

ICS 27.140

P 59

备案号: J555—2006

DL

中华人民共和国电力行业标准

P

DL/T 5353 — 2006

水电水利工程边坡设计规范

**Design specification for slope of hydropower and
water conservancy project**



2006-09-14 发布

2007-03-01 实施

中华人民共和国国家发展和改革委员会 发布

目 次

前言	III
1 范围	1
2 规范性引用文件	2
3 术语和定义	3
4 基本规定	7
5 边坡分级与设计安全系数	9
6 边坡结构与失稳模式分析	11
6.1 一般规定	11
6.2 边坡结构模型	11
6.3 边坡破坏的运动形式分析	13
6.4 边坡的代表性剖面	13
7 边坡稳定分析	15
7.1 基本规定	15
7.2 边坡上的作用及其组合	16
7.3 岩土和加固结构的物理力学特性	18
7.4 边坡抗滑稳定分析	20
7.5 边坡应力应变分析	22
8 边坡工程治理设计	24
8.1 一般原则	24
8.2 基本规定	25
9 边坡开挖设计	26
10 边坡排水设计	28
10.1 地表排水	28
10.2 地下排水	29
11 边坡加固设计	31

DL/T 5353 — 2006

11.1	边坡坡面保护	31
11.2	边坡浅表层加固	31
11.3	抗滑桩	32
11.4	抗剪洞与锚固洞	33
11.5	预应力锚索	34
11.6	边坡的支挡	35
12	安全监测和预警系统设计	37
12.1	一般规定	37
12.2	安全监测系统	38
12.3	边坡监测预警	40
附录 A (规范性附录)	水电水利工程边坡分类	42
附录 B (规范性附录)	水电水利工程边坡结构分类	43
附录 C (规范性附录)	边坡变形破坏分类及滑坡分类	46
附录 D (规范性附录)	边坡稳定性的可靠度评价	48
附录 E (资料性附录)	抗滑稳定计算	53
附录 F (规范性附录)	持久与短暂设计状况水 荷载估算方法	64
附录 G (资料性附录)	边坡岩土体的力学参数	66
附录 H (资料性附录)	确定各向同性节理岩体抗剪强度的 RMR 与 GSI 系统	70
附录 I (资料性附录)	抗滑桩计算	76
条文说明	81

前 言

本标准是根据《国家发展改革委办公厅关于印发 2005 年行业标准项目计划的通知》（发改办工业〔2005〕739 号）的要求制订的。

为了做好水电水利工程边坡设计标准制订工作，在全面总结了水电水利边坡工程勘测、设计、治理和监测等方面经验的基础上，开展了必要的科学研究工作，先后完成了《水电工程岩石边坡稳定分析方法和安全系数》、《岩石高边坡稳定分析有限元计算软件研究》、《降雨暂态水荷载的估算方法研究》等专题研究。

本标准附录 A、附录 B、附录 C、附录 D、附录 E、附录 F 为规范性附录，附录 G、附录 H、附录 I 为资料性附录。

本标准推荐性标准。

本标准由中国电力企业联合会提出。

本标准由电力行业水电规划设计标准化技术委员会归口并负责解释。

本标准起草单位：中国水电顾问集团西北勘测设计研究院、中国水电顾问集团贵阳勘测设计研究院。

本标准主要起草人：李天扶、王志硕、彭士标、黄振兴、杨泽艳、胡向阳、王晓岚、湛正刚、侯延华、钟建平、陈祖煜、杨健、陈胜宏、张有天、陈平。

1 范 围

本标准规定了水电水利工程枢纽主要建筑物边坡、近坝库岸边坡设计的安全级别、设计安全标准、稳定分析方法、综合治理措施以及安全监测、预警等内容。

本标准适用于大、中型水电水利工程枢纽主要建筑物边坡、近坝库岸影响工程正常、安全运行的自然边坡的治理设计。水库区其他边坡工程的设计参照执行。

对超大规模的边坡、特别重要的或条件十分复杂的边坡，其安全设计标准、稳定分析及其评价、综合治理措施等要进行专门研究论证。

2 规范性引用文件

下列文件中的条款通过本标准的引用而成为本标准的条款。凡是注日期的引用文件，其随后所有的修改单（不包括勘误的内容）或修订版均不适用于本标准，然而，鼓励根据本标准达成协议的各方研究是否可使用这些标准的最新版本。凡是不注日期的引用文件，其最新版本均适用于本标准。

GB 50287	水利水电工程地质勘察规范
GB 50330	建筑边坡工程设计技术规范
DL/T 5057	水工混凝土结构设计规范
DL 5073	水工建筑物抗震设计规范
DL 5077	水工建筑物荷载设计规范
DL/T 5176	水电工程预应力锚固设计规范
SL 55	中小型水利水电工程地质勘察规范

3 术 语 和 定 义

3.0.1

边坡 **slope**

地壳表面具有侧向临空面的地质体，由坡顶、坡面、坡脚及其下部一定深度内的坡体组成。

3.0.2

自然边坡 **natural slope**

天然存在由自然营力形成的边坡。

3.0.3

工程边坡 **engineered slope**

经人工改造形成的或受工程影响的边坡。

3.0.4

稳定未变形边坡 **stable and undeformed slope**

保持原有状态，无变形和失稳迹象的边坡。

3.0.5

变形边坡 **deforming slope**

已经变形或正在发生变形的边坡。

3.0.6

边坡工程 **slope engineering / works**

达到一定目的对边坡进行改造的工程。

3.0.7

溃屈 **buckling failure**

发生在层状结构岩体顺向坡内的一种破坏形式，又称滑动—弯曲破坏，岩体上部沿层面滑动，下部发生弯曲和鼓胀。

3.0.8

倾倒 toppling

发生在层状及似层状结构岩体的一种破坏形式，岩体向临空方向倾倒，底部形成折断面。

3.0.9

边坡地质模型 slope structure model

表示边坡组成物质和结构面与滑动面分布位置的经过概化的模型，一般以平面图、剖面图和水平切面图表示。

3.0.10

安全系数 factor of safety

表征边坡抗滑稳定程度的指标，是抗滑力与滑动力之比，严格说是假定岩土体沿特定滑面达到极限平衡状态时，抗剪强度参数应缩减的倍数。

3.0.11

设计安全系数 designed factor of safety

为使边坡达到预期安全程度所需的边坡允许最低安全系数。

3.0.12

极限平衡法 limite equilibrium methods

根据摩尔—库仑强度准则建立静力极限平衡方程求解边坡滑动破坏安全系数的方法。

3.0.13

上限解 upper bound solution

对于整体或解体滑动破坏模式，相应某一机动许可的位移场，如果确保滑面上和滑体内结构面上（对均质土边坡则为滑体内每一点）均达到极限平衡，则相应的安全系数一定大于或等于相应真值，此解即上限解。

3.0.14

下限解 lower bound solution

对于整体滑动模式，如果沿滑面达到极限平衡，且保证滑体

内的应力都处于屈服面内，则相应的安全系数一定小于相应真值，此解即下限解。

3.0.15

动态设计法 **methods of information design**

根据边坡施工过程中的勘察资料，结合永久监测或临时监测系统反馈信息进行边坡稳定性复核计算和修正原设计的设计方法。

3.0.16

风险分析 **risk analysis**

确定边坡年破坏概率，预测破坏后果，包括生命与财产损失，最后提出风险度评价。

3.0.17

地下排水系统 **sub-surface drainage system**

在边坡内由排水孔、洞、井相互连接形成的地下排水设施。

3.0.18

抗滑桩 **slide-resistant pile**

设置在边坡潜在滑动体内，垂直穿过滑面以下一定深度，提高边坡稳定性的一种抗滑结构。

3.0.19

抗剪洞 **shear-resistant**

岩质边坡内用钢筋混凝土将滑面上下两盘岩体嵌固在一起，其方向基本与滑动方向基本正交的水平洞塞。

3.0.20

锚固洞 **retaining concrete plug**

岩质边坡或滑坡内作为加固措施的、用钢筋混凝土回填的、其方向与滑动方向基本平行的水平或倾斜的洞塞。

3.0.21

锚杆挡墙 **retaining wall with anchors**

由锚杆（索）和挡墙组成的支护结构。

3.0.22

格构锚固 anchored framework

锚固在边坡表面的格栅形结构。

3.0.23

拦石网 protecting wire mesh

覆盖在边坡表面防止落石或固定在边坡下拦截落石的柔性网。

4 基 本 规 定

4.0.1 水电水利工程边坡设计应与相应建筑物的设计深度相适应，使其达到安全可靠、经济合理、技术先进、符合实际的要求。

4.0.2 边坡设计工作应在边坡地质勘察及试验工作成果的基础上进行。边坡工程地质勘察和试验工作应符合 GB 50287 和有关试验规范的规定。

4.0.3 在工程选址和枢纽建筑物布置方案比选时，应详细分析地形、地质资料和建筑物布置要求，考虑可能出现的边坡稳定问题，尽量减少边坡治理工程的难度。

4.0.4 应根据边坡所处位置的地形、地质条件和边坡开挖体形，进行边坡结构和变形滑动破坏形式等的分类研究，分析和评价边坡稳定条件。按附录 A、附录 B 划分边坡类别和边坡结构类型，按附录 C 确定边坡变形与破坏形式。

4.0.5 水电水利工程枢纽布置方案确定之后，应分析研究主要建筑物边坡的重要性、边坡失事风险和影响损失程度，按本标准第 5.0.1 条确定边坡安全级别。据以确定边坡设计原则和基本要求。

4.0.6 边坡开挖体形设计，应参考地质建议的开挖边坡坡比，综合考虑边坡的工程目的、边坡处理措施、设置马道和排水要求、满足交通和施工要求、方便维护和检修。

4.0.7 应依据边坡的工程目的，工程地质条件和失稳破坏模式，确定边坡设计应该满足的稳定状态或变形限度，选择适当的稳定分析方法，通过对加固处理措施的多方案综合技术经济比较，选择处理措施。

4.0.8 极限平衡分析方法是边坡稳定分析的基本方法，适用于滑动破坏类型的边坡。对于 I 级、II 级边坡，应采取 2 种或 2 种以上的计算分析方法，包括有限元、离散元等方法进行变形稳定分

析，综合评价边坡变形与抗滑稳定安全性。

4.0.9 对于特别重要的、地质条件复杂的高边坡工程，应进行专门的应力变形分析或仿真分析，研究其失稳破坏机理、破坏类型和有效的加固处理措施。根据需要，开展地质力学模型试验等工作。当需要进行边坡可靠度分析时，推荐采用简易可靠度分析方法（见附录 D）。

4.0.10 边坡工程设计中，应充分利用现场勘察和地质分析成果，包括边坡变形和地下水的动态监测成果。边坡工程施工中，还应结合地质预测预报、地质编录和监测分析反馈资料，根据工程实际，在边坡变形稳定分析的基础上，修改和调整边坡设计参数，实现边坡工程全过程动态设计法。

5 边坡分级与设计安全系数

5.0.1 水电水利工程边坡按其所属枢纽工程等级、建筑物级别、边坡所处位置、边坡重要性和失事后的危害程度，划分边坡类别和安全级别。见表 5.0.1

表 5.0.1 水电水利工程边坡类别和级别划分

类别 级别	A 类 枢纽工程区边坡	B 类 水库边坡
I 级	影响 1 级水工建筑物安全的边坡	滑坡产生危害性涌浪或滑坡灾害可能危及 1 级建筑物安全的边坡
II 级	影响 2 级、3 级水工建筑物安全的边坡	可能发生滑坡并危及 2 级、3 级建筑物安全的边坡
III 级	影响 4 级、5 级水工建筑物安全的边坡	要求整体稳定而允许部分失稳或缓慢滑落的边坡

5.0.2 枢纽工程区边坡失事仅对建筑物正常运行有影响而不危害建筑物安全和人身安全的，经论证，该边坡级别可以降低一级。

5.0.3 经研究，确认水库滑坡或潜在不稳定岸坡属于蠕变破坏类型，通过安全监测可以预测、预报其稳定性变化，并能够采取措施对其失稳进行防范的，该边坡或滑坡体级别可以降低一级或二级。

5.0.4 水电水利工程边坡稳定分析应区分不同的荷载效应组合或运用状况，采用极限平衡方法中的下限解法进行时，其设计安全系数应不低于表 5.0.4 中规定的数值。

表 5.0.4 水电水利工程边坡设计安全系数

类别及 工况 级别	A 类 枢纽工程区边坡			B 类 水库边坡		
	持久 状况	短暂 状况	偶然 状况	持久 状况	短暂 状况	偶然 状况
I 级	1.30~1.25	1.20~1.15	1.10~1.05	1.25~1.15	1.15~1.05	1.05
II 级	1.25~1.15	1.15~1.05	1.05	1.15~1.05	1.10~1.05	1.05~1.00
III 级	1.15~1.05	1.10~1.05	1.00	1.10~1.00	1.05~1.00	≤1.00

5.0.5 针对具体边坡工程所采用的设计安全标准,应根据对边坡与建筑物关系、边坡工程规模、工程地质条件复杂程度以及边坡稳定分析的不确定性等因素的分析,从表 5.0.4 中所给范围内选取。对于失稳风险度大的边坡,或稳定分析中不确定因素较多的边坡,设计安全系数宜取上限值,反之可取下限值。

5.0.6 对于特别重要或有变形极限要求的边坡,应经过边坡应力变形分析论证确定设计安全系数,通常要求高于表 5.0.4 中的规定。

6 边坡结构与失稳模式分析

6.1 一般规定

6.1.1 应全面收集和分析气象、水文、地震、工程地质和水文地质、建筑物布置要求等资料，研究边坡的形成历史、边坡目前状况，以及其他人类生产活动对边坡的可能影响，在此基础上，开展边坡体形设计、边坡稳定分析和综合治理设计研究。

6.1.2 应根据工程地质分析和评价意见，对边坡进行宏观分段，确认边坡工程地质类型，判定边坡稳定基本条件和可能发生变形、破坏的机理与破坏模式，确定开展稳定分析和治理设计的边坡范围。

6.1.3 对需要综合治理的边坡，可结合地质勘察和边坡工程施工及早建立安全监测系统，进行监测分析，随时掌握边坡工程动态。

6.2 边坡结构模型

6.2.1 根据工程地质分区，划分岩质边坡、土质边坡和岩土混合边坡；根据工程地质评价意见，划分稳定边坡、潜在不稳定边坡、变形边坡、不稳定边坡和失稳后边坡。见附录 A。

6.2.2 岩质边坡结构模型。

1 根据附录 B 中表 B.1 确定岩质边坡的结构类型。

2 根据地质资料分析岩体中各不同类型、不同规模结构面组合情况；以空间投影或其他方法，分析在边坡内可能形成的规模不等的潜在不稳定岩体或块体。

在有多条结构面组合的情况下，应首先分析由软弱结构面、软弱层带和贯穿性结构面组合形成的确定性块体；其次分析软弱结构面、软弱层带和贯穿性结构面与成组节理或层面裂隙组合构

成的半确定性块体。

在无软弱结构面和贯穿性结构面的岩体内，应分析由成组结构面或层面裂隙构成的随机块体。

3 对层状结构的岩质边坡，应根据层面产状与边坡坡面的相对关系，划分层状岩体边坡结构类型，判断其可能发生的变形与破坏形式。

4 在滑动破坏类型的块状结构和层状结构岩质边坡中，应按平面型滑动、楔形体滑动、复合滑面型滑动等滑动模式选取相应的抗滑稳定计算方法进行稳定分析。

5 对碎裂结构的岩质边坡，除对上述三种滑动模式进行分析外，还应对弧面型滑动进行分析。

6 散体结构岩质边坡的抗滑稳定分析可按土质边坡对待。

6.2.3 土质边坡结构模型。

1 根据附录 B 中表 B.2 确定土质边坡的类型。

2 根据地质资料划分均质土边坡、层状土边坡和非均质土边坡。

均质土边坡又分为砂性土和黏性土边坡；

堆积体边坡也应类比土边坡划分为均质、层状和非均质类型。

3 对不同类型的土质边坡按以下滑动破坏形式进行分析：

均质砂性土滑动破坏按平面型滑动；

均质黏性土滑动破坏按弧面型滑动；

层状土可能沿层面或复合的层面滑动；

非均质土边坡可能沿弱层面发生滑动；

具有上土下岩结构的岩土混合边坡，可能发生土体沿基岩顶面的滑动，也可能有发生在土体或岩体内部的滑动。

4 对黄土、软土和膨胀土等特殊土质边坡，应根据工程地质条件，结合变形分析，研究确定其失稳模式。

6.2.4 变形边坡。

1 根据附录 C 中表 C.1 确定边坡变形破坏类型。

2 对于滑动破坏类型的变形体、松动体和蠕变体等变形边坡,应根据地质资料,确定其分布范围、边界、内部切割面和潜在滑动面位置。

3 对于非滑动破坏类型的倾倒、溃屈、崩塌和塑性流动等变形边坡,应根据地质资料,确定其分布范围和影响深度。

6.2.5 滑坡和失稳后边坡。

1 根据附录 C 中表 C.1 和表 C.2 确定边坡破坏类型和滑坡类型。

2 根据地质资料,确定滑坡、塌滑体或失稳后堆积体界面,包括底部滑动面、后缘拉裂面和侧缘切割面,以及滑坡体内部的次级结构面。

6.3 边坡破坏的运动形式分析

6.3.1 破坏形式对治理决策或工程布置有重要影响的边坡,应进行失稳破坏运动形式分析。

6.3.2 边坡破坏运动形式分析应根据地质勘察成果,划分边坡破坏类型,预测边坡破坏过程和滑体运动形式。

6.3.3 对滑动破坏边坡应划分主滑面和次滑面,以极限平衡方法计算整个滑体和局部滑体的安全系数,据此预测解体滑动破坏的可能和各个局部滑动的先后顺序、堆积方式,预测一次性最大滑动方量。

6.3.4 对重要边坡宜辅以有限单元法、离散元法、不连续变形分析法或其他块体运动分析法等,研究并预测边坡破坏运动形式。

6.3.5 对于水库近坝库岸大、中型滑坡体,应分析预测滑体运动速度和运动距离;通过滑坡涌浪计算公式或涌浪模型试验,分析预测沿河道直至坝前可能形成的涌浪高度,据此确定预警和防护方案。

6.4 边坡的代表性剖面

6.4.1 边坡的代表性剖面应沿与其走向正交的方向绘制,并详细

标注边坡岩层、风化、卸荷、构造、地下水等工程地质和水文地质信息。当边坡按照地质条件和稳定性状态被分成若干区段时，每个区段应至少有一条代表性剖面。

6.4.2 对潜在滑坡和可能失稳边坡，应沿可能滑动位移方向绘制纵剖面图，作为平面应变模型的代表性剖面，纵剖面间距不应大于 30m。在与滑动位移方向正交的方向，应作不少于 2 条的横剖面图。

6.4.3 边坡代表性剖面图在垂直和水平方向上应为等比例尺，比例尺的大小应满足分析计算要求。作为设计使用的边坡平面图和剖面图，其比例尺不宜小于 1/1000。

7 边坡稳定分析

7.1 基本规定

7.1.1 边坡抗滑稳定计算方法及其公式见附录 E。对于层状岩体的倾倒变形和溃屈破坏,应以工程地质定性和半定量分析为基础,研究确定边坡可能发生倾倒或溃屈的部位,再按发生倾倒或溃屈后的滑动破坏面进行抗滑稳定分析。

7.1.2 对于崩塌破坏,应根据地质资料,划定危岩和不稳定岩体范围,采取定性及半定量分析方法,评价其稳定状况。

7.1.3 对于重要部位的边坡,除进行边坡自然状态、最终状态的稳定分析外,还应按边坡的开挖和锚固工程顺序,进行施工期间不同阶段的稳定分析。

7.1.4 对正在进行工程施工的边坡,应根据永久监测或临时监测系统反馈的信息进行稳定性复核。

7.1.5 边坡稳定分析应具备以下基本资料:

1 工程地质。

工程地质平面图、剖面图、平切面图;

地震动参数:基本烈度大于Ⅷ度的高地震区应有地震安全性评价分析资料及相关地震动参数。

2 水文地质。

地下水位等值线图;

地下水长期观测资料;

各岩层渗透系数。

3 岩土物理力学特性参数。

岩、土体的密度、孔隙率、含水量、抗压强度、抗剪强度参数,岩体变形模量、弹性模量和泊松比等的试验标准值和地质建议值;

重要边坡应有控制性结构面抗剪试验的应力—位移曲线，岩体变形试验的加载—卸载变形曲线。

4 水文气象。

天然状况、水电站施工期和运行期库水的特征水位；

降雨量、降雨强度和降雨过程资料；

泄洪雾化范围和雨强等有关资料。

5 枢纽布置。

枢纽布置平面图；

建筑物平面及剖面图。

7.2 边坡上的作用及其组合

7.2.1 岩土体的自重作用。

1 在地下水位以上时，岩土体的自重采用天然重度；在地下水位以下时，则应根据计算方法正确选择。在边界面上和计算的分条、分块面上以面力计算水压时采用饱和重度；以体力法计算水压力时采用浮重度，同时在滑面上扣除自坡外水位起算的静水压力；降雨情况下的非饱和岩、土体采用具一定含水量的重度，根据测试或估算确定。上述各种重度应取平均值。

2 坡体上的建筑物，包括加固治理结构物，应作为坡体自重计。各种材料的重度应采用平均值，或按照 DL 5077 附录 B 的规定执行。

7.2.2 地下水作用。

1 边坡各部位孔隙水、裂隙水或层间承压水的压力应根据水文地质资料和地下水位长期观测资料确定。采用地下水最高水位作为持久状态水位，以特大暴雨或久雨、或可能的泄流雾雨发生的暂态高水位作为短暂状态水位，见附录 F。

