中华人民共和国国家标准

P GB 50286—98

堤防工程设计规范

Code for design of levee project

1998—10—08 发布 1998—10—15 实施

国家技术监督局
中华人民共和国建设部 联合发布

中华人民共和国国家标准

堤防工程设计规范

GB 50286—98

主管部门:中华人民共和国水利部
批准部门:中华人民共和国建设部
施行日期:1998年10月15日

中华人民共和国建设部
关于发布国家标准
《堤防工程设计规范》的通知

建标[1998]185号

根据国家计委“一九九二年工程建设标准制订修订计划”(计综合[1992]490号文附件二)的要求,由水利部会同有关部门共同制订的《堤防工程设计规范》,经有关部门会审,批准为强制性国家标准,编号为GB 50286—98,自1998年10月15日起施行。

本规范由水利部负责管理,由水利部水利水电规划设计总院负责具体解释工作,由建设部标准定额研究所组织中国计划出版社出版发行。

一九九八年十月八日

前　言

国家标准《堤防工程设计规范》是根据国家计委于 1992 年以计综合〔92〕490 号《一九九二年工程建设标准制订修订计划》的要求,由水利部负责主编,具体由水利部水利水电规划设计总院会同水利部黄河水利委员会、广西自治区水利厅等十二个单位共同编制而成。该规范经有关部门会审,建设部以建标(1998)185 号文批准,并会同国家质量技术监督局联合发布。

该规范在编制过程中,编制组进行了广泛地调查研究,认真总结我国堤防工程建设的实践经验,广泛征求了全国有关单位和专家的意见,同时检索、参考了国外主要国家的有关设计指标和先进标准。

本规范由水利部负责管理,具体解释工作由水利部水利水电规划设计总院负责。在使用过程中,各单位应积极总结经验,并将意见寄往水利部水利水电规划设计总院国家标准《堤防工程设计规范》管理组(地址:北京市安德路六铺炕,邮编:100011),以供修订时参考。

国家标准《堤防工程设计规范》的主编单位:水利部水利水电规划设计总院。参编单位:水利部黄河水利委员会、广西自治区水利厅、黑龙江省水利水电勘测设计研究院、河南黄河河务局、山东黄河勘测设计院、江苏省水利勘测设计院、湖北省水利勘测设计院、湖南省水利勘测设计院、广东省水利勘测设计院、河海大学、水利部信息研究所等。

参加本规范编制的主要起草人员:王中礼、宾光楣、宋玉杰、徐詠九、王观平、于强生、潘少华、王庆升、杨树林、邬为民、罗桂芬、温义怀、陈银太、李维涛、闫悦玲、谢尤龙、韩丽宇。

目 次

1 总则 …… (6)
2 堤防工程的级别及设计标准 …… (6)
2.1 堤防工程的防洪标准及级别 …… (6)
2.2 安全加高值及稳定安全系数 …… (7)
3 基本资料 …… (8)
3.1 气象与水文 …… (8)
3.2 社会经济 …… (8)
3.3 工程地形 …… (8)
3.4 工程地质 …… (8)
4 堤线布置及堤型选择 …… (9)
4.1 堤线布置 …… (9)
4.2 河堤堤距的确定 …… (9)
4.3 堤型选择 …… (9)
5 堤基处理 …… (10)
5.1 一般规定 …… (10)
5.2 软弱堤基处理 …… (10)
5.3 透水堤基处理 …… (11)
5.4 多层堤基处理 …… (11)
5.5 岩石堤基的防渗处理 …… (11)
6 堤身设计 …… (12)
6.1 一般规定 …… (12)
6.2 筑堤材料与土堤填筑标准 …… (12)
6.3 堤顶高程 …… (13)
6.4 土堤堤顶结构 …… (13)
6.5 堤坡与戗台 …… (14)
6.6 护坡与坡面排水 …… (14)
6.7 防渗与排水设施 …… (14)
6.8 防洪墙 …… (15)
7 堤岸防护 …… (15)
7.1 一般规定 …… (15)
7.2 坡式护岸 …… (16)
7.3 坝式护岸 …… (17)
7.4 墙式护岸 …… (17)
7.5 其他防护型式 …… (18)
8 堤防稳定计算 …… (18)
8.1 渗流及渗透稳定计算 …… (18)

8.2 抗滑稳定计算 …… (19)
8.3 沉降计算 …… (20)
9 堤防与各类建筑物、构筑物的交叉、连接 …… (21)
9.1 一般规定 …… (21)
9.2 穿堤建筑物、构筑物 …… (21)
9.3 跨堤建筑物、构筑物 …… (22)
10 堤防工程的加固、改建与扩建 …… (22)
10.1 加固 …… (22)
10.2 改建 …… (23)
10.3 扩建 …… (24)
11 堤防工程管理设计 …… (24)
11.1 一般规定 …… (24)
11.2 观测设施 …… (25)
11.3 交通与通信设施 …… (25)
11.4 防汛抢险设施 …… (26)
11.5 生产管理与生活设施 …… (26)
附录A 堤基处理计算 …… (27)
附录B 设计潮位计算 …… (28)
附录C 波浪计算 …… (30)
附录D 堤岸防护计算 …… (35)
附录E 渗流计算 …… (41)
附录F 抗滑稳定计算 …… (51)
规范用词用语说明 …… (53)

中华人民共和国国家标准

堤防工程设计规范

GB/T 50286—98

Code for design of levee project

1 总 则

1.0.1 为了适应堤防工程建设的需要，统一堤防工程设计标准和技术要求，做到技术先进、经济合理、安全适用，使堤防工程有效地防御洪、潮水危害，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于各类新建、加固、扩建、改建堤防工程的设计。

1.0.3 堤防工程的设计，应以所在河流、湖泊、海岸带的综合规划或防洪、防潮专业规划为依据。城市堤防工程的设计，还应以城市总体规划为依据。

1.0.4 堤防工程的设计，应具备可靠的气象水文、地形地貌、水系水域、地质及社会经济等基本资料。堤防加固、扩建设计，还应具备堤防工程现状及运用情况等资料。

1.0.5 堤防工程设计应满足稳定、渗流、变形等方面要求。

1.0.6 堤防工程设计，应贯彻因地制宜、就地取材的原则，积极慎重地采用新技术、新工艺、新材料。

1.0.7 位于地震烈度7度及其以上地区的1级堤防工程，经主管部门批准，应进行抗震设计。

1.0.8 堤防工程设计除符合本规范外，还应符合国家现行有关标准的规定。

2 堤防工程的级别及设计标准

2.1 堤防工程的防洪标准及级别

2.1.1 堤防工程防护对象的防洪标准应按照现行国家标准《防洪标准》确定。堤防工程的防洪标准应根据防护区内防洪标准较高防护对象的防洪标准确定。堤防工程的级别应符合表2.1.1的规定。

表2.1.1 堤防工程的级别

防洪标准[重现期(年)]	≥100	<100,且≥50	<50,且≥30	<30,且≥20	<20,且≥10
堤防工程的级别	1	2	3	4	5

2.1.2 遭受洪灾或失事后损失巨大，影响十分严重的堤防工程，其级别可适当提高；遭受洪灾或失事后损失及影响较小或使用期限较短的临时堤防工程，其级别可适当降低。采用高于或低于规定级别的堤防工程应报行业主管部门批准；当影响公共防洪安全时，尚应同时报水行政主管部门批准。

2.1.3 海堤的乡村防护区，当人口密集、乡镇企业较发达、农作物高产或水产养殖产值较高时，其防洪标准可适当提高，海堤的级别亦相应提高。

2.1.4 蓄、滞洪区堤防工程的防洪标准应根据批准的流域防洪规划或区域防洪规划的要求专门确定。

中华人民共和国建设部1998—10—08批准　　1998—10—15实施

2.1.5 堤防工程上的闸、涵、泵站等建筑物及其他构筑物的设计防洪标准，不应低于堤防工程的防洪标准，并应留有适当的安全裕度。

2.2 安全加高值及稳定安全系数

2.2.1 堤防工程的安全加高值应根据堤防工程的级别和防浪要求，按表 2.2.1 的规定确定。1 级堤防重要堤段的安全加高值，经过论证可适当加大，但不得大于 1.5 m。

表 2.2.1 堤防工程的安全加高值

堤防工程的级别		1	2	3	4	5
安全加高值 (m)	不允许越浪的堤防工程	1.0	0.8	0.7	0.6	0.5
	允许越浪的堤防工程	0.5	0.4	0.4	0.3	0.3

2.2.2 无粘性土防止渗透变形的允许坡降应以土的临界坡降除以安全系数确定，安全系数宜取 1.5～2.0。无试验资料时，无粘性土的允许坡降可按表 2.2.2 选用，有滤层时可适当提高。特别重要的堤段，其允许坡降应根据试验的临界坡降确定。

表 2.2.2 无粘性土允许坡降

渗透变形型式	流土型			过渡型	管涌型	
	$C_u<3$	$3\leqslant C_u\leqslant 5$	$C_u>5$		级配连续	级配不连续
允许坡降	0.25～0.35	0.35～0.50	0.50～0.80	0.25～0.40	0.15～0.25	0.10～0.15

注：1.C_u——土的不均匀系数。2.表中的数值适用于渗流出口无滤层的情况。

2.2.3 土堤的抗滑稳定安全系数不应小于表 2.2.3 的规定。

表 2.2.3 土堤抗滑稳定安全系数

堤防工程的级别		1	2	3	4	5
安全系数	正常运用条件	1.30	1.25	1.20	1.15	1.10
	非常运用条件	1.20	1.15	1.10	1.05	1.05

2.2.4 滨海软弱堤基上的土堤的抗滑稳定安全系数，当难以达到规定数值时，经过论证，并报行业主管部门批准后，可以适当降低。

2.2.5 防洪墙抗滑稳定安全系数，不应小于表 2.2.5 的规定。

表 2.2.5 防洪墙抗滑稳定安全系数

地基性质		岩基					土基				
堤防工程的级别		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
安全系数	正常运用条件	1.15	1.10	1.05	1.05	1.00	1.35	1.30	1.25	1.20	1.15
	非常运用条件	1.05	1.05	1.00	1.00	1.00	1.20	1.15	1.10	1.05	1.05

2.2.6 防洪墙抗倾稳定安全系数，不应小于表 2.2.6 的规定。

表 2.2.6 防洪墙抗倾稳定安全系数

堤防工程的级别		1	2	3	4	5
安全系数	正常运用条件	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
	非常运用条件	1.50	1.45	1.40	1.35	1.30

3 基本资料

3.1 气象与水文

3.1.1 堤防工程设计应具备气温、风况、蒸发、降水、水位、流量、流速、泥沙、潮汐、波浪、冰情、地下水等气象、水文资料。

3.1.2 堤防工程设计应具备与工程有关地区的水系、水域分布、河势演变和冲淤变化等资料。

3.2 社会经济

3.2.1 堤防工程设计应具备堤防保护区及堤防工程区的社会经济资料。

3.2.2 堤防工程保护区的社会经济资料应包括下列内容:

1 面积、人口、耕地、城镇分布等社会概况;

2 农业、工矿企业、交通、能源、通信等行业的规模、资产、产量、产值等国民经济概况;

3 生态环境状况;

4 历史洪、潮灾害情况。

3.2.3 堤防工程区的社会经济资料应包括下列内容:

1 土地、耕地面积,人口、房屋、固定资产等;

2 农林牧副、工矿企业、交通通信、文化教育等设施;

3 文物古迹、旅游设施等。

3.3 工程地形

3.3.1 堤防工程不同设计阶段的地形测量资料应符合表 3.3.1 的规定。

表 3.3.1 堤防工程各设计阶段的测图要求

图别	工作阶段或设计阶段	比例尺	图幅范围及断面间距	备注
地形图	选线	1:10000～1:50000	—	—
	定线	1:1000～1:10000	自堤中心线向两侧带状展开各 100～300 m	砂土堤基背水侧应宽些。如临水侧为侵蚀性滩岸,应扩至深泓或侵蚀线外
纵断面图	初步设计	竖向 1:100～1:200	—	—
		横向 1:10000～1:50000	—	堤线长度超过 100 km 时,横向比例尺可采用 1:50000～1:100000
横断面图	初步设计	竖向 1:100 横向 1:500～1:1000	每 50～200 m 一个断面,测宽 200～500 m	曲线段断面间距宜缩小。横断面宽度超过 500 m 时,横向比例尺可采用 1:2000。老堤加固横向比例尺亦可采用 1:200

3.3.2 新建堤防工程应提供堤中心线的纵断面图;加固、扩建工程应同时提供堤顶及临、背堤脚线的纵断面图。

3.4 工程地质

3.4.1 3 级及以上的堤防工程设计的工程地质及筑堤材料资料,应符合国家现行标准《堤防工程地质勘察规程》的规定。4、5 级的堤防工程设计的工程地质及筑堤材料资料,可适当简化。有条件

时也可引用附近地区工程相关资料。

3.4.2 堤防工程设计应充分利用已有的堤防工程及堤线上修建工程的地质勘测资料。并应收集险工地段的历史和现状险情资料,查清历史溃口堤段的范围、地层和堵口材料等情况。

4 堤线布置及堤型选择

4.1 堤线布置

4.1.1 堤线布置应根据防洪规划,地形、地质条件,河流或海岸线变迁,结合现有及拟建建筑物的位置、施工条件、已有工程状况以及征地拆迁、文物保护、行政区划等因素,经过技术经济比较后综合分析确定。

4.1.2 堤线布置应遵循下列原则:

1 河堤堤线应与河势流向相适应,并与大洪水的主流线大致平行。一个河段两岸堤防的间距或一岸高地一岸堤防之间的距离应大致相等,不宜突然放大或缩小;

2 堤线应力求平顺,各堤段平缓连接,不得采用折线或急弯;

3 堤防工程应尽可能利用现有堤防和有利地形,修筑在土质较好、比较稳定的滩岸上,留有适当宽度的滩地,尽可能避开软弱地基、深水地带、古河道、强透水地基;

4 堤线应布置在占压耕地、拆迁房屋等建筑物少的地带,避开文物遗址,利于防汛抢险和工程管理;

5 湖堤、海堤应尽可能避开强风或暴潮正面袭击。

4.1.3 海涂围堤、河口堤防及其他重要堤段的堤线布置应与地区经济社会发展规划相协调,并应分析论证对生态环境和社会经济的影响。必要时应作模型试验。

4.2 河堤堤距的确定

4.2.1 新建河堤的堤距应根据流域防洪规划分河段确定,上下游、左右岸应统筹兼顾。

4.2.2 河堤堤距应根据河道的地形、地质条件,水文泥沙特性,河床演变特点,冲淤变化规律,不同堤距的技术经济指标,综合权衡有关自然因素和社会因素后分析确定。

4.2.3 在确定河堤堤距时,应根据社会经济发展的要求,现有水文资料系列的局限性、滩区长期的滞洪、淤积作用及生态环境保护等,留有余地。

4.2.4 受山嘴、矶头或其他建筑物、构筑物等影响,排洪能力明显小于上、下游的窄河段,应采取展宽堤距或清除障碍的措施。

4.3 堤型选择

4.3.1 堤防工程的型式应按照因地制宜、就地取材的原则,根据堤段所在的地理位置、重要程度、堤址地质、筑堤材料、水流及风浪特性、施工条件、运用和管理要求、环境景观、工程造价等因素,经过技术经济比较,综合确定。

4.3.2 根据筑堤材料,可选择土堤、石堤、混凝土或钢筋混凝土防洪墙、分区填筑的混合材料堤等;根据堤身断面型式,可选择斜坡式堤、直墙式堤或直斜复合式堤等;根据防渗体设计,可选择均质土堤、斜墙式或心墙式土堤等。

4.3.3 同一堤线的各堤段可根据具体条件采用不同的堤型。在堤型变换处应做好连接处理,必要时应设过渡段。

5 堤基处理

5.1 一般规定

5.1.1 堤基处理应根据堤防工程级别、堤高、堤基条件和渗流控制要求,选择经济合理的方案。

5.1.2 堤基处理应满足渗流控制、稳定和变形的以下要求。

1 渗流控制应保证堤基及背水侧堤脚外土层的渗透稳定;

2 堤基稳定应进行静力稳定计算。按抗震要求设防的堤防,其堤基还应进行动力稳定计算;

3 竣工后堤基和堤身的总沉降量和不均匀沉降量应不影响堤防的安全运用。

5.1.3 对堤基中的暗沟、故河道、塌陷区、动物巢穴、墓坑、窑洞、坑塘、井窖、房基、杂填土等隐患,应探明并应采取处理措施。

5.2 软弱堤基处理

5.2.1 软粘土、湿陷性黄土、易液化土、膨胀土、泥炭土和分散性粘土等软弱堤基的物理力学特性和抗渗强度及可能对工程产生的影响,应进行研究。

5.2.2 软粘土堤基的处理措施:对浅埋的薄层软粘土宜挖除;当厚度较大难以挖除或挖除不经济时,可采用铺垫透水材料加速排水和扩散应力、在堤脚外设置压载、打排水井或塑料排水带、放缓堤坡、控制施工加荷速率等方法处理。垫层、排水井、压载等的计算应符合本规范附录A的规定。

5.2.3 软粘土堤基当采用铺垫透水材料加速软土排水固结时,其透水材料可使用砂砾、碎石、土工织物,或两者结合使用。在防渗体部位,应避免造成渗流通道。

5.2.4 在软粘土堤基上采用连续施工法修筑堤防,当填筑高度达到或超过软土堤基能承载的高度时,可在堤脚外设置压载。一级压载不满足要求时可采用两级压载,压载的高度和宽度应由稳定计算确定。

