

1 截水天沟距仰坡顶的距离不宜小于 5m, 是为保证截水沟施工不扰动仰坡稳定, 同时为截水沟至仰坡顶之间预留足够的坡面汇水缓冲距离。

3 截水沟出口距洞口不宜小于 20m, 是为防止排出水流回流至洞口造成二次倒灌, 出口应妥善接入自然水系或永久性排水系统。

11.5.2 隧道洞内排水系统设计应符合下列规定:

1 山岭隧道洞内排水沟设计流量应覆盖地表水补给地下水的最大涌水量, 并按计算值的 1.2 倍确定。

2 水下隧道泵站排水能力应按 100 年一遇外水压力渗漏量加 20%安全裕度设计。

3 隧道排水系统应满足停电工况下不少于 2h 的蓄排平衡要求。

条文说明

1 1.2 倍的裕度系数，是考虑地表水补给量估算中入渗系数、汇水面积等参数存在不确定性而设置的。

3 2h 的蓄排平衡要求，是参照《公路隧道设计规范》（JTG 3370.1）关于隧道排水系统应急能力的规定确定的。

11.5.3 水下隧道冲刷防护设计应符合下列规定：

1 冲刷防护范围应按预测最大冲刷深度向两侧各延伸不小于 20m 确定。

2 防护宽度不应小于隧道外轮廓两侧各 10m。

3 防护层厚度不应小于 2 倍预测冲刷深度。

4 防护措施可选用抛石防护、混凝土沉排、铰链排等形式。抛石块径不宜小于 0.3m，防护层厚度不宜小于 1.5m。

5 冲刷防护设计应满足隧道 100 年设计使用年限的要求，采用校核水准时，应按第 11.7 节验证防护后的河床状态和隧道结构安全。

条文说明

1 向两侧各延伸 20m 的规定，是考虑河床冲刷坑两侧存在边坡失稳扩展范围，防护范围需覆盖冲刷影响的全区域。

3 防护层厚度不应小于 2 倍预测冲刷深度，是借鉴《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60）关于桥墩局部冲刷防护的工程经验，并结合水下隧道对变形控制要求更高的特点确定的。

11.5.4 水下隧道各工法水文关联设计应符合下列规定：

1 盾构法隧道同步注浆压力应按式（11.5.4）确定：

$$P = P_w + P_e + \Delta P \quad (11.5.4)$$

式中：

P ——同步注浆压力（MPa）；

P_w ——水土压力（MPa）；

P_e ——附加压力，宜取 0.1~0.2MPa；

ΔP ——浆液压力损失 (MPa)。浆液初凝时间不宜大于 6h。

2 沉管法隧道管段接头止水带应能承受 0.8 倍 100 年一遇外水压力, 并结合接缝变形量综合确定止水带型号及构造。

3 堰筑法隧道围堰防渗体渗透系数不应大于 $1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$, 围堰顶高程不应低于设计洪水位加 1.0m。

条文说明

2 沉管隧道止水带设计水压取 0.8 倍 100 年一遇外水压力, 是综合考虑荷载统计特性、材料长期性能衰减、接缝变形适应性及工程经济性的结果。100 年一遇外水压力在 100 年设计使用年限内的实际发生概率约为 63%, 直接采用全值可能导致设计过于保守。0.8 倍取值在国内外多个沉管隧道工程中已有成功实践, 并经足尺模型试验验证可满足渗漏量限值要求。该取值同时符合《沉管法隧道设计规范》(T/CECS 716—2020) 的相关规定。

3 围堰防渗体渗透系数限值 $1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$, 是参照《水利水电工程围堰设计规范》关于土石围堰防渗体的质量要求确定的, 以保证围堰在防洪挡水期间的渗透稳定。

11.5.5 隧道山岭段与水下段过渡区域的水文衔接设计应综合考虑水位变化、波浪爬高、岸坡稳定等因素。

条文说明

过渡区域是山岭隧道与水下隧道的交界地带, 水文条件复杂。该区域可能同时受陆域地表径流和江河水位双重作用, 设计中应统筹考虑两侧水文条件的差异和相互影响。

11.6 水文监控

11.6.1 隧道施工期水文监控应符合下列规定:

1 山岭隧道应监测截水沟排水效率、洞口周边地下水位变化。暴雨期间应加密观测, 每小时记录不少于 1 次。

2 水下钻爆法隧道应实时监测掌子面涌水量, 当涌水量超过设计值时, 应启动预注浆等加固措施。

3 水下盾构法隧道应监控盾尾渗漏量及注浆压力波动, 注浆压力允许偏差不宜大于 $\pm 10\%$ 。

4 水下沉管法隧道浮运期应采用定位系统监测船位, 并同步监测流速、波高等水文条

件，当船位偏差超过 2m 时应暂停浮运作业。

5 水下堰筑法隧道应监测围堰渗透压力，当渗透压力超过设计值的 80% 时，应启动加固措施。

6 施工期水文监控数据应作为动态设计的依据。

条文说明

各工法的监控重点根据其水文风险特征分别确定：钻爆法隧道施工期涌水是主要风险，需实时监测并设置预警阈值；盾构法隧道盾尾密封和同步注浆质量直接关系防水效果，需控制注浆压力偏差；沉管法隧道浮运作业对水文条件极为敏感，船位偏差 2m 是参照《公路沉管隧道设计规范》（JTG/T 3371-01—2022）浮运作业控制标准确定的；堰筑法隧道以围堰渗透稳定为核心风险，渗透压力达到设计值的 80% 时即需预警并采取加固措施，预留安全裕度。

11.6.2 隧道运营期水文监控应符合下列规定：

- 1 应建立隧道水文监控数据库，持续记录水文监测数据。
- 2 山岭隧道应持续监测洞口截水沟淤积量、洞内排水沟流量及周边地下水位变化。
- 3 水下隧道应每年汛期后检测河床冲淤变化，可采用多波束测深等手段进行检测。
- 4 水下隧道应定期检测结构渗漏量，盾构法隧道管片接缝渗漏量不宜大于 2L/min，沉管法隧道接头渗漏量不宜大于 5L/min。
- 5 应监测泵站运行状态及排水系统工作状况。
- 6 当监测数据超出设计阈值时，应启动应急预案并及时采取维护措施。

条文说明

3 每年汛期后检测一次的规定，是针对我国河流汛期冲刷较为剧烈的特点确定的。汛期洪水流量大、流速高，河床冲刷最为显著，汛后检测可获取年最大冲刷深度，用于复核防护设计的有效性。

11.7 校核性能验证

11.7.1 采用校核水准的隧道，其校核性能除应符合本规范第 3.3.8 条的规定外，尚应符合表 11.7.1 的规定。

表 11.7.1 隧道校核性能要求

校核性能等级	隧道性能要求
I 级	可在设计确定的允许部位和范围内发生进水或者局部积水，可发生交通中断、防排水设施严重损伤以及需要构件更换或者局部重建的损伤；不得发生危及人员安全的突发性进水、快速淹没、水流冲击或者非预定纵向水流；不得造成隧道内人员安全疏散和救援基本条件丧失；进水、积水和水量转移影响不得超出设计确定的允许范围，不得造成隧道主体或者相邻工程对象突发性严重破坏。
II 级	除应符合 I 级要求外，可发生局部进水、局部损伤和暂时交通中断；隧道主体及主要防排水设施的损伤应可检查、可修复，不得发生需要隧道整体或者主要区段拆除重建的失效。
III 级	除应符合 II 级要求外，可发生不影响规定最低功能保持或者恢复的局部进水和损伤；应保持规定的最低排水功能；承担关键通道功能时，规定的最低交通、应急救援或者人员疏散功能应保持，或者应能在规定条件下恢复。

11.7.2 隧道校核性能验证应根据表 11.7.1 的规定，验证下列适用状态或者指标：

- 1 外水进入部位、路径、流量及过程；
- 2 隧道内积水范围、深度、上涨速度及纵向传播状态；
- 3 洞口挡水、截排水、集排水及防倒灌设施状态；采用泵排时，尚应验证泵排能力及供电保障条件；
- 4 洞口、洞门及受外水影响的隧道主体部位状态，以及邻近河床、海床和岸坡的冲刷、淘刷及稳定状态；
- 5 安全疏散和救援所需通道、空间及其他基本条件；
- 6 规定的最低排水、交通、应急救援或者人员疏散功能的保持状态及其恢复条件。

12 公路沿线设施场地水文勘测设计

12.1 一般规定

12.1.1 本章适用于服务区、停车区、收费站管理服务场区，以及具有独立场地的管理、养护、监控、通信和应急保障等公路永久性设施场地的水文勘测设计。同址合建或者共用汇水区、排水系统的设施场地，应统一确定有关水文条件。

条文说明

本章以具有独立场地的永久性公路沿线设施作为工程对象。收费、管理、养护、监控、通信和应急保障等设施类型较多，仅当其形成需要进行场地水文分析的独立场地时纳入本章。

同址合建或者共用汇水区、排水系统的设施，其地表汇流、流量分配和排水出口相互关联，分别分析可能导致采用的水文边界不一致，因此统一确定有关水文条件。

12.1.2 公路沿线设施场地水文勘测设计应确定外部洪水、场地汇水、积淹、排水出口及受纳对象等水文条件。场地与主线、匝道、桥涵、隧道或者其他场地存在共用汇水区、排水系统或者排水出口时，有关水文条件应协调一致。

条文说明

场地水文问题既可能来自河流、湖泊、山洪等外部水体，也可能由场地及周边降雨汇流、出口顶托或者下游排水受限形成，因此分析范围不宜局限于场地红线内部。排水出口及受纳对象是确定场地排水能力和下游影响的重要边界。

场地与主线、匝道、桥涵、隧道或者其他场地存在共同汇排水关系时，同一汇水范围、流量分配、控制水位及排水出口等条件应相互协调，避免不同工程对象采用相互矛盾的水文边界。本章主要确定相应水文和水力条件；地下水评价、建筑防水、抗浮及机电设备防护等设计按有关专业标准执行。