2 对具有疏排地下水设施的边坡，应首先确定经疏排作用后的地下水位线，再确定地下水压力。为提高计算可靠性，应视工程具体情况，乘以大于 1 的增大系数。将局部排水失效和施工期

排水设施不完善作为短暂工况。

3 在地下水位以下的岩体内的贯通性结构面和强卸荷裂隙带,按地下水等水位线图内插或外延,确定作用其面上的地下水压力。

4 岩质边坡深部潜在不稳定体边界面并非完全贯通时,裂隙水压力可以相应折减。具体方法可参照大坝防渗帷幕或地下洞室外水压力折减方法将裂隙水压力乘以小于 1 的折减系数。

5 对于有地下水渗流的水下岩土体,当采用体力法以浮重度计算时,应考虑渗透水压力作用,对于没有被河水完全淹没的滑体部分,其渗透水压力或动水压力值 P_{wi} 按下式计算:

$$P_{wi} = \gamma_w V_i J_i \quad (7.2.2)$$

式中:

γ_w ——水的重度, kN/m^3 ;

V_i ——第 i 计算条块单位宽度岩土体的水下体积, m^3/m ;

J_i ——第 i 计算条块地下水渗透比降。

6 水库蓄水后岸坡内地下水位宜根据实测值确定;当缺少实测值或水库尚未蓄水时,可根据水库浸没计算确定。应注意研究施工和运行期间河水、库水和地下水条件的变化及其对岩土物理力学特性的影响。

7 在对降水或泄流雨雾引起地下水位短期壅高情况,以及水库水位骤降情况进行边坡稳定分析时,渗透系数应采用小值平均值,地下水位宜按不稳定渗流估算确定。降水引起的暂态水压力值可按附录 F 所列方法计算。

8 对于经受泄洪雨雾作用的边坡,应首先根据经验和工程类比确定泄洪雨雾的影响范围和雨雾强度分布,然后参照附录 F 确定其暂态水压力值。

7.2.3 加固力作用。

1 加固力指采用加固结构将不稳定岩体(或潜在不稳定岩

体,下同)固定到滑面以下稳定岩体的力。

2 计算安全系数时加固力应按增加的抗滑力考虑。

7.2.4 地震作用。

在地震基本烈度为Ⅶ度和Ⅶ度以上的地区,应计算地震作用力的影响。地震对边坡的作用和相应的边坡抗震设计应参照 DL 5073 的规定。

7.2.5 边坡设计按下列两类作用组合:

1 基本组合:自重 + 岸边外水压力 + 地下水压力 + 加固力。

2 偶然组合:基本组合 + 地震作用。

7.2.6 边坡工程应按下列三种设计工况进行设计,即:

1 持久设计工况:主要为边坡正常运用工况,此时应采用基本组合设计。

2 短暂设计工况:包括施工期缺少或部分缺少加固力;缺少排水设施或施工用水形成地下水位增高;运行期暴雨或久雨、或可能的泄流雾化雨,以及地下排水失效形成的地下水位增高;水库水位骤降等情况。此时应采用基本组合设计。

3 偶然设计工况:主要为遭遇地震、水库紧急放空等情况,此时应采用偶然组合设计。

7.3 岩土和加固结构的物理力学特性

7.3.1 根据边坡工程地质条件和地质建议值,选择边坡稳定分析所使用的岩土体物理力学参数。对边坡岩土体物理力学参数无明确规定的,参照附录 G 和附录 H 选取。

7.3.2 边坡稳定分析一般使用有效应力法,滑裂面上的抗剪强度应力 τ_f 按下式确定:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (7.3.2)$$

式中:

σ 、 σ' ——破坏面上总法向应力和有效法向应力;

- c' ——有效凝聚力;
 ϕ' ——有效内摩擦角;
 u ——孔隙水压力。

7.3.3 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压力的快剪试验成果, 以保证取得有效应力强度参数。

7.3.4 在孔隙水压力可以确定的条件下, 土质边坡稳定分析宜采用有效应力法, 使用有效应力抗剪强度参数。按总应力法分析时应采用总应力强度参数。

7.3.5 对于黏性土边坡, 在下列情况下也可使用不排水剪(三轴试验)或快剪强度(直剪或现场原位试验)参数进行总应力法分析。

1 对使用非饱和黏性土快速填筑的土坡, 滑裂面上的抗剪强度应力 τ_f 按下式确定:

$$\tau_f = c_{uu} + \sigma \tan \phi_{uu} \quad (7.3.5-1)$$

式中:

- σ ——破坏面上总应力;
 c_{uu} ——土的不固结不排水剪凝聚力;
 ϕ_{uu} ——土的不固结不排水剪内摩擦角。

2 对在饱和黏性土上快速填方或开挖形成的边坡, 滑裂面上的抗剪强度应力 τ_f 按下式确定:

$$\tau_f = c_{cu} + \sigma'_c \tan \phi_{cu} \quad (7.3.5-2)$$

式中:

- σ'_c ——在荷载发生变化前破坏面上的有效应力;
 c_{cu} ——土的固结不排水剪凝聚力;
 ϕ_{cu} ——土的固结不排水剪内摩擦角。

3 由饱和黏性土组成的挡水边坡, 在坡外水位骤降时, 宜采用固结不排水剪强度参数。

7.3.6 现场原位试验在砂性土和饱和黏性土地基中宜分别采用以下测试手段:

1 砂性土中主要使用标准贯入、静力触探、大型锥探等手段,相应的试验成果为土的有效摩擦角 ϕ' 。

2 饱和黏性土中主要使用十字板剪力、静力触探和旁压试验等手段,相应的试验成果为地基土在不同深度测定的固结不排水剪的总强度 τ_f ,可直接用来进行总应力法稳定分析,即在地基不同深度赋以 $c_{cu}=\tau_f$ 和 $\phi_{cu}=0$ 的强度参数。

7.3.7 对于变形边坡和已失稳边坡可以反演其临界状态的滑动面力学参数。在使用这些参数对边坡进行分析时应适当进行折减,一般可乘以 0.8 的折减系数。以二维分析方法反演得到的参数不能用于三维分析计算,反之亦然。

7.3.8 边坡加固结构中混凝土和钢筋混凝土材料的强度和变形特性参数应符合 DL/T 5057 的规定。

7.3.9 边坡加固结构中锚杆(索)材料的强度和变形特性参数应符合 DL/T 5176 的规定。

7.4 边坡抗滑稳定分析

7.4.1 本标准规定的边坡稳定分析基本方法是平面极限平衡下限解法,当有充分论证时,可以采用上限解法,其设计安全系数按表 5.0.2 规定不变。当用多种方法分析计算时,不同下限解法中应取其成果最高值,但不应超过上限解法中的最低值;不同上限解法中应取其成果最低值。本标准推荐使用的极限平衡分析方法见附录 E。

7.4.2 边坡稳定分析一般以平面应变二维分析为主,当三维效应明显时应在相同强度参数基础上作三维稳定性分析,其设计安全系数按表 5.0.4 规定不变。

7.4.3 在二维分析中,当同一滑坡或潜在不稳定岩体各段代表性剖面用同一种计算方法得出的安全系数不同时,可以按各段岩体

重量以加权平均法计算边坡整体安全系数，或以实际变化区间值表示之；当安全系数相差较大时，应研究其局部稳定安全性。

7.4.4 滑坡体稳定分析计算应符合以下规定：

1 对于岩质、土质滑坡体，当滑面近似圆弧形时，推荐采用简化毕肖普法，也可采用詹布法；当为复合形滑面时，推荐采用摩根斯坦—普莱斯法，也可采用传递系数法。

2 具有次滑面的滑坡体，应计算分析沿不同滑面或滑面组合构成滑体的整体稳定性和局部稳定性。

3 对于具有特定滑面的滑坡，经过处理已经满足设计安全系数后，应检验在滑体内部是否存在沿新的滑面发生破坏的可能性。

7.4.5 岩质边坡稳定分析计算应符合以下规定：

1 对于新开挖形成的或长期处于稳定状态岩体完整的自然边坡，可采用上限解法做稳定分析，推荐采用条块侧面倾斜的萨尔玛法、潘家铮分块极限平衡法和能量法（EMU）。在计算中，侧面的倾角应根据岩体中相应结构面的产状确定。

2 对于风化、卸荷的自然边坡，开挖中无预裂和保护措施的边坡，岩体结构已经松动或发生变形迹象的边坡，宜采用下限解法做稳定分析，推荐采用摩根斯坦—普莱斯法，也可采用詹布法和传递系数法。

3 对于边坡上潜在不稳定楔形体，推荐采用楔形体稳定分析方法。

4 岩质边坡内有多条控制岩体稳定性的软弱结构面时，应对各种可能的结构面组合分别进行块体稳定性分析，评价边坡局部和整体稳定安全性。

5 对于碎裂结构、散体结构和同倾角多滑面层状结构的岩质边坡，应采用试算法推求最危险滑面和相应安全系数。

7.4.6 土质边坡稳定分析计算应符合以下规定：

1 砂、碎石或砾石堆积物宜按平面滑动计算，抗滑稳定安全系数定义为内摩擦角的正切值与坡角正切值之比。

2 黏性土、混合土和均质堆积物宜按圆弧滑面计算,宜采用下限解法做稳定分析,推荐采用简化毕肖普法求解最危险滑面和相应安全系数,也可以采用詹布法。

3 沿土或堆积物底面或其内部特定软弱面发生滑动破坏时,宜采用下限解法按复合形滑面计算,推荐采用摩根斯坦—普莱斯法,也可采用传递系数法。

4 对于紧密土体或密实堆积物内部的滑动破坏,可采用上限解法做稳定分析,推荐采用能量法(EMU)求解其最危险滑面和相应安全系数。

5 对于均质土边坡或多层结构土边坡,应采用试算法得出最危险滑面和相应安全系数。

7.5 边坡应力应变分析

7.5.1 对于重要的或工程地质条件复杂的边坡,可假设为连续介质或非连续介质,采用数值方法计算分析边坡的变形、稳定和运动形式,如有限元法、离散元法、块体元法、有限差分法、流形元法等。

7.5.2 边坡应力应变分析范围应涵盖所研究边坡自重应力受到影响的高度和深度。根据需要,应研究采用三维数值分析方法的必要性。

7.5.3 有限元网格划分应满足对边坡岩层,控制性结构面,抗滑结构体,排水洞、井等的模拟要求,满足应力与位移计算的精度要求。

7.5.4 边坡岩土体可根据其特性概化为各向同性、各向异性和正交异性等连续单元,岩体中的软弱面或控制性结构面可概化为节理单元。按照岩土体试验提供的应力应变关系,选择弹塑性或非线性本构关系。

7.5.5 边坡岩土体物理力学参数的选择应满足以下规定。

1 对于特定岩层、结构面和抗滑结构体应选取符合标准的物

理力学参数值。对于有多层分带的断层宜换算平均厚度和等效模量进行简化。

2 抗滑桩、抗剪洞等被动抗滑结构应采用经过结构安全储备系数折减的抗剪强度参数。预应力锚索应采用设计吨位的抗拉强度。

7.5.6 一般边坡应力场按自重应力场计算。在有残余构造应力时，宜以地应力测试回归得出的地应力作用于计算边界。

7.5.7 加载或卸载应满足模拟施工开挖、加固和运行过程中荷载的变化规律。

7.5.8 有限元分析中整体安全系数的计算采用强度储备安全系数法，变形开始不收敛时的安全系数即为边坡安全系数。

7.5.9 有限元分析计算成果应满足以下规定。

1 边坡在天然条件下形成的初始位移场为零位移场。分析成果应是边坡及其荷载条件变化后的应力场和变位场。

2 成果中应包括应力矢量图和等值线图、变位场的矢量图和等值线图以及点安全度分布图，塑性区、拉力区、裂缝和超常变形分布范围等。

8 边坡工程治理设计

8.1 一般原则

8.1.1 水电水利工程设计中,应明确边坡危害或影响的对象,划分边坡类型和安全级别,确定设计安全系数,并进行失稳风险分析。边坡工程治理包括边坡开挖、地表及地下截排水、边坡加固与支护等。

1 对可能失稳范围、破坏方式、失稳后堆积形态和可能造成的损失进行评估。

2 对需加固治理的边坡应结合稳定分析进行桩、锚或其组合等加固方案比较,从施工、工期、费用及治理效果等方面作出预算和预测,进行效益与投资经济分析。

3 可采取避让方案或降低保护标准的治理方案,相应加强监测预报与预警措施,避免或减少破坏损失。

8.1.2 对需要治理的边坡应根据工程地质分区、岩体类型分区、变形和破坏形式分区等,划分不同区域,明确治理目标和治理标准,并据此作出治理的统一规划和基本方案。

8.1.3 边坡治理设计必须考虑环境保护,遵守国家 and 地方政府法令。

8.1.4 当自然边坡的稳定和变形不能满足设计要求时,应优先考虑提高地质体自身稳定的增稳措施,主要为降低地下水压力(地面防水、地下排水等)和改变变形(削头压脚等)。当这些措施难以实施或仍不能满足设计标准时,再考虑加固措施。稳定分析和变形分析应结合这些措施的实施步骤分阶段进行。

8.1.5 应对边坡上部工程活动带来的不利影响进行分析。当需要在潜在不稳定边坡上部进行高压灌浆或高压压水试验等工作时,

必须采取可靠的监测和预防边坡失稳的措施。

8.2 基本规定

8.2.1 边坡治理工程应根据地形地质条件，结合水工建筑物或其他建筑物的布置，结合施工条件，区分持久边坡和短暂边坡，因时、因地制宜进行设计。

8.2.2 边坡需要的抗滑力应根据稳定分析计算成果和边坡安全系数确定；应以条分法计算各条块达到设计安全系数所需平衡的剩余下滑力，结合地质条件和施工条件选择不同抗滑结构并确定其平面位置和深度，按力的合成原理计算不同抗滑结构应提供的抗滑力。

8.2.3 抗滑工程提供的抗滑力或预加锚固力应根据加固措施的类型、结构和使用材料，将边坡根据设计安全系数需要的抗滑力除以小于1的强度利用系数或乘以大于1的强度储备安全系数得出，后者即承载能力极限状态计算中的结构系数。

8.2.4 作为加固边坡浅表层岩石块体的系统或局部锚固结构，如系统锚杆或系统锚筋桩等，其锚固深度和锚固力，应根据实际位置、可动块体深度、岩体风化、卸荷深度或弱面埋藏深度和结构面强度，按经验判断和估算确定，必要时应进行块体稳定分析计算并按设计安全系数的要求确定。

9 边坡开挖设计

9.0.1 在选择枢纽布置方案和建筑物设计时，应尽量避免形成人工高陡边坡。

枢纽布置无法避免高边坡时，应根据地质条件和岩土特性，充分研究开挖边坡的稳定性，按照经验判断或稳定分析确定边坡坡形、坡度。

9.0.2 人工边坡应尽量避免避开深厚堆积体、较大断层和顺坡向软弱层发育地段。在高地应力地区应研究边坡走向与地应力关系，采取措施避免或预防开挖引起的强卸荷现象。

9.0.3 人工边坡的坡形、戗道宽度、梯段高度与坡度应参考地质建议的坡比，结合水工布置和施工条件，考虑监测、维护及检修需要以及拟采用的施工方法等研究确定。通常戗道（平台）宽度不宜小于 2m，梯段高度岩质边坡不宜大于 30m，土质边坡不宜大于 10m。

9.0.4 总体上，人工边坡的开挖坡度在考虑排水条件下应能达到自稳条件。局部存在地质缺陷的边坡，也应保证在临时喷锚支护条件下达到自稳。对层状同向结构边坡和顺向边坡，开挖坡度应考虑层面和结构面的倾角，尽量避免切脚开挖。

9.0.5 开挖边坡设计应考虑在清除边坡上方的危岩体、危石之后，根据岩土体特性、风化、卸荷、节理裂隙发育情况等，按照坡面自稳要求，确定边坡坡度，自上而下分层形成开挖坡面。

开挖边坡应要求采用控制爆破施工工艺，对于有不利结构面组合，易于发生强烈卸荷开裂，进而可能引起滑动、倾倒或溃屈部位，边坡开挖线附近以及边坡洞口段的锁口部位，应采取超前锚杆、先固后挖或边挖边锚的施工顺序。

9.0.6 边坡在开挖过程中或开挖完成后出现拉裂、局部滑动甚至

失稳破坏情况时，应分析其原因，包括施工因素的影响等，据此进一步研究加固治理措施，提出补充设计文件。

9.0.7 规模较小的不稳定岩土体、堆积体和滑坡，宜考虑全部挖除。厚度较大的不稳定岩土体、堆积体和滑坡，应首先研究改变坡形增加稳定性的可能。

9.0.8 根据坡体上、下方需要保护对象的不同情况，结合结构布置和地形条件，可以采用开挖减载、削缓坡度、坡脚压重、减载与压重相结合等土石方工程提高边坡的稳定性。土石方的挖方、填方位置，形状和方量应通过稳定分析计算加以论证。

9.0.9 压脚填方土体应保证坡脚地下水的排泄顺畅，否则，应以大块石、碎石或砂砾石料作透水层。各层回填料应分层碾压密实并作必要的截、排水措施和坡面保护。

10 边坡排水设计

10.1 地表排水

10.1.1 边坡综合治理时，应根据地形地质条件因地制宜地进行边坡地表截水和排水系统设计。

10.1.2 边坡地表截、排水设计应包括下列内容。

- 1 边坡开挖或治理边界以外的截、排水沟。
- 2 边坡开挖或治理边界以内的截、排水沟。
- 3 边坡防水措施，如跨缝构造、填缝夯实等。

10.1.3 地表截、排水沟的排水流量设计标准，应根据边坡的重要性，工程区降雨特点、集水面积大小、地表水下渗对边坡稳定影响程度等因素综合分析确定，一般按照 2 年～20 年一遇降雨强度计算排水流量。受泄洪雾化影响的边坡，对截、排水沟排水流量设计标准应进行专门研究。

10.1.4 截、排水沟的断面尺寸和底坡应根据水力计算成果并结合地形条件分析确定。

10.1.5 进行截、排水沟的布置时，宜将地表水引至附近的冲沟或河流中，并避免形成冲刷，必要时设置消能防冲设施。

10.1.6 边坡截、排水沟宜采用梯形或矩形断面，护面材料可采用浆砌石或混凝土，砂浆或混凝土强度等级不宜低于 C15，护面厚度不宜小于 20mm～30mm。

10.1.7 当边坡表面存在渗水的断层、节理、裂隙（缝）时，宜采用黏土、砂浆、混凝土、沥青等填缝夯实，截、排水沟跨过时，应设跨缝的结构措施。

10.1.8 储水、供水设施宜设在稳定边坡并具有良好排水条件的地段上并做好防漏措施。储水、供水设施，应有排水沟与边坡排

水系统相连接，防止漏水或溢水进入边坡内。

10.2 地 下 排 水

10.2.1 应根据边坡所处位置、边坡与建筑物关系、工程地质和水文地质条件，确定地下截、排水系统的整体布置设计方案。

10.2.2 边坡地下截、排水工程措施主要包括：截水渗沟、排水孔、排水井、排水洞。

10.2.3 对于重要边坡，宜设多层排水洞形成立体地下排水系统。必要时，在各层排水洞之间以排水孔形成排水帷幕，各层排水洞高差不宜超过 40m。坝肩边坡的防渗帷幕和排水系统设计应遵循大坝设计规范的规定。

10.2.4 边坡表层的喷锚支护、格构、挡墙等均应配套有系统布置的排水孔，必要时，设置反滤措施。岩质边坡表层系统排水孔孔径不应小于 50mm，深度不应小于 4m，钻孔上仰角度不宜小于 5°。

10.2.5 岩质边坡、堆积层边坡和滑坡体内地下水宜采用排水洞排出。排水洞的布置应考虑到隔水软弱层带、滑面或滑带上盘的上层滞水和下盘承压水的排泄通道。

10.2.6 排水洞洞径不宜小于 1.5m×2m（宽×高），应设有巡视检查通道。排水洞洞底坡度不宜小于 1%，洞内一侧应设排水沟，尽量使地下水自流排出坡外。

10.2.7 排水洞宜从稳定岩体进口，平行滑面下盘布置主洞，垂直滑面的方向布置支洞穿过隔水软弱层带或滑带。当岩体渗透性弱，排水效果不良时，排水洞顶和洞壁应设辐射状排水孔，孔径不应小于 50mm，排水孔应作反滤保护。

10.2.8 排水洞通过破碎岩体和软弱层带时，应作必要的衬砌保护，排水孔应作反滤保护。

10.2.9 当排水洞低于地表排泄通道时，应在洞内布置有足够容量的集水井，用水泵将集水排出洞外。

10.2.10 土质边坡或滑坡周边可采用渗沟截、排浅层地下水。渗

沟深度不宜大于 3m，沟内回填透水砂砾石，表部 0.3m 左右厚度以黏性土封填密实。

10.2.11 土质边坡或滑坡内可以用排水井降低地下水位，但施工中开挖、支护、排水和运行期间需设置抽排设施，有较大难度，应慎重采用。

11 边坡加固设计

11.1 边坡坡面保护

11.1.1 边坡坡面受损影响工程安全的边坡，应进行坡面保护设计。

11.1.2 边坡坡面保护措施包括：喷混凝土、贴坡混凝土、模袋混凝土、钢筋笼、砌石、土工织物和植被覆盖等，应结合地形、地质、环境条件和环境保护要求，选择保护措施。

11.1.3 对于堆积体或土质边坡，可采取钢筋笼、砌石、土工织物、模袋混凝土等措施进行保护，所有表层保护结构均应保证自身在坡面上的稳定性。

11.1.4 对于表面易风化、完整性差的岩质边坡，可采取喷混凝土并结合表层锚固等措施进行保护。

11.1.5 对于稳定性较好但表层有零星危岩或松动块石的高陡边坡，可采取局部清除、局部锚固和拦石网、拦石沟、挡石墙等措施进行防护。

11.2 边坡浅表层加固

11.2.1 当边坡浅表层岩体存在不利的层理、片理、节理、裂隙和断层等结构面，组合成较普遍分布的不稳定块体和楔体，容易发生滑动、倾倒或溃屈等破坏时，应对边坡浅表层岩体进行稳定分析和加固处理。

