

甘肃省水利工程行业协会

甘水协函〔2023〕24号

关于征求《水利水电工程边坡与挡土墙设计规范（征求意见稿）》意见的函

各有关单位及专家：

根据水利部标准制修订工作计划，由水利部水利水电规划设计总院主持、黄河勘测规划设计研究院有限公司主编的《水利水电工程边坡与挡土墙设计规范》已形成征求意见稿，应省水利厅安排，现向省内有关单位及专家征求意见。请有意见的单位或专家填写《征求意见表》（见附件1），并于2023年11月5日前以电子邮件形式反馈给协会，逾期未反馈视为无意见。

联系人：任昱霖

电话：13993304328

邮箱：709963113@qq.com

附件：1. 征求意见表

2. 《水利水电工程边坡与挡土墙设计规范（征求意见稿）》

甘肃省水利工程行业协会

2023年10月23日



附件 1

征求意见表

标准名称: _____

单位: _____ (签章/名)

联系人或专家: _____ 电话: _____ email: _____

一、总体意见

序号	修改意见	理由
1		
2		
... ..		

注: 不直接涉及具体条款的意见, 均作为总体意见。

二、具体意见

序号	条款号或附录号	主要内容	修改意见	理由
1				
2				
3				
4				
5				
... ..				

注: 1. 具体意见按原稿章节条款号或附录号顺序依次排列, 针对同一条目的不同意见应分别列出。

2. 页面不敷, 可另加页。

中华人民共和国水利行业标准

SL/T 386-20XX

替代 SL386-2007、SL379-2007

水利水电工程边坡与挡土墙设计规范

Design codes for engineered slopes and retaining walls in water resources
and hydropower projects

（征求意见稿）

（请将你们发现的有关专利的内容和支持性文件随意见一并返回）

202X-XX-XX 发布

202X-XX-XX 实施

中华人民共和国水利部 发布

前 言

根据水利技术标准制修订计划安排，按照 SL 1-2014《水利技术标准编写规定》的要求，对 SL386-2007《水利水电工程边坡设计规范》和 SL379-2007《水工挡土墙设计规范》进行合并修订，标准名称更改为《水利水电工程边坡与挡土墙设计规范》。

本标准共 8 章和 8 个附录，主要技术内容有：

- 边坡和挡土墙级别划分和设计标准；
- 边坡稳定性判别和边坡岩土体抗剪强度指标确定；
- 边坡的计算分析；
- 边坡治理及加固措施；
- 挡土墙工程布置及计算分析；
- 边坡和挡土墙安全监测设计。

本标准批准部门：中华人民共和国水利部

本标准主持机构：水利部水利水电规划设计总院

本标准解释单位：水利部水利水电规划设计总院

本标准主编单位：黄河勘测规划设计研究院有限公司

本标准参编单位：江苏省水利勘测设计研究院有限公司

中国水利水电科学研究院

本标准出版、发行单位：中国水利水电出版社

本标准主要起草人：景来红 谢遵党 李清波 王新奇 赵洪岭 孙胜利 朱庆华 王玉杰
康立荣 王泉伟 刘建磊 刘金勇 李毅男 赵大洲 丛 苹 王铁力
王桂智 梁春雨

本标准审查会议技术负责人：

本标准体例格式审查人：

本标准在执行过程中，请各单位注意总结经验，积累资料，随时将有关意见和建议反馈给水利部国际合作与科技司（通信地址：北京市西城区白广路二条 2 号；邮政编码：100053；电话：010-63204533；电子邮箱：bzh@mwr.gov.cn），以供今后修订时参考。

目 次

1	总 则	1
2	主要术语	3
3	基本规定	6
3.1	基本资料	6
3.2	边坡和挡土墙级别确定	6
3.3	边坡运用条件划分及抗滑稳定安全系数标准	7
3.4	挡土墙荷载组合及安全系数标准	8
4	边坡稳定性判别和岩土体抗剪强度指标确定	12
4.1	一般规定	12
4.2	破坏模式和稳定性判别	12
4.3	岩体抗剪强度指标取值方法	14
4.4	土体抗剪强度指标取值方法	15
5	边坡的计算和分析	17
5.1	渗流计算和分析	17
5.2	稳定计算和分析	17
5.3	应力和变形计算	18
6	边坡治理和加固	20
6.1	一般规定	20
6.2	减载、边坡开挖和压坡	20
6.3	排水和防渗	21
6.4	坡面防护	23
6.5	非预应力锚杆	25
6.6	预应力锚杆	26
6.7	支挡结构	27
6.8	抗滑洞塞	29
7	挡土墙	30
7.1	一般规定	30
7.2	工程布置	31
7.3	挡土墙稳定计算	36
7.4	挡土墙结构计算	39
8	安全监测设计	43
8.1	一般规定	43
8.2	边坡安全监测项目设置和设施布置	44
8.3	挡土墙安全监测项目设置和设施布置	46
8.4	安全监测资料的整编与分析	47
附录 A	边坡失稳模式判别及岩质边坡稳定性初判	48
附录 B	岩质边坡稳定性初步判别	52
附录 C	岩土体抗剪强度指标确定	40
附录 D	边坡稳定计算	40
D.1	稳定计算	40
D.2	稳定计算中有关力的规定	51
D.3	基于稳定安全系数的可靠度分析	52
D.4	倾倒变形稳定计算	56

附录 E 挡土墙土压力计算	60
附录 F 挡土墙稳定及沉降计算	72
F.1 挡土墙稳定计算及基底应力计算	72
F.2 挡土墙沉降计算	75
附录 G 挡土墙结构计算	76
G.1 重力式、半重力式、衡重式挡土墙结构内力计算	76
G.2 悬臂式挡土墙结构内力计算	76
G.3 扶壁式、空箱式挡土墙结构内力计算	77
G.4 挡土墙底板前趾悬挑部分结构内力计算	80
G.5 板桩式挡土墙计算	81
附录 H 抗滑桩计算	85
H.1 荷载计算	85
H.2 抗滑桩锚固段长度和结构计算	86
标准用词说明	88
条文说明	88

1 总 则

1.0.1 为了规范水利水电工程边坡和挡土墙设计，使之达到安全可靠、技术可行、经济合理，特制定本规范。

1.0.2 本规范适用于大、中型水利水电工程中的 1 级~5 级边坡和挡土墙设计，但有规范明确规定的除外。永久冻土区的边坡设计应进行专门研究。

1.0.3 水利水电工程边坡和挡土墙应考虑工程总体布置和建筑物运用对边坡的要求。

1.0.4 水利水电工程边坡和挡土墙设计应综合利用工程实践经验和科学研究成果，积极慎重地采用新材料、新技术。

1.0.5 对于 1 级和 2 级边坡，应研究在施工期间所采用的不同处理措施的实施的先后顺序、间隔时间长短和边坡岩土体卸荷变形，以及地面入渗和坡体排水条件的改变等对边坡安全度变化的影响。

1.0.6 水利水电工程边坡和挡土墙的设计，应根据施工期间获得的地质勘测、检验和安全监测的反馈资料分析，结合实际情况的变化，修正设计。

1.0.7 本标准主要引用下列标准：

GB 50021 岩土工程勘察规范

GB 50026 工程测量规范

GB 50086 锚杆喷射混凝土支护技术规范

GB 50199 水利水电工程结构可靠度统一标准

GB 50286 堤防工程设计规范

GB 50487 水利水电工程地质勘察规范

GB/T 12897 国家一、二等水准测量规范

GB/T 12898 国家三、四等水准测量规范

GB/T 18314 全球定位系统（GPS）测量规范

GB/T 50123 土工试验方法标准

GB/T 50290 土工合成材料应用技术规范

GB/T 50662 水工建筑物抗冰冻设计规范

SL 25 砌石坝设计规范

SL 47 水工建筑物岩石基础开挖工程施工技术规范

SL 212 水工预应力锚固设计规范

SL 191 水工混凝土结构设计规范

SL 264 水利水电工程岩石试验规程
SL 265 水闸设计规范
SL 268 大坝安全自动监测系统设备基本技术条件
SL 274 碾压式土石坝设计规范
SL 377 水利水电工程锚喷支护技术规范
SL 551 土石坝安全监测技术规范
SL 601 混凝土坝安全监测技术规范
SL 725 水利水电工程安全监测设计规范
DL/T 5416 水工建筑物强震动安全监测技术规范 .
DL/T 5333 水电水利工程爆破安全监测规程

1.0.8 水利水电工程边坡和挡土墙设计除应符合本规范外，尚应符合国家现行的有关技术标准的规定。

2 主要术语

2.0.1 水利水电工程边坡 Engineered slope in water resources and hydropower projects

修建水利水电工程形成的和因修建水利水电工程有可能影响其稳定的边坡。

2.0.2 开挖边坡 excavated slope

因修建水工建筑物和水利水电工程场区内其他建筑物开挖形成的边坡。

2.0.3 自然边坡 natural slope

天然存在的、由自然营力形成的边坡，包括滑坡、倾倒变形体边坡。

2.0.4 临时边坡 temporary slope

仅在短时间或工程施工期处于临空状态，修建建筑物后边坡不再处于临空状态的边坡。

2.0.5 永久边坡 permanent slope

长期处于临空状态的边坡。

2.0.6 稳定边坡 stable slope

未出现明显的变形、裂缝和其它失稳迹象，处于稳定状态的边坡。

2.0.7 失稳 slope failure

边坡发生滑动、溃屈、倾倒、崩塌、坍塌、拉裂和流动的现象。

2.0.8 潜在滑动面 potential slip surface

具有特定的物理力学和几何条件，可能成为边坡稳定体与滑动体分离的界面。

2.0.9 减载 unloading

采用从边坡顶部开挖的方法，减少边坡自身荷载，提高边坡稳定性的措施。

2.0.12 锚固段 bound part of an anchor

预应力锚杆张拉过程中，由胶结材料或机械装置与被锚固体稳定介质形成整体的内部持力区段。

2.0.13 自由段 free part of an anchor

预应力锚杆张拉过程中，依靠锚杆材料本身的弹性，可以自由伸长的部分。

2.0.14 抗滑洞塞 shear plug

岩质边坡坡体内用混凝土回填、起抗滑作用的洞塞称抗滑洞塞。有两种布置形式，一种是洞塞轴线与边坡滑动方向平行、与滑动面相交布置，洞塞穿过潜在滑动面；另一

种平行潜在滑动面，洞身切断滑动面。

2.0.15 崩塌 fall

边坡岩体自由崩落、弹跳式下落，以及土或基岩碎块滚动的地质破坏形式。

2.0.16 倾倒破坏 topple

陡倾层状岩层受结构面或层面切割向临空一侧的弯曲变形或折断的破坏形式。

2.0.17 溃屈 buckling

层状结构顺向边坡的上部岩体沿软弱面蠕滑，由于下部受阻而出现岩层鼓起、碎裂、脱层的现象。

2.0.18 水工挡土墙 hydraulic retaining wall

水利水电工程中的承受土压力、防止土体塌滑的挡土建筑物。修建在河岸或与水工建筑物相连接称为岸墙，修建在水工建筑物上、下游两侧，用以引导水流并兼有挡土及侧向防渗作用的建筑物称为翼墙。

2.0.19 重力式挡土墙 gravity retaining wall

由墙身和底板构成的、主要依靠自身重量维持稳定的挡土建筑物。根据墙背倾斜情况，重力式挡土墙可分为俯斜式挡墙、仰斜式挡墙、直立式挡墙和衡重式挡墙等类型。

2.0.20 半重力式挡土墙 semi-gravity retaining wall

为减少圬工砌筑量而将墙背建造为折线型的重力式挡土建筑物。

2.0.21 衡重式挡土墙 shelf retaining wall

墙背设有衡重台（减荷台）的重力式挡土建筑物。

2.0.22 悬臂式挡土墙 cantilever retaining wall

由底板及固定在底板上的悬臂式直墙构成的，主要依靠底板上的填土重量维持稳定的挡土建筑物。

2.0.23 扶壁式挡土墙（扶垛式挡土墙） counterfort retaining wall

由底板及固定在底板上的直墙和扶壁构成的，主要依靠底板上的填土重量维持稳定的挡土建筑物。

2.0.24 空箱式挡土墙 chamber retaining wall

由底板、顶板及立墙组成空箱状的，依靠箱内填土或充水的重量维持稳定的挡土建筑物。

2.0.25 板桩式挡土墙 sheet-pile retaining wall

利用板桩挡土，依靠自身锚固力或设帽梁、拉杆及固定在可靠地基上的锚碇墙维持

稳定的挡土建筑物。

2.0.26 双排桩式挡土墙 double-row-piles wall

由前、后两排支护桩和梁连接成的刚架及冠梁所组成的支挡式结构。

2.0.27 加筋土挡土墙 reinforced soil wall

由墙面系、筋材和填土组成，以筋材和填土整体抵抗土压力的支挡结构。

2.0.28 锚碇墙 anchor wall

由墙或连续布置的板构成的，由抗滑力维持稳定的锚碇结构。

2.0.29 锚碇板 anchor plate

由不连续布置的板构成的，由抗滑力维持稳定的锚碇结构。

2.0.30 拉杆 tie rod

前墙与锚碇结构间的连系杆。

2.0.31 锚杆式挡土墙 anchor retaining wall

利用板肋式、格构式或排桩式墙身结构挡土，依靠固定在岩石或可靠地基上的锚杆维持稳定的挡土建筑物。

2.0.32 预制混凝土装配挡土墙 prefabricated concrete assemblage wall

采用生态型预制混凝土护岸制品装配成型，依靠自身及内部填料重量或结合加筋等形式维持边坡稳定，并可兼顾生态修复功能的挡土墙。

2.0.33 前趾 foretoe

为调整挡土建筑物重心，其底板向墙前挑出一定长度的部分。

3 基本规定

3.1 基本资料

3.1.1 水利水电工程边坡和挡土墙设计所需的基本资料应包括水文、气象、地形地质、施工条件和与边坡相关的工程设计资料。对于边坡，还应包括边坡范围内和附近的公共财产和第三方财产、环境、人文和河道情况等基本资料。

3.1.2 水文、气象资料应包括以下内容和要求：

- 1 降雨，包括降雨强度和降雨过程；
- 2 对边坡安全有影响的集水面积及地面径流；
- 3 最高、最低气温和最热、最冷月平均气温，在寒冷和严寒地区还应包括最大冻土深度。

3.1.3 地质资料应包括工程地质、水文地质和地震等，并应满足第 4 章的要求。

3.1.4 在工程设计资料中，应重点掌握与边坡和挡土墙相关的建筑物布置、安全特性和应用功能等。

3.2 边坡和挡土墙级别确定

3.2.1 水利水电工程边坡和挡土墙的级别确定应考虑下列因素：

- 1 对建筑物安全和正常运用的影响程度；
- 2 对人身和财产安全的影响程度；
- 3 失事后的损失大小；
- 4 规模大小；
- 5 所处位置；
- 6 社会和环境因素

3.2.2 边坡和挡土墙的级别应根据相关建筑物的级别以及相互间关系，并对边坡和挡土墙破坏造成的影响进行论证后按表 3.2.2 的规定确定。

3.2.3 若边坡和挡土墙的破坏与 2 座及其以上水工建筑物安全有关，应分别按照 3.2.2 条的规定确定其级别，并以最高的级别为准。

3.2.4 对于长度大的边坡和挡土墙，应根据不同区段与建筑物的关系和各段建筑物的重要性，分区段按 3.2.2 条的规定分别确定边坡级别。

3.2.5 仅施工期临空，当相关建筑物建成后没有发生破坏或产生超常变形的边界条件的

临时边坡，其级别最低可定为 5 级。

表 3.2.2 边坡和挡土墙的级别与建筑物级别的对照关系

对建筑物的危害程度	严重	较严重	不严重	较轻
建筑物级别	边坡和挡土墙级别			
1	1	2	3	4~5
2	2	3	4	5
3	3	4	5	
4	4	5		

注： 1 严重：相关水工建筑物完全破坏或功能完全丧失。
2 较严重：相关水工建筑物遭到较大的破坏或功能受到比较大的影响，需进行专门的除险加固后才能投入正常运用。
3 不严重：相关水工建筑物遭到一些破坏或功能受到一些影响，及时修复后仍能使用。
4 较轻：相关水工建筑物仅受到很小的影响或间接地受到影响，基本不影响其应用。

3.2.6 对于与水工建筑物安全和运用不相关水利水电工程边坡，应考虑水利水电工程的特点，进行技术、经济比较论证后确定其级别。

3.2.7 独立布置的水工挡土墙应根据其重要性按 GB 50201 及 SL 252 的有关规定划分级别。

3.2.8 城市防洪工程中水工挡土墙的级别，应按 GB/T 50805 的规定确定。

3.2.9 位于防洪（挡潮）堤上具有直接防洪（挡潮）作用的水工挡土墙，其级别不应低于所属防洪（挡潮）堤的级别。

3.2.10 有关水利水电工程设计规范中，对边坡和挡土墙的级别已有规定的，应按照其规定执行。

3.3 边坡运用条件划分及抗滑稳定安全系数标准

3.3.1 边坡的运用条件应根据其工作状况、作用力出现的几率和持续时间的长短，分为正常运用条件、非常运用条件 I 和非常运用条件 II 三种。

3.3.2 正常运用条件应包括：

1 临水边坡

1) 水库水位处于正常蓄水位和设计洪水位与死水位之间的各种水位及其经常性降落。

2) 除宣泄校核洪水以外各种情况下的水库下游水位及其经常性降落。

3) 水道边坡的正常高水位与最低水位之间的各种水位及其经常性降落。

2 不临水边坡工程投入运用后经常发生或持续时间长的情况。

3.3.3 非常运用条件 I 应包括：

- 1 施工期。
- 2 临水边坡的水位非常降落。
- 3 校核洪水位及其水位降落。
- 4 由于降雨、泄水雨雾和其他原因引起的边坡体饱和及相应的地下水位变化。
- 5 正常运用条件下，边坡体排水失效。

3.3.4 非常运用条件Ⅱ应为正常运用条件下遭遇地震。

3.3.5 水利水电工程边坡的最小安全系数应综合考虑边坡的级别、运用条件、治理和加固费用等因素，在本规范规定的范围内选定。

3.3.6 采用 5.2 节规定的极限平衡方法计算的边坡抗滑稳定最小安全系数应满足表 3.3.6 的规定。经论证，破坏后给社会、经济和环境带来重大影响的 1 级边坡，在正常运用条件下的抗滑稳定安全系数可取 1.30~1.50。

表 3.3.6 抗滑稳定安全系数标准

运用条件	边坡级别				
	1	2	3	4	5
正常运用条件	1.30~1.25	1.25~1.20	1.20~1.15	1.15~1.10	1.10~1.05
非常运用条件Ⅰ	1.25~1.20	1.20~1.15	1.15~1.10	1.10~1.05	
非常运用条件Ⅱ	1.15~1.10	1.10~1.05		1.05~1.00	

3.3.7 若边坡仅发生变形而未失稳就可能导致建筑物的破坏或功能丧失，采用的抗滑稳定最小安全系数应取表 3.3.6 规定范围内的大值。

3.3.8 若采取加固措施对抗滑稳定安全系数增加不敏感，使得增加加固措施不经济时，采用的抗滑稳定最小安全系数可取表 3.3.6 规定范围内的小值。

3.3.9 若边坡的破坏风险或其他不确定因素的难以确定和查明，采用的抗滑稳定最小安全系数应取表 3.3.6 规定范围内的大值，反之可取小值。

3.4 挡土墙荷载组合及安全系数标准

3.4.1 作用在挡土墙上的荷载可分为基本荷载和特殊荷载两类。

1 基本荷载主要包括：

- 1) 挡土墙结构及其底板以上填料和永久设备的自重；
- 2) 挡土墙墙后填土破裂体范围内的车辆、人群等附加荷载；
- 3) 相应于正常挡水位、设计洪水位或墙后正常地下水位情况下的土压力；
- 4) 相应于正常挡水位、设计洪水位或墙后正常地下水位情况下的水重、静水

压力和扬压力；

- 5) 淤沙压力；
- 6) 相应于正常运行水位、设计洪水位情况下的风浪压力；
- 7) 冰压力；
- 8) 土的冻胀力。

2 特殊荷载主要包括：

- 1) 相应于校核洪水位或墙后地下高水位情况下的土压力；
- 2) 相应于校核洪水位或墙后地下高水位情况下的水重、静水压力和扬压力；
- 3) 相应于校核洪水位情况下的风浪压力；
- 4) 挡土墙前水位骤降；
- 5) 地震荷载；
- 6) 其他出现机会较少的荷载等。

3.4.2 应将可能同时作用于挡土墙的各种荷载按表 3.4.2 的规定进行不同的组合。

表 3.4.2 挡土墙荷载组合表

荷载组合		计算情况	荷 载											说 明	
			自重	附加荷载	土压力	水重	静水压力	扬压力	淤沙压力	风浪压力	冰压力	土的冻胀力	地震荷载		其它
基本组合		完建情况	✓	✓	✓	✓	✓	✓	—	—	—	—	—	—	必要时，可考虑地下水产生的扬压力
		正常挡水位情况	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	—	—	—	—	按正常挡水位组合计算水重、静水压力、扬压力、土压力及风浪压力
		设计洪水位情况	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	—	—	—	—	按设计洪水位组合计算水重、静水压力、扬压力、土压力及风浪压力
		冰冻情况	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	—	✓	✓	—	—	按正常运行水位组合计算水重、静水压力、扬压力、土压力及冰压力
特殊组合	I	施工情况	✓	✓	✓	—	—	—	—	—	—	—	—	✓	应考虑施工过程中各个阶段的临时荷载
		校核洪水位情况	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	—	—	—	—	按校核洪水位组合计算水重、静水压力、扬压力、土压力及风浪压力
		墙前水位骤降	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	—	—	—	—	按降落前水位计算水重、扬压力、土压力 按降落后水位计算静水压力及风浪压力
特殊组合	II	地震情况	✓	—	✓	✓	✓	✓	✓	✓	—	—	✓	—	按正常运行水位组合计算水重、静水压力、扬压力、土压力及风浪压力

3.4.3 挡土墙抗滑稳定安全系数不应小于表 3.4.3 规定的允许值。

表 3.4.3 挡土墙抗滑稳定安全系数的允许值

荷载组合		土质地基				岩石地基				
		挡土墙级别				公式（F.1.6-1）				公式（F.1.6-2） 公式（F.1.7）
						挡土墙级别				
		1	2	3	4、5	1	2	3	4、5	
基本组合		1.35	1.30	1.25	1.20	1.10	1.08	1.08	1.05	3.00
特殊组合	I	1.20	1.15	1.10	1.05	1.05	1.03	1.03	1.00	2.50
	II	1.10	1.05	1.05	1.00	1.00				2.30
注：特殊组合I适用于施工情况及校核洪水位情况，特殊组合II适用于地震情况。										

3.4.4 岩石地基上挡土墙沿软弱结构面整体滑动，当按公式 (F.1.7) 计算的稳定安全系数，可根据工程经验按表 3.4.3 中相应规定的允许值降低采用。

3.4.5 设有锚碇墙的板桩式挡土墙，其锚碇墙抗滑稳定安全系数不应小于表 3.4.5 规定的允许值。

表 3.4.5 锚碇墙抗滑稳定安全系数的允许值

荷载组合	挡土墙级别			
	1	2	3	4
基本组合	1.50	1.40	1.40	1.30
特殊组合	1.40	1.30	1.30	1.20

3.4.6 对于加筋式挡土墙，不论其级别，基本荷载组合条件下的抗滑稳定安全系数不应小于 1.40，特殊荷载组合条件下的抗滑稳定安全系数不应小于 1.30。

3.4.7 土质地基上挡土墙的抗倾覆安全系数不应小于表 3.4.7 规定的允许值。

表 3.4.7 土质地基上挡土墙抗倾覆安全系数的允许值

荷载组合	挡土墙级别			
	1	2	3	4、5
基本组合	1.60	1.50	1.50	1.40
特殊组合	1.50	1.40	1.40	1.30

3.4.8 岩石地基上 1~3 级水工挡土墙，在基本荷载组合条件下，抗倾覆安全系数不应小于 1.50，4 级水工挡土墙抗倾覆安全系数不应小于 1.40；特殊荷载组合条件下，抗倾覆安全系数不应小于 1.30。

3.4.9 空箱式挡土墙基本荷载组合条件下的抗浮稳定安全系数应不小于 1.10，特殊荷载组合条件下的抗浮稳定安全系数应不小于 1.05。

3.4.10 挡土墙基底渗透压力计算可采用全截面直线分布法，但应考虑设置防渗帷幕及排水孔时对降低渗透压力的作用和效果。挡土墙基底渗透压力可按所属水工建筑物相关的标准的规定计算。

3.4.11 当挡土墙墙后地下水位高于墙前水位时，应验算挡土墙基底的抗渗稳定性，必要时可采取有效的防渗排水措施。位于所属水工建筑物防渗段的挡土墙，应进行墙后侧向渗流计算。

3.4.12 土质地基上挡土墙基底的抗渗稳定性，可按 GB 50487 的规定进行判别。

3.4.13 水工挡土墙的洪水标准应与所属水工建筑物的洪水标准一致。

3.4.14 不允许漫顶的水工挡土墙墙前有挡水或泄水要求时，墙顶的安全加高值不应小于表 3.4.14 规定的下限值。

表 3.4.14 水工挡土墙墙顶安全加高下限值(m)

运 用 情 况		挡 土 墙 级 别			
		1	2	3	4、5
挡 水	正常挡水位	0.7	0.5	0.4	0.3
	最高挡水位	0.5	0.4	0.3	0.2
泄 水	设计洪水位	1.5	1.0	0.7	0.5
	校核洪水位	1.0	0.7	0.5	0.4

4 边坡稳定性判别和岩土体抗剪强度指标确定

4.1 一般规定

4.1.1 水利水电工程边坡应按照 GB50487《水利水电工程地质勘察规范》和 SL652《水库枢纽工程地质勘察规范》等要求，与相应建筑物一起进行地质勘察。必要时，应进行专门的工程地质勘察。

4.1.2 边坡地质勘察应收集和分析工程区的工程地质、水文地质和地震等资料，对边坡的历史进行调查，分析边坡当前的稳定性状和人类活动对边坡稳定的影响。

4.1.3 水利水电工程边坡设计宜根据地形地貌、工程地质以及工程布置方案等，分区分段分析评价边坡的稳定性，论证治理、加固的必要性。

4.1.4 对于大型水利水电工程中地质条件复杂、稳定性较差且对工程安全 and 环境有影响的 1 级、2 级边坡，宜在勘察初期即开始进行变形和地下水监测，及时进行分析。

4.2 破坏模式和稳定性判别

4.2.1 水利水电工程边坡的地质条件至少应包含下列地质信息：

- 1 边坡类型。
- 2 边坡的形状、规模、地形地貌。
- 3 边坡地层结构及岩土体的性质。
- 4 结构面性状、分布及其组合。
- 5 边坡水文地质条件及其动态特征变化规律。
- 6 边坡当前的稳定状态。
- 7 边坡的可能失稳模式。
- 8 可能的剪出口或拉裂缝位置。

4.2.2 边坡可能的失稳模式判别，宜按照附录 A 的规定执行。

4.2.3 受降雨和泄水雨雾影响的边坡，应确定受影响的范围和地下水位变化或上层滞水情况以及岩土体的饱和状态，并判定其失稳模式。

4.2.4 对于 1、2 级边坡，沿可能滑动方向的典型剖面不宜少于 3 个，其中主剖面应代表最危险的滑动面或通过滑动面最深的位置；垂直滑动方向的剖面不宜少于 2 个。

4.2.5 当边坡按照地质条件及稳定状态被分成多个区段时，应分区段进行评价，每个区段至少应有 1 个剖面。

4.2.6 对处于自然状态下或开挖施工中的边坡，应进行失稳可能性的初步判别。

4.2.7 下列边坡应进行失稳可能性的初步判别：

- 1 工程区内对人身和财产安全有重大影响的边坡；
- 2 工程区对建筑物安全和正常运用有影响的边坡；
- 3 工程区内对环境有重大影响的边坡；
- 4 因修建水利水电工程对河道有重大影响的边坡。
- 5 顺坡向卸荷裂隙发育的边坡。
- 6 存在有倾向坡外的结构面，且结构面的倾角小于坡角并大于其内摩擦角的岩质边坡。
- 7 在碎裂结构岩体中和散体结构岩体中开挖的边坡。
- 8 分布有巨厚层崩积物的边坡。
- 9 坡脚被水淹没或被开挖的新、老滑坡体、崩塌体和土质边坡。
- 10 坡脚受水流淘刷的土质边坡。
- 11 有迹象表明边坡有可能失稳或曾经失稳的边坡。

4.2.8 存在下列一种或多种情况的边坡，可初步判别为有可能失稳的边坡：

- 1 已发生倾倒变形的边坡。
- 2 处于蠕变阶段或正在发生变形破坏的边坡。
- 3 已发生张裂变形的下软上硬的双层或多层结构边坡。
- 4 坡面上出现平行边坡走向的张裂缝或环形裂缝的边坡。
- 5 顺坡向卸荷裂隙发育的边坡。
- 6 存在有倾向坡外的结构面，且结构面的倾角小于坡角并大于其内摩擦角的岩质边坡。
- 7 在碎裂结构岩体中和散体结构岩体中开挖的边坡；
- 8 分布有巨厚层崩积物的边坡；
- 9 坡脚被水淹没或被开挖的新、老滑坡体、崩塌体和土质边坡；
- 10 坡脚受水流淘刷的土质边坡；
- 11 有迹象表明边坡有可能失稳或曾经失稳的边坡。

4.2.9 岩质边坡稳定性的初步判别宜采用极射赤平投影法、工程地质类比法等方法进行判别。当采用极射赤平投影法时，宜采用附录 B 规定的方法。

4.2.10 土质边坡稳定性的初步判别宜采用工程地质类比法进行判别。

4.3 岩体抗剪强度指标取值方法

4.3.1 边坡岩体抗剪强度指标的确定应遵守下列规定：

1 1级边坡宜采用现场试验、室内试验、反演分析和工程地质类比等方法，综合分析确定抗剪强度指标；

2 2级边坡可采用室内试验、反演分析和工程地质类比等方法，综合分析确定抗剪强度指标；

3 3级边坡可采用反演分析和工程地质类比法确定岩体抗剪强度指标，必要时可进行室内试验。

4.3.2 岩质边坡稳定分析应采用有效应力法，软弱结构面原位剪切试验应以慢剪速度进行，室内直剪试验应采用慢剪试验或明确孔隙水压力的快剪试验成果。

4.3.3 试验样品应具有代表性，试验荷载的大小应与边坡的实际受力情况一致或接近。

4.3.4 应根据边坡岩层性质进行岩层概化，对性质不同的主要岩层应分层取样。1级和2级边坡每一主要岩层的抗剪强度试验组数不宜少于11组，对控制岩质边坡稳定的软弱结构面，应进行现场原位抗剪试验，试验累计有效组数不宜少于4组。

4.3.5 边坡岩体的抗剪强度应按4.3.5式计算：

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (4.3.5)$$

式中： τ_f ——抗剪强度（MPa）；

c' ——有效凝聚力（MPa）；

σ' ——法向有效应力（MPa）；

φ' ——有效内摩擦角（°）。

4.3.6 岩质边坡中不同性质的结构面抗剪强度指标取值应符合下列规定：

1 硬质结构面应取峰值强度的小值平均值；

2 软弱夹层及软弱结构面应取屈服强度；

3 泥化夹层应取残余强度。

4.3.7 概化为同一岩层的岩体抗剪强度指标宜按（4.3.7-1）、（4.3.7-2）式计算：

$$c = \sum_{i=1}^n k_i c_i + \sum_{j=1}^n k_j c_j \quad (4.3.7-1)$$

$$\tan \varphi = \sum_{i=1}^n k_i \tan \varphi_i + \sum_{j=1}^n k_j \tan \varphi_j \quad (4.3.7-2)$$

式中： c 、 φ ——岩体的凝聚力（MPa）和内摩擦角（°）；

c_i 、 φ_i ——岩块的凝聚力（MPa）和内摩擦角（°）；

c_j 、 φ_j ——结构面的凝聚力（MPa）和内摩擦角（°）；

k_i 、 k_j ——岩块和不连续结构面在潜在滑动面上所占的比例。1级边坡宜根据地质测量结果、综合分析确定，其它级别的边坡可根据工程类比确定。

4.4 土体抗剪强度指标取值方法

4.4.1 对1级、2级边坡应同时采用试验、工程地质类比或反演分析等方法综合分析确定土体抗剪强度指标。3级及其以下边坡的土体抗剪强度指标可采用工程地质类比、反演分析等方法确定。

4.4.2 边坡土体的抗剪强度宜采用式（4.4.2-1）计算：

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (4.4.2-1)$$

$$\sigma' = \sigma - u \quad (4.4.2-2)$$

对粘性土边坡，在水位降落和边坡开挖情况下，土体的抗剪强度也可采用（4.4.2-3）计算：

$$\tau_f = c_{cu} + \sigma'_c \tan \varphi_{cu} \quad (4.4.2-3)$$

对填筑施工期的粘性土填筑边坡，土体的抗剪强度也可采用（4.4.2-4）计算：

$$\tau_f = c_u + \sigma \tan \varphi_u \quad (4.4.2-4)$$

式中： σ ——法向总应力（MPa）；

σ'_c ——水位降落前或边坡开挖前的法向有效应力（MPa）；

u ——孔隙压力（MPa）；

c_{cu} 、 φ_{cu} ——土体固结不排水剪总强度指标，凝聚力（MPa）和内摩擦角（°）；

c_u 、 φ_u ——土体不排水剪总强度指标，凝聚力（MPa）和内摩擦角（°）。

4.4.3 对于非饱和的1级黄土边坡，应对其总应力指标和有效应力指标及其使用进行专门研究。必要时，对于2级非饱和黄土边坡也应进行专门研究。

4.4.4 采用试验方法测定土体抗剪强度指标时，可将性质相近的土层概化为一层土，概化后的各土层均应取样。对控制边坡稳定的土层抗剪强度试验累计有效组数不应少于 12 组。

4.4.5 除人工堆积土边坡可采用扰动土样外，土体试样宜采用原状样，当原状样难于取得时应采用模拟原状的扰动样。

4.4.6 由于挡水、降雨或泄水雨雾等原因可能导致边坡土体饱和时，应将试样饱和后再进行试验。

4.4.7 土体抗剪强度指标宜采用三轴压缩试验测定。确实有困难时，对于 2 级及其以下等级边坡，也可采用直剪试验或无侧限抗压强度试验测定。试验应按 GB/T 50123《土工试验方法标准》进行。试验荷载的大小和加荷方式宜与边坡施工和运用的实际情况相一致。

4.4.8 膨胀土边坡的抗剪强度指标宜采用反复剪切试验测定。

4.4.9 土体抗剪强度取值应考虑土体裂隙、含水量变化等因素的影响。

4.4.10 对已滑移的滑坡，其滑动面的抗剪强度指标宜取残余强度值，或取反分析强度值。

4.4.11 测定的抗剪强度指标应按照附录 C 的规定整理和采用。

5 边坡的计算和分析

5.1 渗流计算和分析

5.1.1 边坡天然地下水的分布状况应按照本规范第 4 章的规定通过勘察确定。必要时，宜通过反演分析确定。

5.1.2 渗流计算应求出地下水水面线、等势线、渗透比降和渗流量等成果。

5.1.3 1 级、2 级和 3 级边坡的渗流计算应采用数值分析方法。

5.1.4 渗流计算参数宜根据现场试验、室内试验和工程类比等方法确定。对于地质条件复杂的边坡，还宜采用反演分析方法复核和修正。

5.1.5 当边坡体设置排水措施时，渗流计算应分别考虑边坡体排水措施有效和失效对渗流场的影响。

5.1.6 渗流计算时，应考虑材料渗透系数的各向异性。

5.1.7 对易受降雨和泄水雨雾影响的边坡，宜考虑其对地下渗流场的影响。

5.1.8 土质边坡和散体结构、发育有软弱夹层和破碎带的岩质边坡等均应进行渗透变形形式判别，判别方法应按 GB50487 的规定执行。

5.1.9 在没有反滤保护的情况下，边坡的渗透出逸比降应小于材料的允许渗透比降。

5.2 稳定计算和分析

5.2.1 经稳定性初步判别有可能失稳的自然边坡、填筑边坡和开挖边坡均应进行稳定计算。初步判别难以确定稳定性状的边坡也应进行稳定计算。

5.2.2 对可能发生滑动破坏的边坡，应按照本节的规定进行抗滑稳定计算。

5.2.3 陡倾岩层软弱和存在软弱结构面经初判可能产生倾倒变形时，应进行倾倒变形稳定分析。

5.2.4 对可能发生其他破坏形式的边坡，宜参照类似边坡进行专门研究。

5.2.5 进行稳定计算时，应根据边坡的地形地貌、工程地质条件以及工程布置方案等，分区段选择有代表性的剖面。对于地形和坡形复杂的边坡，应选择坡高高度大和地质条件不利组合的剖面。

5.2.6 若某一种运用条件下存在多种工况，应首先分析选定最危险工况。对于同一运用条件，应计算出最危险工况的稳定安全系数。当最危险工况难以确定时，应对同一运用条件下的不同工况分别进行稳定计算。对于临水边坡，宜核算不同水位的安全系数，取

其小值。

5.2.7 对处于设计地震加速度 0.1g 及其以上地区的 1 级、2 级边坡和处于 0.2g 及其以上地区的 3 级~5 级边坡, 应进行抗震稳定计算, 地震惯性力应符合本规范附录 D 的规定, 其他有关要求按照 GB51247 规定执行。

5.2.8 抗滑稳定计算应以极限平衡方法为基本计算方法。对于地质地形条件复杂的 1 级边坡, 可同时采用强度指标折减的数值法验算其抗滑稳定性。

5.2.9 对于土质边坡和呈碎裂结构、散体结构的岩质边坡, 当滑动面呈圆弧形时, 宜采用简化毕肖普 (Simplified Bishop) 法和摩根斯顿-普赖斯法 (Morgenstern-Price) 进行抗滑稳定计算, 当滑动面呈非圆弧形时, 宜采用摩根斯顿-普赖斯法和不平衡推力传递法进行抗滑稳定计算。

5.2.10 对于呈块体结构和层状结构的岩质边坡, 宜采用萨尔玛法 (Sarua) 和不平衡推力传递法进行抗滑稳定计算。

5.2.11 对由两组及其以上节理、裂隙等结构面切割形成楔形潜在滑体的边坡, 宜采用楔体法进行抗滑稳定计算。

5.2.12 对 1 级、2 级边坡, 宜采用上述合适的多种方法进行抗滑稳定计算, 综合判断取值。

5.2.13 抗滑稳定计算方法的公式、荷载计算及其各种假定应符合附录 D 的规定。

5.2.14 对三维效应明显的 1 级、2 级边坡, 还宜采用三维稳定分析方法验算其稳定性。

5.2.15 对于多级边坡抗滑稳定计算, 应分别计算各个单级坡和不同分级组合边坡的安全系数。

5.2.16 边坡的抗滑稳定最小安全系数应满足本规范第 3.3 节的规定。

5.2.17 如有条件, 对于 1 级边坡可采用基于抗滑稳定安全系数的方法进行可靠度分析。采用的可靠度分析方法应符合本规范附录 D.3 的规定。

5.2.18 倾倒变形稳定分析的计算模型应反映主要不利结构面的影响, 宜采用本规范附录 D.4 规定的方法, 也可采用数值方法或非连续变形分析方法。

5.2.19 对于 1 级、2 级边坡, 可根据工程规模考虑施工期排水和支护措施未能充分发挥情况, 核算边坡稳定性。

5.3 应力和变形计算

5.3.1 下列 1 级、2 级边坡宜采用数值分析方法计算边坡的应力和变形:

- 1 边坡变形对建筑物应力、变形有影响的边坡；
- 2 边坡稳定受地形、地质等复杂边界条件影响显著的边坡；
- 3 因开挖卸荷导致边坡变形破坏的边坡。
- 4 实施抗滑加固措施的边坡。

5.3.2 对于设计的地震峰值加速度 0.3g 及其以上地区，且符合 5.3.1 条规定的 1 级边坡宜进行动力分析。

5.3.3 岩体、土体材料宜采用弹塑性等非线性本构模型。

5.3.4 应力和变形计算宜根据边坡介质的连续或非连续性合理选择有限单元法或离散元法等数值分析方法。

5.3.5 数值计算模型应反映断层、裂隙密集带和软弱夹层等影响边坡稳定的地质构造，以及力学特性差异较大的材料间接触效应，应体现边坡介质的不均匀性、各向异性等重要力学特征。

5.3.6 应力和变形受地形、岩体结构或建筑物空间分布形式等影响明显的边坡宜进行三维数值分析。

5.3.7 数值计算宜按照地形改变、荷载变化和强度变化等运用情况，模拟施工以及运行中坡体的加载和卸载过程。

5.3.8 计算采用的岩体、土体物理力学参数可通过材料试验、反演分析和工程地质类比等方法综合分析确定。

5.3.9 采用强度折减法分析边坡稳定时，可采用数值计算迭代不收敛、边坡特征部位位移突变和坡体塑性应变区贯通等方法确定边坡稳定安全系数。

5.3.10 当边坡施工和运行过程复杂时，宜分别对主要的加载和卸载阶段的边坡应力和变形计算结果进行分析。

5.3.11 数值计算结果应包括边坡体的应力和变形、塑性区、拉力区、裂缝和超常变形分布范围等内容。应在对其结果合理性分析的基础上，对边坡和相关建筑物进行安全评价。

6 边坡治理和加固

6.1 一般规定

6.1.1 边坡的治理设计应遵循下列原则，经多方案的技术经济比较后选定：

- 1 应综合考虑边坡的地形、地质条件、施工技术水平及难易程度等因素。
- 2 若需要采用多种措施进行边坡治理，应综合考虑各种措施的技术特点和用途，使其形成有机的治理体系。
- 3 应论证采用治理新技术、新结构、新材料、新工艺的技术可行性和经济合理性。

6.1.2 对于与新建建筑物相关的边坡，在满足建筑物布置的前提下，开挖边坡的走向、形状应根据地形、地质条件的特点，以及边坡稳定的需要确定。若开挖边坡的走向、形状与相关建筑物布置相矛盾，在建筑物布置允许的前提下，宜调整建筑物的布置。

6.1.3 边坡的治理可采用下列一种或多种措施：

- 1 减载、边坡开挖和压坡。
- 2 排水和防渗，排水包括坡面、坡顶以上地面排水、截水和边坡体排水。
- 3 坡面防护，包括用于土坡的各种形式的护砌和人工植被，用于岩坡的喷混凝土、喷纤维混凝土、挂网喷混凝土，以及柔性主动支护、土工合成材料防护等措施。
- 4 边坡锚固，包括各种锚杆 抗滑洞塞等。
- 5 支挡结构，包括各种形式的挡土墙、抗滑桩、 柔性被动支护措施等。

6.1.4 边坡的治理应考虑环境保护，并应与周围建筑物和环境相协调。

6.2 减载、边坡开挖和压坡

6.2.1 当场地条件允许时，边坡开挖、减载和压坡措施宜配合使用。

6.2.2 当潜在滑动面上陡下缓且滑体较厚的潜在滑动体出现失稳迹象时，可采用减载措施增强滑体的稳定性。减载措施可采用坡顶开挖、削坡等方式。

6.2.3 采用减载方法治理边坡，应避免因减载开挖引起新的边坡失稳。减载土体宜堆置于边坡前部。

6.2.4 采用减载开挖治理边坡时，对减载的表层腐殖土层宜单独存放。

6.2.5 边坡开挖的坡形和坡度应根据地形、地质条件、施工条件和类似工程边坡开挖情况综合拟定。

6.2.6 根据边坡坡体岩土层稳定性的不同情况，边坡开挖坡形可分别采用直线形、上陡

下缓形、上缓下陡形和台阶形等。

6.2.7 边坡的马道间距应根据边坡岩土体性质、地质构造特征等情况确定。

6.2.8 边坡马道的宽度和纵向坡度等应根据坡面排水、防护、维护及安全监测等需要综合确定。马道的最小宽度不宜小于 2m。

6.2.9 黄土开挖边坡在其平均坡度满足抗滑稳定要求的前提下，宜开挖成“陡坡宽马道”的形式。马道间的高度为 5m~10m 时，两马道之间的开挖坡度可陡于 1:0.5。边坡总高度大于 40m 时，可在坡高的 1/2 稍高处设置宽平台。平台宽度应根据边坡的整体稳定和局部稳定要求经计算确定。

6.2.10 对于含有膨胀性岩、土的边坡治理，宜根据地质情况采取预留保护层、盖压、砌护封闭、保湿和置换等措施。膨胀土边坡开挖坡形宜采用“缓坡宽平台”形式。

6.2.11 压坡体的高度、长度和坡度等应经压坡局部稳定和边坡整体稳定计算确定。

6.2.12 压坡材料宜与边坡坡体材料的变形性能相协调。当采用土石料填筑岩质边坡的压坡时，对于需要严格限制变形的边坡，压坡体提供的抗力应按主动土压力计。

6.2.13 压坡材料宜优先采用减载材料。

6.3 排水和防渗

6.3.1 边坡的排水和防渗系统应包括排除地表水、地下水和减少地表水下渗等措施。地表排水、地下排水与防渗措施宜统一考虑，使之形成相辅相成的防渗、排水体系。

6.3.2 地表排水系统应包括边坡坡面及其以外集水面积内的截水、排水和防渗等设施。

6.3.3 地表排水系统应根据集水面积、降雨强度、历时和径流方向等进行整体规划和布置。坡面之外排水系统应自成体系。

6.3.4 地表排水和截水沟的位置宜布置在坡顶开口线以外。其数量和断面尺寸应根据降雨强度、历时、分区汇水面积等经计算确定。坡面排水沟尺寸的确定，除考虑坡面径流量外，还应计入坡体内渗出的水量。

6.3.5 对于天然滑坡体范围内的地表排水，主排水沟方向应有利于快速排除地表水。排水沟宜顺应地形布置。平面转弯时应根据流速、坡度设置一定弧度。排水沟长度较长时宜分段设置排水出口。

6.3.6 地表排水沟的坡度不宜小于 0.5%。在排水沟坡度陡于 10%或局部落差大于 1m 时应设置急流槽或跌水坑，并在出水口设置消能设施。

6.3.7 坡面排水宜向坡外输送，不宜顺坡向下一级排送。

6.3.8 排水沟宜选择梯形或矩形断面。排水沟可采用混凝土现浇或块石、预制混凝土件砌筑，接缝面应设置止水措施。根据现场情况，排水沟材料也可采用其他材料制成的定型产品构建。

6.3.9 当边坡受降雨、泄流雨雾入渗或其他原因影响其稳定时，除应作好地表排水外，还应研究是否需要防渗处理。

6.3.10 边坡坡体内排水可采用下列一种或多种措施：

- 1 坡面排水孔。
- 2 排水洞及其排水孔。
- 3 集水井。
- 4 排水带和排水盲沟。
- 5 贴坡排水。

6.3.11 坡面排水孔宜采用梅花形布置，孔、排距宜不大于 3m，孔径可为 50mm~100mm。孔向宜与边坡走向正交，并倾向坡外，倾角可为 $10^{\circ} \sim 15^{\circ}$ 。在岩质边坡中，孔向宜与主要发育裂隙倾向呈较大角度布置。

6.3.12 排水洞应布置在潜在滑动面以下的稳定岩土层内。设置多条排水洞时，应形成完整的排水体系。排水主洞走向宜与边坡走向一致或接近。

6.3.13 排水洞内的排水孔的深度、方向和孔位布置应根据裂隙发育情况、产状、地下水分布特点等确定。排水孔的孔、排距不宜大于 3m，孔径可为 50mm~100mm。

6.3.14 排水孔内应设置排水管，并做好反滤保护。

6.3.15 排水盲沟纵坡坡度宜大于 5%，填石盲沟应采用不含泥块石、碎石等材料，透水面应铺设反滤层。

6.3.16 挡土墙等不透水支挡结构的排水设计应按照第 7 章的有关规定执行。

6.3.17 采用压坡措施进行边坡治理时，压坡体的排水设计可参照 SL 274 有关规定执行。

6.3.18 当边坡体内的地下水位降低可能对周围环境造成不利影响时，应研究地下水位降低的幅度是否适度或能否采取其他替代措施。

6.3.19 对 1 级临水边坡，当坡面排水孔位于水位变动区时，宜在排水孔孔口设置带有逆止阀的单向排水管。

6.3.20 若边坡的稳定安全性状对地表水下渗引起的岩、土体饱和和地下水升高敏感，应考虑做好坡面和坡面附近地面的防渗。

6.4 坡面防护

6.4.1 当边坡岩体易风化、剥落或有浅层崩塌、滑落及掉块等影响边坡耐久性或正常运用，或可能威胁到人身和财产安全时，应进行坡面防护，并考虑与生态修复相结合

6.4.2 坡面防护可选用下列材料进行护砌：

- 1 干砌石、石笼；
- 2 浆砌石；
- 3 预制、现浇混凝土和钢筋混凝土板（或块）；
- 4 浆砌石和钢筋混凝土格构；
- 5 喷砂浆、喷混凝土、挂网喷混凝土、喷钢纤维混凝土、喷合成纤维混凝土和主动柔性防护网；
- 6 草皮以及其他植物护坡；
- 7 其它新型材料，包括生态、环保型柔性材料。

6.4.3 坡面防护的材料及结构的选择，应根据地形、地质、运用条件及材料来源情况，并考虑下列因素经技术经济比较确定：

- 1 雨水冲刷、波浪淘刷；
- 2 冻胀、干裂；
- 3 漂浮物和冰层的撞击、冰层挤压和拉拔；
- 4 坡面风化；
- 5 坡面防渗；
- 6 植生效果、环境效应。

6.4.4 坡面防护措施应能保持自身的稳定，并布置于稳定坡体上。

6.4.5 寒冷和严寒地区的坡面防护的抗冻设计应参照 GB/T 50662《水工建筑物抗冰冻设计规范》的规定执行。

6.4.6 当坡面防护材料与边坡体材料不能满足反滤要求时，护面下应按反滤要求设置垫层。

6.4.7 位于河流冲刷部位的护坡，应将护坡基础埋置到最大冲刷深度以下或将护坡向河床延伸 1-2 倍最大冲刷深度。

6.4.8 临水边坡采用干砌石、预制混凝土或钢筋混凝土板（或块）防护时，可按照 SL274 有关规定的计算方法计算。

- 6.4.9 护坡石料应质地致密坚硬，并满足抗水和抗风化性能要求。
- 6.4.10 现浇混凝土和预制混凝土强度等级应参照相关规范结构要求。
- 6.4.11 喷素混凝土、喷纤维混凝土、挂网喷混凝土有关设计按 SL377《水利水电工程锚喷支护技术规范》规定执行。
- 6.4.12 浆砌石和钢筋混凝土格构可选择方形、菱形、人字形、城门洞形和弧形等形式。应按照下垫面条件和格构材料种类不同按照长度设置变形缝，缝间距不宜大于 20m。
- 6.4.13 不同形式格构的梁间距可按下列规定选用：
- 1 浆砌石方形格构梁间距不宜大于 3m。现浇钢筋混凝土方形格构梁间距不宜大于 5m。其他形式格构梁间距可参照类似工程经验确定。
 - 2 若格构同时作为预应力锚杆外锚头时，应采用钢筋混凝土格构，其形式和尺寸应按预应力锚杆布置形式和间距确定。
- 6.4.14 浆砌石格构梁的断面高度可为 400mm~500mm，宽度可为 300mm~450mm。
- 6.4.15 现浇混凝土和钢筋混凝土格构断面高度可为 300mm~400mm，宽度可为 200mm~300mm。
- 6.4.16 格构若与预应力锚杆外锚头结合时，外锚头可按本规范 6.6.15、6.6.16 条的规定执行。
- 6.4.17 若边坡岩土体有可能发生岩块掉落、浅层滑动或蠕滑，且又不易清理或清理不经济时，可采用主动柔性防护网。主动柔性防护网应通过锚杆和支撑绳将金属网贴紧覆盖于坡面，构成表层的连续支撑防护系统。
- 6.4.18 石笼可用于土质、碎石土、砾石土、强风化岩石等边坡的坡面防护。不宜用于坡比陡于 1:1.5 的土坡和坡比陡于 1:0.75 的岩坡。
- 6.4.19 石笼填充材料可选用块石、碎石等，填料应坚硬、不易碎、无风化迹象，。填料应密实。网材宜选用 PVC 包裹低碳钢丝或经过防腐处理的低碳钢丝。钢丝的抗拉强度、延伸性能应符合 GB/T228《金属材料 室温拉伸试验方法》的规定。
- 6.4.20 坡面植物防护措施应包括基础措施、植物播种和栽培技术以及养护措施等。
- 6.4.21 基础措施宜采用三维网、土工网、镀锌铁丝网、植物纤维网、土工格室、混凝土空心预制块等定型成品，或采用浆砌石和混凝土格构、石笼等。
- 6.4.22 植物播种技术宜采用种草、植草皮、客土喷播、植生网、植生垫和植生袋等形式。
- 6.4.23 植物栽种技术宜采用植生盆、钉钵、挂笼砖、金属挂笼、挖穴、种植槽、轮胎

等作为载体。

6.4.24 应根据植物种植方法、生长习性和当地气候情况等条件，提出植物灌溉、施肥和防止病虫害等养护措施和养护时间等要求。

6.4.25 植物种类选用应考虑以下因素：

- 1 种植基面条件。
- 2 当地优势品种。
- 3 原有植物环境。
- 4 工程后期旅游开发需求。
- 5 工程运行条件。

6.5 非预应力锚杆

6.5.1 下列情况下的边坡加固宜采用非预应力锚杆支护：

- 1 节理裂隙发育、风化严重的岩质边坡的浅层锚固；
- 2 碎裂和散体结构岩质边坡的浅层锚固；
- 3 边坡的松动岩块锚固；
- 4 土质边坡的锚固；
- 5 固定边坡坡面防护结构或构件的锚固。

6.5.2 非预应力锚杆锚固形式选择宜符合下列规定：

- 1 端头锚固型：宜用于需要快速加固的硬岩临时边坡。
- 2 全长粘结式锚固型：可用于变形不大的各种类型边坡。
- 3 摩擦锚固型：宜用于需要快速加固的软弱破碎、塑性流变和受动载作用的岩质临时边坡。

6.5.3 锚杆材料、直径、防护技术要求应按照 SL377《水利水电工程锚喷支护技术规范》的有关规定执行。

6.5.4 应根据岩体节理裂隙的发育程度、产状、块体规模等布置系统锚杆。平面布置形式可采用梅花形或方形。对于系统锚杆不能兼顾的坡面随机不稳定块体，应布置随机锚杆。

6.5.5 非预应力锚杆长度宜为 3m~15m。系统锚杆最大间距宜小于 5m，且不大于锚杆长度的 1/2。岩质边坡的系统锚杆的孔向宜与主要结构面垂直或呈较大夹角。

6.6 预应力锚杆

6.6.1 预应力锚杆按锚固段与周围介质的联结形式可分为机械式和粘结式。

6.6.2 当需要对硬质岩质快速加固、所需单根锚杆锚固力小时，宜采用机械式预应力锚杆。宜后期注浆提高其抗腐性能。

6.6.3 拉力集中型预应力锚杆用于软岩和土坡时，单根锚固力不宜过大。

6.6.4 对要求单根锚杆锚固力大的软岩或土质边坡，宜采用拉力分散型预应力锚杆。

6.6.5 对具有强侵蚀性环境中的边坡，当单根锚杆的锚固力不大时，宜采用压力集中型预应力锚杆。

6.6.6 对要求单根锚杆锚固力大的软岩或土质边坡，当其环境对锚杆有侵蚀性时，宜采用压力分散型预应力锚杆。

6.6.7 对于不同的边坡破坏模式，预应力锚杆的安设部位按照下列规定确定(见图 6.6.7)：

- 1 当边坡失稳模式为滑动破坏时，应将预应力锚杆布置在潜在滑动体的下、中部。
- 2 当边坡失稳模式为倾倒破坏时，应将预应力锚杆布置在潜在倾倒体的中、上部。
- 3 当存在软岩层或风化带，可能导致边坡变形破坏时，预应力锚杆应穿过软岩层或风化带安设，并采用混凝土锚固墩封闭。

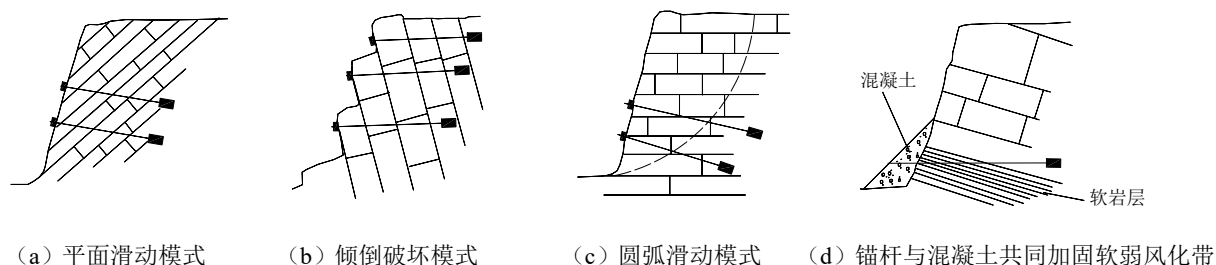


图 6.6.7 预应力锚杆安设部位示意图

6.6.8 预应力锚杆间距应根据总设计锚固力、单根锚杆的锚固力、锚杆长度和边坡地层岩性确定，并应符合下列规定：

- 1 预应力锚杆宜长、短相间布置，锚固段宜相互错开 1/2 以上长度。
- 2 锚杆体相互平行布置时，间距可为 4m~10m。
- 3 锚杆体相互不平行布置时，锚固段最小间距应大于 1.5m。

6.6.9 确定预应力锚杆截面尺寸时，预应力钢丝、钢绞线和精轧螺纹钢筋等材料在设计张拉力作用下的强度利用系数宜采用 0.55~0.65。

6.6.10 单根预应力锚杆的锚固力应根据边坡需要施加的总锚固力大小、边坡地质条件

并参考类似工程经验确定。

6.6.11 单根预应力锚杆的锁定锚固力应根据相关建筑物位移控制要求和边坡地质条件确定。

6.6.12 预应力锚杆安设角度宜采用最优锚固角。实际采用的安设角度可根据潜在滑动体的实际情况和施工条件调整。仰角或俯角宜大于 10° 。最优锚固角可按 (6.6.12) 式计算：

$$\beta = \theta - \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (6.6.12)$$

式中 β ——最优锚固角 ($^\circ$)，为预应力锚杆与水平面夹角 (正值为仰角，负值为俯角)；

θ ——滑动面倾角 ($^\circ$)；

φ ——滑动面内摩擦角 ($^\circ$)。

6.6.13 预应力锚杆的锚固段应锚固在潜在滑动面 1.5m 以外的稳定岩土体内。锚固段长度应按照 SL/T 212《水工预应力锚固技术规范》规定确定。

6.6.14 预应力锚杆自由段的长度不宜小于 5m。预应力锚索长度宜小于 60m。

6.6.15 预应力锚杆外锚头的传力结构尺寸宜根据计算确定。

6.6.16 预应力锚杆外锚头传力结构形式可按照下列规定选择：

- 1 块状、层状结构的岩质边坡可采用四棱台形混凝土台座，也可选用其他材料的台座。
- 2 碎裂状、散体结构的岩质边坡可采用混凝土台座间加联系梁结构。
- 3 土质边坡、土石混合边坡可采用混凝土格构。
- 4 对于下部分布有软岩层的岩质边坡，软岩层处的传力结构可采用混凝土塞或混凝土格构。
- 5 当同时采用支挡结构和预应力锚杆加固边坡时，预应力锚杆的传力结构宜与支挡结构相结合。

6.7 支挡结构

6.7.1 边坡支挡结构宜用于下列情况：

- 1 建筑物布置空间受到限制。

2 采用开挖和锚固仍难以满足稳定要求。

3 特殊地质构造的限制。

6.7.2 边坡支挡可选用的支挡结构类型包括：桩类支挡结构、墙类支挡结构和被动柔性网支挡结构。也可选用上述支挡结构的组合类型。

6.7.3 支挡结构自身除应满足自身安全要求外，尚应同时满足边坡整体安全要求。

6.7.4 抗滑桩宜用于潜在滑动面明确的土质边坡、土石混合边坡和岩质边坡。

6.7.5 抗滑桩宜布置在潜在滑动面下部，且滑面较平缓的地段；当滑动面长、滑坡推力大时，可沿滑动方向布置多排抗滑桩。多排抗滑桩宜按梅花型布置。

6.7.6 群桩或排桩的桩间距应根据边坡地质条件，以及桩的结构、承载能力等经技术经济比较确定。确定的桩间距应使岩土体不致从桩间挤出。初步选定时，桩的中心距可为 5m~10m，且宜大于桩的横截面短边或直径的 2.5 倍。

6.7.7 抗滑桩的横断面形状可采用矩形或圆形。当潜在滑动体滑动方向明确时，可采用矩形断面，其短边宜与滑动方向正交；当滑动方向难以准确确定时，宜采用圆形断面。

6.7.8 抗滑桩的断面尺寸应根据单桩承担的推力大小、锚固段地层横向容许承载力和桩间距等因素确定。初步选定时，矩形断面的短边边长可为 1.5m~3.0m，长边边长不宜小于短边的 1.5 倍；圆形断面的直径可为 1.5m~5.0m。

