

第六篇

边坡工程加固与处理技术

第一章 岩石高边坡工程

第一节 岩石高边坡工程的现状

一、岩石高边坡的研究意义

岩石高边坡在我国的分布相当广泛，不论是自然滑坡、崩塌以及泥石流等地质灾害，还是人类工程活动引起的不稳定边坡灾害，都对经济建设和人民生命财产造成巨大损失。据有关部门统计，我国的岩石高边坡主要分布在 24 个省、市、自治区，其中以四川省的工程滑坡发生的频次最高，其次为湖北、广东、海南、广西、云南、青海、甘肃等省。从总体上看，以西南和西北地区为主，它们的受灾频次完全受我国的地质和地理格局的影响。

据报道，我国的滑坡、崩塌和泥石流等地质灾害，正随着资源的开发而加剧，我国每年由此造成的损失近 300 亿元，对国民经济造成了不可估量的损失。近十年来，全国 400 多个市、县受到严重侵害，有近万人死亡，一半以上的地质灾害是人为因素造成的。

随着我国社会主义经济建设的大规模发展，岩石高边坡研究、治理的作用与地位日益显得重要。在水电站工程、铁道工程、公路工程筹建设中，经常需要开挖高边坡。高边坡的稳定性分析与高边坡治理常常是工程成败的关键技术，也是确保工程安全和降低建设费用的重要环节。

二、铁道、公路建设中的边坡工程

在铁道、公路建设过程中，人工开挖边坡，或筑路爆破，松动了岩体使坡体失稳而形成滑坡及崩塌，有一些工程是设计与施工不当而形成的，经常出现几万立方米至几百万立方米的滑坍事故。

以宝成铁路陕西省某段为例。这段铁路通过的地段大部分为深山峡谷区，河道蜿蜒，山坡陡立，自然斜坡一般接近其临界坡度，稳定性较差。该地段岩性复杂，岩浆岩、碎屑岩、碳酸盐岩和变质岩均有分布，还分布有砾质土、粘土和黄土等。构造上以

秦岭东西向构造带及龙门山华夏构造带为主体，经历多次构造变动。由于当时条件的限制，对复杂的工程地质条件缺乏足够的了解，加上为节省造价，限制修筑隧道，线路大多沿河绕行，不得不在较陡的地形条件下强行开挖路堑，因此高陡边坡多。据不完全统计，这段铁路的边坡开挖多达 293 处，累计 79.7km，其中接近或超过临界安全坡度的有 123 处，累计长 423km，占边坡开挖长度的 53.0%。这些边坡主要集中在略阳—马角坝之间，由于存在问题较多，在后期边坡整治过程中，仅因洞口灾害严重而接长超过 40m 的隧道有 26 座，占隧道总量 8.8%，隧道接长 3.07km，占隧道总长的 3.1%。通过整治后，工程边坡的稳定程度虽有很大改善，但目前仍存在与开挖有关的不稳定边坡 99 处，长度达 26.6km，其中因开挖边坡过陡而尚未稳定的边坡 30 处，长度 9.9km。一遇暴雨，常突然发生灾害，影响铁路运输，威胁人民生命和财产的安全。

三、水利水电工程建设引起的滑坡

水利水电工程建设引起的滑坡有两类：一类是在水利工程建设中，因施工开挖等因素而造成的；另一类是在水利工程建成后，由于水库蓄水，放水或渠道渗漏等原因造成的。后者发生的次数比前者多，一般多发生在水渠或水电站建设比较多的地区，如甘肃、湖北、湖南、四川等省区。

国际上最为著名的滑坡事故为 1963 年意大利北部山区的瓦依昂水库滑坡，水库左岸的一个体积达 $3 \times 10^7 \text{m}^3$ 的大滑坡在 30s 内填满水库，激起的涌浪越过 262m 高的坝顶冲向下游，毁坏了坝内地下厂房的大部分设施和下游的一个市镇，死亡 2000 人，成为震惊世界的水库滑坡事故。

我国在水利建设过程中，因施工开挖等因素形成的滑坡，以云南漫湾滑坡损失最大。漫湾水电站位于云南省云县和景东县境内，为澜沧江中游河段梯级开发的第一座水力发电工程。其左岸在施工开挖过程中，1 号、2 号导流洞和泄洪洞的出口地段曾多次发生规模不等的岩体塌滑，其中尤以 1989 年 1 月 7 日发生在坝基下游侧边滑坡的规模最大，总方量 10.6 万立方米，严重地影响了整个工程的进程。滑坡处理耗资 1.2 亿元，延误工期一年以上，损失超过 10 亿元。此外，如二滩水库的金龙山滑坡，李家峡的坝前滑坡也都是水利水电建设中比较重大的工程事故。

乱建水电站而导致滑坡的事故也时有发生，比较典型的如广东广宁潭布第四水电站，是计划外工程，没有审批手续，设计施工都违反自然规律，水电站建在可能发生滑坡的“崩岗”脚下，且因施工质量极差，对可能发生滑坡地段没有采取任何加固防护措施，终于在 1985 年 10 月 31 日发生了滑坡， $3 \times 10^4 \text{m}^3$ 的强风化混合花岗岩土石掩埋了水电站，全部设备报废，死亡 12 人，经济损失 100 万元。

四、开发矿产资源引起的滑坡

矿产资源开发引起的滑坡（崩塌）主要由以下原因造成：

1. 由于在边坡、山体或陡崖下部开挖矿石，形成采空区，引起坡体变形，山体开裂而导致滑坡（崩塌）；
2. 采矿时爆破，松动了岩体而使斜坡失稳；
3. 露天采矿中，由于坡上加荷、坡下开挖，或者违反边坡稳定规律进行开挖，或边坡设计不合理等人为因素影响而形成滑坡（崩塌）。

这类滑坡（崩塌）主要分布在四川、贵州、广东、湖北、河南、安徽和云南等省，其他省区零星分布。滑坡规模一般为几万立方米至几百万立方米。湖北省的采矿滑坡（崩塌）多发生在鄂西山区。鄂西山区山高谷深，地形切割强烈，且为多雨区，自然滑坡很发育，地质环境比较脆弱，所以采矿或其他人为活动稍有不慎就发生滑坡和崩塌，这里的采矿管理应有别于其他地区。另外，广东省的特点是地质环境比较优良，如果没有人为的乱采乱挖，有些滑坡灾害是完全可以避免的。

露天矿发生的滑坡，大多在数年或数十年中反复多次发生，地下采矿引起的滑坡在80年代以来明显增多，70%是1980年以来发生的。

五、边坡工程的研究现状

随着经济的飞速发展，人类对自然环境的改造、利用日益广泛。城市建设、铁道、公路及水利枢纽的修建，露天开采矿产资源、煤炭资源等，都迫切需要进行边坡工程的研究和整治。边坡工程是岩土工程的一个重要领域，涉及到工程数学、力学、工程地质学等多个学科，其研究历史已达100多年。边坡工程研究的范围涉及所有人类工程活动所形成的各种人工边坡，也包含了自然滑坡及崩塌体。国际学术活动和技术合作非常活跃，边坡工程成为许多国际会议的中心议题或主要议题，还出版了许多对边坡工程的研究与治理有重要指导意义的专著和工程手册。

1986年，在举行国际地质大会期间，成立了国际工程地质协会（IAEG），同时成立了“滑坡及其他块体运动委员会”，它是世界上第一个专门研究滑坡及其防治的国际组织。该国际组织的成立对于边坡工程的理论研究有着重要的意义。该委员会除每年向IAEG提出工作报告以外，还向联合国科教文组织（UNESCO）提交全球灾害性滑坡年度报告。国际岩石力学与工程学会、国际工程地质协会均将边坡工程作为一个重要的课题进行学术交流和探讨。1995年后，香港政府土木工程署出版了斜坡工程手册，总结了香港地区治理滑坡的工程经验，对斜坡工程提出了分析、计算和治理措施的建议。

国际工程地质协会在联合国科教文组织资助下，成立了全球滑坡登录工作组，对滑坡登记的内容、名词、标准等作了专门规定，计划建立一个完整的全球数据管理系统。1991年9月23~27日在北京召开了“应用空间技术抵抗自然灾害研讨会”，它是由中国国家科学技术委员会、中国国际减灾十年委员会与联合国外层空间事务司、亚太经济与社会委员会、联合国救济署（UNDRO）联合组织召开的。1992年2月10~14日在新西兰Christchurch召开了第6届“国际滑坡会议”。1992年12月7~11日在印度新德里召开了“国际滑坡会议”。1996年6月17~21日在挪威 Trondheim 召开第7届“国际滑坡会

议”。

此外，国际岩石力学学会（ISRM）、国际工程地质协会（IAEG）、国际岩土力学与基础工程学会（ISSMFE）、国际大坝委员会（ICOLD）、国际地质科学联合会（IUGS）、国际地理学联合会（IGU）等组织都经常召开学术会议，滑坡研究大都是会议的重要讨论专题。

随着大规模经济建设的发展，国内的滑坡研究也日益广泛深入。70年代铁道部成立了“滑坡分类与分布”专题研究组，对全国铁路沿线进行普查。在第六个五年计划期间，地质矿产部将“中国西南、西北崩滑灾害与山区斜坡稳定性研究”列为专题进行重点攻关。第七个五年计划期间，三峡工程地质地震专题组对三峡库区沿岸重点滑坡进行了登记和调查。第八个五年计划期间，水利水电部的“岩质高边坡稳定及处理技术”被列为国家重点攻关项目，由陈祖煜组织研究。80年代以来，水利水电部门对龙羊峡、大生桥、鲁布革、拉西瓦、李家峡、安康、漫湾、五强溪、龙滩等工程的边坡工程进行了系统的研究，取得了丰硕的成果。

1994年1998年由国家自然科学基金委员会和中国长江三峡工程开发总公司联合资助的重大项目“三峡船闸高边坡的变形与稳定”历经了四年的研究，为高边坡的理论与实践做出了创造性的贡献。“三峡船闸高边坡的变形与稳定”的理论研究对于中国的边坡工程研究来说，是中国边坡工程理论研究的里程碑。

我国露天矿边坡稳定性研究从50年代开始。1965年孙玉科、王思敬、孙广忠在“岩质边坡稳定性的工程地质研究”中提出“岩体结构”理论的学术观点，并先后提出岩质边坡岩体结构分类，边坡稳定性岩体结构分析，实体比例投影及其在露天矿边坡稳定性分析中的应用等理论，并于1999年4月出版了专著《中国露天矿边坡稳定性研究》。自80年代以后，我国矿山边坡研究工作得到很大发展，先后对大孤山、尖山、磐石、攀钢石英石矿、平朔露天煤矿、抚顺露天煤矿、金川矿等几十个矿山的边坡进行了系统研究，取得了一系列的科研成果。其中，王思敬等、孙广忠、何满潮以及中国科学院地质研究所、马鞍山冶金设计研究院和中国矿业大学等在露天矿边坡研究中都作出了重要的贡献。

边坡工程研究作为中国岩石力学与工程学会开展学术活动的重点。其所属的地面岩石工程专业委员会，于1986年召开成立大会及学术会议，会后出版了《中国典型滑坡》。1991年召开第三次学术会议，会后出版了《自然边坡稳定性分析暨华蓥边坡变形研讨会论文集》。

80年代初期，滑坡动力学作为独立的学科被提出来，1986年6月在湖北宜昌召开的“我国典型滑坡实例学术研讨会”建议在我国开展滑坡动力学或滑坡运动学的研究工作。1995年2月，胡广韬出版了《滑坡动力学》专著，系统地阐述了有关滑坡动力学的二十余项关键性理论和问题。三峡总公司哈秋聆、崔政权主持的长江三峡滑坡的加固研究取得了重要的成果。

最近，提出采用“变形势”理论对滑坡的失稳时间进行预测，取得了较好的效果，这在1995年1月30日发生在甘肃省的黄茨滑坡的成功预测中得到了很好的应用。探

讨以天—气—地—海的相互作用为出发点，将滑坡的发生作为地球总体运动的一个事件链，从能量的聚集、传递、释放等角度探讨滑坡发生的动力学机制，对滑坡进行预测的研究是一个新的研究思路。

边坡工程研究的理论基础需要多种学科的相互结合，相互渗透，不仅包括工程数学、工程力学、工程地质学、岩土力学，还应结合计算机仿真技术，岩土工程测试技术等手段。经过 100 多年的研究和发展，从边坡的规律性分析，到边坡的变形破坏机制的研究，以及边坡稳定性评价和预测预报，均取得了令人瞩目的成果，已初步形成边坡工程独立的学科体系。这一体系包括下列四个部分：

1. 边坡（或滑坡）的区域分布规律性研究；
2. 边坡的变形破坏机制研究；
3. 边坡的稳定性评价和预测预报；
4. 边坡工程治理。

事实上，边坡工程研究理论和治理技术多种多样，各有其优点和局限性，系统和完善边坡工程领域的理论研究和应用开发是一项艰巨的任务。

六、边坡工程理论研究

我国在边坡稳定性分析与评价、滑坡的预测预报以及边坡的工程治理技术等方面都取得很大的进展，边坡工程理论研究作为解决工程问题的基础，我国的学者给以极大的重视，取得了下列六个方面的丰硕成果。

（一）边坡工程中的岩体结构控制论

岩质边坡结构十分复杂，其稳定性取决于边坡的各类结构面的特征。中国科学院地质研究所孙广忠提出了“岩体结构控制论”，并出版了《岩体结构力学》，将赤平投影法和实体比例投影法应用于边坡工程。美国华裔学者石根华提出了“关键块体理论”，南京大学等提出了岩坡优势面控制论，认为岩坡的变形破坏受岩坡内的优势面所控制。王思敬等把断裂力学引入岩体结构。

