

摘 要

本文结合拉贡路山体大滑坡治理工程，基于大量的国内外相关文献资料，对工程建设中滑坡的治理措施做了详尽的阐述和分析，总结出各种治理措施的适用性；在分析国内外滑坡稳定性评价方法后，采用了评价滑坡的稳定性较为准确实用的方法为该滑坡做出了安全稳定性评价。

对水文资料、地质环境资料进行了研究和实地工程地质调查，分析了拉贡路山体大滑坡的成因。在通过实验方法获得滑坡体的力学参数（弹性模量 E ，泊松比 μ ，粘聚力 C 、内摩擦角 φ 等力学参数）后，结合实际工程治理措施，利用大型有限元软件 ANSYS 建立模型，对该大滑坡加固前后的稳定性进行了仿真分析。通过计算分析滑坡加固前后岩体的位移、应力及塑性区的发展，对加固后的滑坡危险区域的发展变化做出了危害性预测，计算出加固前后滑坡体的安全系数，量化了该滑坡的稳定性能，为其稳定安全性评价提供依据。

通过有限元计算分析结果表明，拉贡路山体大滑坡治理方案的合理可行。该加固方案可为类似工程在设计方案和滑坡稳定性能评价提供重要的借鉴意义。

关键词：滑坡，边坡加固，稳定性，有限元，安全系数，强度折减法

ABSTRACT

Based on the large landslide reinforcement project of the La Goon Road and a large number of domestic and foreign literature, an analysis and a description on landslide reinforcements were given and the serviceability of the reinforcements were gotten. A better means of assessing landslide stability was used in this landslide after analyzing the domestic and foreign assessment methods of landslide stability.

Combined the meteorological and hydrological data, the geological information of environmental quality with the geological survey, the reasons of the large landslide of La Goon Road were analyzed which provided the basis to judge the stability of the landslide. After the rock mechanical parameters of the landslide were gotten by experiments: elastic modulus E , Poisson's ratio, cohesion C , angle of internal friction and other mechanical parameters, a finite element model was found by ANSYS which was a large comprehensive finite element software, combined with practical engineering control measures. According to the results, the displacements and plastic zone developments of the large landslide before and after its reinforcement were analyzed, and the danger in the future was forecasted after its reinforcement. The landslide's safety factors before and after the reinforcement project are calculated using the strength reducing method, which gave a base for the evaluation of the landslide stability.

The finite element analysis results show that the reinforcement design was suitable for the big landslide. The reinforcement design had a great reference value for other similar projects in design and stability assessment of landslide.

KEYWORDS: landslide, landslide strengthen, stability, finite element method, safety coefficient, strength reduction method

重庆交通大学学位论文原创性声明

本人郑重声明：所呈交的学位论文，是本人在导师的指导下，独立进行研究工作所取得的成果。除文中已经注明引用的内容外，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写过的作品成果。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本人完全意识到本声明的法律结果由本人承担。

学位论文作者签名： 栢桑

日期：2010年5月26日

重庆交通大学学位论文授权使用授权书

本学位论文作者完全了解学校有关保留、使用学位论文的规定，同意学校保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权重庆交通大学可以将本学位论文的全部内容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编本学位论文。同时授权中国科学技术信息研究所将本人学位论文收录到《中国学位论文全文数据库》，并进行信息服务（包括但不限于汇编、复制、发行、信息网络传播等），同时本人保留在其他媒体发表论文的权利。

学位论文作者签名： 栢桑

指导教师签名： 高峰

日期：2010年5月26日

日期：2010年5月26日

本人同意将本学位论文提交至中国学术期刊（光盘版）电子杂志社 CNKI 系列数据库中全文发布，并按《中国优秀博硕士学位论文全文数据库出版章程》规定享受相关权益。

学位论文作者签名： 栢桑

指导教师签名： 高峰

日期：2010年5月26日

日期：2010年5月26日

第一章 绪论

1.1 引言

近些年来我国西部多山地区的经济发展状况越来越好，但是由于山区自然条件的特殊性，滑坡灾害的时续发生给经济建设和生命安全带来很大的危害。

1981年雨季宝成铁路发生滑坡289处，中断行车2个多月，抢建费用达2.56亿元^[1]；

1989年1月10日在中国云南漫湾水电站大坝坝肩开挖过程中发生的滑坡，不仅耗资近亿元进行了治理，而且使这个150万KW的水电站推迟发电近一年，带来巨大的经济损失^[2]；

2001年6月24日杭州拱墅区半山镇石塘村由于山洪爆发而发生滑坡，导致22人死亡，7人受伤和2人重伤的特大事故；

2002年5月1日重庆市武隆县发生的地质滑坡，导致了79人死亡的事故；

2003年7月湖北秭归县沙镇溪千将坪发生大型滑坡，造成14人死亡，10人失踪，倒塌房屋346间，毁坏农田1000余亩，4家企业全部毁灭。滑坡还毁坏省道3km，20km的输电线路被毁坏，22艘船翻沉，5艘船舶断缆走锚，广播、电力、国防光缆等基础设施都受到严重破坏；

2008年5月12日汶川大地震，由于震后滑坡造成公路堵塞，给抗震救灾工作制造了巨大障碍；

2010年4月25日下午台湾基隆市附近山区的高速公路主干道发生可怕的短短5秒内，约两个足球场大、五六层楼高的土方覆盖了路面。



图 1.1 宝成铁路滑坡

Fig.1.1 Landslide of Bao Cheng Railway



图 1.2 重庆武隆县滑坡

Fig.1.2 Landslide of Wu Long in Chong Qing



图 1.3 杭州石塘村滑坡

Fig.1.3 Landslide of Shi Tang in Hang Zhou

图 1.4 湖北秭归县沙镇溪千将坪滑坡

Fig.1.4 Landslide of XiQianjiang in Hu Bei



图 1.5 汶川大地震滑坡

Fig.1.5 Landslide of Wen Chuan caused by earthquake

图 1.6 台湾基隆市滑坡

Fig.1.6 Landslide of Kee Lung in Taiwan

我国是个多山地区，滑坡灾害时有发生，对人民的生命财产安全造成很大的损失，对治理滑坡的研究和边坡稳定性能分析研究、减少滑坡灾害发生、保护人民生命财产安全，意义重大。

1.2 国内外对滑坡研究的历史及现状

1.2.1 滑坡稳定性研究历史及现状

岩体力学发展初期，在研究岩体力学问题时，基本上采用了材料力学和简单的均质弹性理论为基础的土力学的原理和方法^[3]。土质边坡稳定性的计算分析方法被应用于岩质边坡稳定性问题的研究。在这个时期，边坡稳定性的计算分析方法，以半经验半理论性质及假定滑动面具有某一固定位置和形状为其显著特点。例如，1773 年的库仑（Coulomb）理论，1820 年法兰西斯（Fransais）和 1866 年库尔曼

(Culman)的平面滑动面的分析方法, 1916年彼得森(Petterson)的只考虑摩擦力不考虑粘聚力的圆柱滑动面的分析方法, 1922年瑞典国家委员会发表的并在以后为费勒纽斯(Fellenius)和太沙基(Teizaghi)等人发展的近似圆弧滑动面的分析方法, 1926年费伦纽斯的以同时考虑摩擦力和粘聚力及边坡土体条分为基本内容的著名的瑞典圆弧稳定分析法以及由费伦纽斯和泰勒(Taylor)等人的摩擦圆法为代表的图表解析法等等, 均为当时世界各国所普遍采用^[4]。

第二次世界大战后, 世界各国水利、交通和建筑等工程的大量兴建, 以及五十年代采矿事业的迅速发展, 对岩石力学课题做了大量的研究, 其中许多矿山边坡, 路基路堑边坡, 大坝坝肩和河谷岸坡等人工和自然的岩质边坡稳定性问题也急待解决。在吸取了前阶段应用土力学原理和方法于岩质边坡工程所产生的不良效果以及有关数学力学科学的一定发展的基础上, 人们引进一些较新的理论和方法, 斯提尼(Stini)、米勒(Muleer)、罗卡(Rocha)、杰格尔(Jaeger), 塔洛布尔(Talober)、萨乌斯多维奇(Salustowicz)等人开展了许多岩石力学研究工作, 为岩石力学奠定了基础。这个基础是以均质体弹塑性理论和极限平衡理论的普遍应用, 均质体光弹试验和模拟材料模型试验的开展, 以及室内小块岩石的物理力学试验大量进行为其主要特点。在这一阶段中, 岩质边坡稳定性问题相对于其它岩石力学课题的研究显得较差。1954年索柯洛夫斯基根据松散介质极限平衡原理提出的边坡稳定性的数学计算方法, 有别于以往的任何方法而向前迈进了一步, 引起了普遍的重视, 这种方法是以前通过严格的数学推导来解决边坡在极限状态时坡面和滑动面的形状和位置为其主要内容。由于其计算工作比较复杂和繁重, 实际应用也有一定的限制, 因此, 木欣、斯拉戈维奇、戈鲁什克维奇和费先科等在原有基础上进行了一定的简化以方便应用。但是, 这种方法所根据的原理严重地脱离了岩体的结构特点和力学状态, 其计算结果与岩质边坡的实际滑动面不相符合, 显露出其严重缺陷^[5]。费先科考虑了岩体中软弱结构面对滑动面的控制作用和根据松散介质极限平衡原理提出了一套岩质边坡稳定性的计算分析方法, 在研究和解决矿山边坡稳定性问题中起到一定的作用^[6]。但是, 此法中采用了不够合理的静力学条分法, 从而使其计算分析结果也往往与实际情况的判别较大。

当在岩质边坡稳定性的研究工作中, 其计算分析方法存在一定的困难和问题的时候, 岩质边坡稳定性的光弹性试验和相似材料模拟试验则得到一定的重视。虽然所依据的试验原理不完全符合岩质边坡中的岩体结构特性和力学状态, 但是, 仍然取得了一定的直观的和定性或半定量的效果。法国塔罗布尔于1957年、1958年较系统地阐述了岩石力学研究的理论、方法和重要意义, 简述这些因岩体失稳而造成的严重事故以及工程建设中出现的重大的岩质边坡稳定性问题和岩石力学专著的出版等, 进一步促使世界各国认识到岩体力学研究的重要性以及对岩质边

坡稳定性问题研究的迫切要求^[7]。因此,为了解决工程实践中出现的岩石力学问题和促进岩石力学的进一步发展,深入地开展了将岩体视为粘弹性、弹塑性或具有裂缝的脆性介质、岩体的非均匀性、各向异性和非连续性的研究、岩体的流变特性及其它时间效应的研究,岩体的应力应变关系和破坏机制的研究,岩体的非连续介质力学的研究,利用物探、红外线、电磁波等方法开展原地深部岩体和工程扰动区岩体的变形特性和应力状态的测试研究和利用遥测技术进行现场岩体的变形、位移特征的测试研究以及引进了以快速电子计算机技术为基础的有限单元法进行岩体力学的计算分析等等,这一切都标志着岩体力学进入了全面、深入的崭新的发展阶段。这些岩体力学问题的研究测试技术的应用,促使了岩质边坡稳定性以及其它岩体力学问题等得到更有效的解决。

六十年代以后,岩质边坡稳定性问题的研究基础理论和方法途径等有着较大的进展,在岩质边坡稳定性的计算分析方面,基本上沿着两种途径进行,一种是以极限平衡理论为基础,考虑岩体中断裂结构面控制因素,利用图解法或数学计算分析法,最后求得“安全系数”或类似“安全系数”的概念来进行岩质边坡稳定性的定量评价,如太沙基 1962 年的《陡坡的稳定》论文中提出的《临界边坡理论》,约翰(K.W.John)1970 年的《节理岩石边坡的三维稳定性分析》论文中提出的“以刚体极限平衡理论为基础的半球体图解计算分析法^[8]”。另一种途径则是以有限单元法近似地分析计算边坡岩体的变形特征和应力状态。这是一种目前公认的比较先进和有前途的计算分析方法^[9]。另外,利用物探原理进行潜在滑动面的探测,利用应力解除法等进行坡体应力状态的测试以及开展了锚固、灌浆及其它物理化学和工程力学等的防治处理措施的研究等等。

以上各种研究的特点和概况显示岩质边坡稳定性问题研究的新进展,由于边坡岩体的基本力学特征、坡体的力学状态和应力特征等研究得不够给计算分析等技术均带来一定的困难。在岩质边坡稳定性研究中,岩体力学引进了以电子计算机快速计算为基础的有限单元法,标志着岩体力学计算分析技术向前迈进了一大步,根据理论研究和实践经验,对岩体稳定性有关问题编制了有限单元法分析计算程序,对岩质边坡稳定性问题进行了分析计算,对问题的解决得到了较好的效果。自从 1970 年 Cundal 首次提出离散单元法 DEM (Distinet Element Method) 模型以来,这一方法在岩土工程数值计算与工程应用方面取得了长足的进展,离散单元法的一个突出的功能是它在反映岩块之间接触面的滑移、分离与倾翻大位移的同时,又能计算岩块内部的变形与应力分布^[10]。DDA (Discontinuous Deformation Analysis) 法是基于岩体介质非连续性发展起来的一种崭新的数值分析方法,以自然存在的节理面切割岩体形成不同的块体单元,单元的形状可以是常见的规则形状,也可以是较为复杂的多面体,以各个块体的位移为未知量,通过块体间的接

触和几何约束形成一个块体系统,可模拟出岩石块体的位移、转动、张开、闭合等全部过程,可见判定岩体的破坏程度、破坏范围,从而对岩体的整体和局部稳定性做出正确的评价^[11]。80年代以来,神经网络理论和应用研究在岩土工程领域得到了迅速发展,利用神经网络分析方法和理论^[12],可以尽可能的将各种影响边坡稳定和变形的各种因素分别作为输入变量,建立这些定性定量影响因素同边坡工程的安全系数中的变形量之间的高度非线性映射模型,然后用模型来预测和评判边坡的安全性,即给出其稳定和变形状态。

近20年来,滑坡研究特点已由过去的单个滑波现象的描述,分类治理,发展到现在以定性描述为基础的定量预测预报研究。在各种边坡稳定性分析计算方法中都将其边界条件大大地进行了简化。实际上,不仅边坡中的各种计算参数是不确定的,而且边坡系统本身就是一个不平衡、不稳定、充满复杂性的复杂系统,其与外界环境有着不断的物质、能量、信息的交换,具有类似于天气预报的不可长期确定性预报性和短期统计失效的复杂特点。由此产生了对边坡稳定分析评判的新思路、新理论,包括混沌理论、分形理论、灰色系统、数学模糊理论、突变理论等^[13],这些理论的发展为定性定量评价和预测边坡稳定性开辟了更为广阔的前景,边坡稳定性研究已步入系统工程分析的研究阶段。总的来说,边坡工程具有技术复杂、综合性很强的难点,与众多因素相关的综合技术:它与场地工程地质勘察、支护结构设计、施工开挖、边坡稳定、排截水情况、现场监测等密切相关,边坡设计与施工涉及地质条件、岩土性质、工程要求、气候变化、施工工序和方法许多相关的复杂性问题,所以边坡分析科学还是理论上尚待完善、成熟和发展的综合技术科学。

