

河口、老海堤加高及地基经排水固结处理的取小值)。

6.2.7 本条规定了确定海堤堤顶宽度的原则和应考虑的因素。海堤堤顶一般不允许车辆通行,交通道路宜设置在背水侧,有利于防汛。对于路堤结合的海堤可以按公路要求设计,但应以保证海堤工程安全为前提,并有相应的保护和维护措施。

6.2.8 本条规定了海堤堤身边坡确定的原则与方法。迎水坡指临海侧,背水坡指背海侧。

6.2.10 本条规定了确定海堤防渗体应满足的安全要求及确定防渗体尺寸的方法。

6.2.12 通常海堤堤线较长,不同的堤段有不同的断面形式、高度及地质情况,选定具有代表性的断面进行稳定分析及沉降计算,是为了保证海堤工程安全。在地形、地质条件变化复杂段的计算断面可以适当加密。防浪墙除了进行整体抗滑稳定、渗透稳定及沉降等计算外,还需抗倾覆稳定及地基承载力计算,验证设计的合理性,保证工程安全。

6.3 堤基处理

6.3.6 为加速软弱土或淤泥的排水固结,以往多采用排水砂井作为垂直排水通道。20世纪70年代以来,应用塑料排水板插入土中作为垂直排水通道在国内外已得到广泛应用。

6.3.7 爆炸置换法中最初采用的是爆炸排淤填石法,它是在淤泥质软基中埋放药包群,起爆瞬间在淤泥中形成空腔,抛石体随即坍塌充填空腔,达到置换淤泥的目的。该法要求堤头爆填一次达到持力层上,并在堤头前面形成石舌,根据交通部的有关规范的规定,其处理深度一般控制在12m以内。近几年,爆炸置换技术得到了进一步的发展,基于土工计算原理,提出了爆炸挤淤置换法,是通过炸药爆炸产生的巨大能量将土体横向挤出,达到置换淤泥的目的,使得置换深度大大提高。据已实施的工程实例,最大置换深度已达30m。该法完工后沉降小,施工进度快,但石方用量大。

7 河道治理及护岸(滩)工程

7.1 一般规定

7.1.1 本条规定了河道治理的原则。流经城市的河道是所在江河的一部分,城市区域河道治理是所在江河河道整治的一部分,局部包含于整体,故要求上下游、左右岸、干支流相互协调。

城市防洪工程是城市总体规划的组成部分,因此,必须满足城市总体规划的要求。河道治理是城市防洪工程的组成部分,必须与城市总体规划相协调,综合考虑城市综合规划中防洪、航运、引水、岸线利用等各方面的要求,做到经济合理、综合利用、整体效益最优。

7.1.2 本条规定了确定河道治导线的原则。河道治导线是河道行洪控制线,需要在充分研究河道演变规律、顺应河势、兼顾上下游左右岸关系的基础上划定。

7.1.3 本条规定了河道治理工程布置原则。

7.1.4 本条规定了拦、跨河建筑物布置应遵循的原则。桥梁或渡槽等横跨河道,可能在河道中设置桥墩,或使河道局部束窄,干扰河道水流流态,使该处河道泄流能力降低。若桥墩轴线与水流方向不一致(即斜交),将增大阻水面积,减少过流面积,使河道水流产生旋流,从而增大水头损失,抬高上游河道水位,增加防洪堤防高度和壅水段长度,对城市防洪是不安全的,对城市防洪工程建设也是不经济的;对桥梁或渡槽等建筑物自身而言,水位壅高,使得其承受的水压力增大,河道冲刷深度增加亦影响其自身防洪安全。

7.2 河道整治

7.2.1 本条强调河道整治工作中基本资料收集整理分析的重要

性。河道的冲淤变化、河势演变趋势是河道整治的重要依据,应充分收集水文、泥沙、河道测量资料,分析河道水沙特性、冲淤变化趋势,河势演变规律,并预测河道演变趋势及对河道治理的影响,为河道整治工程设计提供依据。

7.2.4 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 6.1.1 条的规定。设置护岸(滩)是为了保护岸边不被水流冲刷,防止岸边坍塌,保证汛期行洪岸边稳定。

7.2.5 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 6.1.2 条的规定。本条规定了护岸形式选择时需要考虑的影响因素。一般当河床土质较好时,采用坡式护岸和墙式护岸;当河床土质较差时,采用板桩护岸和桩基承台护岸;在冲刷严重河段的中枯水位以下部位采用顺坝或丁坝护岸。顺坝和短丁坝常用来保护坡式护岸和墙式护岸基础不被冲刷破坏。

7.2.6 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 6.1.3 条的规定。

7.2.7 设置防浪平台、栽植防浪林可显著消减风浪作用,但种植防浪林以不影响河、湖行洪为原则。

7.3 坡式护岸

7.3.1 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 6.2.1 条的规定。坡式护岸对河床边界条件改变较小,对近岸水流的影响也较小,是我国城市防洪护岸工程中常用的、优先选用的形式,其中以砌石应用的最为广泛,但在季节性冻土地区要特别注意冰冻对砌石的破坏。为满足城市景观、环境要求,在条件允许的河岸,应尽可能采用生态护岸。设置戕台主要是为了护岸稳定。为便于护岸检修、维护和管理,隔一定间距还应设置上下护岸的台阶。

7.3.2 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 6.2.2 条的规定。坡式护岸的坡度主要是根据岸边稳定确定,护

岸厚度主要是根据护岸材料、流速、冰冻等通过计算确定。

7.3.3 本条规定了选择植物护坡的基本条件。

7.3.4 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 6.2.3 条的规定。

7.3.5 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 6.2.4 条的规定。

7.3.6 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 6.2.5 条的规定。护脚设计必须保证其工作的可靠性。护脚埋深要慎重确定,护脚如果被冲垮,则护岸也难以保住。埋深根据冲刷深度设置,同时也要参考已有工程的经验,综合分析确定。护脚处于枯水位以下,必须水下施工时,宜采用抛石、石笼、沉排、沉枕等护脚。抛石是最常用的护脚加固材料,为防止水流淘刷向深层发展造成工程破坏,还需考虑在抛石外缘加抛防冲和稳定加固的备石方量。

7.4 墙式护岸

7.4.1 墙式护岸具有断面小、占地少的优点,但对地基要求较高,造价也较高,多用于堤前无滩、水域较窄、防护对象重要、城市堤防建设中场地受限制的情况。

7.4.2 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 6.3.2 条的规定。

7.4.3 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 6.3.1 条的规定。工程实践经验是:对岩石、砂土及较硬的黏土或砂质黏土地基(其内摩擦角 ϕ 大于 25°),一般多采用墙式结构;对表层有不很厚的淤泥层下面是坚硬的土壤或岩石地基,也可在进行换砂(石)处理后采用墙式结构。

7.4.4 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 6.3.3 条的规定。

7.4.5 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第

6.3.4 条的规定。

7.4.6、7.4.7 这两条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 6.3.5 条的规定。变形缝的缝距不仅与护岸结构材料有关,还与地形、地质、护岸结构形式有关。对有防水要求的护岸,在分缝处应设止水。

7.4.8 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 6.3.11 条的规定。

7.4.9 本条规定了墙身设置排水孔的要求。排水孔的大小和布置应根据水位变化情况、墙后填料透水性能和岸壁断面形状确定,最下一层排水孔应低于最低水位。墙前后水位差较大,墙基作用水头较大,易引起地基渗透破坏。

7.5 板桩式及桩基承台式护岸

7.5.1 本节基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 6.4 节的规定。

7.5.2 板桩式及桩基承台式护岸的结构形式,按有无锚碇可分为无锚板桩及有锚板桩两类。

7.5.4 锚碇结构形式有:锚碇板或锚碇墙、锚碇桩或锚碇板桩、锚碇叉桩、斜拉桩锚碇、桩基承台锚碇。锚碇板一般采用预制钢筋混凝土板,锚碇墙一般采用现浇钢筋混凝土墙,锚碇桩一般采用预应力或非预应力钢筋混凝土桩,锚碇板桩一般采用钢筋混凝土板桩,锚碇叉桩一般采用钢筋混凝土桩。

7.6 顺坝和短丁坝护岸

7.6.1 本节基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 6.5 节的规定。顺坝和短丁坝是河岸间断式护岸的两种主要形式,适用于冲刷严重的河岸。顺坝和短丁坝的作用主要是导引水流、防冲、落淤、保护河岸。由于顺坝不改变水流结构,水流平顺,因此应优先采用;丁坝具有挑流导沙作用,为了减少对流态的影

响,宜采用短丁坝,在多沙河流中下游应用,会获得比较理想的效果。不论选用哪种坝型,都应把防洪安全放在首位。

7.6.4 根据工程经验,一般在流速较小、河床土质较差、短丁坝坝高较低时,可采用土石坝、抛石坝或砌石坝;当流速较大时,宜采用铅丝石笼坝或混凝土坝。

7.6.5 土石丁坝和顺坝,迎水坡一般取 $1:1 \sim 1:2$,背水坡取 $1:1.5 \sim 1:3$,坝头可取 $1:3 \sim 1:5$ 。在坝基易受冲刷的河床或修建在水深流急河段的丁坝,为了防止坝基被冲刷,一般以柴排或土工布护底。当坝基土质较好时,可仅在坝头处设置护底。

为了防止水流绕穿坝根,可以在河岸上开挖侧槽,将坝根嵌入其中,或在坝根上下游适当范围加强护岸。

7.6.6 丁坝平面布置,按其轴线与水流的交角可分为上挑丁坝、下挑丁坝、正挑丁坝三种。实践证明,上挑丁坝的坝头水流紊乱,坝头冲刷坑较深且距坝头较近;下挑丁坝则相反,冲刷坑较浅,且离坝头较远;正挑丁坝介于两者之间,设计应根据具体要求合理选用。

丁坝间距以水流绕过上一丁坝扩散后不致冲刷下一丁坝根部为准,一般可取丁坝长度的 2 倍~3 倍,或按计算确定。在每一组短丁坝群中,首尾丁坝受力较大,其长度和间距可适当减小。

对于条件复杂、要求较高的重点短丁坝群护岸,应通过水工模型试验确定。

8 治 涝 工 程

8.1 一 般 规 定

8.1.1 本规范所指城市治涝工程主要有排涝河道、排涝水闸、排涝泵站等城市雨水管网系统之外的排除城市涝水的水利工程。城市雨水管网的设计已经有相关的规范,例如现行国家标准《室外排水设计规范》GB 50014,应执行相应规范的规定。