11.2.2 边坡浅表层加固措施包括：锚杆、挂金属网、喷混凝土、贴坡混凝土、混凝土格构等，应根据岩土体力学特性、边坡结构、边坡变形与破坏机制，因地制宜选择加固措施，并提出设计参数。

11.2.3 边坡浅表层岩体完整程度较好时，可采用系统锚杆或随

机锚杆加固。岩体表层强烈风化破碎时,应采用锚杆、挂金属网、喷混凝土或锚杆、贴坡混凝土或锚杆、混凝土格构等组合加固型式。

11.2.4 浅表层锚杆加固的深度可根据不稳定块体的埋藏深度、岩体风化程度、卸荷松动深度等确定。宜将锚杆布置为拉剪锚杆,应根据不稳定块体的滑动方向和施工条件等因素,选择锚固方向和最优锚固角。

11.2.5 锚杆的直径和间距应根据不稳定块体下滑力计算分析或通过工程类比确定。

11.2.6 当贴坡混凝土、混凝土格构参与抗滑作用时,应对其断面进行抗弯、抗剪计算。

11.2.7 贴坡混凝土、混凝土格构应能在边坡表面上保持其自身稳定,并与所布置的系统锚杆相连接。

11.3 抗 滑 桩

11.3.1 当边坡滑动面以下为稳定的基岩或密实的土层,能提供可靠的锚固力时,可采用抗滑桩加固边坡。抗滑桩的设计计算应遵循附录 I 的规定。

11.3.2 根据边坡工程地质条件和下滑推力大小,可选用悬臂桩、椅式桩墙、门型钢架桩、排架桩、锚杆抗滑桩、桩洞联合体和预应力锚索抗滑桩等措施。

11.3.3 抗滑桩布置应符合下列规定:

- 1 抗滑桩宜设在边坡前缘阻滑区或主滑段的前部。
- 2 抗滑桩成排布置方向应与边坡主滑动方向相垂直。
- 3 桩间净距宜为 5m~10m。

11.3.4 抗滑桩桩长不宜超过 40m。抗滑桩在滑面以下嵌固段长度根据岩土强度与变形特性分析确定,一般为桩长的 1/3~2/5,在坚硬岩石中嵌固深度宜为 1/4 桩长。

11.3.5 抗滑桩截面形状一般为矩形,其短边与滑动方向垂直。

当滑坡的滑动方向多变或不确定时，也可以采用圆形截面。

11.3.6 单排单桩所受推力大小，应根据边坡设计安全系数要求，按桩中心两侧各 1/2 中心距范围内边坡下滑力计算确定。

11.3.7 抗滑桩底和桩侧岩土压力应小于相应岩土强度的设计值。

11.3.8 抗滑桩的截面面积、混凝土强度等级、抗滑桩的配筋应根据抗滑桩所受的剪力和弯矩按 DL/T 5057 计算确定。

11.3.9 当抗滑桩作为建筑物桩基使用时，应按 JGJ 94《建筑桩基技术规范》进行桩基竖向承载力、桩基沉降、水平位移和挠度验算，并需考虑地面附加荷载对桩的应力和稳定的影响。

11.3.10 当边坡地下水有侵蚀性时，桩体混凝土应采取抗侵蚀措施。

11.4 抗剪洞与锚固洞

11.4.1 对于初始稳定边坡，当可能发生深层软弱结构面滑动而结构面上下盘为坚硬完整岩体时，可采用抗剪洞加固。抗剪洞沿潜在滑面走向水平布置，将潜在滑动带用混凝土或钢筋混凝土置换。

11.4.2 锚固洞宜用于岩体坚硬完整的边坡滑面较陡部位，洞轴方向应与滑体的滑动方向平行。为避免在滑体作用下受拉剪破坏，宜布置成向坡内倾斜，使其轴线尽量与滑面正交。对于利用已有勘探洞、施工支洞等改造形成的或与排水洞等结合使用的锚固洞，只宜作为加固措施之一，与其他加固措施共同参与抗滑稳定计算。

11.4.3 抗剪洞与锚固洞均应核算边坡在洞体上盘或下盘岩土体内沿次级滑面和沿混凝土与岩土体界面处发生剪切滑动的可能。

11.4.4 抗剪洞与锚固洞设计断面应结合边坡稳定计算确定，其回填钢筋混凝土计算应满足 DL/T 5057 的有关规定。

11.4.5 抗剪洞与锚固洞必须对顶拱进行回填灌浆，必要时对洞周可进行固结灌浆。

11.4.6 抗剪洞洞体在滑面上下盘坚硬岩体内的嵌固深度均不应

小于 3m。锚固洞在稳定岩体内应有足够嵌固长度，一般不小于 2 倍洞径。

11.5 预 应 力 锚 索

11.5.1 预应力锚索属于主动抗滑结构，适用于有条件施加预应力的边坡预加固和边坡加固。

11.5.2 边坡预应力锚索的设计总锚固力应根据边坡抗滑稳定分析和应力变形分析确定。锚索的布置及其设计参数应根据边坡岩土体性状和拟采用的施工条件研究确定。

11.5.3 对于岩质边坡，应按设计总锚固力分解出的沿滑面抗滑力和与滑面法向力产生的抗滑力之和计算总抗滑力。对于土质边坡和堆积体边坡则只计算沿滑面的抗滑力。

11.5.4 预应力锚索布置间距宜为 4m~10m，锚索间距小于 4m 时，应进行群锚效应分析。预应力锚索长度不宜超过 50m，单根锚索设计吨位不宜超过 300t。

11.5.5 预应力锚索钻孔方向应根据边坡可能滑动方向确定；钻孔设计倾角应根据稳定分析并结合地形地质情况和施工条件分析确定。

11.5.6 自由注浆锚索的钻孔宜向坡内倾斜，倾角不宜小于 10°，否则应做止浆环进行压力注浆。

11.5.7 内锚固段长度可根据砂浆与锚索或砂浆与岩石胶结强度计算确定，也可采用工程类比或根据拉拔试验确定。

11.5.8 预应力锚索锚固段应位于边坡内部稳定岩土体内，必要时可对内锚固段进行预灌浆处理。锚固段位于地下水位以下时，宜先实施排水设施再进行锚固处理。有条件时，宜选择对拉式预应力锚索。

11.5.9 预应力锚索成群布置时应避免在坡体内部形成大面积拉应力带。内锚固段深度应深浅交错布置，其深浅差宜不小于内锚固段长度的 1/2 倍。施加预应力时应考虑群锚的相互干扰作用，

以保证受力均匀且基本同步。

11.5.10 预应力锚索外锚墩基础应具备一定的刚度；当边坡表面为风化破碎岩体或边坡为堆积体和土体时，应采用扩大基础的外锚墩或与混凝土梁、格构等组成组合外锚墩结构。

11.5.11 一般情况下，边坡预应力锚索按照设计吨位锁定。当被加固的边坡岩体结构松散，预计锚索预应力损失较大时，应采用超张拉锁定；当被加固的边坡岩体完整坚硬，预计卸荷回弹量较大，或锚索与抗滑桩协同作用时，应采用欠张拉锁定。

11.5.12 预应力锚索结构设计应符合 DL/T 5176 的规定，并根据边坡的重要性，确定预应力锚索的监测措施。

11.6 边坡的支挡

11.6.1 枢纽工程区需要保护的土质边坡、堆积体边坡、填方边坡和坡脚受水流冲刷、风化破碎或软岩构成的岩质边坡，宜设置支挡结构。

11.6.2 支挡结构应根据边坡稳定分析，结合考虑排水、减载、加固等其他治理措施进行设计，以满足边坡整体稳定性要求。

11.6.3 支挡结构型式可分为锚杆（索）挡墙、贴坡挡墙、重力式挡墙和扶壁挡墙。锚杆挡墙又分为板肋式锚杆挡墙、格构式锚杆挡墙、排桩式锚杆挡墙、非预应力锚杆挡墙和预应力锚杆（索）挡墙。应根据边坡组成与成因类型、边坡高度和稳定性，选择支挡结构型式。

11.6.4 土质和堆积体边坡内进行基坑开挖时，边坡高度大、稳定性差的边坡宜采用排桩式锚杆（索）挡墙；稳定性较好的边坡，可采用板肋式或格构式锚杆挡墙。

11.6.5 水下边坡宜考虑基础和墙体的抗冲刷保护措施。

11.6.6 对填方边坡锚杆挡墙，在设计 and 施工时应采取有效措施防止新填方土体造成的锚杆附加拉应力过大。高度较大的新填方边坡不宜采用锚杆挡墙方案。

11.6.7 采用重力式挡墙时，土质边坡墙高不宜大于 8m，岩质边坡墙高不宜大于 10m。对变形有严格要求的边坡和坡脚开挖危及边坡稳定性的边坡不宜采用重力式挡墙。

11.6.8 扶壁式挡墙适用于土质填方边坡，其墙高不宜大于 10m。扶壁式挡墙的基础应置于稳定的岩土层内。

11.6.9 当支挡结构作为独立的抗滑治理措施时，仅适用于小型浅层滑坡。当滑体厚度小于 6m 时，可采用重力式挡墙；滑体厚度超过 6m 时宜采用锚杆式挡墙。

11.6.10 支挡结构所承受的岩土压力，应按滑坡剩余下滑力和主动土压力分别计算，取其最大值。

11.6.11 各种挡墙结构应预留穿越墙体的排水孔，将墙后边坡内的地下水排出墙外。

11.6.12 水下边坡挡墙设计应考虑水位升降变化引起的边坡内不利水压力的作用，应研究设置挡墙内侧排水降压措施的必要性。

12 安全监测和预警系统设计

12.1 一般规定

12.1.1 边坡监测包括前期监测、施工期安全监测和运行期安全监测。安全监测设计应针对不同时期监测目的和监测内容做全面考虑，使之前后衔接，保持监测资料的连续性和完整性。

12.1.2 水电水利枢纽工程区边坡（A类）的安全监测设计应结合大坝安全监测设计进行，并纳入大坝监测系统。水库边坡（B类）监测系统设计应结合水库库岸保护、土地利用和移民区规划进行。

12.1.3 应根据边坡的类别、级别，边坡的地质条件，边坡变形与破坏的机理和失稳风险，明确监测目的和监测精度，确定合理的安全监测方案和监测系统。安全监测系统还必须包括地质巡视观察和判断。

12.1.4 边坡监测项目和监测网点布置应能反映边坡变形动态和加固结构的受力特点，地面与地下监测相结合构成立体监测系统。监测项目布置宜少而精。

12.1.5 根据边坡变形稳定分析或工程经验，确定监测仪器量程和精度，进行仪器选型。监测仪器在满足监测要求前提下，应力求简单牢固，易于维护。

12.1.6 监测装置应有防护措施，以免遭破坏。地形陡峻和稳定性差的边坡应有保障监测人员人身安全的措施，要有安全的监测和地质巡视道路。

12.1.7 根据工程经验和初期动态监测成果，确定监测周期。及时整理和分析观测成果。施工期观测成果应及时反馈至设计和施工单位，以便对边坡开挖或治理的设计和施工方案进行调整和修

改。运行期观测成果要及时报告主管部门。

12.2 安全监测系统

12.2.1 安全监测系统应结合边坡特点进行设计。一般边坡应以整体稳定性监测为主，兼顾局部稳定性监测；稳定性监测以变形监测为主；对于滑动面确定的滑坡，以地表变形监测为主。

12.2.2 I 级、II 级边坡和 100m 以上的高边坡应设置下列观测项目，其他边坡可适当简化。

1 位移与变形监测。

外部监测：坡面位移和沉降监测，坡面裂缝长度与开度监测。

内部监测：地下变形监测，滑面或断层活动监测。

2 地下水监测：地下水位或水压力监测，排水点水量监测，地下水水质监测。

3 边坡加固结构监测：抗滑桩、抗剪洞与锚固洞、锚杆锚索、挡墙的应力应变监测。

4 其他专项监测：用于重要工程边坡的专项监测，如降雨量、地应力、地震监测等。

12.2.3 根据边坡地质与加固工程特点，布置 1 条或多条代表性监测剖面，每个剖面不少于 3 个监测点。监测剖面应尽可能与勘探剖面和稳定性分析剖面相结合。地面位移监测点布置应与地下变形监测点位置相结合，以便建立地面与地下位移和变形的关系。

12.2.4 地面位移监测：较重要的边坡应建立三角网和水准网，采用大地测量方法对地面观测点进行监测。一般边坡可采用视准线等简易测量方法监测。

12.2.5 边坡地表和深部裂缝监测：视其重要性采用三维或简易测缝计进行监测。对地表裂缝还应注意其分布范围、数量与长度进行地质巡视和监测。

12.2.6 深部变形监测。

1 钻孔倾斜仪:为查明滑动面位置或了解多层滑面相对位移时采用。测斜孔最大深度不宜超过 90m,对 100m 以上的高边坡,可用多级测斜孔组合的方法进行监测。由于测斜仪在滑面处量程有限,不宜用于滑动量大的滑坡。测斜孔可与地下水监测孔结合,有利于多因素相关分析。

2 多点位移计:为查明边坡岩体拉张变形时采用。根据稳定和变形计算成果,并参照类似工程设定孔深、位移点数和位移点位置。

3 对重要工程边坡可在监测洞内做地面倾斜监测、岩体变形收敛仪、引张仪监测,特殊情况可在垂直钻孔内做垂线监测。

12.2.7 I 级、II 级边坡和 100m 以上的高边坡应对边坡体内的地下水位或地下孔隙水压力、廊道或地表渗流量进行监测。在雨季或库水位上升、骤降期应加密观测。对来自库水的廊道内的渗流水,宜专设量水堰,进行自动监测。

12.2.8 较重要的边坡工程应对坡面天然或泄洪雨雾降雨量进行汇流监测,并与变形监测成果进行对比分析。

12.2.9 采用锚杆(索)或混凝土抗滑结构加固的边坡应对地下水的水质进行监测。

12.2.10 边坡加固结构的监测。

1 对边坡治理中采用了预应力锚杆(索),应布置锚杆(索)测力计(预应力传感器)监测,其数量不得少于总根数的 5%。

2 选择边坡代表性地段对抗滑桩、抗剪洞与锚固洞、挡土墙应进行应力应变监测,必要时,对坡体的应力应变进行监测。

3 对排水廊道和重点排水孔排水量和排出水的水质、析出物进行监测。

12.2.11 对边坡的地形地貌特征变化、地下水补给与排泄情况、加固结构和建筑物的变形破坏情况,以及边坡环境的变化进行地质巡视,并对边坡稳定性变化作出分析和判断。

12.2.12 地震基本烈度为Ⅶ度和Ⅶ度以上的地区,或附近有爆破

施工的边坡，应进行地震反应或质点振动速度监测。

12.2.13 对重大工程形成重大威胁的边坡，在使用上述监测手段的同时，宜辅以全球定位系统（GPS）等监测方法。

12.3 边坡监测预警

12.3.1 对于破坏后果严重，可能威胁工程安全或造成人员伤亡和财产重大损失的边坡，宜根据边坡的类别与安全级别、边坡变形与破坏形式、边坡稳定分析和边坡失稳风险分析成果，确定边坡的安全警戒等级和相应预警标准。

12.3.2 预警预报的主要内容有：边坡失稳的时间、方量、滑体可能覆盖的范围以及可能产生的次生灾害的影响范围。

12.3.3 滑动破坏的边坡安全警戒等级一般按失稳发展程度和应采取的相应对策划分为三级：

一级：已经发现并确认边坡变形异常，个别加固结构发生破坏，如个别预应力锚索崩断、挡土墙部分开裂等。向主管部门报告，加密监测次数，必要时增加监测项目，每日巡视。

二级：边坡变形不收敛，局部区域加固结构破坏，确认边坡已经进入渐进破坏过程。连续监测和巡视，对本地区有关部门发出内部警报，边坡及其下部作业人员撤离。

三级：确认边坡进入加速变形阶段，在3天~5天内将发生滑动。仅对特征点进行连续远距离监测，对地区内发出公开警报，边坡破坏可能影响范围内的人员撤离。

12.3.4 制定预警标准的原则。

1 对变形有严格限制的一级边坡，应按允许地表最大变形量制定地表变形预警标准。

2 滑动破坏的边坡一般按地面代表性监测点的临界位移速率制定预警标准。

3 对于地下水作用有重大影响的边坡，宜根据稳定分析和监测动态规律分析，对失稳状态的临界地下水位或渗透压力制定预

警标准；水库或河岸滑坡应对库水位或河水位骤降速率提出预警标准。

4 对崩塌破坏、塑性流动破坏、冲刷破坏和产生泥石流的边坡，可根据发生破坏时的时段降雨强度或时段累计降雨量制定预警标准。

12.3.5 开挖岩质边坡的滑动破坏可根据位移—时间曲线以位移速率进行预报。应根据对边坡稳定性、破坏方式和动态规律的分析，结合实际监测成果制定适用于该边坡的预警标准。

附录 A
(规范性附录)
水电水利工程边坡分类

A.1 水电水利工程边坡可按表 A.1 划分。

表 A.1 水电水利工程边坡分类表

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	经人工改造形成的或受工程影响的边坡
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
坡体结构	顺向坡	层状结构面平行河谷倾向岸外
	反向坡	层状结构面平行河谷倾向岸里
	横向坡	层状结构面与河谷正交倾向上游或下游
	斜向坡	层状结构面与河谷斜交倾向上游或下游
	水平层状坡	层状结构面为水平产状
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	能保持稳定和有限变形的边坡
	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	有变形或蠕变迹象的边坡
	不稳定边坡	处于整体滑动状态或时有崩塌的边坡
	失稳后边坡	已经发生过滑动的边坡
边坡坡高	特高边坡	坡高大于 300m
	超高边坡	坡高 100m~300m
	高边坡	坡高 30m~100m
	中边坡	坡高 10m~30m
	低边坡	坡高小于 10m

附 录 B

(规范性附录)

水电水利工程边坡结构分类

B.1 水电水利工程岩质边坡结构可按表 B.1 划分。

表 B.1 水电水利工程岩质边坡结构分类表

序号	边坡结构		岩石类型	岩体特征	边坡稳定特征
1	块状结构		岩浆岩、中厚深变质岩、厚层沉积岩、厚层火山岩	结构面不发育，多为硬性结构面，软弱面较少	边坡破坏以崩塌和块体滑动为主，稳定性受断裂结构面控制
2	层状结构	层状同向结构	各种层厚的沉积岩、层状变质岩、多轮回喷发火山岩	边坡与层面同倾向、走向夹角一般小于 30° ，层面裂隙或层间错动带发育	切脚坡易发生滑动破坏，插入坡在岩层较薄倾角较陡时易发生溃屈或倾倒破坏。层面、软弱夹层或顺层结构面常形成滑动面
		层状反向结构		边坡与层面反倾向、走向夹角一般小于 30° ，层面裂隙或层间错动带发育	岩层较陡时易发生倾倒破坏，千枚岩或薄层状岩石表层倾倒比较普遍。抗滑稳定性差，稳定性受断裂结构面控制
		层状横向结构		边坡与层面走向夹角一般大于 60° ，层面裂隙或层间错动带发育	边坡稳定性好，稳定性受断裂结构面控制
		层状斜向结构		边坡与层面走向夹角一般大于 30° 、小于 60° ，层面裂隙或层间错动带发育	边坡稳定性较好，斜向同向坡一般在浅表层易发生楔形体滑动，稳定性受顺层结构面与断裂结构面组合控制
		层状平叠结构		岩层近水平状，多为沉积岩，层间错动带一般不发育	边坡稳定性好，沿软弱夹层可能发生侧向拉张或流动

表 B.1 (续)

序号	边坡结构	岩石类型	岩体特征	边坡稳定特征
3	碎裂结构	一般为断层构造岩带、劈理带、裂隙密集带	断裂结构面或原生节理、风化裂隙发育, 岩体较破碎	边坡稳定性较差, 易发生崩塌、剥落, 抗滑稳定性受断裂结构面控制
4	散体结构	一般为未胶结的断层破碎带、全风化带、松动岩体	由岩块、岩屑和泥质物组成	边坡稳定性差, 易发生弧面型滑动和沿其底面滑动

B.2 水电水利工程土质边坡结构可按表 B.2 划分。

表 B.2 水电水利工程土质边坡分类表

序号	边坡类型	基本特征	边坡稳定特征
1	黏性土边坡	以黏土颗粒为主, 一般干时坚硬开裂遇水膨胀崩解, 干湿效应明显。某些黏土具大孔隙性(山西南部); 某些黏土甚坚固(南方网纹红土); 某些黏土呈半成岩状, 但可溶盐含量高(黄河上游); 某些黏土具有水平层理(淮河下游)	影响边坡稳定的主要因素有: 矿物成分, 特别是亲水、膨胀、溶滤性矿物含量; 节理裂隙的发育状况; 水的作用; 冻融作用。主要变形破坏形式有: 滑动, 因冻融产生剥落、坍塌
2	砂性土边坡	以砂性土为主, 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	影响边坡稳定的主要因素有: 颗粒成分及均匀程度, 含水情况, 振动, 外水及地下水作用, 密实程度。含水饱和的均质砂性土边坡, 在振动力作用下易产生液化滑动; 其他变形破坏形式主要有管涌、流土、坍塌、剥落
3	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, 有些呈固结状, 有时呈多元结构	边坡稳定主要受水的作用, 因遇水湿陷, 或水对边坡浸泡, 水下渗使下部隔水黏土层泥化等。主要变形破坏形式有崩塌、张裂、湿陷和滑坡等
4	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	易产生滑坡、塑流变形、坍塌, 边坡难以成形