6.7.9 对于可能发生塑流破坏的边坡坡体，抗滑桩宜按下列两种方法进行技术经济比较后设置：

1 采用小于常规间距、断面尺寸小的抗滑桩。

2 在抗滑桩之间设置连接板或联系梁。

6.7.10 抗滑桩锚固段应锚固在潜在滑动面以下的稳定地层内，且不应产生新的深层滑动。初步拟定的锚固段长度可为桩长的 1/4~1/3，最终应根据计算确定。

6.7.11 抗滑桩计算应按本规范附录 H 的规定执行。

6.7.12 抗滑挡土墙宜布置在潜在滑坡体前部潜在滑动面缓的部位。挡土墙的底部应在潜在滑动面以下，埋置深度经计算确定。

6.7.13 若边坡表层岩块有可能发生崩塌、滚落，且又不易清除时，可采用被动柔性防护结构拦挡。当拦挡落石位置较高，可根据地形条件采用在拦挡网下部开口方式将落石沿坡面引导至指定位置。

6.7.14 被动柔性防护结构应由钢丝绳网、钢柱、支撑绳及其拉锚绳、减压环等构成。钢丝绳网孔边长可为 100mm~300mm。

6.7.15 被动柔性防护结构的防护能力应根据落石动能计算确定。钢丝绳强度不宜低于 1770MPa，热镀锌等级不宜低于 AB 级，并应符合 GB/T 8918《重要用途钢丝绳》的有关规定。

6.7.16 当采取支挡结构进行边坡治理时，宜研究支挡结构与锚固措施结合的技术可行性和经济合理性。

6.7.17 当采用抗滑桩和挡土墙等支挡结构与预应力锚杆共同治理边坡时，应视边坡滑动状态设定合理的锁定锚固力。

6.8 抗滑洞塞

6.8.1 若边坡滑动面位置明确，且滑动面上、下岩体相对完整，岩石抗压强度较高，坡体完整性较好，可采用抗滑洞塞进行加固。

6.8.2 沿滑动面走向布置的抗滑洞塞应符合下列规定：

- 1 抗滑洞塞应切断边坡滑动面。
- 2 抗滑洞塞宜水平布置。
- 3 洞的利用段高度或锚固高度应满足滑动面不绕过抗滑洞塞和施工空间要求。

6.8.3 沿边坡主滑方向布置的抗滑洞塞应符合下列规定：

- 1 抗滑洞塞轴线宜与滑动面垂直或呈较大角度；
- 2 抗滑洞塞在稳定岩体内的锚固长度宜大于洞径的 2 倍。

6.8.4 抗滑洞塞回填宜采用微膨胀混凝土，并进行回填灌浆和接触灌浆。

7 挡土墙

7.1 一般规定

7.1.1 水工挡土墙按其所在位置、功能要求可分为岸墙、翼墙和挡墙等类型。

7.1.2 水工挡土墙按其受力条件可采用重力式、半重力式、衡重式、悬臂式、扶壁式、空箱式、板桩式、双排桩式、加筋式、锚杆式、石笼式、预制混凝土装配式等断面结构型式。

7.1.3 土质地基上挡土墙的结构型式，可根据地质条件、挡土高度和建筑材料等，经技术经济比较确定。

1 在坚实地基、人工加固地基或岩石地基上，挡土墙的结构型式可不受挡土高度的限制，但应考虑地基及材料特性的约束条件。

2 在稳定的地基上建造挡土建筑物时，可采用加筋挡土墙结构。加筋挡土墙的墙面宜采用带企口的预制混凝土块砌筑，但应妥善处理好墙面结构的防渗或反滤问题，并可根据墙后填土的潜在破坏面的形状选用刚性筋式或柔性筋式，前者采用加筋带或刚性大的土工格栅，后者采用土工织物。

3 位于地震区设防烈度为 7 度及 7 度以上的挡土墙，应符合抗震设计规范规定的要求，8 度及 8 度以上地震区的挡土墙宜采用钢筋混凝土结构。

7.1.4 挡土墙应根据结构挡土高度、工程地质、建筑材料来源及施工条件等，经综合分析后选用砌石、混凝土、钢筋混凝土或其他建筑材料。

7.1.5 当挡土墙挡土高度不大、地基条件较好、且当地石料供应或开采便利时，其墙身可采用以条石、块石或混凝土预制块为主材的砌石结构。土质地基上的砌石挡土墙宜采用混凝土或钢筋混凝土底板结构，且墙身底部砌石应嵌入混凝土或钢筋混凝土底板内。

7.1.6 当挡土墙挡土高度较大、地基条件较好、但当地石料供应困难，或挡土高度较大、地基条件较差、需要采用轻型结构时，挡土墙宜采用混凝土、钢筋混凝土或其他建筑材料。

7.1.7 当挡土墙墙身采用砌石结构时，选用的条石或块石应能抗风化，冻融损失率应小于 1%，宜利用工程开采材料。砌石结构的粘结材料应采用砂浆或灌砌混凝土，砌筑用砂浆强度等级不应低于 M15，灌砌混凝土强度等级不应低于 C25。砌石结构应采取有效的防渗排水措施；严寒、寒冷地区建在冻胀土地基上的砌石结构，应根据气温及冻胀土级别等情况，采取必要的防冻措施。

7.1.8 当挡土墙采用混凝土或钢筋混凝土结构时，除应满足强度和抗裂（或限裂）要求外，还应根据工作条件、地区气候和环境等情况，分别满足抗渗、抗冻等要求。

7.1.9 当地基土质较差、需采用板桩作为挡土构筑物时，可根据施工方法和材料供应条件，选用钢筋混凝土或钢质材料。选用的钢筋混凝土材料应能满足结构强度、抗裂（或限裂）、抗渗、抗冻等要求；选用的钢质材料除应符合国家现行有关标准的规定外，还应根据使用要求满足结构变形及耐久性要求，并采取有效的防腐蚀措施。

7.1.10 当采用钢筋混凝土和钢质材料的组合结构时，选用的钢筋混凝土或钢质材料应分别符合本规范 7.1.8 条和 7.1.9 条的规定，并综合考虑结构的强度、稳定及耐久性要求，采用新型或特殊的结构型式应经技术论证确定。

7.2 工程布置

7.2.1 挡土墙布置应根据工程所在地的地形、地质、水流等条件以及所属水工建筑物的总体布置、功能、特点、运用要求等确定，做到紧凑合理、协调美观。

7.2.2 挡土墙的平面布置应根据工程总体布置要求，选用合适的型式。用作岸墙的挡土墙，宜采用直线式布置；用作翼墙的挡土墙，可采用直线式、曲线式、折线式、组合式等型式。

7.2.3 不允许越浪的挡土墙的墙顶高程应按下列规定确定：

- 1 不应低于所属水工建筑物正常挡水位或最高挡水位加波浪计算高度与相应安全加高值之和；

- 2 当墙前泄水时，其墙顶高程不应低于设计洪水位或校核洪水位与相应安全加高值之和；

- 3 挡土墙墙顶高程的确定应考虑地基沉降的影响。

7.2.4 挡土墙的墙顶宽度应根据墙体建筑材料和填土高度合理确定。混凝土或钢筋混凝土挡土墙的墙顶宽度不应小于 0.3m，砌石挡土墙的墙顶宽度不宜小于 0.5m；墙后填土不到顶时，墙顶宽度宜适当放宽。

7.2.5 设置底板结构的挡土墙底板埋置深度应根据地形、地质、水流冲刷条件，以及结构稳定和地基整体稳定要求等确定。

- 1 当挡土墙墙前有可能被水流冲刷的土质地基，挡土墙墙趾埋深宜为计算冲刷深度以下 0.5~1.0m，否则应采取可靠的防冲措施。

- 2 对于土质地基，挡土墙底板顶面不应高于墙前地面高程；对于无底板的挡土墙，

其墙趾埋深宜为墙前地面以下 0.5~1.0m。

7.2.6 相邻两节挡土墙底板不在一个建基面时，其底部天然地基可按阶梯形分段布置，每个台阶长度不应小于 2.0m，相邻台阶高差不宜大于 2.0m。挡土墙除应满足墙趾埋深的要求外，还应满足挡土墙纵向稳定的要求。

7.2.7 设置底板结构的挡土墙底板厚度应根据结构强度要求等确定。

1 钢筋混凝土挡土墙的底板厚度不宜小于 0.4m，砌石挡土墙的底板厚度不宜小于 0.5m，采用桩基础时底板宜加厚；

2 底板的前趾伸出长度及厚度应根据结构稳定要求等确定。

3 土质地基上的挡土墙底板底部宜设置齿墙，齿墙深度宜采用 0.5~1.0m。

7.2.8 挡土墙的迎水面可采用垂直或略向后倾的结构型式。

7.2.9 重力式、半重力式挡土墙墙底宽度和半重力式挡土墙背坡折点处的墙身宽度，衡重式挡土墙尺寸，悬臂式挡土墙墙体及底板截面厚度应根据结构强度要求等确定。衡重式挡土墙衡重台可设置在 0.4~0.5 倍墙高处。

7.2.10 扶壁式挡土墙扶壁宜为等厚度，扶壁坡比可根据挡土墙的结构稳定要求等确定。墙体与扶壁、墙体与底板之间宜设贴角。扶壁间距可根据平面布置分析确定，墙体及扶壁的截面厚度应根据结构强度要求确定。

7.2.11 空箱式挡土墙墙体宜采用等厚度的结构型式，其水平截面的布置及尺寸应根据结构稳定和强度要求等确定。墙体与墙体、墙体与底板之间宜设贴角。空箱式挡土墙的前墙留有进水孔时，前墙上部应留有足够面积的排气孔。

7.2.12 板桩式挡土墙布置应符合以下要求：

1 板桩式挡土墙形式的选择应根据工程特点、使用要求、地形、地质和施工条件等综合考虑确定。

2 根据土质条件和施工方法选用打入式（混凝土预制板桩、灌注桩、钢板桩）或现浇式（地下连续墙）墙体，并可根据稳定要求选用无锚碇墙或有锚碇墙的结构。

7.2.13 板桩式挡土墙前墙可采用板桩或地下连续墙结构，也可采用钢板桩或钢筋混凝土板桩。

7.2.14 板桩式挡土墙可采用单点锚固或多点锚固的结构形式，当其高度较大、边坡推力较大时宜采用预应力锚杆。

7.2.15 板桩式挡土墙的厚度应根据结构稳定、强度及耐久性要求等确定。钢板桩的最小厚度不宜小于 12mm，钢筋混凝土板桩的最小厚度不宜小于 0.3m，板桩的宽度及搭

接型式可根据施工工艺条件等确定。地下连续墙墙体的最小厚度不宜小于 0.4m。

7.2.16 板桩式挡土墙结构除应考虑自身稳定外，还应采取防止墙后土体由墙体接缝中流失的措施。

7.2.17 对于有锚碇墙的板桩式挡土墙结构，拉杆中部应设置可施加预紧力的装置，拉杆和预紧装置宜采用高强度钢材。

7.2.18 钢筋混凝土板桩截面可采用矩形、T 型或圆形等，混凝土强度等级不应低于 C25，用于边坡支挡时桩身混凝土强度不应低于 C30，挡板的混凝土强度等级不应低于 C25。

7.2.19 板桩式挡土墙纵向伸缩缝间距不宜大于 25m。

7.2.20 双排桩式挡土墙适用于场地狭小，难以进行大规模开挖以及兼顾永临结合挡墙支护的情况。工程中常用钢筋混凝土灌注桩（钢板桩或钢管桩）、冠梁或连系梁形成空间门架式的挡土结构。

7.2.21 双排桩的排距宜取为 $2.0D \sim 5.0D$ （ D 为前排桩直径）。连梁的宽度不应小于 D ，高度不宜小于 $0.8D$ ，连梁高度与双排桩排距的比值宜取 $1/6 \sim 1/3$ 。

7.2.22 双排桩式挡土墙前后排桩的连接应采用现浇的混凝土结构，可采用梁或板连接；连梁（板）与前后排桩冠梁应同时浇筑，并保证可靠的连接和受力传递。

7.2.23 双排桩式挡土墙结构的嵌固深度，对淤泥质土，不宜小于 $1.0h$ ；对淤泥，不宜小于 $1.2h$ ；对一般粘性土、砂土，不宜小于 $0.6h$ ，此处， h 为墙顶到河底高度。前排桩桩端宜处于桩端阻力较高的土层。采用泥浆护壁灌注桩时，施工时的孔底沉渣厚度不应大于 50mm ，或应采用桩底后注浆加固沉渣。

7.2.24 双排桩式挡土墙止水帷幕宜放置在前排桩位置，以便检查和修补，为保证桩间挡土和止水，前排桩外侧应挂网喷射混凝土。

7.2.25 加筋挡土墙筋材的构造设计应符合下列规定：

- 1 土工格栅等平面型加筋材竖向间距不宜大于 0.6m ，且不应小于 0.2m 。
- 2 土工格栅的拉筋长度不应小于 0.6 倍墙高，且不应小于 4.0m 。当采用不等长拉筋设计时，同长度拉筋的墙段高度不应小于 3.0m ，且同长度拉筋的截面也应相同，相邻不等长拉筋的长度差不宜小于 1.0m 。
- 3 包裹式加筋挡土墙拉筋水平回折包裹长度不宜小于 2.0m ，加筋土体最上部 1~2 层拉筋的回折长度应适当加长。包裹式加筋挡土墙墙面板宜采用在加筋体中预埋钢筋进行连接，钢筋埋入加筋体中的锚固长度不应小于 3.0m ，钢筋直径宜为 $16 \sim 22\text{mm}$ 。

7.2.26 加筋挡土墙墙面构造设计应符合下列规定：

1 加筋挡土墙的墙面宜采用带企口的预制混凝土块砌筑，但应妥善处理墙面结构的防渗或反滤问题，并可根据墙后填土的潜在破坏面的形状选用刚性筋式或柔性筋式，前者采用加筋带或刚性大的土工格栅，后者采用土工织物。

2 对于有刚性墙面的结构，墙体基础宜采用预制混凝土结构，其宽度不应小于 0.3m，厚度不应小于 0.2m，埋深不应小于 0.6m。

3 面板宜采用预制钢筋混凝土结构，厚度不宜小于 0.15m。筋材长度不应小于墙高的 0.7 倍，且不应短于 2.5m；当墙顶以上有超载时，筋材长度不应短于墙高的 0.8 倍。采用的筋材除应满足结构稳定性要求外，还应考虑耐久性要求。

7.2.27 加筋挡土墙其他构造要求

- 1 加筋挡土墙应设置墙外与墙内的排水措施。
- 2 加筋挡土墙应根据地形、地质、墙高等条件设置沉降缝。
- 3 加筋挡土墙高度大于 10m 时，应考虑设置一定宽度的戗台，并应慎重选择填料。
- 4 沿墙长每隔 15~25m，应设置伸缩缝或沉降缝。
- 5 沿墙长每隔 50~80m，应设置分隔带，分隔带宽度不小于挡土高度的 2 倍。

7.2.28 锚杆挡土墙根据其结构形式可分为板肋式锚杆挡土墙、格构式锚杆挡土墙和排桩式锚杆挡土墙。根据锚杆的类型可分为非预应力锚杆挡土墙和预应力锚杆挡土墙。

7.2.29 锚杆挡墙立柱间距宜采用 2~8m。预应力锚杆自由段长度不应小于 5m，且应超过潜在滑裂面。锚杆的锚固段长度由计算确定。

7.2.30 下列边坡宜采用排桩式锚杆挡土墙：

- 1 位于滑坡区或切坡后可能引发滑坡边坡；
- 2 切坡后可能沿外倾软弱结构面滑动，破坏后果严重边坡；
- 3 高度较大、稳定性较差土质边坡；
- 4 边坡塌滑区内有重要建筑物基础IV类岩质边坡与土质边坡。

7.2.31 在施工期稳定性较好边坡，可采用板肋式或格构式锚杆挡墙。对填方锚杆挡墙，在设计与施工时应采取有效措施防止新填方土体造成锚杆附加拉应力过大。高度较大新填方边坡不宜采用锚杆挡墙方案。

7.2.32 锚杆挡墙支护中锚杆布置应符合下列规定：

- 1 锚杆上下排垂直间距不宜小于 2.5m，水平间距不宜小于 2m；
- 2 当锚杆间距小于上述规定或锚固段岩土层稳定性较差时，锚杆宜采用长短相间方式布置；

- 3 第一排锚杆锚固体上覆土层厚度不宜小于 4m，上覆岩层厚度不宜小于 2m；
- 4 第一锚点位置可设于坡顶下 1.5~2m 处；
- 5 锚杆倾角宜采用 $10^{\circ}\sim 35^{\circ}$ ；
- 6 锚杆布置应尽量与边坡走向垂直，并应与结构面呈较大倾角相交；
- 7 立柱位于土层时宜在立柱底部附近设置锚杆。

7.2.33 立柱、挡板与格构梁混凝土强度等级不应低于 C25。

7.2.34 立柱截面尺寸除应满足强度、刚度与抗裂要求外，还应满足挡板(或拱板)支座宽度、锚杆钻孔与锚固等要求。肋柱截面宽度不宜小于 300mm，截面高度不宜小于 400mm；钻孔桩直径不宜小于 500mm，人工挖孔桩直径不宜小于 800mm。

7.2.35 立柱基础应置于稳定地层内，可采用独立基础、条形基础或桩基础等形式。

7.2.36 对永久性边坡，现浇挡板与拱板厚度不宜小于 200mm。

7.2.37 锚杆挡墙立柱宜对称配筋；当第一锚点以上悬臂部分内力较大或柱顶设单锚时，可根据立柱内力包络图采用不对称配筋作法。

7.2.38 格构梁截面尺寸应按强度、刚度与抗裂要求计算确定，且格构梁截面宽度与截面高度不宜小于 300mm。

7.2.39 永久性锚杆挡墙现浇混凝土构件温度伸缩缝间距不宜大于 20~25m。

7.2.40 锚杆挡墙立柱顶部宜设置钢筋混凝土构造连梁。

7.2.41 当锚杆挡墙锚固区内有建(构)筑物基础传递较大荷载时，除应验算挡墙整体稳定性外，还应适当加长锚杆，并采用长短相间设置方法。

7.2.42 格宾石笼挡墙宜用于边坡坡比不陡于 1:1.5 的边坡支挡，其适用坡体岩土特性、网格材料要求和填料要求同 6.4.18 和 6.4.19 条。用于填土边坡时，可设置加筋网片以增强稳定性能，加筋网片长度应超出滑动范围。

7.2.43 预制混凝土装配式挡土墙布置应符合下列规定：

- 1 预制混凝土装配式挡土墙可根据自然风貌、地质条件、施工条件、土地利用等因素选用墙式护岸或组合式护岸等形式。

- 2 预制混凝土装配式挡土墙的布置应根据工程场址水流、潮汐、风浪特性、河床演变、河岸崩塌情况以及所属水工建筑物的总体布置、功能、特点、运用要求等确定，做到紧凑合理、协调美观。

- 3 预制混凝土装配式挡土墙可由护岸制品、内部回填料、墙后回填料、反滤层、基础等组成，冲刷性河床应设置护脚和护底。

4 预制混凝土装配式挡土墙制品的混凝土强度等级不宜低于 C30。

7.2.44 挡土墙的分段长度应根据结构和地基条件以及材料特性确定。对于钢筋混凝土挡土墙，当建筑在坚实或中等坚实的土质地基上时，其分段长度不宜大于 20m；当建筑在岩石地基上时，其分段长度不宜大于 15m。对于混凝土结构、砌石或混凝土砌体结构的挡土墙，以及建筑在松软土质地基上的钢筋混凝土挡土墙，其分段长度应适当减短。

7.2.45 挡土墙与所属水工建筑物之间、挡土墙与挡土墙应留有永久缝（伸缩沉降缝），永久缝的缝宽可采用 10~25mm。永久缝缝间应铺贴沥青油毡或其他柔性材料。有防渗要求的永久缝内还应设止水。

7.2.46 挡土墙的防渗透与排水布置应根据地基条件和墙前、墙后水位差等因素，结合所属水工建筑物的总体布置要求分析确定。

1 对透水地基，且墙前、墙后水位差较大时，挡土墙底板下宜设置垂直防渗体，墙前渗流出逸处应满足反滤要求。当地基下卧层为相对透水层时，应验算墙前覆盖土层的抗浮稳定性。必要时可采取相应的排水措施。

2 当挡土墙墙前无水或水位较低而墙后水位较高时，宜在墙体内埋设一定数量的排水管。

3 挡土墙墙后填土面应设置性能良好的地表排水设施。

7.2.47 岩石地基上的挡土墙，可根据防渗需要在挡土墙底板高水位侧设置水泥灌浆帷幕。采用砌石材料或预制混凝土装配式的挡土墙，其墙体应采取有效的防渗措施。

7.3 挡土墙稳定计算

7.3.1 挡土墙的稳定计算应根据地基情况、结构特点及施工条件进行计算。在各种荷载组合情况下，挡土墙地基应能满足承载力、稳定和变形的要求。当天然地基不能满足要求时，应根据工程具体情况，因地制宜地作出地基处理设计。

7.3.2 土质地基上挡土墙的计算应根据地基土和填料土的常规物理力学性质试验指标进行。地基土的专门试验项目应根据工程具体情况确定。地基土的剪切试验方法可按 SL 265 的规定选用。基岩物理力学性质指标的试验方法可按 SL 264 的规定选用。

7.3.3 挡土墙墙后填料土应根据防渗排水要求及土料来源等因素，综合选用抗剪强度指标较高的土料。填料土抗剪强度试验指标宜通过试验或工程类比确定。

7.3.4 挡土墙墙后回填土控制含水量与土料最优含水量的允许偏差宜为 $\pm 3\%$ 。填土应分层碾压或夯实，分层厚度不宜大于 0.3m，其压实度的确定应与所属水工建筑物的等级、

所在部位相协调。

7.3.5 挡土墙稳定计算单元应根据其结构及布置型式确定。

1 重力式、半重力式、衡重式、悬臂式、无锚碇墙的板桩式挡土墙和装配式挡土墙可取 1 延长米作为计算单元；

2 扶壁式、空箱式、组合式挡土墙和装配式挡土墙可取两相邻永久缝之间的挡土区段作为计算单元；

3 有锚碇墙的板桩式挡土墙和锚杆挡土墙可取一个锚碇区段作为计算单元；

4 圆弧段挡土结构可按整体进行计算。

7.3.6 土质地基上的挡土墙，凡属下列情况之一者，应进行地基沉降计算：

1 软土地基或下卧层内夹有软弱土层时。

2 挡土墙地基应力接近地基允许承载力时。

3 相邻建筑物地基应力相差较大时。

7.3.7 挡土墙不宜建在不均匀的地基上，否则应采取工程措施。

7.3.8 挡土墙基底渗透压力计算可采用全截面直线分布法，但应考虑设置防渗帷幕及排水孔时对降低渗透压力的作用和效果。挡土墙基底渗透压力可按所属水工建筑物相关的标准的规定计算。

7.3.9 当挡土墙墙后地下水位高于墙前水位时，应验算挡土墙基底的抗渗稳定性，必要时可采取有效的防渗排水措施。位于所属水工建筑物防渗段的挡土墙，应进行墙后侧向渗流计算。

7.3.10 土质地基上挡土墙基底的抗渗稳定性，可按 GB 50287 的规定进行判别。

7.3.11 土质地基和软质岩石地基上的挡土墙基底应力计算应满足下列要求：

1 在各种计算情况下，挡土墙平均基底应力不大于地基允许承载力，最大基底应力不大于地基允许承载力的 1.2 倍；

2 挡土墙基底应力的最大值与最小值之比不大于表 7.3.1 规定的允许值。

表 7.3.1 挡土墙基底应力最大值与最小值之比的允许值

地 基 土 质	荷 载 组 合	
	基 本 组 合	特 殊 组 合
松 软	1.50	2.00
中 等 坚 实	2.00	2.50
坚 实	2.50	3.00
注：对于地震区的挡土墙，其基底应力最大值与最小值之比的允许值可按表列数值适当增大。		

7.3.12 硬质岩石地基上的挡土墙基底应力计算应满足下列要求：

- 1 在各种计算情况下，挡土墙最大基底应力不大于地基允许承载力；
- 2 除施工期和地震情况外，挡土墙基底不应出现拉应力；在施工期和地震情况下，挡土墙基底拉应力不应大于 100kPa。

7.3.13 挡土墙基底应力应按附录 F1 进行计算。

7.3.14 挡土墙沿基底面的抗滑稳定安全系数不应小于表 3.4.2 规定的允许值。

7.3.15 土质地基、岩石地基上挡土墙沿基底面的抗滑稳定安全系数，应按附录 F1 进行计算。

7.3.16 对于采用桩基础的挡土墙，其抗滑稳定性应按桩体材料的变形限制条件控制，并应考虑挡土墙底板对桩顶的嵌固作用，按群桩计算桩基的允许水平承载力。

7.3.17 挡土墙的抗倾覆稳定安全系数，应按附录 F.1.8 计算。

7.3.18 对于衡重式挡土墙，应验算衡重平台板向后倾覆的稳定性。土质和岩石地基上挡土墙抗倾覆稳定安全系数应满足 3.4.8 条和 3.4.9 条规定。计算公式见附录 F.1。

7.3.19 土质地基上的挡土墙，在满足 7.2.12 条 2 款规定的要求时，可不进行抗倾覆稳定计算。

7.3.20 当空箱式挡土墙检修时，应按附录 F.1.8 进行抗浮稳定计算。空箱式挡土墙抗浮稳定安全系数的计算值不应小于 3.4.9 条规定允许值。

7.3.21 对于板桩式挡土墙，应验算板桩入土深度以保证其自身稳定性。有锚碇墙的板桩式挡土墙还应验算锚碇墙的稳定性。计算公式见附录 G.5。

7.3.22 双排桩式的嵌固（抗倾覆）稳定安全系数，不应小于表 3.4.4 规定的允许值。

7.3.23 加筋挡土墙的墙体及其基础的断面以及筋材及其长度，应根据作用于墙上的各项荷载分别按墙体外部稳定性和筋材内部稳定性试算确定。内部稳定性检算应包括拉筋强度、抗拔力检算及墙身强度验算等；外部稳定性验算应包括抗（水平）滑动稳定、抗倾覆稳定、地基承载力验算等，软弱地基上应进行挡土墙与地基的整体滑动稳定性分析。加筋挡土墙结构计算应按 GB/T 50290 执行。

7.3.24 锚杆挡土墙设计应包括下列内容：侧向岩土压力计算；挡墙结构内力计算；立柱嵌入深度计算；锚杆计算与构造设计；挡板、立柱（肋柱或排桩）及其基础设计；边坡变形控制设计；整体稳定性分析；施工方案建议与监测要求。锚杆挡土墙坡顶无建（构）筑物且不需进行边坡变形控制锚杆的挡墙，其侧向岩土压力计算详见附录 E。

7.3.25 格宾石笼应按照整体稳定性和内部稳定性分别计算。

7.3.26 预制混凝土装配式挡土墙的抗滑和抗倾覆稳定应按本规范执行，应满足稳定、应力、变形、渗流控制等方面的要求，并兼顾水生态、水环境。

7.3.27 预制混凝土装配式挡土墙应与所属主体工程整体进行侧向渗流分析，并按现行 GB 50286 的有关规定进行计算，本身不应影响岸坡的渗流稳定。

7.3.28 地基整体稳定计算应符合下列要求：

1 岩石地基和碎石土地基的允许承载力可根据岩石类别、岩石风化程度和碎石土的密实度按现行的有关标准的规定确定。

2 在竖向对称荷载作用下，可按限制塑性区开展深度的方法计算土质地基的允许承载力；在竖向荷载和水平向荷载共同作用下，可按 C_k 法验算土质地基的整体稳定，也可按汉森公式计算土质地基的允许承载力。地基允许承载力可按现行有关标准的规定计算。

3 土质地基上挡土墙的地基整体抗滑稳定可采用瑞典圆弧滑动法计算。当持力层内夹有软弱土层时，应采用折线滑动法(复合圆弧滑动法)对软弱土层进行地基整体抗滑稳定验算。地基整体抗滑稳定安全系数的计算值不应小于表 3.4.3 规定的允许值。

4 当岩石地基持力层范围内存在软弱结构面时，应对软弱结构面进行整体抗滑稳定验算。

5 对于地质条件较差或结构复杂的 1 级、2 级挡土墙，其地基整体抗滑稳定计算应作专门研究。

7.3.29 土质地基上挡土墙的地基沉降可只计算最终沉降量，应选择底板的角点进行计算，计算时应考虑相邻结构的影响。土质地基上挡土墙的最终地基沉降量可按附录 F.2 计算。

7.3.30 土质地基允许最大沉降量和最大沉降差，应以保证挡土墙安全和正常使用为原则，根据具体情况研究确定。土质地基上挡土墙地基最大沉降量不宜超过 150mm，相邻部位的最大沉降差不宜超过 50mm。

7.4 挡土墙结构计算

7.4.1 挡土墙结构应力分析应根据结构布置型式、尺寸、受力特点及工程地质条件进行。

7.4.2 土质地基上重力式、半重力式挡土墙底板的前趾可简化为固支在墙体上的悬臂板，按受弯构件计算；墙底及墙身截面变化处应按偏心受压构件核算截面应力，砌石或混凝土结构还应验算水平截面的剪应力。重力式、半重力式挡土墙结构内力计算公式见附录

G.1。

7.4.3 土质地基上衡重式挡土墙的衡重平台可简化为固支在墙体上的悬臂板，按受弯构件计算；墙底及墙身截面变化处应按偏心受压构件核算截面应力，砌石或混凝土结构还应验算水平截面的剪应力。衡重式挡土墙结构内力计算公式见附录 G.1。

7.4.4 土质地基上悬臂式挡土墙的前趾和底板可简化为固支在墙体上的悬臂板，按受弯构件计算；也可按弹性地基梁计算。墙身可按固支在底板上的悬臂板按受弯构件计算，或按偏心受压构件核算截面应力。悬臂式挡土墙结构内力计算公式见附录 G.2。

7.4.5 土质地基上扶壁式挡土墙底板的前趾可简化为固支在墙体上的悬臂板，按受弯构件计算；底板、墙身距墙身和底板交线 1.5 倍扶壁间距以内部分可简化为三边固支、一边自由的弹性板，按双向板计算，其余部分按单向板计算；扶壁可简化为固支在底板上的悬臂梁，按受弯构件计算，但应加强斜面钢筋布置，并应按中心受拉构件分段计算扶壁与墙身的水平连接强度、扶壁与底板的垂直连接强度。扶壁式挡土墙结构内力计算公式见附录 G.3。

7.4.6 土质地基上空箱式挡土墙底板的前趾可简化为固支在墙体上的悬臂板，按受弯构件计算；底板的空箱部分可简化为四边固支在墙体上的弹性板，按双向板计算；墙身下部 1.5 倍隔墙间距以内部分可简化为三边固支、一边自由的弹性板，按双向板计算，其余部分按单向板计算；墙身也可沿水平向截条按框架计算。空箱式挡土墙结构内力计算公式见附录 G.3。

7.4.7 土质地基上板桩式挡土墙应根据有锚碇墙或无锚碇墙情况分别计算。无锚碇墙的板桩式挡土墙应按悬臂结构计算。有锚碇墙的板桩式挡土墙应按施工顺序，在拉杆未受力前可按悬臂结构计算；拉杆受力后，应按有锚碇墙的结构计算。拉杆应按受拉杆件计算。锚碇墙可按立置的弹性基础板计算。板桩式挡土墙结构内力计算公式见附录 G.5。板桩式挡土墙还应验算桩顶的水平位移，并控制入土点的变位值不宜大于 10mm。

7.4.8 土质地基上板桩式挡土墙结构计算应根据有锚碇墙或无锚碇墙（悬臂板桩式挡土墙）情况分别计算，可采用竖向弹性地基梁法或弹性线法计算，也可采用数值计算；竖向弹性地基梁法可用于单锚和多锚板桩墙入土段的约束状态；弹性线法可用于但锚板桩墙下端处于弹性嵌固的状态，对现浇地下连续墙等刚度较大的前墙不宜采用。

7.4.9 弹性杆的弹性系数应由水平地基反力系数乘杆间距确定。弹性杆的弹性系数计算见附录 G.5。

7.4.10 钢筋混凝土板桩、地下连续墙和预应力混凝土板桩应验算裂缝宽度。

7.4.11 前墙计算应符合下列规定：

- 1 前墙结构构件宜按偏心受压构件设计，轴向力较小时可按受弯构件设计。
- 2 钢板桩（锚碇钢板桩）的单宽强度应按附录 G.5 计算确定。

3 采用 U 形钢板桩时，非焊接组合的 U 形钢板桩的截面惯性矩应进行折减。对于上部设有钢筋混凝土帽梁的 U 形钢板桩墙，折减系数可取 0.9。焊接的组合 U 形钢板桩，截面惯性矩可不进行折减。

7.4.12 锚碇点位移应包含拉杆受力变形、锚碇结构位移及其他因素产生的位移。

7.4.13 锚碇结构构件宜按偏心受压构件设计，当轴向力较小时，可按受弯构件设计。无导梁或无肋的锚碇墙（板）尚应进行冲切强度的验算，并在预留拉杆孔上下和左右两倍构件厚度的范围内设置加强筋。

7.4.14 双排桩式挡土墙应按偏心受压、偏心受拉构件进行截面承载力计算，刚架梁应根据其跨高比按普通受弯构件或深受弯构件进行截面承载力计算。双排桩结构的截面承载力和构造应符合 SL 191《水工混凝土结构设计规范》的有关规定。

7.4.15 双排桩式挡土墙前、后排桩与刚架梁节点处，桩的受拉钢筋与刚架梁受拉钢筋的搭接长度不应小于受拉钢筋锚固长度的 1.5 倍，其节点构造尚应符合 SL 191 的有关规定。

7.4.16 土质地基上加筋挡土墙应根据采用的结构型式和土工织物的材质，按不同计算工况，分别验算其结构应力。加筋挡土墙结构可按 GB/T 50290 的规定计算。

7.4.17 土质地基上锚杆挡土墙应根据采用的结构型式，按不同计算工况，分别验算其结构应力。

7.4.18 对板肋式与排桩式锚杆挡墙，立柱荷载设计值取立柱受荷范围内最不利荷载组合值。

7.4.19 岩质边坡以及坚硬、硬塑状粘土与密实、中密砂土类边坡锚杆挡墙，立柱与锚杆水平分力可按下列规定计算：

- 1 立柱可按支承于刚性锚杆上连续梁计算内力；当锚杆变形较大时立柱宜按支承于弹性锚杆上连续梁计算内力；
- 2 根据立柱下端嵌岩程度，可按铰结端或固定端考虑；

当立柱位于强风化岩层以及坚硬、硬塑状粘土与密实、中密砂土边坡内时，其嵌入深度可按等值梁法计算。

7.4.20 除坚硬、硬塑状粘土与密实、中密砂土类外土质边坡锚杆挡墙，结构内力宜按

弹性支点法计算。当锚固点水平变形较小时，结构内力可按静力平衡法或等值梁法计算。

7.4.21 锚杆挡土墙根据挡板与立柱联结构造不同，挡板可简化为支撑在立柱上水平连续板、简支板或双铰拱板；设计荷载可取板所处位置岩土压力值。岩质边坡挡墙或坚硬、硬塑状粘土与密实、中密砂土等且排水良好挖方土质边坡挡墙，可根据当地工程经验考虑两立柱间岩土形成卸荷拱效应。

7.4.22 当锚固点变形较小时，钢筋混凝土格构式锚杆挡墙可简化为支撑在锚固点上井字梁进行内力计算；当锚固点变形较大时，应考虑变形对格构式挡墙内力影响。

7.4.23 预制混凝土装配式挡土墙应根据工程地质条件、结构形式、尺寸、受力特点等按下列规定进行结构内力分析：

- 1 土质地基上装配式挡土墙底板的前趾可简化为固支在墙体上的悬臂板，按受弯构件计算；也可按弹性地基梁计算。

- 2 底板和护岸制品设有抗剪键的部位应进行截面受剪承载力验算。

- 3 连接构件应按国家现行有关标准进行强度验算。

7.4.24 土质地基上组合式挡土墙应根据不同的结构组合型式，确定其底板和墙身应力的计算方法。受力条件复杂的组合式挡土墙还宜按整体结构采用空间有限单元法进行复核。

7.4.25 岩石地基上的挡土墙，应根据不同的地质条件和结构型式，确定其结构应力的计算方法。对于软质岩石地基，可按土质地基上挡土墙的计算方法计算底板应力。

8 安全监测设计

8.1 一般规定

8.1.1 水利水电工程边坡和挡土墙应根据其级别、类型、高度、结构型式、地形和地质条件，以及与水工建筑物的关系，设置必要的安全监测项目和设施。

8.1.2 安全监测设计应符合下列要求：

- 1 监视边坡和挡土墙在施工期、运行期的工作状态和安全性状。
- 2 指导施工、检验设计。
- 3 为科学研究提供资料。

8.1.3 边坡安全监测设计应遵循下列原则：

- 1 稳定监测应以整体为主，兼顾局部稳定监测，对加固措施应进行重点监测。
- 2 监测项目应统筹安排、配合设置，有针对性的设置监测项目，布设监测仪器和设施。
- 3 监测断面的选择应有代表性，主要监测断面的主要项目宜采用两种以上的监测手段，关键部位的关键仪器宜设备份。
- 4 施工期和运行期的测点宜结合布置；
- 5 测点布置应突出重点。

8.1.4 安全监测设施布置应符合下列规定：

- 1 仪器和电缆应有可靠的保护措施。
- 2 应统筹安排观测站的布设，观测站宜有良好的交通、照明和防潮条件。
- 3 边坡观测通道应根据边坡特点进行规划布置，宜与边坡工程同步建设。

8.1.5 安全监测仪器的选型应符合下列规定：

- 1 应长期稳定、可靠，并应能在恶劣环境中正常工作。
- 2 应与要求的量程和精度相适应。
- 3 应便于操作和维护。

8.1.6 对于 1 级、2 级边坡，宜提出主要监测项目的测值预计变动范围。对于 1 级边坡，必要和具备条件时可设置边坡安全预警系统。

8.1.7 安全监测设计应提出监测设施安装埋设、监测方法、初始值获取、观测频次、观测精度、自动化监测、监测资料整编与分析、巡视检查等技术要求。

8.1.8 对于 1、2 级边坡，宜设置具有数据自动采集和数据管理分析功能的自动化监测系统，但应进行专项设计。采用自动化监测时，还应具备人工监测条件。

e.9 监测数据和巡视检查成果宜采用监测信息管理系统进行管理，并及时完成入库、整编和分析。

8.2 边坡安全监测项目设置和设施布置

8.2.1 1 级、2 级和 3 级边坡监测项目设置应符合表 8.2.1 的规定。

表 8.2.1 边坡仪器监测项目设置

序号	监测项目		边坡级别		
			1 级	2 级	3 级
1	巡视检查	裂缝、坍塌、排水、支护、监测设施等	●	●	●
2	变形监测	表面位移	●	●	●
		内部位移	●	☆	—
		倾斜	☆	☆	—
		裂缝	○	☆	—
3	渗流监测	地下水位	●	●	☆
		孔隙压力	○	☆	—
		渗流量	☆	—	—
4	强震监测	地震动加速度	☆	☆	☆
5	爆破影响监测	质点振动速度	○	☆	—
6	地应力监测	应力	☆	—	—
注：表中 ●为应设项目，○为宜设项目，☆为可设项目。					

8.2.2 库（河）水位、降雨量和气温等环境量监测宜与水工建筑物统筹考虑。

8.2.3 边坡应按区段设置监测断面和测点，并应符合下列规定：

- 1 1 级边坡宜不少于 3 个监测断面。
- 2 2 级、3 级边坡不应少于 1 个监测断面。
- 3 每个监测断面上的表面位移测点不宜少于 3 个，其他监测项目的测点不宜少于 1 个。但对于地下水位高的 1 级边坡，每个断面的地下水位测点不宜少于 2 个。
- 4 地质条件复杂的边坡宜增设监测断面或测点。

8.2.4 表面位移监测应符合下列规定：

- 1 表面水平位移测点宜按照准直线法、前方交会法、极坐标法和 GNSS 法的监测要求布设，也可按照边角网法或收敛法布设，1 级岩质边坡可同时按照垂线法布设，监

测工作基点宜与外部基准点组成边角网。

2 表面垂直位移监测点宜按照精密水准法、三角高程法和 GNSS 法布设。采用三角高程法监测垂直位移时，宜与边角网结合组成“三维网”。

3 表面位移工作基点宜布设在边坡附近、边坡变形影响的范围之外，且不受外界干扰、交通方便的部位。监测工作基点宜与外部基准点组成边角网。

8.2.5 内部变形监测应符合下列规定：

- 1 内部变形监测点宜按照多点位移计法、钻孔测斜仪法布设。
- 2 块状、层状和碎裂结构的岩质边坡内部位移宜采用多点位移计监测。
- 3 多点位移计钻孔宜穿过断层、节理裂隙密集带、夹泥层和岩石破碎带。
- 4 钻孔底部的测点宜锚固在相对稳定的岩体内，否则应在孔口附近增设 1 个表面水平位移测点。
- 5 钻孔宜布设在马道上，孔口附近宜布设 1 个表面水平位移测点。
- 6 钻孔宜为竖直向布置，底部宜深入潜在滑动面以下 5m。
- 7 钻孔测斜仪可采用活动式或固定式。
- 8 边坡较高时，宜采用多级测斜孔组合的方式进行监测。
- 9 测斜孔可兼作为地下水位监测孔。

8.2.6 倾斜监测应符合下列规定：

- 1 宜采用倾角计，也可采用水准仪。
- 2 测点宜布设在马道上。
- 3 倾斜仪应和边坡牢固结合，并设保护装置。

8.2.7 裂缝监测应符合下列规定：

- 1 裂缝宜采用电测测缝计，也可采用机械式测缝计、伸缩仪或千分卡尺等。
- 2 测缝计宜设在有代表性的裂缝部位。

8.2.8 渗流监测应符合下列规定：

- 1 地下水位可采用渗压计或测压管监测。
- 2 土质边坡孔隙压力监测宜采用渗压计。
- 3 对压力引水隧洞可能存在内水外渗的边坡部位，宜有针对性的布置测点。
- 4 如边坡内有不同的含水层时，宜分层进行地下水位监测。
- 5 渗流量宜分区量测。

8.2.9 1 级、2 级和 3 级边坡的加固措施监测项目设置应符合表 8.2.8 的规定。

表 8.2.8 边坡加固措施的监测项目设置

序号	加固措施	监测项目	边坡级别		
			1 级	2 级	3 级
1	预应力锚杆	锚固力	●	●	○
2	非预应力锚杆	应力	○	☆	—
3	抗滑桩	水平位移	○	☆	—
		应力	☆	—	—
		侧向压力	☆	—	—
4	抗滑洞塞	应力	☆	—	—
		岩土压力	☆	—	—

注：表中 ●为应设项目，○为宜设项目，☆为可设项目。

8.2.10 加固措施监测应符合下列规定：

- 1 预应力锚杆的锚固力监测宜采用锚杆测力计。预应力锚固力的锚杆监测数量应不小于预应力锚杆总数的 5%，1 级、2 级边坡预应力锚杆监测数量不宜少于 3 根，应重点布设在地质复杂部位。
- 2 非预应力锚杆应力监测宜采用锚杆测力计或点焊式应变计，其监测数量可根据边坡的具体情况确定。
- 3 抗滑桩的水平位移、应力、侧向压力监测数量可根据边坡的具体情况确定。
- 4 抗滑洞塞的应力、岩土压力监测数量可根据边坡的具体情况确定。

8.3 挡土墙安全监测项目设置和设施布置

8.3.1 1 级、2 级和 3 级挡土墙监测项目设置应符合表 8.3.1 的规定。

表 8.3.1 挡土墙监测项目设置

序号	监测项目		边坡级别		
			1 级	2 级	3 级
1	巡视检查	变形、裂缝、坍塌、排水、监测设施等	●	●	●
2	变形监测	水平位移	●	●	○
		垂直位移	●	●	○
		裂缝	○	○	☆
3	应力监测	结构应力	○	—	—
		地基反力	○	—	—
		墙后土压力	○	—	—
		墙后地下水位	○	—	—

注：1、表中 ●为应设项目，○为宜设项目，☆为可设项目。
2、挡土墙在施工期或运行中出现裂缝时，裂缝监测为必设。

8.3.2 挡土墙的安全监测应与所属水工建筑物一并考虑。

8.3.3 挡土墙的安全监测应与其相关的边坡加固措施统筹考虑。

8.4 安全监测资料的整编与分析

8.4.1 安全监测设计提出的监测资料整编与分析应包括监测物理量计算、监测数据存储入库、监测成果可靠性检查、监测资料整编初步分析。

8.4.2 安全监测设计应对监测资料的整编与分析提出下列要求：

e 仪器安装埋设完成后，应及时取得各监测项目的初始值。

2 对施工期取得的监测资料应进行快速整理、分析，并及时反馈。

3 安全监测资料及其整编和分析成果应及时移交给工程管理部门。

8.4.3 根据监测资料分析边坡和挡土墙安全性状时，宜以变形监测作为主要控制指标。并应按照累计位移、变形速率、加速度等变化情况，并结合其他监测资料，综合评价边坡和挡土墙安全性状。

附录A 边坡失稳模式判别及岩质边坡稳定性初判

A.0.1 岩质边坡可能的失稳模式可按照表 A.0.1 进行判别。

表 A. 0. 1 不同类型的岩质边坡可能的失稳模式

岩体		可能的失稳模式
类型	亚类	
块状结构	整体状结构	1 多沿某一结构面或复合结构面滑动 2 节理或节理组易形成楔形体滑动 3 发育陡倾结构面时，易形成崩塌
	块状结构	
	次块状结构	
层状结构	层状同向结构	1 层面或软弱夹层易形成滑动面，坡脚切断后易产生滑动 2 倾角较陡时易产生溃屈或倾倒 3 倾角较缓时坡体易产生倾倒变形 4 节理或节理组易形成楔形体滑动 5 稳定性受坡角与岩层倾角组合、岩层厚度、顺坡向软弱结构面的发育程度及抗剪强度所控制
	层状反向结构	1 岩层较陡或存在有陡倾结构面时，易产生倾倒弯曲松动变形 2 坡脚有软层时，上部易拉裂或局部崩塌、滑动 3 节理或节理组易形成楔形体滑动 4 稳定性受坡角与岩层倾角组合、岩层厚度、层间结合能力及反倾结构面发育与否所控制
	层状斜向结构	1 易形成层面与节理组成的楔形体滑动或崩塌 2 节理或节理组易形成楔形体滑动 3 层面与坡面走向夹角越小，滑动的可能性越高
	层状平叠结构	1 存在有陡倾节理时，易形成崩塌 2 节理或节理组易形成楔形体滑动 3 在坡底有软弱夹层时，在孔隙水压力或卸荷作用下，易产生向临空面的滑动
碎裂结构	镶嵌碎裂结构	边坡稳定性差，坡度取决于岩块间的镶嵌情况和岩块间的咬合力，失稳类型多以圆弧状滑动为主
	碎裂结构	
散体结构		边坡稳定性差，坡角取决于岩体的抗剪强度，呈圆弧状滑动

A.0.2 土质边坡可能的失稳模式可按照表 A.0.2 进行判别。

表 A.0.2 不同类型的土质边坡可能的失稳模式

土类	边坡类型	主要特征	影响稳定的主要因素	可能的主要变形破坏形式	与水利水电工程关系
均质土边坡	粘性土边坡	以粘粒为主，一般干时坚硬，遇水膨胀崩解。某些粘土具大孔隙性（如山西南部的粘土），某些粘土甚坚固（如南方网纹红土），某些粘土呈半成岩状，但含可溶盐量高（如黄河上游的粘土），某些粘土具水平层理（如淮河下游的粘土）	1 矿物成分，特别是亲水、膨胀、溶滤性矿物含量 2 节理裂隙的发育状况 3 水的作用 4 冻融作用	1 裂隙性粘土常沿光滑裂隙面形成滑面，含膨胀性亲水矿物粘土易产生滑坡，巨厚层半成岩粘土高边坡，因坡脚蠕变可导致高速滑坡 2 因冻融产生剥落 3 坍塌	1 作为水库或渠道边坡，因蓄水、输水可能引起部分粘土边坡变形滑动，注意库岸大范围粘土边坡滑动带来不利影响 2 寒冷地区工程边坡因冻融剥落而破坏
	砂性土边坡	以砂粒为主，结构较疏松，凝聚力低为其特点，透水性较大，包括厚层全风化花岗岩残积层	1 颗粒成分及均匀程度 2 含水情况 3 振动 4 外水及地下水作用及密实程度	1 饱和均质砂性土边坡，在振动力作用下，易产生液化滑坡 2 管涌、流土 3 坍塌和剥落	1 在高地震烈度区的渠道边坡或其他建筑物边坡，地震时产生液化滑坡 2 机械震动也可能出现局部滑坡 3 基坑排水时易出现破坏
非均质土边坡	层状土边坡	坡体由相同或不同成因的天然层状土体组合而成，各层具不同厚度、不同组分、不同物理力学性质	1 层理产状 2 各土层物理力学性质及土层组合型式 3 地下水赋存状态 4 软弱土层或隔水层面对边坡稳定影响较大	1 滑动 2 坍塌 3 饱和含水的砂性土易产生液化滑坡	因开挖边坡断脚、或坡体含水量变化、饱和等因素，导致坡体沿软弱层发生变形失稳
	碎石土边坡	由坚硬岩石碎块和砂土颗粒或砾质土组成的边坡，可分为堆积、残坡积混合结构、多元结构	1 粘土颗粒的含量及分布特征 2 坡体含水情况 3 下伏基岩面产状	1 土体滑坡 2 坍塌	因施工切挖导致局部坍塌，作为库岸边坡因水库蓄水可导致局部坍塌或上部坡体开裂，库水骤降易引起滑坡
	岩土混合边坡	边坡上部为土层、下部为岩层，或上部为岩层、下部为土层（全风化岩石），多层叠置	1 下伏基岩面产状 2 水对土层浸泡，水渗入土体	1 土层沿下伏基岩面滑动 2 土层局部坍塌 3 上部岩体沿土层蠕动或错落	叠置型岩土混合边坡基岩面与边坡同向且倾角较大时，蓄水、暴雨后或振动时易沿基岩面产生滑动
特殊性土边坡	黄土边坡	以粉粒为主、质地均一。一般含钙量高，无层理，但柱状节理发育，天然含水量低，干时坚硬，部分黄土遇水湿陷，有时呈固结状，有时呈多元结构。	主要是水的作用，因水湿陷，或水对边坡浸泡，水下渗使下垫隔水粘土层泥化等	1 崩塌 2 张裂 3 湿陷 4 高或超高边坡可能出现高速滑坡	渠道边坡，因通水可能出现滑坡；库岸边坡因库水浸泡可能坍塌或滑动；黄土塬上灌溉使地下水位抬高，可出现黄土湿陷，谷坡开裂崩塌，半成岩黄土区深切河谷可出现高速滑坡；因湿化引起古滑坡复活
	软土边坡	以淤泥、泥炭、淤泥质土等抗剪强度极低的土为主，塑流变形严重。	1 土性软弱（低抗剪强度高压缩性塑流变形特性） 2 外力作用、振动	1 滑坡 2 塑流变形 3 坍塌、边坡难以成形	渠道通过软土地区因塑流变形而不能成形，坡脚有软土层时，因软土流变挤出使边坡坐塌
	膨胀土边坡	具有特殊物理	1 干湿变化	1 浅层滑坡	边坡开挖后因自然条

		力学特性，因富含蒙脱石等易膨胀矿物，内摩擦角很小，干湿效应明显	2 水的作用	2 浅层崩解	件变化、表层膨胀、崩解引起连续滑动或坍塌
	分散性土边坡	属中塑性土及粉质粘土类，含一定量钠蒙脱石，易被水冲蚀，尤其遇低含盐量水，表面土粒依次脱落，呈悬液或土粒被流动的水带走，迅速分散	1 低含盐量环境水 2 孔隙水溶液中钠离子含量较高，介质高碱性 3 土体裸露，水土接触	1 冲蚀孔洞、孔道 2 管涌、崩陷和溶蚀孔洞。 3 坍滑、崩塌利滑坡	堤坝和渠道边坡在施工和运行中随机发生变形破坏或有潜在危机

A.0.3 不同失稳模式的破坏特征、机制和破坏面形态可按照表 **A.0.3** 确定。

表 A. 0. 3 边坡失稳特性和破坏机制

序号	失稳模式		失稳特征	破坏机制	破坏面形态
1	崩塌		边坡局部岩体松动、脱落,主要运动形式为自由落体或滚动	拉裂破坏。 岩体存在临空面,在结合力小于重力时发生崩塌	—
2	滑动	平面形	边坡岩体沿某一结构面整体滑移	剪切—滑移破坏。 结构面临空,坡脚岩层被剪断	层面或贯通性结构面形成滑动面
		弧面形	土质及散体结构的边坡,沿弧形滑动面滑移	剪切—滑移破坏。 岩体剪切强度偏低。坡高、坡脚偏大	圆弧形滑动面
		折线形	边坡岩体沿两个或两个以上结构面的平面型滑动	剪切—滑移破坏。 结构面临空或坡脚岩体被剪断	层面、贯通性结构面形成的组合滑动面
		楔形体	结构面组合的楔形体,沿滑动面交线方向滑动	剪切—滑移破坏。 结构面临空	两个以上滑动面组合
3	蠕变	倾倒	层状岩体、似层状岩体、或陡倾坡内结构面发育的块状岩体中,岩层向临空方向弯曲、拉裂、倒塌的一种变形破坏型式	弯曲—拉裂破坏。 由于岩层薄,强度低,表部岩层在风化及重力作用下产生弯曲	沿软弱结构面与折断面追踪形成
		溃屈	层状结构顺向边坡的上部岩体沿软弱面蠕滑,由于下部受阻而出现岩层鼓起、碎裂、脱层的现象	滑移—弯曲破坏。 坡向剪应力过大,层面间的结合力偏小,上部坡体沿软弱面蠕滑,由于下部受阻而发生纵向弯曲。	层面拉裂,局部滑移
		拉裂	边坡岩体沿平缓面向临空方向产生蠕变滑移,使局部拉应力集中而出现拉裂、扩展、移动的现象	塑流—拉裂破坏。 重力作用下,软岩变形使上部岩体失稳	软岩中变形带
4	流动		碎屑类土石堆积体在重力重用下,向坡脚或峡谷运移,形成碎屑流	流动破坏。 碎屑体饱水后在重力作用下,产生流动	碎屑体内流动,无明显滑动面

附录B 岩质边坡稳定性初步判别

B.0.1 采用极射赤平投影法初步判别岩质边坡稳定性时，可采用下半球等面积投影法；进行滑动破坏判别时，可采用大圆分析法或极点分析法；进行倾倒破坏判别时，可采用极点分析法。

B.0.2 采用极射赤平投影法初步判别岩质边坡稳定性时，若边坡体存在多组结构面，应对结构面进行分组，再进行稳定性判别。

B.0.3 采用大圆分析法初步判别岩质边坡失稳可能性时，宜按下列步骤做出大圆分析法极射赤平投影图（图 B.0.3）并进行边坡稳定性判别：

- 1 按坡面的倾向 α_s 、倾角 β_s 绘出边坡面大圆。
- 2 按岩体结构面的摩擦角 φ 绘出摩擦圆。
- 3 按 $\beta_s \geq \beta \geq \varphi$ 的原则绘出可能的滑动区。
- 4 按结构面的产状绘出结构面大圆。
- 5 任意两组结构面大圆的交点落入图 B.0.3 所示的滑动区，则认为边坡可能失稳。

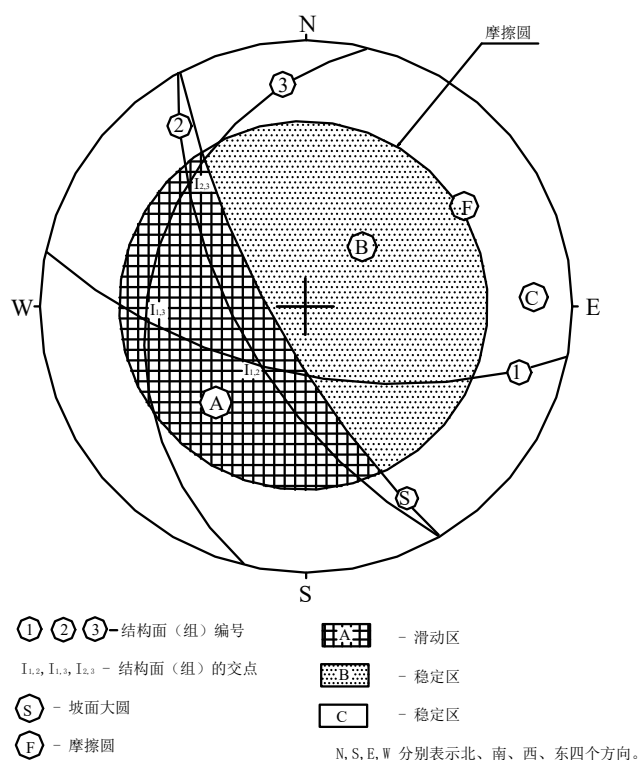


图 B.0.3 大圆分析法极射赤平投影图

B.0.4 对于单组结构面的岩质边坡，宜按下列步骤绘制单组结构面极射赤平投影（图 B.0.4）并进行边坡稳定性判别：

- 1 按坡面的倾向 α_s 、倾角 β_s 绘出边坡面大圆。

- 2 绘出边坡的倾向线。
- 3 在倾向线两侧绘出 30° 的倾斜线。
- 4 按岩体结构面的摩擦角 φ 绘出摩擦圆。
- 5 由 30° 的倾斜线、摩擦圆和坡面大圆围成的区域就是可能的滑动区。
- 6 按结构面的产状绘出结构面大圆和倾向线。
- 7 当结构面大圆和倾向线落入图 B.0.4 所示的阴影区域时，则认为边坡可能失稳。

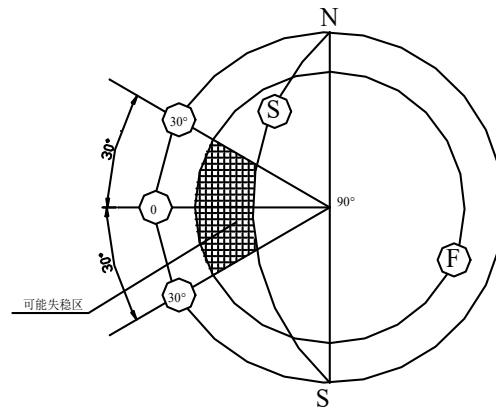


图 B. 0. 4 单组结构面极射赤平投影图

B.0.5 采用极点分析法初步判别岩质边坡稳定性时，宜按下列步骤作出极点分析法极射赤平投影（图 B.0.5）并进行边坡稳定性判别：

- 1 按坡面的倾向 α_s 、倾角 β_s 绘出边坡面大圆。
- 2 按岩体结构面的摩擦角 φ 绘出摩擦圆。
- 3 按坡面的倾斜线和视倾角绘出边坡可能的滑动区。
- 4 绘出可能的倾倒区。
- 5 绘出结构面及其交线的极点。
- 6 若结构面极点或两组结构面交线极点落入图 B.0.5 所示的滑动区或倾倒区，则认为边坡可能滑动或倾倒。

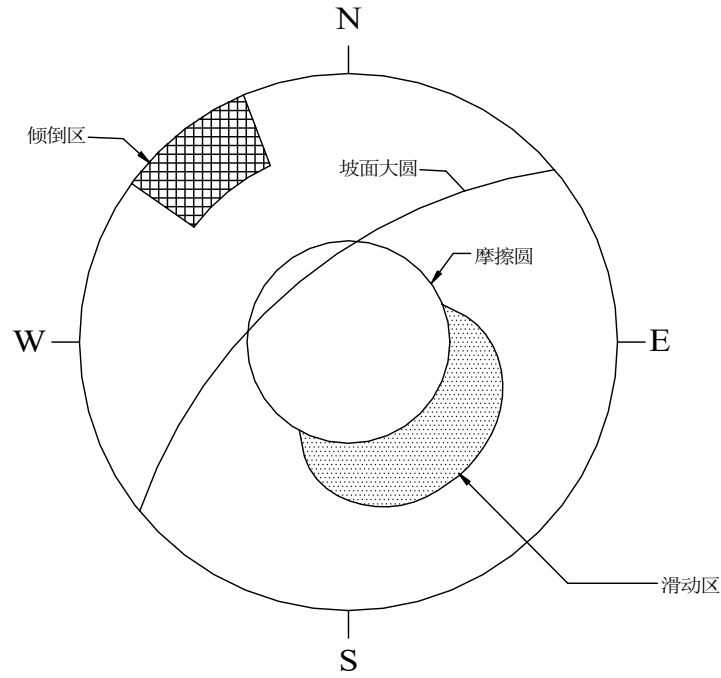


图 B. 0. 5 极点分析法极射赤平投影图

B.0.6 可能发生倾倒变形的边坡可根据下列条件判别：

- 1 与坡面走向近于平行的反坡结构面发育。
- 2 结构面切割块体重心线位于块体外侧；。
- 3 坡角、结构面倾角和摩擦角（图 B.0.6）三者之间需要满足下式：

$$\beta > (90^\circ - \alpha) + \varphi_j \quad (\text{B.0.6})$$

式中： α — 边坡面倾角（°）；

β — 反倾结构面视倾角（°）；

φ_j — 结构面摩擦角（°）。

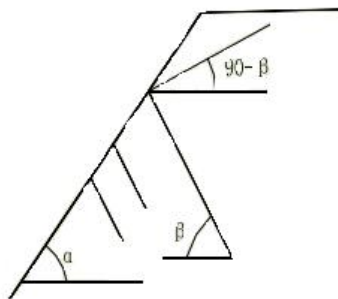


图 B. 0. 6 坡角、结构面倾角和摩擦角示意图

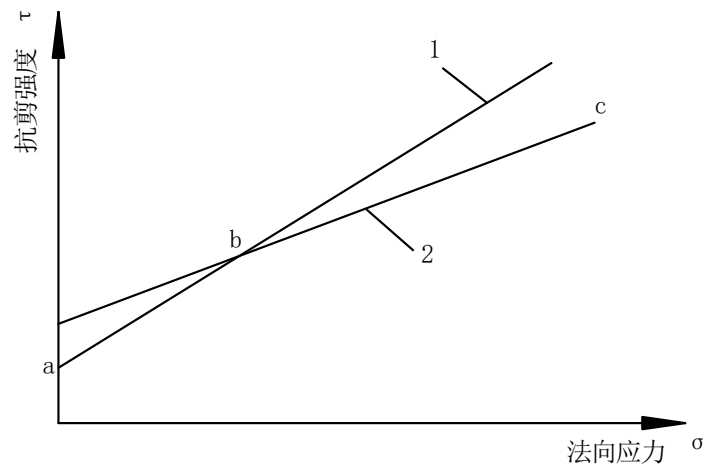
B.0.7 岩质边坡稳定性的初步判别也可采用工程地质类比法进行判别。

附录C 岩土体抗剪强度指标确定

C.0.1 对粘性土边坡，抗剪强度指标的测定和应用方法可按表 C.0.1 选用。

表 C.0.1 粘性土边坡抗剪强度指标的测定和应用

工况	抗剪强度指标	试验仪器	试验方法与代号
施工开挖和水位 降落	有效应力指标 (c' , φ')	三轴仪	固结不排水剪 (CU) 测 孔隙压力
		直剪仪	慢剪 (S)
	总应力指标 (c_{cu} , φ_{cu})	三轴仪	固结不排水剪 (CU)
		直剪仪	固结快剪 (CQ)
稳定渗流	有效应力指标 (c' , φ')	三轴仪	固结排水剪 (CD)
		直剪仪	慢剪 (S)
填筑施工期	总应力指标 c_u , φ_u	三轴仪	不排水剪 (UU)
		直剪仪	快剪 (Q)



