

贵 州 大 学

2005 届硕士研究生学位论文

镇宁-水城高速公路客地滑坡
有限差分法应力场的模拟及其抗滑
桩内力计算的研究

学科专业：地质工程

研究方向：岩土工程

导 师：王伍军 副教授

龚 良 高级工程师

研 究 生：鲁绪文

中国·贵州·贵阳

2005 年 2 月

摘 要

本论文在以具体的研究课题（镇宁至水城高速公路 K13+770-K13+920 段的客地滑坡）为对象的基础上，做了如下三方面的工作。

首先，通过现场勘察及资料收集，在对该滑坡的地质条件研究的基础上，建立地质模型，利用数值方法—有限差分法来模拟滑坡的应力、变形等特征，确定其破坏的具体模式。随后，对边坡稳定性用不平衡推力法进行分析，以确定该滑坡的下滑力。

然后，作者对滑坡治理方法中主要方法——抗滑桩支护进行了探讨，采用有限差分法对抗滑桩的位移与受力状态进行分析，并应用该法，按钢筋混凝土结构力学知识，对本课题的研究对象：客地滑坡抗滑桩进行了优化设计。

最后，用有限差分法—FLAC 程序，对研究对象的加固效果进行了模拟评价。结果证明该方法是可行的，并同时达到了对滑坡设计治理中的优化目的与效果。

关键词：滑坡，抗滑桩，有限差分法，FLAC，优化设计

图书分类号：TU757.14

Summary

On the basic of the concrete research topic, Kedi landslide in the segment K13+770-K13+920 of Zhengling-Shuicheng super highway, studies were made as follows in this thesis.

Firstly, the geological model that was based on the studies of the geological conditions and field investigation and data collection, was established. And the stress-strain character of the slope was simulated with numerical method, finite difference method. And concrete break mode was built. Then the slip-force of the slope was made sure though analyzing the slope stability with the method of force unbalance.

Secondly, the handling way of the slip-off slope, anti-slip stake timbering, was discussed. And the displacement or stress status of the anti-slip stake was analyzed with finite difference method. Then, in according with reinforced concrete structure mechanics, the concrete anti-slip stake that was used in the Kedi landslide was designed in the optimized theory.

Finally, the reinforce effect of research object was evaluated with the FLAC procedure. As a result, the method of FLAC evaluating was viable and come to the destination of optimized design for the Kedi landslide.

Keywords: landslide; anti-slide pile; finite difference method; FLAC; optimized design

第 1 章 前言

1.1 概述

滑坡是一种重要的地质灾害, 对人类的生命财产带来重大威胁。滑坡可导致交通中断, 河道堵塞, 厂矿城镇被掩埋, 工程建设受阻。一些规模较大的滑坡, 如意大利的瓦依昂滑坡, 死亡人数达几千人, 秘鲁 Yungay 特大滑坡灾害的伤亡人数以万计。

在我国, 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 400 亿元人民币。据统计, 我国的边坡灾害主要分布在 24 个省、市、自治区, 分布较多的省份有四川、贵州、云南、广西、湖北、广东、海南、青海、甘肃等省。总体上看, 以西南和西北地区为主, 它们的受灾频次完全受控于我国的地质和地理格局。我国目前正处于经济建设高速发展的时期, 滑坡给水利、铁路、公路、矿山建设带来巨大损失。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, 给云南省经济建设的整体安排带来了困难。1981 年雨季宝成铁路共发生滑坡 289 处, 中断行车 2 个多月, 抢建费用达 2.56 亿元。抚顺西露天矿自 1914 年投产以来, 为保持边坡稳定, 共剥离岩石 1 亿 m^3 。

1.2 研究意义及目的

以滑坡为主的地质灾害越来越频繁, 造成的损失越来越大。该灾害已成为制约交通、水利、水电等资源开发的重要因素之一, 其治理费用巨大且惊人, 对其处理的不慎或不科学, 不是造成潜在危害, 就是造成资金的浪费。因此, 对边坡工程进行系统研究具有重要的实际意义, 且对于丰富地质灾害的研究与岩土工程治理的内容也具有重要的理论意义, 亟待需要对边坡工程进行系统研究。

贵州省的镇宁关至水城的高速公路全长 118 公里, 是西南出海大通道中关键工程, 为国家十五重点项目。由于沿途多为崇山峻岭, 工程场地异常复杂, 地质灾害频繁, 路暂边坡的不稳定性尤为突出, 工程静态总投资 79 亿元人民币, 仅其中的地质灾害与岩土治理高达 10 亿元人民币之多。

因此, 本课题依据贵州省交通工程中产生的边坡问题而进行研究。以系统岩土工程学与工程地质学为基础, 将数值模拟、计算机仿真、优化设计等学科理论交叉运用到滑坡稳定性评价与治理加固方案中去。通过优化设计并模拟边坡治理前后其稳定性时效变形特征, 为以山区为主的贵州高等级公路建设中的滑治理及相关的基础工程建设提供理论研究成果。

1.3 国内外研究现状

滑坡是地质灾害的主要形式之一, 为此国内外对滑坡的研究都比较重视。对于某一特定滑坡的研究, 主要包括三个方面: 一是变形破坏机制方面的研究; 二是稳定性评价及失稳预测预报研究; 三是治理工程方面的研究。

1.3.1 变形破坏机制的研究

针对不同的岩土体,如岩质边坡与土体质边坡,其破坏机制具有不同的模型。如,工程岩体的变形稳定性和强度稳定性研究,谷德振教授提出了“岩体结构”这一概念,将岩体中分布的裂隙视为结构面的分类与组合,提供了将复杂岩体抽象为结构类型的分类依据,并提出了岩体结构控制岩体稳定性的重要观点;孙广忠教授则进一步提出了“岩体结构控制论”,其核心思想是要根据工程岩体特征,抽象出合理的力学模型,选择正确的评价方法,这样所得到的结论才能为工程所接受。对于土质边坡,其应力—应变关系通常表现为非线性。其本构关系表现为非线性弹性模型,是以弹塑性理论为基础的。关于土的本构模型中,比较著名的有:土的帽盖模型(剑桥模型)、以塑性增量理论为基础的 LD 模型、以剪胀理论为基础的 Rowe 模型、沈珠江院士提出的南水模型等。

1.3.2 稳定性评价方面的研究

对于滑坡稳定性评价主要是以工程地质原型为基础,并以此为出发点,通过对岩土体的力学模型研究、变形破坏机制研究,以及对斜坡演化全过程的正确认识基础上,通过建立合理的数学模型,选取合理的强度参数,进行多种分析计算后,再综合得出全面而系统的评价。计算方法主要有以下四种:

①传统的极限平衡分析法;②斜坡概率稳定性评价法,它主要包括两个方面:一是对单体斜坡稳定性的研究,主要方法为模拟实验的 Monte-Carlo 模拟方法、统计矩阵法、随机有限元法、最大熵密度函数法及马氏链法等,二是对群体斜坡稳定性的研究,主要包括信息量法与回归分析法等;③数值分析法,如前面所述,主要包括有限单元法、拉格朗日元法、离散单元法和边界单元法等及它们之间的各种耦合方法;④是非线性分析方法。

下面简要概述一下目前应用较为广泛的一些数值方法。

数值方法可分为区域型和边界型两大类:区域型数值方法主要包括有限单元法、有限差分法和离散单元法等;边界型数值方法主要是边界单元法。

有限单元法,是将所考虑的区域分割成有限大小的区域(单元),这些单元仅在有限个节点上相边接。根据变分原理把微分方程变换成变分方程。它是通过物理上的近似,把求解微分方程问题变换成求解关于节点未知量的代数方程组的问题。

差分法,是将所考虑的区域分割成网格,用差分近似代替微分,把微分方程变成差分方程,也就是通过数学上的近似,把求解微分方程的问题变换成求解关于节点未知量的代数方程组的问题。

离散单元法和有限单元法类似,它假定单元体是刚体,块体单元通过角和边相接触,其力学行为由物理方程和运动方程控制。与有限单元法不同的是,它可以允许单元间相互脱离,单元可以产生较大的非弹性的变形。

边界单元法,是根据积分原理,将区域内的微分方程变换成边界上的积分方程。然后将边界分割成有限大小的边界单元,把边界各分方程离散成代数方程。同样把求解微分方程变换成求解边界节点未知量的代数方程组,然后由边界节点上的值求出区域内任一点的函数值。

拉格朗日元法(简称 FLAC),基本原理同于离散元,但它却象有限元法那

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,采用显式有限差分分析方法求解运动基本方程,它不仅能处理一般的大变形问题,而且能模拟岩体沿某一软弱面或结构面产生的滑动变形,还能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。

对于非稳定斜坡,视其危害程度而采取不同的工程措施,可采取的工程措施有以下几种,一是直接对斜坡进行加固处理(稳坡);二是让其破坏而控制破坏的后果;三是回避。对于具体的斜坡究竟采取何种措施,则必须具体问题具体分析,应从经济效益、环境效益和社会效益等各方面进行综合比较后再作出决策。当需要进行稳坡时,可供选则的治理方案有两大类:第一类是通过改变下滑力或抗滑力来实现稳坡,包括加固构筑物(如抗滑桩、挡墙、预应力锚索锚杆)、修建支挡、削坡、减载、压脚等。第二类是通过改善坡体、滑面(带)的物理力学性质来提高坡体的稳定性,这类方法包括电渗法、焙烧法、灌浆法和离子交换法以及最常见的阻、排水措施等。

对于非稳定斜坡如何进行合理的工程处理或采取有效的治理措施,在理论和实践方面都进行了大量的研究工作。如1977年铁道部科学研究院西北研究所根据我国防治滑坡的经验提出了滑坡防治工程设计方法;恩格因(Ngnyen)和乔伍德赫里(Chowdhury,1984)提出了矿山排土场的可靠性分析方法;我国马鞍山矿山研究院的祝玉学教授于1983年对攀钢石灰岩边坡作了可靠性分析与经济研究;中国地质大学的晏同珍教授、伍法权教授、殷坤龙教授等人应用概率理论和方法对斜坡的区域稳定性进行了深入研究。

1.3.3 工程治理方面的研究

滑坡治理方面,各种方案的选取还具有很大的人为性,同时,各种治理方案的设计理论仍不很成熟,如抗滑桩及锚索等设计原理和计算方法尚未定型,抗滑桩(锚索)的间距、断面等问题尤为突出。且对于不同的滑坡,不同治理方案的整治效果各不相同,工程造价有时会相差几倍甚至几十倍。因而,滑坡治理必须从滑坡的现场条件、成因机制、变形破坏机理等方面入手,选取合理、经济、安全的治理方案。

今天的岩土工程工作不能象以前那样,仅查明工程地质条件,不管设计与施工,只提供—些地质勘探资料给设计人员;而设计人员也不管这些参数是如何取得的,仅根据参数进行设计,这是相互脱节的现象。现代岩土工程师必须将工程勘探以及运用各种地质分析手段获得的工程地质系统评价与具体工程设计、施工结合在一起进行综合研究。

显然,目前的滑坡研究已具有相当的规模和水平,已进入到系统科学的时代,但由于滑坡系统高度的非线性特征所表现出的高度的复杂性,使滑坡的理论研究与工程实践等方面仍存在着较多的问题。

1.3.4 研究的主要内容

岩土体的力学模型是论文的核心和纽带,它既是地质条件的概化综合,又包含了地质环境和工程相互作用的关键信息,同时又是理论分析和数值计算的基础。本论文拟以对研究区域的复杂工程地质问题的系统研究为基础,以地质—力学模型为纽带,以地质分析、数值模拟研究为手段,对镇

宁关至水城 K13+770- K13+920 段滑坡稳定性及以抗滑桩为主的治理方案进行系统研究。

1、主要研究滑坡区的地质构造、地形地貌、地质构造、水文地质条件和岩体力学特征等，目的是要形成对于滑坡最为重要的工程地质原形，并在此基础之上建立合理的概念模型。

2、建立滑坡的结构模型，赋予各模型岩体物理力学参数，使地质模型和力学模型统一。

3、通过岩土体结构模型，结合滑坡的边界条件，建立了研究区地质—力学模型，为数值模拟方法评价奠定了基础。采用数值模拟方法，模拟分析滑坡治理前后的滑动稳定性及其变形破坏机制。

4、开展研究区抗滑稳定分析时，建立 FLAC 等数值模型，整体评价了边坡的稳定性。

5、滑坡整治工程论证：本文对以抗滑桩支挡为主的治理方面的进行优化研究，并进行治理工程的初步设计，针对该边坡，开展治理工程措施研究，为工程治理措施的实施提供指导。

1.4 思路及技术路线

在收集了大量的资料，在边坡的工程地质条件、滑坡的变形特征等深入研究的基础上，利用数值模拟方法，来模拟滑坡的演化历史，从而评价工程岩土体的稳定性现状，并在此基础上通过对模型的时间延拓，预测其稳定性未来发展变化趋势或失稳破坏方式，进一步分析滑坡的变形发展规律；并在此基础上，采取整治方案，并进一步对设计方案进行数值模拟，以评价治理后的滑坡稳定性状况，并采用传统方法对其进行综合评判。具体研究的技术路线如图 1 所示。

研究技术方法是从研究区复杂的工程地质条件入手，对其进行系统评价，并进行合理的抽象与概化，建立地质—力学模型。在该模型的基础上，考虑工程与地质体的相互作用，以规范方法为前提，以数值模拟技术为主要研究手段系统研究滑坡治理前后的稳定问题及优化设计方案。

论文的思路遵循了“定性分析→分步定量→概化综合→模型建立→边界条件确定→计算分析”的工程地质问题系统分析原理。滑坡的稳定性分析与评价及治理设计是一个复杂的系统工程问题，论文从数值模拟与经典的经典计算方法着手明确提出这一问题的基本原理和方法体系。并从经济与安全角度出发对该项目工程的治理进行了优化探讨，使得研究既有工程实例，不泛泛而谈，好操作，具有重要的现实工程意义；又不失一般性，对其它复杂场地条件高坝抗滑稳定研究具有借鉴意义。

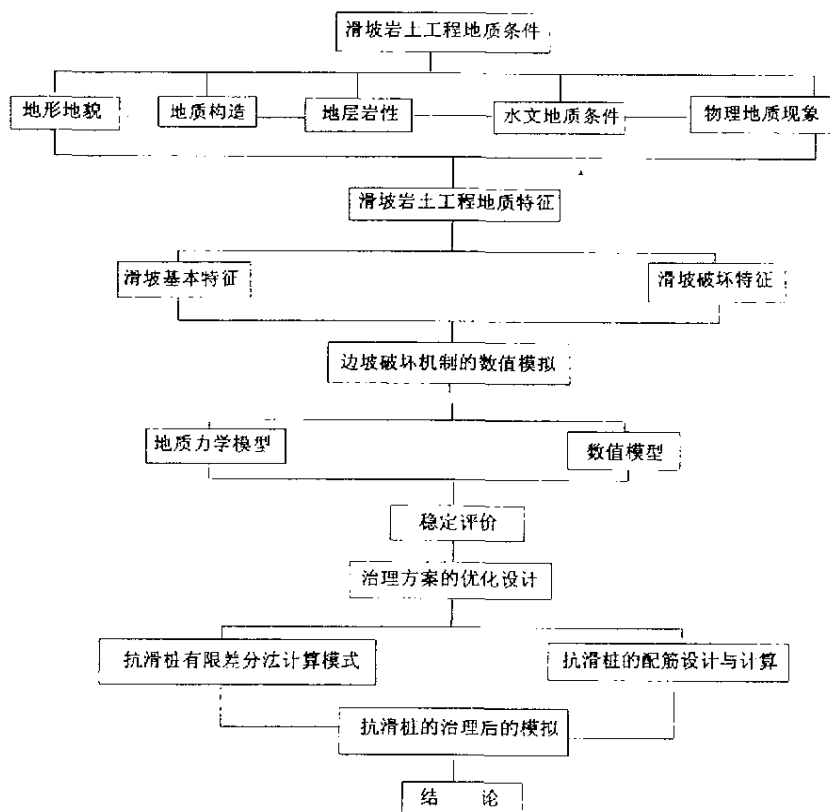


图 1-1 技术路线图

第 2 章 自然地质环境及滑坡基本特征

2.1 场地概况

该滑坡位于镇宁至水城高速公路 K13+770~K13+920 段, 见图 2-1 所示交通位置图。

本地区处亚热带湿润季风区, 干湿季节分明。据《关苗岭族布依族自治县地名录》(1986 年 1 月), 该地区气候温和, 雨量充沛, 1 月份平均气温 4.8°C , 7 月份平均气温 21.7°C , 年平均气温 15.7°C 。年平均降水量 1389.2mm, 全年无霜期为 299 天。

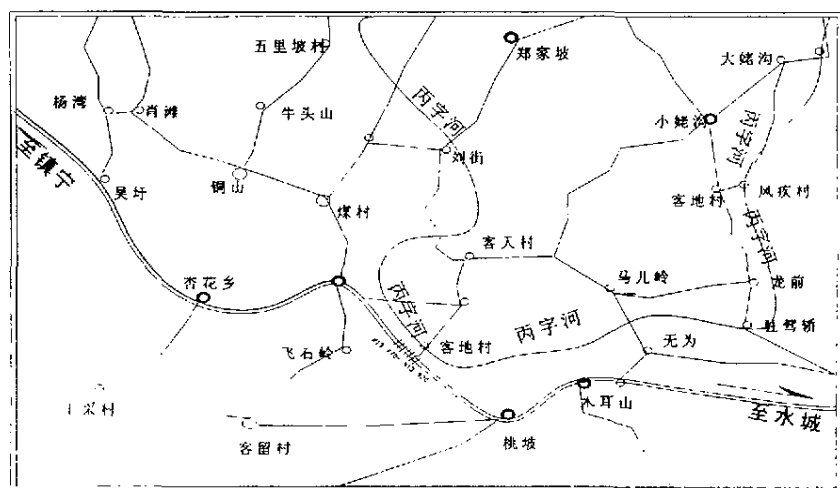


图 2-1 交通位置图

场地地形地貌特征:场地地处关岭县坡贡镇客地村民组地段内,位于丙字河河谷左岸谷坡上,场地附近海拔在 1002.3-1077.5 米之间,相对高差约 75.2 米,岩性以泥质灰岩为主,局部夹灰岩,属构造剥蚀—侵蚀的中低山地貌,多表现为冲沟窄长,沟谷地形陡峻,而沟谷多呈 V 型。

据《贵州地震烈度区划图》,该地区地震基本烈度为 VI 度。

2.2 地质构造

根据 1/5 万区域地质资料及实地地质调绘,该场地位于郎岱向斜北东翼,属于单斜构造。区内地层产状较陡,倾向 250° , 倾角 75° , 路线走向与岩层走向斜交,该区覆盖层厚度较大,未见基岩出露。

滑坡地区目前处于整体式间歇性缓慢上升阶段,区内无活动断层。

2.3 水文地质

该区地处斜坡地段,坡脚的丙字河为常年流水河流,估算目前流量约 250L/S,流量随季节变化较大,据钻孔稳定水位观测,地下水位随地形起伏而变化,地下水属覆盖层孔隙水和基岩裂隙水类型,水文地质条件简单。

2.4 地层岩性

场区出露的地层主要为第四系残坡积碎石土,粘土夹碎石,下伏基岩三叠

系中统飞仙关组 T_{2f} 泥岩及灰岩。地层分布详见图 2-2。

其岩土层自上而下分别为覆盖层及基岩,其中覆盖层包含碎石土,粘土夹碎石,淤泥质粘土;基岩为中风化泥质灰岩。详述如下:

第①层:碎石土,褐黄色,主要为古滑坡堆积体,部分为路基挖方掉弃的废方,碎石主要成分为泥岩及灰岩,直径 2.0-100CM,碎石含量较高,较松散,具有粘性,含水量较高,局部呈可塑状至软塑状,厚度变化较大,