5.2.5 软粘土堤基可采用排水砂井和塑料排水带等加速固结,排水井应与透水垫层结合使用。

在软粘土层下有承压水时,应防止排水井穿透软土层。

5.2.6 在软粘土地基上筑堤可采用控制填土速率方法。填土速率和间歇时间应通过计算、试验或结合类似工程分析确定。

5.2.7 在软粘土地基上修筑重要的堤防,可采用振冲法或搅拌桩等方法加固堤基。

5.2.8 在湿陷性黄土地基上修筑堤防,可采用预先浸水法或表面重锤夯实法处理。在强湿陷性黄土地基上修建较高的或重要的堤防,应专门研究处理措施。

5.2.9 有抗震要求的堤防,应按国家现行标准《水工建筑物抗震设计规范》的有关规定执行。

5.2.10 对于必须处理的可液化的土层,当挖除有困难或挖除不经济时,可采取人工加密的措施处理。对于浅层的可液化土层,可采用表面振动压密等措施处理;对于深层的可液化土层,可采用振冲、强夯、设置砂石桩加强堤基排水等方法处理。

5.2.11 泥炭土如无法避开而又不可能挖除时,应根据泥炭土的压缩性采取相应的措施,有条件时,应进行室内试验和试验性填筑。

5.2.12 膨胀土堤基,在查清膨胀土性质和分布范围的基础上,可采用挖除、围封、压载等方法处理。

5.2.13 分散性粘土堤基,在堤身防渗体以下部分应掺入石灰,石灰掺量应根据土质情况由试验确定,其重量比可采用2%～4%,均质土堤处理深度可采用0.2～0.3 m;心墙或斜墙土石堤在防渗

体下可采用 1.0～1.2 m。在非防渗体部位可采用满足保护分散性粘土要求的滤层。

5.3 透水堤基处理

5.3.1 浅层透水堤基宜采用粘性土截水槽或其他垂直防渗措施截渗。截水槽底部应达到相对不透水层,截水槽宜采用与堤身防渗体相同的土料填筑,其压实密度不应小于堤体的同类土料。截水槽的底宽,应根据回填土料、下卧的相对不透水层的允许渗透坡降及施工条件确定。

5.3.2 相对不透水层埋藏较深、透水层较厚且临水侧有稳定滩地的堤基宜采用铺盖防渗措施。

铺盖的长度和断面应通过计算确定。计算时,应计算下卧层及铺盖本身的渗透稳定。当利用天然弱透水层作为防渗铺盖时,应查明天然弱透水层及下卧透水层的分布、厚度、级配、渗透系数和允许渗透坡降等情况,在天然铺盖不足的部位应采用人工铺盖补强措施。

在缺乏做铺盖土料的地方,可采用土工膜或复合土工膜,在表面应设保护层及排气排水系统。

5.3.3 深厚透水堤基上的重要堤段,可设置粘土、土工膜、固化灰浆、混凝土、塑性混凝土、沥青混凝土等地下截渗墙,截渗墙的深度和厚度应满足堤基和墙体材料允许渗透坡降的要求。

5.3.4 特别重要的堤段需要在砂砾石堤基内建造灌浆帷幕时,应通过室内及现场试验确定堤基的可灌性。对于粒状材料浆体可灌性差的堤基,可采用化学浆材灌浆,或在粒状材料施灌后再灌化学浆材。

采用灌浆帷幕时,可按国家现行标准《水工建筑物的水泥灌浆施工技术规范》的有关规定执行。计算方法应符合本规范附录 A 的规定。

5.4 多层堤基处理

5.4.1 多层堤基处理措施可采用堤背水侧加盖重、排水减压沟、排水减压井等措施。处理措施,可单独使用,也可结合使用。

5.4.2 表层弱透水层较厚的堤基,宜采用盖重措施处理。盖重宜采用透水材料。计算方法应符合本规范附录 A 的规定。

5.4.3 表层弱透水覆盖层较薄的堤基如下卧的透水层基本均匀,且厚度足够时,宜采用排水减压沟。排水减压沟可采用明沟,也可用暗沟。暗沟可采用砂石、土工织物、开孔管等。

5.4.4 弱透水覆盖层下卧的透水层呈层状沉积,各向异性,且强透水层位于地基下部,或其间夹有粘土薄层和透镜体,宜采用排水减压井,应根据渗流控制要求和地层情况,结合施工等因素,合理确定井距和井深。

5.4.5 排水减压沟、排水减压井的平面位置宜靠近堤防背水侧坡脚。

5.4.6 设置排水减压沟、排水减压井后,应复核堤基及渗流出口的渗透坡降。当超过允许渗透坡降,应采取其他防渗和反滤等措施。防渗、反滤可用天然材料或土工膜、土工织物等。

5.5 岩石堤基的防渗处理

5.5.1 岩石堤基,当有下列情况之一的,应进行防渗处理。

1 强风化或裂隙发育的岩石,可能使岩石或堤体受到渗透破坏的;

2 因岩溶等原因,渗水量过大,可能危及堤防安全的。

5.5.2 当岩石堤基强烈风化可能使岩石堤基或堤身受到渗透破坏时,防渗体下的岩石裂隙应采用砂浆或混凝土封堵,并应在防渗体下游设置滤层。非防渗体下宜采用滤料覆盖。

5.5.3 岩溶地区,在查清情况的基础上,应根据当地材料的情况,填塞漏水通道,必要时,可加设防

渗铺盖。

5.5.4 岩石堤基上的堤段当设置灌浆帷幕时,可按国家现行标准《水工建筑物水泥灌浆施工技术规范》执行。

6 堤身设计

6.1 一般规定

6.1.1 堤身结构应经济实用、就地取材、便于施工,并应满足防汛和管理的要求。

6.1.2 堤身设计应依据堤基条件、筑堤材料及运行要求分段进行。堤身各部位的结构与尺寸,应经稳定计算和技术经济比较后确定。

6.1.3 土堤堤身设计应包括确定堤身断面布置、填筑标准、堤顶高程、堤顶结构、堤坡与戗台、护坡与坡面排水、防渗与排水设施等。

防洪墙设计应包括确定墙身结构型式、墙顶高程和基础轮廓尺寸及防渗、排水设施等。

6.1.4 通过故河道、堤防决口堵复、海堤港汊堵口等地段的堤身断面,应根据水流、堤基、施工方法及筑堤材料等条件,结合各地的实践经验,经专门研究后确定。

6.2 筑堤材料与土堤填筑标准

6.2.1 土料、石料及砂砾料等筑堤材料的选择应符合下列规定:

1 土料:均质土堤宜选用亚粘土,粘粒含量宜为 15 %～30 %,塑料指数宜为 10～20,且不得含植物根茎、砖瓦垃圾等杂质;填筑土料含水率与最优含水率的允许偏差为±3 %;铺盖、心墙、斜墙等防渗体宜选用粘性较大的土;堤后盖重宜选用砂性土;

2 石料:抗风化性能好,冻融损失率小于 1 %;砌墙石块质量可采用 50～150 kg,堤的护坡石块质量可采用 30～50 kg;石料外形宜为有砌面的长方体,边长比宜小于 4;

3 砂砾料:耐风化、水稳定性好;含泥量宜小于 5 %;

4 混凝土骨料应符合国家现行标准《水利水电工程天然建筑材料勘察规程》的有关规定。

6.2.2 下列土不宜作堤身填筑土料,当需要时,应采取相应的处理措施:

1 淤泥或自然含水率高且粘粒含量过多的粘土;

2 粉细砂;

3 冻土块;

4 水稳定性差的膨胀土、分散性土等。

6.2.3 采取对土料加工处理或降低设计干密度、加大堤身断面和放缓边坡等措施时,应经技术经济比较后确定。

6.2.4 土堤的填筑密度,应根据堤防级别、堤身结构、土料特性、自然条件、施工机具及施工方法等因素,综合分析确定。

6.2.5 粘性土土堤的填筑标准应按压实度确定。压实度值应符合下列规定:

1 1 级堤防不应小于 0.94;

2 2 级和高度超过 6 m 的 3 级堤防不应小于 0.92;

3 3 级以下及低于 6 m 的 3 级堤防不应小于 0.90。

6.2.6 无粘性土土堤的填筑标准应按相对密度确定,1、2 级和高度超过 6 m 的 3 级堤防不应小于 0.65,低于 6 m 的 3 级及 3 级以下堤防不应小于 0.60。有抗震要求的堤防应按国家现行标准《水工

建筑物抗震设计规范》的有关规定执行。

6.2.7 溃口堵复、港汊堵口、水中筑堤、软弱堤基上的土堤,设计填筑密度应根据采用的施工方法、土料性质等条件并结合已建成的类似堤防工程的填筑密度分析确定。

6.3 堤顶高程

6.3.1 堤顶高程应按设计洪水位或设计高潮位加堤顶超高确定。设计洪水位按国家现行有关标准的规定计算。设计高潮位应按本规范附录B计算。堤顶超高应按下式计算确定。1、2级堤防的堤顶超高值不应小于2.0 m。

$$Y = R + e + A \tag{6.3.1}$$

式中 Y——堤顶超高(m);

R——设计波浪爬高(m),可按附录C计算确定;

e——设计风壅增水高度(m),可按附录C计算确定;对于海堤,当设计高潮位中包括风壅增水高度时,不另计;

A——安全加高(m),按本规范表2.2.1确定。

6.3.2 流水期易发生冰塞、冰坝的河段,堤顶高程除应按本规范第6.3.1条规定计算外,尚应根据历史凌汛水位和风浪情况进行专门分析论证后确定。

6.3.3 当土堤临水侧堤肩设有稳定、坚固的防浪墙时,防浪墙顶高程计算应与第6.3.1条堤顶高程计算相同,但土堤顶面高程应高出设计静水位0.5 m以上。

6.3.4 土堤应预留沉降量。沉降量可根据堤基地质、堤身土质及填筑密实度等因素分析确定,宜取堤高的3 %～8 %。当有下列情况之一时,沉降量应按本规范第8.3节的规定计算。

1 土堤高度大于10 m;

2 堤基为软弱土层;

3 非压实土堤;

4 压实度较低的土堤。

6.4 土堤堤顶结构

6.4.1 堤顶宽度应根据防汛、管理、施工、构造及其他要求确定。1级堤防堤顶宽度不宜小于8 m,2级堤防不宜小于6 m,3级及以下堤防不宜小于3 m。

6.4.2 根据防汛交通、存放料物等需要,应在顶宽以外设置回车场、避车道、存料场,其具体布置及尺寸可根据需要确定。

6.4.3 根据防汛、管理和群众生产的需要,应设置上堤坡道。上堤坡道的位置、坡度、顶宽、结构等可根据需要确定。临水侧坡道,宜顺水流方向布置。

6.4.4 堤顶路面结构,应根据防汛、管理的要求,并结合堤身土质、气象等条件进行选择。

6.4.5 堤顶应向一侧或两侧倾斜,坡度宜采用2 %～3 %。

6.4.6 因受筑堤土源及场地的限制,可修建防浪墙。防浪墙的结构,可采用干砌石勾缝、浆砌石、混凝土等。防浪墙净高不宜超过1.2 m,埋置深度应满足稳定和抗冻要求。风浪大的海堤、湖堤的防浪墙临水侧宜做成带反浪曲面。防浪墙应设置变形缝,并应进行强度和稳定性核算。

6.5 堤坡与戗台

6.5.1 堤坡应根据堤防等级、堤身结构、堤基、筑堤土质、风浪情况、护坡型式、堤高、施工及运用条

件,经稳定计算确定。1、2 级土堤的堤坡不宜陡于 1:3.0。海堤临水侧应按其防护型式,确定其坡度。

6.5.2 戗台应根据堤身稳定、管理、排水、施工的需要分析确定。堤高超过 6 m 者,背水侧宜设置戗台,戗台的宽度不宜小于 1.5 m。

6.5.3 风浪大的海堤、湖堤临水侧宜设置消浪平台,其宽度可为波高的 1～2 倍,但不宜小于 3 m。海堤消浪平台的高程,可为设计高潮位或略低于设计高潮位。对重要的海堤,其消浪平台的高程和尺寸,应经试验确定。消浪平台应采用浆砌大块石、竖砌条石、现浇混凝土等进行防护。

6.6 护坡与坡面排水

6.6.1 护坡应坚固耐久、就地取材、利于施工和维修。对不同堤段或同一坡面的不同部位可选用不同的护坡型式。

6.6.2 临水侧护坡的型式应根据风浪大小、近堤水流、潮流情况,结合堤的等级、堤高、堤身与堤基土质等因素确定。通航河流船行波作用较强烈的堤段,护坡设计应考虑其作用和影响。

背水侧护坡的型式应根据当地的暴雨强度、越浪要求,并结合堤高和土质情况确定。

6.6.3 1、2 级土堤水流冲刷或风浪作用强烈的堤段,临水侧坡面宜采用砌石、混凝土或土工织物模袋混凝土护坡。1、2 级堤防背水坡和其他堤防的临水坡,可采用水泥土、草皮等护坡。

6.6.4 砌石护坡的结构尺寸应按本规范附录 D 进行计算。高度低于 3 m 的 1、2 级堤防或 3 级及以下堤防,可按已建同类堤防的护坡选定。

6.6.5 水泥土、砌石、混凝土护坡与土体之间必须设置垫层。垫层可采用砂、砾石或碎石、石渣和土工织物,砂石垫层厚度不应小于 0.1 m。风浪大的海堤、湖堤的护坡垫层,可适当加厚。

6.6.6 水泥土、浆砌石、混凝土等护坡应设置排水孔,孔径可为 50～100 mm。孔距可为 2～3 m,宜呈梅花型布置。浆砌石、混凝土护坡应设置变形缝。

6.6.7 砌石与混凝土护坡在堤脚、戗台或消浪平台两侧或改变坡度处,均应设置基座,堤脚处基座埋深不宜小于 0.5 m,护坡与堤顶相交处应牢固封顶,封顶宽度可为 0.5～1.0 m。

6.6.8 海堤临水侧的防护可采用斜坡式、陡墙式或复合式结构,并应根据堤身、堤基、堤前水深、风浪大小以及材料、施工等因素经技术经济比较确定。

陡墙式宜采用重力挡土墙结构,其断面尺寸应由稳定和强度计算确定。砌置深度不宜小于 1.0 m,墙与土体之间应设置过渡层,过渡层可由砂砾、碎石或石渣填筑,其厚度可为 0.5～1.0 m。

复合式护坡宜结合变坡设置平台,平台的高程应根据消浪要求确定。

6.6.9 风浪强烈的海堤临水侧坡面的防护宜采用混凝土或钢筋混凝土异型块体,异型块体的结构及布置可根据消浪的要求,经计算确定。重要堤段应通过试验确定。

6.6.10 高于 6 m 的土堤受雨水冲刷严重时,宜在堤顶、堤坡、堤脚以及堤坡与山坡或其他建筑物结合部设置排水设施。

6.6.11 平行堤轴线的排水沟可设在戗台内侧或近堤脚处。坡面竖向排水沟可每隔 50～100 m 设置一条,并应与平行堤轴向的排水沟连通。排水沟可采用预制混凝土或块石砌筑,其尺寸与底坡坡度应由计算或结合已有工程的经验确定。

6.7 防渗与排水设施

6.7.1 堤身防渗的结构型式,应根据渗流计算及技术经济比较合理确定。

堤身防渗可采用心墙、斜墙等型式。防渗材料可采用粘土、混凝土、沥青混凝土、土工膜等材

料。堤身排水可采用伸入背水坡脚或贴坡滤层。滤层材料可采用砂、砾料或土工织物等材料。

6.7.2 堤身的防渗体应满足渗透稳定以及施工与构造的要求。

6.7.3 堤身的防渗与排水体的布设应与堤基防渗与排水设施统筹布置,并应使两者紧密结合。

6.7.4 防渗体的顶部应高出设计水位 0.5 m。

6.7.5 土质防渗体的断面,应自上而下逐渐加厚。其顶部最小水平宽度不宜小于 1 m,底部厚度不宜小于堤前设计水深的 1/4。砂、砾石排水体的厚度或顶宽不宜小于 1 m。

6.7.6 土质防渗体的顶部和斜墙的临水侧应设置保护层。保护层的厚度应不小于当地冻结深度。

6.7.7 沥青混凝土或混凝土防渗体可采用面板或心墙等型式。防渗体和填筑体之间应设置垫层或过渡层。

6.7.8 土工膜与土工织物用作土石堤的防渗与排水材料时,其性能应满足强度、渗透性和抗老化等要求。表面应加保护。

6.8 防洪墙

6.8.1 城市、工矿区等修建土堤受限制的地段,宜采用防洪墙。防洪墙宜采用钢筋混凝土结构。当高度不大时,可采用混凝土或浆砌石结构。墙顶高程应按本规范第 6.3.1 条计算确定。

6.8.2 防洪墙应按本规范第 8 章规定进行抗倾、抗滑和地基整体稳定计算。地基应力应满足地基允许承载力的要求。地基承载力不足时,应对地基进行加固。

6.8.3 防洪墙应满足强度和抗渗要求。结构强度计算应按国家现行标准《水工混凝土结构设计规范》的有关规定执行。基底渗流轮廓应满足地基渗透稳定要求。

6.8.4 防洪墙基础埋置深度应满足抗冲刷和冻结深度的要求。

6.8.5 防洪墙应设置变形缝,钢筋混凝土墙缝距宜为 15～20 m,混凝土及浆砌石墙宜为 10～15 m。地基土质、墙高、外部荷载、墙体断面结构变化处,应增设变形缝。变形缝应设止水。

7 堤岸防护

7.1 一般规定

7.1.1 堤岸受风浪、水流、潮汐作用可能发生冲刷破坏的堤段,应采取防护措施。

堤岸防护工程的设计应统筹兼顾,合理布局,并宜采用工程措施与生物措施相结合的防护方法。

7.1.2 根据风浪、水流、潮汐、船行波作用、地质、地形情况、施工条件、运用要求等因素,堤岸防护工程可选用下列型式:

1 坡式护岸;

2 坝式护岸;

3 墙式护岸;

4 其他防护型式。

7.1.3 堤岸防护工程的结构、材料应符合下列要求:

1 坚固耐久,抗冲刷、抗磨损性能强;

2 适应河床变形能力强;