1.2.2 滑坡治理方法历史及现状

从出现滑坡灾害以来人们都一直在采用各种治理方式来避免滑坡灾害带来损失,边坡加固治理技术在国内外的发展过程可分为以下几个阶段:

20世纪50年代以前,边坡治理工程主要以排除地下水为主,清方减载,清土反压,抗滑挡土墙及浆砌片石防护等治理。这些措施仅能使得边坡暂时处于稳定状态,如果外界条件发生改变边坡仍可能失稳^[14]。

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。欧美及前苏联多用钻孔钢筋混凝土灌注桩,桩径1.0m~1.5m,深20m~30m。日本则多用钻孔钢管桩直径400mm~500mm,深20m~30m,孔中放入直径318.5mm~457.2mm,壁厚10mm~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年代以后,日本开始使用

1.5m~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，在成昆线中使用了大截面挖孔钢筋混凝土抗滑桩^[15]。70 年代中后期，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、椅式挡墙等新的结构形式。

20 世纪 80 年代以来，由于锚固理论研究和凿岩机械的发展，锚喷防护技术发展为边坡治理提供了一种简便而又安全的防护手段，很快得到了广泛的应用。在滑坡治理思想上人们有了新的认识，主张以排水为主、结合抗滑桩、预应力锚索支挡结构进行综合治理。同时这个时期为治理大型滑坡，抗滑支挡结构的发展出现了新的特点：挖孔抗滑桩直径做得很大，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，或在反力梁、锚墩的条件下单独使用。

20 世纪 90 年代以来，压力注浆和框架锚固结构越来越多的应用于边坡的治理，它是一种边坡的深层加固治理技术，能解决边坡的深层加固及稳定性问题，具有很好的治理效果^[16]。

目前边坡加固措施很多，如排水截水、混凝土抗剪结支挡构措施、压坡措施、以及植物护坡等等；边坡治理过程中强调多种措施综合治理的原则，以较小的治理代价起到较好的增强边坡的稳定性能。

1.3 研究内容

通过学习国内外边坡治理措施和边坡稳定性分析方法，本文结合拉贡路滑坡工程实践在以下几个方面做研究：

1. 针对现行的多种边坡治理措施进行分析，得到各种治理措施相适应的工程状况；
2. 分析现行的边坡稳定性分析方法，提出一个相对切合实际、工程实用的边坡稳定性分析方法；
3. 结合拉贡路滑坡治理工程对其做出稳定评价分析，为其类似工程的稳定性评价提供参考。

第二章 滑坡工程治理措施

岩土体作为一种结构体,一方面有着自身材料与结构的强度和相应的自稳能力,另一方面又因受人类活动的工程因素影响,其强度和自稳能力可大幅度下降,对不稳定边坡常需采取加固治理措施。边坡治理是一项技术复杂,施工困难的灾害防治工程,其支护方法很多如注浆加固、抗滑桩、挡墙、锚杆和锚索等加固措施。现就工程中最为常用的加固措施作分析与评价。

2.1 挡土墙

挡土墙常被用来支挡路基填土、山坡土体,防止土体变形失稳的一种构造物。挡土墙的使用以稳定路堤和路堑边坡,可减少土石方工程量,防止水流冲刷路基,常用于整治滑坡等路基病害。

2.1.1 挡土墙的类型

挡土墙的形式多种多样,按其结构特点,可分为:重力式、衡重式、加筋土式、钢筋混凝土悬臂式和扶壁式、桩板式、锚杆式、锚定板式及土钉式等类型^[17];按其中路基横断面上的位置,又可分为:路肩墙、路堤墙及路堑墙;按所处的环境条件,又可分为:一般地区挡墙、浸水地区挡土墙及地震地区挡土墙。考虑挡土墙设计方案时,应与其他工程方案进行技术经济比较,分析其技术的可行性、可靠性及经济的合理性,然后才确定设计方案,并根据实际情况进行挡土墙的选型。

2.1.2 挡土墙的选型

① 材料选择

浆砌片石挡土墙取材容易,施工简便,适用范围比较广泛。山区公路中,石料资源较为丰富,在挡土墙高 ≤ 10 米时,因地制宜,采用浆砌片石砌筑,可以好地满足经济、安全方面的要求。

② 截面形式选择

根据挡土墙结构类型及其特点分析,当墙高 < 5 时,采用重力式挡土墙,可以发挥其形式简单,施工方便的优势。同时,由于山区公路地面横坡比较陡峭,若

采用仰斜式挡土墙，会过多增加墙高，断面增大，造成浪费，采用俯斜式挡土墙会比较经济合理^[18]。一般在路堑墙、墙趾处地面平缓的路肩墙或路堤墙等情况下，才考虑采用仰斜式挡土墙。当墙高 ≥ 5 且地基条件较好时，采用衡重式挡土墙，可以有效地减小截面，节省材料。

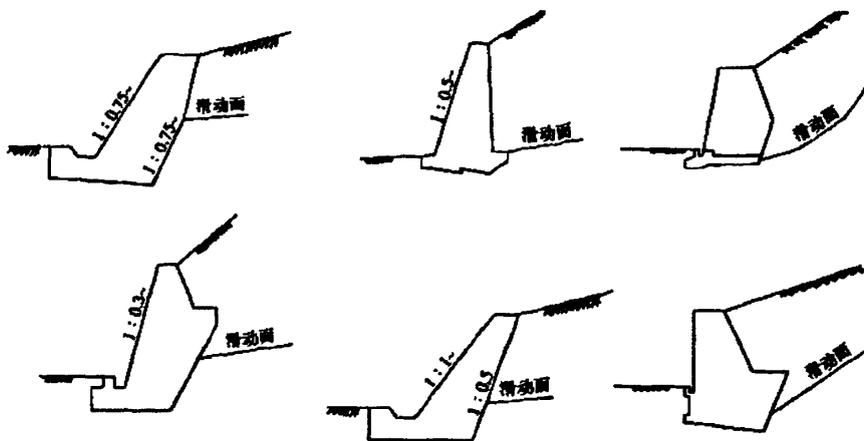


图 2.1 常见挡土墙断面形式

Fig.2.1 Common sections of retaining walls

③ 位置选择

在挖方边坡比较陡峭时，采用路堑挡土墙，可以降低边坡高度，减少山坡开挖，避免破坏山体平衡；在地质条件不良情况下，还可以支挡可能坍塌的山坡土体。对于采用路肩挡土墙或路堤挡土墙，应结合具体条件考虑，必要时应作技术经济比较。因为路堤挡土墙承受荷载较大，受力条件较为不利，截面尺寸也较大，所以路堤墙与路肩墙的墙高或截面污水数量较为接近，基础情况相仿时，采用路肩墙比较有利。

④ 布置原则

挡土墙的布置应根据滑坡的位置、类型、规模、滑坡推力的大小以及基础的条件等因素综合分析，在这些常见的挡土墙中这里给出了各种挡墙的适用条件如下表 2.1

表 2.1 常见挡墙性能

Table 2.1 The performance of the common retaining walls

类型	特点	适用范围
重力式	依靠墙身自重抵抗土压力的作用形式简单, 施工简单	产砂石地区墙高 6m 以下基础良好, 非地震区和沿河受河水冲刷时
衡重式	利用衡重台上部天宇的下压作用和全墙重心的后移增加墙身的稳定性, 节约断面尺寸	产砂石地区, 山区、地面横坡陡的路肩墙, 可以用于路堑, 兼有拦挡坠石的作用
锚杆式	由立柱挡板和锚杆组成, 依靠锚杆锚固在山体内拉住立柱, 立柱挡板可以预制, 施工速度快	高档墙, 较易于路堑墙
柱板式	由立柱底板拉杆和基座组成, 借底板的土重平衡全墙, 基础开挖比悬臂式扶壁式少, 断面尺寸小, 可以预制, 快速施工	高档墙, 路堑墙, 特别用于支挡土质路堑边坡、处置边坡坍塌
钢筋混凝土悬臂式	由立柱, 墙趾板和墙踵板三个悬臂梁组成, 断面尺寸较小, 墙高是立壁下部弯矩大, 消耗钢筋多, 不经济	缺乏石料地区 普通高度的路肩墙 基础较差
钢筋混凝土扶壁式	沿悬臂式墙的长度方向间隔一定的距离加一道扶壁, 使得立壁与墙踵板连接起来更好的受力	在高档墙是比悬臂式经济, 其余同悬臂式
加筋挡土墙	由加筋当面墙和填土三部分组成, 借筋带与填料之间的摩擦力保持墙身的稳定, 施工简单对地基的适应性强	缺乏石料地区, 适用于石质土 砂性土 黄土地区修建较高的路肩墙或路堤墙

2.2 锚网喷浆

2.2.1 喷锚网原理

喷锚网支护是通过锚杆、钢筋网和喷射混凝土的联合作用来改善被加固岩土介质的力学性质, 靠锚杆、钢筋网和混凝土层共同工作来提高边坡岩土的结构强度和抗变形刚度, 减小岩(土)体侧向变形, 增强边坡的整体稳定性, 也可以起到封闭坡面, 防风化的作用是一种柔性主动支护技术。基本原理就是把作为荷载看待的围岩转化成能够承受外荷的一种结构(岩石结构), 而把衬砌(人工结构)转变成扶持围岩稳定的一种支护措施。锚网喷支护和围岩粘在一起, 形成一个统一体, 二者互相依存, 彼此制约, 共同变形, 联合受力, 而真正起作用的是围岩^[19]。

锚网喷支护能够积极保持和提高边坡岩石的强度。锚网喷支护的及时性和密贴性, 隔绝大气对围岩的风化作用, 特别是对那些易于风化、解体的软弱岩体更

加重要,它是保持和发挥岩体自稳能力的关键。高压射流形式喷射的混凝土一部分砂浆渗入岩体结构面中,使互不联系或联系较弱的岩块胶结在一起,加强了围岩的整体性,提高了岩块间的抗剪能力。穿过岩体结构面的锚杆,既起到一定的悬吊作用,又具有整体加固的效果。由于锚杆制约围岩变形,岩体结构面间的压密程度增加,摩阻力加大。锚杆本身的抗拉抗剪能力,能防止岩块松动和滑移。喷射混凝土和锚杆提供的支护抗力,改善了围岩的受力条件,使接近二维的受力状态又向三维受力状态转化,大大提高了岩石的强度。这样,既遏制了可能最先出现的那些局部破坏,也有利于维持岩体的整体稳定性。

锚网喷支护能够合理解决围岩和支护之间的矛盾。锚网喷支护的密贴性,它和围岩紧紧地粘结在一起,同时喷层可以看作是一层人工岩石,岩体可以看作是一个天然结构,二者形成一个统一的结构体,互相依存,彼此制约,共同变形,联合受力。

2.2.2 锚网喷的基本构造

① 喷射混凝土

喷射混凝土是将符合要求的砂、豆石、水泥和外加剂等按一定比例混合放在喷射机中,利用压缩空气等为动力,将适于喷射的混凝土拌合料通过输料管和喷嘴直接喷射到受喷面上并快速凝结硬化的一种工程技术。喷射混凝土不仅能够隔绝空气,防止围岩风化,而且可以作为结构物承受荷载,从而起到保护围岩稳定的作用。喷射混凝土分为干喷和湿喷两种,喷射混凝土的标号不应低于 C15,通常应优先选用硅酸盐水泥或普通硅酸盐水泥,且强度等级不应低于 32.5MPa。为了尽快获得强度,及早向围岩提供支护力,通常都在混合料中加入一定数量的外加剂,如速凝剂、减水剂、早强剂、增黏剂、防水剂等^[20]。

为了提高支护的承载能力,也可以在喷射混凝土中设置钢筋网,称为网喷支护。钢筋网应随岩面铺设,并与锚杆联结牢固,防止喷射混凝土时震动。近年来,钢纤维喷射混凝土技术发展较快。在喷射混凝土中掺入钢纤维或玻璃纤维以取代钢筋网,工艺简单,施工方便,既节约劳动力和时间,又能够提高抗拉强度,增大结构韧性,改善抗冲击荷载的性能,可能成为今后发展的一种趋向。

② 锚杆支护

锚杆支护是在岩石中钻孔,并在其中固定各种材料或形式的锚杆,用来加固和支护围岩的一种形式。锚杆和喷射混凝土一起,广泛使用在地下工程中。锚杆的种类很多,本文重点介绍钢筋砂浆全长锚固锚杆(简称砂浆锚杆)。锚杆杆体钢筋宜采用 II、III 级钢,钻孔直径为 28~32mm 时,宜采用 Q235 钢筋。杆体直径

一般为 16~32mm。固结锚杆的水泥砂浆强度等级不应低于 M20，锚固力必须满足设计要求。锚杆通常成梅花形布置，间距不宜大于杆体长度的二分之一。锚杆一般应与主结构面垂直或尽可能有较大的交角。当主结构面不明显时，则沿周边径向布置。砂浆锚杆又有两种注浆方法。其一，在钻孔中先灌注水泥砂浆，然后插入锚杆；其二，在钻孔中先安设杆体，然后用真空法压注水泥砂浆。无论采用哪一种注浆方法都必须保证砂浆在钻孔中充填饱满^[21]。砂浆锚杆的承载能力取决于钢筋与砂浆间的握裹力和砂浆与钻孔岩壁间的粘结力，它与钢筋的类型、直径以及锚杆的锚长度等因素有关，一般都由试验直接测定。

2.2.3 锚网喷适用范围

锚网喷支护方式主要适用于岩性较差、强度较低、易于风化的岩石边坡；或虽为坚硬岩层，但风化严重、节理发育、易受自然力影响、导致大面积碎落，以及局部小型崩塌、落石的岩质边坡；或岩质边坡因爆破施工，造成大量超爆、破坏范围深入边坡内部，路堑边坡岩石破碎松散、极易发生落石、崩塌的边坡防护。钢筋锚固于混凝土板内，使整个边坡的非稳定体与锚杆连成一片，并牢固地锚固在稳定区内，以限制边坡的变形，同时承受土压力、水压力及边坡上的外荷载；不仅防止了边坡失稳，而且还能防止局部土体剥落、崩塌、掉块，能有效的维护边坡稳定，同时该技术施工周期短、设备简单、工程造价低。

2.3 抗滑桩

桩是深入土层或岩层的柱形构件，边坡处治工程中的抗滑桩是通过桩身将上部承受的坡体推力传给桩下部的侧向土体或岩体，依靠桩下部的侧向阻力来承担边坡的下推力，而使边坡保持平衡或稳定见图 2.2，与防治滑坡的传统措施，例如减载、挡土墙等工程相比，抗滑桩施工简便，效果突出，因而在国内外均得到了迅速的发展，广为人们所重视。