表 B.2 (续)

序号	边坡类型	基本特征	边坡稳定特征
5	膨胀土边坡	具有特殊物理力学特性, 因富含蒙脱石等易膨胀矿物, 内摩擦角很小, 干湿效应明显	干湿变化和水的作用对此类边坡稳定影响较大, 易产生浅层滑坡和浅层崩解
6	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	边坡稳定受黏土颗粒的含量及分布特征、坡体含水情况及下伏基岩面产状影响较大, 易产生滑坡或坍塌
7	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	下伏基岩面产状、水对土层浸泡以及水渗入土体对此类边坡稳定影响较大。易产生沿下伏基岩面的土层滑动、土层局部坍塌以及上部岩体沿土层蠕动或错落

附 录 C

(规范性附录)

边坡变形破坏分类及滑坡分类

C.1 边坡变形破坏类型可按表 C.1 划分。

表 C.1 边坡变形破坏分类表

变形破坏类型		变形破坏特征
崩塌		边坡岩体坠落或滚动
滑动	平面型	边坡岩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质边坡沿弧形滑动面滑动
	楔形体	结构面组合的楔形体，沿滑动面交线方向滑动
蠕变	倾倒	层状结构边坡，表部岩层逐渐向外弯曲、倾倒
	溃屈	层状同向结构边坡，岩层倾角与坡角大致相似，边坡沿层面滑动下部岩层逐渐向外鼓起，产生层面拉裂和脱开，继续发展可发生后缘顺层前缘切层的滑动
	侧向拉张	双层结构的边坡，下部软岩产生塑性变形或流动，使上部岩层发生扩展、移动张裂和下沉
流动		崩塌碎屑类堆积向坡脚流动形成碎屑流

C.2 滑坡可按表 C.2 划分。

表 C.2 滑坡分类表

分类依据	分类名称	特征概述
成因类型	自然滑坡	自然因素如河流冲刷、降雨、冻融、地震等导致的滑坡
	工程滑坡	人类工程活动如开挖、用水排放、建筑物加载等导致的滑坡
滑面特征	顺层滑坡	顺岩体层面形成滑坡，常具有沿多层次滑动的可能

表 C.2 (续)

分类依据	分类名称	特征概述
滑面特征	切层滑坡	一般沿断裂结构面发生滑动
	复合型滑坡	不同类型的层面、结构面复合形成滑动面
	堆积体滑坡	多沿各种类型堆积体底面,或在堆积体内部发生弧面形滑动
	倾倒地滑坡	沿倾倒地底部岩层折断面滑动,常形成破碎滑动带
	溃屈滑坡	后缘顺层前缘膨胀、溃屈,沿折断面形成滑动破碎带
滑动机制	推移式滑坡	主滑力在上部,推挤下部而失稳,多为整体式滑动,滑速较快
	牵引式滑坡	下部先滑动,牵引上部失稳,多为解体式滑动,滑速较慢
稳定状态	活滑坡	正在活动或季节性活动的滑坡
	老滑坡	自然条件下存在失稳条件但暂不活动的滑坡
	古滑坡	自然状态下已丧失失稳条件的滑坡,或称死滑坡
滑坡厚度	浅层滑坡	滑体厚度小于 10m
	中层滑坡	滑体厚度 10m~25m
	深层滑坡	滑体厚度大于 25m
滑体体积	小型滑坡	小于 10 万 m^3
	中型滑坡	10 万 m^3 ~100 万 m^3
	大型滑坡	100 万 m^3 ~1000 万 m^3
	特大型滑坡	1000 万 m^3 ~1 亿 m^3
	巨型滑坡	大于 1 亿 m^3

附 录 D

(规范性附录)

边坡稳定性的可靠度评价

D.1 当必须进行可靠度评价时,采用基于安全系数的方法。在传统安全系数基础上定义功能函数:

$$F(x_1, x_2, \dots, x_n) - 1 = 0 \quad (\text{D.1})$$

$$\ln F(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (\text{D.2})$$

式中:

F ——安全系数;

x_1, x_2, \dots, x_n ——影响安全系数的因数,例如岩体自重、地下水压力、岩体抗剪强度参数等。

相应的可靠指标为:

$$\beta = (\mu_F - 1) / \sigma_F \quad (\text{D.3})$$

或
$$\beta = (\mu_F - 1) / \mu_F V_F \quad (\text{D.4})$$

式中:

μ_F ——安全系数的平均值;

σ_F ——安全系数的标准差;

V_F ——安全系数的变异系数。

D.2 建议采用 J.M.Duncan 的简易分析方法求安全系数的标准差,其步骤为:

D.2.1 确定影响边坡稳定性各有关因数的最可能值,并以常规的边坡稳定分析方法计算安全系数的最可能值 F_{MLV} 。鉴于可靠度分析是基于统计概率基础上的评价方法,计算中岩土物理力学参数应取平均值。

D.2.2 以试验统计方法,或采用经验的平均值和变异系数,或以“ 3σ 准则”方法,估算各不确定性参数的标准差。这些不确定性

参数一般是地下水压力和岩体及滑面的抗剪强度参数 f 或内摩擦角 ϕ 、 c 等。所谓“ 3σ 准则”方法即：认为不确定性参数服从正态分布，则其平均值（在正态分布情况下即最可能值，下同）加、减 3 倍标准差 σ 构成的分布范围将涵盖整个概率分布的 99.73%，因此可凭专业人员的经验，估计参数变化可能的上、下限值，将其差值除以 6，即可采用为该参数的标准差。例如对摩擦系数 f 即有如下关系：

$$\sigma_f = (f_{ub} - f_{lb}) / 6 \quad (D.5)$$

$$\mu_f = f_{ub} - 3\sigma_f \quad (D.6)$$

或
$$\mu_f = f_{lb} + 3\sigma_f \quad (D.7)$$

式中：

μ_f ——摩擦系数的平均值；

σ_f ——摩擦系数的标准差；

f_{lb} ——摩擦系数的经验下限值；

f_{ub} ——摩擦系数的经验上限值。

对其他不确定性参数也可由此类推，根据经验的上、下限值求出其标准差或平均值。

D.2.3 在保持其他参数为最可能值不变的情况下，将每一参数的最可能值加一个标准差和减一个标准差分别计算安全系数 F^+ 值和 F^- 值。若变化的参数一共有 n 个，就要进行 $2n$ 次计算，这将得出 n 个 F^+ 值和 n 个 F^- 值。根据每个参数的 F^+ 值和 F^- 值计算其 ΔF 值。根据式 (D.8)、(D.9) 计算安全系数的标准差 σ_F 和变异系数 V_F 。

$$\sigma_F = [(\Delta F_1/2)^2 + (\Delta F_2/2)^2 + \cdots + (\Delta F_n/2)^2]^{1/2} \quad (D.8)$$

$$V_F = \sigma_F / F_{MLV} \quad (D.9)$$

$$\Delta F_1 = (F_1^+ - F_1^-) \quad (D.10)$$

式中：

F_1^+ ——对第一个参数的最可能值增加一个标准差后计算出的安全系数;

F_1^- ——对第一个参数的最可能值减少一个标准差后计算出的安全系数。

例如, 某一滑坡稳定分析中, 孔隙水压力 U 和滑面的摩擦系数 f 、凝聚力 c 是不确定参数。安全系数的标准差可按以下步骤求出:

D.2.3.1 首先保持摩擦系数和凝聚力平均值不变, 即保持 μ_f 和 μ_c 不变, 将孔隙水压力的平均值 μ_U 分别加、减孔隙水的标准差 σ_U , 即: $\mu_U^+ = \mu_U + \sigma_U, \mu_U^- = \mu_U - \sigma_U$, 分别与 μ_f 和 μ_c 一起, 代入稳定分析计算公式, 求出相应两个安全系数 F_U^+ 和 F_U^- 。将这两个安全系数相减, 得出 $\Delta F_U = F_U^- - F_U^+$ 。

D.2.3.2 保持孔隙水压力和凝聚力平均值不变, 即保持 μ_U 和 μ_c 不变, 将摩擦系数的平均值 μ_f 分别加、减摩擦系数的标准差 σ_f , 即: $\mu_f^+ = \mu_f + \sigma_f, \mu_f^- = \mu_f - \sigma_f$, 分别与 μ_U 和 μ_c 一起, 代入稳定分析计算公式, 求出相应两个安全系数 F_f^+ 和 F_f^- 。将这两个安全系数相减, 得出 $\Delta F_f = F_f^+ - F_f^-$;

D.2.3.3 保持孔隙水压力和摩擦系数平均值不变, 即保持 μ_U 和 μ_f 不变, 将凝聚力的平均值 μ_c 分别加、减凝聚力的标准差 σ_c , 即: $\mu_c^+ = \mu_c + \sigma_c, \mu_c^- = \mu_c - \sigma_c$, 分别与 μ_U 和 μ_f 一起, 代入稳定分析计算公式, 求出相应两个安全系数 F_c^+ 和 F_c^- 。将这两个安全系数相减, 得出 $\Delta F_c = F_c^+ - F_c^-$;

D.2.3.4 将上述求得的 ΔF_U 、 ΔF_f 和 ΔF_c 代入式 (D.11), 即可求出安全系数的标准差:

$$\sigma_F = [(\Delta F_U / 2)^2 + (\Delta F_f / 2)^2 + (\Delta F_c / 2)^2]^{1/2} \quad (\text{D.11})$$

D.2.3.5 按式 (D.12) 计算安全系数的变异系数:

$$V_F = \sigma_F / \mu_F \quad (\text{D.12})$$

D.3 若认为安全系数呈对数正态分布, 其可靠指标写为 β_{LN} , 可按式 (D.13) 计算:

$$\beta_{LN} = [\ln F_{MLV} / (1 + V_F^2)]^{1/2} / [\ln(1 + V_F^2)]^{1/2} \quad (D.13)$$

式中:

F_{MLV} —— 安全系数最可能值;

V_F —— 安全系数的变异系数。

注: J.M.Duncan 认为假设安全系数值按对数正态分布是较合理的近似。

安全系数按对数正态分布并不意味着各独立变量 (γ_{ef} , $\tan\phi$, γ_{ef} , γ_c) 也按此类型分布。用这个方法没有必要对这些变量的分布做任何假定。

如果采用正态分布, 则可以直接用式 (D.3) 计算。

D.4 用计算得到的 F_{MLV} 、 V_F 或 β_{LN} 和 β 可以计算破坏概率 P_f 值。

$$P_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (D.14)$$

式中:

$\Phi(\beta)$ —— 标准正态分布函数, 可以查正态分布表求得 P_f 与 β 的关系。其主要对应值见表 D.1。

表 D.1 破坏概率 P_f 与相应的可靠度指标 β

破坏概率 P_f	可靠度指标 β
0.50	0
0.25	0.67
0.10	1.28
0.05	1.65
0.01	2.33
0.001	3.10
0.0001	3.72
0.00001	4.25

在不同的变异系数 V_F 情况下安全系数 F 与相应的破坏概率

可按表 D.2 内插得出, 注意该安全系数是采用岩土力学强度平均值计算得出的。

表 D.2 边坡的安全系数和破坏概率

%

安全 系数 F	安全系数的变异系数 V_F									
	0.10		0.15		0.20		0.25		0.30	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
1.05	33.02	31.70	40.03	37.55	44.14	40.59	47.01	42.45	49.23	43.69
1.10	18.26	18.17	28.63	27.22	35.11	32.47	39.59	35.81	42.94	38.09
1.15	8.831	9.606	19.42	19.23	27.20	25.71	32.83	30.09	37.10	33.19
1.20	3.771	4.779	12.56	13.33	20.57	20.23	26.85	25.25	31.77	28.93
1.25	1.437	2.275	7.761	9.121	15.20	15.87	21.68	21.19	26.98	25.25
1.30	0.494	1.051	4.606	6.197	11.01	12.43	17.30	17.80	22.76	22.09
1.40	0.044	0.214	1.459	2.841	5.480	7.656	10.69	12.66	15.88	17.05
1.50	0.003	0.043	0.410	1.313	2.569	4.779	6.380	9.121	10.85	13.33
1.60	0.000	0.009	0.105	0.621	1.148	3.040	3.707	6.681	7.294	10.57
1.80		0.000	0.006	0.152	0.206	1.313	1.178	3.772	3.176	6.924
2.00			0.000	0.043	0.034	0.621	0.355	2.275	1.340	4.779
3.00			0.000	0.000	0.000	0.043	0.001	0.383	0.016	1.313
注: 表中 A——按式 (D.4) 计算, 认为安全系数为对数正态分布; B——按式 (D.3) 计算, 认为安全系数为正态分布。 * 若岩土体自重变化可忽略不计, 地下水压力取最大值并视为定量, 则此变异系数即是 岩土体抗剪强度的变异系数。										

D.5 将破坏概率除以设计基准年限, 得到年破坏概率。设计基准年限按与边坡相应的水工建筑物的设计基准期确定, 一般边坡可定为 50 年。

附 录 E

(资料性附录)

抗 滑 稳 定 计 算

E.1 条分法稳定计算

E.1.1 简化毕肖普法 (见图 E.1) 应采用式 (E.1):

$$K = \frac{\sum \{ [(W_i + V_i) \sec \alpha - u_i b_i \sec \alpha_i] \tan \phi'_i + c'_i b_i \sec \alpha_i \}}{\sum [(W_i + V_i) \sin \alpha_i + M_{Q_i} / R]} \quad (\text{E.1})$$

式中:

- W_i ——第 i 滑动条块自重;
- Q_i 、 V_i ——分别为作用在第 i 滑动条块上的外力 (包括地震力、锚索和锚桩提供的加固力和表面荷载) 在水平向和垂直向分力 (向下为正, 下同);
- u_i ——第 i 滑动条块底面的孔隙压力;
- α_i ——第 i 滑动条块底滑面的倾角;
- b_i ——第 i 滑动条块宽度;
- c'_i 、 ϕ'_i ——第 i 滑动条块底面的有效凝聚力和内摩擦角;
- M_{Q_i} ——第 i 滑动条块水平向外力 Q_i 对圆心的力矩;
- R ——圆弧半径;
- K ——安全系数。

E.1.2 摩根斯顿—普莱斯法 (见图 E.2) 应采用式 (E.2) ~ 式 (E.10):

$$\int_0^l p(x)s(x)dx = 0 \quad (\text{E.2})$$

$$\int_0^l p(x)s(x)t(x)dx - M_e = 0 \quad (\text{E.3})$$

其中

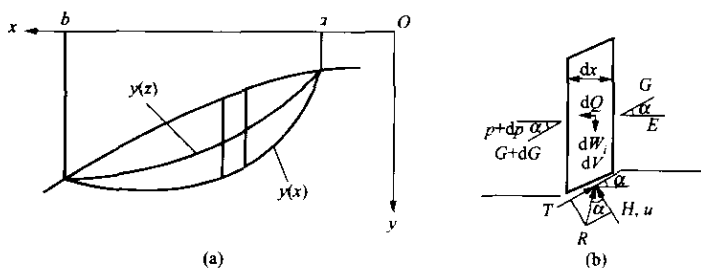


图 E.1 简化 Bishop 法计算简图

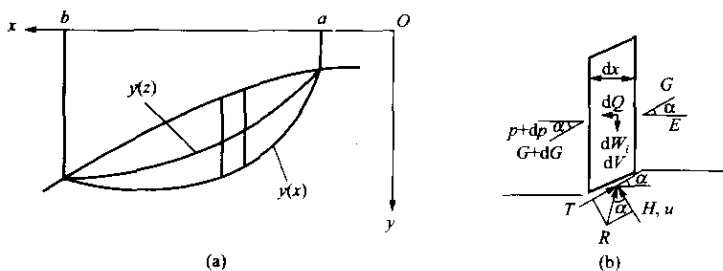


图 E.2 摩根斯顿-普莱斯法计算简图

$$p(x) = \left(\frac{dW}{dx} + \frac{dV}{dx} \right) \sin(\bar{\varphi}' - \alpha) - u \sec \alpha \sin \bar{\varphi}' + \bar{c}' \sec \alpha \cos \bar{\varphi}' - \frac{dQ}{dx} \cos(\bar{\varphi}' - \alpha) \quad (\text{E.4})$$

$$s(x) = \sec(\bar{\varphi}' - \alpha + \beta) \exp \left[- \int_a^x \tan(\bar{\varphi}' - \alpha + \beta) \frac{d\beta}{d\zeta} d\zeta \right] \quad (\text{E.5})$$

$$t(x) = \int_a^x (\sin \beta - \cos \beta \tan \alpha) \exp \left[\int_a^\zeta \tan(\bar{\varphi}' - \alpha + \beta) \frac{d\beta}{d\zeta} d\zeta \right] d\zeta \quad (\text{E.6})$$

$$M_e = \int_a^b \frac{dQ}{dx} h_e dx \quad (\text{E.7})$$

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

$$\tan \tilde{\phi}' = \frac{\tan \phi'}{K} \quad (\text{E.9})$$

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

式中:

dx ——条块宽度;

c' 、 ϕ' ——条块底面的有效凝聚力和内摩擦角;

dW ——条块重量;

u ——作用于条块底面的孔隙压力;

α ——条块底面与水平面的夹角;

dQ 、 dV ——分别为作用在条块上的外力(包括地震力、锚索和锚桩提供的加固力和表面荷载)在水平向和垂直向分力;

M_e —— dQ 对条块中点的力矩;

h_e —— dQ 的作用点到条块底面中点的垂直距离;

$f(x)$ —— $\tan \beta$ 在 x 方向的分布形状, 一般可取 $f(x)=1$;

λ ——确定 $\tan \beta$ 值的待定系数。

式 (E.2) 和式 (E.3) 中包含两个未知数, 安全系数 K 隐含于式 (E.8) 和式 (E.9) 中, 另一待定系数 λ 隐含于式 (E.10) 中, 可通过迭代求解此两未知数。

E.1.3 不平衡推力传递法(见图 E.3、图 E.4) 应采用式 (E.11) ~ 式 (E.15):

$$K = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} (R_i \prod_{j=i+1}^n \psi_j) + R_n}{\sum_{i=1}^{n-1} (T_i \prod_{j=i+1}^n \psi_j) + T_n} \quad (\text{E.11})$$

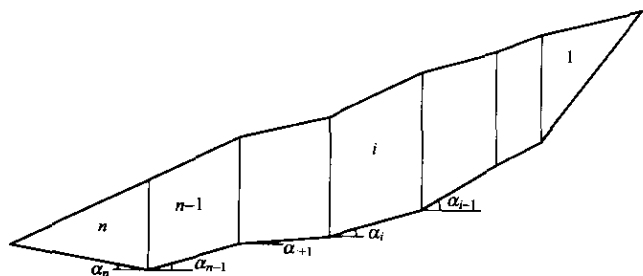


图 E.3 不平衡推力传递法滑动面形式

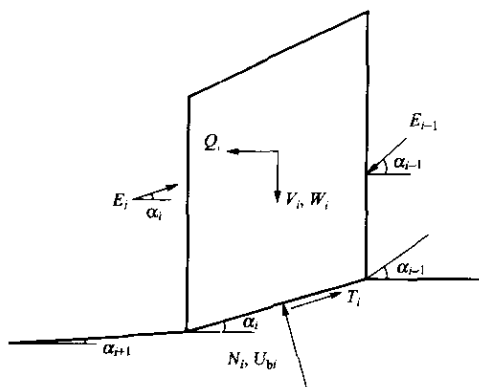


图 E.4 不平衡推力传递法计算简图

$$R_i = [(W_i + V_i) \cos \alpha_i - U_{bi} - Q_i \sin \alpha_i] \tan \varphi'_i + c'_i l_i \quad (\text{E.12})$$

$$T_i = (W_i + V_i) \sin \alpha_i + Q_i \cos \alpha_i \quad (\text{E.13})$$

$$\psi_i = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \tan \varphi'_i / K \quad (\text{E.14})$$

式中:

R_i ——第 i 滑动条块底面的抗滑力;

T_i ——第 i 滑动条块底面的滑动力;

ψ_i ——确定第 i 滑动条块界面推力的传递系数, $\psi_1 = 1$;

W_i ——第 i 滑动条块自重;

Q_i 、 V_i ——分别为作用在第 i 条块上的外力（包括地震力、锚索和锚桩提供的加固力和表面荷载）在水平向和垂直向分力；

U_{bi} ——第 i 滑动条块底面的孔隙压力；

E_{i-1} ——第 $i-1$ 滑动条块作用于第 i 滑动条块的推力；

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

α_i ——第 i 滑动条块底面与水平面的夹角；

l_i ——第 i 滑动条块底面长度；

c'_i 、 ϕ'_i ——第 i 滑动条块底面的有效凝聚力和内摩擦角；

K ——安全系数。

作用于条块界面上的推力 E_i 按式 (E.15) 确定：

$$E_i = T_i - R_i / K + \psi_i E_{i-1} \quad (\text{E.15})$$

E.1.4 Sarma 法（见图 E.5、图 E.6，未计入作用在条块上的外力）：

相应某一安全系数 K 值，使边坡处于极限平衡状态的临界水平力系数 K_c 按式 (E.16) 计算。安全系数 K 是使 K_c 为零的相应值，可通过迭代求解。

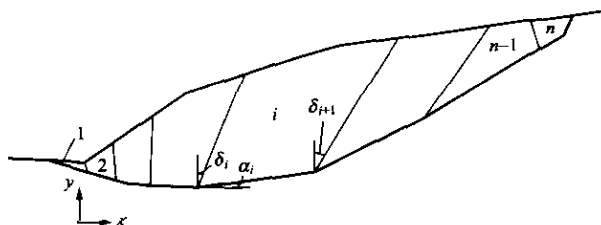


图 E.5 Sarma 法滑动面示意图

$$\tilde{c}'_{si} = c'_{si}/K \quad (\text{E.26})$$

$$\tan \tilde{\phi}'_{si+1} = \tan \phi'_{si+1}/K \quad (\text{E.27})$$

$$\tilde{c}'_{si+1} = c'_{si+1}/K \quad (\text{E.28})$$

式中:

c'_{bi} 、 ϕ'_{bi} ——第 i 条块底面上的有效凝聚力和内摩擦角;

c'_{si} 、 ϕ'_{si} ——第 i 条块第 i 侧面上的有效凝聚力和内摩擦角;