12.1.3 公路沿线设施场地水文风险识别除应符合本规范第 3.2 节的规定外,尚应重点识别下列情形:

- 1 外部洪水、山洪或者周边地表水经场地边界低点、出入口或者其他开口进入场地;
- 2 场地降雨以及相邻坡面、道路或者其他场地汇流形成集中来水或者快速积淹;
- 3 排水出口受下游高水位顶托、倒灌,或者区域及共用排水系统排水受限;
- 4 场地积淹影响人员活动区、地下或者封闭空间、重要设备区和关键功能区;
- 5 场地汇排水或者泄流改变相邻道路、隧道、桥涵或者其他场地的水流路径和受水条件。

条文说明

公路沿线设施场地具有人员活动集中、硬化面积较大、出入口和场地低点较多,并可能设置地下或封闭空间、重要设备及应急保障设施等特点。风险识别除关注外部洪水外,还应关注短历时场地汇水、出口顶托倒灌以及场地排水向相邻工程转移水量等问题。

本条所列内容用于明确场地水文调查、分析和设计需要重点关注的问题,并不作为是否采用校核水准的直接判据。是否采用校核水准按本规范第 3.3 节和附录 G 的规定确定。

12.2 水文调查与勘测

12.2.1 场地受河流、湖泊、海域、蓄滞洪区、区域排水系统或者水利工程影响时,水文调查除应符合本规范第 4 章的规定外,尚应查明有关防洪标准、规划控制水位、行蓄洪要求、水利工程运行条件及其变化。

条文说明

受江河湖海、蓄滞洪区、区域排水系统或者水利工程控制的场地,其设计水文条件可能由场地以外较大范围的防洪和排水系统决定。调查时应掌握有关规划、控制水位、行蓄洪要求及工程运行条件,不能仅依据场地内部降雨和排水条件确定设计边界。

水利工程运行方式、区域排水能力或者有关规划条件发生变化时,可能改变场地外部水位及排水出口条件,因此应调查设计期可以合理确定的有关变化。

12.2.2 场地水文调查应查明汇水分区、地形低点、地面组成和径流路径,以及相邻道路、边坡或者其他场地的来水条件;尚应查明截排水、调蓄、泵排、排水出口及其下游承接

条件。场地排水与桥涵、道路排水或者其他排水设施相互影响时，应查明有关水位、流量及水流路径等控制条件。

条文说明

汇水分区、地形低点、地面组成及径流路径是确定场地产流、汇流和积淹过程的基础条件。沿线设施场地常与道路、边坡或其他设施相邻，场外来水可能显著增加场地汇水量，调查范围应根据实际汇水关系确定，不宜仅以用地边界划分。

场地排水依赖桥涵、道路排水设施或者其他既有排水系统时，上下游水位、过流能力和水流路径可能直接控制场地排水能力，应查清相互作用所需的水文水力条件。

12.2.3 应调查场地及周边历史洪水、积淹和顶托倒灌情况，收集积淹深度、范围、持续时间、退水时间、受影响部位，以及既有排水设施运行和修复改造等资料。改扩建场地尚应调查周边开发、汇排水条件和有关水利工程等外部条件变化，并收集既有水文成果、控制高程和排水系统等有关资料。

条文说明

历史洪水、积淹和倒灌情况能够反映场地实际受水路径、积淹部位和既有排水系统的薄弱环节。积淹深度、范围、持续及退水情况可用于核查水文分析成果，并为场地控制高程和排水方案调整提供依据。

改扩建工程除利用既有场地实际运行资料外，还应关注周边开发建设、汇水范围、排水出口及水利工程等条件的变化。既有水文成果和排水设施过去能够满足要求，并不能替代对现状设计条件的复核。

12.3 水文分析与计算

12.3.1 公路沿线设施场地的外部洪水设计频率应符合本规范第3章的规定，场地雨水排水设计重现期应符合有关排水标准的规定，两者不应相互替代。

条文说明

外部洪水设计频率用于确定河流、湖泊、山洪等外部洪水作用下的防洪设防条件；场地雨水排水设计重现期主要用于确定场地降雨产生径流的排水要求。两者控制对象和技术含义不同。

当场地同时受到外部洪水和场地降雨影响时,应分别按相应标准确定设计条件,并根据实际作用关系进行分析,不能以其中一种标准替代另一种标准。

12.3.2 外部洪水、场地降雨、相邻区域来水、排水出口顶托倒灌以及调蓄、泵排设施运行条件共同影响场地时,应根据实际水文过程、作用路径和发生时序进行组合分析。采用校核水准时,尚应符合本规范第 3.3.10 条的规定。

条文说明

场地积淹可能由多个水文因素共同形成。例如外部高水位可能降低排水出口能力,场地降雨和相邻区域来水又同时增加汇水量;调蓄和泵排设施运行条件也会影响积淹过程。分析时应依据各因素的形成原因、作用路径和发生时序确定合理组合。

12.3.3 场地水文分析应根据外部来水、场地汇水及排蓄条件,确定有关水位、流量及必要的水文过程和排水出口条件,分析场地积淹范围、深度、历时和退水条件,以及对相邻工程对象受水条件的影响。

条文说明

场地水文分析成果应能够支持场地布置、控制高程、汇排水设计及校核性能判断。对于可能形成明显积淹的场地,仅确定峰值流量通常不足以反映受淹程度,还需要根据实际需要分析水位、积淹深度、范围、历时和退水条件。

场地排水可能改变相邻道路、桥涵、隧道或者其他场地的来水量、水位及水流路径,因此对存在水量转移关系的工程,应分析其受水条件变化,为相关工程对象复核提供水文依据。

12.4 场地布置与排水衔接

12.4.1 场地选址和总体布置应综合考虑外部洪水、场地汇水、区域排水、容纳水体和相邻工程条件,合理确定场址、场地布局、控制高程和汇排水方案。不能满足规定的防洪、排水或者校核性能要求时,应调整场址、总体布置或者有关设计方案。

条文说明

场址、总体布置和控制高程对场地水文风险具有基础性影响。利用地形和总体布置条

件减少外水进入、集中汇水和排水出口受限等不利影响，可以避免完全依赖末端排水设施解决本可在总体方案阶段规避的问题。

本条并非要求出现不满足情况时均调整场址。根据问题性质，可以通过调整场址、总体布置、控制高程、汇排水方案或者其他适用工程措施达到规定要求。校核性能要求仅适用于按本规范规定采用校核水准的场地。

12.4.2 场地控制高程应根据外部设计洪水位、场地积淹、排水出口水位及顶托倒灌条件，以及相邻道路或者其他场地来水等综合确定，并应满足规定的防洪、排水和使用要求。

条文说明

场地控制高程不仅受外部设计洪水位控制，还与场地内部汇排水、出口水位、顶托倒灌及相邻工程来水有关。对于受多种条件共同影响的场地，单一外部洪水位通常不足以确定控制高程。

“使用要求”是指与场地水文条件直接相关的基本使用条件，例如场内道路、出入口和有关功能区域在规定水文条件下应达到的使用要求，具体指标按有关专业标准和工程设计要求确定。

12.4.3 场地汇排水设计应统筹外部来水、场内汇水、排水设施、排水出口及下游受纳条件，并与相邻工程和既有排水系统协调衔接。

条文说明

场地汇排水能力受上游来水、场内排水设施、出口及下游承接条件共同控制。仅核算场地内部排水设施而未核查外部来水或者出口受限情况，可能高估实际排水能力。

与相邻道路、桥涵、隧道或者既有排水系统存在汇排水联系时，应使相互采用的水文条件和排水关系协调，避免局部排水方案导致其他工程对象形成新的不利水流路径。

12.4.4 排水出口应核查下游受纳对象的承接条件。场地排水不得使下游或者相邻工程对象的受水条件超出允许范围，或者导致其防洪、排水功能不满足规定要求；不满足时，应调整排水方案或者采取必要的调蓄、消能、防护和衔接措施，并复核受影响对象的有关水文条件。

条文说明

排水出口设计既应满足场地自身排水要求,也应核查下游受纳对象能够承接相应水量及水流条件。场地排水可能改变下游水位、流量、流速、冲刷条件或者局部水流路径,其影响是否可以接受,取决于受影响对象的有关标准和设计条件。

本条所称“不得使受水条件超出允许范围”并非要求场地排水对下游水文条件不产生任何变化,而是要求有关变化不得导致受影响对象超过其允许水文边界或者不能满足规定的防洪、排水功能。调整排水方案后,应对改变的水量和边界条件进行相应复核。

12.5 校核性能验证

12.5.1 采用校核水准的公路沿线设施场地,其校核性能除应符合本规范第 3.3.8 条的规定外,尚应符合表 12.5.1 的规定。

表 12.5.1 公路沿线设施场地校核性能要求

校核性能等级	公路沿线设施场地性能要求
I 级	可发生积淹或者泄流,可发生功能中断和需要构件更换或者局部重建的严重损伤;不得发生危及人员安全的快速积淹、水流冲击、突发进水或者非预定泄放;不得使有人员进入的地下或者封闭空间丧失安全疏散和救援的物理条件;积淹、泄流和水量转移的影响不得超出设计确定的允许范围;不得造成相邻道路、隧道、桥涵、场地或者防洪保护对象突发严重破坏。
II 级	除应符合 I 级要求外,可发生局部损伤和暂时功能中断;场地及主要防排水设施的损伤应可检查、可修复,场地整体不得失去修复利用条件。
III 级	除应符合 II 级要求外,可发生不影响规定最低功能的局部积淹和损伤;应保持规定的最低排水功能和必要进出条件;承担关键功能时,规定的关键功能应保持,或者应能在规定条件下恢复。

12.5.2 公路沿线设施场地校核性能验证应根据表 12.6.1 的规定,验证下列适用状态或者指标:

- 1 外水进入部位和路径,以及场地积淹范围、深度、上涨速度和持续时间;
- 2 挡水、截导和泄流状态,以及水量转移路径和影响范围;
- 3 场内汇排水、调蓄、重力排水和出口防倒灌状态;采用泵排时,尚应计入泵排能力及相应供电条件;
- 4 有人员进入的地下或者封闭空间的进水和积淹状态,以及对安全疏散和救援物理条件的影响;
- 5 场地及主要防排水设施的受水、冲刷和损伤状态,以及对相邻工程对象和防洪保护对象的影响;
- 6 规定的最低排水功能、必要进出条件和关键功能的保持状态及恢复条件。

13 调治工程

13.1 一般规定

13.1.1 当桥梁、涵洞、路基等工程涉水且该涉水工程通过常规合理布置和局部防护不能合理解决水文防护问题时，应根据调治目的和工程条件设置调治工程。

条文说明

把调治工程由普遍性的补偿措施调整为有明确问题和采用条件的河段尺度控制措施，避免以增设调治工程替代合理的桥位、桥孔或工程设计。

13.1.2 调治工程应根据调治目的，结合河段特性、水文、泥沙、地形、地质、通航和既有涉水工程等条件，分析不同水位及流量过程对两岸和上下游河床变形的影响，确定总体布设。河势复杂、工程后果严重或常规方法难以判断时，可采用经实测资料率定、验证的数值模型或物理模型作专项论证。

条文说明

当河势复杂、工程后果严重或常规方法难以判断时，可通过采用物理模型试验或数值模型试验进行验证调治工程的效果。

13.1.3 调治工程方案应根据其所服务对象的总体设计方案统一考虑，并进行多方案技术经济比较。

13.1.4 调治工程的设计洪水频率、校核洪水频率或校核情景应根据所服务或保护对象确定。同一调治措施服务多个对象时，应分别验证各服务对象的性能状态。

条文说明

调治工程的洪水频率应根据其服务对象的设计方案考虑，同时分为设计洪水频率、校核洪水频率。当调治工程不作为独立一级设防对象时，其设计洪水频率、校核洪水频率或

校核情景可与其保护对象一致。

13.1.5 调治构造物的基础埋置深度应根据河床自然演变冲刷、适用的一般冲刷、构造物自身局部冲刷、床岸材料、结构稳定和失效模式综合确定。其中，位于河槽内的调治构造物基底应埋入总冲刷线以下不小于 1m；位于河滩的调治构造物基底应埋入总冲刷线以下不小于 0.5m。

条文说明

同一河段且资料版本、水文水力边界、空间范围和作用条件一致时，调治构造物的基础埋置深度可按第 7 章或者第 9 章规定计算；调治构造物自身局部冲刷应按本章第 13.2.7 条或者第 13.3.5 条确定，不得以桥墩、桥台或者路基层部冲刷结果代替。同时为保护调治构筑物安全，沿用了原规范中对位于河槽内和位于河滩时的调治构造物基底应埋入总冲刷线以下的深度下限的要求。

13.1.6 宽浅河流的河滩宜采用桥梁形式通过，不宜设置长大导流工程。

条文说明

宽浅河滩本身是洪水天然泄放缓冲区、泥沙沉淀池，长大导流工程通过强制缩窄过水断面，违背水流连续规律与天然水沙平衡，带来壅水、剧烈冲刷、河势紊乱、结构易损毁多重问题；而在宽浅河滩滩地设置桥梁，保留天然过水断面，顺应水势、分散水流，是水力安全、规范合规、长期可靠的方案。

13.1.7 调治工程校核应根据主要风险情景、性能目标、方案采用条件等方面确定。校核时应根据所服务或保护对象的校核目标，分析调治工程作用下及其功能不足、局部损坏等适用不利情景对水流、河势、冲刷和主体工程结构安全及正常使用的影响。

13.1.8 调治工程设计应按服务对象，将设置调治工程所改变后的水文条件对其所服务对象的安全和功能状态进行复核验证。复核结果不满足相应目标时，应调整服务对象工程方案或调治工程方案，直至两者方案均满足要求。

13.1.9 调治工程设计应考虑施工导流、分期实施、材料耐久、局部损坏、检查维护和监测条件，并在设计成果中提出施工期控制要求以及运营期检查、维护和监测的相关要求。

13.2 导流堤布设及冲刷计算

13.2.1 导流堤设置需求和形式应根据引道阻断流量、流速、河滩过流、河势、壅水、冲刷、上下游影响及主体工程方案综合确定。

条文说明

可采用下列指标作为参考判断条件：

1 单侧河滩的河道，桥梁引道阻断的流量占设计总流量的 15%，或双侧河滩以中泓线将设计总流量分为两部分，桥梁一侧引道阻断的流量占该侧流量的 15%时，宜设置导流堤。

2 阻断流量比例小于 15%，但阻断流量的天然平均流速大于 1.0m/s 时，宜修建梨形堤。

3 阻断流量比例小于 5%时，可加固桥头锥坡。

13.2.2 在山前冲积漫流河段的上游出山口附近，可布设封闭式导流堤；在中游扩散区段，不宜布设长大的封闭式导流堤，强行约束水流；一河多桥时，两桥间可设桃形导流堤、分水堤或加固路基。

13.2.3 在山前变迁性河段及平原游荡河段上，桥孔压缩河床时，视水流及河段条件可布设封闭式导流堤。

13.2.4 导流堤的平面形状和尺寸，应通过计算拟定，并结合上下游导流堤的实际运用经验及桥位河段的水文、地形、工程地质和位置情况进行必要的调整。

13.2.5 导流堤断面宜为梯形，其顶宽和边坡可按表 13.2.5 采用。堤高大于 12m 或坡脚长期浸水时，应作专门设计。

表 13.2.5 导流堤顶宽和边坡

堤 顶 宽 (m)		边 坡		
堤头	堤身	堤头	堤身	
			迎水面	背水面
3~4	2~3	1:2~1:3	1:1.5~1:2.0	1:1.5~1:1.75

13.2.6 导流堤顶面高程应按下列规定确定：

1 封闭式导流堤应按下列公式计算：

上游侧：

$$H_{ds} = H_s + \Delta Z + \Sigma \Delta h + L_{ds} I + 0.25 \tag{13.2.6-1}$$

下游侧:

$$H_{dx} = H_s + \Sigma \Delta h + 0.25 \quad (13.2.6-2)$$

式中:

H_{ds} ——桥台中线上游 L_{ds} 距离处导流堤堤顶最低高程 (m);

H_{dx} ——桥台中线下游导流堤堤顶最低高程 (m);

ΔZ ——桥前最大壅水高 (m);

H_s ——设计水位 (m);

$\Sigma \Delta h$ ——考虑波浪爬高、斜水流局部冲高、床面淤高等因素的总和 (m);

L_{ds} ——导流堤计算点至桥台中线距离在水流轴线上的投影长度 (m);

I ——桥位河段天然洪水比降 (以小数计)。

2 非封闭式导流堤上游侧应按下列公式计算, 下游侧应按公式 (13.2.6-2) 计算:

当 $L_{sh} < L_a$ 时:

$$H_{ds} = H_s + \Delta h_{sh} + \Sigma \Delta h + 0.25 \quad (13.2.6-3)$$

当 $L_{sh} > L_a$ 时:

$$H_{ds} = H_s + \Delta h'_{sh} + \Sigma \Delta h + 0.25 \quad (13.2.6-4)$$

式中:

L_{sh} ——河滩路基上游侧最大壅水高度点至桥台前缘的距离 (m);

L_a ——桥台前缘至同一端岸边的距离 (m);

Δh_{sh} ——按本规范式 (9.3.3-1) 计算的最大壅水高度 (m);

$\Delta h'_{sh}$ ——按本规范式 (9.3.3-6) 计算的最大壅水高度 (m)。

3 梨形堤顶面各点高程, 应按本规范式 (9.3.3-5) 计算的水面横坡推算。

4 有流冰情况时, 堤顶高程应高出最高流冰水位 0.75m。

13.2.7 导流堤冲刷计算, 除应按本规范第 7 章考虑河床自然演变冲刷、一般冲刷外, 尚应计算导流堤自身的局部冲刷, 并应调查类似河段上既有导流堤的最大冲刷深度, 验证计算值。

13.3 丁坝布设及冲刷计算

13.3.1 丁坝布设应符合下列规定:

1 应根据导治线、河势、床岸材料和防护目标布设丁坝，丁坝坝身宜短而坚固，不宜采用单个长丁坝承担整体导流和防护功能；坝长、结构和稳定要求应经计算及类似工程验证确定。

2 桥位上游两倍桥长以内不宜布设丁坝，可在河滩路基上游侧布设丁坝，防止滩流对路堤的淘刷。

3 不透水丁坝垂直于流向的投影长度不宜超过河槽宽度的 15%；透水性达到 80%的丁坝，垂直于流向的投影长度不宜超过河槽宽度的 25%。

4 视河岸土质及水流等情况，可将坝根嵌入河岸 3~5m，或加固坝根上游河岸 8~10m，下游河岸 12~15m。

5 非淹没式丁坝的坝顶高程，可按本规范第 13.2.6 条的规定确定。淹没式丁坝的坝顶高程，可按整治水位确定，坝顶宜设 0.25%~2%的纵坡。透水丁坝的高度应使漂流物能在坝顶通过。

6 不得在泥石流沟上布设挑水丁坝。

7 山区河流采用丁坝时，应分析丁坝在高流速、推移质、漂石、急剧冲淤和坝头局部冲刷等因素导致的失效风险，同时考虑工程全生命周期的经济性。

条文说明

丁坝伸入河道会阻挡水流、改变流向，而丁坝坝身越长，挤占的过水空间越大，水流冲击越强，会导致坝头冲刷坑越深，同时还容易造成上游水位抬高、河道主流偏移，威胁堤防与桥梁安全。因此坝体必须控制长度，尽量减少对天然水流的干扰。