（二）边坡工程中的分形理论

分形理论是美国数学家在 1973 年首次提出来的，主要研究自然界中一些具有相似但没有特征长度的图形或现象，其研究方法是通过确定图形或现象的分维数，以揭示该现象或图形的内在本质和规律。我国谢和平做出了重要的突破，周维垣、张公瑞将分形技术引入岩体网络生成，孙钧等提出了分形块体力学。

边坡工程中开始应用分形理论进行有意义的探索。研究表明，边坡岩体结构常呈不规则分形体态，可以用分维来表征，利用分维可以定量地描述断层、层理、节理、泥化夹层等宏观结构面的形态特征、分布、产状及粗糙度等。同样，岩体的微观结构面或破坏面也呈不规则的分形状态，这种不规则反应了岩体破坏时的能量耗散及微观结构效

应,也可用分维来表示。分维数是岩体变形破坏的某一统计特征量,分维数可以充当岩体变形破坏变量的角色进行岩体的强度和稳定性演化过程的分析。

(三) 3S 理论在边坡工程中的应用

在信息社会中,全球是一个开放系统,3S 系统已在地学领域取得初步尝试,1996 年国际岩石力学学会年会上,利用 3S 技术在岩石工程建设中的作用已引起极大注意。所谓 3S 系统是指地理信息系统(GIS - Geography Information System)、遥感系统(RS - Remote Sensing System)和全球卫星定位系统(GPS Global Positioning System)。三者融为一体为边坡工程的防治与预测预报提供了新一代观测手段、描述语言和思维工具。

从 1997 年开始,崔政权、何满潮着手建立“三峡库区边坡稳态 3S 实时工程分析系统”。

(四) 人工神经网络方法在边坡工程中的应用

人工神经网络(简称 NN - Neural Network)是指由大量简单神经元经广泛互连构成的一种计算结构,是一种广义的并行处理系统。人脑的认知模式被认为是一种并行的分布式模式,神经网络采用类似于人脑的神经网络的体系结构来构造模型仿真人的大脑功能,即把对信息的储存和计算推理同时储存在一个单元里。因此,在某种程度上神经网络被认为可以模拟生物神经网络的工作过程。

近年来,人工神经网络开始应用于边坡工程的稳定性分析和评价,对于解决复杂的边坡系统工程的稳定性问题提供了一条新的途径。

白占平针对露天矿发生的顺层滑坡,使用 BP 神经网络原理,建立了边坡系统状态识别人工神经网络模型,选择某露天矿 66 次滑坡实例和 34 个典型非失稳边坡模型作为样本进行训练和预测,取得了显著成果。

(五) 数值计算和仿真技术在边坡工程中的应用

应用数值方法进行边坡工程的计算具有下列独特的优点:

1. 由于边坡具有复杂的边界条件和地质环境,如岩土体的非均匀性、非连续性,造成边坡工程问题的非线性等特性,这些问题要采用弹塑性理论和极限平衡分析解决,数值分析可以方便地处理上述问题;

2. 数值方法可以得到边坡的应力场、应交场和位移场,非常直观地模拟边坡变形破坏过程;

3. 数值方法适用于分析边坡工程的分步开挖,边坡岩土体与加固结构的相互作用,地下水渗流,爆破和地震等因素对边坡稳定性的影响;

4. 数值分析能根据岩土作的破坏准则,确定边坡的塑性区或拉裂区域,分析边坡的累进性破坏过程和确定边坡的起始破坏部位;

5. 采用离散元法可以仿真边坡整体滑动的过程,对于预测边坡的破坏规模和方式具有重要意义。

近十几年来,孙钧、钱七虎、葛修润、周维垣、朱维申、卓家寿等从国外引进和自行研制了许多切实可行的数值分析方法用于解决边坡工程的计算。

另外,随着数值分析方法的不断发展,出现了不同数值方法的相互耦合,如有限元、边界元、无限元、离散元与块体元等的相互耦合,数值解和解析解的结合,以及非确定性的数值方法,如随机有限元、模糊有限元、概率数值分析等方法。这些方法的耦合能够充分发挥各自的特长,解决复杂的岩土工程问题。

(六) 边坡工程中的可靠性分析

在边坡稳定性分析中,最基本的评价指标是极限平衡方程的解,传统的方法是采用以安全系数为度量指标的定值法。这种方法经过长期的工程实践证明是一种有效的工程实用的方法。但在某些工程设计中,按此法计算是安全的,实际运营却发生了破坏,其原因复杂多样,其中很重要的一个因素就是从理论上忽视了计算参数的不确定性。另一方面边坡以多大程度保证安全,定值法是无法确定的,而可靠性分析却能作出明确的回答。因此,在概率论基础上进行边坡可靠性分析,考虑边坡的各种影响因素的不确定性用概率来度量边坡的安全度,必将成为边坡工程研究的发展趋势。何满潮、杨强等将优化可靠性分析的边坡状态函数,实现 MSARMA 法与蒙特卡洛模拟法的有机耦合。

第二节 岩石高边坡治理及应用实例

一、边坡治理工程分类及发展

(一) 边坡治理工程的分类

边坡治理工程一般可以分为两类:一类是排除滑坡产生的诱因,或者恢复滑坡平衡状态的工程方法,即所谓控制滑坡产生的防治工程;另一类是通过设置阻止滑坡作用的构筑物,阻止滑坡移动,即所谓直接治理滑坡运动的工程。

滑坡控制工程法,一般采用排除滑坡处的地表水、地下水,改良滑动面软弱物质的性质,恢复和保持滑动面的平衡状态。滑坡治理工程法采用对滑坡体施加反作用力的方法,增加抵抗滑动的作用,维持滑坡体的平衡。

排水包括排除地表水和地下水,这是防止滑坡的最好方法之一。

采用设置排水系统拦截流入不稳定边坡区的地表水流,采用排水廊道和钻孔等方法,排除并降低地下水,以减少滑坡体内的地下水动水压力和渗透压力,而且可以疏干岩土体的含水量,以增强岩土体的抗剪强度。如黄腊石坡,位于长江西陵与巫峡之间,湖北省巴东县下游 1.5km 的长江北岸。地下排水工程由各长 150m 的主平硐和左右支硐组成,同时布置垂直向排水井 31 个,井间距 5~15m,竖井深入滑动面以下,并与主平

洞连接将地下水排出。这是一个多层次、多方案治理的边坡，可以使滑坡在 50 年一遇的水文条件下保持稳定。

(二) 边坡治理工程的发展

在 20 世纪 50 年代以前，锚固技术只是作为施工中的临时应急措施使用。自 60 年代以来，在修建永久性工程中也得到了广泛的应用。在隧道、桥梁、水利水电工程、建筑工程、国防工程中大量采用，不仅在坚硬岩石、裂隙岩石中应用，而且在软岩、风化岩中都可以采用。过去我国采用从法国、瑞士、瑞典等国进口的锚索、锚杆设备。现在我国已可以制造锚固技术的各种设备和锚固材料。

边坡治理工程技术在国内外发展很快，大体可以分为三个阶段：

1. 20 世纪 50 年代以前，治理工程以排除地下水和地表水为主，抗滑支挡工程主要作挡土墙。

2. 20 世纪 60~70 年代，在以排水工程和挡土墙为主的同时，大力开发应用抗滑桩以解决挡土墙施工中的困难。欧美国家和俄罗斯多用钻孔钢筋混凝土灌注桩，桩径 1.0~1.5m，深 20~30m。日本则多用钻孔钢管桩，钻孔直径 400~550mm，深 20~30m，孔中放入直径 318.5~457.2mm，壁厚 10~40mm 的钢管，在钢管内外灌注混凝土或水泥砂浆，以增强桩的抗剪断能力。70 年代后期，日本开始应用 1.5~3.5m 的挖孔抗滑桩。我国曾在贵昆线二梯岩滑坡治理中采用沉井式挡土墙，在成昆线建设中成功地使用大截面挖孔钢筋混凝土抗滑桩。由于抗滑能力大，对滑坡体的扰动影响小，施工方便，很快在滑坡治理中广泛应用，在治理大、中型滑坡中几乎取代了抗滑挡土墙。已使用的抗滑桩截面有 1.2m×2.0m、1.8m×2.4m、2.0m×2.0m、2.0m×3.0m、3.0m×4.0m、3.0m×5.0m、3.5m×7.0m，深度 15~35m，最深的达 50m。70 年代的中、后期，在深入研究抗滑桩受力状态和设计理论的同时，又研究开发了排架桩、刚架桩、椅式桩挡墙等新的结构形式，改变了抗滑滑的受力状态，节省污工和钢材。

3. 20 世纪 80 年代以来，在采用小直径抗滑桩的同时，为治理大型滑坡，开始采用大直径的挖孔抗滑桩。如日本在大阪府的龟之濑滑坡治理中采用直径 5m，深 50~60m 的大型抗滑桩，在周围均匀布筋，只在滑动面附近设置型钢加强。抗滑支挡结构的另一个发展特点是锚索工程在滑坡治理中的大量应用。锚索可以与抗滑桩联合使用，或在加反力梁或锚墩的条件单独使用。单根锚索承受的拉力 500~3000kN 不等，长度一般 30~60m，最长的达 120m。由于锚索工程不开挖滑体，又能机械化施工，比抗滑桩工程节省造价 50%。我国目前锚索的应用有两种情况：

(1) 锚索与抗滑桩联合形成“锚索抗滑桩”。其受力状态是在抗滑桩顶部加 2~4 束锚索，以改变一般抗滑桩的悬臂受力条件，同时可以施加预应力使桩由原来的被动受力状态改变为主动受力状态，从而大大地减小了抗滑桩的截面和埋置深度，较普通抗滑桩节省投资约 40%。

(2) 用锚索单独稳订滑坡，即在滑坡体上设置若干条锚索，锚索锚固在滑动面以下的稳定地层中，用梁或墩作为锚索的反力装置，可以施加预应力来稳定滑坡。例如长江

三峡链子崖危岩体加固采用了锚索，锚固力选用 3000kN、2000kN、1000kN 级，锚索长度 35m，直径分别为 135mm、175mm 和 217mm，间距为 $4.0 \times 4.0\text{m}$ 、 $4.5 \times 4.5\text{m}$ 、 $5.0 \times 5.0\text{m}$ ，倾角为 25° 、 20° 、 15° 。

二、岩石边坡控制技术应用实例

(一) 三峡永久船闸高边坡加固处理案例

1. 工程概况与地质条件

三峡永久船闸位于长江右岸，坛子岭以北约 200m，距长江水边约 1638m，原地形高程在 220~250m 之间，开挖后形成南北两大高边坡，北坡最大高度达 170m，开挖坡角自上而下为：全强风化带 45° ，弱风化带及其以下梯级坡段 $63^\circ \sim 73^\circ$ ，下部闸室高为 40~68m，边坡为直立坡。

基岩主要为前震旦系闪云斜长花岗岩，岩石抗压强度（湿）90~100MPa，抗拉强度 2.65MPa，容重 27kN/m^3 ，变形模量 35~45GPa，一般硬性结构面的摩擦系数为 0.7，凝聚力为 0.2MPa。

岩体风化自上而下分为全风化、强风化、弱风化和微风化四个风化带。全风化带的厚度一般为 15~35m，平均 15~25m，最厚 46m；弱风化带上部变化极大，平均厚度 5m，但最厚可达 59m。

岩体结构可分为六类，即：整体结构、块状结构及似层状结构、次块状结构、镶嵌结构、碎裂结构和散体结构。弱风化带下部及微风化与新鲜岩体中，整体结构和块状结构占 80% 以上。根据地质测绘，共发现断层 77 条，以 NE~NEE 及 NNW 最为发育。与船闸轴线交角小于 30° 的断层对边坡稳定最为不利，但该方向断层较少，且规模比较小。

边坡岩体由四种水文地质介质组成，渗透系数随深度迅速降低。

根据实测地应力资料，在船闸区最大水平主应力一般为 9.5~10MPa，方向为 NW 40° ，与边坡夹角为 29° 。

2. 边坡稳定性的工程地质评价

通过上述工程地质条件的综合分析，对船闸区的高边坡岩体做如下工程地质评价：

(1) 边坡以微新岩体为主，岩体完整，整体强度高：断层多为胶结良好的裂隙性断层，不存在由单条断层引起的大规模失稳问题；

(2) 岩体结构面与边坡走向的夹角多大于 25° 以上，连通性差，缓倾角裂隙不发育，不具备形成整体平面或圆弧滑动的边界条件；

(3) 区内地应力、地震力不高，对边坡稳定性影响小；

(4) 地下水渗透压力对边坡稳定影响显著，应采取合理的工程措施，降低边坡内水压力；

(5) 据物理模拟试验，有限元计算及极限平衡分析，最大水平位移在强风化岩及直立坡顶为 30mm 左右，垂直位移在 50mm 以内，南北坡的斜坡段和中墩上部存在拉应力

区，坡脚为压应力集中和高剪应力区，个别断层出现剪切屈服，但边坡出现整体稳定的概率很小。边坡的局部稳定性是结构面组合形成的块体稳定，只有在施工时才能处理解决。

3. 边坡的加固处理措施

(1) 边坡排水

边坡排水包括水源补给的截、防、排以及边坡体内地下水的疏排两方面：

消除水源补给的措施：包括阻止大气降水和其他地表水的入渗，隔断山体来水，防止水库渗水，以及消除闸室渗漏等，即在闸室两侧泄水区内设置排水沟，将地表水引离边坡，在边坡表面及马道面全面铺盖，防止降水入渗，设置防渗帷幕及幕后排水，截排上游库水。控制闸室混凝土的防渗质量，防止闸室内的水向边坡渗透。