在 0.4-3.5 米之间。

第②层：粘土夹碎石，褐黄色，残坡积形成，碎石主要成份为泥岩及灰岩风化物，大部分呈可塑状，厚度处下部偏软，厚度变化较大，为 0.0-9.1 米。

第③层：基岩，三叠系中统飞仙关组 T_{2f} ：灰黑色中厚层泥质灰岩，致密块状，呈中风化状。该岩石的极限干抗压强度大于 20MPa，软化系数 0.40~0.55。偶夹薄层泥岩。

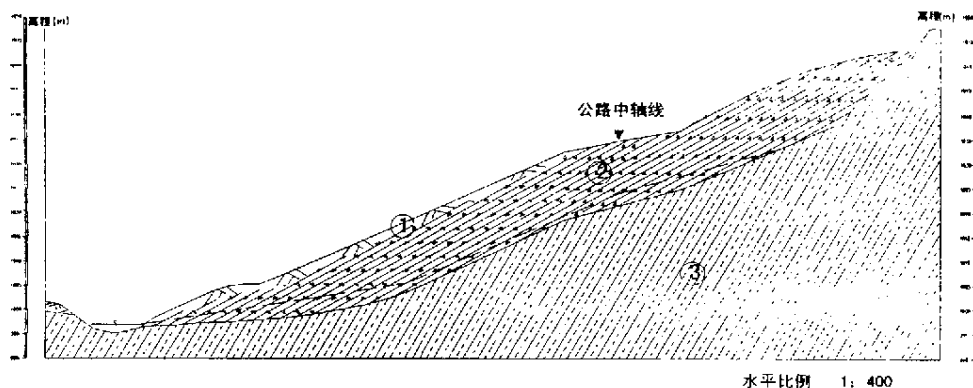


图 2-2 滑坡典型工程地质剖面图

2.5 岩土体物理力学特征

滑坡岩土物理力学性质的室内试验成果如表 2-1 所列。

滑坡岩石物理力学性质成果表

表 2-1

地层层序	岩土名称	天然密度 (g/cm^3)	单轴抗压 强度 (MPa)	内聚力 C (MPa)	内摩擦角 ϕ ($^\circ$)
①	碎石土	1.82		0.00	7
②	碎石粘土	2.10		0.05	28
③	泥质灰岩	2.62	19.80	2.0	40

2.6 物理地质现象

该地段属一古滑坡，滑坡体的面积在 11900 平方米左右，坡体滑移主要沿覆盖层分界基岩面的滑移，由于整个滑坡向下（丙字河）蠕滑，对拟建的镇宁-水城的高速公路路基的稳定性及坡脚处的丙字河河道都将造成非常严重的危害。

滑坡的复活变形是在特定的自然地质因素和人为因素的作用下而产生的。坡体近期复活变形的形成条件主要有以下几个方面。

①地形因素,该滑坡位于丙字河谷左谷坡下部,地形呈有利于形成滑坡的由陡到缓变化,坡面 10-20 度倾斜,受地形因素影响,斜坡上覆土层易失稳;

②岩土因素,场区土体由上至下为松散弃块碎石土、坡积粘土碎块石,整个土体顺倾斜分布,垂向具有由上至下变软的趋势,其强度及稳定性极度差,易沿顺坡倾斜的各土层分界面及岩土接触面失稳下滑,下伏强至中风化岩体为该滑坡稳定滑床;③地表地下水因素,该滑坡前舌鼓丘(相对阻滑体)被丙字河不断冲蚀,使坡脚临空面不断被切割,滑体不断向河道内蠕滑,不利于滑体稳定平衡。此外,在滑体中前缘见大量密布泉点及渗(涌)水点,地下水的软化、润滑、托浮作用,加剧场区的土体不稳定因素,更易失稳下滑。

深切河流提供了必要的监空条件,如再考虑公路建成后,来往运行的车辆形成的动荷载,必将进一步加剧滑坡的复活。

通过一年(2002年3月1日至2003年3月1日)相对位移监测,结果显示,该滑坡平均位移速率为 34cm。其中 1 号监测点位于镇宁公路中轴线处 K13+850 米处,2 号监测点位于镇宁公路中轴线处 K13+790 米处。

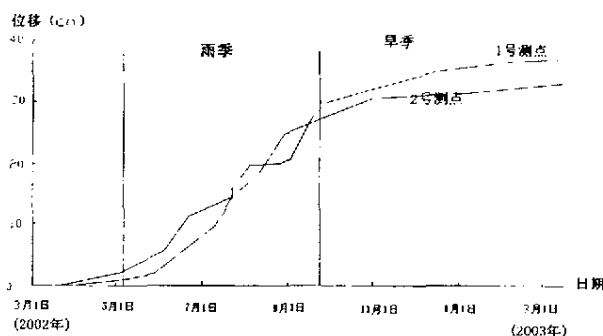


图 3-2 滑坡体位移曲线图

第 3 章 基于有限差分法的边坡应力场的模拟

客地滑坡应力场的基本特征是在成坡阶段完成后就基本形成的,以后,随着时间的推移,斜坡应力及形变在此基础上发生不断的积累与演化,从而决定了斜坡变形、破坏的发展过程,下面采用基于有限差分法的 FLAC 程序,对斜坡的应力场特征进行模拟研究。

3.1 FLAC 程序介绍

3.1.1 FLAC 算法综述

FLAC 是 Fast Lagrangian Analysis of Continua 的缩写,意为连续介质快速

拉格朗日法。由美国明尼苏达 ITASCA 软件公司编制开发的显示有限差分程序。该程序的基本原理与离算元相似,但它应用了节点位移连续的条件,可以对连续介质进行大变形分析,具有较强的前后处理功能,可以通过执行数据/命令文件进行计算,也可以通过人机对话的交互方式进行。

FLAC 算法的基础是快速拉格朗日计算方法,能模拟岩石、土体及其它材料的大变形、挠曲或塑性流动。特别适用于岩石力学的非线性大变形或不稳定问题。其计算模型网格能以大应变模式变形并随材料流动。

FLAC 的基本公式假定为二维平面应变状态,亦有平面应力分析(弹性)。其内装材料模型有如下几种:(1)零模型:代表网格中的孔洞(开挖);(2)体积屈服模型(含应变硬化/软化特性):代表非线性、不可逆剪切破裂与压塑;(3)粘弹性蠕变模型(可供选择);(4)界面(或滑动面)模型(界面为平面,沿界面允许滑动与分开):模拟断层、节理和摩擦边界;(5)液流模型:模拟可变形孔隙体与粘性流动的全耦合及源与沉(井)等;(6)结构单元模型:模拟岩土体加固、衬砌、锚杆(锚索)、土钉、混凝土喷层、可缩支柱及钢板桩等;(7)轴对称几何结构模型:模拟围堰、船闸及层状材料侧向荷载的影响;(8)动态分析模型:其代码能用于各种工程动态问题,诸如地震分析、坝的稳定,土结构间的作用与液化,爆破荷载的影响等;(9)热力模型:模拟材料中的瞬态热流,热效应的发生以及进行热与力的耦合计算等;(10)绘图功能:通过重复占位程序,能绘制各种图形表格,其中计算时步函数关系曲线的绘制特别有助于弄清何时达到平衡与破裂状态,并在瞬时计算或动态计算中进行变量变化控制。

FLAC 是把单元的一套差分方程转换为矩阵方程,把节点力与节点位移联系起来进行求解的数值算法,它与有限元法的不同有以下几方面:(1)采用混合离散化方法精确模拟塑性破裂载荷与塑性流动,比普通有限元法采用归约积分法更合理;(2)采用全动态运动方程(亦有基本静态模拟系统)使 FLAC 在处理不稳定问题时不会遇到数值困难;(3)采用显式解法,在求解非线性应力应变关系时,既不需要存储任何矩阵,又不需要对任何刚度矩阵进行修正。与普通隐式解法相比,大大节约机时;(4)FLAC 按行与列形式进行单元编号,对于识别那些指定单元的研究与解释很方便;(5)FLAC 运动总方程的显式时间逼近解法允许进行岩体的渐进破坏与垮落分析,进行模拟材料剪切带的形成与定位分析以及进行工程材料的大变形分析等。

3.1.2 FLAC 基本原理

FLAC 法(拉格朗日法)是研究每个流体质点随时间的变化情况,着眼于某一个流体质点,研究它在任一段时间内走出的轨迹、所具有的速度、压力等。将拉格朗日法移植到固体力学中,在所研究的区域分成网格,现在网络的结点就相当于流体的质点,然后按时步用拉格朗日法来研究网络的运动。这种方法适用于求解非线性的大变形问题,在岩土力学中有着重要的作用与应用。与现行的数值方法相比较,FLAC 具有以下几方面的优点:1、求解过程中按时步采用动力松弛的方法求解,不需要存储较大的刚度矩阵,不用求解大型联立方程组,占用内存较少,比有限元法大大地节省了内存便于用微机求解较大的工程问题。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，采用了“混合离散化”(mixed discretization)技术可以比有限元的数值积分更为准确和有效地模拟计算材料的塑性破坏(plastic collapse)和塑性流动(plastic flow)。

3、采用显示差分求解，几乎可以在与求解线性应力、应变本构方程相同的时间内，求解任意的非线性的应力、应变本构方程。因此，它比一般的差分方法相比大大地节约时间，提高了解决问题的速度。

在 FLAC 中，所用的全是动力学方程(full dynamic equation)，即使在求解静力学问题中也是如此。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。

3.1.3 FLAC 算法流程

FLAC 显式静态分析求解流程如下：(1) 建立 FLAC 模型：实施 FLAC 算法。首先要建立 FLAC 模型，包括生成有限差分法四方网格，给定边界条件与

初始条件，定义本构模型与材料特性。(2) 确定模型平衡状态：在给定边界条件与初始条件的作用下，FLAC 模型应处于初始平衡状态，亦即模型每个节点的有效节点力等于零。在 FLAC 数值解法中，通过对最大不平衡力、格点(节点)速度或位移的监控，确定模型已达到平衡状态。(3) 检查模反应：FLAC 模型的反应是通过其显式动态代码进行监控的。当模型动能降低到可忽略值时，静态或准静态解即可得到。这时模型或者处于力平衡状态，或者处于稳流状态。(4) 改变模型条件：FLAC 在求解过程中的任何点，均允许改变模型条件。这些改变包括：材料的开挖，格点载荷或压力的增加或删除，任何单元材料模型或特性的改变，任合格点的约束或约束解除。对于模型中的塑性材料单元，还要规定最大不平衡力的非零常数值。(5) 求解 FLAC 模型：FLAC 采用显式时间逼近法求解代数方程组，求解计算时步由 FLAC 代码自动控制。

FLAC 程序的基本原理与算法与离散元相似，假定某地时刻各个节点的速度已知，则根据高斯定理可求得单元的应变率，进而根据材料的本构定律可求得单元的新的应力。下面说明拉格朗日法的求解过程：

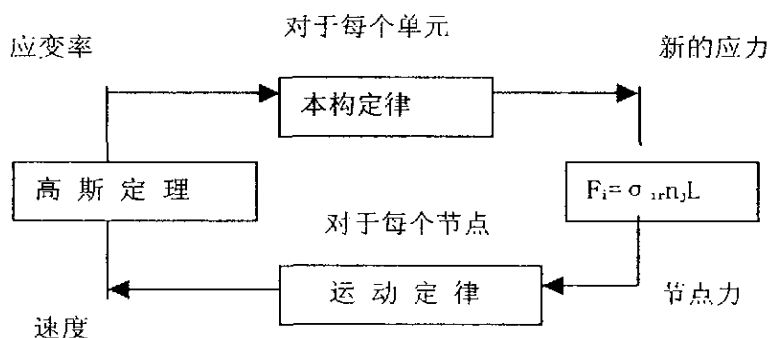


图 3-1 拉格朗日法的计算循环图

即按下列程序进行循环计算：

几何方程、高斯定律

物理方程、本构关系



t 时刻：节点位移速度——→应变增量——→应力增量→节点合力→加速度→速度增量→

→ t+dt 时刻的位移速度→（下一步循环）

3. 1. 4 正负号的确定

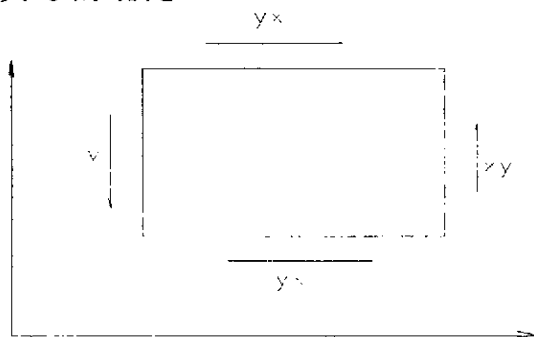


图3-2 剪应力正负号的确定

- (1) 应力——正号代表张力，负号代表压力
- (2) 剪应力——见图 3-1，图中所示剪应力为正号
- (3) 应变-正的应变表示伸长，负的应变表示压缩
- (4) 剪应变——剪应变下负号与剪应力相同
- (5) 孔隙压力——孔隙压力永远为正
- (6) 重力——正的重力将物质向下拉，负的重力将物质向上拉

3. 1. 5 矩阵的形成与计算

为了提高求解的精度，一个四边形以左右两边的对角线分为四个三角形见图，每个三角形假定为常应变，于是四边形的应变为这四个三角形的应变的平均值。

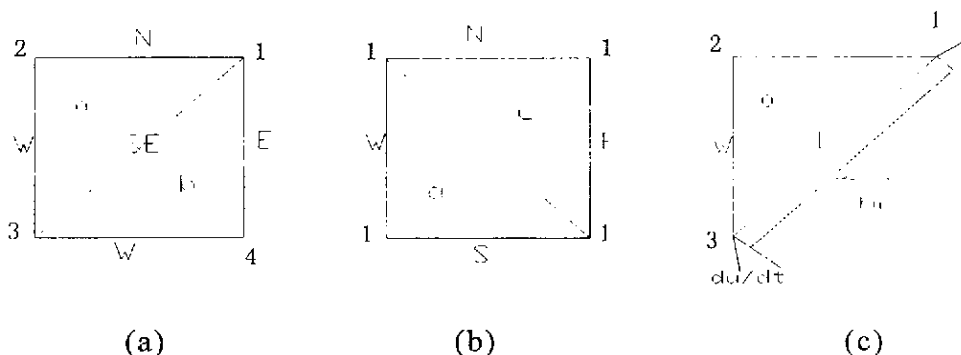


图 3-3 拉格朗日法的常应变三角形单元

用增量形式，应变张量可表示为：

$$\Delta e_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right] \quad (3-1)$$

$$\Delta e_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial \dot{\mu}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{\mu}_j}{\partial x_i} \right] \Delta t \quad (3-2)$$

节点位移 → 单元应变：

$$\varepsilon_{11} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial u_i}{\partial x_i} + \frac{\partial u_{1'}}{\partial x_{1'}} \right] = \frac{\partial u_{1'}}{\partial x_{1'}} \quad (3-3)$$

$i, j=1, 2$; $\dot{u}$ 为节点的速度分量, $i=1, 2$; x_i 为节点的坐标, $i=1, 2$; Δt 为时步。

根据高斯定理，有：

$$\iiint_V (P \cos \alpha + Q \cos \beta + R \cos \gamma) ds = \iiint_V \left(\frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial y} + \frac{\partial R}{\partial z} \right) dV \quad (3-4)$$

(内部积分=边界积分)

定义 $\frac{\partial F}{\partial x_j}$ 的平均值为：

$$\left\langle \frac{\partial F}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{V} \int_V \frac{\partial F}{\partial x_i} dv \quad (3-5)$$

$$\int_B F n_i ds = \int_V \frac{\partial F}{\partial x_i} dv \quad \left\langle \frac{\partial F}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{V} \sum_n \bar{F}_i n_i \Delta S_i \quad (3-6)$$

(ΔS_i 为多边形的边长; $\bar{F}_i$ 边上的平均值=两节点的算术平均值)

如对三角形 a[图 3-3 中 (c)] 有：

$$\Delta s = \sqrt{[x_1^{(1)} - x_1^{(3)}]^2 + [x_2^{(1)} - x_2^{(3)}]^2} \quad (3-7)$$

$$n_i = [(x_2^{(1)} - x_2^{(3)}) / \Delta s, x_1^{(3)} - x_1^{(1)}] / \Delta s \quad (3-8)$$

取 $\frac{\partial \dot{\mu}_i}{\partial x_j}$ 在 A 中平均值，并考虑到 A 的边界为一个三角形，则有：

$$\left\langle \frac{\partial \dot{\mu}_i}{\partial x_j} \right\rangle = \frac{1}{2A} [(\dot{\mu}_i^{(1)} + \dot{\mu}_i^{(2)}) n_j \Delta S_i^{(a)} + (\dot{\mu}_i^{(2)} + \dot{\mu}_i^{(3)}) n_j \Delta S_i^{(b)} + (\dot{\mu}_i^{(3)} + \dot{\mu}_i^{(1)}) n_j \Delta S_i^{(c)}] \quad (3-9)$$

A 为单元的面积。

将上式代入 (3) 就可以求得应变增量，于是根据材料的本构关系求得应力增量为：

$\Delta \sigma_y = f(\Delta \varepsilon_y, \sigma_y, \dots)$ 式中， $f()$ 表示本构关系的函数，它与应变增量、原有的

全应力以及材料常数有关。

下式为常用的莫尔—库伦本构模型表达式，及相关的参数转换关系。

$$\tau_n = -\sigma_n \tan \varphi + Cf = \sigma_3 - N_\varphi \sigma_1 + 2c(N_\varphi)^{1/2} \quad (3-10)$$

其中 $N_\varphi = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$

$$\sigma_{ij} = 2G\varepsilon_{ij} + \lambda\theta \cdot \delta_{ij}$$

剪切模量： $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$ ；

体积模量： $K = \frac{E}{3(1-2\mu)} = \lambda + \frac{2}{3}\mu$ ；

拉梅常数： $\lambda = \frac{\mu E}{(1+\mu)(1-2\mu)}$ ；

侧限变形模量： $G = \frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)}$

下一步是求作用在各节点上的不平衡力 F_i 。可取节点周围的单元对应力围线积分，即可得。如图 3-4 所示：

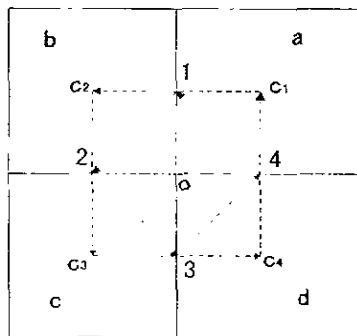


图3-4 求和的封闭轮廓线

取节点 O 周围的单元对应力围线积分，

即得作用在 O 上的不平衡力。图中 c_1 、

c_2 、 c_3 、 c_4 分别为 a、b、c、d 4 个单元的中心，1，2，3，4 为相应边的中点，围线为 $c_1-1-c_2-2-c_3-3-c_4-4-c_1$ ，将其中的质量 m 集中到节点 O 上，至于作用在 O 上的不平衡力，因为采用的单元为常应变单元，单元中的应力也为常应力，所以在求不平衡力时，实际上所采用的围线为 1-2-3-4-1。

于是不平衡力 F_i 为：

$$F_i = \sigma_{ij}^a \varepsilon_{jk}(x_k^{(1)} - x_k^{(4)}) + \sigma_{ij}^b \varepsilon_{jk}(x_k^{(2)} - x_k^{(1)}) + \sigma_{ij}^c \varepsilon_{jk}(x_k^{(3)} - x_k^{(2)}) + \sigma_{ij}^d \varepsilon_{jk}(x_k^{(4)} - x_k^{(3)}) \quad (3-11)$$

在 $t + \Delta t$ 时的各节点不平衡力都可用同法求得。节点在 $t + \Delta t$ 时的加速度，可由下面的差分格式求得：

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_i} + \rho g_i = \rho \ddot{\mu}_i; \quad \rho \ddot{\mu}_i = \frac{1}{A} \sum \langle \sigma_{ij} \rangle n_j \Delta S_i + \rho g_i; \quad \ddot{\mu}_i = \frac{F_i}{m_i}$$

