

UDC

中华人民共和国国家标准



P

GB 50330—2002

建筑边坡工程技术规范

Technical code for building slope engineering

2002—05—30 发布

2002—08—01 实施

中华人民共和国建设部
国家质量监督检验检疫总局

联合发布

中华人民共和国国家标准
建筑边坡工程技术规范

GB 50330-2002

主编部门：重庆市建设委员会
批准部门：中华人民共和国建设部
施行日期：2002年8月1日

条文说明

中国建筑资讯网

2002 北京

目 次

1 总则.....	6
3 基本规定.....	7
3.1 建筑边坡类型.....	7
3.2 边坡工程安全等级.....	7
3.3 设计原则.....	8
3.4 一般规定.....	9
3.6 坡顶有重要建（构）筑物的边坡工程设计.....	10
4 边坡工程勘察.....	12
4.1 一般规定.....	12
4.2 边坡勘察.....	13
4.3 气象、水文和水文地质条件.....	13
4.4 危岩崩塌勘察.....	14
4.5 边坡力学参数.....	14
5 边坡稳定性评价.....	17
5.1 一般规定.....	17
5.2 边坡稳定性分析.....	17
5.3 边坡稳定性评价.....	18
6 边坡支护结构上的侧向岩土压力.....	19
6.1 一般规定.....	19
6.2 侧向土压力.....	20
6.3 侧向岩石压力.....	20
6.4 侧向岩土压力的修正.....	21
7 锚杆（索）.....	22
7.1 一般规定.....	22
7.2 设计计算.....	22
7.3 原材料.....	24
7.4 构造设计.....	24

8 锚杆(索)挡墙支护.....	26
8.1 一般规定.....	26
8.2 设计计算.....	27
8.3 构造设计.....	28
8.4 施工.....	29
9 岩石锚喷支护.....	30
9.1 一般规定.....	30
9.2 设计计算.....	30
9.3 构造设计.....	30
9.4 施工.....	31
10 重力式挡墙.....	32
10.1 一般规定.....	32
10.2 设计计算.....	32
10.3 构造设计.....	33
10.4 施工.....	33
11 扶壁式挡墙.....	34
11.1 一般规定.....	34
11.2 设计计算.....	34
11.3 构造设计.....	35
11.4 施工.....	36
12 坡率法.....	37
12.1 一般规定.....	37
12.2 设计计算.....	37
12.3 构造设计.....	37
13 滑坡、危岩和崩塌防治.....	38
13.1 滑坡防治.....	38
13.2 危岩和崩塌防治.....	39
14 边坡变形控制.....	40
14.1 一般规定.....	40
14.2 控制边坡变形的技术措施.....	40

15 边坡工程施工.....	41
15.1 一般规定.....	41
15.2 施工组织设计.....	41
15.3 信息施工法.....	41
15.4 爆破施工.....	42

1 总 则

1.0.1 山区建筑边坡支护技术，涉及工程地质、水文地质、岩土力学、支护结构、锚固技术、施工及监测等多门学科，边坡支护理论及技术发展也较快。但因勘察、设计、施工不当，已建的边坡工程中时有垮塌事故和浪费现象，造成国家和人民生命财产严重损失，同时遗留了一些安全度、耐久性、抗震性能低的边坡支护结构物。制定本规范的主要目的是使建筑边坡工程技术标准化，符合技术先进、经济合理、安全适用、确保质量、保护环境的要求，以保障建筑边坡工程建设健康发展。

1.0.3 本规范适用于建（构）筑物或市政工程开挖和填方形成的人工切坡，以及破坏后危及建（构）筑物安全的自然边坡、滑坡、危岩的支护设计。用于岩石基坑时，应按临时性边坡设计，其安全度、耐久性和有关构造可作相应调整。

本规范适用于岩质边坡及非软土类边坡。软土边坡有关抗隆起、抗渗流、边坡稳定、锚固技术、地下水处理、结构选型等是较特殊的问题，应按现行有关规范执行。

1.0.4 本条中岩质建筑边坡应用高度确定为 30m、土质建筑边坡确定为 15m，主要考虑到超过以上高度的边坡工程实例较少、工程经验不十分充足。超过以上高度的超高边坡支护设计，可参考本规范的原则作特殊设计。

1.0.6 边坡支护是一门综合性学科和边缘性强的工程技术，本规范难以全面反映地质勘察、地基及基础、钢筋混凝土结构及抗震设计等技术。因此，本条规定除遵守本规范外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

3 基本规定

3.1 建筑边坡类型

3.1.1 土与岩石不仅在力学参数值上存在很大的差异，其破坏模式、设计及计算方法等也有很大的差别，将边坡分为岩质边坡与土质边坡是必要的。

3.1.2 岩质边坡破坏型式的确定是边坡支护设计的基础。众所周知，不同的破坏型式应采用不同的支护设计。本规范宏观地将岩质边坡破坏形式确定为滑移型与崩塌型两大类。实际上这两类破坏型式是难以截然划分的，故支护设计中不能生搬硬套，而应根据实际情况进行设计。

3.1.3 边坡岩体分类是边坡工程勘察的非常重要的内容，是支护设计的基础。本规范从岩体力学观点出发，强调结构面的控制作用，对边坡岩体进行侧重稳定性的分类。建筑边坡高度一般不大于 50m，在 50m 高的岩体自重作用下是不可能将中、微风化的软岩、较软岩、较硬岩及硬岩剪断的。也就是说中、微风化岩石的强度不是构成影响边坡稳定的重要因素，所以未将岩石强度指标作为分类的判定条件。

3.1.4 本条规定既考虑了安全又挖掘了潜力。

3.2 边坡工程安全等级

3.2.1 ~ 3.2.2 边坡工程安全等级是支护工程设计、施工中根据不同的地质环境条件及工程具体情况加以区别对待的重要标准。本条提出边坡安全等级分类的原则，除根据《建筑结构可靠度设计统一标准》按破坏后果严重性分为很严重、严重、不严重外，尚考虑了边坡稳定性因素（岩土类别和坡高）。从边坡工程事故原因分析看，高度大、稳定性差的边坡（土质软弱、滑坡区、外倾软弱结构面发育的边坡等）发生事故的较高，破坏后果也较严重，因此本条将稳定性很差的、坡高较大的边坡均划入一级边坡。

3.2.3 本条提出边坡塌滑区对土质边坡按 $45^\circ + \frac{1}{2}$ 考虑，对岩质边坡按 6.3.5 条考虑，作为坡顶有重要建（构）筑物时确定边坡工程安全等级的条件，也是边坡侧压力计算理论最大值时边坡滑裂面以外区域，并非岩土边坡稳定角以外的区域。例如砂土的稳定角为 30° 。

3.3 设计原则

3.3.1 为保证支护结构的耐久性和防腐性达到正常使用极限状态功能的要求，需要进行抗裂计算的支护结构的钢筋混凝土构件的构造和抗裂应按现行有关规定执行。锚杆是承受高应力的受拉构件，其锚固砂浆的裂缝开展较大，计算一般难以满足规范要求，设计中应采取严格的防腐构造措施，保证锚杆的耐久性。

3.3.2 边坡工程设计的荷载组合，应按照《建筑结构荷载规范》与《建筑结构可靠度设计统一标准》执行，根据边坡工程结构受力特点，本规范采用了以下组合：

1 按支护结构承载力极限状态设计时，荷载效应组合应为承载能力极限状态的基本组合；

2 边坡变形验算时，仅考虑荷载的长期组合，不考虑偶然荷载的作用；

3 边坡稳定验算时，考虑边坡支护结构承受横向荷载为主的特点，采用短期荷载组合。

本规范与国家现行建筑地基基础设计规范的基本精神同步，涉及地基承载力和锚固体计算部分采用特征值（类同容许值）的概念，支护结构和锚筋及锚固设计与现行有关规范中上部结构一致，采用极限状态法。

3.3.4 建筑边坡抗震设防的必要性成为工程界的统一认识。城市中建筑边坡一旦破坏将直接危及到相邻的建筑，后果极为严重，因此抗震设防的建筑边坡与建筑物的基础同样重要。本条提出在边坡设计中应考虑抗震构造要求，其构造应满足现行《抗震设计规范》中对梁的相应要求，当立注竖向附加荷载较大时，尚应满足对柱的相应要求。

3.3.6 对边坡变形有较高要求的边坡工程，主要有以下几类：

1 重要建（构）筑物基础位于边坡塌滑区；

2 建（构）筑物主体结构对地基变形敏感，不允许地基有较大变形时；

3 预估变形值较大、设计需要控制变形的高大土质边坡。

影响边坡及支护结构变形的因素复杂，工程条件繁多，目前尚无实用的理论计算方法可用于工程实践。本规范 7.2.5 关于锚杆的变形计算，也只是近似的简化计算。在工程设计中，为保证上述类型的一级边坡满足正常使用极限状态条件，主要依据设计经验和工程类比及按本规范 14 章采用控制性