城市治涝工程是城市基础设施的重要组成部分,也是城市防汛工程体系的有机组成部分。因此,城市治涝工程设计必须在城市总体规划、城市防洪规划、城市治涝规划的基础上进行。

排涝河道,向上接受市政排水管网的排水,向下应及时将涝水排出,起到一个传输、调蓄涝水的作用,其传输、调蓄作用将受到河道本身的容蓄能力大小及下游承泄区水位变动的影响。市政排水管网和河道排涝在排水设计及技术运用上不同,在设计暴雨和暴雨参数推求时选样方法有很大差异,目前尚未建立两种方法所得到的设计值与重现期之间固定的定量关系。市政排水关注的主要是地面雨水的排除速度,即各级排水管道的尺寸,主要取决于1h甚至更短的短历时暴雨强度;而河道排涝问题,除了涝水排除时间外,更关注河道最高水位,与短历时暴雨强度有一定关系,但由于河、湖等水体的调蓄能力,主要还与一定历时内的雨水量有关(一般为3h~6h),以此来确定河道及其排涝建筑物的规模。所以管网排水设计和河道排涝设计之间存在协调和匹配的问题。从建设全局看,既无必要使河道的排涝能力大大超过市政管网的排水能力,使河道及其河口排涝建筑物的规模过大,又不应由于河道及其河口排涝建筑物规模过小而达不到及时排除城市排水管网按设计标准排出的雨水,从而使部分雨水径流暂存河道并壅高河道水位,

反过来又影响管网正常排水。当河道容蓄能力较小时,河道设计就应尽可能与上游市政排水管网的排水标准相协调,做到能及时排除市政管网下排的雨水,以保证市政管网下口的通畅,维持其排水能力,此时河道设计标准中应使短历时(如 1h 或更短历时)设计暴雨的标准与市政管网的排水标准相当,或考虑到遇超标准短历时暴雨市政管网产生压力流时也能及时排水,也可采用略高于市政管网的标准。在河道有一定的容蓄能力、下游承泄区水位变动较大且有对河道顶托作用的条件下,河道排水能力可小于市政管网最大排水量,但应满足排除一定标准某种历时(如 24h)暴雨所形成涝水的要求,并使河道最高水位控制在一定的标高以下,以保证城市经济、社会、环境、交通等正常运行,而这种历时的长短,主要取决于河道调蓄能力、城市环境容许等因素。

8.1.2 治涝工程是城市基础设施,应根据自然地理条件、涝水特点以及城市可持续发展要求,统筹兼顾,处理好上游与下游、除害与兴利、整体与局部、近期与远期、治涝与城市其他部门要求等关系;针对城市治涝的特点,处理好排、蓄、截的关系,处理好自排与抽排的关系;为城市人民安居乐业、提高生活水平、稳定发展提供保障。不同类型的涝水采取的防治措施也应不一样,工程措施与非工程措施相结合,是综合治理的具体体现。

8.1.3 在水资源短缺的地区,鼓励因地制宜地采取雨洪利用综合措施,实现雨洪资源化,既有利于消减城市洪峰流量和洪水量,节约工程投资,又可以增加宝贵的水资源量。

治涝工程设计应为多元功能的一体化运作、统一管理创造条件,为新技术、新工艺、新材料的应用提供依据,使设计的排涝河道成为城市生态环境保护圈中不可缺少的一环。治涝工程中的排水闸、挡洪(潮)闸、排水泵站、排水河道、蓄涝工程等,应在满足治涝要求的同时,与防洪、灌溉、航运、养殖、生态、环保、卫生等有关部门要求相结合,发挥治涝工程的多功能作用,避免功能单一、重复建设。

8.1.4 在工程实践中,由于城市用地紧张或建筑物紧邻工程并已经建成,工程用地的征用很困难,因此城市治涝工程应重视节约用地,有条件的应与市政工程建设相结合。

城市治涝工程设计要考虑的很重要的一项功能是与城市建筑相协调,美化城市景观。过去的工程设计理念多是注重结构上稳定安全,经济上节约,技术上可行,偏重于工程的水利功能,但随着人们生活水平的提高,人们的需求多样化,对人居环境越来越重视,水利工程建筑物处于城市区域,必须与城市环境相协调,不论是外观轮廓还是细部装饰,都应与城市建筑风格相融合,做到保护生态环境、美化景观、技术先进、安全可靠、经济合理。

8.2 工程布局

8.2.1 我国的大部分城市,一般同时受暴雨、洪水的影响,滨海地区的城市还受潮水、风暴潮等影响,既有防洪(潮)问题,又有治涝问题。因此,治涝工程总体布局需要与防洪(潮)工程统一全面考虑,统筹安排,发挥综合效益。

城市各类建筑物及道路的大量兴建使城市不透水面积快速增长,综合径流系数随之增大,雨水径流量也将大大增加,如果单纯考虑将雨水径流快速排出,所需排涝设施规模将随之增大,这对于城市建设和城市排涝是一个沉重的包袱。结合城市建设,因地制宜地设置雨洪设施截流雨水径流是削减城市排涝峰量的有效措施之一。据有关研究,下凹式绿地,对2年至5年一遇的降雨,不仅绿地本身无径流外排,同时还可消纳相同面积不透水铺装地面的雨水径流,基本无径流外排。

城市治涝工程设计应贯彻全面规划、综合治理、因地制宜、节约投资、讲求实效的原则。拟定几个可能的治理方案,重点研究骨干工程布局,协调排与蓄的关系,通过技术、经济分析比较,选出最优方案。

8.2.2 城市防洪与治涝相互密切结合,治涝分片与防洪工程总体

布局密切相关。治涝工程总体布局,应根据涝区的自然条件、地形高程分布、水系特点、承泄条件以及行政区划等情况,结合防洪工程布局和现有治涝工程体系,合理确定治涝分片。

地形高程变化相对较大的城市,还可采取分级治理方式。

8.2.3 治涝工程的蓄与排相辅相成,密切相关,设置一定的蓄涝容积,保留和利用城市现有的湖泊、洼地、河道等,不仅可以调节城市径流,有效削减排涝峰量,减少内涝,而且有利于维持生态平衡,改善城市环境。

8.2.4 对有外水汇入的城市,例如丘陵城市,有中、小河流贯穿城区的城市,有条件时,可结合防洪工程总体布局,开挖撇洪工程,实施河流改道工程使原城区段河流成为排涝内河,让原来穿城而过的上游洪水转为绕城而走,可减轻城区洪水压力,减少治涝工程规模。

8.2.5 因地制宜,妥善处理自排与抽排的关系,不同区域采取不同措施,既保证排涝安全,又节省工程投资。高水(潮)位时有自排条件的地区,一般宜在涝区内设置排涝沟渠、排涝河道以自排为主,局部低洼区域可设置排涝泵站抽排。高水(潮)位时不能自排或有洪(潮)水倒灌情况的地区,一般应在排水出口设置挡洪(潮)水闸,在涝区内设置蓄涝容积,并适当多设排水出口,以利于低水(潮)位时自流抢排,并可根据需要设置排涝泵站抽排。

我国城市根据所处地理位置不同一般可分为三种类型,可采取不同的排涝方式:

1 沿河城市。沿河城市的内涝一般由于河道洪水使水位抬高,城区降雨产生的涝水无法排入河道或来不及排除而引起,或者两者兼有。承泄区为行洪河道,水位变化较快。内涝的治理,一般在涝区内设置排涝沟渠、河道,沿河防洪堤上设置排涝涵洞或支河口门自排,低洼地区可设置排涝泵站抽排;有河道洪水倒灌情况的城市,一般应在排涝河道口或排涝涵洞口设置挡洪闸,并可设置排涝泵站抽排。

2 滨海城市。滨海城市的内涝一般由于地势低洼,受高潮位顶托,城区降雨产生的涝水无法排除或来不及排除而引起,或者两者兼有。承泄区为海域或感潮河道,承泄区的水位呈周期性变化。内涝的治理,高潮位时有自排条件的地区,可在海塘(或防汛墙)上设置排涝涵洞或支河口门自排;高潮位时不能自排或有潮水倒灌情况的地区,一般应适当多设排水出口和蓄涝容积,以利于低潮时自流抢排,排水出口宜设置挡潮闸,并可根据需要设置排涝泵站抽排;地势低洼又有较大河流穿越的城市,在河道入海口有建闸条件的,可与防潮工程布局结合经技术经济比较在河口建挡潮闸或泵闸。

3 丘陵城市。丘陵城市一般主城区主要分布在山前平原上,而城郊区为山丘林园或景观古迹等,也有城市是平原、丘陵相间分布的。为了减轻平原区的排涝压力,在山丘区有条件的宜设置水库、塘坝等调蓄水体,沿山丘周围开辟撇洪沟、渠,直接将山丘区雨水高水高排出涝区。

8.2.6 承泄区的组合水位是影响治涝工程规模和设计水位的重要因素。我国城市涝区一般以江河、湖泊、海域作为承泄区,江河承泄区水位一般变化较快,湖泊承泄区水位变化缓慢,海域承泄区的水位呈周期性变化。在确定承泄区相应的组合水位时,应根据承泄区与涝区暴雨的遭遇可能性,并考虑承泄区水位变化特点和治涝工程的类型,合理选定。

当涝区暴雨与承泄区高水位的遭遇可能性较大时,可采用相应于治涝设计标准的治涝期间承泄区高水位;当遭遇可能性不大时,可采用治涝期间承泄区的多年平均高水位。承泄区的水位过程,可采用治涝期间承泄区的典型水位过程进行缩放,峰峰遭遇可以考虑较不利组合以保证排涝安全。当设计治涝暴雨采用典型降雨过程进行治涝计算时,也可直接采用相应典型年的承泄区水位过程。各地区也可根据具体情况分析确定。例如,上海市采用设计治涝暴雨相应典型年的实测潮水位过程,天津市采用治涝期典

型的潮水位过程。

8.3 排涝河道设计

8.3.1 河道岸线布置关系水流流态、工程的稳定安全、工程投资、工程效益等,城市排涝河道起着承上启下的作用,必须统筹考虑排水管网布设、承泄区位置、城市用地等各种因素,进行技术经济比较。

8.3.2 排涝河道设计水位、过水断面、纵坡等设计参数应根据涝区特点和排涝要求,由排涝工程水利计算、水面线推求等分析确定。河网地区的城市,根据工程设计的需要,可通过河网非恒定流水利计算确定其设计参数。对于多功能的排涝河道,需作河道功能的分项计算。如按常规进行某集水区河道泄洪、排水、除涝等水利计算,以明确河道应达到的规模;按规划河道的水资源配置和蓄贮要求进行水流模拟计算,从而确定河道常水位和控制水位、水体蓄贮量和置换量,河道水质状态等。以上分析计算成果将是整治后的排涝河道进行日常水资源调度管理的重要指导性技术依据。

8.3.4 最大限度地保持河道的自然风貌,有利于涵养水源、保土保墒、美化景观、减少涝灾。城市排涝河道整治应强调生态治河理念,与改善水环境、美化景观、挖掘历史文化底蕴等有机结合,增强河道的自然风貌及亲水性。根据有关研究,河岸发挥生态功能的有效宽度,一般一侧应不小于30m,在城市用地紧张的条件下可以适当减少。