山区河流河道狭窄、河床比降大，洪水期流速高、水流紊动强，多呈急流状态。布设丁坝会侧向挤占过流断面，依据水流连续原理，断面收缩将加剧流速提升，坝头形成高强度马蹄形涡流，局部冲刷深度大幅激增，极易淘空坝基。同时高速水流裹挟卵石、树干等推移质持续撞击坝体，造成结构破损。丁坝产生的横向挑流还会迫使主流偏移，冲刷对岸岸坡与构筑物，坝前壅水抬高上游水位，加大淹没风险。此外高流速环境下坝后难以落淤，丁坝淤滩护岸的核心功能失效。山区丁坝几乎每场洪水都会出现坝头抛石走失、护脚掏空、石笼破损，需要年年抛石修复；多数工程运行 3~5 年的养护费用已远超更换为顺坝、浆砌护墙的造价，后期养护成本高，全生命周期不经济。

13.3.2 坝型及断面形式应按下列规定确定：

- 1 路基护坡及其他调治工程基础的冲刷防护宜采用垂直或上挑淹没式丁坝和潜坝。
- 2 为稳定河槽或加速丁坝间淤积,宜采用上挑淹没式丁坝。
- 3 在高洪水期,为挑离水流,防护河岸、河滩路基和其他调治工程的冲刷,宜采用下挑非淹没式丁坝。
- 4 在水流含沙量较大的宽浅游荡河段上,为减轻挑流作用、降低流速、促使泥沙沉积,可采用非淹没式透水丁坝。
- 5 丁坝可采用柔性结构或刚性结构,断面形式和尺寸应根据水流条件和坝身材料等确定,断面尺寸应满足稳定性需要。

13.3.3 下挑非淹没式丁坝与水流交角宜为 $60^{\circ} \sim 75^{\circ}$;上挑淹没式丁坝与水流交角宜为 $100^{\circ} \sim 105^{\circ}$;在凸岸且流速较小时,丁坝与水流交角宜为 90° 。潮汐河段,在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;在涨落潮流速约相等的地段,可采用丁坝与水流正交。

13.3.4 丁坝的防护长度及间距应符合下列规定:

- 1 丁坝的防护长度可按本规范附录 F 计算。
- 2 丁坝的间距应小于上游丁坝的防护长度。

13.3.5 丁坝附近的河床冲刷,除应考虑河床自然演变冲刷外,尚应计算丁坝自身的局部冲刷,并应调查类似河段上既有丁坝的最大冲刷深度,验证计算值。

条文说明

丁坝冲刷深度计算公式多为经验公式和半经验公式(如苏联马卡维也夫公式、苏联波尔达科夫公式、张红武公式等),无论选择哪一种公式计算,都需要根据适用场景合理选择有关计算参数。

在实际工作中能够收集或者掌握的是某个断面位置某一点的实测流速值或者根据水面线推求计算得到的某个河道大断面的平均流速,这就需要注意不同流速之间的换算。若取断面平均流速作为行近流速,则难以反映水流对丁坝冲刷的直接作用,且计算结果偏小;若采用行近流速或坝前流速,则不仅缺乏测验资料,而且计算结果偏大甚多。

规范建议确定丁坝设计冲刷深度的做法是先选择接近该河道实际的公式进行计算,然后将计算值和调查类似河段上既有丁坝的最大冲刷深度进行对比分析,最后选择合理的冲

刷深度作为丁坝冲刷深度设计值。

征求意见稿

附录 A 河段分类表

表 A 河段分类

河流类型	河段类型	稳定程度		河流特性及河床演变特点			
		序号	分类	形态特征	水水泥沙特征	河床演变特征	河段区别要点
山区河流	峡谷河段	I	稳定	1. 在平面上多急弯卡口，宽窄相间，河床为 V 形或 U 形； 2. 河流纵断面多呈凸形，比降缓陡相连； 3. 峡谷河段，河床狭窄，河岸陡峭多石质，中、枯水河槽无明显区别； 4. 开阔河段，河面较宽，有边滩，有时也有不大的河漫滩和明显阶地，有的地方也会出现心滩和沙洲，比降较缓，河床泥沙较细	1. 河床比降陡，一般大于 0.2%； 2. 流速大，洪水时河槽平均流速可达到 5~8m/s； 3. 水位变幅大，个别达到 50m 左右； 4. 含沙量小，河床泥沙颗粒较大；由于流速大，搬运能力强，故洪水时河床上有卵石运动	1. 河流稳定，变形多为单向的切蚀作用，速度相当缓慢； 2. 峡谷河段的进口或窄口的上游，受壅水的影响，洪淤、枯冲； 3. 开阔河段有时有较厚的颗粒较细的沉积物，且多呈洪冲、枯淤变化； 4. 两岸对河流的约束和钳制作用大	1. 峡谷河段，河床窄深，床面岩石裸露或为大漂石覆盖，河床比降大，多急弯、卡口，断面呈 V 形或 U 形； 2. 开阔河段和顺直微弯河段，岸线整齐，河槽稳定，断面多呈 U 形，滩、槽分明，各级洪水流向基本一致
	开阔河段	II III					
平原区河流	顺直微弯河段	II III	次稳定	1. 平原区河流，平面外形可分为顺直微弯型、分叉型、弯曲型、宽滩型和游荡型； 2. 河谷开阔，有时河槽高出地面，靠两侧堤防束水； 3. 河床横断面多呈宽浅矩形，通常横断面上滩槽分明，在河湾处横断面呈斜三角形，凹岸侧窄深，凸岸侧为宽且高的边滩，过渡段有浅滩、沙洲；	1. 河床比降平缓，一般小于 0.1%，有时不到 0.01%； 2. 流速小，洪水时河槽平均流速多为 2~4m/s； 3. 洪峰持续时间长，水位和流量变幅小于山区河流； 4. 河床泥沙颗粒较细；水流输送泥沙以悬移质为主，多为沙、粉沙和黏粒；但也有推移质； 5. $\frac{Q_t}{Q_p} > 0.4$ 或 $\frac{Q_t}{Q_c} > 0.67$	1. 顺直微弯河段，中水河槽顺直微弯，边滩呈犬牙交错分布；洪水时边滩向下游平移，对岸深槽亦向下游平移； 2. 分叉河段，中高水河槽分叉，两汉可能有周期性交替变迁趋势； 3. 弯曲型河段，凹冲凸淤。自由弯曲型河段，由于周而复始的凹冲凸淤，随着凹岸侧冲刷下切和侵蚀，弯顶横移下行，凸岸侧成鬃岗地形并扭曲弯向下游；与此	1. 稳定和次稳定河段的区别，前者河槽岸线、河槽、洪水主流均基本稳定，变形缓慢；后者河湾发展下移，主流在河槽内摆动。 2. 分叉河段，两汉有交替变迁的趋势；宽滩河段泛滥宽度很宽，达几公里、十几公里，滩槽宽度比、流量比
	分叉河段	III IV					
	弯曲河段	III IV					

续表 A

河流类型	河段类型	稳定程度		河流特性及河床演变特点			
		序号	分类	形态特征	水文泥沙特征	河床演变特征	河段区别要点
平原区河流	宽滩河段	III IV		4. 枯水期河槽中露出多种形态的泥沙堆积体; 5. 由于平原区河流多河弯、浅滩连续分布, 因此, 河床纵断面亦深浅相间		同时弯曲路径加长, 阻力加大, 颈口缩短, 洪水时发生裁弯取直; 4. 宽滩蜿蜒型河段, 河床演变与弯曲型河段类似; 5. 游荡型河段, 河槽宽浅, 沙洲众多, 且变化迅速, 主流、支汊变化无常	都较大, 滩流速小, 槽流速大
	游荡河段	IV V	不稳定				
山前区河流	山前变迁河段	V		1. 山前变迁河段, 多出现在较开阔的地面坡度较平缓的山前平原地带, 河段距山口较远, 其下多是比较稳定的平原河流, 水流多支汊, 主流迁徙不定, 河槽岸线不稳, 洪水时主流有滚动可能; 2. 冲积漫流河段, 距山口较近, 河床坡度较陡; 因为地势单调平坦, 水流出山口后成喇叭形散开, 流速、水深骤减, 水流夹带大量泥沙淤积在山口坦坡上形成冲积扇	1. 河床比降介于山区和平原区之间, 一般为 0.1%~1%; 但冲积漫流河段有时大于 2%~5%; 2. 流速介于山区与平原区之间, 洪水时河槽平均流速可达到 3~5m/s; 3. 水流宽浅; 水深变幅不大, 既小于山区亦小于平原区; 4. 泥沙中等或较大; 在干旱、半干旱地区, 洪水时往往携带大量细颗粒泥沙(既有悬移质又有推移质), 是淤积的主要材料	1. 山前变迁型河段, 泥沙与河床演变特点有类似平原游荡型河段之处, 但其比降和泥沙颗粒皆大于平原游荡型河段; 主要还是山前河流的特点, 夺流改道之势更为凶猛迅速; 2. 冲积漫流河段, 通常无固定河槽, 夹带大量粗颗粒泥沙的水流淤积于此冲坡; 加以坡陡、流急造成水沙混合体奔突冲击, 有很大的破坏力。洪水后, 河床支汊纵横, 支离破碎, 没有固定河漫滩, 是最不稳定的河段; 河床有可能淤高	1. 不稳定河段与次稳定河段的区别, 前者主流在整个河床内摆动, 幅度大, 变化快, 河床有可能扩宽; 后者主流在河槽内摆动, 幅度小; 2. 游荡性河段与山前变迁性河段的区别, 前者土质颗粒细, 冲刷深, 回淤快, 主流不仅在河床内摆动, 甚至可能造成河道改道; 后者颗粒粗, 冲刷浅, 由于河床淤高扩宽和主流摆动, 造成主槽变迁, 河岸傍切扩宽幅度小; 3. 冲积漫流河段地貌大致具有冲积扇体特征, 床面逐年淤高, 较游荡性河段明显, 洪水股流按总趋势在高沟槽中通过
	冲积漫流河段	VI	不稳定				

