摘 要

边坡稳定性计算是边坡稳定性研究的一项综合评价，它直接关系到整个边坡研究及滑体方案设计工作的最终结论。本文结合仓上金矿复杂高陡边坡工程实例，根据现场地质条件及滑体破坏情况，确定本区滑体破坏以圆弧形滑动破坏占主导的破坏模式。采取最优化寻优与现场实测滑面位置相结合的方法寻找最大范围可能的破坏区。经过分析和比较，用 Monte—Carlo 法进行边坡可靠性分析。计算中采用简化 Bishop 法和余推力法，并同时考虑了两种计算结果的差异。最后根据分析的结果为本区边坡加固提出了合理的建议。

关键词：边坡 破坏模式 Bishop 法 余推力法 稳定性

Abstract

The calculation of the stability of slop is a comprehensive appraisal of stability study. It concerns whole slope research and the final conclusion of the slippery body scheme design work directly. According to the in-situ geological and destruction condition of the slippery body, the paper determines that destruction is mainly round arc with the object of northern slope of Cangshang gold mine, Laizhou of Shandong province. By means of optimized method and in-situ measuring of the sliding surface position, the biggest possible destroying area is founded. Through analyzing and computer, slope dependability is analyzed by Monte-Carlo method. Adopting simplified Bishop method and remaining thrust method while calculating, and considering the difference between two kinds of results of calculations at the same time. Rational suggestions and disposal for the reinforcement of the slope are put forward according to the results of the analysis at last.

Keywords: Slope, Destructive model, Bishop method, Remaining thrust method, Stability disposal

声　明

本人呈交给山东科技大学的这篇硕士学位论文，除了所列参考文献和世所公认的文献外，全部是本人在导师指导下的研究成果。该论文资料尚没有呈交于其它任何学术机关作鉴定。

硕士生签名：刘钦

日　　期：2005.6.10

AFFIRMATION

I declare that this dissertation, submitted in fulfillment of the requirements for the award of Master of Engineering in Shandong University of Science and Technology, is wholly my own work unless referenced of acknowledge. The document has not been submitted for qualification at any other academic institute.

Signature: Liu Qin

Date: Juln. 2005

1 绪论

1.1 课题的提出及意义

随着国民经济的发展，岩体工程发展迅速，越来越多的水利、交通、能源和国防工程建筑在岩石地区，这就常常需要开挖形成各种高边坡。由于岩体是一种天然的地质材料，经历了漫长的成岩和改造历史，赋存在一定的地质物理环境中，具有内在的缺陷，并为各种尺度和形态的软弱结构面（主要是节理面）所切割。因此，它是一种各向异性的非线性、非连续、具有初始损伤的力学介质。通常，岩体处在复杂应力状态下并承受三向应力的作用，岩体的强度、变形及其稳定性除与其本身的组构有关外，主要受构造应力、环境（水、气、温度、风化及地震等）及人类工程活动的影响。由于工程施工的扰动（即人为施加爆炸力或机械切削力将岩石破碎、运出），岩体原有的平衡状态被打破，由此引起岩体内的应力重分布，促使岩体中内在裂纹（裂隙）不断累积和发展，进而产生宏观的时效断裂，导致岩体发生破坏失稳，由此而引发的工程实例比比皆是。因此，边坡的稳定性直接关系到工程设计、施工、运营等的各方面。边坡的稳定性研究亦成为广大岩土工作者重要的研究课题之一。

边坡的稳定性计算是边坡稳定性研究工作的一项综合评价，这项工作直接关系到设计方案的制定。因此，能否确定出具有工程代表性的剖面，找出符合客观实际的破坏模式，选定适当的计算方法，根据具体的工程地质条件确定岩体强度参数，运用先进的方法和手段是做好这项工作的关键。只有做到以上诸方面，才能做出恰当的、符合实际的评价。

在边坡工程地质、水文地质勘察和分析，岩石物理力学性质实验研究，边坡地下水渗流场分析基础上，对场地工程地质条件进行归纳、总结和评价。这样就从本质上将客观上十分复杂的工程地质条件合理地简化为能够定量评价的工程地质模型。在此基础上，根据不同的区域，确定出具有代表性的计算剖面，从而对各剖面进行稳定性计算。其合理性取决于工程地质、水文地质工作的深入程度、滑坡模式的确定、岩体力学参数的选取、渗流分析的的成果、计算方法的选择，以及对影响边破稳定性其它因素的合理考虑。

仓上金矿是我国大型露天金矿之一。最大边坡高度达 193m。总体边坡角 47°，基岩边坡的总体边坡角为 50°。矿区地质条件复杂。在大地构造位置上，仓上金矿位于胶东

隆起的西缘，三山岛断裂带的中偏西南部位。矿区出露的地层主要有胶东群庄组的古老变质岩地层。岩性主要有混合斜长角闪岩、黄铁绢英岩化花岗岩质碎裂岩、黄铁绢英岩质碎裂岩。其中混合斜长角闪岩分布于 F_{31} 断层的北部，为构成北帮边坡的主要岩体。矿区内的第四系地层分布在基岩顶部的-8m 平台以上，厚度为 10m 左右。矿区的主要构造为 F_{31} 断层和矿区北部的 3 号蚀变带。F_{31} 断层位于采场中部走向近东西，倾向南，倾角 42°-75°，贯穿整个采场，为控矿断层。3 号蚀变带位于矿区北部，并从氰冶厂区内通过，走向北东至北东东，倾向南东至南南东，倾角 50°左右，走向长度约 400m，除此之外，矿区内还发育有大量的北东走向南东倾的断层和少量北西走的断层，西坑还发育有数条近东西走向南倾的顺坡向断层。

仓上金矿北帮边坡的稳定性不仅影响到其顶部地表的氰冶厂和几民居民的安全，而且关系到仓上金矿正常安全生产。因此，开展边坡的稳定性研究不仅具有重要的理论意义，而且具有重要的工程实践意义。

1.2 高边坡稳定性的国内外研究现状

随着人类工程活动的发展，对边坡问题的研究也在不断深入，归纳前人对边坡问题的研究大致可以分为以下几个阶段：

人们对边坡稳定性的关注和研究最早是从滑坡现象开始的。19 世纪末和 20 世纪初期，伴随着欧美资本主义国家的工业化而兴起的大规模土木工程建设（如，修筑铁路、公路、露天采矿、天然建材开采等），出现了较多的人工边坡，诱发了大量滑坡和崩塌，造成了很大的损失。这时，人们才开始重视边坡失稳对人类造成的威胁，并开始借用一般材料分析中的工程力学理论对滑坡进行半经验、半理论的研究。早期对边坡稳定性的研究主要从两个方面进行，一是借用土力学中极限平衡的概念，由静力平衡条件计算边坡极限状态下的稳定性[2-3]；二是从边坡所处的地质条件、影响因素和失稳现象上进行对比分析。

20 世纪 50 年代，我国学者引进前苏联工程地质的体系，继承和发展了“地质历史分析”法，并将其应用于滑坡的分析和研究中，对边坡稳定性研究起到了推动作用。这阶段学者们着重边坡地质条件的描述和边坡类型的划分，采用工程地质类比法评价边坡稳定性。

20 世界 60 年代，世界上几起灾难性的边坡失稳事件的发生（如，意大利的瓦依昂

滑坡造成近 3 千人的死亡和巨大经济损失），使人们逐渐认识到了结构面对边坡稳定性的控制作用以及边坡失稳的时效特征，初步形成了岩体结构的观点，并在应用赤平极射投影的基础上，提出了实体比例投影方法，用以进行边坡块体破坏的计算，定性判断边坡的稳定性。同时，我国学者结合露天矿边坡稳定性研究，在陈宗基教授的指导下，进行了比较系统的岩体力学性质的试验研究，包括大型现场试验及室内岩块试验，常规力学试验及流变力学试验，岩块力学试验及结构面力学试验，动力学试验及静力学试验等[8]。这些工作推动了边坡稳定性研究的发展。

20 世纪 70 年代，边坡研究者从大量的工程实践和斜坡失稳事件中，逐渐认识到边坡稳定性研究必须重视其变形破坏过程和机制的研究，提出了累进性破坏的观点以及边坡变形破坏的机制模式，使边坡稳定问题的研究工作步入了地质分析和岩石力学分析相结合的时代。这期间，成都地质学院王兰生等通过国内外大量的现场调研，深入研究了斜坡变形破坏演化机制的一般规律，提出了斜坡变形的 6 种主要模式，即蠕滑-拉裂、滑移-压致拉裂、滑移-拉裂、弯曲-拉裂、塑流-拉裂和滑移-弯曲，以及斜坡失稳的 3 种基本破坏方式，即崩落（塌）、滑落（坡）、（侧向）扩离。这些变形破坏模式不但得到了普遍承认，而且被广泛地推广和应用，为推进边坡稳定性研究做出了重要贡献。中国科学院地质研究所以金川露天矿为典型工程实例，对边坡的稳定性进行了长期、全面、系统的研究，将工程地质学与岩体力学密切结合，强调地质是基础及地质构造的控制作用，初步形成了岩体结构控制论的观点。国外的 R.E.Goodman 也非常重视岩体结构特性的研究，出版了《非连续岩体地质工程方法》一书。

20 世纪 80 年代，边坡稳定性研究进入了一个新的阶段。1986 年，在举行国际地质会议期间，国际工程地质协会（IAEG）成立，同时成立了“滑坡及其他块体运动委员会”，它是国际上第一个专门研究滑坡及其防治的国际组织。国际岩石力学与工程学会(ISRM)、国际岩土力学与基础工程学会(ISSMFE)、国际大坝委员会（ICOLD）等均将边坡工程作为重要的专题进行学术交流和探讨。这些国际组织在促进边坡工程研究方面起到了重要作用。同时，我国改革开放政策的实施，使大批从事边坡工程研究的学者焕发了强大的活力，在水电、矿山、铁路、地矿等部门专门对滑坡和边坡稳定性设列为专题进行攻关研究。如，1981 年至 1986 年，原地质矿产部将“中国西南、西北崩滑灾害与斜坡稳定性研究”列为专题进行重点攻关；1986 年至 1990 年三峡工程将库岸稳定性列为专题进行研究。这期间，在系统科学方法论的指导下，对边坡岩体的赋存环境、坡体结构、内部应力状态、变形破坏机制、影响稳定性的因素等进行系统研究，形成了较为

系统的边坡稳定性研究思路；边坡变形破坏的地质模式得到进一步的补充和完善，针对不同的地质模式提出了一些相应的稳定性计算方法；数值和物理模拟手段被引入边坡研究中，人们借助有限元法、离散原法、地质力学模型试验等再现边坡变形破坏的全过程，从整体上、内部作用机理等方面对边坡进行全面的认识和评价；利用统计热力学理论、灰色系统理论、概率论与数理统计等，探索了边坡稳定性的预测预报方法。可以说，这一阶段是边坡科学发展的高峰期。

20 世纪 90 年代以来，人类工程活动在发展中国家迅速增长，人工边坡的规模和高度不断增大，边坡稳定问题越来越突出。我国黄河小浪底水电工程、长江三峡工程、金沙江溪洛渡水电站等重大工程的建设或论证遇到了前所未有的高边坡稳定性问题。为此，人们对工程边坡的勘察、设计、评价、监测和加固越来越重视。“八五”和“九五”期间，国家专门立项开展了工程边坡稳定性及其加固配套技术的研究。如，水利电力部的“岩质高边坡稳定及处理技术”被列为国家重点攻关项目；国家自然科学基金委员会和中国长江三峡工程开发总公司专门将“三峡船闸高边坡的变形与稳定”列为重大项目进行资助研究。同时，非线性科学理论、非连续介质理论、可靠性分析理论以及计算机技术的发展，为边坡稳定性问题的研究提供了新的途径和方法，多学科、多专业的交叉渗透研究已成为边坡研究的发展方向。可靠性分析理论、模糊数学、块体理论、灰色系统理论、神经网络理论、分形理论、突变理论、自组织理论以及各种复杂的数值计算方法广泛地应用于边坡研究中。边坡稳定性研究步入了定性与定量相结合、概念模型与仿真模拟相结合、监测与反馈分析相结合的新阶段，取得了大量有意义的成果。概括起来，主要有以下几方面：

（1）对边坡变形破坏现象的认识进一步深化

通过大量的工程实践和现场观察，人们逐渐认识到了斜坡岩体的浅表生改造是斜坡演化的一个重要阶段，浅表生改造迹象不同于重力作用下边坡的变形破坏迹象，正确区分和识别这两种现象，对边坡稳定性评价具有非常重要的意义。基于这样的认识，边坡稳定性研究中出现了一些新的概念，如，卸荷-破裂岩体、卸荷松动岩体等。这些概念的提出推动了边坡科学的发展。

（2）边坡变形破坏地质力学模式的不断深化、补充和完善

边坡的变形破坏机制和地质力学模式是其内部作用过程和本质的体现，也是反映影响边坡稳定性状态的各种地质因素的综合体现，因此，在工程实践中可以根据边坡的变形破坏机制和模式评价和预测边坡的变形发展趋势和可能的破坏形式，并选择可靠的加

固措施。20 世纪 90 年代以来，边坡工作者通过大量的调查、观察和研究，对边坡变形破坏的地质力学模式进行了深化、补充和完善；探讨了已有地质力学模式量化评价的方法；推动了边坡变形破坏机制分析在边坡稳定性评价、预测预报以及治理措施中的应用。

（3）数值模拟技术被广泛应用

数值模拟技术现已广泛应用于边坡问题的研究，尤其是在边坡变形破坏过程模拟以及稳定性分析方面发挥了重要作用。近年来，在竞赛方法、计算模型、软件编制和岩土力学参数确定等方面都有了很大的进展。各种使用方便、前后处理功能强大的软件不断推出。描述岩土介质的本构模型，已由弹性、弹塑性模型发展到粘弹性、粘塑性、粘弹塑性模型，特别是 Goodman 单元的引入较好地解决了有节理或断层的边坡有限元模拟问题。岩土力学参数由过去的主要由实验室试验和现场试验确定，发展到采用多种方法综合确定，如数值反分析法、野外抽样与统计推断技术等。有关岩体结构特性研究的进展，使得岩质边坡的数值计算结果更为可靠。目前，可以在计算机上模拟岩体的裂隙网络，确定裂隙网络的结构特征参数，定量评价岩体的质量、力学参数，仿真模拟边坡的应力厂、位移场、形成演化过程、人工开挖过程以及加固结构的作用等。

（4）边坡可靠性分析逐渐受到重视

在边坡稳定性分析中，传统的极限平衡理论根据坡体分块的力学平衡原理（即静力平衡原理）分析边坡各种破坏模式下的受力状态，以及边坡的抗滑力和下滑力之间的关系来评价边坡的稳定性。它是一种以稳定系数为度量指标的定值法，这种方法经过长期的过程实践证明是一种有效的工程实用的方法。然而，在某些边坡工程中，稳定系数大于 1 的坡体，发生了失稳破坏，而稳定系数小于 1 的坡体却处于稳定状态。这种情况发生的原因是多方面的，但是，其中很重要的一个因素就是，极限平衡法计算中选用的各种参数往往是确定的或线性变化的，忽视了计算参数的不确定性和随机性。此外，边坡以多大程度保证安全，极限平衡定值法无法确定，而可靠性分析却能做出明确的回答。因此，基于概率论的边坡可靠性分析逐渐受到重视和得以较快的发展，边坡稳定性的可靠性分析理论已初步形成。

（5）边坡监测与预警预报技术发展迅速

由于边坡工程的复杂性和受到边坡研究水平的限制，人们对边坡的监测给予了高度重视。边坡监测已成为掌握边坡动态、确保工程安全、了解诗文机理和开展边坡稳定性预警预报的重要手段。目前，边坡监测已由过去以大地测量为主发展为多种方法和手段综合运用、相互验证：高新技术正逐渐应用于边坡监测中，如，干涉雷达遥感技术和 GPS

技术等；监测仪器的自动化水平得到提高，边坡的自动监测系统正在逐步开发和应用。但是，监测仪器的抗干扰性、环境适应性以及可靠度方面仍有较多问题需要克服。

边坡的失稳预报是一项世界性的难题。20 世纪 90 年代以来，许多学者引用处理复杂性问题行之有效的非线性科学理论来研究滑坡预报问题，先后提出了一些预报模型。目前，边坡失稳预报从单一的方法研究进入了系统的理论方法总结和发展阶段，边坡失稳预报逐步向实用化、系统化迈进，已初步开发了一些预报软件系统。

综上所述，在 20 世纪的发展历程中，边坡工程经历了从现象认识——地质分析——岩体力学分析——机制分析——定量评价的发展历程。经过百余年的努力，边坡稳定性研究已经取得了令人瞩目的成就。然而，随着人类工程活动的加剧，尤其是我国大规模的资源和能源开赴以及基础设施建设，边坡的高度越来越大，形状变得复杂，工程实践中出现了一些新情况和新问题。对于具体的情况，应作具体的分析，并给出相应的解决方案。

1.3 课题主要研究内容和方法

本文主要研究以下几方面的内容：

（1）仓上金矿高陡边坡岩体的变形破坏机理及其破坏模式研究；

（2）利用合理的计算模型，运用极限平衡分析理论对仓上金矿高陡边坡稳定性进行分析计算；

（3）根据理论分析与计算结果，对仓上金矿高陡边坡提出综合治理方案；

（4）应用可靠性理论对治理方案的合理性进行评价。

本文的主要采用理论研究、数值分析和工程实践相结合的研究方法。

1.4 本课题的研究意义

开展边坡岩体由于开挖卸荷或塌方沉陷等因素引起的岩体稳定性研究，并根据该条件下岩体破坏机理来采取锚杆（索）的加固效应研究，不仅具有重要的理论意义，而且可以较好的指导岩土工程的设计与施工，并能为工程建设提供一定的借鉴和指导作用。同时，本课题的研究，对确保仓上金矿的安全生产，保证国家和人民财产的安全有着重要的意义。

2 高陡边坡稳定性分析

2.1 前言

边坡稳定性计算是边坡稳定性研究工作中的一项综合评价，这项工作直接关系到整个边坡研究及滑体方案设计工作的最终结论。因此，能否确定出具有工程代表性的剖面，找出符合客观实际的破坏模式，选定适当的计算方法，根据具体的工程地质条件确定岩体强度系数，运用先进的方法和手段是做好这项工作的关键。只有做到以上诸方面，才能做出恰当的、符合客观实际的评价。

在边坡工程地质、水文地质勘查和分析，岩石物理力学性质实验研究，边坡地下水渗流场分析基础上，对场地工程地质条件进行归纳、总结和评价。这样就从本质上将客观上十分复杂的工程地质条件合理的简化为能够定量评价的工程地质模性。在此基础上，根据不同的地质区域、确定出具有代表性的计算剖面、从而对各剖面进行稳定性计算。其合理性最终取决于工程地质、水文地质工作的深入程度，滑坡模式的确定、岩体力学参数的选取，渗流分析的成果，计算方法的选择，以及对影响边坡稳定性其他因素的合理考虑。

滑体稳定性分析是整个治理工程设计中的重要环节，既是对前述基础资料的系统总结、消化、吸收和具体应用，又是方案设计参数取值的依据。因而，其起到承上启下的作用，其计算方法及结果的可靠性，将直接影响到方案设计的可靠性和合理性。