1— 有效强度包线 CD； 2— 固结不排水剪总强度包线 CU 或不排水剪强度包线 UU

图 C.0.1 强度包线的组合

C.0.2 在施工开挖和水位降落工况下，宜采用有效应力法和总应力法同时计算抗剪强度，以计算较小的稳定安全系数为准。

C.0.3 抗剪强度指标采用总应力法计算时，施工开挖和水位降落期，应采用图 C.0.1 中的 CD 和 CU 下包线 abc，填筑施工期应采用图 C.0.1 中的直线 2。

C.0.4 抗剪强度指标宜取小值平均值，对三轴试验应作应力圆，直径和圆心均采用小值平均值。

附录D 边坡稳定计算

D.1 稳定计算

D.1.1 当采用简化毕肖普法（见图 D.1.1）计算抗滑稳定安全系数时，应按（D.1.1）式计算：

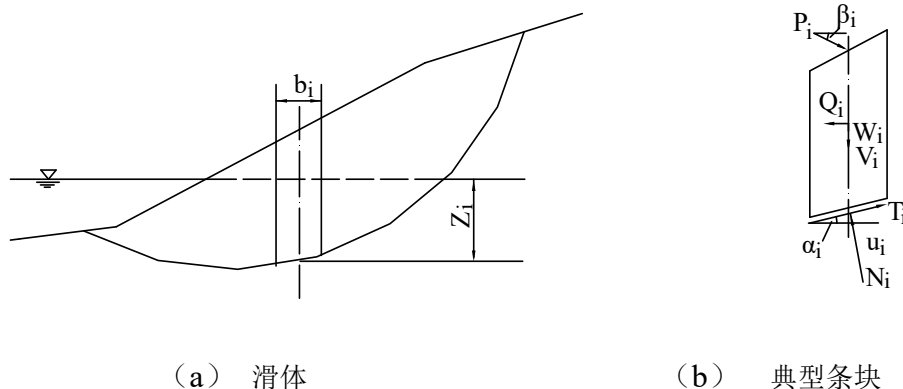


图 D.1.1 简化毕肖普法计算简图

$$K = \frac{\sum \{[(W_i + V_i + P_i \sin \beta_i) \sec \alpha_i - u_i b_i \sec \alpha_i] \tan \phi'_i + c'_i b_i \sec \alpha_i\} / (1 + \tan \alpha_i \tan \phi'_i / K)}{\sum [(W_i + V_i + P_i \sin \beta_i) \sin \alpha_i + M_{Q_i} / R - P_i h_{pi} \cos \beta_i / R]} \quad (\text{D.1.1})$$

式中 W_i ——第 i 条块重量 (kN)；

V_i ——第 i 条块垂直向地震惯性力 (V 向上取“—”，向下取“+”) (kN)；

P_i ——作用于第 i 条块的外力 (不含坡外水压力) (kN)；

u_i ——第 i 条块底面的单位孔隙压力 (kN / m)；

b_i ——第 i 条块宽度 (m)；

α_i ——第 i 条块底面与水平面的夹角 (以水平线为起始线，逆时针为正角，顺时针为负角) ($^\circ$)；

β_i ——第 i 条块的外力 P_i 与水平线的夹角 (以水平线为起始线，顺时针为正角，逆时针为负角) ($^\circ$)；

c'_i 、 ϕ'_i ——第 i 条块底面的有效凝聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^\circ$)；

M_{Q_i} ——第 i 条块水平向地震惯性力 Q_i 对圆心的力矩 (kN · m)；

Q_i ——第 i 条块水平向地震惯性力 (Q_i 方向与边坡滑动方向一致时取“+”，反之取“—”) (kN)；

h_{P_i} ——第 i 条块的外力 P_i 水平方向分力对圆心的力臂 (m)；

R ——滑动面圆弧半径 (m)；

K ——抗滑稳定安全系数。

D.1.2 当采用摩根斯顿—普赖斯法计算抗滑稳定安全系数时,应按下列改进方法计算:

1 改进方法 1 (见图 D.1.2-1) 应按 (D.1.2-1) 式~ (D.1.2-10) 式计算:

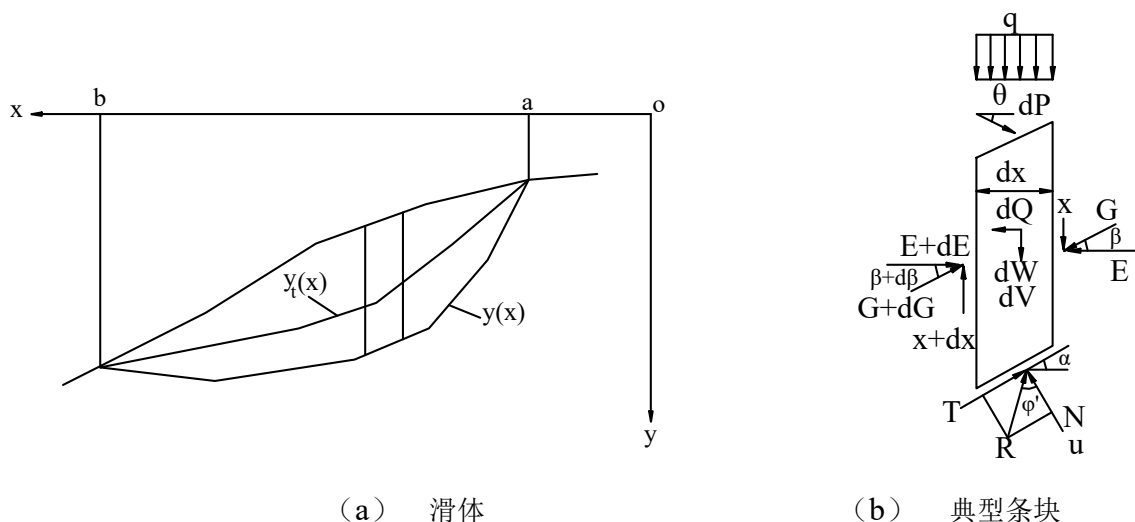


图 D.1.2-1 摩根斯顿—普赖斯法（改进方法 1）计算简图

$$\int_a^b p(x)s(x)dx = 0 \quad (\text{D.1.2-1})$$

$$\int_a^b p(x)s(x)t(x)dx - M_e + M_p = 0 \quad (\text{D.1.2-2})$$

$$\begin{aligned}
 p(x) = & \left(\frac{dW}{dx} + \frac{dV}{dx} + q + \frac{dP}{dx} \sin \theta \right) \sin(\tilde{\varphi}' - \alpha) - u \sec \alpha \sin \tilde{\varphi}' \\
 & + \tilde{c}' \sec \alpha \cos \tilde{\varphi}' - \left[\frac{dQ}{dx} - \frac{dP}{dx} \cos \theta \right] \cos(\tilde{\varphi}' - \alpha)
 \end{aligned} \tag{D.1.2-3}$$

$$s(x) = \sec(\tilde{\varphi}' - \alpha + \beta) \exp \left[- \int_a^x \tan(\tilde{\varphi}' - \alpha + \beta) \frac{d\beta}{d\zeta} d\zeta \right] \quad (\text{D.1.2-4})$$

$$t(x) = \int_a^x (\sin \beta - \cos \beta \tan \alpha) \exp \left[\int_a^\xi \tan(\tilde{\varphi}' - \alpha + \beta) \frac{d\beta}{d\zeta} d\zeta \right] d\xi \quad (\text{D.1.2-5})$$

$$M_e = \int_a^b \frac{dQ}{dx} h_e dx \quad (D.1.2-6)$$

$$M_p = \int_a^b \frac{dP}{dx} l_p \cos \theta \, dx \quad (\text{D.1.2-7})$$

$$\tilde{c}' = \frac{c'}{K} \quad (\text{D.1.2-8})$$

$$\tan \tilde{\varphi}' = \frac{\tan \varphi'}{K} \quad (\text{D.1.2-9})$$

$$\tan \beta = \lambda f(x) \quad (\text{D.1.2-10})$$

式中 dx ——条块宽度 (m);

c' 、 ϕ' ——条块底面上的有效凝聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^{\circ}$) ;

 $\bar{c}'$ 、 $\bar{\phi}'$ ——条块底面上折减后的有效凝聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^{\circ}$)；

dW ——条块重量 (kN) ;

q ——条块顶部的垂直均布荷载 (kN / m) ;

M_e ——各条块水平地震惯性力对条块底部中点力矩之和 (kN · m) ;

M_P ——各条块加固力的水平分力对条块底部中点力矩之和 (kN · m) ;

dQ 、 dV ——分别为条块的水平向和垂直向地震惯性力 (dQ 方向与边坡滑动方向一致时取“+”，反之取“-”； dV 向上取“-”，向下取“+”) (kN) ;

dP ——作用于条块的外力 (不含坡外水压力) (kN) ;

u ——作用于条块底面的单位孔隙压力 (kN/m) ;

α ——条块底面与水平面的夹角 (以水平线为起始线，逆时针为正角，顺时针为负角) ($^{\circ}$) ;

β ——条块侧面的合力与水平方向的夹角 (以水平线为起始线，逆时针为正角，顺时针为负角) ($^{\circ}$) ;

$d\beta$ ——相对于上一条块的条块侧面合力与水平方向的夹角的增量 ($^{\circ}$) ;

λ ——确定 $\tan \beta$ 值的待定系数;

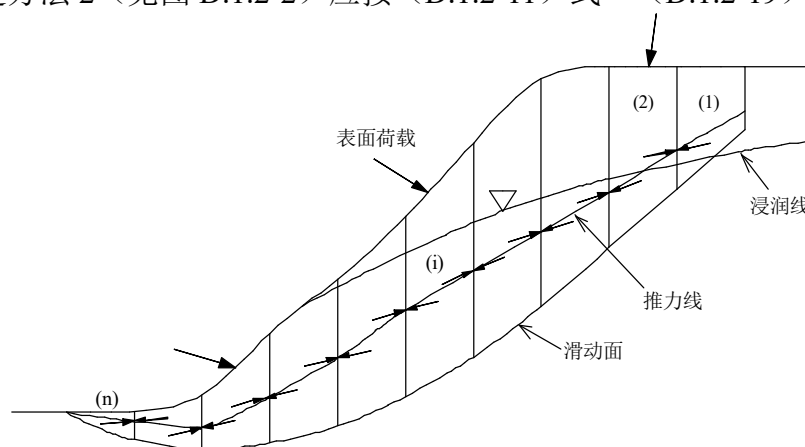
$f(x)$ —— $\tan \beta$ 值在 x 方向上的分布形状，可取 $f(x) = 1$;

θ ——外力与水平方向的夹角 (以水平线为起始线，顺时针为正角，逆时针为负角) ($^{\circ}$) ;

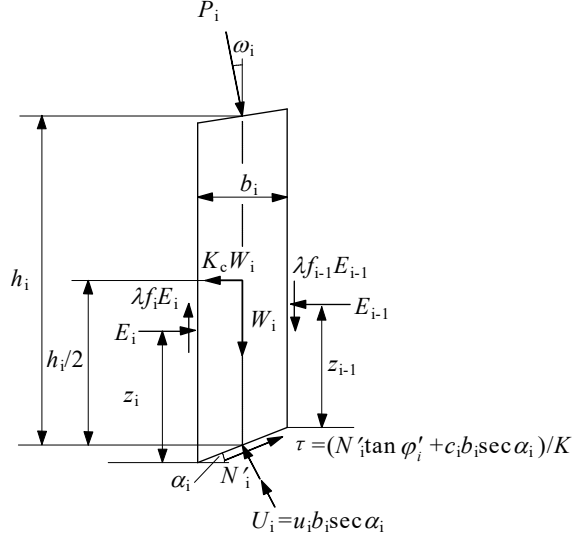
h_e ——水平地震惯性力到条块底面中点的垂直距离 (m) ;

l_p ——外力的水平分力到条块底面中点的垂直距离 (m) 。

2 改进方法 2 (见图 D.1.2-2) 应按 (D.1.2-11) 式~(D.1.2-19) 式计算:



(a) 滑体



(b) 典型条块

图 D.1.2-2 摩根斯顿—普赖斯法（改进方法 2）计算简图

$$K = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \left(R_i \cdot \prod_{j=i}^{n-1} \psi_j \right) + R_n}{\sum_{i=1}^{n-1} \left(T_i \cdot \prod_{j=i}^{n-1} \psi_j \right) + T_n} \quad (\text{当 } E_0 = 0 \quad ; \quad E_n = 0 \text{ 时}) \quad (\text{D.1.2-11})$$

$$R_i = [W_i \cos \alpha_i - K_c W_i \sin \alpha_i + P_i \cos(\omega_i - \alpha_i) - U_i] \tan \phi'_i + c'_i b_i \sec \alpha_i \quad (\text{D.1.2-12})$$

$$T_i = W_i \sin \alpha_i + K_c W_i \cos \alpha_i - P_i \sin(\omega_i - \alpha_i) \quad (\text{D.1.2-13})$$

$$\psi_{i-1} = \frac{(\sin \alpha_i - \lambda f_{i-1} \cos \alpha_i) \tan \phi'_i + (\cos \alpha_i + \lambda f_{i-1} \sin \alpha_i) K}{\Phi_{i-1}} \quad (\text{D.1.2-14})$$

$$\lambda = \frac{\sum_{i=1}^n [b_i (E_i + E_{i-1}) \tan \alpha_i + K_c W_i h_i - 2 P_i \sin \omega_i h_i]}{\sum_{i=1}^n [b_i (f_i E_i + f_{i-1} E_{i-1})]} \quad (\text{当 } M_0 = 0 \quad ; \quad M_n = 0 \text{ 时}) \quad (\text{D.1.2-15})$$

$$M_i = E_i z_i \quad (\text{D.1.2-16})$$

$$E_i \Phi_i = \psi_{i-1} E_{i-1} \Phi_{i-1} + K T_i - R_i \quad (\text{D.1.2-17})$$

$$\Phi_i = (\sin \alpha_i - \lambda f_i \cos \alpha_i) \tan \phi'_i + (\cos \alpha_i + \lambda f_i \sin \alpha_i) K \quad (\text{D.1.2-18})$$

$$\Phi_{i-1} = (\sin \alpha_{i-1} - \lambda f_{i-1} \cos \alpha_{i-1}) \tan \phi'_{i-1} + (\cos \alpha_{i-1} + \lambda f_{i-1} \sin \alpha_{i-1}) K \quad (\text{D.1.2-19})$$

式中 K_c ——水平地震惯性力影响系数；

α_{i-1} ——第 $i-1$ 条块底面与水平面的夹角（以水平线为起始线，逆时针为正角，顺时针为负角）（°）；

ω_i ——第 i 条块外力 P_i 与竖直方向夹角（以铅垂线为起始线，逆时针为正角，顺时针为负角）（ $^\circ$ ）；

M_i ——第 i 条块和第 $i+1$ 条块间的条间力矩（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）；

z_i ——第 i 条块和第 $i+1$ 条块间的条间力 E_i 至条块侧面底的距离；

h_i ——第 i 条块高度（ m ）；

U_i ——第 i 条块底面水压力的合力（ kN ）， $U_i = u_i b_i \sec \alpha_i$ ；

ϕ'_{i-1} ——第 $i-1$ 滑动条块底面的有效内摩擦角（ $^\circ$ ）；

E_i 、 E_{i-1} ——作用于第 i 条块的左右两边条块间的法向力（ kN ）；

$\lambda f_i E_i$ ——第 i 条块与第 $i+1$ 条块间的剪切力（ kN ）， λf_i 为条块间法向力与剪切力的比值函数 $\lambda f(x)$ 在该分条位置数值；

$\lambda f_{i-1} E_{i-1}$ ——第 i 条块与第 $i-1$ 条块间的剪切力（ kN ）， λf_{i-1} 为条块间法向力与剪切力的比值函数 $\lambda f(x)$ 在该分条位置数值；

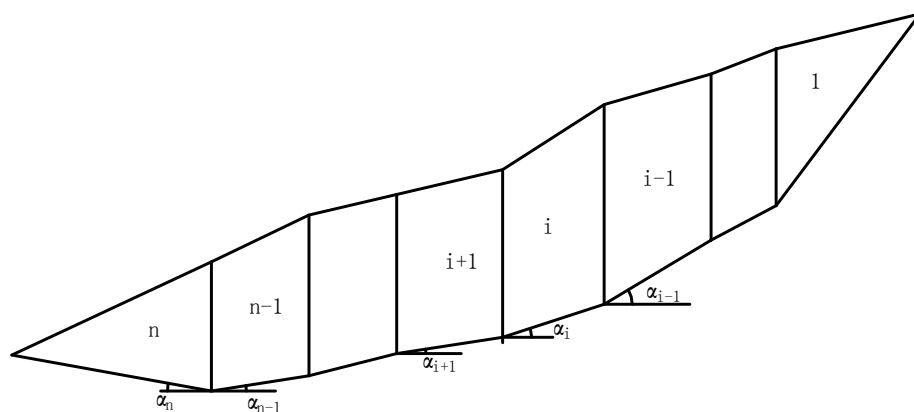
λ ——条块间法向力与剪切力比值函数 $f(x)$ 的比例系数；

$f(x)$ ——条间力函数，可采用 $f(x) = 1$ （相当于 Spencer 法）或半正弦函数；

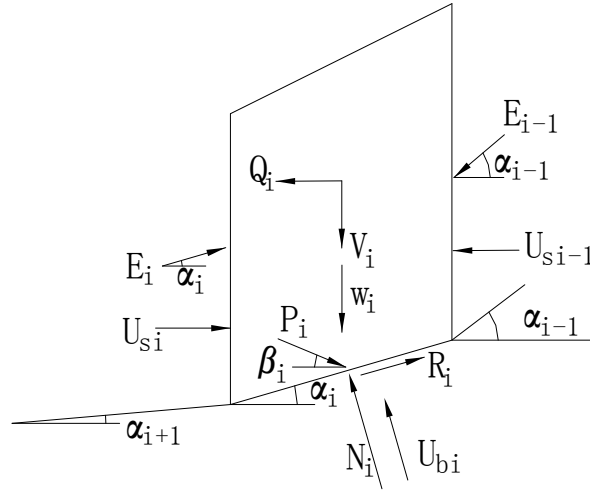
R_i 、 R_n ——第 i 条块和第 n 条块底面抗滑力的合力（ kN ）；

T_i 、 T_n ——第 i 条块和第 n 条块底面滑动力的合力（ kN ）。

D.1.3 不平衡推力传递法（见图 D.1.3）应按（D.1.3-1）式～（D.1.3-5）式计算：



（a）滑体



(b) 典型条块

图 D.1.3 不平衡推力传递法计算简图

$$K = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} (R_i \prod_{j=i+1}^n \psi_j) + R_n}{\sum_{i=1}^{n-1} (T_i \prod_{j=i+1}^n \psi_j) + T_n} \quad (\text{D.1.3-1})$$

$$R_i = [(W_i + V_i) \cos \alpha_i - U_{bi} - (Q_i - U_{si} + U_{si-1}) \sin \alpha_i + P_i \sin(\alpha_i + \beta_i)] \tan \varphi'_i + c'_i b_i \sec \alpha_i \quad (\text{D.1.3-2})$$

$$T_i = W_i \sin \alpha_i + Q_i \cos \alpha_i + V_i \sin \alpha_i + (U_{si-1} - U_{si}) \cos \alpha_i - P_i \cos(\alpha_i + \beta_i) \quad (\text{D.1.3-3})$$

$$\psi_i = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \tan \varphi'_i / K \quad (i = 2, 3 \cdots n) \quad (\text{D.1.3-4})$$

作用于条块侧面上的推力 E_i 按下式计算：

$$E_i = T_i - R_i / K + \psi_i E_{i-1} \quad (\text{D.1.3-5})$$

式中 ψ_i ——第 i 滑动条块侧面的推力传递系数；

U_{bi} ——第 i 滑动条块底面的孔隙压力 (kN)；

U_{si-1} ——第 i 滑动条块右侧面的孔隙压力 (kN)；

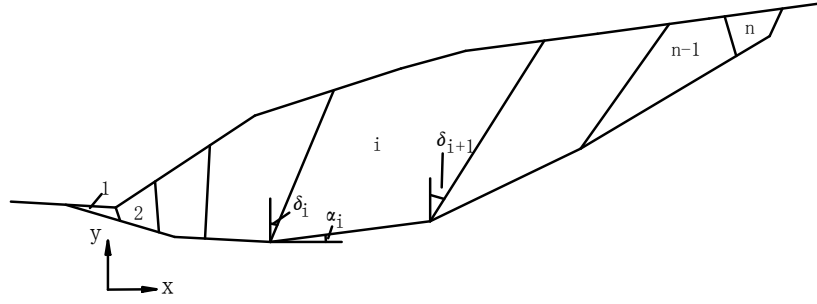
U_{si} ——第 i 滑动条块左侧面的孔隙压力 (kN)；

E_{i-1} ——第 $i-1$ 滑动条块作用于第 i 滑动条块的推力 (kN)；

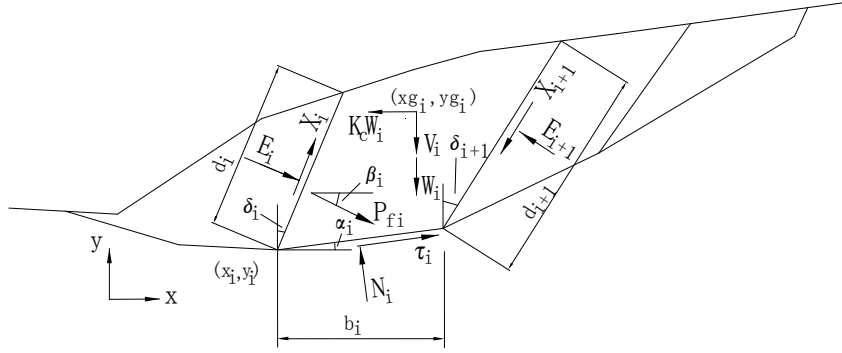
E_i ——第 $i+1$ 滑动条块对第 i 滑动条块侧面的反作用力 (kN)，与第 i 滑动条块的推力大小相等，方向相反。

D.1.4 当采用 Sarma 法时，应按下列公式计算：

1 Sarma 法（见图 D.1.4-1）应按 (D.1.4-1) 式～(D.1.4-14) 式计算：



(a) 滑体



(b) 典型条块

图 D.1.4-1 Sarma 法计算简图

$$K_c^* = \frac{\alpha_n + \alpha_{n-1}e_n + \alpha_{n-2}e_n e_{n-1} + \cdots + \alpha_1 e_n e_{n-1} \cdots e_3 e_2 + E_1 e_n e_{n-1} \cdots e_1 - E_{n+1}}{p_n + p_{n-1}e_n + p_{n-2}e_n e_{n-1} + \cdots + p_1 e_n e_{n-1} \cdots e_3 e_2} \quad (\text{D.1.4-1})$$

$$\alpha_i = \frac{R_i \cos \tilde{\varphi}'_{bi} + (W_i + V_i) \sin(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i) + S_{i+1} \sin(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i - \delta_{i+1}) - S_i \sin(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i - \delta_i)}{\cos(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i + \tilde{\varphi}'_{si+1} - \delta_{i+1}) \sec \tilde{\varphi}'_{si+1}} \quad (\text{D.1.4-2})$$

$$p_i = \frac{(W_i + V_i) \cos(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i)}{\cos(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i + \tilde{\varphi}'_{si+1} - \delta_{i+1}) \sec \tilde{\varphi}'_{si+1}} \quad (\text{D.1.4-3})$$

$$e_i = \frac{\cos(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i + \tilde{\varphi}'_{si} - \delta_i) \sec \tilde{\varphi}'_{si}}{\cos(\tilde{\varphi}'_{bi} - \alpha_i + \tilde{\varphi}'_{si+1} - \delta_{i+1}) \sec \tilde{\varphi}'_{si+1}} \quad (\text{D.1.4-4})$$

$$R_i = \tilde{c}'_{bi} b_i \sec \alpha_i + P_{fi} \cos(\alpha_i + \beta_i) + [P_{fi} \sin(\alpha_i + \beta_i) - U_{bi}] \tan \tilde{\varphi}'_{bi} \quad (\text{D.1.4-5})$$

$$S_i = \tilde{c}'_{si} d_i - U_{si} \tan \tilde{\varphi}'_{si} \quad (\text{D.1.4-6})$$

$$S_{i+1} = \tilde{c}'_{si+1} d_{i+1} - U_{si+1} \tan \tilde{\varphi}'_{si+1} \quad (\text{D.1.4-7})$$

$$\tan \tilde{\varphi}'_{bi} = \tan \varphi'_{bi} / K \quad (\text{D.1.4-8})$$

$$\tilde{c}'_{bi} = c'_{bi} / K \quad (\text{D.1.4-9})$$

$$\tan \tilde{\varphi}'_{si} = \tan \varphi'_{si} / K \quad (\text{D.1.4-10})$$

$$\tilde{c}'_{si} = c'_{si} / K \quad (\text{D.1.4-11})$$

$$\tan \tilde{\varphi}'_{si+1} = \tan \varphi'_{si+1} / K \quad (\text{D.1.4-12})$$

$$\tilde{c}'_{si+1} = c'_{si+1} / K \quad (\text{D.1.4-13})$$

作用于第 i 条块左侧面上的推力 E_i 按下式计算：

$$E_i = \alpha_{i-1} - p_{i-1}K + E_{i-1}e_{i-1} \quad (\text{D.1.4-14})$$

式中 c'_{bi} 、 ϕ'_{bi} ——第 i 条块底面上的有效凝聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^\circ$)；

$\tilde{c}'_{bi}$ 、 $\tilde{\phi}'_{bi}$ ——第 i 条块底面上折减后的有效凝聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^\circ$)；

c'_{si} 、 ϕ'_{si} ——第 i 条块第 i 侧面上的有效凝聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^\circ$)；

$\tilde{c}'_{si}$ 、 $\tilde{\phi}'_{si}$ ——第 i 条块第 i 侧面上折减后的有效凝聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^\circ$)；

c'_{si+1} 、 ϕ'_{si+1} ——第 i 条块第 $i+1$ 侧面上的有效凝聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^\circ$)；

$\tilde{c}'_{si+1}$ 、 $\tilde{\phi}'_{si+1}$ ——第 i 条块第 $i+1$ 侧面上折减后的有效凝聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^\circ$)；

U_{si} 、 U_{si+1} ——分别为第 i 侧面、第 $i+1$ 侧面上的孔隙压力 (kN)；

U_{bi} ——第 i 条块底面上的孔隙压力 (kN)；

P_f ——作用于第 i 条块上的加固力 (kN)；

δ_i 、 δ_{i+1} ——第 i 条块第 i 侧面和第 $i+1$ 侧面的倾角 (以铅垂线为起始线, 顺时针为正, 逆时针为负) ($^\circ$)；

d_i 、 d_{i+1} ——分别为第 i 条块第 i 侧面和第 $i+1$ 侧面的长度 (m)；

E_{n+1} ——第 n 条块右侧面总的正压力 (kN)，一般情况下 $E_{n+1} = 0$ ；

E_1 ——第 1 条块左侧面总的正压力 (kN)，一般情况下 $E_1 = 0$ ；

K_c^* ——临界水平地震加速度。

2 Sarma—改进法 1 (见图 D.1.4-2) 应按 (D.1.4-15) 式~(D.1.4-19) 式计算：

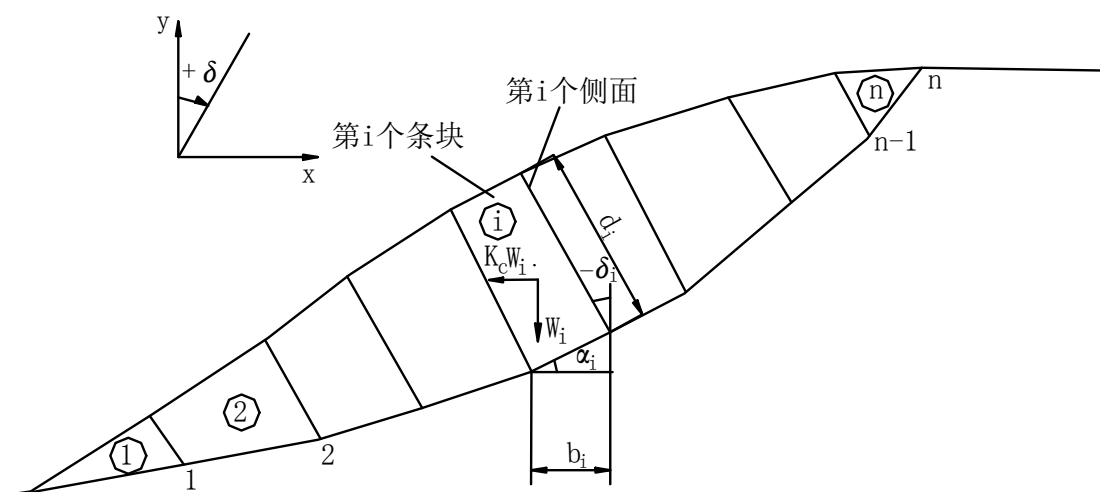


图 D.1.4-2 Sarma—改进法 1 计算简图

$$\begin{aligned}
& \sum_{i=1}^n \lambda_{i-1} [(\tilde{c}'_{bi} \cos \tilde{\varphi}'_{bi} - u_{bi} \sin \tilde{\varphi}'_{bi}) b_i \sec \alpha_i] \\
& + \sum_{i=1}^{n-1} \lambda_i [(\tilde{c}'_{si} \cos \tilde{\varphi}'_{si} - u_{si} \sin \tilde{\varphi}'_{si}) \sec(\alpha'_i + \delta_i - \tilde{\varphi}'_{bi} - \tilde{\varphi}'_{si}) \sin(\Delta \alpha_i - \Delta \tilde{\varphi}'_{bi}) d_i] \quad (\text{D.1.4-15}) \\
& = \sum_{i=1}^n \lambda_{i-1} (W_i + V_i + P_i \sin \beta_i) \sin(\alpha_i - \tilde{\varphi}'_{bi}) + (K_c W_i - P_i \cos \beta_i) \cos(\alpha_i - \tilde{\varphi}'_{bi})
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\lambda_0 &= 1 \\
\lambda_i &= \prod_{j=1}^i \frac{\cos(\alpha'_j + \delta_j - \tilde{\varphi}'_{bj} - \tilde{\varphi}'_{sj})}{\cos(\alpha'_j + \delta_j - \tilde{\varphi}'_{bj} - \tilde{\varphi}'_{sj})} \quad i = 1, 2, 3 \dots n-1 \quad (\text{D.1.4-16})
\end{aligned}$$

$$\tan \tilde{\varphi}'_{bj} = \frac{\tan \varphi'^l_{bj}}{K} \quad (\text{D.1.4-17})$$

$$\tan \tilde{\varphi}'_{bj} = \frac{\tan \varphi'^r_{bj}}{K} \quad (\text{D.1.4-18})$$

$$\tan \tilde{\varphi}'_{sj} = \frac{\tan \varphi'_{sj}}{K} \quad (\text{D.1.4-19})$$

$\tan \tilde{\varphi}'_{bi}$ 、 $\tilde{c}'_{bi}$ 、 $\tan \tilde{\varphi}'_{si}$ 、 $\tilde{c}'_{si}$ 的计算分别见 (D.1.4-8) 式~(D.1.4-11) 式。

式中 u_{bi} ——第 i 个条块底面的单位孔隙压力 (kN / m)；

u_{si} ——第 i 个侧面的单位孔隙压力 (kN / m)；

φ'^l_{bj} 、 φ'^r_{bj} ——分别为第 j 个侧面左侧和右侧条块底面的有效内摩擦角 (°)；

φ'_{sj} ——第 j 个侧面的有效内摩擦角 (°)；

α'_j 、 α^r_j ——分别为第 j 个侧面左侧和右侧条块底面的倾角 (°)；

$\Delta \alpha_i$ 和 $\Delta \tilde{\varphi}'_{bi}$ ——分别为第 i 个侧面右侧条块相对左侧条块 α_i 和 $\tilde{\varphi}'_{bi}$ 的增量 (°)。

D.1.5 采用楔体法 (见图 D.1.5)，当滑动方向沿 CO 时，应按 (D.1.5-1) 式计算：

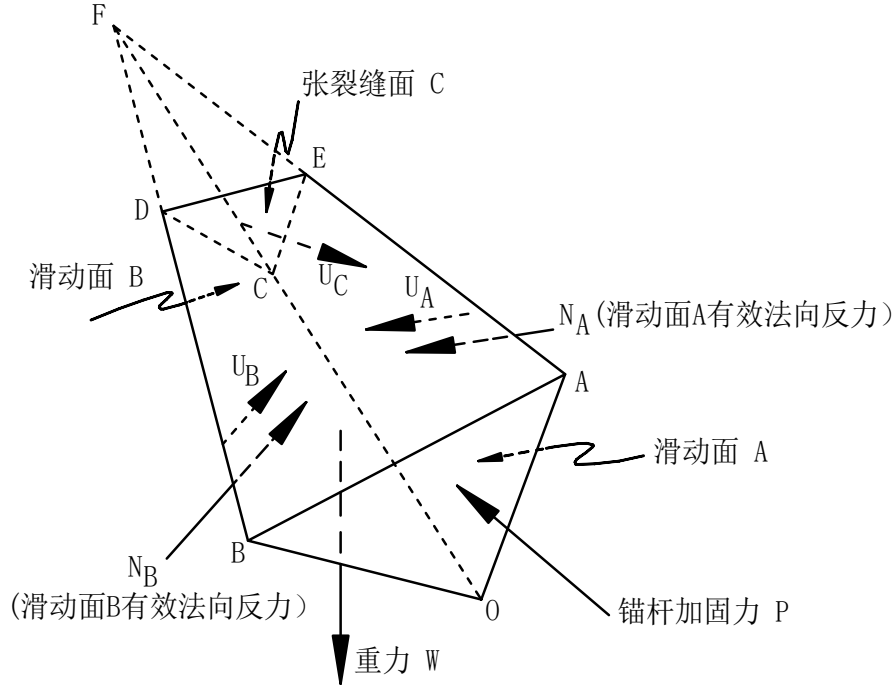


图 D.1.5 楔形体法计算简图

$$K = \frac{c'_A A_A + c'_B A_B + N_A \tan \varphi'_A + N_B \tan \varphi'_B}{m_{WS} W + m_{CS} U_C + m_{PS} P} \quad (D.1.5-1)$$

$$N_A = qW + rU_C + sP - U_A \quad (D.1.5-2)$$

$$N_B = xW + yU_C + zP - U_B \quad (D.1.5-3)$$

$$q = (m_{ab} m_{Wb} - m_{Wa}) / (1 - m_{ab}^2) \quad (D.1.5-4)$$

$$r = (m_{ab} m_{cb} - m_{ca}) / (1 - m_{ab}^2) \quad (D.1.5-5)$$

$$s = (m_{ab} m_{Pb} - m_{Pa}) / (1 - m_{ab}^2) \quad (D.1.5-6)$$

$$x = (m_{ab} m_{Wa} - m_{Wb}) / (1 - m_{ab}^2) \quad (D.1.5-7)$$

$$y = (m_{ab} m_{ca} - m_{cb}) / (1 - m_{ab}^2) \quad (D.1.5-8)$$

$$z = (m_{ab} m_{Pa} - m_{Pb}) / (1 - m_{ab}^2) \quad (D.1.5-9)$$

$$m_{ab} = \sin \psi_a \sin \psi_b \cos(\alpha_a - \alpha_b) + \cos \psi_a \cos \psi_b \quad (D.1.5-10)$$

$$m_{Wa} = -\cos \psi_a \quad (D.1.5-11)$$

$$m_{Wb} = -\cos \psi_b \quad (D.1.5-12)$$

$$m_{ca} = \sin \psi_a \sin \psi_c \cos(\alpha_a - \alpha_c) + \cos \psi_a \cos \psi_c \quad (D.1.5-13)$$

$$m_{cb} = \sin \psi_b \sin \psi_c \cos(\alpha_b - \alpha_c) + \cos \psi_b \cos \psi_c \quad (D.1.5-14)$$

$$m_{Pa} = \cos\psi_P \sin\psi_a \cos(\alpha_P - \alpha_a) - \sin\psi_P \cos\psi_a \quad (\text{D.1.5-15})$$

$$m_{Pb} = \cos\psi_P \sin\psi_b \cos(\alpha_P - \alpha_b) - \sin\psi_P \cos\psi_b \quad (\text{D.1.5-16})$$

$$m_{WS} = \sin\psi_S \quad (\text{D.1.5-17})$$

$$m_{CS} = \cos\psi_S \sin\psi_c \cos(\alpha_S - \alpha_c) - \sin\psi_S \cos\psi_c \quad (\text{D.1.5-18})$$

$$m_{PS} = \cos\psi_S \cos\psi_P \cos(\alpha_S - \alpha_P) + \sin\psi_P \cos\psi_S \quad (\text{D.1.5-19})$$

式中 A_A 、 c'_A 、 ϕ'_A ——滑动面 A 的面积 (m^2)、有效凝聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^\circ$);

A_B 、 c'_B 、 ϕ'_B ——滑动面 B 的面积 (m^2)、有效凝聚力 (kPa) 和内摩擦角 ($^\circ$);

ψ_a 、 α_a ——滑动面 A 的倾角和倾向 ($^\circ$);

ψ_b 、 α_b ——滑动面 B 的倾角和倾向 ($^\circ$);

ψ_c 、 α_c ——张裂缝面 C 的倾角和倾向 ($^\circ$);

ψ_P 、 α_P ——锚杆加固力 P 的倾角和倾向 ($^\circ$);

ψ_S 、 α_S ——滑动面 A、B 交线 OC 的倾角和倾向 ($^\circ$);

U_A ——滑动面 A 上的孔隙压力 (kN);

U_B ——滑动面 B 上的孔隙压力 (kN);

U_C ——张裂缝面 C 上的孔隙压力 (kN);

W ——楔形体重量 (kN);

P ——锚杆加固力 (kN)。

D.2 稳定计算中有关力的规定

D.2.1 采用本规范规定的方法进行抗滑稳定计算, 计算公式中有关力的计算应符合本节的规定。

D.2.2 进行抗震稳定计算时, 1 级边坡设计地震加速度宜与相应建筑物设计地震加速度取值一致, 2 级及其以下级别的边坡设计地震加速度可与场地地震加速度取值一致。

D.2.3 设计地震加速度为 0.2g 及其以上的 1 级和 2 级边坡宜同时计入水平向和竖向向地震惯性力。

D.2.4 计算某质点地震惯性力时应按 (D.2.4-1) 式和 (D.2.4-2) 式计算:

$$F_{hi} = \alpha_h \xi W_i / g \quad (\text{D.2.4-1})$$

$$F_{vi} = \frac{1}{2} \times \frac{2}{3} F_{hi} \quad (\text{D.2.4-2})$$

式中 F_{hi} ——质点 i 的水平向地震惯性力;

F_{vi} ——质点 i 的垂直向地震惯性力;

α_h ——设计地震加速度;

ξ ——折减系数, 取 0.25;

W_i ——质点 i 的重量;

g ——重力加速度。

D.2.5 边坡岩土体的自重计算应符合下列规定:

- 1 在浸润线以上采用湿容重;
- 2 在浸润线以下采用饱和容重。

D.2.6 当坡外有水时, 可将作用在坡面上的水压力按下列方式作等效置换, 置换后不应再计坡外水位产生的水压力:

1 将坡外水位延伸到坡内, 直到与滑动面相交, 见图 D.1.1 中 (a)。将该延伸线以下的滑体重量减去同体积的水重。

2 在稳定渗流期, 将该延伸线以下滑动面上的孔隙压力 U_i 用 $U_i - \gamma_w Z_i$ 代替, U_i 为坡体内浸润线在滑动面上引起的孔隙压力, γ_w 为水容重, Z_i 为坡外水位引起的水头。

3 在水位降落和边坡开挖情况下, 应采用降落后的水位, 按本条第 1 款和第 2 款

对坡外水位进行处理。当采用总应力指标计算稳定时，应令相应的孔隙压力 $U_i=0$ 。

D.2.7 填筑边坡施工期，当采用总应力指标计算稳定时，应令相应的孔隙压力 $U_i=0$ 。

D.2.8 根据岩质边坡中地下水位线，对滑坡体某点的孔隙压力进行估算时，可视岩体性质、结构面的发育及其连通程度，参照类似工程经验，对其水头进行适当折减。

D.2.9 对降雨和泄水雨雾造成边坡坡体表层一定深度形成暂态饱和的情况，在计算孔隙压力时，宜进行折减。

D.2.10 加固措施提供的外力计算应符合下列规定：

1 预应力锚杆提供的锚固力 P_i 可施加在其穿过的滑动面那一点所处条块的底面上，其他条块上 $P_i=0$ ，

2 抗滑桩提供的外力 P_i 应施加在抗滑桩所处的条块上，其他条块上 $P_i=0$ 。

3 沿滑动方向布置的抗滑洞塞提供的外力 P_i 所施加的方法同预应力锚杆，沿滑动面布置的抗滑洞塞提供的外力 P_i 施加方法可参照本条第 2 款的规定。

4 挡土墙提供的外力 P_i 施加的方法同本条第 2 款的规定。

5 若抗滑桩、挡土墙等与预应力锚杆联合运用，所提供外力施加的方法应分别按照抗滑桩、挡土墙等和预应力锚杆分别施加。

D.3 基于稳定安全系数的可靠度分析

D.3.1 边坡稳定可靠度分析的功能函数应采用下列公式之一定义：

$$K(x_1, x_2, \dots, x_n) - 1 = 0 \quad (D.3.1-1)$$

$$\ln K(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (D.3.1-2)$$

式中： K ——抗滑稳定安全系数；

x_i ——代表岩土材料性能和其他荷载的自变量， $i = 1, 2, \dots, n$ 。

D.3.2 对于概化为同一地质单元的岩土体的容重 γ 和抗剪强度指标 $\tan\varphi$ 、 c 等参数，应按照下列规定确定其最大可能的最大值、最小值和平均值：

1 按照本规范第 4 章规定的取值方法，综合分析确定最大可能的最大值、最小值；
2 将最大可能的最大值、最小值，以及介于两者之间的参数进行统计分析，确定平均值。

D.3.3 上述岩土体参数的标准差可按下列 (D.3.3-1) 式或 (D.3.3-2) 式进行计算：

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad (\text{D.3.3-1})$$

式中： σ ——标准差；

$\bar{x}$ ——统计参数的平均值；

n ——统计参数的样本总数。

$$\sigma = \frac{x_{\max} - x_{\min}}{6} \quad (\text{D.3.3-2})$$

式中： $x_{\max}$ ——统计参数的最大可能的最大值；

$x_{\min}$ ——统计参数的最大可能的最小值。

D.3.4 不同工况下孔隙压力最大可能的最大值、最小值和平均值可参照本规范 D.3.2 条和 D.3.3 条规定的方法确定。

D.3.5 边坡加固提供的外力的随机变量参数应参照相应的现行标准确定；如无相应资料时，也可采用设计值，按常量代入稳定计算公式计算。

D.3.6 均值稳定安全系数及其标准差和可靠指标可按本节规定的方法计算。条件具备时，也可同时采用蒙特卡洛法（Monte Carlo Method）、一次二阶矩法和其他改进方法计算。

D.3.7 各种工况下，可将岩土体的容重 γ 、抗剪强度指标（ $\tan\varphi$ 、 c ）、孔隙压力和边坡提供的外力等参数的平均值按本规范 5.2 节规定的抗滑稳定计算方法，计算相应工况下的均值抗滑稳定安全系数 μ_K 。

D.3.8 各种工况下，应将岩土体的容重 γ 、抗剪强度指标（ $\tan\varphi$ 、 c ）、孔隙压力等 n 个参数的平均值逐一加上和减去相应的标准差，代入抗滑稳定计算公式，计算 n 对相应工况下的抗滑稳定安全系数，再按（D.3.8）式计算均值稳定安全系数的标准差：

$$\sigma_K = \sqrt{\left(\frac{\Delta K_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{\Delta K_2}{2}\right)^2 + \cdots + \left(\frac{\Delta K_n}{2}\right)^2} \quad (\text{D.3.8})$$

式中 σ_K ——均值稳定安全系数的标准差；

ΔK_i ——岩土材料的有关参数 x_i 的平均值加、减其标准差 σ_{x_i} 计算出的两个安全系数之差。

D.3.9 均值稳定安全系数的变异系数可按（D.3.9）式计算：

$$V_K = \frac{\sigma_K}{\mu_K} \quad (\text{D.3.9})$$

式中： V_K ——均值稳定安全系数的变异系数；

μ_K ——均值稳定安全系数。

D.3.10 均值稳定安全系数的可靠指标可按 (D.3.10-1) 式或 (D.3.10-2) 式计算：

当安全系数按正态分布时：

$$\beta_K = \frac{\mu_K - 1}{\sigma_K} \quad (\text{D.3.10-1})$$

当安全系数按对数正态分布时：

$$\beta_K = \frac{\ln\left(\frac{\mu_K}{\sqrt{1+V_K^2}}\right)}{\sqrt{\ln(1+V_K^2)}} \quad (\text{D.3.10-2})$$

式中 β_K ——均值稳定安全系数的可靠指标。

D.3.11 边坡的可靠指标应满足 GB 50199《水利水电工程结构可靠性设计统一标准》的要求。

D.3.12 可靠度和失效概率可根据可靠指标按下列方法计算：

1 可靠度可按 (D.3.12-1) 式计算：

$$P_s = \int_{-\infty}^{\beta_K} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\beta^2}{2}} d\beta \quad (\text{D.3.12-1})$$

式中 P_s ——可靠度（可靠概率）；

β ——可靠指标。

2 均值稳定安全系数小于 1.0 的失效概率 P_f 为：

$$P_f = 1 - P_s \quad (\text{D.3.12-2})$$

D.3.13 小于 1.0 失效概率 P_f 也可根据均值稳定安全系数及其变异系数直接查表 D.3.13 确定。

表 D.3.13 均值稳定安全系数与其小于 1.0 的概率的关系

μ_K	安全系数的变异系数 V_K														
	2%	4%	6%	8%	10%	12%	14%	16%	20%	25%	30%	40%	50%	60%	80%
1.05	7.55E-03	1.15E-01	2.17E-01	2.84E-01	3.30E-01	3.64E-01	3.90E-01	4.10E-01	4.41E-01	4.70E-01	4.92E-01	5.26E-01	5.53E-01	5.75E-01	6.11E-01
1.10	9.87E-07	9.05E-03	5.94E-02	1.24E-01	1.83E-01	2.30E-01	2.69E-01	3.02E-01	3.51E-01	3.96E-01	4.29E-01	4.78E-01	5.14E-01	5.42E-01	5.86E-01
1.15	1.49E-12	2.55E-04	1.07E-02	4.36E-02	8.83E-02	1.34E-01	1.75E-01	2.12E-01	2.72E-01	3.28E-01	3.71E-01	4.32E-01	4.76E-01	5.10E-01	5.61E-01
1.16	6.23E-14	1.11E-04	7.22E-03	3.45E-02	7.52E-02	1.19E-01	1.60E-01	1.97E-01	2.58E-01	3.16E-01	3.60E-01	4.24E-01	4.69E-01	5.04E-01	5.56E-01
1.18	0.00E+00	1.90E-05	3.16E-03	2.11E-02	5.38E-02	9.27E-02	1.32E-01	1.68E-01	2.31E-01	2.91E-01	3.38E-01	4.06E-01	4.55E-01	4.92E-01	5.46E-01
1.20	0.00E+00	2.81E-06	1.30E-03	1.25E-02	3.77E-02	7.15E-02	1.08E-01	1.43E-01	2.06E-01	2.68E-01	3.18E-01	3.89E-01	4.40E-01	4.79E-01	5.37E-01
1.25	0.00E+00	1.34E-08	1.11E-04	2.95E-03	1.44E-02	3.54E-02	6.28E-02	9.27E-02	1.52E-01	2.17E-01	2.70E-01	3.50E-01	4.07E-01	4.50E-01	5.14E-01
1.30	0.00E+00	3.04E-11	6.91E-06	5.88E-04	4.94E-03	1.64E-02	3.49E-02	5.81E-02	1.10E-01	1.73E-01	2.28E-01	3.13E-01	3.75E-01	4.22E-01	4.91E-01
1.35	0.00E+00	3.56E-14	3.24E-07	1.01E-04	1.54E-03	7.14E-03	1.86E-02	3.53E-02	7.83E-02	1.37E-01	1.91E-01	2.79E-01	3.45E-01	3.96E-01	4.70E-01
1.40	0.00E+00	0.00E+00	1.18E-08	1.51E-05	4.45E-04	2.94E-03	9.50E-03	2.08E-02	5.48E-02	1.07E-01	1.59E-01	2.48E-01	3.17E-01	3.71E-01	4.50E-01
1.50	0.00E+00	0.00E+00	8.26E-12	2.37E-07	2.97E-05	4.32E-04	2.25E-03	6.74E-03	2.57E-02	6.38E-02	1.09E-01	1.95E-01	2.67E-01	3.25E-01	4.11E-01
1.60	0.00E+00	0.00E+00	2.89E-15	2.54E-09	1.57E-06	5.42E-05	4.77E-04	2.01E-03	1.15E-02	3.71E-02	7.29E-02	1.52E-01	2.24E-01	2.84E-01	3.76E-01
1.70	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	2.01E-11	6.83E-08	5.99E-06	9.24E-05	5.61E-04	4.94E-03	2.11E-02	4.84E-02	1.18E-01	1.88E-01	2.48E-01	3.44E-01
1.80	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.25E-13	2.57E-09	5.99E-07	1.67E-05	1.49E-04	2.06E-03	1.18E-02	3.18E-02	9.13E-02	1.57E-01	2.17E-01	3.14E-01
1.90	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	8.59E-11	5.54E-08	2.85E-06	3.79E-05	8.39E-04	6.50E-03	2.07E-02	7.03E-02	1.31E-01	1.89E-01	2.87E-01
2.00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	2.62E-12	4.81E-09	4.66E-07	9.34E-06	3.36E-04	3.55E-03	1.34E-02	5.41E-02	1.09E-01	1.65E-01	2.63E-01
2.20	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	2.00E-15	3.20E-11	1.14E-08	5.31E-07	5.17E-05	1.04E-03	5.56E-03	3.19E-02	7.59E-02	1.26E-01	2.21E-01
2.40	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.91E-13	2.58E-10	2.87E-08	7.75E-06	2.99E-04	2.29E-03	1.88E-02	5.29E-02	9.65E-02	1.86E-01
2.60	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	5.66E-12	1.51E-09	1.15E-06	8.58E-05	9.41E-04	1.11E-02	3.70E-02	7.41E-02	1.57E-01
2.80	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.23E-13	7.95E-11	1.70E-07	2.47E-05	3.89E-04	6.57E-03	2.60E-02	5.71E-02	1.33E-01
3.00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	2.78E-15	4.23E-12	2.54E-08	7.16E-06	1.62E-04	3.92E-03	1.83E-02	4.42E-02	1.13E-01

D.3.14 对于选定的均值抗滑稳定安全系数，可采用（D.3.14）式评价其合理性：

$$\Delta P_f M_f \propto M_s \quad (\text{D.3.14})$$

式中： ΔP_f ——加固后失效概率的降低值；

M_f ——边坡破坏造成的经济损失（元）；

M_s ——加固增加的费用（元）。

当（D.3.14）式左边等于或稍小于该式右边时，可认为选定的均值抗滑稳定安全系数是合理的；当（D.3.14）式左边小于该式右边很多时，可认为选择的均值抗滑稳定安全系数偏大；当（D.3.14）式左边大于该式右边时，可认为选择的均值抗滑稳定安全系数偏小。

D.4 倾倒变形稳定计算

D.4.1 岩块型倾倒边坡的稳定安全系数计算宜采用改进的 Goodman-Bray 法(图D.4.1), 岩块岩体之间的相互作用可见图 D.4.1。

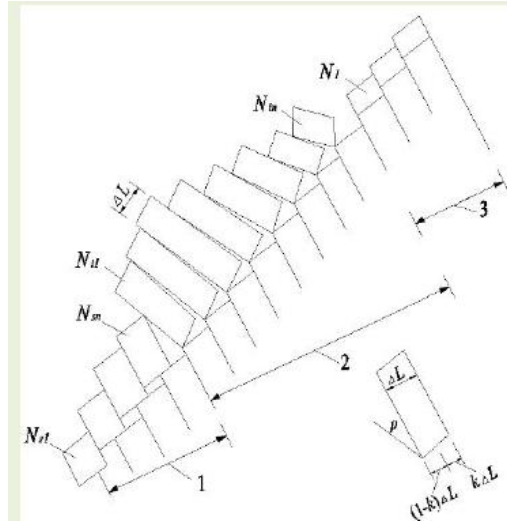


图 D.4.1 改进的 Goodman-Bray 法示意图

1—滑动块区域；2—倾倒块区域；3—稳定块区域；

Ns1—第一个滑动块编号；Nsn—最后一个滑动块编号；Nt1—第一个倾倒块编号；

Ntn—最后一个倾倒块；N1—第一个稳定块编号

D.4.2 岩块倾倒稳定安全系数 K 可按下列公式计算：

$$c_e = \frac{c}{K} \quad (D.4.2-1)$$

$$\tan \varphi_e = \frac{\tan \varphi}{K} \quad (D.4.2-2)$$

$$\sigma_{te} = \frac{\sigma_t}{K} \quad (D.4.2-3)$$

式中： c ——岩体的凝聚力 (kPa)；

φ ——岩体的摩擦角 ($^{\circ}$)；

σ_t ——岩桥的抗拉强度 (kPa)；

c_e ——经安全系数 K 折减后的凝聚力 (kPa)；

φ_e ——经安全系数 K 折减后的摩擦角 ($^{\circ}$)；

σ_{te} ——经安全系数 K 折减后抗拉强度 (kPa)。

D.4.3 在考虑岩块底滑面上岩桥的作用 (图 D.4.3) 时, 底滑面岩桥的力矩 M_b 可按下列公式计算:

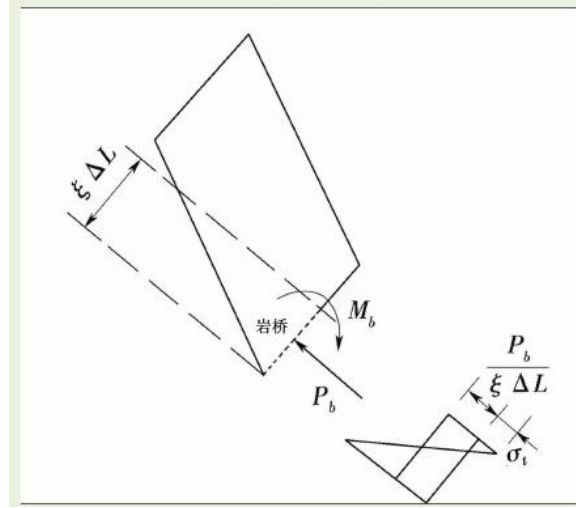


图 D.4.3 岩块底滑面上岩桥的作用示意图

$$M_b = \frac{\xi \Delta L}{6} (\sigma_{te} \xi \Delta L + P_b) \quad (D.4.3-1)$$

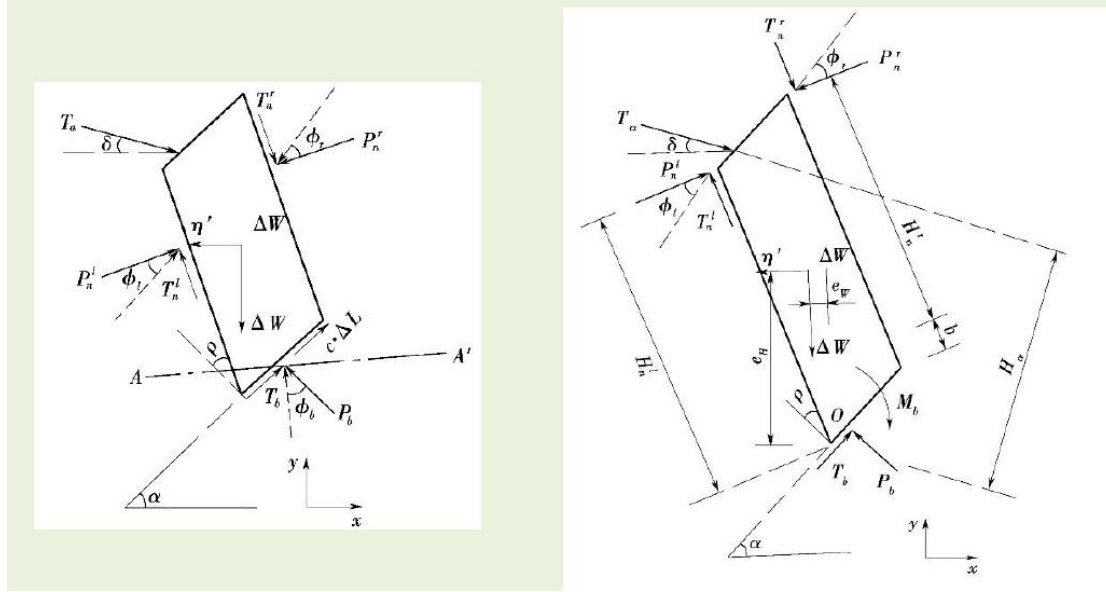
$$\xi = 1 - k \quad (D.4.3-2)$$

式中: k ——岩块底面连通率;

ΔL ——岩块底面长 (m);

P_b ——岩块底面承受的法向荷载 (kN)。

D.4.4 对于某一岩块上的力 (图 D.4.4), 根据力的平衡条件, 其侧面作用力可按下式计算:



(a) 滑动岩块受力 (b) 倾倒岩块受力

图 D.4.4 岩块上的力示意图

$$P_i^r = AP_i^l + B \quad (\text{D.4.4-1})$$

式中: P_i^r ——岩块右侧面作用力 (kN);

P_i^l ——岩块左侧面作用力 (kN);

A 、 B ——系数, 分别通过滑动块和倾倒块的平衡方程求得。

D.4.5 岩块侧面作用力计算中, 系数 A 、 B 可按岩块稳定破坏的型式分别按下列方法取得:

1 对于滑动岩块, 系数 A 、 B 可按下列公式计算:

$$A = \frac{\sec \varphi_{el} \cos(\varphi_{el} + \varphi_{eb} - \rho)}{C} \quad (\text{D.4.5-1})$$

$$B = \frac{\Delta W \sin(\varphi_{eb} - \alpha) - \eta' \Delta W \cos(\varphi_{eb} - \alpha) + c_e \Delta L \cos \varphi_{eb} + T_a \cos(\alpha - \varphi_{eb} + \delta)}{C} \quad (\text{D.4.5-2})$$

$$C = \cos(\varphi_{er} + \varphi_{eb} - \rho) \sec \varphi_{er} \quad (\text{D.4.5-3})$$

式中: φ_{eb} ——岩块底面经强度折减后的摩擦角 ($^\circ$);

φ_{el} ——岩块右侧面经强度折减后的摩擦角 ($^\circ$);

φ_{er} ——岩块左侧面经强度折减后的摩擦角 ($^\circ$);

T_α ——岩块上除自重、地震力之外的合力 (kN);

δ ——岩块上除自重、地震力之外合力的作用角 ($^\circ$);

ρ ——岩块上除自重、地震力之外的合力 (kN);

η' ——水平地震加速度系数;