8.3.5 生物护坡成本低廉并能够有效改善河道岸坡的坚固稳定性,对修复河流生态,尤其是基底生态系统有实用价值。

8.4 排涝泵站

8.4.2 本条规定了排涝泵站站址选择应考虑的因素。

选择站址,首先要服从城市排涝的总体规划,未经规划的站址,不仅不能发挥预期的作用,还会造成很大的损失和浪费;二要

考虑工程建成后综合利用要求,尽量发挥综合利用效益;三要考虑水源、水流、泥沙等条件,如果所选站址的水流条件不好,不但会影响泵站建成后的水泵使用效率,还会影响整个泵站的运行;四要考虑占地、拆迁因素,尽量减少占地,减少拆迁补偿费;五要考虑工程扩建的可能性,特别是分期实施的工程,要为今后扩建留有余地。

为了能及时排净涝水,应将排水泵站设在排水区地势低洼,能汇集排水区涝水,且靠近承泄区的地点,以降低泵站扬程,减小装机功率。有的排水区涝水可向不同的承泄区(河流)排泄,且各河流汛期高水位又非同期发生,需对河流水位(即所选站址的站上水位)作对比分析,以选择装置扬程较低、运行费用较经济的站址;有的排水区涝水需高低分片排泄,各片宜单独设站,并选用各片控制排涝条件最为有利的站址。

8.4.3 本条规定了排涝泵站布置的原则和要求。

1 在渍涝区附近修建临河泵站确有困难时,需设置引渠将水引至宜于修建泵站的位置。为了减少工程量,引渠线路宜短宜直,引渠上的建筑物宜少。为了防止引渠渠床产生冲淤变形,引渠的转弯半径不宜太小。为了改善进水前池的水流流态,弯道终点与前池进口之间宜有直线段,其长度不宜小于渠道水面宽的8倍。进水前池是泵站的重要组成部分,池内水流流态对泵站装置性能,特别是对水泵吸水性能影响很大。如流速分布不均匀,可能会出现死水区、回流区及各种旋涡,发生池中淤积,造成部分机组进水量不足,严重时旋涡将空气带入进水流道(或吸水管),使水泵效率大为降低,并导致水泵汽蚀和机组振动等。前池有正向进水和侧向进水两种形式,正向进水的前池流态较好。

3 出水池应尽量建在挖方上。如需建在填方上时,填土应碾压密实,严格控制填土质量,并将出水池做成整体结构,尤其应采取防渗排水措施,以确保出水池的结构安全。出水池中的流速不应太大,否则会由于过大的流速而使池中产生水跃,与渠道流速难以衔接,造成渠道的严重冲刷。根据一些泵站工程实践经验,出水

池中流速应控制最大不超过 2.0m/s ,且不允许出现水跃。

4 进水流道的设计,进水流道主要问题是保证其进口流速和压力分布比较均匀,进口断面流速宜控制不大于 1.0m/s ;出水流道布置对泵站的装置效率影响很大,因此流道的型线变化应比较均匀,出口流速应控制在 1.5m/s 以下。

8.4.4 本条规定了排涝泵站防渗排水设计的原则和要求。防渗排水设施是为了使泵站基础渗流处于安全状况而设置的。根据已建工程的实践,工程的失事多数是由于地基防渗排水布置不当造成的,必须给予高度重视。泵站地基的防渗排水布置,应在泵房高水位侧(出水侧)结合出水池的布置设置防渗设施,如钢筋混凝土防渗铺盖、齿墙、板桩、灌浆帷幕等,用来增加防渗长度,减小泵房底板下的渗透压力和平均渗透坡降;在泵房低水位侧(进水侧)结合前池、进水池的布置,设置排水设施,如排水孔、反滤层等,使渗透水流尽快地安全排出,减小渗流出逸处的出逸坡降,防止发生渗透变形,增强地基的抗渗稳定性。至于采用何种防渗排水布置,应根据站址地质条件和泵站扬程等因素,结合泵房和进、出水建筑物的布置确定。同正向防渗排水布置一样,侧向防渗排水布置也应做好,不可忽视,侧向防渗排水布置应结合两岸连接结构(如岸墙、进出口翼墙)的布置确定,一般可设置防渗刺墙、板桩等,用来增加侧向防渗长度和侧向渗径系数。要注意侧向防渗排水布置与正向防渗排水布置的良好衔接,以构成完整的防渗排水布置。

8.4.5 本条规定了泵房布置与安全方面的原则与要求。泵房挡水部位顶部安全超高,是指在一定的运用条件下波浪、壅浪计算顶高程距离泵房挡水部位顶部的高度,是保证泵房内不受水淹和泵房结构不受破坏的一个重要安全措施。

9 防 洪 闸

9.1 闸址和闸线的选择

9.1.1 防洪闸系指城市防洪工程中的泄洪闸、分洪闸、挡洪闸、排涝闸和防潮闸等。

泄洪闸是控制和宣泄河道洪水的防洪建筑物,一般建在防洪河道上游。

分洪闸是用来分泄天然河道的洪水,在天然河道遭遇到大洪水而宣泄能力不足时,分洪闸就开启闸门分洪,分洪闸应建在城市上游。

挡洪闸多建在支流河口附近,在干流洪水位到达控制水位时关闭闸门挡洪,在洪水位降至控制水位以下时开启闸门排泄支流的洪水。

排涝闸是用来排泄城市涝水、洼地积水的建筑物,一般多建在城市下游。

为防止洪水或潮水倒灌的闸称为挡洪闸或挡潮闸,一般多建在城市防洪河道入海口处。

本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 9.2.1 条的规定。地质条件关系到地基的承载能力和抗滑、抗渗稳定性,是防洪闸设计总体布置中考虑的主要因素之一。地形、水流、泥砂直接影响闸的总体布置、工作条件及过流能力。此外,闸址还涉及拆迁房屋多少、占用农田多少以及交通运输、施工条件等,这些又直接影响工程造价。为此需综合考虑,经技术经济比较确定。

随着我国经济的发展,城市建设的现代化水平在逐年提高,城市防洪工程是城市现代化建设的基础工程,其选址、规模应与城市

总体布局协调一致,成为城市的一个景点,如苏州河挡潮闸。

9.1.2 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 9.2.3 条的规定。从水力学的观点出发,闸址选择主要考虑水流平顺、岸坡稳定。

泄洪闸、排洪闸、排涝闸闸址宜选在顺直河段上,主要原因是河岸不易冲刷,岸边稳定,水流流态平顺。

分洪闸闸址选在弯道凹岸顶点稍偏下游处,主要是考虑弯曲河段一般具有深槽靠近凹岸的复式断面,河床断面和流态都比较稳定,主流位于深槽一侧,有利于分洪;由于弯道上的环流作用,底沙向凸岸推移,分洪闸进沙量少;同时,分洪闸的引水方向与河道主流方向夹角也小,从而进流量大。

9.1.3 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 9.2.2 条的规定。将原条文中“应避免采用人工处理地基”修改为“有地质缺陷、不满足设计要求时,地基应进行加固处理”。闸址地基条件直接关系着闸的稳定安全和工程投资,应慎重考虑确定,当地基不满足设计要求时应进行加固处理。

9.1.4~9.1.6 这三条是参照现行行业标准《水闸设计规范》SL 265 制定的。

9.1.7 防潮闸一般多建在城市防洪河道入海口处的直段,放在海口处可以尽量减少海潮的淹没和影响范围,可以减少海潮对河道的泥砂淤积量。

9.1.8 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 9.2.4 条的规定。

9.2 工程布置

9.2.1 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 9.3.1 条的规定。增加与城市景观、环境美化相结合的要求。

9.2.2 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 9.3.2 条的规定。对于胸墙式防洪闸,增加“宜留有排沙孔”的要

求,以适应在多沙河流上建闸排沙要求。

9.2.3 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 9.3.3 条的规定。确定闸底板高程,首先要确定合适的最大过闸单宽流量,取决于闸下河道水深及河床土质的抗冲流速。采用较小的过闸单宽流量,闸的总宽度较大,闸下水流平面扩散角较小,水流不致脱离下游翼墙而产生回流,流速的平面分布比较均匀,防冲护砌长度可以相应缩短。采用较大的过闸单宽流量,虽可减小防洪闸总宽度,但下游导流翼墙和防冲护砌长度就要加长,不一定能减少工程量,尤其是下游流速平面分布不均匀,极易引起两侧大范围的回流,压缩主流,不仅不能扩散,局部的单宽流量反而会加大,常常引起下游河床的严重冲刷,在这种情况下,过闸单宽流量要取小值。

最大过闸单宽流量确定后,根据上、下游设计洪水位,按堰流状态计算堰顶高程,这是可能采用的最高闸槛高程。最后综合考虑排涝、通航、河道泥砂、地形、地质等因素,通过技术经济比较确定闸底板高程。

防洪闸、分洪闸的闸底板高程,不宜设置在年内特别是在枯水季不能从外江引流的高程之上,而应设置在能够于全年都可以从外江进水的高程,同时,还应从满足改善枯水水环境角度考虑水闸闸孔总净宽,以满足内河冲污、稀释、冲淤的需要。这一点,广东省珠江三角洲河网区有深刻的教训。在 20 世纪 50 年代中期和 60 年代初期,该地区有的地方在分洪河河口兴建水闸时,单纯从防洪分洪着眼,把水闸闸底板高程建在枯季,甚至在平水期都不能从外江引入流量的河口高程之上,也有的地方在分洪河入口处兴建限流堰,2 年~5 年一遇以下外江洪水不能过堰,更不用说过枯水期流量了,5 年以上外江洪水才能过堰顶流入分洪河。但 5 年一遇以上外江洪水并不是年年都出现的,即使是在某一年出现,其分流入河的时间也不过是两三天,时间并不长,当外江洪水位回落到堰顶高程以下时,便又回复到不分流状态。到了 20 世纪 80 年代初

以后,分洪区城镇的社会经济有较大的发展,大量未经达标处理的生活污水、工业废水和化肥、农药的农田排水等污染物排入河道,分洪河道的水体、水质受到严重污染,水质发黑发臭,水质标准劣于Ⅴ类,水环境恶化到不可收拾的地步。有的地方防洪、分洪闸的闸孔总净宽由于建得太窄,满足不了枯水入流改善水环境的要求。到了20世纪80年代中期,不得不把原来不能满足引水冲污的旧挡洪、分洪水闸废弃,而另外在附近新建防洪、分洪、冲污、排涝多功能水闸,问题才得到较妥善的解决。

9.2.4、9.2.5 这两条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92第9.3.4条的规定。确定闸槛高程和闸孔泄流方式后,根据泄流能力计算,就可确定满足运用要求的总过水宽度了。拦河建闸时应注意不要过分束窄河道,以免影响出闸水流,造成局部冲刷,增加闸下连接段工程量,从而增加工程投资。闸室总宽度与河道宽度的比值以0.8左右为宜。闸孔数目少时,应取奇数,以便放水时对称开启,防止偏流,造成局部冲刷。

9.2.6 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92第9.3.5条的规定。

9.2.7 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92第9.3.6条的规定。增加“闸顶应根据管理、交通和检修要求,修建交通和检修桥”的要求。