措施解决。

当坡顶荷载较大（如建筑荷载等）、土质较软、地下水发育时边坡尚应进行地下水控制验算、坡底隆起、稳定性及渗流稳定性验算，方法可按国家现行有关规范执行。

由于施工爆破、雨水浸蚀及支护不及时等因素影响，施工期边坡塌方事故发生率较高，本条强调施工期各不利工况应作验算，施工组织设计应充分重视。

3.4 一般规定

3.4.2 动态设计法是本规范边坡支护设计的基本原则。当地质勘察参数难以准确确定、设计理论和方法带有经验性和类比性时，根据施工中反馈的信息和监控资料完善设计，是一种客观求实、准确安全的设计方法，可以达到以下效果：

1 避免勘察结论失误。山区地质情况复杂、多变，受多种因素制约，地质勘察资料准确性的保证率较低，勘察主要结论失误造成边坡工程失败的现象不乏其例。因此规定地质情况复杂的一级边坡在施工开挖中补充“施工勘察”，收集地质资料，查对核实原地质勘察结论。这样可有效避免勘察结论失误而造成工程事故。

2 设计者掌握施工开挖反映的真实地质特征、边坡变形量、应力测定值等，对原设计作校核和补充、完善设计、确保工程安全，设计合理。

3 边坡变形和应力监测资料是加快施工速度或排危应急抢险，确保工程安全施工的重要依据。

4 有利于积累工程经验，总结和发展边坡工程支护技术。

3.4.4 综合考虑场地地质条件、边坡重要性及安全等级、施工可行性及经济性、选择合理的支护设计方案是设计成功的关键。为便于确定设计方案，本条介绍了工程中常用的边坡支护型式。

3.4.5 建筑边坡场地有无不良地质现象是建筑物及建筑边坡选址首先必须考虑的重大问题。显然在滑坡、危岩及泥石流规模大、破坏后果严重、难以处理的地段规划建筑场地是难以满足安全可靠、经济合理的原则的，何况自然灾害的发生也往往不以人们的意志为转移。因此在规模大、难以处理的、破坏后果很严重的滑坡、危岩、泥石流及断层破碎带地区不应修筑建筑边坡。

3.4.6 稳定性较差的高大边坡，采用后仰放坡或分阶放坡方案，有利于减小侧压力，提高施工期的安全和降低施工难度。

3.4.7 当边坡坡体内及支护结构基础下洞室（人防洞室或天然溶洞）密集时，可能造成边坡工程施工期塌方或支护结构变形过大，已有不少工程教训，设计时应引起充分重视。

3.4.9 本条所指的“新结构、新技术”是指尚未被规范和有关文件认可的新结构、新技术。对工程中出现超过规范应用范围的重大技术难题，新结构、新技术的合理推广应用以及严重事故的正确处理，采用专门技术论证的方式可达到技术先进、确保质量，安全经济的良好效果。重庆、广州和上海等地区在主管部门领导下，采用专家技术论证方式在解决重大边坡工程技术难题和减少工程事故方面已取得良好效果。因此本规范推荐专门论证作法。

3.6 坡顶有重要建（构）筑物的边坡工程设计

3.6.1 坡顶建筑物基础与边坡支护结构的相互作用主要考虑建筑荷载传给支护结构对边坡稳定的影响，以及因边坡临空状使建筑物地基侧向约束减小后地基承载力相应降低及新施工的建筑基础和施工开挖期对边坡原有水系产生的不利影响。

3.6.2 在已有建筑物的相邻处开挖边坡，目前已有不少成功的工程实例，但危及建筑物安全的事故也时有发生。建筑物的基础与支护结构之间距离越近，事故发生的可能性越大，危害性越大。本条规定的目的是尽可能保证建筑物基础与支护结构间较合理的安全距离，减少边坡工程事故发生的可能性。确因工程需要时，应采取相应措施确保勘察、设计和施工的可靠性。不应出现因新开挖边坡使原稳定的建筑基础置于稳定性极差的临空状外倾软弱结构面的岩体和稳定性极差的土质边坡塌滑区外边缘，造成高风险的边坡工程。

3.6.3 当坡顶建筑物基础位于边坡塌滑区，建筑物基础传来的垂直荷载、水平荷载及弯距部分作用于支护结构时，边坡支护结构强度、整体稳定和变形验算均应根据工程具体情况，考虑建筑物传来的荷载对边坡支护结构的作用。其中建筑水平荷载对边坡支护结构作用的定性及定量近视估算，可根据基础方案、构造作法、荷载大小、基础到边坡的距离、边坡岩土体性状等因素确定。建筑物传来的水平荷载由基础抗侧力、地基摩擦力及基础与边坡间

坡体岩土抗力承担，当水平作用力大于上述抗力之和时由支护结构承担不平衡的水平力。

3.6.6 本条强调坡顶建（构）筑物基础荷载作用在边坡外边缘时除应计算边坡整体稳定外，尚应进行地基局部稳定性验算。

4 边坡工程勘察

4.1 一般规定

4.1.1 为给边坡治理提供充分的依据，以达到安全、合理的整治边坡的目的，对边坡（特别是一些高边坡或破坏后果严重的边坡）进行专门性的岩土工程勘察是十分必要的。

当某边坡作为主体建筑的环境时要求进行专门性的边坡勘察，往往是不现实的，此时对于二、三级边坡也可结合对主体建筑场地勘察一并进行。岩土体的变异性一般都比较大，对于复杂的岩上边坡很难在一次勘察中就将主要的岩土工程问题全部查明；而且对于一些大型边坡，设计往往也是分阶段进行的。分阶段勘察是根据国家基本建设委员会（73）建革字第308号文精神，并考虑与设计工作相适应和我国的长期习惯作法。

当地质环境条件复杂时，岩土差异性就表现得更加突出，往往即使进行了初勘、详勘还不能准确的查明某些重要的岩土工程问题，这时进行施工勘察就很重要了。

4.1.2 建筑边坡的勘察范围理应包括可能对建（构）筑物有潜在安全影响的区域。但以往多数勘察单位在专门性的边坡勘察中也常常是范围偏小，将勘察范围局限在指定的边坡范围之内。

勘察孔进入稳定层的深度的确定，主要依据查明支护结构持力层性状，并避免在坡脚（或沟心）出现判层错误（将大块石误判为基岩）等。

4.1.3 本条是对边坡勘察提出的理应做到的最基本要求。

4.1.4 监测工作的重要性是不言而喻的，尤其是对建筑而言，它是预防地质灾害的重要手段之一。以往由于多种原因对监测工作重视不够，产生突发性灾害的事例也是屡见不鲜的。因而规范特别强调要对地质环境条件复杂的工程安全等级为一级的边坡在勘察过程中应进行监测。

众所周知，水对边坡工程的危害是很大的，因而掌握地下水随季节的变化规律和最高水位等有关水文地质资料对边坡治理是很有必要的。对位于水体附近或地下水发育等地段的边坡工程宜进行长期观测，至少应观测一个水文年。

4.1.5 土质、不同工况下，土的抗剪强度是不同的。所以土的抗剪强度指标应根据

土质条件和工程实际情况确定。如土坡处于稳定状态，土的抗剪强度指标就应用抗剪断强度进行适当折减，若已经滑动则应采用残余抗剪强度；若土坡处于饱水状态，应用饱和状态下抗剪强度值等。

4.2 边坡勘察

4.2.1~4.2.3 边坡勘察工作的具体要求，也是最基本要求。

4.2.4~4.2.5 边坡勘察中勘探工作的具体要求，边坡（含基坑边坡）勘察的重点之一是查明岩土体的性状。对岩质边坡而言，是查明边坡岩体中结构面的发育性状。用单一的直孔往往难以达到预期效果，采用多种手段，特别是斜孔、井槽、探槽对于查明陡倾结构是非常有效的。

边坡的破坏主要是重力作用下的一种地质现象其破坏方式主要是沿垂直于边坡方向的滑移失稳，故而勘察线应沿垂直边坡布置。

表 4.2.5 中勘探线、点间距是以能满足查明边坡地质环境条件需要而确定的。

4.2.6 范采用概率理论对测试数据进行处理，根据概率理论，最小数据量 n 由 $t_p = \sqrt{n} = \Delta r / \delta$ 确定。式中 t_p 为 t 分布的系数值，与置信水平 p_s 和自由度 $(n-1)$ 有关。一般土体的性质指标变异性多为变异性很低一低，要较之岩体（变异性多为低~中等）为低。故土体 6 个测试数据（测试单值）基本能满足置信概率 $p_s=0.95$ 时的精度要求，而岩体则需 9 个测试数据（测试单值）才能达到置信概率 $p_s=0.95$ 时的精度要求。由于岩石三轴剪试验费用较高等原因，所以工作中可以根据地区经验确定岩体的 C 、 ϕ 值并应用测试资料作校核。

4.2.7 岩石（体）作为一种材料，具有在静载作用下随时间推移而出现强度降低的“蠕变效应”（或称“流变效应”）。岩石（体）流变试验在我国（特别是建筑边坡）进行得不是很多。根据研究资料表明，长期强度一般为平均标准强度的 80% 左右。对于一些有特殊要求的岩质边坡，从安全、经济的角度出发，进行“岩体流变”试验是必要的。