ΔW ——岩土体重量 (kN)。

2 对于倾倒岩块, 系数 A、B 可按下列公式计算:

$$A = \frac{H_l + \frac{\Delta L \xi \sin(\varphi_{el} - \rho)}{3 \cos \varphi_{el}}}{C} \quad (\text{D.4.5-4})$$

$$B = \frac{T_\alpha \left[H_\alpha - \frac{1}{3} \xi \Delta L \sin(\alpha + \delta) \right]}{C} + \frac{\frac{1}{6} \sigma_{te} \xi^2 \Delta L^2 - \Delta W (e_\# + \frac{1}{3} \xi \Delta L \cos \alpha)}{C} - \frac{\eta \Delta W (e_\# - \frac{1}{3} \xi \Delta L \sin \alpha)}{C} \quad (\text{D.4.5-5})$$

$$C = H_r + b + \frac{\Delta L \xi \sin(\varphi_{er} - \rho)}{3 \cos \varphi_{er}} - \Delta L \tan \varphi_{er} \cos \rho + \Delta L \sin \rho \quad (\text{D.4.5-6})$$

式中: b ——台阶高度 (m);

$e_\#$ ——岩块重心 x 方向距条块趾部 O 点的距离 (m);

$e_\#$ ——岩块重心 y 方向距条块趾部 O 点的距离 (m);

H_l ——岩块上除自重、地震力之外的外力合力距条块趾部 O 点的距离 (m)。

D.4.6 抗倾稳定安全系数可按下列步骤进行计算:

1 选取一组 N_{sn} 和 N_{tn} 。

2 假定一个 K 值, 得到 c_e 、 $\tan \varphi_e$ 和 σ_{te} 。

3 从下部编号为 N_{s1} 的第一个岩块开始, 按式 D.4.4 计算处于滑动区和倾倒区第 i 个岩块的 P_i^r , 直到最后一个编号为 P_n^r 的倾倒岩块。

4 通过迭代求得使最后一个倾倒条块 $P_{N_{tn}}^r$ 为 0 时的 K 值。

5 不断地改变 N_{sn} 和 N_{tn} , 最终获得相应 K 值最小的那个模式, 即为计算所得的抗倾稳定安全系数。

附录E 挡土墙土压力计算

E.0.1 当墙后填土为均质无粘性土时，作用在重力式、半重力式、悬臂式、扶壁式、空箱式挡土墙结构上的主动土压力可根据挡土墙的结构型式、墙后填土性质、挡土高度、填土内的地下水位、填土顶面坡角及超荷载等因素，分别按下列规定进行计算：

1 作用在挡土墙上的主动土压力可按式（E.0.1-1）计算：

$$E_a = qHK_a + \frac{1}{2}\gamma h_1^2 K_a + \gamma h_1 h_2 K_a + \frac{1}{2}\gamma' h_2^2 K_a \quad (\text{E.0.1-1})$$

式中： E_a ——作用在挡土墙上的主动土压力（kN/m），其作用点距墙底为 h （土压力图形的形心至挡土墙底的距离），按式（E.0.1-2）和式（E.0.1-5）计算时，其作用方向与水平面呈 $(\delta + \varepsilon)$ 夹角；按式（E.0.1-3）和式（E.0.1-4）计算时，其作用方向与填土表面平行；

q ——作用在墙后填土面上的均布荷载（kN/m²）；

H ——土压力计算高度（m）；

K_a ——主动土压力系数；

γ ——挡土墙墙后填土重度（kN/m³）；

γ' ——挡土墙墙后地下水位以下填土浮重度（kN/m³）；

h_1 ——墙后地下水位以上土压力的计算高度（m）；

h_2 ——墙后地下水位至基底面土压力的计算高度（m）。

2 对于重力式挡土墙，当墙后填土面倾斜时，主动土压力系数可按式（E.0.1-2）计算，计算简图见图 E.0.1-1。

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cos(\varepsilon + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cos(\varepsilon - \beta)}} \right]^2} \quad (\text{E.0.1-2})$$

式中： β ——挡土墙墙后填土表面坡角（°）；

ε ——挡土墙墙背面与铅直面的夹角（°）；

ϕ ——挡土墙墙后回填土的内摩擦角（°）；

δ ——挡土墙墙后填土对墙背的摩擦角(°), 可按表 E.0.1 采用。

表 E.0.1 δ 值

挡土墙墙背面排水状况	δ 值
墙背光滑, 排水不良	(0.00~0.33) ϕ
墙背粗糙, 排水良好	(0.33~0.50) ϕ
墙背很粗糙, 排水良好	(0.50~0.67) ϕ
墙背与填土之间不可能滑动	(0.67~1.00) ϕ

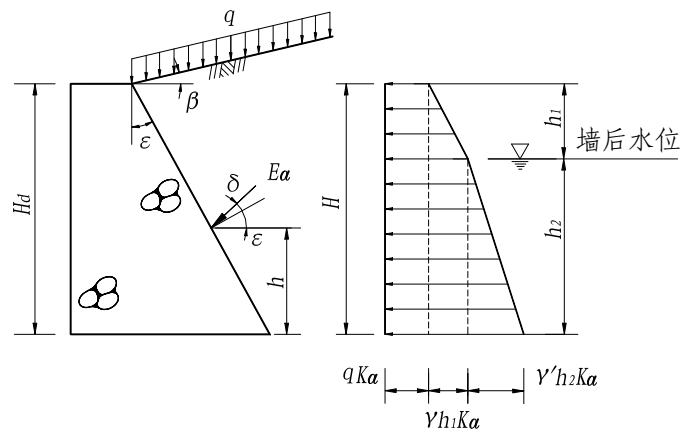


图 E.0.1-1 重力式挡土墙后填土倾斜土压力计算简图

3 对于半重力式、悬臂式、扶壁式、空箱式挡土墙, 当墙后填土面倾斜时, 主动土压力系数可按式 (E.0.1-3) 计算, 计算简图见图 E.0.1-2。

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \tag{E.0.1-3}$$

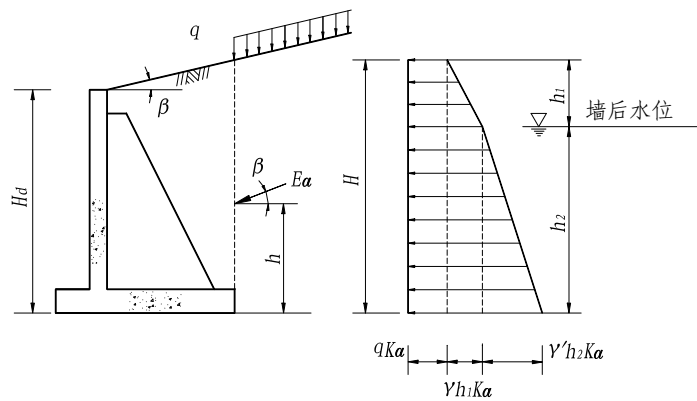


图 E.0.1-2 半重力式、悬臂式挡土墙后填土倾斜土压力计算简图

4 对于重力式、半重力式、悬臂式、扶壁式、空箱式挡土墙, 当墙后填土表面水平时, 主动土压力系数可按式 (E.0.1-4) 计算, 计算简图见图 E.0.1-3。

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{E.0.1-4})$$

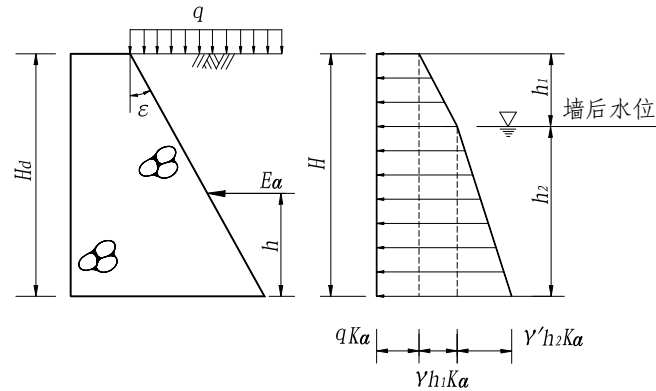


图 E.0.1-3 墙后填土水平土压力计算简图

5 当挡土墙墙后有较陡峻的稳定岩石坡面，且岩坡的坡角 $\theta > (45^\circ + \phi/2)$ 时，宜取岩石坡面为破裂面，按有限范围填土计算主动土压力。主动土压力系数可根据稳定岩石坡面与填土间的摩擦角，按式 (E.0.1-5) 计算，计算简图见图 E.0.1-4。

$$K_a = \frac{\cos(\theta - \varepsilon) \cos(\varepsilon - \beta) \sin(\theta - \delta_r)}{\cos^2 \varepsilon \cos(\theta - \varepsilon - \delta - \delta_r) \sin(\theta - \beta)} \quad (\text{E.0.1-5})$$

式中： δ_r ——挡土墙墙后填土对稳定岩石坡面的摩擦角(°)，可取 $\delta_r = 0.33\phi$ ；

θ ——稳定岩石坡面坡角(°)。

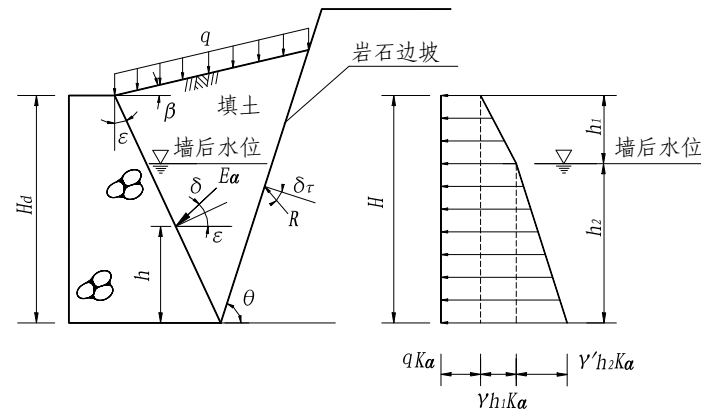


图 E.0.1-4 墙后有较陡峻稳定岩石坡面土压力计算简图

E.0.2 当墙后填土为均质粘性土时，作用在重力式、半重力式、悬臂式、扶壁式、空箱式挡土墙上的主动土压力可根据墙后填土性质、挡土高度、填土内的地下水位等因素，分别按下列规定进行计算，计算简图见图 E.0.2。墙顶水平面以上的填土及超荷载可近

似折算成等同于填土重度的等代填土高度。

- 1 作用在挡土墙上的主动土压力可按式 (E.0.2-1) 计算。

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h_3^2 K_a + \gamma h_3 h_2 K_a + \frac{1}{2} \gamma' h_2^2 K_a \quad (\text{E.0.2-1})$$

式中: h_3 ——墙后地下水位至主动土压力为零处的高度 (m)。

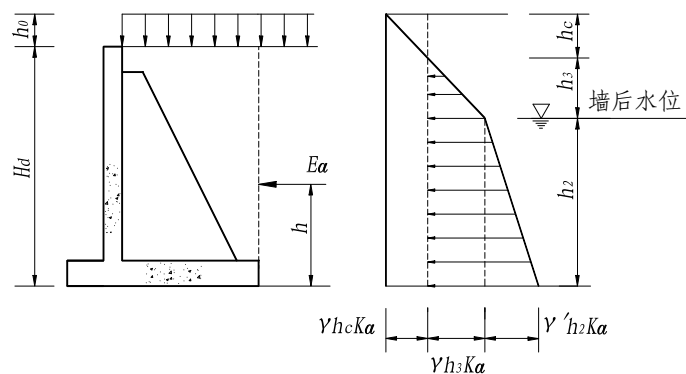


图 E.0.2 墙后黏性填土土压力计算简图

- 2 主动土压力系数可按式 (E.0.1-4) 计算。

- 3 考虑墙后填土的粘结力作用时, 主动土压力为零处的深度可按式 (E.0.2-2) 计算。

$$h_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (\text{E.0.2-2})$$

式中: c ——墙后填土的粘结力 (kPa);

h_c ——考虑墙后填土的粘结力作用时, 主动土压力为零处的深度 (m), 当墙顶水平面以上有填土及超荷载作用时, 填土面应按近似折算后的等代填土高度计算。

- 4 墙顶水平面以上的等代填土高度可近似按式 (E.0.2-3) 计算。

$$h_0 = \frac{q_1}{\gamma} \quad (\text{E.0.2-3})$$

式中: h_0 ——墙顶水平面以上的等代填土高度 (m);

q_1 ——墙顶水平面以上的荷载 (包括土重) 换算的均布荷载 (kN/m²)。

- 5 当挡土墙墙后填土为粘性土时, 也可采用等值内摩擦角法 (又称等代内摩擦角法) 计算作用于挡土墙上的主动土压力。等值内摩擦角可根据挡土结构高度、墙后所填粘性土性质及其浸水情况等因素, 参照已建工程实践经验确定。

- 6 当挡土墙墙后填土表面有车辆荷载作用时, 也可将车辆荷载近似地换算成作用于填土表面上的等代填土高度。

E.0.3 当墙后土体为物理力学指标不同的多层非均质土时，宜分层计算土压力。为简化计算，也可以各层土的物理力学指标和厚度为权重，加权平均计算土层的综合物理力学指标，按均质土计算土压力。

E.0.4 当距挡土墙墙顶 a 处作用有宽度 b 的局部均布荷载 q_L 时，附加主动土压力可按式 (E.0.4) 计算，计算简图见图 E.0.4。

$$e_h = K_a q_L \quad (\text{E.0.4})$$

式中： e_h —— h 范围内最大附加主动土压力强度(kPa)；

q_L ——局部均布荷载强度(kPa)。

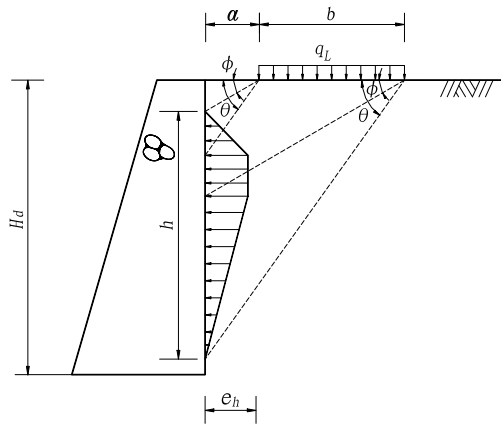


图 E.0.4 附加主动土压力计算简图

E.0.5 当距挡土墙墙顶 a 处作用有线荷载 Q_L 时，附加主动土压力可按式(E.0.5-1)、式 (E.0.5-2)和式(E.0.5-3)计算，计算简图见图 E.0.5。

$$e'_h = \left(\frac{2Q_L}{h} \right) \sqrt{K_a} \quad (\text{E.0.5-1})$$

$$h = a(\tan \theta - \tan \phi) \quad (\text{E.0.5-2})$$

$$\theta = 90^\circ - \arctan \sqrt{K_a} \quad (\text{E.0.5-3})$$

式中 e'_h —— h 范围内中点处附加主动土压力强度(kPa)；

h ——附加主动土压力分布范围(m)；

Q_L ——线荷载强度(kN/m)；

a ——作用在墙顶填土面的线荷载至墙顶的水平距离(m)；

θ ——墙后填土破坏面与水平面的夹角(°)，当墙背垂直光滑且填土面水平时，

取 $\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$ 。

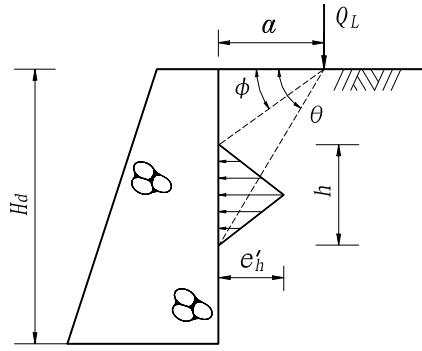


图 E.0.5 附加土压力计算简图

E.0.6 当挡土墙墙后填土为斜坡面或水平面与斜坡面组合时，作用在挡土墙墙背上的主动土压力强度可近似按式(E.0.6-1)、式(E.0.6-2)和式(E.0.6-3)计算，计算简图见图 E.0.6。

$$e_{a1} = \gamma H_d K_a \quad (\text{E.0.6-1})$$

$$e_{a2} = \gamma H_0 K_a \quad (\text{E.0.6-2})$$

$$e_{a3} = \gamma z K_a \quad (\text{E.0.6-3})$$

式中 e_{a1} ——填土高度为 H_d 、填土面为水平面计算的主动土压力强度(kPa)；

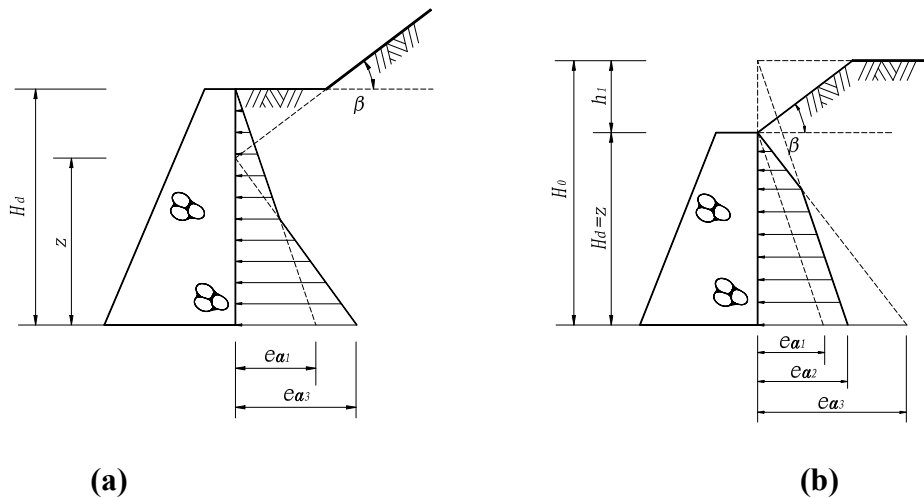
e_{a2} ——填土高度为 H_0 、填土面为水平面计算的主动土压力强度(kPa)；

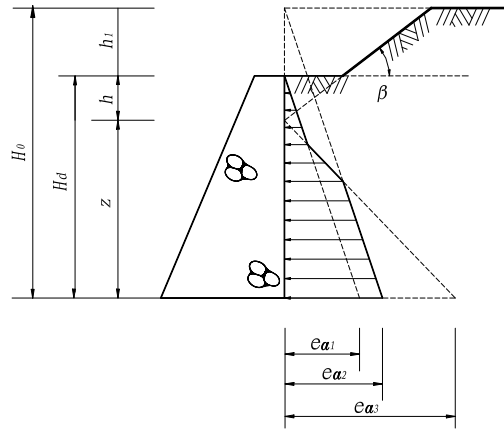
e_{a3} ——填土面坡角为 β 、填土高度 z 以上的主动土压力强度(kPa)；

H_d ——挡土墙高度(m)；

H_0 ——挡土墙的高度与超过墙顶的填土高度之和(m)；

z ——墙顶填土斜坡面与墙背连线交点至墙底的深度(m)。





(c)

图 E.0.6

注：图中阴影线部分为相应假定情况下主动土压力的近似分布图形

E.0.7 对于填土面或墙背面轮廓复杂的挡土墙，其墙后主动土压力宜采用楔体试算法进行计算。也可按 E.0.1~E.0.6 条的公式作适当简化进行计算。

E.0.8 对于衡重式挡土墙，其主动土压力系数可近似按式(E.0.1-4)计算，并分别计算衡重台上下的主动土压力。衡重台以上的主动土压力可按式(E.0.8-1)计算；衡重台以下的主动土压力，以衡重台底面的水平面，按作用有强度 $\gamma h_1 + q$ 的均布荷载，按式(E.0.8-2)计算，计算简图见图 E.0.8。衡重台以下主动土压力强度图形的折点深度可按公式(E.0.8-3)和(E.0.8-4)计算。

$$E_{a1} = (qh_1 + \frac{1}{2}\gamma h_1^2)K_a \quad (\text{E.0.8-1})$$

$$E_{a2} = \left[\frac{1}{2}\gamma h_2^2 + \frac{1}{2}(2\gamma h_2 + \gamma h_3)h_3 + \frac{1}{2}(\gamma h_2 + \gamma h_3 + q + \gamma H_d)(H_d - h_1 - h_2 - h_3) \right] K_a \quad (\text{E.0.8-2})$$

$$h_2 = b \tan \phi \quad (\text{E.0.8-3})$$

$$h_3 = \frac{b}{\tan(45^\circ - \phi/2)} - h_2 \quad (\text{E.0.8-4})$$

式中 E_{a1} 、 E_{a2} ——分别为衡重式挡土墙衡重台上下的主动土压力(kN/m)；

h_1 ——衡重台以上挡土墙的高度(m)；

b ——衡重台悬臂长度(m)。

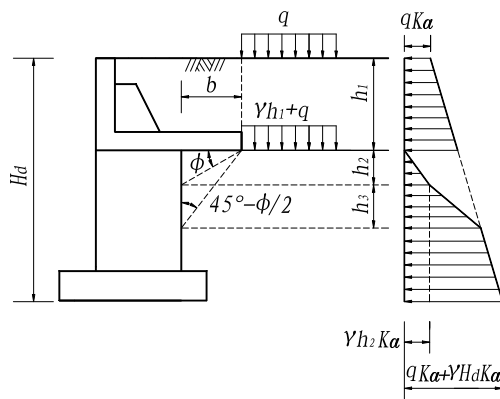


图 E.0.8 衡重式挡土墙计算简图

E.0.9 对于板桩式挡土墙、锚碇墙或锚杆挡土墙，其墙后主动土压力仍可按 E.0.1 条～E.0.6 条的规定计算，也可根据当地经验，对土压力进行修正计算或采用考虑墙体弯曲变形的其它土压力计算公式。当填土面为水平、墙背为垂直时，可按下列规定进行计算，计算简图见图 E.0.9。

1 作用在挡土墙上的主动土压力可按式(E.0.9-1)计算。

$$E_{ax} = \frac{1}{2} \gamma h_1^2 K_a \cos \delta \quad (\text{E.0.9-1})$$

式中 E_{ax} ——主动土压力水平分力(kN/m);

h_1 ——主动土压力为零处至墙前地面的高度(m),按式(E.0.9-3)计算。

2 主动土压力系数可按公式(E.0.9-2)计算。

$$K_a = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (\text{E.0.9-2})$$

$$h_1 = H - h_c \quad (\text{E.0.9-3})$$

式中 H ——墙前地面至墙顶的高度(m);

h_c ——考虑墙后填土的粘结力作用时,主动土压力为零处的深度(m),当墙顶水平面以上有超荷载作用时,填土面应按近似折算后的等代填土高度计算。

3 考虑墙后填土的粘结力作用时，主动土压力为零处的深度可按式(E.0.9-4)计算。

$$h_c = 2c \frac{1 + \sin(\phi + \delta)}{\gamma \cos \phi \cos \delta} \quad (\text{E.0.9-4})$$

4 墙顶水平面以上的等代填土高度可近似按式(A.0.2-3)计算。

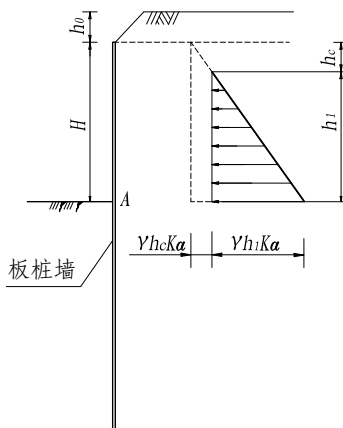


图 E.0.9 板桩式挡土墙计算简图

E.0.10 对于加筋挡土墙，其墙后主动土压力可按 E.0.1 条～E.0.6 条的规定计算。

E.0.11 对于板桩式挡土墙、锚碇墙或具有较小深度沉井基础的空箱式挡土墙，如需计算被动土压力时，可分别按下列规定进行计算：

1 当墙后填土为均质无粘性土、填土面为非水平面、墙背为非垂直面时，被动土压力可按式(E.0.12-1)计算，被动土压力系数可按公式(E.0.11-2)计算：

$$E_{px} = \left(\frac{1}{2} \gamma H_t^2 K_p + q H_t K_p \right) \cos \delta \quad (\text{E.0.11-1})$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cos(\delta - \varepsilon) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \varepsilon) \cos(\varepsilon - \beta)}} \right]^2} \quad (\text{E.0.11-2})$$

式中 E_{px} ——被动土压力水平分力(kN/m)；

q ——作用在墙前填土面上的面荷载(kN/m²)；

H_t ——板桩、锚碇墙或沉井底置入土体的深度(m)；

K_p ——被动土压力系数。

2 当墙后填土为均质粘性土、填土面为水平面、墙背为垂直面时，被动土压力可按式(E.0.11-3)计算，被动土压力系数可按公式(E.0.11-4)计算：

$$E_{px} = \left(\frac{1}{2} \gamma H_t^2 K_p + q H_t K_p + 2c H_t \frac{\cos \phi}{1 - \sin(\phi + \delta)} \right) \cos \delta \quad (\text{E.0.11-3})$$

$$K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (\text{E.0.11-4})$$

3 当墙后填土为均质粘性土时，被动土压力和被动土压力系数也可采用等值内摩擦角按式(E.0.11-1)和式(E.0.11-2)进行简化计算。

4 当计算锚碇墙墙前被动土压力时，应不考虑墙前填土面上的面荷载 q 作用；所计算的被动土压力还应乘以折减系数 k'' ， k'' 可由表 E.0.11-1 查得。

表 E.0.11-1 k'' 值

H_t/h	1.0	1.2	1.5	1.7	2.0	3.0
k''	1.00	0.95	0.88	0.86	0.83	0.78

注： h 为锚碇墙顶至地面高度(m)。

5 考虑锚碇板位移带动两侧土体滑动使被动土压力增大得系数，可按式计算：

$$K_b = 1 + \frac{2H_h \tan \theta_p \tan \phi_0}{3b_k} - \frac{(2H_h \tan \theta_p \tan \theta_0 + b_k - l)^3}{12b_k H_h^2 \tan^2 \theta_p \tan^2 \theta_0} \quad (\text{E.0.11-5})$$

K_b ——当式（E.0.11-5）最后一项的分子 $2H_h \tan \theta_p \tan \theta_0 + b_k - l$ 小于零时，取该项为零；

H_h ——锚碇墙、锚碇板底端的埋深（m）；

b_k ——锚碇墙、锚碇板的计算宽度（m），对连续锚碇墙， b_k 取拉杆间距；对锚碇板，取拉杆间距；

δ ——填料或土与锚碇墙、锚碇板之间的内摩擦角，可取 $\phi/3$ ，且不大于 7° ， ϕ 为土的内摩擦角；

θ_p ——被动土体底面滑动面与垂直面之间的夹角（ $^\circ$ ），取 $\theta_p = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$ ；

ϕ_0 ——被动土体侧面滑动面与垂直面之间的夹角（ $^\circ$ ），取 $\frac{\phi}{2}$ ；

l ——锚碇板中心间距（m）。

E.0.12 坡顶无建（构）筑物且不需进行边坡变形控制锚杆挡墙，其侧向岩土压力可按式计算：

$$E_{ah}' = E_{ah}\beta_2 \quad (\text{E.0.12})$$

式中： E_{ah}' ——侧向岩土压力合力水平分力修正值(kN)；

E_{ak} ——侧向主动岩土压力合力水平分力设计值(kN)；

β_2 ——锚杆挡墙侧向岩土压力修正系数，应根据岩土类别与锚杆类型按表

E.0.12 确定。

表 E.0.12 锚杆挡墙侧向岩土压力修正系数 β_2

锚杆类型 岩土类别	非预应力锚杆			预应力锚杆	
	土层锚杆	自由段为土层 岩石锚杆	自由段为岩层岩石 锚杆	自由段为土层时	自由段为岩层 时
β_2	1.1~1.2	1.1~1.2	1.0	1.2~1.3	1.1

注：当锚杆变形计算值较小时取大值，较大时取小值。

E.0.13 确定岩土自重产生锚杆挡墙侧压力分布，应考虑锚杆层数、挡墙位移大小、支护结构刚度与施工方法等因素，可简化为三角形、梯形或当地经验图形。

E.0.14 填方式锚杆挡墙与单排锚杆土层锚杆挡墙侧压力，可近似按库仑理论取为三角形分布。

E.0.15 对岩质边坡以及坚硬、硬塑状粘土与密实、中密砂土类边坡，当采用逆作法施工、柔性结构多层锚杆挡墙时，侧压力分布可近似按图 E.0.15 确定，图中 e_{hk} 按下式计算：对岩质边坡：

$$e_{ak} = \frac{E_{hk}}{0.9H} \quad (\text{E.0.15-1})$$

对土质边坡：

$$e_{ak} = \frac{E_{hk}}{0.875H} \quad (\text{E.0.15-2})$$

式中： e_{hk} ——侧向岩土压力水平分力标准值(kN/m²)；

E_{hk} ——侧向岩土压力合力水平分力标准值(kN/m)；

H ——挡墙高度(m)。

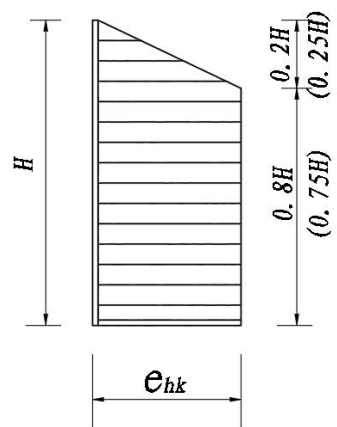


图 E.0.15 锚杆挡墙侧压力分布图（括号内数值适用于土质边坡）

附录F 挡土墙稳定及沉降计算

F.1 挡土墙稳定计算及基底应力计算

F.1.1 衡重式挡土墙衡重平台板抗倾覆稳定计算，可不计墙后土体对计算单元边界面上的垂直剪应力及水平土压力的影响，按式(F.1.1)计算，计算简图见图 F.1.1。

$$K_0 = \frac{G_1 L_1}{G_2 L_2} \quad (\text{F.1.1})$$

式中 K_0 ——衡重平台板抗倾覆稳定安全系数；

G_1 ——A 点左侧衡重平台板及其上部结构和填料重量的合力(kN)；

G_2 ——A 点右侧衡重平台板结构及其上部填料重量和地面荷载的合力(kN)；

L_1 ——合力 G_1 至 A 点距离(m)；

L_2 ——合力 G_2 至 A 点距离(m)。

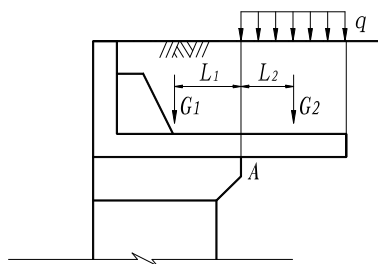


图 F.1.1 衡重式挡土墙计算简图

F.1.2 挡土墙基底应力应按公式 (F.1.2) 计算：

$$P_{\max}^{\min} = \frac{\sum G}{A} \pm \frac{\sum M}{W} \quad (\text{F.1.2})$$

式中： $P_{\max}^{\min}$ ——挡土墙基底应力的最大值或最小值(kPa)；

$\sum G$ ——作用在挡土墙上全部垂直于水平面的荷载(kN)；

$\sum M$ ——作用在挡土墙上的全部荷载对于水平面平行前墙墙面方向形心轴的力矩之和(kN-m)；

A ——挡土墙基底面的面积(m²)；

W ——挡土墙基底面对于基底面平行前墙墙面方向形心轴的截面矩(m³)。

F.1.3 挡土墙基底面与土质地基之间摩擦角 φ_0 值和粘结力 c_0 值可根据土质地基类别按表 F.1.3 的规定采用。

表 F.1.3 φ_0 、 c_0 值

土质地基类别	φ_0 值 (°)	c_0 值
粘性土	0.9φ	$(0.2\sim 0.3)c$
砂性土	$(0.85\sim 0.9)\varphi$	0
注: φ 为室内饱和固结快剪试验测得的内摩擦角 (°), c 为室内饱和固结快剪试验测得的粘结力 (kPa)。		

F.1.4 按表 F.1.3 的规定采用 φ_0 值和 c_0 值时, 应按式 (F.1.4) 折算挡土墙基底面与土质地基之间的综合摩擦系数。

$$f_0 = \frac{\tan \phi_0 \sum G + c_0 A}{\sum G} \quad (\text{F.1.4})$$

式中 f_0 ——挡土墙基底面与土质地基之间的综合摩擦系数;

φ_0 对于粘性土地基, 如折算的综合摩擦系数大于 0.45; 或对于砂性土地基, 如折算的综合摩擦系数大于 0.50, 采用的 φ_0 值和 c_0 值均应有论证。对于特别重要的 1、2 级挡土墙, 采用的 φ_0 值和 c_0 值宜经现场地基土对混凝土板的抗滑强度试验验证。

F.1.5 挡土墙基底面与岩石地基之间的抗剪断摩擦系数 f' 值和抗剪断粘结力 c' 值可根据室内岩石抗剪断试验成果, 并参照类似工程经验及表 F.1.5 所列数值选用。但选用的 f' 、 c' 值不应超过挡土墙基础混凝土本身的抗剪断参数值。

表 F.1.5 f' 、 c' 值

岩石地基类别		f' 值	c' 值 (MPa)
硬质岩石	坚硬	1.5~1.3	1.5~1.3
	较坚硬	1.3~1.1	1.3~1.1
软质岩石	较软	1.1~0.9	1.1~0.7
	软	0.9~0.7	0.7~0.3
	极软	0.7~0.4	0.3~0.05
注: 如岩石地基内存在结构面、软弱层(带)或断层的情况, f' 、 c' 值应按现行的国家标准 GB 50287 的规定选用。			

F.1.6 土质地基上挡土墙沿基底面的抗滑稳定安全系数, 应按公式 (F.1.6-1) 或 (F.1.6-2) 计算:

$$K_c = \frac{f \sum G}{\sum H} \quad (\text{F.1.6-1})$$

$$K_c = \frac{\tan \phi_0 \sum G + c_0 A}{\sum H} \quad (\text{F.1.6-2})$$

式中: K_c ——挡土墙沿基底面的抗滑稳定安全系数;

f ——挡土墙基底面与地基之间的摩擦系数,可由试验或根据类似地基的工程经验确定;

ΣG ——作用在挡土墙上全部平行于基底面的荷载(kN);

ϕ_0 ——挡土墙基底面与土质地基之间的摩擦角(°),可按表 F.1.3 的规定采用;

c_0 ——挡土墙基底面与土质地基之间的粘结力(kPa),可按表 F.1.3 的规定采用。

F.1.7 岩石地基上挡土墙沿基底面的抗滑稳定安全系数,应按公式(F.1.6-1)或公式(F.1.7)计算:

$$K_c = \frac{f' \Sigma G + c'A}{\Sigma H} \quad (\text{F.1.7})$$

式中: f' ——挡土墙基底面与岩石地基之间的抗剪断摩擦系数,可按表 8.2.2-3 的规定选用;

c' ——挡土墙基底面与岩石地基之间的抗剪断粘结力(kPa)。

F.1.8 当挡土墙基底面向填土方向倾斜时,沿该基底面的抗滑稳定安全系数可按公式(F.1.8)计算:

$$K_c = \frac{f(\Sigma G \cos \alpha + \Sigma H \sin \alpha)}{\Sigma H \cos \alpha - \Sigma G \sin \alpha} \quad (\text{F.1.8})$$

式中: α ——基底面与水平面的夹角(°),土质地基不宜大于 7°,岩石地基不宜大于 12°。

F.1.9 挡土墙的抗倾覆稳定安全系数,应按式(F.1.9)计算。土质和岩石地基上挡土墙抗倾覆稳定安全系数的计算值应分别不小于 3.2.10 条和 3.2.11 条规定的允许值。

$$K_0 = \frac{\Sigma M_V}{\Sigma M_H} \quad (\text{F.1.9})$$

式中 K_0 ——挡土墙抗倾覆稳定安全系数;

ΣM_V ——对挡土墙基底前趾的抗倾覆力矩(kN-m);

ΣM_H ——对挡土墙基底前趾的倾覆力矩(kN-m)。

F.1.10 当空箱式挡土墙检修时,应按式(F.1.10)进行抗浮稳定计算。

$$K_f = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} \quad (\text{F.1.10})$$

式中 K_f ——空箱式挡土墙抗浮稳定安全系数;

ΣV ——作用在空箱式挡土墙上全部向下的垂直力之和(kN);

ΣU ——作用在空箱式挡土墙基底面上的扬压力(kN)。

F.2 挡土墙沉降计算

F.2.1 土质地基上挡土墙的最终地基沉降量可按公式 (F.2.1) 计算:

$$S_{\infty} = m_s \sum_{i=1}^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i \quad (\text{F.2.1})$$

式中 S_{∞} ——最终地基沉降量(m);

n ——地基压缩层计算深度范围内的土层数;

e_{1i} ——基底面以下第 i 层土在平均自重应力作用下, 由压缩曲线查得的相应孔隙比;

e_{2i} ——基底面以下第 i 层土在平均自重应力加平均附加应力作用下, 由压缩曲线查得的相应孔隙比;

h_i ——基底面以下第 i 层土的厚度(m);

m_s ——地基沉降量修正系数, 可采用 1.0~1.6(坚实地基取较小值, 软土地基取较大值)。

F.2.2 对于一般土质地基, 当挡土墙基底压力小于或接近于地基未开挖前作用于该基底面上土的自重压力时, 土的压缩曲线宜采用 $e \sim p$ 回弹再压缩曲线; 但对于软土地基, 土的压缩曲线宜采用 $e \sim p$ 压缩曲线。

F.2.3 土质地基压缩层计算深度可按计算层面处土的附加应力与自重应力之比为 0.10~0.20 (软土地基取小值, 坚实地基取大值) 的条件确定。地基附加应力可按现行的水利行业标准 SL265 的规定计算。

附录G 挡土墙结构计算

G.1 重力式、半重力式、衡重式挡土墙结构内力计算

G.1.1 重力式、半重力式、衡重式挡土墙墙身应按构件偏心受压及受剪验算其水平截面应力。水平截面应力计算值应小于或等于墙身材料的允许应力值，否则应加大墙身断面重新计算或按钢筋混凝土构件配置钢筋。

G.1.2 重力式、半重力式、衡重式挡土墙墙身任意水平截面的弯矩可按式（G.1.2-1）计算，截面拉、压应力可按式（G.1.2-2）计算，剪应力可按式（G.1.2-3）计算。

$$M = Gl_1 + Pl_2 \quad (\text{G.1.2-1})$$

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{G}{A_0} \pm \frac{M}{W} \quad (\text{G.1.2-2})$$

$$\tau = \frac{P}{A_0} \quad (\text{G.1.2-3})$$

式中： M ——墙身计算截面的弯矩（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）；

G ——墙身计算截面以上所有竖向荷载（包括自重）的总和（ kN ）；

P ——墙身计算截面以上所有水平向荷载的总和（ kN ）；

l_1 ——墙身计算截面以上所有竖向荷载合力作用点至计算截面形心轴的距离（ m ）；

l_2 ——墙身计算截面以上所有水平向荷载合力作用点至计算截面的距离（ m ）；

$\sigma_{\min}^{\max}$ ——墙身计算截面的正应力最大、最小值（ kPa ），正值为压应力，负值为拉应力；

A_0 ——墙身计算截面的面积（ m^2 ）；

W ——墙身计算截面的截面矩（ m^3 ）；

τ ——墙身计算截面的剪应力（ kPa ）。

G.2 悬臂式挡土墙结构内力计算

G.2.1 悬臂式挡土墙墙身可按固定在底板上的受弯构件计算，并验算其水平截面剪应力；底板可按固定在墙身上的受弯构件计算。

G.2.2 悬臂式挡土墙墙身任意水平截面的弯矩可按式（G.2.2-1）计算，剪应力可按式

(G.1.2-3) 计算；底板任意截面的弯矩可按式 (G.2.2-2) 计算。

$$M = Pl_2 \quad (\text{G.2.2-1})$$

$$M_1 = G_1 l \quad (\text{G.2.2-2})$$

式中： M_1 ——底板任意截面的弯矩 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)；

G_1 ——底板末端至计算截面范围内所有竖向荷载（包括基底应力）的总和
(kN)；

l ——底板末端至计算截面范围内所有竖向荷载的合力作用点至计算截面的距离 (m)。

G.3 扶壁式、空箱式挡土墙结构内力计算

G.3.1 扶壁式挡土墙的墙身和底板，或空箱式挡土墙墙身，在距墙身和底板交线 $1.5L_x$ 区段以内 (L_x 为扶壁或隔墙净距) 可按在梯形荷载作用下的三边固支、一边自由的双向板计算，其余部分可按单向板或连续板计算，计算简图见图 G.3.1，梯形荷载可分解为三角形荷载和均布荷载，分别按式 (G.3.1-1)～式 (G.3.1-6) 计算相应荷载作用下墙身和底板的弯矩。

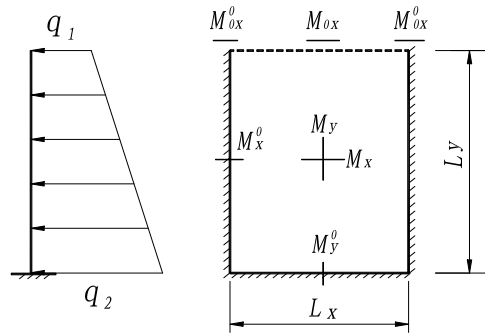


图 G.3.1 扶壁式、空箱式挡土墙结构计算简图

$$M_x = m_x q L_x^2 \quad (\text{G.3.1-1})$$

$$M_x^0 = m_x^0 q L_x^2 \quad (\text{G.3.1-2})$$

$$M_y = m_y q L_x^2 \quad (\text{G.3.1-3})$$

$$M_y^0 = m_y^0 q L_x^2 \quad (\text{G.3.1-4})$$

$$M_{0x} = m_{0x} q L_x^2 \quad (\text{G.3.1-5})$$

$$M_{0x}^0 = m_{0x}^0 q L_x^2 \quad (\text{G.3.1-6})$$

式中： M_x 、 M_x^0 ——分别为平行于 L_x 方向的跨中和固端弯矩（kN·m）；

M_y 、 M_y^0 ——分别为平行于 L_y 方向的跨中和固端弯矩（kN·m）；

M_{0x} 、 M_{0x}^0 ——分别为自由边平行于 L_x 方向的跨中和固端弯矩（kN·m）；

m_x 、 m_x^0 、 m_y 、 m_y^0 、 m_{0x} 、 m_{0x}^0 ——相应弯矩的计算系数，可由表 F.3.1 查

得；

q ——计算荷载强度（kPa），当计算三角形荷载时， $q = q_2 - q_1$ ；

当计算均布荷载时， $q = q_1$ ；

L_x ——计算长度（m）。

表 G.3.1 梯形荷载作用下三边固支、一边自由的双向板弯矩计算系数表

荷载形式		三角形荷载						均布荷载					
计算系数		m_x	m_x^0	m_y	m_y^0	m_{0x}	m_{0x}^0	m_x	m_x^0	m_y	m_y^0	m_{0x}	m_{0x}^0
$\frac{L_y}{L_x}$	0.30	0.0007	-0.0050	0.0001	-0.0122	0.0019	-0.0079	0.0018	-0.0135	-0.0039	-0.0344	0.0068	-0.0345
	0.35	0.0014	-0.0067	0.0008	-0.0149	0.0031	-0.0098	0.0039	-0.0179	-0.0026	-0.0406	0.0112	-0.0432
	0.40	0.0022	-0.0085	0.0017	-0.0173	0.0044	-0.0112	0.0063	-0.0227	-0.0008	-0.0454	0.0160	-0.0506
	0.45	0.0031	-0.0104	0.0028	-0.0195	0.0056	-0.0121	0.0090	-0.0275	0.0014	-0.0489	0.0207	-0.0564
	0.50	0.0040	-0.0124	0.0038	-0.0215	0.0068	-0.0126	0.0116	-0.0322	0.0034	-0.0513	0.0250	-0.0607
	0.55	0.0050	-0.0144	0.0048	-0.0232	0.0078	-0.0126	0.0142	-0.0368	0.0054	-0.0530	0.0288	-0.0635
	0.60	0.0059	-0.0164	0.0057	-0.0249	0.0085	-0.0122	0.0166	-0.0412	0.0072	-0.0541	0.0320	-0.0652
	0.65	0.0069	-0.0183	0.0065	-0.0264	0.0091	-0.0116	0.0188	-0.0453	0.0087	-0.0548	0.0347	-0.0661
	0.70	0.0078	-0.0202	0.0071	-0.0279	0.0095	-0.0107	0.0209	-0.0490	0.0100	-0.0553	0.0368	-0.0663
	0.75	0.0087	-0.0220	0.0077	-0.0292	0.0098	-0.0098	0.0228	-0.0526	0.0111	-0.0557	0.0385	-0.0661
	0.80	0.0096	-0.0237	0.0081	-0.0305	0.0099	-0.0089	0.0246	-0.0558	0.0119	-0.0560	0.0399	-0.0656
	0.85	0.0105	-0.0254	0.0085	-0.0317	0.0099	-0.0079	0.0262	-0.0588	0.0125	-0.0562	0.0409	-0.0651
	0.90	0.0114	-0.0270	0.0087	-0.0329	0.0097	-0.0070	0.0277	-0.0615	0.0129	-0.0563	0.0417	-0.0644
	0.95	0.0122	-0.0284	0.0088	-0.0340	0.0096	-0.0061	0.0291	-0.0639	0.0132	-0.0564	0.0422	-0.0638
	1.00	0.0129	-0.0298	0.0089	-0.0350	0.0093	-0.0053	0.0304	-0.0662	0.0133	-0.0565	0.0427	-0.0632
	1.10	0.0144	-0.0323	0.0088	-0.0368	0.0088	-0.0040	0.0327	-0.0701	0.0133	-0.0566	0.0431	-0.0623
	1.20	0.0156	-0.0344	0.0085	-0.0384	0.0082	-0.0030	0.0345	-0.0732	0.0130	-0.0567	0.0433	-0.0617
	1.30	0.0167	-0.0361	0.0081	-0.0398	0.0075	-0.0023	0.0361	-0.0758	0.0125	-0.0568	0.0434	-0.0614
	1.40	0.0176	-0.0376	0.0076	-0.0410	0.0070	-0.0018	0.0374	-0.0778	0.0119	-0.0568	0.0433	-0.0614
	1.50	0.0184	-0.0387	0.0071	-0.0421	0.0065	-0.0015	0.0384	-0.0794	0.0113	-0.0569	0.0433	-0.0616

注：表中的系数适用于钢筋混凝土三边固支、一边自由的双向板（泊松比 $\mu = 1/6$ ）的弯矩计算。

G.3.2 扶壁式挡土墙的扶壁部分可按固定在底板上的悬臂梁，按受弯构件计算。扶壁与墙体为一共同作用的整体结构，可按计算简图 G.3.2 截面 I - I 所示的 T 形断面沿墙高分 3~5 段分别核算截面抗弯钢筋，斜面上任意截面的弯矩可按式（G.3.2-1）计算，抗弯钢筋面积可按式（G.3.2-2）计算。

$$M = PL \quad (\text{G.3.2-1})$$

$$A_g = \frac{kM}{R_g \gamma_1 h_0} \sec \alpha \quad (\text{G.3.2-2})$$

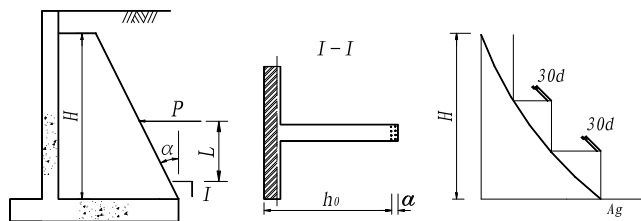


图 G.3.2 扶壁式挡土墙计算截面简图

式中： L ——任意截面以上水平荷载的合力作用点至该任意截面的距离（m）；

A_g ——抗弯钢筋面积（ cm^2 ）；

k ——安全系数，按 SDJ 20—78 的规定选用；

R_g ——钢筋设计强度（MPa）；

α ——扶壁斜面与垂直面的夹角（ $^\circ$ ）；

h_0 ——截面有效高度（m）；

γ_1 ——受弯破坏时的内力偶臂计算系数，可近似取 0.9。

G.3.3 空箱式挡土墙底板可按支承在隔墙上的四边固支板计算。梯形荷载作用下的四边固支板计算简图见图 G.3.3，梯形荷载可分解为三角形荷载和均布荷载，分别按式（G.3.3-1）～式（G.3.3-4）计算相应荷载作用下墙身和底板的弯矩：

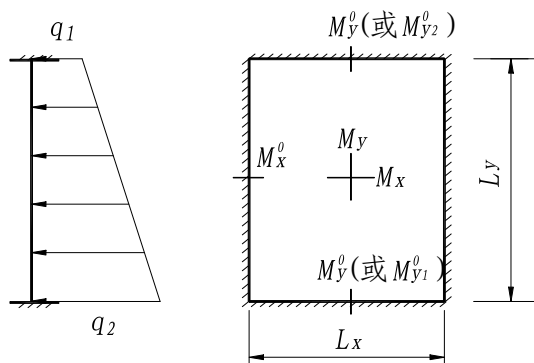


图 G.3.3 空箱式挡土墙底板梯形荷载四边固支板计算简图

$$M_x = m'_x q L_x^2 \quad (\text{G.3.3-1})$$

$$M_x^0 = m_x'^0 q L_x^2 \quad (\text{G.3.3-2})$$

$$M_y = m'_y q L_x^2 \quad (\text{G.3.3-3})$$

$$M_y^0 = m_y'^0 q L_x^2 \quad (\text{或 } M_y^0 = m_{y1}'^0 q L_x^2, \quad M_y^0 = m_{y2}'^0 q L_x^2) \quad (\text{G.3.3-4})$$

式中： m'_x 、 m'^0_x 、 m'_y 、 m'^0_y 、 m'^0_{y1} 、 m'^0_{y2} ——相应弯矩的计算系数，可由表 G.3.3 查得。

表 G.3.3 梯形荷载作用下的四边固支板弯矩计算系数表

荷载形式		均布荷载				三角形荷载						
计算系数		m'_x	m'^0_x	m'_y	m'^0_y	m'_x	m'^0_x	$m'_{x\max}$	m'_y	$m'_{y\max}$	m'^0_{y1}	m'^0_{y2}
$\frac{L_x}{L_y}$	0.50	0.0400	-0.0829	0.0038	-0.0570	0.0200	-0.0414	0.0225	0.0019	0.0088	-0.0458	-0.0112
	0.55	0.0385	-0.0814	0.0056	-0.0571	0.0193	-0.0407	0.0210	0.0028	0.0092	-0.0447	-0.0123
	0.60	0.0367	-0.0793	0.0076	-0.0571	0.0183	-0.0396	0.0195	0.0038	0.0094	-0.0436	-0.0135
	0.65	0.0345	-0.0766	0.0095	-0.0571	0.0172	-0.0383	0.0181	0.0048	0.0094	-0.0425	-0.0146
	0.70	0.0321	-0.0735	0.0113	-0.0569	0.0161	-0.0368	0.0166	0.0057	0.0096	-0.0413	-0.0156
	0.75	0.0296	-0.0701	0.0130	-0.0565	0.0148	-0.0350	0.0152	0.0065	0.0097	-0.0401	-0.0164
	0.80	0.0271	-0.0664	0.0144	-0.0559	0.0135	-0.0332	0.0138	0.0072	0.0098	-0.0389	-0.0171
	0.85	0.0246	-0.0626	0.0156	-0.0551	0.0123	-0.0313	0.0125	0.0078	0.0100	-0.0376	-0.0175
	0.90	0.0221	-0.0588	0.0165	-0.0541	0.0111	-0.0294	0.0112	0.0082	0.0100	-0.0362	-0.0178
	0.95	0.0198	-0.0550	0.0172	-0.0528	0.0099	-0.0275	0.0100	0.0086	0.0100	-0.0348	-0.0179
	1.00	0.0176	-0.0513	0.0176	-0.0513	0.0088	-0.0257	0.0088	0.0088	0.0100	-0.0334	-0.0179

注：表中系数适用于钢筋混凝土四边固支板（泊松桑比 $\mu = 1/6$ ）的弯矩计算。

G.4 挡土墙底板前趾悬挑部分结构内力计算

G.4.1 重力式、半重力式、衡重式、悬臂式、扶壁式和空箱式挡土墙底板前趾悬挑部分可按构件受弯及受剪验算其根部截面应力，计算简图见图 G.4.1。根部截面应力计算值应小于或等于底板材料的允许应力值，否则应加大底板厚度重新计算或按钢筋混凝土构件配置钢筋。

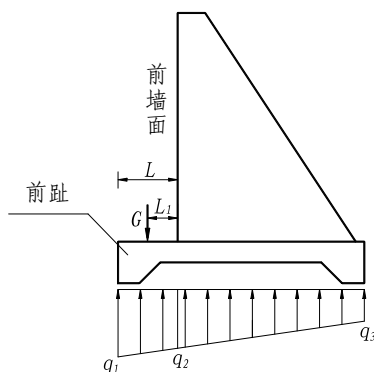


图 G.4.1 挡土墙底板前趾悬挑部分根部截面应力计算简图

G.4.2 重力式、半重力式、衡重式、悬臂式、扶壁式和空箱式挡土墙底板前趾根部截面弯矩可按式（G.4.2-1）计算，根部截面弯曲应力可按式（G.4.2-2）计算，剪应力可按式

(G.4.2-3) 计算。

$$M = \left(\frac{2q_1 + q_2}{6} \right) L^2 B - GL_1 \quad (\text{G.4.2-1})$$

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (\text{G.4.2-2})$$

$$\tau = \frac{(q_1 + q_2)LB}{2A_0} - \frac{G}{A_0} \quad (\text{G.4.2-3})$$

式中： q_1 ——底板前趾端部竖向地基反力及扬压力强度之和（kPa）；

q_2 ——底板前趾根部竖向地基反力及扬压力强度之和（kPa）；

B ——挡土墙底板计算单元的宽度（m）；

L ——底板前趾悬挑部分长度（m）；

L_1 ——底板前趾悬挑部分形心至前墙面的距离（m）；

σ ——底板前趾根部截面的弯曲应力（kPa）；

τ ——底板前趾根部截面的剪应力（kPa）。

G.5 板桩式挡土墙计算

G.5.1 板桩式挡土墙的入土深度应按式（G.5.1）要求：

$$K_0 = \frac{\sum M_R}{\sum M_H} \quad (\text{G.5.1})$$

式中 K_0 ——板桩式挡土墙抗倾覆稳定安全系数，不应小于表 3.5.11 规定的允许值；

$\sum M_H$ ——对拉杆锚碇点的倾覆矩（kN·m）；无锚板桩墙入土深度计算时，为对桩尖的倾覆矩；

$\sum M_R$ ——对拉杆锚碇点的挡土墙基底前趾的抗倾覆力矩（kN·m）；无锚板桩墙入土深度计算时，为对桩尖的抗倾覆力矩。

G.5.2 锚碇板和锚碇墙的安全性应满足下式要求：

$$E_{ax} + R_{AX} + E_{qx} \leq \frac{E_{px}}{K'_0} \quad (\text{G.5.2})$$

式中 K'_0 ——板桩式挡土墙抗倾覆稳定安全系数，不应小于表 3.5.11 规定的允许值；

E_{ax} ——锚碇墙、锚碇板后土体产生的主动土压力水平分力（kN）；

R_{AX} ——拉杆拉力水平分力 (kN);

E_{qx} ——锚碇墙、锚碇板后地面可变作用产生的主动土压力水平分力 (kN);

E_{px} ——锚碇墙、锚碇板前被动土压力水平分力的 (kN)。

G.5.3 有锚碇的板桩式挡土墙，其锚碇墙至板桩墙的最小水平距离可按公式 (G.5.3) 计算，计算简图见图 G.6.1。

$$L_{\min} = H_0 \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\phi_1}{2}\right) + H_t \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\phi_2}{2}\right) \quad (\text{G.5.3})$$

式中 $L_{\min}$ ——锚碇墙至板桩墙的最小水平距离 (m);

H_0 ——板桩式挡土墙墙顶至理论转动点 N 的深度 (m);

ϕ_1 ——板桩墙墙后土的内摩擦角 ($^\circ$);

ϕ_2 ——锚碇墙墙前填料的内摩擦角 ($^\circ$);

t_h ——填土表面至锚碇墙墙底的深度 (m)。

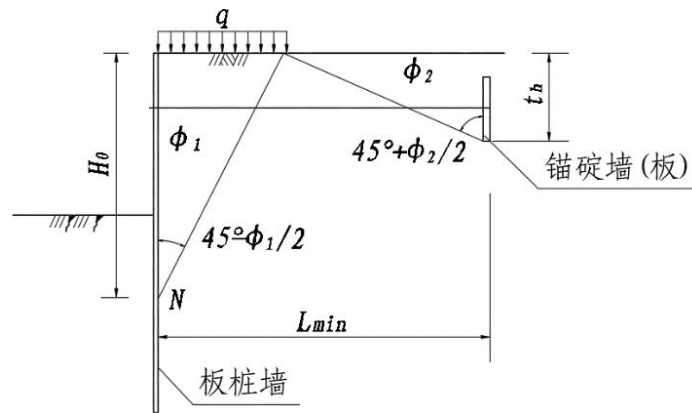


图 G.5.1 锚碇墙 (板) 至前墙最小距离的计算图

G.5.4 现浇钢筋混凝土锚碇墙水平向可按刚性支承连续梁计算，其拉杆拉力产生的水平向最大弯矩可按下式计算：

$$M_H = \frac{R_a l^2}{10} \quad (\text{G.5.4})$$

式中 M_H ——拉杆拉力产生的水平向单宽最大弯矩 ($kN \cdot m$);

R_a ——每米宽板桩墙的拉杆拉力 (kN/m);

l ——锚碇板中心间距 (m)。

G.5.5 现浇钢筋混凝土锚碇墙竖向可按悬臂板计算，土抗力沿墙高可按均匀分布，拉杆拉力产生的竖向单宽最大弯矩可按下式计算：

$$M_v = \frac{R_a h_a}{8} \quad (\text{G.5.5})$$

式中 M_v ——拉杆拉力产生的竖向单宽最大弯矩（ $kN \cdot m$ ）；

R_a ——每米宽板桩墙的拉杆拉力（ kN/m ）；

h_a ——锚碇墙（板）的高度（ m ）。

G.5.6 锚碇墙（板）的水平位移可按下式计算：

$$\Delta H = \frac{R_a l_a}{h_a b_s k_H} \quad (\text{G.5.6})$$

式中 ΔH ——水平位移（ m ）；

R_a ——每米宽板桩墙的拉杆拉力（ kN/m ）；

l ——锚碇板中心间距（ m ）；

h_a ——锚碇墙（板）的高度（ m ）；

b_s ——锚碇墙（板）的计算宽度（ m ），对于锚碇墙取拉杆间距，对于锚定板取锚定板宽度；

k_H ——锚碇墙（板）前土体的水平抗力系数（ kN/m^3 ），锚碇墙（板）前采用块石填料时，可取 $3700kN/m^3$ 。

G.5.7 钢板桩（锚碇钢板桩）的单宽强度应按下式计算：

$$\frac{1.35}{1000} \times \left(\frac{N}{A} + \frac{M_{\max}}{W_z} \right) \leq f_t \quad (\text{G.5.7})$$

式中 N ——作用产生的每米轴向力（ kN ）；

$M_{\max}$ ——作用产生的每米板桩墙最大弯矩（ $kN \cdot m$ ）；

A ——钢板桩的截面面积（ m^2/m ）；

W_z ——钢板桩的弹性地抗拒（ m^3/m ）；

f_t ——钢材的强度设计值（ N/mm^2 ），按 GB 50017《钢结构设计规范》的规定采用。

G.5.8 拉杆计算应按下式计算：

$$R_A = \xi_R R_a l_a \sec \theta \tag{G.5.8-1}$$

$$d = 2 \sqrt{\frac{1000 \times 1.35 R_A}{\pi f_t}} + \Delta d \tag{G.5.8-2}$$

式中 R_A ——拉杆拉力（kN）；
 ξ_R ——拉杆受力不均匀系数，预先拉紧时，可采用 1.35；
 R_a ——前墙每延米拉杆力（kN/m）；
 l ——锚碇板中心间距（m）；
 θ ——拉杆与水平面的夹角（°）。
 d ——拉杆直径（mm）；
 f_t ——钢材的强度设计值（N/mm²），按（GB 50017）的规定采用；
 Δd ——预留锈蚀量（mm），可取 2~3mm。

G.5.9 根据地基土的性质和设计经验，水平地基反力系数可按 m 法或其他方法确定，按下式 G.5.9 确定。

$$K = mZ \tag{G.5.9}$$

式中 K ——水平地基反力系数（kN/m³）；
 m ——水平地基反力系数随深度增大的比例系数（kN/m⁴）；可通过水平荷载试验确定，当无试验资料时，可按表 G.5.9 选用。
 Z ——计算点距计算水底的深度（m）。

表 G.5.9 m 值选用表

地基土土质情况	m 值（kN/m ⁴ ）
$I_L \geq 1$ 的粘性土、淤泥	1000~2000
$1 > I_L \geq 0.5$ 的粘性土、粉砂	2000~4000
$0.5 > I_L \geq 0$ 的粘性土、细砂、中砂	4000~6000
$I_L < 0$ 的粘性土、粗砂	6000~10000
砾石、砾砂、碎石、卵石	10000~20000
注 1：板桩挡土墙在计算水底处的水平变位大于 10mm 时，m 值可采取分层选取的方法，泥面下一定深度范围内土层的 m 值取表中下限值； 注 2：表中的砂土，当密实度为松散时取表中下限值，密实度为密实时取上限值； 注 3： I_L 为土的液性指数。	

附录H 抗滑桩计算

H.1 荷载计算

H.1.1 作用于抗滑桩的荷载应包括滑坡体推力 P_t 、抗滑桩所处位置下块滑坡体（滑动面以上）的抗力 P_{k1} 、锚固段地基抗力 P_{k2} 。桩侧与岩土间的摩阻力、凝聚力、桩体变位引起的竖向反力、桩体自重和桩底反力均可不计。