9.2.8 本条是参照现行行业标准《水闸设计规范》SL 265制定的。防洪闸与两岸连接的建筑物,包括闸室岸墙、刺墙以及上下游翼墙,其主要作用是挡土、导流和阻止侧向绕流,保护两岸不受闸水流的冲刷,使水流平顺地通过防洪闸。为保护岸边稳定,在防洪闸与两岸的连接布置设计时,要做到闸室岸墙布置与闸室结构形式密切配合,上游翼墙布置要与上游进水条件相配合,长度应长于或等于防渗铺盖的长度,使上游来水平顺导入闸室,闸槛前水流方向不偏,流速分布均匀;下游翼墙布置要与水流扩散角相适应,扩散角应在 $7^{\circ}\sim 12^{\circ}$ 范围,长度应长于或等于消力池的长度,引导

水流沿翼墙均匀扩散下泄,避免在墙前产生回流旋涡等恶劣流态。

9.2.9 本条是参照现行行业标准《水闸设计规范》SL 265 制定的。

9.2.10 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 9.3.7 条的规定。增加“并应采用较先进的控制设施”的要求,以适应现代化管理的需要。

9.2.11 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 9.3.9 条的规定。防渗排水设施是为了使闸基渗流处于安全状况而设置的。土基上建闸挡水,闸基中将产生渗透水流。当渗透水流的速度或坡降超过容许值时,闸基将产生渗透变形,地基就产生不均匀沉降,甚至坍塌,不少水闸因此失事。如蒙城节制闸就是因渗透变形遭到破坏,该闸总净宽 120m,分成 10 孔,于 1958 年 7 月建成,适逢大旱,水闸开始蓄水,上游挡水高 5m,仅隔两天就突然倒塌,从发觉闸身变形到整个倒塌仅经历几个小时。因此,在防洪闸板设计中对于防渗排水设施问题必须给予高度重视。

9.2.12 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 9.3.10 条的规定。

9.2.13 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 9.3.8 条的规定。

9.2.14 防潮闸地处海滨,地下水位较高,地基多为软弱、高压缩地层,基坑开挖时为边坡稳定,一定要注意施工排水设计,要把地下水位降下来,必要时采用周边井点排水方法。设计应重视防潮闸的基础处理,软基的基础处理方法很多,对于松软的砂基可采用振冲加固或强夯法;对软土、淤泥质土地基薄层者可采用换基,深层者可采用桩基处理;有条件时对松软土地基也可采用预压加固法。采用桩基应重视在运用期间可能会产生闸底板脱空问题,例如,永定新河河口的蓟运河和潮白新河防潮闸,都有底板脱空现象,用搅拌桩加固软土地基时应注意桩身质量是否

能达到设计要求。

9.2.15 河口防潮闸下普遍存在泥沙淤积和拦门沙问题。为保持泄流通畅,闸下要经常清淤,为减少清淤量规定研究应采取防淤、减淤措施;河口拦门沙的存在及变化对河道行洪有一定影响,研究拦门沙位置的变化对行洪的影响是设计内容之一。

9.3 工 程 设 计

9.3.1 本条规定了防洪闸工程设计的内容。

9.4 水 力 计 算

9.4.1 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 9.4.1 条的规定。

9.4.2 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 9.4.2 条的规定。

9.4.3 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 9.4.3 条的规定。

9.5 结构与地基计算

9.5.1 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 9.5.1 条的规定。

9.5.2 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 9.5.2 条的规定。

9.5.3 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 9.5.4 条的规定。

10 山 洪 防 治

10.1 一 般 规 定

10.1.1 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92第 7.1.1 条的规定。山洪是指山区通过城市的小河和周期性流水的山洪沟发生的洪水。山洪的特点是,洪水暴涨暴落,历时短暂,水流速度快,冲刷力强,破坏力大。山洪防治的目的是,削减洪峰和拦截泥沙,避免洪灾损失,保卫城市安全。防洪对策是,采用各种工程措施和生物措施,实行综合治理。实践证明,工程措施和生物措施相辅相成,缺一不可,生物措施应与工程措施同步进行。

10.1.2 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92第 7.1.2 条的规定。山洪大小不仅和降雨有关,而且和各山洪沟的地形、地质、植被、汇水面积大小等因素有关,每条山洪沟自成系统。所以,山洪防治应以每条山洪沟为治理单元。由于受人力、财力的限制,如山洪沟较多,不能一次全面治理时,可以分批实施,对每条山洪沟进行集中治理、连续治理,达到预期防治效果。

10.1.3 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92第 7.1.3 条的规定。山洪特性是峰高、量小、历时短。山洪防治应尽量利用山前水塘、洼地滞蓄洪水,这样可以大大削减洪峰,减小下游排洪渠道断面,从而节约工程投资。

10.1.4 小型水库可大大削减洪峰流量,显著减小下游排洪渠道断面,从而节省工程投资和建筑用地,减免洪灾损失。由于小型水库库容较小,首先应充分发挥蓄洪削峰作用,在满足防洪要求前提下,兼顾城市供水、养鱼和发展旅游事业的要求,发挥综合效益。小型水库的等级划分和设计标准,应符合现行行业标准《水利水电工程等级划分及洪水标准》SL 252 的规定,由于其位于城市上游,

应根据其失事后造成的损失程度适当提高防洪标准。工程设计还应符合有关规范的规定。

10.1.5 排洪渠道和截洪沟的护坡形式,常用的有浆砌块石、干砌块石、混凝土(包括预制混凝土)、草皮护坡等。护坡形式的选择,主要根据流速、土质、施工条件、当地材料及安全稳定耐久等综合确定。排洪渠道、截洪沟和撇洪沟可能位于城市的上游,一旦失事也会给城市安全造成较大威胁,因此要求设计者要十分重视其安全,从设计入手严把质量关,同时对建设和管理提出高要求,把质量和安全放在第一位。

10.2 跌水和陡坡

10.2.1 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92第7.4.1条的规定,并与现行国家标准《灌溉与排水工程设计规范》GB 50288—1999第9.7.1条保持一致。具体采用何种形式,需作经济比较。当山洪沟、截洪沟、排洪渠道通过地形高差较大的地段时,需要采用陡坡或跌水连接上下游渠道。坡降在 $1:4\sim 1:20$ 范围内修建陡坡比跌水经济,特别在地下水位较高的地段施工较方便。当坡度大于 $1:4$ 时采用跌水为宜,可以避免深挖高填。

10.2.2 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92第7.4.2条的规定。跌水和陡坡水面衔接包括进口与出口,进口段要注意尽量不改变渠道水流要素,使水流平顺均匀进入跌水或陡坡。下游出口流速大,冲刷力强,一般要设消力池消能,从而减轻对下游渠道的冲刷,消力池深度、长度等尺寸应经计算确定。

10.2.3 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92第7.4.3条的规定。进出口导流翼墙单侧收缩角度和翼墙长度的规定系经验数据,在此范围内水流比较平顺、均匀、泄量较大。出口导流翼墙形式和扩散角度的规定,可使水流均匀扩散,对下游消能有利。

10.2.4 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92

第 7.4.4 条的规定。对护底布置及构造作出规定,目的是为了延长渗径,保护基础安全。

10.2.5 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 7.4.5 条的规定,依据设计经验,并与现行国家标准《灌溉与排水工程设计规范》GB 50288—1999 第 9.7.2 条保持一致,将原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 规定的单级跌水高度由 3m 以内改为 5m 以内,主要是考虑山洪沟深度一般较小,以及有利于下游消能制定的,在此范围内比较经济,消能设施比较简单。

10.2.6 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 7.4.6 条的规定。规定限制陡坡底宽与水深比值在 10~20 之间,其目的主要是为了避免产生冲击波。

10.2.7 依据设计经验,对陡坡的比降提出了经验性数据,并与现行国家标准《灌溉与排水工程设计规范》GB 50288—1999 第 9.7.8 条保持一致。当流量大、土质差、落差大时,陡坡比降应缓些;当流量小、土质好、落差小时,陡坡比降应陡些。在软基上要缓些,在坚硬的岩基上可陡一些。

10.2.8 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 7.4.7 条的规定。在陡坡护底变形缝内设止水,其目的是为了防止水流淘刷基础,影响底板安全,同时减少经过变形缝的渗透量。设置排水盲沟可以减小渗透压力,在季节性冻土地区,还可避免或减轻冻害。

10.2.9 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 7.4.8 条的规定。人工加糙可以促使水流扩散,以增加水深,降低陡坡水流速度和改善水工建筑物下游流态,对下游消能有利。人工加糙对于改善水流流态作用的大小,与陡坡加糙布置形式和尺寸密切相关,人工加糙的布置和糙条尺寸选择要慎重,重要工程需要水工模型试验来验证,以确保人工加糙的消能效果。

西北水科所通过试验研究和调查指出,在陡坡上加设人工糙条,其间距不宜过小,否则陡坡急流将被抬挑脱离陡坡底,使陡坡

底面各处产生不同程度的低压,而且水流极易产生激溅不稳,水面升高,不仅不利于安全泄水,使糙条工程量加大,陡坡边墙衬砌高度增加,而且对下游消能并无改善作用。

10.3 谷 坊

10.3.1 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 7.3.1 条的规定。谷坊是在山洪沟上修建的拦水截砂的低坝,其作用是固定河床、防止沟床冲刷下切和沟岸坍塌、截留泥砂、改善沟床坡降、削减洪峰、减免山洪危害。

10.3.2 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 7.3.2 条的规定。在谷坊类型的比选条件中增加了“谷坊失事后可能造成损失的度”的条件。谷坊种类较多,常用的有土谷坊、土石谷坊、砌石谷坊、铅丝石笼谷坊、混凝土谷坊等。上游支流洪水流量小、谷坊高度小,可采用土石谷坊、干砌石谷坊;中下游设计洪水较大、冲刷力较强、谷坊较多,多采用浆砌石谷坊或混凝土谷坊。考虑城市防洪安全,取消了土谷坊。

10.3.3 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 7.3.3 条的规定。谷坊位置选择除了要考虑减小谷坊长度、增大拦沙容积外,还要考虑地基较好、有利防冲消能,宜布置在直线段。山洪沟设计纵坡通常有两种考虑,一是按纵坡为零考虑,即上一个谷坊底标高与下一个谷坊溢流口标高齐平;二是纵坡大于零,小于或等于稳定坡降。各类土壤的稳定坡降如下:沙土为 0.05,黏壤土为 0.008,黏土为 0.01,粗沙兼有卵石为 0.02。

10.3.4 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 7.3.4 条和第 7.3.5 条的规定。

10.3.5 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 7.3.6 条的规定。

10.3.6 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 7.3.8 条的规定。

10.3.7 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 7.3.7 条和第 7.3.9 条的规定。

10.3.8 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 7.3.10 条的规定。

10.3.9 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 7.3.11 条的规定。取消了土谷坊。

10.4 撇洪沟及截流沟

10.4.1 撇洪沟是拦截坡地或河流上游的洪水,使之直接泄入城市下游承泄区的工程设施。

10.4.4 撇洪沟设计流量的拟定一般分为两种情况,一是以设计洪峰流量作为撇洪沟的设计流量,二是以设计洪峰流量的一部分作为撇洪的设计流量,而洪峰的其余部分,则通过撇洪沟上在适当地点设置的溢洪堰或泄洪闸排走。