一般来讲，滑体稳定性分析必须完成下列任务：

（1）建立合理的滑体破坏模式，并搜索出最可能的滑面位置，为加固工程的布置提供依据；

（2）计算出各不同区段的不同代表性剖面的稳定性状况，同时，对不同水位、不同的动力条件的稳定性进行估计；

（3）求出在不同状态下的推力；

（4）结合治理方案的措施，计算在工程实施后提供的剩余推力。

本文的基本思路见框图

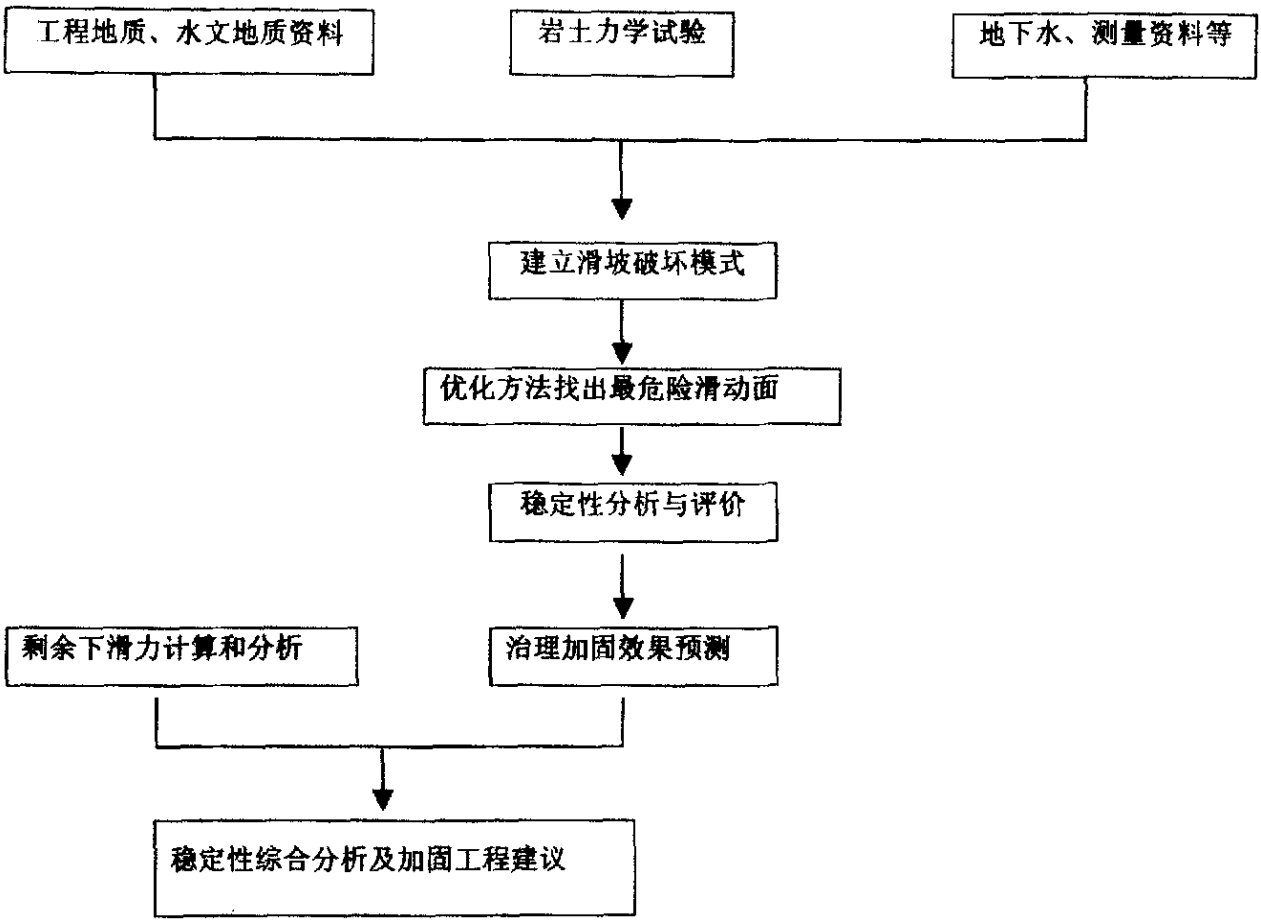


图 2.1 稳定分析步骤图
Fig.2.1 Steps of Stability Analysis

2.2 边坡稳定性评判准则

由于滑坡的危害性巨大，故对边坡破坏判据的研究一直受到人们的关注和重视。关于破坏至今无严格的科学定义。一种观点是以应力为判据，把材料在外力作用下，应力达到屈服极限或极限强度作为破坏判据。另一种观点是以变形为判据，把材料在变形过程中出现不允许的变形或裂缝看作是破坏。L. 米勒(1981)认为这在很大程度上取决 F 工程结构形式及用途。从生产角度看，矿山边坡不稳定，如位移不收敛，并不…定意味着边坡破坏。当位移量和位移速度达到影响采矿工作的进行，或岩体移动损坏采矿设备，威胁人身安全时可认为开采边坡破坏了。不影响开采的、位移量小于 1m 的不稳定边坡不是少见的。用卡车、电铲作业，开采位移速度达 100 mm/d 的不稳定区已取得成功、而在邻近破碎机，运输机或建筑物的边坡，岩体位移几毫米也许就要进行加固处理。在边坡稳定性评价中一般采用应力和位移作为判据．而在边坡溃屈破坏中，则采用了压杆失稳的稳定判据。

2.2.1 应力判据

用来表征岩石破坏应力条件的函数称为破坏判剧或强度准则。强度准则的建立应能反应其破坏机理。在边坡稳定性分析评价中应用较广泛的准则有：最大正应变准则、莫尔准则和库仑准则等。

（1）最大正应变准则

该准则认为物体发生张性破裂的原因是由最大拉伸应变ε达到极限应变ε_0引起的，其判据可写成：

$$|\sigma_3-\mu(\sigma_1+\sigma_2)|\geq\sigma_1$$

和

$$\sigma_1\geq\frac{1-\mu}{\mu}\sigma_3+\sigma_c$$

即当岩石(体)应力条件满足以上判据时，岩石(体)发生张破裂。该准则适用于无围压、低围压及脆性岩石条件。矿山边被的浅表部，应力重分布强烈区域，一般均为无或低围压状态。边坡开挖后在各平台的眉线和每一阶段边坡的中、上部常出现拉应力。数值分析中均以该准则判别岩体是否会产生拉破坏。

（2）莫尔强度（塑性）准则

该准则是岩石力学中应用最普遍的准则。它认为材料内部任意点的最大应力圆，如果处在强度包络线之内，则该点处于弹性状态。如果与强度包络线相切，则处于极限状态。如果超出强度包络线则该点剪切破坏，或塑性变形(柔性破坏)其普遍表达式为$\tau=f(\sigma)$。莫尔强度理论对包络线形状，没有具体建议，完全由试验确定。为便于计算，人们提出关于包络线形式的多种建议，如双曲线型，摆线则和直线型。

直线型包络线反映的剪切强度与库仑强度准则一致。因此，直线型包络线也称库仑-莫尔（Coulomb-mohr）强度线，可以用$\tau=\sigma\tan\varphi+C$表示。强度准则为：$\tau\geq\sigma\tan\varphi+C$

式中τ为某一平面上的剪应力，σ为该面上的法向应力，C为粘聚力。

以主应力表示的库仑—摩尔准则为：

$$\sin\varphi\leq\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_1+\sigma_3+2C\tan\varphi}$$

莫尔强度准则实质是剪切强度理论。该理论比较全面地反映了岩石的强度特性，它适用于塑性和脆性材料的剪切破坏，反应了岩石抗拉强度小于抗压强度的特性，并能解释岩石在三向等拉时会破坏，而在三向等压时不会破坏的性质。虽然该准则没有考虑σ_2

的影响，还不能解释所有观测到的强度变化以及在拉应力区的适用程度等问题。但也没有任何其他强度理论能获得这么多的实验证据。因此，莫尔强度准则被广泛地用于边坡稳定分析中。

（3）结构面剪切破坏准则—库仑准则

边坡破坏多沿结构面滑动产生，因此。结构面剪切破坏准则在边坡稳定分析中应用很广。

平整非啮合粗糙表面的摩擦性状，前人已做了大量工作．获得结构面的摩擦力与正应力成正比的摩擦定律。在低正应力下，以线性函数表达，即库仑强度准则：

$$\tau = \sigma_0 \tan\varphi + C$$

式中，σ_0为正应力，τ、C 分别为结构面的摩擦角和粘聚力。摩擦角取决于接触面的粗糙度。

该判据对硬性结构面和软弱结构面均适用。对起伏状啮合结构面，帕顿(N. R．Barton，1966)的理想化的剪切试验指出。在剪切滑移过程中，摩擦和滑升（扩容 dilatancy）或摩擦和剪切相伴生。在大吨位锚索锚固的边坡滑动块体的稳定分析中，强度应考虑锚固力因扩容而增大，和扩容角或称爬坡角随正应力加大而减小的作用过程。

（4）剪应变能强度理论(theory of shear strain energy)

该强度理论认为，当材料在三向应力条件下，单位体积的形变能与材料单纯受拉(压)达到破坏时的形变能相等，材料就屈服了。其屈服判据为：

$$\frac{1}{2}[(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2] \geq \sigma_y^2$$

式中，σ_y为材料的屈服强度。

（5）格里菲斯(Griffith)强度理论

格里菲斯指出，材料的破坏是从其中微小裂纹开始，材料破坏不是受本身的强度控制，而是取决于材料内部裂纹周围的应力状态，并建立了裂纹扩展的能量准则和格里菲斯应力准则。上述理论只在裂纹张开而不闭合演况下才能成立，该准则对研究岩石中裂纹的扩展是极有用的。由于节理岩体中的节理与细椭圆裂纹相差甚远，岩体中节理交切关系、长度和密度分布均较复杂，且足以影响裂缝周围的应力集中，因此，该准则在岩体中尚未得到实际应用。

孙广忠还提出了板裂介质岩体的破坏判据．与边坡稳定分疥相关的有结构体转动判

据，倾倒变形破坏判据和溃屈破坏判据。这些判据对边坡稳定分析有重要意义。

在边坡稳定分析中．用来判断薄板状顺层边坡，在坡角等于岩层倾角，且大于45°时，虽满足强度要求，也可能由于形状的改变而破坏。上述的溃屈破坏判据，就是根据压杆稳定欧拉公式推导出来的。破坏判据是根据某些假定，并用易测的强度参数和主应力建立起来的，判断材料是否破坏的关系式。因此，选择破坏判据应根据边坡破坏机制，破坏机制应与判据的假定相符。

2.2.2 位移判据

边被位移指边坡上质点的移动。位移可由变形产生，也可由整体运动产生，二者的概念和性质不同，使用中应区别对待。

边坡上各点的位移是边坡稳定状态最直观的反映。也是边坡开校过程中，各种因素共同作用(包括因素间相互作用)的综合表现。位移监测方法相对较简单，且可进行连续监测。通过位移监测可直接获得测点的位移量，位移方向、位移随时间的变化及其空间分布等资料。用于判断边坡岩、土体的稳定件和及时反馈、调整加固处理措施，保证边技工程的安全和经济。因此，在边坡工程实践中，运用变形资料来分析，判断边坡稳定性，已引起人们越来越大的关注。由于边坡岩性、结构而性状、赋存环境和施工方法等的复杂影响，对该问题的研究虽然已积累了一些资料和经验。但目前还未获得被普遍接受的准则和方法。边坡位移判据有三类：

(1)最大位移判据

即边坡破坏时的临界位移值μ。出于各个岩、土边坡破坏时的位移量常常非常分散。有的边坡位移量在毫米级或无任何警告的情况即已破坏。如，台阶边坡。而有的边被位移达数米尚未破坏，如金川露天矿的倾倒破坏。因此，很难选取某一总位移量的阀值作为边坡稳定与否的判据。最大位移判据通常作为边坡上(或附近)的工程对其位移量的允许值使用。

(2)位移速率判据

即确定临界位移速率。利用其作为边坡稳定状态判据是目前讨论最多，成果较丰富的一种方法。许多专家学者根据各自的经验提出了一些位移速率阀值，如：

1、日本学者矢野义男等(1994)针对土质滑坡所提出的位移速率阀值为：变形速率达到1mm/h时，一般认为立即就要发生滑落。此外，他们认为．通常要按以下情况来判断具有一定稳定性的滑坡正在向不稳定发展，应禁止行人和车辆进入滑坡范围:(1)变形计10天间位移量连续达1 mm/d以上；(2)变形计连续2天位移量达1cm/d以L；(3)变形计

连续 2 天位移量达 2mm/h 以上；（4）地基倾斜仪一周间累计倾斜量达$100''$以上；(5)地基倾斜仪一周间平均倾斜变动量达$30''/d$以上；(6)日最大倾斜变动量达$100''$以上。

2、Sahay. H 等(1986)针对互层沉积介质和煤层等的矿山边坡，提比了以下控制标准：

（1）警告危险已经来临，5～8mm/h。

（2）灾害即将发生，12～17mm/h。

3、孙玉科(1988)认为，一般当边坡变形速率达 10mm/d 左右时．边坡已接近临界破坏状态，此时的边坡距最终破坏时间大约只有 15 天时间。

4、我国电力部门有人提出（1995 年）采用每天位移矢量达 1.0cm 作为临界值。

2.2.3 安全系数

（1）安全系数的工程实践

安全系数有时亦称稳定系数。稳定系数是滑动面上的抗滑力(矩)与滑动力（矩）的比值。常以k表示，但在工程实践中，考虑到各种影响因素的不确定性影响及工程的重要性。常将大于 1 的稳定系数的某些阀值称作安全系数。它的选取，直接影响工程造价和安全。

在矿山边坡极限平衡分析中最常用的稳定系数公式是：

$$k=\frac{\sum R_i}{\sum S_i}$$

式中，k为稳定系数；$\sum R_i$为抗滑力的总和，$\sum S_i$为滑动力的总和。

在旋转滑动，如圆弧滑动情况下的，采用：

$$k=\frac{\sum M_{R_i}}{\sum M_{S_i}}$$

式中，$\sum M_{R_i}$为 抗滑力矩的总和；$\sum M_{S_i}$为滑动力矩的总和。

在有限元数值分析巾，也有采用单元强度和各高斯点上的应力比值来确定局部点上的稳定系数值。由于种种不确定性和非正常事件的影响，稳定分析所用的力和强度不是唯一的单值。所以设计中都采用大于 1 的安今系数k值，安全系数在长期工程实践的使用过程中，不断得以发展。并积累了丰富的使用经验。在一些规范和专著中已有明确的规定和建议，给出不同工程类型，不同规模和等级的岩土工程边坡，在不同工程地质条

件下的安全系数值。

（2）安全系数的不确定性

不同国家、不同工程类型、不同行业内的专家之间都会有很大的意见分歧和各自可以接受的安全系数标准。这是因为其本身带有很多不确定因素的缘故。究其原因主要有：

1、边坡潜在破坏面的不确定性，如滑动面的形状、位置，滑动面的连续性等往往很难确定，带有一定的人为推测性。假定破坏面不同，计算出的稳定系数不相同。对滑动面估计的可信程度等均影响安全系数取值。

2、对同一工程，同样[illegible]算模型和参数，采用不同计算方法，会因各方法的简化假定不同，其稳定系数也会有[illegible]，10%-20%的差值是常见的。

3、各国家、地区、部门和专家个人所涉及工程的地质复杂程度不向，共破坏模式、影响因素及其在开采过程中的变化和对边坡稳定性的影响，以及计算模型简化的合理性等方而判断的难易程度和可信度的不同，也是导致安全系数取值不同的重要原因。

4、计算参数多是经过室内外试验、帮理后确定的。由于地质条件的复杂性，岩体力学性质的不均匀性及各向异性，在可能破坏面上各点的试验参数值不可能是确切的单值，总是在一定范围内变化。

5、边坡内部应力分布是不均匀的，参数在空间的分布也是非均匀的，从而常常引起边坡岩体的累进性破坏。而极限平衡法不能反应岩体内部真实的应力一应变关系，因此，无法分析岩体累进破坏对岩体稳定的影响。边坡的服务年限，常年开挖、爆破、大型车辆运输的震动影响都使稳定系数有很大的不确定。

（3）安全系数的可行性

在安全系数的长期使用实践中，为减少这些不确定性因素的影响，各种安全系数的取值常与以下所述的一些力法、要求和规定配合使用。在使用时应充分考虑这些背景材料。应该说安全系数中也隐含着朴素的可靠度思想。一般说来，在选取安全系数时应综合考虑下列因素：工程类别和该工程所属部门的有关规定；边坡工程地质力学条件和特性的复杂程度；试验组数、取值方法、折减系数及力学参数的可靠性；对边坡稳定性因素及其在开挖过程中的变化，重要因素的敏感性及因素间的相互作用；以及目前无法列入计算的一些因素的掌握情况。力学模型的正确性和潜在破坏模式的推断；何在组合。建筑物等级和工程服务年限以及参数随时间的变化；工程地质人员和设计人员的经验、判断能力以及采用的计算方法本身的误差等，结合可类比的已建矿山边坡工程的经验综合考虑后选取安全系数值。

用安全系数评价边坡稳定性依然是边坡工程设计和评价的重要判据。设计中，安全系数取值问题一直是设计人员十分关注的问题。也是没有彻底解决的问题。目前按上述考虑进行专题论证，选取安全系数值，虽不能定量表达它的可靠性，但至少可以做到“心中有数”的程度。目前，一些大型露天矿边坡和水电边坡依然采用它作为稳定性判，也说明了它的适用性。

安全系数随服务期限的变化

在一定的边坡工程结构条件下，边被的稳定系数随着时间的推移将会逐渐降低。因此，在选用安全系数值时，必须考虑预测露天矿边坡稳定系数随时间的变化趋势。造成稳定系数降低的主要原因有：

1、爆破效应。

露大矿边坡通常是在不断地爆破采矿过程中形成的。直至开采结束，露天矿闭坑。爆破震动产生的惯性力，使潜滑体的下滑力增大，抗阻力减小(这在稳定分析中多加以考虑了)。在长期爆破震动荷载作用下，边坡岩体中具有弹、塑性性状的结构面将产生不可逆累计变形、裂隙扩展，并产生新的爆破裂隙。爆破是一种快速开挖方法，在爆破动荷载作用下，边坡中的初始应力迅速群放，岩体松动。据统计，爆破前后结构面的粘聚力值可降低 40%-60%。摩擦角降低 10%-15%。爆破震动分析表明，因此而造成边坡稳定系数降低 30%是可能的。不适当的爆破对岩体强度降低的影响则更大。爆破是一个长期作用过程，从而使边坡稳定系数的降低具有明显的时间效应。此外，与比类似的地震、大吨位车辆运输等的振动效应也会使边坡稳定系数逐渐减小。

2、风化作用。

风化作用使岩体中结构面规模增大、性状恶化，并可产生新的风化裂隙。风化作用也使岩石成分改变、结构破林，从而使岩石的物理力学性质恶化。特别是一些抗风化能力较差的软弱岩石，强度降低更大、更快。如粘土岩、页岩、片岩、红层中的粘土岩以及破碎岩体等，长时间的风化作用势必对边坡稳定产生不利影响。

3、服务年限。

服务年限对边坡稳定的影响是受各种因素制约和相互作用的结果。影响因素十分复杂，如岩性、岩体破碎程度、水文地质条件、边坡朝向、大气湿度、气温及其变化、降雨量和爆破振动等。日前尚未见到可靠的预测公式和方法。结合具体露天矿开采条件及其采矿的实践经验，建立服务期限和安全系数的关系是可行的途径。

2.3 边坡变形破坏形式

2.3.1 边坡地质条件

（1）四系地质条件

仓上金矿高陡边坡第四系露出厚度比较稳定，一般以-8m 平台为底面。主要成分为淤泥质粉质粘土、淤泥质土、中砂、砾砂等，自然状态下工程地质条件良好。因露采剥离在其南部形成临空面后使其工程地质条件变差。第四系中的地下水在氰冶厂区的水位标高约为 1.3m 左右，厂区两侧则在-8m 平台出露。在降雨量大且较为集中时，沿裂缝渗水或因第四系吸附降水后沿途层饱水，岩土层的自重增加，强度降低，在部分地区将形成小的滑坡或崩塌，滑坡体以扇形为主，前缘宽度小于 10m，高度小于 5m，厚度小于 3m，多堆积于-8m 平台，少量随降水流入坑内。

（2）岩地质条件

高陡边坡的基岩由 F31 向北依次为黄铁绢英岩质碎裂岩、黄铁绢英岩化花岗质碎裂岩、黄铁绢英岩化花岗岩及花岗岩四种。目前采场揭露的只有前三种，且黄铁绢英岩化花岗岩仅在 515 线至 519 线间的-8m 平台有小面积出露。因此，构成边坡岩体的岩性主要为黄铁绢英岩质碎裂岩和黄铁绢英岩化花岗质碎裂岩两种。

黄铁绢英岩质碎裂岩呈灰色或灰绿色，变余碎裂结构，斑杂状或块状构造，主要矿物成分为绢云母、微粒石英、原岩石英和黄铁矿，并含有少量的黄铜矿、方铅矿、闪锌矿、毒砂、磁铁矿、碳酸岩等。

黄铁绢英岩质碎裂岩的单轴抗压强度一般在 30~60Mpa 之间属坚硬、半坚硬岩石，岩体中的结构面以节理为主，密度约为 8~10 条/米，多呈闭合状，局部发育有断层。

黄铁绢英岩化花岗岩质碎裂呈浅灰~灰绿色，变余碎裂结构，块状、斑杂状构造。原岩矿物约占 30~40%，主要为石英、斜常石、钾长石、云母。蚀变矿物约占 60~70%，主要为绢云母、微粒石英、钾长石及少量碳酸岩、黄铁矿、方铅矿、闪锌矿等。

黄铁绢英岩化花岗质碎裂岩主要分布于黄铁绢英岩质碎裂岩与第四系地层之间的台阶坡面上，少量被第四系地层覆盖。该类岩石的单轴抗压强度一般大于 60Mpa，部分为 30~60Mpa，属坚硬、半坚硬岩石，裂缝的密度约为 3~6 条/米，岩体的完整性较好。

高陡边坡基岩风化带一般位于-40m 标高以上，东西两端边坡风化深度比较大，近 50m，边坡中间部位风化深度浅，风化带内岩石裂隙发育，工程地质条件差。

2.3.2 边坡破坏形式

根据以上的诸多因素，且通过现场滑体破坏调查的综合考虑，本地区滑体破坏主要以圆弧性互动破坏占主导的边坡破坏模式。从地质条件报告中可知，各区边坡眉线以北未发现有顺坡向的断层，而坡体上部的拉张裂缝倾角较陡，总体边坡的破坏模式应为圆弧形。而台阶边坡存在的不连续面的组合关系，故使区内边坡可以发生上部沿断层滑动，下部剪断岩体的平面——圆弧复合型破坏。节理面之间的不利组合可切割成楔形破坏体，因其规模较小，所以本次研究以圆弧破坏、复合型圆弧破坏对高边坡各区段整体边坡进行分析。