续表 A

河流类型	河段类型	稳定程度		河流特性及河床演变特点			
		序号	分类	形态特征	水文泥沙特征	河床演变特征	河段区别要点
河口	三角港河口	V		1. 三角港河口段为凹向大陆的海湾型河口段; 2. 三角洲河口段为凸出海岸伸向大海的冲积型河口;河口段沙洲林立,支汊纵横交错	比降一般小于 0.01%,流速也小;由于受潮汐影响,流速呈周期性正负变化;泥沙颗粒极细,多为悬移质	河口除受波浪和海流作用外,河流下泄的部分泥沙(进入河口后),由于受潮流和径流的相互作用,常形成拦门沙,加之咸、淡水交汇造成泥沙颗粒的絮凝现象,促进了泥沙的淤积,洪水期山水占控制的河段,可能有河床冲刷。因此很多河口段河床的冲淤变化很明显	
	三角洲河口	VI					

注: 1. 表列河段为一般情况,如山区河段一般为稳定河段,但也有例外的情况。有的山区河流有次稳定的,甚至有不稳定的河段,遇到这类场合,应根据具体河段的实际情况,分析其稳定性,决定采用何种勘测设计方法。
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。

附录 B 桥孔最小净长度计算

B.0.1 本附录适用于根据河段类型、设计流量及设计断面的河槽、河滩条件，计算桥孔最小净长度。

B.0.2 桥孔最小净长度为给定水文和河床条件下通过设计流量所需的桥孔净长度，即扣除墩宽后的净跨径之和。

B.0.3 计算桥孔最小净长度前，应根据河段平面形态、河岸和河槽稳定性、滩槽可分性、主流位置及河床演变特征确定河段类型。河段类型、河槽和河滩划分及设计断面流量分配，应采用同一资料基准、设计流量和工程状态下的地形及水文分析成果。

B.0.4 河段类型、滩槽划分或者设计断面流量分配不能可靠确定时，应采用河势分析、水力计算或者类似工程资料核查，不应仅采用本附录经验公式确定桥孔最小净长度。

B.0.5 峡谷河段的桥孔布置应符合本规范第 6.4.1 条的规定。

条文说明

B.0.1～B.0.5

本附录所称桥孔最小净长度是扣除墩宽后的净跨径之和，属于桥孔方案计算和比较的基础量，不等同于桥梁全长。河段类型、滩槽划分和设计断面流量分配采用同一资料基准，是各经验关系具有可比性的前提。峡谷河段的桥孔布置主要受河床地形控制，与本附录经验关系所概化的滩槽压缩条件不同。

B.0.6 开阔、顺直微弯、分汊、弯曲河段及滩、槽可分的不稳定河段，桥孔最小净长度宜按下式计算：

$$L_j = K_q \left(\frac{Q_p}{Q_c} \right)^{n_3} B_c \quad (\text{B.0.6})$$

式中:

L_j ——桥孔最小净长度 (m);

Q_p ——设计流量 (m^3/s);

Q_c ——河槽流量 (m^3/s);

B_c ——河槽宽度 (m);

K_q ——系数, 按表 B. 0. 6 采用;

n_3 ——指数, 按表 B. 0. 6 采用。

表 B. 0. 6 K_q 、 n_3 值

河段类型	K_q	n_3
开阔、顺直微弯河段	0.84	0.90
分汊、弯曲河段	0.95	0.87
滩、槽可分的不稳定河段	0.69	1.59

B. 0. 7 宽滩河段, 当设计断面河滩流量 $Q_t > 0$ 时, 桥孔最小净长度宜按下列公式计算:

$$L_j = \frac{Q_p}{\beta q_c} \quad (\text{B.0.7-1})$$

$$\beta = 1.19 \left(\frac{Q_c}{Q_t} \right)^{0.10} \quad (\text{B.0.7-2})$$

式中:

β ——水流压缩系数;

q_c ——河槽平均单宽流量 [$\text{m}^3 / (\text{s} \cdot \text{m})$];

Q_t ——河滩流量 (m^3/s)。

B. 0. 8 滩、槽难分的不稳定河段的桥孔最小净长度宜按下列公式计算。采用式 (B. 0. 8-2) 中的系数 16. 07 时, 各输入量应使用本条规定的单位。

$$L_j = C_p B_0 \quad (\text{B.0.8-1})$$

$$B_0 = 16.07 \frac{\bar{Q}^{0.24}}{\bar{d}^{0.3}} \quad (\text{B.0.8-2})$$

$$C_p = \left(\frac{Q_p}{Q_{2\%}} \right)^{0.33} \quad (\text{B.0.8-3})$$

式中:

B_0 ——基本河槽宽度 (m);

$\bar{Q}$ ——一年最大流量平均值 (m^3/s) ;

$\bar{d}$ ——河床泥沙平均粒径 (m) ;

C_p ——洪水频率系数;

$Q_{2\%}$ ——频率为 2% 的洪水流量 (m^3/s) ;

其他符号同本附录第 B.0.6 条。

条文说明

B. 0. 6~B. 0. 8

三组经验关系分别对应滩、槽可分的河段、宽滩河段和滩、槽难分的不稳定河段，河段类型和滩槽条件是选用计算关系的基础。式 (B. 0. 7-2) 以河滩存在分流为计算条件。式 (B. 0. 8-2) 的系数与条文所列输入量单位配套，单位改变会导致计算结果失真。

B. 0. 9 本附录计算结果的复核和采用应符合本规范第 6. 4. 2 条和第 6. 4. 3 条的规定。

B. 0. 10 存在下列情形之一时，应采用水力计算、河势分析、类似工程资料或者其他独立方法复核：

- 1 主流位置、分汊格局、局部深槽或者河床冲淤变化与计算采用的河段类型和流量分配不一致；
- 2 堤防、分洪、蓄滞洪、水库闸坝、采砂、河道整治或者其他工程改变设计断面的流量分配或过流条件；
- 3 经验公式计算结果与桥位地形、历史洪水资料、既有桥梁运行情况、地区规律或者其他独立方法结果不一致。

B. 0. 11 采用不同方法复核时，不得对适用条件和物理基础不同的计算结果简单平均。

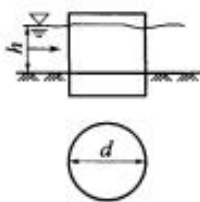
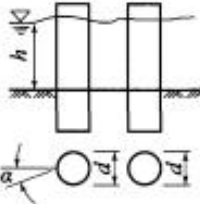
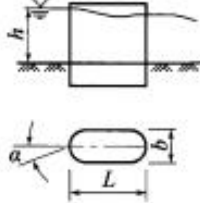
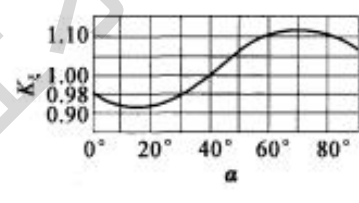
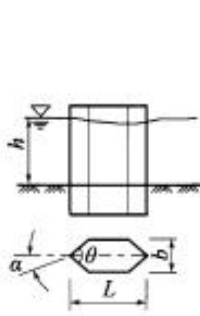
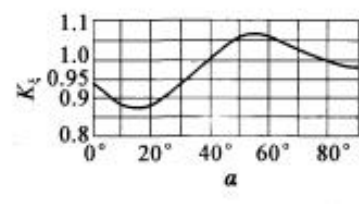
条文说明

B. 0. 9~B. 0. 11

本附录经验关系主要反映不同河型、流量分配和河槽尺度之间的统计联系，不能代替桥位河势、过水、壅水、冲刷及上下游影响分析。适用条件或者物理基础不同的方法所得结果不具有直接平均的基础；独立复核用于识别经验关系在复杂河势或者工程改变过流条件时的偏差。

附录 C 墩形系数及墩宽计算

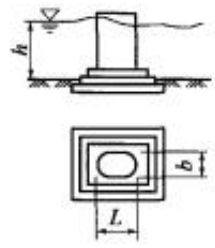
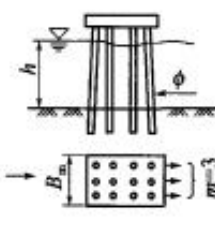
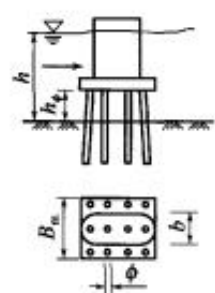
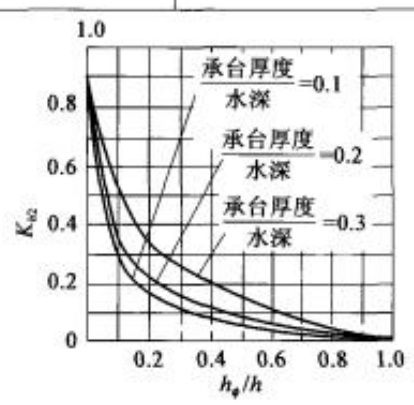
表 C 墩形系数及墩宽计算

编号	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><tr><td>α</td><td>0°</td><td>15°</td><td>30°</td><td>45°</td></tr><tr><td>K_{ξ}</td><td>1.00</td><td>1.05</td><td>1.10</td><td>1.15</td></tr></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			$B_1 = (L - b) \sin \alpha + b$												
4		与水流正交时各种迎水角系数 <table><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> 迎水角 $\theta = 90^{\circ}$ 与水流斜交时的系数 K_{ξ} 	θ	45°	60°	75°	90°	120°	K_{ξ}	0.70	0.84	0.90	0.95	1.10	$B_1 = (L - b) \sin \alpha + b$ (为了简化可按圆端墩计算)
θ	45°	60°	75°	90°	120°										
K_{ξ}	0.70	0.84	0.90	0.95	1.10										