10.4.5 考虑到撇洪沟的设计流量一般较大,为了使设计的断面和沟道土方量不致太大,常选用较大的沟底比降和较大的设计流速。为防止沟道局部冲刷,断面应采取防冲措施。

10.4.6 截流沟是为拦截排水地区上游高地的地表径流而修建的排水沟道,可以保护某一地区或某项工程免受外来地表水所造成的渍涝、冲刷、淤积等危害。

截流沟的洪水流量过程线,一般是峰高量小、历时短。因此,拟定截流沟设计流量有两种情况,一是取洪峰流量作为截流沟的设计流量,二是取设计洪峰流量的一部分作为截流沟的设计流量,其剩余部分经截流沟上的溢流堰或泄洪闸排入排水区,由排水站排走。具体数值经方案比较确定。

10.5 排洪渠道

10.5.1 本节基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 7.5 节相关条款的规定。排洪渠道的作用是将山洪安全排至城

市下游河道,渠线布置应与城市规划密切配合。要确保安全,比较经济,容易施工,便于管理。为了充分利用现有排洪设施和减少工程量,渠线布置宜尽量利用原有沟渠;必须改线时,除了要注意渠线平顺外,还要尽量避免或减少拆迁和新建交叉建筑物,以降低工程造价。

本条对渐变段长度作出规定,目的是为了使水流比较平顺、均匀地与上下游水流衔接。5倍~20倍沟渠水面宽度差是根据水工模型试验和总结实践经验确定的。

10.5.2 排洪沟渠纵坡选择是否合理,关系到沟渠排洪能力的大小及其冲淤问题,也关系到工程的造价。排洪沟渠设计纵坡应接近天然纵坡,这样水流较平稳,土石方工程量较少。在地面坡度较大时,宜尽可能地使沟渠下游的流速大于上游流速,以免排洪不畅。沟渠纵坡应使实际流速介于不冲不淤流速之间。当设计流速大于沟渠允许不冲流速时,应采取护砌措施,当设置跌水和陡坡段时,侧墙超高要比一般渠道适当加大,并要注意做好基础处理,防止水流淘刷破坏。

10.5.3 排洪渠道的边坡与渠道的土质条件及运行情况有关,渠道边坡需根据土质稳定条件来选择,在各种运行情况下均应保持渠道边坡的稳定。

10.5.4 本条对排洪沟渠进口布置形式作出规定,目的是为了保持水流顺畅,提高泄流量。对出口布置作出规定则是为了水流均匀扩散,防止产生偏流冲刷破坏。

10.5.5 排洪渠道弯曲段水流在凹岸一侧产生水位壅高,壅高值与流速及弯曲度成正比,一般采用下式计算:

$$Z = \frac{V^2}{g} \ln \frac{R_2}{R_1} \quad (3)$$

式中: g ——重力加速度(m/s^2);

Z ——弯曲段内外侧水面差(m);

V ——弯曲段水流流速(m/s);

R_1 、 R_2 ——弯曲段内外弯曲半径(m)。

10.5.6 本条规定排洪渠道应尽量采用挖方渠道,这是因为挖方渠道使洪水在地面以下,比较安全。填方渠道运转状态与堤防相似,所以规定要按堤防要求设计,使回填土达到设计密实度,当流速超过土壤不冲流速时还要采取防护措施,防止水流冲刷。

10.5.7 本条规定了排洪沟渠的最小弯曲半径,是为了使水流平缓衔接,不产生偏流和底部不产生环流,防止产生淘刷破坏。

10.5.8 排洪沟渠的设计流速应满足不冲和不淤的条件。当排洪沟渠设计流速大于土壤允许不冲流速时,必须采取护砌措施,防止排洪沟渠冲刷破坏。护砌形式的选择,在满足防冲要求的前提下,应尽量采用当地材料,减少运输量,节约投资。

10.5.9 山洪沟上游比降大,流速也大,洪水携带大量泥沙,到中下游沟底比降变小,流速也变小,泥沙容易淤积,在排洪渠道进口处设置沉沙池,可以拦截粗颗粒泥沙,是减轻渠道淤积的主要措施。在沉沙池淤满后应及时清除。

10.5.10 排洪暗渠泄洪能力一般按均匀流计算,如果上游产生壅水,泄洪能力就会降低,防洪安全得不到保障。

10.5.11 排洪暗渠设检查井,是为了维修和清淤方便,检查井间距的规定是参考城市排水设计规范制定的。

10.5.12 无压流排洪暗渠设计水位以上,净空面积规定不应小于断面面积的15%,实质上是起安全超高的作用,适当留有余地以弥补洪水计算中的误差。无压流排洪暗渠水面以上的净空关系到排洪过程中是否发生明满流过渡问题,为防止出现满流状态,水面线以上都留有足够的空间余幅。

10.5.13 本条是根据现行行业标准《渠系工程抗冻胀设计规范》SL 23、《水工建筑物抗冻胀设计规范》SL 211 制定的,对发生冻害地区渠系建筑物提出安全要求。

10.5.14 当外河洪水位高于排洪沟渠出口洪水位时,排洪沟渠在出口处应设涵闸或在回水范围内做回水堤,防止洪水倒灌淹没城市。

11 泥石流防治

11.1 一般规定

11.1.1 本章基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 8 章的规定,由于泥石流防治研究的局限性,本章条文说明基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50—92 第 8 章的条文说明内容,方便使用者查阅参考。

泥石流是发生在山区小流域内的一种特殊山洪,我国是世界上泥石流最发育的国家之一,由于泥石流突然暴发,而城市人口密集,所以城市往往是危害最严重的地方。以兰州市为例,新中国成立后的 40 多年中,发生大规模泥石流 4 次,造成近 400 人死亡,是该市自然灾害中死亡人数最多的一种灾害。据钟敦伦、谢洪、王士革等在《北京山区泥石流》一书中的不完全统计,1950 年至 1999 年,北京地区共发生了 29 次,200 多处泥石流,共致死 515 人,毁坏房屋 8200 间以上,平均约每 1.8 年发生一次灾害性较大的泥石流。损失极为惨重。据不完全统计,全国已有 150 多座县城以上城市受到过泥石流的危害。

从城市防洪角度看,当山洪容重达到 $14\text{kN}/\text{m}^3$ 时,固体颗粒含量已占总体积的 30%,已超过一般流量计算时的误差范围,在流量计算中泥沙含量已不可被忽视。如果所含泥沙颗粒是细粒土,这时的流变性质也发生较大变化,已接近宾汉模型。从水土保持角度看,流体容重超过 $14\text{kN}/\text{m}^3$ 已不是一般的水土流失,属于极强度流失,也不是一般的水土保持方法就能防治的,因此这样的标准被工程界广泛接受。根据特征对泥石流加以分类,有利于区别对待,对症下药,也便于对泥石流的描述。泥石流按物质组成的分类方法是最常用的方法,其分类指标见表 2。

表 2 泥石流按组成物质分类表

类别	泥石流	泥流	水石流
颗粒组成	含有从漂砾到黏土的各种颗粒,黏土含量可达 2%~15%,1mm 以下颗粒占 10%~60%	小于粉砂颗粒占 60%以上,1mm 以下颗粒占 90%以上,平均粒径在 1mm 以下	1mm 以下颗粒少于 10%,由较大颗粒组成
力学性质	稀性或黏性	稀性或黏性	稀性

泥石流作用强度是泥石流对建筑物可能带来破坏程度的一般综合指标。泥石流作用强度是根据目前我国受泥石流危害的城镇的基本情况制定的,由于我国没有处于特别严重的泥石流沟区域,因此只分为严重、中等、轻微三类。

泥石流防治工程设计中应该突出重点,即重点防范和治理严重的泥石流沟,对严重的、危害大的泥石流沟采用较高的标准,对轻微的泥石流沟采用较低的标准。泥石流设计标准应按本规范表 11.1.1 选定。

11.1.3 泥石流是地质、地貌、水文和气象等条件综合作用的产物,是一种自然灾变过程;人类不合理的生产活动,又加剧了泥石流的发展。流域内有充分的固体物质储备,丰沛的水源和陡峭的地形是我们识别流域是否有泥石流的重要依据。对于山区小流域有深厚宽大的堆积扇,其流域形态为金鱼形状,纵剖面的石块、泥粒的混杂沉积,并有反粒径沉积(即上层石块粒径大于下层)趋势等,均提供了以往年代发生泥石流的证据。

泥石流流域勘查的重点是判定泥石流规模级别,确定计算泥石流相关参数,为减灾工程提供设计依据。对流域内泥石流历史事件的调查,要比洪水调查相对容易,因为泥石流痕迹可以保留相当长的时间,而且常常可以在泥石流流通段找到泥石流流经弯道时的痕迹并量测相应的要素来计算泥石流流速、流量。通过调查访问等方法来确定该事件的发生年代,并根据现在流域内各种泥

泥石流形成条件(特别是固体物质补给)的变化及其发展趋势,评价该历史事件重演的可能性。这些都是今后规划和防治工程设计的重要依据。

11.1.4 本条基本沿用原《城市防洪工程设计规范》CJJ 50-92 第 8.1.5 条的规定。由于泥石流形成的条件比较复杂,影响因素较多,流量计算很困难。目前,采用暴雨洪水流量配方法计算,用形态调查法相补充是比较常用的方法。配方法是假定沟谷里发生的清水水流,在流动过程中不断地加入泥沙,使全部水流都变为一定重度的泥石流。这种方法适用于泥沙来源主要集中在流域的中下部,泥沙供应充分的情况。

1 配方法:配方法是泥石流流量计算常用方法之一。知道了形成泥石流的水流流量和泥石流的容重,就可以推求泥石流的流量;设一单位体积的水,加入相应体积的泥沙后,则该泥石流的容重按下列公式计算:

$$\gamma_c = \frac{\gamma_b + \gamma_h \cdot \phi}{1 + \phi} \quad (4)$$

$$\phi = \frac{\gamma_c - \gamma_b}{\gamma_h - \gamma_c} \quad (5)$$

$$Q_c = (1 + \phi) Q_b \quad (6)$$

式中: γ_c ——泥石流容重(kN/m^3);

γ_h ——固体颗粒容重(kN/m^3);

γ_b ——水的容重(kN/m^3);

ϕ ——泥石流流量增加系数;

Q_b ——泥石流沟一定频率的水流流量(m^3/s);

Q_c ——同频率的泥石流流量(m^3/s)。

用式(6)计算的泥石流流量与实测资料对比,一般都略为偏小。有人认为,主要是由于泥沙本身含有水而没有计入,如果计入,则:

$$\phi' = \frac{\gamma_c - \gamma_b}{\gamma_h(1 + P) - \gamma_c(1 + \frac{\gamma_h}{\gamma_b}P)} \quad (7)$$