2.4 滑动面寻优方法

计算中采取了最优化寻优与现场实测滑面位置相结合办法寻找最大范围可能的破坏区。

2.4.1 基本假定

（1）剪切破坏面形态用圆心坐标（X0,Y0）描述，并从坡脚剪出。

（2）由于圆心坐标（X0,Y0）两参数同时变化，为防止圆弧面与边坡面不相交，选择另一有效变量 X0 和圆心坐标（X0,Y0）一起来描述圆弧形剪切破坏面形态，如图所示。

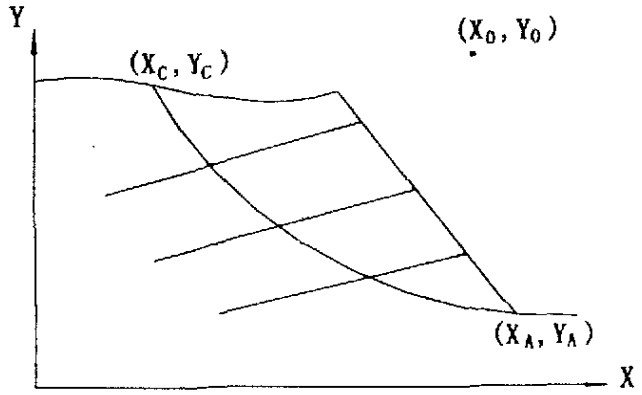


图 2.2 圆弧形剪切破坏面和形状
Fig2.2 The Sketch of Destructive Shape

XC为边坡面上的任意一点（XC，YC）的横坐标值，YC可通过边坡几何特征点坐标插值求得。

（3）假定变量 XC 和圆心横坐标 X0 及坡脚坐标（XA,YA）,则圆心坐标 Y0 就可通过下式求得：

$$(X_0 - X_A)^2 + (Y_0 - Y_A)^2 = (X_0 - X_C)^2 + (Y_0 - Y_C)^2$$

2.4.2 单纯形加速法求解原理

假定在强度指标和荷载均确定的情况下，边坡状态函数的基本不变量仅仅为确定破坏面的坐标值，即:

$$Z = F[(x_1, y_1),(x_2, y_2),\cdots,(x_n, y_n)]$$

因 y_1 为 x_1 所决定，故又可写为

$$Z = F(x_1, x_2,\cdots, x_n)$$

若定义状态函数值为安全系数，目标函数则为安全系数最小，即：

$$MinZ = MinF(x_1, x_2,\cdots, x_n)$$

对应 $MinZ$ 的破坏面则为最危险破坏面。

这属于一个无约束条件下多变量函数的寻优问题，我们采用单纯形加速法来求解。

单纯形加速法的基本思想是：首先计算出若干破坏面对应的安全系数 $F_i(X)$，进行比较，从它们的大小关系判断出安全系数 $F(X)$ 的变化趋势，作为寻找下一次更小安全系数对应的破坏面的参考。

根据上式，安全系数 F 由 n 个坐标 $(x_1, x_2,\cdots, x_n)$ 决定，则可以首先 $n+1$ 个破坏面 $X_0, X_1,\cdots, X_n$，即 X_1 代表一个破坏面 $X_1 = \{x, x,\cdots, x_n\}$,则寻优过程为：

计算安全系数值 $F_i = F(X_i)$,(I=0,1,2…n),比较 $n+1$ 个破坏面对应的安全系数 $F_0, F_1,\cdots, F_n$ 的大小，找出安全系数最大的破坏面 X_H 及安全系数最小的破坏面 X_L，即：

$$F_H = F(X_H) = Max\, F_i$$

$$F_L = F(X_L) = Min\, F_i \qquad (i=0,1,2\cdots n)$$

以及除 H 破坏面之外的安全系数最大破坏面 X_G

$$F_G = F(X_G) = Max\, F_i \qquad (i=0,1,2\cdots n)$$

(2)计算反射点，即可那安全系数最小的破坏面 XR,即：

$$X_R=\frac{2}{n}(\sum_{i=0}^{n}X_i-X_H)-X_H$$

(3)若$F_R=F(X_R)\geq F(X_G)$，则压缩步长，令

$$X_S=(1-\lambda)X_H+\lambda X_R$$

式中λ为压缩因子，0<λ<1，λ≠0.5，然后计算F(XS),并转向下述的 e。

(4)若$F_R<F_G$,则加大步长，令

$$X_E=(1-\mu)X_H+\mu X_R$$

式中μ为最大因子，μ<1。然后计算$F_E=F(X_E)$，若$F_E<F_R$,否则$X_S=X_R$

(5)若$F(X_S)<F(X_H)$，则破坏面X_S代替X_H，并和其他几个破坏面构成新的单纯形，若$F(X_S)<F(X_G)$，则进行单纯形收缩，令：$X_e=(X_i+X_L)/2$ $(i=0,1,2,\ldots,n)$

(6)继续上述过程，直到满足

$$\left|\frac{F(X_H)-F(X_L)}{F(X_L)}\right|\leq\varepsilon$$

计算中，初始单纯形产生，可取一正数h，令$X_i=X_o+hE_i$，E_i为单位向量，$E_1=(1,0,0\ldots,0)^T$，$E_2=(1,0,0\ldots,0)^T$，$E_n=(1,0,0\ldots,0)^T$，$h=0.5\sim2$。

根据上述原理，编制破坏面优化分析程序OPTIM，程序框图如图2.3所示。

优化分析过程中，边坡原理数据均由数字化仪输入，最终优化结果可由绘图仪输出，充分地运用了计算机CAD功能。这种CAD系统为基础的工程体系，可大大节约分析时间，使用简便。

2.5 稳定性计算方法

边坡稳定性定量分析的核心问题是边坡安全系数的计算。边坡稳定性分析方法较多。目前矿山工程常用的分析方法仍以极限平衡法为主，因其计算方法简便，并能定量地给出边坡稳定系数大小。不足点是不能给出边坡岩体的受力变形状态，数值分析方法则正好弥补了这一不足，但在很多情况下数值分析不能给出一个确定的破坏面。

许多文献中采用了边坡稳定性安全系数k的普遍表达式：

$$k=\frac{\int F(x,y,y')dx}{\int G(x,y,y')dx}$$

式中，F、G 为与边坡几何条件和滑动面强度参数条件有关的函数。

本次稳定性计算,方案设计所采用的计算方法均为简化 Bishiop 法和余推力法。以简化 Bishiop 法为计算基础,得出安全系数,然后用余推力法求出最后一个块体的剩余推力，作为加固治理分析用，并同时考虑了两种方法的计算结果差异。

2.5.1 Fellenius 法（又称瑞典分条法）

视滑体为一刚性块，滑动为如图所示的绕圆心 O 点，滑动面为以 R 为半径所划出的圆弧。据滑动面上抗滑力矩M_r与下滑力矩M_s之比，导出稳定系数k的关系式：

$$k=\frac{M_r}{M_s}=\frac{\sum_{i=1}^{n}f_i n_i+\sum_{i=1}^{n}C_i L_i}{\sum_{i=1}^{n}T_i}$$

式中，$f_i=\tan\varphi$；$N_i=W_i\cos\theta_i$

2.5.2 Bishop 法

工程上一般应用简化的 Bishop 法。本法的特点是要考虑条块间力的传递关系，如图所示，对第i条块，假设条块反力E_i与E_{i+1}均为水平方向，而略去条块两垂直侧边上的剪力作用。据垂直方向力$\sum y=0$和对圆弧中心的力矩$\sum M=0$的平衡条件，联合求解得出稳定系数k的表达式。

$$k=\frac{\sum\{\frac{\Delta x[C'+(\gamma h-\mu)]\tan\varphi'}{M_a}\}}{\sum\gamma h\Delta x\sin\alpha}$$

式中，$\Delta x=l\cos\alpha$；$m_a=\cos\alpha(1+\frac{\tan\varphi'\tan\varphi}{k})$

依 Hoek.E 的表示法，令：

$$X=\{C'+(\gamma h-\gamma_w h_w)+\tan\varphi'\}\frac{\Delta x}{\cos\alpha}$$

$$Y=\tan\alpha\tan\varphi'$$

$$E=\gamma h\Delta x\sin\alpha$$

$$Q=\frac{1}{2}\gamma_w z^2\frac{a}{R}$$

则，k 可写成：

$$k=\frac{\sum X/(1+Yk)}{\sum E+Q}$$

式中两边均包含 A，计算时须采用迭代法逼近求解，Hoek 的意见，对每一条块，仅当满足以下两个条件时，k 的计算公式才有效：

$$\sigma=\frac{\gamma h-\gamma_w h_w-C'+\tan\varphi/k}{1+y/k}>0;\qquad \cos\alpha(1+y/k)>0.2$$

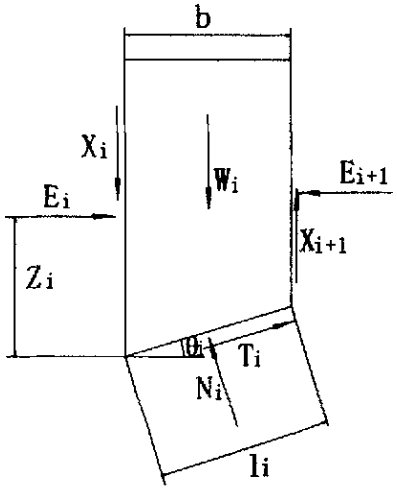
Bishop 法本身未能解决临界滑动圆弧的问题，Hoek 在结出了四个相应的诺谟图求取临界圆弧，把问题归结为：

1、求圆弧中心的坐标值 x、y；

2、求张裂隙距坡顶点的水平距离 b。

2.5.3 余推力法

又称不平衡推力传递法，其假设每一条块间合力方向与上一条底面平等，力系析见图 2.3。



2.3 余推力法力系分析

Fig.2.3 the Chart of Remaining Thrust Method

$$P_i=W_i\sin\alpha_i+KW_i\cos\alpha_i-\varphi_{i-1}P_{i-1}[(C_il_i+W_i\cos\alpha_i-U_i-KW_i\sin\alpha_i)\tan\varphi_i]/F_s$$

式中 φ_i 为力传递系数,其值为

$$\varphi_i=\cos(\alpha_{i-1}-\alpha_i)-\sin(\alpha_{i-1}-\alpha_i)\tan\varphi_i/F_s$$

计算时，给出不同的F_S值，自上而下求P_i,使得$PN=0$的F_S即为所求安全系数。在求剩余推力时，只要求出不同F_S条件下的P_N,所应具有的剩余推力可内插求得。

2.5.4 萨尔玛法（Sarma）

Sarma 法是近年来发展起来的新方法，它适用于各种类型的滑坡计算。

其计算图式如图 2.4 所示。其中，Wi 为块状 i 的自重；KWi 为地震加速度引起的水平向惯性力；K 为地震加速系数；bi 为条块底滑面宽度；Li 为倾斜面长度；δi 为斜侧面与铅垂线夹角；Xi、Ei 为斜侧面上的切向及法向反力；Ti、Ni 为底滑面上的切向及法向力；ui 为浮托力；PWi 为斜侧力的水压力；αi 为底滑面倾角；Ri 为滑弧半径；Qi 为水平向作用力（如地震惯性力）。若滑体达到极限平衡状态时，临街加速度系数为 Kc，Sarma 法的计算公式如下：

$$K_C=\frac{a_n+a_{n-1}e_n+a_{n-2}e_ne_{n-1}+\cdots+a_1e_ne_{n-1}e_3e_2}{p_n+p_{n+1}e_n+p_{n-2}e_ne_{n-1}+\cdots+p_1e_ne_{n-1}e_3e_2}$$

式中：

$$d_i=Q_i[W_i\sin(\varphi_i-\alpha_i)+K_i\cos\varphi_i+S_{i+1}\sin(\varphi_i+\alpha_i-\delta_{i+1})-S_i\sin(\varphi_i-\alpha_i+\delta_{isd})]$$

$$P_i=Q_iW_i\cos(\varphi_i-\alpha_i)$$

$$e_i=Q_i\cos(\varphi_i-\alpha_i+\varphi'_i-\delta_i)\sec\varphi'_i$$

$$R_i=C_ib_i\sec\alpha_i-u_i\tan\varphi_i$$

$$S_i=C'_iL_i-PW_i\tan\varphi'_i$$

$$Q_i=\sec(\varphi_i-\alpha_i+\varphi'_{i+1}+\delta_{i+1})\cos\varphi'_{i+1}$$

其中：

$C'_i\varphi'_i$——条块侧面的凝聚力和摩擦角。

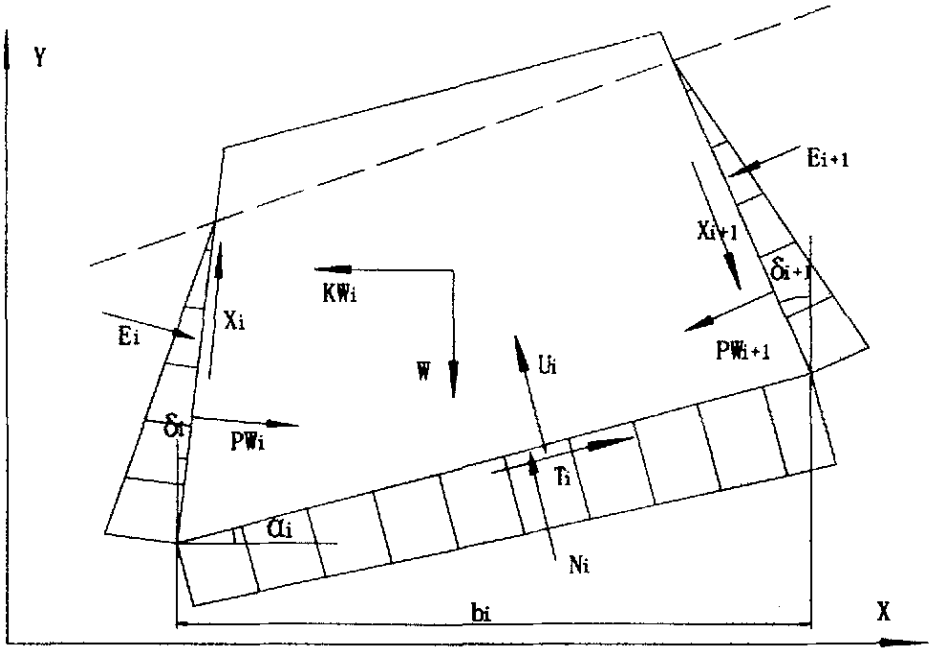


图 2.4 萨尔玛法计算图式

Fig.2.4 Sketch of Smara Method

3 高陡边坡稳定的可靠性分析

3.1 前言

边坡可靠性是评价和衡量边坡工程质量的综合性指标。提高边坡可靠性与提高边坡工程质量具有同样的含义。因此，在广泛的边被工程设计、施工和使用中，深入地分析、评价边坡的可靠性，成为边坡工程实践的必需。

在我国，边坡可靠性研究工作开展较晚，时至1983年，攀钢石灰石矿边坡可靠性分析与经济分析研究课题才作为第一个这个领域的研究成果通过冶金部级鉴定。近年来，边坡可靠性研究和应用得到一定的发展，尤其是作为我国“七五”计划重点科技攻关项目“尖山铁矿边坡优化设计方法研究”，共对可靠性分析作了全面地、深入地探讨。可以预计，可靠性分析方法的推广和应用必将进一步推动我国边坡工程技术的进步。

目前，边坡可靠性分析所常用的方法有：

(1)蒙特卡洛模拟方法，亦称随机模拟方法或统计试验方法；

（2）可靠指标法，包括中心点法和验算点法；

（3）统计矩近似法，办称Rosenblueth统计“矩法；

（4）随机有限元法，是可靠指标法与数值法相耦合的方法，包括一次线性逼近法和叠代验算法。

3.2 可靠性分析程序

边坡可靠性分析程序简要说明如下：

（1）校核已有边坡的可靠度，自然有特定的边坡几何形状和相应的边坡工程地质剖面图；为设计边坡，可指定一组边坡几何形状(反映边坡角、边坡高度、边坡轮廓线变化)和相应的边坡工程地质剖面图。这是边坡分析的基础，无论采用哪种分析方法，地质模型和数据的精确性决定分析结果的精确性。或者说，离开可靠的地质模型的分析，任何分析方法和精度都是没有意义的。这一点，对于所有岩土工程问题都是一样的。

（2）根据边坡岩体工程地质力学判断和破坏机理分析，识别潜在破坏模式，确定破坏面的可能形状。如果由空间位置比较确定的不连续面构成潜在破坏面，可以此作确定型破坏面处理；如果预计潜在破坏面只有有限个可能变化形态，如双全曲线破坏面中主滑面

与次滑面的不同组合，圆弧形破坏中不同圆弧位置，顺层滑动--剪切岩体破坏中破坏面在某一软弱岩层中的可能位置，等等，可采用试验法或共它优化求解方法，找到安全系数最小破坏面或最危险破坏面，并在可靠性分析中把它视作确定型破坏面处理；如果破坏模式已确定，如楔形破坏，阶梯形破坏，等等，但由边被岩体不连续面的空间分布决定潜在破坏面形状是随机的，则可根据构成可能破坏面的几组不连续面产状要素、间距、长度、搭接长度答的分布函数和统计参数，通过计算机按预定的模式进行随机模拟求得。

（3）基本状态变量是可靠性分析的依据。参加计算的所有随机变量，包括岩体和不连续面抗剪强度、地下水压、组成破坏面的不连续面的产状、长度、起伏角、弹性模量、泊松系数、岩体容重，等等。均需掌握它们的空间分布规律，求出它们的统计量，如均值、方差、变异系数等。有的分析方法还需根据工程岩体的地质特征和实际测试数据的数量和质量，确定其经验分布或拟合标准型概率分布，相应地确定分布函数和分布参数。数据捕捉方法和数据精度要求，均需根据工程设计阶段和工程性质来确定。一般，对于大型重点工程和可靠度要求高的工程，需要有足够数量、足够精确的样本量来确定随机变量的分布类型。

（4）确定边坡破坏标准，建立极限状态方程。首先，根据假定的破坏模式和潜在破坏面的形状，选取合适的安全系数计算方法，依此 t 建立极限状态方程，确定评价准则。如果采用蒙特卡洛模拟方法和统计矩法，则直接由安全系数计算公式求得安全系数样本和统计量；如果采用可靠指标法，若所选用的安全系数公式为显式，则可用安全储备的表达式直接建立极限状态函数 $Z=g(X)=0$，这里，Z 定义为安全储备，即 $Z=M_s$；若所选用的安全系数公式为隐式，则可用安全系数(F_s^{-1})定义安全储备，即；如果采用随机有限元方法，则需依从 Morh-Colmb 破坏准则建立极限状态方程。

（5）选择可靠性分析方法，计算可靠指标和破坏概率。根据工程对象的设计阶段和要求，以及可用基本状态变量的数据状况，选择分析方法。如果只知道状态变量的均值和方差，可以在假定的概率分布下，求得可靠指标和破坏概率；如果已知状态变量的概率分布和参数，既可采用可靠指标注，又可以采用蒙特卡洛模拟法求得比较精确的解。如果需要比较详细地了解边坡岩体变形特性和局部破坏状况，可以采用随机有限元方法。

（6）选取设计可靠度指标，即指定可靠度的可接受标准，并将它与实际计算结果相对照，如果对计算结果满意，则推荐设计使用；如果对计算结果不接受，则需要重新修改边坡几何形状，或采用提高可靠的工程措施，重新进行可靠度计算、分析和评价。

3.3 边坡可靠性分析方法

3.3.1 蒙特卡洛模拟法

3.3.1.1 概述

在边坡工程系统辨识、系统分析和系统设计中，有些基本条件和特性是假定已知的，如边坡岩体结构、强度参数、地下水压分布、可能破坏模式等，但并不确知。还有些因素，如强度调动过程、软化应变作用、空间变量间相互影响下系统状态和特性等，目前尚为未知。特别是大型高深露天矿的设计边坡，因不能通过完全揭露而实现直接识别，所以，从很大程度上讲，大部分边坡工程系统是一个灰箱问题。而且，由于边坡工程浩大，不适宜 也不可能在实际作业过程中，以高昂代价对边地形成、破坏过程进行直接的实验研究。而对这样理论上和实验上的双重困难，采用蒙特卡洛模拟方法，通过构造模型和进行模拟试验，把复杂的空间条件和时间过程简化成集总参数，进而求得安全系数或安全储备的概率分布及分布参数的特征值均值、标准差、破坏概率等，以此作为边坡工程问题的近似解，这是极为适宜的。