4.2.8~4.2.9 两条是对边坡岩土体及环境保护的基本要求。

4.3 气象、水文和水文地质条件

4.3.1 大量的建筑边坡失稳事故的发生，无不说明了雨季、暴雨过程、地表径流及地下水对建筑边坡稳定性的重大影响，所以建筑边坡的工程勘察应满足各类建筑边坡的支护设计与施工的要求，并开展进一步专门必要的分析评价工作，因此提供完

整的气象、水文及水文地质条件资料，并分析其对建筑边坡稳定性的作用与影响是非常重要的。

4.3.2 必要的水文地质参数是边坡稳定性评价、预测及排水系统设计所必需的，为获取水文地质参数而进行的现场试验必须在确保边坡稳定的前提下进行。

4.3.3 本条要求在边坡的岩土勘察或专门的水文地质勘察中，对边坡岩土体或可能的支护结构由于地下水产生的侵蚀、矿物成分改变等物理、化学影响及影响程度进行调查研究与评价。另外，本条特别强调了雨季和暴雨过程的影响。对一级边坡或建筑边坡治理条件许可时，可开展降雨渗入对建筑边坡稳定性影响研究工作。

4.4 危岩崩塌勘察

4.4.1 在丘陵、山区选择场址和考虑建筑总平面布置时，首先必须判定山体的稳定性，查明是否存在产生危岩崩塌的条件。实践证明，这些问题如不在选择场址或可行性研究中及时发现和解决，会给经济建设造成巨大损失。因此，规范规定危岩崩塌勘察应在可行性研究或初步勘察阶段进行。工作中除应查明产生崩塌的条件及规模、类型、范围，预测其发展趋势，对崩塌区作为建筑场地的适宜性作出判断外，尚应根据危岩崩塌产生的机制有针对性地提出防治建议。

4.4.2、4.4.3、4.4.5 危岩崩塌勘察区的主要工作手段是工程地质测绘。工作中应着重分析，研究形成崩塌的基本条件，判断产生崩塌的可能性及其类型、规模、范围。预测发展趋势，对可能发生崩塌的时间、规模方向、途径、危害范围做出预测，为防治工程提供准确的工程勘察资料（含必要的设计参数）并提出防治方案。

4.4.4 不同破坏型式的危岩其支护方式是不同的。因而勘察中应按单个危岩确定危岩的破坏型式、进行稳定性评价，提供有关图件（平面图、剖面图或实体投影图）、提出支护建议。

4.5 边坡力学参数

4.5.1~4.5.3 岩土性质指标（包括结构面的抗剪强度指标）应通过测试确定。但当前并非所有工程均能做到。由于岩体（特别是结构面）的现场剪切试验费用较高、试验时间较长、试验比较困难等原因，规范参照《工程岩体分级标准》GB50218—94表 C.0.2 并结合国内一些测试数据、研究成果及工程经验提出表 4.5.1 及表 4.5.2 供工程勘察设计人员使用。对破坏后果严重的一级岩质边坡应作测试。

4.5.4 岩石标准值是对测试值进行误差修正后得到反映岩石特点的值。由于岩体中

或多或少都有结构面存在，其强度要低于岩石的强度。当前不少勘察单位采用水利水电系统的经验，不加区分地将岩石的粘聚力 C 乘以 0.2，内摩擦系数 (tg) 乘以 0.8 作为岩体的 C 、 φ 。根据长江科学院重庆岩基研究中心等所作大量现场试验表明，岩石与岩体（尤其是较完整的岩体）的内摩擦角相差很微，而粘聚力 C 则变化较大。规范给出可供选用的系数。一般情况下粘聚力可取中小值，内摩擦角可取中高值。

4.5.5 岩体等效内摩擦角是考虑粘聚力在内的假想的“内摩擦角”，也称似内摩擦角或综合内摩擦角。可根据经验确定，也可由公式计算确定。常用的计算公式有多种，规范推荐以下公式是其中一种简便的公式。等效内摩擦角的计算公式推导如下：

$$\tau = \sigma tg\varphi + c, \text{ 或 } \tau = \sigma ttg\varphi_d$$

则
$$tg\varphi_d = tg\varphi + \frac{c}{\sigma}$$

$$= tg\varphi + 2c / rh \cos\theta$$

即
$$\varphi_d = arctg(tg\varphi + 2c / rh \cos\theta)$$

式中 τ ——剪应力；
 σ ——正应力；

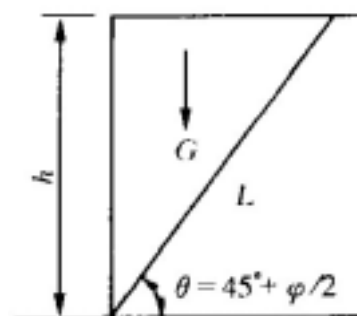


图 4.5.5-1

——岩体破裂角 θ 为 $45^\circ + \varphi/2$ 。岩体等效内摩擦角 φ_d 在工程中应用较广，

也为广大工程技术人员所接受。可用来判断边坡的整体稳定性：当边坡岩体处于极限平衡状态时，即下滑力等于抗滑力 $G \sin\theta = G \cos\theta tg\varphi + cL = G \cos\theta tg\varphi_d$

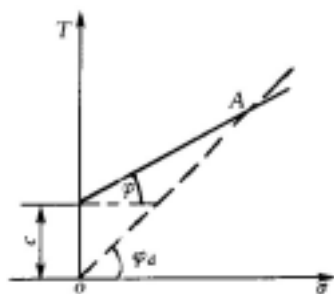


图 4.5.5-2

则： $tg \theta = tg \varphi_d$

故当 $\theta < \varphi_d$ 时边坡整体稳定，反之则不稳定。

由图 4.5.5-2 知，只有 A 点才真正能代表等效内摩擦角。当正应力增大（如在边坡上堆载或边坡高度加高）则不安全，正应力减小（如在边坡上减载或边坡高度减低）则偏于安全。故在使用等效内摩擦角时，常常是将边坡最大高度作为计算高度来确定正应力。

表 4.5.5 是根据大量边坡工程总结出的经验值，各地应在工程中不断积累经验。

需要说明的是：1) 等效内摩擦角应用岩体 c 、 φ 值计算确定；2) 由于边坡岩体的不均一性等，一般情况下，等效内摩擦角的计算边坡高度不宜超过 15m，不得超过 25m。3) 考虑岩体的“流变效应”，计算出的等效内摩擦角尚应进行适当折减。

4.5.6 按照不同的工况选择不同的抗剪强度指标是为了使计算结果更加接近客观实际。

5 边坡稳定性评价

5.1 一般规定

5.1.1 施工期存在不利工况的边坡系指在建筑和边坡加固措施尚未完成的施工阶段可能出现显著变形或破坏的边坡。对于这些边坡，应对施工期不利工况条件下的边坡稳定性做出评价。

5.1.2 工程地质类比方法主要是依据工程经验和工程地质学分析方法，按照坡体介质、结构及其他条件的类比，进行边坡破坏类型及稳定性状态的定性判断。

边坡稳定性评价应包括下列内容：

- 1 边坡稳定性状态的定性判断；
- 2 边坡稳定性计算；
- 3 边坡稳定性综合评价；
- 4 边坡稳定性发展趋势分析。

5.2 边坡稳定性分析

5.2.1 边坡稳定性分析应遵循以定性分析为基础，以定量计算为重要辅助手段，进行综合评价的原则。因此，根据工程地质条件、可能的破坏模式以及已经出现的变形破坏迹象对边坡的稳定性状态做出定性判断，并对其稳定性趋势做出估计，是边坡稳定性分析的重要内容。

根据已经出现的变形破坏迹象对边坡稳定性状态做出定性判断时，应十分重视坡体后缘可能出现的微小张裂现象，并结合坡体可能的破坏模式对其成因作细致分析。若坡体侧边出现斜列裂缝，或在坡体中下部出现剪出或隆起变形时，可做出不稳定的判断。

5.2.2 岩质边坡稳定性计算时，在发育3组以上结构面，且不存在优势外倾结构面组的条件下，可以认为岩体为各向同性介质，在斜坡规模相对较大时，其破坏通常按近似圆弧滑面发生，宜采用圆弧滑动面条分法计算。对边坡规模较小、结构面组合关系较复杂的块体滑动破坏，采用赤平极射投影法及实体比例投影法较为方便。

5.2.5 本条推荐的计算方法为不平衡推力传递法，计算中应注意如下可能出现的问题：

- 1 当滑面形状不规则，局部凸起而使滑体较薄时，宜考虑从凸起部位剪出的可能性，

可进行分段计算；

2 由于不平衡推力传递法的计算稳定系数实际上是滑坡最前部条块的稳定系数，若最前部条块划分过小，在后部传递力不大时，边坡稳定系数将显著地受该条块形状和滑面角度影响而不能客观地反映边坡整体稳定性状态。因此，在计算条块划分时，不宜将最下部条块分得大小；

3 当滑体前部滑面较缓，或出现反倾段时，自后部传递来的下滑力和抗滑力较小，而前部条块下滑力可能出现负值而使边坡稳定系数为负值，此时应视边坡为稳定状态；当最前部条块稳定系数不能较好地反映边坡整体稳定性时，可采用倒数第二条块的稳定性系数，或最前部 2 个条块稳定系数的平均值。