续表 C

编号	墩形示意图	墩形系数 K_t	桥墩计算宽度 B_1
5			与水流正交 $B_1 = \frac{b_1 h_1 + b_2 h_2}{h}$ 与水流斜交 $B_1 = \frac{B'_1 h_1 + B'_2 h_2}{h}$ $B'_1 = L_1 \sin \alpha + b_1 \cos \alpha$ $B'_2 = L_2 \sin \alpha + b_2 \cos \alpha$
6		$K_t = K_{t1} K_{t2}$ 注: 沉井与墩身的 K_{t2} 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	与水流正交时 $B_1 = \frac{b_1 h_1 + b_2 h_2}{h}$ 与水流斜交时 $B_1 = \frac{B'_1 h_1 + B'_2 h_2}{h}$ $B'_1 = (L_1 - b_1) \sin \alpha + b_1$ $B'_2 = L_2 \sin \alpha + b_2 \cos \alpha$
7		与水流正交时 $K_t = K_{t1}$ 迎水角 $\theta = 90^\circ$ 与水流斜交时 $K_t = K_{t1} K_{t2}$ 注: 沉井与墩身的 K_{t2} 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	与水流正交时 $B_1 = \frac{b_1 h_1 + b_2 h_2}{h}$ 与水流斜交时 $B_1 = \frac{B'_1 h_1 + B'_2 h_2}{h}$ $B'_1 = (L_1 - b_1) \sin \alpha + b_1$ $B'_2 = L_2 \sin \alpha + b_2 \cos \alpha$

续表 C

编号	墩形示意图	墩形系数 K_{ξ}	桥墩计算宽度 B_1
8		采用与水流正交时的墩形系数	与水流正交 $B_1 = b$ 与水流斜交 $B_1 = (L - b) \sin \alpha + b$
9		$K_{\xi} = K'_{\xi} K_{m\phi}$ K'_{ξ} ——单桩形状系数, 按编号 (1)、(2)、(3)、(5) 墩形确定 (如多为圆柱, $K'_{\xi} = 1.0$ 可省略); $K_{m\phi}$ ——桩群系数, $K_{m\phi} = 1 + 5 \left[\frac{(m-1)\phi}{B_n} \right]$; B_n ——桩群垂直水流方向的分布宽度; m ——桩的排数	$B_1 = \phi$
10		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按排架墩计算, 承台底面相对高度在 $0 \leq h_g/h \leq 1.0$ 时, 冲刷深度 h_b 按下式计算: $h_b = (K'_{\xi} K_{m\phi} K_{t\phi} \phi^{0.6} + 0.85 K_{\phi} K_{t2} B_1^{0.6}) K_{\eta 1} (v_0 - v'_0) \times \left(\frac{v - v'_0}{v_0 - v'_0} \right)^{n_1}$ $K_{t\phi}$ ——淹没柱体折减系数, $K_{t\phi} = 1.0 - \frac{0.001}{(h_g/h + 0.1)^3}$; $K_{\phi} B_1$ ——按承台底处于一般冲刷线计算; K_{t2} ——墩身承台减少系数; $K_{\eta 1}$ 、 v 、 v_0 、 v'_0 、 n_1 见 65-1 公式; K'_{ξ} 、 $K_{m\phi}$ 见编号 (9)	

续表 C

编号	墩形示意图	墩形系数 K_k	桥墩计算宽度 B_1
11		按下式计算局部冲刷深度 h_b： $h_b = k_{cd} h_{br}$ $k_{cd} = 0.2 + 0.4 \left(\frac{c}{h} \right)^{0.3} \left[1 + \left(\frac{z}{h_{br}} \right)^{0.6} \right]$ k_{cd}——大直径围堰群桩墩形系数； h_{br}——按编号(1)墩形计算的局部冲刷深度。 适用范围：$0.2 \leq \frac{c}{h} \leq 1.0$, $0.2 \leq \frac{z}{h_{br}} \leq 1.0$	$B_1 = d$
12		按下式计算局部冲刷深度 h_b： $h_b = k_a k_{k1} h_{b1}$ $k_{k1} = 1.22 h_{b1} k_{k2} \left(1 + \frac{h_{b1}}{h} \right) + 1.18 \left(\frac{\phi}{B_1} \right)^{0.6} \frac{h_{b1}}{h}$ $k_{k2} = -0.57 a^2 + 0.57 a + 1$ h_{b1}——按编号(1)墩形的计算的局部冲刷深度； k_{k1}——工字承台大直径基桩组合墩形系数； h_{b1}——桥轴法线与流向的夹角（以弧度计）。 适用范围：$D = 2\phi$ $0.2 < \frac{h_2}{h} < 0.5$, $0 < \frac{h_{b1}}{h} < 1.0$ $\alpha = 0 \sim 0.785$	B_1

附录 D 岩石地基桥墩冲刷及基底埋深

D.0.1 岩石地基桥墩局部冲刷深度可按下列公式计算：

$$h_b = \frac{1.24 K_\xi t^{0.15} B_1^{0.2}}{f_{rk}^{0.4}} \left(\frac{v - v_H}{v_H} \right)^{0.65} \quad (D.0.1-1)$$

$$v_H = v_{H1} \times h_p^{\frac{1}{6}} \quad (D.0.1-2)$$

式中：

h_b ——岩石地基条件桥墩局部冲刷深度 (m)；

t ——桥梁设计使用年限 (a)；

f_{rk} ——桥基冲刷范围岩石饱和单轴抗压强度标准值 (MPa)；

v ——一般冲刷后墩前行近流速 (m/s)，可按本规范第 7.3.3 条规定计算；

v_H ——墩前不冲刷流速 (m/s)；

v_{H1} ——水深 1m 不冲刷流速 (m/s)，根据岩石节理、裂隙平均间距按表 7.3.1-3 取用；

本式适用于桥基岩石饱和单轴抗压强度标准值不超过 35MPa、墩前不冲刷流速不超过 6m 的情形。若墩型系数 $K_\xi < 1.0$ ，则按 1.0 取值。

D.0.2 岩石地基桥墩基底埋置深度亦可参考下表确定：

表 D.0.2 岩石地基桥墩冲刷及基底埋深参考数据

岩石特征				调查资料		建议埋入岩面深度(m)		
岩石类别	饱和单轴抗压强度标准值 f_{rk} (MPa)	调查到有冲刷的桥渡岩石特征		桥梁座数	最大冲刷深度(m)	枯水期平均水位至岩面距离		
		岩石名称	特征			h<2m	h=2~10m	h>10m
极软岩	$f_{rk} \leq 5$	胶结不良的长石砂岩, 炭质页岩等	成分以长石为主, 石英凝灰碎屑、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 5MPa, 用镐、锹易挖动者	2	0.65~3.0	3~4	4~5	5~7
软岩	$5 < f_{rk} \leq 15$	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
较软岩	$15 < f_{rk} \leq 30$	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, 砂质次之, 层理、节理较明显, 砂页岩在水陆交替处易干裂、崩解	9	0.4~1.25	1~2	2~3	3~4
较硬岩 或 坚硬岩	$f_{rk} > 30$	板岩、钙质砂岩、砂质岩、石灰岩、花岗岩、流纹岩、石英岩等	岩石坚硬, 强度虽大于 30MPa, 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 0.2~0.5m	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, 已风化成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. 表中建议埋深系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。

附录 E 沿河和河滩路基水力条件计算

E.1 一般规定

E.1.1 本附录适用于计算沿河路基受斜水流冲击时的沿线流速，以及桥头无导流堤、有梨形导流堤或者有非封闭式导流堤时河滩路基的壅水分布、水面横坡、水位降低、上下游水位差和沿线流速。

E.1.2 设计流量、设计水位、水面线、桥前最大壅水、桥孔流量分配和天然状态流量分配等输入，应采用本规范第 5 章、第 6 章及有关章节在同一资料基准、设计工况和工程状态下形成的成果。

条文说明

E.1.1~E.1.2

本附录包含沿河路基斜流和桥头河滩路基壅水两类经验计算。统一资料基准、设计工况和工程状态，是保持桥前壅水、流量分配、天然洪水比降及路基几何条件相互协调的基础。

E.2 沿河路基斜流流速

E.2.1 沿河路基近旁水流条件能够由河槽或者河滩平均流速代表时，可采用相应平均流速计算；不能代表路基近旁局部流向和流速分布时，应采用适用的水力分析方法确定。

E.2.2 路基受斜水流冲击时，沿路基斜流流速可按下式计算：

$$v_{\beta} = \frac{2\varepsilon_{\beta}}{1 + \varepsilon_{\beta}} v_{c(t)} \quad (\text{E.2.2})$$

式中：

v_{β} ——沿路基斜流流速 (m/s)；

$v_{c(t)}$ ——路基近旁河槽或河滩的平均流速 (m/s)，下标 c、t 分别表示河槽、河滩；

ε_β ——流速不均匀分布系数，按表 E. 2. 2 采用。当 $15^\circ < \beta < 90^\circ$ 且 β 为非表列值时，可

按相邻表列值线性插值；当 $\beta \leq 15^\circ$ 时，取 $\varepsilon_\beta = 1.00$ ；

β ——水流方向与路基轴线的夹角 ($^\circ$)。

表 E. 2. 2 流速不均匀分布系数 ε_β

β	$\leq 15^\circ$	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°
ε_β	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00

E. 3 河滩路基壅水及沿线水力条件

E. 3. 1 桥头无导流堤或者有梨形导流堤时，河滩路基上游侧设计水位以上的最大壅水高度可按下列公式计算：

$$\Delta h_{sh} = \Delta Z + L_{y1} I \quad (\text{E.3.1-1})$$

$$L_{y1} = K_s (1 - M') B \quad (\text{E.3.1-2})$$

式中：

Δh_{sh} ——路基上游侧设计水位以上的最大壅水高度 (m)；

ΔZ ——桥前最大壅水高度 (m)；

L_{y1} ——桥前最大壅水高度处至桥轴线的距离 (m)；

I ——桥位河段天然洪水比降；

M' ——天然状态下桥孔范围内通过的流量与设计流量之比；

B ——设计洪水时水面宽度 (m)；

K_s ——系数，按表 E.3.1 采用；当 $0.5 \leq M' \leq 0.8$ 且 M' 为非表列值时，可按相邻表列值线性插值。

表 E. 3. 1 系数 K_s

M'	0.8	0.7	0.6	0.5
K_s	0.45	0.49	0.53	0.59

E. 3. 2 最大壅水高度点至桥台前缘的距离可按下列公式计算：

$$L_{sh} = A L_{y1} - 0.5 L_d \quad (\text{E.3.2-1})$$

$$E' = 1 - \frac{Q'_{t2}}{Q'_{t1}} \quad (\text{E.3.2-2})$$

式中：

L_{sh} ——最大壅水高度点至桥台前缘的距离 (m)；

L_d ——两桥台前缘间的距离 (m)；

A ——系数，根据 E' 、 M' 按表 E.3.2 采用。当 M' 或 E' 为表列范围内的非表列值时，仅一个参数为非表列值的，可按相邻表列值线性插值；两个参数均为非表列值的，可采用相邻四个表列值进行双线性插值；