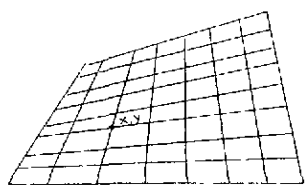
$$\text{在 } t \text{ 时刻，求 } t+dt: \ddot{\mu}_i(t) = \frac{\dot{\mu}_i(t+\Delta t/2) - \dot{\mu}_i(t-\Delta t/2)}{\Delta t} \quad (3-12)$$

则在 $t+dt$ 时的各节点的加速度为：

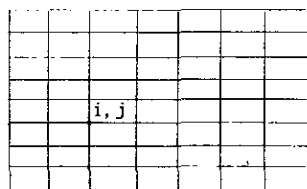
$$\dot{\mu}_i(t+\Delta t/2) = \dot{\mu}_i(t-\Delta t/2) + \ddot{\mu}_i(t)\Delta t + g_i \quad (3-13)$$

g_i 为重力加速度的分量。至此本轮计算结束，然后再按时步 Δt 进行下一轮的循环，如此至到问题收敛，或者问题本身不收敛，如发生塑性流动时，则可以跟踪塑性流动的过程。

单元位移模式的和局部坐标对整体坐标的变换是采用有限元法的思想：



物理网格



数学网格

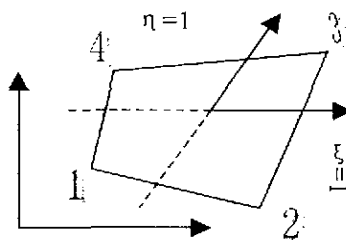
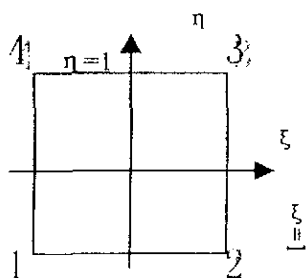


图 3-5 母单元与任意四节点四边形等参单元的关系

$$x = \alpha_1 + \alpha_2 \xi + \alpha_3 \xi \eta + \alpha_4 \xi \eta$$

$$y = \beta_1 + \beta_2 \xi + \beta_3 \xi \eta + \beta_4 \xi \eta$$

$$x = \sum_{i=1}^4 N_i(\xi, \eta) x_i$$

$$N_i(\xi, \eta) = \frac{1}{4} (1 + \xi \xi_i) (1 + \eta \eta_i) \quad (3-14)$$

$$y = \sum_{i=1}^4 N_i(\xi, \eta) y_i$$

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} = [J]^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix} = [J]^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix} \quad (3-15)$$

3.2 有限差分法模型的建立

3.2.1 斜坡地质模型建立

根据前述章节的研究，客地滑坡的典型剖面，并保持实际斜坡的地质结构特征，抽象出用于实际计算的滑坡地质结构模型，在反映坡体的实际地质结构方面是较为客观实际的。

3.2.2 边界边件确定

如图 4—1 所示，模型边界后部取距滑坡后缘稳定基岩约 5m，为了减小边界效应对计算结果的影响，模型前部取自河谷对岸约 15 米左右。模型上

部是临空自由边界，由于滑坡的变形与破坏主要发生在坡体的浅部，这部分坡体乃至一定深度范围内的坡体，构造应力在过去的地质历史时期已松弛殆尽，因此模型边界上不考虑水平构造应力的作用。

模型的左边界和下部边界分别提供水平（x）和垂直（y）方向的位移约束，从而构成位移边界条件，以保持整个系统受力体系的平衡。

由于所取的计算模型属于谷坡类型，且计算范围大于 2 倍坡高，横向边界离滑体亦较远，所取的计算模型已足够大，因此，对于水平方向上的两个侧边界及底部边界，均取为铰支类位移约束条件（即对于水平方向的侧边界，其 X 方向均取零位移约束，Y 方向不受约束；对于底部边界，其 X 方向不受约束，Y 方向均取零位移约束）。

3.2.3 岩土体力学参数选取及模型的离散化

参数的确定为根据试验成果和参数的工程类比确定的，具体参数取值见表 3-1。

表 3-1 岩土体力学参数取值表

表 3-1

材料 类型	剪切模 量 S (MPa)	体积模 量 b (MPa)	密 度 ρ (g/cm ³)	内摩擦角 ϕ	内聚力 c (MPa)
覆盖层	13	21	2000	28	0.03
基岩	260	350	2600	40	2.0

采用双线性四节点四变形单元将整个计算模型离散化为 1185 个节点、1112 个单元，经离散后的计算模型如图 3-6 所示。

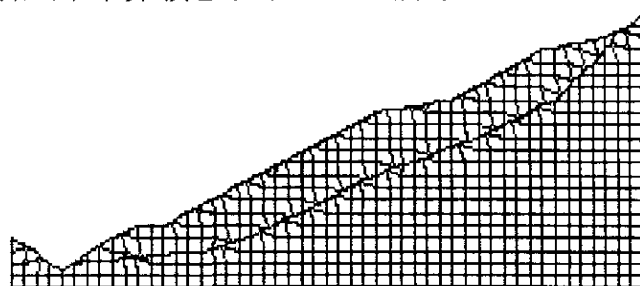
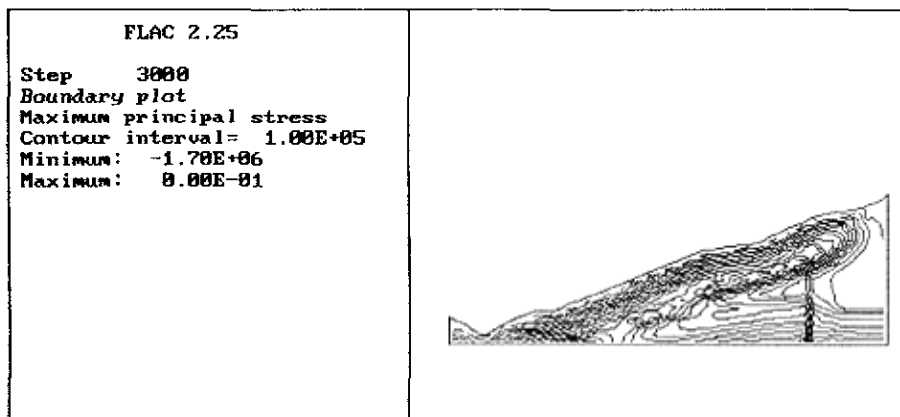


图 3-6 模拟滑坡单元离散模型

3.3 计算成果及分析

采用莫尔—库仑准则，对上述模型进行非线性数值分析。

数值分析得出的现斜坡主应力矢量、最大主应力（ σ_1 ）、最小主应力（ σ_3 ）、塑性区分布图如图 3-7~3-5 所示。



3-7 最大主应力等值线图

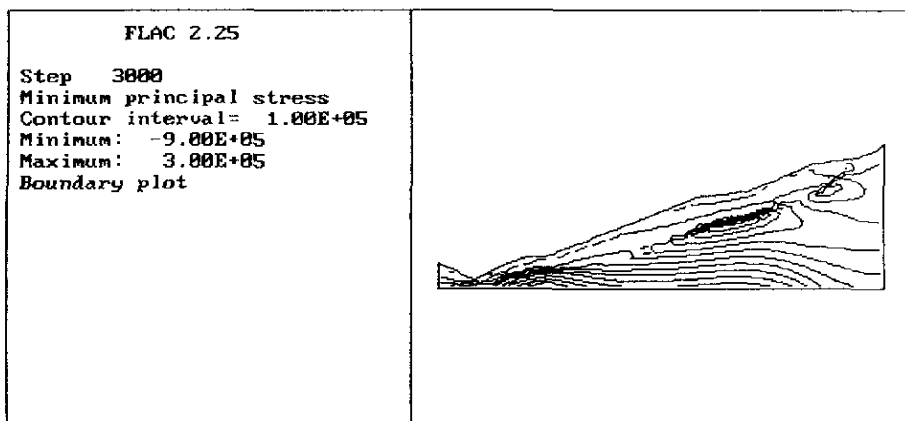


图 3-8 最小主应力等值线图

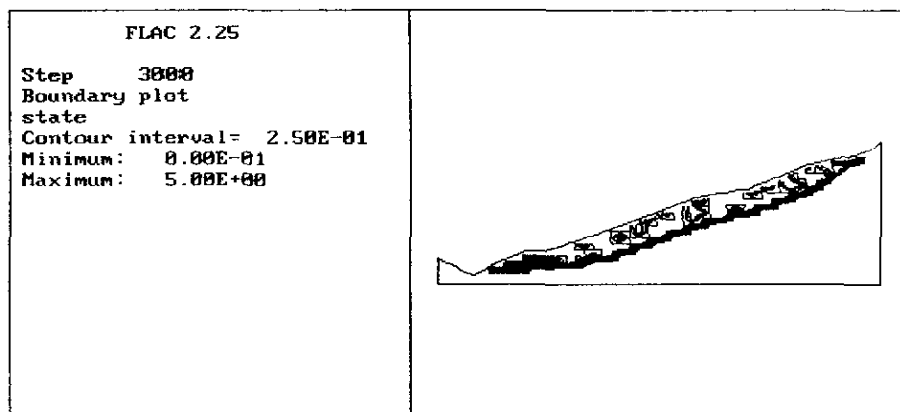


图 3-9 滑坡坡塑性区分布图

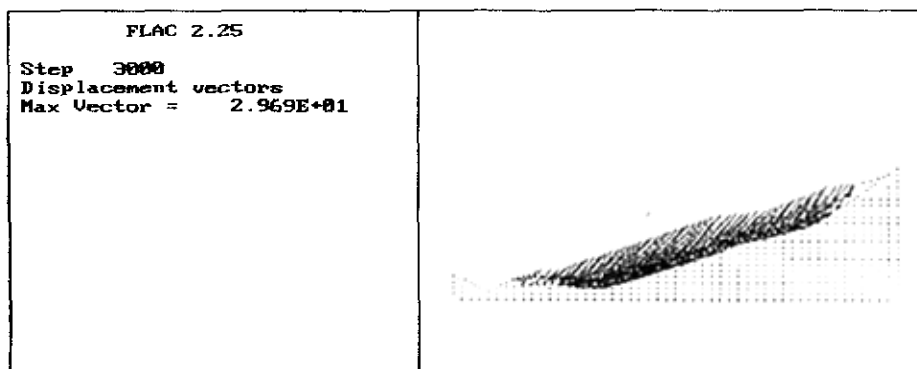


图 3-10 位移矢量图

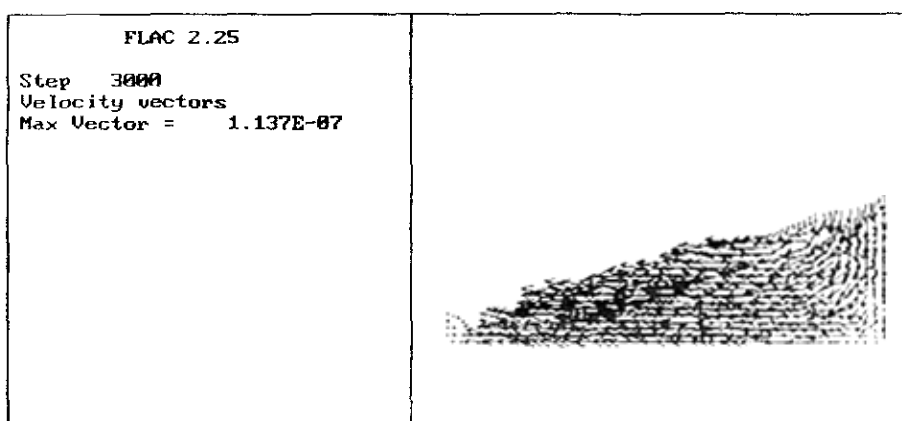


图 3-11 速度矢量图

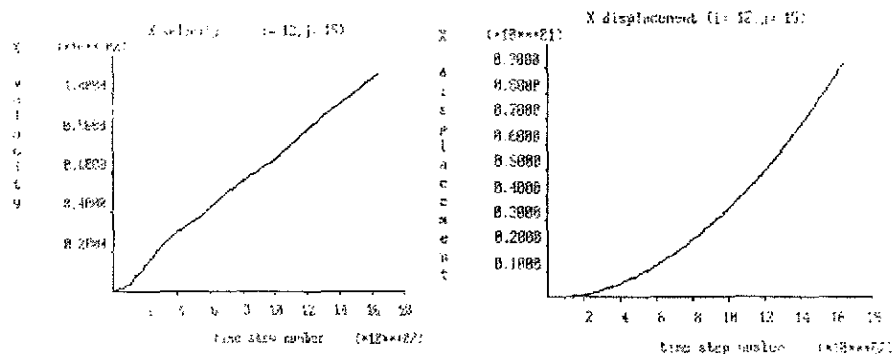


图 3-12 x 方向速度与位移历程曲线图 (节点 $i=34, j=13$)

基于上述模型,采用前述分析方法用计算机直观形象地显现了该滑坡各个部位的应力及变形特征,进而对边坡的稳定程度作出评价。

数值分析结果显示,应力场符合滑坡应力场的一般规律,在滑体与基岩的交界部位和坡脚处有明显的应力集中区;集中程度可达 1.3MPa ,主

应力方向与滑坡应力场分异的一般规律吻合。从塑性区分布图 3-9 中可知, 滑坡的塑性区主要沿滑面分布, 从滑坡后缘至前缘已经形成一贯通的区域, 表明滑坡已正处在蠕滑过程中, 这与该滑坡的实际状态完全相符。可见, 在重力作用下, 滑坡上部的覆盖层已处于不稳定的运动状态。

为了更清楚地反映边坡中各部位变形随时间的发展过程, 计算中跟踪了滑体中典型单元块体, 该单元编号为($i=34, j=13$)的位移和速度迭代步数的演化历程曲线, 从其速度与位移的历程曲线上, 反映出滑坡的速度与位移处在加速之中。

第 4 章 滑坡稳定性分析与下滑力计算

4.1 概述

滑坡稳定性评价方法很多, 且解决问题的优缺点各异。在我国, “传递系数法” 又称不平衡推力法, 使用相当广泛, 考虑到生产上工程应用的实用性和可操作性, 本次稳定性计算, 采用了广泛应用的不平衡推力法对滑坡体的稳定性作出分析和评价。

4.2 滑坡稳定性及推力计算分析

4.2.1 滑坡稳定安全系数的确定

滑坡推力安全系数, 应根据滑坡现状及其工程的影响等因素确定, 对一级建筑物取 1.25, 二级建筑物取 1.15, 三级建筑物取 1.05。另外, 据《岩土工程勘察规范》, 边坡工程的安全系数 F_s 的取值必须遵循以下原则:

1) 新设计的边坡, 对于一级边坡工程, F_s 值宜采用 1.3~1.5; 二级边坡工程, 宜采用 1.15~1.30; 三级边坡工程, 宜采用 1.05~1.15。

2) 验算已有边坡的稳定性时, F_s 值可采用 1.10~1.25。当需对边坡加荷、增大坡角或开挖坡脚时, 应按新设计的边坡选用 F_s 值。

4.3.2 推力的计算

按照滑坡推力计算原则, 给定滑坡推力安全系数即可计算滑坡剩余下滑推力。因此首先必需确定滑坡推力安全系数值。根据上述取值原则, 考虑到该滑坡对国道的畅通、及附近的河流的威胁是不可低估的, 最终选取滑坡推力的最大值进行滑坡治理设计。

据 GBJ27-89《建筑物地基基础设计规范》, 对滑坡推力计算必须遵循以下原则:

(1) 当滑坡具有多层滑动面(带)时, 应取推力最大的滑动面(带)确定滑坡推力;

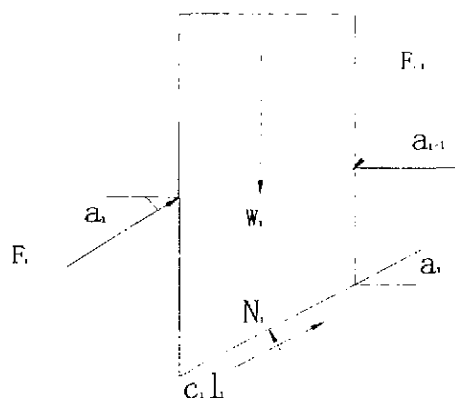


图4-1 滑块受力图

(2) 选择平行于主滑动方向的几个具代表性的断(剖)面进行计算。根据不同断面推力设计相应的抗滑结构;

(3) 当滑动面为折线形时, 滑坡推力可按下式计算: 据 GBJ27-89《建筑物地基基础设计规范》, 对滑坡推力计算必须遵循以下原则:

(1) 当滑坡具有多层滑动面(带)时, 应取推力最大的滑动面(带)确定滑坡推力;

(2) 选择平行于主滑动方向的几个具代表性的断(剖)面进行计算。根据不同断面推力设计相应的抗滑结构;

(3) 当滑动面为折线形时, 滑坡推力可按下式计算:

$$F_n = F_{n-1} \cdot \Psi_n + K_t(G_{nt} + Q_n \cdot \cos \beta_n) - (G_{nn} - Q_n \cdot \sin \beta_n - U_n) \operatorname{tg} \phi_n - C_n \cdot l_n$$

$$\Psi_n = \cos(\beta_{n-1} - \beta_n) - \sin(\beta_{n-1} - \beta_n) \operatorname{tg} \phi_n$$

式中 F_n 、 F_{n-1} —第 n 块、第 $n-1$ 块滑体的剩余下滑推力;

Ψ_n ———传递系数;

K_t ———滑坡推力安全系数;

G_{nt} 、 G_{nn} —第 n 块滑体自重沿滑动面、垂直滑动面方向的分力;

β_n 、 β_{n-1} —第 n 块、第 $n-1$ 块的滑动面的倾角;

ϕ_n ———第 n 块滑体沿滑动面的内摩擦角;

C_n ———第 n 块滑体沿滑动面的内聚力;

l_n ———第 n 块滑体沿滑动面的长度;

Q_n ———水平荷载, 如孔隙水压力、地震惯性力的水平分力等;

U_n ———第 n 块底滑面的孔隙水压力。

应用不平衡推力法计算时, 先将滑体进行条分。其中第 i 条块受力情况如图 5-1 所示。假设第 $i-1$ 条块传来的推力 P_{i-1} 的方向平行于第 $i-1$ 条块的底滑面, 第 i 条块传递给第 $i+1$ 条块的推力 P_i 平行于第 i 条块的底滑面, 那么, 第 i 条块的剩余下滑推力的计算公式为:

$$F_i = W_i \sin a_i - [W_i \cos a_i \operatorname{tg} \phi_i + c_i l_i] / K + F_{i-1} \Psi_{i-1} \quad (1)$$

其中: W_i 为分条自重; F_i 为分条竖直界面上的推力; l_i 为滑面长; c_i 、 ϕ_i 为滑面上凝聚力和摩擦力; K 为土坡抗滑稳定安全系数, Ψ 为传递系数 $\Psi_{i-1} = \cos(a_{i-1} - a_i) - \sin(a_{i-1} - a_i) \operatorname{tg} \phi_i / K$ 。式中右边第一项表示本分条的下滑力, 第二项表示本分条的抗滑力, 最后一项表示上一分条传下来的不平衡下滑力。

计算原理是先给定某一稳定性系数 K , 根据力的平衡条件, 逐条向坡下推求直到最后一条块, 若其剩余下滑推力 F_n 为零或其绝对值小于给定的精度 ε , 则认为迭代收敛,