5.2.6 边坡地下水动水压力的严格计算应以流网为基础。但是，绘制流网通常是较困难的。考虑到用边坡中地下水位线与计算条块底面倾角的平均值作为地下水动水压力的作用方向具有可操作性，且可能造成的误差不会太大，因此可以采用第 5.2.6 规定的方法。

5.3 边坡稳定性评价

5.3.1 边坡稳定安全系数因所采用的计算方法不同，计算结果存在一定差别，通常圆弧法计算结果较平面滑动法和折线滑动法偏低。因此在依据计算稳定安全系数评价边坡稳定性状态时，评价标准应根据所采用的计算方法按表 5.3.1 分类取值。地质条件特殊的边坡，是指边坡高度较大或地质条件十分复杂的边坡，其稳定安全系数标准可按本规范表 5.3.1 的标准适当提高。

6 边坡支护结构上的侧向岩土压力

6.1 一般规定

6.1.1~6.1.2 当前,国内外对土压力的计算都采用著名的库仑公式与朗金公式,但上述公式基于极限平衡理论,要求支护结构发生一定的侧向变形。若挡墙的侧向变形条件不符合主动、静止或被动极限平衡状态条件时则需对侧向岩土压力进行修正,其修正系数可依据经验确定。

土质边坡的土压力计算应考虑如下因素:

- 1 土的物理力学性质(重力密度、抗剪强度、墙与土之间的摩擦系数等);
- 2 土的应力历史和应力路径;
- 3 支护结构相对土体位移的方向、大小;
- 4 地面坡度、地面超载和邻近基础荷载;
- 5 地震荷载;
- 6 地下水位及其变化;
- 7 温差、沉降、固结的影响;
- 8 支护结构类型及刚度;
- 9 边坡与基坑的施工方法和顺序。

岩质边坡的岩石压力计算应考虑如下因素:

- 1 岩体的物理力学性质(重力密度、岩石的抗剪强度和结构面的抗剪强度);
- 2 边坡岩体类别(包括岩体结构类型、岩石强度、岩体完整性、地表水浸蚀和地下水状况、岩体结构面产状、倾向坡外结构面的结合程度等);
- 3 岩体内单个软弱结构面的数量、产状、布置形式及抗剪强度;
- 4 支护结构相对岩体位移的方向与大小;
- 5 地面坡度、地面超载和邻近基础荷载;
- 6 地震荷载;
- 7 支护结构类型及刚度;
- 8 岩石边坡与基坑的施工方法与顺序。

6.2 侧向土压力

6.2.1~6.2.5 按经典土压力理论计算静止土压力、主动与被动土压力。本条规定主动土压力可用库仑公式与朗金公式，被动土压力采用朗肯公式。一般认为，库仑公式计算主动土压力比较接近实际，但计算被动土压力误差较大；朗肯公式计算主动土压力偏于保守，但算被动土压力反而偏小。建议实际应用中，用库仑公式计算主动土压力，用朗肯公式计算被动土压力。

6.2.6~6.2.7 采用水土分算还是水土合算，是当前有争议的问题。一般认为，对砂土与粉土采用水土分算，粘性土采用水土合算。水土分算时采用有效应力抗剪强度；水土合算时采用总应力抗剪强度。对正常固结土，一般以室内自重固结下不排水指标求主动土压力；以不固结不排水指标求被动土压力。

6.2.8 本条主动土压力是按挡墙后有较陡的稳定岩石坡情况下导出的。设计中应当注意，锚杆应穿过表面强风化与十分破碎的岩体，使锚固区落在稳定的岩体中。

陡倾的岩层上的浅层土体十分容易沿岩层面滑落，而成为当前一种多发的滑坡灾害。因而稳定岩石坡面与填土间的摩擦角取值十分谨慎。本条中提出的建议值是经验值，设计者根据地区工程经验确定。

6.2.9 本条提出的一些特殊情况下的土压力计算公式，是依据土压力理论结合经验而确定的半经验公式。

6.3 侧向岩石压力

6.3.1 由实验室测得的岩块泊松比是岩石的泊松比，而不是岩体的泊松比，因而由此算得的是静止岩石侧压力系数。岩质边坡静止侧压力系数应按 6.4.1 条修正。

6.3.2 岩体与土体不同，滑裂角为外倾结构面倾角，因而由此推出的岩石压力公式与库仑公式不同，当滑裂角 $= 45^\circ + \alpha/2$ 时式 (6.3.2) 即为库仑公式。当岩体无明显结构面时或为破碎、散体岩体时 α 角取 $45^\circ + \alpha/2$ 。

6.3.3 有些岩体中存在外倾的软弱结构面，即使结构面倾角很小，仍可能产生四面楔体滑落，对滑落体的大小按当地实际情况确定。滑落体的稳定分析采用力多边形法验算。

6.3.4 本条给出滑移型岩质边坡各种条件下的侧向岩石压力计算方法，以及边坡侧压力和破裂角设计取值原则。

6.4 侧向岩土压力的修正

6.4.1~6.4.2 当坡肩有建筑物，挡墙的变形量较大时，将危及建筑物的安全及正常使用。为使边坡的变形量控制在允许范围内，根据建筑物基础与边坡外边缘的关系采用表 6.4.1 中的岩土侧压力修正值，其目的是使边坡仅发生较小变形，这样能保证坡顶建筑物的安全及正常使用。

岩质边坡修正静止岩石压力 E_0 为静止岩石侧压力 E_0 乘以折减系数 λ 。由于岩质边坡开挖后产生微小变形时应力释放很快，并且岩体中结构面和裂隙也会造成静止岩石压力降低，工程中不存在理论上的静止侧压力，因此岩质边坡静止侧压力应进行修正。按表 6.4.2 折减后的岩石静止侧压力约为 $1/2 (E_0 + E_a)$ ，其中岩石强度高、完整性好的类岩质边坡折减较多，而 Ⅲ 类岩质边坡折减较少。

7 锚杆(索)

7.1 一般规定

7.1.1 锚杆是一种受拉结构体系，钢拉杆、外锚头、灌浆体、防腐层、套管和联接器及内锚头等组成。锚杆挡墙是由锚杆和钢筋混凝土肋柱及挡板组成的支挡结构物，它依靠锚固于稳定岩土层内锚杆的抗拔力平衡挡板处的土压力。近年来，锚杆技术发展迅速，在边坡支护、危岩锚定、滑坡整治、洞室加固及高层建筑基础锚固等工程中广泛应用，具有实用、安全、经济的特点。

7.1.4 当坡顶边缘附近有重要建(构)筑物时，一般不允许支护结构发生较大变形，此时采用预应力锚杆能有效控制支护结构及边坡的变形量，有利于建(构)筑物的安全。

对施工期稳定性较差的边坡，采用预应力锚杆减少变形同时增加边坡滑裂面上的正应力及阻滑力，有利于边坡的稳定。

7.2 设计计算

7.2.2~7.2.4 锚杆设计宜先按式(7.2.2)计算所用锚杆钢筋的截面积，然后再用选定的锚杆钢筋面积按式(7.2.3)和式(7.2.4)确定锚固长度 l_a 。

锚杆杆体与锚固体材料之间的锚固力一般高于锚固体与土层间的锚固力，因此土层锚杆锚固段长度计算结果一般均为7.2.3控制。

极软岩和软质岩中的锚固破坏一般发生于锚固体与岩层间，硬质岩中的锚固端破坏可发生在锚杆杆体与锚固体材料之间，因此岩石锚杆锚固段长度应分别按式7.2.3和7.2.4计算，取其中大值。