在边坡工程中，坝肩边坡、路堑边坡、渠道边坡等一般是一次性完成的。而露天矿边坡、排土场边坡、尾矿坝边坡、电厂的灰场边坡，是在连续开采和堆置过程中逐少形成的，从时间意义上讲，它们是一个连续系统，但从工程角度说，我们并不关心边坡系统变化的全过程。因而，假定边坡破坏的发生和安全状态变化是在有限个离散时间点上(即相应每个采矿延深阶段或一定边坡高上)瞬间完成的。这样，只需模拟在每个离散时间点上、给定条件下边坡安全状态参数和破坏事件的发生。应当指出，在边坡系统模拟中，破坏事件的发生和系统安全状态变显几乎总都是随机的，因此，必须把它们作为随机问题加以考感。

3.3.1.2 蒙特卡洛模拟法的基本思想

蒙特卡洛模拟法的基本思想是，若已知状态变量的概率分布，根据边坡的极限状态条件$g(X_1,X_2,\cdots,X_n)=0$，利用蒙特卡洛方法产生符合状态变量概率分布的一组随机数$x_1,x_2,\cdots x_n$，以之代入状态函数$g(X_1,X_2,\cdots,X_n)=0$计算得状态函数的一个随机数。如此用同样的方法产生N个状态函数的随机数。如果在N个状态函数的随机数中有M个小于或等于 1(以安全系数表示边坡状态)或小于或等于零(以安全储备表示边坡状

态)，当 N 足够大时，根据大数定律，此时的频率已近似于概率，因而可得边坡的破坏概率

$$p_f = p\{g(X_1, X_2, \cdots, X_n) \le 0\} = \frac{M}{N}$$

如有必要，也可由已得的 N 个 $g(x)$ 值来求均值 μ_g 和标准差 σ_g，从而得到可靠指标 β。

3.3.1.3 蒙特卡洛模拟法的优点

蒙特卡洛模拟法的主要优点是：

（1）对于实际边坡工程系统，特别是露天矿边坡系统，由于各种因素复杂且多变，很难用一组数学方程来描述，即使在一些假设条件下建立了系统的数学模型，也难以获得解析解。另一方面，也绝不可能在闭坑之前，取得有关边坡稳定状态的全部实际变化资料，而采用蒙特卡洛模拟法，则可确定系统性能，估计系统可靠度，预测出任一指定开采时期、指定边坡地段、指定条件下边坡的稳定状态，进行系统风险分析，使复杂的时空相互作用问题得以处理。

（2）用蒙特卡洛法评价边坡可靠度，受问题条件限制的影响较小，其收敛性与极限状态方程的非线性、变量分布的非正态性无关，适应性强。就可靠度计算而言，若随机变量的变异系数大于 30%，可靠指标法的计算结果往往远离精确解。然而，蒙特卡洛法却不受这个约束。而且，因为蒙特卡洛法的计算是通过大量而简单的重复抽样实现的，方法和程序都很简单。

（3）因为蒙特卡洛法的方法误差只与标准差和样本容量 N 有关，而与样本元素所在空间无关，则它的收敛速度与问题维数无关；同样，蒙特卡洛法的收敛是概率意义下的收敛，可指出其误差以接近 1 的概率不超过某个界限，亦与问题维数无关。

3.3.1.4 一般形式及模拟步骤

1、一般形式

对于边坡工程，根据边坡岩体结构，破坏机理和受力状态，可以建立如下状态函数：

$$Z = g(X_1, X_2, \cdots, X_m)$$

式中 $X_1, X_2, \cdots, X_m$ 为 m 个具有一定分布相互独立的随机变量。如果我们把状态函数 Z 定义为安全系数，且随机地从诸随机变量的 X_i 的全体中抽取同分布变量

$x_1, x_2, \cdots, x_m$,则可由上式求得安全系数的一个样本Z.如此重复，直到达到预期精度的充分次数N，便可得到N个相对独立的安全系数观测值$Z_1, Z_2, \cdots, Z_n$。根据安全系数表征的极限状态$Z=1$,可构造一个随机变量Y：

$$\begin{cases} 1 & Z \le 1 \\ 0 & Z > 1 \end{cases}$$

设在N次试验中，出现$Y=1$即$Z \le 1$的次数为M，则边坡破坏概率

$$p_f = \frac{M}{N}$$

此式即为直接按蒙特卡洛模拟法计算破坏概率的公式。

显然，当N足够大时，安全系数的统计样本$Z_1, Z_2, \cdots, Z_n$，可以比较精确的估计安全系数的分布特征，其均值和标准差分别为：

$$\mu_z = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} z_i$$

$$\sigma_z = \left[\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(z_i - \mu_z)^2\right]^{\frac{1}{2}}$$

进而可以根据G_z拟合的理论分布，通过积分方法求得破坏概率。

在标准正态空间，也可根据μ_z和σ_z求得可靠性指标

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z}$$

破坏概率则为：

$$p = 1 - \varphi(\beta)$$

式中$\varphi(\beta)$为标准正态分布函数。

2、模拟步骤

蒙特卡洛模拟法在模拟模型中不包含时间因素，就是模拟露天矿开采过程中的边坡系统状态，它也仅代表系统在指定的形成速度下、在相对时间的有限个点的状态，并假设系统状态的变化是在该时间点上瞬间完成的，因此是离散事件系统的静态模拟。这里的事例是指一次独立的试验结果，即一个表示稳定状态的安全系数或安全储备值。在此

模拟中，我们不关心在每个离散时刻点上系统状态的变化过程，要模拟的只是对应于离散的时间点上出现的事件和系统的状态参数。因为事件的出现以及系统状态变量都是随机的，故将它们作为随机问题来处理。具体的模拟过程现简要说明如下：

（1）确定边坡可靠性分析工程地质剖面，选择正确的破坏模式是蒙特卡洛模拟的基础，只要正确的地址剖面和破坏模式才能保证模拟结果的准确。因此，与其他所有边坡稳定性分析方法一样，均应详细分析边坡岩体结构、边坡几何形状、工程环境与破坏机理，提供典型的边坡可靠性分析工程地质剖面。

（2）确定影响边坡稳定性的各个输入变量的概率分布和分布参数，主要包括构成边坡岩体与有关不连续面的产状要素、强度指标、容重、震动加速度以及水文地质参数等。当然，输入数据中也包括确定型参数。这些变量的数目和类型需根据工程岩体特点、工程要求和分析方法具体确定。

（3）输入边坡的几何形状，使之投绘在所分析的工程地质剖面上。对于已形成边坡的可靠性分析，则是实际的边坡形状，对于设计边坡，则是一组边坡几何形状，以供分析和比较。

（4）在分析剖面上，根据已判定的破坏模式，确定最危险的潜在破坏面。或者指定若干个可能破坏面采用试算方法，或者采用某种优化求解方法，寻找到抗剪阻力最小的路径、或安全系数最小、或破坏概率最大的破坏面作为最危险破坏面。这里隐含假定：模拟过程中的破坏面是确定的。应当说明，破坏面的形成具有一定的随机性。然而，据多年的实际工程经验，根据边坡岩体内不连续面的几何数据(产状、间距、长度、搭接长度等)随机模拟产生破坏面，不仅有的原始数据难以获取，而且有的模拟出来的破坏面形态也令工程概念难以接受。而通过系统分析取其工程最弱者作为确定型问题处理，这不仅使问题简便，也符合工程的安全意义，相当于既计算了安全系数，又评价了安全系数的可靠度。

（5）根据步骤（2）所确定的诸随机变量$\{X_1, X_2, \cdots, X_m\}$的分布类型和参数，随机抽样取得同分布的一组随机数$x_1, x_2, \cdots, x_m$。

（6）由所建立的状态方程计算出一个函数值或安全系数或安全储备，即取得一个随机事件样本。

（7）重复步骤（5）和（6），直到达到满足预期精度要求的试验次数 N，如此对一特定边坡分析剖面，特定边坡几何形状取得 N 个抽样值。

（8）根据N个安全系数值或安全储备值，估计并检验其概率分布$G(Z)$，估计其均值μ_z和标准差σ_z，统计安全系数$Z \le 1$（安全储备$Z \le 0$）的样本数。

（9）计算可靠指标β和破坏概率p_f。对于重要的大型露天矿边坡设计，还需按不同边坡高度，分段计算破坏概率，最后绘制出可靠度随边坡高度的变化曲线。

（10）判别破坏概率p_f计算结果是否满足允许值，即风险水平能否被接受。如果满足预计要求，则推荐此边披设计方案；如果不满足预计要求，则返至步骤(3)，修改边坡几何形状或采取其他提高可靠度的措施，重新进行分析。

3、误差估计与模拟次数

由于随机抽样试验是概率为p的伯努利试验，所以估值p_f的期望值为：

$$E(p_f) = E(\frac{M}{N}) = p$$

p_f的方差为：

$$Var(p_f) = \frac{Var(M)}{N} = \frac{p(1-p)}{N}$$

p_f的标准差为：

$$\sigma_{pf} = \sqrt{\frac{p(1-p)}{N}}$$

实际计算中，可用计算的p_f作为p的估值，则：

$$\hat{\sigma}_{pf} = \sqrt{\frac{p_f(1-p_f)}{N}}$$

从式中可见，随机抽样计算结果的标准差σ_{pf}与$\sqrt{N}$成反比，若需将其标准差降低一个数量级，则试验次数必须增大百倍。

现确定随机抽样需要的试验次数。按中心极限定理，当N充分大时，有：

$$\frac{p_f - p}{\sigma_{pf}} \sim N(0,1)$$

因此，显著水平α的置信区间为:

$$p\{\left|\frac{p_f-p}{\sigma_{pf}}\right|\le K_{\alpha/2}\}=1-\alpha$$

式中 $K_{\alpha/2}$ 为 $N(0,1)$ 的 $\alpha/2$ 的百分位值。上式可改写为：

$$\varepsilon=\left|p_f-p\right|\le K_{\alpha/2}\qquad \sigma_{pf}=K_{\alpha/2}\sqrt{\frac{p(1-p)}{N}}$$

当取 $K_{\alpha/2}=1.96$ 时，则可以 $1-\alpha=95\%$ 的置信度相信 $p_f\pm1.96\sigma_{pf}$ 的区间会包含 p 值，而估值 p_f 的绝对误差为：

$$\varepsilon=\left|p_f-p\right|=1.96\sigma_{pf}=1.96\sqrt{\frac{p_f(1-p_f)}{N}}$$

相对误差为：

$$\varepsilon=\frac{\left|p_f-p\right|}{p_f}\le\frac{1.96\sigma_{pf}}{p}=1.96\sqrt{\frac{1-p_f}{p_fN}}$$

可得需试验次数：

$$N=\frac{K_{\alpha/2}^2\sigma^2}{\varepsilon^2}=\frac{K_{\alpha/2}^2p(1-P)}{\varepsilon^2}$$

可见，当 p 较小时，所需试验次数 N 较大，而且，随着试验次数 N 的增大，方法误差 ε 在减小，逐渐趋于收敛。

综上，如果我们采用上式求算试验次数，假定 $p_f=10^{-1}$，$|\varepsilon|=10^{-4}$，显著水平 $\alpha=0.05$，则得 $N=40000$。对于一般性工程，取 $N=5000\sim10000$，已完全可以满足工程评价精度要求。在实际应用中，还可以在同样试验次数条件下，采用减少标准差的抽样方法，实现方法误差的有效降低。

3.3.2 可靠指标法

3.3.2.1 概述

在边坡可靠性计算个，由于边坡体受力情况比较复杂，状态变量众多且分布各异，极限状态方程往往是非线性的，采用蒙特卡洛模拟方法，不受分析条件的限制，不管极限状态方程是否线处，也不管分布是否服从正态分布，都可以简明地模拟出边坡系统的

主要状态或特征，只要模拟次数足够多，就能得到一个相对精确的破坏概率值。但是，它需要预知各基本状态变量的分布形式和参数。当基本变量$X_i(i=1,2,\ldots,n)$的概率密度未知，或者在概率密度函数复杂不易求其分布参数的积分时，可利用 Taylor 级数展开后忽略两次以上的项，只考虑它们的一阶原点矩(即均值)和二阶中心矩(即方差)这两个特征参数，近似地计算状态函数的均值和方差，求得可靠指标和破坏概率，故也称作一次二阶矩法。

可靠指标法是一种实用的近似概率设计法，它的应用，在土木工程和结构工程设计中被认为是代替部分安全系数的应用的一个有效方法，在露天矿边被工程设计中，已开始进入实际应用阶段。由于这种方法概念清楚，计算简便，因此，必将在未来工程实践中广为接受，不断得以完替，发展成为一种富有生命力的方法。

对于非线性极限状态方程，涉及到偏导数的赋值问题，如果对状态函数在平均值处用 Taylor 级数展开即用平均值赋值，称之为中心点法。中心点法会带来较大的误差，因为由平均值所确定的坐标点位于安全区，而不是在极限状态曲面上。为此， 而将 Taylor 展开式的点选在极限状态曲面上，并且只在破坏概率最大的这个点上，这个赋值点称为验算点，经过这样改进后的一次二阶矩法称为验算点沾。下面简要介绍这两种方法。

3.3.2.2 中心点法

E.Rosenblueth 和 L.Estera(1972) 定义对数正态分布随机变量模型。它的基本思想是：假定状态函数是基本变量的线性函数，在基本变量相互独立、且又均服从正态分布或对数正态分布情况下，可靠指标定义为：

$$\beta=\frac{\mu_z}{\sigma_z}$$

式中，μ_z为状态函数 Z 的平均值；σ_z为状态函数 Z 的标准差。

在这种情况下，下面的关系式才成立：

$$p_f=\phi(-\beta)$$

式中，p_f为破坏概率，$\phi(*)$为标准正态分布函数。

出于在分析时，对状态函数进行线性化处理，采用了 Taylor 级数在平均值(即中心点)处展开，故简称中心点法。

3.2.2.3 验算点法

在实际工程中，状态函数的基本变量往往不止两个，而且也不一定都服从正态或对数正态分布。为了使理论模型符合客观实际，R.Rachwitz 和 B.Fiessler 提出了当量正态变量模型，并把极限状态函数推广到两个以上变量的非线性的更一般情况。这就是改进的二阶矩理论，或称验算点法。

验算点法有情况：一是两个正态分布变量；二是多个正态分布变量；三是多个非正态分布变量；四是相关变量的处理，即从阐述验算点法的基本概念开始，逐步深入更复杂的分析和应用。

通过分析与比较，对于仓上金矿高陡边坡宜采用蒙特卡洛模拟法进行边坡可靠性分析。

3.4 可靠性分析

3.4.1 允许安全系数的确定

如何确定一个即能保证工程安全有在经济上合理的安全系数，必须经过理论分析，计算和工程经验，安全系数的确定正确与否，直接关系到工程的安全和经济效益问题，安全系数越高，经济效益越差，二者是成反比例的，因此必须引入“允许安全系数”的概念。

允许安全系数是我们在评价边坡稳定性时的一项重要指标。通常认为当计算得到的安全系数大于允许安全系数时工程为稳定的；小于允许安全系数时为不稳定的。它的确定取决于对各种影响因素的考虑，并且在很大程度上依赖于工程经验。

本报告允许安全系数的确定参照了国内外边坡稳定性研究及滑体加固后应达到的安全系数的成果，并充分了解这些成果中允许安全系数的取值背景，同时在取值时主要还考虑了下列因素：

（1）勘探工作的控制程度、边坡的实际暴露情况、基础资料是否翔实、试验方法的合理性、试验所获得参数的可靠性；

（2）参数取值对安全储备的考虑；

（2）稳定性计算对工程模型的简化、处理及其计算方法所造成的可能误差的估计；

（3）工程的服务年限、规模、边坡的几何形状及其所处空间位置重要性，考虑失事后的危害及损失；

（5）边坡周围环境地质的影响；

（6）对影响安全系数的一些不确定因素的估计。

上述各种因素，有的可以定量赋值，有的则很难以量化。对于难以定量的，往往根据工程经验，人为地做出权值判断，因此从本质上说，允许安全系数的确定，主要是建立在工程经验判断上，在充分考虑了上述各项因素之后，根据工程实际，可以直接对允许安全系数的赋值。

本次允许安全系数的确定主要根据：

（1）工程地质、水文地质基础资料比较充分，各项试验数据合理，内容翔实；

（2）参数的选取考虑了岩体结构面的影响和强度储备；

（3）稳定性计算的地质模型、水文地质模型条件的设置作了全面考虑，而选用既符合实际有偏于安全的模型；

（4）边坡已大面积暴露，勘测资料对岩体构造已基本认清等；

（5）参考了滑体加固及有关边坡规范，考虑到是边坡的加固，最后定的允许安全系数为：整体边坡[FS]=1.15；局部台阶[FS]=1.10。另外，确定边坡可靠性指标为 1.28。

3.4.2 振动参数考虑

振动是影响边坡稳定的因素之一，它对边坡岩体直接产生破坏，造成台阶边坡和整体边坡脚处的岩体强度降低。这种破坏的典型形式是滑体后部破裂顶部龟裂和岩体表面发松动。采矿过程中爆破产生的振动对边坡滑体会产生一定的影响，尤其是对坡脚的影响，为了反映动载对边坡潜在滑动面的影响和滑动处应力储备，因此，本次分析中参照有关振动资料。

根据地震区划和爆破振动资料，本次分析以两种振动的大值为计算参量，且假定地震与爆破同时发生概率近似为零。

在稳定性计算中对振动参量的分析考虑略加保守。

根据北京科技大学的研究成果，仓上金矿的爆破震动速度衰减方程为：

475 线以西：

$$V = 127(\frac{\sqrt[3]{Q}}{R})^{1.28}$$

475 线以东：

$$V = 146(\frac{\sqrt[3]{Q}}{R})^{1.27}$$

3.4.3 稳定性及可靠性分析结果

表 3.1　稳定性计算参数一览表
Table 3.1　Stability Calculation Parameters

岩石名称	风化程度	容重（N/m）	凝聚力（KPa）	内摩擦角（度）
黄铁绢英岩化花岗质碎裂岩	风化	25.25	115	32.92
	新鲜	25.75	220	41.80
黄铁绢英岩质碎裂岩	风化	24.75	187.5	37.24
	新鲜	25.64	195.0	38.54
断层及风化代节理			130.24	32.47
新鲜岩体节理			233.06	32.12
淤泥质土		19.16	23.3	19.5
含砂淤泥质土		19.64	91	22.2

本次分析的计算成果见表 3.1～3.12。

483 线：边坡现状稳定性尚可，稳定性系数最小为 Bishop 法，值为 1.178,局部台阶的稳定性系数最小为 1.158。边坡在终了时，整体边坡稳定性系数较低，最小 Bishop 法为 1.061，其静态时稳定系数对应也仅为 1.094。局部台阶边坡稳定性系数更低，静态 Bishop 法为 1.089，动态 Bishop 法为 1.011。边坡进行局部削坡处理后，边坡稳定性系数静态均能在 1.15 以上,动态时稳定性系数,整体边坡最小为 1.017,局部台阶最小为 1.058。

根据余推力法进行的稳定性计算结果以及加固力计算。对于 483 线整体边坡到终了时，整体边坡、局部台阶按 1.15 的安全系数加固时，加固力比较高。经过局部削坡后，整体边坡安全系数增加，静态时余推力的安全系数能达到 1.243，动态时能达到 1.162。

根据可靠性分析结果，边坡现状的可靠性指标一般都比较小，相应的破坏概率就比较大。

491 线：边坡无论在现状还是在终了，静态安全系数均在 1.20 以上，整体边坡即使在动态状况下也均大于 1.15 的安全系数，局部台阶比整体略微稍差，但稳定性系数也在 1.10 以上。余推力法稳定性系数均能大于 1.15，可靠性指标在 1.53 以上，因此，491 线相应要安全些，破坏的可能性小。511 线边坡现状稳定性较好，边坡终了时，稳定性系数有所下降，但整体边坡稳定性系数在 1.20 以上，局部台阶稳定性较低，尤其终了 C 滑面，动态时瑞典法的安全系数为 1,036，Bishop 法的安全系数为 1.021。根据余推力法计算结果，局部台阶的加固力为 177 吨。同样，C 滑面的可靠性较差，破坏概率大，

EF 线：边坡的现状安全系数较好，动态时其稳定系数都在 1.30 以上。当边坡开挖

至终了时，整体安全系数降低，局部台阶安全系数也不高。整体边坡静态最为 1.134，动态最小为 1.060。局部台阶为 B、C 滑面在动态时，安全系数最小值均低于 1.10，根据余推力法进行计算，整体边坡安全系数在动态时低于 1.15，加固力每延米为 113.38 吨，但局部台阶的安全系数能大于 1.15。局部台阶削坡后，整体边坡稳定性系数明显增大，能达到 1.15 左右，但局部台阶并不是很高。

根据可靠性分析结果，边坡终了时，其可靠性指标较小，尤其 A、B、C、D 滑面在动态时，可靠性指标均低于 1.28，破坏概率高，破坏的可能也相应加大。经过局部台阶削坡后，整体边坡的可靠性指标在静态时为 1.93，动态时为 1.46，但局部台阶在动态时，仍有滑面较低。