H.1.2 作用于每根抗滑桩上的滑坡体推力 P_t 应按以下规定计算：

- 1 采用本规范附录 D 的方法计算单位宽度滑坡体作用于抗滑桩上的推力 P ；
- 2 按 P 的水平分量乘以桩间距计取作用于每根抗滑桩上的滑坡体推力 P_t 。

H.1.3 作用于每根抗滑桩上的抗力 P_{k1} 应按以下规定计算：

- 1 采用本规范附录 D 的方法计算无抗滑桩情况下单位宽度滑坡体作用于抗滑桩上的推力 T 。
- 2 取 T 的水平分量与作用在抗滑桩上的被动土压力两者之小值作为单位宽度的抗力。
- 3 按单位宽度的抗力乘以桩间距计取作用于每根抗滑桩的抗力 P_{k1} 。

H.1.4 根据滑坡体性质、厚度和抗滑桩所处位置、上块滑坡体上下部变位或蠕动速度的差异等情况，滑坡体推力 P_t 的分布图形可分别采用矩形、三角形或梯形等。

H.1.5 抗力 P_{k1} 的分布图形可采用与滑坡体推力 P_t 相同的分布图形或根据具体情况采用其它图形。

H.1.6 锚固段地基抗力 P_{k2} 可按照地基弹性抗力计算，其大小应根据岩土体的性质、桩的锚固段深度、锚固段桩体的变位等情况确定。

H.1.7 锚固段地基弹性抗力系数应根据其岩土体性质和抗滑桩的锚固段深度等情况，按下列条件确定：

- 1 当地基为较完整的岩体和坚硬粘性土时，其水平向弹性抗力系数宜通过试验确定，取为常数，采用矩形分布图形；
- 2 当地基弹性抗力系数随深度变化时，其水平向弹性抗力系数宜按（H.1.7）式计算：

$$K_H = m_H (h_1 + y)^n \quad (\text{H.1.7})$$

式中 K_H ——滑动面以下某深度处的地基水平向弹性抗力系数（KPa/m），宜通过试验

确定；

m_H ——地基水平向弹性抗力系数随深度变化的比例系数 (KPa/m²)，宜通过试验确定。

h_1 ——抗滑桩位置下块滑坡体滑动面以上的滑坡体深度 (m)；

y ——滑动面以下计算位置距滑动面的深度 (m)；

n ——计算指数，当滑动面以下为土基或松散体，水平向弹性抗力系数随深度呈线性变化时，宜取 $n=1$ ；当水平向弹性抗力系数值随深度呈外凸的抛物线变化时，宜取 $0 < n < 1$ ；当水平向弹性抗力系数值随深度呈内凸的抛物线变化时，宜取 $n > 1$ 。

H.2 抗滑桩锚固段长度和结构计算

H.2.1 抗滑桩锚固段的深度 h_2 主要应根据其岩土体的横向容许承载力确定。当要求控制抗滑桩的变位时，应使其最大变位不超过容许值。

H.2.2 抗滑桩对锚固段岩土体的横向压应力应小于或等于锚固段岩土体的横向容许承载力

H.2.3 抗滑桩滑动面以上的桩体内力，应根据滑坡体推力 P_t 、滑动面以上滑坡体抗力 P_{k1} 计算。滑动面以下的桩体变位和内力，应根据滑动面处桩截面的弯矩、剪力和锚固段地基抗力 P_{k2} 进行计算。

H.2.4 抗滑桩桩底约束条件，可根据锚固段深度及其岩土体性质等，作下列假定：

- 1 当桩底可能产生变位和转动时，桩底可假定为自由端；
- 2 当桩底可能仅产生转动而不产生变位时，桩底可假定为铰支端。

H.2.5 抗滑桩结构内力计算应首先按照 (H.2.5-1) 式或 (H.2.5-2) 计算其变形系数，并根据变形系数判别其属于刚性桩还是弹性桩：

- 1 按“K”法计算

$$\beta = (K_H B_p / 4EI)^{1/4} \quad (\text{H.2.5-1})$$

- 2 按“m”法计算

$$\alpha = (m_H B_p / EI)^{1/5} \quad (\text{H.2.5-2})$$

式中 β ——按“K”法计算时的抗滑桩的变形系数 (m⁻¹)；

B_p ——抗滑桩正面计算宽度 (m), 矩形桩 $B_p = B + 1$, 圆形桩 $B_p = 0.9(D + 1)$, B 为

矩形抗滑桩的正面宽度 (m), D 为圆形桩的直径 (m);

E ——抗滑桩的弹性模量 (kPa);

I ——抗滑桩的截面惯性矩 (m^4)。

α ——按“m”法计算时的抗滑桩的变形系数 (m^{-1});

m_H ——地基弹性抗力系数随深度呈线性变化的比例系数 (KPa/m^2)。

当 $\beta h_2 \leq 1.0$ 时或当 $\alpha h_2 \leq 2.5$ 时, 抗滑桩属刚性桩, 否则属弹性桩, h_2 为抗滑桩的锚固长度 (m)。

H.2.6 按“K”法或“m”法计算抗滑桩内力时, 锚固段的换算长度应分别取为 βh_2 或 αh_2 。

H.2.7 抗滑桩桩体结构可按照受弯构件设计, 对 3 级及其以下等级边坡, 当无特殊要求时, 可不作变形、抗裂、挠度等项验算。

标准用词说明

执行本标准时，标准用词应遵守下表规定。

标准用词说明

标准用词	在特殊情况下的等效表述	要求严格程度
应	有必要、要求、要、只有……才允许	要求
不应	不允许、不许可、不要	
宜	推荐、建议	推荐
不宜	不推荐、不建议	
可	允许、许可、准许	允许
不必	不需要、不要求	
除非在特定情况下，一般不使用“必须”、“严禁”。		

中华人民共和国水利行业标准

水利水电工程边坡与挡土墙设计规范

SL/T 386—20XX

条文说明

目 次

1	总 则	91
3	基本规定	92
4	边坡稳定性判别和岩土体抗剪强度指标确定	101
5	边坡的计算和分析	113
6	边坡治理与加固	129
7	挡土墙	154
8	安全监测设计	184

1 总 则

1.0.2 本条规定“本规范适用于大、中型水利水电工程中的 1 级~5 级边坡和挡土墙的设计”。对于小型水利水电工程的边坡和挡土墙，由设计者根据情况决定是否参照本规范规定进行设计。

因为永久冻土区的边坡具有特殊性，因此规范要求专门研究。

1.0.3 修建水工建筑物对边坡施加了除建筑物自重以外的不利于其稳定的力，比如拱坝两坝肩开挖的拱座边坡。若要满足拱座稳定要求，治理、加固坝肩边坡或/和调整坝型这两种措施是采用一种还是两种同时采用，往往需要进行全面的技术经济比较。若仅按本规范要求对边坡本身的治理和加固做出规定也是不合适的。因此，本规范是否适用于这类边坡，需要针对具体情况研究确定。

1.0.4 相对于水工建筑物而言，水利水电工程边坡的治理和加固，无论工程实际工程经验的积累和总结，还是科学研究的深度和广度方面都还是相对薄弱的。边坡工程牵涉到多种类型的水工建筑物，边坡类型也多种多样，问题非常复杂。边坡设计中，认真总结以往工程实践经验，并进行必要的科学研究是十分必要的。

对于挡土墙，在近些年的工程实践中，浆砌石挡土墙是出现的问题相对较多的一种挡土墙；格宾笼挡土墙则是近些年应用逐渐增多的一种挡土墙，诸如这类工程实践经验和教训，对挡土墙的设计具有参考价值。

先进技术的推广应用，有助于边坡治理、加固和挡土墙的设计方案更加趋于经济合理，在同等投资水平的条件下也有助于提高边坡的安全度。对待新技术，采取“积极慎重”的态度是科学的态度，有助于新技术的正确推广和应用。

1.0.6 本条是对边坡和挡土墙设计的基本原则要求，其中“应重视施工地质和安全监测资料分析，结合实际情况的变化，修正设计”表达的是一种动态设计思想。

3 基本规定

3.1 基本资料

3.1.4 条文中规定“重点掌握与边坡和挡土墙相关的建筑物布置、安全特性和应用功能等”的目的是使得边坡和挡土墙的设计与建筑物设计相辅相成，使得边坡和挡土墙的设计更加合理。

3.2 边坡和挡土墙级别确定

3.2.2 本条规定确定边坡和挡土墙级别考虑两个主要因素，其一是与相关建筑物的关系，其二是边坡和挡土墙破坏造成的影响。因建筑物级别的确定已体现了工程的重要性和建筑物在工程中的地位，以相关建筑物的级别为确定边坡和挡土墙级别的主要依据之一，能相对准确地体现边坡和挡土墙的重要性。边坡和挡土墙与相关建筑物的相互关系能体现边坡和挡土墙破坏对建筑物安全和运用的影响，所以也作为确定边坡和挡土墙级别所考虑的依据。由于边坡和挡土墙破坏对建筑物的影响程度不易简单地定量确定，所以条文规定“……破坏造成的影响进行论证”。

根据边坡和挡土墙与建筑物的关系，以及边坡和挡土墙破坏对相关建筑物安全的影响程度，按建筑物是破坏严重、较严重、不严重和较轻等四种不同情况确定边坡和挡土墙级别，列入表 3.2.2 中，并注明了四种影响程度的含义。分别说明如下：

1 严重：

由于挡土墙一般是相关建筑物的所属部分，所以其与建筑物的关系一般是直接相关。按边坡与建筑物的关系，分为直接相关和间接相关两种。

对于边坡而言，直接相关又可分为两种类型：一种类型可称之为“边坡和挡土墙属于建筑物的组成部分”，例如船闸的直立边坡、挖方渠道的过水断面边坡；另一种类型为边坡体为建筑物的地基或地基的一部分，建筑物的自重作用在边坡潜在滑动体上，例如紧靠边坡上方修建有泄水、引水的进水塔等。对于这种边坡，一旦边坡破坏或仅产生稍大变形将直接导致建筑物破坏，属于最危险的情况，因此要求边坡与相关建筑物级别相同是必要的。与建筑物安全间接相关的边坡是指边坡滑塌后，滑塌体推向建筑物导致其整体破坏。例如泄水建筑物进水口集中布置时，若边坡破坏会导致进水塔整体破坏，边坡级别与进水塔的级别相同也是合理的。条文中“功能完全丧失”的含义是建筑物虽然没有破坏但已完全不能运用。如当泄水建筑物在一岸集中布置时，岩石边坡破坏后将

所有进水口全部封堵，导致泄水建筑物完全丧失泄水功能的情况。

2 较严重：有些情况下边坡破坏并不一定使建筑物彻底破坏或完全丧失功能，但已损坏较严重，已不能正常运用或需要进行专门的除险加固。“专门的除险加固”是指已超出了管理单位正常维护工作的范畴，需要进行专门的除险加固设计并由专业施工队伍施工，才能使建筑物恢复或基本恢复原设计功能。

3 不严重：出现问题或发现即将出现问题后，管理单位的正常维护修复即可使建筑物投入运用的情况。例如溢洪道泄槽段的开挖边坡，当出现边墙上部边坡局部滑坡侵占部分过水断面，且并不难以清除，清除后溢洪道仍可正常过水；道路边坡塌方，虽暂时阻断交通，但清理后仍可正常通行。

4 较轻：有的边坡的破坏并不导致建筑物的破坏或功能丧失，而是仅对建筑物安全有轻微影响。比如：有些近坝上游的库岸边坡，当边坡破坏后滑坡涌浪传到坝前已很小，对建筑物安全没有明显的影响。因此其级别定为4级或5级是可以接受的。

尽管本条的规定是按照边坡和挡土墙与相关建筑物之间的关系确定其级别的，但由于水工建筑物多种多样，边坡和挡土墙与建筑物相互关系非常复杂，因此条文中只能作一般性规定。在实际工程中，难免出现边坡级别不一致的情况，需要认真研究边坡对相应建筑物的影响、建筑物在整个工程安全中的地位等，才能相对合理地确定边坡的级别。由于边坡和挡土墙级别的高低直接决定抗滑稳定安全系数标准，也就是说直接影响工程投资，考虑到这一点，条文中特别要求“对边坡和挡土墙破坏造成的影响进行论证”后确定边坡级别。

3.2.3 有些情况下，一个边坡和挡土墙的破坏可能对2座或多座建筑物的安全有影响。对于这种情况，条文规定应以其中级别最高的建筑物确定边坡级别，其基本思路是确定边坡和挡土墙级别时就高不就低。这一思路是与其他规范确定工程等别、建筑物级别的原则和工程实践中的行业惯例是一致的。

3.2.4 对于长度大的边坡和挡土墙，各区段水工建筑物的重要性可能不同。例如溢洪道，不同区段的边坡和挡土墙对工程的影响和造成的损失是不同的，分区段确定其级别是合理的。因此本条规定应分区段确定边坡和挡土墙级别。

3.2.5 有些边坡仅施工期临空，且相应建筑物建成后没有发生破坏或产生超常变形的边界条件，例如土石坝两岸坝基开挖边坡，在大坝填筑后，由于坝体的支撑作用，坝基边坡已失去了滑动和产生超常变形的边界条件。因此仅需在大坝开挖过程中的短时间临空期间保持稳定即可，所以没有必要要求太高的安全度。类似这种边坡按最低的5级边坡

对待，符合在保证安全的前提条件下，尽量减少工程投资的原则。对于本条规定，主要是要正确判定“相关水工建筑物建成后没有发生破坏或产生超常变形的边界条件”，若不满足这项要求，就不一定能将其定为 5 级边坡。

3.2.6 条文中“与水工建筑物安全和运用不相关的水利水电工程边坡”在水利水电工程中大量存在。根据不完全调查，大致有以下几类：

1 影响城镇、乡村、工矿企业等安全的库区塌岸或滑坡：这类边坡直接与人的生命安全密切相关，一旦有安全问题发生，社会、经济影响均较大，并且善后处理难度大，费用高，往往是业主及其上级主管部门难以解决的。即使进行治理和加固后不发生塌滑破坏，也可能因变形过大引起安全问题。因此需要引起足够的重视。与这类边坡相关的建筑物、构筑物有些有其他行业相应的设计规范要求，但其他行业规范未必考虑水利水电工程的实际情况。因此，需要综合考虑其他行业规范规定和水利水电工程的实际情况等因素，合理地确定边坡级别。

2 影响陆路和水路干线交通安全的库区塌岸或滑坡：这类边坡与第一类边坡不同，很多时候它的破坏仅造成边坡本身和受影响建筑物的直接损失。而造成人身和其他的财产损失却有很大的随机性。确定这边坡级别时需要考虑这一因素，同时还需要考虑交通干线的重要性的不同，例如影响国家级和国防专用交通干线安全的边坡与省级及其以下交通干线安全的边坡，重要性不同。

3 工程场区内新建的交通主干道的边坡：由于工程场区内修建的交通干道属于工程专用道路，不牵涉本行业以外的单位和个人，因此仅需要考虑施工期间和竣工运用的交通情况，以及失事后损失大小确定边坡级别。

4 工程场区内新建的其他主要建筑物的边坡：工程场区内新建的其他主要建筑物通常有生活设施类和生产设施类，确定其边坡级别时也需要考虑建筑物类型、边坡破坏造成的损失及造成某种损失的几率大小等因素。

由于上述边坡已与水工建筑物安全和正常运行没有相关关系，因此不能按照水工建筑物级别来确定边坡级别。在当前背景条件下，给出定量规定的按边坡破坏造成的损失大小确定边坡级别的条件还不成熟，因此条文中仅进行定性规定。

3.2.7 在水利水电工程中，还有一类挡土墙，它们是独立布置的，并不与所属建筑物有较大的关联，例如水利水电工程区内进场道路的路基挡土墙、移民区构筑的庄台、水土保持设施中的挡土墙等。对于这类独立布置的挡土墙级别确定，应根据其重要性分析确定。这类水工挡土墙的级别划分，均应符合 GB 50201 和 SL 252 的规定。

3.2.9 位于防洪(挡潮)堤上的水工建筑物,其重要性与防洪(挡潮)堤是一样的。有的防洪(挡潮)堤上的水工建筑物即便规模不大,但一旦失事,其严重后果就象防洪(挡潮)堤的失事一样,且较难修复,因此防洪(挡潮)堤上的水工建筑物级别只能高于或至少等于防洪(挡潮)堤的级别,而绝对不能低于防洪(挡潮)堤的级别。对于防洪(挡潮)堤上水工建筑物的挡土墙(岸墙、翼墙),如果失事后将直接危及该水工建筑物的安全,则挡土墙的设计级别应与该水工建筑物的设计级别相同。与防洪(挡潮)堤交汇的跨河建筑物,其重要性与防洪(挡潮)堤也是一样的,而处于跨河建筑物防渗段范围内的挡土墙,若一旦失事,就像跨河建筑物失事一样,后果不堪设想,因此,跨河建筑物防渗段范围内挡土墙的设计级别应与该跨河建筑物的设计级别相同。

3.3 边坡运用条件划分及抗滑稳定安全系数标准

3.3.1~3.3.9 为原边坡规范相应条款。

由于边坡规范和挡土墙规范分别采用不同的安全系数标准和工况荷载条件,因此将边坡和挡土墙的运用条件(荷载条件)及安全系数标准分别列为两节。

经过十多年的实践,边坡的应用条件划分和安全系数标准是比较合适的,未发现有不相适应的情况。因此,仍采用原条文相应的规定。

3.3.6 各级边坡在不同运用条件下的抗滑稳定安全系数标准制定主要参照了相关规范和其他有关规范的规定,并将已建水利水电工程边坡的实际取值统计作为制定本规范稳定安全系数标准的主要依据。

1 关于表 3.4.6 中取值范围的规定

表 3.4.6 给出了不同等级各种运用条件下边坡的安全系数取值范围。一般而言,对于工程边坡较自然边坡取大值,地质条件或岩土体抗剪强度指标不确定时取大值。

2 对于安全系数 1.30~1.50 的规定

国外工程边坡抗滑稳定安全系数常取 1.5,比如: E Hoek 所著《岩石边坡工程》书中说明,对重要边坡取 1.5 安全系数;加拿大地基手册(Canadian Foundation engineering Manual, 2006)建议岩土体强度取均值(或稍低),对应的安全系数取 1.3~1.5。

国内外边坡设计安全系数的取值差别主要在于岩土体剪切强度取值、试验方法及对边坡重要性认识等方面的差异。当岩土体剪切强度取峰值强度 0.2 分位值(与峰值强度小值平均值相当)得到的安全系数为 1.25,按岩体峰值强度平均值计算的安全系数为 1.50,两者的年破坏概率均为 10^{-4} 级,说明国内水电工程边坡采用的 1.25 设计安全系

数与国外采用的 1.50 基本相符。总体上看，我们国内水利水电工程边坡设计安全系数大致相当于美国、加拿大以及英国、挪威、瑞典等国家安全系数的中等水平，而与日本和中国香港地区基本相当。

3.4 挡土墙荷载组合及安全系数标准

3.4.1 挡土墙规范采用荷载组合作为挡土墙本身的稳定结构计算分析工况，其实质与边坡采用的运用条件划分是一致的。由于挡土墙规范执行多年，其基本荷载和特殊荷载的规定相对明确，与安全系数标准配套使用有多年的经验，挡土墙仍按其荷载条件进行划分。但是对于作为边坡支挡结构的挡土墙，其边坡工况和安全系数标准按边坡规定执行。

3.4.3 沿挡土墙基底面的抗滑稳定安全系数，反映了挡土墙是否安全与经济的指标。而对于抗滑稳定安全系数允许值的合理规定，涉及了所采用的计算理论、计算方法、计算指标，以及国家的技术经济政策。如果规定的抗滑稳定安全系数允许值过于偏高或偏低，将导致工程的浪费或不安全。因此，在实际应用中，未经充分论证，不应任意提高或降低规范规定的抗滑稳定安全系数的允许值。

表 3.4.3 规定的沿挡土墙基底面抗滑稳定安全系数的允许值 GB 50286 以及 SL 265 的规定是对应的。

原规范只定义了 1~4 级挡土墙的安全系数标准，根据工程实践以及考虑经济发展水平，将 5 级挡土墙的安全系数标准也纳入进来，与 4 级挡土墙安全标准一致。

但必须指出，表 3.4.3 规定的沿挡土墙基底面抗滑稳定安全系数允许值应与表中规定的相应计算公式配套使用，切不可将表中规定的允许值用来检验非表中规定的其它公式计算成果。

3.4.4 对于岩石地基上的挡土墙，当地基中存在软弱结构面时，需要核算沿软弱结构面滑动的整体稳定安全系数。岩石地基上挡土墙的整体稳定性通常是按照抗剪断方法来进行核算的。根据有关设计单位的经验，如果这时的整体稳定安全系数允许值仍然按照表 3.4.3 中按式(F.1.4-1)计算时的规定采用，是偏于保守的。但是究竟可以降低多少，还缺乏一定的实践经验。考虑到一些设计单位已经按照表 3.4.3 中的允许值降低 0.5 甚至降低 1.0 采用，且工程还是安全的，建议岩石地基上的挡土墙沿软弱结构面整体滑动时，按抗剪断计算的稳定安全系数允许值，可按表 3.4.3 中按式(F.1.5)计算时规定的允许值降低采用。至于降低的数值，可根据工程实践经验和地质条件研究确定，本规范暂不作规定。

3.4.5 有锚碇墙的板桩式挡土墙是依靠作用在插入地基的板桩和置入墙后填土内可能

滑动面以外锚碇墙上的被动土压力来维持结构整体稳定的，其锚碇墙的抗滑稳定安全系数应按本规范表 3.4.5 的规定采用。

3.4.6 加筋式挡土墙在验算沿水平向的抗滑稳定性和按圆弧滑动法验算整体深层抗滑稳定性时，不论挡土墙的级别和荷载组合情况，其抗滑稳定安全系数均应大于等于 1.30。加筋式挡土墙目前在级别较高的工程中应用较少，暂时不考虑挡土墙的级别也是可以的。但是，对于荷载组合情况，即在基本荷载组合和特殊荷载组合时，应有所区别。参考土质地基上的其他类型挡土墙的抗滑稳定安全系数允许值的取值范围，在基本荷载组合和特殊荷载组合时差距约在 0.1~0.15 之间，因此，作出本条规定。

3.4.7 SL 265 规定，对于土质地基上的挡土墙，其抗倾覆稳定是由地基稳定性和控制基底大小应力的比值来保证的，而 GB 50286 中规定，防洪墙(即挡土墙)按堤防工程级别分为 5 级，正常运用期的抗倾覆稳定安全系数允许值为 1.6~1.4 之间，非正常运用期的抗倾覆稳定安全系数允许值为 1.5~1.3 之间，两个标准的规定不统一。抗倾覆稳定也是衡量挡土墙安全性的重要指标，对工程投资有直接影响，按建筑物级别分级取用抗倾覆稳定安全系数较为合理。因此，本条规定的挡土墙抗倾覆稳定安全系数允许值与 GB 50286 是一致的。

3.4.8 岩基上翼墙抗倾覆稳定安全系数允许值的确定，以在各种荷载作用下不倾倒为原则，但应有一定的安全储备。参照现行有关规范对抗倾覆稳定安全系数允许值的规定，本条作出相应规定。

3.4.9 对于挡土墙来说，空箱式挡土墙的抗浮稳定性要求是个特例。参照现行有关标准的规定，作出本条规定。

3.4.10 在计算挡土墙结构的稳定性时，对于岩石地基上挡土墙基底的渗透压力，可采用全截面直线分布法计算；如果设有防渗帷幕和排水孔时，需要考虑其作用和效果，这样比较符合实际情况。对于土质地基上挡土墙基底的渗透压力，亦可按直线比例法计算，但计算精度稍差，因此最好按改进阻力系数法计算，这样比较符合实际情况。由于在各类水工建筑物的相关设计标准中对基底渗透压力的计算都有规定，因此挡土墙的基底渗透压力计算应按所属水工建筑物的相关设计标准的规定进行。

3.4.11 验算挡土墙基底抗渗稳定性，主要是为了防止地下渗流冲蚀地基土并造成渗流变形，因而基底地下轮廓线必须具有足够的防渗长度，以减小挡土墙底板下的渗流坡降。在一般情况下，挡土墙的墙后地下水位都将高于墙前水位，因此都应验算挡土墙基底的抗渗稳定性，不能满足要求时，还需结合整体稳定计算情况采取相应的防渗排水措

施，如设置降低墙后地下水位的排水孔，设置延长渗径长度的垂直或水平防渗体等。

处于防渗范围内的水工挡土墙，当墙后土层的渗透系数大于地基土的渗透系数时，可按二元问题近似求解侧向渗透压力。

3.4.12 有关土质地基上水工建筑物基底抗渗稳定性的调查、试验和研究资料表明，基底渗流出口处和沿底板与地基土的接触面通常最容易发生渗流变形，因此必须保证渗流出口段和沿水工建筑物底板底面水平段的渗流坡降不得超过其允许值，而渗流坡降允许值可根据各种土沿着不同渗流方向出现渗流破坏的临界坡降来确定，此临界坡降可由电模拟试验测得或采用近似计算法计算求得。基底出口段的渗流破坏形式主要为流土或管涌，其判别方法在 GB 50287 中都有规定，计算时可按该标准的规定进行。

一般来说，土质地基渗流出口段的渗流破坏系流土破坏，只有砾砂及碎石土基底出口段的渗流破坏才有可能是管涌破坏。对于出口段的渗流破坏形式(流土或管涌)，过去常用土料的不均匀系数 $\eta = d_{60} / d_{10}$ 进行判别。当 $\eta < 10$ 时，为流土破坏；当 $\eta > 20$ 时，为管涌破坏；当 $10 < \eta < 20$ 时，为流土或管涌破坏。实践及试验表明，用土料的不均匀系数判别渗流破坏形式不是十分准确的。根据国内外最新研究成果，认为砾砂或碎石土按其细粒含量及孔隙率判别其可能发生的渗流破坏形式比较符合实际，且判别方法简单方便，即：当 $4p_f(1-n) > 1.0$ 时，为流土破坏；当 $4p_f(1-n) < 1.0$ 时，为管涌破坏。 p_f 为小于砾砂或碎石土粗细颗粒分界粒径的土粒百分数含量(%), n 为砾砂或碎石土的孔隙率。

按照 SL 265 的规定，验算土质地基上挡土墙基底的抗渗稳定性时，水平段和出口段的渗流坡降应分别小于表 1 规定的水平段和出口段允许渗流坡降值。

表 1 水平段和出口段允许渗流坡降值

地基类别	允许渗流坡降值	
	水平段	出口段
粉砂	0.05~0.07	0.25~0.30
细砂	0.07~0.10	0.30~0.35
中砂	0.10~0.15	0.35~0.40
粗砂	0.13~0.17	0.40~0.45
中砾、细砾	0.17~0.22	0.45~0.50
粗砾夹卵石	0.22~0.28	0.50~0.55
砂壤土	0.15~0.25	0.40~0.50
壤土	0.25~0.35	0.50~0.60
软粘土	0.30~0.40	0.60~0.70
坚硬粘土	0.40~0.50	0.70~0.80
极坚硬粘土	0.50~0.60	0.80~0.90

注：当渗流出口处设滤层时，表列数值可加大 30%。

验算砾砂或碎石土地基上挡土墙基底出口段抗渗稳定性时，应首先判别可能发生的渗流破坏形式(流土或管涌)：当 $4P_f(1-n) > 1.0$ 时，为流土破坏；当 $4P_f(1-n) < 1.0$ 时，为管涌破坏。

砾砂或碎石土地基上挡土墙基底出口段防止流土破坏的允许渗流坡降值即表 3 所列的出口段允许渗流坡降值。砾砂或碎石土地基上挡土墙基底出口段防止管涌破坏的允许渗流坡降值可按公式(1)、公式(2)计算：

$$[J] = \frac{7d_5}{Kd_f} [4P_f(1-n)]^2 \quad (1)$$

$$d_f = 1.3\sqrt{d_{15}d_{85}} \quad (2)$$

式中 $[J]$ ——防止管涌破坏的允许渗流坡降值；

d_f ——地基土的粗细颗粒分界粒径(mm)；

P_f ——小于 d_f 的土粒百分数含量(%)；

n ——地基土的孔隙率；

d_5 、 d_{15} 、 d_{85} ——地基土颗粒级配曲线上小于含量 5%、15%、85%的粒径(mm)；

K ——防止管涌破坏的安全系数，可采用 1.5~2.0。

3.4.13 水工挡土墙分为有挡水要求和无挡水要求两类。除设计允许水流从墙顶漫溢的挡土墙外，其他有挡水要求的永久性挡土墙除了具有防止土体崩塌作用外，其结构稳定和墙顶超高等都与洪水标准相关。由于这类挡土墙与所属的水工建筑物一起承担着挡水的任务，因此其设计洪水标准应与所属水工建筑物的洪水标准一致。无挡水要求的永久性挡土墙，例如位于防洪水位以上的挡土墙，当然不需要规定设计洪水标准。

位于水工建筑物上、下游河道内的挡土墙，例如作为河道护岸的挡墙等，其洪水标准应与水工建筑物上、下游河道的设计洪水标准一致。位于挡洪建筑物上游的翼墙，属于挡洪建筑物上游的一部分，其洪水标准只能与所属挡洪建筑物的设计洪水标准相同，而绝对不能低于挡洪建筑物的设计洪水标准。位于水工建筑物下游的翼墙，作为水工建筑物下游的一部分，其设计洪水标准亦应与所属水工建筑物的设计洪水标准相同，只是防洪水位值与上游的防洪水位值不一样。如泄洪建筑物泄洪时下游的洪水水位较高，但许多情况下泄洪建筑物下游消能防冲设施的安全性往往受始流条件控制，而下游翼墙墙前水位的高低对其结构的稳定又有较大的影响，因此泄洪建筑物下游的翼墙还应考虑相应于下游消能防冲设施设计洪水标准时可能出现的不利情况。

设计洪水标准往往决定了水工建筑物的规模和安全标准，挡土墙作为水工建筑物的重要组成部分，其设计洪水标准应与同级水工建筑物的设计洪水标准一致。

3.4.14 对于不允许水流从墙顶漫溢的水工挡土墙，兼有挡土和挡水的双重任务，如水工建筑物上游的翼墙，在所属水工建筑物关闸挡水时，无论是在正常蓄水位或最高挡水位条件下，由于风力作用，墙前均会出现波浪(立波或破碎波波型)，因此翼墙的墙顶高程不应低于正常蓄水位(或最高挡水位)加波浪计算高度与相应安全加高值之和。当所属水工建筑物系泄水建筑物，遇到设计洪水位(或校核洪水位)必须开闸泄水时，由于流速的影响，水面不会形成较高的波浪，至少不会形成立波波型，因此翼墙的墙顶高程不应低于设计洪水位(或校核洪水位)与相应安全加高值之和。

表 3.4.14 规定的水工挡土墙墙顶安全加高下限值与 SL265 的规定是对应的，当所属水工建筑物关门挡水时，计及波浪计算高度；开闸泄洪时，不计波浪计算高度。为了不致使上游来水(特别是洪水)漫过翼墙的墙顶，危及所属水工建筑物的安全，上述挡水和泄水两种情况下的安全保证条件应同时得到满足。

4 边坡稳定性判别和岩土体抗剪强度指标确定

4.1 一般规定

4.1.1 在 GB50487 和 SL652 中，对不同设计阶段及不同类型的边坡勘察进行了相应的规定。一般情况下，边坡与相应建筑物一并进行地质勘察，目的是在能查明地质条件的前提下尽量减少勘察工作量。当边坡与建筑物相关时，一并勘察往往可更加有利于全面地评价边坡的安全，也便于采用技术可行、经济合理的治理和加固措施。考虑到边坡地质条件的复杂性，即使进行了初勘和详勘，有时仍然不能完全查清边坡的地质条件，所收集到的资料有时仍不能满足边坡设计要求的情况。另外，对于远离建筑物的边坡，也需要进行单独的勘察。因此条文规定必要时对边坡进行专门的工程勘察。

4.1.2 工程实践中经常遇到古（老）滑坡，这些滑坡经过长期的地质作用，有些已经处于稳定状态，有些仍然处于缓慢的变形状态。充分了解这些滑坡的发生发展历史，有利于研究这些滑坡当前的稳定状态，有利于分析滑坡的发展趋势和制定治理和加固措施。人类活动对滑坡的稳定性起着重要影响，很多滑坡实例已经证明人类活动会引发边坡的破坏，研究工程区的人类活动对边坡的稳定性影响，有利于制定合理的施工方法，避免边坡破坏的发生。

4.1.3 有些工程，边坡体的规模很大，地质条件十分复杂，边坡类型多样。有时，由于布置建筑物，需要按建筑物的布置要求将边坡开挖或改造成不同的形状。对于这些复杂的情况，很难用一种地质条件来代表整个边坡体，因此条文中规定确定边坡的工程地质类型，将其分为几个不同的部分或区段并找出其代表性剖面，然后分区分段判定边坡稳定基本条件和可能发生变形、破坏的机理和模式，然后分别开展稳定分析，论证治理或加固的必要性，开展边坡工程设计。

4.1.4 监测工作是预防地质灾害的重要手段之一。多数边坡在失稳发生前，大多会出现滑动或破坏的先兆，对这些现象进行监测对于预测边坡的变形和发展，积累工程经验十分重要。地表及深部变形是边坡体稳定状况的最直接反映，监测变形工作具有重要的意义。水对边坡的稳定起着极为重要的影响，很多边坡工程的失稳与水的影响有关。因此，对地下水进行监测，掌握地下水随季节的变化规律、最高水位以及有关的水文地质资料对边坡整治很有必要。鉴于在实际操作过程中，受经费及交通条件等各种因素的限制，难以在所有的边坡工程中都坡体变形及地下水活动性进行监测，因此，条文仅对大型水

利水电工程中地质条件复杂或对工程和环境影响较大的边坡，以及工程开挖对边坡稳定有不利影响的边坡提出要求。

4.2 破坏模式和稳定性判别

4.2.1 水利水电工程边坡的地质条件是对各种勘察成果进行综合分析和概括后形成的，是边坡工程稳定性评价和设计的基础。因此，进行边坡稳定性分析的第一步是分析与掌握边坡地质条件。条文规定的地质条件所包含的内容不是严格按照地质专业的定义所规定的，而仅是以满足边坡设计为目的而定义的。

4.2.2 国内、外对边坡进行分类的方法很多，很多专家学者按不同的应用目的或不同的要素进行了边坡分类，如按破坏速度、受力方式、破坏形式、滑面形式、边坡岩性等的分类（见表2）。

表2 水利水电工程边坡分类

分类依据	分类名称	分类特征说明
成因类型	自然边坡	天然存在，由自然营力形成的边坡
	工程边坡	经人工改造形成的边坡，或受工程影响的边坡，或对工程安全有影响的边坡
	库岸边坡	水库周边受库水作用影响的边坡
组成物质	岩质边坡	由岩体组成的边坡
	土质边坡	由土体或松散堆积物组成的边坡
	岩土混合边坡	由岩体和土体组成的边坡
边坡坡高	超高边坡	坡高 ≥ 300 m
	特高边坡	$300\text{ m} > \text{坡高} \geq 100\text{ m}$
	高边坡	$100\text{ m} > \text{坡高} \geq 30\text{ m}$
	中边坡	$30\text{ m} > \text{坡高} \geq 10\text{ m}$
	低边坡	坡高 $< 10\text{ m}$
与建筑物的关系	建筑物地基边坡	必须满足稳定和有限变形要求的边坡
	建筑物周边边坡	必须满足稳定要求的边坡
	水库或河道边坡	要求稳定或允许有一定限度破坏的边坡
存在时间	永久边坡	工程寿命期内需保持稳定的边坡
	临时边坡	施工期需保持稳定的边坡
稳定状态	稳定边坡	能保持稳定的边坡，或不影响安全的变形收敛边坡
	潜在不稳定边坡	有明确不稳定因素存在但暂时稳定的边坡
	变形边坡	有明显变形或蠕变迹象的边坡
	不稳定边坡	处于临界稳定状态或处于整体破坏的边坡
	失稳后边坡	已经发生过整体破坏的边坡

本条在进行边坡分类时，虽然也考虑了以往的各种分类方法，但主要是为边坡的计算分析和治理、加固服务的。因此，在进行边坡分类时，在与其他分类方法尽量不发生矛盾的前提下，根据边坡设计的实际需要进行分类。

目前，国内、外广泛采用的岩体的 RMR 分类法，主要适用于地下工程的围岩分类，

根据 RMR 分类方法改进后的为边坡使用的 CSMR 分类法，也是一种半定量的方法，这些方法均未能把在岩石边坡稳定中起重要作用的结构面突出出来，因此这种分类法在岩石边坡方面的应用尚需进一步的研究。本规范考虑到边坡设计和计算分析的需要，采用了按边坡岩土体结构分类的方法，这种分类方法已在大多数水工建筑物规范中采用，因而本规范分类方法和其它水工建筑物规范中的分类是一致的，以保持本行业内规范规定的一致性。

边坡岩体的结构与其失稳模式密切相关，而边坡失稳模式的判断正确与否，在边坡稳定分析中起着至关重要的作用，也是建立边坡地质信息模型的关键。在工程实践中，边坡失稳模式多种多样，其定名虽相似，又不完全相同（如表 3 所示）。根据以往的研究分析，本规范中对不同的边坡岩土体结构，将常见的失稳破坏形式归纳为崩塌、滑动、弯曲倾倒、溃屈、拉裂和流动等形式，在附录 A 中分别进行定义，以便判别可能的失稳模式。

表 3 边坡失稳模式分类表

破坏类型		特征
剧烈破坏变形	崩塌	在悬崖或陡坡地段当岩体内部联结力小于重力时，大块岩土体迅速向下崩塌，有时沿山坡猛烈翻滚、跳跃、撞击、破碎，最后坠落于坡脚
	山崩	大规模的崩塌
	坍滑	坍方与滑动的统称
	滑动	边坡岩土体沿一个或几个结构面整体向下滑落。
	座落	由于风化、浸水、堆积等作用，使边坡岩土自身压密，或因人工开挖坡脚，而使边坡岩体整体向下沉落，一般规模都不大，常发生在松散堆积层或有软弱岩层存在的斜坡表层。
	土滑	又称流土，多发生在半坚硬或软弱岩石和松散堆积物构成的斜坡上。
	滑坡	在重力作用下，沿一定的滑动面整体向下滑动，是一种常见的边坡破坏现象。
	坠落	岩块或岩体自陡坡悬崖或反坡上临空掉落的破坏现象。
	塌陷	边坡岩土体因冲刷、溶蚀、掏空、采空等原因而引起上覆岩土体的下降现象。
缓慢破坏变形	蠕动	边坡岩土体长期的缓慢破坏变形。
	倾倒	又称倾倒体、点头哈腰等，是边坡岩体在重力或地应力作用下，岩块绕一定的转点长期缓慢的转动或滑移现象。
	松弛	边坡岩体由于应力变化，产生岩体变形现象，多发生在河谷下切，岸坡发生卸荷作用的情况下，使边坡岩体发生近于平行坡面的张开裂纹，或坡顶出现张开裂纹，从而破坏了边坡表面岩体的完整性。
	剥落	又称散落，边坡岩石因物理风化而出现的碎裂、解体现象，多发生在泥质软弱岩石组成的边坡上。
	岩堆	边坡岩体经风化作用，呈片状脱落的较小岩块，因重力作用或雨水冲刷或其它营力作用下，向斜坡下部滚落或撒落堆积在坡脚。
	隆胀	又称隆起或鼓胀，由薄层、板状、片状岩层构成的斜坡。当层面与坡面大致平行时，表部岩层可能出现层面凸起的现象。
冲刷变形破坏	冲刷	在流水的动力作用下，边坡的岩（土）体被水流冲蚀、搬运的现象，通常可细分为面蚀、冲沟、高水头下泄、冲击、浪击等。
	潜蚀	地下水的运动，造成边坡破坏变形，通常发生在斜坡的下部。
	泥石流	边坡岩石因风化和重力作用岩石碎块滚落至缓坡或山谷，受水流的浸泡作用，沿下伏粘性土层或斜坡表面向下移动至沟谷地带汇聚成河向下流动的现象。
	溯源侵蚀	经常性的水流对边坡的刻蚀作用。
受力状态	牵引式	沿滑动方向有多级滑坡，前部临空自行下滑，后部失去支撑下滑，前级大，向后逐渐变小。
	推动式	沿滑动方向有多级滑坡，后级体积大先滑，推动前级滑动。
滑动面形状	平面型	边坡滑体沿某一结构面滑动。
	弧面型	散体结构、碎裂结构的岩质边坡或土坡滑体沿弧形滑动面滑动。
	楔面型	结构面组合的楔型滑体，沿滑动面交线方向滑动。
流动		崩塌碎屑类堆积向坡脚流动，形成碎屑流。

表 3 (续)

滑体稠度	塑流	岩土体已达饱和流动状态，滑体与滑带界面不清。
	塑性	岩土体的稠度达塑状。
	块体	岩土体呈硬朔或半坚硬状态，滑后只有断裂，很少塑性变形，滑体与滑面清楚。
滑面部位	定向	沿结构面滑动。
	无向	滑面位置随外形及水浸湿的变化而不同，沿最大剪应力面发生，无明显软弱带。
滑动性质	流动	粘土类岩土体遇水软化，干时稳定。
	挤出	粘土类岩土体在高压下受挤产生蠕动。
滑面性质	旋转	圆弧形滑面、滑体沿弧面旋转，表面受挤、裂缝多。
	构造（面）	沿结构面缓倾角软弱带，有临空面配合水的运动，滑体刚度较大。
	错落转化	不稳定变形应力调整，导致错落、强度降低、转化成滑坡，有水作用滑面顺坡向。
	表层滑动	基岩面滑动滑床与古地形有关，多在雨季活动。
滑带性质	顺层	沿软弱层滑动、液体刚度大，呈块状滑动。
	潜蚀	滑带土潜蚀、溶蚀掏空、先形成塌陷、水被堵，水压增大后突然下滑。
	悬浮	砂土压实时水不能排出，造成突然滑动。
	液化溃爬	人工填筑土压实过大孔隙饱水，土粒细，受振动而液化。
特殊岩性	融冻土	沿冻结面顶面下滑、下部来水补给，另一种冻结层融化造成表层土下滑。
	裂隙粘土	具胀缩性，干时裂缝，雨季浸水后，具膨胀和软化作用，强度丧失，易造成滑坡。
	灵敏粘土	灵敏度 4~8 的粘土，瞬时丧失强度，发展快，又称干滑坡。
	火成岩、变质岩风化壳	风化带倾向临空面、产生沿风化带发育的滑坡。
破坏性质	连续性	长期缓慢滑动，滑带土强度稳定，接近残余强度，滑面平直
	断续性	雨季滑动、干时稳定，或多年活动一次，复活型，滑动一次后，能量再次积聚。
	崩塌性	滑体脱离滑床，历时短，事先有一个形成滑面的过程。
滑坡平面形态	圈椅形（冰斗形）	外貌似圈椅，长宽相近，均质堆积体内。
	横长形（正面形）	宽大于长，后缘曲度平缓，前缘有土挤出，侧向阻力大，下伏软层。
	纵长形（冰川形）	长大于宽，厚度小，滑面陡倾或富水。
	葫芦形	前缘滑引起后缘扩大发展，地下水向滑动中心流动。
	勺形	后部及中部埋藏软弱层，坡脚为冲洪积。
	椭圆形	常在冲沟沟头，岩土向沟心流动，后缘及两侧滑壁塌滑。
	角形	两组结构面成 V 形，沿结构面错落转化成滑坡。
	综合形	滑坡扩大成不规则形，周围呈锯齿形，几个滑坡常合并而成。

在我国“八五”期间，曾对变形破坏类型进行了研究，本规范中的边坡破坏类型引用了这个研究成果。对我国水利水电工程中边坡破坏类型的研究表明，不同岩体结构的边坡破坏类型是有差异的，如表 4 所示，从表中可以看出，边坡的

破坏以滑动为主，这与工程实践中遇到的情况基本一致。

表 4 边坡失稳模式分类统计表

破坏类型		块状结构	层状顺层向结构坡	层状逆层向结构坡	层状斜向结构坡	碎裂结构坡	散体结构坡	失稳边坡	
		失稳数	失稳数	失稳数	失稳数	失稳数	失稳数	数量（个）	百分数（%）
崩塌		1	1	1	1	0	1	5	6.94
滑动		8	10	3	6	2	23	52	72.22
溃屈		0	2	0	0	0	0	2	2.78
倾倒		0	0	4	0	0	1	5	6.94
拉裂		1	0	1	1	0	0	3	4.17
流动		0	0	0	0	0	0	0	0
复合		0	1	2	2	0	0	5	6.94
失稳边坡	数量（个）	10	14	11	10	27		72	
	百分数（%）	13.89	19.44	15.28	13.89	37.50			100

4.2.7 水利水电工程通常因工程的建设涉及到大量的地基、基坑及边坡等工程开挖，会直接或间接造成与工程建筑物相关的内外部地质环境条件发生变化，一部分是因工程实施直接造成的，比如大坝、涵闸等建筑物实施需开挖的工程边坡，另一部分是因工程的实施，造成水库区岸坡、库周地质环境、局部小气候发生变化等，间接受工程建设的影 响。因此，为统一表述，对工程区进行以下定义，工程区是指因工程建设直接或间接受影响的区域。

4.2.9 岩质边坡失稳初步判别的方法虽然很多，但最常用的方法为工程地质类比法和极射赤平投影法。

工程地质类比法主要以经验为主，根据已有的工程经验，结合实际的地质情况来判断边坡的稳定性。极射赤平投影法是一种常用的分析判别方法，它简单易行，可用在工程的任何勘察阶段，工程边坡前期设计时采用此方法更为普遍。

对顺坡向的边坡，当结构面的倾向与边坡倾向夹角小于 20° 时，极易发生滑动破坏，研究表明结构面的倾向与边坡倾向的夹角与边坡破坏有明显的关系。从对长江三峡工程库岸的研究中发现，当结构面倾向与边坡倾向的夹角在 20° 以内时，边坡破坏的比例较大。从安全的角度出发，附录 B.0.5 规定对于单组结构面，结构面倾向与边坡倾向夹角按 30° 以内进行分析，以保证不遗漏可能的不稳定边坡。

4.3 边坡岩体抗剪强度指标的取值方法

4.3.1 在工程实践中，确定岩体抗剪强度指标的方法很多，主要有现场试验、室内试验、反演分析、工程地质类比、经验折减以及采用岩体力学分类法进行折算等。一般说来，现场试验方法取得岩体的抗剪强度指标是直观的，也比较可靠，但现场试验费用高、周期长，难度较大，并非所有的工程都有条件进行；岩块的试验相对简单易行，费用较低，但是岩块的试验结果不一定能很好的代表岩体的实际情况。因此本规范考虑到本行业的实际情况对 1、2 和 3 级边坡分别作了规定，至于 4、5 级边坡，条文中不再作规定，由设计者根据实际需要和客观条件选用。

在近年的国、内外工程实践中，有专家学者尝试利用工程岩体的 RMR 分类法，结合 Hoek –Brown 准则估计岩体的抗剪强度，并将这些指标用于边坡岩体的稳定性评价中，这个方法已经在小浪底、二滩等工程中进行了尝试性的运用。但是在国际同行业中，此类报道尚不是很多。有人认为，采用此方法得出的岩体抗剪强度在低应力情况下， c 值偏大， φ 角偏小；在高应力情况下， c 值偏小， φ 角偏大。Hoek（2000）发展了一种新的方法即地质强度指标法（GSI），近期又进一步将该方法做了推广，以便更好地应用于非均质岩体中。GSI 法是 Hoek 教授经过多年来与世界各地的工程地质师的讨论中发展起来的方法，特别适用于风化岩体及非均质岩体。GSI 指标的确定基于岩体的岩性、结构和结构面条件等，是通过对诸如路堑、洞脸及岩芯等表面开挖或暴露的岩体进行肉眼观察进行评价的。通过综合考虑岩体结构与结构面特征的组合，地质强度指标 GSI 反映了控制破坏形式的地质约束性，因此，具有使用上的简易性与可操作性。尽管 GSI 方法有上述优点，但是，由于其在边坡工程中的应用尚处于探索阶段，其合理性和适应性尚有待于验证，因此未纳入规范。

4.3.7 工程中的岩体多是层状的，物理力学性质具有明显的差别，虽然概化为同一岩层的岩体物理力学性质相近，但不同层位的节理、裂隙发育和风化程度的仍会存在明显的差别，因此其抗剪强度指标也会不同。在以往的工程设计中，曾按岩块的抗剪强度指标和结构面的抗剪强度指标分别进行计算，分别要求不同的稳定安全系数标准。在很多情况下，对于不存在贯通软弱结构面的岩质边坡，采用结构面的抗剪强度指标计算往往与实际情况相差较大，太偏于保守；采用岩块的

抗剪强度指标计算，其稳定安全系数标准就难以确定，且不同边坡也难以采用相同的标准。因此在工程实践中，逐渐开始采用先对边坡岩体进行概化，对概化为同一岩层的岩体，根据节理裂隙等结构面的发育程度和风化程度，对岩块和结构面的抗剪强度指标进行综合整理、分析，确定岩体的抗剪强度指标，进行稳定计算，计算结果比较符合实际情况。这种设计思路在小浪底等多项大型工程中应用，取得了较好的效果。因此，条文规定按 4.3.7-1 式和 4.3.7-2 式整理岩体的抗剪强度指标。

在节理裂隙化岩体中，边坡的失稳或破坏模型多以部分沿节理面部分切断岩块的方式破坏，发生类似于土体中的圆弧形破坏，有专家学者把这种现象称为岩桥。因此，在处理这类滑面抗剪强度时，破坏面的抗剪强度综合考虑了结构面的抗剪强度和岩块的抗剪强度。

4.4 土体抗剪强度指标的取值方法

4.4.1 由于原状土体的取样、运输和保存等诸多原因，试验结果可能存在不能忽略的误差，因此条文要求 1 级、2 级边坡以试验为基础，同时采用工程类比或反演分析等多种方法进行综合分析，以合理确定强度指标。但对于 3 级及其以下级别的边坡，根据以往工程经验，采用工程类比、反演等方法确定抗剪强度指标是常用的方法。

4.4.2 有效应力指标能真实的反映土体的抗剪强度，因此要求优先采用。对于粘性土边坡，水位降落或边坡开挖期间，土体的渗流场难以与之同步变化，试验中孔隙压力也难以量测，因此也常采用总应力抗剪强度指标。由于水位降落或边坡开挖后，土体的总应力抗剪强度仍由水位降落前或边坡开挖前的有效应力状态决定，所以采用水位降落或边坡开挖前的法向有效应力计算其抗剪强度指标。关于这一作法，美国陆军工程师团早在 1967 年的边坡和地基设计手册中就做过明确的规定。SL274-2001 中第 8.3.2 条也曾作过类似的规定。在稳定分析中，进行快速开挖的总应力法计算，类似于土石坝库水位骤降的作法，要分两个步骤进行。首先，根据填方或开挖前的地形和地下水位，确定相应的有效应力，然后，通过式(4.4.2—3)确定 τ_f ，再根据填方或开挖后的地形，令滑面上水下部分各点的 $c=\tau_f$ $\varphi=0$ ，再进行一次稳定分析。这一做法在西方的学术著作中常称为“ $\varphi=0$ 法”。由于在这一步计算时令 $\varphi=0$ ，故孔隙水压力不再影响计算结果。

4.4.3 我国西北地区自然非饱和黄土边坡大多比较陡峻,而一旦浸水饱和又比较容易坍塌破坏,这表明在非饱和状态下,原状黄土具有较高的抗剪强度,而浸水饱和后抗剪强度降低很多。在黄土边坡的治理和加固设计中如不考虑黄土的这一特点,必将导致不经济的设计。在以往的科学研究和工程实践中,已有专家、学者对非饱和土的物理力学特性进行了较深入的研究,取得了可喜的成果,并在一些工程中得到了应用。但考虑到目前非饱和土理论和试验方法尚不够成熟,当前的土工试验规程也未规定标准的试验方法,短时间内难以推广。因此本条仅要求1级非饱和土黄土边坡的抗剪强度进行专门研究。根据有关研究成果,非饱和土的总应力抗剪强度指标 c 、 φ 值由非饱和土固结不排水不排气三轴剪切试验确定,试验中不量测孔隙水压力和孔隙气压力;有效应力指标计算见下式(3):

$$\tau_f = c' + (\sigma_f - u_a)_f \operatorname{tg} \varphi' + (u_a - u_w)_f \operatorname{tg} \varphi^b \quad (3)$$

式中: c' 和 φ' 分别为饱和情况下的有效应力粘聚力和内摩擦角,由饱和土固结不排水三轴试验确定; u_a 和 $(u_a - u_w)_f$ 分别为土体破坏时在破坏面上的孔隙气压力和基质吸力; φ^b 表示抗剪强度随基质吸力 $(u_a - u_w)_f$ 而增加的速率,由非饱和土不固结不排气三轴试验确定,实验中测定孔隙气压力和基质吸力。

4.4.6 土质边坡在雨季容易产生滑坡是一个较普遍的现象。雨水对边坡各项物理力学指标的影响是动态的,在雨水长时间的作用下,随着土体含水量的增加,抗剪强度会逐渐降低。因此本条规定应将试样饱和后再进行试验。

4.4.7 为了近似模拟土体在现场可能的受剪条件,把抗剪强度试验按固结和排水条件的分为不固结不排水剪切(快剪)、固结不排水剪切(固结快剪)、固结排水剪切(慢剪)三种。

一般情况下,不固结不排水剪切(快剪)试验是用来模拟粘土地基受到建筑物的快速加荷或土坡在快速施工中被剪破的情况;固结不排水剪切(固结快剪)试验用来模拟粘土地基和土坡在自重和正常荷载下固结已完成,后来又遇到快速荷载被剪破的情况;固结排水剪切(慢剪)试验是用来模拟粘土地基和土坡在自重下固结完成后,受缓慢荷载作用被剪破的情况或砂土受静荷载作用被剪破的情况。

土的抗剪强度指标试验所使用的仪器主要有三轴仪、直剪仪、无侧限抗压强度仪等,其中三轴仪能较好地模拟实际应力状态,可以满足设计需要。静三轴仪

的优点是能控制排水条件，测量土中孔隙水压力；直剪仪构造简单，操作方便，剪切峰值易于确定，试验时间短，不能严格控制排水条件，剪切破坏面系人为规定，剪切面上的应力分布不均匀，不符合实际应力状态。无侧限抗压强度仪主要适用于测定饱和粘土的抗压强度和抗剪强度，应用较少。计算结果表明，对同一粘性土边坡，采用不同的抗剪强度指标计算的边坡稳定安全系数，不固结不排水剪（UU）指标最小、固结排水剪（CD）指标最大，固结排水剪（CU）指标介于两者之间。

试验荷载大小和加载方法均对试验结果也有一定的影响，因此条文对此作了规定。

4.4.8 我国存在膨胀土的地区主要有河南、湖北、广东、广西、云南等省。影响膨胀土抗剪强度的因素主要有两个方面：一是土中的物质成分，主要是蒙脱土的含量；二是土的物性指标，即含水量、干密度、孔隙比和饱和度等。除此之外，土体的受力状态也是重要影响因素。

膨胀土矿物成分以亲水的蒙脱石和伊利石为主，是一种遇水膨胀、失水收缩，且此过程具有可逆性的特殊土体。在自然状态下的膨胀土遇水后迅速膨胀软化，其抗剪强度会急剧下降，这是膨胀土与一般粘土不同的重要特性之一。随着土中含水量的变化，膨胀土的干容重也将随之变化。通常情况下，含水量增大，土体吸水膨胀，干容重减小，土的抗剪强度降低；反之，含水量减小，土体收缩干容重增大，土的抗剪强度提高。同时，由于地下水升降或季节性降水影响，膨胀土经常发生膨胀和收缩，导致土体中裂隙十分发育，裂隙的存在使膨胀土的强度变得更加复杂。

一般情况下膨胀土的峰值抗剪强度是相当高的，但是从失稳的膨胀土坡反算出的抗剪强度却远远低于其峰值强度。近二三十年来，我国在大规模的工程建设中（主要有铁路、建筑及水利等部门）遇到了大量的膨胀土工程问题，有关单位开展了较广泛的现场测试及室内试验研究工作，获得了较丰富的有价值的研究成果，加深了对膨胀土特性及其土坡破坏规律的认识。然而由于膨胀土的特性及其影响因素的复杂性，膨胀土边坡稳定性分析强度指标取值方法至今尚没有一个统一的认识。

膨胀土的抗剪强度随变形的增加而逐步衰减，并逐渐趋于稳定，稳定时的剪

切强度称为残余强度。为获得较大剪切变形，测定土体的残余强度，现在一般采用应变式直剪仪进行反复剪切试验，根据第一次剪切得到的峰值抗剪强度指标 τ_f 确定峰值强度指标 c_f 和 ϕ_f ，由反复剪切稳定时的剪切强度指标 τ_r 确定残余强度指标 c_r 和 ϕ_r 。

4.4.9 由于膨胀土、黄土等土体中裂隙普遍存在，因而导致其强度非常不均匀。试验证明，土体含水量是影响土体强度的最重要因素之一，土体抗剪强度随含水量的增加而降低。因此，要认真研究土体裂隙分布，预估土体未来含水量变化，以更合理的确定土体抗剪强度指标。

在黄土边坡验算中， c 和 ϕ 值的测定和选用，有的研究成果认为：（1）当坡体尚无变形处于稳定时，应测定和选用原状土的峰值强度；（2）当边坡处于蠕变或缓慢移动变形时，应测定和选用长期强度；（3）当边坡处于滑动变形时，应测定和选用残余强度；（4）当古滑坡已稳定时，应测定和选用滑面峰值强度；

对黄土滑坡强度指标调整时，有的专家提出如下方法：（1）按黄土层中节理发育情况， c 、 ϕ 值可向下调整 10%；（2）依据 $w \sim c$ ， $w \sim \phi$ （ w 为含水量）试验曲线，预测滑坡体含水量变化情况调整强度指标 c ， ϕ 值；（3）滑带出现张开裂缝时， c ， ϕ 值调整为零。

4.4.10 在滑坡工程地质勘察中，滑带土的野外取样、室内测试等都是一难度较高的工作，而滑带抗剪强度指标又是滑坡稳定计算、支挡方案设计的关键数据。国内外虽有不少专家、学者对滑坡的残余强度、测试方法进行了大量研究，试验方法及测试仪器设备方面仍还存在着许多问题。

国、内外用于取得滑坡滑面（带）的抗剪强度指标的试验方法有如下几种：

1 现场大型直剪试验 这是一种直接用于现场的试验，它符合实际情况。但费用昂贵、费时费力，且一般仅适应在滑坡前、后缘等周边处或滑面埋藏较浅的条件下使用。

2 滑面重合剪试验 这是一种在现场取包含滑动面的试样，然后在室内进行沿原滑动面的剪切试验，它虽切合实际情况，但野外取样难度极大，室内试验时也有一定困难。特别当土样含水量过大进行大剪切时，土样易从盒间挤出，从而影响试验结果。

3 重塑土的多次剪试验 这是一种考虑到取滑带原状土比较困难而采用的

近似方法，其作法是把滑带土风干磨碎，再按着天然滑带土的密度、含水量等制样，然后进行多次剪。

4 环剪试验 此法类似重塑土的多次剪试验，只是在试验仪器上克服了直剪试验中剪切面缩小的缺点。

5 三轴切面剪试验 该试验是把粘土切成一倾角为 45° 的斜面，然后进行试验，这种试验方法所得强度偏大。

上述诸多试验方法都有一定的局限性，特别是滑面重合剪试验，不仅野外取样难度大，而且室内操作也困难较多，成功率很低；相比之下，应用最为广泛的应属重塑土多次剪试验，但这种试验方法从制样、预压密度到试验不仅难度大，而且时间长。在滑坡勘察及研究中，寻求一种简便易行，且符合实际的试验方法，取得滑带土的抗剪强度指标有重要的理论意义和实际意义。某单位在对河南洛宁电站等滑坡的勘察研究中，取近百个滑坡滑面(带)试样，做了多种试验，对试验成果进行了对比分析，以摸索其规律。试验表明，滑带土多次剪与滑面直剪、重塑土多次剪所得到的土的残余抗剪强度指标值较为一致。

5 边坡的计算和分析

5.1 渗流计算

5.1.3 近年来, 计算机应用已普及到工程设计的各个方面。不论是商用数值计算软件, 还是岩土工程软件包, 均有渗流计算分析类方面模块, 渗流数值计算在设计单位得到了广泛的应用。因此规定对 1 级、2 级和 3 级边坡的渗流计算规定采用数值分析方法。

5.1.4 对地质复杂的情况, 利用反演分析方法复核和修正各项计算参数, 是一种常用的方法, 尤其是在有一定的试验和观测资料情况下进行复核, 能较合理地确定各项计算参数。

5.1.6 计算机技术的发展和广泛应用, 渗流计算基本上不再采用公式法进行手算, 有限元进行计算时很容易模拟不同土层的渗透系数, 因此不再对渗透系数的概化做出规定, 但是要考虑渗透系数的各向异性。

5.1.7 泄水形成的雨雾入渗将改变边坡内地下水渗流场, 可能在地下水水面线以上的大片非饱和区形成暂态饱和区, 从而引起边坡内水荷载的增大, 从而可能导致边坡失稳。因为暂态水荷载增量远比稳态水荷载增量大, 常成为边坡失稳的控制因素, 不能不加以考虑。边坡坡面及其坡顶面以外集水面积降雨入渗影响的边坡, 雨季边坡内水荷载的变化表现在两个方面: 一是使稳定地下水位升高, 二是稳定地下水水面线以上出现暂态饱和区。不论哪种情况, 对边坡稳定均有不利影响, 因此需要考虑。