表7.2.3-1 主要根据重庆及国内其他地方的工程经验，并结合国外有关标准而定的；表7.2.3-2 数值主要参考《土层锚杆设计与施工规范》及国外有关标准确定。

锚杆设计顺序和内容可按图7.2.1进行设计。

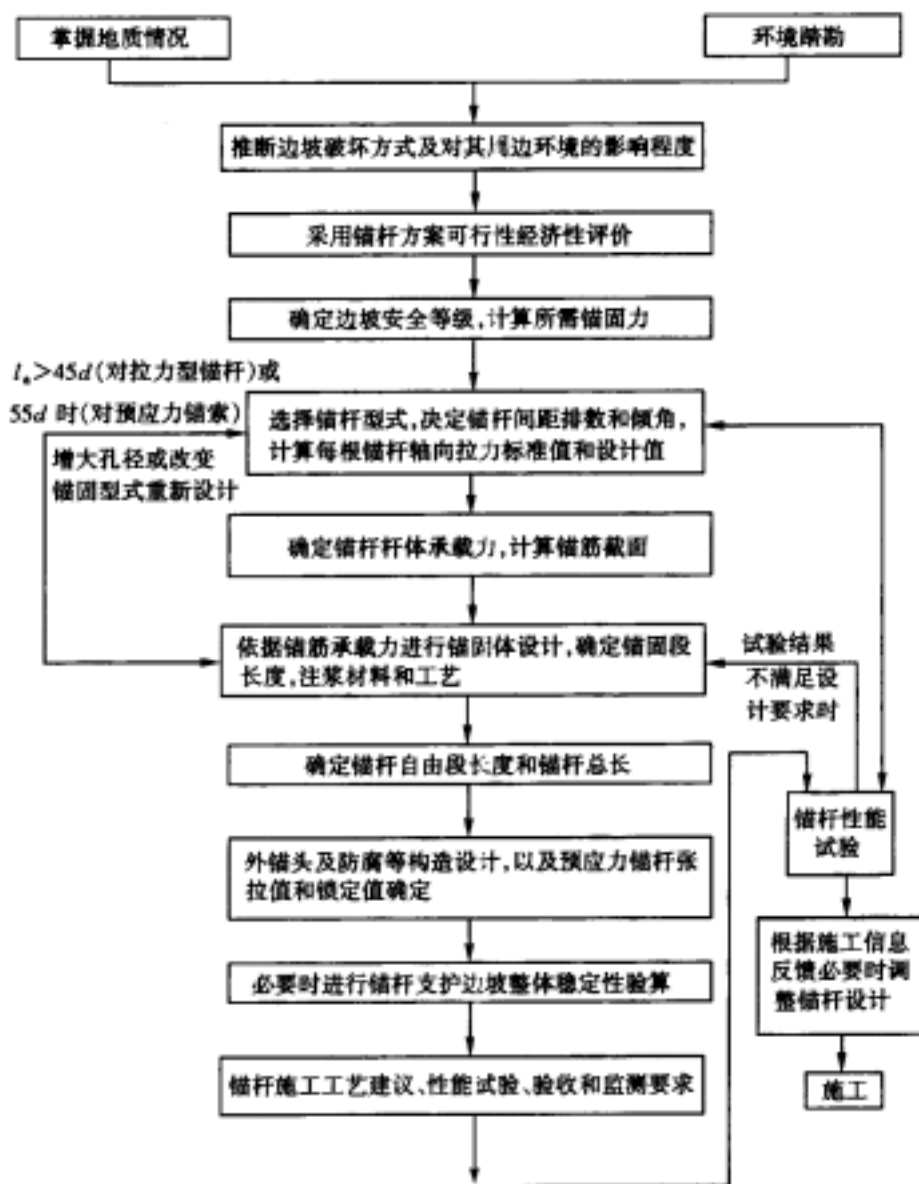


图 7.2.1 锚杆设计内容及顺序

7.2.5 自由段作无粘结处理的非预应力岩石锚杆受拉变形主要是非锚固段钢筋的弹性变形，岩石锚固段理论计算变形值或实测变形值均很小。根据重庆地区大量现场锚杆锚固段变形实测结果统计，砂岩、泥岩锚固性能较好，3 虫 25 四级精轧螺纹钢，用 M30 级砂浆锚入整体结构的中风化泥岩中 2m 时，在 600kN 荷载作用下锚固段钢筋弹性变形仅为 1mm 左右。因此非预应力无粘结岩石锚杆的伸长变形主要是自由段钢筋的弹性变形，其水平刚度可近似按 7.2.5 估算。

7.2.6 预应力岩石锚杆由于预应力的作用效应，锚固段变形极小。当锚杆承受的拉力小于预应力值时，整根预应力岩石锚杆受拉变形值都较小，可忽略不计。全粘结岩石锚杆

的理论计算变形值和实测值也较小，可忽略不计，故可按刚性拉杆考虑。

7.3 原材料

7.3.3 对非预应力全粘结型锚杆，当锚杆承载力设计值低于 400kN 时，采用 I、II 级钢筋能满足设计要求，其构造简单，施工方便。承载力设计值较大的预应力锚杆，宜采用钢绞线或高强钢丝，首先是因为其抗拉强度远高于 I、II 级钢筋，能满足设计值要求，同时可大幅度地降低钢材用量；二是预应力锚索需要的锚具、张拉机具等配件有成熟的配套产品，供货方便；三是其产生的弹性伸长总量远高于 I、II 级钢，由锚头松动，钢筋松弛等原因引起的预应力损失值较小；四是钢绞线、钢丝运输、安装较粗钢筋方便，在狭窄的场地也可施工。高强精轧螺纹钢则实用于中级承载能力的预应力锚杆，有钢绞线和普通粗钢筋的类同优点，其防腐的耐久性和可靠性较高，处于水下、腐蚀性较强地层中的预应力锚杆宜优先采用。

镀锌钢材在酸性土质中易产生化学腐蚀，发生“氢脆”现象，故作此条规定。

7.3.4 锚具的构造应使每束预应力钢绞线可采用夹片方式锁定，张拉时可整根锚杆操作。锚具由锚头、夹片和承压板等组成，为满足设计使用目的，锚头应具有补偿张拉、松弛的功能，锚具型号及性能参数详见国家现行有关标准。

精轧螺纹粗钢筋的接长必须采用专用连接器，不得采用任何形式的焊接，钢筋下料应采用砂轮锯切割，严禁采用电焊切割，其有关技术要求详见《公路桥涵设计手册》中：“预应力高强精轧螺纹粗钢筋设计施工暂行规定”。

7.4 构造设计

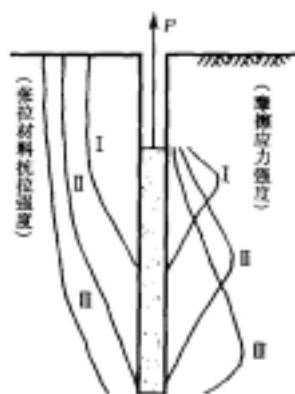


图 7.4.1 锚固应力分布图

注：—锚杆工作阶段应力分布图；

—锚杆应力超过工作阶段，变形增大时应力分布图；

—锚固段处于破坏阶段时应力分布力

7.4.1 本条规定锚固段设计长度取值的上限值和下限值，是为保证锚固效果安全、可靠，使计算结果与锚固段锚固体和地层间的应力状况基本一致并达到设计要求的安全度。

日本有关锚固工法介绍的锚固段锚固体与地层间锚固应力分布如图 7.4.1 所示。由于灌浆体与和岩上体和杆体的弹性特征值不一致，当杆体受拉后粘结应力并非沿纵向均匀分布，而是出

现如图 所示应力集中现象。当锚固段过长时，随着应力不断增加从靠近边坡面处锚固端开始，灌浆体与地层界面的粘结逐渐软化或脱开，此时可发生裂缝沿界面向

深部发展现象，如图 所示。随着锚固效应弱化，锚杆抗拔力并不与锚固长度增加成正比，如图 所示。由此可见，计算采用过长的增大锚固长度，并不能有效提高锚固力，公式(7.2.3)应用必须限制计算长度的上限值，国外有关标准规定计算长度不超过 10m。反之，锚固段长度设计过短时，由于实际施工期锚固区地层局部强度可能降低，或岩体中存在不利组合结构面时，锚固段被拔出的危险性增大，为确保锚固安全度的可靠性，国内外有关标准均规定锚固段构造长度不得小于 3~4m。

大量的工程试验证实，在硬质岩和软质岩中，中、小级承载力锚杆在工作阶段锚固段应力传递深度约为 1.5~3.0m(12~20 倍钻孔直径)，三峡工程锚固于花岗岩中 3000kN 级锚索工作阶段应力传递深度实测值约为 4.0m(约 25 倍孔径)。

综合以上原因，本规范根据大量锚杆试验结果及锚固段设计安全度及构造需要，提出锚固段的设计计算长度应满足本条要求。

7.4.4 在锚固段岩体破碎，渗水严重时，水泥固结灌浆可达到密封裂隙，封阻渗水，保证和提高锚固性能效果。

7.4.5 锚杆防腐处理的可靠性及耐久性是影响锚杆使用寿命的重要因素之一，“应力腐蚀”和“化学腐蚀”双重作用将使杆体锈蚀速度加快，锚杆使用寿命大大降低，防腐处理应保证锚杆各段均不出现杆体材料局部腐蚀现象。

预应力锚杆防腐的处理方法也可采用：除锈 刷沥青船底漆 涂钙基润滑脂后绕扎塑料布再涂润滑油后 装入塑料套管 套管两端黄油充填。

8 锚杆（索）挡墙支护

8.1 一般规定

8.1.1 本条列举锚杆挡墙的常用型式，此外还有竖肋和板为预制构件的装配肋板式锚杆挡墙，下部为挖方、上部为填方的组合锚杆挡墙。

根据地形、地质特征和边坡荷载等情况，各类锚杆挡墙的方案特点和适用性如下：

1. 钢筋混凝土装配式锚杆挡土墙适用于填方地段。

2. 现浇钢筋混凝土板肋式锚杆挡土墙适用于挖方地段，当土方开挖后边坡稳定性较差时应采用“逆作法”施工。

3. 排桩式锚杆挡土墙：适用于边坡稳定性很差、坡肩有建（构）筑物等附加荷载地段的边坡。当采用现浇钢筋混凝土板肋式锚杆挡土墙，还不能确保施工期的坡体稳定时宜采用本方案。排桩可采用人工挖孔桩、钻孔桩或型钢。排桩施工完后用“逆作法”施工锚杆及钢筋混凝土挡板或拱板。