3 便于施工、修复、加固;

4 就地取材,经济合理。

7.1.4 堤岸防护长度,应根据风浪、水流、潮汐及堤岸崩塌趋势等分析确定。

7.1.5 堤岸顶部的防护范围,应符合下列规定:

1 险工段的坝式护岸顶部应超过设计洪水位 0.5 m 以上;

2 堤前有窄滩的防护工程顶部应与滩面相平或略高于滩面。

7.1.6 堤岸防护工程的护脚延伸范围应符合下列规定:

1 在深泓逼岸段应延伸至深泓线,并应满足河床最大冲刷深度的要求;

2 在水流平顺段可护至坡度为 1:3～1:4 的缓坡河床处;

3 堤岸防护工程的护脚工程顶部平台应高于枯水位 0.5～1.0 m。

7.1.7 堤岸防护工程与堤身防护工程的连接应良好。

7.1.8 防冲及稳定加固储备的石方量,应根据河床可能冲刷的深度、岸床土质情况、防汛抢险需要及已建工程经验确定。

河床可能最大冲刷深度应按本规范附录 D 计算。

7.2 坡式护岸

7.2.1 坡式护岸的上部护坡的结构型式,应符合本规范第 6.6 节的有关规定。

下部护脚部分的结构型式应根据岸坡情况、水流条件和材料来源,采用抛石、石笼、沉排、土工织物枕、模袋混凝土块体、混凝土、钢筋混凝土块体、混合型式等,经技术经济比较选定。

7.2.2 抛石护岸应满足下列要求:

1 抛石粒径应根据水深、流速、风浪情况,按附录 D 有关规定计算或根据已建工程分析确定;

2 抛石厚度不宜小于抛石粒径的 2 倍,水深流急处宜增大;

3 抛石护岸坡度宜缓于 1:1.5。

7.2.3 柴枕护脚应满足下列要求:

1 柴枕抛护其上端应在多年平均最低水位处,其上应加抛接坡石。柴枕外脚应加抛压脚大块石或石笼等;

2 柴枕的规格根据防护要求和施工条件,枕长可为 10～15 m,枕径可为 0.5～1.0 m,柴、石体积比宜为 7:3,柴枕可为单层抛护,也可根据需要抛两层或三层。

7.2.4 柴排护脚应满足下列要求:

1 采用柴排护脚,其岸坡不应陡于 1:2.5,排体上端应在多年平均最低水位处;

2 柴排垂直流向的排体长度应满足在河床发生最大冲刷时,在排体下沉后仍能保持缓于 1:2.5 的坡度;

3 相邻排体之间应相互搭接,其搭接长度宜为 1.5～2.0 m。

7.2.5 土工织物枕及土工织物软体排可根据水深、流速、岸床土质情况采用单个土工织物枕抛护,3～5 个土工织物枕抛护及土工织物枕与土工织物垫层构成软体排型式防护,并应符合下列要求:

1 土工织物材料应具有高强度、抗拉、抗磨、耐酸碱等性能,孔径应满足防渗、反滤要求;

2 当护岸土体自然坡度陡于 1:2.0,坡面不平顺有大的坑洼起伏及块石等尖锐物时不宜采用土工织物枕及土工织物软体排护岸;

3 土工织物枕、土工织物排的首部应在多年平均最低水位以下;

4 土工织物软体排垂直流向的排体长度应满足在河床发生最大冲刷时,排体随河床变形后坡度不陡于 1:2.5。

土工织物软体排垫层顺水流向的搭接宽度不宜小于 1.0 m,并采用顺水流方向上游垫布压下

游垫布的搭接方式。

7.2.6 铰链式混凝土板—土工织物排应满足下列要求：

1 排首应位于多年平均最低水位处；

2 混凝土板厚度应根据水深、流速经压载防冲稳定计算确定；

3 沉排长度符合本章 7.2.5 条的规定；

4 顺水流向沉排宽度应根据沉排规模、施工技术要求确定；

5 土工织物垫层的搭接宽度可采用 1.5～2.0 m；

6 沉排排首可用钢链挂在固定的堤顶桩墩上，排尾端可加压重混凝土板。

7.3 坝式护岸

7.3.1 坝式护岸布置可选用丁坝、顺坝及丁、顺坝相结合的“Γ”字形坝等型式。

坝式护岸按结构材料、坝高及与水流、潮流流向关系，可选用透水、不透水；淹没、非淹没；上挑、正挑、下挑等型式。

7.3.2 坝式护岸工程应按治理要求依堤岸修建。丁坝坝头的位置应在规划的治导线上，并宜成组布置。顺坝应沿治导线布置。

7.3.3 丁坝的平面布置应根据整治规划、水流流势、河岸冲刷情况和已建同类工程的经验确定，必要时，应通过河工模型试验验证。丁坝的平面布置应符合下列要求：

1 丁坝的长度应根据堤岸、滩岸与治导线距离确定；

2 丁坝的间距可为坝长的 1～3 倍，处于治导线凹岸以外位置的丁坝及海堤的促淤丁坝的间距可增大；

3 非淹没丁坝宜采用下挑型式布置，坝轴线与水流流向的夹角可采用 30°～60°。强潮海岸的丁坝，其坝轴线宜垂直于强潮流方向。

7.3.4 不透水丁坝，可采用抛石丁坝、土心丁坝、沉排丁坝等结构型式。丁坝坝顶的宽度、坝的上下游坡度、结构尺寸应根据水流条件、运用要求、稳定需要、已建同类工程的经验分析确定，并应符合下列要求：

1 抛石丁坝坝顶的宽度宜采用 1.0～3.0 m，坝的上下游坡度不宜陡于 1∶1.5；

2 土心丁坝坝顶的宽度宜采用 5～10 m，坝的上下游护砌坡度宜缓于 1∶1。护砌厚度可采用 0.5～1.0 m，重要堤段应按本规范附录 D 计算分析确定；

3 沉排叠砌的沉排丁坝的顶宽宜采用 2.0～4.0 m，坝的上下游坡度宜采用 1∶1～1∶1.5。护底层的沉排宽度应加宽，其宽度应能满足河床最大冲刷深度的要求。

7.3.5 土心丁坝在土与护坡之间应设置垫层。根据反滤要求，可采用砂石垫层或土工织物垫层，沙石垫层厚度宜大于 0.1 m。土工织物垫层的上面宜铺薄层砂卵石保护。

7.3.6 在中细砂组成的河床或在水深流急处修建不透水坝式护岸工程宜采用沉排护底，坝头部分应加大护底范围，铺设的沉排宽度应满足河床产生最大冲刷的情况下坝体不受破坏。冲刷深度的计算应符合本规范附录 D 有关规定。

7.3.7 对不透水淹没丁坝的坝顶面，宜作成坝根斜向河心的纵坡，其坡度可为 1 %～3 %。

7.3.8 顺坝以及丁坝与顺坝相结合的“Γ”字形坝的技术要求，可按本章 7.3.3 条规定执行。

7.4 墙式护岸

7.4.1 对河道狭窄、堤外无滩易受水流冲刷、保护对象重要、受地形条件或已建建筑物限制的塌岸

堤段宜采用墙式护岸。

7.4.2 墙式护岸的结构型式,临水侧可采用直立式、陡坡式,背水侧可采用直立式、斜坡式、折线式、卸荷台阶式等型式。

墙体结构材料可采用钢筋混凝土、混凝土、浆砌石等,断面尺寸及墙基嵌入堤岸坡脚的深度应根据具体情况及堤身和堤岸整体稳定计算分析确定。

在水流冲刷严重的堤段,应加强护基措施。

7.4.3 墙式护岸在墙后与岸坡之间可回填砂砾石。墙体应设置排水孔,排水孔处应设置反滤层。

在风浪冲刷严重的堤段,墙后回填体的顶面应采取防冲措施。

7.4.4 墙式护岸沿长度方向应设置变形缝,分缝间距:钢筋混凝土结构可为 20 m,混凝土结构可为 15 m,浆砌石结构可为 10 m。在堤基条件改变处应增设变形缝,并作防渗处理。

7.4.5 墙式护岸墙基可采用地下连续墙、沉井或桩基,结构可采用钢筋混凝土或少筋混凝土,其断面结构尺寸应根据结构应力分析计算确定。

7.5 其他防护型式

7.5.1 可采用桩式护岸维护陡岸的稳定、保护堤脚不受强烈水流的淘刷、促淤保堤。

7.5.2 桩式护岸的材料可采用木桩、钢桩、预制钢筋混凝土桩、大孔径钢筋混凝土管桩等。

7.5.3 桩的长度、直径、入土深度、桩距、材料、结构等应根据水深、流速、泥沙、地质等情况通过计算或已建工程运用经验分析确定。

7.5.4 桩的布置可采用 1～3 排桩,按需要选择丁坝、顺坝、“Γ”字型坝型。排距可采用 2.0～4.0 m。

同一排桩的桩与桩之间可采用透水式、不透水式。透水式桩间应以横梁连系并挂尼龙网、铅丝网、竹柳编篱等构成屏蔽式桩坝。

桩间及桩与堤脚之间可抛块石、混凝土预制块等护桩护底防冲。

7.5.5 具有卵石、砂卵石河床的中、小型河流在水浅流缓处可采用杩槎坝。

杩槎坝可采用木、竹、钢、钢筋混凝土杆件做杩槎支架。

根据水深、流速、防护要求不同,可选择填筑块石或土砂、石等构成透水或不透水的杩槎坝。

7.5.6 有条件的岸、滩应采取植树、植草等生物防护措施,可设置防浪林台、防浪林带、草皮护坡等。

防浪林台及林带的宽度,树的行距、株距应根据水势、水位、流速、风浪情况确定并应满足消浪、促淤、固土保堤等要求。

7.5.7 用于堤岸防护的树、草品种应根据当地的气候、水文、地势、土壤等条件及环保要求选择,并应满足枝叶繁茂、扎根深及抗冲、抗淹、抗盐性能强等要求。

8 堤防稳定计算

8.1 渗流及渗透稳定计算

8.1.1 河堤、湖堤应进行渗流及渗透稳定计算,计算求得渗流场内的水头、压力、坡降、渗流量等水力要素,进行渗透稳定分析,并应选择经济合理的防渗、排渗设计方案或加固补强方案。海堤的渗流计算宜根据实际情况决定。

8.1.2 土堤渗流计算断面应具有代表性,并应进行下列计算。计算应符合附录 E 的有关规定:

1 应核算在设计洪水或设计高潮持续时间内浸润线的位置,当在背水侧堤坡逸出时,应计算出逸点的位置、逸出段与背水侧堤基表面的出逸比降;

2 当堤身、堤基土渗透系数 $K \geqslant 10^{-3}$cm/s 时,应计算渗流量;

3 应计算洪水或潮水水位降落时临水侧堤身内的自由水位。

8.1.3 河、湖的堤防渗流计算应计算下列水位的组合。

1 临水侧为设计洪水位,背水侧为相应水位;

2 临水侧为设计洪水位,背水侧为低水位或无水;

3 洪水降落时对临水侧堤坡稳定最不利的情况。

8.1.4 海堤或感潮河流河口段的堤防渗流计算应计算下列水位的组合:

1 以设计潮水位或台风期大潮平均高潮位作为临海侧水位,背海侧水位为相应的水位、低水位或无水等情况;

2 以大潮平均高潮位计算渗流浸润线;

3 以平均潮位计算渗流量;

4 潮位降落时对临水侧堤坡稳定最不利的情况。

8.1.5 进行渗流计算时,对比较复杂的地基情况可作适当简化,并按下列规定进行:

1 对于渗透系数相差 5 倍以内的相邻薄土层可视为一层,采用加权平均的渗透系数作为计算依据;

2 双层结构地基,当下卧土层的渗透系数比上层土层的渗透系数小 100 倍及以上时,可将下卧土层视为不透水层;表层为弱透水层时,可按双层地基计算;

3 当直接与堤底连接的地基土层的渗透系数比堤身的渗透系数大 100 倍及以上时,可认为堤身不透水,仅对堤基按有压流进行渗透计算,堤身浸润线的位置可根据地基中的压力水头确定。

8.1.6 渗透稳定应进行以下判断和计算:

1 土的渗透变形类型;

2 堤身和堤基土体的渗透稳定;

3 进行堤防背水侧渗流出逸段的渗透稳定。

8.1.7 土的渗透变形类型的判定应按国家现行标准《水利水电工程地质勘察规范》的有关规定执行。

8.1.8 背水侧堤坡及地基表面逸出段的渗流比降应小于允许比降;当出逸比降大于允许比降,应设置反滤层、压重等保护措施。

8.2 抗滑稳定计算

8.2.1 抗滑稳定计算应根据不同堤段的防洪任务、工程等级、地形地质条件,结合堤身的结构型式、高度和填筑材料等因素选择有代表性断面进行。

8.2.2 土堤抗滑稳定计算可分为正常情况和非常情况。

1 正常情况稳定计算应包括下列内容:

1)设计洪水位下的稳定渗流期或不稳定渗流期的背水侧堤坡;

2)设计洪水位骤降期的临水侧堤坡。

2 非常情况稳定计算应包括下列内容:

1)施工期的临水、背水侧堤坡;

2)多年平均水位时遭遇地震的临水、背水侧堤坡。

8.2.3 多雨地区的土堤,应根据填筑土的渗透和堤坡防护条件,核算长期降雨期堤坡的抗滑稳定

性,其安全系数可按非常情况采用。

8.2.4 土堤抗滑稳定计算可采用瑞典圆弧滑动法。当堤基存在较薄软弱土层时,宜采用改良圆弧法。

土堤抗滑稳定计算应符合附录F的规定,其抗滑稳定的安全系数不应小于表2.2.3规定的数值。

8.2.5 土的抗剪强度应根据各种运用条件选用,并应符合本规范附录F表F.0.3的规定。

8.2.6 作用在防洪墙上的荷载可分为基本荷载和特殊荷载两类。

1 基本荷载:应包括自重;设计洪水位时(或多年平均水位)的静水压力、扬压力及风浪压力;土压力;冰压力;其他出现机会较多的荷载;

2 特殊荷载:应包括地震荷载;其他出现机会较少的荷载。

8.2.7 防洪墙设计的荷载组合可分为正常情况和非常情况两类。正常情况由基本荷载组合;非常情况由基本荷载和一种或几种特殊荷载组合。根据各种荷载同时出现的可能性,选择不利的情况进行计算。

8.2.8 防洪墙的抗滑和抗倾稳定安全系数计算应符合本规范附录F的有关规定。其安全系数不应小于本规范表2.2.5和表2.2.6规定的数值。

8.2.9 防洪墙在各种荷载组合的情况下,基底的最大压应力应小于地基的允许承载力。

土基上的防洪墙基底的压应力最大值与最小值之比的允许值,粘土宜取1.5～2.5;砂土宜取2.0～3.0。

8.2.10 岩基上的防洪墙基底不应出现拉应力。土基上的防洪墙除计算堤身或沿基底面的抗滑稳定性外,还应核算堤身与堤基整体的抗滑稳定性。

8.3 沉降计算

8.3.1 沉降量计算应包括堤顶中心线处堤身和堤基的最终沉降量。

8.3.2 根据堤基的地质条件、土层的压缩性、堤身的断面尺寸和荷载,可将堤防分为若干段,每段选取代表性断面进行沉降量计算。

8.3.3 堤身和堤基的最终沉降量,可按下列公式计算:

$$S = m\sum_{i=1}^{n}\frac{e_{1i}-e_{2i}}{1+e_{1i}}h_i \tag{8.3.3}$$

式中 S——最终沉降量(mm);

n——压缩层范围的土层数;

e_{1i}——第i土层在平均自重应力作用下的孔隙比;

e_{2i}——第i土层在平均自重应力和平均附加应力共同作用下的孔隙比;

h_i——第i土层的厚度(mm);

m——修正系数,一般堤基的 $m=1.0$,对于海堤软土地基可采用1.3～1.6。

8.3.4 堤基压缩层的计算厚度,可按下列条件确定。

$$\frac{\sigma_z}{\sigma_B}=0.2 \tag{8.3.4}$$

式中 σ_B——堤基计算层面处土的自重应力(kPa);

