高等学校教学参考书

露天矿高边坡工程

何满潮 著

煤炭工业出版社

24.7

内 容 提 要

本书以我国某露天煤矿为例，对高边坡岩体稳定性进行了系统研究，揭示了在复杂构造条件下滑坡发生、发展的工程地质规律和地质力学机制，指出了以往边坡设计中存在的问题，说明了对高边坡进行变形力学研究的理论和方法，由此而建立了高边坡工程岩体力学的概念体系和理论体系，如工程岩体的连续性及扩张化理论、工程岩体的本构关系及确定理论和工程岩体的大变形问题及其计算方法等。最后用计算机模拟再现了这些复杂的滑坡、倾倒及引起地表变形等地质力学现象的发生发展过程。

本书是国至这款设的大变形理论与工程地质实践紧密结合的专著，可以作为岩体力学、工程地质专业研究生的教学参考书，也可供地质、水电、公路、铁路、矿山、国防工程和土木工程专业的工程师及科研人员参阅。

责任编辑：刘社育

高等学校教学参考书

露天矿高边坡工程

何满潮著

*

煤炭工业出版社 出版

（北京安定门外和平里北街21号）

北京京辉印刷厂 印刷

新华书店北京发行所 发行

*

开本 787×1092mm$^1/_{16}$ 印张 $10^5/_8$

字数256千字 印数1—735

1991年3月第1版 1991年3月第1次印刷

ISBN 7-5020-0499-8/TD·455

书号 3276 定价 2.80元

前　言

随着世界性能源危机和加紧对能源的开发，露天采矿作为一种主要的开采能源手段，其采深越来越大，深度达300～500m者已不足为奇。另一方面，随着采深的不断加大，高边坡日趋形成，由此而引起的频繁滑坡和地表严重变形及其造成的巨大损失，使得各国都非常重视露天边坡稳定性的研究。1970年在南非召开的露天采矿设计会议，其中露天边坡稳定问题是重要的议题；1970年和1971年在加拿大温哥华召开了两次国际性露天矿边坡稳定性讨论会；1984年中国煤炭学会露天专业委员会在云南小龙潭煤矿召开了“全国露天煤矿边坡工程学术会议”；1986年中国地质学会和中国岩石力学与工程学会在宜昌市联合召开了“中国典型滑坡实例学术会议”，其中三分之一的论文是关于露天边坡稳定问题的。近年来，有关露天边坡研究的专著也相继出版。加拿大高尔德（Golder）岩石力学咨询公司董事长E·Hoek博士三次（1973、1977、1981年）修订出版了《岩石边坡工程》；加拿大矿产能源部技术中心出版了《露天边坡手册》；我国的孙玉科、牟会宠、姚宝魁1988年出版了《边坡岩体稳定性分析》。上述著作都如实反映了当前国内外在露天边坡方面的研究现状及理论水平。

尽管在露天边坡研究方面已经取得了令人惊喜的成就，但实际工程实践中提出的问题仍然十分突出。如高大边坡（深度大于250m）的边坡稳定性问题，至今人们仍在研究和探索。笔者认为：研究高大边坡除研究了一系列工程地质学问题之外，必须重点展开大变形力学的研究，即研究高大边坡在其形成过程中的变形——发展——破坏的全过程。如果说用经典小变形理论和刚体极限平衡理论在研究中、小边坡时尚能奏效的话，那么研究高边坡的大变形破坏规律乃是高边坡研究的显著特征。在这一方面，岂今至少存在三大理论问题需要解决：（1）工程岩体的连续性问题。即人们通常认为工程岩体是一种高度非连续介质，而进行变形稳定性分析又都用连续介质力学理论；（2）工程岩体的本构关系问题。即岩体的本构关系是很难确定的，但进行任何变形分析时，又都毫不例外地用到本构关系；（3）工程岩体的大变形问题。即工程岩体的变形一般较大，而目前沿用的经典变形理论的一个重要假设是“变形无限小”。上述三个方面实质上是变形力学理论和高边坡岩体工程实践相结合时所产生的主要矛盾，也是目前岩体变形稳定性计算结论不符合实际情况的重要原因。著者在对我国某露天矿北帮高边坡进行了详细地工程地质研究之后，对上述三大棘手理论问题进行了细致的阐述，建立了相应的高边坡工程岩体力学的一系列概念。

本书是笔者多年来在露天矿现场从事高边坡研究的总结。笔者在研究过程中，受到了著名力学家陈至达教授和赵国景教授的指导，在工程地质研究方面受到了谭周地教授的指导；在抚顺现场工作期间，亲耳聆听了著名边坡专家E.Hoek博士的讲座，并和加拿大专家Soter先生进行了有益的讨论；同时著者的研究受到了国家人事部专家局博士后科研基金的资助。在此一并表示感谢！

作　者

1990年8月于北京

目　　录

绪　言 …… 1

第一篇　高边坡稳定性工程地质分析

第一章　北帮高边坡工程地质条件 …… 4

第一节　岩性结构场的特征 …… 4

第二节　地质构造场的特征 …… 6

第三节　环境物理场的特征 …… 14

第四节　工程地质分区 …… 16

第二章　北帮边坡稳定性地质分析 …… 18

第一节　滑坡历史及滑坡类型 …… 18

第二节　滑坡的影响因素 …… 18

第三节　北帮潜在不稳区预测 …… 21

第四节　北帮高边坡破坏模式预测 …… 31

第二篇　高边坡强度稳定性分析

第三章　北帮滑坡的物理模拟分析 …… 33

第一节　滑坡运动行为模拟实验 …… 33

第二节　滑面曲率效应 …… 36

第四章　北帮边坡强度稳定性数学力学分析 …… 39

第一节　边坡强度稳定性计算模型 …… 39

第二节　边坡强度稳定性计算方法 …… 44

第三节　PC—1500 计算机程序 …… 46

第五章　北帮不稳区计算分析 …… 52

第一节　强度参数确定 …… 52

第二节　不稳区数值分 析 …… 67

第三节　北帮典型滑坡剖面分析 …… 75

第三篇　高边坡变形稳定性分析

第六章　高边坡引起的地表变形及厂房破坏规律 …… 79

第一节　厂矿现存问题与解决途径 …… 79

第二节　厂区工程地质条件 …… 81

第三节　厂区地表变形规律 …… 88

第四节　厂区地表变形原因分析 …… 98

第五节　露天矿和石油一厂的辨证关系 …… 109

第七章　厂区地下构造格架勘察 …… 113

第一节　现场工程地质调查研究 …… 113

第二节　厂区地下构造格架勘察 ……114
第三节　厂区地质构造场综合解释 ……120
第四节　厂区岩体构造活动性分析 ……123
第八章　北帮高边坡大变形分析力学基础及非线性非光滑大变形有限元分析 ……128
第一节　高边坡大变形分析力学基本理论 ……128
第二节　高边坡非线性非光滑变形有限元分析 ……146
主要参考文献 ……162