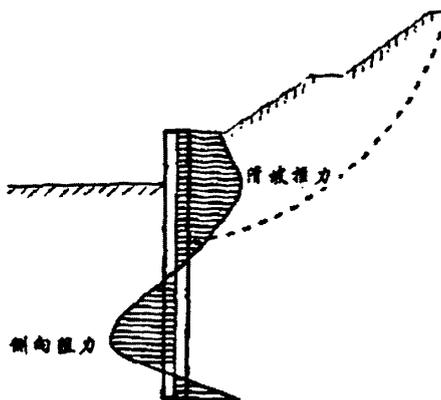


图 2.2 抗滑桩作用机理

Fig.2.2 Action mechanism of an anti-sliding pile

2.3.1 抗滑桩桩型

抗滑桩桩型的选择应根据滑坡性质、滑坡处的地质条件、滑坡推力大小、工程造价、施工条件和工期要求等综合考虑，按安全、可靠、经济、方便的原则，结合设计人员的工程经验来选择。

抗滑桩的分类^[22]

抗滑桩按材质分为木桩、钢筋混凝土桩、钢桩和组合桩等。

抗滑桩按成桩类型分为打入桩、静压桩和灌注桩。灌注桩又分为沉管灌注桩和钻孔灌注桩。

按结构形式分类，有单桩、排桩、群桩和锚桩。排桩型式常见的有椅式桩墙、门式刚架桩墙、排架抗滑桩墙见图 2.3；锚桩有分为锚杆和锚索桩，锚又可以是单个或者多个。

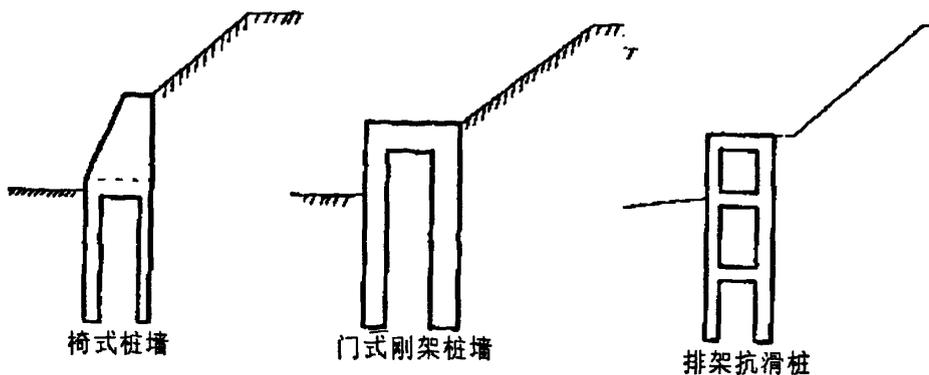


图 2.3 排桩结构形式

Fig.2.3 line-pegs supporting structures

2.3.2 抗滑桩的适用特点

木桩是最早采用的桩，其特点是就地取材、方便、易于施工，但长度有限，桩身强度不高，一般用于浅层滑坡的治理、临时工程或抢险工程。钢桩的强度高，施打容易、快速，接长方便，但受桩身断面尺寸限制，横向刚度较小，造价偏高。钢筋混凝土桩是边坡处治工程广泛采用，断面刚度大，抗弯能力高，施工方式多样，可预制、静压、机械钻孔就地灌注和人工成孔就地灌注，其缺点是混凝土抗拉能力有限。单桩是抗滑桩的基本型式，其特点是简单，受力和作用明确。当边坡的推力较大，用单桩不足以承担其推力或使用单桩不经济时，可采用排桩。排架桩的特点是转动惯量大，抗弯能力强，桩壁阻力较小，桩身应力较小，在软弱地层有较明显的优越性。有锚桩的锚可用钢筋锚杆或预应力锚索，锚索和桩共同工作，改变桩的悬臂受力状况和桩完全靠侧向地基反力抵抗滑坡推力的机理，使桩身的应力状态和桩顶变位大大改善，是一种较为合理、经济的抗滑结构^[23]。注意的是锚杆或锚索的锚固端需要有较好的地层或岩层以提供可靠的锚固力。

2.4 预应力锚索格构

2.4.1 预应力锚索格构支护原理

混凝土格构梁与预应力锚索复合结构属于一种主动抗滑结构，锚索受到预应力的作用时该力通过格构梁传到坡面上，坡体受压产生抗滑力，以达到稳定滑坡的目的。



图 2.4 某预应力锚索框架结构实例

Fig.2.4 One internal forces of anchor cable frame

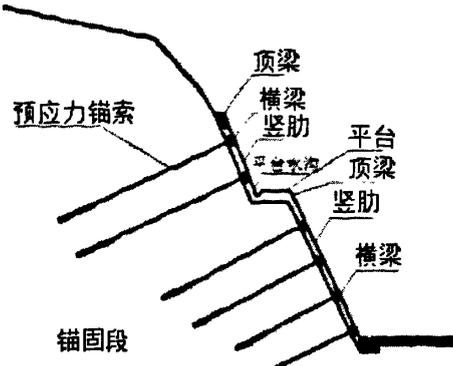


图 2.5 锚索框架构造图示

Fig.2.5 Structure of internal forces of anchor cable frame

2.4.2 结构组成

预应力锚格构由预应力锚索格构梁和框架组成；框架分别由竖肋、横梁和顶梁组成，锚索框架依靠的是锚固于稳定岩和土体的高强度低松弛钢经线来拉紧坡面的钢筋混凝土框架，利用它提供与边坡破坏力相反方向的抗力来克服破坏；锚索预应力还能够控制因人工开挖边坡形成的松弛区发展，主动限制边坡变形并为其提供支挡作用力^[24]。一般它有以下几种形式：

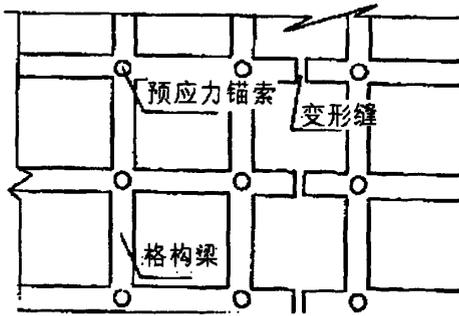


图 2.6 方型格构

Fig.2.6 Rectangular framework

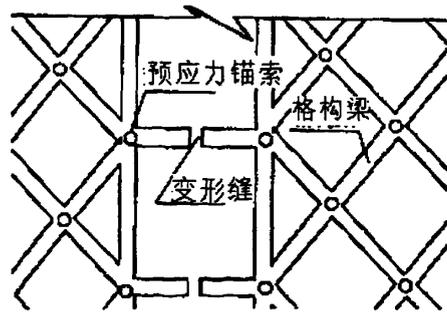


图 2.7 菱形格构

Fig.2.7 Diamond-shaped framework

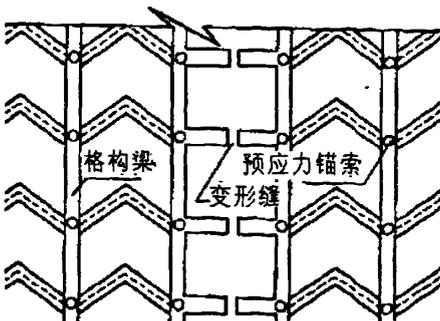


图 2.8 人字型格构

Fig.2.8 Herringbone framework

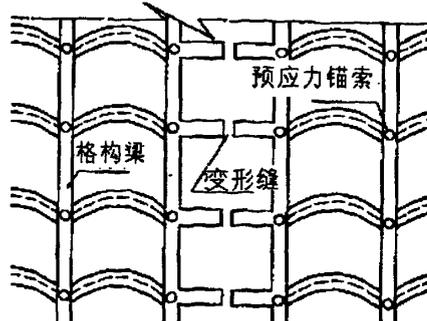


图 2.9 弧型格构

Fig.2.9 Arc framework

2.4.3 预应力锚索格构的优点

抗滑挡墙及抗滑桩结构都是利用坡体变形或变位作用在结构上使其产生反力来抵抗边坡变形破坏力的，如果边坡体没有变形或变位就不会对结构物产生反力，这一变形过程中边坡岩体会进一步松弛，原来岩体中各种软弱结构面会由密闭变为逐渐张开，容易受到地表水和地下水的软化作用，因此在支挡结构施工结束后产生变形破坏的力还会增加^[25]。预锚格构由于施加了预应力，可代替因开挖坡体所失去的侧向支撑力，使边坡体处于或趋向三向受压的状态，因而限制边坡扰动区的发展，提高坡体稳定性和边坡岩体的镶嵌作用，减缓或阻止了边坡病害条件的逐步恶化。预锚格构梁加固边坡的优点还现浇混凝土格构梁与预应力锚索复合结构不同于预应力锚索单独作用，现浇混凝土格构梁除了护坡作用，也比原来锚索的锚墩与地表接触面积大且整体刚度大，能让坡面受力更均匀、基底压力更小，在坡面地基承载力较小的滑坡治理上更适用。在框架内进行植被防护既能防治水流对坡面冲刷，又能预防坡面岩土风化剥落，还可以达到美化自然环境的效果。

2.4.4 预锚格构梁的适用原则

边坡病害整治工程在设计时需要进行场地的工程地质勘察，详细了解和析病害发生的原因和条件，然后再有针对性地选用综合工程措施，才能取得期望的良好效果"实际应用过程中应注意以下适用原则：

预锚格构梁作为一种轻型支挡结构可适应一定规模的各种地层岩性的边坡病害整治工程的要求；它适用于高陡度土质、石质的不同规模边坡崩塌、滑坡、坍塌等人工及自然病害，还有各种表层、坡面病害的防护，但对错落型边坡病害并不适用；预锚格构梁依靠高强度低松弛的钢绞线产生的拉力来克服坡体破坏力，因此场地工程地质条件能否提供稳定的锚固体，以及所能提供的锚固力大小，是判断该项工程是否适用需要考虑的要点之一，锚固段不应设置在淤泥质土、有机质土和液限的土层以及相对密度的土层中，对钢筋、水泥有腐蚀性特别是强腐蚀性的地层不应采用，一旦采用应进行严格的防腐处理；预锚格构梁的间距与断面尺寸要适应坡体岩土的特性^[26]；钢筋混凝土框架对边坡岩土要起到框箍作用，必须使框架整体刚度与边坡岩体的刚度相匹配，还要考虑到基底的承载力；通常边坡岩体越坚硬、密实、完整则其刚度越大，抗变形能力就越强，框架的间距可以变大，钢筋混凝土截面的尺寸可变小；预锚格构梁适用性比较强，它同时适用于坡率变化较大的边坡，也适用于小范围内坡面起伏，但无明显突变、相对平顺的边坡^[27]。预锚格构梁作为一种空间结构适合设置于多级挖方边坡上，框架竖肋底

部适宜放置在较稳固的基岩、土层上。

2.5 本章小结

目前，多数边坡加固方法通过增加滑体抗滑力，只有少数通过减小下滑力达到边坡加固目的，作为滑坡治理的辅助手段。另外，排水也用于边坡工程的治理当中，通过排水，可增加边坡岩土体的抗剪强度，从而增大抗滑力，同时又减小了水压力的不利影响。

边坡治理工程一般可分为两类：一类是排除滑坡产生的诱因，恢复滑坡平衡状态的工程方法，即控制滑坡产生的防治工程，如排水法；另一类是通过设置阻止滑坡作用的构筑物，阻止滑坡移动，即治理滑坡运动的工程。边坡加固的本质在于提高滑体的抗滑力和下滑力的比值。

在实际工程应用中应当首先尽可能排除滑坡产生的诱因，然后在此基础上设计阻止滑坡作用的构筑物等措施来增加滑体的抗滑力。

第三章 边坡稳定性研究方法

3.1 极限平衡分析法

极限平衡分析法是通过分析在临近破坏状况下,土体外力与内部强度所提供抗力之间的平衡,计算土体在自身和外荷作用下的土坡稳定性程度,通常以边坡稳定系数表示为: $F = \frac{S}{T}$; 其基本计算过程为:先假定边坡破坏时的滑裂面,再根据下滑力和抗滑力的比值确定可能安全系数的大小;然后通过各种优化方法系统地选取一系列可能滑动面,用同样的方法计算其可能安全系数,最后安全系数最小的滑动面就是最有可能产生滑动的滑动面,此最小的安全系数就为边坡稳定系数。

目前已有了多种极限平衡分析方法^[28],如:斯宾塞法,毕肖普(Bishop)法,简布(Janbu)法,摩根斯-普赖斯法,剩余推力法,沙尔玛(Sarm)法,楔体极限平衡分析法等等。工程中最常用的分析方法是圆弧法和条分法。

3.1.1 瑞典圆弧法

瑞典圆弧法是极限平衡方法中最早而又最简单的方法,其基本假定如下^[29]:

- (1) 假定土坡稳定属于平面应变问题,
- (2) 假定滑裂面在横剖面上为圆弧,弧面上的滑动体为刚体,即不考虑滑体内部的作用力;

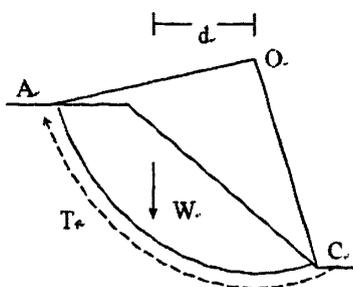


图 3.1 瑞典圆弧计算图示

Fig.3.1 Diagram of the Sweden Arc method

$$\text{滑动力矩: } M_s = W \cdot d \quad (3.1)$$

$$\text{抗滑力矩: } M_R = c \cdot \widehat{AC} \cdot R + N \cdot \text{tg}\varphi \cdot L \quad (3.2)$$

$$\text{稳定安全系数: } F_s = \frac{\text{抗滑力矩}}{\text{滑动力矩}} = \frac{M_R}{M_s} = \frac{c \cdot \widehat{AC} \cdot R + N \cdot \text{tg}\varphi \cdot L}{W \cdot d} \quad (3.3)$$

$$\text{当 } \varphi = 0 \text{ 时, } M_R = c \cdot \widehat{AC} \cdot R \quad (3.4)$$

$$\text{稳定安全系数: } F_s = \frac{\text{抗滑力矩}}{\text{滑动力矩}} = \frac{M_R}{M_s} = \frac{c \cdot \widehat{AC} \cdot R}{W \cdot d} \quad (3.5)$$