σ_z——堤基计算层面处土的附加应力(kPa)。

实际压缩层的厚度小于上式计算值时,应按实际压缩层的厚度计算其沉降量。

9 堤防与各类建筑物、构筑物的交叉、连接

9.1 一般规定

9.1.1 与堤防交叉的各类建筑物、构筑物宜选用跨越的型式。需要穿堤的建筑物、构筑物应合理规划并应减少其数量。

9.1.2 与堤防交叉、连接的各类建筑物、构筑物，应根据自身的结构特点、运用要求、堤防工程的级别和结构等情况选择安全合理的位置和交叉、连接结构型式。

9.1.3 与堤交叉、连接的各类建筑物、构筑物不得影响堤防的管理和防汛运用，不得影响防汛安全。

9.1.4 位于淤积性江河、湖、海的堤防上的穿堤和跨堤建筑物、构筑物的设计应按设计使用年限计及淤积影响。

9.2 穿堤建筑物、构筑物

9.2.1 穿堤的各类建筑物、构筑物的底部高程应高于堤防设计洪水位，当在设计洪水位以下时，应设置能满足防洪要求的闸门或阀门，并能应在防洪要求的时限内关闭。

压力管道和各类热力管道需要穿过堤防时，必须在设计洪水位以上通过。

9.2.2 当堤防工程扩建加高时，必须对穿堤的各类建筑物、构筑物按新的设计条件进行验算，当原有的建筑物、构筑物需要保留利用时，必须符合下列要求：

1 能满足防洪要求；

2 运用工况良好；

3 能满足结构强度要求；

4 外周的覆盖土层能满足设计要求的厚度和密实度；

5 穿堤管道的接头良好；

6 穿堤管道外周与堤防连接处能满足渗透稳定要求。

当不能满足上述要求时，应加固、改建或拆除重建。

9.2.3 有通航要求的水闸，可设置通航闸孔，其位置应按照过闸安全和管理方便的原则确定。

9.2.4 有过鱼要求的水闸可结合岸墙和翼墙的布置设置鱼道。有农业灌溉引水和林业过木等其他过闸要求时，可结合堤防工程的总体规划合理布置。

9.2.5 穿堤的各类建筑物与土堤接合部应能满足渗透稳定要求，在建筑物外围应设置截流环或刺墙等，渗流出口应设置反滤排水。

9.2.6 穿堤的闸、涵、泵站等建筑物、构筑物的设计应满足下列要求：

1 位置应选择在水流流态平顺、岸坡稳定，不影响行洪安全的堤段；

2 采用整体性强、刚度大的轻型结构；

3 荷载、结构布置对称，基底压力的偏心距小；

4 结构分块、止水等对不均匀沉降的适应性好；

5 减小过流引起的震动；

6 进出口引水、消能结构合理可靠；

7 水闸边墙与两侧堤身连接的布置应能满足堤身、堤基稳定和防止接触冲刷的要求。

9.2.7 穿堤建筑物宜建于坚硬、紧密的天然地基上。其基础应沿长度方向、地基条件改变处设置

变形缝和止水措施。

9.2.8 穿堤建筑物周围的回填土干密度不应低于堤防工程设计的要求。

9.2.9 修建穿堤工程,不宜采用顶管法施工。当需要采用顶管法施工时,应选择土质坚实的堤段进行,沿管壁不得超挖,其接触面应进行充填灌浆处理。

9.2.10 公路、铁路、航运码头或港口与堤防工程交叉的陆上交通闸,闸底板高程应尽量抬高。闸门结构及启闭型式可结合运用情况和技术经济比较选定。

9.3 跨堤建筑物、构筑物

9.3.1 桥梁、渡槽、管道等跨堤建筑物、构筑物,其支墩不应布置在堤身设计断面以内。当需要布置在堤身背水坡时,必须满足堤身设计抗滑和渗流稳定的要求。

9.3.2 跨堤建筑物、构筑物与堤顶之间的净空高度应满足堤防交通、防汛抢险、管理维修等方面的要求。

9.3.3 上堤交通坡道和临堤航运码头与堤防连接时,不应降低堤顶高程,不应削弱堤身设计断面。设在临水侧的坡道应与水流方向一致,顺堤轴线方向傍堤坡修筑。

上堤的人行或禽、畜坡道可采用砌石阶梯式或土石混合斜坡式,坡道路面应设置排水设施。

9.3.4 当码头或港口与堤防交叉时,其交通宜采用跨堤式布置。

10 堤防工程的加固、改建与扩建

10.1 加 固

10.1.1 已建堤防的堤身或堤基隐患严重,或洪水期发生过较大险情,经安全鉴定认为堤的断面尺寸、强度及稳定性不能满足防汛安全要求的,均应进行加固。

10.1.2 堤防安全鉴定,应对堤防的安全状况作出评价,并应提出需要加固的堤段范围和可能采取的加固措施。

10.1.3 加固设计应按不同堤段存在问题的特点分段进行。

加固设计应广泛搜集已有的勘测、设计、施工和工程观测、隐患探测、险情调查等资料,按照本规范的有关要求,进行必要的补充勘测试验研究及抗滑、渗流稳定的复核工作,经技术经济比较提出不同堤段的加固方案。

10.1.4 堤身出现局部滑塌,宜开挖重新填筑压实,必要时可放缓堤坡。

10.1.5 当堤身存在较大范围裂缝、孔洞、松土层或堤与穿堤建筑物结合部出现贯穿裂缝时,应开挖并回填密实,对难以开挖部分宜采用充填灌浆进行加固。高度 5 m 以上且填筑质量普遍不好的土堤,宜采用劈裂灌浆进行加固。灌浆的主要技术参数宜通过现场试验确定。当需结合灌浆消灭白蚁时,可在浆液中掺入适量的灭蚁药物。

10.1.6 堤身断面不能满足抗滑或渗流稳定要求或堤顶宽度不符合防汛抢险需要的堤段,可用填筑压实法或机械吹填法帮宽堤身或加修戗台。

10.1.7 当堤身渗径不足且帮宽加戗受场地限制时,可在临水坡增建粘土或其他防渗材料构成的斜墙,也可采用粘土混凝土截渗墙、高压定喷墙、土工膜截渗,必要时,在堤背水坡脚加修砂石或土工织物排水。

10.1.8 修建于透水地基或双层、多层地基上的堤防,经渗流计算,堤防背水坡或堤后地面渗流出逸比降不能满足本规范 8.1 节的要求或者洪水期曾出现过严重渗漏、管涌或流土破坏险情时,应按

照本规范第 5.3、5.4 节和附录 A 的有关规定采取加固措施,并应符合下列要求:

1 堤基两侧地面的天然粘性土层因近堤取土遭受破坏,应采用粘性土回填加固;

2 堤基覆盖层较薄时,可在背水侧堤脚外设置减压沟或埋设塑料微孔排水管,其位置、深度和断面尺寸应由计算确定;

3 堤基下卧的透水层不深时,宜采用垂直截渗墙加固;

4 覆盖层较厚且下卧强透水层较深的堤基,可在背水堤脚外适当的位置设置减压井。其井径、井深和井距等,应由计算确定。减压井井管和滤网材料的选择,应满足防腐蚀和防止化学淤堵的要求;

5 当堤背水侧地面需施加盖重时,可采用压实填筑法或吹填法。其盖重材料宜采用透水性大于堤基覆盖层的透水土料。盖重厚度可按本规范附录 A 式 A.3.1 式计算确定。盖重范围应由计算并结合已发生险情的实际部位综合分析确定。

10.1.9 遭受强风暴潮或洪水严重破坏的堤防,应及时加固修复。因块石重量偏小或砌筑厚度不足而遭受破坏的砌石护坡,加固时,应采用坚硬大块石并加大砌体厚度,新老砌体应牢固结合。堤脚遭受淘刷或堤基、堤坡坍滑的堤段,可采用土石填塘固基或加修镇压平台、放缓边坡等措施进行加固。

10.1.10 防洪墙的加固措施应根据原有墙的结构型式、河道情况、航运要求、墙后道路及施工条件等进行技术经济比较后确定,并应符合下列要求:

1 墙基渗径不足,宜在临水侧加修铺盖或垂直截渗墙;

2 墙的整体抗滑稳定不足,可在墙的临水侧或背水侧增设齿墙或戗台,也可加修阻滑板,或在墙基前沿加打钢筋混凝土桩或钢板桩;

3 墙身断面强度不足,应加固墙体。需在原砌石墙临水面加贴钢筋混凝土墙面时,应将原墙面凿毛并应插设锚固钢筋;加固钢筋混凝土墙体时,应将老墙体临水面碳化层凿除,新加钢筋与原墙体钢筋应焊接牢固,新加混凝土层厚,不应小于 0.20 m;

4 墙体及基础变形缝止水破坏失效的,应修复或重新设置。

10.1.11 堤岸防护工程应根据水流淘刷深度、风浪作用大小、工程结构型式和破坏程度及时进行修复、加固,并应符合本规范第 7 章的有关规定。

10.2 改 建

10.2.1 当现有堤防有下列情况时,经分析论证,可进行改建:

1 堤距过窄或局部形成卡口,影响洪水的正常宣泄;

2 主流逼岸,堤身坍塌,难以固守的;

3 海涂淤涨扩大,需调整堤线位置的;

4 原堤线走向不合理;

5 原堤身存在严重问题难以加固的;

6 其他有必要进行改建的。

10.2.2 改建堤段应按新建堤防进行设计。

当改建堤段与原有堤段相距较近且筑堤材料和工程地质条件等变化不大时,其设计可适当简化。

10.2.3 改建堤段应与原有堤段平顺连接,改建堤段的断面结构与原堤段不相同时,两者的结合部位应设置渐变段。

10.3 扩 建

10.3.1 现有堤防的堤高不能满足防洪要求时,应进行扩建。

10.3.2 土堤及防洪墙的加高方案应通过技术经济比较确定,并应进行抗滑稳定、渗透稳定及断面强度验算,不能满足要求时,应结合加高进行加固。

10.3.3 土堤宜采用临水侧帮宽加高。当临水侧滩面狭窄或有防护工程时,可采用背水侧帮宽加高,堤弯过急段可两侧或一侧帮宽加高。靠近城镇、工矿区或取土占地受限制的地方,宜采取在土堤顶加修防浪墙或在堤脚加挡土墙的方式加高。

10.3.4 砌石或混凝土防洪墙加高应符合下列要求:

1 墙的整体抗滑稳定、渗透稳定和断面强度均有较大裕度者,可在原墙身顶部直接加高;

2 墙的整体抗滑稳定或渗透稳定不足而墙身断面强度有较大裕度者,应加固堤基、接高墙身;

3 墙的稳定和断面强度均不足者,应结合加高全面进行加固,无法加固的,可拆除原墙重建新墙。

10.3.5 堤防扩建,对新老堤的结合部位及穿堤建筑物与堤身连接的部位应进行专门设计。经核算不能满足要求时,应采取改建或加固措施。

10.3.6 土堤扩建所用的土料应与原堤身土料的特性相近,当土料特性差别较大时,应增设过渡层。扩建所用土料填筑标准不应低于原堤身的填筑标准。

10.3.7 堤岸防护工程的加高应按本规范附录D有关规定对其整体稳定和断面强度进行核算,当不能满足要求时,应结合加高进行加固。

11 堤防工程管理设计

11.1 一般规定

11.1.1 堤防工程管理设计的主要内容应包括观测设施、交通和通信设施、防汛抢险设施、生产管理和生活设施的设计;并明确管理体制、机构;划定工程管理范围和保护范围。

11.1.2 堤防工程管理设计应根据工程规模和防洪任务,设置满足工程运用要求与现代化管理需要的管理设施。管理设施的建设,应与主体工程的建设同步进行,并应按期投入运用。

11.1.3 堤防工程管理设计应按有关工程管理单位编制定员标准的规定,合理设置管理机构和人员编制。

11.1.4 应根据堤防工程的级别、安全和管理工作的需要,提出工程管理范围和保护范围,其范围主要包括:堤身、护堤地、各种防渗设施与观测设施、堤岸防护工程、各类穿堤、跨堤建筑物、安全保护区和专用地等。

11.1.5 护堤地的宽度应满足下列要求:

1 保护堤身及防渗、导渗设施;

2 临、背水侧营造防浪林带和护堤林带;

3 为堤防工程防汛抢险、维修加固提供必要的场地。

11.2 观测设施

11.2.1 应根据堤防工程的级别,水文、气象、地形、地质条件,堤型及工程运用要求设置必要的观测项目及观测设施。

观测设施的设置应符合有效、可靠、牢固、方便及经济合理的原则。

11.2.2 观测设施设计应符合下列要求：

1 选定观测项目和观测点布设能反映工程运行的主要工作状况；

2 观测的断面和部位应选择在有代表性的堤段，并应做到一种设施多种用途；

3 在特殊堤段或地形、地质条件复杂的堤段，如故河道、老溃口、软弱堤基、浅层强透水带、承压水以及有穿堤建筑物等，可根据需要增加观测项目及观测范围；

4 选择技术先进、使用方便的观测仪器、设备；

5 各观测点应具备较好的交通、照明等条件，观测部位有相应的安全保护措施。

11.2.3 堤防工程宜设置下列一般性观测项目：

1 堤身垂直位移；

2 水位或潮位；

3 堤身浸润线；

4 堤基渗透压力、渗透流量及水质；

5 表面观测：主要包括裂缝、滑坡、坍陷、隆起、渗透变形及表面侵蚀破坏等。

11.2.4 1、2级堤防可根据管理运用的实际需要，选取下列专门性观测项目进行观测：

1 近岸河床的冲淤变化；

2 堤岸防护工程的变位；

3 河道水流形态及河势变化；

4 滩岸地下水的出逸情况；

5 冰情；

6 防浪林带消浪防冲的效果；

7 堤身水平位移。

专门性观测项目的设置宜有重点，有针对性，对于观测设施及安装埋设方法应进行充分论证。

11.3 交通与通信设施

11.3.1 堤防工程管理的交通设施应符合下列要求：

1 充分利用现有的交通道路；

2 交通运输能力能满足正常管理和防汛的物资运输及人员交通的需要；

3 能满足各管理区、段与生产管理、生活区之间的正常联系；

4 对内交通与对外交通衔接合理；

5 当有水运条件时，应充分利用水运及水陆联运。堤防工程管理的专用码头、渡口、船只应根据经常性管理及防汛抢险需要设置。

11.3.2 上堤防汛专用道路宜沿堤线每10～15 km布置一条。专用道路应与公路干道相连接，并应与堤防附近的乡镇或人口集中的居民点连通。

11.3.3 上堤防汛专用道路的宽度、路基、路面和建筑物的技术标准应满足汛期主要车型和运输强度的运行要求，并保证全天候通车。

11.3.4 堤顶防汛道路的宽度，1级堤防工程应满足双车道行车要求，其他堤防工程应满足单车道行驶的最小宽度。当堤顶宽度小于6 m时，应按一定距离设置坡道或错车段。

当堤顶道路在各管理点或堤防终端附近无坡道时，宜设置回车场。

11.3.5 交通道路应设置安全、维修、养护及管理等设施，路口应设置安全管理标志和拦车卡。

11.3.6 堤防工程通信网络的建设应根据流域或地区统一的通信网络规划进行。

11.3.7 堤防工程的通信设施应满足工程管理单位与防汛指挥部门、各管理区等之间信息传输的要求,并应保证通信的迅速、准确、可靠。

11.3.8 堤防工程通信网的主干线应设置专用有线通信线路和无线通信网。当防汛指挥需要时,可采用机动通信车或便携式无线通信方式。

通信设备的制式应统一,各种通信方式应连接使用,并与邮电通信网络联网。

11.3.9 重要的堤防通信网设施应具有选呼、群呼、电话会议等功能,蓄、滞洪区的通信网设施还应增加预警功能。

11.3.10 堤防通信网设施应具有数据传输功能,特别重要的堤防在必要时,可增加图象传输功能及微机联接的接口。

11.3.11 通信设备的选用应技术先进,并应满足性能稳定、运行可靠、维护方便等要求。1、2 级堤防工程的通信设备除提供工程供电外,并应配置通信设备专用蓄电池或油式发电机组等备用电源。

11.4 防汛抢险设施

11.4.1 堤防工程的重要堤段及险工段应按维修管理及防汛抢险需要,在堤的背水侧设堆料平台,储备一定的土料、砂石料等。

11.4.2 1、2 级堤防工程管理单位应配置防汛抢险需要的定位仪、测深仪、红外线测距仪、隐患探测仪等观测、探测仪器;并配置载重车、越野车、机动船、快艇等运载、交通工具。

11.4.3 1、2 级堤防工程的重要堤段及险工段应配备防汛抢险需要的固定照明设施及便携式照明设施。

11.5 生产管理与生活设施

11.5.1 堤防工程管理单位的生产管理和生活设施包括:生产办公设施、生产附属设施、生活设施、环境美化设施等。

11.5.2 堤防工程应根据经常性维修养护需要设置各种必要的仪器和专用设备。

11.5.3 3 级及以上的堤防工程应沿堤线设置防汛屋,其间距、面积应按实际需要确定。

11.5.4 堤防工程应按行政区划和分段管理范围设立界碑和里程桩。堤防的管理范围和保护范围应设立界标。

附录 A 堤基处理计算

A.1 软弱堤基

A.1.1 堤基软土的固结可采用铺垫法。垫层可采用砂石、土工织物,或者两者结合使用。垫层厚度宜根据计算确定,可采用以下厚度:

1 砂石垫层厚度

砂垫层 $t=0.5\sim1.0$ m;

碎石或砾石垫层 $t>1.0$ m。

2 土工织物垫层应满足基础土的反滤要求。

A.1.2 在天然软土地基上用连续施工方法修筑土石堤时,其容许施加的荷载可按下式计算。

$$p=5.52\frac{C_u}{k} \tag{A.1.2}$$

式中 p——容许施加荷载(kN/m^2);

C_u——天然地基不排水抗剪强度,由无侧限三轴不排水剪试验或原位十字板剪切试验测定(kN/m^2);

k——安全系数,宜采用 1.1～1.5。

压载的高度和宽度由稳定计算决定。

A.1.3 排水井法

1 排水砂井。对采用打入钢管施工的砂井,陆上施工井径宜采用 200～300 mm,水上施工井径宜采用 300～400 mm;井距按一定范围的井径比确定,工程上常用的井径比 $n=6\sim8$。袋装砂井井径宜为 100 mm,$n=10\sim20$ 为宜。

砂井宜以等边三角形布设。

2 塑料排水带。设计时可将塑料排水带按下式换算成相当直径的砂井后,按照砂井方案计算。

$$D_p=\alpha\frac{2(b+\delta)}{\pi} \tag{A.1.3}$$

式中 D_p——换算成砂井直径(mm);

b——塑料排水板宽度(mm);

δ——塑料排水板厚度(mm);

α——换算系数,可采用 0.75。

A.2 透水堤基

A.2.1 砂砾石堤基灌浆可用下式评价其可灌性:

$$M=\frac{D_{15}}{d_{85}} \tag{A.2.1-1}$$

式中 D_{15}——受灌地层中 15 %的颗粒小于该粒径(mm);

d_{85}——灌注材料中 85 %的颗粒小于该粒径(mm)。

$M>15$ 可灌注水泥浆;$M>10$ 可灌注水泥粘土浆。可灌性不好的,可采用化学灌浆,常用的化学灌浆材料有:水玻璃类、丙烯酸胺类(即丙凝)、木质素类等。

灌浆帷幕厚度(T)可按下式作初步估算:

$$T=\frac{H}{J} \tag{A.2.1—2}$$

式中 H——最大作用水头(m);