式中: ϕ' ——考虑泥沙含水量的流量增加系数;

P ——泥沙颗粒含水量(以小数计)。

当 γ_b 采用 27 kN/m^3 , $P=0.05$ 及 $P=0.13$ 时, ϕ 及 ϕ' 值如表 3。

表 3 不同泥石流容重的 ϕ 及 ϕ' 值

$\gamma_c(\text{kN/m}^3)$	22.4	22	21	20	19	18	17	16	15	14
ϕ	2.70	2.40	1.85	1.43	1.12	0.89	0.70	0.55	0.42	0.31
ϕ' $P=0.05$	4.24	3.55	2.44	1.77	1.33	1.01	0.77	0.59	0.44	0.32
ϕ' $P=0.13$	50.1	15.2	5.14	2.87	1.86	1.29	0.93	0.67	0.49	0.34

当泥沙含量较大时,计算值相差很大,这是由于这时的土体含水量已接近泥石流体的含水量,泥石流形成不是由水流条件而是由动力条件决定的。因此 $Q_c = (1 + \phi')Q_b$ 公式不适合于泥沙含水量较大时高容重的泥石流计算。这时常采用经验公式计算:

$$Q_c = (1 + \phi)Q_b \cdot D \quad (8)$$

式中: D ——因泥石流波状或堵塞等的流量增大系数,一般取 $1.5 \sim 3.0$ 。

根据云南省东川地区经验:

$$D = \frac{5.8}{Q_c^{0.21}} \quad (9)$$

$$\text{则 } Q_c = [5.8(1 + \phi)Q_b]^{0.83} \quad (10)$$

泥石流配方法虽是最常用的方法,但仍需与当地的观测或形态调查资料对照,综合评判后选择使用。

2 形态调查法:泥石流形态调查与一般河流形态调查方法相同,但应特别注意沟道的冲淤变化,及有无堵塞、变道等影响泥位的情况。在调查了泥石流水位及进行断面测量后,泥石流调查流量可按公式(11)计算:

$$Q_c = \omega_c V_c \quad (11)$$

式中: Q_c ——调查频率的泥石流流量 (m^3/s),在设计时应换算为

设计频率流量；

ω_c ——形态断面的有效过流面积(m^2)；

V_c ——泥石流形态断面的平均流速(m/s)，一般按曼宁公式计算，即 $V_c = m_c R^{1/3} I^{1/2}$ ， R 为水力半径(m)， I 为泥石流流动坡度(小数计)， m_c 值可参考表 4 确定。

表 4 泥石流沟糙率系数 m_c 值

泥石流类型	沟槽特征	I	泥深(m)			
			0.5	1	2	4
			m_c			
稀性泥石流	石质山区粗糙系数最大的泥石流沟槽，沟道急陡弯曲，沟底由巨石漂砾组成，阻塞严重，多跌水和卡口，容重为(14~20) kN/m^3 的泥石流和水石流	0.15~0.22	5	4	3	2
	石质山区中等系数的泥石流沟，沟道多弯曲跌水，坎坷不平，由大小不等石块组成，间有巨石堆，容重为(14~20) kN/m^3 的泥石流和水石流	0.08~0.15	10	8	6	4
	土石山区粗糙系数较小的泥石流沟槽，沟道宽平顺直，沟床平顺直，沟床由砂与碎石组成，容重为(14~18) kN/m^3 的水石流或泥石流或容重为(14~18) kN/m^3 的泥流	0.02~0.08	18	14	10	8
黏性泥石流	粗糙系数最大的黏性泥石流沟槽，容重为(18~23) kN/m^3 ，沟道急陡弯曲，由石块和砂质组成，多跌水与巨石垄岗	0.12~0.15	18	15	12	10
	粗糙系数中等的黏性泥石流沟槽，容重为(18~22) kN/m^3 ，沟道较顺直，由碎石砂质组成，床面起伏不大	0.08~0.12	28	24	20	16
	粗糙系数很小的黏性泥石流沟槽，容重为(18~23) kN/m^3 ，沟道较宽平顺直，由碎石泥砂组成	0.04~0.08	34	28	24	20

对于已发生过的泥石流的流量计算,除了从辨认历史痕迹得到最大流速和相应断面以外,也可以通过泥石流流经的类似卡口堰流动时,按堰流公式算得。如按宽顶堰公式:

$$Q_d = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} H^{1.5} \cdot B \cdot M \quad (12)$$

式中: Q_d ——泥石流流量(m^3/s);

μ ——堰流系数,取 0.72;

H ——堰上泥流水深(m);

B ——堰宽(m);

M ——过堰泥石流系数,取 0.9。

11.1.5 泥石流防治规划应从整体环境和个别流域或不同类型泥石流特点出发,从流域上游、中游,出山口直至入主河(湖、海),分段分区设立减灾工程,对泥石流形成的物源、水源和地形条件进行控制或改变,以达到抑制泥石流发生,减小泥石流规模的目的。综合防治体系包括工程措施(含生物工程)和非工程措施——预警预报体系。

对于威胁城镇居民点密集的泥石流沟必须采取综合防治体系,才能达到减灾和减少人员伤亡的目的。城镇泥石流综合防治体系应体现以拦蓄为主的原则,对于某些防护要求简单的情况,也可以采用单一的防护措施,为了保障居民点而设立单侧防护堤,甚至为保护某单个民宅,而采用半圆形堡垒式的防护墙等。

综合防治体系及其总体布局都纳入泥石流防治规划中。

11.1.6 泥石流和一般水流不同之处,在于有大量的泥沙,这些泥沙在运动过程中不断地改变着沟道,而且这种变化随着时间的推移在不断累积。对一般水流沟道,只要保证洪峰时的瞬间能够通过,这个沟道就是安全的。而泥石流由于其淤积作用,仅考虑瞬间通过就不行了。这次泥石流通过了,下次泥石流就不一定能通过,今年通过了,明年不一定能通过。因此在防泥石流的洪道设计中,必须了解可能发生泥石流总量、通过沟道的淤积、流出沟道后的情

况,有多少被大河带走,有多少沉积下来,沉积成什么形状,对泥石流流动又有什么影响。不仅要考虑一次泥石流,还要考虑使用年限中的影响。

1 泥石流流量可由多种方法确定:

1)调查法:可调查冲积扇多年来的发展速度来确定堆积量,调查流域内的固体物质流失量来计算年侵蚀量。泥石流主要由大沟下切引起的,也可按下切速度来计算侵蚀量,也可按几次典型泥石流调查来推算泥石流流量。

2)计算法:用雨季总径流量折算,用一次降雨径流折算,或用一次典型泥石流过程折算。也可用侵蚀模数法或地区性经验公式。年冲出泥石流总量与堆积总量之间有一定的差别,这是由于很多泥沙被大河带走了,作为一般估计,可按下式计算。

$$V_s = \eta V \quad (13)$$

式中: V_s ——年平均泥沙淤积量(m^3);

V ——年平均泥沙冲出量(m^3);

η ——被大河携带泥沙系数,按表5确定。

表5 大河携带系数 η

堆积区所处部位	η 值
峡谷区	0.5
宽谷区	0.65~0.85
泥石流不直接汇入大河	0.95

泥石流在沟口淤积形成冲积扇,其淤积量是十分可观的,据甘肃省武都县两条流域面积近 $2km^2$ 的泥石流沟观测,年平均冲出泥石流流量分别为 5 万 m^3 和 7 万 m^3 ,8 年后,沟口分别淤高了 11m 和 13m。根据白龙江流域的调查,沟口的淤积高度可按经验公式计算。

当 $W_p < 100$ 万 m^3 时:

$$h_T = 0.025 \cdot W_p^{0.5} \quad (14)$$

当 $W_p > 100$ 万 m^3 时:

$$h_T = \left[\frac{W_p \cdot 10^4}{4.3} \right]^{1/0.7} \quad (15)$$

式中: h_T —— N 年中沟口淤积高度(m);

W_p ——设计淤积量(m^3), 为设计年限 N 与年平均泥沙淤积量 V_s 的乘积;

N ——为设计年限(年)。

泥石流的沿途淤积可用水动力平衡法(稀性泥石流)和极限平衡法(黏性泥石流)计算。

2 泥石流流速计算可根据不同地区的自然特点采用不同的计算公式。主要的经验公式包括:

1) 用已有泥石流事件弯道处的参数值计算平均流速:

$$V = \sqrt{\frac{\Delta H \cdot R \cdot g}{B}} \quad (16)$$

式中: V ——泥石流平均流速(m/s);

ΔH ——弯道超高值(m);

B ——沟槽泥面宽度(m);

R ——弯道曲率半径(m);

g ——重力加速度(m/s^2)。

2) 王继康公式, 用于黏性泥石流。

$$V = K_c R^{2/3} i^{1/5} \quad (17)$$

式中: i ——泥石流表面坡度, 也可用沟底坡度表示(%);

R ——水力半径, 当宽深比大于 5 时, 可用平均水深 H 表示(m);

K_c ——黏性泥石流系数, 见表 6。

表 6 黏性泥石流系数表

$H(m)$	<2.50	2.75	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	>5.50
K_c	10.0	9.5	9.0	8.0	7.0	6.0	5.0	4.0

3) 云南东川公式:

$$V = 28.5 H^{0.33} i^{1/2} \quad (18)$$

式中： H ——泥深(m)。

4)西北地区黏性泥石流公式：

$$V=45.5H^{1/4}i^{1/5} \quad (19)$$

5)甘肃武都黏性泥石流公式：

$$V=65KH^{1/4}i^{1/5} \quad (20)$$

式中： K ——断面系数，取 0.70。

11.1.7 泥石流工程治理的方法各个国家都大同小异，应在不同的自然和经济条件下选用不同的类型组合。防治工程主要可分为预防工程、拦截工程和排导工程。预防工程又可分为：治水，即减少上游水源，例如用截水沟将水流引向其他流域，利用小的塘坝进行蓄水，上游有条件时修建水库是十分有效的方法；治泥，即采用平整坡地、沟头防护、防止沟壁等滑坍及沟底下切以及治理滑坡及坍塌等措施；水土隔离，即将水流从泥沙补给区引开，使水流与泥沙不相接触，避免泥石流发生。预防措施是减轻或避免泥石流发生的措施。在泥石流发生后，则采用拦挡或停淤的方法减少泥沙进入城市，在市区则需要修建排导沟引导泥石流流过。根据我国防治泥石流的经验，要根据当地的条件，综合治理，并结合生物措施和管理等行政措施，才能有效地防治泥石流的危害。

11.1.8 任何工程措施对于大自然而言都不可能是万无一失的，所以相应的非工程措施即预警预报系统对于保障生命安全显得更为重要。

泥石流预警预报是利用相应的设备和方法对将发生或已发生的泥石流提前发出撤离和疏散命令，减少人员伤亡。目前国内外较成功的警报方法有接触法和非接触法。其中接触式为断线法，即在沟床内设置一根金属线，当金属线被泥石流冲断时，其断线信号传至下游，实现报警。也可以用冲击传感器得到泥石流冲击力信号来实现报警。非接触法有地声法、超声波法，即用地声传感器来监测泥石流发生和运动后通过地壳传播的地声信号，用超声泥位计监测沟床内泥石流的水深来实现报警。泥石流次声报警器是