3.1.2 条分法

条分法是将滑动土体竖直分成若干土条，把土条当成刚体，分别求作用于各土条上的力对圆心的滑动力矩和抗滑力矩，然后按下式求土坡的稳定安全系数^[30]。

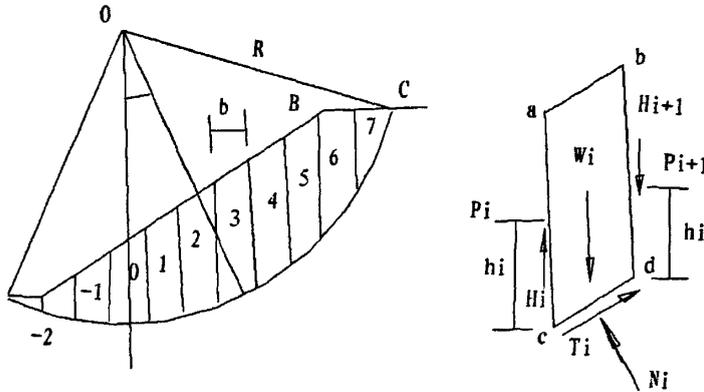


图 3.2 条分法计算图示

Fig.3.2 Diagram of the Slice method

- 1)重力 W_i
- 2)条块侧面法向力 P_i 、 P_{i+1} ，其作用点离弧面为 h_i 、 h_{i+1}
- 3)条块侧面切向力 H_i 、 H_{i+1}
- 4)土条底部的法向力 N_i 、切向力 T_i ，条块弧段长为 l_i

$$\text{力的平衡方程: } \begin{cases} \sum F_{xi} = 0 \\ \sum F_{zi} = 0 \\ \sum M_i = 0 \end{cases} \quad (3.6)$$

$$\text{极限平衡方程: } T_i = \frac{N_i \cdot \text{tg}\varphi_i + c_i \cdot l_i}{F_s} \quad (3.7)$$

n 个土条， $n-1$ 个分界面， P_i 、 H_i 、 h_i 共 $3(n-1)$ 个未知数； N_i 、 T_i 共 $2n$ 个未知数； F_s 一个未知数，则共有未知数 $5n-2$ 个，可建方程 $4n$ 个，为超静定问题。

求解方法:

①瑞典条分法 (Fellenius 条分法)

不考虑条块间的推力 (假定条块间的推力是作用在一条直线上的, 且大小相等, 方向相反, 即推力产生的合力、合力矩为 0)。

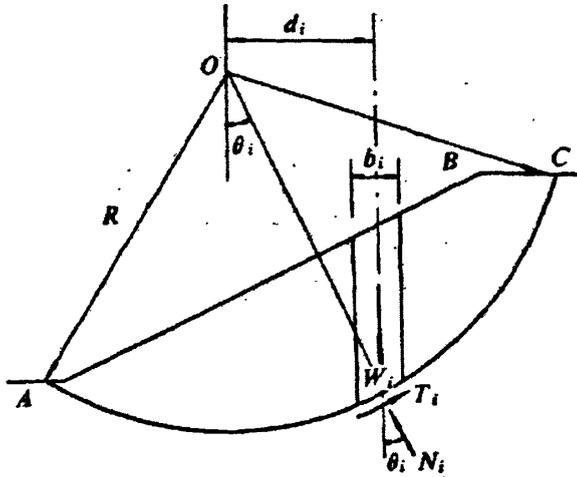


图 3.3 瑞典条分法图示

Fig.3.3 Diagram of the Fellenius Slice method

由于不考虑条块间的作用力, 每个条块仅受到 W_i 、 T_i 、 N_i 的作用, 根据径向力的平衡条件:

$$\sum F_{xi} = 0 \quad N_i = W_i \cdot \cos \theta_i \quad (3.8)$$

根据圆弧面上的平衡条件有

$$T_i = \frac{\text{抗剪强度}}{\text{安全系数}} = \frac{T_f}{F_s} = \frac{c_i \cdot l_i + N_i \cdot \text{tg} \varphi_i}{F_s} = \frac{c_i \cdot l_i + W_i \cdot \cos \theta_i \cdot \text{tg} \varphi_i}{F_s} \quad (3.9)$$

根据整体力矩平衡条件, 外力对圆心的力矩等于零 $\sum M_i = 0$; 法向力对圆心不产生力矩:

$$\sum W_i \cdot d_i - \sum T_i \cdot R = 0 \quad (3.10)$$

其中 $d_i = R \cdot \sin \theta_i$;

将以上各式子带入力矩平衡式子中:

$$\sum W_i \cdot R \cdot \sin \theta_i - \sum \frac{c_i \cdot l_i + W_i \cdot \cos \theta_i \cdot \text{tg} \varphi_i}{F_s} \cdot R = 0 \quad (3.11)$$

经过整理得:
$$F_s = \frac{\sum (c_i \cdot l_i + W_i \cdot \cos \theta_i \cdot \text{tg} \varphi_i)}{\sum W_i \cdot \sin \theta_i} \quad (3.12)$$

方法的特点:

- (1) 忽略条间力的作用
- (2) 满足滑动土体整体力矩平衡条件
- (3) 不满足条块的静力平衡条件
- (4) 满足极限平衡条件
- (5) 得到的安全系数偏低, 误差偏于安全

② 毕肖普法 (Bishop 法)

该方法考虑考虑条块侧面力条块受力如图 3.4 示, 取条块 i 进行力的分析:

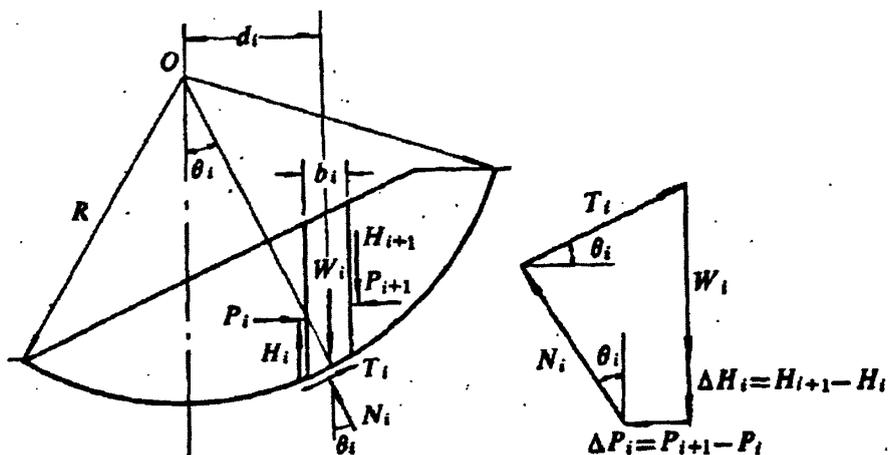


图 3.4 毕肖普法条分法图示

Fig.3.4 Diagram of the Bishop Slice method

根据圆弧面上的极限平衡条件有

$$T_i = \frac{\text{抗剪强度}}{\text{安全系数}} = \frac{T_{fi}}{F_s} = \frac{c_i \cdot l_i + N_i \cdot \text{tg} \phi_i}{F_s} \quad (3.13)$$

在静力平衡条件下, 竖向力平衡条件 $\sum F_{zi} = 0$ 即

$$N_i \cdot \cos \theta_i = W_i + \Delta H_i - T_i \cdot \sin \theta_i \quad (3.14)$$

将上式带入下式得到

$$N_i = \frac{W_i + \Delta H_i - \frac{c_i l_i}{F_s} \sin \theta_i}{\cos \theta_i + \frac{\sin \theta_i \text{tg} \phi_i}{F_s}} = \frac{1}{m_{\theta i}} \left(W_i + \Delta H_i - \frac{c_i l_i}{F_s} \sin \theta_i \right) \quad (3.15)$$

其中 $m_{\theta i} = \cos \theta_i + \frac{\sin \theta_i \text{tg} \phi_i}{F_s}$;

根据整体力矩平衡条件 $\sum M_i = 0$, 即

$$\sum W_i \cdot d_i - \sum T_i \cdot R = 0 \quad (3.16)$$

其中 $d_i = R \cdot \sin \theta_i$;

将 3.13 式子带入 3.16

$$\sum W_i \cdot R \cdot \sin \theta_i = \sum \frac{(c_i \cdot L_i + N_i \cdot \text{tg} \phi_i) \cdot R}{F_s} \quad (3.17)$$

带入 N_i 整理得到安全系数:

$$F_s = \frac{\sum \frac{1}{m_{\theta_i}} [c_i \cdot b_i + (W_i + \Delta H_i) \cdot \text{tg} \phi_i]}{\sum W_i \cdot \sin \theta_i} \quad (3.18)$$

方法特点:

- (1) 假设条块间作用力只有法向力, 没有切向力;
- (2) 满足滑动土体整体力矩平衡条件;
- (3) 满足各条块力的多边形闭合条件, 但不满足条块的力矩平衡条件;
- (4) 满足极限平衡条件;
- (5) 得到的安全系数比瑞典条分法高。

3.2 数值计算方法

3.2.1 数值计算方法综述

极限平衡法和滑移线法等传统分析方法对边坡稳定作出巨大的贡献, 但是这些传统的分析方法都存在一个缺点只能提供宏观的稳定性, 需要假定滑裂面的形状和位置, 并且无法考虑坡体内部的应力应变关系, 无法得到性变坡体的变形, 也就无法分析真实的边坡失稳全过程, 使得其与真实的滑裂面存在着差异, 同时对于复杂的边坡, 如当边坡由非均质和各向异性材料组成时, 或边坡是由开挖再回填形成的等等, 传统边坡分析法就无能为力了, 甚至得出错误的结论^[31]。

随着计算机的高速发展, 越来越多的工程采用数值计算法(差分法和有限元方法)进行边坡分析, 与传统的极限平衡法相比, 边坡稳定分析的数值计算法的优点可总结如下:

① 不受边坡几何形状的不规则和材料的不均匀性的限制, 较真实地模拟边坡的地形地貌以及边坡内复杂的地质条件; 破坏面的形状和位置不必事先假定; 可以分析边坡破坏的发生和发展过程, 模拟边坡开挖及加固的施工过程, 考虑岩土体

与支挡结构的共同作用及其变形协调；

②破坏面的形状或位置不需要事先，破坏会自然地发生在土的抗剪强度不能抵抗剪应力的区域；

③在数值算法中引入变形协调的本构关系因此也不必引入假定条件保持了严密的理论体系；

④提供了应力变形的全部信息。

但是数值计算方法无法直接得到安全系数、滑动面形状和位置，因此如何将其计算成果与传统的边坡稳定安全系数联系起来，已成数值计算方法在边坡稳定性分析中应用的一个重要研究课题。利用计算机数值计算分析评价边坡的稳定性主要有以下几种方法：

①按照弹塑性理论，对边坡进行有限元分析，得出边坡完整的应力应变变形成果，可以预测边坡区域由弹性变为塑性的完整演进过程，为边坡的治理、施工方法提供依据。现在很多程序可以进行此类分析。

②首先采用传统的极限平衡法，找出最小安全系数的滑移面，或者已知滑移面，然后进行有限元分析，将滑移面位置设置薄层单元或接触单元，不断降低薄层单元的力学参数，直至边坡失去平衡，边坡的安全系数就是强度指标（摩尔库仑模型的凝聚力 c 和摩擦系数 $\tan\phi$ ）降低的倍数。该方法需要预先定义滑移面位置，不能找出其他潜在滑移面，对已知滑移面的情况很适用，对一般边坡并不适用。很多程序可以完成此类分析；

③采用第一种方法分析后，然后按照传统的极限平衡法，搜索滑移面，找出最小安全系数。该方法安全系数的定义与传统方法相同，即为滑移面上的总抗剪强度（算术和）与总剪力的比值。这一方法源于传统方法，该方法滑移面是人为规定的，有可能找不出其他潜在滑移面。加拿大 Geo-slope 软件就是采用此方法，用 Sigma/W 进行有限元分析，用 Slope/W 进行边坡稳定分析^[32]；

④首先采用第一种方法对边坡进行分析，然后折减所有区域的强度指标，直至失去平衡。安全系数就是强度指标降低的倍数。该方法无须预先定义滑移面，可自动显示出滑移面位置，实际就是变形等值线。清华大学宋二祥教授《土工结构安全系数的有限元计算》一文对此有详细的说明，其与荷兰人合作开发的土工有限元程序 PLAXIS 程序专门有此功能^[33]；

⑤强度折减法，通过不断降低边坡岩土体强度或增加岩土体的自重使边坡岩土体达到临界状态，将最终的岩土体强度与初始强度的变化系数作为安全系数^[34]。强度折减法的基本原理是通过逐渐减小抗剪强度参数在土体强度表达式： $\tau=c+\sigma_n \tan \phi$ ，即是对土体强度表达式中的 c 和 $\tan \phi$ 值同时除以一个常数 F 得到一

组新的强度指标 c' 和 $\tan \varphi'$ 进行数值计算分析, 反复计算直至斜坡达到临界破坏状态, 此时对应的折减系数 F 就是该斜坡的安全系数。

3.2.2 有限元法

有限元法 (Finite Element Method, 简称 FEM) 最早出现于 20 世纪 50 年代, 起初是作为一种处理固体力学问题的方法提出来的。近几十年来, 随着计算机技术的飞速发展, 有限元法的理论和应用都得到了长足的发展。有限元的理论日趋成熟、应用领域也越来越广。例如在工程研究方面, 过去主要依靠模型试验, 而现在就可以用有限元法来代替部分模型试验, 使得工作量大大减少并能节省实验成本。同时, 有限元法的应用领域也不断扩展, 从最初的弹性力学平面问题已扩展到固体力学的各个分支: 弹性力学、塑性力学、岩石力学、断裂力学、土力学和损伤力学等; 由平面问题已扩展到空间问题、板壳问题等; 由静力平衡问题已扩展到稳定问题、动力问题、波动问题等; 分析的对象也从弹性材料扩展到塑性、粘弹性、粘塑性和复合材料等。同时有限元法在工程分析中的作用也逐渐由分析和校核扩展到优化设计、工程预测、计算机辅助设计等, 有限元法已发展成为一种强有力的数值分析方法之一。随着计算机前后处理技术的发展, 出现了一些十分成熟的有限元法应用软件, 使得有限元法的应用更加方便。当前, 在工程界比较流行, 被广泛使用的大型有限元分析软件主要有 MSC/Nastran、Ansys、Marc、Adina、Sap、Abaqus 和 Algor 等。这些应用软件使得有限元法成为解决复杂工程问题的法宝, 在机械制造、航空航天、汽车、材料加工、土木建筑、电子电器、国防军工、船舶、铁道、石油化工等领域都得到了广泛的应用, 发挥着越来越大的作用。

有限元法的基本思想是将研究对象离散化, 用有限个容易分析的单元来代替复杂的研究对象, 单元之间通过有限个节点相互连接, 然后根据变形协调条件来综合求解。有限元数值解就是在结构中选取一定数量的离散点, 将其离散成为小的单元的等价系统, 这些单元的集合体就是代表原来的结构。建立每个组成单元的平衡方程, 然后将其结合起来, 再引入相应的边界条件, 求解这种整体的平衡方程组, 即得到原来结构离散点处未知量 (位移、应力) 的解答。在有限元中最常用的是虚功原理和固体力学中的变分原理 (最小势能原理), 得到每个节点的平衡方程式。

用有限元进行分析时, 先将研究区域离散成为许多个小单元, 其次给定边界条、材料特性和荷载条件, 接着建立单元刚度矩阵、组装总体刚度矩阵和形成总体方程, 再修正并求解总体方程, 最终得到位移、内力、应变、应力等结果, 最