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

U_{si} 、 U_{si+1} ——第 i 条块第 i 侧面和第 $i+1$ 侧面上的孔隙压力;

U_{bi} ——第 i 条块底面上的孔隙压力;

E_i 、 X_i ——第 i 条块侧面上的法向力及剪力;

N_i 、 T_i ——第 i 条块底面上的法向力及剪力;

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, 反之为负);

α_i ——第 i 条块底面与水平面的夹角;

b_i ——第 i 条块底面水平投影长度;

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;

K_c ——地震 (水平方向) 临界加速度系数。

E.1.5 能量法 (见图 E.7) 应采用式 (E.29) 计算:

$$\begin{aligned} & \sum_{i=1}^n \lambda_i [(\tilde{c}'_{bi} \cos \tilde{\phi}'_{bi} - u_{bi} \sin \tilde{\phi}'_{bi}) b_i \sec \alpha_i] \\ & + \sum_{i=1}^{n-1} \lambda_{i+1} [(\tilde{c}'_{si} \cos \tilde{\phi}'_{si} - U_{si} \sin \tilde{\phi}'_{si}) \sec(\alpha_i + \delta_i - \tilde{\phi}'_{bi} - \tilde{\phi}'_{si}) \sin(\Delta \alpha_i - \Delta \tilde{\phi}'_{bi}) d_i] \\ & = \sum_{i=1}^n \lambda_i [(W_i + V_i) \sin(\alpha_i - \tilde{\phi}'_{bi}) + Q_i \cos(\alpha_i - \tilde{\phi}'_{bi})] \end{aligned} \quad (\text{E.29})$$

$$\lambda_i = \begin{cases} 1 & i=1 \\ \prod_{k=2}^i \frac{\cos(\alpha_j^1 + \delta_j - \tilde{\phi}_{bj}^1 - \tilde{\phi}_{sj})}{\cos(\alpha_j^r + \delta_j - \tilde{\phi}_{bj}^r - \tilde{\phi}_{sj})} & i=2, 3, \dots, n-1 \end{cases} \quad (\text{E.30})$$

$$\tan \bar{\varphi}'_{bi} = \frac{\tan \varphi'_{bi}}{K} \quad (\text{E.31})$$

$$\bar{c}'_{bi} = \frac{c'_{bi}}{K} \quad (\text{E.32})$$

$$\tan \bar{\varphi}'_{si} = \frac{\tan \varphi'_{si}}{K} \quad (\text{E.33})$$

$$\bar{c}'_{si} = \frac{c'_{si}}{K} \quad (\text{E.34})$$

$$\tan \bar{\varphi}'_{lj} = \frac{\tan \varphi'_{lj}}{K} \quad (\text{E.35})$$

$$\tan \bar{\varphi}^r_{bj} = \frac{\tan \varphi^r_{bj}}{K} \quad (\text{E.36})$$

$$\tan \bar{\varphi}_{sj} = \frac{\tan \varphi'_{sj}}{K} \quad (\text{E.37})$$

式中:

W_i ——第 i 个条块自重;

H_i, Q_i, V_i ——分别为作用在第 i 条块上的外力 (包括地震力、锚索和锚桩提供的加固力和表面荷载) 在水平向和垂直向分力;

U_{bi} ——第 i 个条块底面孔隙压力;

b_i ——第 i 个条块底面水平投影长度;

d_i ——第 i 个侧面的长度;

α_i ——第 i 个条块底面的倾角;

δ_i, δ_j ——分别为第 i, j 个侧面的倾角 (由正 y 轴转向正 x 轴方向为正);

c'_{bi}, φ'_{bi} ——第 i 条块底面上的有效凝聚力和内摩擦角;

c'_{si}, φ'_{si} ——第 i 条块侧面上的有效凝聚力和内摩擦角;

$\varphi^l_{bj}, \varphi^r_{bj}$ ——分别为第 j 个侧面左侧和右侧条块底面的有

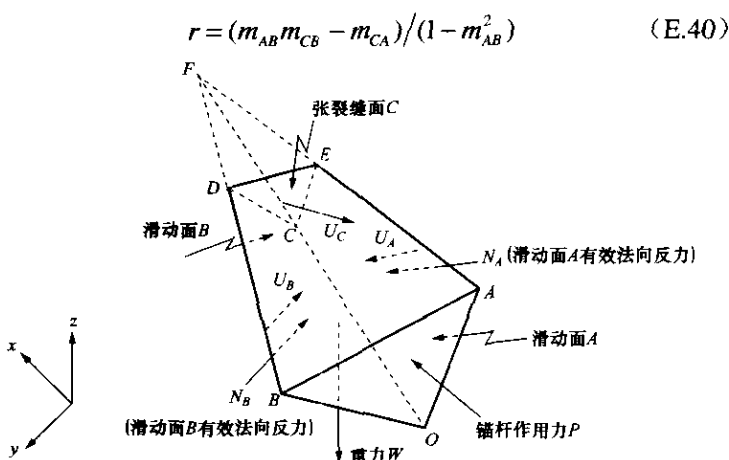


图 E.8 楔形体法计算简图

$$s = (m_{AB}m_{PB} - m_{PA}) / (1 - m_{AB}^2) \quad (E.41)$$

$$x = (m_{AB}m_{WA} - m_{WB}) / (1 - m_{AB}^2) \quad (E.42)$$

$$y = (m_{AB}m_{CA} - m_{CB}) / (1 - m_{AB}^2) \quad (E.43)$$

$$z = (m_{AB}m_{PA} - m_{PB}) / (1 - m_{AB}^2) \quad (E.44)$$

$$m_{AB} = \sin \psi_A \sin \psi_B \cos(\alpha_A - \alpha_B) + \cos \psi_A \cos \psi_B \quad (E.45)$$

$$m_{WA} = -\cos \psi_A \quad (E.46)$$

$$m_{WB} = -\cos \psi_B \quad (E.47)$$

$$m_{CA} = \sin \psi_A \sin \psi_C \cos(\alpha_A - \alpha_C) + \cos \psi_A \cos \psi_C \quad (E.48)$$

$$m_{CB} = \sin \psi_B \sin \psi_C \cos(\alpha_B - \alpha_C) + \cos \psi_B \cos \psi_C \quad (E.49)$$

$$m_{PA} = \cos \psi_P \sin \psi_A \cos(\alpha_P - \alpha_A) - \sin \psi_P \cos \psi_A \quad (E.50)$$

$$m_{PB} = \cos \psi_P \sin \psi_B \cos(\alpha_P - \alpha_B) - \sin \psi_P \cos \psi_B \quad (E.51)$$

$$m_{WS} = \sin \psi_S \quad (E.52)$$

$$m_{CS} = \cos \psi_S \sin \psi_C \cos(\alpha_S - \alpha_C) - \sin \psi_S \cos \psi_C \quad (\text{E.53})$$

$$m_{RS} = \cos \psi_S \cos \psi_P \cos(\alpha_S - \alpha_P) + \sin \psi_P \cos \psi_S \quad (\text{E.54})$$

式中:

A_A 、 c'_A 、 ϕ'_A ——滑动面 A 的面积、有效凝聚力和内摩擦角;

A_B 、 c'_B 、 ϕ'_B ——滑动面 B 的面积、有效凝聚力和内摩擦角;

ψ_A 、 α_A ——滑动面 A 的倾角和倾向;

ψ_B 、 α_B ——滑动面 B 的倾角和倾向;

ψ_C 、 α_C ——张裂缝面 C 的倾角和倾向;

ψ_P 、 α_P ——锚杆作用力 P 的倾角和倾向;

ψ_S 、 α_S ——滑动面 A 、 B 交线 OC 的倾角和倾向;

U_A ——滑动面 A 上的孔隙压力;

U_B ——滑动面 B 上的孔隙压力;

U_C ——张裂缝面 C 上的孔隙压力;

W ——楔形体自重;

P ——锚杆作用力。

图 E.8 中 N_A 、 N_B 、 U_C 、 W 倾角和倾向如下:

N_A 的倾角和倾向分别为 $\psi_A - 90^\circ$ 和 α_A ;

N_B 的倾角和倾向分别为 $\psi_B - 90^\circ$ 和 α_B ;

U_C 的倾角和倾向分别为 $\psi_C - 90^\circ$ 和 α_C ;

W 的倾角为 90° 。

以下各深度静水压力均按叠加一增量 $\beta\gamma\Delta h$ 计算。

F.2.1 无排水措施时，按示意图中 ΔACG 计算。

F.2.2 当坡内在地下水位以下深度为 h_0 处有排水措施时，认为该处静水压力为0，作用的静水压力按示意图中 ΔACF 计算，即：以深度为 $(2/3)h_0$ 处为界，其上方静水压力按正的直角三角形分布，其下方静水压力按倒的直角三角形分布。

F.2.3 对南方多雨地区，或气象记录有连续大雨5h以上，且地面未设防渗层时，地下水位可升至地面。对北方干旱地区，或地面加设防渗层，地下水面应适当低于地面。

F.3 当地下排水设施不能有效排水时，该深度静水压力应大于0，可根据分析判断设定。

附 录 G

(资料性附录)

边坡岩土体的力学参数

G.1 岩质边坡抗剪(断)强度参数取值

G.1.1 边坡岩体抗剪断强度。

G.1.1.1 具有整体块状结构、层状结构的硬质岩体,呈脆性破坏时,采用峰值强度参数概率分布的 0.2 分位值、或小值平均值、或优定斜率法的下限值作为标准值。

G.1.1.2 具有无充填、闭合的镶嵌碎裂结构、碎裂结构及隐微裂隙发育岩体,呈塑性破坏或弹塑性破坏时,采用屈服强度的平均值作为标准值。

G.1.1.3 无特定控制性结构面的各向同性节理岩体的抗剪强度,可以采用霍克—布朗岩体破坏准则和 GSI 或 RMR 系统,结合岩体质量分级和试验成果确定。该方法见附录 H。

G.1.2 规划、预可行性研究阶段,当边坡岩体力学参数试验资料不足时,可结合边坡地质条件,根据表 G.1 进行折减选择地质建议值或设计采用值(转摘 GB 50287 附录 D.0.3 条)。

表 G.1 边坡参照使用的岩体力学参数

岩体 分类	混凝土与岩体		岩体		变形模量
	f'	c' MPa	f'	c' MPa	E_0 GPa
I	$1.50 \geq f' > 1.30$	$1.50 \geq c' > 1.30$	$1.60 \geq f' > 1.40$	$2.50 \geq c' > 2.00$	> 20.0
II	$1.30 \geq f' > 1.10$	$1.30 \geq c' > 1.10$	$1.40 \geq f' > 1.20$	$2.00 \geq c' > 1.50$	$20.0 \geq E_0 > 10.0$
III	$1.10 \geq f' > 0.90$	$1.10 \geq c' > 0.70$	$1.20 \geq f' > 0.80$	$1.50 \geq c' > 0.70$	$10.0 \geq E_0 > 5.0$
IV	$0.90 \geq f' > 0.70$	$0.70 \geq c' > 0.30$	$0.80 \geq f' > 0.55$	$0.70 \geq c' > 0.30$	$5.0 \geq E_0 > 2.0$
V	$0.70 \geq f' > 0.40$	$0.30 \geq c' > 0.05$	$0.55 \geq f' > 0.40$	$0.30 \geq c' > 0.05$	$2.0 \geq E_0 > 0.2$
注 1: 表中 f' 、 c' 为抗剪断强度参数。					
注 2: 表中参数限于硬质岩, 软质岩应根据软化系数折减。					

G.1.3 规划、预可行性研究阶段，当结构面、软弱层、断层的抗剪断强度试验资料不足时，可结合边坡地质条件，根据表 G2 进行折减选择地质建议值或设计采用值（转摘 GB 50287 附录 D.0.5 条）。

表 G.2 岩体结构面、软弱层和断层的抗剪断强度参数

类 型		f'	c' MPa
硬性结构面	胶结的结构面	0.80~0.60	0.250~0.100
	无填充的结构面	0.70~0.45	0.150~0.050
软弱结构面	岩块岩屑型	0.55~0.45	0.250~0.100
	岩屑夹泥型	0.45~0.35	0.100~0.050
	泥夹岩屑型	0.35~0.25	0.050~0.020
	泥膜、泥化夹层	0.25~0.18	0.005~0.002

G.1.4 稳定且尚无变形迹象的工程边坡，应考虑其变形或稳定标准，确定岩土体和结构面抗剪（断）强度参数的设计采用值。

G.1.4.1 地基边坡物理力学性质参数宜按下述原则确定：

- 1) 软弱结构面采用与允许变形量相应的强度，或屈服强度，或流变强度标准值或地质建议值作为设计采用值。
- 2) 硬性结构面采用比例极限强度标准值或地质建议值作为设计采用值。
- 3) 成组节理按其采用的优势方向考虑其连通率，计入岩桥效应，按比例极限标准值或地质建议值作为设计采用值。
- 4) 岩体变形模量或弹性模量根据建筑物最大作用下相应变形曲线关系的相应标准值或地质建议值作为设计采用值。

G.1.4.2 非地基边坡：处于稳定状态的自然边坡和采用控制爆破、边挖边锚及先固后挖的人工边坡，其抗剪强度参数可按下述原则确定：

- 1) 软弱结构面采用峰值抗剪强度的标准值或地质建议值作为设计采用值。
- 2) 硬性结构面采用抗剪断峰值强度标准值或地质建议值作为设计采用值。
- 3) 成组节理按其采用的优势方向考虑其连通率, 计入岩桥效应, 按抗剪断峰值标准值或地质建议值作为设计采用值。

G.1.5 变形边坡稳定分析采用的岩土物理力学参数宜按以下规定执行:

根据边坡岩体变形程度, 可按传统稳定安全系数等于 1.05~1 的极限平衡条件反算综合强度参数。当变形边坡接近破坏时, 可认为稳定系数等于 1。

G.1.6 滑坡或已失稳岩体边坡稳定分析采用的物理力学参数宜按以下规定执行:

1 滑面和滑体内部已经开裂的结构面摩擦系数采用残余强度作为标准值, 凝聚力忽略不计。

2 根据滑动速度和岩体破坏程度, 可按安全系数等于 0.95~0.99 反算发生滑动时滑面的强度参数, 反算时凝聚力可采用较小值或忽略不计。

G.2 土质边坡抗剪强度取值

G.2.1 边坡土体抗剪强度取值。

G.2.1.1 土的抗剪强度, 直剪试验宜采用峰值。强度指标的标准值应取试验资料的小值平均值或概率分布的 0.2 分位值。

G.2.1.2 除人工堆积土边坡可采用扰动土样外, 土体试样应尽量采用原状样, 当原状样难于取得时应采用模拟原状的扰动样。

G.2.1.3 地下水浸润线以上土体采用天然原状土试验成果, 地下水浸润线以下土体采用饱和原状土试验成果。

G.2.1.4 砂性土质边坡, 宜采用有效应力法计算抗滑稳定安全系

数。抗剪强度参数试验方法可采用三轴仪固结排水剪 (CD) 和直剪仪慢剪 (S)。

G.2.1.5 黏性土质边坡, 宜采用有效应力法计算抗滑稳定安全系数。抗剪强度参数试验方法可采用三轴仪固结排水剪 (CD), 或测孔隙水压力的固结不排水剪 (CU), 直剪仪慢剪 (S)。当采用总应力法计算时, 试验方法为: 三轴仪固结不排水剪 (CU), 直剪仪固结快剪 (CQ)。

G.2.1.6 具有流变特性的特殊土边坡, 应采用流变强度。

G.2.1.7 滑坡和大变形土体边坡的滑带土可采用扰动土样的残余强度小值平均值, 应特别注意含水量变化对土体强度的影响, 采用天然或饱和含水量。

G.2.2 应根据边坡稳定状态采用相应抗剪强度参数: 稳定边坡和变形边坡以峰值强度为基础, 已失稳边坡以残余强度为基础。

G.2.3 可根据边坡的临界稳定状态反算推求滑面的综合抗剪强度参数, 一般来说, 变形边坡抗滑稳定安全系数取 1.05~1, 失稳边坡抗滑稳定安全系数取 0.95~0.99。

附录 H

(资料性附录)

确定各向同性节理岩体抗剪强度的 RMR 与 GSI 系统

H.1 岩体的质量指标 RMR 按表 H.1 定。

表 H.1 RMR 系统分类及其评分值表

分类参数			数值范围						
1	完整 岩石 强度 MPa	点荷载 强度指 标	>10	4~10	2~4	1~2	建议使用单轴 抗压强度		
		单轴 抗压 强度	>250	100~250	50~100	25~50	5~ 25	1~5	<1
	评分值		15	12	7	4	2	1	0
2	岩芯质量指标 RQD %		90~100	75~90	50~75	25~50	<25		
	评分值		20	17	13	8	3		
3	节理间距 cm		>200	60~200	20~60	6~20	<6		
	评分值		20	15	10	8	5		
4	节理条件		面很粗糙,节理不连续,宽度为0,节理面岩石未风化	面稍粗糙,宽度小于1mm,节理面岩石轻微风化	面稍粗糙,宽度小于1mm,节理面岩石严重风化	面光滑或含厚度小于5mm的软弱夹层,节理开口宽度1mm~5mm,节理连续	含厚度大于5mm的软弱夹层,开口宽度5mm,节理连续		
	评分值		30	25	20	10	0		

表 H.1 (续)







分类参数			数值范围				
5	地下水	每 10m 长的隧 洞涌水 L/min	0	<10	10~25	25~125	>125
		节理水 压力/ 最大主 应力	0	<0.1	0.1~0.2	0.2~0.5	>0.5
		总条件	完全干燥	湿	滴水	流水	
		评分值	15	10	7	4	0

注：在应用 RMR 确定强度指标时，地下水系数一律取 15，有关地下水的影响在稳定分析中将通过计入孔隙水压力予以考虑，故不在此重复考虑。

H.2 岩石的地质强度指标 GSI 可以通过表 H.2 确定。表 H.2 节理岩体地质强度指标 (GSI 值)

节理岩体地质强度指标 (Hoek and Marinos, 2000)。从岩性、岩体结构和结构面表面特征确定平均 GSI 值。不必试图太精确, 引用范围值 $GSI=33\sim37$ 比取 $GSI=35$ 更切实际。此表不适用于由结构面控制破坏的情形。那些与开挖面具有不利组合平直的软弱结构面将控制岩体特性。有地下水存在的岩体中抗剪强度会因含水状态的变化趋向恶化, 在非常差的岩类中进行岩体开挖时, 遇潮湿条件, GSI 取值应在图中往右移, 水压力的作用通过有效应力分析解决或处理	结构面表面特征	很好: 十分粗糙, 新鲜未风化的结构面	好: 粗糙, 微风化, 结构面有铁质渲染	中等: 光滑, 中等风化, 有蚀变现象的结构面	差: 表面有擦痕, 强风化, 泥膜覆盖或棱角碎块	很差: 有擦痕, 强风化, 黏土覆盖或充填的结构面
		结构面表面质量由强至弱→				
岩体结构						

表 H.2 (续)

	① 完整或整体结构。完整岩体或野外大体积范围内分布有极少的间距大的结构面	90			N/A	N/A
	② 块状结构。紧密结合未扰动岩体，三组节理相互切割形成立方块体	80	70			
	③ 镶嵌结构。结构体相互咬合，由四组或更多的节理形成多面棱角块体，部分扰动		60			
	④ 块状扰动裂缝。褶曲(挠曲)由棱角块体(结构体)组成，结构体由许多相互切割的节理切割而成，层面或片理面连续			50		
	⑤ 风化岩体。块体间结合程度差，由棱角状或圆状岩块组成的严重碎裂结构岩体				40	
	⑥ 层状/剪切带。由于密集片理或剪切面作用，只有极少的块体组成的岩体				30	
					20	
						10
		N/A	N/A			

注：N/A 为不可能出现的情况。

H.3 RMR 和 GSI 的关系。

按 H.1 确定的 RMR 和按 H.2 确定的 GSI 存在以下经验关系：

$$GSI = RMR - 5 \quad (H.1)$$

H.4 GSI 或 RMR 确定抗剪强度指标。

根据 GSI 或 RMR 确定抗剪强度指标的步骤如下：

H.4.1 按表 H.3 对不同岩性按表确定完整岩石常数 m_i

表 H.3 按岩组确定完整岩石常数 m_1

岩石类型	等级	岩组	岩 石 结 构			
			粗粒	中粒	细粒	极细粒
沉积岩	碎屑岩类		砾岩* 角砾岩*	砂岩 17±4	粉砂岩 7±2 杂砂岩 (18±3)	粘土岩 4±2 页岩 (6±2) 泥灰岩 (7±2)
	碎屑岩	碳酸盐类	粗晶石灰岩 (12±3)	亮晶石灰岩 (10±2)	微晶石灰岩 (9±2)	白云岩 (9±3)
		蒸发岩类		石膏 8±2	硬石膏 12±2	
		有机质类				白垩 7±2
变质岩	无片状构造		大理岩 9±3	角页岩 (19±4) 变质砂岩 (19±3)	石英岩 20±3	
	微状构造		混合岩 (29±3)	角闪岩 26±6	片麻岩 28±5	
	片状构造**			片岩 12±3	千枚岩 (7±3)	板岩 7±4
火成岩	深成岩	浅色	花岗岩 32±3 闪长岩 25±5 花岗闪长岩 (29±3)			
		黑色	辉长岩 27±3 粗粒玄岩 (16±5) 长岩 20±5			
	浅成岩		斑岩 (20±5)		辉绿岩 (15±5)	橄榄岩 (25±5)
	喷出岩	熔岩		流纹岩 (25±5) 安山岩 25±5	石英安长岩 (25±3) 玄武岩 (25±5)	
		火山碎屑岩	集块岩 (19±3)	角砾岩 (19±5)	凝灰岩 (13±5)	