4. 钢筋混凝土格架式锚杆挡土墙：墙面垂直型适用于稳定性、整体性较好的、Ⅱ类岩石边坡，在坡面上现浇网格状的钢筋混凝土格架梁，竖向肋和水平梁的结点上加设锚杆，岩面可加钢筋网并喷射混凝土作支挡或封面处理；墙面后仰型可用于各类岩石边坡和稳定性较好的土质边坡，格架内墙面根据稳定性可作封面、支挡或绿化处理。

5. 钢筋混凝土预应力锚杆挡土墙：当挡土墙的变形需要严格控制时，宜采用预应力锚杆。锚杆的预应力也可增大滑面或破裂面上的静摩擦力并产生抗力，更有利于坡体稳定。

8.1.2 工程经验证明，稳定性差的边坡支护，采用排桩式预应力锚杆挡墙且逆作施工是安全可靠的，设计方案有利于边坡的稳定及控制边坡水平及垂直变形。故本条提出了几种稳定性差、危害性大的边坡支护宜采用上述方案。此外，采用增设锚杆、对锚杆和边坡施加预应力或跳槽开挖等措施，也可增加边坡的稳定性。设计应结合工程地质环境、重要性及施工条件等因素综合确定支护方案。

8.1.4 填方锚杆挡土墙垮塌事故经验证实，控制好填方的质量及采取有效措施减小新填土沉降压缩、固结变形对锚杆拉力增加和对挡墙的附加推力增加是高填方锚杆

挡墙成败关键。因此本条规定新填方锚杆挡墙应作特殊设计，采取有效措施控制填方对锚杆拉力增加过大的不利情况发生。当新填方边坡高度较大且无成熟的工程经验时，不宜采用锚杆挡墙方案。

8.2 设计计算

8.2.2 挡墙侧向压力大小与岩土力学性质、墙高、支护结构型式及位移方向和大小等因素有关。根据挡墙位移的方向及大小，其侧向压力可分为主动土压力、静止土压力和被动土压力。由于锚杆挡墙构造特殊，侧向压力的影响因素更为复杂，例如：锚杆变形量大小、锚杆是否加预应力、锚杆挡土墙的施工方案等都直接影响挡墙的变形，使土压力发生变化；同时，挡土板、锚杆和地基间存在复杂的相互作用关系，因此目前理论上还未有准确的计算方法如实反映各种因素对锚杆挡墙的侧向压力的影响。从理论分析和实测资料看，土质边坡锚杆挡墙的土压力大于主动土压力，采用预应力锚杆挡墙时土压力增加更大，本规范采用土压力增大系数来反映锚杆挡墙侧向压力的增大。岩质边坡变形小，应力释放较快，锚杆对岩体约束后侧向压力增大不明显，故对非预应力锚杆挡墙不考虑侧压力增大，预应力锚杆考虑 1.1 的增大值。

8.2.3~8.2.5 从理论分析和实测结果看，影响锚杆挡墙侧向压力分布图形的因素复杂，主要为填方或挖方、挡墙位移大小与方向、锚杆层数及弹件大小、是否采用逆施工方法、墙后岩土类别和硬软等情况。不同条件时分布图形可能是三角形、梯形或矩形，仅用侧向压力随深度成线性增加的三角形应力图已不能反映许多锚杆挡墙侧向压力的实际情况。本规范 8.2.5 条对满足特定条件时的应力分布图形作了梯形分布规定，与国内外工程实测资料和相关标准一致。主要原因为逆施工法的锚杆对边坡变形产生约束作用、支撑作用和岩石和硬土的竖向拱效应明显，使边坡侧向压力向锚固点传递，造成矩形应力分布图形，与有支撑时基坑土压力呈矩形、梯形分布图形类同。反之上述条件以外的非硬土边坡宜采用库仑三角形应力分布图形或地区经验图形。

8.2.7~8.2.8 锚杆挡墙与墙后岩土体是相互作用、相互影响的一个整体，其结构内力除与支护结构的刚度有关外，还与岩土体的变形有关，因此要准确计算是较为困难的。根据目前的研究成果，可按连续介质理论采用有限元、边界元和弹性支点法等方法进行较精确的计算。但在实际工程中，也可采用等值梁法或静力平衡法等进行近似计算。

在平面分析模型中弹性支点法根据连续梁理论，考虑支护结构与其后岩土体的变形协调，其计算结果较为合理，因此规范推荐此方法。等值梁法或静力平衡法假定开挖下部边坡时上部已施工的锚杆内力保持不变，并且在锚杆处为不动点，并不能反映挡墙实际受力特点。因锚杆受力后将产生变形，支护结构刚度也较小，属柔性结构。但在锚固点变形较小时其计算结果能满足工程需要，且其计算较为简单。因此对岩质边坡及较坚硬的土质边坡，也可作为近似计算方法。对较软弱土的边坡，宜采用弹性支点法或其他较精确的方法。

8.2.9 挡板为支承于竖肋上的连续板或简支板、拱构件，其设计荷载按板的位置及标高处的岩土压力值确定，这是常规的能保证安全的设计方法。大量工程实测值证实，挡土板的实际应力值存在小于设计值的情况，其主要原因是挡土板后的岩土存在拱效应，岩土压力部分荷载通过“拱作用”直接传至肋柱上，从而减少作用在挡土板上荷载。影响“拱效应”的因素复杂，主要与岩土密实性、排水情况、挡板的刚度、施工方法和力学参数等因素有关。目前理论研究还不能做出定量的计算，一些地区主要是采取工程类比的经验方法，相同的地质条件、相同的板跨，采用定量的设计用料。本条按以上原则对于存在“拱效应”较强的岩石和土质密实且排水可靠的挖方挡墙，可考虑两肋间岩土“卸荷拱”的作用。设计者应根据地区工程经验考虑荷载减小效应。完整的硬质岩荷载减小效应明显，反之极软岩及密实性较高的土荷载减小效果稍差；对于软弱上和填方边坡，无可靠地区经验时不宜考虑“卸荷拱”作用。

8.3 构造设计

8.3.2 锚杆轴线与水平面的夹角小于 10° 后，锚杆外端灌浆饱满度难以保证，因此建议夹角一般不小于 10° 。由于锚杆水平抗拉力等于拉杆强度与锚杆倾角余弦值的乘积，锚杆倾角过大时锚杆有效水平拉力下降过多，同时将对锚肋作用较大的垂直分力，该垂直分力在锚肋基础设计时不能忽略，同时对施工期锚杆挡墙的竖向稳定不利，因此锚杆倾角宜为 $10^\circ \sim 35^\circ$ 。

提出锚杆间距控制主要考虑到当锚杆间距过密时，由于“群锚效应”锚杆承载力将降低，锚固段应力影响区段土体被拉坏可能性增大。

由于锚杆每米直接费用中钻孔费所占比例较大，因此在设计中应适当减少钻孔量，采用承载力低而密的锚杆是不经济的，应选用承载力较高的锚杆，同时也可避免“群锚效应”不利影响。

8.3.4 本条提出现浇挡土板的厚度不宜小于 200mm 的要求，主要考虑现场立模和浇混凝土的条件较差，为保证混凝土质量的施工要求。

8.3.9 在岩壁上一次浇筑混凝土板的长度不宜过大，以避免当混凝土收缩时岩石的“约束”作用产生拉应力，导致挡土板开裂，此时宜采取减短浇筑长度等措施。

8.4 施工

8.4.1 稳定性一般的高边坡，当采用大爆破、大开挖或开挖后不及时支护或存在外倾结构面时，均有可能发生边坡失稳和局部岩体塌方，此时应采用自上而下、分层开挖和锚固的逆施工法。

9 岩石锚喷支护

9.1 一般规定

9.1.1~9.1.2 锚喷支护对岩质边坡尤其是Ⅰ、Ⅱ及Ⅲ类岩质边坡，锚喷支护具有良好效果且费用低廉，但喷层外表不佳；采用现浇钢筋混凝土板能改善美观，因而表面处理包括喷射混凝土和现浇混凝土面板等。锚喷支护中锚杆起主要承载作用，面板用于限制锚杆间岩块的塌滑。

9.1.3 锚喷支护中锚杆有系统加固锚杆与局部加强锚杆两种类型。系统锚杆用以维持边坡整体稳定，采用按直线滑裂面的极限平衡法计算。局部锚杆用以维持不稳定块体，采用赤平投影法或块体平衡法计算。

9.2 设计计算

9.2.1 本条说明每根锚杆轴向拉力标准值的计算，计算中主动岩石压力按均布考虑。

9.2.3 条文中说明锚杆对危岩抗力的计算，包括危岩受拉破坏时计算与受剪破坏时计算。

9.2.4 条文中还说明喷层对局部不稳定块体的抗力计算。上述计算公式均引自国家锚杆与喷射混凝土支护技术规范，只是采用了分项系数计算。分项系数之积与原规范中总安全系数相当。