后处理和分析计算结果。总的来说,有限元分析包括三个步骤:前处理、处理(计算分析)和后处理。前处理是建立分析模型,完成单元网格划分并生成计算数据;后处理则是处理并分析庞杂的计算结果,并以适当方式(数表、曲线或图形等)显示结果,便于对结果进行分析研究。计算处理过程是有限元法的核心部分,下面讨论的有限元法的基本过程也主要围绕这一部分。有限元分析力学问题的基本过程分为以下五个部分:连续体离散化、确定位移模式、单元分析、整体分析、求解答。

应用有限元法分析问题主要有以下优点:可以分析几何形状和受荷条件复杂、非均质的实际结构;可以在计算中模拟各种复杂的材料本构关系和边界条件等;伴随前后处理技术的发展,可以进行大量方案的比较分析,迅速实现计算结果的可视化,有利于对工程方案进行优化设计。

3.2.3 离散元法

自Cundall首次提出离散元DEM(Discrete Element Method)模型以来,这一方法已在数值模拟理论与工程应用方面取得了较大的成绩。该法最初用于解决二维的岩体力学问题,后来又扩展到了粒状介质、分子流研究、混凝土及岩石中裂隙的发育问题,还扩展到流体的流动和热传导问题,以及地下开挖和支护、动力问题以及三维分析等。该方法的基本特征在于允许各离散块体发生平动和转动,甚至相互分离,弥补了有限元法或边界元法的介质连续和小变形的限制,因而特别适合块状及裂隙介质的大变形及破坏问题的分析。

离散元法的理论基础是结合不同本构关系的牛顿第二定律,因而可以采用静态松弛法或动态松弛法进行求解。其原理虽然比较简单,但在解决非连续介质大变形问题时却是非常实用的。由于离散单元具有更真实地表达节理岩体的几何特点能力,便于处理以非线性变形和破坏都集中在节理面上为特征的岩体破坏问题,因此被广泛地应用于模拟边坡、滑坡和节理岩体及其地下水渗流等力学过程的分析 and 计算中。

离散元法自应用以来,在岩土工程应用领域中发挥了其他数值分析方法不可替代的作用。它是针对节理岩土体提出的一种用于模拟不连续岩质土体大位移的数值计算方法。该方法是在块体刚性的假设的基础上,以牛顿第二定律为理论基础建立起来的,用微小运动状态的求解来模拟不连续岩体的大位移。该方法的基本思想是将所研究的物体看作被节理在内部分割而成的离散块状体单元,块体间通过边界接触力相互联系,边界接触力是用物理方程来描述的。当所研究的物体看作被节理在内部分割的离散状块体单元,块体间通过边界接触力相互联系,边

界接触力是用物理方程来描述的。当所研究的块体在力的作用下或边界条件发生变化时,单元将发生平移或转动。在计算过程中,允许调整各个块体单元的接触关系,接触关系的调整产生新的接触力,在该力的作用下,块体产生运动,从而不断调整位移,如此循环。因此,在不平衡力的作用下,块体产生运动,从而不断的调整位移,进而调整接触力,最终块体可能达到新的平衡状态,也可能一直运动下去。

3.2.4 边界元法

从上世纪世纪 60 年代,边界元法首先由英国学者 Bribbia 总结提出并开始在计算中得到了逐步的应用。边界元法在处理线弹性问题中显示出了巨大的优越性,主要体现在以下三个方面:一是计算简便,将所求问题降维求解;二是计算精度高,应力与位移有同样的精度;三是可以处理无限域和半无限域的问题。但其存在缺点:如对变系数、非线性以及时间相关问题较难适应,且它的应用是基于所求解方程有无基本解,因此这限制了边界元法在更广泛领域中的应用。然而,边界元法和其他数值分析方法如有限元的联合使用,却为解决愈来愈广泛的问题开辟了新的途径。例如,对需要进行非线性分析的区域采用有限元,对需要进行线性弹性分析的区域或无限域、半无限域的地方采用边界元,充分发挥各自的优势,使计算效率、计算精度得到提高和改进,这对工程实际应用具有重要的意义。目前有限元—边界元耦合问题已广泛应用于岩土工程问题的无限域、半无限域的问题及流体力学问题中。

3.2.5 快速拉格朗日法

拉格朗日法是一种分析非线性大变形问题的数值方法,这种方法依然遵循连续介质的假设,利用差分格式,按时步积分求解,随着构型的变化不断更新坐标,允许介质有大的变形。由于拉格朗日法基于动力学方程,采用了动态求解方法,因此能够更好地用于模拟动态问题。

FLAC 是快速拉格郎日差分分析 (Fast Lagrangian Analysis of Continua) 的简写。FLAC 是力学计算的数值方法之一,该名词最初源于流体力学。它研究每个流体质点随时间变化的情况,即着眼于某一个流体质点在不同时刻的运动轨迹、速度和压力等。快速拉格郎日差分分析将计算域划分为若干单元,单元网格可以随着材料的变形而变形,即所谓的拉格朗日算法,这种算法可以准确地模拟材料的屈服、塑性流动、软化直至大变形,尤其在材料的弹塑性分析、大变形分

析以及模拟施工过程等领域均有其独到的优点。

目前, FLAC 程序的功能已经相当强大, 它不但可以用于分析计算一般岩土体的应力和变形情况, 还可以进行水—热—力三者的耦合分析、地震动力分析和岩土体蠕变行为分析等。

FLAC 程序的基本原理和算法与离散元相似, 但它却能像有限元那样适用于多种材料模式与边界条件的非规则区域的连续问题求解。在求解过程中, FLAC 采用了离散元的动态松弛法, 不需求解大型联立方程组。同时, 与以往的差分分析方法相比, FLAC 不但可以对连续介质进行大变形分析, 而且还能模拟岩体沿某一软弱面产生的滑动变形, FLAC 还能在同一计算模型中针对不同的材料特性, 使用相应的本构方程来比较真实地反映实际材料的动态行为。此外, 该方法还可以考虑锚杆、挡土墙、抗滑桩等支护结构与围岩的相互作用。

与现行的数值方法相比, FLAC 具有以下几方面的优点:

(1)求解过程中, 采用迭代法求解, 不需要存储较大的刚度矩阵, 比有限元方法大大地节省了内存。这一优点在三维分析中显得特别重要。

(2)在现行的 FLAC 程序中, 采用“混合离散化”(mixed discretization)技术可以比有限元的数值积分更为精确和有效的模拟计算材料的塑性破坏和塑性流动。

(3)采用显式差分求解, 几乎可以在与求解线性应力—应变本构方程相同的时间内, 求解任意的非线性应力—应变本构方程。因此, FLAC 它比一般的差分分析方法相比可以大大地节约时间, 提高了解决问题的速度。与隐式法相比, 采用显式差分解决方案在解决非线性问题上可以节省大量的机时, 而且, 它无须存储任何计算矩阵, 这意味着大量的单元只需有限的计算机存储空间; 由于无须刚度矩阵的更新, 计算大应变问题与计算小应变问题相比几乎不增加运算机时。

(4)在 FLAC 中, 所用的是全动力学方程, 即使在求解静力学问题时也是如此。因此, 它可以很好地分析和计算物理非稳定过程, 这是一般的有限元方法所不能解决的。

(5)它可以比较接近实际的模拟岩土工程的施工过程, FLAC 程序采用人机交互式的批命令形式执行, 在计算过程中可以根据施工过程对计算模型和参数取值等进行实时地调整, 达到对施工过程进行实时地仿真的目的。

3.2.6 强度折减法

目前, 国内外学者对基于强度折减法边坡稳定性分析的研究主要集中在三个方面: 折减方式的研究、最危险滑面的确定和边坡失稳判据的选择。

① 基于强度折减方式的研究现状：有关折减方法的研究主要集中在模型折减方法和参数折减方法两个方面。杨健等将局部折减法应用于向家坝坝基深层抗滑稳定分析中，通过局部折减法求解不同失稳模式下坝基安全系数。郑宏等对强度折减法中参数折减方法进行了研究，建议在对结构面的抗剪强度参数 c 和 φ 进行折减的同时，亦对其刚度参数 E 和 G 作相应的调整。Griffiths 等对剪胀角对边坡安全系数的影响进行了研究，结果表明采用相关联流动法则得到的计算结果与极限平衡法计算结果比较一致。唐芬等对强度参数 c 和 φ 采用不同折减系数的折减方法进行了研究，指出在粘性土中 φ 的折减系数应大于 c 的折减系数，在砂性土坡中 φ 的折减系数应小于 c 的折减系数^[35]。

② 最危险滑面确定研究现状^[36]：通过强度折减法计算边坡安全系数过程中可以直观地看到边坡沿最危险滑面发生破坏的过程。孙伟等认为可以通过位移等值线图上比较密集的等值线带确定滑面大概位置，或以广义剪切应变增量等值线图上最大幅值等值线的连线为中心，向两侧近似对称的扩展，形成了一个近乎圆弧的带状区域，在带状区的中心位置，应变增量的数值最大，这些最大值点的连线自坡底向上贯通，构成了一个弧形曲线，这条曲线所在位置就是滑面位置。来茂田等通过计算结果的后处理得到塑性区图，再由塑性区图确定滑面位置。刘柞秋等研究了通过塑性应变等值线图反映滑面位置的方法。

③ 边坡失稳判断依据：长期以来强度折减法临界判据的确定一直都是研究者所关注的重点，一个好的临界判据将会使所确定的安全系数更符合实际、更为可靠。以下详细介绍目前国内外比较常用的临界判据。

(1) 特征点位移法，绘制斜坡特征点的位移曲线，以该曲线出现较为明显的转折处作为判断依据，难点在于特征点选取在什么部位合适；

(2) 滑动面某一幅值的广义剪应变的贯通，该方法在描述塑性区的发生与发展过程中广义剪应变图中设置的变化幅值大小会影响图形中剪应变的显示，使临界状态的标准定义具有模糊性；

(3) 在网格划分规则的前提下收敛条件对安全系数的影响可以忽略，在塑性区贯通的前提下，若有限元迭代求解不收敛，则说明滑裂面上土体产生无限大位移，边坡失稳破坏，有限元迭代求解过程的不收敛性为判据，该方法标准明确^[37]。

本模型采用有限元迭代求解不收敛作为临界破坏条件判断方法。

3.3 小结

本章主要介绍和分析了边坡稳定安全性的研究历史和常用的方法，在这些研究方法中传统方法在实际工程设计已经得到了应用并指导了滑坡治理工程的设计和施工。随着电子计算机技术的发展，有限元计算也逐步的深入到滑坡工程的研究中并体现出其优势，确定了本文利用了计算机有限元计算方法（强度折减法）对拉贡路大滑坡治理工程做出安全性评价。

第四章 拉贡路 K18 段大滑坡治理工程稳定性评价

以拉贡路 K18 山体大滑坡治理工程为依托,运用大型有限元 ANSYS 软件对其加固前后的稳定性进行仿真分析,模拟雨季时滑坡体的整体稳定性,根据计算结果对加固前后岩体的位移、塑性区发展进行对比分析,运用强度折减法计算出加固前后滑坡体的安全系数,为滑坡的稳定性评价提供数值依据,量化安全性能,同时对滑坡稳定行为工程加固设计及其稳定性评价提供参考。

4.1 滑坡产生的原因

该滑坡为一破碎岩体老滑坡,位于一北北西向突出山嘴的北侧,滑坡沿公路宽约 180m,垂直公路长约 80m。根据滑坡外貌特征及裂缝性质分布,可以将该滑坡分为东西两块:东块滑体沿线路宽约 120m,垂直公路长约 80m,滑动方向为 $NW33^\circ$;西块滑体为东块滑体的牵引体,沿线路宽约 60m,垂直公路长约 50m,滑动方向为 $NW30^\circ$,滑体地层主要为三叠系的石英细砂岩、泥质砂岩、砂质泥岩层互层组成,周围大部分基岩裸露,2000 年雨季,拉萨地区雨量超常,诱发老滑坡体的浅中层滑体滑动,施工前作为整体滑体滑动牵引体的西块滑体处于整体蠕变阶段。为保证滑体下的拉贡公路安全畅通,西藏自治区交通厅、公路局及时实施滑坡治理工程使滑体得以稳定。

4.2 滑坡治理方案

该滑坡治理工程包括应急抢险工程和根治工程

4.2.1 应急抢险工程

刷方减重:对东块滑体从高程约 3624 米以上进行刷方,从下到上设置两级坡和两个大平台,刷坡坡率 1: 1.25,平台坡率 1: 10;刷方减重后可降低滑体的下滑力,减小下部支挡结构的受力。

坡脚挡墙:稳定坡脚防止坡体岩土进一步松弛,在滑坡区公路内侧坡脚处设置一道坡脚挡墙,高 3m,顶宽 1m,坡脚 1: 0.4,坡背 1: 0.2,墙底埋入路基面以下 1.5m。

地表截水沟,排水沟:减少地表水流入滑体软化滑动带而降低其强度,在

滑坡外围区域设置一道截水沟，同时尽快将滑体内的地表水排出滑体外，在两级刷方大平台上各布置一道排水沟。

4.2.2 根治工程

在应急工程的基础上对滑坡体实施强加固措施，在滑坡区公路内侧已刷边坡上设置钢筋混凝土预应力锚索框架结构加固，框架由立柱、横梁及顶梁组成，锚索锚固段深入坡体稳定地层中，并对其施加预应力，具体工程措施如下：

东部滑坡体 在坡脚挡墙上部设置两级钢筋混凝土预应力锚索框架护坡每级坡高 10m，坡率 1:1，平台宽 3m，边坡方向同滑坡滑动方向。每片框架具体结构：每片框架由三根立柱、三根横梁和一根顶梁组成。每根立柱截面 0.6m*0.6m，间距中至中 3m，横梁截面 0.6m*0.6m，每根立柱上设置三个 7 Φ j15 锚索设计张拉力为 750KN；一级坡锚索长度上中下长度 25m、23m、21m，二级锚索长度上中下长度 31m、29m、26.5m（如图 4.1）。

西部滑坡体 加固方案同东部滑坡体，不同的是西部滑坡体挡墙上部设置一级钢筋混凝土预应力锚索框架，边坡方向同滑坡体滑动方向，锚索长度上中下长度 22.5m、19.5m、16m（如图 4.2）。