绪　言

一、我国某露天煤矿简介

该露天煤矿位于我国东部，北纬41°51′，东经123°53′。矿所在市的公路、铁路四通八达，交通甚为便利。

该露天煤矿是我国最大的露天矿，矿坑东西走向长约6500m，南北宽约2000m，开挖深度已达300m，最终深度将达到500m。该露天矿历史悠久，开采始于1914年，至今已有76年的历史。其运输采用“之”字型折返线电气化铁路运输。本煤层开采工艺采用机械化联合作业，部分小煤层由于场地和储量所限，仍采用人工掘进。

目前该露天矿坑边缘几乎全为工业设施所包围。矿坑北缘有水泥厂、炼油厂、发电厂和市区，南缘有洗煤厂、机械厂、古城子车站及胜利矿注砂井；东缘有东露天矿，炸药厂和国有电气化铁路（该铁路系统绕至西缘）。上述设施事实上已将矿坑最终地面边界限制为目前坑界范围。

该区地处北温带，平均气温21℃，最高温度40.3℃，最低温度－35.2℃。冻结期始于十月下旬，每年四月份开始解冻，冻结深度1.2～1.3 m。年平均雨量808mm，最大降雨量1135mm，最小降雨量460mm。夏季雨量充沛，尤以七、八两个月份为最。风速不大，常为弱风，平均风速1.7m/s。主要风向为北风或东北风，主要受内蒙古及西伯利亚气流影响，其次受黄海和渤海的气流影响。总的看该地区属大陆型气候。

二、北帮高边坡的主要工程地质问题

北帮是该露天矿的工作帮，加之北帮地面上有重要工厂，因此北帮稳定性状况对露天矿生产和地面工厂安全举足轻重。北帮高边坡的主要工程地质问题有两大类，即影响采矿的滑坡问题和影响地面工厂安全生产的地面变形问题。

滑坡问题存在已久。根据统计，自1929年至1985年发生滑坡近六十次，其中北帮近二十次。最大一次滑坡的滑落量达$1.05\times10^6m^3$。为处理滑坡的剥离量近$1.0\times10^8m^3$，耗资在三亿元以上。滑坡造成了多次重大事故。如1948年露天矿西部长1500m的煤层被滑坡岩石掩埋，不能进行采煤工作；1955年12月，在南帮东部下盘区，由于地面水灌入，边坡下部的残煤火区爆炸，触发了底板凝灰岩层滑坡，造成坑下多人死亡；1971年又发生了类似的爆炸滑坡事故；1959年由于南帮边坡下部的煤壁被采掉，底板凝灰岩层发生滑坡，煤炭主要提升系统西大卷一度被迫停运，工程处理历时三年，耗资2000多万元，自1960年以来，滑坡多发生在北帮，仅北帮西部区十三段站附近的绿色页岩向斜轴部地区就发生滑坡14次，多次造成剥离列车脱轨翻车事件；1979年，北帮西部区小背斜亚区发生大滑坡，掩埋了西大卷道，造成停产；1981年以来，北帮西部区一段站亚区发生滑坡和剧烈沉陷变形；北帮中部区二十八段站1987年发生滑坡4次，由此牵引第三褶曲软弱带沉陷变形，沿北东方向直到地表，导致兴平路沉陷、破坏，一度中断交通。而且北帮一段站和二十八段站区至今仍不稳定，严重威胁北帮剥离运输干线和地面交通的安全。

近年来，随着高边坡的加高、加陡，引起地表变形，进而导致地面工厂的设备破坏和停

产。据记载，早在1978年该露天矿由于扩帮开采，导致北帮14次滑坡，同时引起地表石油一厂厂区严重变形，使得西原油车间废页岩楼报废拆除，油母页岩干馏装置五、六、七、八等四个部停产。1984年该露天矿开始执行高尔德（GOLDER）公司的边坡改造工程设计，强化北帮开采，导致北帮多次滑坡和地表工厂区内严重变形。石油一厂厂区内东干馏装置一、二、三、四部全部停产，烟囱倾斜，管线拉断，传动装置发生沉陷和错开，发电厂内冷却塔沉陷变形，其中8#冷却塔已因变形过大而停产。现在北帮地面工厂区内的变形仍在继续发展。因此扩帮开采和安全生产的矛盾已经成为急待解决的问题。

三、北帮高边坡的研究现状

由于该露天矿北帮高边坡的复杂性引起了中外边坡专家的关注。近年来已有加拿大、美国、欧洲共同体的专家在该矿考察或做过研究设计工作。我国的中国科学院地质所和地球物理所、煤炭科学院北京开采所和抚顺煤炭研究所、东北工学院、长春地质学院和中国矿业大学北京研究生部的专家、教授都亲临现场，做过考察和研究。国务院计委和有关部委曾专就北帮高边坡稳定问题开过六次全国性专家论证会，与会专家三百多人次，由于北帮高边坡问题的复杂性和涉及学科、范围的广泛性，专家意见不一，至今问题尚未解决。

前已述及，北帮高边坡的主要工程地质问题有两类：（1）强度稳定性问题，即高边坡的滑坡问题；（2）变形稳定性问题，即采矿引起的地表变形对厂房设备的破坏问题。目前，涉及到该问题研究的中外专家对强度稳定问题（滑坡问题）讨论甚多，特别是边坡专家 E. Hoek 博士等加拿大专家写出了系统研究报告。但对变形稳定性问题讨论很少。其原因在于人们习惯于仅从采煤工程观点出发，保证边坡不发生破坏性滑坡，就可进行采煤。而对该露天矿在工业厂区和市区附近采煤这一采煤生产中提出的新问题尚缺乏经验储备和理论准备。所以加拿大高尔德公司的强度稳定性的设计在该矿采煤实践中产生了一系列问题，造成了严重经济损失。

四、高尔德公司设计的主要贡献和问题

高尔德公司在设计该露天矿高边坡时的设计理论和实践，从露天开采工程观点看，方案是可行的，反映了国际上八十年代的先进水平；他们引入并应用的Sarma理论和节理化岩体强度理论均为其隶属领域的最新理论；本次研究中提出的该设计理论的问题，是在既考虑露天开采工程、又考虑石油厂炼油工程两方面稳定性的前提条件下提出来的，是在该矿特定的历史遗留的复杂条件下出现的问题，是先进理论遇到实践新问题时，矿的生产和厂的安全没有同时考虑所出现的失误，也是科学技术发展中常常存在的现象。这也是五次全国专家论证会对该问题讨论尚无明显进展的主要原因之一。正是在这个意义上。本书的研究成果是对 GOLDER 公司的设计理论和实践是一有益的补充和完善。

GOLDER 公司在该矿边坡研究设计中存在的主要问题是：（1）工程观念的问题。仅从露天采煤工程观点出发开展工作，对炼油工程的变形稳定性问题认识不足；（2）工程地质研究的问题。对北帮复杂的工程地质条件未做深入研究，特别是对北帮之上工厂安全有威胁的边坡岩体中的构造格架很不清楚；（3）设计理论的问题。其设计理论核心是Sarma方法，而Sarma方法只能评价强度稳定性，对边坡的变形稳定性不能用之评价。即使用其评价局部边坡的强度稳定性时，在剖分条块方面和岩体水力学边界条件方面也需要做进一步力学研究。正是由于上述问题，才使露天矿在满足强度安全的情况下，却导致了石油一厂的设备变形破坏。