9.3 构造设计

9.3.2 锚喷支护要控制锚杆间的最大间距，以确保两根锚杆间的岩体稳定。锚杆最大间距显然与岩坡分类有关，岩坡分类等级越低，最大间距应当越小。

9.3.4 喷射混凝土应重视早期强度，通常规定1天龄期的抗压强度不应低于5Mpa。

9.3.6 边坡的岩面条件通常要比地下工程中的岩面条件差，因而喷射混凝土与岩面的粘结力约低于地下工程中喷射混凝土与岩面的粘结力。国家现行标准《锚杆喷射混凝土支护技术规范》GBJ86的规定，Ⅰ、Ⅱ类围岩喷射混凝土土岩面粘结力不低于0.8MPa；Ⅲ类围岩不低于0.5MPa。本条规定整体状与块体岩体不应低与0.7MPa；碎裂状岩体不应低于0.4Mpa。

9.4 施工

9.4.1 、 及 类岩质边坡应尽量采用部分逆作法，这样既能确保工程开挖中的安全，又便于施工。但应注意，对未支护开挖段岩体的高度与宽度应依据岩体的破碎、风化程度作严格控制，以免施工过程中出现事故。

10 重力式挡墙

10.1 一般规定

10.1.2 重力式挡墙基础底面大、体积大，如高度过大，则既不利于土地的开发利用，也往往是不经济的。当土质边坡高度大于 8m、岩质边坡高度大于 10m 时，上述状况已明显存在，故本条对挡墙高度作了限制。

10.1.3 一般情况下，重力式挡墙位移较大，难以满足对变形的严格要求。

挖方挡墙施工难以采用逆作法，开挖面形成后边坡稳定性相对较低，有时可能危及边坡稳定及相邻建筑物安全。因此本条对重力式挡墙适用范围作了限制。

10.1.4 墙型的选择对挡墙的安全与经济影响较大。在同等条件下，挡墙中主动土压力以仰斜最小，直立居中，俯斜最大，因此仰斜式挡墙较为合理。但不同的墙型往往使挡墙条件（如挡墙高度、填土质量）不同。故墙型应综合考虑多种因素而确定。

挖方边坡采用仰斜式挡墙时，墙背可与边坡坡面紧贴，不存在填方施工不便、质量受影响的问题，仰斜当是首选墙型。

挡墙高度较大时，土压力较大，降低土压力已成为突出问题，故宜采用衡重式或仰斜式。

10.2 设计计算

10.2.1 挡墙设计中，岩土压力分布是一个重要问题。目前对岩土压力分布规律的认识尚不十分清楚。按朗金理论确定土压力分布可能偏于不安全。表面无均布荷载时，将岩土压力视为与挡墙同高的三角形分布的结果是岩土压力合力的作用点有所提高。

10.2.2~10.2.4 抗滑移稳定性及抗倾覆稳定性验算是重力式挡墙设计中十分重要的一环，式（10.2.3）及式（10.2.4）应得到满足。当抗滑移稳定性不满足要求时，可采取增大挡墙断面尺寸、墙底做成逆坡、换土做砂石垫层等措施使抗滑移稳定性满足要求。当抗倾覆稳定性不满足要求时，可采取增大挡墙断面尺寸、增长墙趾、改变墙背做法（如在直立墙背上做卸荷台）等措施使抗倾覆稳定性满足要求。

土质地基有软弱层时，存在着挡墙地基整体失稳破坏的可能性，故需进行地基稳定性验算。

10.3 构造设计

10.3.1 条石、块石及素混凝土是重力式挡墙的常用材料，也有采用砖及其他材料的。

10.3.2 挡墙基底做成逆坡对增加挡墙的稳定有利，但基底逆坡坡度过大，将导致墙踵陷入地基中，也会使保持挡墙墙身的整体性变得困难。为避免这一情况，本条对基底逆坡坡度作了限制。

10.4 施工

10.4.4 本条规定是为了避免填方沿原地面滑动。填方基底处理办法有铲除草皮和耕植土、开挖台阶等。

11 扶壁式挡墙

11.1 一般规定

11.1.1 扶壁式挡墙由立板、底板及扶壁（立板的肋）三部分组成，底板分为墙趾板和墙踵板。扶壁式挡墙适用于石料缺乏、地基承载力较低的填方边坡工程。一般采用现浇钢筋混凝土结构。扶壁式挡墙高度不宜超过 10m 的规定是考虑地基承载力、结构受力特点及经济等因素定的，一般高度为 6~10m 的填方边坡采用扶壁式挡墙较为经济合理。

11.1.2 扶壁式挡墙基础应置于稳定的地层内，这是挡墙稳定的前提。本条规定的挡墙基础埋置深度是参考国内外有关规范而定的，这是满足地基承载力、稳定和变形条件的构造要求。在实际工程中应根据工程地质条件和挡墙结构受力情况，采用合适的埋置深度，但不应小于本条规定的最小值。在受冲刷或受冻胀影响的边坡工程，还应考虑这些因素的不利影响，挡墙基础应在其影响之下的一定深度。

11.2 设计计算

11.2.1 扶壁式挡墙的设计内容主要包括边坡侧向土压力计算、地基承载力验算、结构内力及配筋、裂缝宽度验算及稳定性计算。在计算时应根据计算内容分别采用相应的荷载组合及分项系数。扶壁式挡墙外荷载一般包括墙后土体自重及坡顶地面活载。

当受水或地震影响或坡顶附近有建筑物时，应考虑其产生的附加侧向土压力作用。

11.2.2 根据国内外模型试验及现场测试的资料，按库仑理论采用第二破裂面法计算侧向土压力较符合工程实际。但目前美国及日本等均采用通过墙踵的竖向面为假想墙背计算侧向压力。因此本条规定当不能形成第二破裂面时，可用墙踵下缘与墙顶内缘的连线作为假想墙及通过墙踵的竖向面为假想墙背计算侧向压力。同时侧向土压力计算应符合本规范 6 章的有关规定。

11.2.3 影响扶壁式挡墙的侧向压力分布的因素很多，主要包括墙后填土、支护结构刚度、地下水、挡墙变形及施工方法等，可简化为三角形、梯形或矩形。应根据工程具体情况，并结合当地经验确定符合实际的分布图形，这样结构内力计算才合理。

11.2.4 扶壁式挡墙是较复杂的空间受力结构体系，要精确计算是比较困难复杂的。根据扶壁式挡墙的受力特点，可将空间受力问题简化为平面问题近似计算。这种方法能反映构件的受力情况，同时也是偏于安全的。立板和墙踵板可简化为靠近底板部分为三边固定，一边自由的板及上部以扶壁为支承的连续板；墙趾底板可简化为固端在立板上的

悬臂板进行计算；扶壁可简化为悬臂的 T 形梁，立板为梁的翼，扶壁为梁的腹板。

11.2.5 扶壁式挡墙基础埋深较小，墙趾处回填土往往难以保证夯填密实，因此在计算挡墙整体稳定及立板内力时，可忽略墙前底板以上土体的有利影响，但在计算墙趾板内力时则应考虑墙趾板以上土体的重量。

11.2.6 扶壁式挡墙为钢筋混凝土结构，其受力较大时可能开裂，钢筋净保护层厚度较小，受水浸蚀影响较大。为保证扶壁式挡墙的耐久性，本条规定了扶壁式挡墙裂缝宽度计算的要求。

11.3 构造设计

11.3.1 本条根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 规定了扶壁式挡墙的混凝土强度等级、钢筋直径和间距及混凝土保护层厚度的要求。

11.3.2 扶壁式挡墙的尺寸应根据强度及刚度等要求计算确定，同时还应当满足锚固、连接等构造要求。本条根据工程实践经验总结得来。

11.3.3 扶壁式挡墙配筋应根据其受力特点进行设计。立板和墙踵板按板配筋，墙趾板按悬臂板配筋，扶壁按倒 T 形悬臂深梁进行配筋；立板与扶壁、底板与扶壁之间根据传力要求计算设计连接钢筋。宜根据立板、墙踵板及扶壁的内力大小分段分级配筋，同时立板、底板及扶壁的配筋率、钢筋的搭接和锚固等应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定。

11.3.4 在挡墙底部增设防滑键是提高挡墙抗滑稳定的一种有效措施。当挡墙稳定受滑动控制时，宜在墙底下设防滑键。防滑键应具有足够的抗剪强度，并保证键前土体足够抗力不被挤出。

11.3.5~11.3.6 挡墙基础是保证挡墙安全正常工作的十分重要的部分。实际工程中许多挡墙破坏都是地基基础设计不当引起的。因此设计时必须充分掌握工程地质及水文地质条件，在安全、可靠、经济的前提下合理选择基础形式，采取恰当的地基处理措施。当挡墙纵向坡度较大时，为减少开挖及挡墙高度，节省造价，在保证地基承载力的前提下可设计成台阶形。当地基为软土层时，可采用换土层法或采用桩基础等地基处理措施。不应将基础置于未经处理的地层上。