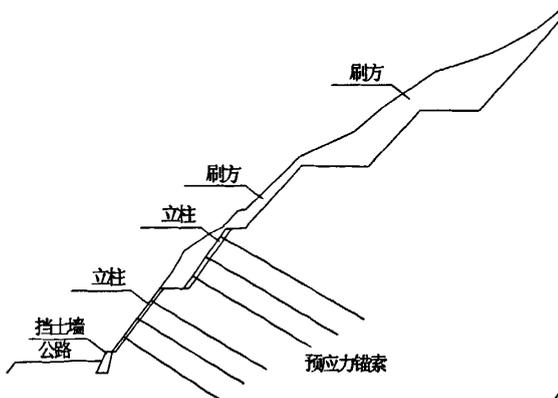


图 4.1 东部滑坡加固措施图示
Fig 4.1 Reinforcement of east landslide

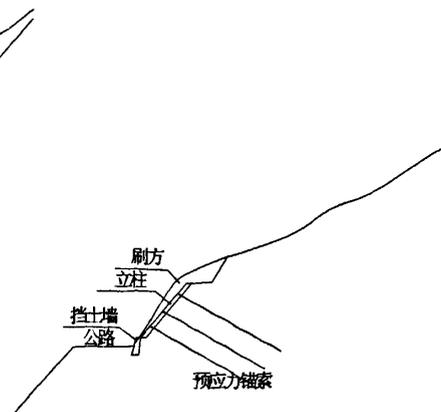


图 4.2 西部滑坡加固措施图示
Fig 4.2 Reinforcement of west landslide

4.3 边坡弹塑性有限元基本理论

本模型计算考虑了岩土体材料的非线性特性，弹塑性有限元法采用的是岩土材料的弹塑性本构关系，即将土体的变形分为弹性变形和塑性变形两部分，用虎

克定理计算弹性变形, 用塑性理论求解塑性变形部分, 对于塑性变形, 必须了解材料所适应的屈服准则、流动法则、硬化定律及加载卸载准则、屈服准则。

4.3.1 屈服准则

目前, 在岩土工程领域大量使用的屈服准则有莫尔——库仑强度准则和德鲁克——普拉格强度准则, 他们对岩土材料都有较好的适应性^[38]。

莫尔——库仑强度准则可用下式表达:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + 2c \tan(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (4.1)$$

若用应力不变量表示为下式:

$$\frac{I_1}{3} \sin \varphi - \sqrt{J_2} \left[\frac{1}{\sqrt{3}} \sin \theta \sin \varphi + \cos \theta \right] + c \cos \varphi = 0 \quad (4.2)$$

其中 I_1 第一应力不变量; $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$;

J_2 第二应力不变量; $J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]$;

莫尔——库仑强度准 (Mohr-Coulomb) 强度准则在主应力空间中为一个不规则的六棱体表面, 见图 4.3: 它在 π 平面上的截面形状为一个不规则的六边形; Mohr-Coulomb 屈服面为角锥面, 其角点在数值计算引起不便, 为了得到近似的 Mohr-Coulomb 曲面的光滑屈服面, Drucker-prager 把 Mises 准则加以修改, 提出如下屈服准则:

$$F = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (4.3)$$

式中: α 、 k 为材料常数

Drucker-prager 屈服面是一个正圆锥面, 见图 4.3;

它在 π 平面上的截面形状为圆形, 取适当的材料常数 α 、 k 可使得 Drucker-prager 屈服面接近 Mohr-Coulomb 屈服面:

$$\text{如果 } \alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}, k = \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)},$$

则在各个截面上, Drucker-prager 屈服圆与 Mohr-Coulomb 屈服六边形的外顶点相重合。

$$\text{如果 } a = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin \varphi)}, k = \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin \varphi)},$$

则 Drucker-prager 屈服圆与 Mohr-Coulomb 屈服六边形的内切。

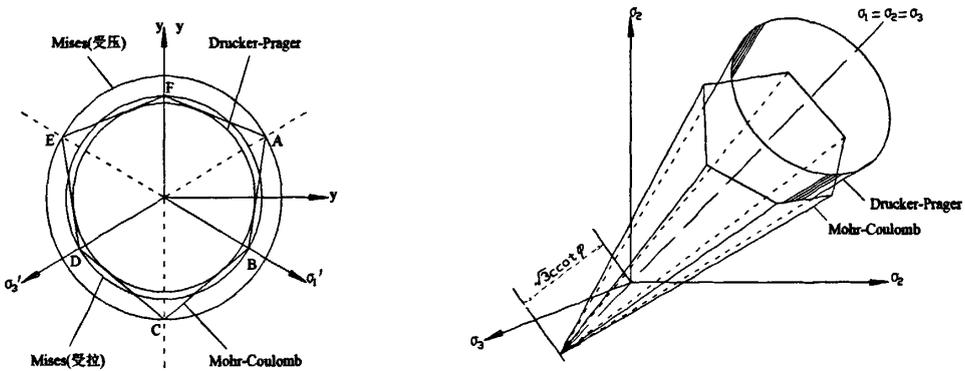


图4.3 Mohr-Coulomb和Drucker-Prager屈服面关系

Fig 4.3 Relationship between yield surfaces of Mohr-Coulomb and Drucker-Prager

4.3.2 硬化定理

当岩土达到屈服后，屈服准则中的 k 值将发生变化。 k 值增大，材料变硬，成为硬化； k 值减小，材料变软，成为软化； k 值不变称为理想塑性变形。一般用塑性变形或塑性功作为衡量硬化发展的程度，称为硬化参数，用 H 来表示。硬化定律的一般表达式^[39]： $k = k(H)$ 。

硬化参数 H 一般是塑性应变的函数，

$$H = H(\varepsilon_{ij}^p) \quad (4.4)$$

不同材料在屈服后材料特性有着不同的发展变化如图 4.4 所示：

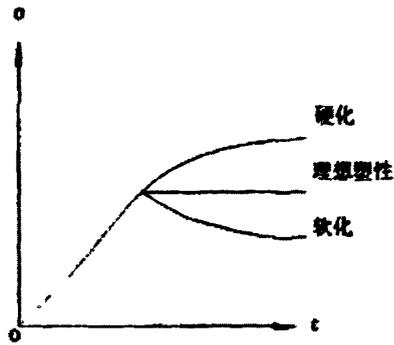


图4.4 硬化、软化与理想材料的关系

Fig 4.4 relationship of harden, soften and ideal material

4.3.3 加卸载准则

材料达到屈服状态后，加载和卸载状态的本构关系式不同的，在弹塑性分析师应随了解材料的受力状态，可用屈服函数 $f(\sigma_{ij})$ 进行判断^[40]；

理想塑性材料的加载卸载准则

$$f(\sigma_{ij}) < 0 \quad \text{弹性状态;} \quad (4.5)$$

$$f(\sigma_{ij}) = 0, \quad df = f(\sigma_{ij} + d\sigma_{ij}) - f(\sigma_{ij}) = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} = 0; \quad (4.6)$$

$$f(\sigma_{ij}) = 0, \quad df = f(\sigma_{ij} + d\sigma_{ij}) - f(\sigma_{ij}) = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0; \quad (4.7)$$

强化材料的加载卸载准则

$$f(\sigma_{ij}, H) = 0, \quad \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0 \quad \text{加载;} \quad (4.8)$$

$$f(\sigma_{ij}, H) = 0, \quad \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} = 0 \quad \text{中性变载;} \quad (4.9)$$

$$f(\sigma_{ij}, H) = 0, \quad \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0 \quad \text{卸载;} \quad (4.10)$$

4.3.4 流动法则

增量理论是塑性力学中最早提出的塑性本构关系，流动法则用以确定应变增量的方向。塑性变形可以看作成由于某种势的平衡所引起的，称之为塑性势。1928年，Mise 类比弹性应变增量可以弹性位势函数对应力的微分来表示的概念提出了塑性理论，称之为塑性理论其本构关系可以表示为：

$$d\sigma_y^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_y}; \quad (4.11)$$

式中 g 是应力分量 σ_y 的函数 $g = g(\sigma_y)$ 成为塑性势函数；

$d\lambda$ 为比例常数；

由于塑性应变增量的方向与塑性势面正交，故流动法则又称为正交法则。如果塑性势函数 g 取为屈服函数 f 则 $d\sigma_y^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_y}$ ，称为相关流动法则； $g \neq f$ 称为不相关流动法则。

4.3.5 本构关系

根据增量理论，全应变增量应为弹性应变增量与塑性应变增量之和，即：

$$\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon^e\} + \{d\varepsilon^p\} \quad (4.12)$$

两边同时乘以矩阵 $[D]$ 可得：

$$[D]\{d\varepsilon\} = [D]\{d\varepsilon^e\} + [D]\{d\varepsilon^p\} \quad (4.13)$$

其中 $[D]\{d\varepsilon^e\} = [d\sigma]$ ； $\{d\varepsilon^p\} = d\lambda \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}$ 则

$$d\sigma = [D]\{d\varepsilon\} - [D]d\lambda \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \quad (4.14)$$

结合上式硬化规律可得：

$$d\sigma = \left\{ \begin{array}{l} [D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \\ [D] - \frac{[D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D]}{A + \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}} \end{array} \right\} \{d\varepsilon\} = [D]_{ep} \{d\varepsilon\} \quad (4.15)$$

式中 $[D]_{ep}$ 为弹塑性矩阵, 其一般表达式

$$[D]_{ep} = \left\{ \begin{array}{l} [D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \\ [D] - \frac{[D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D]}{A + \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}} \end{array} \right\} \quad (4.16)$$

$[D]$ 为弹性矩阵,

$$[D] = \begin{bmatrix} 1 & \frac{\mu}{1-\mu} & \frac{\mu}{1-\mu} & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & \frac{\mu}{1-\mu} & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1-2\mu}{1-\mu} & & \\ & & \text{sym} & & \frac{1-2\mu}{1-\mu} & \\ & & & & & \frac{1-2\mu}{1-\mu} \end{bmatrix} \quad (4.17)$$

$$A = -\frac{\partial f}{\partial H} \left\{ \frac{\partial H}{\partial \varepsilon^p} \right\}^T \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \quad (4.18)$$

对于平面问题

$$[D] = \begin{bmatrix} 1 & \frac{\mu}{1-\mu} & 0 \\ & 1 & 0 \\ & & \text{sym} & \frac{1-2\mu}{1-\mu} \end{bmatrix} \quad (4.19)$$

4.3.6 有限元分析软件 ANSYS 简介

ANSYS 有限元软件包是一个多用途的有限元法计算机设计程序, 可以用来求解结构、流体、电力、电磁场及碰撞等问题。因此它可应用于以下工业领域: 航空

航天、汽车工业、桥梁、建筑、生物医学、电子产品、重型机械、微机电系统、运动器械等。软件主要包括三个部分：前处理模块，分析计算模块和后处理模块。融结构、电场、磁场、声场、流体等分析于一体的大型通用有限元分析软件。由世界上最大的有限元分析软件公司之一的美国 ANSYS 开发，它能与多数 CAD 软件接口，实现数据的共享和交换。

ANSYS 的前处理模块主要有两部分内容：实体建模和网格划分，计算分析模块，其后处理模块用于对计算结果的显示处理。

① 实体建模

ANSYS 程序提供了两种实体建模方法：自顶向下和自底向上。自顶向下进行实体建模时，用户定义一个模型的最高级图元，如球、棱柱，称为基元，程序则自动定义相关的面、线及关键点。用户利用这些高级图元直接构造几何模型，如二维的圆和矩形以及三维的块、球、锥和柱。无论使用自顶向下还是自底向上方法建立模型，用户均能使用布尔运算来组合数据集，从而“雕塑出”一个实体模型。ANSYS 程序提供了完整的布尔运算，诸如相加、相减、相交、分割、粘结和重叠。在创建复杂实体模型时，对线、面、体、基元的布尔运算能减少相当可观的建模工作量。ANSYS 程序还提供了拖拉、延伸、旋转、移动和复制实体模型图元的功能。附加的功能还包括圆弧构造、切线构造，通过拖拉与旋转生成面和体、线与面的自动相交运算、自动倒角生成、用于网格划分的硬点的建立、移动、拷贝和删除。自底向上进行实体建模时，用户从最低级的图元向上构造模型，即：用户首先定义关键点，然后依次是相关的线、面和体。

② 网格划分

ANSYS 程序提供了使用便捷、高质量的对实体模型进行网格划分的功能。包括四种网格划分方法：延伸划分、映像划分、自由划分和自适应划分。延伸网格划分可将一个二维网格延伸成一个三维网格。映像网格划分允许用户将几何模型分解成简单的几部分，然后选择合适的单元属性和网格控制，生成映像网格。ANSYS 程序的自由网格划分功能十分强大，可对复杂模型直接划分，避免了用户对各个部分分别划分然后进行组装时各部分网格不匹配带来的麻烦。自适应网格划分是在生成了具有边界条件的实体模型以后，用户指示程序自动地生成有限元网格，分析、估计网格的离散误差，然后重新定义网格大小，再次分析计算、估计网格的离散误差程度，直至误差低于用户定义的值或达到用户定义的求解次数。

③ 计算分析模块

分析计算模块包括结构分析（可进行线性分析、非线性分析和高度非线性分析）、流体动力学分析、压电分析、电磁场分析、声场分析以及多物理场的耦合分析，可模拟多种物理介质的相互作用，具有灵敏度分析及优化分析能力。

④后处理模块

后处理模块可将计算结果以彩色等值线显示、梯度显示、粒子流迹显示、矢量显示、立体切片显示、透明及半透明显示（可看到结构内部）等图形方式显示出来，也可将计算结果以图表、曲线形式显示或输出。

ANSYS 提供了 100 多种单元类型，用来模拟工程中的各种结构和材料，该软件有多种不同版本，可以运行在从个人机到大型机的多种计算机设备上，如 PC、SGI、HP、SUN、DEC、IBM、CRAY 等。

4.3.7 模型建立

ANSYS 作为大型的有限元软件它拥有丰富的单元库、材料模型库和求解器，可以高效地求解各种动力静力线性和非线性问题，在岩土工程模拟计算分析体现它非线性计算快速准确的优势。本模型中采用平面应变单元 `plane42` 模拟滑坡岩土并分层赋给不同岩层不同的物理参数，从而使得模型计算更加地逼近实际情况；采用 `link1` 单元，赋给 `link1` 单元初始应变模拟锚索锚固力；挡墙采用与岩土共节点但是材料性质不一样的连续介质模型^{[41]-[43]}。

单元特性：

`plane42` 为二维实体单元，即平面单元，包括平面应力、平面应变和轴对称单元。单元由 4 个节点组成，每个节点具有 X、Y 两个方向的自由度，它具有塑性、蠕变、膨胀和应力强化、大变形和大应变等特性。

`Link1` 单元为杆单元，在工程中可以用来模拟桁架、锚索、锚杆等轴向受力结构构件，承受轴向拉力和压力，且每一个节点处具有 X、Y 两个方向的自由度，在节点连接处不能承受弯矩，同时也包含有塑性、蠕变、膨胀和应力刚化、大变形等特性。

通过实验获得边坡岩土及加固结构等各个材料参数如表 4.1。

表 4.1 西部边坡材料参数

Table 4.1 Parameters of material of the west landslide

材料	弹性模量 (pa)	泊松比	重度(N/m ³)	粘聚力(pa)	内摩擦角(o)
稳定基岩	20e9	0.22	2600	200e3	35
破碎滑动岩体	0.5e9	0.35	1800	12e3	18
挡墙	28.5e9	0.2	2500	弹性材料考虑	
锚索	186e9	0.2	弹性材料考虑		

表 4.2 东部边坡材料参数

Table 4.2 Parameters of material of the east landslide

材料	弹性模量 (pa)	泊松比	重度(N/m ³)	粘聚力(pa)	内摩擦角(o)
稳定基岩	20e9	0.22	2600	200e3	35
破碎滑动岩体	0.5e9	0.35	1800	15e3	20
挡墙	28.5e9	0.2	2500	弹性材料考虑	
锚索	186e9	0.2	弹性材料考虑		