表 3.2　483 剖面稳定性计算成果表
Table 3.2 Stability Results of No.483 Section

状态	代码	标高(m)	静态		动态		危险区顶宽(m)
			瑞典	毕肖普	瑞典	毕肖普	
现状	1	-120～3	1.340	1.274	1.242	1.178	22.2
	2	-83～3	1.588	1.526	1.472	1.394	11.6
	3	-120～3	1.313	1.249	1.216	1.158	16.5
终了	A	-190～3	1.134	1.094	1.057	1.018	3.9
	B	-190～95	1.174	1.129	1.084	1.034	8.8
	C	-190～83	1.201	1.158	1.108	1.061	6.8
	D	-190～3	1.127	1.089	1.050	1.011	9.0
	E	-190～-95	1.238	1.213	1.148	1.121	10.6
	F	-190～-66	1.319	1.298	1.225	1.199	
	G	-142～3	1.248	1.233	1.154	1.149	23.4
	H	-142～-95	1.138	1.104	1.023	1.034	6.0
削坡	A	-1～3	1.228	1.189	1.146	1.107	8.5
	B	-190～-33	1.183	1.144	1.098	1.058	4.4

表 3.3　491 剖面稳定性计算成果表
Table 3.3　Stability Results of No.491 Section

状态	代码	标高(m)	静态		动态		危险区顶宽(m)
			瑞典	毕肖普	瑞典	毕肖普	
现状	1	-102～5	1.331	1.285	1.233	1.182	23.2
	2	-34～5	1.481	1.452	1.345	1.313	21.9
终了	A	-138～5	1.297	1.269	1.211	1.182	20.2
	B	-138～5	1.249	1.231	1.162	1.146	33.9
	C	-138～-58	1.445	1.409	1.301	1.261	

表 3.4 511 剖面稳定性计算成果表
Table 3.4 Stability Results of No.551 Section

状态	代码	标高(m)	静态		动态		危险区顶宽(m)
			瑞典	毕肖普	瑞典	毕肖普	
现	1	-49～3	1.492	1.457	1.355	1.273	11.1
	2	饱水第四系	1.202	1.134	1.61	0.986	9.8
状	3	正常第四系	1.210	1.155	1.066	1.004	10.2
终	A	-120～3	1.394	1.366	1.284	1.253	3.5
	B	120～-4	1.339	1.318	1.234	1.208	4.0
了	C	-12～-49	1.122	1.110	1.036	1.021	6.4

表 3.5 E-E 剖面稳定性计算成果表
Table3.5 Stability Results of E-E Section

状态	代码	标高(m)	静态		动态		危险区顶宽(m)
			瑞典	毕肖普	瑞典	毕肖普	
现	1	-105～3	1.451	1.394	1.339	1.286	24.2
状	2	-105～3	1.457	1.420	1.346	1.310	37.8
终	A	-190～3	1.158	1.134	1.085	1.060	7.4
	B	-190～-80	1.203	1.181	1.118	1.093	10.8
	C	-190～3	1.156	1.143	1.084	1.069	37.8
	D	-19～-105	1.153	1.181	1.062	1.090	5.3
	E	-167～3	1.157	1.139	1.085	1.068	35.4
了	F	-16～-105	1.119	1.179	1.094	1.089	7.7
削	A	-190～3	1.252	1.228	1.171	1.148	1.0
坡	B	-190～34	1.185	1.158	1.104	1.077	15.8

表 3.6 483 余推力法及加固力成果表
Table 3.6 The Remaining Thrust Method and Reinforcement Result in No.483

状态	代码	标高(m)	静态			动态			危险区顶宽(m)
			余推力	加固系数	加固力(t)	余推力	加固系数	加固力(t)	
					(t)			(t)	
现	1	-120～3	1.427	1.15	0	1.332	1.15	0	22.2
	2	-83～3	1.384	1.15	0	1.289	1.15	0	11.6
状	3	-120～3	1.438	1.15	0	1.339	1.15	0	16.5
终	A	-190～3	1.176	1.15	0	1.093	1.15	584.11	3.9
	B	-190～-95	1.180	1.15	0	1.088	1.15	178.87	8.8
	C	-190～-83	1.204	1.15	0	1.107	1.15	152.08	6.8
	D	-190～3	1.187	1.15	0	1.102	1.15	435.94	9.0
	E	-190～-95	1.153	1.15	0	1.064	1.15	233.24	10.6
了	F	-190～-58	1.182	1.15	0	1.090	1.15	216.55	
削	A	-190～3	1.234	1.15	0	1.162	1.15	0	8.5
坡	B	-190～-33	1.211	1.15	0	1.122	1.15	208.41	4.4

表 3.7 491 剖面余推力法及加固力成果表
Table 3.7 The Remaining Thrust Method and Reinforcement Result in No.491

状态	代码	标高(m)	静态 余推力	静态 加固系数	静态 加固力(t)	动态 余推力	动态 加固系数	动态 加固力(t)	危险区顶宽(m)
现状	1	-102～5	1.383	1.15	0	1.292	1.15	0	23.2
	2	-34～5	1.509	1.15	0	1.393	1.15	0	21.9
终了	A	-138～5	1.362	1.15	0	1.280	1.15	0	20.2
	B	-138～5	1.370	1.15	0	1.281	1.15	0	33.9
	C	-138～-58	1.433	1.15	0	1.328	1.15	0	

表 3.8　511 剖面余推力法及加固力成果表
Table 3.8 The Remaining Thrust Method and Reinforcement Result in No.511

状态	代码	标高(m)	静态 余推力	静态 加固系数	静态 加固力(t)	动态 余推力	动态 加固系数	动态 加固力(t)	危险区顶宽(m)
现状	1	-49～3	1.563	1.15	0	1.425	1.15	0	11.1
终	A	-120～3	1.406	1.15	0	1.307	1.15	0	3.5
	B	120～-4	1.347	1.15	0	1.252	1.15	0	4.0
了	C	-120～49	1.142	1.15	14.16	1.053	1.15	177.00	6.4

表 3.9　EF 剖面余推力法及加固力成果表
Table 3.9 The Remaining Thrust Method and Reinforcement Result in EF Section

状态	代码	标高(m)	静态 余推力	静态 加固系数	静态 加固力(t)	动态 余推力	动态 加固系数	动态 加固力(t)	危险区顶宽(m)
现	1	-105～3	1.428	1.15	0	1.324	1.15	0	24.2
状	2	-105～3	1.495	1.15	0	1.388	1.15	0	37.8
终	A	-190～3	1.216	1.15	0	1.140	1.15	113.38	7.4
	B	-190～-80	1.252	1.15	0	1.165	1.15	0	10.8
	C	-190～3	1.246	1.15	0	1.168	1.15	0	37.8
了	D	-190～-105	1.509	1.15	0	1.395	1.15	0	5.3
削	A	-190～3	1.295	1.15	0	1.217	1.15	0	1.0
坡	B	-190～-34	1.256	1.15	0	1.171	1.15	0	15.8

表 3.10 483 剖面可靠性分析成果表
Table 3.10 Stability Results in 483 Section

状态	代码	标高 (m)	静态 抗滑力 (t)	静态 下滑力 (t)	静态 可靠指标	静态 破坏概率	动态 抗滑力 (t)	动态 下滑力 (t)	动态 可靠指标	动态 破坏概率	危险区顶宽 (m)
现	1	-120～3	10779	8045	2.74	3.04D-02	10526	8472	2.71	1.50D-02	22.2
	2	-83～3	4891	3080	4.48	3.67D-06	4780	3247	3.9	4.04D-05	11.6
状	3	-120～3	9415	7173	2.77	2.79D-03	5184	7550	2.04	2.04D-02	16.5
	A	-190～3	17397	1534	1.23	1.08D-01	16930	16015	0.59	2.75D-01	3.9
终	B	-190～-95	4626	3941	2.04	2.04D-02	4476	4130	1.06	1.44D-01	8.8
	C	-190～-83	6412	5339	1.99	2.29D-02	6213	5608	1.22	1.10D-01	6.8
	D	-190～3	16605	14728	1.15	1.25D-01	16151	15378	0.5	2.98D-01	9.0
了	E	-190～-95	4642	2748	2.77	2.73D-03	4498	3918	1.96	2.46D-02	10.6
	F	-190～-66	6979	5290	3.16	7.83D-04	6778	5535	2.48	6.56D-03	

表 3.11 491 剖面可靠性分析成果表
Table 3.11 Stability Results in 491 Section

状态	代码	标高 (m)	静态 抗滑力 (t)	静态 下滑力 (t)	静态 可靠指标	静态 破坏概率	动态 抗滑力 (t)	动态 下滑力 (t)	动态 可靠指标	动态 破坏概率	危险区顶宽 (m)
现	1	-102 ～5	7495	5631	2.94	1.63D-03	7329	5946	2.28	1.10D-02	23.2
状	2	-34 ～5	1341	753	6.25	6.87D-09	1318	816	5.49	1.60D-08	21.9
终	A	-138～ 5	11167	8607	2.68	3.62D-03	10937	9032	2.00	2.27D-02	20.2
	B	-138 ～5	13280	10634	2.20	1.37D-02	13002	11186	1.53	6.25D-02	33.9
了	C	-138～-49	3761	2156	7.22	8.59D-09	3691	2305	6.07	7.54D-09	

表 3.12 511 剖面可靠性分析成果表
Table 3.12 Stability Results in 511 Section

状态	代码	标高 (m)	动态 抗滑力 (t)	动态 下滑力 (t)	动态 可靠指标	动态 破坏概率	动态 抗滑力 (t)	动态 下滑力 (t)	动态 可靠指标	动态 破坏概率	危险区顶宽 (m)
现状	1	-49～3	2830	1135	8.72	3.32D-06	2759	1251	8.12	1.41D-05	11.1
终	A	-120～ 3	10622	7617	3.11	9.24D-04	1.392	8049	2.46	6.85D-03	3.5
	B	120 ～-4	7170	5356	2.93	1.68D-03	6989	5663	2.16	1.53D-02	4.0
了	C	-120～-49	2672	2318	1.60	5.47D-02	2586	2497	0.54	2.94D-01	6.4

4 高陡边坡综合治理方案

4.1 概述

莱州市仓上金矿是我国最大露天开采的黄金矿山，经十多年的开采，目前，露天坑东西长达 1.2km ，形成 150 米的高边坡。目前，该矿已进入深部开采，边坡稳定问题日益严重。然而，在露天开采过程中，边坡岩体的稳定与否直接影响矿山生产效益，甚至直接危及矿山的命运。目前，仓上金矿在露天开采过程中，引起了北边坡地表沿 3#蚀变带产生严重的变形，氰冶厂厂房及仓西村部分民房的开裂，引发了一系列的社会、环境、经济问题，严重地制约了矿山生产的发展。因此，仓上金矿决定开展露天开采北帮边坡稳定性监测工作，作到预测预报，确保矿山安全生产。

露天矿边坡工程无论是总体边坡设计还是局部边坡处理，大体上都要遵循工程勘察、工程设计和控制实施三个工作程序。就是说，在充分把握工程地质与水文地质条件，边坡岩体特征及工程环境的基础上，进行边坡设计或单体工程设计(如边坡治理工程设计)。随后在开采过程中及相关工程运行过程中，继续监测边坡工作状态，收集有关资料，验证设计，并将有关信息反馈到设计，以便控制边坡的性态，促进边坡工程设计不断达到最佳状态。从采矿工程角度讲，这个最终状态就是在满足安全生产前提下，效益最大化。

从边坡工作程序来看，其并非单向非传递式的过程。各个阶段存在循环反馈，一个边坡工程设计在当时所获得的资料下，可能是合理的，但随着采矿剥离和边坡暴露，原来尚未查明条件的不断清晰明了，因而就存在一个对边坡设计参数调整的问题，只有这种适当调整，才能真正落实设计意图，满足生产需要。这里所称的调整有两种含义：其一是改变原边坡设计角，变缓或交陡，其二是在可接受的经济水平下对设计边坡进行加固治理或处理，以提高其稳定性程度并保证下部采矿作业的进行，如目前所面临的北帮边坡治理问题。两种意义上的调整其最终目的都是为了采矿生产的经济效益和安全相互协调统一。边坡稳定性问题是两者相互和谐的核心，而对于仓上金矿的北帮来讲，还有一个核心问题是边坡岩体的位移规律问题。

目前北帮所暴露出的两个问题，基于大量的现场工作，在前述各分项报告中我们已经做了较为详尽的分析和论述，对北帮各个区段划分之后所选择的若干个剖面也进行了具体计算和评述。可以说，对其影响矿山安全生产的隐患进行整治，我们已具备了较为翔实的基础资料，总结起来，整治工作必须解决和面对如下主要问题：

（1）提高稳定性系数，使其达到允许安全系数；

（2）处理北帮上部明显开裂、下沉部位，防止其变形进一步加剧；

（3）有效拦截地表水，防止其冲蚀坡面，减少其下渗；

（4）最大限度拦截浅层地下水，阻止潜蚀作用继续发生；

（5）条件允许前提下，有效疏排坡体内地下水，降低浸润线；

（6）在经济可行条件下，采取支挡措施，阻止坡体整体滑动；

（7）边坡顶部适量削坡，保证下部安全并提高现状稳定性。

4.2 治理方案的指导思想和程序

根据原设计，目前所开采的露天矿坑为整天开采的后期阶段，现所形成的边坡将来可能随着露天开采的结束而很快完成服务年限，因而从时间上来看，现在的边坡可以认为是一个“临时”性的边坡，任何一项边坡处理工程的投资动可能是个浪费，因为边坡本身将很快失去作用。

同时，我们注意到，露天矿的服务年限虽然即将结束，但深部是否仍存在可采矿体，未来将可能形成更高的边坡或坑底转入地下采矿，加上北帮上部的氰冶厂不会随着闭坑而完成服务年限，开采服务年限也许比现在设计要长，从这个时间上来讲，目前前的边坡我们仍可以把它看成是一个“半永久”的边坡，必须满足一定的安全生产要求，对其稳定性的要求不能降低；而且为保证采矿安全下延，目前对边坡治理的投入相对于所产生的经济效益来讲，可以认为是有限的，而且是必不可少的。

针对目前边坡暴露的问题，基于前述的各项研究和计算分析，我们确定了如下治理设计原则。

（1）综合治理的原则：

任何一项单一措施的应用都有其局限性，况且受经济和施工条件的限制，边坡治理工程必须本着综合整治的目的。对于目前北帮所暴露出来的问题，我们通过工程地质测绘、地应力测试、有限元分析、稳定性分析及影响因素的分析、论证，认识到单一的削坡或排水、支挡均不能完全解决目前北帮所暴露的受众多环境因素作用而变形位移问题，只有综合治理，从不同的角度，采用不同的方式才能解决。

（2）分期实施的原则

分期实施包括如下三种含义：

①坡体本身变形的范围比较大，涉及到整个北帮，其走向长度具有相当规模的，对其一次性大量投入治理，各种工程同时实施是不现实的，而且从经济上可能也是不划算的。

②对地质体的认识往往不是一次完成的，基于目前所获得资料得出的判断和参数需要随着一部分工程的预先实施和监测工作的开展而进行完善和修正，这也符合边坡工程的一般工作程序。

③对于一个整体的治理措施，其各单项工程的实施也不是一次全部展开，必须遵循一定的原则，先易后难，先解决迫在眉捷的主要矛盾，然后腾出空间和时间，进行根治。但最终必须完成整体治理的目标。

（3）分段整治的原则

各不同边坡地段，其稳定性程度是不同的，这在前述稳定性分析中已有所论述。不同的稳定性程度，所应采取的工程措施或者投入的工程量有所区别，即在满足允许安全系数前提下，工程量或工程形式具有针对性。

（4）与采矿工艺相结合的原则

仅仅为了提高边坡稳定性，而不考虑采矿生产，某一项措施，如全削坡就能满足安全要求，但边坡治理的宗旨是为采矿生产服务，无法实施的大量剖坡，或不结合采矿生产实际而提出无法实施的文挡措施，均是不可取的。方案应是在满足设计到界或基本到界前提下所采取的。

（5）上、下相结合的原则

边坡工程的现状和未来形成的，总体边坡实际上是部分和整体的关系。在处理上部边坡问题的同时，必须随时考虑下部的采矿作业尽量按设计或修改不大，不致于压矿，两者应相互衔接。

（6）工艺简单，易于实施

在满足安全系数前提下，所提出的治理工程应是易于实施的，工艺相对简单，操作容易，而且处理时间和周期不应过长。

（7）多方案对比，技术、经济、安全几方面对比，最优原则。

治理方案的基本程序为：以工程类比法为主，辅之以理论计算和现场监控。

首先，工程类比法确定的治理参数作为理论验算和现场监控设计的初始值，同时，也作为编制工程估、概算和制定施工方案的初步依据，理论计算作为对工程类比法设计方案论证性的补充和修正，同时，有助于分析。

加固治理作用的实质和特点，并为设计提供一些定性或半定量的依据，以之更合理、可靠、经济。也就是说，治理实际上从勘察、设计、施工、监测是一个整体，其认识判断、整治是随着治理工程的进行而不断完成的。

4.3 治理方案的考虑与选择

前已述及，北帮的治理其重点是保证氰冶厂安全生产，并保证采矿顺利闭坑。

保证总体边坡稳定，目前对于现状标高以上，因为大部分边坡已到设计境界，因而不可能大范围调整边坡角，但可以通过顶部少量的削坡提高现状稳定性，并通过调整现状最低标高以下台阶的总体边坡参数共同实现。我们也可以采取有效工程措施，即保证现状以上台阶的安全稳定，推荐合理的治理方案，然后在做方案经济技术比较时，再考虑到下部边坡的安全与否，以下的边坡设计角度是否需要调整。

大家知道边坡治理的实质是提高抗滑力，减少下滑力，满足允许安全系数的要求。概括起来，处理方式可分三类。

（1）直接加固：挡墙，护坡

扶壁及反压，格栅

滑动面硅抗滑栓塞，置换

抗滑桩

锚杆或锚索

预应力锚索抗滑桩

（2）间接加固：疏干

地表截排水及地面铺盖防渗

控制爆破

削坡减载，卸荷

（3）特殊加固：麻面爆破

压力灌浆

稳定性的计算表明，终了条件下主要剖面及局部台阶边坡均不能满足允许安全系数的要求，必须进行适当的工程处理。

（1）在未考虑其它有效措施之前，我们首先对边坡上部可能采取的削坡减载进行了详细的计算和分析，经过削坡量大小与稳定性系数提高两者对比计算，我们发现单一的削坡当量过大时，对稳定性系数的提高又十分有限，而且实现较难。

（2）单纯排水治理可有效降低地下水对滑体的影响，并提高稳定性，但基于疏干效果不易控制，加上坡体水补给充分，很难疏干，因而单纯的疏干排水治理很难奏效。

（3）地表水的截排和浅层地下水的拦截被实际证明是十分有效的。对于-8m 平台以上边坡境界以外的浅层地下水应进行有效拦截。

（4）文挡不但能有效地限制浦体位移，而且可不同部位采准设置，因而常被选用，但其单独使用时，往往费用较高，应结合其它处理措施一并采用。

（5）对于浅层滑坡，挡墙，护坡有时也能起到较好效果，但由于其很难坐落于滑面以下，因而常有失效、翻转的报道，而对于拦截松散的崩落物，在根基牢固的条件下是较为有效的。对于北帮来讲，局部设置护坡可能会有效拦挡上部冲蚀而形成垮塌，保护边坡面完整性。

（6）预应力锚索近些年来常被用于边坡加固，特别适宜于在坡体底脚部位设置，效果也较好，其费用相对于其它传统加固手段如大口径硅桩体等较低，因而颇受欢迎.在北帮的不同标高台阶的坡面上设置可起到较为理想的支挡效果。

从上述的分析，结合我们制定的治理方案设计原则，并考虑到费用投资，施工工艺，加固可靠性，场地条件等方面因素后，认为治理措施应按如下认识进行设计：

（1）对第四系边坡进行护坡，重点部位进行锚固。

（2）坡顶台阶处设截排水沟。

（3）基岩边坡分段加固。

（4）对现状以下边坡提出加固措施。

（5）局部台阶加固和总体边坡稳定性提高同时考虑。

（6）对北帮边坡中已破坏但无法加固的地段应进行削坡处理。

4.4 治理方案设计

根据治理设计的原则及方案实施的考虑，我们经过反复论证比较，对北帮现状及终了采坑的稳定性状况均进行了分析、验证，结合现状采场暴露的条件，选定治理方案进行综合治理。叙述如下：

为了保证矿山的连续性，并不影响选厂生产及采场现状的前提，考虑了在现状条件下，对第四系边坡和基岩边坡进行加固的方案。

（1）第四系边坡

同前述内容方案I，采用护坡，喷锚网、截水沟共同处理，由于原截水帷幕未破坏，故不新增设帷幕墙。

（2）基岩边坡

根据稳定性计算结果，考虑了震动、地下水、地应力条件后，终了边坡稳定性系数最小的剖面为483线，其值为1.061；局部边坡(-82m1~-190m)为1.011，若取，总体允许安全系数为1.15，局部1.10，则终了和终了设计线条件下的局部边坡均不满足要求。