五、本书的研究内容及主要结论

1．通过工程地质研究和变形资料分析，明确了该露天矿北帮边坡问题不仅是一个强度稳定性问题，而且也是变形稳定性的复杂问题。研究该问题的工程观念应该是：既满足强度稳定性要求（不发生破坏性滑坡），同时也满足变形稳定性要求（地表变形不超过石油厂设备的安全变形值）的边坡才算是稳定边坡。

2．通过对边坡岩体的现场工程地质调查和工程地质分析，对岩性构造、地下水及历史滑坡事件做了系统分析，在1984年预测了北帮在执行GOLDER设计的采矿过程中可能出现的十一个滑坡危险区，并做了危险区预测图。据不完全统计，近年已有八次滑坡在危险区中发生，其中第三不稳区的五次滑坡给露天矿和石油一厂造成了极大损失；通过对涉及到石油厂安全的边坡岩体和厂区下岩体的深部构造的工程地质勘察，搞清了深部断层的空间产状，为边坡稳定性和厂区稳定性研究奠定了基础。这种在设备林立、机器轰鸣的高噪音干扰条件下，用地震勘探和钻探相结合所取得的研究成果在国内外未见先例。

3．通过运用现代力学理论对GOLDER公司的设计理论进行研究，取得下述成果：（1）在进行边坡大变形稳定性分析时，Sarma方法是不合理的，经典变形理论是有误差的，必须在现代大变形理论指导下，进行边坡变形计算分析，用损伤力学理论和反分析理论为基础，确定工程岩体的物性关系；（2）在分析局部边坡的强度稳定性时，报告中证明了Sarma理论剖分条块的不合理性和岩体水力学边界条件的局限性，并导出了各种岩体水力学边界条件下的适用公式。

4．通过非线性大变形力学有限元分析，得出如下结论：（1）在四大影响因素（断层构造、地下水、井工开采和露采）中，断层构造和露天开采是主要因素。且断层构造影响变形的空间模式，露天开采则影响变形的时间特征；（2）露天开采引起F_1、F_{1A}和F_{1B}断层带的反差变形，这种变形已经导致、并将继续导致炼油厂设备的破坏；（3）露天开采引起北帮不同部位的滑坡、倾倒变形和陡坎变形；（4）业已停止的井工采空区对其附近岩体影响较大，而对距其四百多米的厂区地表影响相对较小。与露天开采比较，无论从时间上还是从空间上分析，井工开采对厂区变形的影响都是次要的；（5）分析表明，石油厂区有两条危险带，随着露采不断进行，危险带及邻近设备将出现程度不同的破坏，建议提早设防。

5．露天矿和石油厂两大工程活动之所以形成目前的尖锐对立局面，有其深刻的历史根源和工程观念的原因。厂矿关系既存在着对立矛盾的一面，也应看到相互依存的一面，而且要特别重视厂矿矛盾会在一定条件下发展、转化。本书指出：在自然条件下，厂矿矛盾会向着矿尽厂亡的不利方向发展，而只有在尽快实施加固工程的条件下，才能实现计委的厂矿双保的正确方针。因此，厂矿双方应携起手来，从国家的利益出发，以人民的利益为重，面对问题，正视现实，统一认识，采取切实可行的措施，促使厂矿矛盾向有利的方向转化，把损失减小到最低限度，为四化建设做出贡献。

第一篇　高边坡稳定性工程地质分析

第一章　北帮高边坡工程地质条件

边坡岩体失稳实质上是具有一定力学性质的三面一块（即硬性结构面、软性结构面、临空坡面和这些面所分割的岩石块体）在一定时间、一定空间达到最危险组合状态时所发生的一种物理地质现象。

在该露天矿，滑坡作为北帮岩体中发生的主要失稳形式，其部位严格受三面一块的空间组合状态和力学强度状态的制约。而三面一块的空间组合状态和力学强度变化特征又取决于北帮工程地质背景，即决定于北帮边坡岩体所处的岩性结构场、地质构造场、环境物理场（包括地下水渗流场、地应力场、地势场、地温场和工程力作用场）的特征。

第一节　岩性结构场的特征

岩性结构场是指一定工程部位的地层岩性组成及其在空间的展布状态。它制约了岩石类型及其力学性质，构成了边坡岩体进行力学作用的物质基础。

北帮出露了白垩系、老第三系及第四系地层（见图1-1），其典型地质剖面图如图1-2所示。

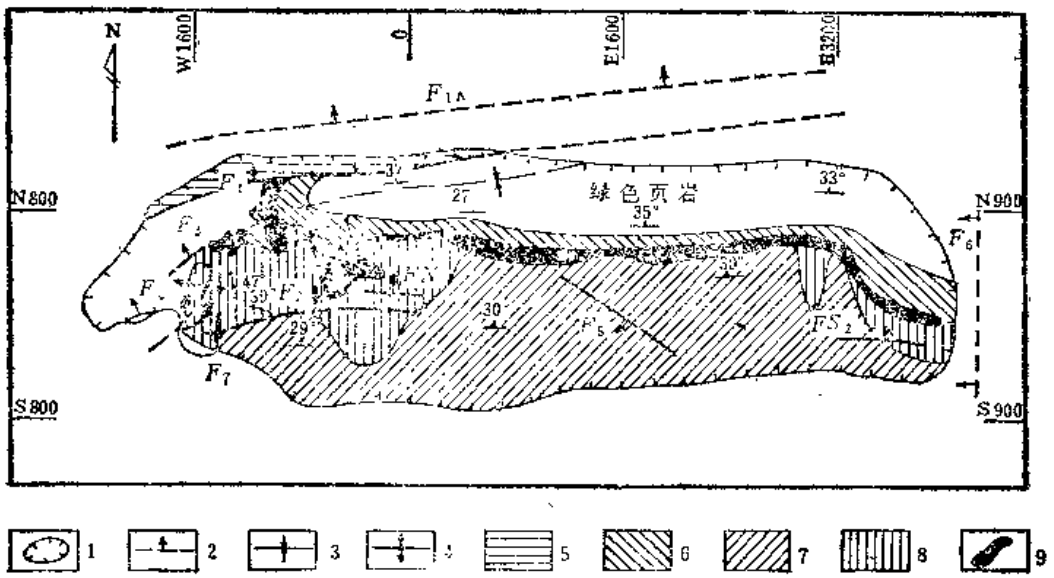


图 1-1　某露天矿简要地质图

1—坑界；2—主要断层；3—主要向斜；4—主要背斜；5—白垩系；6—油页岩；7—玄武岩；8—凝灰岩；9—煤

白垩系主要发育龙凤组地层，分布于北帮F_1断层以北。据钻孔资料分析，该组岩层北侧以F_{1A}为界。龙凤坎组的岩性组合由紫红色泥岩、灰白色砂岩组和碎裂玄武岩组成。砂泥互层岩组在横向上变化较大，时厚时薄，产状也有变化，在一段站区西侧部位走向NE30°，倾向SE，倾角37°左右，往东逐渐变化，至矿区坐标W1400以东，产状趋于平稳，走向为82°～