J——帷幕的允许坡降,对一般水泥粘土浆可采用 $J\leqslant 3$。

A.3 多层堤基

A.3.1 土石堤背水侧各点的透水盖重厚度可按下式计算(图 A.3.1):

$$t_i=\frac{Kh_i\rho_w-(G_s-1)(1-n)t_1\rho_w}{\rho} \tag{A.3.1}$$

式中 t_i——i 处的盖重厚度(m);

h_i——根据渗流计算求得的 i 处的表层弱透水层承压水头(m)(按本规范附录 E 计算);

G_s——表层弱透水层土粒的比重;

n——表层弱透水层土粒的孔隙率;

t_1——表层弱透水层厚度(m);

ρ——盖重土石料的密度(kN/m^3);

ρ_w——水的密度(kN/m^3);

K——安全系数。管涌安全系数可取 1.5,流土安全系数可取 2.0。

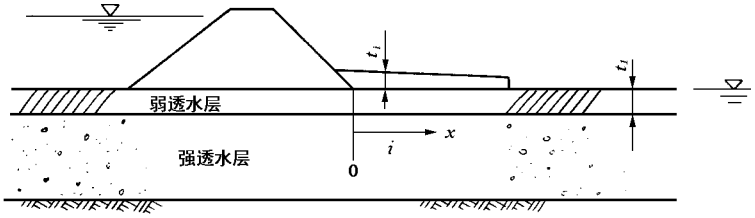


图 A.3.1 盖重厚度计算

附录 B 设计潮位计算

B.0.1 设计重现期的潮位应采用频率分析的方法确定,应具有不少于连续 20 年的年最高潮位资料,并应调查历史上出现的特高潮潮位。

B.0.2 设计重现期潮位频率分析的线型,在海岸地区宜采用极值Ⅰ型分布曲线;在潮汐河口地区宜采用皮尔逊Ⅲ型分布曲线。经过分析论证,也可采用其他线型进行潮位频率分析计算。

B.0.3 按极值Ⅰ型分布律进行频率分析,应符合下列规定:

1 对 n 年连续的年最高潮位系列 h_i,可按下列公式计算统计参数和频率为 P 的潮位:

$$\bar{h}=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}h_i \tag{B.0.3—1}$$

$$S=\sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}h_i^2-\bar{h}^2} \tag{B.0.3—2}$$

$$h_p=\bar{h}+\lambda_{pn}S \tag{B.0.3—3}$$

式中 $\bar{h}$——潮位系列的均值；

S——潮位系列的均方差；

h_p——频率为 P 的高潮位；

λ_{pn}——与频率 P 及资料年数 n 有关的系数，可按表 B 确定。

表 B 极值 I 型分布律的 λ_{pn}

年数	频率 P(%)											
n	0.1	0.2	0.5	1	2	4	5	10	25	50	75	90
8	7.103	6.336	5.321	4.551	3.779	3.001	2.749	1.953	0.842	−0.130	−0.897	−1.458
9	6.909	6.162	5.174	4.425	3.673	2.916	2.670	1.895	0.814	−0.133	−0.879	−1.426
10	6.752	6.021	5.055	4.322	3.587	2.847	2.606	1.848	0.790	−0.136	−0.865	−1.400
11	6.622	5.905	4.957	4.238	3.516	2.789	2.553	1.809	0.771	−0.138	−0.854	−1.378
12	6.513	5.807	4.874	4.166	3.456	2.741	2.509	1.777	0.775	−0.139	−0.844	−1.360
13	6.418	5.723	4.802	4.105	3.404	2.699	2.470	1.748	0.741	−0.141	−0.836	−1.345
14	6.337	5.650	4.741	4.052	3.360	2.663	2.437	1.724	0.729	−0.142	−0.829	−1.331
15	6.266	5.586	4.687	4.005	3.321	2.632	2.408	1.703	0.718	−0.143	−0.823	−1.320
16	6.196	5.523	4.634	3.959	3.283	2.601	2.379	1.682	0.708	−0.145	−0.817	−1.308
17	6.137	5.471	4.589	3.921	3.250	2.575	2.355	1.664	0.699	−0.146	−0.811	−1.299
18	6.087	5.426	4.551	3.888	3.223	2.552	2.335	1.649	0.692	−0.146	−0.807	−1.291
19	6.043	5.387	4.518	3.860	3.199	2.533	2.317	1.636	0.685	−0.147	−0.803	−1.283
20	6.006	5.354	4.490	3.836	3.179	2.517	2.302	1.625	0.680	−0.148	−0.800	−1.277
22	5.933	5.288	4.435	3.788	3.138	2.484	2.272	1.603	0.669	−0.149	−0.794	−1.265
24	5.870	5.232	4.387	3.747	3.104	2.457	2.246	1.584	0.659	−0.150	−0.788	−1.255
26	5.816	5.183	4.346	3.711	3.074	2.433	2.224	1.568	0.651	−0.151	−0.783	−1.246
28	5.769	5.141	4.310	3.681	3.048	2.412	2.205	1.553	0.644	−0.152	−0.799	−1.239
30	5.727	5.104	4.279	3.653	3.026	2.393	2.188	1.541	0.638	−0.153	−0.776	−1.232
35	5.642	5.027	4.214	3.598	2.979	2.356	2.153	1.515	0.625	−0.154	−0.768	−1.218
40	5.576	4.968	4.164	3.554	2.942	2.326	2.126	1.495	0.615	−0.155	−0.762	−1.208
45	5.522	4.920	4.123	3.519	2.913	2.303	2.104	1.479	0.607	−0.156	−0.758	−1.198
50	5.479	4.881	4.090	3.491	2.889	2.283	2.086	1.466	0.601	−0.157	−0.754	−1.191
60	5.410	4.820	4.038	3.446	2.852	2.253	2.059	1.446	0.591	−0.158	−0.748	−1.180
70	5.359	4.774	4.000	3.413	2.824	2.230	2.038	1.430	0.583	−0.159	−0.744	−1.172
80	5.319	4.738	3.970	3.387	2.802	2.213	2.022	1.419	0.577	−0.159	−0.740	−1.165
90	5.287	4.709	3.945	3.366	2.784	2.199	2.008	1.409	0.572	−0.160	−0.737	−1.160
100	5.261	4.686	3.925	3.349	2.770	2.187	1.998	1.401	0.568	−0.160	−0.735	−1.155
200	5.130	4.568	3.826	3.263	2.698	2.129	1.944	1.362	0.549	−0.162	−0.723	−1.134
500	5.032	4.481	3.752	3.200	2.645	2.086	1.905	1.333	0.535	−0.164	−0.714	−1.117
1000	4.992	4.445	3.722	3.174	2.623	2.069	1.889	1.321	0.529	−0.164	−0.710	−1.110
∞	4.936	4.395	3.679	3.137	2.592	2.044	1.886	1.305	0.520	−0.164	−0.705	−1.110

2 对在 n 年连续的年最高潮位系列外，根据调查在考证期 N 年中有特高潮位 a 个，其年最高潮位均值 $\bar{h}$ 及均方差 S 可按下列公式计算确定，h_p 可按式(B.0.3—3)计算，但资料年数应取为 N。

$$\bar{h}=\frac{1}{N}\left(\sum_{j=1}^{a}h_j+\frac{N-a}{n}\sum_{i=1}^{n}h_i\right) \tag{B.0.3—4}$$

$$S=\sqrt{\frac{1}{N}\left(\sum_{j=1}^{a}h_j^2+\frac{N-a}{n}\sum_{i=1}^{n}h_i^2\right)-\bar{h}^2} \tag{B.0.3—5}$$

式中 h_j——特高潮位值($j=1,\cdots,a$)；

h_i——连续年最高潮位系列($i=1,\cdots,n$)。

B.0.4 按皮尔逊Ⅲ型分布律进行频率分析的方法，应符合下列规定：

1 对 n 年连续的年最高潮位系列 h_i，其均值 $\bar{h}$ 可按式(B.0.3—1)计算，离差系数 C_v 可按下

式计算确定:

$$C_v=\sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{h_i}{\overline{h}}-1\right)^2} \qquad (B.0.4-1)$$

2 对在 n 年连续的年最高潮位系列外,根据调查在考证期 N 年中有特高潮位 a 个,其年最高潮位均值可按式(B.0.3—4)计算确定,离差系数 C_v 可按下式计算确定:

$$C_v=\sqrt{\frac{1}{N-1}\left[\sum_{j=1}^{a}\left(\frac{h_j}{\overline{h}}-1\right)^2+\frac{N-a}{n}\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{h_i}{\overline{h}}-1\right)^2\right]} \qquad (B.0.4-2)$$

B.0.5 经验频率计算应符合下列规定:

1 n 年连续的年最高潮位系列,按递减次序排列的第 m 项潮位的经验频率 P_m 可按下式计算确定:

$$P_m=\frac{m}{n+1} \qquad m=1,2,\cdots,n \qquad (B.0.5-1)$$

2 对在 n 年连续的年最高潮位系列外,根据调查在考证期 N 年中有特高潮位 a 个,其连续潮位系列的经验频率可按式(B.0.5—1)计算确定,第 M 项特高潮位的经验频率 P_M 可按下式计算确定:

$$P_M=\frac{M}{N+1} \qquad M=1,2,\cdots,a \qquad (B.0.5-2)$$

B.0.6 对只具有短期潮位观测资料的工程地点,当该地与邻近长期站的潮汐性质相似,经过分析论证,可采用相关分析的方法确定工程地点的设计潮位。

B.0.7 对风暴潮危害严重地区的 3 级及以上堤防工程,宜对风暴潮的影响进行专门研究。

附录 C 波浪计算

C.1 波浪要素确定

C.1.1 计算风浪的风速、风向、风区长度、风时与水域水深的确定,应符合下列规定:

1 风速应采用水面以上 10 m 高度处的自记 10 min 平均风速。

2 风向宜按水域计算点的主风向及左右 22.5°、45°的方位角确定。

3 当计算风向两侧较宽广、水域周界比较规则时,风区长度可采用由计算点逆风向量到对岸的距离;当水域周界不规则、水域中有岛屿时,或在河道的转弯、汊道处,风区长度可采用等效风区长度 F_e,F_e 可按下式计算确定:

$$F_e=\frac{\sum_i r_i\cos^2\alpha_i}{\sum_i\cos\alpha_i} \qquad (C.1.1)$$

式中 r_i——在主风向两侧各 45° 范围内,每隔 $\triangle\alpha$ 角由计算点引到对岸的射线长度(m);

α_i——射线 r_i 与主风向上射线 r_0 之间的夹角(度),$\alpha_i=i\times\triangle\alpha$。计算时可取 $\triangle\alpha=7.5°$($i=0,\pm1,\pm2,\cdots,\pm6$),初步计算也可取 $\triangle\alpha=15°$($i=0,\pm1,\pm2,\pm3$),(图 C.1.1)。

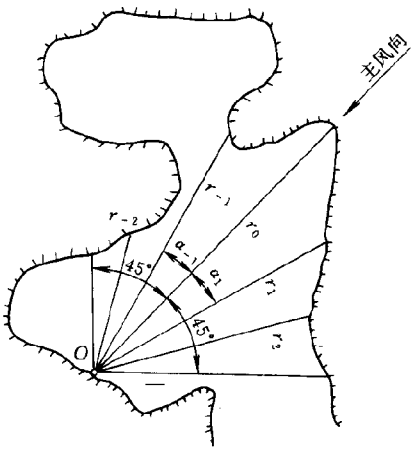


图 C.1.1 等效风区长度计算

4 当风区长度 F 小于或等于 100 km 时,可不计入风时的影响。

5 水深可按风区内水域平均深度确定。当风区内水域的水深变化较小时，水域平均深度可按计算风向的水下地形剖面图确定。

C.1.2 风浪要素可按下列公式计算确定：

$$\frac{g\bar{H}}{V^2}=0.13\text{th}\left[0.7\left(\frac{gd}{V^2}\right)^{0.7}\right]\text{th}\left\{\frac{0.0018\left(\frac{gF}{V^2}\right)^{0.45}}{0.13\text{th}\left[0.7\left(\frac{gd}{V^2}\right)^{0.7}\right]}\right\} \tag{C.1.2-1}$$

$$\frac{g\bar{T}}{V}=13.9\left(\frac{g\bar{H}}{V^2}\right)^{0.5} \tag{C.1.2-2}$$

$$\frac{gt_{\min}}{V}=168\left(\frac{g\bar{T}}{V}\right)^{3.45} \tag{C.1.2-3}$$

式中 $\bar{H}$——平均波高(m)；

$\bar{T}$——平均波周期(s)；

V——计算风速(m/s)；

F——风区长度(m)；

d——水域的平均水深(m)；

g——重力加速度(9.81 m/s^2)；

$t_{\min}$——风浪达到稳定状态的最小风时(s)。

C.1.3 不规则波的不同累积频率波高 H_p 与平均波高 $\bar{H}$ 之比值 $H_p/\bar{H}$ 可按表 C.1.3—1 确定。

不规则波的波周期可采用平均波周期 $\bar{T}$ 表示，按平均波周期计算的波长 L 可按下式计算，也可直接按表 C.1.3—2 确定。

$$L=\frac{g\bar{T}^2}{2\pi}\text{th}\frac{2\pi d}{L} \tag{C.1.3-1}$$

C.1.4 设计波浪推算应符合下列规定：

1 对河、湖堤防，设计波浪要素可采用风速推算的方法，并按本附录第 C.1.2 条计算确定。设计波浪的计算风速可采用历年汛期最大风速平均值的 1.5 倍。

2 对河口、海岸堤防，可按下列方法确定：

1)当工程地点有 20 年以上的长期测波资料，设计波高可采用某一累积频率的年最大波高系列进行频率分析的方法确定，其重现期可采用设计潮位的重现期。

2)当工程地点无长期测波资料时，在风区长度小于或等于 100 km 条件下，设计波浪要素可采用风速推算的方法，并按本附录第 C.1.2 条计算确定，计算风速重现期可采用设计潮位的重现期。在开敞水域条件下，可采用历史地面天气图确定风场，并采用风场推算风浪要素方法确定设计波高。

3)与设计波高对应的波周期，对有限水域可按本附录式 C.1.2—2 计算确定；对开敞水域宜通过分析确定。

表 C.1.3—1 不同累积频率波高换算

$\bar{H}/d$	P(%)	0.1	1	2	3	4	5	10	13	20	50
0	$\frac{H_p}{\bar{H}}$	2.97	2.42	2.23	2.11	2.02	1.95	1.71	1.61	1.43	0.94
0.1		2.70	2.26	2.09	2.00	1.92	1.86	1.65	1.56	1.41	0.96
0.2		2.46	2.09	1.96	1.88	1.81	1.76	1.59	1.51	1.37	0.98
0.3		2.23	1.93	1.82	1.76	1.70	1.66	1.52	1.45	1.34	1.00
0.4		2.01	1.78	1.69	1.64	1.60	1.56	1.44	1.39	1.30	1.01
0.5		1.80	1.63	1.56	1.52	1.49	1.46	1.37	1.33	1.25	1.01

表 C.1.3—2 波长～周期～水深关系表 $L=f(T,d)$

水深(m) \ 周期(S)	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20
1.0	5.21	8.68	11.99	15.23	18.43	21.61	24.78	27.94	31.10					
2.0	6.04	11.30	16.22	20.94	25.57	30.14	34.68	39.19	43.68					
3.0	6.21	12.67	18.95	24.92	30.71	36.40	42.02	47.59	53.14					
4.0	6.23	13.39	20.85	27.93	34.76	41.42	47.99	54.49	60.94					
5.0		13.75	22.19	30.30	38.70	45.64	53.06	60.39	67.66	82.05	96.32	110.6	124.7	138.9
6.0		13.92	23.12	32.17	40.85	49.25	57.48	65.58	73.60	89.44	105.1	120.7	136.3	151.8
7.0		13.99	23.76	33.67	43.20	52.40	61.39	70.22	78.94	96.00	113.2	130.1	146.9	163.7
8.0		14.02	24.19	34.87	45.21	55.18	64.88	74.20	83.79	102.3	120.6	138.7	156.9	174.7
9.0		14.03	24.48	35.82	46.92	57.62	68.03	78.21	88.24	108.0	127.4	146.7	166.0	185.0
10.0		14.04	24.66	36.58	48.39	59.80	70.88	81.70	92.34	113.4	133.8	154.2	174.5	194.7
12.0		14.05	24.85	37.62	50.71	63.46	75.82	87.88	99.70	112.8	145.6	168.0	190.3	212.6
14.0			24.92	38.24	52.40	66.38	79.95	93.17	106.11	131.3	156.1	180.5	204.8	228.8
16.0			24.95	38.59	53.60	68.69	83.42	97.75	111.75	139.0	165.7	191.9	217.9	243.7
18.0			24.97	38.78	54.44	70.52	86.32	101.72	116.75	146.0	174.5	202.4	230.2	257.6
20.0				38.89	55.02	72.95	88.76	105.18	121.20	152.3	182.5	212.2	241.5	270.6
22.0				38.95	55.42	73.07	90.80	108.19	125.17	158.1	190.1	221.4	252.3	282.9
24.0				38.98	55.68	73.92	92.50	110.81	128.71	163.4	197.0	229.9	262.6	294.4
26.0				39.00	55.86	74.58	93.50	113.09	131.88	168.3	203.6	238.0	271.9	305.4
28.0				39.00	55.97	75.07	95.06	115.06	134.72	172.7	209.5	245.6	280.9	315.8
30.0				39.01	56.05	75.44	96.02	116.77	137.25	176.9	215.3	252.7	289.6	325.7
32.0					56.09	75.72	96.79	118.25	139.51	180.8	220.7	259.5	297.6	335.2
34.0					56.12	75.92	97.42	119.52	141.52	184.4	225.8	266.0	305.4	344.3
36.0					56.14	76.07	97.93	120.61	143.32	187.7	230.5	272.1	312.9	353.0
38.0					56.16	76.18	98.34	121.53	144.91	190.7	235.0	278.0	320.0	361.4
40.0					56.17	76.26	98.66	122.33	146.32	193.6	239.2	283.3	326.8	369.4
42.0					56.17	76.32	98.92	123.00	147.57	196.2	243.2	288.8	333.4	377.2
44.0					56.17	76.36	99.13	123.56	148.67	198.6	247.0	293.9	339.7	384.6
46.0					56.18	76.39	99.29	124.04	149.64	200.8	250.8	298.7	345.7	391.8
48.0						76.41	99.42	124.44	150.49	202.9	253.9	303.3	351.5	398.8
50.0						76.43	99.52	124.78	151.24	204.8	256.9	307.6	357.0	405.5
55.0						76.45	99.71	125.49	152.93	208.9	264.2	317.9	370.1	421.4
60.0						76.46	99.78	125.78	158.76	212.2	270.2	327.1	382.1	436.0
65.0						76.47	99.82	126.02	154.49	214.9	275.8	335.2	393.0	449.7
70.0							99.85	126.17	155.00	216.9	280.3	342.5	402.8	462.2
深水波	6.24	24.05	24.97	39.02	56.19	76.47	99.88	126.42	156.07	224.6	305.7	399.3	505.3	623.9