4.4 边坡有限元分析

4.4.1 西部滑坡

①安全系数计算

选择西块滑体中心滑动地带按上述结构对应的单元和材料物理参数建立滑坡体平面应变有限模型；在网格划分时既要减少节点数目减少计算量又要对于关注的重点区域将网格划分的相对密一些，使得计算结果更为准确，本模型在滑体块区域内网格化分较密，在稳定基岩采用相对大的网格，中间采用过度网格，如图 4.5；

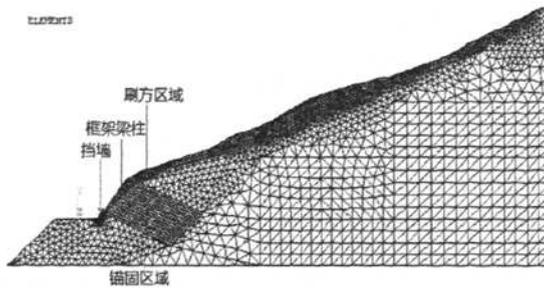


图 4.5 西部滑坡有限元模型图

Fig.4.5 Finite element model map of west landslide

利用单元杀死命令把支挡结构单元赋予死的属性，计算滑坡体的初始应力场；改变滑坡体的材料属性参数来模拟雨季饱和滑块体的位移、塑性区发展情况；设在不同的荷载步下按表格 4.3 逐渐折减岩体的强度参数^[44]，计算显示在 $time=4.335$ 因不收敛停止计算如图 4.6 所示，边坡未加固前的安全系数 $F=1.03$ ，符合该滑块实际蠕动的状态^[45]；

表 4.3 计算加固前安全系数取值

Table 4.3 Values of calculating safety factor before reinforcement

荷载步	滑坡未加固计算安全系数取值	
	安全系数 F	计算参数值
1	1	tbdata, 1, 12e3, 18,
2	1.01	tbdata, 1, 12e3/1.01, 18/1.01,
3	1.02	tbdata, 1, 12e3/1.02, 18/1.02,
4	1.03	tbdata, 1, 12e3/1.03, 18/1.03,
5	1.04	tbdata, 1, 12e3/1.04, 18/1.04,

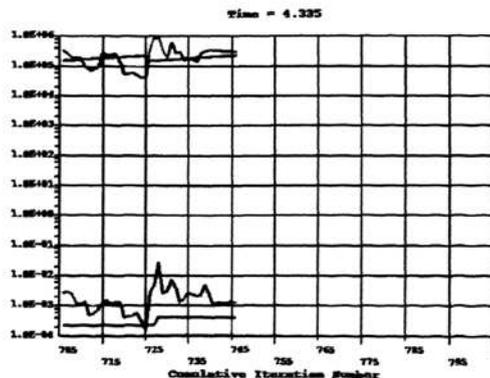


图 4.6 收敛时程图 (1)

Fig. 4.6 Relationship between convergence and time (1)

激活支挡结构单元的同时杀死刷方土体单元^[46]，计算边坡加固后的稳定性能；在不同的荷载步下按表格 4.4 逐渐折减岩土体的强度参数，计算显示在 time=4.051 因不收敛停止计算，如图 4.7 所示；边坡加固前的安全系数 $F=1.45$ ；

表 4.4 计算安全系数取值

Table 4.4 Values of calculating safety factor after reinforcement

荷载步	滑坡加固后计算安全系数取值	
	安全系数 F	计算参数值
1	1	tldata, 1, 12e3, 18,
2	1.35	tldata, 1, 12e3/1.35, 18/1.35,
3	1.4	tldata, 1, 12e3/1.4, 18/1.4,
4	1.45	tldata, 1, 12e3/1.45, 18/1.45,
5	1.48	tldata, 1, 12e3/1.48, 18/1.48,

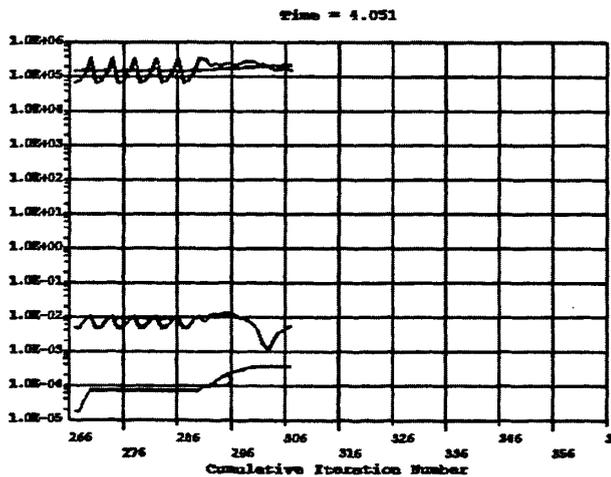


图 4.7 收敛时程图 (2)

Fig. 4.7 Relationship between convergence and time (2)

② 计算结果分析

(1) 从安全系数计算结果分析：可知滑坡体加固后安全系数从 1.03 提高到 1.45，加固后的稳定性能符合规范要求；

(2) 从位移发展图分析：加固后正常状态下位移最大值 3mm，位移发展方向角小于未加固时位移发展方向角，结构状态稳定（图 4.8、图 4.9）；

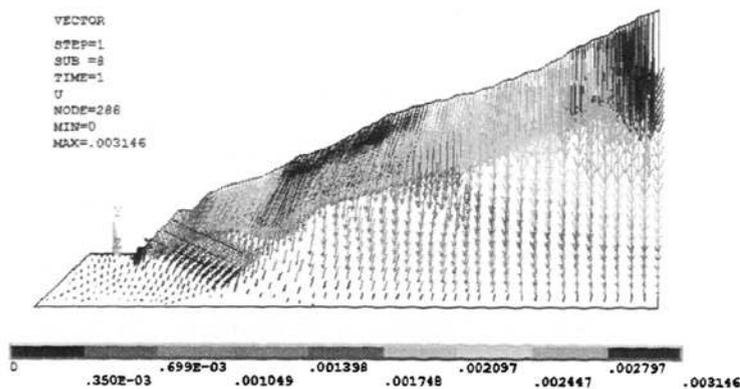
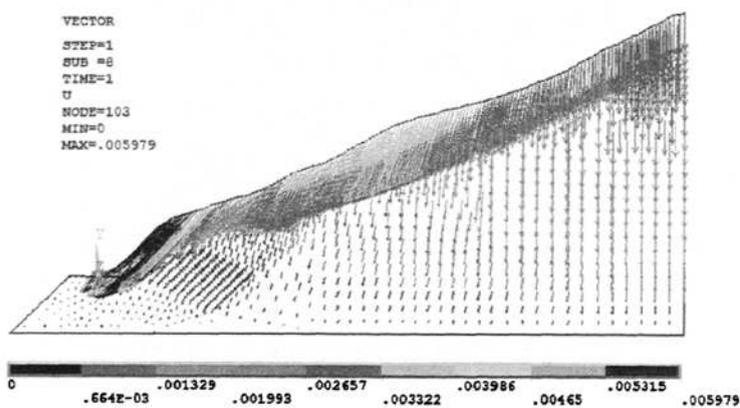


图 4.8 边坡加固后位移矢量图

Fig. 4.8 Displacement vector diagram of landslide after reinforcement



4.9 边坡加固前折减破坏时位移矢量图

Fig. 4.9 Displacement vector diagram of landslide before reinforcement

(3) 从塑性区的发展图看：边坡未加固时塑性区贯通后，大量破坏土石方会冲毁路基，中断交通（图 4.10）；而加固后的边坡安全系数提高了，强度折减破坏时相对易失稳区域转移到路基边坡以上（图 4.11），对路面的影响较小。

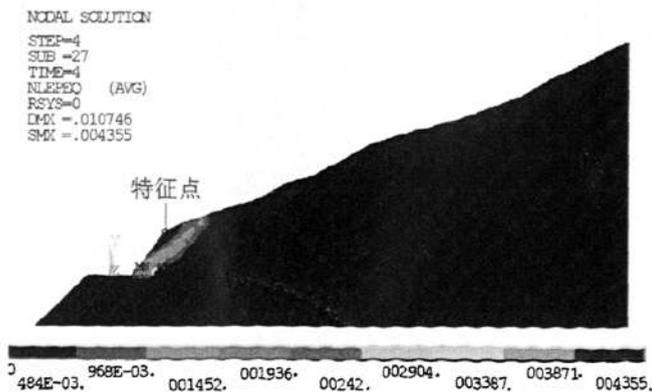


图 4.10 边坡加固前破坏时塑性区云图

Fig. 4.10 Nephogram of unreinforced landslide's plastic zone when it is wrecked

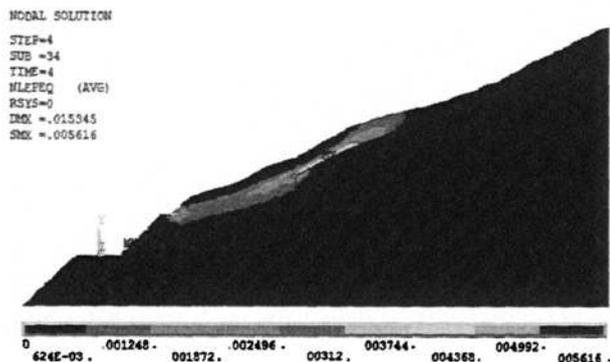


图 4.11 边坡加固后破坏时塑性区云图

Fig. 4.11 Nephogram of reinforced landslide's plastic zone when it is wrecked

4.4.2 东部滑坡

① 安全系数计算

选择东块滑体中心滑动地带选择对应的单元和材料物理参数，结合滑坡治理措施设计资料建立东部滑坡体平面应变有限模型；在网格划分时既要减少节点数目减少计算量又要对于关注的重点区域将网格划分的相对密一些，使得计算结果更为准确，本模型在滑体块区域内网格化分较密，在稳定基岩采用相对大的网格，中间采用过度网格，如图 4.12；

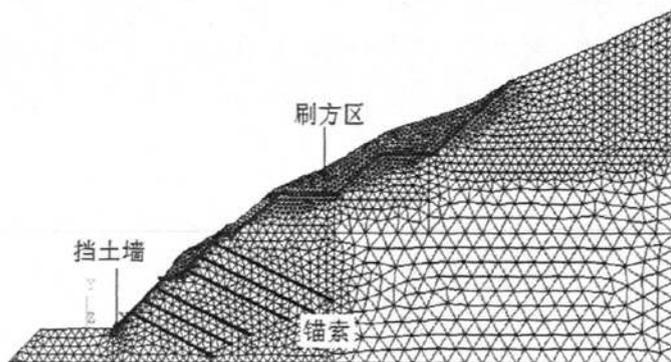


图 4.12 东部边坡有限元模型

Fig.4.12 Finite element model map of east landslide

利用单元杀死命令把支挡结构单元赋予死的属性，计算滑坡体的初始应力场；改变滑坡体的材料属性参数来模拟雨季饱和和滑块体的位移、塑性区发展情况；设在不同的荷载步下按表格 4.5 逐渐折减岩体的强度参数，计算显示在 time=5.935 因不收敛停止计算，如图 4.13 所示，边坡未加固前的安全系数 $F=1.04$ 。

表 4.5 计算加固前安全系数取值

Table 4.5 Values of calculating safety factor before reinforcement

荷载步	滑坡未加固计算安全系数取值	
	安全系数 F	计算参数值
1	1	tbdata, 1, 15e3, 20,
2	1.01	tbdata, 1, 15e3/1.01, 20/1.01,
3	1.02	tbdata, 1, 15e3/1.02, 20/1.02,
4	1.03	tbdata, 1, 15e3/1.03, 20/1.03,
5	1.04	tbdata, 1, 15e3/1.04, 20/1.04,
6	1.05	tbdata, 1, 15e3/1.05, 20/1.05,

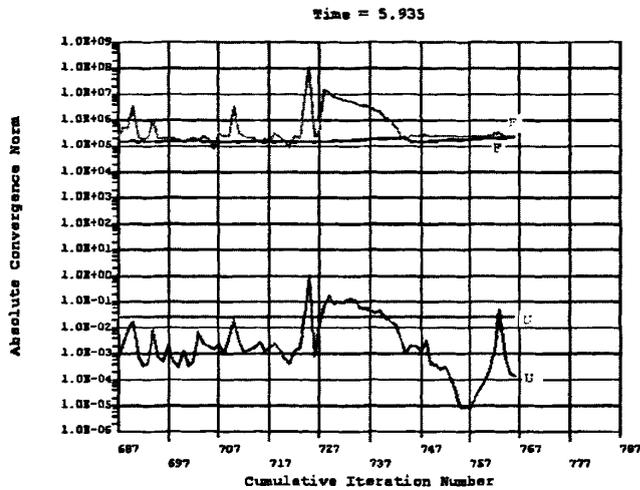


图 4.13 收敛时程图 (3)

Fig. 4.13 Relationship between convergence and time (3)

激活支挡结构单元的同时杀死刷方土体单元，计算边坡加固后的稳定性能；在不同的荷载步下按表格 4.6 逐渐折减岩土体的强度参数，计算显示在 time=8.465 因不收敛停止计算，如图 4.14 所示；边坡加固前的安全系数 $F=2.05$ ；

表 4.6 计算安全系数取值

Table 4.6 Values of calculating safety factor before reinforcement

荷载步	滑坡加固后计算安全系数取值	
	安全系数 F	计算参数值
1	1	tbdata, 1, 15e3, 20,
2	1.2	tbdata, 1, 15e3/1.2, 20/1.2,
3	1.5	tbdata, 1, 15e3/1.5, 20/1.5,
4	1.8	tbdata, 1, 15e3/1.8, 20/1.8,
5	2	tbdata, 1, 15e3/2, 20/2,
6	2.03	tbdata, 1, 15e3/2.03, 20/2.03,
7	2.04	tbdata, 1, 15e3/2.04, 20/2.04,
8	2.05	tbdata, 1, 15e3/2.05, 20/2.05,
9	2.06	tbdata, 1, 15e3/2.06, 20/2.06,

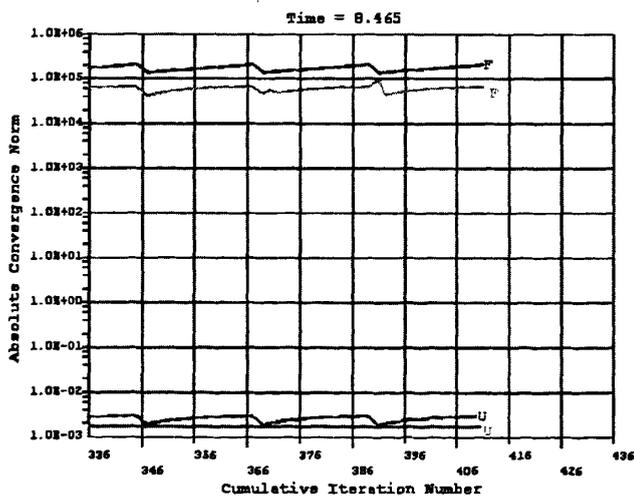


图 4.14 收敛时程图 (4)