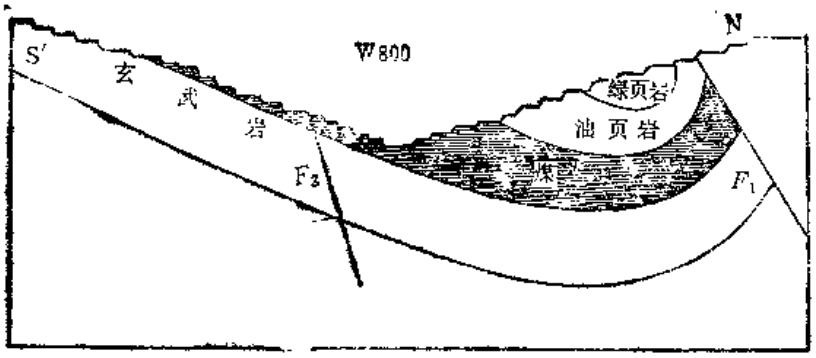


图 1-2 某露天矿典型地质剖面

85°，倾向N，倾角 28°～38°。该组岩层厚 54m，其中紫红色泥岩发育多层，最厚2～3m。其中含蒙脱石粘土矿物4.54%，遇水崩解呈碎屑状（据曲永新）。力学强度低，凝聚力约为0.025MPa，摩擦角10°左右，碎裂玄武岩岩组呈透镜状沿F_1断层北侧展布。玄武岩呈黑灰色，隐晶质，局部可见气孔构造。该组岩层由于受其南北两侧断层影响，节理发育，优势结构面有两组，一组产状为82°∠36°，另一组产状为 170°∠80°，节理面上常见绿泥石薄膜，因而沿节理面抗剪强度较低，内聚力为0.02MPa，摩擦角为 16°[1-2]左右。

紫红色泥岩为该组岩层中的相对弱层，它不仅在砂泥岩组中发育多层，而且在碎裂玄武岩当中也夹有数层（据钻孔资料）。

老第三系在北帮出露了古城子组、计军屯组和西露天组，在F_1断层以南沿近东西向条带状展布，西部在西露天向斜扬起端而形成圈闭，向东被F_6断层错开。

古城子组岩性组合是一套沼泽相沉积的煤页岩岩组组成。该岩组底部为 5～10m 厚的底板页岩，其上部为巨厚的主煤层。厚度在横向上变化很大，最薄处 43m 左右，最厚处105m 左右。煤层主要为块状。在北帮西部区主煤层被一最大厚度为数十米的凝灰质砂岩透镜体分开。在靠近透镜体附近，煤和凝灰岩砂岩相互成层，形成黑白相间的条带。在北帮西部区坑底部位发育了厚度约 2m 的菱铁矿结核层，而且靠近结核的层理是波状弯曲的，反映了当时成岩动力条件是十分动荡的。煤块的强度颇高，内聚力0.5MPa，摩擦角34°左右。该组岩层上覆计军屯组，二者为整合关系。

计军屯组的岩性组合是一整套油页岩岩组。中层-薄层状，易裂，表现为脆性特征，破裂时呈贝壳状断口。该组岩层愈接近上部，含油品位愈高。油页岩力学强度高，内聚力 0.5 MPa，摩擦角34°，该组岩层与上覆西露天组为整合接触关系。

西露天组岩性以绿色薄层-厚层状页岩为主，夹薄层褐色页岩和中厚层状棕色泥灰岩。下部泥灰岩单层变厚，层数增多，层面有泥裂、印模。底部泥灰岩变少。褐色页岩中往往发育一层或数层层间剪切带，其特点是劈理密集，常发育一组或两组，如电镜扫描照片图 1-3 所示。组成物质近于土状，含大量粘土矿物（如图1-4、图1-5所示）。其中蒙脱石占35%。遇水剧烈膨胀，崩解成碎浆状。强度低，凝聚力为 0.03MPa，摩擦角 16°。因此这种层间剪切带构成了该组岩层的软弱夹层（以下称其为棕色页岩弱层或软弱夹层）。历史上多次沿该弱层发生滑坡。

棕色页岩弱层的横向分布有一定规律性。北帮西部区发育颇佳，厚而稳定，中部区逐渐变薄，东部区趋于消失；软弱夹层在棕色页岩岩层中的发育位置是不同的，对某些褐色页岩



图 1-3 破劈理分布及微劈石形态



图 1-4 剪切面上等轴片状高岭石矿物形态

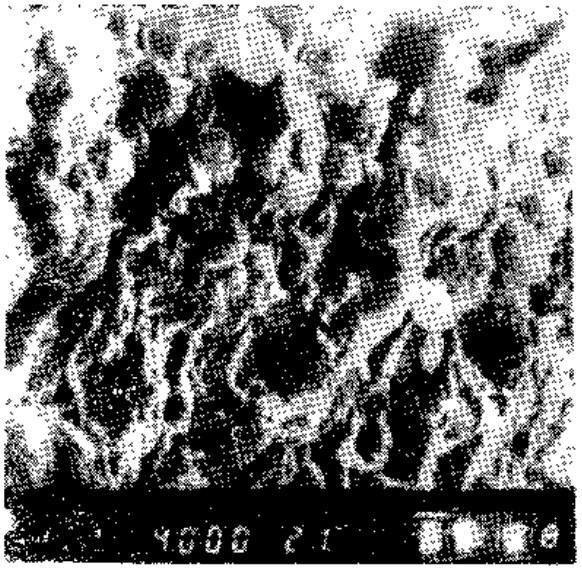


图 1-5 微劈石内部皱片状蒙脱石的分布

层，弱层发育在与绿色页岩的交界面部位。对某些褐色页岩层则发育其中。野外观察发现，这种发育规律似决定于绿色泥岩和交界面附近的褐色页岩的力学性质差异程度。相差悬殊时，软弱夹层往往发育在两种岩性的交界面部位，若两种岩性力学性质比较接近则往往发育在褐色页岩岩层当中。此外，棕色页岩层中弱层（层间剪切带）数多少似决定于棕色页岩层厚度。弱层的厚度一般在 5～20cm之间。而当棕色页岩层厚小于 0.5m时，一般不发育软弱夹层；当层厚为 0.5～1.0m 时，往往发育一层层间剪切带；当层厚大于 1.0m时，往往发育 2～3 层弱层。

这种棕色页岩弱层在地下水的作用下极易软化，形成北帮潜在滑动面。历史上北帮发生的许多滑坡与该层有很大关系。

第二节 地质构造场的特征

地质构造场系指在地质历史上发生的构造变动所形成的构造形迹在空间的展布形态特

征。这种构造形迹对边坡岩体失稳影响很大。

从区域构造分析，该地区处于纬向构造体系的天山-阴山构造带和新华夏构造体系的第二沉降带的复合部位。因此，该区褶皱构造、断层构造和节理构造都很发育。

一、褶皱构造

西露天向斜。该向斜是矿区的主要褶皱形态。轴向近东西，轴长18km。向斜核部位为耿家组褐色页岩和西露天组绿色页岩，南翼依次出露汗乍屯组油母页岩、古城子组煤层和粟子沟组凝灰岩。向斜北翼被F_1断层所切而出露不全(如图1-1所示)。南翼岩层倾N，倾角20°～30°，北翼岩层总体也倾N，倾角在20°～40°之间，局部倾角陡，北帮西部区近F_1断层处岩层近于直立。向斜在矿区坐标W1200左右扬起。故该向斜是一倒转的残破向斜。