山体排水：船闸区岩体的水文地质结构具有不均匀性，浅部的地下水补给强度与渗流速度远高于深部。故在山体内设置了七层排水洞，每层排水洞内向上打两排排水孔以疏于地下水，另外在直立坡上设置水平排水孔，将地下水排到闸室衬砌墙后面的排水管网内。

(2) 系统支护

为了保持边坡的长期稳定，对边坡采取了系统的支护措施。对全强风化带边坡(1:1)，采取挂网喷混凝土支护，并设置排水管；对弱风化带边坡(1:0.5)，采取系统锚杆支护和挂网喷混凝土支护，并设置排水孔；对直立墙以上微新岩体(1:0.3)，采用系统锚杆和素混凝土喷锚支护。对于开挖时发现的松动区，裂隙张开或爆破裂隙发育，在马道以下3~5m内，普遍采取系统锚固。对直立坡也采用系统锚杆加固。

(3) 随机支护

对于施工过程中发现的地质缺陷，如结构面发育区、岩体破碎区、断层带、节理密集带或局部不稳定块体等，需分别情况进行支护。

(二) 天生桥水电站超高边坡处理实例

1. 工程概况与地质条件

天生桥二级水电站位于红水河上游南盘江，水电站厂房在中包山—芭蕉林地区。从厂房地基到调压井坡顶边坡高度达380m，堪称超高边坡。

工程场地的基岩为中三叠统砂岩与泥页岩互层，是典型的软硬相间的层状岩体。由于岩体条件和构造裂隙发育，岩层风化剧烈，在自然状态下的边坡就已经产生了多种变形和破坏，包括崩塌、滑坡、溃屈、倾倒和蠕变等。在这种地质条件下开挖超高边坡，必将产生很大的困难，特别在暴雨季节，险情不断，高边坡的稳定问题严重影响施工和工程的安全。

在这个工程中采取了综合治理措施，以抗滑桩、锚索和排水工程等方法成功地治理了这一超高边坡工程。治理面积达 $50 \times 10^4 \text{m}^2$ ，总开挖量达 $410 \times 10^4 \text{m}^3$ ，规模之大，在国内外边坡治理工程中也堪称之最。

2. 滑坡加固治理

对天生桥二级水电站的下包山滑坡,在进行滑坡滑动机理分析和稳定性分析的基础上,根据滑动面的位置,采取上部卸载和下部加压,顺层清理的方法,逐层解决。在关键地段采用抗滑桩穿过滑动面,抑挡岩体滑动;在岩体比较坚硬完整的斜坡地带,采用锚索或锚杆加固岩体;同时设置了排水沟、排水洞和排水孔,以排除地表水及地下水;在有些地段还设置了框架护坡等永久性护坡。

(1) 抗滑桩治理

根据稳定性分析的计算结果,抗滑桩的截面尺寸为 $3\text{m} \times 4\text{m}$,单排布置,桩的间距为 6m 。抗滑桩的竖向受力筋采用了 $15\text{kg}/\text{m}$ 的轻型钢轨,每根抗滑桩能承受滑坡推力 $12\,840\text{kN}$ 。抗滑桩的长度为 $25 \sim 43\text{m}$ 。采用人工挖孔方法成孔,采取间隔一个桩位的方式,分两期施工。在第一期抗滑桩浇筑过程中,滑坡的位移速率明显减缓,第二期施工结束后,观测孔显示滑坡已处于稳定状态。

(2) 预应力锚索和铺杆

下包山滑坡的前缘主滑面以下地带有一层泥化不充分的夹泥层。为提高全开挖边坡的稳定性,在 $565 \sim 580$ 高程间的坡面上,布置了 224 根锚索。根据空间有限元分析,每单位宽度剩余下滑力为 $2\,106\text{kN}$ 。若每根锚索提供的阻滑力为 $770 \sim 923\text{kN}$,则每 3m 设一列,每列有 7 根锚索。

无粘结预应力锚索由锚固段、自由张拉段和外锚固段组成。

(3) 框架护坡

是保证边坡长期稳定性的一种方法,也是滑坡综合治理不可缺少的组成部分,对岩质坡和土质坡都适用。

在下包山滑坡地段,整合强风化岩石和覆盖土层,都需要进行框架护坡处理。

根据工程实际条件,采用了两种形式:在滑面附近,框架节点设置长锚杆穿过滑面;距滑面较远的坡面框架,节点设短锚杆与强风化坡面在一定范围内形成整体“保护壳”式框架。

下山包滑坡治理,是采用多种方法的综合治理,在滑坡稳定分析和滑移机理分析的基础上,有针对性地对不同的地段不同的时期结合工地条件,采用恰当的治理措施,从而保证了施工期的安全,又保证了永久持续性运行的安全贮备。

经过多年雨季的考验,滑坡治理及建筑物都处于正常运行状态。通过监测及复核工作,得出滑坡治理效果大约是:减荷提高了 $3.5\% \sim 10\%$,抗滑桩提高了 $4\% \sim 8\%$,预应力锚杆提高了 1% ,预应力锚索提高 13.5% ,最终整体稳定安全系数提高约 30% ,若滑坡体起动前,整体稳定系数为 1 的话,治理后的安全系数为 1.3 。故下山包滑坡的综合治理是有效的,稳定性是有保证的。

滑坡的综合治理,必须建立在前期的工程地质勘察和岩土工程的综合分析基础上。

(三) 十三陵水库外边坡岩体稳定处理

1. 工程概况与地质条件

为了发电的需要，在十三陵水库左岸 600~700m 的蟒山顶上，修建了一个上池蓄水，作为抽水蓄能用水池。而上池西部的山体，是由倾向池外的数条缓倾角断层以及不良的岩体结构组成。这样就构成了，以破碎岩体结构为特征的不稳定边坡问题。

上池原为一单薄分水岭，池盆外侧自然边坡为 $25^{\circ}\sim 35^{\circ}$ ，池盆内坡开挖后为 1:1.5，宛如一天然堤坝。

西坡地层为中生代侏罗纪多次喷发形成的安山岩，并夹有安山质角砾岩及凝灰岩等。其下伏地层为陆相沉积砾岩，在高程 550m 以上，普遍分布有正长岩斑岩脉，厚度 5~10m，并与安山岩成断层破碎接触而倾向池外，在 520m 以下为砾岩，也与安山岩呈断层接触，有明显的挤压破碎特征，接触带附近岩体风化蚀变剧烈，形成 5~20m 的古风化壳。

受区域地质构造影响，西坡地质构造较为复杂：一是安山岩等火成岩为多次喷发形成，岩层产状变化大，层理不明显，其中又穿插多次侵入的岩脉，破坏了安山岩岩体的完整性；二是断裂构造发育，构造裂隙十分发育，各个方向均有节理，裂隙，裂隙密度可达 10~20 条/m，又受风化卸荷影响，裂隙大部张开，宽度多在 3~10mm 之间，大者可达 10~30cm，充填岩石碎屑及红黄色次生泥质土。

上池区无常年地表径流，包气带水主要由季节性大气降水补给水量甚微，地下水位一般在高程 500m 以下，仅在断层中见少量地下水，天然状态下断层泥呈软塑状。总体上看西边岩体属透水性较强岩体。

上池西坡岩体中发有缓倾角断层，其泥化软弱结构带的延伸方向与山体自然山坡基本一致，倾向池外，构成了潜在山坡岩体的滑动面，并与其他节理裂隙及小断层组合形成了联合滑动面。

因此试验、分析、研究滑动面上的泥化物质就十分重要。经现场压缩变形试验表明：泥化物的变形模量为 14~24MPa，断层破碎带 35~45MPa，强风化带上部岩土层 80~130MPa。泥化物含黏粒量为 35%~50%，矿物成分以蒙脱石和伊利石为主，其中蒙脱石含量一般占 50%~70%，属膨胀性粘土。

2. 治理措施

为保证上池西外边坡的稳定和安全，采取了综合治理的措施，采用 56 根抗滑桩，桩深一般为 5~40m，最深 45m。桩的截面尺寸为 2m×3m，少量 3m×4m，其中 43 根为预应力锚索抗滑桩。

治理后，十三陵抽水蓄能电站上池西外边坡的稳定性大大加强安全系数大大提高，故上池边坡的治理工程是合理有效的。

第二章 软岩边坡工程

第一节 软岩边坡工程的预备性工作

软岩边坡防治工程和边坡工程设计无论从其工程重要性还是技术复杂性来说都是十分巨大的。要事先进行一系列的预备性工作，其工作量也往往是庞大的。考虑到一些常规性的工作，例如滑坡防治规划的制订、对滑坡特征和机理的调查以及一般的地质勘查等，这些工作对于软岩滑坡工程的设计人员来说应该是十分熟悉的了。

一、滑坡防治措施确定规划安全系数

用滑坡防治工程确保安全系数的程度以此为大体目标来确定规划安全系数。以目前常用的安全系数为基础，再根据该滑坡的重要程度，确定应取的安全系数的增加比例。要想达到工程防治的预期目的，就应制定防治措施规划，如果由于人为造成的滑坡，可根据人为因素降低安全系数，根据防治工程的实际情况，保持与原地形相同的稳定性。在滑坡恢复稳定性方面，所降低的安全系数为假设所需的规划安全系数。由于只产生自然滑坡无其它诱发现象，安全系数取 0.98 或 0.95。如果只通过计算获得值作规划安全系数，它并不能完全消除人为因素的影响。

规划安全系数的确定，按以下几个步骤进行。需在假设的某滑坡处，以建筑物为区域中心，确定该处的安全系数。假设此处有重要公路、铁路及有关居民住宅、设施等，其破坏不限于该区，还包括该区附近是否稳定。它们对社会、经济有很大影响，特别是山区公路、铁路，如果均发生中断，极可能从根本上打乱了人们正常生活秩序。为了保证人们的生活安定、社会稳定，需提高规划安全系数的标准。采用滑坡防治措施，希望滑坡移动量为零，但实际上很困难，采用好的防治施工法可使防治工程稳定性好，至少达到半永久状态，因此施工方法也很重要。

从地形变化角度看，当滑坡的边坡稳定时，其安全系数变化范围为 $\pm 5\%$ ，它是表征滑坡移动和停止规律的一个重要指标。对防治滑坡措施，安全系数以 1.05 做为最低标准。如果工程量已经确定，可以基本保证滑坡的稳定性。

如果将安全系数提高 5%，还不能说能够完全控制住滑坡的发生，因为当边坡外部条件发生变化和气候异常时，滑坡很容易再度发生。虽然滑坡无明显移动，但仍存在着

一定的变形，所以需提高其安全系数。应反复研究滑坡情况及其对该区影响的重要性等，方能达到提高安全系数的目的，所以规划安全系数设为 1.10~1.15 为宜。

如果考虑到滑坡的复杂性，尽管对滑坡机制和滑动面进行稳定分析，也难以达到 100% 的正确，所以不能做出精确的断定，应根据它处于何种地理位置和地质条件来决定采用相应的规划安全系数，这样就可能防止滑坡产生。但是还要从经济观点进行权衡。一般安全系数上限取 1.25~1.30，下限取 1.05。

二、滑坡现场的现象学观测

对滑坡现场的现象学观测应进行以下几项工作：

1. 推断滑坡范围。要搞清楚滑坡在什么范围内活动，应严密地划分滑坡块体，提出控制滑坡的整治方案及其施工法。为了推断滑坡范围，应标明该区滑坡的各种特征，并将其记载于地形图上。滑坡形态是指位于滑坡头的块体，是处于受拉状态或者处于受压状态，再研究它与收集到的技术资料之间的关系，踏勘中应明确并搞清下列因素：滑落崖的滑落地段、沉陷、滑体两侧裂开，并与其相连接处被挤出、末端挤压裂隙与舌端挤压、隆起、建筑物变形、树木发育变化、倒伏状况，进一步知道凹地、沼泽、涌水、凸地、台地等微地形分布，基岩露头等情况。

有时根据土地的利用（有无居民、水田或旱田）和地下水的利用，可间接推断过去有无滑坡活动，即使将来可能活动，有哪些是危险区和不可改变的受灾区及其范围。

2. 推断因素。利用该地区及其附近的地质图大体上可推断引起滑坡的地质因素，滑坡范围可利用断层和地层界限来圈定，或者在滑坡区内根据地质构造变化状况推断，或者是滑坡顺地面坡度滑动，还是逆坡度滑动，此四种类型中任何一种都可根据地形剖面和道路挖方露头、河流和溪沟切割地质剖面的研究来推断。

3. 推断滑坡诱因及其过程。应考虑发生滑坡当时的气候等情况，观察滑坡运动状态，通过滑坡发生的全过程来推断和研究滑坡机制，参考涌水量的增减、水田地内水的增减、裂隙发展过程、滑坡头部到舌部土质变化等情况。根据该滑坡区以前曾发生的滑坡、滑移过程及其周围发生的滑坡情况，来推断滑坡诱因，并以此预先推断滑坡运动过程。

4. 预测未来滑坡的运动情况。根据现在滑坡活动情况及其活动范围来研究和预测将来灾害性滑坡的发生，乃至滑坡范围扩大情况，相应地采用必要的措施（如设置避难所、警戒线、警报器等）。

5. 划分滑坡块体。将整个滑坡活动区划分为若干个运动块体。主要通过第 1 条所进行的地表观察资料确定和研究滑坡头部的分布范围、裂隙发育情况、移动速度和方向。如果有地形图和航空照片等地表具有等高线的资料、地表移动观测资料，都可做为划分的依据。