11.3.7 钢筋混凝土结构扶壁式挡墙因温度变化引起材料变形，增加结构的附加内力，当长度过长时可能使结构开裂。本条参照现行有关标准规定了伸缩缝的构造要求。

11.3.8 扶壁式挡墙对地基不均匀变形敏感，在不同结构单元及地层岩土性状变化时，将产生不均匀变形。为适应这种变化，宜采用沉降缝分成独立的结构单元。有条件时伸

缩缝与沉降缝宜合并设置。

11.3.9 墙后填土直接影响侧向土压力，因此宜选用重度小，内摩擦角大的填料，不得采用物理力学性质不稳定、变异大的填料（如粘性土、淤泥、耕土、膨胀土、盐渍土及有机质土等特殊土）。同时，要求填料透水性强，易排水，这样可显著减小墙后侧向土压力。

11.4 施工

11.4.1 本条规定在施工时应做好地下水、地表水及施工用水的排放工作，避免水软化地基，降低地基承载力。基坑开挖后应及时进行封闭和基础施工。

11.4.2~11.4.3 挡墙后填料应严格按设计要求就地选取，并应清除填土中的草、树皮树根等杂物。在结构达到设计强度的70%后进行回填。填土应分层压实，其压实度应满足设计要求。扶壁间的填土应对称进行，减小因不对称回填对挡墙的不利影响。挡墙泄水孔的反滤层应当在填筑过程中及时施工。

12 坡率法

12.1 一般规定

12.1.1~12.1.4 本规范坡率法是指控制边坡高度和坡度，无需对边坡整体进行加固而自身稳定的一种人工边坡设计方法。坡率法是一种比较经济、施工方便的方法，对有条件的场地宜优先考虑选用。

坡率法适用于整体稳定条件下的岩层和土层，在地下水位低且放坡开挖时不会对相邻建筑物产生不利影响的条件下使用。有条件时可结合坡顶刷坡卸载，坡脚回填压脚的方法。

坡率法可与支护结构联合应用，形成组合边坡。例如当不具备全高放坡条件时，上段可采用坡率法，下段可采用支护结构以稳定边坡。

12.2 设计计算

12.2.1~12.2.6 采用坡率法的边坡，原则上都应进行稳定性验算，但对于工程地质及水文地质条件简单的土质边坡和整体无外倾结构面的岩质边坡，在有成熟的地区经验时，可参照地区经验或表 12.2.1 或 12.2.2 确定。

12.3 构造设计

12.3.1~12.3.6 在坡高范围内，不同的岩土层，可采用不同的坡率放坡。边坡设计应注意边坡环境的防护整治，边坡水系应因势利导保持畅通。考虑到边坡的永久性，坡面应采取保护措施，防止土体流失、岩层风化及环境恶化造成边坡稳定性降低。

13 滑坡、危岩和崩塌防治

13.1 滑坡防治

13.1.1 本规范根据滑坡的诱发因素、滑体及滑动特征将滑坡分为工程滑坡和自然滑坡(含工程古滑坡)两大类,以此作为滑坡设计及计算的分类依据。对工程滑坡规范推荐采用与边坡工程类同的设计计算方法及有关参数和安全度;对自然滑坡则采用本章规定的与传统方法基本一致的方法。

滑坡根据运动方式、成因、稳定程度及规模等因素,还可分为推力式滑坡、牵引式滑坡、活滑坡、死滑坡、大中小型等滑坡。

13.1.2 对于潜在滑坡和未复活的滑坡,其滑动面岩土力学性能要优于滑坡产生后的情况,因此事先对滑坡采取预防措施所费的人力、物力要比滑坡产生后再设法整治的费用少得多,且可避免滑坡危害,这就是“以防为主,防治结合”的原则。

从某种意义上讲,无水不滑坡。因此治水是改善滑体土的物理力学性质的重要途径,是滑坡治本思想的体现。

当滑坡体上有重要建(构)物,滑坡治理除必须保证滑体的承载能力极限状态功能外,还应尽可能避免因支护结构的变形或滑坡体的再压缩变形等造成危及重要建(构)物正常使用功能状况发生,并应从设计方案上采取相应处理措施。

13.1.3~13.1.7 滑坡行为涉及的因素很多,针对性地选择处理措施综合考虑制定防治方案,达到较理想的效果。本条提出的一些治理措施是经过工程检验、得到广大工程技术人员认可的成功经验的总结。

13.1.11 滑坡支挡设计是一种结构设计,应遵循的规定很多,本条对作用于支挡结构上的外力计算作了一些规定。

滑坡推力分布图形受滑体岩土性状、滑坡类型、支护结构刚度等因素影响较大,规范难以给出各类滑坡的分布图形。从工程实测统计分析来看有以下特点,当滑体为较完整的块石、碎石类土时呈三角形分布,采用锚拉桩时滑坡推力图形宜取矩形,当滑体为粘土时呈矩形分布,当为介于两者间的滑体时呈梯形分布。设计者应根据工程情况和地区经验等因素,确定较合理的分布图形。

13.1.12 滑坡推力计算方法目前采用传递系数法,也是众多规范所推荐的方法,圆

弧滑动的滑坡推力计算也按此法进行。

抗震设防时滑坡推力计算可按现行标准及《铁路工程抗震设计规范》GBJ111 的有关规定执行。本条滑坡推力为设计值，按此进行支挡结构计算时，不应再乘以荷载分项系数。

13.1.13 滑坡是一种复杂的地质现象，由于种种原因人们对它的认识有局限性、时效性。因此根据施工现场的反馈信息采用动态设计和信息法施工是非常必要的；条文中提出的几点要求，也是工程经验教训的总结。

13.2 危岩和崩塌防治

13.2.1 ~ 13.2.4 危岩崩塌的破坏机制及分类目前国内外均在研究，但不够完善。本规范按危岩破坏特征分为塌滑型、倾倒型和坠落型三类，并根据危岩分类按其破坏特征建立计算模型进行计算。塌滑型危岩可采用边坡计算中的楔形体平衡法，倾倒型危岩可按重力式挡墙的抗倾和抗滑方法，坠落型危岩按结构面的抗剪强度核算法。条文中罗列的一些行之有效的治理办法，治理时应有针对性地选择一种或多种方法。

14 边坡变形控制

14.1 一般规定

14.1.1~14.1.3 支护结构变形控制等级应根据周边环境条件对边坡的要求确定可分为严格、较严格及不严格，如表 6.4.1 中所示。当坡顶附近有重要建（构）筑物时除应保证边坡整体稳定性外，还应保证变形满足设计要求。边坡的变形值大小与边坡高度、地质条件、水文条件、支护结构类型、施工开挖方案等因素相关，变形计算复杂且不够成熟，有关规范均未提出较成熟的计算方法，工程实践中只能根据地区经验，采用工程类比的方法，从设计、施工、变形监测等方面采取措施控制边坡变形。

同样，支护结构变形允许值涉及因素较多，难以用理论分析和数值计算确定，工程设计中可根据边坡条件按地区经验确定。

14.2 控制边坡变形的技术措施

14.2.2 当地基变形较大时，有关地基及被动土压力区加固方法按国家现行有关规范进行。

14.2.7 稳定性较差的岩上边坡（较软弱的土边坡，有外倾软弱结构面的岩石边坡，潜在滑坡等）开挖时，不利工况时边坡的稳定和变形控制应满足有关规定要求，避免出现施工事故，必要时应采取施工措施增强施工期的稳定性。

15 边坡工程施工

15.1 一般规定

15.1.1 地质环境条件复杂、稳定性差的边坡工程，其安全施工是建筑边坡工程成功的重要环节，也是边坡工程事故的多发阶段。施工方案应结合边坡的具体工程条件及设计基本原则，采取合理可行、行之有效的综合措施，在确保工程施工安全、质量可靠的前提下加快施工进度。

15.1.2 对土石方开挖后不稳定的边坡无序大开挖、大爆破造成事故的工程事例大多。采用“至上而下、分阶施工、跳槽开挖、及时支护”的逆施工法是成功经验的总结，应根据边坡的稳定条件选择安全的开挖方案。

15.2 施工组织设计

15.2.1 边坡工程施工组织设计是贯彻实施设计意图、执行规范，确保工程进度、工程质量，指导施工的主要技术文件，施工单位应认真编制，严格审查，实行多方会审制度。

15.3 信息施工法

15.3.1 ~ 15.3.2 信息施工法是将设计、施工、监测及信息反馈融为一体的现代化施工法。信息施工法是动态设计法的延伸，也是动态设计法的需要，是一种客观、求实的工作方法。地质情况复杂、稳定性差的边坡工程，施工期的稳定安全控制更为重要。建立监测网和信息反馈有利于控制施工安全，完善设计，是边坡工程经验总结和发展起来的先进施工方法，应当给予大力推广。

信息施工法的基本原则应贯穿于施工组织设计和现场施工的全过程，使监控网、信息反馈系统与动态设计和施工活动有机结合在一起，不断将现场水文地质变化情况反馈到设计和施工单位，以调整设计与施工参数，指导设计与施工。

信息施工法可根据其特殊情况或设计要求，将监控网的监测范围延伸至相邻建筑（构筑）物或周边环境，以便对边坡工程的整体或局部稳定做出准确判断，必要时采取应急措施，保障施工质量和顺利施工。

15.4 爆破施工

15.4.3 周边建筑物密集时，爆破前应对周边建筑原有变形及裂缝等情况作好详细勘查记录。必要时可以拍照、录像或震动监测。