北帮西部区小背斜。小背斜是西露天矿出现的另一褶皱形态（图1-1）背斜轴向为NE30°左右，轴线向NE方向倾伏。顺轴向追索至F_1断层以北，发现白垩系近2m厚的紫红色泥岩层翘起也沿NE30°方向展布，是否和断层南小背斜为同一应力场产物，尚无更多的证据可资证明。

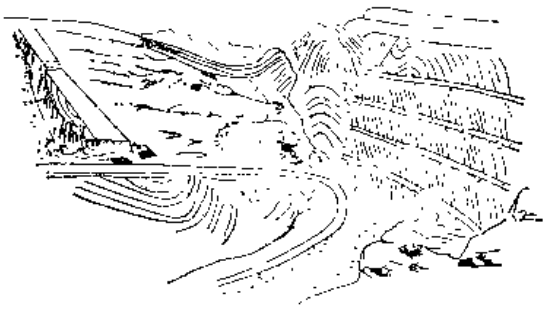
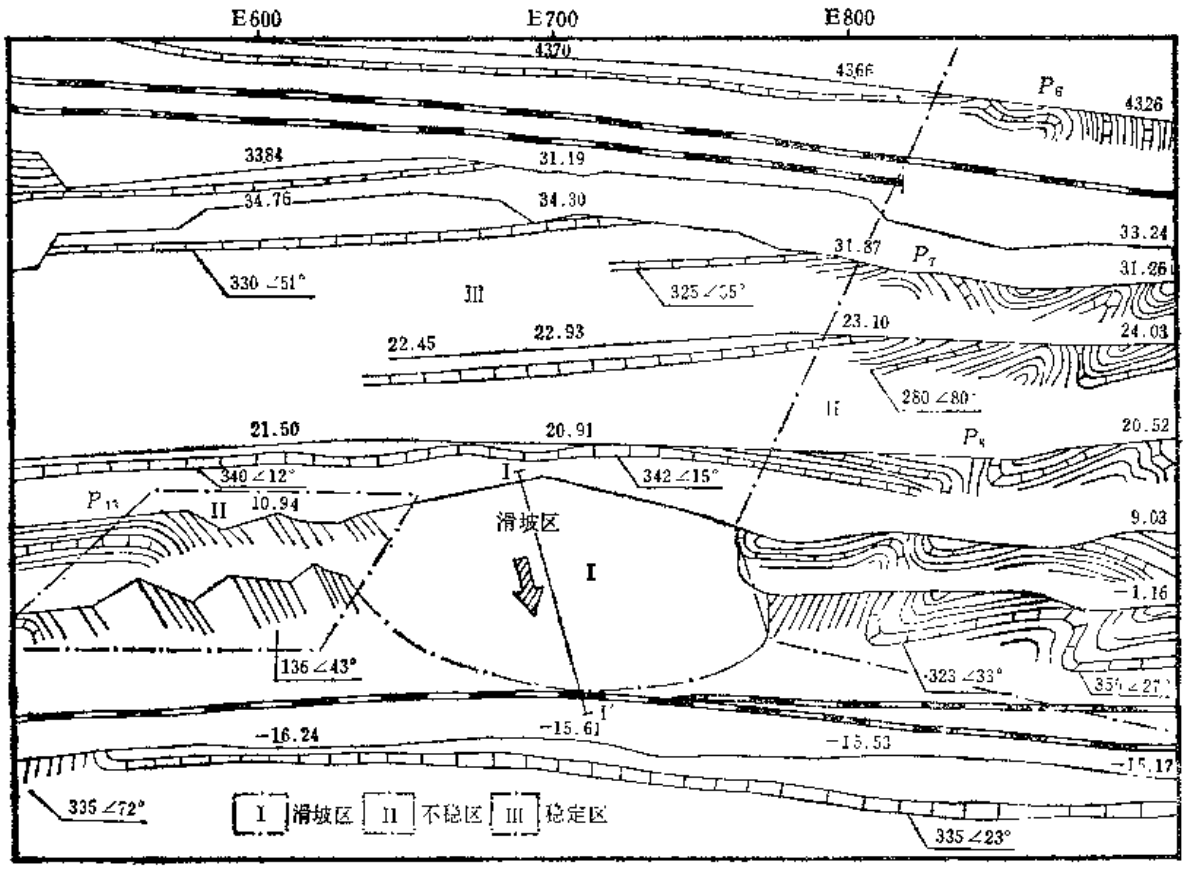


图 1-6　西端部石褶皱构造素描图



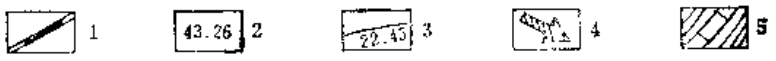


图 1-7　E700滑坡区附近小构造分布实体透视图

1—电机车线；2—高程(m)；3—剖面线及高程(m)；4—滑动方向；5—页岩夹灰岩

水平比例尺1:1000 垂直比例尺1:2000

F_1南的小背斜轴部地层为粟子沟凝灰岩，两翼为古城子组煤层。该背斜由于采矿开挖在1982年7月暴露在西端帮附近的极好露头如素描图1-6所示。

北帮次级小褶曲。北帮岩体中次一级小褶曲十分发育，形态各式各样，规模大小不等。大者涉及到两个、三个台阶，小者影响一个台阶（如图1-7所示）。小褶曲轴向为50°～60°。小褶曲SE翼往往造成岩层顺坡倾斜，常沿弱层层面形成顺层滑坡。小褶曲中背斜北西翼比较平缓、SE翼较陡，呈不对称分布规律。站在南帮遥望北帮边坡，从西至东依次展布了四个较大的褶曲带，在北帮西部区、中部区比较发育，在北帮东部区（E2000左右）逐渐消失。这些次级褶曲是由于F_1断层后期在新华夏应力场作用下发生顺时针扭动所形成的。平面上褶曲轴线与断层面所夹锐角方向指示了F_1北盘向东扭动，小褶曲之所以显示出西部、中部发育，至东部消失的规律性，则是因为从西至东，北帮坡面岩体距F_1断层渐远的缘故。

层间褶曲。北帮绿色页岩岩体中的层间褶曲十分发育，尤以棕色页岩为最。层间褶曲按形态特征不同，可以分为圆滑型层间褶曲（图1-8）、共轭型层间褶曲（图1-9）和轴部扩容型层间褶曲（见图1-10）。