注:表中波长单位为 m。

C.1.5 近岸波浪浅水变形计算应符合下列规定:

1 波浪向近岸浅水区传播时,可假定平均波周期不变,任意水深处的波长可按本附录式 C.1.3—1或本附录表 C.1.3—2 确定;

2 浅水区任意水深处的波高,应按浅水变形计算确定。当水底坡度平缓,波浪传播距离较长时,浅水变形计算宜计入底摩阻的影响;

3 当浅水波浪变形计算得到的波高大于该处的极限波高时,设计波高不应大于极限波高。

C.2 风壅水面高度计算

C.2.1 风壅水面高度在有限风区的情况下,可按下式计算:

$$e=\frac{KV^2F}{2gd}\cos\beta \tag{C.2.1}$$

式中 e——计算点的风壅水面高度(m);

K——综合摩阻系数,可取 $K=3.6\times10^{-6}$;

V——设计风速,按计算波浪的风速确定;

F——由计算点逆风向量到对岸的距离(m)；

d——水域的平均水深(m)；

β——风向与垂直于堤轴线的法线的夹角(度)。

C.3 波浪爬高计算

C.3.1 在风的直接作用下，正向来波在单一斜波上的波浪爬高可按下列方法确定：

1 当 $m=1.5\sim5.0$ 时，可按下式计算：

$$R_p=\frac{K_\triangle K_V K_p}{\sqrt{1+m^2}}\sqrt{\bar{H}L} \qquad (C.3.1-1)$$

式中 R_p——累积频率为 P 的波浪爬高(m)；

$K_\triangle$——斜坡的糙率及渗透性系数，根据护面类型按表 $C.3.1-1$ 确定；

K_V——经验系数，可根据风速 V (m/s)、堤前水深 d (m)、重力加速度 g (m/s^2)组成的无维量 $V/\sqrt{gd}$，可按表 C.3.1—2 确定；

K_p——爬高累积频率换算系数，可按表 C.3.1—3 确定；对不允许越浪的堤防，爬高累积频率宜取 2 %，对允许越浪的堤防，爬高累积频率宜取 13 %；

m——斜坡坡率，$m=\operatorname{ctg}\alpha$，$\alpha$ 为斜坡坡角(度)；

$\bar{H}$——堤前波浪的平均波高(m)；

L——堤前波浪的波长(m)。

2 当 $m\leqslant1.25$ 时，可按下式计算：

$$R_p=K_\triangle K_V K_p R_0 \bar{H} \qquad (C.3.1-2)$$

式中 R_0——无风情况下，光滑不透水护面($K_\triangle=1$)、$\bar{H}=1$ m 时的爬高值(m)，可按表C.3.1—4确定。

表 C.3.1—1 斜坡的糙率及渗透性系数 $K_\triangle$

护面类型	$K_\triangle$
光滑不透水护面(沥青混凝土)	1.0
混凝土及混凝土板护面	0.9
草皮护面	0.85～0.90
砌石护面	0.75～0.80
抛填两层块石(不透水基础)	0.60～0.65
抛填两层块石(透水基础)	0.50～0.55
四脚空心方块(安放一层)	0.55
四脚锥体(安放二层)	0.40
扭工字块体(安放二层)	0.38

表 C.3.1—2 经验系数 K_V

$V/\sqrt{gd}$	≤1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	≥5
K_V	1	1.02	1.08	1.16	1.22	1.25	1.28	1.30

表 C.3.1—3 爬高累积频率换算系数 K_p

$\bar{H}/d$	P(%)	0.1	1	2	3	4	5	10	13	20	50
<0.1	$\frac{R_P}{\bar{R}}$	2.66	2.23	2.07	1.97	1.90	1.84	1.64	1.54	1.39	0.96
0.1~0.3		2.44	2.08	1.94	1.86	1.80	1.75	1.57	1.48	1.36	0.97
>0.3		2.13	1.86	1.76	1.70	1.65	1.61	1.48	1.40	1.31	0.99

注:$\bar{R}$——平均爬高。

表 C.3.1—4 R_0 值

$m=\mathrm{ctg}\,\alpha$	0	0.5	1.0	1.25
R_0	1.24	1.45	2.20	2.50

3 当 $1.25<m<1.5$ 时,可由 $m=1.5$ 和 $m=1.25$ 的计算值按内插法确定。

C.3.2 带有平台的复合斜坡堤(图 C.3.2)的波浪爬高,可先确定该断面的折算坡度系数 m_e,再按坡度系数为 m_e 的单坡断面确定其爬高。折算坡度系数 m_e 可按下列公式计算:

1 当 $\triangle m=(m_{下}-m_{上})=0$,即上下坡度一致时:

$$m_e=m_{上}\left(1-4.0\frac{|d_W|}{L}\right)K_b \qquad (C.3.2-1)$$

$$K_b=1+3\frac{B}{L} \qquad (C.3.2-2)$$

2 当 $\triangle m>0$,即下坡缓于上坡时:

$$m_e=(m_{上}+0.3\triangle m-0.1\triangle m^2)\left(1-4.5\frac{d_W}{L}\right)K_b \qquad (C.3.2-3)$$

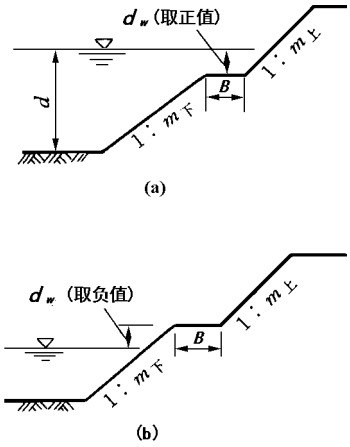


图 C.3.2 带平台的复式斜坡

3 当 $\triangle m<0$,即下坡陡于上坡时:

$$m_e=(m_{上}+0.5\triangle m+0.08\triangle m^2)\left(1+3.0\frac{d_W}{L}\right)K_b \qquad (C.3.2-4)$$

式中 $m_{上}$、$m_{下}$——分别为平台以上、以下的斜坡坡率;

d_W——平台上的水深(m),当平台在静水位以上时取正值;平台在静水位以下时取负值(图 C.3.2)。$|d_W|$ 表示取绝对值;

B——平台宽度(m);

L——波长(m)。

注:折算坡度法适用于 $m_{上}=1.0\sim4.0$,$m_{下}=1.5\sim3$,$d_W/L=-0.067\sim+0.067$,$B/L\leqslant0.25$ 的条件。

C.3.3 当来波波向线与堤轴线的法线成 β 角(度)时,波浪爬高应乘以系数 K_β,当堤坡坡率 $m\geqslant1$ 时,K_β 可按表 C.3.3 确定。

表 C.3.3 系数 K_β

β(度)	≤15	20	30	40	50	60
K_β	1	0.96	0.92	0.87	0.82	0.76

C.3.4 对 1、2 级堤防或断面形状复杂的复式堤防的波浪爬高,宜通过模型试验验证。

$$C=\frac{W_2}{W_1}\sqrt{1+m_1^2}+\frac{1+m_1m_2}{\sqrt{1+m_1^2}} \qquad (D.1.1-7)$$

式中 m_1——折点 b 以上护坡内坡的坡率；

m_2——折点 b 以下滑动面的坡率；

$n=f_1/f_2$；

f_1——护坡和基土之间的摩擦系数；

f_2——护坡材料的内摩擦系数。

2)石护坡稳定安全系数可按下式计算：

$$k=\frac{\mathrm{tg}\varphi}{f_2} \qquad (D.1.1-8)$$

式中 φ——护坡体内摩擦角。

D.1.2 重力式护岸稳定计算应符合下列规定：

1 坝式护岸、墙式护岸采用重力式结构时，应按要求进行稳定计算。

2 重力式护岸应进行下列两种稳定性验算：

1)计算在自重和外荷作用下发生通过堤(坝)与地基整体剪切破坏可能性，可用刚体极限平衡法进行整体稳定计算，采用比较简单的不计条块间作用力的瑞典圆弧法，应按本规范附录F的规定采用；

计算应计及河床的可能最大冲刷深度；

2)按重力式挡土墙进行稳定性计算。

3 对重力式挡土墙进行稳定计算应符合下列规定：

1)建筑材料的性能与计算指标根据勘探、试验资料分析确定；

2)堤防险工允许安全系数应与所在堤段相同，近堤滩岸防护工程允许安全系数可降低；

3)重力式护岸所受的土压力应按主动土压力计算。

4 重力式挡土墙应按下列情况进行稳定计算：

1)应选择有代表性断面；

2)应选择荷载组合的最不利情况；

3)重力式护岸在中、枯水位下稳定性差，计算应选择设计洪水位骤降1 m、设计枯水位以及不利中水位三种情况。

设计枯水位和不利中水位应根据具体情况分析确定。

5 挡土墙稳定计算应包括：

1)地基应力；

2)水平滑动稳定性；

3)倾覆稳定性。

计算均以基础底面为控制面。计算中应包括坝体和护脚工程整体的稳定性。

6 重力式挡土墙稳定性计算应符合下列规定：

1)主动土压力可采用比较适用于砂性土情况的库仑公式计算：

$$E=\frac{1}{2}\gamma H(H+2h_0k_q)k \qquad (D.1.2-1)$$

$$h_0=\frac{q}{\gamma} \qquad (D.1.2-2)$$

$$k_q = \frac{\cos\alpha\cos\beta}{\cos(\alpha-\beta)} \qquad (D.1.2-3)$$

$$k = \frac{\cos^2(\varphi-\alpha)}{\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\beta)}{\sin(90°-\alpha-\delta)\cos(\alpha-\beta)}}\right]^2 \sin(90°-\alpha-\delta)\cos^2\alpha} \qquad (D.1.2-4)$$

式中　γ、φ——分别为填土的容重(kN/m³)和内摩擦角(度)；

α——墙背与竖直线所成的倾角(度)、墙背仰斜时，α为负值；墙背俯斜时，α为正值；

δ——外摩擦角，土与墙背间的摩擦角(度)；

β——填土表面与水平线所成的坡角(度)；

k——主动土压力系数；

q——均布荷载(kN/m²)；

h_0——外荷等代土层高度(m)；

H——墙背填土高度(m)。

2)库仑公式用于粘性土时，通过加大土内摩擦角，采用等值内摩擦角（φ_D）将粘着力（C）包括进去，即采用下式计算：

$$\mathrm{tg}(45°-\frac{\varphi_D}{2}) = \sqrt{\frac{\gamma H^2\mathrm{tg}^2(45°-\frac{\varphi}{2}) - 4C\,\mathrm{tg}^2(45°-\frac{\varphi}{2}) + \frac{4C^2}{\gamma}}{\gamma H^2}} \qquad (D.1.2-5)$$

为使用方便，可作 $H\sim\varphi_D$ 曲线供查用。

3)重力式坝岸砌体背坡若呈折线型式，可分段计算主动土压力，计算段以上土体按均布荷载情况处理，并按 D.1.2—2 计算。

7　堤防按地震设防时，重力式护岸主动土压力库仑计算公式应采用下式：

$$E = \frac{1}{2}\frac{\gamma}{\cos\varepsilon}H(H+2h_0\ k_q)k \qquad (D.1.2-6)$$

$$k = \frac{\cos^2(\varphi-\alpha-\varepsilon)}{\cos^2(\alpha+\varepsilon)\cos(\alpha+\delta+\varepsilon)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\beta-\varepsilon)}{\cos(\alpha+\delta+\varepsilon)\cos(\alpha-\beta)}}\right]^2} \qquad (D.1.2-7)$$

式中　ε——地震角，$\varepsilon=\mathrm{tg}^{-1}\mu$。

ε及μ可按表 D.1.2 取值。

表 D.1.2　地震角 ε 及地震系数 μ

地震烈度	7°	8°	9°
地震系数 μ	1/40	1/20	1/10
地震角 ε	1°25′	3°	6°

D.2　堤岸冲刷深度计算

D.2.1　丁坝冲刷深度计算应符合下列规定：

1　丁坝冲刷深度计算公式应根据水流条件、边界条件并应用观测资料验证分析选择。

2　非淹没丁坝冲刷深度可按下式计算：

$$\triangle h = 27K_1K_2\,\mathrm{tg}\frac{\alpha}{2}\frac{V^2}{g} - 30d \qquad (D.2.1-1)$$

$$K_1 = e^{-5.1\sqrt{\frac{V^2}{gl}}} \qquad (D.2.1-2)$$

$$K_2 = e^{-0.2m} \qquad (D.2.1-3)$$

式中 $\triangle h$——冲刷深度(m);

V——丁坝的行近流速(m/s);

K_1——与丁坝在水流法线上投影长度 l 有关的系数;

K_2——与丁坝边坡坡率 m 有关的系数;

α——水流轴线与丁坝轴线的交角,当丁坝上挑 $\alpha > 90°$时,应取 $\mathrm{tg}\frac{\alpha}{2} = 1$;

g——重力加速度(m/s²);

d——床沙粒径(m)。

3 非淹没丁坝所在河流河床质粒径较细时可按下式计算:

$$h_B = h_0 + \frac{2.8V^2}{\sqrt{1+m^2}}\sin\alpha \qquad (D.2.1-4)$$

式中 h_B——局部冲刷深度(m),从水面算起;

V——行近水流流速(m/s);

h_0——行近水流水深(m)。

D.2.2 顺坝及平顺护岸冲刷深度计算应符合下列规定:

1 水流平行于岸坡产生的冲刷可按下式计算:

$$h_B = h_p + \left[\left(\frac{V_{cp}}{V_{允}}\right)^n - 1\right] \qquad (D.2.2-1)$$

式中 h_B——局部冲刷深度(m),从水面起算;

h_p——冲刷处的水深(m),以近似设计水位最大深度代替;

V_{cp}——平均流速(m/s);

$V_{允}$——河床面上允许不冲流速(m/s);

n——与防护岸坡在平面上的形状有关,一般取 $n = \frac{1}{4}$。

2 水流斜冲防护岸坡产生的冲刷按下式计算:

$$\triangle h_p = \frac{23\mathrm{tg}\frac{\alpha}{2}V_j^2}{\sqrt{1+m^2}\,g} - 30d \qquad (D.2.2-2)$$

式中 $\triangle h_p$——从河底算起的局部冲深(m);

α——水流流向与岸坡交角(度);

m——防护建筑物迎水面边坡系数;

d——坡脚处土壤计算粒径(cm)。对非粘性土,取大于 15 %(按重量计)的筛孔直径;对粘性土,取表 D.2.2—1 的当量粒径值;

V_j——水流的局部冲刷流速(m/s)。

表 D.2.2—1 粘性土的当量粒径值

土性质	空隙比 空隙体积/土壤体积	干容重 (kN/m³)	粘性土当量粒径(cm)		
			粘土及重粘壤土	轻粘壤土	黄土
不密实的	0.9～1.2	11.76	1	0.5	0.5
中等密实的	0.6～0.9	11.76～15.68	4	2	2
密实的	0.3～0.6	15.68～19.60	8	8	3
很密实的	0.2～0.3	19.60～21.07	10	10	6

V_j 的计算应符合下列规定：

1) 滩地河床，V_j 按下式计算：

$$V_j = \frac{Q_1}{B_1 H_1} \frac{2\eta}{1+\eta} \qquad (D.2.2-3)$$

式中 B_1——河滩宽度，从河槽边缘至坡脚距离(m)；

Q_1——通过河滩部分的设计流量(m³/s)；

H_1——河滩水深(m)；

η——水流流速分配不均匀系数，根据 α 角查表(D.2.2—2)采用。

2)无滩地河床，V_j 可按下式计算：

$$V_j = \frac{Q}{W - W_p} \qquad (D.2.2-4)$$

式中 Q——设计流量(m³/s)；

W——原河道过水断面面积(m²)；

W_p——河道缩窄部分的断面面积(m²)。

表 D.2.2—2 水流流速不均匀系数

α	≤15°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°
η	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00

D.3 护坡护脚计算

D.3.1 在波浪作用下，斜坡堤干砌块石护坡的护面厚度 t(m)可按下式计算：

$$t = K_1 \frac{r}{r_b - r} \frac{H}{\sqrt{m}} \sqrt[3]{\frac{L}{H}} \qquad (D.3.1)$$

式中 K_1——系数，对一般干砌石可取 0.266，对砌方石、条石取 0.225；

r_b——块石的重度(kN/m³)；

r——水的重度(kN/m³)；

H——计算波高(m)，当 $d/L \geqslant 0.125$，取 $H_{4\%}$；当 $d/L < 0.125$，取 $H_{13\%}$；d 为堤前水深(m)；