E' ——桥孔偏置系数；

Q'_{t1} ——桥梁一端路基阻挡的较大流量 (m^3/s)；

Q'_{t2} ——桥梁另一端路基阻挡的较小流量 (m^3/s)。

表 E.3.2 系数 A

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

E.3.3 当 $Q'_{t1} = 0$ 时，式 (E.3.2-2) 不适用；当 $E' > 0.9$ 时，表 E.3.2 不适用。出现上述任一情形时，不应采用式 (E.3.2-1) 及以 L_{sh} 为参数或者判别条件的后续计算。

E.3.4 桥台前缘至最大壅水高度点的水面横坡可按下式计算：

$$I_h = \frac{L_{y1}I}{L_{sh}} \quad (E.3.4)$$

式中：

I_h ——桥台前缘至最大壅水高度点的水面横坡。

E.3.5 最大壅水高度点至岸边的水面可按平坡计。

E.3.6 当计算的 L_{sh} 大于河滩路基长度时，路基上游侧边坡与岸坡交接处设计水位以上的最大壅水高度可按下式计算：

$$\Delta h'_{sh} = \Delta Z + \frac{L_a L_{y1} I}{L_{sh}} \quad (E.3.6)$$

式中：

$\Delta h'_{sh}$ ——当 $L_{sh} > L_a$ 时，路基上游侧边坡与岸坡交接处设计水位以上的最大壅水高度 (m)；

L_a ——由桥台前缘至同一端岸边间的路基长度（m）。

E. 3. 7 当计算所得 $L_{sh} \leq 0$ 时，本附录采用的壅水分布几何关系不成立，不应继续采用以 L_{sh} 为参数或者判别条件的壅水分布及水位差计算。应重新核对桥孔、流量分配和几何条件，并采用其他适用方法确定。

E. 3. 8 桥头有非封闭式导流堤时，路基上游侧最大壅水高度宜按下列规定确定：

- 1 当 $L_{sh} \leq L_a$ 时，采用 Δh_{sh} ；
- 2 当 $L_{sh} > L_a$ 时，采用 $\Delta h'_{sh}$ ；
- 3 沿路基水面线按平坡考虑。

E. 3. 9 沿路基下游侧水位可按同一高程计，其相对设计水位的降低值可按式估算：

$$\Delta h_x = K_j h_{t1} \tag{E.3.9}$$

式中：

- Δh_x ——水位降低值（m）；
- h_{t1} ——设计水位时河滩路基范围内平均水深（m）；
- K_j ——水位降低系数，按表 E.3.9 采用。当 Q'_t/Q_p 或 E' 为表列范围内的非表列值时，仅一个参数为非表列值的，可按相邻表列值线性插值；两个参数均为非表列值的，可采用相邻四个表列值进行双线性插值。

表 E. 3. 9 水位降低系数 K_j

Q'_t / Q_p	E'											
	河滩路基阻挡流量较大一端						河滩路基阻挡流量较小一端					
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.1	0.07	0.08	0.10	0.12	0.13	0.14	0.07	0.07	0.07	0.06	0.06	0.06
0.2	0.13	0.17	0.20	0.23	0.25	0.26	0.13	0.13	0.12	0.12	0.11	0.11
0.3	0.19	0.25	0.29	0.33	0.35	0.36	0.19	0.19	0.18	0.18	0.18	0.17
0.4	0.25	0.33	0.38	0.41	0.43	0.44	0.25	0.24	0.24	0.23	0.23	0.22
0.5	0.30	0.40	0.44	0.46	0.48	0.48	0.30	0.29	0.28	0.27	0.26	0.24
0.6	0.33	0.42	0.47	0.49	0.51	0.51	0.33	0.32	0.30	0.29	0.28	0.26
0.7	0.36	0.44	0.49	0.51	0.52	0.52	0.36	0.34	0.32	0.30	0.28	0.27

注： Q'_t 为两端河滩路基所阻挡的流量之和（ m^3/s ）， Q_p 为设计流量（ m^3/s ）， E' 为桥孔偏置系数。

条文说明

E.3.1~E.3.9

河滩路基壅水计算以桥孔压缩、两端河滩路基阻挡流量和桥孔偏置关系为主要概化条件。 $Q'_{t1}=0$ 时, 桥孔偏置系数的表达式失去计算基础; $E' > 0.9$ 时, 超出表 E. 3. 2 的表列范围; $L_{sh} \leq 0$ 时, 水面横坡和岸边壅水关系不再符合原有几何概化。表列范围内按线性插值或者双线性插值处理, 超出表列范围的外推会超出已有试验或经验范围。

E. 3. 10 上、下游两侧最大水位差可按下列公式计算:

当 $L_{sh} \leq L_a$ 时:

$$\Delta h_m = \Delta h_{sh} + \Delta h_x \quad (E.3.10-1)$$

当 $L_{sh} > L_a$ 时:

$$\Delta h_m = \Delta h'_{sh} + \Delta h_x \quad (E.3.10-2)$$

式中:

Δh_m ——上、下游两侧最大水位差 (m)。

E. 3. 11 上、下游两侧沿路基的水流流速可按下列式计算; 靠近桥台部分的流速宜采用桥下流速:

$$v_j = 0.7v_{tj} \quad (E.3.11)$$

式中:

v_j ——上、下游两侧沿路基的水流流速 (m/s);

v_{tj} ——天然状态下河滩路基范围内的平均流速 (m/s)。

条文说明

E.3.10~E.3.11

上、下游最大水位差由上游侧壅水和下游侧水位降低共同组成, 并按最大壅水高度点是否位于河滩路基长度范围内分别计算。沿路基流速关系用于河滩路基一般部位, 靠近桥台处的局部水流受桥孔收缩影响更明显。

E. 4 适用条件与复核

E. 4. 1 表 E. 2. 2、表 E. 3. 1、表 E. 3. 2 和表 E. 3. 9 的系数只适用于各表所列参数范围。表列范围内的非表列值可按本附录规定插值; 超出表列范围时, 不应外推。

E. 4. 2 存在下列情形之一时，不应直接采用本附录经验计算成果，应补充调查，并采用水力计算或者其他经验证的独立方法复核：

- 1 桥孔、河滩路基、导流堤和岸边之间的水流路径不能按本附录概化；
- 2 河床变迁、分汊、漫流、回流、顶托、堤防或者其他工程改变桥孔两侧流量分配，使本附录采用的水流路径或者几何关系不成立；
- 3 输入参数超出相应系数表范围，或者出现第 E. 3. 3 条、第 E. 3. 7 条规定的停止条件；
- 4 计算结果与实测洪痕、历史洪水资料或者既有桥梁、路基运行情况不能相互印证。

E. 4. 3 采用两种及以上方法计算时，应分别核对各方法的适用条件；物理基础或者适用条件不同的计算结果不应简单平均。

条文说明

E.4.1～E.4.3

本附录采用简化水流路径和经验系数。实际水流路径不能按本附录概化，或者输入超出系数表范围时，继续套用公式或者外推表值可能造成计算结果失真。采用其他方法复核时，应分别判断各方法的适用条件，不宜以简单平均掩盖计算结果之间的差异。

附录 F 丁坝防护长度计算

F.1 非淹没式丁坝

F.1.1 非淹没式丁坝位于顺直河段时，可按坝后回流长度确定防护长度。计算图式见图 F.1.1。

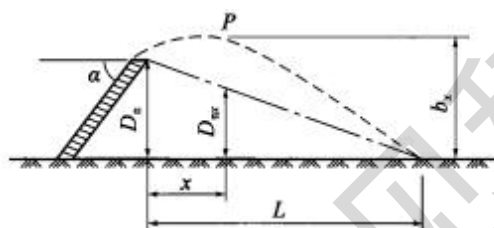


图 F.1.1 非淹没式丁坝顺直河段计算图式

当 $\frac{B_c - D_n}{h_c} < 70$ 时，即丁坝挑流影响对岸时，防护长度应按式计算：

$$L = K_1 \left[5.7 C_0^{0.3} - 0.09 \frac{B_c - D_n}{h_c} \right] D_n \quad (\text{F.1.1-1})$$

当 $\frac{B_c - D_n}{h_c} \geq 70$ 时，即丁坝挑流不影响对岸时，防护长度应按式计算：

$$L = K_1 (5.7 C_0^{0.3} - 6.3) D_n \quad (\text{F.1.1-2})$$

式中：

L ——由坝头起算的回流长度，顺直河段即为防护长度 (m)；

D_n ——丁坝长度在垂直水流方向上的投影长度 (m)；

B_c ——设计水位时的河槽宽度 (m)；

h_c ——设计水位时的河槽平均水深 (m)；

C_0 ——无量纲系数， $C_0 = C/\sqrt{g}$ ；

C ——谢才系数， $C = h_c^{1/6}/n$ ；

n ——河槽糙率；

g ——重力加速度，取 9.8m/s^2 ；

K_1 ——丁坝轴线与水流方向交角 α 的修正系数，按式 (F.1.1-3) 计算：

$$K_1 = \left(\frac{\alpha}{90}\right)^{0.23} \quad (\text{F.1.1-3})$$

式中 α 以度计；当 $\alpha \geq 90^\circ$ 时， K_1 应取 1.00。

条文说明

非淹没式丁坝顺直河段计算关系沿用 JTG C30—2015 附录 E。公式属于经验关系，分别以丁坝挑流是否影响对岸确定计算分支。 B_c 、 h_c 和糙率应与同一设计水位及河槽边界相对应。