K 即为该滑体的稳定性系数; 否则, 另给定一 K 重新计算, 直到收敛为止。

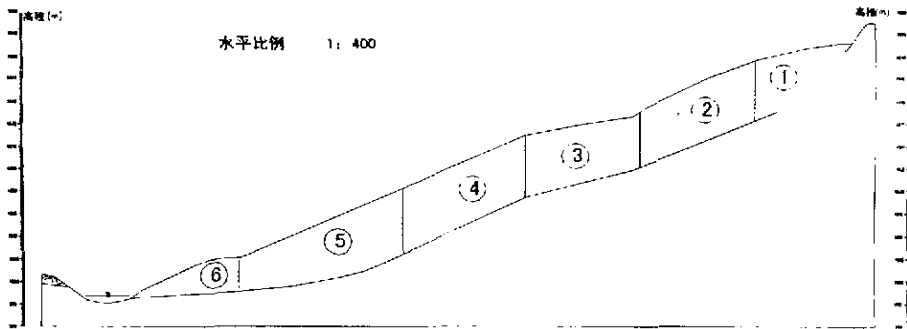


图 4-2 滑坡稳定性分析与推力计算图

稳定性计算结果如下表二：

表二

块号	土块自重 W_i (KN)	滑面长度 l_i (m)	下滑力 (KN)	滑床阻力 (KN)	剩余下滑力 F_i (KN)	安全系数 K
1	689.6	12.6	521.8	257.9	364.9	0.68
2	863.1	14.3	652.3	269.3	714.6	
3	859.8	14.2	612.3	389.6	954.6	
4	2196.6	17.3	712.9	365.4	1107.7	
5	2465.5	18.3	668.1	401.1	1009.0	
6	599.8	12.2	380.6	163.2	968.5	

稳定安全系数小于 1，结果显示滑坡体处于不稳定状态，与现场肉眼观察到的滑坡体正在滑动的现象完全相吻合，应急须进行治理。同时，从表中各块体的下滑力与抗滑力之间的差值可看出 3 与 4 块体、5 与 6 块体之间设置抗滑桩较为合适。

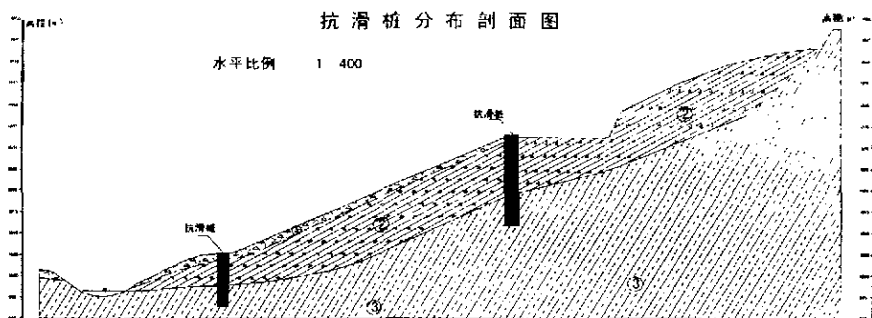


图 4-3 抗滑桩布置图

第 5 章 基于有限差分法的弹性抗滑桩的内力计算模式

5.1 概述:

抗滑桩是一种横向受荷桩,承受的主动外力为水平向滑坡推力,由于滑动面的存在和滑动面上、下岩土体抗力的作用,使之成为一种超静定结构,其内力计算远较一般承压桩复杂。60 年代以来,关于横向受荷桩的内力计算,各国学者已提出了不少方法(见表 5-1),概括起来可分为线弹性地基反力法和非线性地基反力法两大类。在弹性地基反力法中,假定地基是弹性体,地基反力的一般表达式 $P=kx^n y^n$,其中 $n=1$ 时,称为线弹性地基反力法。 $n \neq 1$ 时就称为非线性弹性地基反力法。 K 取决于土的性质,是反映桩相互作用时的综合参数,也称地基反力系数。

目前,国外,在采用线弹性地基系数法计算抗滑桩内力时,常将滑面以上(受荷段)按悬臂桩考虑,按一般静力学方法求解其内力,而滑面以下(锚固段)采用有限差分法求解其内力。国内,大多采用悬臂桩法和地基系数法,均需通过查表手算;或经过查表、计算换算深度、再查表手算等烦琐的计算过程。容易出错、计算效率低、且受计算用表系数截断误差影响,计算结果会有不同程度的误差。因而,寻找更为合理的计算模式和计算方法,仍是岩土工程界应努力研究和探索的方向。本文以此为宗旨,提出了一种新的线弹性计算模式,并提出利用便于编程的有限差分法分析全桩的内力。

弹性地基反力法分类

表 5-1

方法分类		地基反力	挠曲线微分方程	适用性
线弹性地基反力法 ($n=1$)	1 张有龄法 ($m=0$)	$P=Ky$	$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + Bmz = 0$	对粘土中小变形的桩,及滑动面下为基岩。
	2 m 方法 ($m=1$)	$P=myz$	$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + Bzy = 0$	小变形、适合于上部土层,滑面下显基岩的地层。在工程设计中,使用广泛。
	3 c 方法 ($m=1/2$)	$P=cyz^{1/2}$	$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + Bcyz^{1/2} = 0$	数学处理不便,通常使用比较少量。
	4 综合刚度法和双参数法	$P=k(x)y=mx^1 y$	$(E_p I_p + \Delta E_p I_p) \frac{d^4 y}{dz^4} + Bkz^{1/n} y = 0$	需要有桩顶挠度、转角及桩身最大弯矩等实测资料,适用于有试桩的重大工程要。
非线性弹性地基	1 久保方法	$P=kzy^{1/2}$	$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + Bky^{1/2} z = 0$	适用于 S 型地基,利用相似法则,由基准曲线计算。

基 (n ≠ 1) 反力法	2 林-官岛法	$P=ky^{1/2}$	$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + Bky^{1/2} = 0$	适用于 C 型地基, 利用相似法则, 由基准曲线计算。
------------------	---------	--------------	---	-----------------------------

5.2 计算模式及其有限差分解法

为便于推导, 假设滑坡推力为三角形分布(或梯形分布形式), 地基抗力与桩侧地基的弹性压缩成正比, 基床系数随深度按一定规律变化。考虑至本滑坡体的基本特征, 可假定滑体中地基反力按 m 法分布, 即 $P=myz$; 滑面以下的地基反力按张有龄法分布, 即 $P=Ky$ 。据此, 可写出本滑坡体滑面上下抗滑桩的挠曲线微分方程分别为 (5-1)、(5-2):

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + Bmzy = F \quad (5-1)$$

(F 为桩前的剩余下滑力)

$$\text{及 } EI \frac{d^4 y}{dz^4} + Bky = 0 \quad (5-2)$$

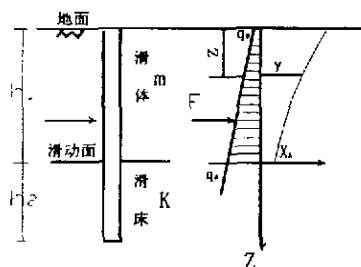


图 5-1 抗滑桩受力简图

抗滑桩受荷段挠曲微分方程为:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + b_0 mzy = bq_0 + b(q_A - q_0) \frac{z}{h_1}$$

式中 EI 为桩身的抗弯刚度; b_0 为桩的计算宽度 $b_0=b+1$; q_A 为滑动面处滑坡推力的分布集度。

根据差分原理, 上述四阶微分方程可近似用差分方程代替。

对于滑面上部分: 采用等量分段 h , 由桩顶往下至滑动面将桩长离散化^[3], 如图 5-2 和图 5-3(a)所示。

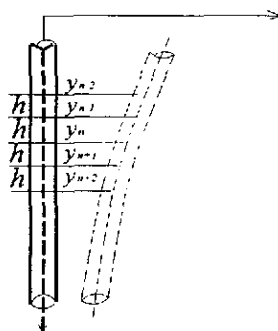


图5-2 桩身挠曲图

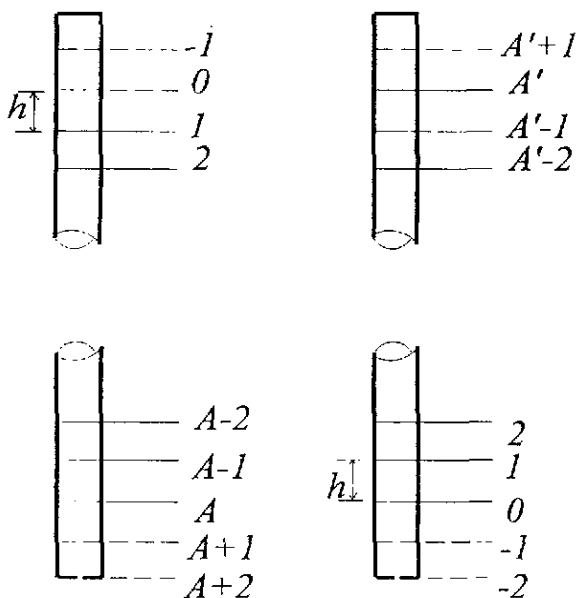


图5-3 桩在滑动面处的差分点

则任意节点 n 处的控制差分方程为：

$$\frac{EI}{h^4}(y_{n-2} - 4y_{n-1} + 6y_n - 4y_{n+1} + y_{n+2}) + b_0 m n h y_n = b q_0 + b(q_A - q_0) \frac{nh}{h_1}$$

$$\text{即 } y_{n-2} - 4y_{n-1} + (6 + \frac{b_0 m n h^5}{EI}) y_n - 4y_{n+1} + y_{n+2} = \frac{b h^4}{EI h_1} [q_0 h_1 + (q_A - q_0) n h]$$

(5-3)

由于桩顶为自由端：

则，它的弯矩为 0，即：

$$EI \frac{d^2 y}{dz^2} = 0 \quad \frac{EI}{h^2} (y_{-1} + y_1 - 2y_0) = 0$$

$$\text{即 } y_{-1} = -y_1 + 2y_0 \quad (5-4)$$

同时, 它的弯矩为 0, 即: $EI \frac{d^3 y}{dz^3} = 0$

$$\frac{EI}{2h^3} (-y_{n-2} + y_{n-1} - 2y_{n+1} + y_{n+2})_{n=0} = 0$$

$$\text{即 } y_{-2} = 2y_{-1} - 2y_1 + y_2 \quad (5-5)$$

$$\text{在 (3) 式中令 } n=0, \text{ 得 } y_0 = 2y_1 - y_2 + \frac{bq_0 h^4}{EI} \quad (5-6)$$

令 $a_{-1}=2, b_{-1}=1, c_{-1}=0$; $a_0=2, b_0=1, c_0 = \frac{bq_0 h^4}{EI}$, 则 (4) (6) 式归纳为:

$$y_{-1} = a_{-1}y_0 - b_{-1}y_1 + c_{-1}$$

$$y_0 = a_0y_1 - b_0y_2 + c_0$$

依此类推, 可得:

$$y_n = a_n y_{n+1} - b_n y_{n+2} + c_n \quad (5-7)$$

$$y_{n-1} = a_{n-1} y_n - b_{n-1} y_{n+1} + c_{n-1} \quad (5-8)$$

$$y_{n-2} = a_{n-2} y_{n-1} - b_{n-2} y_n + c_{n-2} \quad (5-9)$$

将 (8) (9) 式代入 (3) 式

$$x_{n-2} = a_{n-2} x_{n-1} - b_{n-2} x_n - c_{n-2} x_A + d_{n-2} \quad (5-10)$$

将式 (8) 和式 (9) 代入式 (3) 得

$$(a_{n-2} a_{n-1} - b_{n-2} - 4a_{n-1} + 6 + \frac{b_0 m n h^5}{EI}) y_n + (-a_{n-2} b_{n-1} + 4b_{n-1} - 4) y_{n+1} + y_{n+2} =$$

$$(-a_{n-2} c_{n-1} + 4c_{n-1} - c_{n-2} + \frac{b_0 h^4}{EI h_1} [q_0 h_1 + (q_A - q_0) n h])$$

进一步归纳整理, 得 $y_n = a_n y_{n+1} - b_n y_{n+2} + c_n$ 其中,

$$\text{令 } d_n = (a_{n-2} a_{n-1} - b_{n-2} - 4a_{n-1} + 6 + \frac{b_0 m n h^5}{EI})$$

$$a_n = (a_{n-2} b_{n-1} - 4b_{n-1} + 4) / d_n$$

$$b_n = 1 / d_n$$

$$c_n = \{ \frac{b_0 h^4}{EI h_1} [q_0 h_1 + (q_A - q_0)] - a_{n-2} c_{n-1} + 4c_{n-1} - c_{n-2} \} / d_n$$

对于滑面下, 锚固段可视为桩顶受水平荷载, 根据差分原理, 采用等量分段 h , 由桩顶往下至滑动面将桩长离散化^[3], 如图 5-2 和图 5-3(c)所示。

(2) 式所表述的四阶微分方程可近似用差分方程代替: 滑动面以下, 即锚固段可视为桩顶受水平荷载 (集中荷载, 包括水平剪力和弯矩) 的侧荷桩, 其挠曲微分方程为:

$$\frac{EI}{h^4} (y_{n-2} - 4y_{n-1} + 6y_n - 4y_{n+1} + y_{n+2}) + b_0 K y_n = 0$$

$$y_{n-2} - 4y_{n-1} + (6 + \frac{b_0 K h^4}{EI}) y_n - 4y_{n+1} + y_{n+2} = 0 \quad (5-12)$$

再考虑桩底，由其边界条件知：

零弯矩，即 $EI \frac{d^2 x}{dy^2} = 0$ ；零剪力，即 $EI \frac{d^3 x}{dy^3} = 0$ 可得到类似的 (4)

(5) 两式。令 $n=0$ 得：

$$y_{-2} - 4y_{-1} + (6 + \frac{b_0 K h^4}{EI}) y_0 - 4y_1 + y_2 = 0$$

将(4) 和 (5)式代入上式整理得：

$$(2 + \frac{b_0 K h^4}{EI}) y_0 - 4y_1 + 2y_2 = 0$$

$$\text{令：} \quad a_0 = \frac{4}{c_0} \quad b_0 = \frac{2}{c_0} \quad c_0 = 2 + \frac{b_0 K h^4}{EI}$$

同时令 $a_{-1} = 2 \quad b_{-1} = 1$

$$\text{有：} \quad y_{-1} = a_{-1} y_0 - b_{-1} y_1$$

$$y_0 = a_0 y_1 - b_0 y_2$$

仿此有：

$$y_n = a_n y_{n+1} - b_n y_{n+2} \quad (5-13)$$

$$y_{n-1} = a_{n-1} y_n - b_{n-1} y_{n+1} \quad (5-14) \quad y_{n-2} = a_{n-2} y_{n-1} - b_{n-2} y_n$$

(5-15)

将式 (14)、(14) 代入式 (12)，经整理可得

$$(a_{n-2} a_{n-1} - b_{n-2} - 4a_{n-1} + 6 + \frac{b_0 K h^4}{EI}) y_n + (-a_{n-2} b_{n-1} + 4b_{n-1} - 4) y_{n+1} + y_{n+2} = 0$$

$$\text{令} \quad c_n = a_{n-2} a_{n-1} - b_{n-2} - 4a_{n-1} + 6 + \frac{b_0 K h^4}{EI}$$

$$a_n = (a_{n-2} b_{n-1} - 4b_{n-1} + 4) / c_n$$

$$b_n = 1 / c_n$$

则上式可同样表示为 (13) 式。

由于抗滑桩在滑面上下应满足位移、转角、弯矩和剪力的连续性，可得如下线性方程组：

$$\left. \begin{aligned} -y_{A-2} + 2y_{A-1} - 2y_{A+1} + y_{A+2} &= y_{A'-2} - 2y_{A'-1} + 2y_{A'+1} - y_{A'+2} \\ y_A &= y_{A'} \\ y_{A+1} - y_{A-1} &= -(y_{A'+1} - y_{A'-1}) \\ y_{A-1} + y_{A+1} - 2y_A &= y_{A'-1} + y_{A'+1} - 2y_{A'} \\ y_A &= a_A y_{A+1} - b_A y_{A+2} + c_A \\ y_{A-1} &= a_{A-1} y_{A-1} - b_{A-1} y_{A+1} + c_{A-1} \\ y_{A-2} &= a_{A-2} y_{A-1} - b_{A-2} y_A + c_{A-2} \\ y_{A'} &= a_{A'} y_{A'+1} - b_{A'} y_{A'+2} \\ y_{A'-1} &= a_{A'-1} y_{A'} - b_{A'-1} y_{A'+1} \\ y_{A'-2} &= a_{A'-2} y_{A'-1} - b_{A'-2} y_{A'} \end{aligned} \right\} \quad (5-16)$$

解此方程组，可求得滑动面处及其附近节点（上、下段各 5 个）处的位移。进而分别按以下各式迭代求出桩身各点的处的位移及弯矩值。

滑面上：
$$\sigma_n = mnhy_n$$

$$M_n = \frac{EI}{h^2}(y_{n+1} + y_{n-1} - 2y_n)$$

$$Q_n = \frac{EI}{2h^3}(-y_{n-2} + 2y_{n-1} - 2y_{n+1} + y_{n+2})$$

滑面下：
$$\sigma_n = Ky_n$$

$$Mn = \frac{EI}{2h^3}(y_{n+1} + y_{n-1} - 2y_n)$$

$$Q_n = \frac{EI}{2h^3}(y_{n-2} - 2y_{n-1} + 2y_{n+1} - y_{n+2})$$

按上述思路编写设计程序如下：

```
clear

%参数输入%
prompt_I={'请输入 滑面上桩长 h1:(m)',
          '请输入 滑面下桩长 h2:(m)',
          '请输入 分段步长 h:(m)',
          '请输入 地基系数的比例系数 m:(kN/m^4)',
          '请输入 桩计算宽度 b0:(m)',
          '请输入 滑面下的地基系数 K:(kN/m^3)',
          '请输入 桩的弹性模量 E:(kPa)',
          '请输入 惯性矩 I:(m^4)',
          '请输入 荷载集度 q0:(kPa)',

          '请输入 荷载集度 qA:(kPa)'};

dlg_title_I='基本参量输入';
num_lines=1;
def_I={' ',' ',' ',' ',' ',' ',' '};
input_I=inputdlg(prompt_I,dlg_title_I,num_lines,def_I);

%参数赋值%
syms m gama beta c K alpha En E0 h1 h2 B EI h S n1 n2;

h1=input_I(1,1);
h2=input_I(2,1);
h=input_I(3,1);
m=input_I(4,1);
b0=input_I(5,1);
K=input_I(6,1);
E=input_I(7,1);
I=input_I(8,1);
q0=input_I(9,1);
qA=input_I(10,1);
```

```

n1=h1/h;
n2=h2/h;
EI=E*I;
L1=n1:-h:0;
L2=0:h:n2;

%循环迭代求上半桩各系数%
aU(1)=2;bU(1)=1;cU(1)=0;dU(1)=0;fU(1)=0;
aU(2)=2;bU(2)=1;cU(2)=0;dU(2)=0;fU(2)=0;
fU(3)=aU(1)*aU(2)-bU(1)-4*aU(2)+6+B*m*3*h^5/(EI);
aU(3)=(aU(1)*bU(2)-4*bU(2)+4)/fU(3);
bU(3)=1/fU(3);
cU(3)=(-aU(1)*cU(2)+4*cU(2)-cU(1)-B*m*3*h^5/(EI))/fU(3);
dU(3)=(-aU(1)*dU(2)-dU(1)+4*dU(2)+qA*3*h^5/(EI*h1)+B*m*3*h^5*zetaA*(
h1-3*h))/fU(3);

for k=4:n1+1
    fU(k)=aU(k-2)*aU(k-1)-bU(k-2)-4*aU(k-1)+6+B*m*k*h^5/(EI);
    aU(k)=(aU(k-2)*bU(k-1)-4*bU(k-1)+4)/fU(k);
    bU(k)=1/fU(k);
    cU(k)=(-aU(k-2)*cU(k-1)+4*cU(k-1)-cU(k-2)-B*m*k*h^5/(EI))/fU(k);

dU(k)=(-aU(k-2)*dU(k-1)-dU(k-2)+4*dU(k-1)+qA*k*h^5/(EI*h1)+B*m*k*h^5*ze
taA*(h1-k*h))/fU(k);
end

%循环迭代求下半桩各系数%
aD(1)=2;bD(1)=1;cD(1)=0;
cD(2)=2+B*Dak*h^4/(EI);
aD(2)=4/cD(2);bD(2)=2/cD(2);

for k=3:n2+1

    cD(k)=aD(k-2)*aD(k-1)-bD(k-2)-4*aD(k-1)+6+B*DaK*h^4/(EI);
    aD(k)=(aD(k-2)*bD(k-1)-4*bD(k-1)+4)/cD(k);
    bD(k)=1/cD(k);
end

%解方程组%
syms yUA_2 yUA_1 yUA yUA1 yUA2 yDA_2 yDA_1 yDA yDA1 yDA2 ;
A=n1+1;
B=n2+1;
[yUA_2,yUA_1,yUA,yUA1,yUA2,yDA_2,yDA_1,yDA,yDA1,yDA2]=solve('yUA
-yDA=0',...
'yUA1-yUA_1+(yDA1-yDA_1)=0',...
'-yUA_2+2*yUA_1-2*yUA1+yUA2-(yDA_2-2*yDA_1+2*yDA1-yDA2)=0',...
'yUA_1+yUA1-2*yUA-(yDA_1+yDA1-2*yDA)=0',...