L——波长(m)；

m——斜坡坡率，$m = \operatorname{ctg}\alpha$，$\alpha$ 为斜坡坡角(度)。

注：式 D.3.1 适用于 $1.5 \leqslant m \leqslant 5.0$ 的条件。

D.3.2 当采用人工块体或经过分选的块石作为斜坡堤的护坡面层时，波浪作用下单个块体、块石的质量 Q 及护面层厚度可按下式计算：

$$Q = 0.1\frac{\gamma_b H^3}{K_D(\frac{\gamma_b}{\gamma}-1)^3 m} \qquad (D.3.2-1)$$

$$t = nc\left(\frac{Q}{0.1\gamma_b}\right)^{\frac{1}{3}} \qquad (D.3.2-2)$$

式中 Q——主要护面层的护面块体、块石个体质量(t)。当护面由两层块石组成,则块石质量可在 $0.75Q \sim 1.25Q$ 范围内,但应有 50 % 以上的块石质量大于 Q;

γ_b——人工块体或块石的重度(kN/m³);

γ——水的重度(kN/m³);

H——设计波高(m),当平均波高与水深的比值 $\overline{H}/d < 0.3$ 时,宜采用 $H_{5\%}$;当 $\overline{H}/d \geqslant 0.3$ 时,宜采用 $H_{13\%}$;

K_D——稳定系数,可按表 D.3.2—1 确定;

t——块体或块石护面层厚度(m);

n——护面块体或块石的层数;

c——系数,可按表 D.3.2—2 确定。

注:公式 D.3.2—1 适用于 $m = 1.5 \sim 5.0$ 的条件。

表 D.3.2—1 稳定系数 K_D

护面类型	构造型式	K_D	说明
块石	抛填二层	4.0	
块石	安放(立放)一层	5.5	
方块	抛填二层	5.0	
四脚锥体	安放二层	8.5	
四脚空心方块	安放一层	14	
扭工字块体	安放二层	18	$H \geqslant 7.5$m
扭工字块体	安放二层	24	$H < 7.5$ m

表 D.3.2—2 系数 C

护面类型	构造型式	C	说明
块石	抛填二层	1.0	
块石	安放(立放)一层	1.3~1.4	
四脚锥体	安放二层	1.0	
扭工字块体	安放二层	1.2	定点随机安放
扭工字块体	安放二层	1.1	规则安放

D.3.3 混凝土板作为土堤护面时,满足混凝土板整体稳定所需的护面板厚度 t 可按下式确定。

$$t = \eta H\sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_b - \gamma}\frac{L}{Bm}} \qquad (D.3.3)$$

式中 t——混凝土护面板厚度(m);

η——系数,对开缝板可取 0.075;对上部为开缝板,下部为闭缝板可取 0.10;

H——计算波高(m)，取 $H_{1\%}$；

γ_b——混凝土板的重度(kN/m³)；

γ——水的重度(kN/m³)；

L——波长(m)；

B——沿斜坡方向(垂直于水边线)的护面板长度(m)；

m——斜坡坡率，$m=\operatorname{ctg}\alpha$，$\alpha$ 为斜坡的坡角(度)。

D.3.4 在水流作用下，防护工程护坡、护脚块石保持稳定的抗冲粒径(折算粒径)可按下式计算：

$$d=\frac{V^2}{C^2 2g\frac{\gamma_s-\gamma}{\gamma}} \tag{D.3.4-1}$$

$$d=\left(\frac{6S}{\pi}\right)^{1/3}=1.24\sqrt[3]{S} \tag{D.3.4-2}$$

式中 d——折算直径(m)，按球型折算；

S——石块体积(m³)；

V——水流流速(m/s)；

g——重力加速度(9.81m/s²)；

C——石块运动的稳定系数；水平底坡 $C=0.9$，倾斜底坡 $C=1.2$；

γ_s——石块的重率，可取 $\gamma_s=2.65$(t/m³)；

γ——水的重率，$\gamma=1$(kN/m³)。

附录 E 渗流计算

E.1 一般规定

E.1.1 本附录中只列出最常用的均质土堤的渗流计算，其他类型堤防的渗流计算可参照有关规定进行。

E.1.2 一般堤防的挡水是季节性的，在挡水时间内不一定能形成稳定渗流的浸润线，渗流计算宜根据实际情况考虑不稳定渗流或稳定渗流情况。大江大湖的堤防或中、小河湖重要堤段应按稳定渗流计算。

E.2 不透水堤基均质土堤渗流计算

E.2.1 下游坡无排水设备或有贴坡式排水，计算公式如下(图 E.2.1)：

$$\frac{q}{k}=\frac{H_1^2-h_0^2}{2(L_1-m_2h_0)} \tag{E.2.1-1}$$

$$\frac{q}{k}=\frac{h_0-H_2}{m_2+0.5}\left[1+\frac{H_2}{h_0-H_2+\frac{m_2H_2}{2(m_2+0.5)^2}}\right] \tag{E.2.1-2}$$

$$L_1=L+\triangle L \tag{E.2.1-3}$$

$$\triangle L=\frac{m_1}{2m_1+1}H_1 \tag{E.2.1-4}$$

式中 q——单位宽度渗流量(m³/s·m)；

k——堤身渗透系数(m/s)；

H_1——上游水位(m)；

H_2——下游水位(m)；

h_0——下游出逸点高度(m)；

m_1——上游坡坡率；

m_2——下游坡坡率。

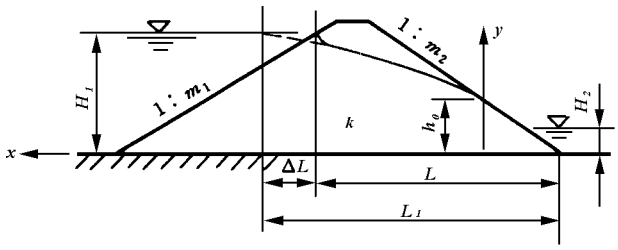


图 E.2.1 无排水设备土堤计算

解联立方程(E.2.1—1)、(E.2.1—2),即可求得 h_0 和 q/k。解时可用一组 h_0 值分别代入以上两式,得到两条 q/k 与 h_0 关系曲线,两曲线的交点即为两方程式的解。

浸润线计算式为：

$$y=\sqrt{h_0^2+2\frac{q}{k}x} \qquad \text{(E.2.1—5)}$$

E.2.2 下游有褥垫式排水计算公式如下(图 E.2.2)：

$$h_0=\sqrt{L_1^2+H_1^2}-L_1 \qquad \text{(E.2.2—1)}$$

$$\frac{q}{k}=h_0=\sqrt{L_1^2+H_1^2}-L_1 \qquad \text{(E.2.2—2)}$$

褥垫式排水,排水体的工作长度为：

$$a_0=\frac{1}{2}h_0 \qquad \text{(E.2.2—3)}$$

浸润线计算式为：

$$y=\sqrt{h_0^2-2h_0x} \qquad \text{(E.2.2—4)}$$

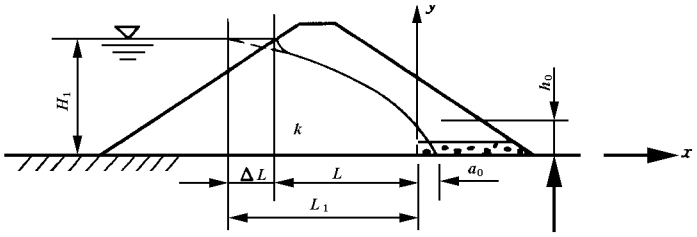


图 E.2.2 有褥垫式排水土堤计算

E.2.3 有排水棱体,计算公式如下(图 E.2.3)：

$$h_0=H_2+\sqrt{(cL_1)^2+(H_1-H_2)^2}-cL_1 \qquad \text{(E.2.3—1)}$$

$$\frac{q}{k}=\frac{H_1^2-h_0^2}{2L_1} \qquad \text{(E.2.3—2)}$$

式中系数 c 随棱体临水坡坡率 m_3 而定,其值如下：

m_3	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	∞
c	1.347	1.248	1.183	1.142	1.115	1.098	1.085	1.000

浸润线计算式为：

$$y=\sqrt{h_0^2-2\frac{q}{k}x} \qquad \text{(E.2.3—3)}$$

E.3　透水堤基均质土堤渗流计算

E.3.1　渗流量计算(图 E.3.1)

修建在透水堤基上的均质土堤，渗流量计算方法是将堤身和地基的渗透量分开计算，总单位宽度渗流量 q 为两者之和：

$$q = q_D + k_0 \frac{(H_1 - H_2)T}{L + m_1 H_1 + 0.88T} \qquad (E.3.1)$$

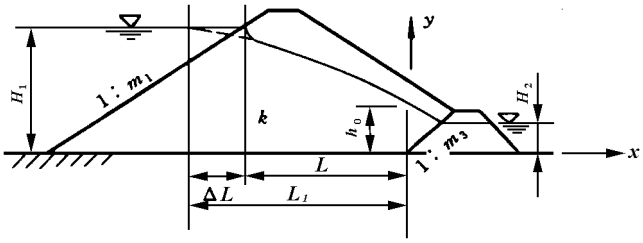


图 E.2.3　有排水棱体土堤计算

式中　q_D——不透水地基上求得的相同排水型式的均质土堤单位宽度渗流量。

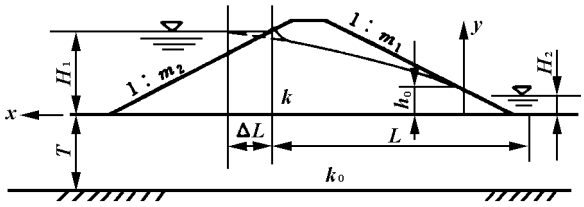


图 E.3.1　透水地基均质土堤计算

E.3.2　浸润线计算。

透水地基上的均质土堤，由于地基透水的影响，堤身浸润线降低。如按不透水地基的浸润线计算偏于安全。计算浸润线时，近似考虑地基透水的影响，有以下各公式。计算时应先计算特征水深 h_0，根据不同的排水型式分为下列情况。

1　下游坡有贴坡排水或无排水设备时按下列公式计算：

1) 当 $k > k_0$ 时(k 为堤身渗透系数，k_0 为地基渗透系数)

$$h_0 - H_2 = q \Big/ \left\{ \frac{k}{m_2 + 0.5} \left[1 + \frac{(m_2 + 0.5)H_2}{(m_2 + 0.5)(h_0 - H_2) + \frac{m_2 H_2}{2(m_2 + 0.5)}} \right] + \frac{k_0 T}{(m_2 + 0.5)(h_0 - H_2) + m_2 H_2 + 0.44T} \right\} \qquad (E.3.2-1)$$

2)　当 $k \leqslant k_0$ 时

$$h_0 - H_2 = \frac{q}{\frac{k}{m_2}\left[1 + \frac{(m_2 + 0.5)H_2}{(m_2 + 0.5)(h_0 - H_2) + 0.5H_2} \right] + \frac{k_0 T}{m_2 h_0 + 0.44T}} \qquad (E.3.2-2)$$

2　有褥垫式排水($H_2 = 0$)时按下列公式计算：

$$h_0 = \frac{q}{k + \frac{k_0}{0.44}} \qquad (E.3.2-3)$$

3　有排水棱体时按下列公式计算：

1)　下游有水($H_2 \neq 0$)

求解 h_0 的方程式为：

$$(0.44k + m_3 k_0) h_0^2 - (0.44 q m_3 + k_0 m_3 H_2) h_0 - 0.44 k H_2^2 = 0 \qquad (E.3.2-4)$$

2)　下游无水($H_2 = 0$)

$$h_0 = \frac{0.44qm_3}{0.44k + m_3 k_0} \qquad (E.3.2-5)$$

4 求得特征水深 h_0 以后,无论堤身采用何种排水型式,浸润线均按下式计算:

$$x = k_0 T\frac{y - h_0}{q'} + k\frac{y^2 - h_0^2}{2q'} \qquad (E.3.2-6)$$

式中

$$q' = k\frac{H_1^2 - h_0^2}{2\left(L + \frac{m_1}{2m_1+1}H_1 - m_2 h_0\right)} + k_0 T\frac{H_1 - h_0}{L + m_1 H_1 - m_2 h_0} \qquad (E.3.2-7)$$

上式中 m_2,对于采用褥垫式排水和排水棱体的土堤,取 $m_2 = 0$。

上述建立在有限深透水地基上均质土堤渗流计算方法,也可以推广应用到无限深透水地基情况的计算。因为地基深度变化引起浸润线位置的改变,仅在一定深度范围内显著,当地基更深时,浸润线位置实际上已不再改变。因此可以根据试验资料和计算比较,选择地基的有效深度,当地基大于有效深度时,浸润线位置不再改变。地基的有效深度 T_e 可取为:

$$T_e = (0.5 \sim 1.0)(L + m_1 H_1) \qquad (E.3.2-8)$$

因此,当地基的实际深度 $T \leqslant T_e$,按实有地基深度 T 计算,当 $T > T_e$ 时,按有效深计 T_e 计算。T_e 仅为计算浸润线位置时使用,计算渗透量仍按实际深计 T 计算。

E.4 不稳定渗流计算

E.4.1 堤防在挡水过程中,未能形成稳定渗流的,可按不稳定渗流计算(图 E.4.1)。

计算的基本假定如下:

1 堤基不透水;

2 浸润线锋面近似地呈直线状;

3 略去非饱和土的张力势。

渗流在背水坡坡脚出现所需时间 T 为:

$$T = \frac{n_0 H}{4k}\left(m_1 + m_2 + \frac{b'}{H}\right)^2 \qquad (E.4.1-1)$$

$$n_0 = n(1 - S_W\%) \qquad (E4.1-2)$$

式中 k——堤身渗透系数,采用大值平均值或试验数据中的较大值(m/s);

n_0——土的有效孔隙率;

n——孔隙率;

$S_W\%$——饱和度。

E.4.2 当洪水持续时间 $t < T$ 时,需计算浸润线锋面距迎水坡脚距离 L。

$$L = 2\sqrt{\frac{kHt}{n_0}} \qquad (E.4.2)$$

E.5 背水坡渗流出口比降计算

E.5.1 渗流出口比降是校核背水坡渗流稳定的重要数据,坡面由于受渗透力作用产生的局部破坏,极易危及下游坡的整体安全,在设计中应该充分重视。下游渗流出口比降,精确解计算极为复

杂，下面提供的公式是以某些简单条件下的精确解和试验资料为依据，对所研究的问题作近似假定求得的实用解答。一些公式在靠近水边线（下游有水）或坡脚（下游无水）计算得的比降 $J=\infty$，这说明这些公式在水边线或坡脚附近有局限性，也说明在这些部位的坡面最容易发生渗透破坏，在设计中应加强注意。

E.5.2　不透水地基上均质土堤坡面渗流比降计算。

1　下游无水（$H_2=0$）（图 E.5.2—1）。

渗出点 A 点：

$$J_0=\sin\alpha\pi=\frac{1}{\sqrt{1+m_2^2}} \qquad (E.5.2-1)$$

堤坡与不透水面交点 B 点：

$$J_0=\operatorname{tg}\alpha\pi=\frac{1}{m_2} \qquad (E.5.2-2)$$

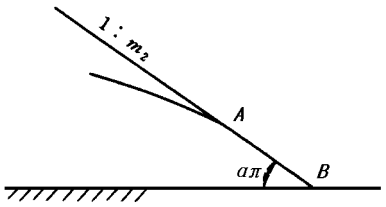


图 E.5.2—1　下游无水计算（$\alpha\pi$ 以弧度角计分）

式中　J_0——下游无水背水坡出口比降。

A、B 两点之间呈直线变化。

2　下游有水（图 E.5.2—2）。

1）渗出段 AB：

$$J=J_0\left(\frac{h_0-H_2}{y-H_2}\right)^n \qquad (E.5.2-3)$$

（$y\geqslant H_2$，$H_2\neq 0$）

式中　J——下游有水背水坡出口比降。

$$J_0=\sin\alpha\pi=\frac{1}{\sqrt{1+m_2^2}} \qquad (E.5.2-4)$$

$$n=0.25\frac{H_2}{h_0} \qquad (E.5.2.-5)$$

2）浸没段 BC：

$$J=\frac{a_0}{1+b_0\dfrac{H_2}{h_0-H_2}}\left(\frac{r}{l}\right)^{\frac{1}{2\alpha}-1} \qquad (E.5.2-6)$$

或

$$J=\frac{a_0}{1+b_0\dfrac{H_2}{h_0-H_2}}\left(\frac{y}{H_2}\right)^{\frac{1}{2\alpha}-1} \qquad (E.5.2-7)$$

(E.5.2—6)、(E.5.2—7)式的适用范围为 $\frac{r}{l}$ 或 $\frac{y}{H_2}\leqslant 0.95$。

式中　a_0、b_0——系数

$$a_0=\frac{1}{2\alpha(m_2+0.5)\sqrt{1+m_2^2}} \qquad (E.5.2-8)$$

$$b_0=\frac{m_2}{2(m_2+0.5)^2} \qquad (E.5.2-9)$$

α_π 为坡面的坡角(以弧度计)。

E.5.3 透水地基均质土堤坡面渗流比降计算。

1 下游无水($H_2=0$)(图 E.5.3—1)。

沿渗出段 AB：

$$J=\frac{1}{\sqrt{1+m_2^2}}\left(\frac{h_0}{y}\right)^{0.25} \qquad (E.5.3-1)$$

沿地基段 BC：

$$J=\frac{1}{2\sqrt{m_2}}\sqrt{\frac{h_0}{y}} \qquad (E.5.3-2)$$

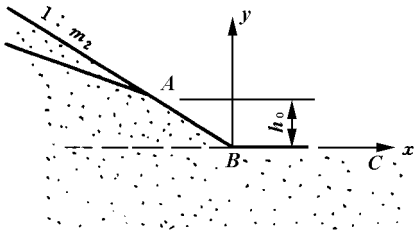


图 E.5.3—1 透水地基下游无水计算

2 下游有水(图 E.5.3—2)

1) 沿渗出段 AB：

采用公式(E.5.3—1)