6. 地表变化调查。滑坡变化常常通过地表出现的裂纹来显示。在裂纹发生之前，岩土体的变化有时通过井水中的水位升降，有时通过涌水变混浊等异常现象来显示，一

旦发现边坡地表出现裂纹，应首先想到是由滑坡引起的。

为了搞清楚滑坡处于何种状态，常通过测量地表裂纹和地面隆起现象来获得，这是最容易最简单的方法。地表应变能不断积累，致使滑坡面发生变化，要通过对滑坡体的张拉和挤压现象来观测滑坡移动，应确定具有代表性的移动滑坡，有选择性布置观测点，在观测点处设置仪器。滑坡进一步扩大，当出现危险时，应充分考虑地形、地质的实际情况，进一步选择观测点，将仪器布置在合理安全的位置，但必须能够正确的控制住滑坡范围。

三、滑坡的分解方法

在滑坡防治中常常遇到一些规模巨大的滑坡，沿河流或线路走向延长数百米或千米以上，体积达数百立方米甚至数千万立方米，使人感到难以治理。从实践中发现，一个特别大的滑坡常常不是一个整体滑坡，而是由多个滑坡形成的一个滑坡区。它们沿河流方向可分成若干条块；在高程上可分成若干级；在滑体结构上可分出若干层；在发生年代、滑坡次数、稳定状态上也不尽相同，因此它们是可以分解的。在滑坡分解之后，即可针对每一滑块的边界条件、作用因素、与相邻块体的相互关系评价其稳定状态和发展趋势，从而制定出针对各个滑块的稳定措施。因此，大型滑坡也是可以治理的。具体做法如下：

1. 先从地貌形态上划分滑坡的条块和级数。任一滑动过的滑坡区，由于各块体滑动速度和滑动距离不同，两块体间形成相对位移，岩土体被撕裂、松弛，常常形成后成沟谷，后成沟成为块体划分的侧界。滑坡从河边到山顶有几级平台，除正常的剥蚀平台外，常常是有几级滑坡，或从下到上有几次滑动。
2. 从山坡岩体构造和结构上划分滑坡条块和级数。地貌是山坡岩性和构造等内在条件的外观表现，因此，地貌上的划分必须以内在条件为根据。通过山坡岩土体的岩性分布和构造格局的调查分析，常常可将山坡划分出若干个构造单元；每一构造单元即成为一个滑动块体。再针对每一滑动块体主轴布置一定的勘探点，查明埋藏构造、地层岩性、滑动面位置和层数、地下水状况，即可基本确定滑坡的性质及各条块的相互关系。
3. 从变形迹象和主要作用因素分析上判定各条块的稳定状态和发展趋势。

四、滑带土抗剪强度参数的选择

滑坡滑带土的抗剪强度参数是滑坡稳定性的定量评价和抗滑工程设计时求滑坡推力所必需的重要参数。然而，它的正确选择，却使工程技术人员感到困难。在滑坡推力计算中， ϕ 值相差 $1^\circ \sim 2^\circ$ ，推力就可能成倍增加。其原因主要在于土介质的多样性、成因、成分和结构的复杂性与不均匀性，以及其强度随外界因素变化的可变性，加之滑坡过程本身的多样和复杂，就使得用仪器试验方法很难准确模拟滑带土的实际受力状态和变化过程。因此试验数据很难直接用于计算，而必须联系滑坡的实际状态和发展的趋势

加以修正才能应用。

通过滑坡的不同发育阶段及不同的滑带部位滑带土的强度特征的分析，以及抗剪强度参数选择中应考虑的基本因素，提出结合滑坡的状态综合应用各种方法确定参数的上、下界限的方法。

(一) 滑坡不同发育阶段不同部位的滑带土的强度特征

滑坡的种类很多，就一般最常见的块体而言，大体上都有主滑、牵引和抗滑三个地段及其相应的滑带。其发生的机理是：由于外界因素的作用，主滑带不能保持平衡而失稳，产生蠕动；牵引段因前方失去支撑力而产生主动破坏，破坏后牵引段连同主滑段一起推挤抗滑地段；一俟抗滑地段形成新滑面并贯通时，滑坡即开始整体滑动。随着作用因素的变化，滑坡可由等速缓慢移动而进入加速剧滑阶段，经较大距离的滑移后，滑坡又渐趋稳定，滑带开始固结，滑体沉实、压密。

(二) 取得抗剪强度参数的方法

通常采用仪器测定和现场实体滑坡上进行大面积剪切试验的方法，这些方法在有关文献中已有很详细的介绍，这里只介绍用反算法求抗剪强度的方法。

反算法的基本原理，是视滑坡将要滑动而尚未滑动的瞬间为极限平衡状态，即稳定性系数 $k = 1$ ，列出极限平衡方程求解 c 值或 ϕ 值，其必要条件是恢复滑动前的滑坡断面。反算法包括一个断面的反算、多断面联访程的反算和不恢复滑动前斜坡断面的反算。

(1) 一个断面的反算；

(2) 多断面联立方程的反算，基本条件是断面必须相似。它包括地质条件类似，特别是滑带土的物质组成和含水状态要类似；运动状态和过程类似；滑坡的发育阶段类似。

$$\left. \begin{aligned} \text{一般方程：} \quad & E_1 \phi_1 + W_1 \sin a_1 - W_1 \cos a_1 \operatorname{tg} \phi_1 - c_1 L_1 = 0 \\ & E_2 \phi_2 + W_2 \sin a_2 - W_2 \cos a_2 \operatorname{tg} \phi_2 - c_2 L_2 = 0 \end{aligned} \right\} \quad (6-2-1)$$

用反算法应注意：

对平移式块体滑坡，在极限平衡时，若后部为张开的裂缝，又无充填物，或充填物非常疏松，则不考虑此段之 c 、 ϕ 值。若后部为地堑式的裂缝带且裂缝闭合时，应考虑该段之 c 、 ϕ 值。若该部分土颗粒较粗，含水量低可假定 $c = 0$ 来选择滑体材料与滑壁间的摩擦系数。

对于首次滑动的滑坡，极限平衡断面是滑坡刚要开始滑动时的状态，此时整个滑带土的强度远未达到残余强度，因此反算求出的指标高于残余强度指标，当用于评价大滑动过或多次滑动过的滑坡的稳定性时，必须根据实际情况予以修正才能应用。此外，还要考虑求解逆问题的反分析存在解的不唯一性问题。

(3) 不恢复滑动前斜坡断面的反算。对于单一平面岩石顺层滑坡，因为地面形状变化很小，可不必恢复原地面而直接用现有滑坡断面进行反算。

对于古老滑坡，由于滑壁的剥蚀、坍塌，改变了原来的形态，或因缺少原有的地形资料，不容易恢复原地面线。这时，可不恢复原地面线，而根据滑坡复活时所处的发育阶段及其相应稳定度（即滑动安全系数不一定等于 1），用现有断面进行反算。如滑坡处于蠕动挤压阶段，取稳定度为 1.01 ~ 1.10；正在等速滑动时稳定度为 1.0；加速滑动时稳定度取 0.95 ~ 0.98，代入公式进行反算，所得指标反映当前状态。

当有建筑物（如挡土墙）或地物被滑坡滑动破坏时，在方程中应包括其可能的最大抗力，即滑坡推力 $E \neq 0$ 。这就是工程地质比拟算法。此外，在计算中还应根据滑坡发生时的具体情况决定是否计入静水、动水压力和地震力的作用。

应当指出，当主轴断面的方向与滑动方向有偏离时，反算指标也是有误差的，这是应当注意的。

在工程实践中，常常采用优化参数的直接反分析法，即优化参数使得计算得的位移或沉降值与实际量测的相应值的差异达到最小的方法。例如若定义计算位移值与实际位移值的差异为误差函数 ϵ ，即优化中的目标函数为 ϵ ：

$$\epsilon = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (S_i - S_i^*)^2} \quad (6-2-2)$$

式中 S_i^* ——第 i 点的实测位移值；
 S_i ——相应点由计算得的值。

五、边坡稳定敏感度分析

边坡稳定敏感度是某一因素对边坡稳定影响的大小，一般以该因素变化时影响稳定安全系数 K 值率作衡量，影响率大则敏感度大。对尚未开采的新建矿山，在初步设计阶段缺少对深部坡体的了解，在稳定性计算时难于确定各项影响因素。因此，有必要了解敏感度分析，对关键因素应重点调查，才可有助于稳定性分析。

根据工程确定的地质破坏模式，选用固定的计算参数——坡高、坡角、内摩擦角、内聚力、岩石密度、水的埋深、水的影响半径等等，按一定步长逐步变动某因素，以费辛柯法找出最危险滑动面，求得各量值的稳定性参数，绘制各影响因素在各自变化区间内影响边坡稳定性系数的关系曲线，计算出各影响因素的单位变化量影响 K 值的增量及百分率。

这里对边坡稳定敏感度进行分析的初步成果，以供软岩边坡工程设计者参考。

（一）内聚力和内摩擦角

（1）内聚力的单位变化对稳定性系数 K 值的影响是随 c 值的增加呈线性递增 K 值。如风化层的 c 、 ϕ 值较低， c 值每增加 100kPa，影响 K 值率达 28.9%，其敏感度对软弱的土体为最高。对整体边坡的 c 、 ϕ 值大时，影响 K 值率只有 5.5%。

(2) 内摩擦角的单位变化量对 K 值的影响率是随摩擦角的增加近似呈线性关系递增 K 值, ϕ 角每增加 1° , 对 K 值最大影响率为 4.9%, 最小影响率为 2.7%, 可见 ϕ 角每增加 1° , 对 K 值的影响率为 2% ~ 5%。

(二) 坡角和坡高

(1) 坡角的单位变化量对 K 值的影响是随坡角增加呈负指数关系递减 K 值, 这种负指数关系不明显, 可近似为线性关系。坡角每增加 1° , 对 K 值最大影响率为 3%, 最小影响率为 1%。

(2) 坡高的单位变化量对 K 值的影响随坡高增加呈负指数关系递减 K 值。边坡高度小于 120m, 坡高增加对 K 值影响显著。随着坡高的增加, 对 K 值影响将显著减小。如风化段 60m 坡高时, 坡高每增加 8m, 影响 K 值率为 15%。而 140m 坡高时, 坡高增加 8m, 影响 K 值率仅为 2.5%。当岩石边坡高度 580m 时, 坡高增加 16m, 对 K 值影响率也只有 1.2%。

(三) 水降落、水位埋深和岩体重度

(1) 水降落影响半径的单位变化量对 K 值的影响是随影响半径的增大呈指数关系递增 K 值。当水降落影响半径小时, 它的单位变化量对 K 值的影响率甚大。当影响半径愈大时, 单位变量对 K 值的影响率愈小。如整体边坡, 当水降落影响半径由 1 倍坡高降至 2 倍坡高时, 其变化量使 K 值递增 28.29%、可见正确的疏干排水对 K 值影响较敏感。当水降落影响半径由 7 倍坡高降至 8 倍坡高时, 其变化量仅使 K 值递增 0.6%。

(2) 水位埋深的单位变化量对 K 值的影响是随水位的下降呈指数关系递增 K 值。这种影响在水位距地表(坡顶)浅, 岩体强度又低时, 对 K 值影响较大。如风化层段, 在水位距地表 10m 处, 水位降低 10m, 对 K 值影响率为 3%。而整体高边坡, 水位降低 10m, 对 K 值影响率只有 0.2% ~ 0.7%。本次分析是在水降落曲线影响半径为四倍坡高的基础上进行的。

(3) 岩体重度的单位变化量对 K 值的影响是随岩体重度的增加近似呈线性关系递减 K 值。岩体重度每增加 $1\text{kN}/\text{m}^3$, K 值递减 1.1% ~ 1.4%。其影响不明显。

第二节 软岩边坡的动力稳定性分析

一、软岩边坡的静、动力稳定分析

软岩边坡的静、动力稳定问题是工程岩石力学的主要课题之一。天然的和工程边坡在动力稳定方面多受地震和地下水动水因素的影响, 此外, 有时还要考虑工程爆破动荷

载的作用。在边坡工程设计中分析爆破震动对边坡稳定性的影响，并有根据地选用一些有效的防治措施是十分必要的。

(一) 爆破震动力分析

边坡工程的爆破开挖多是从上往下成台阶或梯级状进行。因此，爆破对边坡的主要作用可取坡脚附近的爆破和沿保留坡面的爆破两种形式。这两种形式都可能引起岩坡破坏，只是破坏的方式和程度不同。爆破震动效应主要表现：首先在距震源带一定距离的范围内由于受冲击波和爆炸气浪产生的高温和高压的影响，岩体出现挤碎和开裂等非弹性效应，形成破裂带；临近边坡爆破时，破坏岩体的完整性，造成台阶边坡的不稳定；对整体边坡，由于爆破地震波的作用，使边坡岩体产生剪应力和拉应力，扩大岩体的节理裂隙，出现新的裂隙，降低了岩体强度，有可能造成边坡失稳。不同的爆破开挖程序对边坡稳定的影响也不同，这是因为开挖不断引起地应力的释放，随时间和空间而引起的地应力场的变化。其次，是开挖引起的岩体自重变化使边坡结构及其相互间的力学关系，包括不连续面或层理的受力情况发生变化。再次，是开挖爆破将不可避免地改变岩体地下水情况，包括裂隙对水量分布以及渗透压力的影响，含水量对弱面的影响等。此外，爆破还有加快滑移速度的作用。爆破挖除减小了复盖层的约束力，而靠近坡脚的爆破开挖又使对整个岩坡的约束力再次降低。这样，已经不稳定的岩体滑动所释放的能量向外传播，使其周围再移动，因而进一步扩大了滑坡范围和速度。总之，岩质边坡的爆破破坏是在爆炸力作用下岩体原有的节理和破碎带运动以及完整岩石中隐节理运动的结果。