```

```

'yUA-(aU(A)*yUA1-bU(A)*yUA2+cU(A)e-006)=0',...
'yUA_1-(aU(A-1)*yUA-bU(A-1)*yUA1+cU(A-1))=0',...
'yUA_2-(aU(A-2)*yUA_1-bU(A-2)*yUA+cU(A-2))=0',...
'yDA-(aD(B)*yDA1-bD(B)*yDA2)=0',...
'yDA_1-(aD(B-1)*yDA-bD(B-1)*yDA1)=0',...
'yDA_2-(aD(B-2)*yDA_1-bD(B-2)*yDA)=0');
%计算节点位移%
for k=n1+1:-1:1
    yU(k)=aU(k)*yU(k+1)-bU(k)*yU(k+2)+cU(k);
end
for k=n2+1:-1:1
    yD(k)=aD(k)*xD(k+1)-bD(k)*yD(k+2);
end

%计算弯矩%
for k=n1+1:-1:2;
    MU(k)=EI*(yU(k+1)+yU(k-1)-2*yU(k))/h^2;
end
MU(1)=0;
for k=n2+1:-1:2
    MD(k)=EI*(yD(k+1)+yD(k-1)-2*yD(k))/(h^2);
end
MD(1)=0;

%计算剪力%

for k=n1-1:-1:3;
    QU(k)=EI*(-yU(k-2)+yU(k-1)-2*yU(k+1)+yU(k+2))/(2*h^3);
end
QU(1)=0;QU(2)=0;QU(200)=0;QU(201)=0;
for k=n2-1:-1:3

    QD(k)=-EI*(-yD(k-2)+yD(k-1)-2*yD(k+1)+yD(k+2))/(2*h^3);
end
QD(1)=0;QD(2)=0;QD(200)=0;QD(201)=0;

%计算侧土抗力%
for k=n1+1:-1:1
    alpha=m*k*h*yU(k);

end
for k=n2+1:-1:1
    alphaD(k)=K*yD(k);
end

%绘制滑动面桩上图形%

```

```
subplot(1,4,1);
plot(yU,L1);
subplot(1,4,2);
plot(MU,L1);
subplot(1,4,3);
plot(QU,L1);
subplot(1,4,4);
plot(alphaU,L1);
title('绘制图形');

%绘制滑动面桩下图形%
subplot(1,4,1);
plot(yU,L2);
subplot(1,4,2);
plot(MU,L2);
subplot(1,4,3);
plot(QU,L2);
subplot(1,4,4);
plot(alphaU,L2);
title('绘制图形');
```

5.3 客地滑抗滑桩的设计

5.3.1 桩端的岩嵌深度

对于桩端的岩嵌深度,根据文献[7]给出其临界深度计算公式:

$$D_{cr}=0.05d(E_s/G^*)^{1/2} \quad (5-17)$$

其中, E_s 为砼的弹性模量,本工程的混凝土设计标号为 C25, G^* 为基岩等效剪切模量,其中, $G^*=E_r/2(1+0.75\nu_r)(1+\nu_r)$, ν_r 为岩体的泊松比, E_r 为岩体的弹性模量。按经验取值,岩体的泊松比 $\nu_r=0.25$, 岩体的弹性模量 $E_r=80 \text{ MN/m}^2$ 。

本滑坡工程的治理设计,安全系数采用 $K=1.20$, 则抗滑桩设计嵌岩深度 D_0 可表述为:

$$D_0=1.20 \cdot D_{cr} \quad (5-18)$$

根据本滑坡的岩土工程实际条件,各抗滑桩基本可归纳为三种类型:即桩长分别为 17m、10m。通过上式计算,相应的嵌岩深度取近似值分别为:5m、3m。

5.3.2 岩土层及抗滑材料参数取值

表 5-2

抗滑桩类型	截面面积 $a \times b$ (m^2)	砼的弹性模量 E (MPa)	滑面上桩长 h_1 (m)	滑面下桩长 h_2 (m)	桩 r 的计算宽度 b_0 (m)	桩距 (m)
(上) 抗滑桩	2.5×1.8	26.5	12	6	2.8	7
(下) 抗滑桩	2.0×1.4	26.5	7	3	2.4	6

本滑坡覆盖层的地基系数的比例系数 $m=2000\text{KN/m}^4$ ，基岩的地基系数 $K=280,000\text{KN/m}^3$ 。

5. 3.3 抗滑桩的内力与位移：

把上述值代入抗滑桩位移及变形方程程序，计算后可得如下图曲线。

基本参数输入

请输入 滑面上桩长 n_1 (m)

请输入 滑面下桩长 n_2 (m)

请输入 分段步长 n (m)

请输入 地基系数的比例系数 m (KN/m^4)

请输入 桩计算宽度 b_0 (m)

请输入 滑面下的地基系数 K (KN/m^3)

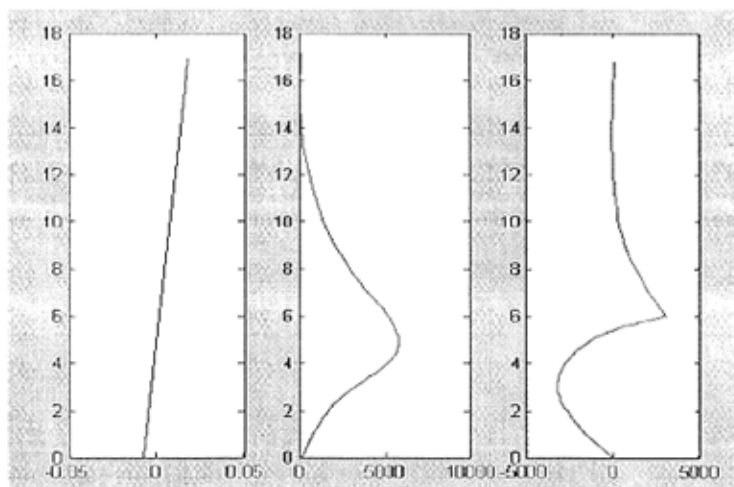
请输入 桩的弹性模量 E (NPa)

请输入 惯性矩 I (m^4)

请输入 荷载集度 q_0 (kPa)

请输入 荷载集度 q_A (kPa)

OK Cancel

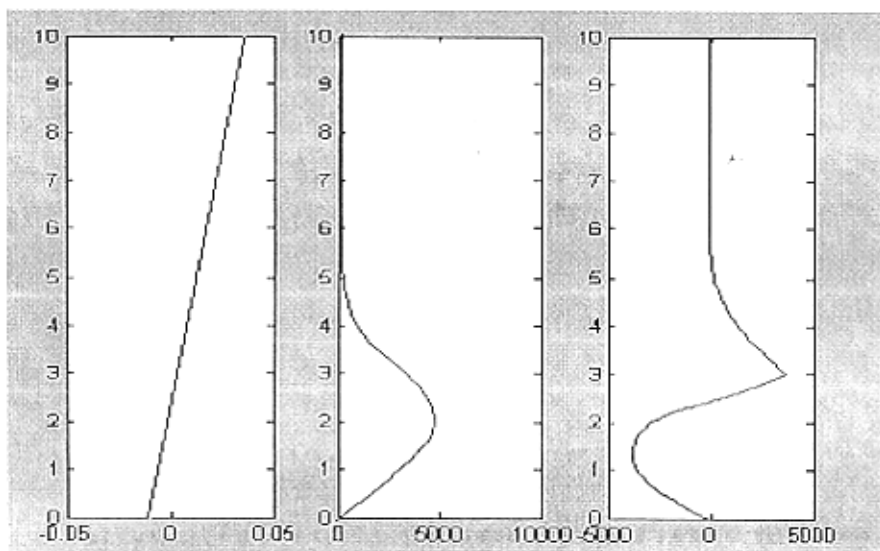


a 位移 y (m)

b 弯矩 M (KN/m)

c 剪力 Q (KN)

图 5-4 上排抗滑桩(上)的内力曲线



a 位移 y (m) b 弯矩 M (KN/m) c 剪力 Q (KN)

图 5-5 下排抗滑桩(下)的内力曲线

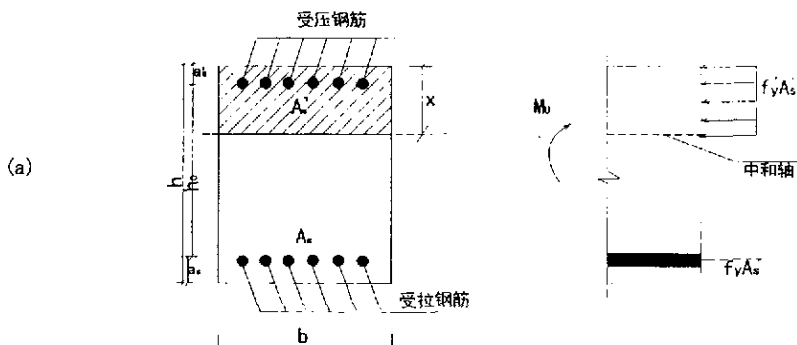
5. 3. 4 抗滑桩的配筋计算

抗滑桩在受力形式上相当于混凝土构件中的受弯构件,应按双筋矩形截面受弯构件的正截面承载力计算来进行配筋。在受拉与受压区均须配置的纵向钢筋,在受压区的钢筋,不仅起架立钢筋的作用,而且分担部分受压承载力。

5. 3. 4. 1 计算公式:

抗滑桩在受力形式上相当于混凝土构件中的受弯构件,应按双筋矩形截面受弯构件的正截面承载力计算来进行配筋。在受压区配置的纵向钢筋数量,不仅起架立钢筋的作用,而且分担部分受压承载力。

双筋矩形截面受弯构件正截面受弯的截面计算图形如图所示:



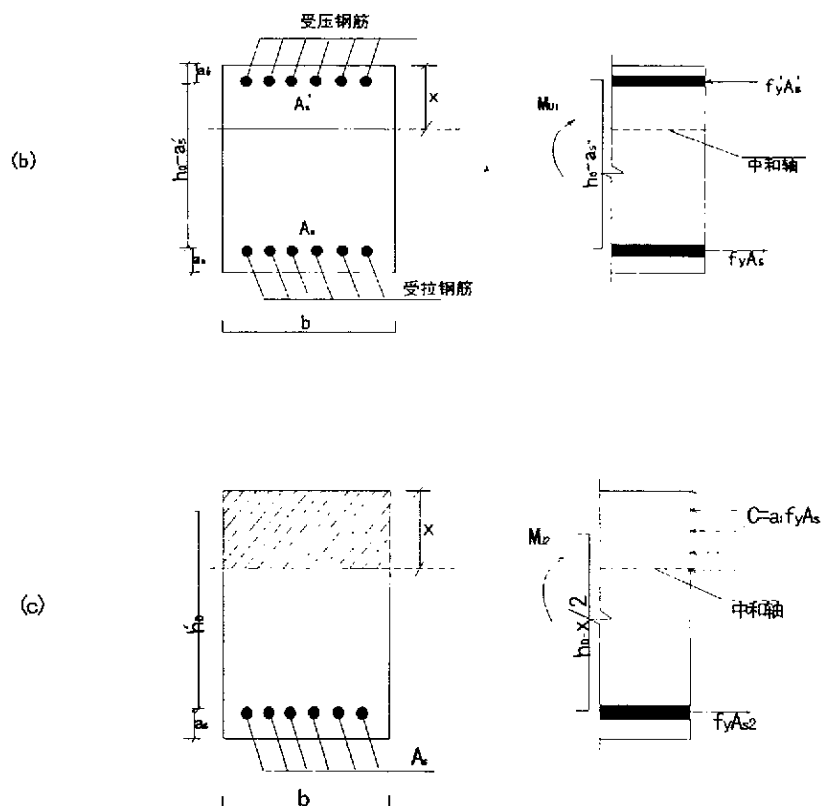


图 (a) = 图(b) + 图 (c)

图 5-6 桩截面受力计算简图

由力的平衡条件可得

根据《钢筋混凝土结构设计规范》(GBJ10-89), 水平受荷构件, 钢筋截面尺寸应满足下列力学平衡方程:

$$\alpha_1 f_c b x + f_y' A_s' = f_y A_s \quad (5-19)$$

由对受拉钢筋合力点取矩的力矩平衡条件, 可得

$$M_u = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_y' A_s' (h_0 - \alpha_s') \quad (5-20)$$

应用以上两式时, 必须满足下列适用条件

(1) $x \leq \xi_b h_0$;

(2) $x \geq 2\alpha_s'$

当不满足条件 (2) 时, 正截面受承载力可按下式计算

$$M_u = f_y A_s (h_0 - \alpha_s') \quad (5-21)$$

若由构造要求或按正常使用极限状态计算要求配置的纵向受拉钢筋截面面积大于正截面受弯承载力要求, 则在验算 $x \leq \xi_b h_0$ 时, 可仅取正截面受弯承载力条件所需的纵向受拉钢筋面积。

5. 3. 4. 2 计算方法:

已知截面尺寸 $a \times b$, 混凝土强度等级及钢筋等级; 弯矩设计值 M , 求受压钢筋 A'_s 和受拉钢筋 A_s , 梁中纵向受力筋宜采用 HRB400 级或 RRB400 级 (II 级) 和 HRB335 级 (II) 级。其中:

$\xi_b = \frac{x_b}{h_0}$ 相对受压区高度;

f_y 纵向钢筋的抗拉强度设计值;

f'_y 纵向钢筋的抗压强度设计值;

A_s 纵向受拉钢筋截面面积;

A'_s 纵向受压钢筋截面面积;

h_0 截面有效高度;

α_s 截面抵抗矩系数;

M 正截面弯矩设计值;

M_u 截面受弯承载力设计值;

a_s 钢筋合力点至截面近边距离;

f_c 混凝土轴心抗压强度设计值;

采用 II 级钢筋, $f_y = f'_y = 310 \text{MPa}$ 。

由于式(5-19)与(5-20)的两个基本计算公式中含有 x 、 A'_s 、 A_s 三个未知数, 其解是不定的, 故尚需补充一个条件才能求解。显然在截面尺寸及材料强度已知情况

下, 只有引入 $(A'_s + A_s)$ 之和最小为其最优解。在一般情况下, 取 $f'_y = f_y$, 由式 (5-20) 可有

$$A'_s = \frac{M - \alpha_1 f_c b x (h_0 - \frac{x}{2})}{f'_y (h_0 - \alpha_s)}$$

(5-22)

由式(5-22), 令 $f'_y = f_y$,

可得

$$A_s = A'_s + \frac{\alpha_1 f_c b x}{f_y}$$

(5-23)

由式 4 与式 5 相加, 化简可得 $A_s + A'_s = \frac{\alpha_1 f_c b x}{f_y} + 2 \frac{M - \alpha_1 f_c b x (h_0 - \frac{x}{2})}{f_y (h_0 - \alpha_s)}$ 将止

式对 x 求导, 令 $d(A_s + A'_s)/dx = 0$, 得到

$$\frac{x}{h_0} = \xi = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{\alpha'_s}{h_0} \right) \quad (5-24)$$

为满足适用条件, 当 $\xi > \xi_b$ 时, 应取 $\xi = \xi_b$, 令 $M = Mu$, 由式(5-20)可

$$\text{得 } A'_s = \frac{M - \alpha_1 f_c b x_b (h_0 - \frac{x_b}{2})}{f_y (h_0 - \alpha'_s)} = \frac{M - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi_b (1 - 0.5 \xi_b)}{f_y (h_0 - \alpha'_s)} \quad (5-25)$$

由式(5-23)可得 $A_s = A'_s \frac{f_y}{f'_y} + \xi_b \frac{\alpha_1 f_c b h_0}{f_y}$ 上式中取 $f'_y \neq f_y$, 以求

得通式。(在工程实践中一般多取 $f'_y = f_y$)。

5. 3. 4. 3 抗滑桩的配筋计算

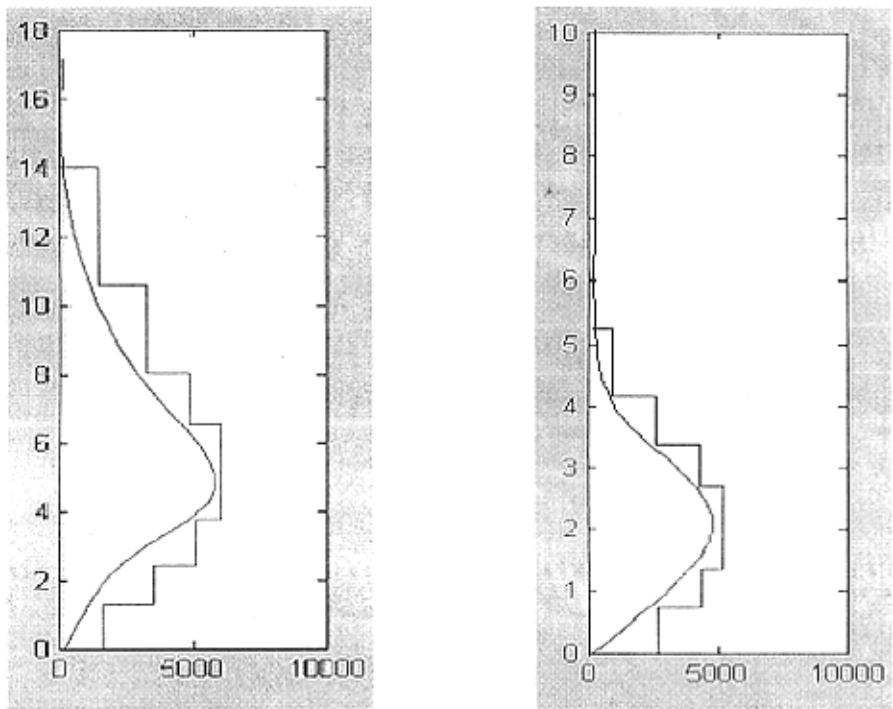
在抗滑桩的设计过程中, 桩身的钢筋配置其中一项十分重要的环节, 它直接关系到工程造价的大小。由混凝土力学结构知识, 可知: 作为受弯构件的抗滑桩, 采用圆截面配筋, 很不经济, 因为圆截面是圆周周边进行均匀配筋的。设计时, 即使在配筋时以最大弯矩为标准的优化方法进行配筋, 也使钢筋出现浪费的现象, 同时也会导致钢筋应力低。

对于本工程来说, 由于各桩的内部各节点内力计算结果已知晓(见上述桩身内力曲线图), 根据内力计算图形, 按弯矩图配筋, 将桩所受的弯矩绘制成弯矩图弯矩大处多配筋, 弯矩小处少配筋可以优化桩身的钢筋配置, 使抗滑桩的结构设计合理而经济。

为节省钢筋用量, 按《混凝土结构设计规范》(GBJ10-89), 上下段可按素混凝土构件考虑, 无需配筋, 但其计算范围由计算确定。据此进行抗滑桩的结构设计计算, 设计砼保护层为 10cm 厚, 采用 II 级钢筋, $f_y = f'_y = 310\text{MPa}$ 。配筋后的抗滑桩实际能承受的弯矩如图中折线包络线图所示, 按构造要求, 在桩身两侧各设置 $5\Phi 16$ 构造筋, 钢筋笼的优化配筋如表 5-3 所示。为满足构造最小配筋率的要求, 设计箍筋间距均为 250mm。桩的箍筋配置为 $\Phi 8 @ 250$ 。