* 砾岩、角砾岩的 m_1 取值范围很宽，取决于胶结成分的性质和胶结程度，其值变化范围可从相当于砂岩至细粒沉积物（甚至可能小于 10）。

** 该值是在完整岩石试样上垂直于层面或片理面得到。若沿弱面破坏，则 m_1 值将与点荷载试验值有明显不同。

注：注意表中括号内的值为估计值，不同材料的取值范围取决于结晶构造的粒度和咬合状态——取值越高，对应的结晶颗粒咬合越紧密且摩擦越大。

H.4.2 在 GSI 基础上确定强度指标 Hoek—Brown 通用经验公式为:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (\text{H.2})$$

上式中的 m_b , s 和 a 为岩体材料常数, 可按以下两种情况求解:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) \quad (\text{H.3})$$

当 $GSI > 25$ (非扰动岩体):

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) \quad (\text{H.4})$$

$$a = 0.5 \quad (\text{H.5})$$

当 $GSI < 25$ (非扰动岩体):

$$s = 0 \quad (\text{H.6})$$

$$a = 0.65 - \frac{GSI}{200} \quad (\text{H.7})$$

H.4.3 确定抗剪强度指标。

可按式 (H.2) 通过拟合确定抗剪强度指标 (Hoek 提供了一个电子表格, 可参考)。也可采用以下近似方法。相应某一有效法向应力 σ_n , 抗剪强度 τ 可表示为:

$$\tau = (\cot \phi'_i - \cos \phi'_i) \frac{m \sigma_c}{8} \quad (\text{H.8})$$

式中:

σ_c ——完整岩石的单轴抗压强度。

$$\phi'_i = \arctan \frac{1}{\sqrt{4h \cos^2 \theta - 1}} \quad (\text{H.9})$$

$$\theta = 30 + \frac{1}{3} \arctan \frac{1}{\sqrt{h^3 - 1}} \quad (\text{H.10})$$

$$h = 1 + \frac{16(m\sigma_n + s\sigma_c)}{3m^2\sigma_c} \quad (\text{H.11})$$

通过式 (H.8) 确定不同法向应力水平 σ_n 的剪应力 τ , 然后通过线性回归的方法确定在此应力水平邻近线性化后的 c 和 ϕ 值。

H.5 使用 RMR 和 GSI 确定抗剪强度指标的具体规定。

1 对于没有很好的控制爆破措施的边坡, 应对所获得的 GSI 评分减去 10 分。

2 在使用条文说明中介绍的 Hoek 提供的电子表格进行强度指标的拟合成果时, c 值应减少 25%。

3 当存在地下水时, 对 σ_c 宜取湿单轴抗压强度。

4 在进行 RMR 和 GSI 计分和按式 (G.8) 确定抗剪强度时输入的所有力学参数均为相应概率分布的 0.2 分位值。

附录 I

(资料性附录)

抗滑桩计算

I.1 抗滑桩单桩所受推力方向与滑体滑动方向平行, 单排单桩所受推力大小按桩中心两侧各 1/2 中心距范围内滑动岩土体满足设计安全系数要求所需平衡的剩余下滑力计算。

I.2 抗滑桩所受推力可根据滑坡体的物质结构和变形滑移特性, 按三角形、矩形或梯形分布考虑。

I.3 单桩承载面积应按桩的计算宽度计算。对于单桩或单排桩:

矩形截面桩, 当 $b \geq 1\text{m}$ 时, $b_p = b + 1$ (I.1)

当 $b < 1\text{m}$ 时, $b_p = 1.5b + 0.5$ (I.2)

圆形截面桩, 当 $d \geq 1\text{m}$ 时, $b_p = 0.9(d + 1)$ (I.3)

当 $d < 1\text{m}$ 时, $b_p = 0.9(1.5d + 0.5)$ (I.4)

式中:

b_p ——桩的计算宽度, m;

b ——矩形桩的宽度, m;

d ——圆形桩的直径, m。

对单排 n 根桩的计算宽度总和, 应满足 $nb_p \leq B + 1$ (I.5)

式中:

B ——边桩外侧所包的总宽度, m。

I.4 抗滑桩桩前土自身稳定, 不被冲刷破坏时, 其桩前土压力可取桩前滑体的剩余抗滑力, 分布为矩形。当被动土压力小于滑体剩余抗滑力时, 桩前的阻滑力按被动土压力计算。桩前被动土压力可按下式计算:

$$E_p = (1/2)\gamma \times h_1 \times \tan^2[45^\circ + (\phi/2)] \quad (\text{I.6})$$

式中:

E_p ——被动土压力, kN/m;

γ ——桩前岩土体的重度, kN/m³;

Φ ——桩前岩土体的内摩擦角或等效内摩擦角, (°);

h_1 ——抗滑桩受荷段长度, m。

I.5 假定抗滑桩嵌固段为文克尔地基; 假定桩的水平位移与该处岩土体水平位移一致, 桩与岩土体之间只传递压应力, 不传递拉应力与剪应力; 假定桩顶与地面平齐, 在水平力和力矩作用下, 桩顶在地面处产生水平位移和转角。

抗滑桩嵌固段地基水平抗力系数, 或称水平基床系数、地基系数, 以下统称地基系数, 可按下式计算:

$$K=m(y+y_0)^n \quad (\text{I.7})$$

式中:

K ——嵌固段地基系数, kN/m³;

m ——地基系数随深度增加的比例系数;

n ——与岩土特性有关的参数;

y ——抗滑桩桩前滑体厚度, m;

y_0 ——嵌固段底端距滑面深度, m。

地基系数与滑床岩体特性有关, 工程常用者可简单概括为下列三种情况:

1 K 法: 地基系数为常数, $K=m$, 即在式 (I.7) 中 $n=0$, 一般认为适用于以凝聚力为主要抗剪特性的材料或小位移的情况。

2 m 法: 地基系数随深度呈线性变化, $K=my$, 即在式 (I.7) 中 $n=1$, $y_0=0$, 一般认为适用于以内摩擦为主要抗剪特性的材料, 或位移较大的情况。

3 C 法: 地基系数随深度呈外凸抛物线变化, 即在式 (I.7) 中 $0 < n < 1$, 一般取 $y_0=0$, $n=0.5$ 。

一般采用 K 法和 m 法, 第三种情况应通过现场试验确定。

抗滑桩设计地基系数的经验值参见表 I.1。

I.6 抗滑桩底和桩侧岩土压力应小于相应岩土强度的设计值。抗滑桩嵌固段围岩允许侧压力可按以下计算式确定：

1 较完整硬质岩体。

$$\sigma_{\text{MAX}} \leq \rho_1 \times R \quad (\text{I.8})$$

式中：

σ_{MAX} ——嵌固段围岩允许最大侧压力值，MPa；

ρ_1 ——折减系数，与岩土特性有关，可根据实际情况取 0.1~0.5；

R ——岩石单轴抗压强度，MPa。

2 严重风化破碎岩层、堆积体或土体。

$$\sigma_{\text{MAX}} \leq \rho_2 \times (\sigma_p - \sigma_A) \quad (\text{I.9})$$

式中：

σ_{MAX} ——嵌固段岩土体允许最大侧压力值，MPa；

ρ_2 ——折减系数，与岩土特性有关，可根据实际情况取 0.5~1.0；

σ_p ——桩前被动土压力，MPa；

σ_A ——桩后主动土压力，MPa。

表 I.1 岩石物理力学指标与抗滑桩地基系数 K 值表

地层种类	内摩擦角	弹性模量 E_0 10 ⁴ kPa	泊松比 μ	地基系数 K 10 ⁴ kPa/m (kN/m ³)
细粒花岗岩、正长岩、辉绿岩、玢岩	80° 以上	5430~6900 6700~7870	0.25~0.30 0.28	2.0~2.5 2.5
中粒花岗岩、粗粒正长岩、坚硬白云岩	80° 以上	5430~6500	0.25 0.25	1.8~2.0
坚硬石灰岩、坚硬砂岩 大理岩、粗粒花岗岩 花岗片麻岩	80° 以上	4400~10000 4660~5430 5430~6000	0.25~0.30	1.2~2.0

表 I.1 (续)

地层种类	内摩擦角	弹性模量 E_0 10 ⁴ kPa	泊松比 μ	地基系数 K 10 ⁴ kPa/m (kN/m ³)
较坚硬石灰岩 较坚硬砂岩 不坚硬花岗岩	75° ~ 80°	4400~9000 4460~5000 5430~6000	0.25~0.30	0.8~1.2
坚硬页岩 普通石灰岩 普通砂岩	70° ~ 75°	2000~5500 4400~8000 4600~5000	0.15~0.30 0.25~0.30 0.25~0.30	0.4~0.8
坚硬泥灰岩 较坚硬页岩 不坚硬石灰岩 不坚硬砂岩	70°	800~1200 1980~3600 4400~6000 1000~2780	0.29~0.38 0.25~0.30 0.25~0.30 0.25~0.30	0.3~0.4
较坚硬泥灰岩 普通页岩 软石灰岩	65°	700~900 1900~3000 4400~5000	0.29~0.38 0.15~0.20 0.25	0.2~0.3
不坚硬泥灰岩 硬化黏土 软片岩 硬煤	45°	30~500 10~300 500~700 50~300	0.29~0.38 0.30~0.37 0.15~0.18 0.30~0.40	0.06~0.12
密实黏土 普通煤 胶结卵石 掺石土	30° ~ 45°	10~300 50~300 50~100 50~100	0.30~0.37 0.30~0.40	0.3~0.4
注：本表引自《铁路路基支挡结构设计规则》(TBJ 25—1990)。				

I.7 在进行内力计算时，应首先判定抗滑桩属于刚性桩还是弹性桩，选用相应的内力计算公式。抗滑桩的属性根据桩的变形系数按以下计算式判定：

1 按 K 法计算的情况，桩的变形系数为 β (m⁻¹)：

$$\beta = (Kb_p/4EI)^{1/4} \quad (\text{I.10})$$

式中：

K ——地基系数，kN/m³；

b_p ——桩的计算宽度, m;

E ——桩的弹性模量, kPa;

I ——桩截面惯性矩, m^4 。

判别条件: 若 $\beta h_2 \leq 1.0$, 属刚性桩; $\beta h_2 > 1.0$, 属弹性桩。其中 h_2 为嵌固段长 (m)。

2 按 m 法计算的情况, 桩的变形系数为 α (m^{-1}):

$$\alpha = (mb_p/EI)^{1/5} \quad (I.11)$$

式中:

m ——地基系数随深度变化的比例系数, kN/m^3 , 其余符号同式 (I.10)。

判别条件: 若 $\alpha h_2 \leq 2.5$, 属刚性桩; $\alpha h_2 > 2.5$, 属弹性桩。其中 h_2 为嵌固段长。

水电水利工程边坡设计规范

条文说明

目 录

1 范围	84
4 基本规定	86
5 边坡分级与设计安全系数	88
6 边坡结构与失稳模式分析	90
6.1 一般规定	90
6.2 边坡结构模型	90
6.3 边坡破坏的运动形式分析	91
6.4 边坡的代表性剖面	92
7 边坡稳定分析	93
7.1 基本规定	93
7.2 边坡上的作用及其组合	93
7.3 岩土和加固结构的物理力学特性	96
7.4 边坡抗滑稳定分析	98
7.5 边坡应力应变分析	100
8 边坡工程治理设计	102
8.1 一般原则	102
8.2 基本规定	102
9 边坡开挖设计	104
10 边坡排水设计	106
10.1 地表排水	106
10.2 地下排水	106
11 边坡加固设计	108
11.1 边坡坡面保护	108
11.2 边坡浅表层加固	108
11.3 抗滑桩	108

11.4 抗剪洞与锚固洞	110
11.5 预应力锚索	111
12 安全监测和预警系统设计	114
12.1 一般规定	114
12.2 安全监测系统	114
12.3 边坡监测预警	115

1 范 围

本标准针对水电水利工程边坡编制，主要适用于大中型水电水利工程枢纽区主要建筑物边坡和水库区近坝库岸影响工程正常安全运行的自然边坡的治理设计。水库区的其他边坡工程可参照执行。

应该说明的是，拱坝坝肩抗力体的边坡稳定性应与抗力体的抗滑稳定结合在一起研究。拱坝设计规范关于抗力体抗滑稳定的设计标准和岩体强度的取值方法都有专门的规定，但是其边坡稳定性的分析方法仍可参照本标准执行。

水库滑坡和潜在不稳定边坡的稳定性在工程地质勘察报告中都有分析和结论。设计者只对那些破坏风险度大的水库滑坡和可能失稳的岸坡进行分析和设计。

近年来，西南、西北地区的水电水利工程勘察、设计和科研都已包括了超高、特高边坡的内容，本标准适用范围在边坡高度上不作限制，使用者应根据实际情况对复杂的技术问题进行专门性研究。高度大于 300m 的边坡，常常有高地应力场的作用，也会带来失稳的高风险。例如我国正在施工的大坝为 300 米级的小湾水电站和锦屏一级水电站，都有复杂的高边坡问题。特别重要的边坡，例如三峡工程船闸边坡，其变形和稳定有严格要求。李家峡水电站坝前 300m 和 800m 的方量分别为 700 万 m^3 和 1800 万 m^3 的 I、II 号滑坡，其失稳方式对大坝安全至为重要。地质条件复杂的如龙滩水电站进水口的倾倒变形边坡等，都曾被进行专门性研究。

应该注意的是：

1 本标准是边坡设计规范而非边坡技术规范。由于水电水利工程规模大，技术复杂，有各种专业分工，各专业都有自己的设

计、施工或技术规范。边坡工程也是多专业综合性工程，与边坡有关的勘察、试验、开挖、爆破、预应力锚固、监测等，都有相应的规范或规程，本标准仅限于边坡设计，它与相关专业技术标准有相互衔接和一致性问题，使用者必须注意。

2 水电水利工程是巨大的系统工程，常包括有铁路、交通、航运、建筑等不同行业工程内容，这些行业也有关于边坡的技术规定。这些相邻行业边坡技术标准一般都有使用范围的规定。本标准在制订时对相邻行业边坡技术标准作过比较研究，与它们的基本规定没有矛盾抵触之处。

4 基 本 规 定

4.0.3 严重的高边坡问题可能影响到坝址坝线位置的选择和调整,影响到坝型和枢纽布置方案,以及施工设计方案的选择和确定,必须在整个工程的规划设计中加以考虑。例如,我国黄河拉西瓦拱坝,由于左岸Ⅱ号变形体的存在而将坝线调整上移;雅砻江锦屏一级水电站,三滩坝址因右岸变形体的存在而被放弃。位于深山峡谷区正在修建的拉西瓦和锦屏一级水电站,均借鉴我国铁路建设“宁长勿短、早进晚出”的经验,进厂公路和施工道路采用隧洞,避免了难于治理的高边坡问题。苏联已建成的托克托古尔水电站峡谷边坡高达1000m,为减少对边坡的触动,采用了特殊的重力坝型和双排机地下厂房。

4.0.4 本条规定边坡设计之前必须进行的宏观分析与规划。边坡设计是在地质勘察工作基础上,结合整个工程的规划、布置进行综合分析后才能确定其范围、目的、基本原则和设计标准。

4.0.5 工程布置区和影响区边坡都应划分类别和等级,在此基础上确定边坡应满足的安全程度。

4.0.6 在边坡设计原则、基本要求确定之后,首先进行坡形设计。设计之前需进行必要的现场查勘,参考地质建议的开挖坡比,同时要综合考虑边坡的工程目的、处理措施、施工要求以及后期维护。

4.0.7 边坡设计和加固处理措施需进行多方案的技术比较和经济比较,达到安全可靠、技术先进、经济合理。

4.0.8 国内外的边坡稳定分析仍以传统的极限平衡和强度储备安全系数方法为主,目前还不能以复杂的数值模型分析做设计的依据。

4.0.9 天然地质体和天然岩土特性再叠加施工作用,不确定性

因素很多，要分析的课题非常复杂。可靠度用于结构工程设计已有较成熟的经验，用于岩土工程设计难度较大，真正用于实践还没有成熟经验，暂时推荐采用简易可靠度分析方法。

4.0.10 地质勘察是有阶段性的，有些边坡可能在勘察完成之后又发生变化，当地质条件复杂时，地质勘察只能控制住主要的地质问题，其岩土特性是在数量有限的试验成果基础上所了解的静态条件下的特性，一旦工程施工可能出现新的变化。工程边坡是自然条件与人类活动相结合的产物，施工程序、方法、工艺、质量对边坡的稳定性有重要影响。因施工方法不当，施工质量低劣引起边坡失稳的事例是相当多的，因此必须强调根据地质勘察成果、施工地质编录资料和动态监测的反馈信息进行边坡全过程动态设计。

5 边坡分级与设计安全系数

5.0.1 根据“八五”科技攻关水电水利工程边坡登录资料，在 117 个边坡中有 42 个是枢纽工程区开挖边坡，29 个是河道边坡，46 个是水库边坡。因此，水电水利工程边坡基本可分为枢纽工程区边坡和水库边坡两类。

5.0.2 枢纽工程区边坡以大坝和各种水工建筑物、隧洞进出口开挖边坡为主，其次也有已经存在的不稳定或潜在不稳定自然边坡。枢纽工程区边坡都有明确的工程目的和治理标准，有符合设计要求的地质和试验资料，一般以确定性模型进行稳定分析。经分析论证，边坡失事仅对建筑物正常运行有影响而不危害建筑物安全和人身安全的，其边坡级别可以降低一级。

5.0.3 水库边坡中岩质边坡大部分为稳定边坡，土质边坡和堆积物边坡在库水作用下一般发生坍岸或滑坡。滑坡和不稳定边坡在地质报告中都有明确的说明。需要分析和治理的滑坡或不稳定边坡有相应的勘察、试验资料。经风险分析，确认通过安全监测可以预测、预报，并能够采取有效措施对其失稳进行防范的滑坡和不稳定体，其安全级别可以降低一级或二级。

5.0.4 根据“八五”科技攻关水电水利工程边坡登录和近期统计资料，在 48 个边坡中，设计安全系数为 1.2、1.25 和 1.3 的为 24 个，占 50%；小于 1.2 的共 12 个，占 25%；大于 1.3 的共 12 个，占 25%。

此处应该说明的是，根据 GB 50287 的规定，水电水利工程中关于岩土体强度一般取概率分布曲线的 0.25、0.20、甚至 0.10 的分位值。假定 f 值的变异系数取为 0.15， c 值的变异系数取为 0.33，我们得到的安全系数为 1.25 时，按岩土强度平均值计算的安全系数将为 1.4~1.5，其年破坏概率为 10^{-4} 级，大致相当于国

外文献中安全系数的中等水平。

5.0.6 当设计者权衡失稳风险和治理成本,认为应提高边坡稳定的可靠性,或者对边坡的变形有严格要求时,可以提高设计安全系数。例如龙滩水电站进口边坡和三峡船闸边坡,在正常工况下的安全系数都采用 1.5。在前述的 48 个边坡中,设计安全系数为 1.5 的共 6 个,占 12.5%,说明这种做法比较多。

6 边坡结构与失稳模式分析

6.1 一般规定

6.1.2 重点是首先明确哪些地段的边坡需要做稳定分析和相应的治理设计。这在工程地质勘察报告和图纸中一般都有较明确的结论。工程地质分析一般为定性方法，其结果反映为边坡稳定性评价。这些定性评价是进一步定量分析的前提。并非所有边坡都必须计算分析，更不是所有边坡都必须治理或加固。

6.2 边坡结构模型

6.2.2 岩质边坡结构模型。

1 水电水利工程中的岩土工程设计都是在将自然地质体概化为岩土体模型的基础上进行的。边坡工程设计的基本资料之一是工程地质平面图、纵横剖面图和水平切面图。凭借这些图纸设计人员在头脑中构思出边坡的立体组成和结构，即边坡的结构模型。必要时，它可以通过基岩顶板等高线图、滑面和次滑面等高线图、块体模型（地质力学模型）等表现出来。

2 建立岩质边坡结构模型时应注意结构面由大到小进行分析的原则，特别注意对软弱结构面和贯通性结构面的分析。贯通性结构面是相对的，与边坡规模大小和其所影响的建筑物重要性有关。

6.2.3 土质边坡结构模型。

1 变形边坡表明边坡已接近临界稳定状态，地质人员多称为变形体，有的称为松动体、蠕变体等，对于稳定分析和参数反演有重要意义。根据地表特征、勘探洞或勘探孔中破碎带位置和监测资料，如钻孔测斜仪、多点变位计等记录资料，可以基本建立

包括边界条件和物理力学参数的确定性模型。

2 对于非滑动模式破坏的边坡应查明其分布范围,以定性或半定量分析方法分析其可能破坏形式,确定其设计原则和治理方案。

6.2.5 失稳后边坡实际即破坏后堆积体边坡,这种堆积体包括滑坡、塌滑、崩滑和崩塌堆积体。其稳定问题包括整体滑动和局部滑动稳定。除确定其整体滑动面外,应了解其较大的内部错动面位置。

6.3 边坡破坏的运动形式分析

6.3.1 边坡破坏形式对治理决策或工程布置有重要影响的情况多见于水库近坝库岸的大体积滑坡。分析滑坡的破坏过程和滑体运动形式,采取监测,预测、预报和临时避让的方法,减少甚至避免损失,不必作造价很高的治理。

6.3.2 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、倾倒、溃屈、拉裂、流动。其中倾倒、溃屈和拉裂的最终破坏形式是滑动或流动、崩塌。一般来说,滑动破坏仍是主要破坏类型,规模较小时常表现为崩塌,遇有水的作用则转化为流动,甚至形成泥石流或碎石流。