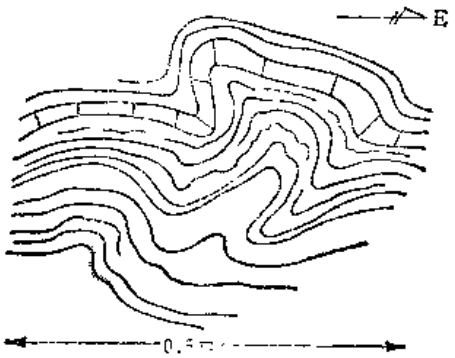


图 1-8　E700圆滑型层间褶曲

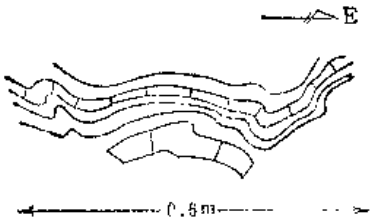


图 1-9　E200共轭型层间褶曲

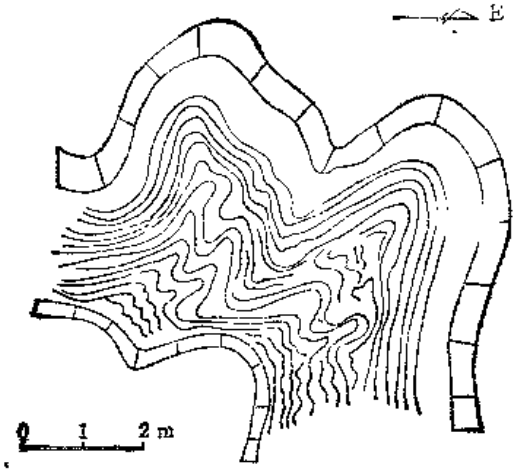


图 1-10　轴部扩容层间褶曲

二、断裂构造

该露天矿断裂构造也十分发育，其分布位置、产状、力学性质、运动方式和断距如表1-1所示。

其中F_1、F_{1A}断层发育在北帮，故将其详述如下。

F_1断层，走向NE80°左右，倾向N，倾角52°～68°。西部倾角较缓，中部区、东部区渐陡，是一先压后扭断层。断层带宽度不一，在西部区较宽，约30m左右，中部区和东部区较窄，约

表 1-1 露天矿断层一览表

编号	位置	产状	力学性质	扭动方式	位移 (m)	
					垂直	水平
F_{1A}	矿坑北侧	350°∠70°	先压后扭	顺扭		
F_1	矿坑北帮横贯全区	350°∠52°	先压后扭	顺扭	550～600	250～400
F_2	南帮W1300-E100	360°∠74°	扭性	顺扭	13～38	2～9
F_{N2}	南帮W400-EW0	360°∠74°	扭性	顺扭		
F_3	小背斜区W1700-W1800	338°∠60°	扭性	顺扭	70～100	3～70
F_4	西盘区W1800-W2100	360°∠80°	扭性	顺扭	11～69	2～8
F_5	矿坑中部	265°∠35°	先张后扭	反扭	15～21	42～49
F_6	矿坑东帮	70°∠30°	扭性	反扭	3～5	450
F_7	新卷道东侧	70°∠60°	先张后扭	反扭		

20m左右。断层上盘为白垩系龙凤坎组地层，下盘为第三系煤系地层。断层带内构造透镜体、构造角砾岩和糜棱岩颇为发育，断层面上在西部区发现有紫红色断层泥。该断层垂直位移550～600m，水平位移250～400m。F_1断层对西部区一段站边坡稳定性有重大影响。

F_{1A}断层，走向近东西，倾向N，倾角70°～80°，该断层为钻孔所揭露，据钻孔资料分析，断层上盘为太古界鞍山群花岗片麻岩、云母片麻岩、角闪片麻岩等一套变质岩系。下盘为白垩系地层。断层带宽约30m左右。该断层在F_1以北200m左右，与F_1断层在平面上大致平行展布，但在剖面上二者关系尚无资料可资佐证。F_{1A}断层对一段站边坡不稳区北侧边界有控制作用。

三、节理构造

北帮的节理构造也颇为发育，根据北帮七条测线的窗口调查资料所获取的1074组数据分析，具有一定的规律性。

从平面看，节理走向明显分为两大组，一组近东西向，一组近南北向。其中一些较大节理有错动现象，东西向一组顺时针扭动，近南北向一组逆时针错动。如图1-11所示。

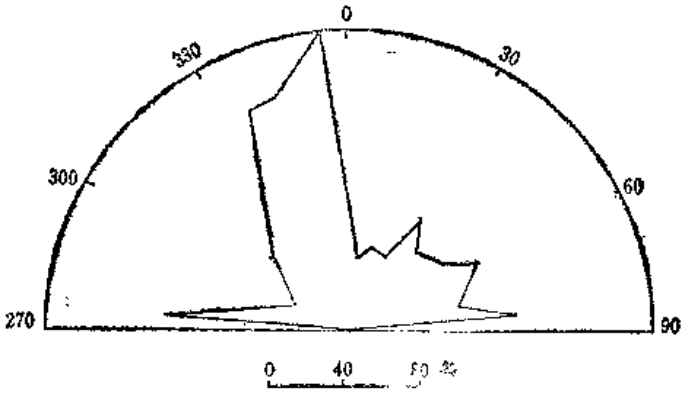


图 1-11 节理走向玫瑰花图

从剖面上看，北帮节理按其产状与坡向关系可分为四种，反坡向节理、顺坡向节理、斜交坡向节理和正交坡向节理。

反坡向节理系指倾向与坡面倾向相反，走向与坡向所夹锐角在0°～30°之间的节理。

顺坡向节理系指倾向与坡面倾向相同，走向与坡向所夹锐角在0°～30°之间的节理。

斜交坡向节理系指其走向与坡面走向（即大坡走向）斜交，所夹锐角在30°～70°间。斜交坡向节理按其倾向与坡面倾向关系，又可细分为斜交顺坡向节理和斜交反坡向节理。

正交坡向节理系指其走向与破面走向夹角在90°±20°范围的节理。

统计分析图1-12表明，对边坡稳定时不利的顺坡向节理占24.36%；斜交坡向节理占53.72%；反坡向节理占2.50%；正交坡向节理占26.86%，其中东倾正交节理占4.88%，西倾正交节理占21.98%。