由于爆破对边坡稳定的影响具有外在性、人为性和可控性，正确估计爆破的影响并采用合适的控制爆破方法是避免边坡失稳的主要措施。

爆破震动力应根据爆破震动实测数据确定。在缺乏实测数据情况下进行设计时，也可按岩体重量的 10% ~ 15% 估计，或者在边坡稳定分析中，降低稳定系数 5% ~ 10% 考虑。

当根据爆破震动实测数据计算爆破震动力对边坡稳定的影响时，可按通常采用的静力法进行，即把爆破时产生的震动力作为等效静力 P 来考虑。其计算公式为：

$$P = \beta_0 \cdot K_c \cdot W \quad (6-2-3)$$

式中， β_0 为爆破动力系数，其值为 0.1 ~ 0.3； K_c 为地震系数， $K_c = a/g$ ， a 是质点最大振动加速度 (cm/s^2)， $a = 2\pi fV$ ， f 是质点振动卓越频率 ($\text{次}/\text{秒}^2$)， V 为质点振动最大速度 (cm/s)； g 是重力加速度 ($980\text{cm}/\text{s}^2$)； W 是岩体重量 (t)。

(二) 评价爆破的破坏程度

评价爆破对岩质边坡的破坏程度，主要是考察爆破时产生的振动速度的大小。工程实践表明，爆破振动速度的大小对边坡稳定的影响程度是显著的。在药量和距离一定

时，振动速度为 50~75cm/s 时，边坡产生滑落；振动速度小于 22cm/s 时，对边坡稳定的影响较小。一般采用坡脚处的振动速度作为边坡动力稳定的安全判据。不同的质点振动速度和边坡可能出现的破坏特征与地震烈度的关系见表 6-2-1。

表 6-2-1 边坡地震烈度与质点震动速度对照表

| 地震烈度 | 质点震动速度 (cm/s) | 边坡可能出现的特征 |
|------|------------------|---|
| 6 | 2.7~5.5 | 在潮湿岩石中可能产生裂隙，在个别台阶上有个别掉块现象 |
| 7 | 5.5~11 | 干燥岩石中形成很轻的裂缝，在台阶上有软弱岩石滑落和掉块的个别现象 |
| 8 | 11~12 | 边坡表面和浮石产生位移裂隙，可能产生掉块，滑坡及崩落 |
| 9 | 22~42 | 软弱岩石边坡表面裂隙深度较大，边坡个别地段可能产生滑坡和不大的崩落 |
| 10 | 42~75 | 在松散岩石，特别是陷落岩石中裂隙达到很大，台阶上软弱岩石滑坡、塌陷，在陡帮上可能使软弱层发生崩落或已经破坏岩石发生崩落 |
| 11 | 75~150 | 在地表面上形成许多裂隙，边帮上岩石湿软弱面垂直位移，个别地段发生崩落和滑坡 |
| 12 | >150 | 边坡坚硬岩石的完整性遭到破坏，伴随着大量的崩落及滑坡 |

爆破引起的岩石质点运动公式如下：

$$V = K (\sqrt[3]{Q/R})^a \quad (6-2-4)$$

式中， Q 是爆破装药量 (kg)，齐发爆破时取为总药量，分段爆破时取为最大一段药量； R 是测点至爆源中心的距离 (m)； K 是与岩石性质、爆破参数和方法有关的系数； a 是爆破振动波随距离衰减的指数。 K 和 a 的值都可通过试验确定。根据国内外对矿山爆破震动的实测数据分析和工程实践，为维护边坡稳定和减少爆震对边坡岩体破坏的影响，爆破时岩石质点振动速度在设计时应限于 22~42cm/s 范围以内。其取值范围一般为：边坡稳定性差的，取 $V = 22 \sim 28\text{cm/s}$ ；中等稳定边坡，取 $V = 28 \sim 35\text{cm/s}$ ；边坡稳定性好的，取 $V = 35 \sim 42\text{cm/s}$ 。

为了减少爆破震动对边坡稳定的影响，在设计时应查明工程边坡的地质构造，特别是主节理系统的方位，尽量减少对爆破开挖不利的因素；考虑岩体结构面方位和倾向以及地应力释放情况，设计合理的开挖程序。此外，应采用适当的减震爆破技术，如预裂爆破及多段微差爆破等。由于各个边坡工程的地质类型及其岩性构造不同，场地地形不同，没有任何一处的爆破技术和参数可以原封不动地搬到另一个地方。因此，在应用某一工程地震观测后提出的经验系数或经统计方法绘出的经验曲线进行估算时，必须考虑震源和场地的相似条件。在条件允许的情况下，最好通过一定比例的试验爆破进行震动观测。

（三）边坡地震崩落与地震动参数的关系

根据我国过去 800 年（1226 ~ 1996）间地震诱发天然岩土边坡崩滑的事例，研究了我国岩土边坡地震崩滑的特征，以及边坡地震崩落与地震动参数的关系，提出了关于岩土边坡地震崩滑的一些重要结论：

（1）众多的天然岩土边坡地震崩滑主要出现在Ⅶ - Ⅸ度烈度区，Ⅵ度以下发生边坡地震崩滑的事例极少。从工程角度出发，Ⅶ度可作为地震诱发岩土边坡崩滑的最小场地烈度。

（2）记载触发边坡地震崩滑的最小震级为 M4.0 级。工程意义上的最小震级可定为 M4.7 级。

（3）岩土边坡地震崩滑主要出现在距震中 100km 的范围内，与土石坝、尾矿坝相比，天然边坡更易发生地震破坏。

（4）边坡地震崩滑区的面积随着地震震级的增大而增大，但不是震级的单调函数。

二、软岩边坡爆炸作用的研究

（一）软岩边坡爆炸作用分析

当埋设在岩体中的炸药爆炸时，在装药处形成空腔，当爆炸产物气体膨胀时，它的周围介质便产生破坏形成粉碎区。在气室附近便产生高温高压作用，这种作用不仅使岩体中晶体间的联结以及单独的矿物颗粒被破坏，使矿物颗粒转变成粉尘状的粒子，而且使介质固态组分的晶体结构发生相变。

在岩体中通常存在天然的裂隙体系和软弱结构面，在这样不均匀具有缺陷的介质中爆炸所产生的现象比均匀完整岩体中爆炸更为复杂。正如实验所表明，在离空腔很近的距离上，也形成径向裂隙，但是它们的发展由于天然裂隙的影响而受到抑制，在较远的距离上，实际上不再形成径向裂隙，与此相反的是天然裂隙自身的活化，扩展，进而沿天然裂隙贯通而崩落。

因此，岩体中爆炸作用要比其它介质复杂。概括地说，这主要是受短时高强荷载及爆炸条件的制约，受介质相变，高应变速率，脆性或塑性变形的制约，受弹性变形范围内势能有可能累积的制约，受介质非均匀地质因素以及数学上描述波动过程中许多难以考虑到的因素制约。迄今为止，无论是从理论上还是从应用上都还不能对某一爆炸条件下在岩体中某点产生的应力波强度作出较为准确的分析预估。所以，几十年来，对岩体中爆炸作用的研究一直是岩石动力学最为活跃的课题之一。

（二）爆炸作用的研究途径

迄今为止，岩体中爆炸与冲击作用的研究途径（不包括试验技术的研究）大致可以分为试验法、解析法和数值分析法。

岩体中的爆炸与冲击的研究主要致力于定量描述能量在非弹性介质中的转化，并确定在具有各不相同的地质特征介质带中物理力学特性的动态本构关系。这构成了研究此类问题的难点，也是它形成研究热点的原因。

岩体中爆炸与冲击作用的机理是如此复杂，直到最近还没有一种最佳的研究途径。因此，可以预见的近期发展中，在理论，数值分析研究的同时，还要依靠试验法来解决实际问题。

1. 试验法

试验法是以岩体中爆炸与冲击作用的大量试验数据和相似的原理为基础的。该法综合了大量试验因素，决定于相似原理中某些论点的可靠性和测量技术及方法的发展，借助于方便的试验室方法提供了揭示岩体中爆炸与冲击作用的基本规律。

岩体中爆炸作用的试验研究可以提供一些极为宝贵的资料，但也有其局限性。但是，岩体中爆炸往往伴随相似原理的变化，模型性质的差异，岩体物理力学性质在空间分布上的差异，导致岩体物理力学特性数据离散性很大等，这些因素都不可能使该法得到准确的类比关系。从而降低了该法的实用性。它仅只是对某一广泛的地质因素提供了一种较普遍而粗略的预估和分析方法，不能预测爆炸波如何在岩体中运动。

2. 解析法

用解析法求解软岩的爆炸动力稳定性，这方面至今未见有报道，下面简略介绍一下岩体中爆炸效应的一般研究。

岩体中爆炸效应研究的发展是建立在压缩流体研究中的理论成就的基础上的。然而，由于岩体介质、爆炸波传播的复杂性和得到解析解的数学困难，以致根本无法得到有关岩体中爆炸作用问题最终的解析解。因此，在求解具体问题时都是将岩体变形的真正规律进行简化，形成理想的计算模型，大体上反映岩体在动载下的性状与主要规律性。

在 X. A. 拉赫马图林，Г. М. 梁霍夫和 C. C 哥里哥扬等人的著作中对岩体中爆炸波传播过程进行了理论上的研究，同时应用了各种考虑介质弹性、非线性弹性、弹塑性和粘性的模型，得到了在实际中广泛运用的介质一维运动的精确解。这些基于连续介质力学基本运动方程组的精确解可以说达到了相当完善的程度。一维运动的质量、动量守恒方程可以写作：

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + v \frac{\partial \rho}{\partial x} + \rho \frac{\partial v}{\partial x} + x \frac{\partial \rho}{\partial x} = 0 \quad (6-2-5)$$

$$\rho \left(\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} \right) - \frac{\partial \sigma_1}{\partial x} - x \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{x} = 0 \quad (6-2-6)$$

式中， ρ 是介质密度； v 是质点运动速度； σ_1 和 σ_2 是主应力； x, t 是欧拉坐标变量， x 对平面、圆柱面和球面运动来说分别等于 0, 1 和 2。

对一维运动，方程组需要本构关系加以补充。

在线弹性介质中

$$\sigma = E \epsilon_1 \quad (6-2-7)$$

在非线性弹性介质中

$$\sigma_1 = \sigma_1(\epsilon_1) \quad (6-2-8)$$

在弹塑性介质中

$$\sigma_1 = \sigma_1(\epsilon_1, \epsilon_{\max}) \quad (6-2-9)$$

在粘弹性和粘塑性介质中

$$\sigma_1 = \sigma_1(\dot{\epsilon}_1, \epsilon_1, \sigma_1, \sigma_1, \dots) \quad (6-2-10)$$

式中 ϵ_{\max} ——以前试验过的最大变形；

E ——弹性模量；上标“ \cdot ”表示对时间取导。

对球对称和圆柱轴对称来说，式(6-2-5)~(6-2-6)需用两个方程式加以补充，一个是表示平均法向应力 $P = -\frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_2)$ 与体积变形 ϵ 之间的关系，另一个是表示主应力之间的关系。即

$$P = P(\epsilon) \quad (6-2-11)$$

$$F(\sigma_1, 2\sigma_2) = 0 \quad (6-2-12)$$

在弹性介质中

$$P = -K_\epsilon \quad (6-2-13)$$

而式(6-2-12)则由广义的虎克定律来表示。

在弹塑性介质中，在弹性阶段采用虎克定律，在塑性阶段，式(6-2-12)由塑性条件来决定。一般采用 Mohr-Coulomb 塑性条件。

Coulomb 塑性条件是以极限平衡理论作基础的。即：

$$\sigma_1 - \sigma_3 = -\tau_0 + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin a \quad (6-2-14)$$

$$\tau_0 = 2c \cos a \quad (6-2-15)$$

式中 τ_0 ——介质粘结强度；

a ——介质内摩擦角。

式(6-2-5)~(6-2-7)与上述相关的本构关系结合初始、边界条件就构成了问题的定解。解析解的复杂程度随介质是弹性，非线性弹性，弹塑性和粘弹塑性而变得越来越繁琐。

岩体中的抛射爆炸作用是当今爆炸理论中一个现实和复杂的问题，这是因为抛射爆炸过程三个阶段中的任何一个都没有彻底地从理论上加以解决。但在解决许多实际的和理论上的问题时，对近似计算来说可以成功地采用流体动力学爆炸理论，这一简化对于确定岩体中爆炸作用的一般规律是可以接受的。但是，该模型不能连续研究在爆炸作用下介质中所发生的过程，而只是给出判断最终结果的可能性。至今还没有对该模型考虑自由表面对爆炸结果影响的解析解。

利用球形装药在弹性介质中爆炸时的解析解，得到应力场的形成和传播规律，进而得出裂纹生成不仅与岩体介质的物理力学性质有关，而且与爆炸荷载形式有关。假定荷载形式为指数函数 $P e^{-\delta r}$ (δ 为介质的吸收系数)，利用富氏频谱分析确定该系数与介

质性质和荷载频谱特性的关系。得出爆炸应力波在介质中传播时，吸收系数是对应力波参数起最主要影响的因素之一，因而也对能流密度的大小起最主要的影响。此外，吸收系数也对不同性质的岩体中应力波能量随距离衰减和重分配的特点有影响。因而岩体中可以用降低吸收系数来控制爆炸能量。

3. 数值分析法

对岩体中爆炸作用的断裂描述的解析解更是十分有限，考虑到岩体中爆炸时，伴随不同的脆性破坏、塑性破坏和弹性破坏，运用爆炸效应的一般原理和经典的脆性断裂准则，得到了地下球腔爆炸上述三种破坏模式耦合的解析解，并给出了断裂区的空间分布和空腔尺寸。对考虑爆炸过程中介质的能量耗散、粘性、塑性、脆性及其它性质，考虑具有复杂空间边界条件和将介质破坏看作是一个损伤累积的时间过程等将使解析解更难获得。在此情况下，只有借助数值分析方法。