所谓破坏过程和滑体运动形式,主要是指整体式破坏或解体式破坏,是难于预报的突然崩塌或是易于预报的逐渐加速滑动,是危害较大的快速剧滑或是危害较小的缓慢滑动甚至是蠕滑。破坏类型、形式和过程不同,其造成的损失也不同。

6.3.5 近坝库岸的高速滑坡可能产生灾害性涌浪,例如意大利瓦依昂水库滑坡和我国柘溪水库塘岩光滑坡都曾发生涌浪翻坝事故。因此,对于近坝库岸滑坡进行滑速和涌浪计算或模型试验是必要的。

6.4 边坡的代表性剖面

6.4.2 边坡潜在不稳定岩土体为三维结构体。其中最简单的三维结构体为双面滑动楔形岩体，应按三维计算。除冲沟内堆积体外，一般滑坡体底面常大致呈弧面形，中间较厚、两侧和前缘较薄，加之岩体内部裂隙切割，三维效应不大明显，作为安全储备，一般潜在不稳定岩土体宜按二维计算。边坡稳定计算剖面应平行滑动方向，滑动方向应根据实测的平均位移方向，或根据滑动面或楔形体底面交线的倾向确定。每个代表性剖面应有其明确代表的区段范围。一个大型边坡或滑坡，其各区段滑动方向不尽相同，代表性剖面也不尽平行。

6.4.3 工程地质剖面一般均应采用正常的等比例尺作图。垂直和水平方向的变比例尺歪曲了地形形状和结构面产状，不宜采用。

7 边坡稳定分析

7.1 基本规定

7.1.1 边坡稳定计算分析仅限于滑动破坏类型。倾倒和溃屈都会形成岩层的折断，倾倒岩体不一定伴随有滑动，溃屈岩体一般伴随有滑动或崩塌。对于倾倒和溃屈破坏还没有成熟的分析计算方法。

7.1.3 工程高边坡开挖一般都应进行分段开挖和加固的稳定性分析，并应满足短暂状态的安全系数要求。按治理措施的实施步骤逐步对边坡稳定性作分析计算，在许多大型边坡如天生桥二级、小浪底工程边坡不同处理阶段分析都有很好的经验。这可以减少处理量并解决好边坡的临时性支护和持久性稳定评价问题。

7.1.4 施工期间修改原有设计是正常的事，根据监测设施和地质、安全巡视获取的边坡信息，进行边坡稳定性复核，增减或改变处理措施可以使设计更加合理。

7.2 边坡上的作用及其组合

7.2.2 地下水压力作用计算动水压力时还考虑下滑面的倾角：

有的行业边坡规范当采用体力法时动水压力的计算式应为：

$$P_{wi} = \gamma_w V_i J_i \quad (1)$$

式中：

β_i ——第 i 计算条块的滑面倾角。

经过验证这种做法有误，故不采用。

所谓水库水位骤降是指地下水排出速度较慢，地下水位下降速度小于库水位下降速度，因而地下水压力增大引起边坡稳定性

下降。这种情况对于峡谷型水库危害较大。由于库水位下降的同时地下水位也在下降,因此宜按不稳定性渗流计算确定地下水压力。

水库边坡有其特殊性:其一是在初期蓄水甚至是大坝施工围堰挡水期间,水文地质条件发生空前改变,库水向库岸内渗流并引起地下水位壅高,岩土体物理力学特性也将变化;其二是水库运行期间,库水位的调节变化将改变边坡内地下水渗流状态并影响边坡稳定性。水库一般均有防洪作用,每年汛前要腾出调节库容,库水位在短期内有大幅度的降落,汛期洪水也有暴涨、暴落的情况。有些多泥沙河流,也常有泄流冲沙的运行情况。这些都可能引起地下水作用的强烈变化,导致边坡失稳或老滑坡剧烈活动。边坡稳定性分析必须对水库调度和洪水涨落规律情况进行了解,在此基础上对地下水非稳定渗流条件作必要的分析计算或假设。

泄洪雨雾作用边坡是水电水利工程独有的边坡类型。泄洪雨雾的影响范围和强度分布与泄洪水头、流量、地形、风向等有密切关系,其研究已超出本标准范围。泄洪雨雾渗入岸坡后,常在滑面或软弱夹泥层上盘形成上层滞水,滑面岩土力学强度明显降低,再加上裂隙水压力的作用,发生滑坡。实际岩体内天然地下水位可能远低于滑面位置。这种情况要求以具有上层滞水的地下水渗流模型进行稳定分析。对于我国多雨的南方,老滑坡内的上层滞水可能早已存在,泄洪雨雾主要引起短期超高地下水位,其对边坡影响可能与北方干旱地区不同,应结合当地降雨和水文地质条件进行具体分析研究。

7.2.3 加固力作用。

1 边坡表层系统锚固属于坡面保护措施,不应视为加固力。有人认为表部锚固是增加到深部滑面上的预应力,这种看法是不对的:加固的或受影响的岩体只能是锚固段根部外侧的岩体;预应力锚固的根部还将产生拉应力,这一点也应引起注意。

2 预应力锚杆或锚索的锁固力低于设计锚固力,实际也要形成被动加固力。有人主张将预应力作为减少的下滑力。例如隆德认为预应力锚固力应作为减少的下滑力(即安全系数公式分母中的一个负值)计算,这样得到的安全系数将高于按抗滑力计算的值。小浪底工程边坡在计算安全系数时曾对此法进行过比较。王俊石等(1997)经计算论证认为:按隆德建议的方法计算出的最优锚固角实际提供的锚固力,将小于按抗滑力计算的成果,因此,在锚固工程量相同时,按前者设计的安全度将小于后者,故仍应按抗滑力计算。目前也有计算公式将锚固力分解出与滑面正交的法向力乘以摩擦系数作为抗滑力,而把锚固力分解出平行滑面的预加拉力作为减少的下滑力。从物理意义上讲,下滑力是岩土体重力分解到滑面上形成的,只有从根本上改变重力的因素,才能影响下滑力的变化,例如由于孔隙水压力而减少有效应力的情况。加固措施仍应作为抗滑力对待为妥。本标准规定与水电工程预应力锚固设计标准相一致,将预应力锚固力按抗滑力计算。

7.2.4 地震作用。

对于地震基本烈度不小于Ⅶ度的地区,应参照 DL 5073 关于土石坝和拱坝拱座的规定进行边坡地震稳定分析。目前各设计单位大多对边坡采用拟静力法进行分析。一般边坡只考虑滑动方向的水平地震力作用,例如常规使用的极限平衡计算方法都是这样。边坡在地震作用下的稳定分析尚无成熟的计算方法。重要的问题之一是如何考虑地震加速度沿高度的放大效应,这对于边坡按高度和陡度的分类和稳定性评价也是重要的依据。然而无论实际经验还是试验研究都比较少,目前还难于作出任何规定。

7.2.5 基本组合:为水电水利工程正常运行期的作用组合。自重和地下水压力均为正常年雨季和汛期的状况,因为雨季地下水位升高和汛期库水位变动是每年都有的,应视为基本组合;加固力为满足设计要求的正常作用。

偶然组合:基本组合遭遇设计地震作用。

7.2.6 边坡工程设计三种设计状况是沿袭水工设计传统而来,且与《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》规定的三种设计状态是一致的,其中短暂状况又分为两种状况:一是施工状况;二是水电水利工程运行期的非常状况,包括非正常年的雨季与汛期带来的非常荷载作用,可以根据边坡的重要性选择 50 年一遇或百年一遇的降雨量或降雨强度以及同样概率的地下水位作为短暂状况的作用;或者以最大泄量放空调节库容时的水库水位骤降情况。偶然状况指水文气象正常年遭遇地震的情况。地震不与短暂状况组合。

7.3 岩土和加固结构的物理力学特性

7.3.1 水电水利工程土力学参数主要用于土坝坝坡稳定计算,岩石力学参数主要用于混凝土坝坝基抗滑稳定计算和拱坝坝肩抗力岩体的稳定计算。水电水利工程岩土试验方法与一般土力学和岩石力学试验方法没有原则性区别,但是在试验成果的整理和选择上有明显的专业特色。水电水利工程岩土力学参数的最大特点是与稳定分析计算方法和安全系数配套。由于重力坝和拱坝所用安全系数不同,参数的选取也不同。岩石力学参数要区分剪摩和纯摩情况分别提出。混凝土坝坝基岩体多位于微风化和新鲜岩石范围内,但是由于大坝的重要性,岩体和结构面的力学参数总是留有较大的余地,最明显的是力学参数取用小值平均值或者概率曲线的 0.2 分位值。GB 50287 附录 D 的规定中已经说明岩体或结构面力学参数的适用条件。由于水电水利工程地质勘察中较少单独针对边坡的岩土试验,而是采取类比方法将坝基的参数引用到边坡中来,特别在枢纽工程区更是如此。因此,在缺少试验数据的情况下可以将 GB 50287 附录 D 中的经验数据用于边坡的分析计算,特别是用于稳定性敏感分析。在大、中型水电工程中,一般均对坝址或坝基作岩体质量分级和结构面分级,并提出相应的物理力学参数,对于风化带、卸荷带的影响均有所考虑。

应该说明的是，本标准对岩石力学参数不明确区分抗剪强度和抗剪断强度。这是由于水工设计采用的纯摩与剪摩分析方法对于坝基或拱坝坝肩抗力体稳定性计算来说是合适的，但是用于由土体或岩体组成的边坡则不一定合适。首先是边坡的重要性远低于大坝的重要性。在研究坝基或坝肩抗力体稳定性时，实际是不允许坝基或坝肩抗力体的岩体有较大的变形，这可以理解为要求岩体和硬性结构面强度不超过弹性比例极限，软弱结构面强度不超过屈服界限。当用峰值强度作力学参数使用时，自然要求有较高的安全系数。其次是方法本身的问题。所谓纯摩分析方法有很大的虚拟性，不可能设想坝基或坝肩抗力岩体已经完全被剪断而全靠纯摩擦力保持大坝的稳定。这种虚拟方法对于边坡就更不现实：对于由软弱结构面（其 c 值一般很小）控制稳定的岩质边坡来说，一定要求其剪摩安全系数在 2.0~3.5 以上，或要求一个仅有硬质结构面或岩桥占有较大比例（其 c 值一般较高）的岩质边坡，一定要用纯摩方法计算稳定安全系数，都是不符合实际的做法，也背离了自然界岩质边坡的现实情况。此外，值得注意的是，与这种取值方法配套，在试验资料的整理上也形成一套区别于其他行业的做法：在原有的图解法和最小二乘法之外，还有优定斜率法。这样也使得为坝基或坝肩抗力体提出的力学参数与边坡稳定分析可以使用的力学参数有很大不同。例如边坡的参数可以通过边坡的极限稳定或某种临界状态反演得出，这样得出的参数符合实际，却难于与试验得出并经过整理之后的力学参数配套。实际上，水电系统许多勘测设计院，对边坡早已不使用纯摩的概念和做法。在计算边坡稳定安全系数时，采用控制性结构面或岩体的实际抗剪断强度，严格地说对于断层、软弱层带和滑动带则是抗剪强度，包括摩擦系数 f 和凝聚力 c 值在内。有的设计文献中明显采用 f' 、 c' 和 K_c 的符号，表明采用剪摩参数和剪摩安全系数，但是设计安全系数一般仍取 1.1~1.3，特别重要的边坡取到 1.5。国外文献建议边坡安全系数一般为 1.5~2.0，未见有区分纯

摩或剪摩的情况。本标准也采用这种更接近实际的做法。

7.3.4~7.3.6 土质边坡的抗剪强度应结合实际加载情况、填土性质和排水条件选择。人工填土土坡稳定分析可参照土石坝设计规范执行。天然土坡的稳定分析宜采用排水剪试验强度指标，用有效应力法分析。

7.3.7 在稳定分析的剖面上进行反演力学参数时要注意两点：一是应参照类似结构面的力学特性，合理分配摩擦系数和凝聚力参数；二是二维分析中主剖面反演出的强度参数一般高于滑面较浅的辅助剖面反演出的强度参数，应合理取用。

7.4 边坡抗滑稳定分析

7.4.1 所谓上限解和下限解是引自岩土塑性力学极限分析的概念，用于边坡稳定分析可以作如下表述：对于整体滑动破坏模式，如果沿滑面达到极限平衡，且假定滑体内的应力状态都在屈服面内，则相应的安全系数一定小于真实的相应值，此即下限解；传统的圆弧法如瑞典法、简化毕绍普法，垂直条分法如詹布法、摩根斯坦—普莱斯法、传递系数法等属于此类。对于整体或解体滑动破坏模式，相应于某一机动许可的位移场，如果确保滑面上和滑体内错动面上每一点，对于土质或散体结构边坡则是滑体内每一点，均达到极限平衡状态，则相应的安全系数一定大于或等于相应的真值，此即上限解；萨尔玛法、潘家铮分块极限平衡法和能量法（EMU法）属于此类。

鉴于上限解法必须满足滑动岩体内部也同时达到临界平衡的条件，得出安全系数可能偏高，应慎重使用；对于内部变形能耗可以忽略的滑动岩体一般采用偏于保守的下限解法较为可靠，本标准对此作了相应规定。下限解法中的传递系数法在滑面后缘较陡时其计算的稳定系数可能偏高，应予以注意。

7.4.3 同一边坡不同剖面计算出的安全系数不同，一般滑面较浅的计算剖面安全系数较高。不能以简单平均方法求整体安全系数，

否则可能导致安全系数偏大的误差；也不宜简单取计算剖面中安全系数最低值，导致工程处理量偏大。

7.4.5 岩质边坡稳定分析方法。

1 上限解法中萨尔玛法和潘家铮分块极限平衡法原理相同，但解法不同，两者在文献上几乎同时发表，前者因有现成程序而得到较多的应用。本标准认为：对于符合上限解条件的边坡，两种方法均可使用，能量法（EMU）也可采用。对于安全系数接近设计安全系数的情况，建议采用两种以上方法分析计算，按照上限解或下限解的物理意义选择在理论上最接近实际情况的安全系数，不宜简单地取不同方法计算的安全系数最低值、最高值或平均值。

2 边坡稳定分析经验证明：下限解中摩根斯坦—普莱斯法以及与其假设条件相同的通用极限平衡法（GLE）、陈—摩根斯坦法等，既考虑力矩平衡又考虑力平衡，属于严格解法，本标准推荐使用。詹布法使用比较普遍；传递系数法在西方（除苏联外）工程界未见使用，但在我国铁路、建筑等行业均广泛使用，积累了较丰富的经验，该方法在后缘滑面较陡时可能发生误差，但是对岩质边坡影响较小，本标准允许使用这两种方法。

3 简单楔形体即所谓双面滑动块体，可按霍克—布瑞的《岩石边坡工程》所附解析公式或图解法求解安全系数。

7.4.6 土质边坡稳定分析方法。

1 砂性土、碎石或砾石堆积物内部一般为平面破坏，安全系数：

$$K = \tan \phi / \tan \beta \quad (2)$$

式中：

ϕ ——内摩擦角或自然休止角；

β ——坡角。

2 圆弧型破坏稳定分析理论和经验证明，瑞典圆弧法计算的

稳定系数明显偏低，不应采用；简化毕肖普法考虑力矩平衡和垂直力平衡，对于垂直分条之间的传力分布方式不敏感，其解接近严格解，本标准推荐使用。

4 对于紧密土体或堆积物内部发生破坏，在滑动破坏同时将发生内能消耗，可以使用属于上限解的能量法，即 EMU 法。

7.5 边坡应力应变分析

7.5.1 对边坡进行应力—变形分析有利于对变形和渐进破坏机理的分析，有利于加固设计。因此规定对重要的和地质条件复杂的边坡应辅以有限元法或其他数值方法的分析。此外，D. G. Fredlund 等对有限单元法和通用极限平衡法（GLE 法）计算的安全系数进行对比，认为两者基本相等；陈胜宏等对块体单元法和萨尔玛法计算的安全系数进行对比，认为两者基本相等。成熟的应力—变形分析方法可以对极限平衡分析成果进行验证。

边坡平面有限元分析方法比较成熟并得到广泛使用，当限制变形量较小时可以作为边坡变形分析的基本方法。其他方法有过多的假定或难于确定的岩土力学参数，本标准不作规定。

7.5.2 应力应变分析的计算范围应根据边坡自重应力场分布情况确定。一般来说：对峡谷区峻坡和悬崖，顶部应包括坡顶分水岭；对于斜坡、陡坡，可以取大致为所研究边坡的 1 倍坡高；顶部分水岭很远，边坡中部有较宽平缓地形而所研究坡体范围位于边坡下部时，计算范围顶部可以仅包括平缓地形部分；坡高小于 400m 时，分析范围应包括河谷底部以下所研究边坡 1/2 坡高的深度，当坡高大于 400m 时，可以按谷底以下 200m 确定；当所研究坡体范围达到谷底以下时，计算范围应包括对岸边坡，以研究河谷底部应力场和位移场的情况。

7.5.3 有限元分析网格划分一般原则是：

1 对于不同的岩层、控制边坡整体稳定和局部稳定的滑动边界和软弱夹层及软弱结构面、几何尺寸较大的抗滑结构体，如抗

滑桩、抗剪洞等应划分单元。

2 对于成组出现的层面和断裂结构面，几何尺寸较小、成组布置的抗滑结构体，可按经过概化处理的几何特征，例如产状或方向、间距、深度等，划分单元。

3 对于应力或变形梯度变化大的部位，根据计算本身精度要求划分单元。

7.5.8 在滑面和控制稳定的结构面上计算点安全系数，点安全系数规定为该点抗剪强度与该点在滑动方向上的剪应力的比值。鉴于极限平衡法采用强度储备安全系数，且 c 、 f 值采用相同安全系数，为便于分析比较，有限元法也宜采用相同处理方法。

8 边坡工程治理设计

8.1 一般原则

8.1.1 本条规定的核心是失稳风险分析和效益与投资经济分析，明确是否进行治理、如何治理和治理目标。

8.1.2 在确定必须治理后，要划分区域，明确各区治理目标和治理标准。治理目标是指边坡应达到的形象目的和定性的稳定程度，必须保证长期稳定或一定时期稳定的范围和允许一定程度的局部破坏范围；治理标准是指各区要达到的设计安全系数。

8.1.3 必须遵守国家 and 地方政府关于环境保护和土地资源合理利用的法令和政策。这样做还将有利于土地征用和合理的经济补偿的实施。

8.1.4 总结国内外治理边坡的基本经验是：“治坡先治水”，先考虑增稳再考虑加固。宏观的增稳措施包括加固措施。狭义的增稳措施特指减少岩土体本身滑动力的措施。工程实践证明，采用改变坡形、上部减载和降低地下水位是简单易行且行之有效的措施。因此，改变对边坡稳定不利的自然因素是治理方案的首选。

8.1.5 边坡上部高压灌浆或高压压水均对边坡稳定不利，避免采用。

8.2 基本规定

8.2.1 边坡加固工程是复杂的岩土工程，设计人员必须对地质条件和施工过程有充分了解。要综合利用不同类型的抗滑结构，充分发挥其各自的优点；但在选型上又不能过于复杂，造成材料、设备、施工工艺的多样性，给施工带来困难。

8.2.2 抗滑工程必须提供的抗滑力 $\sum \Delta R$ 由设计安全系数 F_s 要求

所需平衡的剩余下滑力确定。设安全系数为 F ，则有

$$F = \sum R / \sum S \quad (3)$$

$$F_s = (\sum R + \sum \Delta R) / \sum S \quad (4)$$

$$\sum \Delta R = \sum S (F_s - F) \quad (5)$$

式中：

$\sum R$ ——已有抗滑力之和；

$\sum S$ ——下滑力之和。

以条分法计算各条分断面处的剩余下滑力，首先计算现状稳定时各条分断面处的剩余下滑力 $S_{1,i}$ 或者临界稳定状态（即 $F=1$ ）时各条分断面处的剩余下滑力 $S_{0,i}$ ，其次计算达到设计安全系数的各条分断面处剩余下滑力 $S_{2,i}$ 。以抗滑桩为例，考虑桩前岩土体抗滑力或被动土压力，抗滑桩充分发挥作用时所承担的力应该是两者的差值 ΔS_i ，即 $\Delta S_i = S_{2,i} - S_{1,i}$ 或 $\Delta S_i = S_{2,i} - S_{0,i}$ 。各分条需要抗滑桩承担的剩余下滑力为 ΔS_i 。一般来说抗滑桩应布置在抗滑段，即剩余下滑力为负值的地段，或 $\Delta S_{i+1} - \Delta S_i < 0$ 的地段，以充分发挥抗滑桩及其前方岩土体的抗滑作用。

8.2.3 边坡为满足规定抗滑稳定安全系数需要一定抗滑锚固力，提供这一锚固力的锚固结构在此基础上应有一定强度储备。简而言之，锚固结构可以提供的锚固力必须大于设计安全系数要求的抗滑力。

锚杆或预应力锚杆的强度储备安全系数起码包括两方面：锚材料本身强度和锚杆与围岩的胶结或结合强度，但是起控制作用的是后者。

结构系数采用水工混凝土结构设计规范规定：

- 1) 钢筋混凝土及预应力混凝土结构：1.2，相应强度利用系数 0.83。
- 2) 素混凝土结构：受拉破坏，2.00；受压破坏，1.30。
- 3) 钢筋和钢管材料：1.3，相应强度利用系数 0.77。

9 边坡开挖设计

9.0.1 很难处理的边坡问题最好是在工程规划或枢纽布置时尽量避开。铁路工程界在线路布置方面的主要经验是“宁长勿短，早进晚出”，其实质是避开难于治理的边坡，选择好隧洞的进出口，以隧洞工程代替边坡工程。我国水电水利工程改劈坡挖填方公路为隧洞公路的实例很多，较好地避开了高边坡问题。