和通常按规范的常规设计方法的采用的通长配筋相比, 可节省大量钢筋。据文献[2], 按弯矩图配筋, 节约钢筋 35%-40%。

按上述优化思路及钢筋混凝土结构设计理论, 根据桩的力矩图(图 5-7), 对本滑抗滑桩设计结果见表 5-3:



a
 抗滑桩(上)弯矩取值图
 b
 抗滑桩(下)弯矩取值图

图 5-7 桩身弯矩曲线取值图

表 5-3

	桩段间 距 (m)	弯矩 (KN · m)	配 筋			桩段间 距 (m)	弯 矩 (KN ·m)	配 筋	
			A_s	$A_{s'}$				A_s	$A_{s'}$
上 桩	4.0-17.0	1660	10Φ28	4Φ28	下 桩	4.6-10.0	897	10Φ28	6Φ28
	6.0-15.4	3970	15Φ28	7Φ28		5.8-10.0	2675	14Φ28	8Φ28
	9.0-13.7	4962	22Φ28	10Φ28		6.7-9.2	4360	20Φ28	10Φ28
	10.5-13	5917	29Φ28	12Φ28		7.2-8.6	5120	27Φ28	13Φ28

根据桩身弯矩图进行钢筋的优化配置，与按常规设计的通长配置钢筋相比，该滑坡设计的 20 根抗滑桩估算共节省钢筋约 20t 左右，经济效益是明显的。

第 六 章 边坡加固后的数值模拟研究

6.1 概述

设计指导施工，施工中遇到新问题又要反馈到设计中，这是数值模拟法在岩土工程中的应用的又一方面，滑坡工程的设计和施工是紧密相关的过程。所以对设计结果进行模拟，得以了解设计的效果，就能使设计更加合理，取得较好的经济效益。

本章将用 FLAC 对 K13+770-K13+920 段客地滑坡设计设计方案进行模拟，以确定其设计效果。

6.2 计算模型的建立

本边坡破坏选用摩尔-库仑强度准则，并假设其为大变形。本计算不考虑边坡的空间效应，将其作为平面应变问题进行分析。FLAC 不仅可以得到边坡的位移场、应力场，加固结果的应力以及特征点的位移发展趋势等系列图，因此本例用 FLAC 进行分析计算。

计算模型如前，共划分为 50×22 个单元， 51×23 个节点，不考虑构造应力场的作用，垂直应力为岩土体的自重应力。

岩土体及抗滑桩材料力学参数如表 8-1：

表 8-1

桩类	桩弹性模量 E ($\times 10^{11} \text{Pa}$)	桩体积模量 b ($\times 10^8 \text{Pa}$)	桩剪切模量 S ($\times 10^8 \text{Pa}$)	桩断面面积 A (m^2)	桩惯性矩 I (m^4)
上桩	5.5	3.5	26	3.60	1.73
下桩	5.5	0.25	0.59	3.00	1.00

6.3 模拟计算结果与分析

模拟结果分析如下：

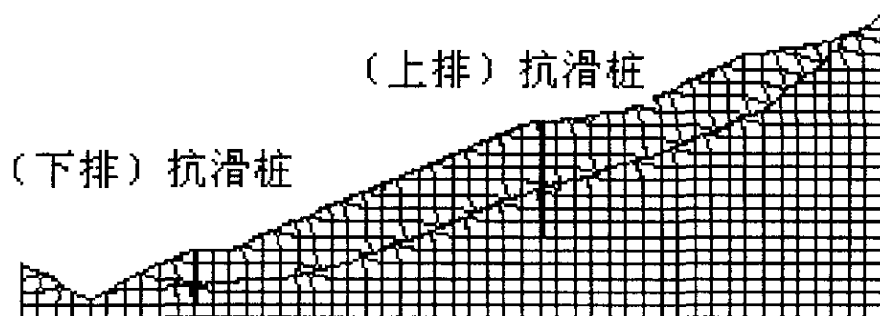


图 6-1 抗滑桩位置图

数值分析得出的抗滑桩加固后的滑坡主应力矢量、最大主应力 (σ_1)、最小主应力 (σ_3)、塑性区分布图及跟踪节点的历程曲线图, 如图 6-2~6-10 所示。

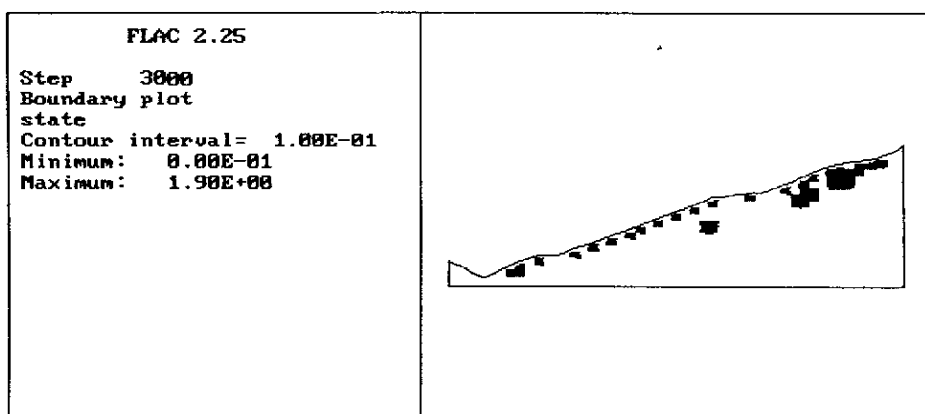


图 6-2 治理后的滑坡治理后的塑性区分布图

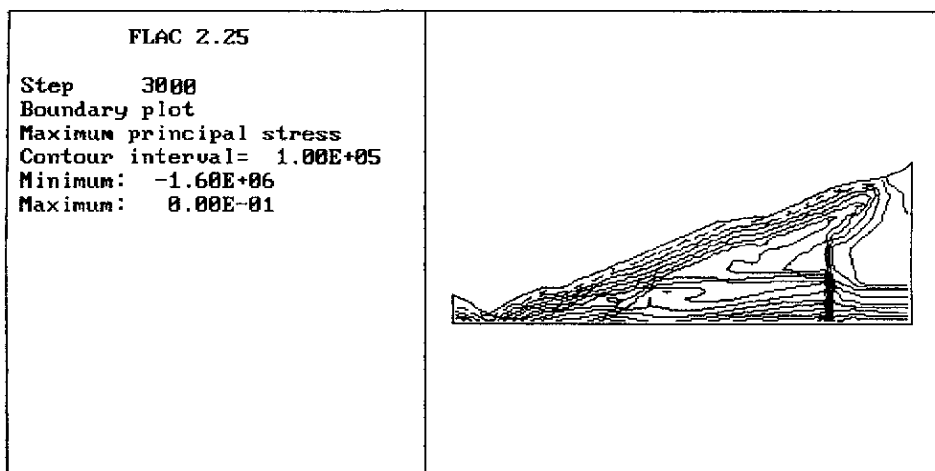


图 6-3 治理后的滑坡最大主应力 σ_1 等值线图

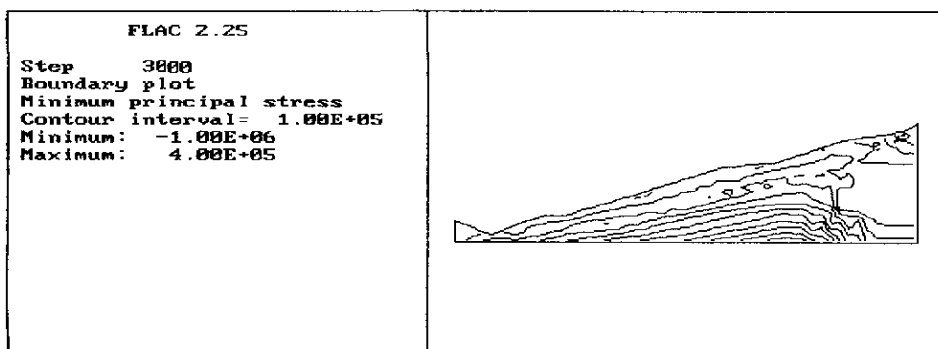


图 6-4 治理后的滑坡最小主应力 σ_3 等值线图

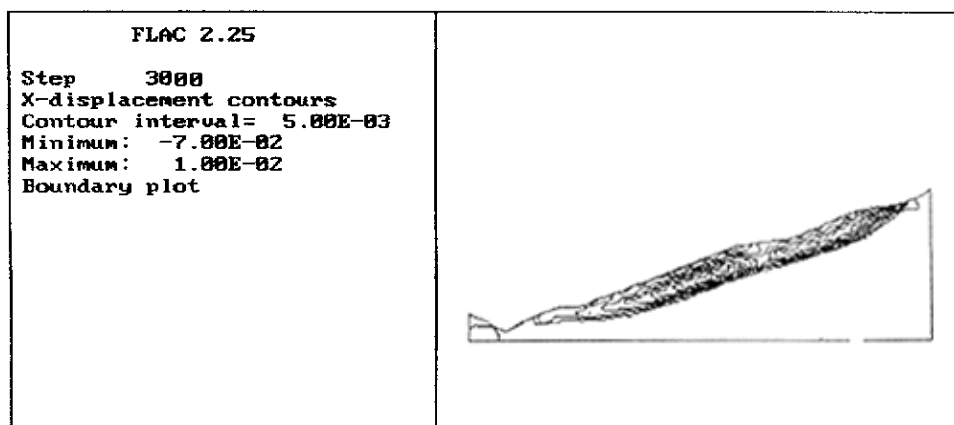


图 6-5 治理后的滑坡 X-位移等值线图

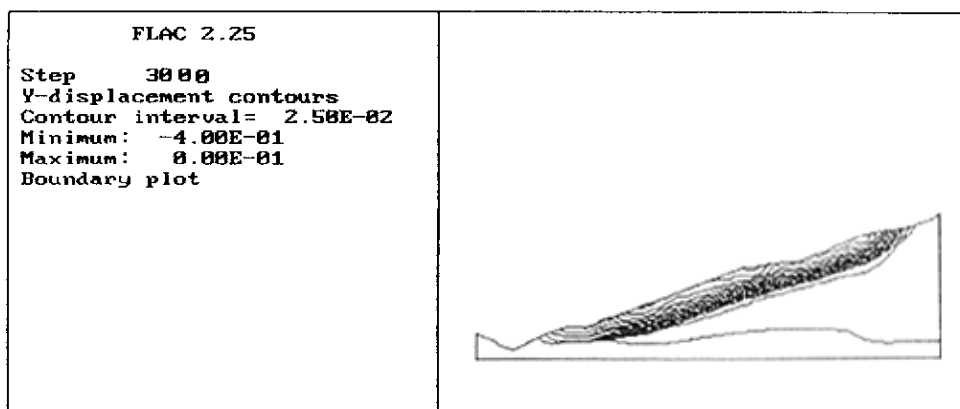


图 6-6 治理后的滑坡 Y-位移等值线图

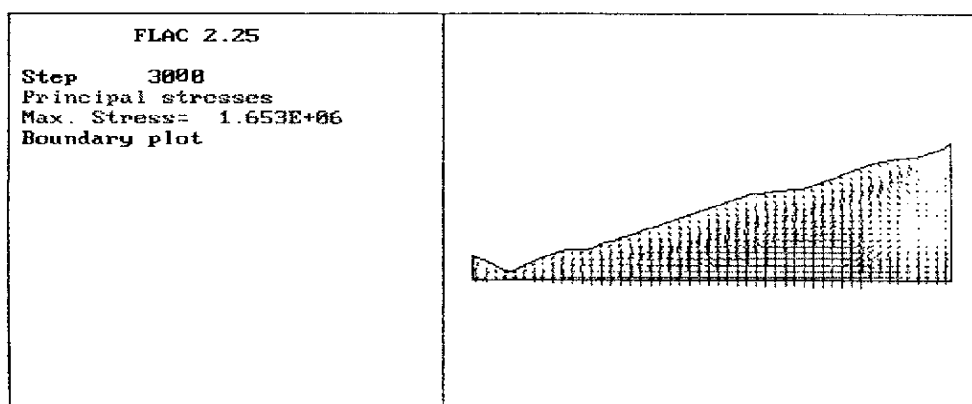


图 6-7 治理后的滑坡主应力矢量图

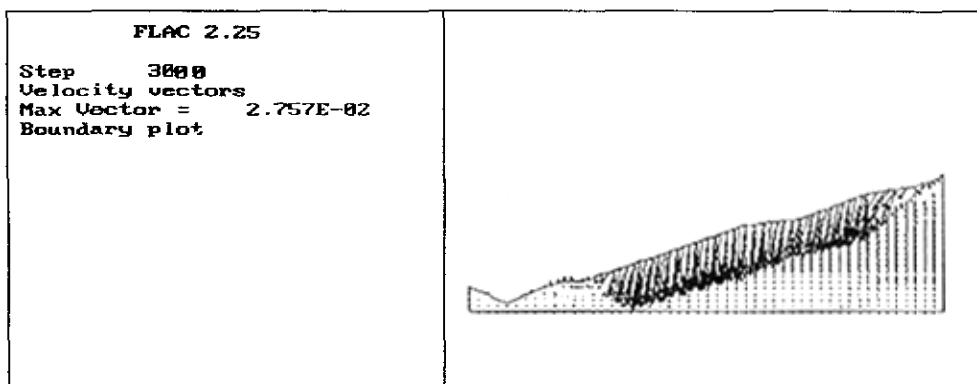


图 6-8 治理后的滑坡速度矢量图

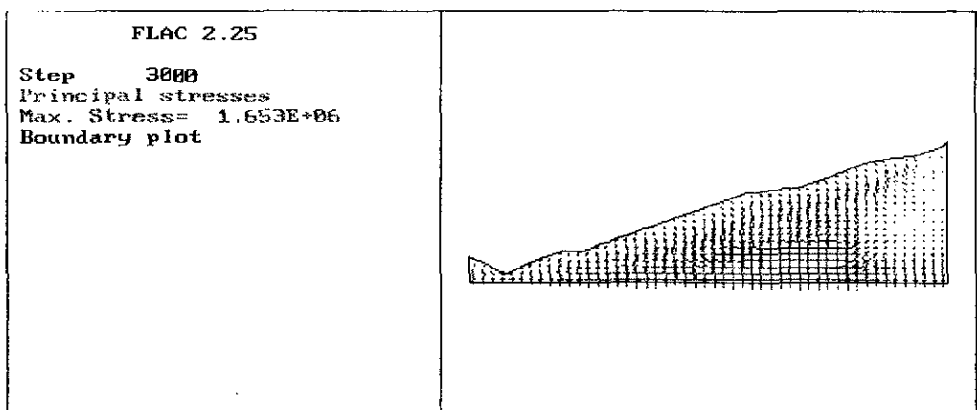


图 6-9 治理后的滑坡主应力矢量图

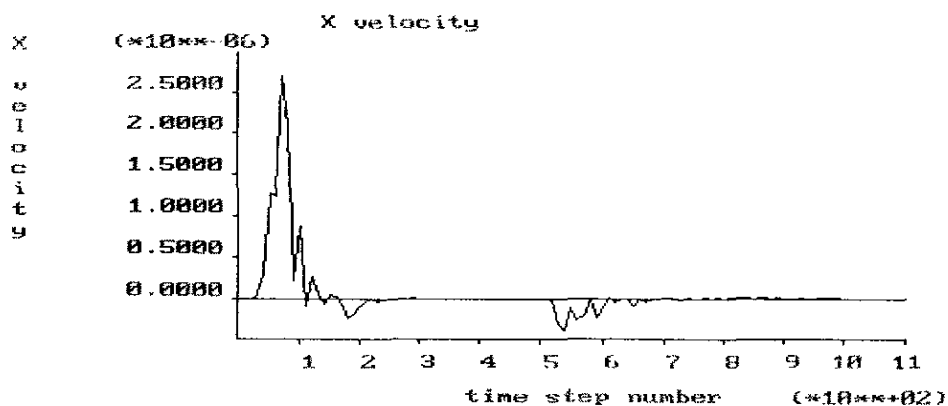


图 6-8 x 方向速度历程曲线图 (节点 $i=34, j=13$)

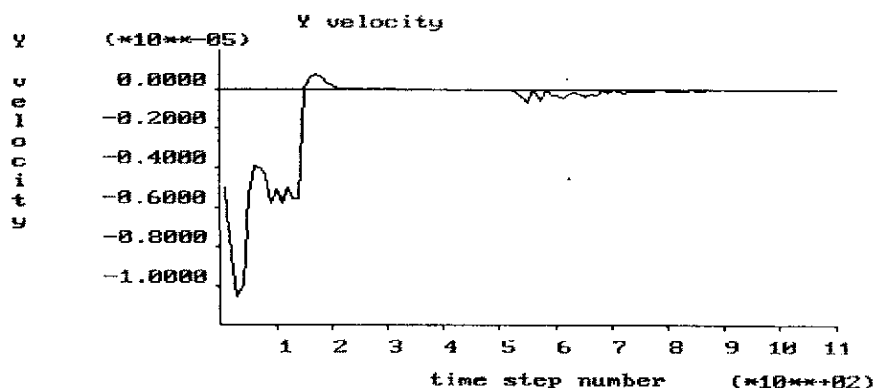


图 6-8 Y 方向速度历程曲线图 (节点 $i=34, j=13$)

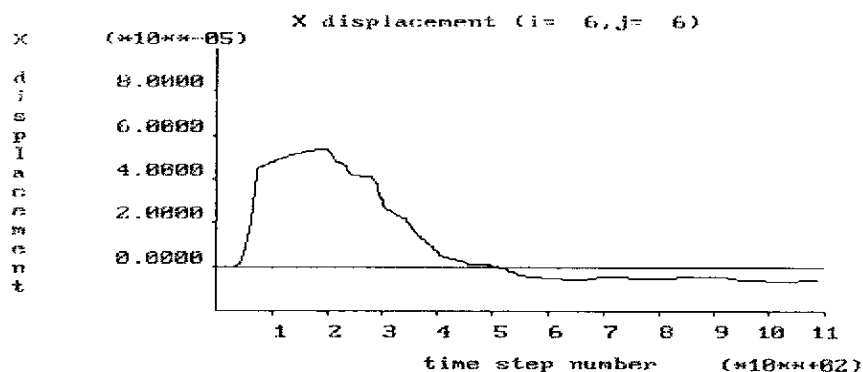


图 6-9 X 方向位移历程曲线图 (节点 $i=34, j=13$)

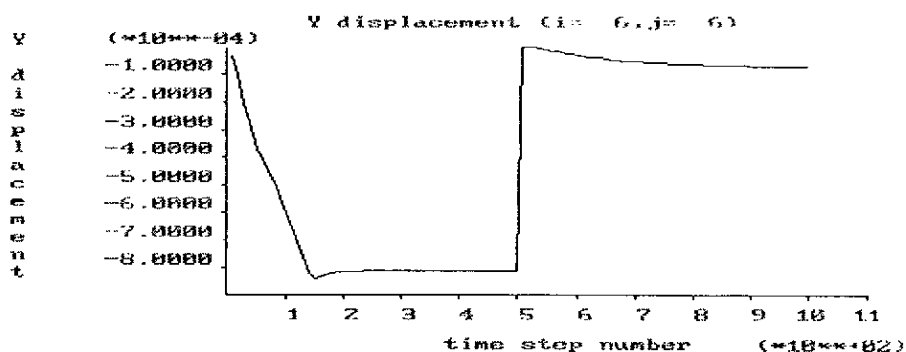


图 6-10 Y 方向位移历程曲线图 (节点 $i=34, j=13$)

由各模拟各矢量图，可知：

- 1) 边坡的位移在加固后变化很小，其位移数量级 10^{-5} ，收敛于 0；
- 2) 加固后的主应力都为压应力，无拉应力区存在；
- 3) 滑坡体大部分为弹性状态，塑性区零星存在，坡顶处路暂稍呈集中，这与开挖后的路暂边坡实际情况相符；
- 4) 当迭代到第 3000 步左右后，各曲线已趋于收敛，说明该边坡的变形已达到稳定状态。