接收泥石流发生和运动的声发射过程中的次声部分,这种低频率的信号以空气为介质传播,声速为 344m/s,远大于泥石流运动的速度,有足够的提前量,而且全部装置(含传感器)都置于远离泥石流源地的室内,有较好的应用前景。

11.2 拦 挡 坝

11.2.1 拦挡坝是世界各国防治泥石流的主要措施之一,其主要形式有:采用大型的拦挡坝与其他辅助水工建筑物相配合,一般称为美洲型。成群的中、小型拦挡坝,辅以林草措施,一般称为亚洲型。应用于一般水工建筑物上的各种坝体都被应用在泥石流防治上,例如重力或圉工坝、横形坝、土坝等,泥石流防治中还常采用带孔隙的坝,如格栅坝、桩林坝等,格栅坝有金属材料和钢筋混凝土材料等类。

采用什么形式的坝体,要根据当地的材料、地质、地形、技术和经济条件决定。

11.2.2 拦挡坝在一般情况下大多成群建筑,一般 2 座~5 座为一群,但在条件合适时也可单个建筑。成群的拦挡坝往往用下游坝体的淤积来保护上游拦挡坝的基础,拦挡坝的间距由下式计算决定。

$$L = \frac{i_c - i_0}{H} \quad (21)$$

式中: L ——拦挡坝的间距(m);

H ——拦挡坝有效高度(m);

i_c ——修建拦挡坝处的沟底坡度(小数计);

i_0 ——预期淤积坡度(小数计)。

一般认为:预期淤积坡度与原沟底坡度有一定关系,即:

$$i_0 = C i_c \quad (22)$$

式中: C 为比例系数。作为工程设计, C 值可参考表 7。

表 7 C 值表

泥石流作用强度	严重的	中等的	轻微的
C 值	0.7~0.8	0.6~0.7	0.5~0.6

成群的坝体往往用来防护沟底、侧壁、拓宽沟底,当拦挡坝为停留大石块时,需在一定长度内连续修建,需要修建的全长可参考下式计算:

$$L_1 = fL_0 \quad (23)$$

式中: L_1 ——拦截段全长(m);

f ——系数,严重的泥石流沟 2.5,一般的泥石流沟 2.0,轻微的泥石流沟 1.5;

L_0 ——粒径为 d 的石块降低到规定速度时所需平均长度(m),见表 8。

表 8 L_0 值表

$d(\text{cm})$	10	20	30	40	50	60
$L_0(\text{m})$	350	300	250	200	150	100

不论单个或成群设置的拦挡坝均应考虑有较大的库容和较好的基础。

11.2.3 本条规定了不同目的坝体高度的最低要求。对以拦挡泥石流固体物质为主的拦挡坝淤满了怎么办,一般有两种方法,一是清除,这对间歇性泥石流沟尚可使用,但对常发性泥石流沟则十分困难;另一种方法是将原坝加高,可在原地加高,也可在原坝上游淤积体上加高,这是最常用的方法,并且较为经济。

为稳定滑坡的拦挡坝坝高可参考下列公式计算:

$$H = h + h_1 + L_1(i_c - i_0) \quad (24)$$

$$h = \left[\frac{2.4P}{\gamma \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})} \right]^{1/2} \quad (25)$$

式中: H ——设计拦挡坝高度(m);

h ——稳定滑坡所需高度(m);

h_1 ——滑坡滑面距沟底高度平均值(m);

L_1 ——坝距滑坡的平均距离(m);

P ——滑坡剩余下滑力(kN/m);

γ ——淤积物容重(kN/m^3);

ϕ ——淤积物内摩擦角($^\circ$)。

11.2.4 拦挡坝的基础设置是个很重要的问题,如处理不好,为保护基础的造价会等于或超过坝体的造价。基础的主要问题是冲刷,拦挡坝的坝下冲刷由侵蚀基面下降、泥沙水力条件改变和坝下冲刷三部分组成。

因此对独立的坝体或群坝中最下游坝体的基础埋深要认真地研究,目前常采用坝下护坦和消力槛的办法加以保护。

11.2.5 泥石流中有大量的石块和漂砾,背水面垂直可避免石块撞击坝身而造成破坏。泄水口磨损非常严重,要采用整体性较好和耐磨的材料修建,根据不同情况采用混凝土、钢筋混凝土、钢筋或钢轨衬砌。对整体性较差的坝体,如干砌块石坝,泄水口附近也需用混凝土浇筑。在泥流等细颗粒泥石流沟道中的拦挡坝,背水面不一定要垂直,泄水口的抗磨性要求可较低。

11.2.6 拦挡坝上每米宽度上的泥沙压力可按下式计算:

$$P_c = \frac{1}{2} \gamma_c H^2 \left(1 + \frac{2h}{H}\right) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (26)$$

式中: P_c ——坝上的泥沙压力(kN/m);

γ_c ——泥石流容重(kN/m^3);

H ——拦挡坝高度(m);

h ——拦挡坝泄流口处泥石流流深(m);

ϕ ——泥石流内摩擦角($^\circ$),如无实测资料时,可参考表 9。

表 9 泥石流内摩擦角

$\gamma_c (\text{kN}/\text{m}^3)$	<16	>16
$\phi (^\circ)$	0	$0.125(\gamma_0 \sim \gamma_b)$

泥石流冲击力分浆体动压力和大石块冲撞力两部分,浆体动压力可用动量平衡原理导出:

$$Ft = mV \quad (27)$$

式中: m ——泥石流的质量, $m = \rho Qt$, Q 为泥石流量, ρ 为泥流密度;

F ——冲击力；

t ——冲击力作用时间；

V ——为泥石流流速。

当过流面积为 ω 时，则单位面积冲击力 f 为：

$$f = \frac{F}{\omega} = \rho V^2 = \frac{\gamma_c}{g} V^2 \quad (28)$$

式中： f ——单位面积冲击力 (kN/m^2)；

γ_c ——泥石流容重 (kN/m^3)；

ρ ——泥石流的密度 (kg/m^3)；

V ——泥石流流速 (m/s)；

g ——重力加速度 (m/s^2)。

1966 年在云南东川蒋家沟曾用压力盒进行冲击力测定，平均冲击力为 $95 \text{kN}/\text{m}^2$ 。1973 年又用电感压力盒测定，其值与计算值相差不多。

目前，国内对泥石流冲击力的研究也取得了很大进展，中科院成都所根据弹性碰撞理论推导出以下公式。

将被撞建筑物概化成悬臂梁类型（如墩、台柱、直立跌水井等）和简支梁类型（如闸、格栅堤、软地基上两岸坚实的坝等），公式为：

$$F = \sqrt{\frac{AEJGV^2 \cos^2 \alpha}{gL^3}} \quad (29)$$

式中： F ——个别石块冲击力 (kg)；

A ——系数，当构件为悬臂梁时， $A=3$ ；当构件为简支梁时， $A=48$ ；

E ——被撞构件之杨氏模量 (kg/m^2)；

J ——被撞构件通过中性轴之截面惯性矩 (m^4)；

G ——石块重量 (kg)；

V ——石块流速（通常与流体等速）(m/s)；

L ——构件长 (m)；

α ——冲击力方向与法线夹角。

以上计算公式可供设计时参考,有实测或试验资料时,应采用实际值。

泥石流拦挡坝建成后,最危险的时候是泥石流一次充满坝体库容,前部并有大块石撞击坝体,但这种情况不是很多,因此认为这是属于特殊组合。如果泥石流已充满坝体库容,大块石就不会再有巨大的撞击,并且随着泥石流的逐渐固化,摩擦角将逐步增大,所以坝体的最大受力时间是很短暂的,因此拦坝设计时应尽量采用减少前期受力的措施。

11.2.7 消力槛是拦挡坝防冲刷和消能的有效形式之一,如修建护坦也宜在消力槛内,并埋入沟底,以免被过坝的大石块击毁。消力槛的位置应大于射流长度,其距离可参考下式计算。

$$L = 1.25V_c(H+h)^{1/2} \quad (30)$$

式中: L ——消力槛距拦挡坝的距离(m);

H ——拦挡坝高度(m);

h ——拦挡坝顶泥石流过流深度(m);

V_c ——拦挡坝泄流口泥石流泄流速度(m/s)。

11.2.8 格栅坝是泥石流拦挡坝的一种特殊形式,可以采用圪工坝上留窄缝、孔洞等形式,也可用钢杆件或混凝土杆件组装或安置在圪工墩台间,亦可采用桩式或A字形三角架式的桩林坝,还可采用钢索网状坝。格栅坝的主要作用是拦住大块石,而将其他泥石流排出,在流量大时可能暂时蓄满,之后较小颗粒逐渐流出,有调节流量的作用。实际使用时,希望格栅坝不要很快淤满,因此栅距较大,但最终仍将淤平,逐渐与实体坝一致。

11.3 停淤场

11.3.1 泥石流停淤场是一种利用面积来停淤泥石流的措施。稀性泥石流流到这里后,流动范围扩大,流深及流速减小,大部分石块失去动力而沉积。对于黏性泥石流,则利用它有残留层的特征,让它黏附在流过的地面上。在城市上、下游有较广阔的平坦地面

条件时,是一种很好的拦截形式。如果停淤场处的坡度较大,就不易散布在较大的面积上,应用拦坝等促使其扩散。根据甘肃省武都地区的试验、观测,黏性泥石流在流动一定距离后可能扩散的宽度可用式(31)计算:

$$B=4\sqrt{\frac{\tau_0}{\gamma_c i_c}}L \quad (31)$$

式中: B ——黏性泥石流流动 L 长度后泥石流的扩散宽度(m);

τ_0 ——泥石流值限静切压力(kPa);

γ_c ——泥石流容重(kN/m³);

i_c ——停淤场流动方向的坡度,以小数计。

流动 L m 距离后,泥石流可能的停留量:

$$W_u=5\left(\frac{\tau_0}{\gamma_c i_c}L\right)^{3/2} \quad (32)$$

式中: W_u ——在流动 L 米距离后黏性泥石流可能停积的泥石总量(m³)。

停淤场下游流量将要较原设计流量减小,其折减系数 K 可参考下式:

$$K=1-\frac{W_u}{W_c} \quad (33)$$

式中: K ——泥石流流量折减系数;

W_u ——停淤场停淤的泥石流量(m³);

W_c ——一次泥石流的总量(m³)。

对于稀性泥石流,停淤场内可能停留的石块直径与流动长度可用下式计算:

$$L=1.5Q_c^{0.7}d_u^{-0.85} \quad (34)$$

式中: L ——稀性泥石流在停淤场内流动长度(m),在此距离内泥石流流动宽度不断增加,扩散角一般不小于 15°;