9.0.2 深厚堆积体、较大断层和顺坡向软弱层带很难加固处理。不少水电水利工程为此花费大量投资，拖长工期，应尽量避免。

9.0.3 根据我国水电水利工程经验，建议岩质人工边坡开挖梯段高度 15m~20m，不宜超过 30m。建议水平或平缓戗道（平台）宽度不小于 2m。在非结构面控制稳定条件下岩质边坡开挖坡度见工程统计表 1。

表 1 岩质边坡建议开挖坡度

岩体特征	建议开挖坡度	备 注
散体结构岩体	≤天然稳定坡	结合表层保护及拦石措施
全/强风化岩体	1:1	结合系统锚固或随机锚固
中（弱）风化岩体	1:0.5	结合随机锚固
微风化/新鲜岩体	1:0.3~直立（临时）	
整体/完整块状岩体	1:0.1~直立（临时）	
层状岩体逆向坡	1:0.15~1:0.25	逆向坡应防止倾倒破坏，结合系统锚固或随机锚固
层状岩体顺向坡	≤层面坡度	

9.0.5 有关边坡施工的详细规定参见有关施工规范。边坡开挖前

需清除坡体上部的危石，例如拉西瓦坝址和小湾坝址边坡开挖中采用了“高清坡，低开口”，在开挖过程中，借鉴隧洞开挖的新奥法原理，采用边挖边锚和先固后挖有许多成功的实例。例如李家峡坝址左岸泄水道边坡，采用锚杆或锚筋桩事先加固下层可能松弛开裂和切脚下滑的楔形体，然后再向下开挖，并提出各专业密切配合的“新边法”施工顺序；天生桥二级采用锚杆事先加固可能松弛开裂发生倾倒破坏的边坡；霍克曾在我国小浪底介绍国外在钻孔内灌入砂浆，插入锚索，固结后再开挖的经验。

9.0.6 我国有不少边坡是因为施工不当造成局部甚至整体失稳。为此，有必要对于发生破坏的边坡进行施工影响评价。

9.0.7 水电水利工程枢纽布置区两岸堆积体边坡常给坝基、厂基的施工带来很大的困难。堆积体是自然堆积形成，其破坏方式常常为沿临界稳定坡角发生表层平面型滑动。即使历史上经受过非常地震和降雨、洪水的考验，也很难在地貌形态上留下痕迹，然而一旦开挖，就立刻失稳。对堆积体高边坡的开挖必须慎重，必要时考虑从水工设计方面适应。例如苏联托克托古尔水电站峡谷边坡高约 1000m，峡谷表面有浅层坡积和残积物，为避免高边坡问题，采用地下双排机厂房并做了特殊坝型方案，基本未进行边坡开挖。

9.0.8 坡脚填方用料应结合水工、施工布置考虑，例如洞挖弃渣料的利用。

10 边坡排水设计

10.1 地表排水

10.1.1 边坡的地表防水、截水和排水系统是边坡综合治理的重要组成部分，可结合坡面防护和边坡加固做好排水系统的规划布置。

10.1.3 通过监测和调查资料，对可能影响边坡的降雨强度、频率和集水面积进行研究，确定排水流量标准。一般来说，根据工程的重要性选择2年~20年一遇降雨强度设计计算排水流量。受泄洪雾化降雨影响的边坡，需要研究雾化雨的强度、作用时间、分布范围、集水面积等，确定排水系统设计标准。

10.1.5 土质、堆积层和全、强风化岩质边坡易受降雨形成的地表径流冲刷，应作覆盖保护。

10.1.8 许多水电水利工程在施工期间有因施工用水排放不当引起边坡失稳的情况：有的是储水、供水设施本身建立在可能失稳的边坡上，少许的漏水或溢水就可以引起滑坡；有的是输水管道因坡体变形而断裂引起大量漏水形成滑坡；也有钻探、灌浆用水渗入边坡引起失稳。许多水库新建移民区因居民大量生产、生活用水无控制排放引起地下水位升高，使长久以来处于干燥或仅有一定湿度的非饱和岩土体饱和，形成不均匀沉降变形、蠕变或塑性流动，甚至引起滑坡。这种情况只要做好地表防水、截水和排水工程即可避免。

10.2 地下排水

10.2.1~10.2.2 地下截、排水工程的主要目的是降低地下水压力，即所谓“排水降压”。研究地下水的分布和补排规律，充分利用水的流动性，扩大透水网络的连通性，选择合适部位做地下

排水, 可以大范围降低地下水压力, 提高边坡的稳定性。与其他仅能解决治理工程所在的局部稳定性措施比较, 治水是最经济的措施。排水降压的效果应有足够的地下水观测孔、渗压计实测资料检查论证。加拿大道尼滑坡和新西兰克莱得水库滑坡治理证明地下水网络是不均匀的, 有时因排水不畅形成局部高压区, 就必须增密排水洞和排水孔。

10.2.3 对重要边坡和高度大于 100m 的高边坡, 为了加强排水效果, 根据边坡岩体的透水性, 可设置多层排水洞和排水孔幕, 形成立体的地下排水系统。

10.2.4~10.2.10 滑面下盘的排水洞与从洞顶钻穿滑面的扇形排水孔的排水方法在霍克与布瑞的岩石边坡工程专著中有说明。这几条条文总结了水电水利工程系统比较成功的经验, 采用穿过滑面的支排水洞直接排出滑面上盘的地下水, 其效果远胜于排水孔。

10.2.11 比较而言, 国外以排水井治理滑坡的情况较多。例如日本在堆积体滑坡内以大口径井排地下水, 意大利以竖井和水平钻孔构成滑坡排水系统, 施工、监测有专门设备。在我国, 特别是水电系统, 更多使用排水洞, 这主要是施工方法和地质条件决定的。

11 边坡加固设计

11.1 边坡坡面保护

11.1.1 边坡坡面保护是指防止表层岩土风化剥落、雨水冲刷的措施。模袋混凝土在我国应用较少，其最大特点是可以适应比较复杂的地形。李家峡大坝下游消能区左岸Ⅲ—1 滑坡表面即采用土工织物和模袋混凝土做坡面保护。

11.2 边坡浅表层加固

11.2.1 边坡浅表层加固是指对浅表层不稳定块体的加固。表层加固作用一般不参与边坡整体稳定性加固的计算。

11.3 抗滑桩

11.3.1 抗滑桩不宜用在塑性流动性较大的土质边坡内。对于土质边坡，抗滑桩宜布置成一条直线，以减少桩间距，充分发挥土体自然拱作用；对于岩质边坡，利用岩体的整体性和有效传力特点，抗滑桩的排列可有一定灵活性。可以适当选择滑面埋藏较浅、或下盘岩体完整、或易于施工的位置布置抗滑桩，但是要保证边坡抗力分布均匀，避免偏心力的作用。抗滑桩的断面应根据其受力荷载确定，例如一个需要锚固的堆积体中部有较深冲沟，抗滑桩可尽量布置在冲沟两侧，与冲沟临近的两根桩间距要选择适当，使沟中堆积体形成自然拱，必要时在两桩之间加设挡墙，这两根桩可以加大断面，共同承担沟内堆积体的滑动荷载。

抗滑桩的布置要考虑其本身局限性。由于抗滑桩是被动受力结构，在充分发挥作用之前要发生一定量的变形，这个变形包括滑坡体本身的滑动和压缩，这对于堆积体，特别是其上部有建筑

物的堆积体是很重要的。必要时应对加固后边坡的位移作分析预测。

预测加固后边坡位移可采用如下方法：分别建立边坡岩土体稳定系数与边坡位移量关系曲线和抗滑桩安全系数与桩位移量的关系曲线。前者为负相关曲线，边坡位移量与稳定系数成反比；后者为正相关曲线，桩位移量与其提供的抗滑力或稳定系数成正比。两条曲线交点处的稳定系数应等于或大于目标安全系数（若不能满足此项要求，应加大桩的断面即桩的刚度），相应的位移量即是加固后边坡的位移量。若此位移量过大，不能满足要求时，应加固岩土体，提高岩土体和桩的刚度。

抗滑桩与一般基础结构的桩不同，它要求有较大的截面和相应的刚度。在我国较普遍采用的是挖井钢筋混凝土桩，为施工方便其截面多在 3m 左右；其次为大口径孔钢筋混凝土桩，其直径大多为 1.0m~1.2m。钢管桩或工字形钢板桩应用较少，偶尔用于应急抢险的堆积体滑坡治理。

11.3.3 见第 8.2.2 条说明。

11.3.4 关于桩长，有些标准认为不宜超过 35m。现在已有不少滑坡的抗滑桩桩长超过 35m，一般在 40m 左右，因此作相应规定。对于岩质或土质边坡，抗滑桩潜在滑面以上桩身（或称受荷段）长度应大致等于该处滑体厚度，考虑环境美化，桩顶可略低于地表。

嵌固段长度应根据桩的承载状态和地基抗力系数确定。根据经验，在土层或软质岩层中的嵌固段长度一般为 $1/3 \sim 1/2$ 桩长；在坚硬岩石中嵌固深度一般为 $1/4$ 桩长。鉴于目前抗滑桩技术已有许多发展，例如锚索抗滑桩、抗滑钢架桩、桩洞联合结构等，以悬臂式抗滑桩加固的滑坡深度不宜超过 25m。

11.3.5 抗滑桩一般为垂直布置，矩形断面，其较窄一面应与岩土体滑动方向正交；也有用椭圆形断面，其短轴方向与岩土体滑动方向正交；当滑动方向不甚确定时，可采用圆形断面。桩的直

径或矩形截面短边一般为潜在滑体厚度的 1/10 左右。矩形截面一般宽 1.5m~3.5m, 长 2.0m~5.0m。

11.3.7 抗滑桩嵌固段围岩允许侧压力可按附录式 (I.6) 确定。

11.4 抗剪洞与锚固洞

11.4.1 抗剪洞又称抗剪键, 主要用于坚硬完整岩体内可能发生沿软弱结构面剪切破坏时的加固。洞体在滑面上下两盘内要有一定厚度与高度, 形成短桩状, 以避免剪切破坏和“滚轴”效应。要验算潜在滑体沿混凝土与岩体接触面发生绕过洞体剪切滑动的稳定性。

11.4.2 对于利用勘探洞和施工支洞, 或与排水洞结合的锚固洞应作为辅助加固措施对待, 经抗弯、抗剪、抗拉计算验证后, 与其他抗滑加固措施一起进入抗滑稳定分析计算。锚固洞适用于需要加固的坚硬、较完整的岩质边坡内。许多工程是利用已有的勘探洞或施工支洞经改造形式。锚固洞一般为水平或略向内侧倾斜, 洞内浇筑钢筋混凝土, 洞向平行滑动方向; 有时为施工方便及保证质量, 可向边坡内侧倾斜开挖成斜洞状。潜在滑面以外洞身长度大致等于该处滑体水平或沿洞轴向厚度。在较完整岩质边坡内, 当施工是从内向外开挖时, 洞身可不必达到地表。

根据漫湾水电工程经验, 锚固洞加固滑坡的效应不如抗滑桩。漫湾左岸边坡 1989 年 1 月 7 日滑坡, 体积 10.6 万 m^3 , 已完工的 13 个锚固洞均遭到破坏。其中 6 个洞为近似平行滑裂面的斜截面受拉破坏, 有大偏心受拉并伴有剪压破坏特征; 有 7 个洞为垂直洞轴线的正截面受拉破坏, 有全截面小偏心受拉特征。

漫湾经验主要有两点: ① 在受力状态方面锚固洞不如抗滑桩, 在滑体下滑力作用下前者受拉剪, 材料强度将弱化, 易于破坏; 后者受压剪, 材料强度将强化, 不易破坏。② 在质量保证方面锚固洞也不如抗滑桩, 锚固洞洞顶混凝土难于浇筑密实, 实际强度低于设计强度, 特别是洞体自重弯矩很大, 仅可用于坚硬完

整岩体，宜用于滑坡后缘滑面较陡部位，为减少受拉剪作用宜布置成斜井状。漫湾滑坡后采用洞桩联合结构处理，将锚固洞洞端和抗滑桩桩顶连接在一起，两者顶部互相约束，承载刚度和稳定性相应提高，配合其他加固措施，使边坡达到稳定状态。

11.4.3 为施工安全，许多锚固洞是从潜在滑面下盘完整岩体向外开挖形成的，穿越潜在滑面以后常常不能贯穿整个滑体。因此，对滑面下盘岩体的了解好于抗滑桩，而对滑体内情况的了解则不如抗滑桩。要注意对上盘岩体内次滑面的核算。

11.5 预 应 力 锚 索

11.5.1 预应力锚索已普遍用于岩质边坡加固中。通过预应力的施加，不仅发挥结构本身强度，而且增加潜在滑动面上的法向应力，有效控制边坡卸荷松弛变形，增强结构面的天然紧密状态和凝聚力，增大抗滑力。目前在松散地层边坡加固中也有应用。对于开挖边坡，预应力施加的最好时机是开挖边坡岩体弹性卸荷基本完成、塑性变形即将开始时。

11.5.2 当边坡稳定要求的总抗滑力和锚固深度已知时，可采用小吨位、小间距、大数量的锚索加固，也可以采用大吨位、大间距、小数量的锚索加固，因而要进行技术经济比较。实际经验证明，锚固深度过大或吨位过大将使施工难度增大，以致影响质量和工期；若吨位较小，间距也小，将使造孔、灌浆等工作量加大。

11.5.3 见 7.2.3 条说明。

11.5.4 锚索间距小将有不利的群锚效应。

11.5.5、11.5.6 预应力锚杆（或锚索，下同）的锚固方向应平行滑动方向并指向相反。锚固力倾角应根据稳定计算得出的最优锚固角确定。

最优锚固角可按式计算：

$$\beta = \alpha - (45^\circ + \phi/2) \quad (6)$$

式中:

β ——最优锚固角;

α ——滑动面倾角;

ϕ ——滑动面摩擦角或等效摩擦角。

在此应注意两种情况:

- 1) 计算出的最优锚固角有可能是向上的仰角, 施工困难较大, 锚固质量也较难保证。
- 2) 计算出的最优锚固角方向可能锚固深度较大, 锚固总工程量大。

对此, 一般可采取以下方法解决:

- 1) 根据地形地质和潜在滑面埋藏情况, 在保证提供等效总锚固力的前提下, 尽量将锚索均匀布置在滑面埋藏较浅或下盘岩体较完整地段。
- 2) 结合施工条件选择最经济锚固角和相应锚索长度。所谓最经济锚固角要考虑施工成本和工期, 上仰角可能是最优锚固角, 但常常不是最经济锚固角, 特别是施工困难, 灌浆质量难有保证。有的将锚索固定为向下俯角 10° , 然后再计算所需锚固工程量。也有实践经验认为, 对于自由注浆锚索, 锚固角应大于 11° , 否则需增设止浆环进行压力灌浆。

11.5.7 国内外的实践和研究表明, 传统锚杆锚固段应力的分布是不均匀的。未破坏的锚杆, 拉应力或剪应力主要分布在锚固段的前端, 锚固段的破坏是渐进式的, 临近破坏时拉应力或剪应力集中在锚固段的尾端。因此一般认为真正起作用的锚固段长度在 $5\text{m}\sim 6\text{m}$ 左右。根据锚固段结构类型的不同, 锚固段围岩受力状态可以是拉、剪或压, 为把应力分布到整个锚固段上, 已研制出分散型锚固段的预应力锚杆。

11.5.8 对拉式锚索具有许多优越性: 内、外锚头安装方便; 锚索的角度不受施工条件限制; 减少了锚固段工程量。在三峡双线

船闸中隔墩岩体两侧边坡加固，以及船闸南北两侧边坡利用边坡排水洞内作内锚头的加固中，取得很好效果。有些公路高填方路基也采用过对拉式锚索加固两侧边坡。此处需注意布置内锚头的隧洞岩体必须坚硬完整，隧洞应有足够埋藏深度，避免洞外侧岩体发生变形和破坏。

11.5.9 根据力系平衡原理，锚索根部端点处与锚索方向正交的平面上，将产生与锚索张拉力相应的拉应力。当锚索根部布置在同一平面时，这种拉应力可能引起岩体的破坏。因此锚索根部应深浅交错布置。例如国外文献中有专家建议深浅差值可控制在锚固段长度的 $1/2$ 左右，认为长短差可在 $1\text{m}\sim 2\text{m}$ 之间。

11.5.10 预应力锚索与钢筋混凝土梁、肋、格构、墙、桩联合作用的抗滑结构在国内外地基、桥基、公路边坡等较普遍地使用，效果较好。

12 安全监测和预警系统设计

12.1 一般规定

12.1.1 边坡安全监测按监测部位分为外部监测和内部监测；按时段分为前期监测、施工期监测和加固效果监测；按监测作用分为临时监测和永久监测。外部监测和内部监测要能相互印证，临时监测和永久监测应相互结合。

12.1.3 监测方案包括监测目的、监测项目、监测方法、测点布置、仪器安装、数据采集、存储和传输、资料分析、信息反馈、边坡变形和稳定性预测预报、安全报警等。应同时采用多种监测手段进行系统监测，及时整理和分析观测成果。观测设备的安装、测读、资料整理和报告格式可按 SL 60—1994 和 SL 169—1996 的规定执行。

12.1.5 监测仪器要性能稳定，量程、精度、灵敏度满足监测要求，具有仪器生产许可证，产品质量合格证并经国家计量部门率定，具有质量检查报告。

12.1.6 监测装置应有防风、防雨、防潮、防冻、防震、防雷、防腐等保护措施。工作基点各测站的位置应稳定牢固，通视条件好，避开施工干扰，监测和维护方便。

12.2 安全监测系统

12.2.4 地面位移主要指原地表面及开挖后边坡坡面的外部变形，应由设置在边坡各级台阶上的水平位移和沉陷监测点组成。水平位移监测可采用视准线和三角网，沉陷监测可采用水准点，基点宜从枢纽变形监测网引出，也可建立独立的稳定基点。坡面变形监测点设置宜与坡体变形监测仪器相对应，以便进行相关分

析。坡面变形监测中的水平位移和沉陷应能反映边坡变形的水平位移、垂直位移和它们的变化速率。

12.2.5 坡面裂缝可利用砂浆条带、测缝计、三角桩等监测设施，监测裂缝张开规律和程度，以及与治理施工进度情况的相关关系。

12.2.6 深部变形监测系统可采用测斜仪、多点位移计或在勘探洞及排水洞内已揭露滑面上设置位移标识点、测缝计（伸缩计）、视准线等对边坡内部变形进行监测。

12.2.7 高边坡应进行坡体地下水位或渗流场及渗流量监测。可利用勘探钻孔改造为地下水位长期观测孔，也可专门布置水位观测孔。可设专门钻孔埋设渗压计，也可在排水井、抗滑桩、抗剪洞、贴坡或挡土墙等边坡治理结构基础中埋设渗压计。有条件的地方，由排水井、排水洞等组成的地下监测系统，可设置量水堰，监测渗流量，与降水和边坡变形进行对比，分析其相关性和规律。

12.2.8 有条件的地方应利用地表防水、排水、截水系统，对坡面天然或泄洪雾化降雨量进行汇流监测，并与变形监测成果进行对比分析，监测降雨对边坡稳定的影响。

12.2.10 边坡治理中结构应力应变可在结构中布置应变计、无应力计或钢筋计，有条件时也可对结构背面的岩土压力用压力盒进行监测。抗滑桩、抗剪洞、贴坡或挡土墙等结构可在典型的墙、桩中设测斜孔，采用钻孔测斜仪监测。坡体应力应变可埋设钻孔电阻片、土应力计、土压力计进行监测。

12.3 边坡监测预警

12.3.1 边坡的安全警戒等级和相应的预警标准主要取决于边坡的重要性和失稳或功能失效时所造成的损失。例如作为建筑物地基的边坡，坝基、坝肩的边坡对变形限度和稳定性均有严格要求，其预警标准则较高；对变形无明确要求，但必须保证整体或局部稳定的边坡，不能发生滑落，其预警标准则可按照变形速率或累计变形量控制。

12.3.3 根据国内外滑坡实例经验，警戒等级划分为三级比较合

适。相应警报范围是上级主管部门、地区内部警报和地区公开警报比较符合我国国情。

12.3.4 本条为制定预警标准的原则。

1 一级边坡上面大多有建筑物，边坡变形引起建筑物的变形、开裂是很敏感的，可以根据建筑物的破坏程度确定预警标准。

2 国内外大量滑坡预报实例都是以地面代表性监测点的位移速率作为预测、预报物理量标准，以各种方法将位移过程线外延常常可以作出较准确的预测、预报。静态地以累计位移量作为预测标准很难确定其临界值；而且由于滑坡组成和结构特性各异，各个滑坡发生破坏时的临界累计位移量常常相差很大，也难于使用工程经验类比法。采用在滑面处的位移速率不太现实，因为滑坡临滑之前大部分地下监测仪器已经破坏，实地人工监测很不安全，只有少量代表性地面监测点的位移监测最现实可靠。

3 有许多降雨和河水涨落引起的大滑坡，可以用地下水压力的变化预测其发生，因此可制定相应预警标准。

4 根据大量滑坡实例，降雨引起的滑坡大多是崩塌型、塑流型滑坡，还有就是冲刷破坏和泥石流灾害。可以根据本地区降雨滑坡发生的先例或与相似条件类比，提出时段降雨强度或累计降雨量的预警标准。例如香港地区就有比较丰富的根据降雨情况预报滑坡的经验。

12.3.5 对于重要边坡应作出特定的预警标准。当缺少分析和监测资料时，一般岩质滑坡的预警标准可以参照表 2 执行。

表 2 滑坡位移速率与警戒等级表

警戒等级	位移速率	警戒要求
一级	1mm/h	警戒，区域内巡视
二级	2mm/h	下方作业人员撤离，可能局部塌落
三级	4mm/h	全部撤离，报警，可能整体滑落