5) 边坡各单元的累加位移矢量和速度矢量（图 6、7）可知，在天然状态下，特别是：沿河沿至滑坡中各单元的位移矢量与滑面以下其他单元块体有较大的差异，其矢量方向基本上是平行于水平面的，有可能产生较大的位移外（崩落），整个边坡经一定的时间的应力和位移的调整后，将会达到一种稳定平衡状态（历时曲线图中速度矢量渐趋于零）。

6) 从图中进一步可以看出，边坡各个部位位移的大小和方向均有所不同，

反映了危险单元块体沿滑面蠕滑的特征，尤其在滑面上下处的部位。

7) 同时，根据被跟踪的单元块体的应力随时间变化情况可知，边坡各个部位的应力经一定时间的自我调整后，也将收敛于某一定值，而且，应力调整所需时间现斜坡各自变形稳定所需时间基本同步。

8) 从图 19、20 可以清楚地看出 FLAC 算法搜索出的破坏面（ $\alpha=35^\circ$ ）。

由以上分析，可以得出结论：加固后滑坡体，其蠕滑现象得到了有效的控制，加固后滑坡体位移和和塑性破坏区有所减小，最大位移矢量值显著减少，最大水平位移值明显下降，位移明显降低，滑坡体得到了有效的控制加固，滑坡应力状态明显改善，位移减小，边坡将会长期稳定。

第 7 章 结论与建议

本论文在以具体的研究课题（镇宁至水城高速公路 K13+770-K13+920 段的客地滑坡）为对象的基础上，通过搜集资料，现场调查、测绘，室内分析，掌握了边坡的地质背景，在进行地质分析基础上，运用数值分析和定量分析相结合的方法对边坡的稳定进行了较深入的研究；并对以抗滑桩为主的加固方案进行了探讨，尤其是运用差分方法对抗滑桩的内力计算进行了在益的研究，并运用该方法对本课题的具体工程进行了应用。最后，对以抗滑桩为主加的加固效果进行了模拟，论证了治理措施的合理性。

本文的主要结论如下：

1) 通过建立地质模型、确定边界条件、选择合理的力学参数，取典型断面对边坡进行数值模拟分析表明，滑坡是极度不稳定的，正处在滑动过

程中;

2) 在对抗滑桩内力计算探讨的基础上, 讨论了抗滑桩加固滑坡体的对本滑坡的适用性与合理性, 并最终达到优化抗桩设计的目的;

3) 加固后的滑坡体, 经数值模拟分析, 可得出该加固方案切实可行的结论;

4) 考虑到滑坡体破坏受时空等各因素的影响, 尤其降水渗透破坏、修成后的路基行驶的机动车辆形成的动荷载、部分开挖的路暂边坡形成新的临空面等, 建议对治理后的滑坡体稳定性进行长期观测, 同时, 除对抗滑桩为主的加固措施外, 还应采取一些便捷的措施, 如做好坡面的人工排水、坡面植草、局部地区砌筑挡土墙等相关方法。

5) 建议对路暂附近的一排抗滑桩在其桩顶用圈梁相连, 因为桩顶圈梁不仅宜于施工, 而且对桩的位移和转动有明显的约束作用, 同时, 对抗滑桩之间形成的上拱处的浅层土有固定作用。

致 谢

本论文是在王伍军副教授、龚良高级工程师二位指导老师的悉心关怀和精心指导下完成的。两年来, 二位导师在学习、生活上给予学生无私的帮助和关心, 使学生能顺利完成学业。他们对学生的严格要求以及他们精湛的学术造诣、严谨而务实的学术态度、精益求精的工作作风, 使学生深受教益。在此, 学生谨向二位导师表示衷心感谢, 并致以崇高的敬意!

衷心感谢土木工程学院黄质宏教授、喀斯特重点实验室的刘宏博士、资源与环境工程学院的所有老师, 特别是李景阳教授、鄢贵权教授、廖义玲教授、丁坚平教授、杨先寿教授, 他们在日常的科研活动、论文选题、研究及编写过程中, 都给予了精心指导。

衷心感谢资源与环境工程学院领导的帮助与支持!

衷心感谢研究生部的领导和全体老师的帮助和关心!

衷心感谢在我身边或不在我身边的亲朋好友, 在我两年多的学习和生活中, 他们给了我大量无私的帮助, 借此机会我也要向他们表示真诚的谢意!

最后, 我要特别感谢远在家乡的亲人, 他们的支持和鼓励始终是我求学道路上前进的动力。

附录

1) 发表文章:

- 2.1 鲁绪文,王伍军等.压桩掏土法在基础纠偏与加固过程的应用[J].贵州工业大学学报.VOL.32,NO.3,2003
- 2.2 鲁绪文,王伍军等.填土边坡稳定性评价及其抗滑桩设计方案的探讨[J].工业大学报.VOL. 33, NO. 1, 2004
- 2.3 鲁绪文,王伍军等.某厂区填土边坡支护的优化设计方案的探讨 [J].焦作工业学院学报. VOL. 34, NO. 2. 2004

2) 参加的科研项目:

- 2.1 镇宁至水城高速公路 K13+770-K13+920 段的客地滑坡稳定性评价与治理.
- 2.2 崇(重庆崇溪河)遵(遵义)高速公路大维岩大型滑坡的加固处理与检测.

参考文献

- [1] 混凝土结构设计原理[M]. 东南大学等. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [2] 余志成, 施文华. 深基坑支护设计与施工[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997年3月.
- [3] 朱百里, 沈珠江. 计算土力学[M]. 上海: 上海科技出版社, 1990.
- [4] 夏永承. 深基坑护壁桩的受力特性和土压力[J]. 岩土工程学报, 1999, 21
- [5] 山田刚二等. 滑坡和斜坡崩塌及其防治[M]. 北京: 科学出版社, 1980.
- [6] 王建锋. 抗滑桩阻力上下限解法[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(4): 455-458.
- [7] 邹广电, 陈生水. 抗滑桩工程的整体设计方法及其优化数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(1): 11-17.
- [8] 钱家欢, 殷宗泽主编. 土工计算原理(第二版)[M]. 北京: 中国水利电力出版社, 1996.
- [9] 汤康民主编. 岩土工程. 武汉工业大学出版社, 2000. 2
- [10] C. R. 斯科特(钱家欢等译): 土力学与地基工程[M]. 北京: 水利水电出版社, 1983.
- [11] 陈祖煜, 张宏亮等: 边坡稳定三维分析的极限平衡法[J]. 岩土工程学报, Vol. 23, No. 5, 2001.
- [12] 沈珠江. 桩的抗滑阻力和抗滑桩的极限设计[J]. 岩土工程学报, 1992, 14(1): 51-56.
- [13] 刘宏. 四川省广元市金洞集镇滑坡研究[M]. 成都理工学院
- [14] 江正荣编. 地基与基础施工手册. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997
- [15] 曾廉编著. 挡土墙设计[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1999.
- [16] 中华人民共和国国家标准: 建筑地基基础设计规范(GB50007-2002). 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [17] 中华人民共和国行业标准: 既有建筑地基基础加固技术规范(JGJ123-2000). 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.
- [18] F.G.Bell. engineering in rock masses[M]. Butter worth Heinemann, Oxford, U.K., 1994
- [19] 中华人民共和国行业标准: 建筑变形测量规程(JGJ/T8-97). 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
- [20] 常士骧主编. 《工程地质手册》(第三版), 中国建筑工业出版社, 北京, 1992.
- [21] 张倬元、王士天、王兰生著. 《工程地质分析原理》(第二版), 地质出版社, 北京, 1994.
- [22] 尚岳全、黄润秋著. 《工程地质研究中的数值分析方法》, 成都科技大学出版社, 成都, 1991.
- [23] 黄润秋、许强著. 《工程地质广义系统科学分析原理及应用》. 地质出版社, 北京, 1997.
- [24] 秦四清、张倬元等著. 《非线性工程地质学导论》, 西南交通大学出版社, 成都, 1993.
- [25] 李天斌、陈明东等著. 《滑坡实时跟踪预报》, 成都科技大学出版社, 成都, 1999.
- [26] 铁道部第二勘测设计院编. 《抗滑桩设计与计算》, 中国铁道出版社, 北京, 1983.
- [27] 岩土工程手册编写委员会编著. 《岩土工程手册》, 中国建筑工业出版社, 北京, 1994.
- [28] 潘别桐、黄润秋著. 《工程地质数值法》, 地质出版社, 北京, 1994.
- [29] 钱家欢等著. 《土工原理与计算》, 水利电力出版社, 北京, 1994.
- [30] 林宗元主编. 《岩土工程治理手册》, 辽宁科学技术出版社, 沈阳, 1993.
- [31] 叶书麟主编. 《地基处理工程实例应用于手册》(第一版), 中国建筑工业出版社, 北京, 1998.
- [32] 黄润秋、邓荣贵著. 《高边坡物质运动全过程模拟》, 成都科技大学出版社, 成都, 1993.
- [33] 黄志全. 《边坡演化的非线性机制及滑坡预测预报研究》, 中国科学院地质研究所博士学位论文, 1999.
- [34] 张奇华. 《匀速加速变化型灰色模型及应用》, 岩石力学与工程学报, 18(1): P17~22.
- [35] 黄润秋、张倬元、王士天著. 《黄河拉西瓦水电站高边坡稳定性系统工程地质研究》, 成都科技大学出版社, 成都, 1990.
- [36] 孔德坊著. 《工程岩石学》, 地质出版社, 北京, 1992.
- [37] 史恒通, 王成华: 土坡有限元分析若干问题的探讨[J]. 岩土力学, Vol. 21, No. 3, 2002. [38] 周维垣等著. 《高等岩石力学》, 水利电力出版社, 北京, 1990.
- [39] 肖树芳、杨淑碧著. 《岩体力学》, 地质出版社, 北京, 1987.
- [40] 王泳嘉、荆纪波著. 《离散单元法极其在岩土力学中的应用》, 东北大学出版社, 沈阳, 1991.
- [41] 王思敬著. 《岩体工程地质力学中的数值计算方法》, 科学出版社, 北京, 1987.
- [42] 王思敬、王效宁著. 《大型高速滑坡的能量分析极其灾害预测》, 四川科学技术出版社, 成都, 1989.
- [43] 《滑坡研究与防治》编辑委员会编著. 《滑坡研究与防治》, 四川科学出版社, 成都, 1996.
- [44] 孙广忠著. 《岩体结构力学》, 科学出版社, 北京, 1988.
- [45] 孙广忠著. 《工程地质与地质工程》, 地质出版社, 北京, 1992.
- [46] 刘汉超等著. 《库区环境地质评价研究》, 成都科技大学出版社, 成都, 1993.

- [47] 张倬元主编,《典型人类工程活动与地质环境相互作用研究》,西南交通大学出版社,成都,1994.
- [48] 《地基处理手册》编写委员会编著,《地基处理手册》,中国建筑业出版社,北京,1993.
- [49] 黄润秋,许强.显式拉朗日差分分析在岩质边坡中的应用[J].岩石力学与工程学报,Vol. 14, No. 4, 1995
- [50] 许强,《重庆市建筑开挖边坡稳定性评价及支护措施探讨》,成都理工学院学报, 1996.
- [51] 蔡德所著,《复杂坝基与滑坡研究中的新方法》,中国电力出版社,北京,1998.
- [52] 沈珠江.理论土力学[M].北京:中国水利水电出版社,2000.
- [53] 王庚芬.边坡的渐近破坏及稳定性分析[J].岩石力学与工程学报,Vol. 19, No. 1, 2000
- [54] 赵尚毅,郑颖人等:强度折减法求边坡稳定安全系数 [J].岩土工程学报,Vol. 24, No. 2, 2000
- [55] 梁海波等.FLAC 程序及其在我国水电工程中的应用 [J].岩石力学与工程学报,Vol. 15, No. 3, 1996
- [56] 周景星,李广信等.基础工程[M].北京:清华大学出版社,1996.
- [57] Brown,E.T.<Mechanism Of Brittle Fracture Of Rock>,Part 1,2 and 3 Int.J.Rock Mech,Min.Sci.4,1976
- [58] Gassler,G .Design of reinforced excavation and natural slopes using New European Codes. Earth Reinforcement.Balkema. 1997.943-961
- [59] Guerpillon, Y. ,Boutouaier, L. Gay. O. , Foray. P. & Flavigny, E. Modelisation physique et numerique de l'interaction d'un obstacle et d'un glessement d'epaisseur limitee .Proc. 12th Eur. Conf. Soil Mechs .Foundn .Eng. Amsterdam. 1999
- [60] Hassiotis, S. ,Chameau, J. L. & Gunarame, M. Design method for stabilization of slopes with piles. Jnl. Geot. And Geoenvir. Eng. .ASCE. 1997.123(4):314-32
- [61] Hull,T.S.Analysis of the stability of slopes with piles.Proc. 11th Asian Geot,Conf.,Singapore. 1993. 639-643
- [62] Ito, T. ,Matsui, T. & Hong.W. P. Extended design method for multi-row stabilizing piles against landslide; Soils and Foundations, 1982.22(1):1-13 3
- [63] Chandrakant S. Desai and John Tt. Christian: Numerical Methods in Geotechnical Engineering[M], New York ,1977;
- [64] Chen Zuyu,et al:A three-dimensional slope stability analysis[I]:theory and methods[J] Intemational Journal of Rock Mechanics & Minging Sciences, Vol. 38,2001;
- [65] Chen Zuyu,et al:A three-dimensional slope stability analysis[II]:Numerical approaches, applications and extensions[J], Intemational Journal of Rock Mechanics & Minging Sciences, Vol. 38, 2001;
- [66] Brown, E. T, 《Rock characteristion, Testing and Monitoring》, 1981
- [67] Farmer, I. W, 《Face and Roadway Stability in underground coal mines》, Geotechnical Criteria, Report EVR7289ER, Commission The European Community, 1980
- [68] Alfreds R. Jumikis, 《Foundation Engineering》, Robert E. Krieger Publishing Company, 1987
- [69] Alonso, E. E., 《Risk analysis of slopes its application to slopes in Canadian sensitive clays》 Geotechnique. 26, no. 3, 1976
- [70] Anderson, M. G. 《 Geomorphological aspects of slopes in mudrocks of the United Kingdom. 》, Q. J. Eng. Geol. , 14, 1981
- [71] Carson, M. A. , and Kirkby, M. J. , 《Hillslope Form and Process》, Cambridge, 1972
- [72] Davies, P., 《A Study of some aspects of landsliding and slope development in an area of South Wales》, Ph. D Thesis, Univ. Wales, Swansea, 1963

镇宁一水城高速公路客地滑坡有限差分法应力场的模拟及其抗滑桩内力计算的研究

作者：[鲁绪文](#)
学位授予单位：[贵州大学](#)

参考文献(72条)

1. [东南大学](#) [混凝土结构设计原理](#) 2002
2. [余志成](#), [施文华](#) [深基坑支护设计与施工](#) 1997
3. [朱百里](#), [沈珠江](#) [计算土力学](#) 1990
4. [夏永承](#), [董道洋](#), [胡敏云](#), [高仲杰](#) [深基坑护壁桩的受力特性和土压力](#)[期刊论文]-[岩土工程学报](#) 1999(2)
5. [山田刚二](#) [滑坡和斜坡崩坍及其防治](#) 1980
6. [王建锋](#) [抗滑桩阻力上下限解法](#)[期刊论文]-[岩土工程学报](#) 2003(4)
7. [邹广电](#), [陈生水](#) [抗滑桩工程的整体设计方法及其优化数值模型](#)[期刊论文]-[岩土工程学报](#) 2003(1)
8. [钱家欢](#), [殷宗泽](#) [土工计算原理](#) 1996
9. [汤康民](#) [岩土工程](#) 2000
10. [C R 斯科特](#), [钱家欢](#) [土力学与地基工程](#) 1983
11. [陈祖煜](#), [弥宏亮](#), [汪小刚](#) [边坡稳定三维分析的极限平衡方法](#)[期刊论文]-[岩土工程学报](#) 2001(5)
12. [沈珠江](#) [桩的抗滑阻力和抗滑桩的极限设计](#)[期刊论文]-[岩土工程学报](#) 1992(1)
13. [刘宏](#) [四川省广元市金洞集镇滑坡研究](#)
14. [江正荣](#) [地基与基础施工手册](#) 1997
15. [曾廉](#) [挡土墙设计](#) 1999
16. [GB 50007-2002](#). [建筑地基基础设计规范](#) 2002
17. [JGJ 123-2000](#). [既有建筑地基基础加固技术规范](#) 2000
18. [F G Bell](#) [engineering in rock masses](#) 1994
19. [JGJ/T 8-1997](#). [建筑变形测量规程](#) 1998
20. [常士骧](#), [张苏民](#), [项勃](#) [工程地质手册](#) 1992
21. [张倬元](#), [王士天](#), [王兰生](#) [工程地质分析原理](#) 1994
22. [尚岳全](#), [黄润秋](#) [工程地质研究中的数值分析方法](#) 1991
23. [黄润秋](#), [许强](#) [工程地质广义系统科学分析原理及应用](#) 1997
24. [秦四清](#), [张倬元](#) [非线性工程地质学导论](#) 1993
25. [李天斌](#), [陈明东](#), [王兰生](#) [滑坡实时跟踪预报](#) 1999
26. [铁道部第二勘测设计院](#) [抗滑桩设计与计算](#) 1983
27. [孙玉石](#) [中国现代诗导读1917-1938](#) 1994
28. [潘别桐](#), [黄润秋](#) [工程地质数值法](#) 1994
29. [钱家欢](#), [殷宗泽](#) [土工原理与计算](#) 1994
30. [林宗元](#) [岩土工程治理手册](#) 1993
31. [叶书麟](#) [地基处理工程实例应用手册](#) 1998
32. [黄润秋](#), [邓荣贵](#) [高边坡物质运动全过程模拟](#) 1993
33. [黄志全](#) [边坡演化的非线性机制及滑坡预测预报研究](#)[学位论文]博士 1999

34. [张奇华](#) [匀速加速变化型灰色模型及应用](#) [期刊论文]-[岩石力学与工程学报](#) 1999(1)
35. [黄润秋](#), [张倬元](#), [王士天](#) [黄河拉西瓦水电站高边坡稳定性系统工程地质研究](#) 1990
36. [孔德坊](#) [工程岩土学](#) 1992
37. [史恒通](#), [王成华](#) [土坡有限元稳定分析若干问题探讨](#) [期刊论文]-[岩土力学](#) 2000(2)
38. [周维垣](#) [高等岩石力学](#) 1990
39. [郑成思](#) [知识产权论](#) 1987
40. [王泳嘉](#), [刑纪波](#) [离散单元法极其在岩土力学中的应用](#) 1991
41. [王思敬](#) [岩体工程地质力学中的数值计算方法](#) 1987
42. [王思敬](#), [王效宁](#) [大型高速滑坡的能量分析极其灾害预测](#) 1989
43. [《滑坡研究与防治》编辑委员会](#) [滑坡研究与防治](#) 1996
44. [孙广忠](#) [岩体结构力学](#) 1988
45. [孙广忠](#) [工程地质与地质工程](#) 1992
46. [刘汉超](#) [库区环境地质评价研究](#) 1993
47. [张倬元](#) [典型人类工程活动与地质环境相互作用研究](#) 1994
48. [《地基处理手册》编写委员会](#) [地基处理手册](#) 1993
49. [黄润秋](#), [许强](#) [显式拉朗日差分分析在岩质边坡中的应用](#) 1995(04)
50. [许强](#) [重庆市建筑开挖边坡稳定性评价及支护措施探讨](#) 1996
51. [蔡德所](#) [复杂坝基与滑坡研究中的新方法](#) 1998
52. [沈珠江](#) [理论土力学](#) 2000
53. [王庚荪](#) [边坡的渐进破坏及稳定性分析](#) [期刊论文]-[岩石力学与工程学报](#) 2000(1)
54. [赵尚毅](#), [郑颖人](#) [强度折减法求边坡稳定安全系数](#) 2000(02)
55. [梁海波](#), [李仲奎](#), [谷兆祺](#) [FLAC程序及其在我国水电工程中的应用](#) [期刊论文]-[岩石力学与工程学报](#) 1996(3)
56. [周景星](#), [李广信](#) [基础工程](#) 1996
57. [Brown E T](#) [〈Mechanism Of Brittle Fracture Of Rock〉, Part 1, 2 and 3](#) 1976
58. [Gassler G](#) [Design of reinforced excavation and natural slopes using New European Codes](#) 1997
59. [guerpilion Y](#), [Boutonnier L](#), [Gay O](#), [Foray P](#), [Flavigny E](#) [Modelisation physique et numerique de l'interaction d'un obstacle et d'un glessement d' epaisseur limitee](#) 1999
60. [Ilassiotis S](#), [Chameau J L](#), [Gunaram M](#) [Design method for stabilization of slopes with piles](#) 1997(04)
61. [Hull T S](#) [Analysis of the stability of slopes with piles](#) 1993
62. [Ito T](#), [Matsui T](#), [Hong W P](#) [Extended design method for multi-row stabilizing piles against landslide](#) 1982(01)
63. [Chandrakant S](#), [Desai John Tt](#) [Christian: Numerical Methods in Geotechnical Engineering](#) 1977
64. [Chen Zuyu](#) [A three-dimensional slope stability analysis\[I\]:theory and methods](#) 2001
65. [Chen Zuyu](#) [A three-dimensional slope stability analysis\[II\]:Numerical approaches, applications and extensions](#) 2001
66. [Brown E T](#) [Rock characteristion, Testing and Monitoring](#) 1981
67. [Farmen I W](#) [Face and Roadway Stability in underground coal mines](#) 1980
68. [Alfreds R](#), [Jumikis Robert E](#) [Foundation Engineering](#) 1987

69. [Alonso E E Risk analysis of slopes its application to slopesin Canadisin sensitive clays](#) 1976(03)

70. [Anderson M G Geomorphological aspects of slopes in mudrocks of the United Kingdom](#) 1981

71. [Carson M A.Kirkby M J Hillslope Form and Process](#) 1972

72. [Davies P A Study of some aspects of landsliding and slope development in an area of South Wales](#)

1963

相似文献(10条)

1. 期刊论文 [骆银辉 松散土体滑坡抗滑桩的一种新型设计 -西部探矿工程](#)2002, 14(z1)
通过对松散土体滑坡的活动特点及抗滑桩的受力分析,提出一种新型的异型抗滑桩设计方案.