F. 1. 2 非淹没式丁坝位于弯曲河段时，防护长度 L' 可根据坝后回流边界线与河岸的交点按图 F. 1. 2 图解确定。回流边界线应按下列公式计算。

$$\frac{b_x - D_{nx}}{D_{nx}} = K_2(5.5 - 7\varepsilon) \left(1 - \frac{x}{L}\right) \left(\frac{x}{L}\right)^{0.8} \quad (\text{F.1.2-1})$$

$$D_{nx} = \left(1 - \frac{x}{L}\right) D_n \quad (\text{F.1.2-2})$$

$$\varepsilon = \frac{D_n}{B_c} \quad (\text{F.1.2-3})$$

$$K_2 = \left(\frac{\alpha}{90}\right)^{0.4} \left(2 - \frac{\alpha}{90}\right)^{0.1} \quad (\text{F.1.2-4})$$

式中：

x ——回流边界线上任意点距坝头的横坐标， $0 < x < L$ （m）；

b_x ——回流边界线上 x 处距坝轴线的纵坐标（m）；

D_{nx} ——回流边界线上 x 处的基准纵坐标（m）；

ε ——丁坝对河槽的压缩比；

L ——按式（F.1.1-1）或式（F.1.1-2）计算的回流长度（m）；

K_2 ——丁坝交角修正系数；

α ——丁坝轴线与水流方向的交角， $0^\circ < \alpha < 180^\circ$ 。

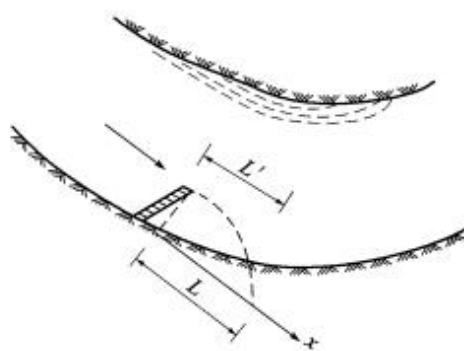


图 F. 1. 2 非淹没式丁坝弯曲河段防护长度图解

条文说明

弯曲河段采用回流边界线与实际河岸的交点确定防护长度, 目的在于反映岸线弯曲对回流区的限制。图解前应先按顺直河段公式得到回流长度 L 。

F.2 淹没式丁坝

F.2.1 淹没式丁坝位于顺直河段时, 防护长度 L' 可取回流长度 L , 并按下列公式计算:

$$L = 8.3 \frac{h_D}{h} \left(\frac{B_c - D_n}{B_c} \right)^{2.6} D_n K_\alpha \quad (\text{F.2.1-1})$$

$$K_\alpha = \begin{cases} 1, & \alpha = 90^\circ \\ \left(\frac{\alpha}{90} \right)^{-0.6}, & \alpha > 90^\circ \\ \left(\frac{\alpha}{90} \right)^{1.3}, & \alpha < 90^\circ \end{cases} \quad (\text{F.2.1-2})$$

式中:

h_D ——淹没式丁坝高度 (m);

h ——设计水位时坝址断面平均水深 (m);

B_c ——设计水位时坝址断面水面宽度 (m);

K_α ——丁坝轴线与水流方向交角 α 的修正系数;

α ——丁坝轴线与水流方向的交角, 以度计。

F.2.2 淹没式丁坝位于弯曲河段时, 流向向岸的防护长度通常小于按式 (F.2.1-1) 计算的回流长度, 流向离岸的防护长度通常大于该回流长度, 可按图 F.2.2 图解确定。流向向岸时, 可在坝址平面图上以 D_n 为短半轴、 L 为长半轴作椭圆, 椭圆与岸线的交点作为防护长度末端。流向离岸时, 可分别以 D_n 和 L 为两直角边作斜线并延长, 与岸线的交点作为防护长度末端。

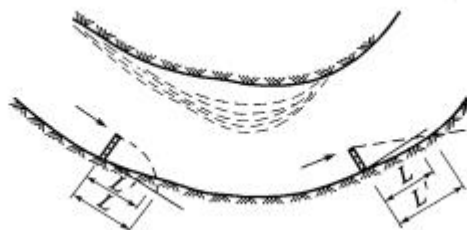


图 F.2.2 淹没式丁坝弯曲河段防护长度图解

条文说明

F.2.1~F.2.2

淹没式丁坝防护长度关系沿用 JTG C30—2015 附录 E。淹没深度、流向交角及弯道岸线会改变回流区范围，计算和图解应采用同一工况。

征求意见稿

附录 G 校核水准采用条件

G.0.1 本附录所列校核水准采用条件，是指超出本规范或者有关标准规定应在设计水准下考虑范围的特殊水文作用或者不利水文边界条件。本规范或者有关标准规定应在设计水准下考虑的水文作用和水文边界条件，不因其单独存在而采用校核水准。

G.0.2 B类和C类工程对象符合表 G.0.2 任一项“应采用校核水准的情形”时，应采用校核水准。工程已有或者拟采取的防护、排水、加固等措施，不作为判定表列情形不成立的依据；有关措施的有效性应在校核水文状况下按规定的校核性能要求进行验证。

表 G.0.2 B类和C类工程对象采用校核水准判定表

序号	判定事项	适用对象	应采用校核水准的情形	容易混淆但不属于本项的常规情形
1	河床、海床、主槽、岸线或洪泛通道持续变化，并将使工程采用的设计条件发生不利改变	桥梁：沿河或滨海路基；水下隧道；河床、海床或岸线变化可能影响覆土或外水条件的临水隧道	同时符合下列条件： 1) 多期资料表明，河床或海床高程、主槽或岸线位置、洪泛通道范围或者汉道流量分配存在持续变化；或者已经明确的水库蓄泄、闸坝调度、河道整治等将改变工程附近的水流、泥沙或者河床、海床演变条件； 2) 上述变化将使床面高程、主流或岸坡位置、洪泛通道位置或范围、隧道覆土厚度或者外水条件与设计采用条件发生不利偏离，如主流向工程靠近、冲刷范围扩大、洪泛通道改移、隧道覆土减小或者外水作用增大。	1) 本规范或者有关标准规定应在设计水准下考虑的一般河床冲淤、局部冲刷或者岸坡变化，且无持续变化趋势； 2) 多期资料仅显示季节性波动或者无趋势的单次变化，且不存在已经明确将改变工程附近水流、泥沙或者床岸演变条件的水库蓄泄、闸坝调度、河道整治等。
2	漂浮物、冰凌、块石等能够到达工程，并可能造成堵塞、淤积或撞击	桥梁：漂浮物、冰凌、块石或者泥石流携带物； 小桥涵：前述物体及可能集中淤积的泥沙、块石	同时符合下列条件： 1) 工程上游或周边存在相应物体的明确来源； 2) 相应物体能够沿河道、沟谷或者坡面到达桥孔、墩台、涵洞进口或者孔内； 3) 根据相应物体的尺度、数量与桥孔或者涵洞尺寸的关系，可能形成堵塞、聚集、冰塞、卡阻或者淤积，减小有效过流断面，或者可能撞击墩台及其他主要结构部位。	1) 一般含沙水流或者河道正常输沙； 2) 零散小型漂浮物，其尺度和数量不足以形成聚集、卡阻或者撞击； 3) 不明显减小有效过流断面的少量局部淤积。

3	上游来水或工程汇水可能与外部高水位等同时形成不利水力条件	桥梁； 小桥涵； 路基； 隧道； 公路沿线设施 场地	同时符合下列条件： 1) 工程既受上游洪水或者工程汇水影响，又受下游河道高水位、湖库高水位、潮位、波浪、水库泄水、闸门启闭或者泵站运行等外部条件影响； 2) 水文过程、潮位过程、调度规则、设施运行方式或者有关资料表明，上述来水与外部条件可能在不利时段同时发生； 3) 上述来水与外部条件共同作用将使工程处水位升高、过流或排水能力降低、倒灌范围扩大，或者使受淹范围、积水深度或持续时间增加。	1) 本规范或者有关标准规定应在设计水准下考虑的尾水、回水、潮位、波浪或者水库水位组合； 2) 仅将洪水、潮位、湖库水位等各项最大值机械叠加，且无水文过程、潮位规律、调度规则或者设施运行依据。
4	一处堵塞或出口受限可能使水流转入其他工程对象	小桥涵； 路基； 隧道； 公路沿线设施 场地	同时符合下列条件： 1) 根据汇水范围、排水设施和地形高程，能够确认工程对象之间存在实际水流联系； 2) 其中一处发生堵塞、出流受限或者出口高水位时，水流能够沿明确路线越流、倒灌或者改道，并进入另一工程对象； 3) 水流转出对象或者承受转入水流的对象，其来水量、出流方向或者排水边界因此发生不利改变。对两类对象应分别判定。	1) 工程对象仅在空间上相邻、管理上同属一个排水系统或者处于同一汇水区，但不存在实际水流联系； 2) 工程对象之间虽有排水联系，但发生堵塞、出流受限或者出口高水位时，水流仍沿原排水路线排出，不会进入其他工程对象。
5	外部洪水能够沿明确路线进入、横穿或沿工程纵向流动	路基； 隧道； 公路沿线设施 场地	同时符合下列条件： 1) 工程外部存在可能到达本工程的河流洪水、山洪或者泥石流； 2) 根据地形和高程，能够确定外部洪水到达道路低点、场地边界低点、出入口、洞口、竖井、疏散出口或者其他开口的路线； 3) 外部洪水能够进入工程范围、横穿路基或者沿道路或隧道纵向流动，并可能形成快速积水、连续水流通道，或者进入地下、封闭空间及其他重要部位。	1) 路基局部汇水、隧道洞口一般坡面汇水、场地自身降雨形成的地表径流，或者无外部来水路线的局部低点积水； 2) 外部洪水虽到达工程附近，但根据地形和高程能够确认其不能进入工程范围、横穿路基或者沿道路或隧道纵向流动。