岩体中爆炸与冲击作用诸多因素的制约，明确地阻碍了试验法和解析法的应用。从某种意义上说，试验法与解析法只是提供了定性上的研究，考虑众多因素影响只能通过数值分析法来完成。

目前描述岩体中爆炸与冲击作用的数值方法大致有连续体模型，离散体模型等，连续体模型的数值方法常用的包括有限元、有限差分等方法。

研究岩体中爆炸与冲击的连续体方法是建立在连续介质力学或者是在宏观连续基础之上的。尽管不是所有岩体中爆炸与冲击作用能以连续介质力学方法为基础分析出来，但不利用爆炸与冲击试验研究和波动问题数值计算方法，岩体中爆炸与冲击研究的进一步发展是不可能的。因此，岩体中爆炸与冲击作用基于广义能量概念为基础的简化分析仍远远没有过时。在没有明确最佳研究途径之前，这一方法仍应进一步发展，基于连续性假设，研究爆炸与冲击波传播过程的物理本质，一方面依靠于波动理论和数值计算方法的发展，另一方面依靠于介质动态本构关系研究的发展。

在连续介质力学的框架下，描述介质力学运动性能的基本方程为下列质量、动量、能量守恒方程。

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial (\rho u_i)}{\partial x_i} = 0 \quad (6-2-16)$$

$$\frac{\partial (\rho u_i)}{\partial t} + \frac{\partial (\rho u_i u_j)}{\partial x_j} = - \frac{\partial P}{\partial x_i} + \frac{\partial S_{ij}}{\partial x_j} \quad (6-2-17)$$

$$\frac{\partial E}{\partial t} + u_i \frac{\partial E}{\partial x_i} = - \frac{1}{\rho} P \frac{\partial u_i}{\partial x_i} + \frac{1}{\rho} S_{ij} \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \quad (6-2-18)$$

方程中的下标采用了取和约定，其中 ρ 是介质密度， t 是时间， x_i ， u_i 分别是欧拉坐标和速度矢量在 i 方向的分量， E 是内能， P 是流体压力， S_{ij} 是应力张量偏量，与应力张量的关系由下式表达：

$$\sigma_{ij} = -P\delta_{ij} + S_{ij} \quad (6-2-19)$$

其中， δ_{ij} 是 Kronecker 张量。

式 (6-2-16 ~ 19) 四个方程中含有 ρ 、 u 、 E 、 P 、 S_{ij} ，如果不考虑介质的断裂问

题,则加上介质本构方程就可构成一个完备的方程组,适当选取边值和初始条件,原则上便可对问题进行数值求解。求解的复杂性在很大程度上取决于介质模型,属于这一类问题的有:线弹性介质、非线性弹性介质、弹塑性介质、粘性及介质其它性质等。这些模型的适用性在很大程度上与所研究的过程特性有关,同一种介质在不同的过程中也可能具有不同模型的性质。需要指出的是,利用上述模型解岩体中爆炸与冲击的问题时,其特征可以归纳为:

当爆炸或冲击应力波强度不超过岩体弹性极限时,用来描述岩体运动可以采用线弹性模型,在线弹性介质中,平面连续的冲击波在其中传播时没有热损失,也就是说,它能将冲击特征传送到距初始截面以外任何远的距离上。球面波随着距扰动源的距离增大而产生球形发散将自然地消失。但是,这个模型的适用性只限于在地震振动领域内研究爆炸作用下岩体的运动。对在强振领域内,岩体中发生变形过程和破坏过程,在直接确定地下空腔的形成压密区域和破坏区域方面,线弹性模型只有用来描述非常脆性的岩体。

在弹塑性介质中,C.C.哥里哥扬提出的弹塑性介质模型最具有普遍形式。在这个模型中,岩体介质在爆炸与冲击力过程中的各种重要的基本性质(介质的粘性除外)都考虑到了,如体积变形的非线性和不可逆性,弹塑性剪切、剪切时弹性极限与平均法向应力之间的关系等,认为体积变形只与平均法向应力有关,剪切变形特性在到达极限状态前符合线弹性介质的特性,而在高压极限状态下,呈现岩石晶格特性,比较符合 *Mises* 塑性条件。

弹塑性模型能够考虑岩体中爆炸与冲击这样一些基本性质,如小压力区域内为弹性,中等压力区域内的不可逆变形和压力较高区域内类似流体变形状态。郑哲敏于1964年也曾提出了类似的统一的流体弹塑性模型。

在粘弹性或粘塑性介质中,Г.М.梁霍夫曾经证明,岩体中粘性的出现与爆炸波通过的作用时间的长短有关,爆炸作用时间愈短,对所描述的波动过程采用弹塑性模型就愈正确。加之考虑粘性会产生数学上的困难,因此,在工程实践中,粘性对变形过程的影响通常忽略不计。断裂破碎区和粉碎区对能量有极大的耗散。如何较准确反映岩体的断裂与粉碎过程是弄清其耗能机理的关键所在。

岩体中断裂与粉碎问题的研究与近代固体力学的发展有密切关系。正象岩体的流变已受到普遍关注一样,现在,人们也已认识到岩体中的瞬态断裂破坏是一个随时间激活,扩展和贯通的过程。总的说来,目前研究岩体中动态断裂的理论大致有两条主要的方向:一种是以 D. Grady 为代表的统计宏观累积损伤理论;另一种是以 D. R. Curran 为代表的统计细观累积损伤理论。考虑到这些理论应该属于基本理论的范畴,这里不拟详细阐述。

(三) 爆炸作用的宏观模型

岩体中的爆炸与冲击变形破坏机理利用上述模型能够较全面得到反映。结合有限元数值分析,岩体中的粉碎,动态断裂过程的弹塑性变形均可用波传播的程序按通常方法

求解。

这种基于细观力学方法表述多层不同力学物理特性介质的宏观模型是研究岩体介质中爆炸与冲击作用机理的一种重要方法。

应该指出，对于爆炸及冲击具有高应变速率的这类问题的研究，迄今还没能找到较好的采用连续体模型的分析方法。运用离散体模型研究此类问题可能是较好的途径之一。

目前，已发展了多种离散体模型，现在国外学者将离散体模型试图用于非连续介质的动力分析，包括强动载的模拟、应力波的传播、岩块破碎、爆炸的运动及原子冲击。有关这方面的工作比较典型的是有限块法（DDA）。该法主要用于弹体冲击块石堆体的研究，但对块体数目较多的非连续介质，计算费用巨大，而且在计算过程中有许多不确定的参数。因此，这一方法的有效性仍然取决于早期大量参数输入的可信度，这是该方法需要深入研究的问题。

（四）爆炸作用的理论研究趋势

如何将上述理论用于软岩边坡的稳定分析，还需在软岩边坡工程实践中进一步探索。今后的研究趋向大致可分为两个方面：

从实用分析的角度看，应加强解析法与试验法相结合的研究路线。

从破坏机理研究角度看，应侧重于统计细观累积损伤力学与宏观连续介质力学相结合；离散体模型与连续体模型相结合；理论分析、数值计算与试验分析相结合；建立由宏观向细观至微观多嵌套的力学与物理模型，并注意这不同层次之间过渡与联结的关系，使人们对岩体中“时空尺度效应”的研究视野向更深的层次逐步深入，从而建立起统一的岩体流变学理论。

随着非线性科学的发展，用分形几何、重正化群方法和逾渗临界现象来分析介质的损伤演化、断裂与破坏规律的工作已越来越受到许多学者的重视。相信岩体在爆炸与冲击作用下的稳定性研究将受到它们的促进而迈向新的水平。

第三章 边坡加固工程

第一节 锚杆加固

一、锚杆的设计计算

锚杆技术指的是在天然地层中钻孔至稳定地层中，插入锚拉杆，然后在孔中灌注水泥砂浆，置于稳定地层中的锚杆部分称为锚固段，利用锚固段的抗拔能力，维持主体或岩体的边坡（或地基）稳定。

（一）锚杆设计

单根锚杆的设计拉力主要应根据施工技术方面的可能性、可靠性及其便利与否而定。锚杆孔过去 $\phi 115\text{mm}$ 居多，现在逐渐倾向用 $\phi 90\text{mm}$ ，设计拉力倾向于限制在 600kN 以下。实际上大孔径钻孔并不经济，因为拉杆重量大，扞进去较困难，施工质量不易保证。作为永久性锚杆，如需设计 1500kN 拉力的锚杆，可设计一根，也可以设计 750kN 两根，或 500kN 三根。实践表明，最后一种方案在计划性、可靠性和安全性方面更有把握，而每吨拉力的平均单价并没有多大差别。

锚杆沿边坡或墙面配置应能承受其岩土压力。因此，当岩土压力分布和单根锚杆的设计拉力确定以后，即可设计锚杆的配置与根数。锚杆的倾角应向下倾斜至少 10° ，以利于灌浆。根据地层情况，锚杆的倾角可在 $10^\circ \sim 45^\circ$ 范围内选定，以便于使锚固段的位置进入有利于锚固的地层。

在软弱岩层中，锚杆孔壁对砂浆的摩擦力一般低于砂浆对钢拉杆的握裹力。因此，软岩中的锚杆极限抗力受孔壁摩擦力控制。抗拔试验表明，软岩的极限抗拔力数值差异很大，受许多复杂条件和地质因素的影响，诸如岩层的性质、埋藏深度、地下水、不同灌浆方法与锚杆类型等。因此以软岩作为锚固层时，要求在施工前进行现场抗拔试验，以验证设计时采用的抗剪强度 τ 值是否足够安全。在未进行拉拔试验之前，可根据表 6-3-1 选择 τ 值。其抗剪强度表达式为。

表 6-3-1 锚杆孔壁与砂浆间的极限剪应力参考值

| 软 岩 类 别 | 抗剪强度 τ | 软 岩 类 别 | 抗剪强度 τ |
|-------------------|-------------|-----------|-------------|
| 风化粘土岩 (软岩土) | 0.02 ~ 0.03 | 薄层灰岩夹泥质页岩 | 0.40 ~ 0.60 |
| 风化砂页岩互层、炭质页岩、泥质页岩 | 0.15 ~ 0.25 | 薄层灰岩夹炭质页岩 | 0.60 ~ 0.80 |
| 砂质页岩 | 0.20 ~ 0.40 | | |

$$\tau = c + k_0 rh \operatorname{tg} \varphi \quad (6-3-1)$$

式中： c ——锚固区软岩的粘聚力；

φ ——软岩内摩擦角；

h ——锚固段以上的岩层覆盖厚度；

k_0 ——锚固段孔壁的岩土压力系数，一般情况下 $k_0 = 1.0$ ，若采用高压灌浆 $k_0 > 1.0$ ，据地层与施工工艺的情况试验决定。

按下式估算软岩的有效锚固长度：

$$L_e = \frac{T_0}{\pi D \tau} \quad (6-3-2)$$

式中： D ——锚杆孔直径；

T_0 ——锚杆设计拉力；

τ ——岩层孔壁与砂浆之间的平均抗剪强度。

施工时，有效锚固长度应根据现场抗拔试验的极限抗拔力进行修正。目前国内锚杆抗拔试验是针对 2 ~ 8m 长度的锚杆段，并在 1 ~ 2d 的时间内进行的。而锚杆内部的应力分布既复杂又不均匀，因此有必要进一步研究砂浆和地层在长期受力条件下的蠕变作用对抗拔力的影响。已有资料表明，某些软岩的长期强度降低约 20% 或更多些。由于锚杆内力分布不一定均匀，过长的锚杆段也可能由于局部应力集中和剪裂而降低其平均受拉能力。日本锚杆标准中曾提出锚杆长度与抗拔力不能完全成比例的增长， $T = \pi D L \tau$ 式只适用于 10m 长度以内的锚固段。

安全系数，若以现场拉拔试验的屈服拉力作为设计依据时，应采用不小于 1.5，若以极限拉力作为设计依据，临时锚杆采用 $k = 1.5 \sim 2.0$ ；永久性锚杆 $k = 2.5 \sim 3.0$ 。工程性质重要时，安全系数还要适当增大。

锚杆的截面，应根据设计拉力的需要，以确定锚杆钢筋的截面和根数。并根据钢筋的布置和灌浆管的尺寸决定钻孔的直径。

锚杆的间距，大孔径锚杆间距不小于 2.0m，小孔径锚杆间距不小于 1.0m，设计过密时应考虑组群效果问题。

(二) 锚杆计算

1. 灌浆锚杆的承载力计算

(1) 钢筋的极限拉力 T_g

$$T_g = \sigma_g A_g \quad (6-3-3)$$

式中 σ_g ——钢筋的极限拉力 (kN/m²);

A_g ——钢筋的横截面积 (m²);

(2) 锚固段的水泥砂浆对锚拉杆 (如钢筋) 的极限握裹力

$$T_1 = \pi d L_e u \quad (6-3-4)$$

式中 d ——钢筋的直径 (m);

L_e ——锚固段长度 (m);

u ——水泥砂浆对钢筋的平均握裹力 (kPa);

根据现有试验资料,在设计时 u 值一般可取砂浆标准抗压强度的 $\frac{1}{10} \sim \frac{1}{5}$, 灌浆锚杆要求砂浆的标号为 300 号, 灰砂比为 1:1, 水灰比为 0.4~0.45。可见, 砂浆的质量控制很重要, 直接影响上述平均握裹力。

2. 锚杆稳定性验算

锚杆深部破裂面稳定性的验算可采用简易算法, 其要点如下:

(1) 首先确定支护结构 (桩板墙等) 下端的假想支承点 (铰点) b 。设 b 点离基坑底的距离为 x , 为减少计算次数, 可根据土的内摩擦角 φ , 参考表 6-3-2 确定。

表 6-3-2 x 值参考表

| φ | $\frac{x}{H}$ |
|-----------|---------------|
| 20° | 0.24 |
| 25° | 0.15 |
| 30° | 0.075 |
| 35° | 0.025 |
| 37.5° | 0 |

(2) 由锚固段中心点 c 与 b 连一直线, 并假定 bc 为滑动线, 再由 c 向上作垂直线至地面 d , 视 cd 为假想的代替墙, 则得土块 $abcd$, 见图 6-3-1 (a), 将此土块视为可能被拔出的连土带锚的块体。

(3) 取 $abcd$ 块体为自由体, 其上的作用力有: 土块的自重与其上作用的荷载和 G , 大小、方向和作用线均已知; 假想滑线 bc 上的反力 Q , 方向和作用点已知; 挡土墙 (桩) 上的主动土压力 E_a 和假想墙 cd 上的主动土压力 E_1 , 大小、方向和作用点均知; 锚杆拉力 T_{\max} , 方向和作用点已知。

(4) 当 $abcd$ 土块处于平衡状态时, 以 E_1 、 G 、 E_a 和 Q 作力多边形, 如图 6-3-1 (b), 该多边形应封闭, 便可得出锚杆所能承受的最大拉力 T_{\max} 和其水平分力 $T_{h\max}$ 。

(5) $T_{h\max}$ 与锚杆的设计 (或实际) 水平力 T_h 之比 K_s 称为锚杆的稳定安全系数,

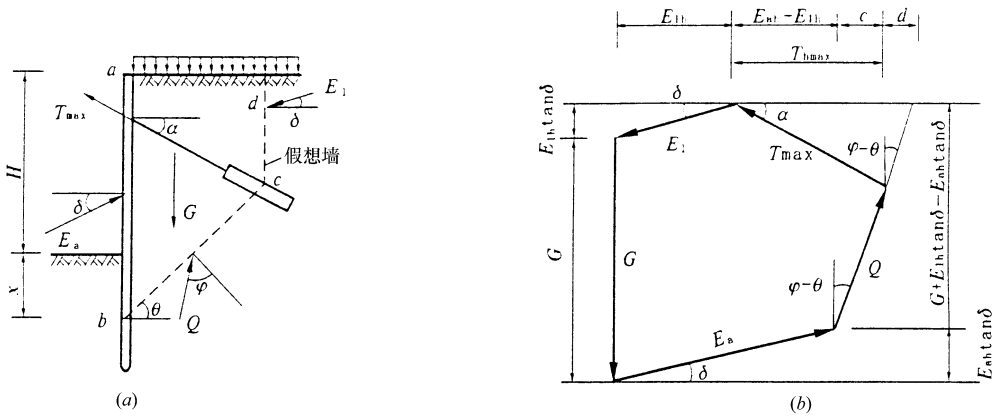


图 6-3-1 土层锚杆深部破裂面的稳定性计算简图

(a) 滑动土体示意图 ; (b) 力的多边形计算简图

当 $K_s = \frac{T_{hmax}}{T_h} \geq 1.5$ 时，则深部破坏不会出现。

利用作用在分离体 $abcd$ 上力的平衡方程式同样可求出 T_{max} 和 T_{hmax} 。下面直接从力多边形各分力的几何关系和平衡关系，导出 T_{hmax} 的计算公式，由图 6-3-1 (b)：

$$T_{hmax} = E_{ah} - E_{1h} - c$$

$$c + d = (G + E_{1h} \tan \delta - E_{ah} \tan \delta) \tan (\varphi - \theta)$$

$$d = T_{hmax} \tan a \tan (\varphi - \theta)$$

所以， $T_{hmax} = E_{ah} - E_{1h} + (G + E_{1h} \tan \delta - E_{ah} \tan \delta) \tan (\varphi - \theta) - T_{hmax} \tan a \tan (\varphi - \theta)$

$$T_{hmax} = \frac{E_{ah} - E_{1h} + [G + (E_{1h} - E_{ah}) \tan \delta] \tan (\varphi - \theta)}{1 + \tan a \tan (\varphi - \theta)} \quad (6-3-5)$$

式中 G ——深部破裂面范围内（即土块 $abcd$ ）土体重量及其上作用的荷载；

E_{ah} ——作用在挡土墙或基坑支护上主动土压力的水平分为， $E_{ah} = E_a \cos \delta$ ；

E_{1h} ——作用在假想墙 cd 面上主动土压力 E_1 的水平分力， $E_{1h} = E_1 \cos \delta$ ；

Q ——滑面 bc 上反力的合力，与滑动面 bc 的法线成 φ 角；

φ ——土的内摩擦角；

δ ——支护结构墙（桩）背与土之间的外摩擦角；

θ ——深部破裂面 bc 与水平面间的夹角；

a ——锚杆的倾角。

二、锚杆的施工控制

锚杆的施工质量是锚杆技术成败的关键。锚杆应属于隐蔽工程，隐蔽工程的各个施工工序都应严格控制，特别是永久性锚杆，应该按检查程序进行检查和验收。

（一）成孔

成孔质量是确保锚杆质量的关键。孔径不宜太小，常随成孔方法而定，一般为锚拉杆直径的 3~4 倍，且不宜小于 d （锚拉杆直径）+ 50mm；孔壁要求顺直，不得有塌陷和松动现象，成孔时不得用膨润土循环泥浆护壁，以免在孔壁上形成泥皮，降低锚杆的承载力。成孔时一般都用钻孔设备钻孔，在较完整的岩层中钻大孔径的孔，常可采用 YQ-100 型潜孔钻机，其冲击钻可用一字型、十字型或工字型钻头，而钻小孔径（ $< 50\text{mm}$ ）孔时可采用风枪（凿岩机）；在中等风化的岩层中钻孔，国内常采用 100 型地质钻机，旋转钻头；对严重风化的岩层或土层，国外一般采用履带式行走全液压万能钻孔机，可钻孔径范围为 50~320mm，国内使用的有螺旋式、冲击式、旋转冲击式、或改装的普通地质钻孔机；在黄土地区可采用洛阳铲形成锚杆孔穴，孔径亦可达 70~80mm。成孔工艺应用较多的为压水钻进法，它的最大优点是可将钻孔过程中的钻孔、出碴、清孔等工序一次完成，而不留残土，也不易塌孔，可适用于各种软硬土层，但施工现场积水较多，需规划好排水系统；当土层中无地下水时，亦可采用螺旋钻孔，干作业法成孔。一般先成孔，清除残土，然后插入拉杆，钻出的孔洞用空气压缩机风管冲洗孔穴，将孔内孔壁残留废土清除干净。

（二）安放锚拉杆

首先要检查钢拉杆的材质和规格，除锈后制作成中间无节点的通常拉杆。当钢绞线涂有油脂时，其锚固段必须仔细地加以清除，以免影响与锚固体的粘结力。其次，拉杆表面上应设置一定数量的定位器，其间距在锚固段内为 2m 左右，在非锚固段为 4~5m，籍以确保拉杆置于钻孔中心，在插入过程中不致使非锚固段产生过大的挠度和搅动孔壁，使拉杆有足够厚度的水泥砂浆保护层。还有，为保证拉杆的非锚固段能自由伸缩，可在非锚固段和锚固段的分界面处设置堵浆器；或在非锚固段不灌注水泥砂浆，而填以干砂、碎石或贫混凝土，或在锚杆的全长上都灌注水泥砂浆，但在非锚固段的拉杆上涂以润滑油脂，或套以空心塑料管。最后，在灌浆前将钻管口封闭，接上压浆管便可注浆，浇注锚固体。

（三）灌浆

灌浆是锚杆施工中的一个关键工序，需注意：

（1）灌浆材料可用水泥浆、水泥砂浆或混凝土，一般多用水泥浆、普通水泥。当地下水有腐蚀性时，宜用防酸水泥。常用水灰比为 0.4~0.5，灰砂比为 1:1，为增加流动性，可掺外加剂，如掺 0.3% 的木质素磺酸钙。

（2）水泥浆液的塑性流动时间应在 22s 以下，可用时间为 30~60min。为加快凝固，提高早期强度，可掺速凝剂，但使用时要搅拌均匀，整个浇注过程须在 4min 内结束。

（3）水泥浆液需事先试验，满足抗压强度大于 22MPa 的要求。

（4）灌浆压力一般为 0.4~0.6MPa，操作人员需根据具体情况选定或适当调整，如

靠近地表面的土层锚杆，灌浆压力不可过大，以免出现地面隆起现象，或影响附近原有建筑物或管道的正常使用。此时，一般可按每米覆土厚的灌浆压力 0.22MPa 考虑。

(5) 灌浆方法有一次灌浆法和二次灌浆法两种。前者是用压浆泵将水泥浆经导管(胶皮管)压入拉杆管内，再由距孔底 150mm 的拉杆管端注入孔内，待浆液回流到孔口时，用水泥袋纸捣入孔内，再用湿粘土封堵孔口，并严密捣实，然后进行补灌，稳压数分钟后即告完成。后者是先灌注锚固段，当灌注的水泥浆具有一定强度后，对锚固段进行张拉，然后再灌注非锚固段，可用贫水泥浆在不加压力条件下进行灌注。对于垂直或倾斜度大的孔，也可用人工填塞捣实的方法。

第二节 抗滑挡墙和化学加固

一、抗滑挡墙

抗滑挡墙是目前滑坡防治工程使用较广泛的一种支挡构筑物，它按建筑材料和结构形式不同，可分为抗滑片石垛、抗滑片石竹笼、浆砌块石挡墙、混凝土或钢筋混凝土挡墙、空心抗滑挡墙、沉井式抗滑挡墙、加筋(土工织物)挡墙以及土钉墙等。抗滑挡墙的设计不同于一般挡土墙的设计，其一般的设计步骤是：(1) 确定设计墙的位置与范围；(2) 确定墙高；(3) 确定墙基埋置深度；(4) 计算可能利用的被动岩土压力；(5) 挡墙的抗滑、抗倾覆、基底应力和墙身断面强度的验算。

抗滑挡墙设计定型后，应按下式对抗滑挡墙的稳定性进行验算：

$$\eta = \frac{f(w + E_y) + E_r}{E_x} \geq K_e, \quad (6-3-6)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\Psi}{2} \right) \quad (6-3-7)$$

式中， η 为抗滑挡墙稳定系数； f 为抗滑挡墙与基础岩土间的摩擦系数； w 为抗滑挡墙重量； E_x 为滑坡下滑力作用在墙背上的水平分力 (Pa)； E_y 为滑坡下滑力作用墙背上的垂直分力 (Pa)； E_p 为墙前被动土压力 (Pa)； γ 为墙前被动土重度 (kg/m^3)； H 为墙前被动土厚度 (m)； Ψ 为被动土内摩擦角； K_e 为设计抗滑挡墙应达到的安全系数。

若 $\eta < K_e$ ，应加大抗滑挡墙的规模；若 $\eta > K_e$ ，则应适当缩小抗滑挡墙的规模。

二、滑坡的化学加固法

国内外对滑坡的防治进行了广泛而深入的研究。但是，目前采用的一些防滑措施，如：减重、反压、排水和修筑支档建筑物均要花费大量的人力和物力，故而，一些国家又在寻求新的方法。我国的岩土工程界对这个课题做了大量的工作，但加固对象多为土

坡,关于软岩边坡的化学加固,文献中尚未见有报道。在国外。法国的专家在胶结砂卵石层、封堵裂隙岩层以及加固地基和瓦工方面多次应用了灌浆处理法。20世纪初,灌浆法已在许多滑坡工程中得到应用,英国的工程师曾应用灌浆法处理了140多个滑坡。

(一) 影响灌浆加固的因素

滑坡区的地形、地貌、工程地质和水文地质条件对滑坡的灌浆加固有着重要的影响。因此采用的浆液应根据滑动物质的成因类型、土层的粒径级配、滑动带的物理化学性质和力学特征等加以选择。此外,滑坡地下水动态、水质以及水中矿物成分对浆液凝固时间和凝结强度也有重大影响;而准确判断滑动带位置和详细查明滑体中裂隙分布情况则成为加固设计中的关键。

滑坡总是沿着一定的带(或面)滑动的,在滑体的各部位分布着大量的裂缝,这些裂缝给滑动体的灌浆加固创造了良好条件。Graf在用灌浆法加固滑坡时曾提出将浆液沿主滑壁倒入的方法。

(二) 滑坡区灌浆设计的特点

(1) 浆液在压力下进入滑面并将水分从滑面中挤走,故而提高了滑带上的抗剪强度;

(2) 浆液不仅沿土中各种通道渗入土体内,而且使土体产生应变,故使那些浆液不能流入的微小裂隙中的水分也被挤出,增加了土体的稳定性;

(3) 水泥浆凝固后产生水化作用,进而将周围土体中的水分吸收并在土中形成若干硬化骨架结构;

(4) 浆液在滑动带形成一定厚度的水泥硬化薄层,显著地提高了滑带土的力学指标。

(三) 化学灌浆技术的发展

近代工业的发展,特别是高分子化学工业的迅速发展为新型化学灌浆材料的出现提供了有利条件。1951年美国发明了以丙烯酸胺为主剂的高分子化学灌浆材料——AM_g。紧跟着美国,日本的某化学公司制造成功日东——SS浆液。这种浆液在美国和日本得到了广泛的应用,并迅速推广到其他国家。

与此同时,天然高分子灌浆材料也相继出现,例如:沥青、有机胶体溶液、木质素等,其中木质素灌浆材料研究得较多应用较广。早在1908年兰金和哈奇就得到了木质素和水溶铬酸化合物的凝胶。1930年苏联将这种浆液用于加固粘土。但这种浆液具有一定的毒性,使其应用受到一定的限制,如在德国即禁止使用这种材料。