2. 会议论文 [郭大华 普通抗滑桩和预应力抗滑桩在石堡寨滑坡整治设计中的应用](#) 2004
石堡寨滑坡是山西太长高速公路滑坡群中规模最大,性质复杂,极具代表性的特大型滑坡.石堡寨滑坡治理工程采用了综合防治工程措施,主体工程是普通抗滑桩、预应力锚索抗滑桩及预应力锚索框架,文中对普通抗滑桩和预应力抗滑桩在设计中应注意的若干问题提出了个人的意见和建议.

3. 学位论文 [邓安 多锚点抗滑桩在北京戒台寺滑坡治理工程中的应用研究](#) 2007
滑坡是自然界中常见的一种工程地质病害,一旦发生,将给人类带来较大影响,轻者摧毁农田,堵塞河流,重者直接威胁着人畜的生命财产安全.国外,滑坡灾害已造成巨大人员伤亡,如法国的马尔塞薄拱坝坝基滑坡及意大利的瓦依昂库岸滑坡.我国是世界上滑坡灾害较为严重的国家,每年滑坡灾害造成的人员伤亡达数百人至数千人,经济损失巨大.1983年3月7日下午5时40分,甘肃省发生酒勒山滑坡,方圆3公里的村庄、农田及一座水库被覆埋,正在田间劳作的270多名东乡族人被滑坡体吞噬;1985年6月12日凌晨3时45分,长江西陵岩新滩发生滑坡,方量达3000多万方,滑坡体进行长江,引起涌浪淹没船只77艘,9人丧生,致使长江断航,直接经济损失达数十亿元.我国对滑坡的研究也比较重视,自50年代就开始,特别是80年代以来,每年投入的研究治理经费都是比较大的.虽然我们在滑坡的研究治理方面取得了很大成绩,但滑坡灾害并没有得到根本解决,灾害仍在频繁发生,我们仍面临着高风险的滑坡灾害期.
本论文就是在此背景下,以戒台寺滑坡整治工程为依托完成的.
戒台寺处于北京西部马鞍山北麓的某南北向山体半腰,拥有1400多年历史,是国家级文物保护单位.戒台寺区域内地质构造复杂,矿产丰富,有煤矿、粘土、矿及石灰石矿等,岩层顺倾.年内降雨量大,地下水发育.现场调查发现有12条断层、4条褶皱切割戒台寺所在山体,致使坡体岩石非常破碎.2004年暴雨时,戒台寺山体发生滑坡灾害,东西宽450米,南北长1200余米,厚47米,滑坡方量达900多万立方,规模之大,国内罕见.受滑坡影响,戒台寺院内古建筑物变形破坏严重,千年文物危在旦夕.
戒台寺滑坡体前部采空塌陷、复杂地质条件、雨水下渗及采矿爆破是引发戒台寺滑坡的主要原因.该滑坡的发生机理如下:多期构造作用→形成各级各块滑坡周界依附的结构面→在地质环境下沉积形成多层黑色粘土矿夹于砂页岩间→构造形成坡体岩层顺倾→采矿活动形成的地下采空区及构造破碎带为滑坡的形成造就了临空条件→大强度降雨及爆破震动下坡体失去力学平衡→戒台寺滑坡产生(逐级推移,向地下临空带挤压).滑坡变形迹象广而杂乱,具多条、多级、多块、多层滑面,属于发生在复杂地质区域内的大规模破碎岩石滑坡.
该处滑坡规模大,治理难度高,一方面,滑坡前部为现代化采矿造成的采空塌陷区,坡体内存在较多的古代采煤巷道,具临空变形条件,且采空区和采煤巷道分布零乱不易确定;另一方面,滑坡后部为古建筑群和古松名木,不允许有过大变形.此外,该滑坡滑动面深,滑坡推力大,若采用普通抗滑桩或锚索抗滑桩(单锚点桩),必将造成投资过大且工期长,不能满足工程的经济与时限要求.因此,滑坡治理分三步走:也就是分为三期工程,一期为抢险工程,缓解寺院滑坡变形;二期为寺院周围的滑坡根治工程,以保护戒台寺院为主要目的,主要采用了支挡锚固、排水、注浆、局部加固等综合治理技术,其中主体工程为预应力锚索抗滑桩.在寺院北围墙外的斜坡坡脚一线布置一排预应力锚索抗滑桩,共计35根桩,锚索234孔,桩间距6.0m,桩深最大为64.0m;三期工程布置于108国道上下两侧,进一步巩固前期工程成果,此项工程尚待开工.在已完成的戒台寺一、二期滑坡整治工程中实行“动态设计,信息化施工”的原则,对抗滑桩逐一进行桩坑编录,以便设计调整,使抗滑工程更有针对性.根据桩坑地质编录,通过计算分析,在此次滑坡治理工程中首次提出并采用了多锚点抗滑桩(多锚点桩),共设计实施了13根多锚点抗滑桩.
多锚点桩是一种新型抗滑结构,它有以下特点:①具多个锚点,相邻锚点间距应大于最大桩截面尺寸.②因在桩坑内设置了锚点,施工工艺与其它类型的桩有较大差异,克服操作空间小、粉尘排放难等困难.多锚点桩和单锚点桩(即传统的预应力锚索抗滑桩)统称为锚索桩.
目前,有关尚无有关多锚点桩的研究.本文通过计算分析,在传统抗滑桩的基础上,提出了多锚点桩的设计计算方法,包括锚点设计、锚点锚索拉力计算及桩身内力计算等.通过削峰填谷的方法来确定锚点数及其位置;设计了“双锚具,前拉后紧”的方法,解决桩内锚点张拉难题;综合考虑滑坡推力的分布及桩身变形,根据锚点变形协调原理,计算各锚点锚索拉力;运用叠加原理,将各锚点锚索拉力与滑坡推力叠加,求得桩身内力.根据以上分析,总结出多锚点桩的设计计算步骤.文中还介绍了运用有限元来设计多锚点桩.以戒台寺滑坡为例,运用本文提出的设计方法,进行了多锚点桩的设计计算.
对多锚点桩进行了现场受力测试,结合深孔监测成果,对多锚点桩的实际受力特征进行研究,并评价一、二期工程效果.监测、测试结果表明:①多锚点抗滑桩作为一种新型的抗滑结构,桩身开始受力,各锚点在分担桩体受力方面发挥了应有的作用,多锚点桩已初见成效;②多锚点桩实测弯矩虽然与理论值有所差距,但弯矩形态及其发展变化趋势与理论计算结果吻合;③整治工程特别是抗滑桩工程完成后,坡体除局部挤紧变形外,滑坡变形迅速得到了抑制,抗滑工程效果显著,也就是说多锚点抗滑桩的实施是成功有效的,多锚点抗滑桩在戒台寺滑坡整治中的应用是成功的;④根据测试及位移监测结果综合表明,多锚点抗滑桩这一新型抗滑结构及设计计算方法可行,其计算结果是可靠有效的.文中将多锚点桩与普通抗滑桩、单锚点桩在力学性能及经济效益上进行比较,根据比较结果分析,验证了多锚点抗滑桩在类似于戒台寺滑坡这样大型复杂滑坡治理中的优越性,尤其是能大幅度降低桩身的弯矩、剪力,且能更好地抑制滑坡变形.同时在投资经费上,多锚点桩因其结构特点和受力条件的改善,大大降低了滑坡治理工程的投资成本.经上述两个方面的比较,充分反映了多锚点抗滑桩相对于普通桩及单锚点桩的明显优势.
同时对多锚点桩的施工工艺进行了研究和探讨.解决了在狭小的桩坑内进行锚索施工的诸多难题,包括桩坑内的锚索钻孔、安装、注浆、张拉、锁定及桩头处理等,特别是桩内钻孔过程中的防安全问题最为突出.
通过上述分析探讨,本文得出以下结论:(1)多锚点抗滑桩是一种新型的抗滑桩结构类型,首次提出并应用于戒台寺滑坡治理工程中,通过工后近一年的滑坡监测结果,证明了多锚点桩的应用是成功的多锚点桩是可行性的;(2)结合滑坡现场测试分析,多锚点桩内力实测值与理论计算结果基本吻合,说明了本文提出的多锚点桩设计计算方法是正确的;(3)在戒台寺滑坡这类的大型复杂滑坡治理工程中,多锚点桩不仅能很好地抑制滑坡变形的发展,满足对滑坡变形量及稳定性有严格要求工点的需求,且与其它滑坡治理措施比较,趋于更加经济合理,大大降低投资成本;(4)解决了桩坑内锚索施工难题,特别是桩内钻孔防生、下锚、张拉等,表明了多锚点桩的现场施工是可行的;(5)经戒台寺滑坡治理工程的实践检验,表明多锚点抗滑桩这一新型抗滑结构具有诸多优越性,相信它的提出和成功应用将对我国的滑坡防治行业在滑坡治理方法方面起到有力的推动作用.
文中最后还指出了多锚点桩理论上存在的问题及尚待进一步研究的内容.提出了进一步研究的内容,特别是在:不同工况下的多锚点桩受力变形特征;锚点数量及锚点位置选取、锚点的传力机制、多锚点桩的各种计算方法比较等方面,均有待深入研究,以便这种新型抗滑结构更加完善.

4. 期刊论文 [徐红星.周海.胡启军 抗滑桩加固滑坡设计方法及其在某顺层滑坡应用 -四川建筑](#)2007, 27(4)
通过对抗滑桩设计理论方法和计算步骤的简要介绍,建立抗滑桩的简化力学模型,让初学者对抗滑桩的划分类型、设计要求、不同情况下采取何种计算方法等知识有了简要的认识.然后以宜万铁路巴东车站段的一处大型滑坡为例,利用极限平衡理论,采用传递系数法,计算出滑坡推力和桩前剩余抗滑力,采用悬臂桩计算法,将抗滑桩定性为弹性桩,对其按受荷段和锚固段分别处理,对抗滑桩进行了计算与设计.给出了抗滑桩的设计意见.

5. 期刊论文 [李从德](#) [滑坡处治中抗滑桩桩位平面布局位置分析与研究](#) -中国科技博览2010,“(1)

本论文深入分析了滑坡的形态特征、岩(土)层工程特性、地震作用影响等.根据极限平衡原理与摩尔-库仑强度准则推导出了地震作用影响下的滑坡推力公式,特别分析计算出了非地震作用影响下与地震作用影响下的滑坡稳定安全系数和滑坡推力,从而得出本滑坡属于大型堆积自然活滑坡.在此基础上,首创性地引入了滑坡推力角 θ 的概念.经对滑坡推力角 θ 、滑坡推力大小、滑体厚度等综合优化比选,最终确定出抗滑桩桩位的最佳平面布局位置,达到科学且环保地治理好滑坡,使公路建设的投资效益和社会效益得到最大发挥.

6. 期刊论文 [王世梅](#).[徐瑞春](#).[陈勇](#).[WANG Shi-mei](#).[XU Rui-chun](#).[CHEN Yong](#) [古树包滑坡抗滑桩工程效果分析](#) -人民长江2005, 36(4)

古树包滑坡位于清江水布垭水利枢纽施工主干道1、3号公路上,2000年9月滑坡启动,2001年1月滑坡全面解体.为了保证工程对外交通安全,清江水布垭建设工程有限公司对滑坡进行全面的治理,其中重要治理措施之一就是在滑体上布置了3排共35根大尺寸钢筋混凝土抗滑桩.为了对抗滑桩的治理效果及合理性进行定量分析和评价,采用剩余推力法对古树包滑坡抗滑桩处理前、后的稳定安全系数及剩余下滑力进行了计算与对比.通过6条剖面的计算分析表明,采取抗滑桩措施后,各剖面的稳定安全系数均有提高,滑坡的稳定性得到了保证.同时指出抗滑桩的布置有欠合理之处,应根据滑坡不同部位的稳定状况,合理进行布置.

7. 学位论文 [付巍](#) [中里滑坡抗滑桩结构设计与研究](#) 2003

近年来,中国经济建设的大力发展,带动城市建设、交通运输、采矿、环境建设等各项事业的高速发展.随之而引起的滑坡治理也成为越来越重要的治理工程.抗滑桩工程则是一种较有效的滑坡治理措施,特别适用于滑动面较深的大型滑坡.而且抗滑桩具有对滑坡稳定性和地质环境干扰小,可多桩同时施工、工期较短、抗滑能力强等多方面的突出优点,以成为滑坡灾害治理中一种主要的方法.抗滑桩的结构设计与研究是该文的主要研究内容.该文针对延吉至图们高速公路中里滑坡治理工程,详细分析了中里滑坡的工程地质条件,以及大量的室内岩、土体物理、力学实验等给出滑坡推力和桩内力计算的分析参数.据此计算出滑坡推力和抗滑桩(钢筋混凝土桩)的内力,以及计算桩结构设计弯矩值.在以上分析基础上,根据交通部《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》,对抗滑桩进行正截面强度和斜截面抗剪强度计算、纵向受力筋配置和剪力筋的配置等研究,做出中里滑坡抗滑桩的结构设计.同时研究了如何进行滑桩的布置,给出了抗滑桩的平面布置图.并对中里滑坡抗滑桩治理工程的总工作量和工程造价进行统计.文章分六部分论述,前两部分主要介绍了抗滑桩在滑坡治理工程的应用及优点,和中里滑坡的工程地质条件分析及稳定性分析.给出了计算滑坡推力和抗滑桩计算、设计所需的各参数值.第三部分介绍滑坡外力分析和抗滑桩布置.计算滑坡外力一般先用工程地质学的各种手段,对滑坡的稳定性进行分析,然后辅以力学方法计算.该次对滑坡推力的计算,采用滑坡推力法.滑坡布置中,确定抗滑桩的间距,是抗滑桩设计的一个重要内容.这个问题与许多因素有关,目前尚未有很成熟的计算方法.第四部分是抗滑桩内力计算与结构设计,也是该文的核心部分.抗滑桩可以看作是竖立的弹性梁,对中里滑坡治理中抗滑桩的设计,主要采用弹性桩“K”法进行内力分析,计算抗滑桩的弯矩值和剪力值.中里滑坡治理中共用了28棵桩,其中A类(17棵)和C类(8棵)是2*3米的方桩分别长15米和12米,B(3棵)是直径2米的圆桩长15米.分别对A、C类抗滑桩正截面强度计算与受力筋的配置研究,以及裂缝宽度验算,要满足《公桥规》第4.2.5条“裂缝宽度小于0.2mm”的规定;A、C类抗滑桩斜截面抗剪强度计算与剪力筋的配置研究和B类抗滑桩受力筋的配置研究.在此研究基础上,设计出中里滑坡抗滑桩治理所需的抗滑桩结构设计.第五、六部分分别是,中里滑坡抗滑桩治理的工程总造价及总工程量和该次研究得出的一些结论和建议.该文进行抗滑桩结构设计,该设计合理、抗滑桩施工简易、对中里滑坡的治理效果很好,显示抗滑桩在滑坡治理中应用的优势.

8. 期刊论文 [肖武权](#).[阮波](#).[XIAO Wu-quan](#).[RUAN Bo](#) [滑坡整治中抗滑桩的优化设计方法](#) -中国铁道科学2006, 27(6)

以既经济合理又安全可靠为目的,对中、大型滑坡整治中广泛应用的抗滑桩进行优化设计.运用多目标决策模糊集理论,建立用于抗滑桩整治方案评价的目标(指标)特征值矩阵,并进行指标值归一化处理;运用层次分析法,建立层次结构模型,构造判断矩阵.优选出具有多种属性和模糊特性的抗滑桩滑坡整治方案.通过确定决策变量、目标函数、约束条件(如强度、尺寸、配筋等)和优化算法,优选所选定抗滑桩细部结构,达到成本最低的目的.利用软件Matlab 6.5求解非线性具有约束多元函数的最小值.工程实例优化设计表明:通过优化抗滑桩整治滑坡方案和抗滑桩的细部结构,有效降低成本约16%.

9. 期刊论文 [胡庆安](#).[夏永旭](#).[赵子胜](#) [抗滑桩滑坡治理工程数值模拟研究](#) -长安大学学报(建筑与环境科学版)2003, 20(4)

应用有限元数值模拟方法,对采用抗滑桩进行某黄土滑坡体的滑坡治理效果进行研究.数值模拟过程中,岩土采用非线性材料模拟,抗滑桩采用线弹性材料模拟,滑动面采用一系列接触单元模拟.通过对治理前后岩体的位移场和应力场的比较分析,认为:①采用抗滑桩进行黄土滑坡治理是完全有效的;②采用人工排降水措施,对减缓滑坡体的下滑和降低抗滑桩的受力很有帮助;③相邻两抗滑桩形成一个明显的拱支撑,使得滑体的下滑位移被抑制;④垂直于抗滑桩轴线的各个剖面的应力分布完全相同,说明各个抗滑桩提供相同的抵抗力,也说明用平面应力模型进行抗滑桩力学分析完全可行.

10. 期刊论文 [沈军](#).[梁仁旺](#).[SHEN Jun](#).[LIANG Ren-wang](#) [用抗滑桩治理滑坡工程计算分析](#) -山西建筑2007, 33(10)

结合工程概况,对滑坡特征及抗滑桩防治滑坡的基本原理进行了介绍,并对抗滑桩的受力和桩的结构设计进行了分析计算.工程实践表明,用抗滑桩治理滑坡的治理方法,应用效果良好,可广泛应用于滑坡治理工程中.

本文链接: http://d.g.wanfangdata.com.cn/Thesis_Y787387.aspx

授权使用: 河南理工大学(hnlg), 授权号: 65762303-5951-4dbe-9fea-9de5009f66ef

下载时间: 2010年9月2日