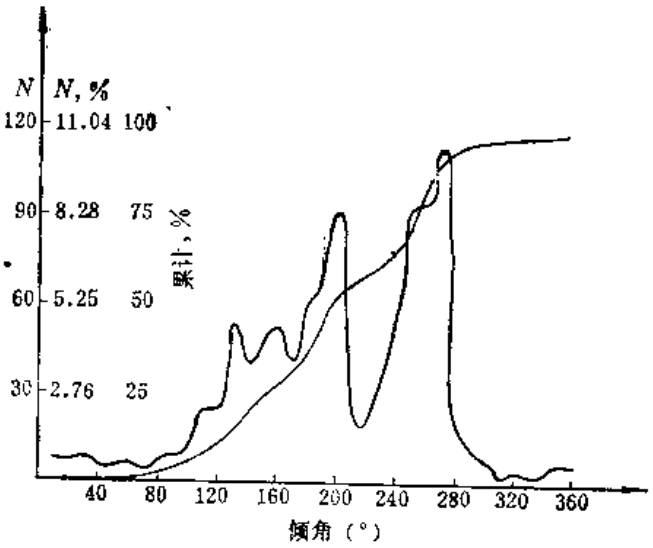


图 1-12　北帮节理倾向分析图

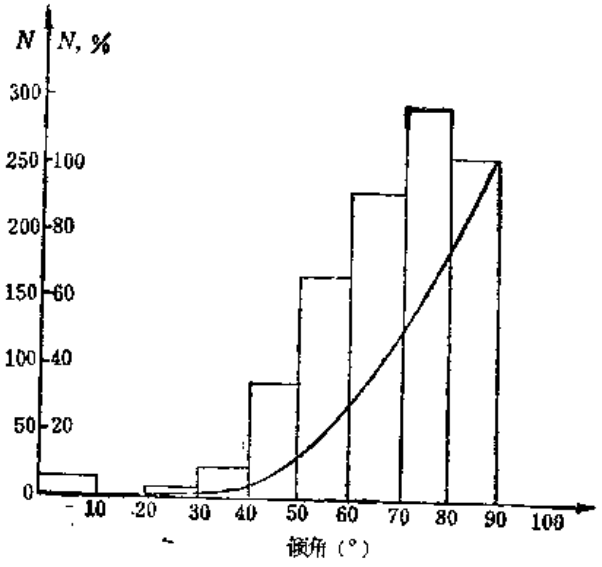


图 1-13　北帮节理倾角分析图

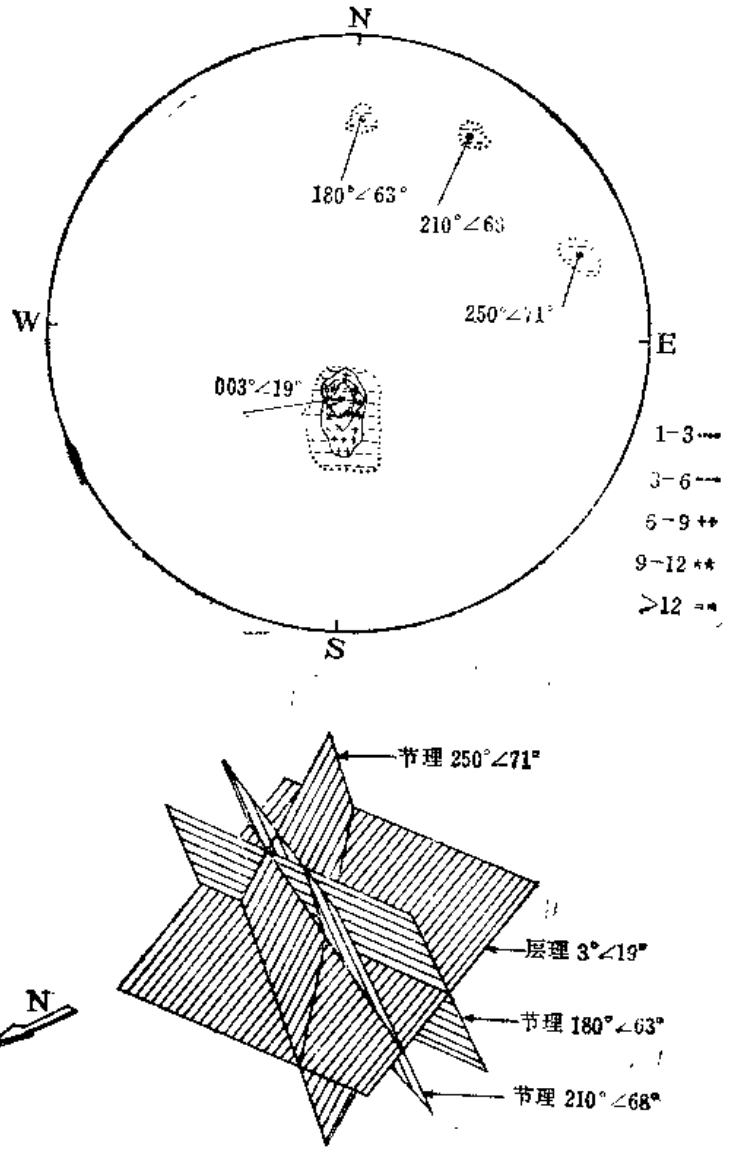
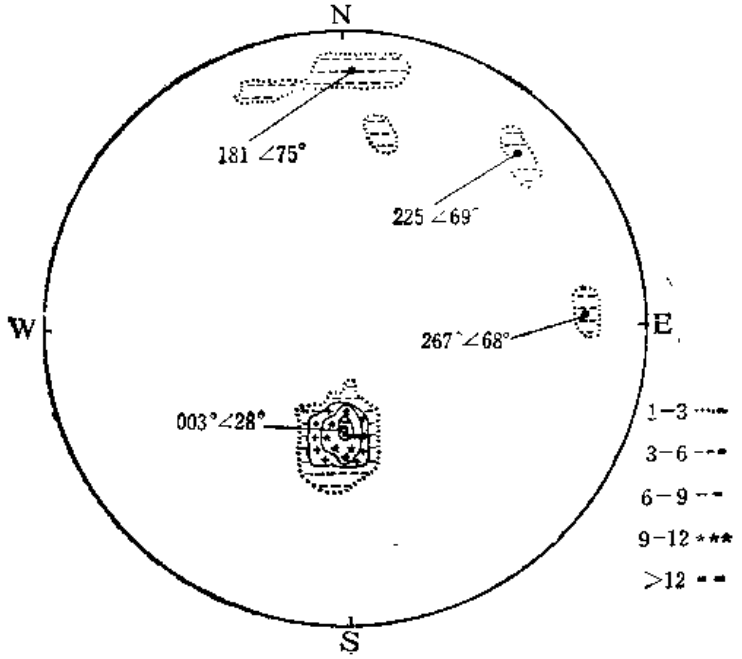


图 1-14　北帮绿色页岩中层理与节理的正交性（据[11]）

从剖面上节理倾角的陡缓程度看，北帮岩体中发育的节理绝大部分为高倾角节理。据统计图1-13分析，倾角大于50°的高倾角节理占80%以上。其中绿色页岩体中的高倾角节理占其节理总数的87.3%；油母页岩中高倾角节理占其节理总数88.9%；煤层中高倾角节理占其节理总数的83.9%。

在深度方向上，节理倾角也有所变化。在北帮上部岩体中的节理面倾角较陡，大多数节理约60°～70°；而下部岩体中节理倾角大多数约为50°左右，似有变缓趋势。

节理与层面具正交性。北帮绿色页岩产状为3°∠19°，绿色页岩中发育三组，产状为①250°∠71°、②180°∠63°和③210°∠68°，其正交几何图象如图1-14所示；北帮油母页岩层理产状为3°∠28°，油母页岩中发育三组主要节理的产状为①267°∠68°、②181°∠75°和③225°∠69°，其正交空间图象如图1-15所示；北帮煤层理为8°∠28°，煤层中发育的三组节理为①250°∠57°、②230°∠75°和③180°∠58°，其正交图象如图1-16所示。