在50年代,苏联曾用尿醛树脂灌浆材料加固喀山某一滑坡,用这种浆液加固过的土体强度较高。

尿醛树脂加固剂是由96%的尿醛树脂和4%的氯化铵溶液组成,尿醛树脂溶液的比重为1.19。

化学溶液压入后，在边坡上形成直径约 1.2m、深 2~3m 的加固土体桩，从而阻止了土体的塑性流动，在土层中构成一不透水的整体墙，对边坡起到了支撑作用并保证土层不再受水侵蚀。

1965 年日本某大学发明了聚氨酯类灌浆材料，1966 年某化学工业公司生产了聚氨酯为主的黑索尔——OH 浆液和 Tacss 浆液。这种浆液是目前效能较高的一种浆液，它不仅可用于帷幕灌浆，而且可用于固结灌浆。日本在 1967~1971 年期间就有 800 多项工程用这种灌浆法处理，其中大部分用于基础、破碎岩层和边坡的加固。

第三节 抗滑桩加固

一、抗滑桩计算

桩的控制效果主要取决于桩本身强度，根据桩的施工位置，可将其划分为抗剪应力桩和抗弯应力桩。一般情况是将桩所具有的容许应力做为桩所具有的控制效果界限值。为了获得设计安全系数，单位宽度桩所需的抗滑力 P_R (t/m) 可根据下式求得：

$$F_s = \frac{\sum [(N - u) \operatorname{tg} \varphi + cL] + P_R}{\sum T} \quad (6-3-8)$$

由于抗滑桩位置与岩土性质等不同，桩受力状态也不同。一般来说，在距滑动面 $2/3$ 深处的桩受到最大荷载，即谓抗弯桩，该桩应满足下式：

$$\sigma_{\max} > \frac{V}{A_p} + \frac{M_{\max}}{Z_p} \quad (6-3-9)$$

式中 σ_{\max} ——钢管弯曲的容许应力强度 (t/m^2)；

V ——产生于桩的轴向力 (t)；

M_{\max} ——产生于桩的最大弯矩 ($t \cdot m$)；

A_p ——桩钢材断面面积 (包括补强材料) (m^2)；

Z_p ——桩钢材断面系数 (包括补强材料) (m^2)。

当岩土强度高，所研究桩为刚性体时，在滑动面上的桩受到剪切力作用，所以桩常做为剪切桩来设计，它要满足：

$$S_{\max} = \tau_p \cdot A_p + \tau_s \cdot A_s \quad (6-3-10)$$

式中 S_{\max} ——产生于桩上的最大剪力 (t)；

τ_p ——钢管容许剪应力 (t/m^2)；

A_p ——钢管断面面积 (m^2)；

τ_s ——补强材料容许剪应力 (t/m^2)；

A_s ——补强材料断面面积 (m^2)。

当滑坡产生变形，如果桩处于弹性状态，在滑动面上弹性桩受到横向作用力，可以

通过弹性桩计算公式，一般采用 chang 公式，即：

$$h = 1.5 \frac{1}{\beta} \left(\operatorname{tg}^{-1} \frac{\beta_1 - \beta_2}{\beta_2 + \beta_1} + \pi \right) \quad (6-3-11a)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{Kd}{4EI}} \quad (\text{m}^{-1}) \quad \beta_1 = \sqrt[4]{\frac{E_{s1}}{4EI}} \quad \beta_2 = \sqrt[4]{\frac{E_{s2}}{4EI}} \quad (6-3-11b)$$

式中 h ——桩埋设长度 (m)；
 K ——滑动面下部横向基床系数 (t/m^3)；
 d ——桩的外径 (m)；
 E ——桩材料弹性模量；
 I ——桩断面惯性矩 (m^4)；
 E_{s1} ——移动岩土层压缩模量；
 E_{s2} ——不移动岩土层压缩模量。

如果设在滑动面处的桩受到最大剪切应力，滑动面的破坏产生于滑场面正上方、正下方两点处，在该两点处桩受到很大弯曲力矩，如果所设计桩的弯曲力矩超过该处的弯矩，那么也同样满足滑动面上的剪切力矩。一般来说，桩受到的最大弯曲力矩发生在滑动面正下方，其位置为：

$$l_{\max} = \frac{1}{\beta_2} \operatorname{tg}^{-1} \frac{\beta_1}{\beta_2} \quad (6-3-12)$$

同样可求得力矩为

$$M_{\max} = \frac{-P}{2} \cdot e^{-a_2} \left[\left(\frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \cos a_2 + \left(\frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \sin a_2 \right] \quad (6-3-13)$$

桩的布设与滑坡运动方向相对应，要求既与滑动面垂直且等距离。桩的间距为桩直径的 3~5 倍，一般呈梅花状布置 2~3 排。当然，所需用桩的根数为采用所有桩承担的滑动力除以每根桩的容许应力强度、例如对前切桩，设：

$$D = \frac{S_P}{P_R} \quad S_P = A_P \cdot f_a \quad (6-3-14)$$

式中 D ——桩中心距离 (m)；
 P_R ——规定的安全系数所需要桩平均单宽控制力 (t/m)；
 S_P ——桩抗剪强度 (不考虑填充混凝土强度)；
 f_a ——桩材料的抗剪强度 (t/m^2)；
 A_P ——桩材料的横断面积 (m^2)。

关于抗滑桩的计算方法较多，例如多排抗滑桩与滑坡相互作用的计算，即将滑坡稳定性检算与桩的计算结合起来，可以综合地考虑桩的刚度与间距、桩周土的弹性性能、滑动面的形状、滑动面抗剪强度与锚索拉力等诸因素的相互作用。

二、抗滑桩的设计

(一) 抗滑桩设计的条件

使用抗滑桩的基本条件是：(1) 滑坡具有明显的滑动面，滑动面以上为非流塑性主体，能够被桩稳住。(2) 滑面以下土作为较完整的岩石或密实土层；可提供足够的锚固力。此外，应经济、合理、施工方便。

(二) 抗滑桩设计的步骤

抗滑桩的设计步骤为：

(1) 通过地质调查，掌握滑坡的原因、性质、范围及厚度，分析其所处状态及发展趋势。

(2) 计算滑坡推力及在桩身的分布形式。

将滑坡范围内滑动方向和滑动速度基本一致的滑体部分视为一个计算单元，并在其中选择一个或几个顺滑坡主轴方向的地质纵断面为代表计算下滑力，每根桩所受的力为桩距范围内的滑坡推力。具体计算时可采用各种条分法，如传递系数法等。

滑坡推力在桩身的具体分布形式较为复杂，与滑坡类型、地层情况等因素有关。在设计计算时，如滑体土层是粘性土、土夹石等粘聚力较大的地层，则可简化为矩形分布形式；若为砂、砾等非粘性土，则可采用三角形分布；介于两者之间时，可假定为梯形分布。

(3) 根据地形、地质情况及施工条件等确定桩的位置及布置范围。

抗滑桩一般宜布置在滑坡的下部，这是因为下部滑动面较缓，下滑力较小。桩一般布置为一排，布置方向与滑体滑动方向垂直或接近垂直；对大型、复杂或纵向较长、下滑力较大的滑坡，可布置为二、三排；当下滑力特别大时，则可将桩按梅花形交错布置。

(4) 根据滑坡推力的大小、地形及地层性质，拟定桩长、锚固深度、桩截面尺寸及桩间距。

① 桩间距

合适的桩间距应保证土体不从桩间挤出。因此，当滑体完整、密实或下滑力较小时，桩间距可取大些，反之则取小些，常用的间距为 6~10m。此外，也可按桩身抗剪强度来确定。

② 截面

多为矩形和圆形，采用短形时一般使正面一边较短，侧面一边较长，边长一般为 2~4m。

③ 桩长及锚固深度

抗滑桩一般自地面起，至滑面以下一定深度（即锚固深度）止。有时，当滑体土性较好时，为节省材料，桩也可自地面以下一定深度开始。

桩的锚固深度应保证能够提供足够的抵抗力。实际设计时，要求抗滑桩传递到滑动面以下地层的侧壁压力不大于地层的侧向容许抗压强度，但锚固长度过大，则锚固作用的增加不再显著。根据工程经验，若地层为土层或软岩，锚固长度一般取 $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}$ 桩长；对完整坚硬的岩石，则取 $\frac{1}{4}$ 桩长。

三、抗滑桩的计算模型

（一）悬臂桩法与地基系数法模型

现有的计算方法一般将土层视为弹性地基，并符合 Winkler 假定，将抗滑桩作为弹性地基梁进行计算。根据对滑面以上桩前土体作用处理方法的不同，抗滑桩的计算方法可分为两种；第一种为悬臂桩法，计算时将滑面以上桩身所受滑坡推力及桩前土体的剩余抗滑力（即桩前土体处于稳定状态时所能提供的最大阻力）作为设计荷载，若剩余抗滑力大于被动土压力，则以被动土压力代替剩余抗滑力，进而计算出锚固段的桩侧压力、桩的位移及内力，其计算模式相当于下部锚固的悬臂结构，故有此称，如图 6-3-2 (b) 所示。该法计算简单，在实际设计中广为采用。第二种方法为地基系数法，计算时将滑面以上桩身所受的滑坡推力作为已知荷载，而将整个桩作为弹性地基梁计算，如图 6-3-2 (c) 所示。采用该法时，要求所求得的桩前抗力小于或等于其剩余抗滑力及被动土压力，下面的介绍均以悬臂桩法为例。

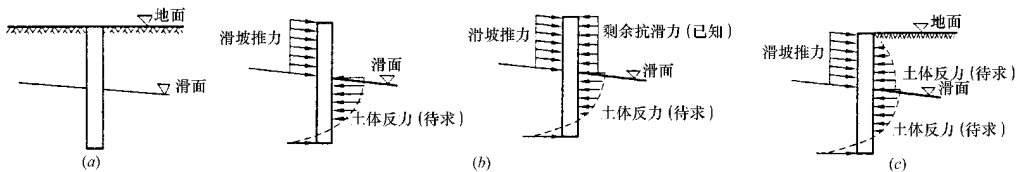


图 6-3-2 悬臂桩法与地基系数法的计算模型
(a) 滑坡及抗滑桩；(b) 悬臂桩法；(c) 地基系数法

（二）桩侧土的弹性抗力计算模型

假定地表以下 y 处地层对桩的抗力为

$$\sigma_y = KB_p x_y \quad (6-3-15)$$

式中 K ——地基系数，或称弹性抗力系数，与深度有关，其计算公式为

$$K = m (y_0 + y)^n \quad (6-3-16)$$

其中 m 为地基系数随深度变化的比例系数。当 $n=0$ 时, K 为常数, 不随深度变化, 其相应的计算方法称为“ K ”法, 适用于硬质岩层及未扰动的硬粘土等; 当 $n=1$ 且 $y_0=0$ 时, 则

$$K = my \quad (6-3-17)$$

表明 K 沿深度呈三角形分布, 相应的方法称为“ m ”法, 适用于硬塑~半坚硬的砂粘土、碎石土等。

B_p ——桩的计算宽度, 这是因为桩侧土的抗力分布范围超过桩的宽度, 可按下列式计算

$$\left. \begin{aligned} B_p &= B + 1 && (\text{矩形桩}) \\ B_p &= 0.9(d + 1) && (\text{圆形桩}) \end{aligned} \right\} \quad (6-3-8)$$

x_y ——桩在深度 y 处的水平位移值。

(三) 刚性桩与弹性桩的计算模型

当桩的刚度远大于土体对桩的约束时, 在计算桩身内力时, 可忽略桩的变形, 而将桩视为刚体, 即刚性桩, 这样的简化对计算结果的影响不大。反之, 则需考虑桩身变形的影响, 即将桩作为弹性桩。以“ m ”法为例, 可按下列准则进行判断

$$\left. \begin{aligned} ah_2 \leq 2.5 \text{ 时, 为刚性桩} \\ ah_2 > 2.5 \text{ 时, 为弹性桩} \end{aligned} \right\} \quad (6-3-18)$$

其中, h_2 为滑面以下桩的长度, a 为桩的变形系数, 且有

$$a = \sqrt[5]{\frac{mB_p}{EI}} \quad (6-3-20)$$

(四) 柱底支承条件的计算模型

抗滑桩的顶端一般为自由支承, 而底端则按约束程度的不同分为自由支承、铰支承及固定支承, 如图 6-3-3 所示。

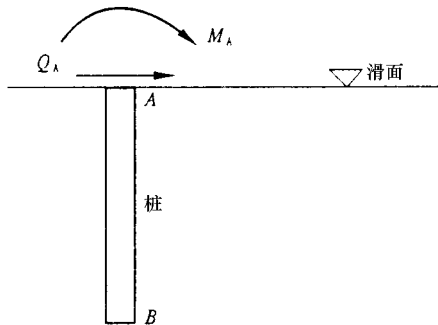


图 6-3-3 桩底边界条件

(1) 自由支承

滑动面以下 AB 段，地层为土体或松软破碎岩石时，桩底端有明显的移动和转动，可认为是自由支承，即 $Q_B = M_B = 0$ 。

(2) 铰支承

桩底岩层完整，但桩嵌入此层不深时，可以认为是铰支承，即 $\theta_B = M_B = 0$ 。

(3) 固定支承

桩底岩层完整，坚硬而嵌入较深时，按固定端处理，即 $x_B = \varphi_B = 0$ 。

显然，对悬臂桩法，桩在滑面以上所受的荷载是已知的，桩在这一段的变形及内力容易求得，桩侧土的反力计算采用“ m ”法。