考虑了局部台阶和终了边坡共同加固的指导思想后，于-82m 平台设加固段及-142m(483线段)或-130m(E-E，线段)加固段，加固段走向长度分别为：

-82m 平台段：150m (491-479线，选厂正下方)

-142m 或-130m 平台段：320m(同前I方案)

其中，-82m 平台重点加固现状以上基岩边坡，以提高总体边坡稳定，经核算其需提供的抗力为128t/m，-142m 或-130m 平台重点加固底部边坡(-82m~-190m)并提高整体边坡稳定性，经核算其需提供的抗力为80t/m。

按照与前述相同的设计思路，最终确定的参数如下：

A、-82m 平台以上边坡

a、预应力长锚索

垂向单排：4根，每根内置8Φ_j^{15}(7Φ5)钢绞线

走向间距：5m

锚索长度：自上而下为45m，43m，40m，38m

锚索总延长米：.4980m

锚索总根数：120根

b、钢筋混凝土网及混凝土斜梁

参数同I方案的基岩边坡加固，但网长度为150m，斜梁单根长20m。

B、-82m 以下边坡

于-142m 或-130m 加固，加固方式和基本参数与前述I方案基岩过坡加固相同，同样分(487-457线)150m 和(475线~463线)170m 两段加固。

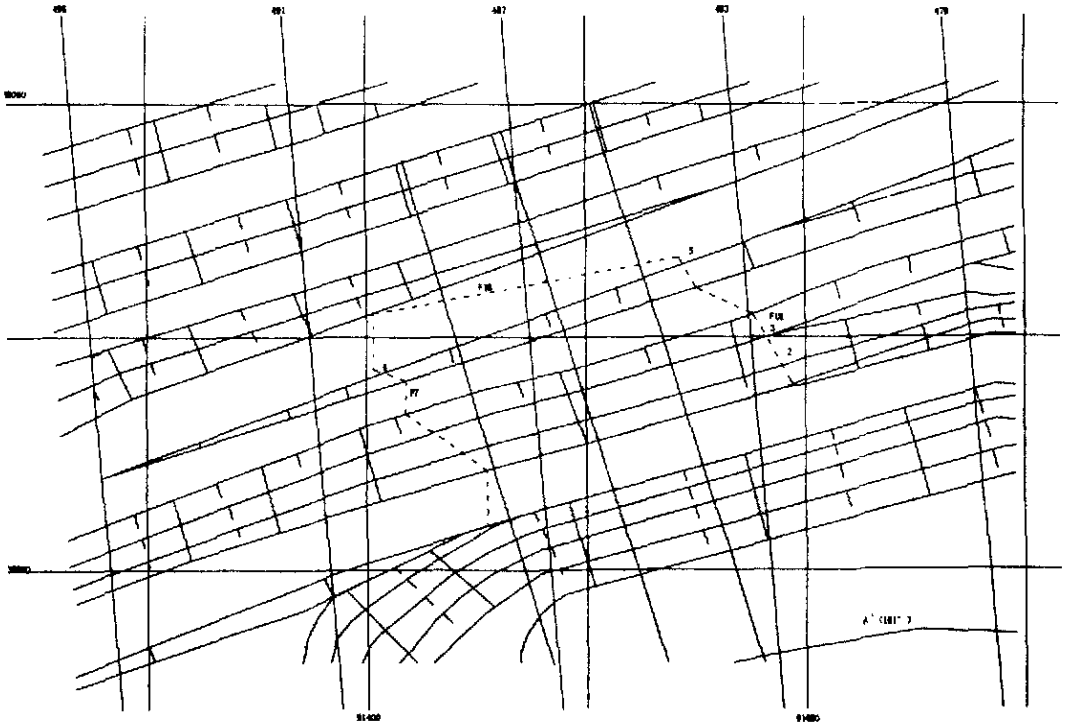


图 4.1 仓上金矿露天采场北帮西部边坡
Fig.4.1 Western Slope in Northern Part of Cang Shang Gold Mine

4.5 仓上金矿露天采场北帮西部边坡加固

4.5.1 问题的提出

露天采场北帮西部边坡位于 487 线以西部分的边坡。该区域内被一条 F18 断层所贯穿。断层的产状走向几乎与边坡面平行。区域内另外有一条 F7 断层与其斜交，使得采场北帮西部边坡形成大型不稳定的楔块（如图 4.1 所示），严重地威胁着露天采场唯一通道的安全。因此该区域应进行重点加固。

4.5.2 加固设计的计算

以下是对几种加固方案进行安全系数计算的计算成果

问题描述:

剖面 1

边界坐标 (x+400, y-300 恢复到原坐标)

边界 No.	X - 左 (m)	Y - 左 (m)	X - 右 (m)	Y - 右 (m)	下面地层编号
1	46.66	110.00	54.78	110.00	1
2	54.78	110.00	73.78	158.00	1
3	73.78	158.00	85.78	158.00	1
4	85.78	158.00	101.78	194.00	1
5	101.78	194.00	109.78	194.00	1
6	109.78	194.00	111.78	196.00	1
7	111.78	196.00	122.77	196.00	1
8	122.77	196.00	123.27	196.00	2

9	123.27	196.00	125.69	196.00	1
10	125.69	196.00	146.36	222.76	1
11	66.30	97.74	104.72	170.00	2
12	104.72	170.00	111.95	181.57	2
13	111.95	181.57	122.77	196.00	2
14	66.80	97.74	105.22	170.00	1
15	105.22	170.00	112.45	181.57	1
16	112.45	181.57	123.27	196.00	1

地层参数:

地层号 No.	容重 (kN/m^3)	饱和容重 (kN/m^3)	c (kPa)	摩擦角 (度)	超孔隙力系数	定孔隙水压力(kPa)	测压管液面 No.
1	26.5	26.5	168.0	38.7	.00	.0	0
2	26.0	26.0	41.0	16.2	.00	.0	0

施加了 0.118g 水平地震加速度系数

施加了 .000 垂直地震加速度系数

锚索 (有 3- 8 处锚索)

锚索编号	地表 X (m)	地表 Y (m)	作用力 (kN)	水平排距 (m)	倾角 (度)	锚索长度 (m)
1	96.45	182.00	1200.0	3.0	15.00	30.0
2	97.56	184.50	1200.0	3.0	15.00	30.0
3	98.67	187.00	1200.0	3.0	15.00	30.0
4	95.34	179.50	1200.0	3.0	15.00	30.0
5	94.23	177.00	1200.0	3.0	15.00	30.0
6	93.12	174.50	1200.0	3.0	15.00	30.0
7	92.01	172.00	1200.0	3.0	15.00	30.0
8	90.90	169.50	1200.0	3.0	15.00	30.0

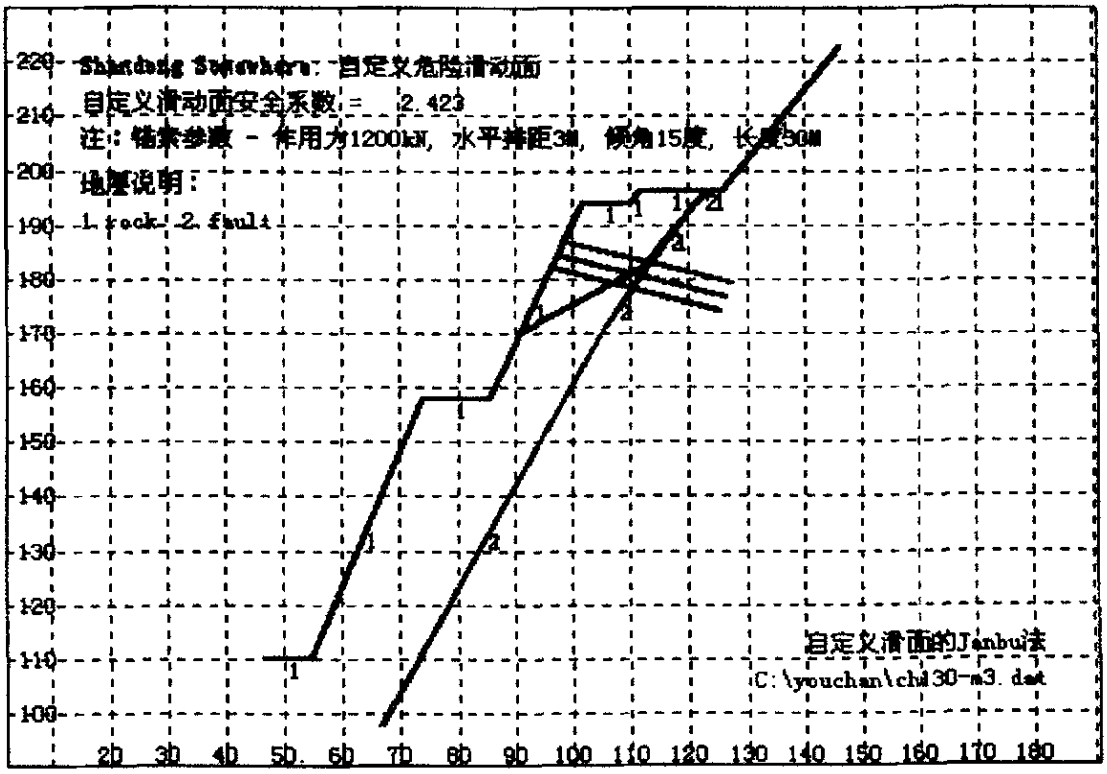


图 4.2 仅开挖至-130 水平时 3 排锚索方案 (剖面 1)

Fig.4.2 3-Row Anchors Reinforcement at -130m Level(Section 1)

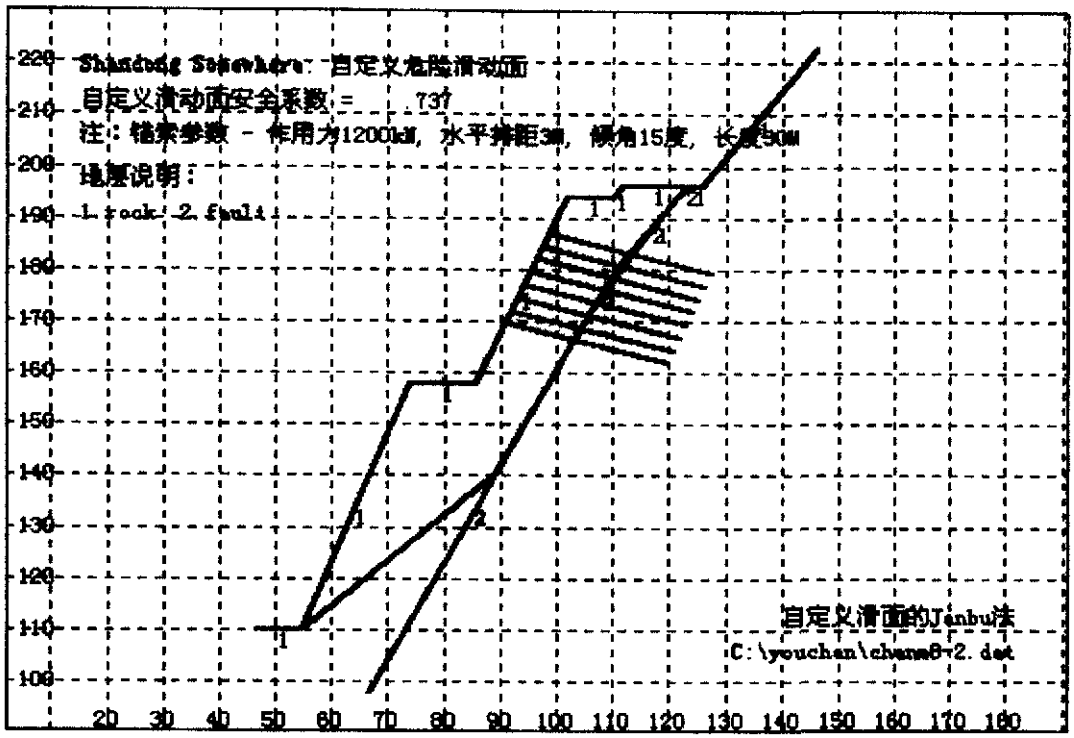


图 4.3 开挖至-190 水平时 8 排锚索方案: 滑面 1 (剖面 1)
Fig.4.3 8-Row Anchors Reinforcement at -190m Level(Section 1)

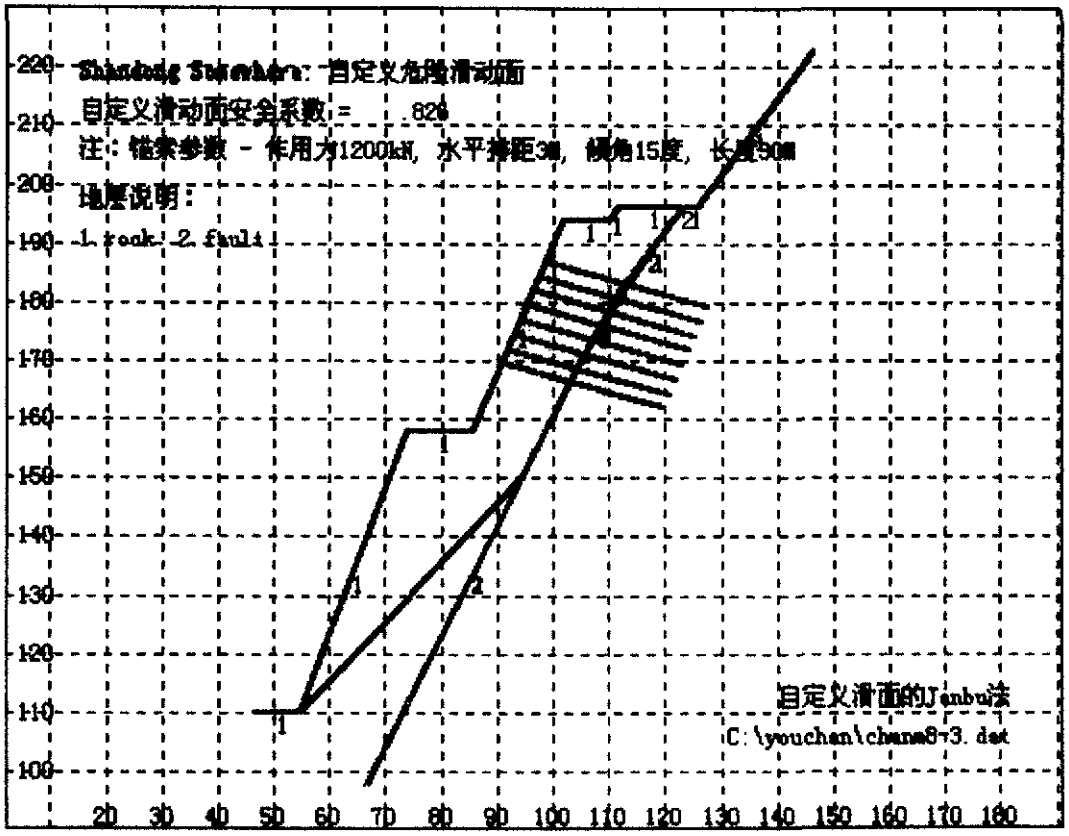


图 4.4 开挖至-190 水平时 8 排锚索方案: 滑面 2 (剖面 1)
Fig.4.4 8-Row Anchors Reinforcement at -190m Level: Slide Face 2(Section 1)

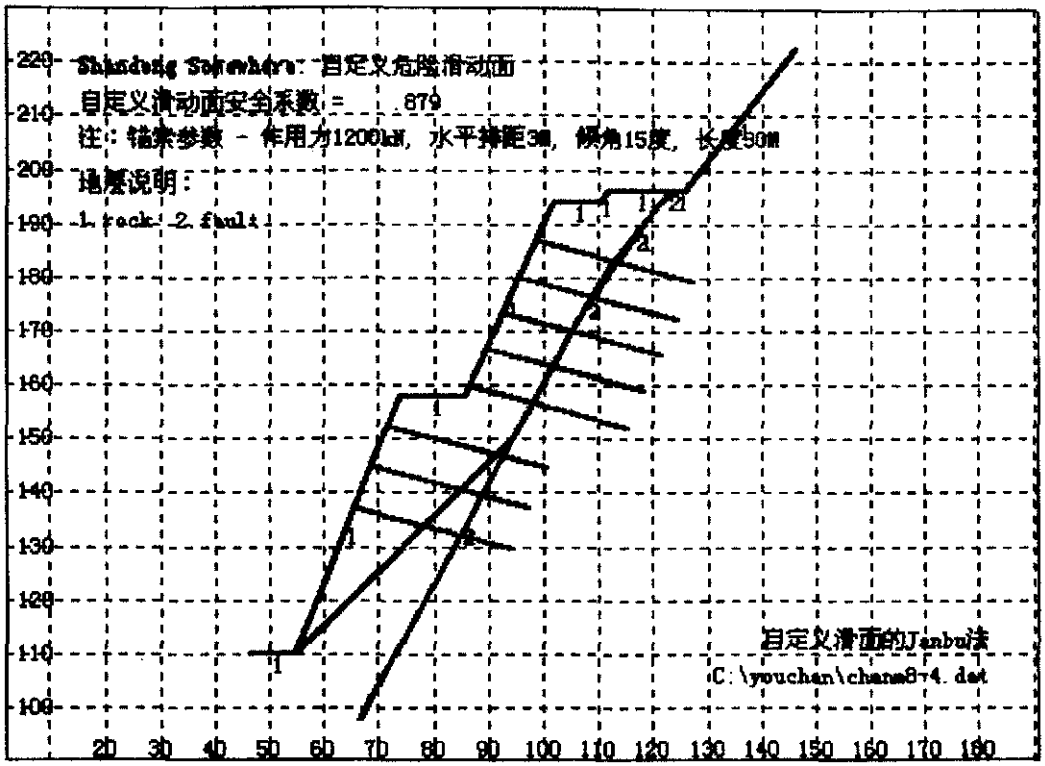


图 4.5 图 3 的 8 排锚索分开布置方案：滑面 2 (剖面 1)

Fig.4.5 Separated 8-Row Anchors of Fig.4.3: Slide Face 2 (Section 1)

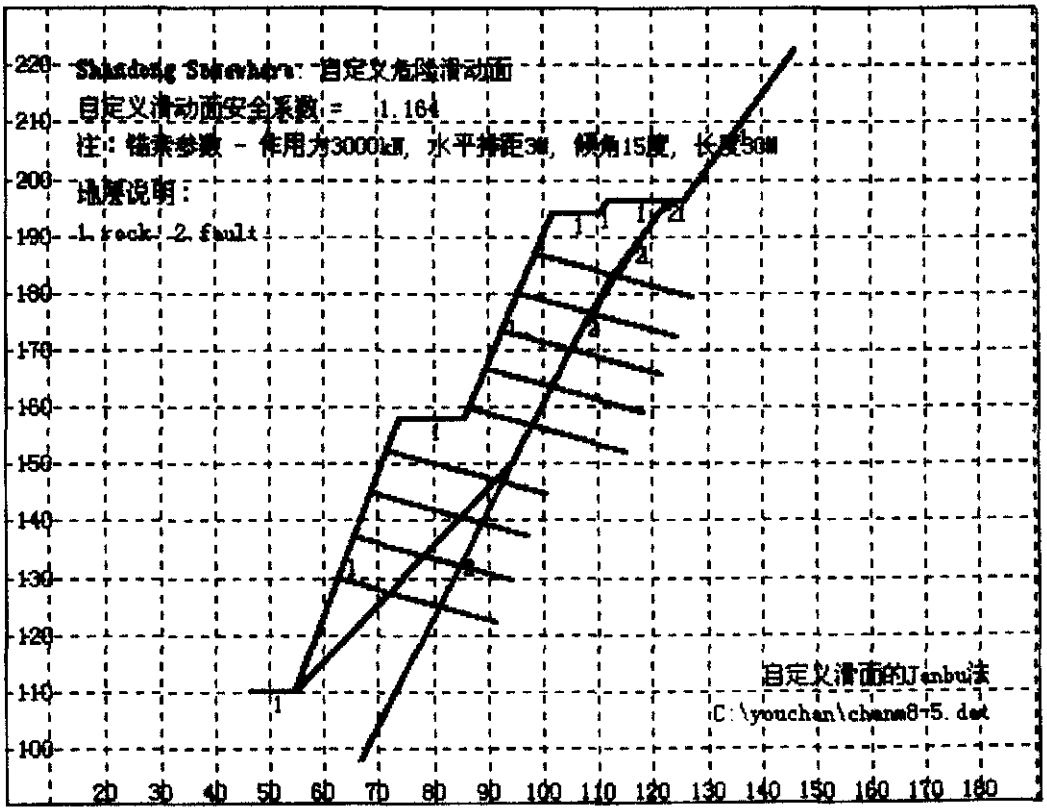


图 4.6 9 排锚索布置方案(作用力 3000KN)：滑面 2 (剖面 1)

Fig.4.6 9-Row Anchors Reinforcement(3000KN):Slide Face2(Section 1)