Fig. 4.14 Relationship between convergence and time (4)

②计算结果分析

(1) 从安全系数计算结果分析：可知滑坡体加固后安全系数从 1.04 提高到 2.05，加固后的边坡稳定性能很好，完全满足规范要求；

(2) 从位移发展图分析：未加固边坡的最大位移发展到 1.25cm，而加固后正常状态下位移最大值 3mm，减少了 75%，加固效果明显；加固后位移发展方向角

小于加固前位移发展方向，结构状态稳定；而在边坡大于岩土体的内摩擦角（图 4.15、图 4.16）。

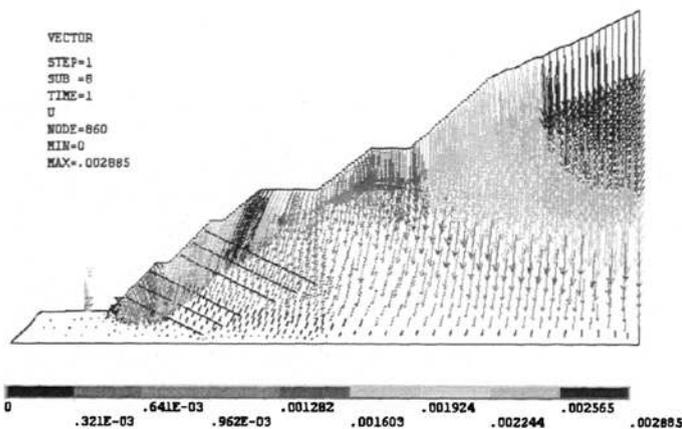


图 4.15 加固后的位移矢量图

Fig. 4.15 Displacement vector diagram of landslide after reinforcement

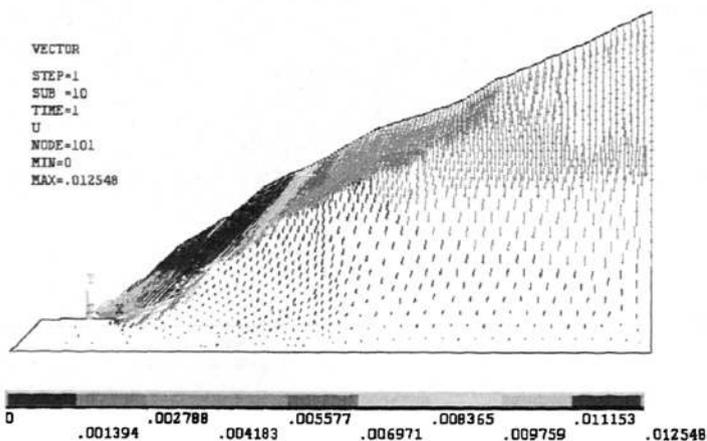


图 4.16 加固前的位移矢量图

Fig. 4.16 Displacement vector diagram of landslide before reinforcement

(3) 从塑性区的发展图看：边坡未加固时塑性区贯通后，贯通区域土石方量很大，不但会冲毁路基中断交通，对该山体的生态也是很大的破坏（图 4.17）；而加固后的边坡安全系数提高了，强度折减破坏时相对易失稳区远离公路且区域较小（图 4.18），从而排除了滑坡对公路行车安全的影响。

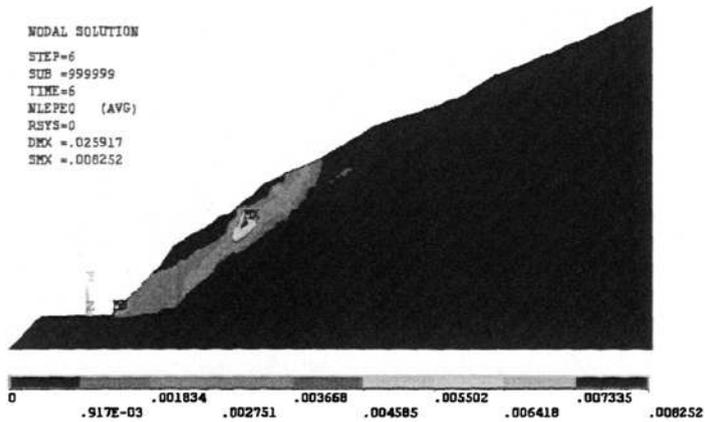


图 4.17 边坡加固前破坏时塑形区云图

Fig. 4.17 Nephogram of unreinforced landslide's plastic zone when it is wrecked

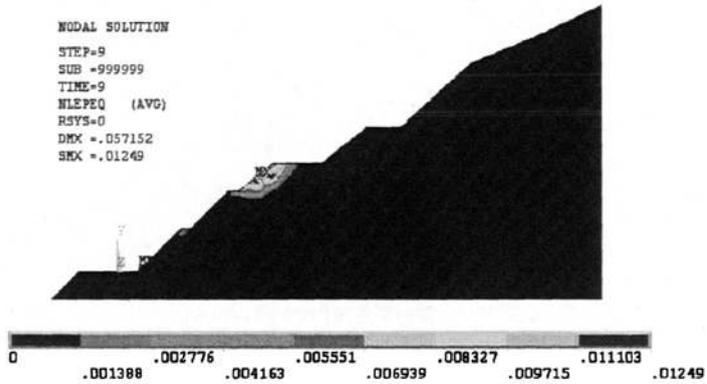


图 4.18 边坡加固后破坏时塑形区云图

Fig. 4.18 Nephogram of reinforced landslide's plastic zone when it is wrecked

第五章 结论与展望

5.1 结论

本文根据实验获得的滑坡的岩石力学参数,结合拉贡公路滑坡治理措施建立有限元仿真模型,采用强度折减法对治理后的滑坡的安全性能做分析评价,根据计算的结果提取的塑性区分布对未来滑坡的安全稳定性做出了预测。通过计算分析可以得到以下几个结论:

(1)对现行的多种滑坡治理措施进行分析后,得到拉贡公路滑坡治理采用的刷方、预应力锚索格构梁加固措施可行有效的结论,同时总结了各种治理措施相适应的工程状况。

(2)西部滑坡作为整个大滑坡的牵引体,加固后牵引体的安全系数从加固后的1.03提高到1.45符合了边坡治理规范要求的安全值;东部滑坡作为滑坡的主体,治理后其安全系数从1.04提高到2.05,治理效果较好;总体而言,该滑坡的治理方案实施有效,可供类似工程参考。

(3)强度折减法计算过程可以为滑坡在偶然突发不利荷载作用时失稳区域作出提前性的预测,计算结果塑性区域显示了加固后边坡的相对易失稳区域减小了许多且转移到了边坡远离公路的上侧,但安全系数仍然满足要求。

5.2 展望

(1)随着数值分析方法的不断发展,不同数值方法的相互耦合成为一大发展趋势。如有限元,离散元与块体元等的相互耦合,数值解和解析解的结合,这些方法的耦合能充分发挥各自的优点,解决更复杂的边坡问题^[48]。

(2)采用反分析法来研究边坡系统的失稳是发展的一大趋势。一般研究边坡系统的失稳总是从边坡受力的角度研究。但如果转化思维,可以从边坡系统的变形分析出发,寻求边坡的变形失稳判据并进行稳定性评价。如位移反分析法就是先以实测的位移值为依据反演求出初始的应力与参数,再反过来应用于工程实践^[49]。

(3)通过局部折减求解边坡安全系数仍需进一步深化研究,本文所采用的局部折减方法是对工程。在解决多个潜在滑面存在相交或有重叠部分时仍有较大问题。

(4)强度参数以及其他参数对边坡稳定性计算的影响,比如计算过程中剪胀角和粘聚力的折减方式,文中采用的是线性同比例折减,而实际上在岩土接近屈服状态时两者并非线性关系。

致 谢

本文是在导师高峰教授和推布拉旺堆高工的悉心指导下完成的。

在这些年的学习生活中，高峰老师和推布拉旺堆老师给予本人无微不至的关怀和帮助，高峰老师以渊博的理论知识、丰富的实践经验以及严谨求实的治学作风使本人在学术和学业上收受益非浅，推布拉旺堆老师认真治学的精神令本人很是感动，并逐步去深入攀登科学的高峰。这些必将在以后的工作中激励本人奋发向上，这无私的帮助对今后的学习、生活和工作产生深远的影响。

在此谨表示本人最由衷、最真诚的感谢！

感谢各位同门学友们！他们在工作和学习的各方面都给了本人很大的帮助。

感谢土木工程学院老师们的关心和支持！

向所有在本人成长道路上给予过关心和帮助的人们表示崇高的感谢和敬意！

参考文献

- [1] 陈祖煌.土质边坡稳定分析[M].北京:中国水利水电出版社,2003;
- [2] 肠田华.影响边坡稳定性的分析[J],山西水利,2004, No.3;
- [3] 钱家欢,殷宗泽.土工原理与计算[M].北京:中国水利水电出版社,1996;
- [4] 陈希哲.土力学地基基础(第四版)[M].北京:清华大学出版社,2004;
- [5] 王均星,王汉辉,吴雅峰.土坡稳定的有限元塑性极限分析上限法研究,岩石力学与工程学报,2004, No.11;
- [6] 杨学堂,王飞.边坡稳定性评价方法及发展趋势[J],岩土工程技术,2004, No.2;
- [7] 刘小丽,周德培.岩土边坡系统稳定性评价初探[J],岩石力学与工程学报,2002, No.9;
- [8] Bishop A W. Blight G E. Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils[J]. Geotechnique 1963 13(3):177-197;
- [9] Mauldon. M. and Ureta, J. (1994) Stability of rock wedges with multiple sliding surfaces, Association of Engineering Geologists Annual Meeting, Williamsburg.
- [10] 曾开华,张忠坤.分形在边坡预测中的应用[J],地下空间,1999;
- [11] 张白一,门玉明.基于神经网络的滑坡变形预测研究[J].西安工程学院学报,1998;
- [12] 安关峰,殷坤龙.遗传算法在边坡数值计算中的应用[J].(中国地质大学学报),2002, No.2;
- [13] 许年春.边坡稳定性分析与滑裂面的确定[J],地下空间,2002, No.4;
- [14] 杨位洗.地基及基础[M],北京:中国建筑工业出版社,1998;
- [15] 顾晓鲁,钱鸿给,刘惠珊,汪时敏.地基及基础[M],北京:中国建筑工业出版社,2003;
- [16] 张新天,罗晓辉.道路工程[M],北京:中国水利水电出版社,2001;
- [17] 普里朗克斯基.B.A.土质学[M],北京地质出版社,1959;
- [18] 白占平,骆中洲.平庄西露天煤矿西北帮滑坡特征及其稳定性评价[J].矿业世界,1996;
- [19] 夏明耀,曾进伦.地下工程手册[M].北京:中国建筑工业出版社;
- [20] 赵成刚,白冰,王运霞.土力学原理[M].北京:北京交通大学出版社,2004;
- [21] 李广信.高等土力学[M].北京:清华大学出版社.2004;
- [22] 陈祖煌.土质边坡稳定分析[M].北京:中国水利水电出版社,2003;
- [23] 孙立明.高边坡预应力锚索群锚试验综合分析[J].青海水力发电.1999(2):13-15;
- [24] 黄福德.高边坡群锚加固中锚索体的动态受力特征[J].西北水电,1997,4:33-37;
- [25] 黄福德,吕祖晰.预应力群锚高边坡增稳机理研究[J].西北水电,2000,9(4):49-67;
- [26] 黄福德,赵彦辉,李宁.预应力锚固机理数值仿真分析研究[J].西北水电,1996,1:8-17;

- [27] 李宁,陈飞熊.群锚加固机理与效果数值仿真试验研究[J].西安理工大学学报,1997, 13(2):104-109;
- [28] 龚晓南.土塑性力学[M].杭州:浙江大学出版社,1999.;
- [29] 黄文东.极限平衡条分法中边坡潜在滑动面搜索方法的改进[J].世界采矿快报 1999. 15(9): 42-44.
- [30] 胡中雄.土力学与环境工程学[M].上海:同济大学出版社,1997. 270-287.;
- [31] 尚岳全,黄润秋.工程地质研究中的数值分析方法[M].成都:成都科技大学出版社,1991;
- [32] Fredlund D G Morgenstern N R.. Stress state variables for unsaturated soils [J].Journal of Geotechnical Engineering Division American Society of Civil Engineering 1977. 103(5): 447-466;
- [33] Hoek, E. and Bray, J. W. Rock Slope Engineering .The Institute of Mining and Metallurgy, 1977;
- [34] 郑颖人,赵尚毅.有限元强度折减法在土坡与岩坡中的应用[J].岩石力学与工程学报,2004, 23(19): 33-38;
- [35] 武亚军.基坑工程中土与支护结构相互作用及边坡稳定性的数值分析[D].大连:大连理工大学,2003;
- [36] 白占平,骆中洲.平庄西露天煤矿西北帮滑坡特征及其稳定性评价[J]矿业界,1996;
- [37] 赵尚毅,郑颖人,时卫民等.用有限元强度折减法求边坡稳定安全系数[J].岩土工程学报,2002 24(3):333-336
- [38] Grith S DV Lane A .Slope stability analysis finite elements[J]. Geotechnique 199949(3):38-40;
- [39] 潘家铮.建筑物的抗滑稳定和滑坡分析[M].北京:水利出版社,1980;
- [40] 廖红建,王铁行等.岩土工程数值分析[M].北京:机械工业出版社,2005
- [41] 付敏.高边坡预应力锚索加固的数值模拟分析[J].长江科学院院报,1996,13(3)52-55.
- [42] 邵龙潭,唐洪翔,韩国城.有限元边坡稳定性分析方法及其应用[J].计算力学学报,2001. 18(1):81-87;
- [43] 张发明,刘宁.岩质边坡预应力锚固的力学行为及群锚效应[J] .岩石力学与工程学报,2000(增):1077-1050;
- [44] 孙伟,龚晓南.土坡稳定分析强度折减有限元法.[J].科技通报,2003.19(4):319-322
- [45] 奕茂田,武亚军,年廷凯.强度折减有限元法中边坡失稳的塑性区判据及其应用[J].防灾减灾工程学报,2003, 23(3):1-7
- [46] 刘作秋,周翠英,董立国等.边坡稳定及加固分析的有限元强度折减法[J].岩土力学, 2005. 26(4):558-561;
- [47] Dawson E M,Roth W H .Drescher A. Slope stability analysis by strength reduction[J].

-
- Geotechnique 1999 49(6):83-84;
- [48] Bishop A W . Slope stability analysis by strength reduction [J]. Geotechnique. 1999 49(6):35-40;
- [49] Hungr, O., Salgado, F. M., and Byrne, P. M. Evaluation of a three-dimensional method of slope stability analysis. Canadian Geotechnical Journal. 1989.26(67) 86-96;

在校期间发表学术论文

- [1] 格桑, 胡文亮. 山体滑坡治理措施及安全系数分析[J]. 兰州交通大学学报(自然科学版). 2010, 29