Q_c ——泥石流流量(m³/s);

i_c ——停淤场流动方向坡度,以小数计;

d_u ——在经过 L 长度后,可能停留下来的石块直径(m)。

流量折减系数 K 可按下式计算:

$$K = 1 - P \frac{\gamma_c - \gamma_b}{\gamma_h - \gamma_b} \quad (35)$$

式中: P ——泥石流中大于或等于 d_0 颗粒的石块占总泥沙量的百分数(以小数计);

γ_c ——泥石流容重(kN/m^3);

γ_h ——泥沙颗粒容重(kN/m^3);

γ_b ——水的容重(kN/m^3)。

过水的停淤场对防治来说,不起什么作用,因此规定了停淤场的必要条件,计算时可参考式(31)~式(35)。

11.3.2 泥石流停淤场内的拦挡坝及导流坝的作用是使泥石流能流过更多的路程,扩散到更大面积,使泥石流尽可能多地停积在停淤场内。

11.3.3 停淤场内的拦挡坝是一种临时性的建筑,而且可能经常改变,因此材料宜就地取材,并节省费用。

11.4 排 导 沟

11.4.1 排导沟是城市排导泥石流的必要建筑物,根据各地的经验,排导沟宜选择顺直、坡降大、长度短和出口处有堆积场地的地方,其最小坡度不宜小于表 10 所列数值。

表 10 排导沟沟底设计纵坡参考值

泥石流性质	容重(kN/m^3)	类别	纵坡(%)
稀性	14~16	泥流	3~5
		泥石流	5~7
	16~18	泥流	5~7
		泥石流	7~10
		水石流	7~15
黏性	18~22	泥流	8~12
		泥石流	10~18

11.4.2 排导沟与天然沟道的连接十分重要,根据实践经验,收缩角不宜太大,否则容易引起淤积和发生泥石流冲起越过堤坝等事故。

11.4.3 较窄的沟道能使泥石流有较大的流速减少淤积,也可以减少在不发生泥石流时水流对沟底的冲刷。但沟底较窄时需要较大的沟深,因此沟底宽度要根据可能的沟深来综合考虑。目前沟道宽度一般是比照天然沟道中流动段的宽度,可参照铁道研究院西南所的公式计算确定:

$$B \leq \left(\frac{i}{i_c} \right)^2 B_c \quad (36)$$

式中: B ——排导沟底宽(m);

B_c ——流通区天然沟宽(m);

i ——排导沟坡度,以小数计;

i_c ——流通区沟道坡度。

也可根据甘肃省武都地区对泥石流沟道的调查,建议的沟底宽度。

当排导沟断面为梯形时:

$$B = 0.81 i^{-0.40} F^{0.44} \quad (37)$$

当排导沟断面为矩形时:

$$B = 1.7 i^{-0.40} F^{0.28} \quad (38)$$

式中: B ——排导沟宽度(m);

i ——排导沟坡度,以小数计;

F ——流域面积(km²)。

11.4.4 为保证泥石流中大石块的通过,设计沟深不仅应保证泥石流的正常通过,而且应大于最大石块直径 1.2 倍。对于黏性泥石流,不应小于泥石流波状流动高度。泥石流的波高,可按甘肃省武都地区公式计算:

$$h_c = 2.8 \left[\frac{\tau_0}{\gamma_c i_c} \right]^{0.92} \quad (39)$$

式中: h_c ——泥石流波高(m);

τ_o ——黏性泥石流的极限静切应力(kPa);

γ_c ——泥石流容重(kN/m³);

i_c ——沟床坡度,以小数计。

在泥石流排导沟的弯道地段,还应加上弯道超高值,其超高值据调查,可按以下公式计算:

$$h_E = \frac{V_c^2 B}{2gR} \quad (40)$$

式中: h_E ——泥石流在弯道外侧超过中线设计泥位的超高值(m);

V_c ——泥石流流速(m/s);

R ——弯道中心线半径(m);

B ——设计泥石流深时的泥面宽(m);

g ——重力加速度(m/s²)。

在排导沟进口不平顺有顶冲处,应加上泥石流的顶冲壅高值 h_s 。

$$h_s = \frac{V_c^2 \sin^2 \alpha}{2g} \quad (41)$$

式中: h_s ——泥石流顶冲壅高值(m);

α ——泥石流流向与堤坝夹角(°)。

泥石流排导沟不仅应保证建成时泥石流的通过,而且要保证在淤积后能够通过。考虑到50年一遇流量恰好在第50年时发生的几率很低,因此其淤积计算年限都较设计年限要短,这与现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60是一致的。

11.4.5 稀性泥石流对排导沟侧壁冲刷较为严重,黏性泥石流一般冲刷较轻,但黏性泥石流沟平时也会发生一般洪水,会对侧壁造成冲刷,因此城市中的泥石流排导沟一般都应该护砌。

11.4.6 将泥石流改向相邻的沟道,使城市免受泥石流的危害,在条件许可时,这是值得采用的一种措施,但应论证其改道的可靠性和对周围环境的影响。

12 防洪工程管理设计

12.1 一般规定

12.1.1 本条规定了防洪工程管理设计的主要内容,运行期管理只是提出原则性要求,具体的管理细则应由管理者根据有关法律、法规及规范结合工程运行的实际制定。

本条总括规定了防洪工程管理设计的主要内容。城市防洪工程管理是城市防洪工程设计中的重要组成部分,是城市防洪工程建成投产后能够正常安全运行、发挥工程效益的基础。在社会主义市场经济体制逐步建立、传统水利向现代水利和可持续发展水利转变的新形势下,工程管理提到了一个相对比较高的高度。因此,只有加强对城市防洪工程的管理,才能最大限度地发挥城市防洪工程的效益,保障城市经济的可持续发展。这就要求城市防洪工程设计重视工程管理设计,针对城市防洪工程工程类型多、密度大、标准高的特点,进行管理设计,为运行管理打好基础。

12.1.2 本条是根据《中华人民共和国水法》的规定和工程实际需要制定的。工程管理用地是保证工程安全、进行工程管理所必需的,但现实城市用地十分紧张,地价昂贵,造成管理用地的征用比较困难,工程保护范围用地虽不征用,但对土地使用仍然是有限制的。因此,划定工程的管理范围和保护范围是政策性很强的工作,必须以防洪保安为重点,以法律、法规为依据,同时符合地方法规,取得地方政府的支持。

12.1.3 防洪堤、防洪墙、水库大坝、溢洪道、防洪闸等主要防洪建筑物,一般均应设水位、沉陷、位移等观测和监测设备,掌握建筑物运行状态,以便检验工程设计、积累运行与管理资料,确保正常运行,为持续改进提供资料和依据。日前城市防洪工程中的各类单

项工程都已有相应的管理设计规范,在这里只是强调应设置必要的观测、监测设施,工程设计时可按相应规范要求进行设计。

12.1.4 超标准洪水处置区是为保证重点防洪地区安全和全局的安全而牺牲局部利益的一项重要措施。建立相应的管理制度,有条件、有计划地运用,才能将损失降低到最小。

12.2 管理体制

12.2.1 按照国务院体改办 2002 年 9 月 3 日颁布的《水利工程管理体制改革的实施意见》,应根据水管单位承担的任务和收益状况,确定城市防洪管理单位的性质。

第一类是指承担防洪、排涝等水利工程管理运行维护任务的水管单位,称为纯公益性水管单位,定性为事业单位。

第二类是指承担既有防洪、排涝等公益性任务,又有供水、水力发电等经营性功能的水利工程管理运行维护任务的水管单位,称为准公益性水管单位。准公益性水管单位依其经营收益情况确定性质,不具备自收自支条件的,定性为事业单位;具备自收自支条件的,定性为企业,目前已转制为企业的,维持企业性质不变。

第三类是指承担城市供水、水力发电等水利工程管理运行维护任务的水管单位,称为经营性水管单位,定性为企业。

城市防洪工程基本上是以防洪为主的纯公益性的水利工程,或者是准公益性的水利工程,城市防洪管理单位一般没有直接的财政收入,不具备自收自支条件,其管理单位大多为事业单位。

12.2.2 城市防洪管理的内容包括了水库、河道、水闸、蓄滞洪区等调度运用、日常维护和管理,同时,与城市供水、水资源综合利用紧密地结合在一起。《中华人民共和国水法》规定:“国家对水资源实行流域管理与行政区域管理相结合的管理体制”;《中华人民共和国防洪法》规定:“防汛抗洪工作实行各级人民政府行政首长负责制,统一指挥、分级分部门负责”;国家防汛总指挥部《关于加强城市防洪工作的意见》中要求“必须坚持实行以市长负责制为核心

的各种责任制”、“建议城市组织统一的防汛指挥部,统一指挥调度全市的防洪、清障和救灾等工作”。本条根据上述法律法规文件精神制定,要求城市防洪工程设计时,明确城市防洪管理体制,即根据城市防洪工程的特点、工程规模、管理单位性质确定管理机构设置和人员编制,明确隶属关系、相应的防洪管理权限。

对于新建工程,应该建立新的防洪管理单位。对于改扩建工程,原有体制还基本合适的,可结合原有管理模式,进行适当调整和优化;如原有管理模式确实已不适合改建后工程的特点,也可建立新的管理单位。

目前,我国的水管理体制还比较松散,很多城市的防洪工程分别由水利、城建和市政等部门共同管理。在这种体制下,不可避免地形成了各部门之间业务范围交叉、办事效率低下、责任不清等状况,不利于城市防洪的统一管理,也不利于城市防洪工程整体效益的发挥,应逐步集中到一个部门管理,实施水务一体化管理。

12.3 防洪预警

12.3.1~12.3.5 城市防洪是一项涉及面很广的系统工程,除建设完整的工程体系外,还需加强城市防洪非工程体系的建设,工程措施与非工程措施并用,才能最大限度地发挥城市防洪工程的效益。防洪预警系统是防洪非工程措施的重要内容,建立防洪预警系统是非常必要的,在此规定了防洪预警系统应包括的主要内容、设计依据和原则等。

12.3.6 防洪预警系统应是一个实时的、动态的系统,在实际运行中应进行动态管理,结合新的工程情况和调度方案进行不断修订,不断补充完善,其中既包括由于工程情况和调度方案的变化而造成的防汛指挥调度系统的修订,也包括随着科技的发展和对防汛指挥调度系统认识及要求的提高而需要进行的修订。

13 环境影响评价、环境保护设计与水土保持设计

13.1 环境影响评价与环境保护设计

13.1.1 本条规定了不同设计阶段环境影响评价的工作深度与内容。

13.1.2 本条规定了城市防洪工程环境影响评价的依据。

13.1.3 本条规定了城市防洪工程环境影响评价应包括的对特有环境影响内容。

13.1.5 本条规定了城市防洪工程环境保护设计的内容。

13.2 水土保持设计

13.2.1~13.2.3 这三条规定了水土保持设计的依据与城市防洪工程水土保持设计的特殊要求。

手机拨号12114：“查询防伪码”·防伪码
中国计划出版社
电话：400-670-9365
网站：www.cn9365.org
刮涂层 输数码 查真伪

定 价：29.00 元