5.2 稳定计算

5.2.1 根据地质条件判别边坡失稳的可能性仅是初步的判别, 因此还应进行稳定计算。在有的情况下, 初步判别难以确定其稳定性状, 为了确保边坡安全, 本条规定遇到这种情况要求进行稳定计算。

5.2.2 在工程地质勘察规范中, 边坡变形破坏的基本类型有: 崩塌、滑动、蠕变(倾倒、溃屈、侧向张裂)、流动。边坡破坏类型、形式和过程不同, 其造成的损失及危害也不同。统计表明, 发生滑动破坏的边坡数量是实际发生破坏的边坡中最为多见的, 在实际工程中, 滑动失稳模式的计算研究相对较成熟, 工程应用经验也相对较丰富, 制定条文规定的条件相对较成熟。本规范对抗滑稳定计算分

析做出较为详细的规定。

5.2.3 倾倒变形也是一种比较常见的边坡破坏形式。有关文献和工程资料表明，基于 Goodman 和 Bray 提出 G—B 模型（1976 年）是工程实践中较为常用的倾倒边坡极限平衡计算方法。中国水利水电科学研究院陈祖煜院士等在完成国家“八五攻关”科研项目时对 G—B 法进行了改进，扩大其使用范围。本次修订将改进 G—B 倾倒变形计算方法列入规范附录 D.4。

5.2.6 本规范将边坡的运用条件划分为正常运用条件、非常运用条件 I 和非常运用条件 II 三种，每一种运用条件又包括多种工况。同一运用条件下的不同工况对边坡稳定的影响是不同的。因此本条要求选用最危险工况进行稳定计算。

5.2.7 根据 GB51247 规定，设计烈度为 VI 度时，可不进行抗震计算。水工建筑物进行抗震设计时，只规定甲类设防类别的水工建筑物的抗震设计烈度可在基本烈度上提高 1 度，其他则采用基本烈度作为设计烈度。1 级壅水水工建筑物只有基本烈度大于等于 6 度时，才属于甲类设防类别。对 1 级非壅水和 2 级壅水水工建筑物，当其基本烈度为大于等于 VI 度时，则属于乙类设防类别。当 2 级非壅水和 3 级、4 级、5 级水工建筑物的基本烈度大于等于 VII 度时，分别属丙类、丁类设防类别。参照这一规定，本规范将边坡 1 级、2 级边坡和 3 级、4 级、5 级边坡分作两个类型进行抗震设防。考虑到边坡的安全度要求较水工建筑物低，因此，本条分别规定 1 级、2 级边坡在设计地震加速度大于等于 $0.1g$ （相当于设计地震烈度 VII 度），和 3 级、4 级、5 级边坡在设计地震加速度大于等于 $0.2g$ （相当于设计地震烈度 VIII 度）时进行抗震稳定计算。如此规定，既可保持本规范与 GB51247 协调一致，又可体现边坡设计的特殊性。

5.2.8 极限平衡方法是目前抗滑稳定计算的常用方法。工程应用中积累了丰富的经验，几乎所有边坡均采用极限平衡方法进行稳定计算，较之其它方法更为成熟，因此仍以极限平衡方法规定作为基本计算方法。

5.2.9 近年来数值计算方法在边坡稳定已在一些大型工程中得到了应用，特别是数值计算方法更能模拟更为复杂的地质条件。根据专题研究成果，强度折减法在边坡稳定分析中是比较常用的，因此，因此本条规定地质条件复杂的 1 级边坡同时采用强度折减法法验算其抗滑稳定性。

5.2.9、5.2.10 有关抗滑稳定计算方法的选用说明

建立在极限平衡理论之上的抗滑稳定计算方法，所遵循的基本原则主要有摩尔库仑强度准则和静力平衡条件（即满足力和力矩的平衡）。静力平衡条件要求底滑面和侧面都能够满足，但由于未知变量数目超过方程式数目，这是一个超静定问题。为解决这一问题，对作用力作了各种不同假定，形成了多种实用计算方法。目前较为常用的二维极限平衡方法有：瑞典法（Fellenius）、简化毕肖普法（Simplified Bishop）、简布法（Janbu）、斯宾塞法（Spencer）、罗厄法（Low and Karafiath）、陆军工程兵师团法（Corps of Engineers）、摩根斯顿-普赖斯法（Morgenstern-Price）、不平衡推力传递法、萨尔玛法（Sarma）和分块极限平衡法等。

按照对条块间作用力假定的不同，上述方法可分为两大类：第一类不计条块间的作用力，如瑞典法；第二类计条块间作用力，如除瑞典法外的其他方法，但不同方法对条块间作用力的假定又有不同。按滑动面几何形状，上述方法可分为圆弧滑动面和任意形状滑动面两类。上述方法均为分条块计算，按条块划分不同又可分为垂直分条块和斜分条块两类，除萨尔玛法为斜分条块外，其他方法均为垂直分条块。

最早的瑞典法在上一版已不列入规范。

不平衡推力传递法，在一些专著、手册等文献中也称为剩余推力法、剩余下滑力法、推力传递法、不平衡推力法、传递系数法、余推力法等，为突出该方法之不平衡推力和传递之含义，本规范将其称作“不平衡推力传递法”。

对于计条块间作用力的几种方法，有些属于同一类方法，如斯宾塞法属于摩根斯顿-普赖斯法的特例，因此不再列入规范。有些计算方法在计算时存在数值分析问题，如简布法，也未列入。

考虑上述各种计算方法的特点、应用普及情况以及对边坡稳定计算的适用性，条文规定区分土质和岩质边坡选用不同的计算方法。其中萨尔玛法采用斜分条块，可以较好的模拟岩体的节理、裂隙发育情况，因此规定用于岩质边坡。从理论上讲，所有方法均适用于圆弧滑动面，但根据各方法在工程中的实际情况（应用范围、成熟程度），对土质边坡和呈碎裂结构、散体结构的岩质边坡规定采用简化毕肖普法、摩根斯顿-普赖斯法、不平衡推力传递法三种方法，选用计算方法时主要依据边坡体的构造情况确定。当边坡体为相对均质体，可能发生圆弧滑

动时，则选用简化毕肖普法和摩根斯顿-普赖斯法计算都是可以的；当边坡体呈层状结构且不同地层的抗剪强度有明显差别时，则选用摩根斯顿-普赖斯法计算是合适的。对块体结构和层状结构的岩质边坡，萨尔玛法对其倾斜结构面的模拟和条块间力的考虑更合乎实际和全面，不平衡推动传递法也是折线沿滑动面常用的方法。

5.2.11 一般情况下，只要破坏面的走向与坡面交角在 20° 以内，可按照平面破坏分析。由两组和两组以上结构面切割形成的空间楔形体，其组合方式、大小各异，数目也可能相当多。附录 D 中仅列入了较为简单的适用于沿节理面、裂隙面交线方向滑动的楔体滑动。其他边界条件更为复杂的情况未列入，由设计者根据实际需要自行选用，但须注意对结构面组合方式、大小进行全面比较。

5.2.12 鉴于计算方法的局限性和边坡岩土体结构、力学参数等问题的复杂性，使之对边坡的稳定性按照单一方法的判定具有一定的局限性。采用多种计算方法对边坡进行稳定计算，便于综合分析，正确判断边坡的稳定性状，但考虑实际需要和边坡重要程度等因素，因此本条仅对 1 级、2 级边坡作出规定，对 3 级及其以下级别较低的边坡，由设计者根据实际情况决定是否采用多种计算方法。

5.2.11 关于各种稳定计算方法的公式、荷载计算和假定的说明

1 计算公式

1) 不平衡推力传递法

该方法的计算公式有隐式解法和显式解法两种形式。显式解法将隐于抗剪强度指标和传递系数中的安全系数取消，只将下滑力乘上一个安全系数，从而得到一个显式计算公式，其安全系数的定义与其它刚体极限方法不同，采用的是超载系数的概念，但为了得到显式解，因而又进行了简化。而隐式解法的安全系数采用传统的抗剪强度指标折减的定义，将安全系数隐于抗剪强度指标和传递系数中，通过迭代求解。

将不平衡推力传递法显式和隐式的计算结果与简化毕肖普法和摩根斯顿-普赖斯法相比，隐式的计算结果与后两种方法十分接近，而显式结果并不总是与后两种方法接近。一般情况下，显式和隐式的计算结果均大于后两种方法的计算结果，偏于不安全，显式的计算结果误差更大。当安全系数等于 1 时，显式和隐式是等效的；安全系数越是偏离 1，按两式求得的安全系数相差越大。

隐式解法虽优于显式解法，但也存在明显的缺陷。由于其条块间推力平行于上一滑动条块底面的假定，使得计算的安全系数受滑动面倾角的影响较大。有的研究认为：对于光滑连续的滑面，隐式解法可以无条件使用；对于由折线形组成的滑面，隐式解的使用应有限制，滑面中所有转折点处的倾角变化值必须小于 10° ，当转折点处的倾角变化量超过 10° 时，需对滑面进行处理，以消除尖角效应。考虑到在工程实践中不平衡推力传递法在滑坡稳定计算中仍较多采用，将这一方法的隐式解法纳入规范。

2) 摩根斯顿-普赖斯法的改进及其应用

(1) 改进方法 1

在经典的摩根斯顿—普赖斯法中，没有地震惯性力，此处加入了地震惯性力。摩根斯顿—普赖斯法公式的求解较复杂，(D.1.2-1)和(D.1.2-2)式中包含一个未知量 K （稳定安全系数，隐含于 $\tilde{c}'$ 、 $\tan\tilde{\varphi}'_e$ 中）和一个未知函数 $f(x)$ 。求解时引入一个假定，见下列(3)式：

$$\tan\beta = \lambda f(x) \quad (3)$$

其中 $f(x)$ 为假定函数，反映 $\tan(\beta)$ 在区间 $[a, b]$ 的分布形状，一般情况下可取 $f(x) = 1$ 。

为了找到满足平衡方程的 λ 和 K 值，可以先假定一个 λ 和 K 。然后采用逐条积分法求解。经迭代，直到假定的 λ 和 K 满足平衡方程为止。

这种改进的摩根斯顿—普赖斯法已在国内得到普遍应用，并纳入了SL274—2001，因此本规范将该方法纳入。

(2) 改进方法 2

近年来，国内又有专家学者对经典的摩根斯顿—普赖斯方法进行了改进。该方法仍基于经典的摩根斯顿—普赖斯方法的基本假定（见图D.1.2-2）。推导出的条块间作用力和力矩的递推公式见(D.1.2-11)式，形式更为简单，并最终可采用一个公式表达各变量间的关系。

条块间作用力函数 $f(x)$ 采用 $f(x) = 1$ （相当于Spencer法）或半正弦函数计算安全系数，其差别通常在10%之内。

摩根斯顿—普赖斯法经过这样改进后，使计算过程大为简化，并便于编制计算分析程序。

在工程实践中，由设计者根据实际情况采用上述两种改进方法进行同步计算，以便进行对比和相互验证。

3) 萨尔玛法及其改进

(1) 经典的萨尔玛法特点

萨尔玛法原由英国学者 **Sarada K. Sarma** 提出。萨尔玛法认为斜条块间的剪切强度与滑面剪切强度被一致调用，即被同一安全系数 K 折减，再通过力的平衡条件求解边坡安全系数。萨尔玛法求解时假设滑体受水平地震力作用，然后根据条块的力平衡条件，通过复杂地推导，得到边坡临界地震加速度系数 K_c 的解析表达式，然后再通过迭代方式求解边坡在实际震动影响系数下的边坡安全系数。相应于某一安全系数 K 值，使边坡处于极限状态的临界水平地震力系数 K_c 按 (D.1.4-1) 式计算，无地震力时的安全系数 K 是使 K_c 为零的相应值。

由于萨尔玛法公式较为繁琐，其推导过程也非常复杂，近年来，一些学者对该方法进行研究，提出了萨尔玛法的改进方法。

(2) 改进方法 1

该方法是在虚功原理基础上建立的，即通过作用在条块上外力所作的功和内能耗散相等的原理建立能量平衡方程，也称之为能量解法。理论和实践已证明该方法和力平衡解法完全等效。从应用角度看，能量解法具有简洁的特点，因此本规范纳入了这种方法。

(3) 改进方法 2

针对萨尔玛法求解过程复杂和安全系数修正步长不当时，可能出现的振荡不收敛等问题，一些学者研究出另一种求解方法。该方法的特点是可以给出安全系数 K 的隐式表达式，通过迭代求安全系数；并可给出临界加速度系数 K_c 的显式表达式，给定安全系数可直接计算 K_c ，与萨尔玛法原始公式实质上是等价的，但有关参数计算明显简化，推导过程也极为明晰，更加便于应用。经改进后，使计算过程更加简捷，并便于编制计算分析程序。具体计算公式可参考有关文献。

由于这种方法提出的时间不长，推广应用尚不普及，故本规范暂未纳入。

2 荷载计算和假定

1) 地震惯性力计算

D.2.2 本条规定主要是参考了 GB51247 中对建筑物设计地震加速度的如下规定：除 1 级壅水建筑物允许在基本烈度上提高 1 度作为设计烈度外，一般采用基本烈度作为设计烈度。考虑到 1 级边坡的重要性，故规定其设计地震加速度与相应建筑物设计地震加速度取值一致，即可在场地地震加速度的基础上提高，2 级及其以下级别的边坡则规定采用场地地震加速度，不要求提高。

D.2.3 在 GB51247 中规定：设计烈度为 8 度、9 度的 1 级、2 级土石坝、重力坝等壅水建筑物，长悬臂、大跨度或高耸的水工混凝土结构，应同时计入水平向和竖向地震作用。本条规定设计地震加速度等于大于 $0.2g$ 的 1 级、2 级边坡同时考虑水平向和竖向地震惯性力作用。

D.2.4 GB51247 规定边坡稳定计算可不计边坡地震惯性力的动力放大效应。因此将原条文中动态分布系数去掉，按 1.0 考虑，即不进行放大。

D.2.5 众所周知，进行稳定分析时，根据选择的研究对象不同（水土混合体还是土骨架），对滑体的容重取值也不相同，由于稳定计算方法本身的假定，会因研究对象不同导致两者计算结果存在微小差别。本条从目前工程中较为常用和方便的原则出发，采用的是前者，即水土混合体。采用后者计算时，需考虑土骨架所受渗透力的作用，其计算不如前者方便。考虑到目前的工程实际情况，本规范仍按照多年来土力学界形成的共识，暂不强行要求按渗压力计算。

D.2.6 对坡外水体的处理有将坡外水体直接作用于坡面、将坡外水体视作滑动体一部分和将坡外水位下滑体部分容重进行置换等几种方法。第一种方法过于麻烦，实际应用不多见。第二种方法仍需计算坡外水体重量，操作不方便，应用也不多。第三种方法采用坡外水位以下滑体重量取浮容重的方法，是水土合算时，为扣除坡外水位以下部分水头作用的一种简化处理办法，可避开对坡外水体的繁琐计算，操作简便，实际工程中应用广泛，也是一种习惯用法，故规定采用。

在水位降落情况下，按照降落前的地下水位计算边坡滑体内的孔隙压力，是因为岩土体内地下水位降落具有滞后性，是一种偏安全的考虑。采用总应力强度指标时， Z_i 取地下水位引起的水头，实际上是为了平衡总水头 u_i ，以满足应

用总应力强度指标水压力为零的条件。

D. 2. 7 在施工期，边坡开挖时，由于开挖形成新的临空面，会造成坡体内原地下水位的下降，类似于水位降落的情况，因此，本条规定施工期边坡开挖时的孔隙压力计算按照水位降落的情况执行。

D. 2. 8、D. 2. 9 对于边坡受降雨和泄水雨雾引起边坡体饱和的孔隙压力，美国一些工程采用水面达地表的静水压力分布。这一假定基于以下认识：历时长的降雨使边坡裂隙完全饱水，暂态有效地下水位达到地表。对于边坡工程，采用这一孔隙压力分布使加固设计过于保守。我国一些边坡工程常将静水压力乘以折减系数进行边坡设计，如漫湾水电站采用折减系数 **0. 4**；五强溪水电站采用类似 **Hoek** 建议图形，但取值较小；三峡工程曾采用折减系数 **0. 3**，目前采用强排水体系而不考虑暂态孔隙压力。图 1 是不同方法采用的边坡暂态孔隙压力分布，彼此差别极大，且均缺少理论分析及实测数据的支持。

由于岩性多样，岩体构造复杂多变，不易给出折减系数的定量规定，因此，只做定性规定。在实际工程中需根据不同入渗、排水条件和坡体渗透性能，经工程类比后由设计者自行选定折减系数。

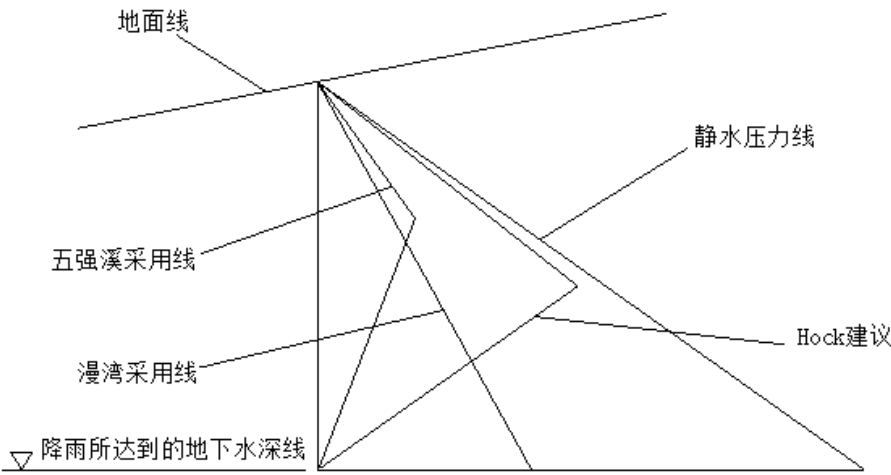


图 1 各工程采用的因降雨而形成孔隙压力分布图

3) 加固措施施加的外力

D. 2. 10 本条分别对预应力锚杆、抗滑桩、抗滑洞塞和挡土墙等加固措施产生的外力作了规定，说明如下：

在稳定计算中，预应力锚杆对边坡施加的外力位置假定有两种：一种施加于锚杆的外端，即位于条块的顶面，另一种是施加于锚杆的内端，即位于条块的底

面。曾有人研究认为，两种施加位置计算的安全系数孰大孰小，没有规律，误差也不大。考虑到多数计算方法均是针对滑动面建立静力平衡关系的，因此，本条规定将预应力锚杆的加固力施加于其穿过滑动面位置所在条块的底面上。也有专家按某种分布形态的分布力施加在条块底面上。

5.2.14 有些边坡受地质构造切割，三维效应非常明显，若不考虑其影响，可能导致对边坡稳定性状的评价结果与实际情况相差很大，甚至得出谬误的结果，因此本条规定要考虑这一问题，但考虑到三维稳定分析有一定的难度，且制定稳定安全系数标准也不成熟，因此仅规定对三维效应明显的1级、2级边坡进行三维稳定分析。由于相应的稳定安全系数标准还难以制定，所以条文中仅要求“验算”，其安全系数标准也需要进行专门论证。

目前三维稳定分析的基本方法仍是条分法。三维稳定分析同二维稳定分析一样，都属于超静定问题。为了使问题变得静定可解，各种三维极限平衡方法往往引入了大量的假定。有的三维分析方法还对滑动面的形状作出了假定，如假定滑动面为左右对称、对数螺旋面等。主要计算方法有三维毕肖普法、三维简化简布法等。另外，还有考虑功能平衡的塑性理论上限解法，这种方法没有对滑裂面的形状和边坡的几何、物理特性等方面的假定。

三维稳定计算的结果表明，规模越大的边坡，具有三维效应时，其三维计算结果和二维计算结果的差异也越大。

5.2.17 和 D.3 有关可靠度分析方法的说明

1 可靠度分析的目的和应用

在岩土工程设计中，随着传统的计算分析方法、手段的不断完善和工程经验的不断积累，设计者们逐渐认识到正确估计不确定因素对工程安全影响的重要性。目前，逐渐推广应用的可靠度分析就属于不确定分析方法。国内一些行业推行的以概率理论为基础的极限状态设计理论和分项系数设计方法，由于边坡的抗滑稳定分析不确定因素多，且安全系数多以隐函数形式出现在计算公式中，要采用分项系数法进行可靠度分析，难度很大。因此，本规范推出基于稳定安全系数的可靠度简便分析方法。在进行传统的稳定分析的同时，采用与之相同类型和数量的数据，就可以进行近似却十分有效的可靠度分析。只要在进行传统的稳定分析的同时，作出很少一点努力就可以得到相当有用的成果。因此，设计者可以同时利

用可靠度分析成果和稳定安全系数，对工程安全做出综合评价。

本规范推荐这种较简化、实用的可靠度分析方法，其主要目的是便于推广应用，积累经验。但正如 Duncan 先生所言，如果利用相同的数据、判断和简化，这种简单的可靠度分析成果与常规的确定性稳定分析的结果精度一致，可以互为补充和提高。但尽管这种分析方法相对比较简单，已在国外岩土边坡稳定分析中被广泛采用，但对于国内的水利水电和岩土工程设计而言，毕竟是一种新的尝试。因此，本条仅规定占边坡总数量很少的 1 级边坡，如有条件才进行可靠度分析。这样便于通过在少量大型工程中的应用，确保能取得确实有效的成果，积累经验，有利于推广应用。

2 简化可靠度分析功能函数及其与分项系数法的差别

在使用分项系数法中发现，在常用抗滑稳定分析的方法中，除瑞典圆弧法等少数方法外，毕肖普法、摩根斯顿—普赖斯法等多种“严格”的方法，均难以套改为“ $R-S=0$ ”（抗力减作用）的形式。基于稳定安全系数的可靠度分析方法与之最大的不同就是在稳定安全系数的基础上定义功能函数，如（4）式和（5）式：

$$K(x_1, x_2, \dots, x_n) - 1 = 0 \quad (4)$$

$$\ln K(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (5)$$

式中 K 为抗滑稳定安全系数， $x_1, x_2, \dots, x_n$ 为 c 、 $\tan\phi$ 、 γ 等影响参数。

这样，为设计者所熟悉的各种常用稳定计算方法不需要任何改动就可进行可靠度分析。

3 求解方法的选用

如上所述，本规范推广可靠度分析的初衷是，在达到与常规稳定分析结果同等精度的前提下，使设计者易于掌握和应用，以有利于今后的大范围推广，因此，本规范的规定采用了由美国科学院组建的由分别从事可靠度和传统方法的两位著名专家 Wilson Tang 和 Duncan 领导的“岩土工程减灾可靠度方法研究委员会”提出的简化方法。D.3.6 条规定的“条件具备时也可同时采用蒙特卡洛法（Monte Carlo Method）、一次二阶矩法和其他改进方法”，其含义是只要资料和其他技术条件许可，同时采用这些分析方法也是可以的。

4 岩土物理力学指标和其他计算参数的整理

D.3.2、D.3.3 和 D.3.4 条中规定的计算参数整理方法也是 Wilson Tang 和

Duncan 等人提出的简单方法。对计算参数的概形分布未做过多的假定和限制，也未要求考虑计算参数是否相互独立，参数相关也未要求处理。这样做也可能存在一定的误差，但由于可以达到与传统稳定分析中一样的精度，又易于设计者接受和掌握，所以未要求采用更为严格、合理和复杂的方法进行整理。是否采用更严格的方法由设计者根据实际需要和技术条件自行决定。

(D.3.3-1) 式系用于随机变量参数数量较多的情况，一般认为其数量不少于 30 个。(D.3.3-2) 式一般用于工程试验的随机变量参数较少、甚至无试验数据的情况。该方法的依据是按照符合正态分布的参数 99.73% 的数据都落在 3 倍标准差范围内的原理，式中的 $x_{\max}$ 和 $x_{\min}$ 与传统分析中确定计算参数的方法相同，有经验的设计者可根据少量的试验数据确定，即使没有试验数据，也可仅凭设计者的经验或根据工程类比确定。依 Duncan 的观点，在以往经验的基础上，只要尽可能将 $x_{\max}$ 和 $x_{\min}$ 的差距拉大，就能克服低估二者之间的误差。

至于边坡加固措施，如施加预应力锚杆等提供的外力，D.3.5 条规定“可采用设计值，按常量代入稳定计算公式计算”仅仅是“允许”，也符合与常规稳定分析同等精度的思路。若客观条件允许，采用与其他计算参数相同的方法整理，也符合条文规定的原意。

5 均值稳定安全系数、标准差的计算方法和步骤

D.3.7 条规定“……代入本规范 5.2 节规定的抗滑稳定计算方法，计算相应工况下的均值抗滑稳定安全系数 μ_K ”，也包含 5.2 节中有关采用优化方法搜索均值安全系数极小值的含义。

D.3.7、D.3.8 等条的规定相对简短，为便于进一步理解和掌握，将计算步骤归纳说明如下：

- 1) 求包括岩土材料性能指标在内的所有计算参数的平均值和标准差；
- 2) 将各计算参数的平均值代入相应的抗滑稳定计算公式，计算出均值稳定安全系数 μ_K ；
- 3) 将各计算参数的平均值分别加减其标准差，计算出稳定安全系数 K_i^+ 、 K_i^- ；
- 4) 将稳定安全系数 K_i^+ 、 K_i^- 相减得到 ΔK_i ；

5) 重复上述步骤 2) ~4), 直到对全部参数 x_i 计算完毕, 算得所有的 ΔK_i ;

6) 利用 Taylor 级数展开 (即 (D.3.8) 式) 求得均值稳定安全系数的标准差 σ_K , 从而计算其变异系数 V_K ;

6 可靠指标、可靠度和失效概率计算

D.3.12 条中给出的可靠度计算公式 (D.3.12-1) 不需要使用者积分, 可利用 Excel 表中的标准正态分布函数 NORMSDIST 求得 P_s 值, 为便于应用, D.3.13 条中同时给出了根据计算公式制成的表格, 供直接查用。

7 稳定安全系数合理性评价的基本概念

D.3.14 条提出评价稳定安全系数大小合理性的概念是非常有用的。至于说, (D.3.14) 式左边等于右边表明选定的均值稳定安全系数刚刚合适, 但习惯上还要留一定的裕度。因此条文增加了“稍小于”的规定。对于“稍小于”的掌握, 与传统的稳定分析规定了最小安全系数 1.2, 实际选用时往往要稍大于 1.2 的思路是一样的。

根据对均值稳定安全系数的合理性评价, 也可间接了解用传统稳定分析得到的相应的最小安全系数的合理性。

5.3 应力和变形计算

5.3.1、5.3.2 与极限平衡等传统边坡稳定分析方法相比, 数值计算方法可以更好地反映坡体构造特性及边界条件, 可以较真实地反映抗滑加固结构体及施工过程中对边坡应力和变形的影响。随着与数值计算相关的计算机软硬件技术、数值方法、岩土体材料计算模型等不断发展、完善, 数值计算方法在计算效率、计算精度、解决复杂边坡工程问题的能力等方面已得到显著提升, 数值计算方法目前已成为分析复杂边坡稳定问题的主要手段之一, 且数值分析技术在工程设计中日益普及。

与其他建筑物不同, 边坡不是人为建造的受力结构, 一般不需进行应力和变形计算, 因此 5.3.1 条仅对特殊情况下的边坡规定进行应力和变形计算, 为边坡治理和加固提供设计依据。由于地质构造的复杂性, 要合理地给出边坡的结构边界条件和计算参数, 需要做大量的地质勘察和岩土试验工作, 计算工作量也较大, 结合当前的数值计算方法普及应用现状, 规定 1、2 级特殊情况下边坡要进行应力和变形计算, 对其他级别的边坡未进行规定, 根据实际情况和需要决定。

对于强地震区的上述 1 级边坡, 参照 GB51247-2017 对水工建筑物的规定,

5.3.2 条规定宜进行动力分析。

5.3.3 坡体应力和变形计算结果与数值计算中的材料本构模型的选用密切相关，非线性是岩体、土体材料的最主要力学特征，是材料本构模型选用的重要依据。弹塑性模型还可以反映岩土体材料压硬性、应力路径依存性，已在岩土工程中得到广泛应用。弹塑性模型主要包括强度准则、硬化规律和流动规则三方面的假定，其中强度准则是研究的重点，目前边坡工程中常采用的强度准则主要有：

(1) 摩尔—库仑 (Mohr-Coulomb) 准则，其表达式为

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (6)$$

式中： σ 为岩土(体)破坏面上的正应力； τ 为岩土(体)抗剪强度； c 、 φ 分别为岩土(体)的黏聚力和内摩擦角。

(2) 德鲁克—普拉格 (Drucker-Prager) 准则，其表达式为

$$\alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (7)$$

式中： I_1 和 J_2 分别为应力第一不变量和应力偏量第二不变量； α 和 k 为与岩土(体)的内摩擦角 φ 和黏聚力 c 相关的函数，该准则在发展过程中，形成了多种 α 和 k 函数表达形式，见表 5，在 π 平面上这些函数曲线与摩尔—库仑准则曲线的关系分别为内切圆、内角外接圆，等面积圆、外角外接圆。

表 5 α 和 k 函数表达形式表

α	k	π 平面曲线形状与摩尔—库仑准则曲线的关系
$\frac{\sin \varphi}{\sqrt{3}\sqrt{3 + \sin^2 \varphi}}$	$\frac{\sqrt{3}c \cos \varphi}{\sqrt{3(3 + \sin^2 \varphi)}}$	内切圆
$\frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin \varphi)}$	$\frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin \varphi)}$	内角外接圆
$\frac{\sin \varphi}{\sqrt{3}(\sqrt{3} \cos \theta_\sigma - \sin \theta_\sigma \sin \varphi)}$	$\frac{\sqrt{3}c \cos \varphi}{\sqrt{3} \cos \theta_\sigma - \sin \theta_\sigma \sin \varphi}$	等面积圆
$\frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$	$\frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$	外角外接圆

注： θ_σ 为 Lode 角

(3) 霍克—布朗 (Hoek-Brown) 准则，其广义准则表达式为

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (8)$$

式中： σ_1 、 σ_3 分别为最大、最小压应力； σ_{ci} 为岩石单轴抗压强度； m_b 、 s 、 a 为反映岩体特征的经验参数，其中， m_b 、 a 为针对不同岩体的无量纲的经验参数， s 反映岩体破碎程度。

摩尔—库仑准则、德鲁克—普拉格准则基于材料力学、弹塑性力学的知识体系，以严谨的数学方法建立，能较好地反映岩土(体)的非线性破坏特征。霍克—布朗则是以试验为主要研究手段、近似描述岩体破坏机理的破坏判据，该强度准则综合考虑了岩块强度、结构面强度、岩体结构等多种因素的影响，能更好地反映岩体的非线性破坏特征。

在实际应用中，需要综合考虑边坡工程特性、分析问题特点、模型参数获取以及软件功能等因素，选则适用的材料本构模型及强度准则。

5.3.4 目前工程中应用于分析边坡应力和变形的数值计算方法大致可分为两大类，基于连续介质的应力应变分析方法和基于非连续介质的应力应变分析方法。有限元法(FEM)、边界元法(BEM)、有限差分法(FDM)属于基于连续介质的应力应变分析方法，离散元法(DEM)、块体元法(BT)、不连续变形法(DDA)等则属于基于非连续介质的应力应变分析方法。边坡应力和变形分析中，应根据边坡地质勘察成果分析岩土(体)介质的特性，合理选择数值计算方法。

5.3.5、5.3.6 数值计算模型构建中需要依照地形和地质特征、分析问题的特点等对原始边坡介质进行概化，概化模型应反映边坡中不同特性介质、主要地质构造特征、力学特性差异较大的材料间接触效应等因素对坡体应力和变形的影响。数值计算模型概化应遵循实用性、完整性的原则，并处理好计算精度与计算成本之间的关系，即数值计算模型概化与当前数值计算水平相适应、能解决工程关注的相关问题，计算模型概化能较真实、全面地反映边坡工程特征。

采用二维模型较难全面反映空间因素对边坡应力和变形影响，对于受地形、岩体结构或建筑物空间分布形式等影响明显的边坡问题，依照二维模型计算结果不易获取可靠的边坡稳定性评价成果，宜通过构建三维数值模型分析其应力和变形。

5.3.7 应力路径依存性是岩土(体)材料的基本力学特征，边坡的应力和变形与施工前坡体应力状态、施工以及运行过程中的荷载变化、材料强度变化等密切相关。因此，边坡的应力和变形计算需要模拟施工以及运行中坡体的加载和卸载、支护

和加固等过程。

5.3.8 数值计算成果的可靠性和精度与计算参数选取密切相关。目前，计算参数主要通过试验测定、工程类比、反演分析等途径获取。试验测定包括坡体材料的室内试验和现场试验，受现场条件限制，当前的现场测试通常只能进行较为简单的加载试验，还需结合反演分析等技术获取数值计算所需全部参数。工程类比是从地质条件相近的边坡工程试验结果中获取计算参数，或者将工程类比与反演分析相结合，通过对地质条件相近的边坡工程原型监测资料反演分析获取计算参数。一般情况下，材料试验组数不会太多，因此通常进行一定数量的试验，同时结合工程类比，综合确定数值计算参数。

5.3.9 自 20 世纪 90 年代以来，随着数值分析技术的进步，在众多学者的推动下，通过对安全系数的定义、强度准则和流动法则的选取、边坡临界稳定状态的判据、提高计算精度的措施等一系列问题的探讨，强度折减法得到前所未有的发展，并逐步应用于工程实际。相比于极限平衡等传统方法，采用强度折减法不仅可以获得与其相当的安全系数，还可以精确求解临界滑动面，可以再现岩土(体)中变形发展的过程，反映出岩土(体)结构局部变形对边坡稳定性的影响，而在进行支挡结构设计时强度折减法优势更为明显，该方法已成为分析复杂边坡稳定、复杂支挡结构对边坡稳定影响等问题主要方法之一。

强度折减法的基本思想是逐步降低强度参数，使坡体达到不稳定状态，将边坡安全系数定义为使边坡刚好处于临界稳定状态时，对岩土(体)的抗剪强度进行折减的程度。在边坡工程应用最多的是基于摩尔-库仑准则的强度折减法，可用以下公式表达

$$\begin{cases} c' = \frac{c}{F_{trial}} \\ \varphi' = \arctan\left(\frac{\tan \varphi}{F_{trial}}\right) \end{cases} \quad (9)$$

式中： F_{trial} 为强度折减系数， φ 、 c 为岩土(体)内摩擦角、黏聚力； φ' 、 c' 为折减后岩土(体)内摩擦角、黏聚力。

采用强度折减法计算边坡安全系数时，需要明确边坡处于临界稳定或失稳破坏状态的判据，目前计算中采用的判据主要有 3 种：

判据 1—数值计算迭代不收敛判据。在给定的计算收敛条件下，依照数值计算的收敛性确定失稳状态，即在给定的非线性迭代次数及限值条件下，最大位移或不平衡力的残差值不能满足所要求的收敛条件，则认为边坡在所给定的强度折减系数下失稳破坏；

判据 2—特征部位位移突变判据。根据计算域内某一部位的位移（如坡顶点竖直方向的位移、坡脚点水平方向的位移）与折减系数之间关系曲线的变化特征确定失稳状态，如当折减系数增大到某一特定值时，某一部位的位移突然增大，出现拐点，则认为发生失稳破坏；

判据 3—塑性应变区贯通判据。通过域内广义剪应变、广义塑性应变或者等效塑性应变等某些物理量的变化和分布来判断，如当域内的塑性区连通时，则判断为发生失稳破坏。

工程应用中分别采用上述 3 种判据所得边坡安全系数时常存在差异，在如何消除因失稳判据导致安全系数计算误差这一问题上，目前还没有形成较为统一的解决方法。尽管判据 1 在当前应用中最常被采用，也还宜结合对坡体位移及塑性区变化情况，经综合分析来确定边坡安全系数。

5.3.10、5.3.11 边坡的应力和变形随着加载、卸载过程发生变化，这些变化均可能影响工程的施工及运行，因此，不应忽略对中间主要加载和卸载阶段计算结果的分析。有限元等数值分析方法的计算结果，由于受边坡地质条件、施工及运行过程、数值计算模型等多方面的影响，其成果有时会出现异常，分析其合理性就显得尤为重要。

6 边坡治理与加固

6.1 一般规定

6.1.1 本条规定了边坡的治理和加固设计应遵循的原则,并强调经多方案的技术经济比较后选定。各款规定说明如下:

1 本款的规定是一般性原则,其他水利水电工程设计,也有这种要求;

2 实际工程中采用的边坡治理和加固措施多种多样,不同的措施所解决问题虽有所不同,但在治理和加固边坡中是相互影响的。针对边坡实际存在的问题,合理选择相应的治理和加固措施,并使之形成有机的完整体系,有助于充分发挥不同措施的作用,从而使采用设计方案达到技术可行、经济合理的目的。

3 近 30 多年来,边坡治理和加固的新技术、新结构、新材料、新工艺层出不穷。许多岩土专业的专家学者和设计、施工、科研单位以及高等院校,都进行了长时间的大量研究,有许多已在工程实践中推广应用。但相对于其他水工建筑物的传统技术,国内的边坡治理和加固工程实践时间相对较短。因此,本款规定应用这些新成果时,应论证其技术可行性和经济合理性。

6.1.3 本条将工程实践中常用的边坡治理措施归纳为 5 大类分别列出。

1 边坡上部开挖减载、下部压坡,分别能减小滑动力和增加抗滑力,是提高边坡自身稳定最简捷有效的措施,在工程实践中也最常用。场地允许的条件下,减载、压坡措施一般联合使用。

2 排水措施分为地表排水和地下排水。采用排水和防渗措施的作用概括为三方面:其一是地表排水措施可以防止地表水冲刷边坡,其二是可以防止其地表水或域外地下水渗入边坡体内引起地下水位上升;第三是边坡体内排水措施可以降低地下水位,或防止地下水位上升。排水措施防止地下水位升高的作用不仅仅是减小地下水荷载(或称边坡体内孔隙压力),其减少原地下水位以上未饱和的岩土体因浸水饱和而导致抗剪强度降低的作用更应引起重视。有些岩土体饱和后,其抗剪强度会明显降低,因此防止地下水位升高,使原不饱和的岩土体继续保持较高的抗剪强度,对边坡的稳定有利,尤其是对一些性质特殊的岩土体,如岩体中的软弱夹层、黄土类土等。在工程实践中,经常会由于对不饱和土采用饱和土的抗剪强度指标进行边坡稳定分析,而得到过于保守的设计方案。因此,全面了

解水与岩土体力学性质之间的关系，对正确地进行排水设计是非常重要的。

3 坡面防护是减少坡面冲刷影响，防止边坡坡面岩土风化剥落掉块，维护坡面表层稳定的有效措施，实际工程中采用的形式多种多样，本款中仅列出了最常用的几种形式。在工程实践中，需要设计者多收集实际工程资料，根据工程实际情况，选择经济合理的防护措施。

4 在边坡锚固措施中，锚杆的应用最为多见。近 **30** 多年来，水利水电、交通、冶金矿山工程等行业对各种锚杆均进行了较多的研究，新材料、新产品、新技术不断涌现。在工程实践中，只有广泛了解科研成果及其在工程中的应用情况，并结合工程实际，才能作出技术可行、经济合理的设计。

5 柔性支护技术是近些年来发展起来的新技术，分主动支护和被动支护两大类型，主动支护多用于坡面防护，被动支护多用于对边坡崩塌、滚落体的支挡。目前，该技术已逐渐在水利水电、交通、冶金等行业得到应用，并已经有相对成熟的计算分析和设计方法，施工也较方便。

由于水利水电工程边坡的形式多种多样，其治理和加固技术相对复杂，工程实践中往往需要采用多种措施进行综合治理，因此要使不同措施组合成有机的完整体系，如坡面防护与锚固措施相结合、支挡结构与锚固措施相结合、边坡体排水与锚固措施相结合、减载与压坡相结合等。全面客观地分析边坡的实际需要，是作出技术可行、经济合理的设计方案所不可缺少的。

6.1.4 随着国民经济的发展，人们越来越深刻地认识到保护环境对可持续发展的重要性。保护环境、协调人类与环境的关系，日益为人们关心和重视。因此，在进行边坡治理和加固时也需要考虑这一问题。例如，在以往的工程实践中，为有效地降低地下水，提高边坡自身稳定性，排水是最常用的措施之一。但大范围的过度排水，也会导致地表植被的破坏。因此，本条规定边坡的治理和加固设计应考虑环境保护问题，采取治理和加固措施，应与周围建筑物和环境相协调。

6.2 减载、边坡开挖和压坡

6.2.1~6.2.3 通过坡顶开挖、削坡、压坡等方法改变边坡的几何形态，减缓边坡的总坡比，主要目的是消减滑坡下滑力或增加阻滑力，从而提高边坡的稳定安全系数或稳定性。这些方法简单易行、效果好，所以应用广泛，用于上陡下缓型滑

动面的滑坡效果尤其显著。具体实施时，治理效果的大小主要与减载和压坡的位置、形状和尺寸有关。因此，条文要求根据潜在滑动面的形状、位置、范围确定减载和压坡方式，这也是避免发生因减载开挖不当引起新的边坡失稳所必须的。一般情况下，边坡潜在滑动面前部较缓，将减载土体堆置于边坡前部，与其他部位相比，可为边坡提供较大的抗滑力。在边坡场地允许的情况下，尽量按照坡率法设计，即通过控制边坡的坡度和高度无须对边坡进行整体加固而使边坡达到自身稳定。同时从增加稳定性和经济性的方面考虑，开挖一般结合减载和堆载压坡统一设计。

6.2.4 在天然土体表面，一般都存在一层腐殖土层，经长期耕种或自然沉积，形成的腐殖质含量较高，有机质丰富，酸碱度适中，适合植物生长，不可多得，因此要求单独开挖利用。

6.2.5~6.2.6 直线形开挖坡形一般适用于均质或薄层互层且高度较小的边坡；若边坡较高或由多层土层组成且上部稳定性较下部好时，可采用上陡下缓的开挖坡形；若上部为覆盖层或稳定性较下部差时，较适用上缓下陡的开挖坡形；若边坡有多层土组成或边坡高度很大时，可通过在边坡中部或岩土界面处设置平台，形成台阶式开挖坡形。但无论采用何种坡形坡比，均需结合气候地质条件并对比类似工程边坡进行组合论证，兼顾经济和安全。

6.2.7、6.2.8 设置马道是边坡开挖中常用的措施。本条将设置马道应考虑的因素分为边坡体地质条件和工程安全、运用管理两类。马道最小宽度 **2m** 是根据一般工程实践经验规定的。在工程实践中，往往比较重视马道宽度与边坡稳定的关系，而对条文中规定要考虑的其他因素重视不够。如对岩质边坡节理裂隙对马道宽度的影响程度若重视不够，在开挖中容易因局部岩块掉落造成马道宽度不够，需要进行修补。本条要求考虑边坡稳定、坡面排水、防护、维修及安全监测等因素，若对这些因素考虑不周，将导致设置的马道宽度不够，给工程管理造成不便。因此，对这些影响因素未深入考虑就直接选用最小宽度 **2m** 的做法是不妥的。

6.2.9 我国西北地区总结出了一套较为实用的黄土边坡开挖经验，即在满足边坡抗滑稳定要求的前提下，开挖成局部陡坡加宽马道（或平台）的边坡形状，这样既可避免开挖坡度过缓而易被坡面径流冲刷导致边坡破坏，又可避免因平均坡度过陡而整体失稳。一般而言，单级黄土边坡高度大于 **10m** 的缓坡就可能造成较

严重的雨水冲刷。非饱和的黄土边坡，只要不浸水饱和，边坡很陡也能保持稳定，因此本条规定“两马道之间的开挖坡度可陡于 1:0.5”。

在黄土高边坡的坡形设计中，通常在总坡高 1/2~2/3 处设置大平台，从某种意义上讲相当于削减了边坡的整体高度，开挖量也较为节省。

宝鸡峡引水工程的黄土开挖边坡高度与平均坡比关系见表 6。

表 6 宝鸡峡引水工程的黄土开挖边坡高度与平均坡比关系

总坡高 (m)	平均坡比	总坡高 (m)	平均坡比
20~30	1:0.6~1:0.7	50~60	1:0.9~1:1.0
30~40	1:0.7~1:0.8	60~70	1:1.0~1:1.1
40~50	1:0.8~1:0.9	70~80	1:1.1~1:1.2

《水利水电地质手册》中总结的黄土边坡坡度见表 7。

表 7 黄土边坡坡度参考表

黄土结构	边坡高度 (m)	边坡坡度	适用范围
密实结构	<10	1: 0.1~1: 0.3	$\gamma=15\sim17\text{kN/m}^3$, $C\geq25\text{kPa}$ 。当 $\gamma=17\text{kN/m}^3$, $C\geq50\text{kPa}$ 时可采用其上限值(即较陡的边坡)
	10~20	1: 0.3~1: 0.5	
	20~30	1: 0.5~1: 0.75	
	30~40	1: 0.75~1: 1	
松散结构	<10	1: 0.3~1: 0.5	$\gamma=12.7\sim15\text{kN/m}^3$, $C>10\text{kPa}$ 。当 $\gamma=16\text{kN/m}^3$, $C\leq40\text{kPa}$ 时可采用其上限值(即较陡的坡度)
	10~20	1: 0.5~1: 0.75	
	20~30	1: 0.75~1: 1	
	30~40	1: 1~1: 1.25	

注：1. 据天兰线、南同蒲线、兰银线等铁路边坡资料。

2. 节理裂隙发育或陷穴较多，或有地下水活动地段的边坡不宜采用此表。

6.2.10 膨胀性岩土因富含蒙脱石和伊利石等亲水、易膨胀矿物，具有特殊物理力学特性，干湿效应明显。边坡开挖后因客观条件变化，表层易产生膨胀、崩解，引起连续的滑动或坍塌，因此采取工程措施以尽量减小土体含水率变化是非常必要的。基于边坡的上述特性，膨胀土的抗剪强度较易受到卸荷、地下水、地表水等影响而降低，因此有条件的情况下，采取放缓边坡坡比并设置宽平台进行开挖，可以提高安全度，并可为坍塌坡体留出空间，利于清理。

6.2.12 压坡的目的是增加抗力以提高边坡的稳定性。对于被保护边坡，根据与之相关建筑物或构筑物的关系，有的不允许边坡产生滑移变形，有的

则允许有小的变形。选择与边坡体材料性能相同的压坡材料，是保证两者变形一致的最基本方法。对于岩质边坡，当潜在滑体或坡内有穿过滑动面的、且有不允许产生剪切变形的建筑物（地下洞室等）或其他对变形限制严格的设施（如灌浆帷幕和排水幕等）时，压坡体对边坡体的抗力采用主动土压力，是比较安全可靠的选择。

6.3 排水和防渗

6.3.1 地表排水简单易行，且效果好、工程造价低，因此边坡治理一般均设置地表排水。根据调查，几乎所有较正规的滑坡整治工程都包括地表排水工程。在有些情况下，仅做好地表排水即可使滑体保持稳定。例如，四川云阳鸡扒子滑坡于1982年发生滑动，1984年地表排水整治工程实施后，迄今一直保持稳定。

地表水渗入边坡土体内，既增加了上部坡体的重量，增加滑动力，又降低了滑动层面的抗剪强度，对滑体的稳定是不利的。因此，对于滑体以外地表水进行拦截，对滑体表面特别是开裂的地方用粘土封培，低洼地方用废碴填平并进行防渗，尽量减少入渗途径和入渗量是非常重要的。

地下排水能大大降低孔隙水压力，增加有效应力，从而提高边坡的自身稳定性，因此效果极佳，应用很广泛。尤其是大型滑坡的整治，坡体深部的排水是采用较多的治理措施。但地下排水的施工和管理维护比地表排水要复杂得多。

地表排水和地面防渗均是为了减少地表水渗入坡体，同时也可减小地表水对坡面的冲刷；坡体内部排水，即地下排水主要是为了降低地下水位。这两项措施均能有效地提高边坡的稳定性。为最大限度减少水对边坡的影响，排出的地面水和地下水需要有组织地引导排出边坡范围以外，因此本条规定地表排水、地下排水和防渗措施要统一考虑，使之形成完整的防渗、排水体系。

在雨季，强度大、持续时间长的降雨，因地面径流渗入，地下水位升高和边坡体饱和，往往导致边坡失稳，边坡失稳的事故明显增多就是最有力的例证。地面径流排泄不畅，形成集中汇流，冲刷边坡，也会使边坡逐渐由局部冲刷破坏演变为整体失稳。因此，要求各种边坡要设置完善的地面排水系统，其目的是使地面径流有序排放，减少下渗，防止冲刷边坡。必要时，对地表进行防渗处理也是较好的减少地面径流入渗的措施。

6.3.3 集水面积、降雨强度、历时和径流方向等是进行地表排水系统和各种集水、

排水措施设计的基本依据。对于边坡潜在滑坡体以外可能汇集到滑体坡面范围内的地表水，一般采取层层修建截水沟、排水沟进行拦截，不能让其进入坡面，以减少进入滑坡体坡面水量，同时也有利于简化边坡地表排水系统，是较合理的地表水治理措施，因此本条规定坡外排水要自成体系。

6.3.4 坡体顶部一般受拉剪作用，开口线附近裂缝较为发育。此处坡体外汇水容易沿裂缝进入坡体，故对截水沟在坡顶的设置位置做出规定，有的规范要求距离大于 5m，对陡坡等位置可能不合适。降雨强度是确定地表水水量的重要指标，降雨强度与地域和降雨历时等关系密切。而具体工程，选用重现期频率要考虑边坡的重要性、受降雨影响程度等因素。其中降雨重现期作为重要参数，各行业规定相差较大，故暂时不作具体规定。

6.3.5 天然滑坡体的地质条件一般较复杂，岩土较破碎松散，坡体的稳定性受水浸扰影响也较敏感，故其坡面排水系统设计的关键在于尽量减少外水入渗。就坡面排水沟的布置而言，本条规定排水主沟方向应有利于快速排除地表水的目的是减少其入渗量。而排水沟的线形要求均是为了沟内水流平顺。对较长排水沟，因长度过长，坡度不大情况下容易雍水，甚至漫溢，增加下渗量不利于情况，分段设置出水口，有利于汇水的快速排出。

6.3.6 从流动性出发对排水沟坡度提出最低坡度要求 0.5%。一般情况下都能够满足要求。从排除泥沙淤积的，又不发生冲刷的角度出发，有条件的情况下，经常设置为不小于 4%~5%。在落差较大地段，通过设置多级跌水减缓沟内水流速，并结合出口底部跌水坑形成水垫消能，或设置尾坎等进一步消能。

6.3.8 常规混凝土、块石材料构建的排水沟，刚性较大，抗拉强度低，抗变形能力较差，在边坡坡体变形时，往往发生开裂，形成的裂缝，成为入水通道，危害边坡安全。采用高分子材料塑料管等材料可更好适应坡体变形，减少裂缝发生，尤其是对处于蠕动变形的边坡排水。

6.3.10 本条列出了工程中常用的 5 种边坡体排水措施供选用。设计时，根据实际需要选择其中一项或多项都是允许的。一般而言，在地下水条件复杂、对边坡影响较大的情况下，往往采取多种排水组合运用。对五种排水措施分别说明如下：

1 坡面排水孔。这是最常用的排除边坡体地下水的措施，其设计、施工和运用期间的维护均较方便，排水效果可靠，费用也不高。因此，一般边坡均设置坡面排水孔。

2 排水洞及其排水孔。对于规模大的边坡，在地下水丰富、对边坡稳定影响大的情况下，多采用这种排水措施。运用得当时，其降低地下水位的效果较好，但一般费用较高。当周围水环境恶化对地下水位降低比较敏感时，需慎重控制其排水规模。

3 集水井。该措施常用于汇集来水，集中抽排，或者设于排水洞顶部将坡体内含水层富集水进行导排入设于滑面下的排水洞中。

4 排水带和排水盲沟。这种排水措施一般用于排水不畅的填筑体和外侧为不透水的挡土墙或挡墙（板）、内侧为填筑体等情况。

5 贴坡排水。这种排水并不能降低边坡体内的地下水，属于保护性质的排水措施，一般多用于填筑体边坡表面。

6.3.11 岩质边坡中，排水孔孔向与主要的裂隙倾向成较大角度布置，可使排水孔尽可能多的穿过裂隙面，增大排水量，更好的发挥排水效果。

6.3.12、6.3.13 排水洞内的排水孔方向考虑主要的裂隙产状布置的原因与 6.3.11 条的说明相同。

采用排水洞排水，对降低岩质边坡地下水效果较好。我国湖北巴东的黄腊石滑坡采用了地表排水工程和垂直钻孔群与滑动面以下的排水廊道相连的地下排水工程进行整治。共设置九条地下排水廊道，和地表排水体系相结合，对稳定该滑坡效果明显。

排水措施与改变斜坡几何形态联合可以获得更好的治理效果。新西兰 Brewery Creek 滑坡加固方案是一个典型实例。该滑坡位于水库之内，水库充水后滑坡趾部水位较原河水位抬高约 35m，滑坡内地下水位又必须通过排水体系降至原河水位以下才能保证滑坡稳定性，故排水廊道设在原河水位以下 30m，在廊道向上钻扇状辐射排水钻孔，集中于廊道中的地下水再通过垂直钻孔抽水排入水库，为防止库水入渗，反压马道之下还设置了防渗帷幕，构成了一个复杂的地下排水与反压相结合的治理工程体系，见图 2。

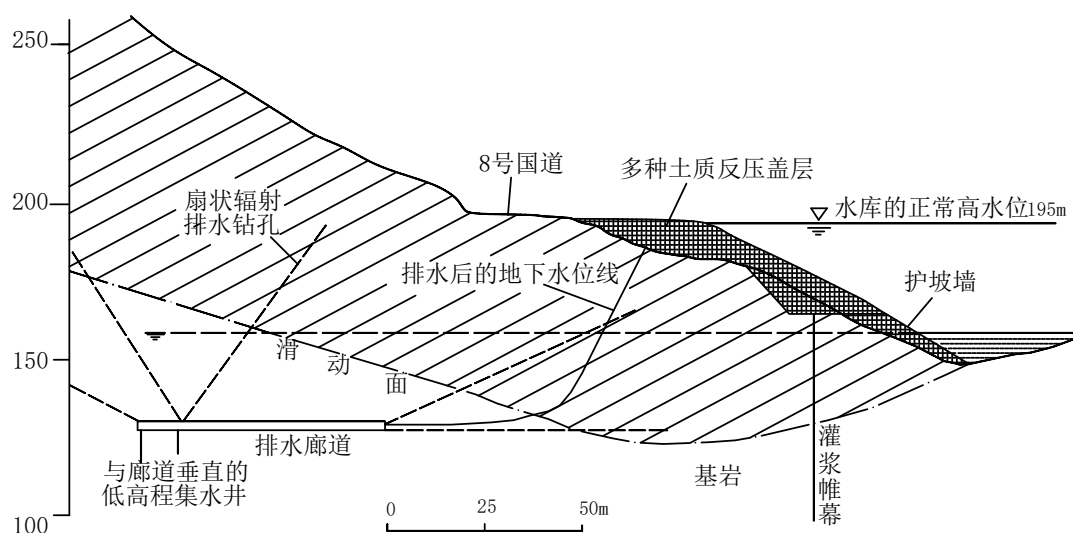


图2 新西兰 Clyd 水电工程 Brewery Creek 滑坡加固工程

6.3.14 本条提出在不利地层和构造带的排水孔内设置排水管及反滤保护装置，主要是为防止岩土细小颗粒流失产生渗透变形和孔管堵塞，以保排水设施长期有效。

6.3.15 盲沟水流属于孔隙渗流，因此要求较大的纵坡坡度。同时为避免淤堵，对内部填料和外水渗入提出要求。

6.3.16 当支挡结构材料透水性小，地下水升高时，易造成支挡结构的失效。因此，边坡采用不透水的支挡结构加固时，要设置排水孔。排水孔一般沿横竖两个方向设置，间距多取 2m~3m，排水孔直径多不小于 100mm，倾角一般为 $5^{\circ} \sim 10^{\circ}$ 。

6.3.18 大规模的降低地下水虽然对边坡稳定有利，但地下水降低幅度过大，可能会造成地面植被死亡，破坏周围环境。其范围很大时，这种不利影响不容忽视。因此，本条对此提出了相应要求。

6.3.19 本条仅对 1 级临水边坡的排水孔规定设置单向排水管，主要是从确保边坡安全的必要性、单向排水管的技术复杂性和费用等因素而提出的。设置这种单向排水管的目的是防止坡外水位高时尽量减少渗入量，当水位降落后有利于有效降低坡体内地下水。

6.4 坡面防护

6.4.1~6.4.3 坡面防护是防止坡面继续风化、碎落和滚石的主要措施。不同地域的不同边坡中采用的坡面防护形式多种多样，条文中仅列出了较常用的几种形式。对于确定坡面防护形式应考虑的因素，条文中也仅列出工程实践中常遇到的情况，

设计者要根据工程的具体情况，经技术经济比较，确定合理的坡面防护形式。另外，随着国家对环境生态要求的不断提高，工程设计中也需要纳入生态恢复的理念，尤其是在坡面防护方面。

6.4.4 作为边坡坡面的附加防护措施，需要通过自身结构保持自稳，不能增加边坡的不稳定性。

6.4.5 在寒冷和严寒地区，因冻融循环、冻胀等引起坡面结构破坏问题较多，因此抗冻问题不容小视。抗冻设计中的具体问题，在 GB/T 50662《水工建筑物抗冰冻设计规范》已提出要求，本规范不再规定。

6.4.7 位于水流冲刷部位坡面防护，在其坡脚部分最易发生破坏，常常根据施工现场条件，在坡脚采用加深垂直防护深度或延长水平长度的方式进行防护。

6.4.9 岩石的抗风化能力主要与岩性、强度和使用时的风化程度有关。例如两座大型土石坝均采用砂岩、砾岩块石护坡，其中一座坝采用风化岩石，经两三年的运行几乎全部破坏；而另一座坝采用新鲜的石料，经 20 年的运行还基本完好。因此，对于护坡石料有必要从岩性（主要是抗水和抗风化性能）、强度和风化程度等各方面都提出要求。

6.4.17 柔性防护措施又称边坡柔性安全防护网，或简称防护网，目前我国铁路、公路、水利水电等行业的工程中已推广使用。有关行业还颁布了暂行办法或标准。该种措施是以金属柔性网（钢丝绳网，环形、方形、格栅、双绞六边形钢丝网）为主要构件，采用覆盖和拦截两种方式防护坡面崩塌落石、风化剥落、泥石流等地质灾害。

主动柔性防护系统，简称主动网，是用锚杆和支撑绳等将金属柔性网覆盖并固定在具有地质灾害的坡面上，用来加固坡面或限制石块运动范围的一种卧式防护网。主要形式有两种，一种为将网与支撑绳缝合，将支撑绳张紧后利用锚杆锚固于坡面，一种为直接将网张紧覆盖于坡面，采用锚杆锚固。

这种设施有多种定型产品。目前国内多为引进产品，网块的规格（以展开张紧后的外边缘边长表示）有 2m×2m~5m×6m 等多种规格的矩形、直角三角形和斜角菱形，其网孔规格是以菱形边长表示，边长有 100mm、120mm、150mm、200mm、250mm、300mm 等多种。

这种产品使用方便，容易施工、维护和更换。主动防护网中可内嵌入植物种子以及含有其初期生长所需养分材料，便于地表植被的恢复。

6.4.20~6.4.25 植物防护作为边坡治理的辅助措施，常常与其他措施配套使用。首先该种措施应在浅层稳定的坡面使用，并保证自身基础措施的稳固性。其次设计中在植物品种选用上和基础措施设置时，应注意避免植物根系的劈裂作用、风荷载的作用和水的对边坡稳定产生不利影响。

在植物品种的选用上一定要以当地品种为主，因为适者生存，天竞优选，决定了当地品种的优势。例如东北一工程边坡绿化中灌木选用当地品种苦丁香，耐旱抗冻，长势旺盛，而选用的金银花，则枝条叶疏，长势欠佳。

6.5 非预应力锚杆

6.5.1 非预应力锚杆长度通常较短，因此规定用于边坡浅层锚固。

6.5.2 目前水利工程采用的锚杆种类及其分类方法较多，本条中没有一一列举。根据边坡加固的实际需要，按照接触方式分类将国内常用的非预应力锚杆概略地分为端头锚固型、全长粘结锚固型、摩擦锚固型三大类，以便于选用。端头锚固型包括机械式锚固形式如楔缝式、倒楔式和胀壳式，树脂锚固形式和快硬水泥卷形式等；全长粘结锚固型包括不同种类的粘结材料，如水泥浆、水泥砂浆和树脂锚固剂等；摩擦锚固型包括缝管式、楔管式和水胀式。

机械式锚杆属于端头锚固式锚杆，安装后可立即提供支护力，既适用于硬岩临时边坡，又可用于裂隙性硬岩的局部加固；

全长粘结锚固型，性能可靠，且使用年限较长。若采用快硬水泥卷作粘结材料，最快一小时内锚杆即可承载，与用树脂粘结剂的锚杆一样，便于机械操作快速施工安装。其中自钻式系列非预应力锚杆，其种类也很多。自钻式注浆钻进锚杆配有一次性钻头，可通过中空的杆体进行注浆，钻孔注浆一次完成，适用于成孔困难复杂地层的锚固。

目前，全长粘结式锚杆多采用Ⅱ、Ⅲ级钢筋制作，直径22mm~32mm。锚固体为常压灌浆圆柱型和压力灌浆扩孔型，这两种可用于稳定性较好的土质边坡，而具有圆柱型锚固体的锚杆，也可使用在稳定性较好的岩质边坡。但是锚杆较长时，安装难度均较大，所用的锚杆长一般小于16m，单根设计吨位多为100kN~400kN，最大设计荷载小于450kN。