2) 沿浸没坡 BC：

$$J=\frac{\alpha_1(h_0-H_2)}{2r^{\alpha\alpha_1}\sqrt{(l_1^{\alpha}-l_2^{\alpha})(l_2^{\alpha}-r^{\alpha_1})}} \qquad (E.5.3-3)$$

$$\alpha_1=\frac{1}{1+\alpha} \qquad (E.5.3-4)$$

3) 沿浸没地基面 CD：

$$J=\frac{\alpha_1(h_0-H_2)}{2x^{\alpha\alpha_1}\sqrt{(l_1^{\alpha}-l_2^{\alpha})(l_2^{\alpha}+x^{\alpha_1})}} \qquad (E.5.3-5)$$

E.6 水位降落时均质土堤的浸润线

E.6.1 当 $k/\mu V\leqslant 1/10$ 时，此时堤身内渗流自由面在水位降落后仍保持有总水头的 90 % 左右，故可近似认为堤身浸润线基本保持原位置不变，这种情况对上游堤坡的稳定最为不利，为了偏于安全，可以按照水位开始降落前的浸润线位置进行堤坡稳定分析。当 $k/\mu V>60$ 时为缓慢下降，此时堤身渗流自由面保持总水头 10 % 以下，已不致影响堤坡稳定，因此，一般不需要进行上游坡的水位降落稳定计算。只有在 $1/10<k/\mu V\leqslant 60$ 的范围内，浸润线的下降介于上述的两种情况之间，为进行上游坡的稳定分析，应按照缓降过程计算浸润线下降的位置(图 E.6.1)。

其中 k——堤身土料的渗透系数(m/d)；

V——水位降落的速度(m/d)；

μ 土体的给水度，按(E.6.1—1)式计算(表 E.6.1 中数值可参考使用)。

$$\mu=\alpha n \qquad (E.6.1-1)$$

式中 n——土体的孔隙率；

α——百分数；

$$\alpha=113.7(0.0001175)^{0.607^{(6+\lg k)}}$$

或 $$lg\alpha = 2.056 - 3.93(0.607)^{(6+lgk)}$$

k——渗透系数(cm/s)。

表 E.6.1 各种岩土的给水度值

岩土类别	渗透系数(cm/s)	孔隙率 n	给水度 μ
砾	2.4×100	0.371	0.354
粗砂	1.6×100	0.431	0.338
砂砾	7.6×10^{-1}	0.327	0.251
砂砾	1.7×10^{-1}	0.265	0.182
砂砾	7.2×10^{-2}	0.335	0.161
中粗砂	4.8×10^{-2}	0.394	0.18
砂砾	2.4×10^{-3}	0.302	0.078
中细砂 $d_{50}=0.2$mm	1.7×10^{-3}～6.1×10^{-4}	0.438～0.392	0.074～0.039
含粘土的砂	1.1×10^{-4}	0.397	0.0052
含粘土(1 %)的砂砾	2.3×10^{-5}	0.394	0.0036
含粘土(16 %)的砂砾	2.5×10^{-6}	0.342	0.0021

以下为均质土堤水位下降时浸润线位置的近似算式：

$$\frac{h_0(t)}{H} = 1 - 0.31\left(\frac{t}{T}\right)\left(\frac{k}{\mu V}\right)^{\frac{1}{4}} \qquad (E.6.1-2)$$

式中 H——降距(图 E.6.1)(m)；

T——水位从初始位置至降落到堤脚或降落到最大降距所需的时间；

t——要求计算上游浸润线的时间，$t \leqslant T(s)$。

求得 $h_0(t)$ 后，浸润线按下式计算：

$$h(x,t) = \sqrt{[H_0 + h_0(t)]^2 - 2x\left[\frac{q(t)}{k}\right]} \qquad (E.6.1-3)$$

h 以上游堤基为基面，$q(t)/k$ 由(E.6.1—4)和(E.6.1—5)两式联合求解。

$$\frac{q(t)}{k} = \frac{[H_0 + h_0(t)]^2 - h_e(t)^2}{2[L - m_1 h_e(t)]} \qquad (E.6.1-4)$$

$$\frac{q(t)}{k} = \frac{h_e(t) - H_0}{m_1}\left[1 + ln\frac{h_e(t)}{h_e(t) - H_0}\right] \qquad (E.6.1-5)$$

式中 $q(t)$——表示 t 时刻由上游坡出渗的流量；

$h_e(t)$——表示 t 时刻上游坡出渗点高度。

符号见图 E.6.1。

解联立方程可用一组 $h_e(t)$ 值$[H_0 < h_e(t) < (H_0 + h_0)(t)]$分别代入 E.6.1—4 和 E.6.1—5，分别画出两条曲线，曲线的交点即为解，可求得 $h_e(t)$ 和 $q(t)/k$。

E.7 双层地基渗流计算和覆盖的计算

E.7.1 地基中若表层土透水性较弱，下部透水性较强，两层的渗透系数之比大于 100 即可称为双层地基，双层地基在全国各地广泛存在。背水侧无限长等厚双层地基(图 E.7.1)，其弱透水层底板的承压水头，可用以下公式计算：

CD 段 $$h = \frac{H}{1 + Ab + thAL}e^{-AX} \qquad (E.7.1-1)$$

BC 段
$$h=\frac{H}{1+Ab+thAL}(1+AX') \qquad (E.7.1-2)$$

式中 h——弱透水底板承压水头(m);

A——越流系数。

$$A=\sqrt{\frac{k_1}{k_0T_1T_0}}$$

E.7.2 透水地基上弱透水层等厚有限长(如图 E.7.2)可用以下方法计算弱透水层底下透水层水位(即弱透水层承压水头)。

用式 E.7.2—1 试算 ζ,以确定出逸段与非出逸段的分界点:

$$\frac{H-H_1}{\frac{1}{A}\text{th}A(L_1+d')+b+\frac{1}{A}\text{th}A(L_2-\zeta)}\times\frac{1}{\text{ch}A(L_2-\zeta)}=\frac{H_1-H_0}{\zeta+0.441T_0} \qquad (E.7.2-1)$$

$$A=\sqrt{\frac{k_1}{k_0t_0T_1}} \qquad (E.7.2-2)$$

$$d'=\frac{1}{A}\text{arth}A(0.441T_0) \qquad [\text{适用于 } A(0.441T_0)<1] \qquad (E.7.2-3)$$

出逸段 AB 透水层水位按 E.7.2—4 式计算:

$$h=H_1+\frac{(H-H_1)\frac{1}{A}\text{th}A(L_2-\zeta)}{\frac{1}{A}\text{th}A(L_1+d')+b+\frac{1}{A}\text{th}A(L_2-\zeta)}\times\frac{\text{sh}A(L_2-\zeta-x)}{\text{sh}A(L_2-\zeta)} \qquad (E.7.2-4)$$

注:以下各式中 th,ch,sh 为双曲线函数,arth 为反双曲线函数。

非出逸段 BC 透水层水位按 E.7.2—5 式计算:

$$h=H_0+(H_1-H_0)\frac{x'+0.441T_0}{\zeta+0.441T_0}-\triangle x' \qquad (E.7.2-5)$$

式中 $\triangle x'$由表 E.7.2 中求得。

表中
$$\triangle_0=(H_1-H_0)\frac{0.441T_0}{\zeta+0.441T_0} \qquad (E.7.2-6)$$

表 E.7.2 计算表

x'/T_0	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3
$\triangle x'/\triangle_0$	1.00	0.76	0.56	0.39	0.26	0.19	0.14	0.10	0.07	0.05	0.03	0.02	0.01	0

式中 k_0——强透水层渗透系数(m/s)；

k_1——弱透水层渗透系数(m/s)；

T_0——强透水层厚度(m)；

T_1——弱透水层厚度(m)；

x——CD 段横坐标；

x'——BC 段横坐标。

E.7.3 弱透水层不等厚或不均质(各段渗透系数不同)可用递推公式求得临水侧和背水侧的不透水等效长度 $S_{上}$ 和 $S_{下}$，再按不透水底板求出弱透水层底面各点的承压水头。

注：用递推法计算背水侧 $S_{下}$ 时，应满足地表水淹没弱透水层条件(图 E.7.3—1)。

越流系数：

$$A_i = \sqrt{\frac{k_i}{k_0 T_0 t_i}} \qquad \text{(E.7.3—1)}$$

式中 A_i——第 i 段的双层地基越流系数；

k_0——强透水层的渗透系数(m/s)；

T_0——强透水层的厚度(m)；

k_i——第 i 段弱透水层的渗透系数(m/s)；

t_i——第 i 段弱透水层的厚度(m)。

递推公式：

$$D_{i-1} = \frac{\frac{1}{A_i} + S_{i-1}}{\frac{1}{A_i} - S_{i-1}} \qquad \text{(E.7.3—2)}$$

$$S_i = \frac{1}{A_i} \times \frac{D_{i-1} e^{\beta_i} - 1}{D_{i-1} e^{\beta_i} + 1} \qquad \text{(E.7.3—3)}$$

$$\beta_i = 2 A_i L_i \qquad \text{(E.7.3—4)}$$

采用 D_{i-1} 和 S_i 两公式，递推临水侧等效长度时，从临水侧向背水侧递推，一直推到堤脚，所得 S 值即为临水侧的等效长度 $S_{上}$；背水侧从背水侧向临水侧递推，如图 E.7.3—1 所示，方法同前，算出背水侧等效长度 $S_{下}$，递推过程(图 E.7.3—2)所示。

S_0 的值：(1) 若弱透水层无限长，$S_0 = 0$；(2) 若弱透水层为有限长，在弱透水层端部 $S_0 =$

$0.441T_0$。

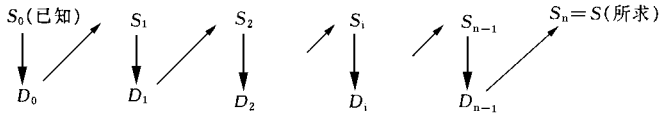


图 E.7.3-2 递推过程

若弱透水层渗透系数没有变化和等厚的，只要递推一次就可以推到堤前。如渗透系数或厚度有变化，按不同渗透系数或不同厚度分段递推。

求得 $S_{上}$、$S_{下}$以后，用 E.7.3—5 式求出背水侧弱透水层下各点的承压水头(图E.7.4—1)。

$$h=\frac{S_{下}-x}{S_{上}+b+S_{下}}H \tag{E.7.3—5}$$

式中：$S_{上}$——上游弱透水层；

$S_{下}$——下游弱透水层。

E.7.4 采用递推公式计算盖重(图 E.7.4—1、E.7.4—2)

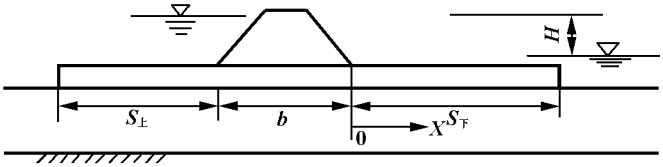
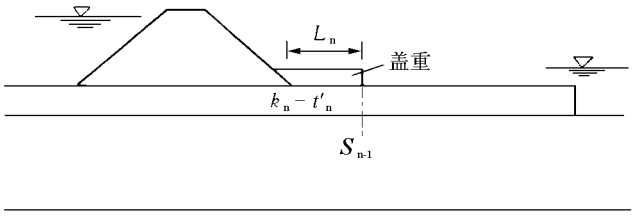


图 E.7.4—1 承压水头计算



图E.7.4-2 盖重计算

加盖重以后，如盖重材料的渗透系数很大，通过弱透水层的渗透水能畅通排出，可以不再核算。加盖重材料的渗透系数不是很大，则加盖重后等效长度加长，应重新计算，把盖重段当做一段来递推。

盖重所用材料的渗透系数，一般情况下与其下的弱透水层不同，如 n 段弱透水层的渗透系数和厚度为 k_n、t_n，首先把盖重材料的 k'、t' 换算成与其下的弱透水层相同渗透系数的厚度 t'_1，$t'_1=\frac{k_n}{k'}t'$，使 $t'=t'_n+t'_1$，再以 k_n、t'_n 和前一段 S_{n-1} 为参数代入递推公式计算，即：

$$A_n=\sqrt{\frac{k_n}{k_0T_0t'_n}} \tag{E.7.4—1}$$

$$D_{n-1}=\frac{\frac{1}{A_n}+S_{n-1}}{\frac{1}{A_n}-S_{n-1}} \tag{E.7.4—2}$$

$$S_n = \frac{1}{A}\frac{D_{n-1}e^{\beta n}-1}{D_{n-1}e^{\beta n}+1} \qquad (E.7.4-3)$$

$$\beta_n = 2A_nL_n \qquad (E.7.4-4)$$

盖重如做成梯形，可划分成若干个阶梯形等厚的段落，逐段递推，分段越多越精确。

求得加盖重的等效长度以后，采用 E.7.3—5 式求得各点承压水头，核算盖重段及盖重后各段的渗透稳定。

附录 F 抗滑稳定计算

F.0.1 瑞典圆弧滑动计算法(图 F.0.1)

土堤堤坡稳定计算方法由于对土体抗剪强度计算方法的不同，分为总应力法和有效应力法。

1 总应力法。

1)施工期抗滑稳定安全系数可按下式计算：

$$K = \frac{\sum(C_u b\sec\beta + W\cos\beta\tan\varphi_U)}{\sum W\sin\beta} \qquad (F.0.1-1)$$

2)水位降落期抗滑稳定安全系数可按下式计算：

$$K = \frac{\sum[C_{cu}b\sec\beta + (S\cos\beta - u_i b\sec\beta)tg\varphi_{cu}]}{\sum W\sin\beta} \qquad (F.0.1-2)$$

$$W = W_1 + W_2 + \gamma_W Zb \qquad (F.0.1-3)$$

2 有效应力法。

稳定渗流期抗滑稳定安全系数可按下式计算：

$$K = \frac{\sum\{C'b\sec\beta + [(W_1+W_2)\cos\beta - (u - Z\gamma_W)b\sec\beta]\tan\varphi'\}}{\sum(W_1+W_2)\sin\beta} \qquad (F.0.1-4)$$

式中 b——条块宽度(m)；

W——条块重力，$W = W_1 + W_2 + \rho_W Zb$ (kN)；

W_1——在堤坡外水位以上的条块重力(kN)；

W_2——在堤坡外水位以下的条块重力(kN)；

Z——堤坡外水位高出条块底面中点的距离(m)；

u——稳定渗流期堤身或堤基中的孔隙压力(kPa)；

u_i——水位降落前堤身的孔隙压力(kPa)；

β——条块的重力线与通过此条块底面中点的半径之间的夹角(度)；

γ_w——水的重度(kN/m³)；

$C_u, \varphi_u, C_{cu}, \varphi_{cu}, C', \varphi'$——土的抗剪强度指标(kN/m³,度),应按表 F 规定确定。**F.0.2** 改良圆弧法计算堤坡稳定安全系数可用下式(图 F.0.2)：

$$K = \frac{P_n + S}{P_a} \qquad \text{(F.0.2—1)}$$

$$S = W\text{tg}\varphi + CL \qquad \text{(F.0.2—2)}$$

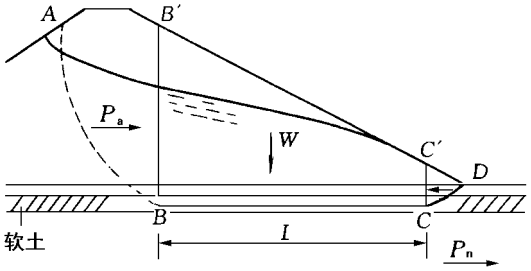


图 F.0.2 改良圆弧滑动法计算

式中 W——土体 $B'BCC'$ 的有效重量 (kN)；

C, φ——软弱土层的凝聚力及内摩擦角(度)；

P_a——滑动力(kN)；

P_n——抗滑力(kN)。

F.0.3 土的抗剪强度指标可用三轴剪力仪测定,亦可用直剪仪测定。采用的试验方法和强度指标如表 F,抗滑稳定计算时,可根据各种运用情况选用。

表 F 土的抗剪试验方法和强度指标

堤的工作状态	计算方法	使用仪器	试验方法	强度指标
施工期	总应力法	直剪仪	快剪	C_u, φ_u
		三轴仪	不排水剪	
稳定渗流期	有效应力法	直剪仪	慢剪	C', φ'
		三轴仪	固结排水剪	
水位降落期	总应力法	直剪仪	固结快剪	C_{cu}, φ_{cu}
		三轴仪	固结不排水剪	

当堤基为饱和粘性土,并以较快的速度填筑堤身时,可采用快剪或不排水剪的现场十字板强度指标。

F.0.4 防洪墙的抗滑稳定安全系数应按下式计算：

$$K_c = \frac{f \cdot \sum W}{\sum P} \qquad \text{(F.0.4)}$$

式中 K_c——抗滑稳定安全系数；

$\sum W$——作用于墙体上的全部垂直力的总和(kN)；

$\sum P$——作用于墙体上的全部水平力的总和(kN)；

f——底板与堤基之间的摩擦系数。

F.0.5 防洪墙的抗倾稳定性应按下式计算：

$$K_0 = \frac{\sum M_V}{\sum M_H} \tag{F.0.5}$$

式中 K_0——抗倾稳定安全系数；

M_V——抗倾覆力矩(kN·m)；

M_H——倾覆力矩(kN·m)。

F.0.6 防洪墙基底压应力应按下式计算：

$$\sigma_{max,min} = \frac{\sum G}{A} \pm \frac{\sum M}{\sum W} \tag{F.0.6}$$

式中 $\sigma_{max,min}$——基底的最大和最小压应力(kPa)；

$\sum G$——垂直荷载(kN)；

A——底板面积(m^2)；

$\sum M$——荷载对底板形心轴的力矩(kN·m)；

$\sum W$——底板的截面系数(m^3)。

规范用词用语说明

1.为便于在执行本规范条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

(1)表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；

(2)表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；

(3)表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；

表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2.规范中指定应按其他有关标准、规范执行时，写法为：

“应符合……的规定”或“应按……执行”。