问题描述: **剖面 2 Shandong Somewhere-2**

边界坐标(x+600, y-300 恢复到原坐标)

边界 No.	X - 左 (m)	Y - 左 (m)	X - 右 (m)	Y - 右 (m)	下面地层编号
1	75.56	110.00	101.25	110.00	1
2	101.25	110.00	120.25	158.00	1
3	120.25	158.00	132.25	158.00	1
4	132.25	158.00	148.25	194.00	1
5	148.25	194.00	156.25	194.00	1
6	156.25	194.00	162.25	200.00	1
7	162.25	200.00	167.25	200.00	1
8	167.25	200.00	167.75	200.00	2
9	167.75	200.00	175.25	200.00	1
10	175.25	200.00	192.83	222.76	1
11	107.77	97.74	146.19	170.00	2
12	146.19	170.00	153.42	181.57	2
13	153.42	181.57	167.75	200.00	2
14	108.27	97.74	146.69	170.00	1
15	146.69	170.00	153.92	181.57	1
16	153.92	181.57	167.75	200.00	1

地层参数

地层号 No.	容重 (kN/m^3)	饱和容重 (kN/m^3)	c (kPa)	摩擦角 (度)	超孔隙力系数	定孔隙水压力(kPa)	测压管液面 No.
1	26.5	26.5	168.0	38.7	.00	.0	0
2	26.0	26.0	41.0	16.2	.00	.0	0

施加了 0.118g 水平地震加速度系数

施加了 .000 垂直地震加速度系数

锚索 (有 3- 8 处锚索)

锚索编号	地表 X (m)	地表 Y (m)	作用力 (kN)	水平排距 (m)	倾角 (度)	锚索长度 (m)
1	145.14	187.00	1200.0	3.0	15.00	30.0
2	144.03	184.50	1200.0	3.0	15.00	30.0
3	142.92	182.00	1200.0	3.0	15.00	30.0
4	141.81	179.50	1200.0	3.0	15.00	30.0
5	140.70	177.00	1200.0	3.0	15.00	30.0
6	139.59	174.50	1200.0	3.0	15.00	30.0
7	138.47	172.00	1200.0	3.0	15.00	30.0
8	137.36	169.50	1200.0	3.0	15.00	30.0

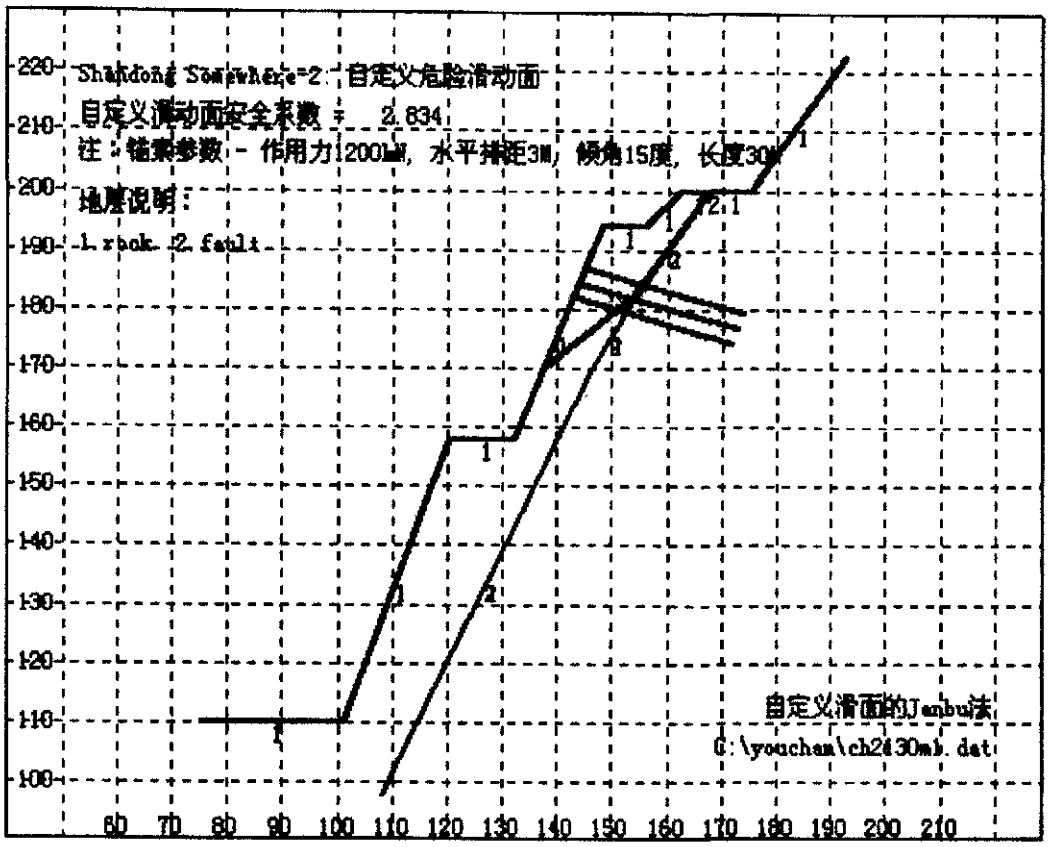


图 4.7 仅开挖至-130 水平时 3 排锚索方案 (剖面 2)

Fig.4.7 3-Row Anchors Reinforcement at -130m Level (Section 2)

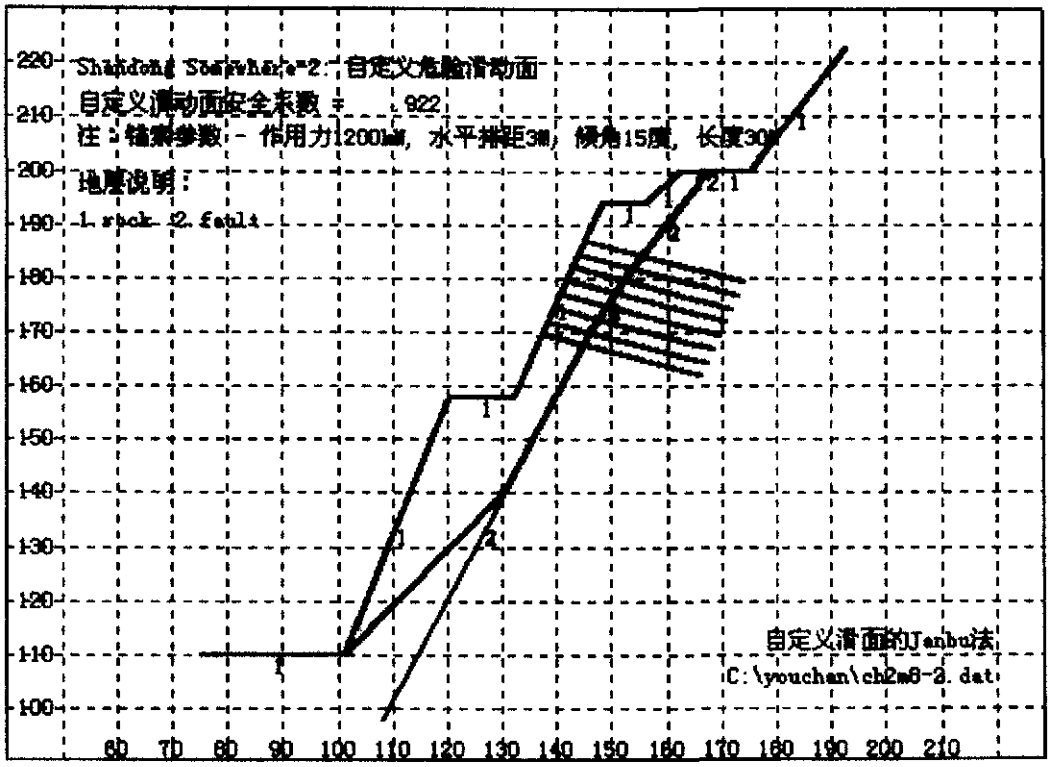


图 4.8 开挖至-190 水平时 8 排锚索方案: 滑面 1 (剖面 2)

Fig.4.8 8-Row Anchors Reinforcement at -190m Level: Slide Face 1(Section 2)

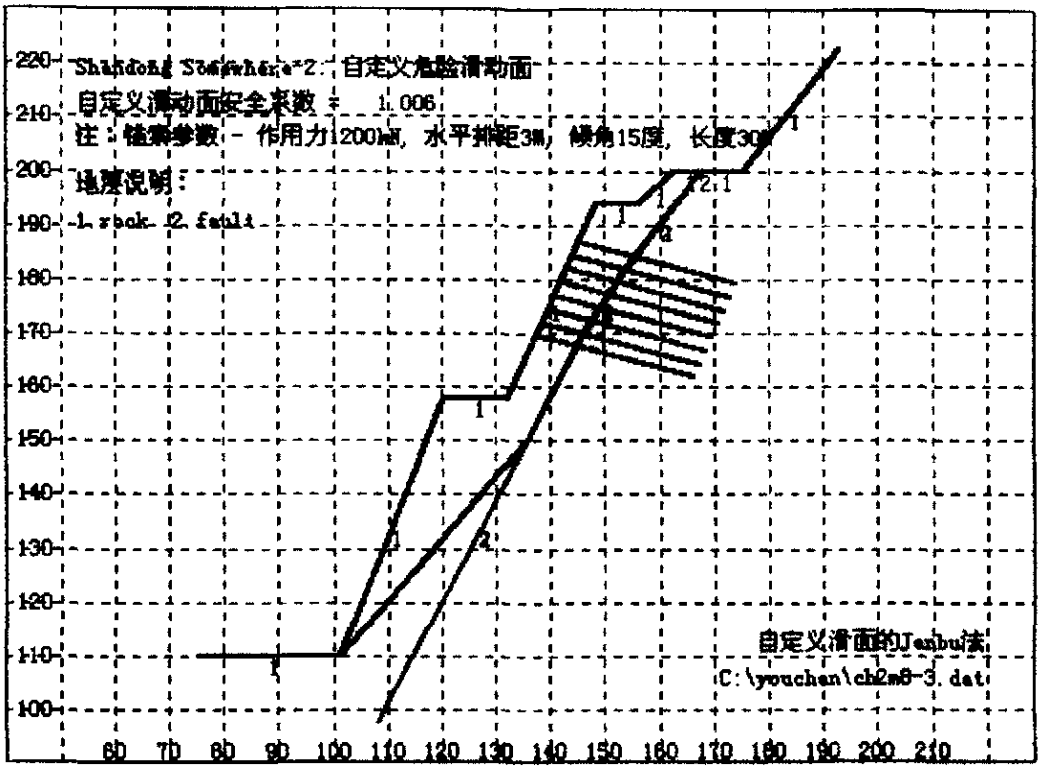


图 4.9 开挖至-190 水平时 8 排锚索方案: 滑面 2 (剖面 2)

Fig.4.9 8-Row Anchors Reinforcement at -190m Level: Slide Face 2(Section 2)

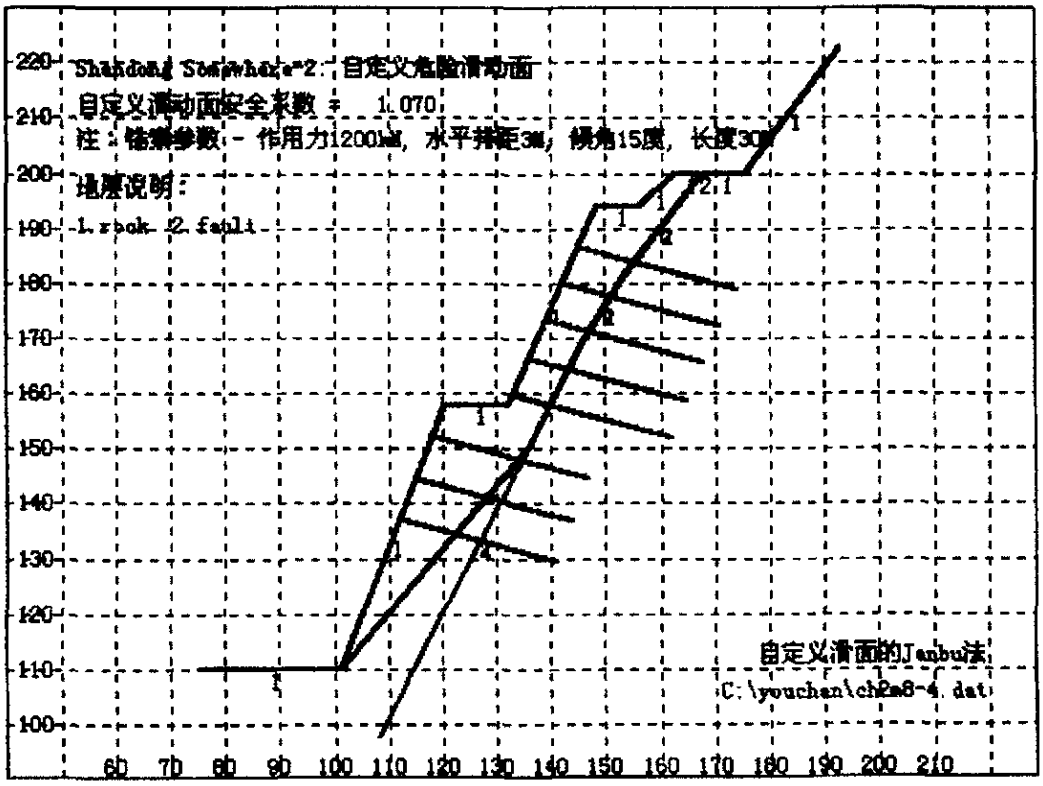


图 4.10 图 8 的 8 排锚索分开布置方案

Fig.4.10 Separated 8-Row Anchors Reinforcement of Fig.4.8

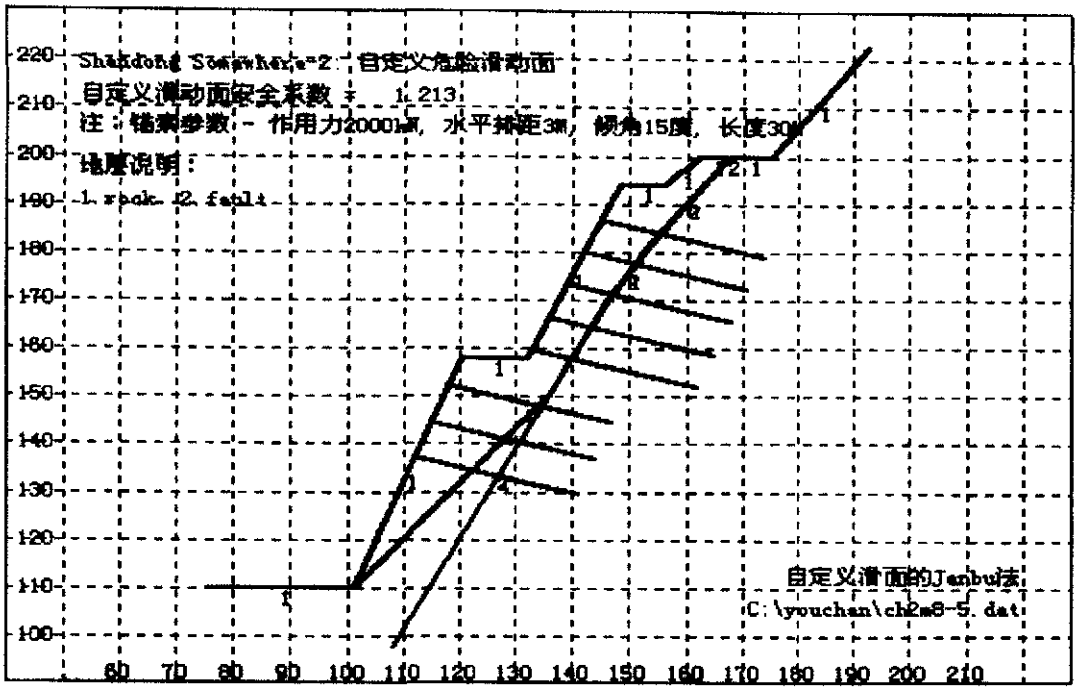


图 4.11 8 排锚索布置方案(作用力 2000KN)：滑面 2 (剖面 2)
Fig.4.11 8-Row Anchors Reinforcement (2000KN):Slide Face 2(Section 2)

4.5.3 仓上金矿露天采场北帮西部-108～-130m 边坡加固

以上分析表明，单纯在-130m 以上加固是不能满足边坡整体稳定性的要求的。应采用对-130m 水平以上和以下分别进行加固的方案。

-108～-130m 边坡加固采用预应力锚索、锚杆与钢轨桩相结合的加固方案。加固的平面图和立面图如 4.12 和 4.13 所示。将加固区域分为 A、B、C 和 D 四个区域，其对应的断面图如图 4.14 所示。

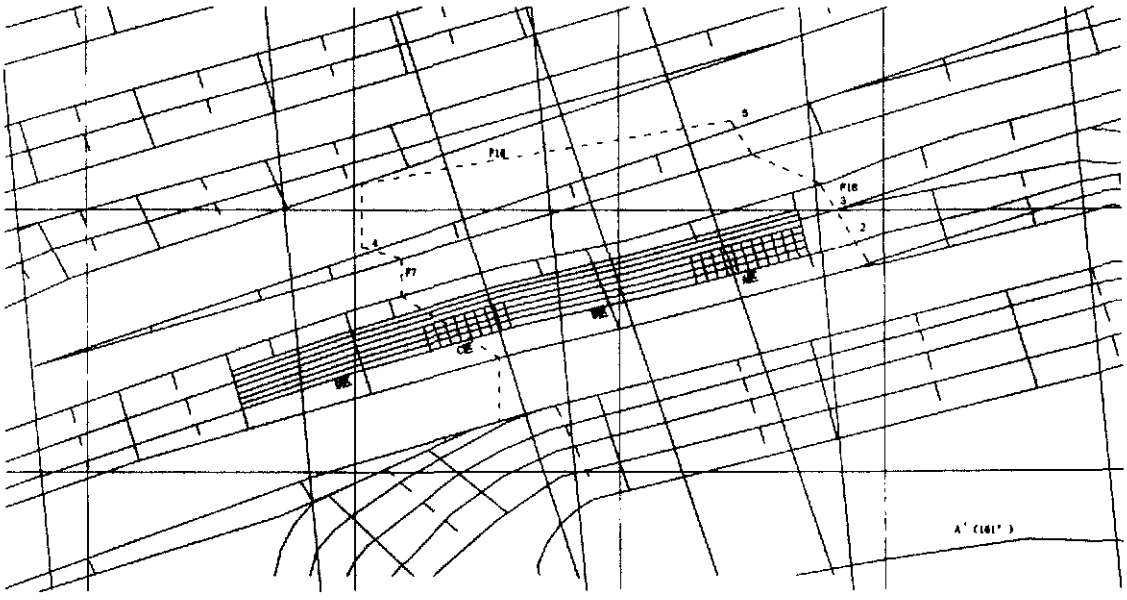


图 4.12 仓上金矿露天采场北帮西部边坡加固平面图
Fig.4.12 the Plane Sketch of Reinforcement of Western Slope