摩擦锚固型中的缝管式锚杆，具有柔性和安全性好的特点，尤其当软岩钻孔

有横向位移时，锚固力更大，且随时间延长而增加，因此支护效果较佳。关于该类中的水胀式锚杆，需借助高压水将异形钢管胀大紧贴孔壁实现锚固，可及时承载，质量好的此种锚杆的摩擦锚固力可达 $130\text{kN/m}\sim 300\text{kN/m}$ ，但是因其价格昂贵，需有专用水泵和接头，管壁薄易锈蚀，故一般不用作永久支护。

6.5.4 系统锚杆是指根据边坡稳定要求，在某类地质区的坡面上按一定规律布设的锚杆，主要是对边坡起整体加固作用；随机锚杆，顾名思义即是随机布设的数量相对较少的锚杆，用于系统锚杆未能加固的局部不稳定区或不稳块体。系统锚杆在坡面上多采用梅花形或方形排列，工程实践经验表明此种排列的系统锚杆加固效果优于其它布设方式。

6.5.5 本条中系统的锚杆长度、最大间距是根据一般工程实践经验规定的，要求间距不大于锚杆长度的 $1/2$ 是为了使系统锚杆形成整体的锚固体系。要求系统锚杆与岩体主要结构面垂直或呈较大角度布置是为了能穿过较多的结构面，有利于提高结构面上的抗剪强度，使锚杆间的岩块相互咬合，可充分发挥锚杆的加固作用。

6.6 预应力锚杆

6.6.2 对机械式预应力锚杆提出后期注浆要求，主要由于该类锚杆多用于需要应急加固工程，锚孔内岩石强度在成孔前期尚可，随着时间延长岩石受到水化影响，强度会降低，导致锚孔岩石与内锚固段的咬合力下降，锚杆预应力下降。另外长期使用时还存在锚杆腐蚀问题。因此有必要通过后期注浆保持其性能稳定性。

6.6.3、6.6.4 由于拉力集中型预应力锚杆锚固段的灌浆体处于受拉状态，锚杆设计吨位越大，则灌浆体的受力亦越大。研究资料表明，这种锚杆锚固段长度上的粘结应力分布极不均匀，其最近端首先受力，且应力集中现象严重。受力过程中，在荷载由锚固段近端传至最远端之前，锚杆体与灌浆体间的界面，或者灌浆体与相应段的地层间的界面，将会因应力集中而逐步失去粘结作用或产生滑脱，甚至可能造成灌浆体断裂，因此这种粘结作用的逐渐减小或丧失以及发生裂缝，对锚杆的安全运用极其不利，在腐蚀环境条件下使用更是如此。另外，这种锚杆一旦出现上述问题，一般不可能充分利用其周围地层的强度。有关研究表明，当锚固段长度大于 $8\text{m}\sim 10\text{m}$ 时，其承载力的增量很小或基本不增加，所以在设计时，

务必对拉力集中型预应力锚杆的设计吨位适当加以限制,以减少锚固段的受荷量及其长度。

拉力集中型预应力锚杆锚固力大小的控制因素往往为锚孔围岩强度,因此对软岩和土质坡体的加固,其最大锚固力受到限制,采用拉力分散型锚杆可有效解决这一问题。

拉力分散型与压力分散型预应力锚杆,分别是拉力集中型和压力集中型预应力锚杆的衍生产物,其工作原理、受力和传力方式及特点,与各自的母型(集中型)均相同,差别在于这种分散型锚固系统(也称单孔复合锚固系统)是在同一个钻孔中安装几个单元锚杆,每个单元都有自己的锚杆体、锚固长度、灌浆体等,承受的荷载是通过各自的张拉千斤顶施加,在整个锚杆设计吨位已定条件下,使得每个单元的锚固长度及受荷量均较小,且每个锚固段长度上的轴向力及相应的粘结应力分布,分别较集中型锚杆要小和均匀,不会逐步产生“粘脱”等不利现象,从而提高地层强度的利用率和锚杆的承载能力,因此特别适用于软岩和土质边坡等工程。

6.6.5、6.6.6 压力集中型预应力锚杆的锚杆体与锚固段底端特制的承载体联结为一体,而与锚固段灌浆体之间不粘结,工作时,荷载直接由承载体自底端向外传给灌浆体,灌浆体处于受压状态,因而灌浆体不易开裂,从而消除了拉力集中型预应力锚杆存在的弊端,提高了锚固段锚杆体的防腐耐久性。但是这种单一的内锚段灌浆体的长度不能随意加长,因长的灌浆体与相应界面长度上的粘结应力分布也是不均匀的,当其长度超过某一值,其承载力的增量很小或不会增加。另外,承载力的大小还受灌浆体底端受压面大小及其允许挤压强度等条件的限制。这些问题使压力集中型预应力锚杆不能充分利用周围地层的强度,导致设计吨位受限。这种情况下,可通过选用压力分散型预应力锚杆解决这一问题。

6.6.7 边坡软弱结构面的产状和可能发生的破坏模式不同,锚杆的安设区域及方位也需随之进行调整,以有利于抵抗边坡的失稳和破坏。锚杆轴线与岩石主结构面或潜在滑面呈大角度夹角,有利于充分发挥锚杆的作用。例如使用预应力锚杆加固可能发生倾倒破坏的边坡,使锚固中心位于距转动点最大距离处,能使锚杆以较小的锚固力产生较大的抗倾弯距。

通过预应力锚杆的加固,还能控制卸荷裂隙和塑性区的进一步发展,改善岩

体的应力应变状态和稳定性。

6.6.8 本条规定平行布置时预应力锚杆间距 4m~10m，是工程中常采用的数值。规定的最小间距 4m，主要是防止出现群锚效应。避免群锚效应的最小间距常采用（10）式计算：

$$D = \ln \frac{T}{L} \quad (10)$$

式中 D——锚索最小间距(m)；

T——设计锚固力(kN)；

L ——锚索长度(m)

日本《VSL 锚固设计施工规范》采用公式（11），如下：

$$D = 1.5 \sqrt{L \times \frac{d}{2}} \quad (11)$$

式中 d——锚杆钻孔孔径(m)。

第1款和第3款的规定是为避免相邻锚固段张拉形成的叠加高应力状态导致周边岩土体发生破坏。

6.6.9 本条规定的锚杆体材料强度利用系数的取值范围值主要从两方面考虑，即锚杆强度的利用系数如果取值过低，不仅使锚杆的数量增加，造成浪费，还会因边坡坡体自身的应力调整而降低锚杆的锚固效果，对预应力锚索还可能导致锚夹具的咬合力下降，甚至造成滑锚；而锚杆强度的利用系数如果取值过高，锚杆应力较大，高应力下应力松弛造成的应力损失增大，另外对预应力锚索，由于分组张拉造成的各股钢绞线的不均匀性（有资料统计的不均匀系数一般为 0.4~1.67），也制约着利用系数的不能取值过高。

国、内外部分标准规定的材料利用系数见表 8。从表 8 可以看出，用于构筑物上的材料强度利用系数较大，这是考虑构筑物后期变形小的特点而设置的。而边坡岩体变形大，张拉的均匀性差，材料强度利用系数多低于前者。结合部分已建工程实际应用的情况（见表 9）。本规范确定锚杆体材料强度利用系数为 0.55~0.65。

表 8 国、内外部分标准规定的预应力锚杆体材料强度利用系数

序号	标准名称	控制应力取值
1	《水利水电工程锚喷支护技术规范》(SL377-2007)	$0.70 R_{\phi}$
2	《水电工程预应力锚固设计规范》(NB/T 10802-2021)	$0.60 \sim 0.65 R_{\phi}$
3	《水电工程覆盖层预应力锚索技术规范》(NB/T 35100-2017)	$0.55 R_{\phi}$, $0.63 R_{\phi}$ (超张拉), 变形大时应适当降低
4	《滑坡防治工程设计与施工技术规范》(DZ T0219-2006)	65%破坏荷载 (I 级滑坡), 65%~80% (II III 级滑坡)
5	《水工预应力锚固技术规范》(SL/T 212-2020)	岩土锚固: $0.60 R_{\phi}$ (钢绞线, 钢丝), $0.65 R_{\phi}$ (螺纹钢筋和自钻锚杆), 变形大时应适当降低。混凝土结构锚固: $0.65 R_{\phi}$ (钢绞线, 钢丝), $0.70 R_{\phi}$ (螺纹钢筋)
6	《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》(GB 50086-2015)	(0.55 钢绞线, 0.70 螺纹钢筋和普通钢筋) f_{ptk} (永久锚杆) (0.60 钢绞线, 0.75 螺纹钢筋和普通钢筋) f_{ptk} (临时锚杆)
7	《公路路基设计规范》(JTG D30-2015)	(0.50 钢绞线, 0.70 螺纹钢筋) f_{ptk} (永久锚杆) (0.65 钢绞线, 0.80 螺纹钢筋) f_{ptk} (临时锚杆)
8	《铁路路基支挡结构设计规范》(TB 10025-2019)	$0.55 f_{ptk}$
9	《公路钢筋混凝土预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018)	(0.68 钢绞线钢丝, 0.83 预应力螺纹钢筋) f_{pk}
10	《岩土锚杆(索)技术规程》(CECS 22:2005)	(0.56 钢绞线精轧螺纹钢筋, 0.63 普通钢筋) f_{ptk} (永久锚杆) (0.63 钢绞线精轧螺纹钢筋, 0.71 普通钢筋) f_{ptk} (临时锚杆)
11	国际预应力混凝土协会 F-CEB 实用规范	$0.75 f_{tk}$ (f_{tk} 相当于我国的 R_{ϕ})
12	美国 AC1318-77	$0.87 f_{pu}$ (f_{pu} 相当于我国的 R_{ϕ})
13	原苏联 CHH11-21-75	$0.70 \sigma_b$ (σ_b 大体相当于我国的 R_{ϕ})
14	日本预应力混凝土结构设计规范	$0.70 \sigma_p$ (σ_p 相当于我国的 R_{ϕ})
注: R_{ϕ} 、 f_{ptk} 为材料的标准强度值, R_y 为材料的屈服强度值。		

表 9 国内部分工程预应力锚杆材料强度利用系数情况

序号	工程名称	强度利用系数
1	梅山水库坝基加固	0.65
2	双牌水库坝基加固	0.60
3	麻石水电站锚固试验	0.64
4	镜泊湖水库岸坡加固	0.60
5	陈村水电站岸坡加固	0.55
6	丰满水电站泄洪洞	0.60
7	丰满水电站 51 [#] 坝段加固	0.57
8	碧口水电站	0.60
9	洪门水电站	0.61
10	铜街子水电站	0.66
11	天生桥水电站	0.65
12	小浪底水库进出口边坡	0.55~0.64

6.6.10 单根预应力锚杆的最大锚固力是边坡锚固设计极其重要的一个技术指标。这一指标的选择，涉及的因素和条件很多，不限于本条所列的几个因素，而且在某些因素和条件之间，还存在互相影响、适应与制约关系，问题较为复杂。因此，本条仅列出应考虑的主要因素，对其他因素未一一列举，需要设计者根据边坡工程实际情况，经综合分析和充分论证后，选择一个可以达到的、经济合理的单根预应力锚杆的锚固力值。

6.6.11 本条对预应力锚杆的锁定锚固力规定考虑的两方面因素中，边坡的允许位移变形要求是首要的。在实际工程中，对位移控制严格的边坡，一般按照设计锚固力锁定；允许发生变形或者变形不可避免（如由于地质条件产生的滑体蠕滑）的边坡，为避免按照设计锚固力锁定后因坡体滑移而导致锚杆破坏，一般采用低于设计锚固力锁定。此种情况下的具体锁定值取决于相关建筑物的允许变形量和边坡的地质条件，有的规程规定：当边坡体为岩质且结构完整时，锁定锚固力应为设计锚固力的 100%；当不稳定体具有蠕变特征时，锁定锚固力应为设计锚固力的 50%~80%；当不稳定体具有倾倒崩滑特征时，锁定锚固力宜为设计锚固力的 30%~70%。也有规范规定：当地层和被锚固结构位移控制要求较低时，锁定锚固力宜为设计锚固力的 70%~85%；对明显高应力低流变的隧洞和洞室

支护，锁定锚固力宜为设计锚固力的 50%~60%。在小浪底工程中，泄洪进水口高边坡锚索根据坡体下伏软岩的蠕滑特性，锁定锚固力取设计锚固力的 70%；地下厂房锚索根据计算的变形情况，锁定锚固力取设计锚固力的 66.6%。虽然各种规定和实际取值相差较大，但在允许变形情况下，考虑对设计锚固力进行适当削减锁定，对锚索的安全运用是有利的。具体如何削减，由于边坡情况差异太大，本条暂不作硬性规定。

6.6.12 一般而言，预应力锚杆安设的最优锚固角是需要计算的，但严格按照计算的最优锚固角安设锚杆存在诸多困难，一般需要根据实际情况进行适当调整，以兼顾经济性、施工质量保障和便利性。

6.6.13 本条规定的“预应力锚杆的锚固段应锚固在潜在滑动面 1.5m 以外的稳定岩土体内”是根据一般工程经验制定的。

在一定的范围内，随着锚固段长度增加，其承载能力是成正比增加的。当锚固段长度达到一定数值时，再增加其长度，其承载能力增加并不明显。有关资料表明，在岩体中，当锚固段长度大于 8m~10m 时，其承载力的增量很小或基本不增加。一般情况下实际工程采用的锚固段长度多小于 10m。水泥浆和水泥砂浆与岩土体和钢筋、钢绞线间的粘结强度的经验值见表 10~表 12。

表 10 水泥浆、水泥砂浆与岩石之间的粘结强度 τ_q

岩石类别	岩石单轴饱和抗压强度 (MPa)	粘结强度 τ_q (MPa)
硬岩	>60	1.5~3.0
中硬岩	30~60	1.0~1.5
软岩	15~30	0.8~1.0
较软岩	5~15	0.3~0.8
极软岩	<5	<0.3
注：表中数据适用于粘结长度小于 6m		

表 11 水泥浆、水泥砂浆与土之间的粘结强度 τ_q

土层类别	土的状态	粘结强度 τ_q (MPa)
粘土	软塑	0.03~0.04
	可塑	0.04~0.05
	硬塑	0.05~0.06
	坚硬	0.06~0.07
粉土	中密	0.10~0.15
砂土	松散	0.075~0.125
	稍密	0.125~0.15

碎石土	中密	0.15~0.25
	密实	0.25~0.50
	稍密	0.15~0.25
	中密 密实	0.25~0.35 0.35~0.45
注：表中数据适用于重力灌浆，若采用高压劈裂灌浆（灌浆压力大于 2.5 MPa）加固锚固段时，表中数据可提高 50%。		

表 12 水泥浆、水泥砂浆与钢筋、钢绞线之间的粘结强度 τ_s

粘结类型	粘结强度 τ_s (MPa)
水泥浆、水泥砂浆与螺纹钢筋之间	2.0~3.0
水泥浆、水泥砂浆与钢绞线之间	3.0~4.0
注：表中数据适用于灌浆结石体的抗压强度为 M30，粘结长度小于 6m。	

6.6.14 本条规定预应力锚杆的自由段长度不宜小于 5m，是为了使钢质锚杆体在设计张拉力作用下有较大的弹性伸长量，以避免锚杆在工作过程中因锚头松动或内锚固段滑移等原因所引起的钢绞线松弛造成预应力衰减过多。关于锚索最大长度的规定，是为了避免锚索长度太长，材料徐变量增加，导致锚索预应力损失增大较多，而且沿程摩擦损失也会加大，内锚段实际预应力下降较多。

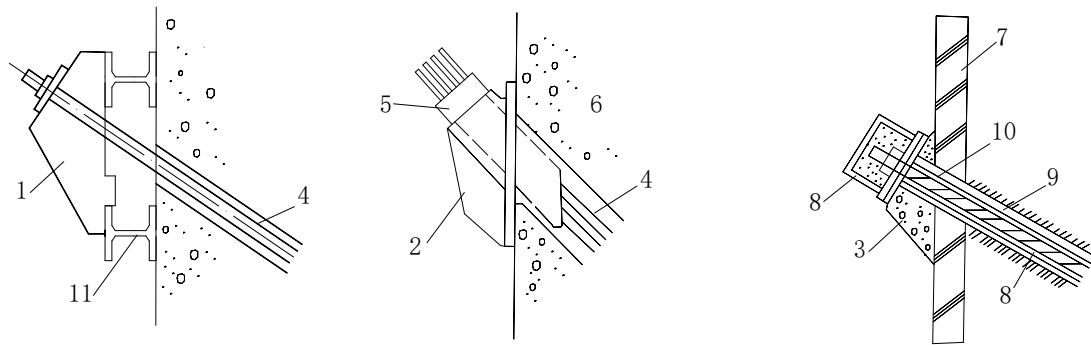
6.6.16 外锚头的传力结构多采用现浇或预制的钢筋混凝土台座，台座常为四棱台形，常采用的断面尺寸见表 13。

表 13 常用的锚杆设计锚固力与外锚头传力结构尺寸关系

锚杆设计 锚固力 (kN)	外锚头传力结构			配筋 (mm)
	底面积 (m ²)	顶面积 (m ²)	高 (m)	
1000	0.8×0.8	0.4×0.4	0.4	加两层钢筋网 Φ8@50
2000	1.0×1.0	0.5×0.5	0.5	加三层钢筋网 Φ8@50
3000	1.2×1.2	0.6×0.6	0.6	加四层钢筋网 Φ8@50

对于碎裂状、散体结构的岩质边坡，混凝土台座之间一般增设钢筋混凝土联系梁。为防止松散体出现较大压缩，预应力产生较大衰减，一般采取以下措施：
1 增大锚墩尺寸，使锚墩底面压应力小于坡体允许承载力；2 采用小吨位锚杆，以减小松散体的压缩；3 采用多次张拉和超张拉。

工程实践中也有采用其他材料的外锚头，参见图 3。



1 钢板台座；2 铸铁台座；3 混凝土台座；4 钢拉杆；5 锚杆头部；
6 挡土墙；7 构筑物；8 防锈材料；9 灌浆体；10 套筒；11 腰梁

图 3 锚头及传力结构示意图

6.7 支挡结构

6.7.1 支挡结构边坡加固中主要适用条件有以下情况：

一是受到建筑物的布置位置限制，如拟建建筑物基础紧邻道路布置，需采用桩类支挡形成直立边坡以避免开挖道路。二是为保证边坡稳定，采用开挖手段不能达到目的，采用预应力锚杆支护锚固力也不能满足时，往往只有支挡措施才能达到目的。三是特殊的地质条件，如边坡下部存在软弱地层，需要设置混凝土塞或混凝土板并联合锚杆形成支挡才能抵抗软弱地层变形。

6.7.2 桩类支挡结构包括抗滑桩、排桩、搅拌桩、钢板桩、微型桩等类型，墙类支挡结构包含重力式、悬臂式、扶壁式、空箱式、土钉式、加筋式、锚定板式和石笼式等类型。

6.7.4 抗滑桩是一种被动抗滑结构，只有当边坡产生一定的变形后，才能充分发挥作用。因此本条规定抗滑桩宜用于潜在滑动面明确、对变形控制要求不高的边坡。抗滑桩布置灵活，可以分批同时施工，进度快、工期短。即使边坡已出现滑动迹象，只要滑动速度缓慢且基本没有明显的加速度，仍能够采用。例如小浪底工程 4 号公路 K2+190~K2+400 路段，为一巨型古滑坡体的坡脚，受开挖和连降暴雨的影响，滑坡体开始滑动。通过监测发现，在开始滑动的几天内，滑动速度慢且滑速均匀、基本不增大，在采取了削头减载的同时，果断采取板桩式抗滑桩。最终采用 20 根抗滑桩并辅助以排水措施进行处理，防止了边坡滑动，至今边坡运行情况良好。

6.7.5 多数滑坡体上部，滑动面陡，张拉裂缝多，不易设桩，在此部位设桩并不能对潜在滑动体的中下部起作用，所以效果也不好。中部滑动面深，设桩的工程量大，施工也比较困难。在潜在滑动体的下部，滑动面较缓，桩容易布置，且基本上能对整个潜在滑动体起到抗滑作用，在工程实践中，多是将抗滑桩布置在这一部位。因此本条规定抗滑桩宜布置在滑坡体下部，且滑动面平缓的地段。对于沿滑动方向很长的多级滑坡体或下滑力很大的滑坡体，设两排或多排抗滑桩分级处治是较好的处理方法，也有采用抗滑桩和其他措施联合处理的工程实例。对于抗滑桩顶部有较陡坡度的滑坡体，为防止由于设置抗滑桩后出现次生滑动面而发生局部失稳的现象，也往往需要采用多排桩。

6.7.6 本条规定初步选定间距的范围值是根据一般工程经验规定的，国内部分已建工程的矩形抗滑桩间距见表 14。在一般情况下，当滑体完整密实时，桩间距可取的大一些，反之，取小值。

表 14 国内部分已建工程矩形抗滑桩间距统计表

序号	工程名称	抗滑桩间距（m）	抗滑桩根数
1	小浪底水利枢纽工程	6	5
		6	20
2	天生桥二级水电站厂区下山包	6	18
3	昆明柴石滩水库	8	8
4	洪家渡水电站	6	15
5	二滩厂房进水口	约 5	14
6	柘林水电站扩建工程厂房边坡	8	5
7	京珠高速（杨梅山段）	6	15
		6	8
		6	10
8	京珠高速（大宝山隧洞出口附近）	5.5	7
9	平庄西露天矿公路	8	30
10	贵柳一级公路石城坪滑坡	5	46
11	南昆铁路小德江车站	7	27
		6	12
		7	15
12	浙江省新都县长征乡滑坡	5	80
13	义马北露天矿边坡	7	31
14	贵阳至新寨公路(火石坡滑坡)	7	15
15	贵阳至新寨公路（牟珠洞边坡）	6.5~7	20
16	深圳老虎坳山体	3	33
		4.5	10

6.7.7、6.7.8 抗滑桩采用矩形断面，便于施工，但只有滑动方向明确时，才能采

用。要求短边边长不小于 1.5m，主要是考虑施工方便而规定的。

抗滑桩的断面尺寸、锚固深度和间距三者是相互关联的。合理确定断面尺寸的目的是使抗滑桩上部受力段正面能产生较大的阻滑力，侧面能产生较大的摩擦力，下部锚固段能抵抗较大的反力，具有较好的抗剪、抗弯强度，且比较经济。

6.7.9 因塑流体的自稳性差，当地下水丰富时，开挖断面过大的抗滑桩易造成坍塌；对处于滑移状态的边坡，还可能会加速边坡的滑移速度，甚至造成边坡失稳。

对于塑流性地层，滑坡体材料与抗滑桩的摩阻力低，土体易从桩间挤出。在这种情况下，在桩间设置连接板或联系梁，或采用小间距、小断面的抗滑桩，在已建工程中均有采用。本条规定进行技术经济比较，有利于选定较合理的方案。

对于滑坡体是否会从桩间挤出，工程实践中有采用桩间土体与两侧被桩所阻止的土体的摩擦力大于桩所承受的滑坡推力的方法来估算。也有通过模型实验，取得土体能形成土拱效应的桩间距值。

6.7.10 抗滑桩桩顶出露在坡面或埋入坡面以下，在工程中均有采用，后者又称“埋头桩”。抗滑桩上方边坡体是否会越过桩顶滑出，一般都要进行稳定验算，因此，本条提出了相应要求。若存在这种情况，一般采用抬高桩顶高程或在上方增设抗滑桩，或采取其他工程措施解决。

抗滑桩锚固深度既要保证工程安全，又要经济合理。桩的锚固深度不足时，桩易破坏；锚固深度过深时，则增加工程量和施工难度。原则上要求由桩的锚固深度传递到滑面以下地层的侧向压力不大于该地层的允许侧向抗压强度，桩基的最大压应力不大于地基的容许承载力。

本条规定初步选定的锚固段长度与桩总长的比值是根据一般工程经验确定的，国内部分已建工程抗滑桩锚固深度见表 15。

常用的适当减小抗滑桩锚固深度的措施有：适当缩小桩的间距以减小桩所承受的滑坡推力；适当调整桩的截面尺寸以增大桩的相对刚度。当滑面较陡时，锚固深度一般需要考虑滑面斜坡的影响，设计深度一般也比计算值适当加大。

抗滑桩长度在各规范规程有不少规定：有要求小于 35m 的，小于 50m 的等等，实际工程中有超过 70m 长度的。但抗滑桩深度过大，桩截面也会加大，会造成施工困难，安全风险加大。因此本条作出规定。

表 15 国内部分已建工程抗滑桩锚固深度表

序号	工程名称	锚固段长度 / 桩总长	抗滑桩根数	备注
1	天生桥二级水电站厂区下山包	完好岩石: 1/4 其它: 1/3~1/2	18	—
2	洪家渡水电站	1/3~1/2	15	—
3	平庄西露天矿公路	1/2	30	—
4	南昆铁路小德江车站	1/3	12	—
5	海石湾矿井滑坡	1/3~2/5	36	—
6	成渝高速公路红沙坡滑坡	$\geq 1/3$	—	—
7	襄渝铁路	1/2~1/4	—	—
8	贵阳至新寨公路(谷蒙关滑坡)	2/5	—	板式桩
9	贵阳至新寨公路(火石坡滑坡)	1/3~2/5	15	框架式桩
10	炳清公路	1/7~1/6	26	锚索桩

6.7.11 本规范 H. 1. 7 条第 1 款和 H. 2. 5 条要求水平向弹性抗力系数 K_H 宜按公式计算或通过试验确定。表 16 列出了 K_H 的一些经验值。表 17 列出了 K_H 随深度增加呈线性变化时, 公式 H. 1. 7 中水平向弹性抗力系数 K_H 随深度变化的比例系数 m_V 和 m_H 的一些经验值。

表 16 岩土地基水平向弹性抗力系数 K_H 及物理力学性能指标经验值

地层种类	内摩擦角(°)	弹性模量 E_0 (kPa)	波松比 μ	地基水平向 弹性抗力系数 K_H ($\times 10^6$ kPa/m)	剪应力 (kPa)
细粒花岗岩、正长岩	80 以上	5430~6900	0.25~0.30	2.0~2.5	1500 以上
辉绿岩、玢岩		6700~7870	0.28	2.5	
中粒花岗岩	80 以上	5430~6500	0.25	1.8~2.0	1500 以上
粗粒正长岩、坚硬白云岩		6560~7000			
坚硬石灰岩	80	4400~10000	0.25~0.30	1.2~2.0	1500
坚硬砂岩、大理岩		4660~5430			
粗粒花岗岩、花岗片麻岩		5430~6000			
较坚硬石灰岩	75~80	4400~9000	0.25~0.30	0.8~1.2	1200~1400
较坚硬砂岩		4460~5000			
不坚硬花岗岩		5430~6000			
坚硬页岩	70~75	2000~5500	0.15~0.30	0.4~0.8	700~1200
普通石灰岩		4400~8000	0.25~0.30		
普通砂岩		4600~5000			
坚硬泥灰岩	70	800~1200	0.29~0.38	0.3~0.4	500~700
较坚硬页岩		1980~3600	0.25~0.30		
不坚硬石灰岩		4400~6000			
不坚硬砂岩		1000~2780			
较坚硬泥灰岩	65	700~900	0.29~0.38	0.2~0.3	300~500

地层种类	内摩擦角($^{\circ}$)	弹性模量 E_0 (kPa)	波松比 μ	地基水平向弹性抗力系数 K_H ($\times 10^6 \text{kPa/m}$)	剪应力 (kPa)
普通页岩		1900~3000	0.15~0.20		
软石灰岩		4400~5000	0.25		

表 15 (续)

地层种类	内摩擦角($^{\circ}$)	弹性模量 E_0 (kPa)	波松比 μ	地基水平向弹性抗力系数 K_H ($\times 10^6 \text{kPa/m}$)	剪应力 (kPa)
不坚硬泥灰岩	45	30~500	0.29~0.38	0.06~0.12	150~300
硬化粘土		10~300	0.30~0.37		
软片岩		500~700	0.15~0.18		
硬煤		50~300	0.30~0.40		
密实粘土	30~45	10~300	0.30~0.37	0.03~0.06	100~150
普通煤		50~300	0.30~0.40		
胶结卵石		50~100	—		
掺石土			—		

表 17 土质地基弹性抗力系数 K_H 随深度变化的比例系数的经验值

序号	土体名称	竖直方向比例系数 m_V (kPa/m 2)	水平方向比例系数 m_H (kPa/m 2)
1	0.75< I_L <1.0 的软塑粘土及粉质粘土, 淤泥	1000~2000	500~1400
2	0.5< I_L <0.75 的软塑粉质粘土及粘土	2000~4000	1000~2800
3	硬塑粉质粘土及粘土, 细砂和中砂	4000~6000	2000~4200
4	坚硬粉质粘土及粘土, 粗砂	6000~10000	3000~7000
5	砾砂, 碎石土、卵石土	10000~20000	5000~14000
6	坚实的大漂石	80000~120000	40000~84000

注: I_L 为土的液性指数, m_V 和 m_H 值的适用条件相应于桩顶位移 0.6~1.0cm。

6.7.13~6.7.15 被动柔性防护结构又称被动网,它是利用锚杆、钢柱、支撑绳和拉锚绳、减压环等,将金属柔性网以一定角度固定在坡面上的立式拦石网。对位置较高不易清理的落石,通过在上部拦挡位置设置引导网口,坡面设置引导网,引导落石沿坡面滑落至较低处,可大大降低对落石的清理难度。

6.7.16 在加固边坡时,将锚杆锚固措施与支挡结构联合使用,可有效增强支挡结构的承载能力。

1 锚杆与钢筋混凝土桩联合使用,构成钢筋混凝土抗滑桩式锚杆挡墙(见图 4)。桩可以是钻孔桩或挖孔桩,锚杆可以是预应力锚杆或非预应力锚杆。锚杆的数量根据边坡的高度及推力荷载的大小确定,可采用桩顶单排锚杆或多排锚杆。

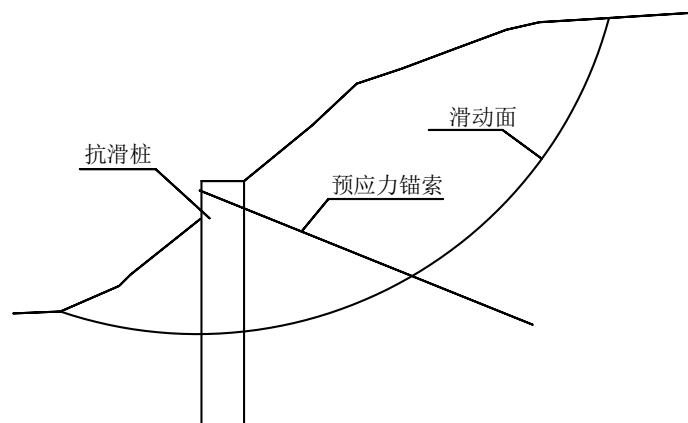


图4 钢筋混凝土抗滑桩式锚杆挡墙

常见的锚杆挡墙应用情况如下：

- 1) 在滑坡区域或潜在滑坡区域，由于开挖引起的牵引式或推动式滑坡支护，当抗滑桩难以支挡边坡推力时，常采用预应力锚杆抗滑桩；
- 2) 高度较大且稳定性较差的土质边坡，单独使用抗滑桩时，因悬臂过长承受弯矩过大，为防治抗滑桩破坏，常采用单排或多排的锚杆挡墙。
- 3) 坡顶有重要建筑物或较大附加荷载的岩质边坡和土质边坡，也采用锚杆挡墙支护。

2 锚杆与钢筋混凝土格构联合使用，构成钢筋混凝土格构式锚杆挡墙（见图5）。锚杆设在格构结点上，若采用锚杆，锚杆可以是预应力锚杆或非预应力锚杆。这种型式主要用于高陡岩质边坡或直立岩质切坡，以阻止岩质边坡因卸荷而失稳。

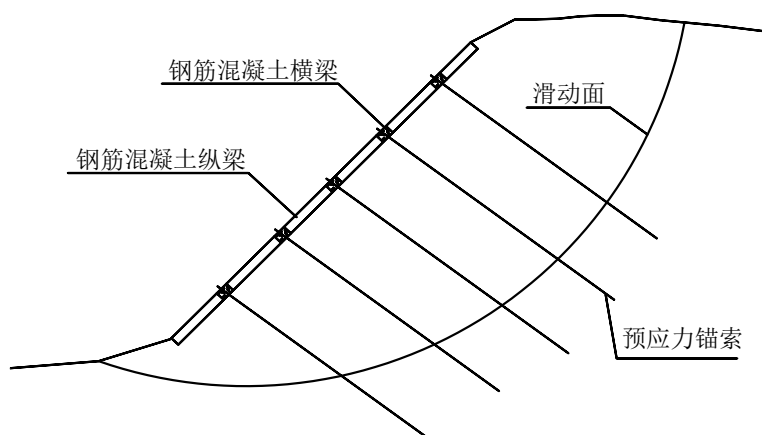


图5 钢筋混凝土格构式锚杆挡墙

- 3 锚杆与混凝土面板联合使用，形成锚板支护结构，常用于岩质边坡。锚

杆在支护中，主要承担岩石压力，限制边坡侧向位移，混凝土面板用于限制岩石单块塌落并保护岩体表面防止风化。锚板可根据岩石类别采用现浇板或挂网喷混凝土层。

4 锚杆与钢筋混凝土板肋联合使用，构成钢筋混凝土板肋式锚杆挡墙（见图6）。该结构多用于直立开挖的岩质边坡或土质边坡支护，一般采用自上而下的逆作法施工。

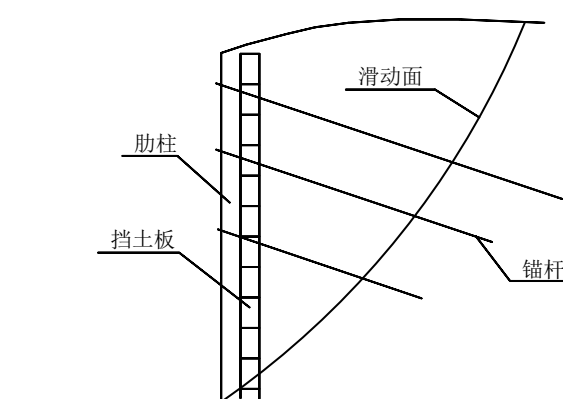


图6 钢筋混凝土板肋式锚杆挡墙

6.7.17 支挡结构一般通过被动受力发挥作用，有时候支挡结构会产生较大变形。在其与锚固措施（如预应力锚杆）联合共同受力时，若支挡结构变形过大，超出锚固措施的限值，则可能造成主动锚固措施的破坏，比如抗滑桩变形量超出预应力锚索弹性伸长量范围，可能会造成锚索破坏。因此本条要求设置合理的锚索锁定锚固力，特别是对蠕滑明显的边坡，有规范规定锁定锚固力为设计值得50%~80%。

6.8 抗滑洞塞

6.8.1 抗滑洞塞也有锚固洞、抗剪洞或置换洞等称谓。在布置形式上，抗滑洞塞或沿潜在滑动面走向布置，或沿滑动体滑动方向横穿滑动面布置。但无论如何布置，均需明确滑动面的位置，尤其是前者。另外，在抗滑洞塞受剪情况下，滑动面上下的岩体处于承压状态，完整岩体较为适用。因此，条文对上述两方面的适用性作出规定。

目前，在国内已建的水利工程边坡中采用的抗滑洞塞并不太多，主要的原因可能是多数情况下边坡滑动面不明确所致。抗滑洞塞常用断面结构型式主要有两

种：一种是在利用洞段内回填混凝土或钢筋混凝土形成洞塞；另一种是在利用洞段内，仅作周边钢筋混凝土衬砌，洞内不回填或回填混凝土或散粒料，必要时，在衬砌段加设纵向拉筋，以增强其效果。

6.8.2 沿潜在滑动面走向布置的抗滑洞塞，其工作原理是通过将抗剪强度低的滑动面材料置换为抗剪强度高的混凝土或钢筋混凝土，以提高边坡的稳定性。由于这种锚固的工作特点，使其应用受到限制。一般适用于滑动面位置比较明确、岩体相对完整的硬岩边坡。所以本条对其适用条件作了相应规定。

关于其断面尺寸，除洞的宽度需要计算确定外，洞的高度以及在滑动面上、下岩盘的锚固厚度也需要有一定的要求，以防止边坡滑动时，滑动面绕过抗滑洞塞。已有工程经验表明，抗滑洞塞的高度应按其在滑动面上、下岩盘内的锚固深度均不小于 3m 确定较为可靠。同时设计时还应充分考虑施工钻爆机械、运输车辆等对施工空间的最低要求，避免造成施工困难。但由于抗滑洞塞应用较少，经验不多，本条未作硬性规定。

6.8.3 沿滑动面滑动方向布置的抗滑洞塞，其轴线与滑动面垂直或呈较大角度可以缩短抗滑洞塞长度，减少工程量。抗滑洞塞在稳定岩体内的锚固长度大于洞径的 2 倍的规定出自一般工程经验，目的是避免滑动面绕过产生新的滑动面。

6.8.4 本条要求使用微膨胀水泥和回填灌浆、接缝灌浆均是为了保证混凝土洞塞与洞壁紧密结合，更好传递荷载。实际应用中，为增强围岩的整体性，进一步提高其岩体抗力，有时会对围岩进行固结灌浆。

7 挡土墙

7.1 一般规定

7.1.1 水利水电工程中挡土构筑物的种类较多，有用以连接所属水工建筑物上、下游两岸并兼有挡土、挡水、导水和侧向防渗作用的翼墙，有为满足所属水工建筑物防止土体崩塌和侧向渗流而设置的岸墙，有河(渠)道两岸的直立墙(如驳岸)，也有道路两侧、移民区庄台和水土保持区的挡墙等。本规范中将水工挡土墙按其在所属建筑物中的位置及功能要求分为翼墙、岸墙和挡墙三类。

7.1.2 水工挡土墙型式很多，主要有重力式、半重力式、衡重式、悬臂式、扶壁式、空箱式、板桩式、双排桩式、锚杆式和加筋式等断面结构型式，还有将以上两种及两种以上基本结构型式合并的组合式结构。设计中应如何选用挡土墙的结构型式，主要是考虑其受力条件。此外，还有贴坡式结构，虽然也有防止土体崩塌作用，但在水利水电工程中一般作为护坡工程，因此，本规范中未将贴坡式结构列入。

在 20 世纪 50 年代初期，国内的水工挡土墙多数采用重力式和空箱式结构，建筑材料以采用浆砌块石居多。由于地基处理技术水平较低，在坚实及中等坚实地基上采用重力式或半重力式结构、在软弱地基上采用空箱式结构几乎成为一种固定的模式。20 世纪 60 年代至 70 年代，由于受当时历史条件的限制，建筑材料供应跟不上工程建设的发展，为了满足工程建设的需要，广大工程技术人员不断创新，修建了一批各种型式的挡土构筑物，如悬臂式、扶壁式、连拱式、加筋式或组合式等结构型式，总的趋势是向轻型、薄壁结构发展。20 世纪 80 年代以后，随着科学技术的进步和国民经济的发展，新工艺、新材料的不断出现，挡土构筑物的结构型式也有了很大的变化，尤其是土工合成材料的应用和预制装配式混凝土的快速发展，更引发了挡土墙的结构型式的变化。建筑材料供应和软弱地基条件已不再约束上部结构的型式和尺寸，而施工中的温度控制和基坑开挖条件限制，以及工程的综合利用需要工程管理中如何防止水或土对结构的腐蚀等，对挡土构筑物的结构设计提出了新的要求。因此，水利水电工程中挡土构筑物结构型式的选用需要考虑诸多因素，合理选择。

至于连拱式及连拱空箱式结构，是在特定条件下创造的一种轻型结构型式，

经过多年的实践，近年来在大、中型水利水电工程中已很少采用，主要原因是这种结构抗震性能较差，拱圈易裂缝，且施工不便，只在中、小型水利水电工程中还有使用的例子。因此，本标准未将连拱式及连拱空箱式结构列入。

7.1.3 土质地基上选用的挡土构筑物结构型式，很大程度与其地基的承载能力有关，而挡土构筑物的地基承载能力，主要是由挡土构筑物的挡土高度所确定，并要考虑其经济性。

对于在坚实地基上或采用人工加固处理后的松软地基上所修建的挡土墙，其稳定性是可以满足要求的，但仍需考虑墙身结构的材料能否与地基的变形相一致，以避免因地基原因造成墙身结构的过大变形或损坏。

随着土工织物的发展，加筋式挡土墙结构也开始应用到工程实践中来。加筋式挡土墙属于一种柔性的挡土结构，最初用于交通等行业的土坡防护中。工程实践证明，加筋式挡土墙断面小，节省建筑材料，并能适应土质地基的变形特性，逐渐被其他行业所接受，目前在水利水电工程中也有应用。根据水利水电工程的特点和要求，在稳定的地基上建造挡土墙，可采用加筋式挡土墙结构，但应妥善处理好墙面结构的防渗或导滤问题。加筋式挡土墙的墙面宜采用带企口的预制块砌筑，并可根据墙后填土的潜在破坏面的形状选用刚性筋式或柔性筋式两种型式，前者采用加筋带或刚性大的土工格栅，后者采用土工织物。

在地震区(主要是指抗震设计烈度在 8 度及 8 度以上的强震区)修建的砌石挡土墙，由于砌体结构在地震荷载作用下，砌筑用的粘结材料容易被拉开，虽然符合“大震不倒、小震不坏”的抗震设计基本要求，但震后不易修复，因此在水工挡土墙的设计中，应尽可能采用钢筋混凝土整体结构。

7.1.4 混凝土也是挡土墙常用的建筑材料，在需要时还可采用钢筋混凝土结构。在大多数地区，混凝土或钢筋混凝土结构总要比砌石结构的工程投资高一些，因此只有在当地石料资源缺乏或石料运输不便，或因地基条件、结构强度等原因需要时才考虑采用混凝土或钢筋混凝土结构。一般来说，采用混凝土或钢筋混凝土结构主要有以下几种情况：① 采用重力式结构地基条件能够满足要求，但当地无石料资源且外运石料供应困难时；② 由于地基条件较差，需要采用轻型结构时；③ 高烈度地震区不宜采用砌石结构时；④ 由于施工周期原因，必须采用混凝土或钢筋混凝土结构时；⑤ 经技术经济比较宜采用混凝土或钢筋混凝土结构的其它情况等。

7.1.5 采用浆砌石建造挡土墙的历史非常悠久,古代的一些砌石挡土结构至今有的还在发挥作用。如果当地石料供应便利或蕴藏量大且便于开采,只要地质条件能满足要求,采用浆砌条石或块石建造挡土墙是比较经济的。有的地方因当地石料缺乏也有采用混凝土预制块替代砌石材料的情况。浆砌石建造的挡土墙一般采用重力式或半重力式结构,也有采用空箱式结构的。由于空箱式结构施工不便,且抗震性能较差,目前已较少采用。岩石地基上的浆砌石挡土墙可以直接砌筑在地基上而不另设混凝土底板,但需要进行帷幕灌浆处理时宜设混凝土底板。土质地基上的浆砌石挡土墙有设置混凝土或钢筋混凝土底板的,也有不设底板的,从实际使用情况来看,不设底板的墙体容易因地基沉降而开裂,因此土质地基上的浆砌石挡土墙一般应设混凝土底板。墙底基石如果不嵌入底板混凝土中,浆砌石墙体与底板之间仅靠砂浆的粘结将形成结构上的薄弱面,这是危险的,因此墙底基石应嵌入底板混凝土中。为调整结构重心挡土墙前趾伸出较长时,可在混凝土底板中配置钢筋以满足强度要求。

7.1.6 混凝土也是挡土墙常用的建筑材料,在需要时还可采用钢筋混凝土结构。在大多数地区,混凝土或钢筋混凝土结构总要比砌石结构的工程投资高一些,因此只有在当地石料资源缺乏或石料运输不便,或因地基条件、结构强度等原因需要时才考虑采用混凝土或钢筋混凝土结构。一般来说,采用混凝土或钢筋混凝土结构主要有以下几种情况:① 采用重力式结构地基条件能够满足要求,但当地无石料资源且外运石料供应困难时;② 由于地基条件较差,需要采用轻型结构时;③ 高烈度地震区不宜采用砌石结构时;④ 由于施工周期原因,必须采用混凝土或钢筋混凝土结构时;⑤ 经技术经济比较宜采用混凝土或钢筋混凝土结构的其他情况等。

7.1.7 根据水利水电工程的实践经验,当挡土结构采用砌石时,选用的条石或块石应能抗风化,冻融损失率应小于1%,宜利用工程开采材料。所谓冻融损失率是指条石或块石经冻融后所损失的重量与未冻融前重量的比值(以百分数表示)。

从大量的浆砌石挡土墙调查情况来看,墙身渗漏现象比较普遍,主要是石料块体之间有裂隙存在。这些裂隙产生的原因是多方面的,如地基变形、粘结材料干缩、施工质量等。墙身渗漏虽然不一定影响结构安全,但过大的裂隙会将墙后土料的细颗粒带出,这是不利的;同时,由墙后土体中渗漏出的水常常带有颜色,墙面也不美观。江苏省近年来实施的一些水利水电工程中,采取了在墙面或墙背

后浇筑一层厚度为 0.2~0.3m 的混凝土，即可解决这一问题；浆砌石挡土墙的面石是需要凿成光面的，如在墙面浇筑混凝土面层时要求毛面，且需要放置温度钢筋及伸入石料内的锚筋。至于在严寒、寒冷地区砌石结构应采取的防冻措施，应根据 SL 211 的规定确定。

浆砌石挡土墙的施工主要有浆砌或灌砌两种方法，不同的施工方法所用的粘结材料是不同的，粘结材料应根据结构强度要求计算确定。但采用浆砌方法施工时应采用水泥砂浆砌筑，砂浆强度等级不应低于 $M 15$ ；采用灌砌方法施工时采用混凝土灌填，灌砌混凝土的强度等级不应低于 $C 25$ ，但这只是最低的强度等级要求。

7.1.8 水工混凝土结构的强度要求、裂缝控制要求和抗渗、抗冻、抗侵蚀、抗冲刷等耐久性要求均与该结构所处环境有关，不同的环境条件，对结构有不同的强度要求、裂缝控制要求和耐久性要求。SL 191 将水工混凝土结构所处的环境条件划分为四个类别，即一类为室内正常环境，二类为露天环境和长期处于地下和水下的环境，三类为水位变动区或有侵蚀性地下水的地下环境，四类为海水浪溅区及盐雾作用区，或潮湿并有严重侵蚀性介质作用的环境。在通常情况下，水工挡土墙处于二类或三类环境条件下，沿海地区的水工挡土墙则处于四类环境条件下，对处于冻融比较严重的三类环境条件下的水工挡土墙亦可按四类环境条件下的情况处理。

7.1.9 在沿湖、沿海地区，由于地基条件较差，常常采用板桩式挡土结构。这种挡土结构根据施工方法不同分为打入式和灌注式两种，打入式又分为预制钢筋混凝土构件和钢质构件两种。打入式是先将预制钢筋混凝土板桩或钢板桩，在现场依次打入形成连续墙体；灌注式主要是先采用挖掘或射水法开槽，待放入绑扎好的钢筋骨架后灌注混凝土形成地下连续墙。在选用钢筋混凝土材料时，其强度等级不宜低于 $C 25$ ，裂缝控制要求和抗渗、抗冻、抗侵蚀、抗冲刷等耐久性要求应满足国家现行规范或标准有关规定。钢板桩以及钢制锚杆、张紧器等钢质构件，除了满足上述要求外，还应留有在设计使用年限内可能被锈蚀的富裕量。

不管是否设置锚碇墙，打入式预制钢筋混凝土板桩的强度应以桩顶位移不大于 10mm 为限，现浇式地下连续墙的强度应以墙顶位移不大于 5mm 为限；钢制板桩的变形量可略大些，但必须同时满足强度和安全使用要求。

7.1.10 在有的挡土结构中，根据需要采用钢筋混凝土和钢质材料的组合结构。

在这种情况下，挡土结构的强度要求、裂缝控制要求和抗渗、抗冻、抗侵蚀、抗冲刷等耐久性要求仍应满足本规范 7.3.6 条和 7.3.7 条的规定。

为减少挡土墙的温度裂缝，宜采用下列一种或几种防裂措施：

- 1 适当减小挡土墙分段长度；
- 2 在可能产生温度裂缝的部位增设插筋或构造补强钢筋；
- 3 结合工程具体情况，采取控制和降低混凝土浇筑温度的工程措施，并加强混凝土养护；
- 4 严寒、寒冷地区的挡土墙，其冬季施工期和冬季运用期均应采取适当的保温防冻措施。

7.2 结构布置

7.2.1 水工挡土墙是水利水电工程中的重要构筑物，其作用除了防止土体崩塌外，主要是与所属水工建筑物一起承担防洪、治涝、灌溉、供水、通航、发电等任务，具有挡水、导水和侧向防渗等作用。因此，应根据所属水工建筑物的地形、地质、水流等条件，以及所属枢纽工程中各建筑物的功能、特点、运用要求等，合理安排好挡土墙与其它建筑物的相对位置。如能布置紧凑协调，就可组成整体效益最大的有机联合体，以充分发挥整个枢纽工程的作用；反之，不仅影响整个枢纽工程的正常运用，而且还将增加枢纽工程中各建筑物的施工难度和工程造价。尤其是岸墙和翼墙的布置，不仅影响水流和侧向防渗条件，而且事关整个工程的安全，一些水工建筑物的失事，往往是由于翼墙或岸墙的破坏，造成的所属水工建筑物随之破坏的严重后果。

7.2.2 根据岸墙的功能，其平面布置一般都为直线式，如为满足所属水工建筑物防止侧向土体崩塌和侧向渗流而设置的岸墙，紧贴所属水工建筑物布置，只能是直线式。

在水利水电工程中，翼墙的平面布置型式很多，主要有圆弧式、椭圆弧式、直线与圆弧组合式、曲线式、折线式、扭曲式等。折线式布置最简单，但水流条件较差，因此本规范未推荐这种平面布置型式。但在小型水利水电工程中还是可以采用的。

根据大量的水工模型试验验证，当与所属水工建筑物相连接的下游翼墙直线

段扩散角为 $6^{\circ}\sim 12^{\circ}$ 时,可以获得较好的水流条件。对于有双向过水要求的水工建筑物,其上、下游翼墙直线段均应符合上述平面布置要求。

对于其他一些有特殊要求的水工建筑物,如平原地区有一般通航要求而设置通航孔的水闸工程,为保证过闸船舶通航安全,上、下游翼墙还兼有导航墙的作用,因此需要考虑设置助航设施。再如平原地区有过鱼要求的水利水电工程中,为了满足鱼类洄游的条件,可结合岸墙、翼墙的布置设置鱼道,这样布置紧凑,经济合理,此时,岸墙、翼墙布置应兼顾鱼道的布置要求。在平原地区的水利水电工程中,如上游有余水可以利用发电时,为了满足发电需要,往往结合岸墙、翼墙的布置设置小型水力发电机组;有时还需结合岸墙、翼墙的布置设置小型抽水机组。此时,岸墙、翼墙的布置除了需满足所属水工建筑物的总平面布置要求外,还需分别满足小型水力发电机组或抽水机组及其进、出水管路布置,以及进、出口水流条件等要求。

7.2.3 由于水工挡土墙一般兼有挡土和挡水双重功能,因此挡土墙的墙顶高程应根据其挡土高度及是否挡水的条件来确定。

对于仅有挡土功能的挡土墙,其目的就是防止土体崩塌,要求墙顶高程高于或等于墙后填土平台(或坡脚)的高程,这是不言而喻的。但对于兼有挡土和挡水双重作用的水工挡土墙,如水工建筑物不允许越浪的上游翼墙,在所属水工建筑物关闸挡水时,无论是在正常蓄水位或最高挡水位条件下,由于风力作用,墙前均会出现波浪(立波或破碎波波型),因此翼墙的墙顶高程不应低于正常蓄水位(或最高挡水位)加波浪计算高度与相应安全加高值之和。当所属水工建筑物系泄水建筑物,遇到设计洪水位(或校核洪水位)必须开闸泄水时,由于流速的影响,水面不会形成较高的波浪,至少不会形成立波波型,因此翼墙的墙顶高程不应低于设计洪水位(或校核洪水位)与相应安全加高值之和。为了不致使上游来水(特别是洪水)漫过翼墙的墙顶,危及所属水工建筑物的安全,上述墙前挡水和泄水两种情况下的安全保证条件应同时得到满足。

参照SL265的规定,本标准规定的水工挡土墙墙顶安全加高下限值见表3.4.5,在所属水工建筑物关闸挡水时,计及波浪计算高度;开闸泄洪时,不计波浪计算高度。

此外,在确定挡土墙墙顶高程时,还应考虑软弱地基上地基沉降的影响。可按通常的沉降计算方法计算沉降值,并参照类似条件下的已建工程实测沉降值研

究确定。

7.2.4 挡土墙墙顶宽度的确定,主要考虑墙顶栏杆或挡浪板的布置和施工条件等因素。墙顶宽度小,虽然可节约工程投资,但对于钢筋布置、施工浇筑将带来了很大的困难,而且挡土墙的耐久性也易受到影响,因此挡土墙墙顶宽度不宜太小。对于砌石挡土墙,由于材料尺寸的限制更不宜太小。当挡土墙墙后填土不到顶时,为了便于工程管理中的人员巡视,挡土墙的墙顶宽度可适当加大或增设巡视平台。

对于悬臂式、扶壁式、空箱式挡土墙结构,由于这些结构的尺寸相对来说比较单薄,除了底板长度应由稳定计算条件确定外,其余均应满足强度及耐久性要求。设计中还应注意的是,扶壁式、空箱式结构由于前墙或前、后墙与隔墙形成了框格,对受力是有利的,但如果按强度计算所需的厚度较小时,还应考虑耐久性要求和施工的方便。有的扶壁式、空箱式挡土墙,墙体厚度仅为 0.3m 左右,不仅施工中浇筑振捣困难,而且因钢筋保护层过小,投入使用后不久就因混凝土碳化致使钢筋锈蚀而不得不提前进行加固,反而得不偿失。

7.2.5 土质地基上挡土墙底板(或墙趾)的埋置深度,一般情况下是由挡土结构的稳定条件决定的。但由于所属水工建筑物还有挡水及泄水要求,挡土墙墙后水位还可能引起基底渗流作用,因此挡土墙底板(或墙趾)的埋置深度还与周围地形、地质、水流冲刷等条件有关。

从土质地基允许承载力的计算公式可以看出,任何建筑物基底的允许承载力都与建筑物底板(或墙趾)的埋置深度有关。底板(或墙趾)的埋置深度增大,基底的允许承载力也增大。由于挡土墙的工程量在所属水工建筑物中所占的比重较大,因此挡土墙底板(或墙趾)埋置深度的确定,对水利工程的造价影响很大。如果将挡土墙底板(或墙趾)的埋置深度减小一些,从而减少墙基土方开挖量;但当地基允许承载力与挡土墙基底压应力比较接近时,将埋置深度减得太小,反而需要增大底板宽度,从而增加工程投资。

水利水电工程中的一些挡土墙,由于墙前行水的原因,往往因水流的冲刷造成墙前基底淘空,影响挡土墙的安全(例如行洪河道两侧的驳岸),若无有效的抗冲刷措施,必须将挡土墙的底板(或墙趾)埋置于可能的冲刷线以下一定深度,才能保证安全,这与确定桥梁工程中桥台底部高程是一致的。

7.2.6 挡土墙沿墙长方向是顺着河坡或土坡布置(如水工建筑物的翼墙)时,为了减少开挖和节省挡土墙的造价,挡土墙往往采取阶梯形布置的形式。此时挡土墙

分阶的高差，除了应满足墙趾埋深的要求外，还应满足挡土墙沿墙长方向的纵向抗滑稳定要求。

7.2.7 挡土墙底板厚度主要是根据强度要求等确定，一般来说，以不小于 0.4m 为宜。采用砌石挡土墙时，由于砌石需嵌入底板中，因此底板厚度以 0.5m 为宜。对于空箱式挡土墙的底板及其前趾部分，如果采用桩基础，由于桩的冲剪作用，底板厚度还应适当加大。无论采用那种挡土墙结构型式，底板及其前、后趾的伸出长度和厚度，都应满足稳定和强度的要求。

土质地基上的挡土墙，从有利于抗滑稳定和渗流稳定出发，底板下宜设置 0.5~1.0m 深的齿墙，这对于砂性土地基，尤其重要。

7.2.8 挡土墙的迎水面墙面坡度，由于有导水作用，只要求墙面与所属水工建筑物平顺衔接，故以扭曲式布置为最佳，但这种墙面型式施工极不方便。根据调查，大部分挡土墙都采用墙面垂直或略向后倾斜的型式，这样的型式施工较为方便。

7.2.9 重力式挡土墙主要靠自身重量和底板以上填土重量维持结构稳定，因此这种墙体的临土面由底板末端向墙顶方向倾斜(见图 7)。也有在墙背做成折线型的(见图 8)，即半重力式挡土墙。

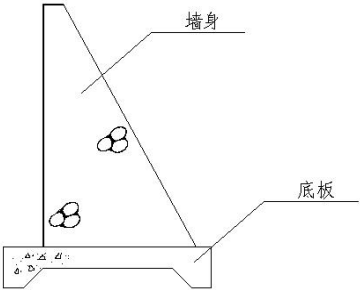


图 7 重力式挡土墙结构示意图

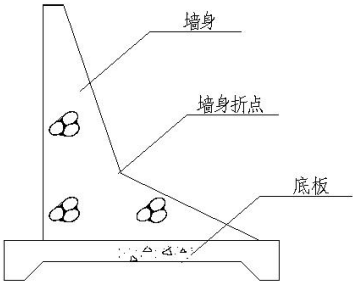


图 8 半重力式挡土墙结构示意图

半重力式挡土墙的墙背采用折线型，主要是考虑节省工程投资，以及施工期的质量控制因素。无论采用什么建筑材料，如砌石、混凝土等，采用半重力式挡土墙可节省工程量是不言而喻的；而对于混凝土结构，由于重力式挡土墙的墙身属于大体积混凝土，施工过程中的水化热难以释放，容易形成裂缝，影响工程质量，采用半重力式挡土墙则可大大减少这种影响。由于重力式挡土墙断面较大且沿高度方向呈直线变化，因此挡土墙墙身只需核算墙身与底板连接处的强度即可。只有墙背做成折线型的半重力式挡土墙，由于墙身断面沿高度方向的折点也是墙身的薄弱环节，因此除需核算墙身与底板连接处的强度外，还应对墙身折点处的

强度进行核算。当重力式挡土墙的墙背采用折线型时，其折点将是墙身的薄弱环节，需要进行强度核算。

衡重式挡土墙是一种较特殊的断面结构，其稳定主要是靠墙身自重和衡重台上填土重量维持的。由于衡重台有减少土压力作用，因此衡重式挡土墙断面比重力式挡土墙小，但因其底板较小，故对地基条件要求较高(见图 9)。

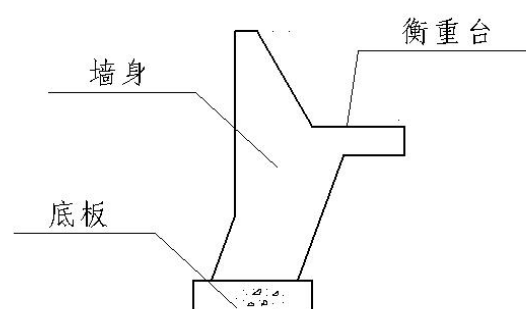


图 9 衡重式挡土墙结构示意图

一般来说，衡重式挡土墙的自身强度都能满足要求，其结构尺寸的拟定主要取决于结构稳定和地基条件。根据工程经验，衡重台宜设置在 $0.4 \sim 0.5$ 倍墙高处，衡重台以上为梯形断面，衡重台以下设 $4:1 \sim 5:1$ 的倒坡，底板以上的土体破裂面连线不应超出衡重台的尾端，最好留有一定的余地，这样才能尽可能减少水平向土压力对结构稳定的影响。由于衡重式挡土墙的底板平面尺寸较小，要求建造在良好的地基上。如果建造在土质地基上，除了满足地基允许承载力的要求外，还应应对底板前、后端基底的沉降变形进行分析。淮河下游某船闸的闸室墙，建造在坚实的粘土地基上，也采用了衡重式挡土墙结构，经计算，抗滑稳定安全系数满足要求，但在运行过程中，随着墙前水位的升降，墙体则向前、后发生较小摇摆变位，虽然未发生危险，但对止水结构还是有一定影响，这是值得注意的。

7.2.10 扶壁式挡土墙也是靠底板以上填土重量维持稳定的，与悬臂式挡土墙在结构上的区别是，除了墙面板和底板外，每隔一段距离还有由底板向墙顶方向倾斜的扶壁(见图 10)。这种结构的受力状态大大优于悬臂式挡土墙。由于挡土墙墙后填土面一般都与墙顶平齐，因此扶壁式挡土墙的扶壁高度大都略低于墙顶；扶壁间距宜在 $3 \sim 5\text{m}$ 范围内，间距太小不仅不经济，而且不利于施工碾压，间距太大，墙体和扶壁的强度要求高；根据工程实践经验，墙体高度宜大于 1.5 倍扶壁间距较为经济。因此。扶壁间距应根据平面布置和结构的刚度等综合因素确定。

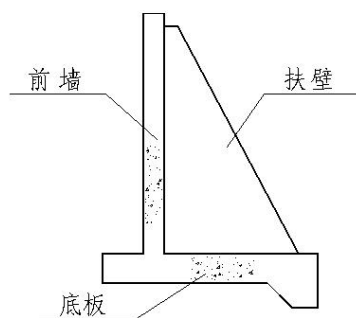


图 10 扶壁式挡土墙结构示意图

7.2.11 空箱式挡土墙由前墙、后墙、隔墙、底板、顶板组成，空箱内可进水，有时根据需要还可通过在部分空箱内填土以调整结构重心(见图 11)，其稳定主要靠自重和空箱内的水重(包括土重)维持。兼有挡水作用的空箱式挡土墙，为了稳定的需要，往往在前墙的下部最低水位以下开有进水孔。凡开有进水孔的前墙，为使墙体前后的水位能迅速配平，前墙的顶部需要留有足够面积的排气孔。这里所说的足够面积，是指在水体涌入空箱时所排出的气体不至于发生啸叫声。

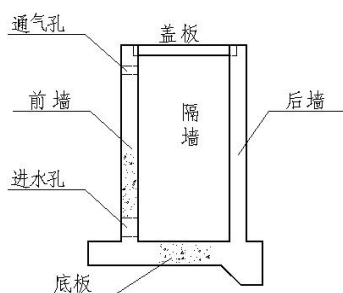


图 11 空箱式挡土墙结构示意图

7.2.12 板桩式挡土墙可用于地基条件较差的水利水电工程中，根据受力条件不同可分为无锚碇墙和有锚碇墙两种型式（分别见图 12 和图 13）。由于无锚碇墙的板桩式挡土墙在水平力作用下变位较大，一般仅在挡土高度不大的情况下采用；而有锚碇墙的板桩式挡土墙依靠锚碇墙维持结构稳定，因此可用于挡土高度较大的场所。

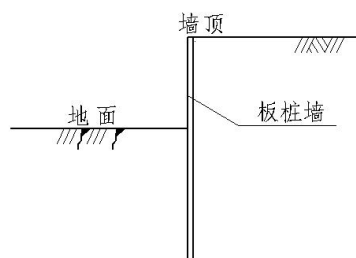


图 12 无锚碇的板桩式挡土墙结构示意图

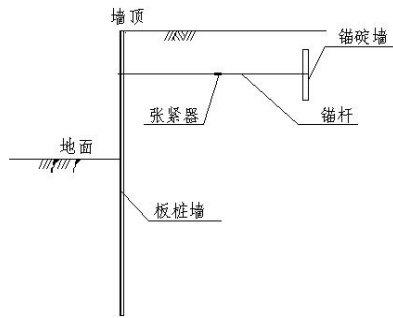


图 13 有锚碇的板桩式挡土墙结构示意图

7.2.13 根据不同的施工方法，板桩式挡土墙的墙体又可分为打入式板桩和地下连续墙两种结构。

7.2.15 板桩式挡土墙属于轻型薄壁结构，其墙身一般为打入式预制构件或现浇地下连续墙。采用打入式预制构件施工时，可选用钢筋混凝土预制板桩或折线型钢板桩结构，考虑到刚度要求和施工方便，钢筋混凝土预制板桩厚度不宜小于 0.3m，折线型钢板桩的厚度不宜小于 12mm；对于地下连续墙的厚度，如果过于单薄，钢筋骨架不易放入，根据一些工程的施工经验，最小厚度应在 0.4m 以上。当然，这些构件的厚度，首先应保证强度要求。凡需设置锚碇墙的板桩式挡土墙，其锚杆一般都采用高强度钢制杆件，并通过张紧器固定在墙体破裂面后一定距离以外的锚碇墙上。锚杆的长度、锚碇墙的位置及高度由整体稳定条件计算确定，锚杆的直径根据所承受的拉力计算确定，锚碇墙的厚度由强度计算确定。对于暴露在空气、水体及土层中的钢板桩、锚杆、张紧器等钢质构件，应根据其环境条件考虑增加在使用周期内可能引起的腐蚀量。

7.2.16 板桩式挡土墙无论采用哪种结构，其施工缝都可能留有一定的间隙，若不采取相应的措施，墙后土体颗粒有可能在地下水渗流作用下逐渐流失而影响其正常使用。

7.7.20 双排桩式挡土墙为本规范的新增内容，双排桩式挡土墙目前在江苏、安徽及浙江等地均有应用，在密集建筑区具有较强的适应性。实际的支挡结构设计中，在某些特殊条件下，锚杆、土钉受到实际条件的限制而无法实施，而采用单排悬臂板桩式挡土墙又难以满足承载力、变形等要求或者采用单排悬臂板桩式挡土墙造价明显不合理的情况下，双排桩式刚架结构是一种可供选择的挡土墙结构形式。与其他挡墙型式相比，双排桩式挡土墙有以下特点：

- 1 与悬臂板桩式挡土墙相比，双排桩为刚架结构，其抗侧移刚度远大于单

排悬臂板桩式挡土墙，其内力分布明显优于悬臂板桩式结构，在相同的材料消耗条件下，双排桩式挡土墙的桩顶位移明显小于单排悬臂板桩式挡土墙，其安全可靠、经济合理性更优。

2 与拉锚式板桩式挡土墙相比，在某些情况下，双排桩式挡土墙可避免以下缺点：①在拟设置锚杆的部位有已建地下结构、障碍物，锚杆无法实施；②拟设置锚杆的土层为高水头的砂层（有隔水帷幕），锚杆无法实施或实施困难、风险大；③拟设置锚杆的土层无法提供要求的锚固力；④拟设置锚杆的工程不得超出用地红线。此外双排桩式挡土墙具有施工工艺简单、不与土方开挖交叉作业、工期短等优势，可在考虑了技术、经济、工期等因素下，经综合比选确定。

7.7.21 双排桩式挡土墙的双排桩排距、刚架梁高度是设计重要参数。排距过小受力不合理，排距过大刚架效果减弱，排距的合理范围为 $2d \sim 5d$ 。双排桩顶部水平位移随刚架梁高度的增大而减小，但当梁高大于 $1d$ 时，再增大梁高桩顶水平位移基本不变了。因此，规定刚架梁高度不宜小于 $0.8d$ ，且刚架梁高度与双排桩排距的比值取 $1/6 \sim 1/3$ 为宜。

7.2.25 加筋土挡土墙是由筋材、填料、墙面板、基础等组成的柔性整体结构。在填料中铺设筋材，构成土、筋复合体，当筋材与其周围土之间发生相对位移时，填料与拉筋之间形成摩擦阻力，从而平衡填料作用于墙面上的水平土压力。加筋土挡土墙中加筋的土体及结构均为柔性，在外力作用下有较好的整体变形协调能力，而且与其他类型的挡土结构相比，具有良好的抗震性能。

加筋土挡土墙的类型较多，按墙面倾斜情况分为直立式和斜面式；按分级形式分为单级和多级等。挡墙结构形式可结合工程需要进行设计，加筋材料采用土工格栅、复合土工带等土工合成材料或钢筋混凝土板条等，墙面采用现浇混凝土、预制板+现浇混凝土、预制钢筋混凝土板块、预制混凝土模块、金属石笼或生态袋等，形式多样，应用灵活。

加筋土挡土墙高度没有定量规定，墙高大于 10m 者较少，因此本规范以 10m 为限。对于大于 10m 的高墙，要特殊设计，并选择粗粒土等作填料。高墙设错台有利于调整墙面水平位移，减少墙面板对地基的压力，便于施工操作，因此当挡土墙较高时，一般采用多级的形式。

墙面板承受侧压力，防止土颗粒外泄，对土工合成材料还要具有防止紫外线辐射功能，因此要求有一定的刚度、强度和耐久性。此外，还需满足美观、运输

方便、易于安装等要求。国内外目前普遍采用钢筋混凝土面板，其平面形状多为整体式面板、复合式面板或矩形、十字形、六角形等，对包裹式加筋土墙则采用钢筋混凝土整板式墙面和复合式面板。

整体式面板采用立模现浇混凝土，在加筋体填筑过程中预埋钢筋，钢筋前端弯钩露出包裹体外，与整体面板钢筋焊接成一体，再立模浇筑混凝土面板。整体式现浇面板加筋土挡土墙横断面如说明图 14 所示。

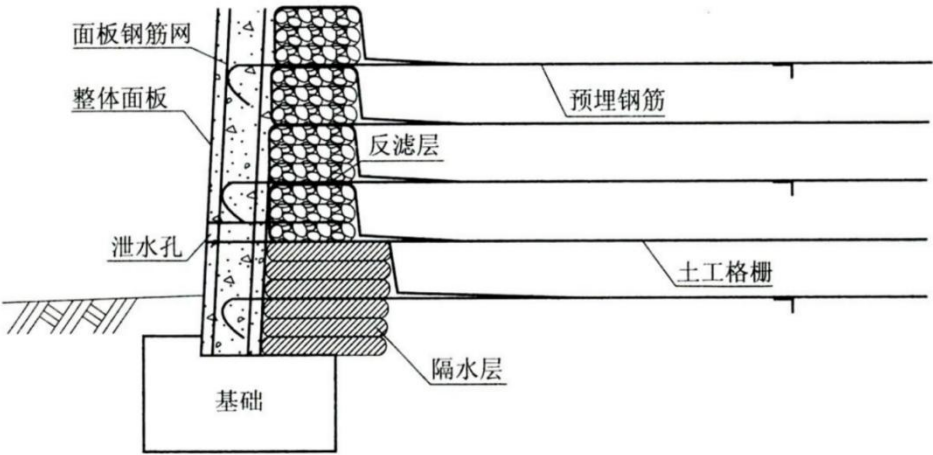


图 14 整体式现浇面板加筋土挡土墙横断面示意图

复合式面板由预制板和现浇混凝土板构成，预制板位于现浇混凝土外侧，兼作现浇混凝土的模板。预制板与包裹式加筋体外侧净距 20cm，预制板背面的门型钢筋与包裹式加筋体中的预埋连接钢筋通过焊接或连接件牢固连接，再浇筑混凝土。预制板与包裹式加筋体通过现浇混凝土、锚固连接钢筋、钢筋网连接为整体。复合式面板包裹式加筋土挡土墙施工效率高，其加筋体施工和面板施工是先后独立的两个工序，相对于传统的砌块式面板加筋土挡土墙，避免了砌块拼装和加筋体施工的交叉作业，提高了设备使用效率。复合式面板加筋土挡土墙横断面如说明图 15 所示。

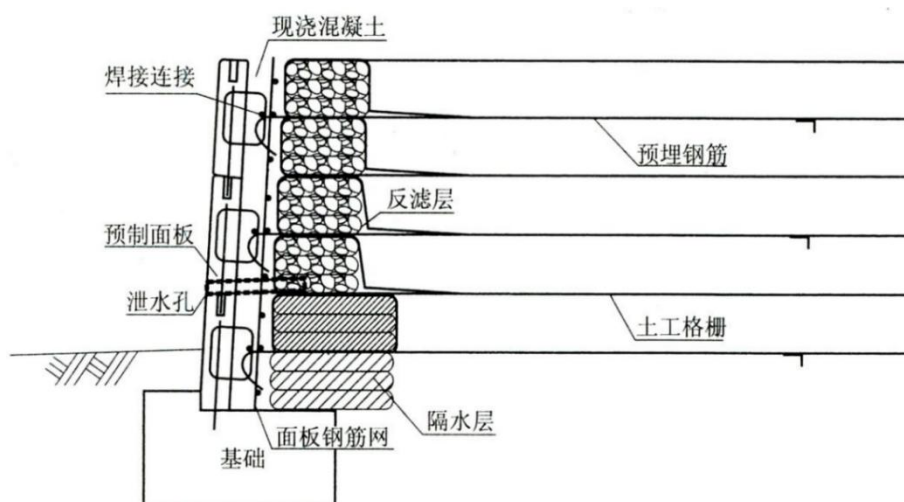


图 15 复合式面板包裹式加筋土挡土墙示意图

7.2.28 锚杆挡土墙主要用于陡立边坡的防护（见图 16），其挡土墙面的稳定是靠伸入墙后岩体或土体的锚杆通过粘接剂与岩体或土体的握裹力维持的。

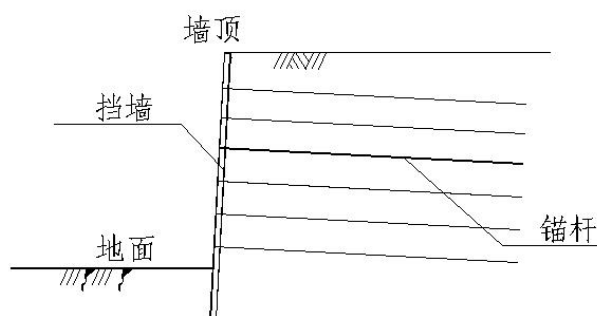


图 16 锚杆挡土墙结构示意图

7.2.43 预制混凝土装配式挡土墙制品宜在工厂内预制成型，成型要求除应符合现行国家标准 GB 50666 的有关规定。

7.2.44 建筑物的分段长度，在国家现行的一些标准中都有规定。为了防止和减少由于地基不均匀沉降、温度变化和混凝土干缩等因素引起的变形或裂缝，挡土墙的分段长度不宜太长。水利水电工程中土质地基上挡土墙的分段长度一般不宜超过 20m，岩石地基上的挡土墙还要短一些。根据调查，采用素混凝土、砌石或混凝土砌块建造的挡土墙，以及在松软土质地基上的钢筋混凝土挡土墙，墙体产生竖向裂缝的机率大大增加，其分段长度还应小一些。

7.2.45 考虑到相邻建筑物因温度变化引起的热胀冷缩现象，以及相互之间的不等沉降影响，相邻建筑物之间(包括挡土墙与其他建筑物之间以及挡土墙与挡土

墙之间)需要设置永久缝(伸缩—沉降缝),永久缝的缝宽原则上应根据温度变化所计算的热胀冷缩量确定,但根据大量的工程实例,缝宽一般取 2~2.5cm 是可以满足要求的。

7.2.46 挡土墙的防渗透与排水布置应根据地基条件和墙前、墙后水位差等因素,结合所属水工建筑物的总体布置要求分析确定。

1 对于粉砂、细砂等透水地基,如果墙前、墙后水位差较大时,仅依靠墙体及底板本身的防渗长度一般是难以满足渗流安全需要的,因此需要在挡土墙底板下设置垂直防渗体,依靠垂直防渗长度解决渗流安全问题是比较有效的。水工挡土墙的垂直防渗体可采用板桩、防渗墙等型式,垂直防渗体应嵌入底板,但不宜与底板刚性连接。对于在地震区的粉砂、细砂地基上建造挡土墙,为防止地震时地基的液化,除了采用刚性基础(如桩基、沉井等)外,采用垂直防渗体围封的形式,对防止地基土流失和可能发生的“液化”破坏是十分有效的。当然,这时的垂直防渗体还应考虑满足强度要求。

由于粉砂、细砂等透水地基的土体颗粒容易被带走,因此尽管设置了垂直防渗体,在渗流溢出处仍需要满足反滤的要求,不能满足要求时,应设置滤层。

2 当水工挡土墙墙后水位较高而墙前水位较低或无水时,为减少水平推力以减小结构断面尺寸,可在墙前最高水位以上布置排水孔,墙后布置级配良好的滤层和集水排水设施。

3 为了尽可能降低墙后水位,以减少挡土墙所承受的水平向荷载,挡土墙后的填土面应该设置可有效排除地表水的设施,这些地表排水设施要求将因降水引起地表积水尽快排出,如设置排水明沟或暗沟,将搜集的地表水集中后从适当的地方排出。

7.2.47 对于在岩石地基上建造的挡土墙,一般情况下其渗流稳定要求是完全能够满足的,但对于有较多裂隙的软质岩石,则有可能因较大的水位差引起地基的渗流破坏而影响挡土墙的稳定。这时,就需要采取措施延长渗径以保证安全。由于岩石地基中裂隙的分布无规律性,此时采用水泥帷幕灌浆的方法是一种有效的措施。岩石地基上建筑物的渗透压力一般是按照全截面直线分布法计算的,在采用水泥帷幕灌浆填充裂隙后仍可以按照该方法进行核算,但需考虑水泥帷幕灌浆处的渗透压力折减系数。

采用砌石材料或混凝土预制块体砌筑挡土墙,由于粘接剂(如砌筑砂浆)的强

度远低于墙体材料，墙体容易形成裂缝通道。为防止墙体裂缝后将墙后土颗粒带出，可在墙背后浇筑一层混凝土面层，近年来也有在墙面另外布置一层钢筋网并浇筑 0.3m 厚的混凝土墙面。这两种方式都可以解决墙体渗漏的问题，前者施工方便，后者的墙面比较美观。

7.3 稳定计算

7.3.1 水工挡土墙的稳定计算与地基条件、结构布置及施工方法等有关。对于不同的地基条件、不同的结构布置，挡土墙的稳定计算方法也不同；如果施工方法不同，稳定计算的条件也不同。但是，总的来说，挡土墙的稳定计算包括抗渗稳定计算、基底应力计算、沿基底面抗滑稳定计算、绕前趾抗倾覆稳定计算、地基整体稳定计算、地基沉降计算以及根据挡土墙的不同结构型式所必须进行的其它计算等方面。

作为水工建筑物而言，结构的稳定是最为重要的，而结构的稳定，首先是要其地基能满足承载力、稳定和变形要求。对于水工挡土墙来说，当岩土地基的物理力学指标较差，不能满足承载力、稳定或变形要求时，就应该采用人工措施对地基进行加固。这里所指的人工地基，就是指经过采取人工的措施进行加固后的地基，例如采用桩基、沉井等刚性基础，以及采用换土、深层搅拌等方法加固的柔性地基。在水利水电工程中，不少挡土墙往往建造在回填土上，或者建造在部分回填土地基上，对这部分地基，如不进行人工加固，很容易出现结构倾斜、歪倒现象，尽管不一定影响结构安全，但可能影响其正常使用，故应采取必要的人工加固措施。

地基处理的目的主要有以下三个方面：一是增加地基的承载能力；二是提高地基的稳定性；三是减小或消除地基的有害沉降，防止地基渗透变形。当天然地基不能满足水工挡土墙的承载力、稳定和变形三方面中任何一个方面的要求时，就应根据工程具体情况因地制宜地进行地基处理。工程实践证明，在软弱地基上，采用加强上部结构整体性和刚度的方法，能减少地基的不均匀沉降变形，取得较好的技术经济效果。因此，在选择地基处理设计方案时，应综合考虑地基、基础及其上部结构的共同作用，尽量选用加强上部结构和地基处理相结合的设计方案。

人工加固地基的主要目的是要求加固后的地基能满足承载力、稳定及变形的

要求。因此，在挡土墙的地基处理设计中，应根据挡土墙对地基的要求采取措施。例如当地基允许承载力不能满足要求时，应针对解决地基承载力的问题采取相应的工程措施。由于挡土墙地基除了受到垂直荷载的作用外，还受到水平荷载的作用，因此在采取工程措施时，必须同时考虑到这两种荷载的不利影响。

7.3.2 土质地基上的水工挡土墙地基设计所必须进行的常规物理力学性试验项目主要有标准贯入击数、静力触探、土粒比重、天然含水量、重度、孔隙比、饱和度、相对密度、界限含水量、颗粒分析、渗透系数、压缩系数、无侧限抗压强度及抗剪强度等，其中有的项目是必须要做的，有的项目可根据具体情况而定。填料土的物理力学性试验指标应有由击实试验求得的最大干重度和最优含水量以及天然含水量、天然重度和最大干重度条件下的抗剪强度等指标，必要时还应有压缩系数、渗透系数等指标。而这些常规物理力学性试验项目往往随所属水工建筑物的设计有关试验项目都需要进行的。可参照 SL 265 的规定确定。

专门试验项目不是水工挡土墙设计前都必须安排做的，而是根据地基土质条件和工程设计需要决定做与不做。因为专门试验指标往往带有研究或验证性质，例如地基土的压缩模量、剪切模量、侧压力系数、侧膨胀系数、变形模量、固结系数、地基土对混凝土板的抗滑强度、十字板剪切强度、动力强度系数以及砂砾石地基的管涌试验等。

土质地基上水工挡土墙整体稳定计算采用的抗剪强度指标，目前多由地基土的剪切试验求得。但是采用不同的试验仪器和试验方法，得出的试验成果往往差别较大。土质地基有关试验方法的选用可参照 SL 265 的规定。

有关岩石地基的物理力学性指标的试验方法在 SL 264 中已有详细规定，可根据工程具体情况选用。

7.3.3 填料土的选择应根据防渗、排水要求及土料来源等方面的因素综合考虑，选取抗剪强度指标高的土料。处于防渗段的填土宜选择粘性土料，非防渗段的填土可选择无粘性土料。填料土不应含植物根茎、砖瓦垃圾等杂物，也不宜选用淤泥、粉砂、细砂、冻土块、膨胀土等作填料土，土源紧缺确需采用时应采取相应处理措施。

填料土抗剪强度指标是否准确对水工挡土墙的设计影响很大，指标不确切引起的土压力误差可能远大于计算方法引起的误差。填料土抗剪强度指标一般应通过试验采用，没有条件时，也可通过工程类比研究采用。

7.3.4 墙后回填土的质量直接关系到挡土墙的稳定性和回填土的质量又与其压实度和含水量有关。根据大量试验资料表明,当回填土压实后的含水量控制在经试验确定的最优含水量 $\pm 3\%$ 范围内时,回填土的压实质量是可以保证的,这与GB 50286的相关规定是基本一致的。对于回填土的压实度控制要求,各类水工建筑物都有不同的要求,因此,挡土墙墙后回填土压实度控制要求应该与所属建筑物的等级和挡土墙所处的位置相协调,本规范未作统一规定。由于挡土墙墙后位置较小,大型机械不易操作,尤其是紧靠墙背的范围内,往往还需由小型机械进行压实或人工夯实,此时回填土的压实度控制要求更难以控制,这是需要特别引起注意的。

7.3.5 挡土墙稳定计算的计算单元应根据挡土墙的结构及布置型式确定。一般来说,挡土墙的稳定计算可沿长度方向取相邻两道永久缝之间的墙体部分作为一个稳定计算单元。对于沿长度方向截面尺寸保持不变的重力式、半重力式、悬臂式或衡重式挡土墙,以及无锚碇结构的板桩式挡土墙,可取沿长度方向的1延长米墙体作为稳定计算单元。对于扶壁式、空箱式及连拱式挡土墙,可取两扶壁(或空箱的隔墩)之间的墙体作为稳定计算单元。对于有锚碇结构的挡土墙,可按照一个锚碇结构所分割的受力区域作为稳定计算单元。对于组合式结构的挡土墙,由于布置较复杂,一般情况下可沿长度方向取相邻两道永久缝之间的结构部分作为一个稳定计算单元。对于按圆弧形布置的挡土墙,根据土压力作用原理,水平力垂直于墙背方向,故取相邻两道永久缝之间的墙体部分作为稳定计算单元较为合理;但在一般情况下,沿弧长方向取1延长米墙体作为稳定计算单元是偏于安全的。

7.3.6 本条规定是指在一般条件下土质地基上的挡土墙需要进行地基沉降计算的情况。当地基持力层或下卧层有软弱夹层时,容易引起挡土墙的较大沉降影响使用功能;当挡土墙的基底应力接近地基允许承载力时,由于挡土墙前后基底应力的不均匀,容易引起墙体前后的不均匀沉降致使挡土墙倾斜;此外,由于挡土墙的基底应力与相邻建筑物的基底应力有较大的差异,较大的沉降差易造成止水损坏,甚至造成水工建筑物整个防渗体系的破坏而失事。因此,进行地基沉降计算以控制沉降差,是十分必要的。对地基稳定性要求特别高的水工挡土墙,即使超出本规范7.3.6条规定应进行地基沉降计算的情况,根据设计需要和工程具体情况也可能需要对挡土墙进行地基沉降复核。这里所指的稳定性要求特别高,是

包括了地基承载力及地基渗透稳定性等方面在内的综合要求。

7.3.7 建造在不均匀(如半岩半土或半硬半软)地基上的水工挡土墙,很可能由于产生过大的不均匀沉降,将防渗范围内永久缝的止水结构拉断,导致渗流破坏,从而使工程失事;即使是建在最高挡水位以上的挡土墙,缝间止水结构虽被拉断不会导致渗流破坏,但有可能因地基的不均匀使得挡土墙歪倒或倾斜而影响正常使用。因此,挡土墙不宜建造在不均匀的地基上;否则,必须采取严格的工程措施。避免建筑物建造在不均匀的地基上,这是设计的基本原则。但是在水工挡土墙设计中往往难以避免,尤其是建造在土质地基上的水工挡土墙,由于基坑边坡的开挖,在挡土墙与河(渠)坡衔接处,挡土墙的基础总是一半落在原状土一半落在回填土上。即使回填土质量控制得较好,仍不能避免尾部的挡土墙发生倾斜和变形。近年来修建的一些挡土墙,开始重视这一问题,基本做法是在回填土处采取地基加固的措施,如在回填后采用深层搅拌、回填混凝土、水泥土等处理方法,收到了一定的效果。

7.3.8 在计算挡土墙结构的稳定性时,对于岩石地基上挡土墙基底的渗透压力,可采用全截面直线分布法计算;如果设有防渗帷幕和排水孔时,需要考虑其作用和效果,这样比较符合实际情况。对于土质地基上挡土墙基底的渗透压力,亦可按直线比例法计算,但计算精度稍差,因此最好按改进阻力系数法计算,这样比较符合实际情况。由于在各类水工建筑物的相关设计标准中对基底渗透压力的计算都有规定,因此挡土墙的基底渗透压力计算应按所属水工建筑物的相关设计标准的规定进行。

7.3.9 验算挡土墙基底抗渗稳定性,主要是为了防止地下渗流冲蚀地基土并造成渗流变形,因而基底地下轮廓线必须具有足够的防渗长度,以减小挡土墙底板下的渗流坡降值。在一般情况下,挡土墙的墙后地下水位都将高于墙前水位,因此都应验算挡土墙基底的抗渗稳定性,不能满足要求时,还需结合整体稳定计算情况采取相应的防渗排水措施,如设置降低墙后地下水位的排水孔,设置延长渗径长度的垂直或水平防渗体等。

处于防渗范围内的水工挡土墙,当墙后土层的渗透系数大于地基土的渗透系数时,可按二元问题近似求解侧向渗透压力。

7.3.10 有关土质地基上水工建筑物基底抗渗稳定性的调查、试验和研究资料表明,基底渗流出口处和沿底板与地基土的接触面通常最容易发生渗流变形,因此

必须保证渗流出口段和沿水工建筑物底板底面水平段的渗流坡降不得超过其允许值，而渗流坡降允许值可根据各种土沿着不同渗流方向出现渗流破坏的临界坡降来确定，此临界坡降可由电模拟试验测得或采用近似计算法计算求得。基底出口段的渗流破坏形式主要为流土或管涌，其判别方法在 GB 50287 中都有规定，计算时可按该标准的规定进行。

一般来说，土质地基渗流出口段的渗流破坏系流土破坏，只有砾砂及碎石土基底出口段的渗流破坏才有可能是管涌破坏。对于出口段的渗流破坏形式(流土或管涌)，过去常用土料的不均匀系数 $\eta = d_{60} / d_{10}$ 进行判别。当 $\eta < 10$ 时，为流土破坏；当 $\eta > 20$ 时，为管涌破坏；当 $10 < \eta < 20$ 时，为流土或管涌破坏。实践及试验表明，用土料的不均匀系数判别渗流破坏形式不是十分准确的。根据国内外最新研究成果，认为砾砂或碎石土按其细粒含量及孔隙率判别其可能发生的渗流破坏形式比较符合实际，且判别方法简单方便，即：当 $4p_f(1-n) > 1.0$ 时，为流土破坏；当 $4p_f(1-n) < 1.0$ 时，为管涌破坏。 p_f 为小于砾砂或碎石土粗细颗粒分界粒径的土粒百分数含量(%), n 为砾砂或碎石土的孔隙率。

按照 SL 265 的规定，验算土质地基上挡土墙基底的抗渗稳定性时，水平段和出口段的渗流坡降应分别小于表 18 规定的水平段和出口段允许渗流坡降值。

表 18 水平段和出口段允许渗流坡降值

地基类别	允许渗流坡降值	
	水平段	出口段
粉砂	0.05~0.07	0.25~0.30
细砂	0.07~0.10	0.30~0.35
中砂	0.10~0.15	0.35~0.40
粗砂	0.13~0.17	0.40~0.45
中砾、细砾	0.17~0.22	0.45~0.50
粗砾夹卵石	0.22~0.28	0.50~0.55
砂壤土	0.15~0.25	0.40~0.50
壤土	0.25~0.35	0.50~0.60
软粘土	0.30~0.40	0.60~0.70
坚硬粘土	0.40~0.50	0.70~0.80
极坚硬粘土	0.50~0.60	0.80~0.90

注：当渗流出口处设滤层时，表列数值可加大 30%。

验算砾砂或碎石土地基上挡土墙基底出口段抗渗稳定性时，应首先判别可能发生的渗流破坏形式(流土或管涌)：当 $4P_f(1-n) > 1.0$ 时，为流土破坏；当 $4P_f(1-n) < 1.0$ 时，为管涌破坏。

砾砂或碎石土地基上挡土墙基底出口段防止流土破坏的允许渗流坡降值即表 3 所列的出口段允许渗流坡降值。砾砂或碎石土地基上挡土墙基底出口段防止

管涌破坏的允许渗流坡降值可按公式(12)、公式(13)计算:

$$[J] = \frac{7d_5}{Kd_f} [4P_f(1-n)]^2 \quad (12)$$

$$d_f = 1.3\sqrt{d_{15}d_{85}} \quad (13)$$

式中 $[J]$ ——防止管涌破坏的允许渗流坡降值;

d_f ——地基土的粗细颗粒分界粒径(mm);

P_f ——小于 d_f 的土粒百分数含量(%);

n ——地基土的孔隙率;

d_5 、 d_{15} 、 d_{85} ——地基土颗粒级配曲线上小于含量 5%、15%、85%的粒径(mm);

K ——防止管涌破坏的安全系数, 可采用 1.5~2.0。

7.3.11 对于土质地基以及软质岩石上的挡土墙, 要求在各种计算情况下(一般控制在完建情况下), 挡土墙平均基底应力不大于地基允许承载力, 最大基底应力不大于地基允许承载力的 1.2 倍。由于地基允许承载力是指平均的允许承载力, 因此不允许挡土墙平均基底应力超过平均的地基允许承载力, 但允许局部的基底应力超过平均的地基允许承载力, 即允许地基内出现局部的塑性变形。至于局部的基底应力允许超过的限度, 一般是要求最大基底应力不要超过平均地基允许承载力的 1.2 倍。这一规定与 SL 265 等的有关规定是一致的。对于土质地基上特别是修建在软土地基上的挡土墙, 要满足上述要求往往比较困难, 需要通过减轻结构重量、调整结构重心或对地基进行人工处理才能达到。

有关基底应力最大值与最小值之比的允许值, 有的规定为: 粘土地基不大于 1.2~1.5, 砂土地基不大于 1.5~2.0; 也有的规定为: 粘土地基不大于 1.5~2.0, 砂土地基不大于 2.0~2.5。工程实践证明, 对于水工挡土墙提出这样比较严格的要求是不必要的, 因为在已建工程中, 不少修建在坚硬或中等坚硬粘土地基上的挡土墙基底应力最大值与最小值之比超过了 1.5~2.0, 并未招致不良的后果。因此, 粘土地基上挡土墙基底应力最大值与最小值之比的允许值大小, 应根据粘土软硬程度确定。同样, 对于砂土地基, 要求挡土墙基底应力最大值与最小值之比不大于 1.5~2.0, 有时也难于得到满足。只有在地震区松砂地基上, 因地基排水不畅且不易密实, 尤其是地震时易产生“液化”, 可能导致地基严重破坏的情况, 坚持这样的要求才是十分必要的; 对于地震设计烈度 7 度以下紧密砂土地基上的

挡土墙,适当放宽基底应力最大值与最小值之比的要求是比较符合实际的。因此,砂土地基上挡土墙基底压力最大值与最小值之比的允许值大小,应根据砂土的松密程度,并考虑有无地震影响确定。

基底应力最大值与最小值之比的允许值的规定,主要是防止结构产生过大的不均匀沉降及可能的倾覆破坏。因此,对于人工加固的深基础,可不受表 7.3.1 的规定限制。

7.3.12 岩石地基上的挡土墙,同样有基底应力方面的要求。由于硬质岩石地基的允许承载力较大,压缩性极小,地基承载能力通常不存在问题,也不会因基底应力分布的不均匀而发生较大的沉降差,从而导致挡土结构倾覆,因此硬质岩石地基上挡土墙基底应力的最大值与最小值之比可不作限制。但为避免挡土墙基础底面与基岩之间脱开,要求在非地震情况下挡土墙基底不应出现拉应力;在施工期和在地震情况下基底拉应力不应大于 100kPa,这一规定与现行有关标准的规定是一致的。对于挡土高度特别大,且又修建在强风化或有不良地质构造的岩石地基上的挡土墙,还应核算其地基承载能力状况。

对于全风化的岩石地基,其地质条件已与土质地基基本相似,可按土质地基进行计算。

7.3.13 目前对挡土墙基底应力的计算,普遍采用偏心受压公式。由于挡土墙底板在墙前墙后方向的刚度很大,其基底应力可视为直线分布。

7.3.14 对于结构抗倾覆和抗滑安全,要求在各种计算情况下(多数控制在墙前最低水位情况下),沿挡土墙基底面的抗滑稳定安全系数不小于本规范表 3.4.3 规定的允许值。主要是为了防止挡土墙因阻滑力小于滑动力而发生沿地基表面的水平滑动。

7.3.15 土质地基上的挡土墙是否会发生沿地基表面的水平滑动,决定于阻滑力是否大于滑动力,前者与后者的比值即为抗滑稳定安全系数。本规范公式(F.1.6-1)和(F.1.6-2)都是所谓“单一安全系数计算公式”。公式(F.1.6-1)对土质地基和岩石地基都适用,而公式(F.1.6-2)主要适用于粘性土地基。目前在水工建筑物设计中,特别是在建筑物的初步设计阶段,采用公式(F.1.6-1)计算的情况较多,因为计算简便,但 f 值的取用有一定的任意性。公式(F.1.6-2)是根据现场抗滑试验资料进行分析研究后提出的,因而计算成果能够比较真实地反映建筑物的实际运用情况,因此对于粘性土地基上的水工挡土墙,按本规范公式(F.1.6-2)计算比按公式

(F.1.6-1)计算，显然更加合理。

在设计前期阶段，如无试验资料时， f 值可按表 19 选用。该表所列 f 值是综合现行有关规范及文献资料，以及江苏、安徽、四川等省多年水利水电工程实践经验提出的，与 SL 265 的规定是一致的。

表 19 f 值

地 基 类 别		值
粘 土	软 弱	0.20~0.25
	中等坚硬	0.25~0.35
	坚 硬	0.35~0.45
壤 土、粉 质 壤 土		0.25~0.40
砂 壤 土、粉 砂 土		0.35~0.40
细 砂、极 细 砂		0.40~0.45
中 砂、粗 砂		0.45~0.50
砂 砾 石		0.40~0.50
砾 石、卵 石		0.50~0.55
碎 石 土		0.40~0.50
软 质 岩 石	极 软	0.40~0.45
	软	0.45~0.55
	较 软	0.55~0.60
硬 质 岩 石	较 坚 硬	0.60~0.65
	坚 硬	0.65~0.70

与土质地基上的挡土墙一样，岩石地基上的挡土墙沿地基表面的水平滑动，也采用前述“单一安全系数计算公式”计算，但以公式(F.1.7)代替公式(F.1.6-2)，公式(F.1.7)是抗剪断公式，在进行岩石地基上挡土墙抗滑稳定计算时，可根据工程的具体情况选用公式(F.1.6-1)或公式(F.1.7)。因公式(F.1.7)中不仅包含了基底摩阻力，而且还包含了基底的粘结力，显然按此公式计算更加合理，但需有基底面的抗剪断强度试验资料。

在设计前期阶段，如无试验资料，按公式(F.1.6-1)计算时 f 值也可按表 19 选用。但需指出，岩石地基上挡土墙设计取用的 f 值应慎重，可以通过工程类比分析采用，有条件时宜经室内岩石抗剪断强度试验验证确定。

当沿挡土墙基底面抗滑稳定安全系数计算值小于允许值时，可采用下列一种或几种抗滑措施：

- 1 适当增加底板宽度。
- 2 适当加深基底齿墙的深度。
- 3 墙后增设阻滑板或锚杆(但此时墙身的自身抗滑稳定安全系数应大于 1.0)。
- 4 墙后改填摩擦角较大的填料，并增设排水。
- 5 在回填土层间敷设土工合成材料。

6 在不影响挡土墙正常运用的条件下,适当限制墙后的填土高度,或在墙后采用其它减载措施。

7.3.17 挡土墙作为一种挡土结构,在倾覆力矩的作用下,有可能绕前趾倾倒。为此,挡土墙必须进行抗倾覆稳定安全性的验算,即按公式(F.1.7)计算挡土墙抗倾覆稳定安全系数是否大于允许值。挡土墙抗倾覆稳定安全系数允许值的确定,在任何计算情况下均以挡土墙不倾倒为原则,还应有一定的安全储备。

7.3.18 衡重式挡土墙当衡重平台板后挑较长时,可能产生后倾,因此应验算衡重平台板向后倾覆的稳定性。衡重式挡土墙衡重平台的抗倾覆稳定计算,见附录 F.1.1。

7.3.19 土质地基上的挡土墙在符合本规范表 7.3.1 的规定时,基底应力的合力作用点至少在底板宽度的三分点以内(基底应力最大最小值之比为 3 时,合力偏心距为 $B/12$,在六分点上),不可能出现绕前趾的倾覆。因此可不作抗倾覆稳定计算。

7.3.20 有的空箱式挡土墙,因需要安装设备等原因,空箱内不能填土或进水,而且安装的设备有时需要检修,在这种情况下,挡土墙在较大扬压力的作用下有可能上浮。为此,对于空箱式挡土墙,空箱内部需要安装设备时,应进行抗浮稳定安全性的验算,即按公式(F.1.1)计算挡土墙抗浮稳定安全系数是否大于允许值。挡土墙抗浮稳定安全系数允许值的确定,在任何计算情况下均以挡土墙不浮起为原则,还应有一定的安全储备。

7.3.22 双排桩式挡土墙的抗倾覆稳定验算问题与悬臂板桩式挡土墙类似,应满足作用在后排桩上的主动土压力与作用在前排桩嵌固段上的被动土压力的力矩平衡条件,并将双排桩与桩间土整体作为力的平衡分析对象,考虑土与桩自重的抗倾覆作用。

7.3.25 预制混凝土装配式护岸标准段截面尺寸基本一致,为简化计算,一般取 1 延长米作为稳定计算单元,非标准段,如圆弧转弯段或直角转弯段,由于其受土压力作用的方向随墙体纵向线型变化而变化,受力条件复杂,一般可选取两相邻永久结构缝间的区段整体计算较为合理。

7.3.26 土质地基上预制混凝土装配式护岸的整体抗滑稳定可采用瑞典圆弧滑动法或简化毕肖普法计算。当持力层内夹有软弱土层时,应采用折线滑动法(复合圆弧滑动法)对软弱土层进行整体抗滑稳定验算。整体抗滑稳定计算方法应符合

现行国家标准 GB 50286 的相关规定。当岩石地基持力层范围内存在软弱结构面时，应对软弱结构面进行整体抗滑稳定验算。

7.3.27 地基整体稳定计算应符合下列要求：

1 对于岩石地基和碎石土地基上的水工挡土墙而言，其地基允许承载力都可以根据岩石类别及其风化程度或碎石土的密实度按照国家现行的有关标准确定。但对于少数密实度稍差的碎石土地基，以及全风化或强风化的岩石地基，当挡土墙对地基承载力要求较高时，需进一步研究其地基允许承载力的确定方法。

2 土质地基上挡土墙的地基允许承载力，通常可采用下列两类计算方法：一类是根据地基塑性变形区的开展范围确定地基允许承载力；另一类是根据地基发生剪切破坏时的极限荷载除以一定的安全系数确定地基允许承载力。有关土质地基允许承载力的具体计算方法在 GB/T 50265 以及 SL 265 等标准中已有规定，本规范不再列入。

3 由于挡土墙底板以下的土质地基和墙后回填土两个部分连在一起，其稳定计算的边界条件比较复杂，一般属于深层抗滑稳定问题。因此，对于挡土墙的地基整体稳定可采用瑞典圆弧滑动法计算。又由于软弱土层抗剪强度低，在水平向荷载作用下，有可能产生沿软弱土层的滑动，因此当土质地基持力层内夹有软弱土层时，还应采用折线滑动法(复合圆弧滑动法)对软弱土层进行整体抗滑稳定验算。瑞典圆弧滑动法和折线滑动法可参见有关土力学、地基与基础的设计计算手册。

4 岩石地基的软弱结构面是指泥化夹层、断层破碎带等。当岩石地基上挡土墙持力层范围内存在软弱结构面时，必须根据软弱结构面的分布情况和对工程安全的影响程度(例如已构成有可能沿软弱结构面滑动的倾向)，进行整体抗滑稳定验算。

5 由于水利水电工程中遇到的各类地质条件十分复杂，其受力条件往往也十分复杂，目前还不可能对其地基稳定进行精确计算。因此，本规范规定，对于地质条件较差或结构复杂的 1、2 级挡土墙，其地基整体抗滑稳定计算应作专门研究。

7.3.28 土质地基上的水工建筑物，因其各点的地基反力不同，可能引起地基沉降也不同。过大的地基沉降差，虽然不一定引起建筑物的毁坏，但可能造成使用状况的改变，因此应进行地基沉降计算。地基沉降计算可根据地基条件和工程

设计需要,选择有代表性的计算点。例如,在挡土墙底板上,选择有代表性的计算点,因挡土墙的整体刚度较大,一般可取底板的角点计算。根据各计算点的沉降计算成果,可绘制每个断面的沉降曲线,然后考虑结构刚性的影响进行适当调整。每块底板上各计算点沉降量的平均值,即为每块底板的沉降量;相邻底板沉降量的差值即为相邻底板的沉降差。对于挡土墙而言,由于墙后土压力的作用,墙体有向前倾倒的趋势;又由于在墙后填土固结过程中因所谓负摩擦作用,使墙体有向后倾倒的趋势,因此计算的沉降差要求不要过大。

7.3.29 由于挡土墙的结构刚度很大,对地基沉降的适应性较强,根据工程实践经验,在不危及挡土墙结构安全和影响其正常使用的条件下,一般认为最大沉降量达 100~150mm 是允许的。但沉降量过大,往往会引起较大的沉降差,对挡土墙结构安全和正常使用是不利的。至于最大沉降差的允许值,一般认为最大达 30~50mm 是允许的。因此,本规范规定,土质地基上的挡土墙,如采用天然地基,其最大沉降量不宜超过 150mm,最大沉降差不宜超过 50mm。这 SL 265 的规定是一致的。

对于软土地基上的挡土墙,当地基最大沉降量或相邻部位最大沉降差的计算值大于 7.2.28 条规定的允许值时,宜采用下列一种或几种措施:

- 1 变更结构型式(采用轻型结构或板桩式结构等)或加强结构刚度。
- 2 调整基础尺寸与埋置深度。
- 3 必要时对地基进行人工加固。

7.4 结构计算

7.4.1 目前挡土墙的结构应力多数是按照平面问题进行分析,只有少数复杂的挡土结构,才在平面问题分析论证的基础上再通过空间有限元的方法进行验证。一般来说,不同结构型式的挡土墙,其布置及结构尺寸不同,受力条件也不同。挡土墙的结构应力分析内容主要包括结构内力计算和变形验算两部分,并根据计算结果确定是否配置钢筋等。挡土墙结构内力主要是按照结构力学的方法进行计算,见附录 G。

挡土墙底板是整个挡土结构的基础,是支承在地基上的受力条件复杂的弹性基础板。这样的“结构—地基”体系,按空间问题分析其应力分布状况,计算极

为繁冗，同时也不必要，因此在工程实践中，往往近似地简化成平面问题进行计算。

对于土基上挡土墙底板的应力分析，首先是要拟定地基反力图形。目前土基上水工建筑物底板常用的应力分析方法主要有两大类：一类是反力直线分布法，假定挡土墙底板下地基反力按直线变化规律分布，即在沿墙前、墙后方向按梯形分布，在沿墙身长度方向按矩形分布，不论荷载及其分布状况、底板的刚度和地基土质如何，都可由偏心受压公式计算其地基反力，然后将地基反力作荷载，底板当作梁或支承板，墙身及隔墙当作支点，按倒置的连续梁或数边支承的板计算其内力；另一类是弹性地基梁法，认为梁和地基都是弹性体，根据变形协调和静力平衡条件，同时计算地基反力和梁的内力。由于挡土墙底板的长度与宽度的比值较小且四边荷载不对称，采用前一种方法计算简单，精度也可满足要求，已被广泛采用。地基反力的计算详见本规范第7章稳定计算的有关内容。

7.4.2 重力式、半重力式挡土墙由于其墙身大部分已将底板后趾覆盖，因此其底板只需验算为了调整地基应力分布而挑出墙身的前趾强度。前趾可简化为固支在墙身上的悬臂板，按受弯构件计算，荷载有悬臂部分的自重及作用其上的水重和地基反力、扬压力等。

重力式、半重力式挡土墙的墙身在理论上可按偏心受压构件计算其各水平面的强度，并复核水平截面的剪切强度。由于重力式挡土墙墙身断面较大，且沿高度方向呈直线变化，因此只要墙底截面满足强度要求，其余截面都能够满足强度要求。半重力式挡土墙的墙身断面在墙背存在折线，因此除了与重力式挡土墙一样需要对其墙底截面按偏心受压构件计算其各水平面的强度，并复核水平截面的剪切强度外，还需对墙背折点处的水平截面进行强度复核。

7.4.3 衡重式挡土墙的衡重平台板可简化为固支在墙体上的悬臂板，按受弯构件计算，荷载有悬臂部分的自重及作用其上的土重和其它荷载。

衡重式挡土墙的墙底及墙身，在理论上也可按偏心受压构件计算其各水平面的强度，并复核水平截面的剪切强度。与半重力式挡土墙一样，衡重式挡土墙墙身断面也沿高度方向呈直线变化并有折点，因此只要墙底或折点截面满足强度要求，其余截面都能够满足强度要求。

7.4.4 悬臂式挡土墙的前趾和底板均可按简化为固支在墙身上的悬臂板，按受弯构件计算，荷载与重力式、半重力式挡土墙类似；底板计算时，荷载有底板自重

及作用其上的土重、水重、地基反力、扬压力等。悬臂式挡土墙的墙身应按固支在底板上的悬臂板，按受弯构件计算，作用在墙身上的荷载主要有水平向的土压力、水压力等。值得说明的是，这只是一种简化计算的方法，在墙体高度和底板宽度都较大的情况下，底板按简化为固支在墙身上的悬臂板计算时，精度是不够的，这时底板上所受弯曲应力的最大值不在假定的墙体根部。为此，本规范规定，悬臂式挡土墙的前趾和底板均可按简化为固支在墙身上的悬臂板，可按受弯构件计算，也可按弹性地基梁计算。

7.4.5 扶壁式挡土墙底板的前趾与重力式及悬臂式挡土墙一样，可按简化为固支在墙身上的悬臂板，按受弯构件计算；底板、墙身因相互约束且受扶壁的约束，在距墙身和底板交线 1.5 倍扶壁间距以内部分均可简化为三边固支、一边自由的弹性板，按双向板计算，其余部分按单向连续板计算；对于扶壁的计算，可简化为固支在底板上的悬臂梁，按受弯构件计算，但应注意，在水平力的作用下，扶壁将受到很大的拉力作用，可是受力又不太明确，因此，目前的做法主要是采取加强构造的措施，一般来说，在扶壁的斜面上配置数根较粗的钢筋，即可防止扶壁斜面受力后开裂。同时，扶壁与墙身、扶壁与底板连接处均有拉脱趋势，应分别按中心受拉构件分段计算连接强度。

7.4.6 空箱式挡土墙底板的前趾和后趾与重力式或悬臂式挡土墙一样，均可按简化为固支在墙身上的悬臂板，按受弯构件计算。对于空箱墙体范围内的底板，因受到墙身的约束，则可简化为固支在墙体上的四边支承板计算，作用在底板上的荷载主要是地基反力和底板以上的竖向力(包括水重和土重等)。空箱式挡土墙的墙身水平截面呈框格状，下部受底板约束，上部自由，因此墙身沿高度方向应分为两个计算区域：从底板至 1.5 倍隔墙间距以内部分可简化为三边固支、一边自由的弹性板计算；1.5 倍隔墙间距以上至墙顶部分，只要墙顶呈自由端，则可按单向连续板计算，也可将墙体沿水平方向整体截条按平面框架计算；如果空箱顶部的顶板与墙顶浇筑成整体，1.5 倍隔墙间距以上至墙顶部分仍可简化为三边固支、一边自由的弹性板计算。空箱式挡土墙一般应设置盖板，且采用简支型式。

7.4.7 板桩式挡土墙可分为无锚碇墙结构和有锚碇墙结构两种。无锚碇墙结构比较简单，一般可用于挡土高度不大的场所，可按插入地基的悬臂结构计算，但该种型式挡土墙易产生较大水平位移，因此应进行变形验算。有锚碇墙结构比较复杂，在施工中有体系转换的过程，因此计算应考虑体系转换过程引起的受力变化；

一般来说,在尚未形成有锚碇墙结构前,板桩受力可按悬臂结构计算,一旦形成有锚碇墙结构后,板桩上部受到锚杆作用,锚杆所受到的拉力又传递到锚碇墙上,此时锚碇墙的受力又相当于埋在土里的弹性地基梁。有关有锚碇墙的板桩式挡土墙的计算可参照有关港口工程设计规范的规定。

板桩式挡土墙因其特定的结构型式,稳定计算有别于其它型式的挡土墙。悬臂板桩式挡土墙依靠板桩入土部分维持稳定,因此稳定计算应包括板桩入土深度验算。有锚碇墙的板桩式挡土墙也可能由于板桩入土深度不足而发生板桩下部绕锚点向前转动而失稳破坏,因此稳定计算也应包括板桩入土深度验算。有锚碇墙的板桩式挡土墙还可能因锚碇墙失稳而破坏,因此还应验算锚碇墙的稳定。

《码头结构设计规范》中关于板桩墙入土深度采用以分项系数表达的极限状态设计法。在本规范的编制过程中,对多种工况组合下的板桩入土深度进行校准计算,以结构安全系数作为踢脚稳定的可靠度指标。

板桩式挡土墙无论有无锚碇墙,都易产生较大水平位移,因此应进行变形验算。如果按照结构的使用要求,即使水平位移稍大,可能也不影响结构的使用,但从钢筋混凝土结构来说,如果水平位移较大,其强度即受到影响。通常墙顶水平位移可按结构的使用要求控制,入土点墙体水平位移按不大于 10mm 控制;对于有锚碇墙的结构,由于其结构体系在不同的施工阶段受力是不同的,还需要验算不同施工阶段的结构变形。

7.4.8~7.4.9 需要指出的是,竖向弹性地基梁法水平抗力地基系数的确定要慎重,地基系数对变位的影响大于对内力的影响。

7.4.14 双排桩式挡土墙的桩身内力有弯矩、剪力、轴力。因此需按偏心受压、偏心受拉构件进行设计。双排桩式挡土墙刚架梁两端均有弯矩,在根据 SL 191 判别刚架梁是否属于深受弯构件时,按照连续梁考虑。

7.4.15 本规范的双排桩式挡土墙是指由相隔一定间距的前、后排桩及桩顶梁构成的刚架结构,桩顶与刚架梁的连接按完全刚接考虑,其受力特点类似于混凝土结构中的框架顶层,因此,该处的连接构造需符合框架顶层端节点的有关规定。

7.4.17 土质地基上加筋挡土墙应根据采用的结构型式,分别验算其基础、筋材等应力。加筋式挡土墙结构可按 GB/T 50290 的规定进行计算。

7.4.25 组合式挡土墙是由不同结构组成的,但基本组合单元是由上述结构中的几种所组成。因此,在计算中,可根据不同的结构进行分析计算,其强度计算应

能满足要求。如果该组合式挡土墙是由较复杂的不同结构组成，且结构中包括了有锚碇板桩及其它类型的组合结构时，虽然按平面问题求解，基本组合单元的强度计算是合适的，但因其属于空间受力状态，如果不按照空间问题求解，则有可能出现整体不能维持稳定状态的现象，所以当组合式挡土墙是由较复杂的不同结构组成时，还宜采用空间有限元的方法复核。

7.4.26 岩石地基上挡土墙的结构应力可根据其地基条件和结构型式确定相应的计算方法，墙体结构的应力分析方法与土质地基上的挡土墙是一致的。一般情况下，硬质岩石地基上挡土墙可不进行底板应力计算，但前趾的应力复核除外；软质岩石地基上挡土墙的底板应力可按土质地基上挡土墙底板的计算方法进行验算。

8 安全监测设计

8.1 一般规定

8.1.3 本条要求各监测项目的设置应统筹安排、配合布置，其目的是为了提高监测效率，做到少而精。主要监测断面和关键部位采用多种手段监测、仪器设置备份，目的是确保能取得这些监测仪器的可靠数据。施工期和运行期的测点结合布置，目的是保持资料的连续性，为运行期的预测预报积累资料。

8.1.4 安全监测仪器和电缆是在边坡开挖和治理加固施工的过程中进行安装埋设的，稍有疏忽，容易损坏仪器和电缆。在工程运用中同样存在可能损坏监测设备的多种因素，因此要求设计时应考虑保护措施。本条要求观测站宜有良好的交通、照明和防潮条件，主要是为了方便监测数据采集以及监测设备的运用和维护。由于众多边坡没有系统规划人工巡视检查及观测通道，导致施工期和运行期边坡观测和巡视检查无法有效完成，也给观测人员带来较大的安全风险，本条强调了边坡观测通道应根据边坡特点进行规划设置，并宜与边坡工程同步建设。

8.1.5 本条要求安全监测仪器应长期稳定可靠，是为了保证监测资料的可靠性、连续性和时效性。条文中的“恶劣环境”一般是指大风、降雨、潮湿、地震和振动、雷击、腐蚀、生物和动物破坏等。

8.1.6 预计测值变化范围，一方面是为了确定安全监测仪器的量程和测量精度，以便选择合适的安全监测仪器；另一方面是如果实际测值超出了变化范围，就表明此部位可能存在安全隐患，以便引起管理者对该部位的关注，准备应急措施，防止安全事故的发生。安全预警系统对防止边坡出现恶性事故至关重要，但由于监测设备、运行费等相关费用较大，全面普及既不现实也不必要，故本条仅规定1级边坡，必要和具备条件时设置边坡安全预警系统。条文中的“必要和具备条件时”包含边坡安全确实需要和其他建筑物也已设置了安全预警系统两个方面的含义。

8.1.7 本条规定是为了规范边坡安全监测设计的技术要求，同时也可使施工和管理等有关各方了解设计要求，正确进行施工和管理，使之能真正起到监测边坡安全的作用。巡视检查是检查边坡安全运行的重要方法，通过巡视检查，可以发现影响边坡安全运行的一些重要因素，如裂缝的发生发展、渗漏点及渗漏量的变化、

局部崩塌等。

8.1.8 监测自动化技术已十分成熟。实现监测自动化，不但可以减轻观测人员的劳动强度，更重要的是可以快速、准确获得观测数据，及时掌握边坡的工作状态。特别是在遭遇地震、特大洪水、特大暴雨时和在工程施工期可以很方便地加密测次，及时获得最新信息，以便出现异常情况有充分时间采取补救措施，防止安全事故的发生。

在工程运行过程中，监测自动化系统难免会出现故障。为防止发生故障时，测值出现差错或丢失数据信息，除了特别强调监测仪器和监测系统的长期稳定性外，还需要配备必要的人工监测手段作为检验和后备措施。

8.1.9 由于边坡和挡土墙在施工期或出现潜在失稳迹象的时候，需要频繁监测来实现稳定性监控及预警，手工依靠电子表格类软件处理数据已经不可能有效满足其对资料整编、分析及反馈的要求，随着信息化技术的成熟，本条强调了为满足边坡动态监控的需要应建立监测信息管理系统，及时完成边坡安全监测数据和巡视检查成果的入库、整编、分析、应用。

8.2 边坡监测项目设置与设施布置

8.2.1 表面位移监测主要是监测边坡表面的水平和垂直位移，控制的范围大，测值为绝对位移量，反映边坡表面位移的分布状况。内部位移监测主要是监测边坡内部的位移分布状况，控制范围小，测值为相对位移。两者结合就可了解到边坡平面和空间的位移分布状况，从而形成立体的监测网。

鉴于 1 级边坡的重要性，条文要求设置比较完整的安全监测项目。

边坡的稳定与该部位的地下水位关系极大，故将地下水位设为 1 级、2 级边坡必测项目。

8.2.2 由于边坡一般不是孤立的，它与其他水工建筑物紧密相连，整个工程宜统一设置环境量监测项目，边坡工程不单独设置。

8.2.4 考虑卫星导航定位系统除美国 GPS 外，还有欧盟伽利略及中国北斗系统等，全文 GPS 统一调整为 GNSS。目前 GNSS 监测技术成熟，已在大量边坡监测中取得成功案例，本条文在水平位移和垂直位移监测中增加 GNSS 法。

由于部分 1 级岩质边坡受地形条件的限制，外部基准点不易选取或其他监测方法观测工作量较大，有的为实现监测自动化需要与其他测点进行同步观测，采

用垂线法能较好地解决上述难题。故本条规定 1 级岩质边坡可同时按照垂线法布设表面水平位移测点。如天生桥二级水电站高边坡、三峡永久船闸高边坡和清江隔河岩厂房高边坡等均按照垂线法布设表面水平位移测点。

范围较大的 1 级天然滑坡，由于受交通和监测条件的限制，采用其他监测方法不易布设或观测工作量较大。故本条规定 1 级天然滑坡可采用 GNSS 法布设表面水平位移测点。如三峡库区的几个滑坡体、李家峡的库区滑坡等均采用了 GNSS 法布设，进行表面水平位移监测。

8.2.5 测斜仪和多点位移计是国内边坡监测使用较为多的监测仪器，积累了一定的经验。根据工程经验，目前多数边坡设置了测斜仪和多点位移计，特别是近年开工的边坡均采用了上述两种仪器，并且效果良好。测斜仪既可以监测不同高程岩体的变形情况，也可以测出边坡滑动面的位置。多点位移计既可以监测边坡不同岩层的位移情况，也可以测出边坡岩体的松动范围。

8.2.6、8.2.7 边坡工程一般又高又陡，采用人工监测方法，不但监测人员的劳动强度大，而且存在人身安全问题。测点布设在马道上，目的是便于观测人员的观测。目前用于倾斜和裂缝监测的电测仪器比较成熟，故本条规定宜采用电测仪器进行监测。

8.2.8 考虑到压力引水隧洞的内水外渗会导致地下水位抬升，对边坡稳定影响较大，本条强调宜有针对性的布置测点。

8.2.9、8.2.10 根据工程经验，目前多数边坡都布设有加固措施监测，为此 8.2.9 条将预应力锚杆规定为 1 级、2 级边坡的必测项目。

在边坡的加固措施中，最常用的措施是采用预应力锚杆进行加固，为此 8.2.10 条规定了预应力锚杆的监测数量，并根据边坡的重要性对 1 级、2 级边坡提出了下限要求。对于其他加固措施的监测，如非预应力锚杆、抗滑桩、挡土墙、抗滑洞塞等，条文中未作具体规定，其监测项目的设置和布设数量由设计者根据边坡的实际情况确定。

8.3 挡土墙监测项目设置与设施布置

8.2.1 对于大、中型水工建筑物的挡土墙，至少应设垂直位移和水平位移监测项目。垂直位移监测是土质地基上所有水工结构都必须进行的监测项目，挡土墙也

不例外。由于影响挡土墙抗滑稳定安全的主要因素是水平荷载，因此挡土墙的水平位移观测也是十分重要的。所以本条文将垂直位移和水平位移监测设为 1 级、2 级挡土墙的必测项目。

对于一些重要的 1 级挡土墙，需要对其结构应力、地基反力、墙后土压力、墙后地下水位等进行监测。这些监测项目，有的是根据建筑物重要性而设置的，有的是对挡土墙设计进行验证而设置的，该部分观测项目应根据挡土墙的具体情况设置。

巡视检查作为常规监测的补充技术手段，是检查挡土墙安全运行的重要方法，通过巡视检查，可以发现影响挡土墙安全运行的一些重要因素。所以本条文将巡视检查规定为 1 级、2 级和 3 级挡土墙的必测项目。

8.2.2 由于挡土墙一般不是孤立的，它与其他水工建筑物紧密相连，整个工程应统一设置监测项目。

8.4 安全监测资料的整编与分析

8.4.1 本条文对安全监测设计中的监测资料整编与分析内容提出要求，针对施工期和运行期常见的问题，强调了监测资料整编与分析的时效性、准确性和可靠性等要求。

8.4.2 由于在边坡开挖过程中，地应力释放，加上施工爆破振动等，影响边坡的安全，甚至使边坡发生失稳现象，因此施工期是边坡设计最不利的工况之一。因此，本条规定进行快速整理、分析，以便实时监测施工期边坡的安全和及时指导边坡施工，并检验和根据实际情况变化修正边坡设计。

8.4.3 边坡变形往往是边坡失稳的前兆，边坡位移、变形速率、加速度等变形情况，可以更直接、快速地反映边坡的安全性状，因此，本条规定将变形监测作为边坡安全性状的主要控制指标。