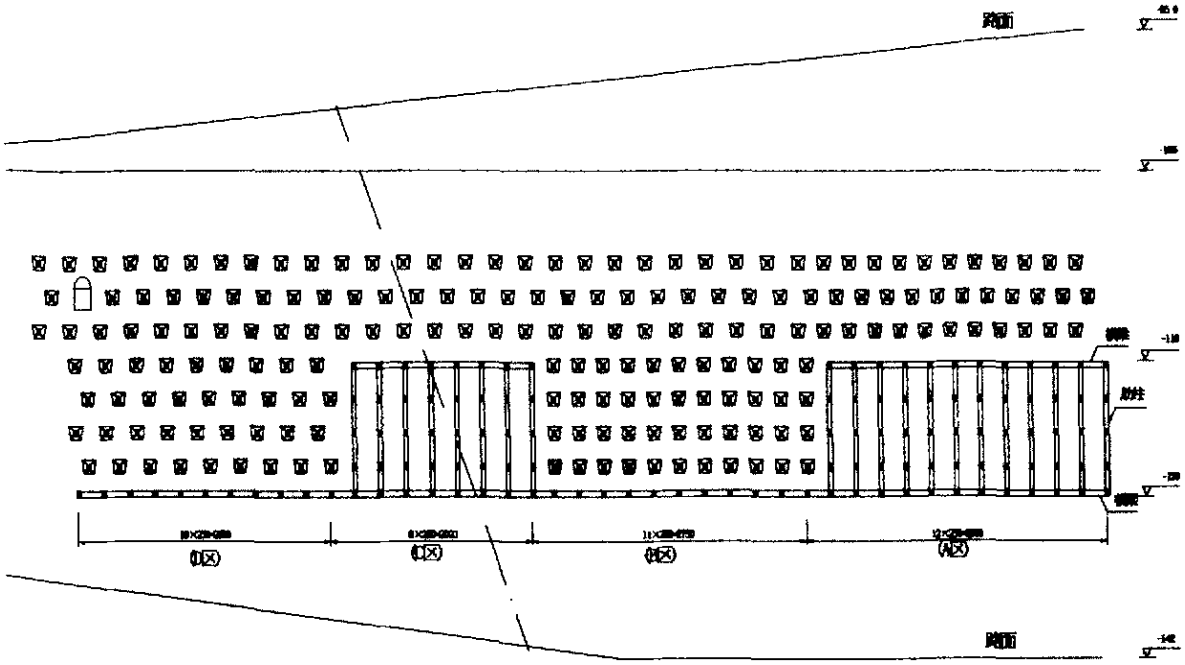
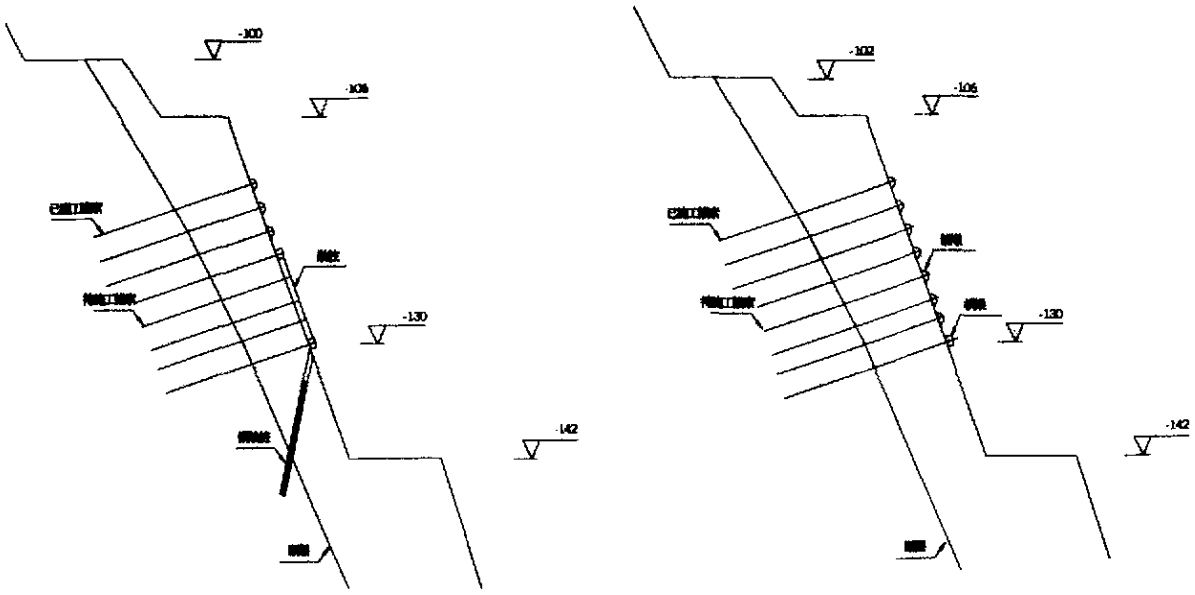
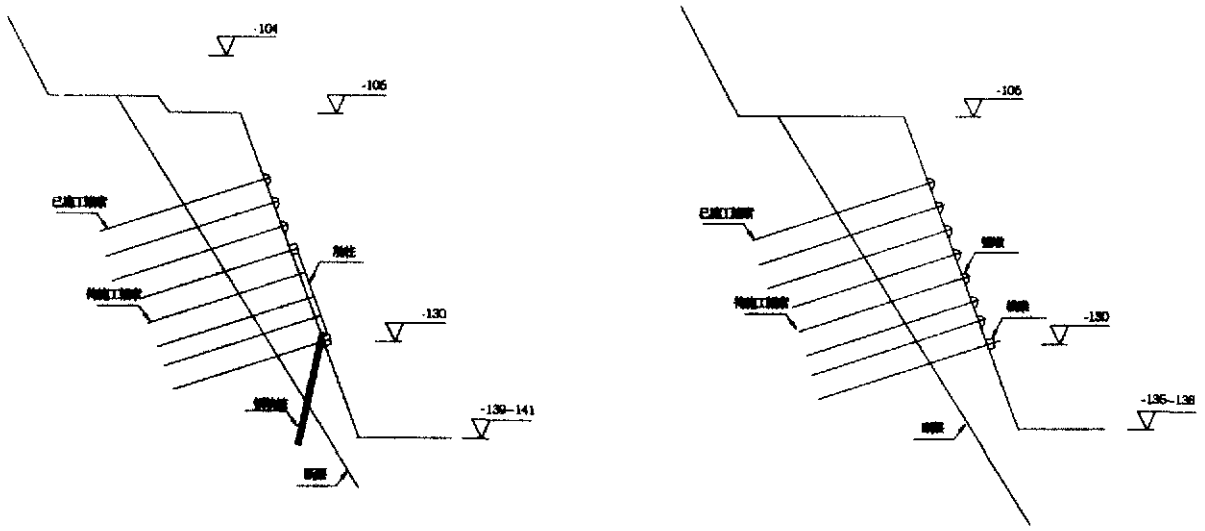


图 4.13 仓上金矿露天采场北帮西部边坡加固立面图
Fig.4.13 Vertical Plan of Reinforcement of Western Slope



A区剖面 B区剖面

图 4.14 仓上金矿露天采场北帮西部边坡 A、B 区加固断面图
Fig.4.14 Cross-section Diagram of Reinforcement in Section A and B of Western Slopes



C区剖面　　D区剖面

图 4.15 仓上金矿露天采场北帮西部边坡 C、D 区加固断面图
Fig.4.15 Cross-section Diagram of Reinforcement in Section C and D of Western Slopes

在-130m 水平以上布置 7 排预应力锚索间、排距均为 2.5m，上下排交错布置。水平上布置一排钢轨桩，钢轨桩间距为 2m。钢轨桩采用锚拉结构，即桩顶与锚杆连接。锚杆起着锚固和提高钢轨桩稳定的双重作用。

1、锚索：每组锚索由 7 根 7Φ5 钢绞线组成，钢绞线的强度为 1860Mpa。单根张拉力为 150KN，每组为 1050KN。锚杆钻孔的直径为 Φ130mm，钻孔深度=锚杆长度+0.5m。锚索垂直于坡面走向向下倾斜布置，倾角为 15°。锚固段长度不小于 12m。锚索长度：

区域	A	B	C	D
上四排	24m	26m	28m	30m
下三排	22m	24m	26m	28m

2、锚台：用 C30 混凝土浇灌，中间埋设钢管作为锚索体的保护孔。台面为 16mm 厚 300×300mm 钢板，与台座浇灌为一体。

3、注浆：采用全孔一次注浆的注浆方式。自由段的钢绞线用防锈漆和黄油进行防锈处理，并用套管隔离和保护。采用孔底反浆法一次注满，并根据浆液下渗情况反复补注，直到孔口液面稳定为止。浆液采用 425#普通硅酸盐水泥净浆，
水灰比为 0.55，并加 0.7%的减水剂。

4、钢轨桩：采用 50kg/m 的废旧钢轨，钻孔为 ϕ250mm。用 M20 水泥砂浆反浆灌注。

5、锚杆：锚杆体由两根 ϕ25mm II 级钢筋并排组成，采用船形支撑架支撑和固定，船形支撑架每 2.0m 设一个。外端分别焊接螺纹杆。锚杆孔直径为 ϕ130mm，浆液材料与注浆工艺与锚索一致。

5 结 语

本次分析的主要结论如下：

（1）本次稳定性分析和评价，是以大量工程地质测绘、钻探、试验、渗流分析为基础，采用工程界较为通用的稳定性评价方法进行分析计算，理论上先进，方法上可靠。

（2）根据稳定性分析及可靠性分析，483 剖面现状较稳定，开采至终了时不能满足安全要求，整体边坡安全系数低于 1.10，其中－82m～－190m 台阶安全系数为 1.05 左右。经－34m 以上台阶削坡后，整体边坡安全系数满足要求，但－82m～－190m 台阶仍需加固处理。491 线无论现状和终了稳定性系数均较高，能满足要求，但为确保安全，应对第四系进行加固。511 线的现状边坡和终了整体边坡安全系数较高，满足要求。开采到终了时，－50m～－120m 台阶安全系数较低，应注意安全生产。EF 剖面的现状边坡稳定性较好，开采终了时整体边坡及局部台阶安全系数皆不满足要求。经－30m 台阶以上局部削坡后，整体边坡稳定性系数基本达到要求，但－80m 以下局部台阶仍不满足安全要求，特别是－105m 以下局部台阶会产生破坏，建议进行加固。

（3）按规范要求对北帮边坡，运用余推力法进行计算的加固力都较大，尤其是整体边坡，一般每延米为几百吨，因此建议边坡加固时应采用多种方法进行综合治理，如：削坡、锚固等。

（4）可靠性分析方法为边坡分析中新兴方法，国内外尚无统一衡量标准，因此，可供治理和生产中参考。

需要说明的是，本文对边坡稳定性的分析是根据各边坡工程地质分区进行的，重点针对整体边坡，对于局部边坡的破坏，特别是局部台阶的楔形破坏，在实际生产过程中如发现有边坡开裂和较大变形的危险边坡，应及时采取局部治理措施排除险情，以免发生安全事故。

致 谢

本文是在导师翟德元教授悉心指导下完成的。导师渊博的知识、严谨的治学态度、开拓进取的创业精神使我受益匪浅，并给我树立了良好的榜样。三年来，导师在学习和生活上给予了我无微不至的关怀和帮助。所有的一切使我终生难忘。值此论文完成之际，谨向导师表示衷心的感谢！

感谢山东科技大学资环学院的各位领导和各位老师给予的学习和生活上的关怀和帮助！

在论文的准备与写作过程中得到了资环学院各位教授的热心指导和无私帮助，在此向他们表示由衷的谢意！

感谢我的家人对我的支持和关心！

最后，感谢三年来在生活上和学习上给予我热心帮助的同学和朋友们，以及各位师兄弟！

参考文献

[1] 张倬元,王兰生,王士天.工程地质分析原理(第二版)[M],北京:地质出版社,1994

[2] 孙玉科,李建国.岩质边坡稳定性的工程地质研究[M],地质科学,1965,(4)

[3] 谷德振 等.岩体工程地质力学基础[M],北京:科学出版社,1979

[4] 孙玉科,古讯.赤平极射投影在岩体工程地质力学中的应用[M],北京:科学出版社,1980

[5] 王思敬.赤平极射投影法及其在岩体工程中的应用.岩体工程地质力学问题(一)[M],北京:科学出版社,1976

[6] R.E.Goodman. Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rock. West Publishing Company,1976

[7] 周维垣.高等岩石力学[M],北京:水利水电出版社,1990

[8] 王在泉.复杂边坡工程系统稳定性研究[M],徐州:中国矿业大学出版社,2000

[9] 周维垣 等.岩石高边坡的稳定与治理.岩土工程的回顾与前瞻[M],北京:人民交通出版社,2001

[10] 祝玉学.边坡可靠性分析[M],北京:冶金工业出版社.

[11] 罗文强 等.边坡系统稳定性的可靠性研究[J],地质科技情报,1999,(2)

[12] 罗文强. 斜坡稳定性概率理论和方法研究[J],岩石力学与工程学报,1999,(2)

[13] 范中原.岩质高边坡勘测及监测技术方法研究[J],水利发电,1998,(1)

[14] 陈祖煜,冯小刚.水电建设中的高边坡工程[J],水利发电,1999,(10)

[15] 秦四清,张倬元,黄润秋.非线性工程地质学导引[M].成都:西南交通大学出版社,1993

[16] 李天斌,陈明东,王兰生.滑坡实时跟踪预报[M].成都:成都科技大学出版社,1999

[17] 黄润秋,许强.斜坡失稳时间的协同预测模型.山地研究,1997,(2)

[18] 黄润秋,许强.工程地质广义系统科学分析原理及应用[M].北京:地质出版社,1997

[19] 李世平. 岩石力学简明教程[M]，徐州：中国矿业学院出版社，1986，57－

[20] 周维垣. 高等岩石力学[M]，北京：水利水电出版社，1989

[21] 雷晓燕. 岩土工程数值计算[M]，北京：中国铁道出版社，1999

[22] 夏才初，孙宗欣. 工程岩体节理力学，上海：同济大学出版社，2002，94－120

[23] 彭振斌. 锚固工程设计计算与施工[M]，武汉：中国地质大学出版社，1997，1－8

[24] 沈成康. 断裂力学[M]，上海：同济大学出版社，1995，159－166

[25] 夏志高．塑性力学[M]，上海：同济大学出版社，1991，40－109

[26] 谭学术，鲜学福等．复合岩体力学理论及其应用[M]，北京：煤炭工业出版社，1994，99－120

[27] 崔政权，李宁．边坡工程理论与实践最新发展[M]，北京：水利水电出版社，1999，174－184

[28] 黄福昌等．兖州矿区煤巷锚网支护技术[M]，北京：煤炭工业出版社，247－260

[29] 何满潮，景海河，孙晓明．软岩工程力学[M]，北京：科学出版社，2002，158－164

[30] 周思孟．复杂岩体若干岩石力学问题[M]，北京：水利电力出版社，1998，131－156

[31] 吴刚，孙钧．卸荷应力状态下裂隙岩体的变形和强度分析[J]，岩石力学与工程学报，1998，Vol.17，No.6，615-621

[32] 杨延毅，王慎跃，加锚节理岩体的损伤增韧止裂模型研究[J]，岩土工程学报，1995，Vol. 17，No.1，9－17

[33] 张强勇，朱维申，程峰．裂隙岩体损伤锚柱单元支护模型及其应用[J]，岩土力学，1998，Vol.19，No.4，19－24

[34] 殷有泉．考虑损伤的节理本构模型[J]，工程地质学报，1994， Vol.2，1－6

[35] 乔春生，张清．岩石节理非线性变形分析[J]，北方交通大学学报，1998，1－6

[36] 何承伟．加锚节理岩体的弹粘塑性有限元计算[J]，广东水利水电，2001，No.3，

[37] 谢建清，夏如伯．节理岩体中锚索加固作用分析[J]，探矿工程，1998，Vol.3，12-14

[38] 黄润秋，林峰等．岩质高边坡卸荷带形成及其工程性状研究[J]，工程地质学报，2001

[39] 李建林，孟庆义．卸荷岩体的各向异性研究[J]，岩石力学与工程学报，2001，Vol.20，No.3

[40] 吴刚．工程岩体卸荷破坏机制研究的现状及展望[J]，工程地质学报，2001

[41] 李建林，熊俊华，杨学堂．岩体卸荷力学特性的试验研究[J]，水利水电技术，2001，37 (5)

[42] 李建林，袁大祥．岩体卸荷分析的基本方法[J]，三峡大学学报，2001，23(1)

[43] 白明洲，黄润秋等．开挖卸荷条件下高边墙岩体变形和破坏的数值计算[J]，中国地质灾害与防治学报，2000， 11(2)

[44] 李建林，丁振明．卸荷岩体加固若干问题的探讨[J]，武汉水利电力大学（宜昌）学报，2000， 22(3):191－195

[45] 刘国霖．陡高边坡节理岩体卸荷岩体力学的物理基础[J]，武汉水利电力大学（宜昌）

学报，2000， 22(3)

[46] 李建林，孙志宏．卸荷岩体损伤断裂分析及其参数研究[J]，武汉水利电力大学（宜昌）学报，1999，19(4):444-448

[47] 杨延毅．岩质边坡卸荷裂隙加固锚杆的增韧止裂机制与效果分析[J]，水利学报，1994， 6:1－9

[48] 吴刚，孙钧，卸荷应力状态下裂隙岩体的变形和强度特性[J]，岩石力学与工程学报，1998， 17(6)

[49] 吴刚，岩体在加卸荷条件下破坏效应的对比分析[J]，岩土力学，1997，18(2)

[50] 吴刚，孙钧．复杂应力条件下完整岩体卸荷破坏的损伤力学分析[J]，河海大学学报，1997， 25(3)

[51] 孙树林，侯玉宾．边坡水平卸荷裂隙的突变理论模型，河海大学学报，1997，25(6)

[52] 蒋忠信．拉力型锚索锚固段剪应立分布的高斯曲线模式[J]，岩土工程学报，2001，23(6)

[53] 封金财．预应力锚索在整治滑坡中的应用[J]，石家庄铁道学院学报，2000， 13(6)

[54] 杨松林，荣冠，朱焕春．混凝土中锚杆荷载传递机理的理论分析与现场试验[J]，岩土力学，2001，22(1)

[55] 夏小和，黄醒春等．穿层锚杆作用效果的 DDM 数值建模及分析[J]，上海交通大学学报，2001， 35(4)

[56] 张燎军，任继理．锚杆自由长度在三峡船闸锚杆设计分析中的应用[J]，2000，28(2)

[57] 王成，恽寿榕，李义．锚杆--锚固介质—围岩系统瞬态激励的响应分析[J]，太原理工大学学报，2001,31(6)

[58] 朱维申，张玉军，任伟中．系统锚杆对三峡船闸高边坡岩体加固作用的块体相似模型试验研究[J]，岩土力学，1996，17(2)

[59] 雷晓燕．三维锚杆单元理论及其应用[J]，工程力学，1996，13(2)

[60] 舒家华，李军．预应力锚索在边坡加固中方位角的确定[J]，地质与勘探，1998，34(4):44－46

[61] 付敬，盛谦．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)

[62] 黄薇，陈进．三峡永久船闸闸首系统锚杆应力分析[J]，人民长江，1999，30(12)

[63] 谭云亮，姜福兴等．锚杆对节理围岩稳定性影响的离散元研究[J]，工程地质学报，

1999， 7(4)

[64] 何承伟．粘结式非预应力锚杆的工作机理及数值分析[J]，广东水利水电，2001，5:7－10

[65] 丁多文，白世伟，罗多煜．预应力锚索加固岩体的应力损失分析[J]，工程地质学报，1995，13(1):65－69

[66] 汤雷，蒋金平．锚杆支护强度[J]，地下空间，1997，17(2):65－69

[67] 刘东燕等．断续节理岩体强度评价及承载力预测[J]，重庆建筑大学学报，1997，19:21－30

[68] 周群力．地壳岩石压剪断裂端倪[J]，三峡大学学报，2002，45－47

[69] 刘东燕，朱可善．含断续节理岩体强度的各向异性研究[J]，重庆建筑大学学报，1998，365－371

[70] 张建海等．含断续节理岩体强度的各向异性[J]，云南水力发电，1999，36－38

[71] 许宏发，金丰年．岩体节理剪切变形的幂函数模型[J]，岩石力学与工程学报，2000，19:314－317

[72] 方里刚．岩石节理弹塑性本构关系[J]，岩土工程学报，1996，18:91－95

[73] 周建民等．岩石节理法向变形的数学模型分析[J]，岩石力学与工程学报，2000，19:853－855

[74] 汪小刚等．岩石结构面网络模拟原理在节理岩体连通率研究中的应用[J]，水利水电技术，1998，Vol.29，43－47

[75] 张飞等．对深部岩体节理裂隙分布的模拟预测[J]，包头钢铁学院学报，2000，19:16－18

[76] 段蔚平．边坡岩体结构面的模拟[J]，金属矿山，1994，27－29

[77] Leckie F A., Onat E t.,Tensorial natiral of damage measuring internal variables. Anniversary Volume,Macmillan Crop.,New York,307-315,1963

[78] Dragon A,Mroz Z.,A model for plastic creep of rock－like materials accounting for the kinetics of fracture,Int.J.Rock Mech.Sci.And Geomech.Abstr.,16:253-259,1979

[79] Krajcionvic D.,Continuum damage mechanics:when and how?,Int.J.of damage mechanics,Vol.4,July,217-229,1995

[80] Krajcionvic D.,Fenseka G.U.,The continuous damage theory of brittle materials,Part 1 and Part 2,J.Appl.Mech.,48:809-824,1982

[81] Oden J.T.,Finite elements of nonlinear continua,Mcgraw Hill,1972.

[82] Zienkiewicz O.C.,The finite element method,McGraw Hill,Lonedon,1997

[83] J.H.prvost,T..Hughes,Finite element solution of elasto-plastic boundary value problems,Journal of Appl.Mech.,48:69-74,1984

[84] M.A.Crisified,Non-linear finite elements analysis of solid and structures,Vol.2,John Wiley & Sons,1991

[85] Kawamoto T,et al.,Int.J.Numer.Anel.Meth.In Geomech

[86] Ohte S.Finite element analysis of elastic contact problems,Bull JSMS 1973;16

[87] John V.R. and Peter D.l.,Brittle-ductile transition:semi-brittle behavior. Tectonophysics, 167:75-79,1989

发表的论文及成果

一、 论文：

1、刘钦 等，仓上金矿新立矿区主井冻结法施工浅析，西部探矿工程，2002，

2、刘钦 等，仓上金矿新立矿区竖井爆破地震效应检测述评，有色金属，2002

3、仓上金矿露天采场-118 至-13 米边坡加固工程实践，金属矿山，2004

二、 获奖成果：

“汽车路面抑尘措施的研究”，获 2002 年度中国新时期人文科学优秀成果一等奖，授奖单位：中国管理科学研究院。