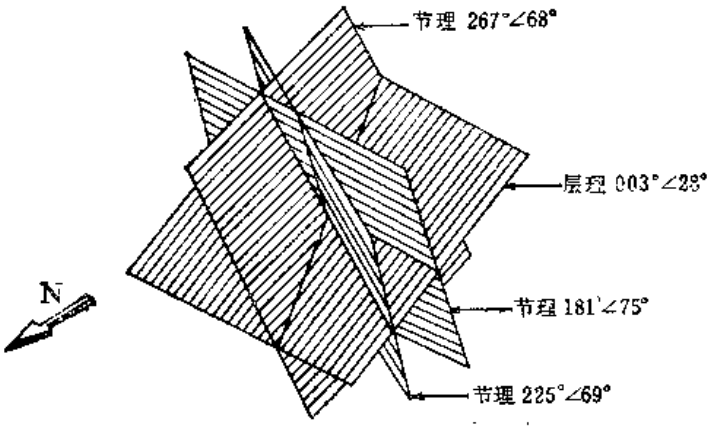


图 1-15 北帮油母页岩中层理与节理的正交特性（据[1]）

横向上看，北帮岩体的节理化程度具有西部区、中部区较强烈，东部区比较微弱的规律。如图1-17所示。在北帮西部区和中部区，节理组数较多，密度较高，一般发育3～4组节

理，密度为3条/m左右。到东部区组数变少、密度变小，一般发育2组节理，密度约1～2条/m。横向上节理倾角总体看似无明显变化。

在纵向上，不仅节理倾角有变缓的趋势，而且发育组数和密度有较大变化。在上部绿色页岩岩体中，节理密度大，连续性差，一般有3～4组节理发育，密度在4条/m左右，延伸长度小于1m者很多，在1～5m之间者较少，很少有超过5m长度的节理。到中部和下部的油母页岩和煤层中，节理密度变稀，组数变少，连续性变好，一般发育2～3组节理，密度约0.5～1.0条/m，连续性好，一般长度在3～5m之间，超过5m的大节理也有一定比例。

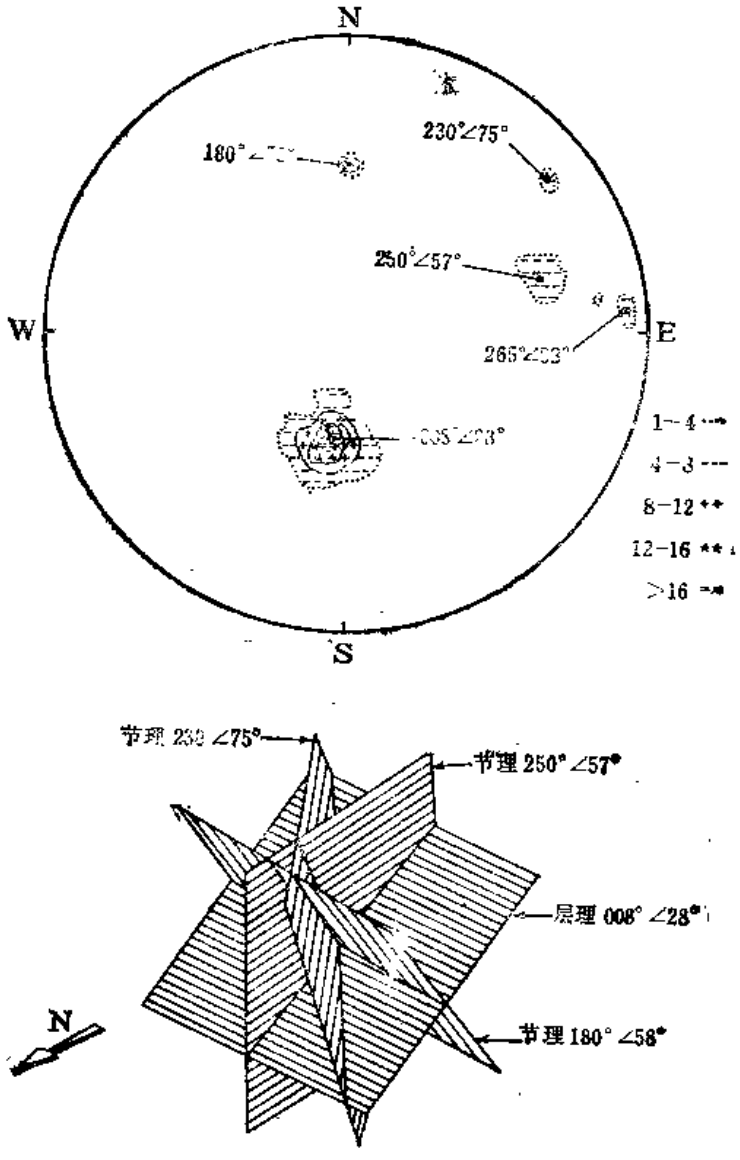


图 1-16 北帮煤层中层理面与节理面的正交特性（据[13]）

四、层理构造

层理作为一种特殊的构造面，往往控制着软弱夹层的产状。北帮历史上边坡失稳与层理面、软弱夹层有着密切的联系。因此，研究北帮层理的发育规律，对于研究北帮稳定性具重要意义。

从平面上看，北帮岩层总体走向为东西向，局部走向有变化。在主向斜扬起端附近和

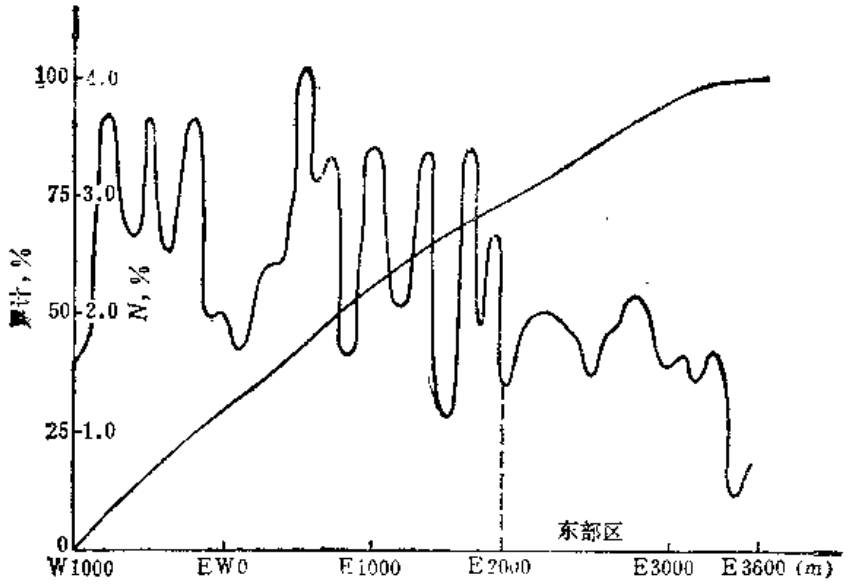


图 1-17 北帮节理密度强度分析图

北帮中部区的四个次级褶曲带部位，层理走向偏转，大致在NE50°～70°之间。

从剖面上分析，根据岩层层理和产状与坡向关系，可以分为反坡向层理、顺坡向层理和斜交坡向层理。统计资料分析图 1-18 表明，北帮岩体中绝大部分层理为反坡向层理，对边坡稳定是有利的，而顺坡向的危险层理和斜交坡向的危险层理只占少数。统计资料表明，倾向在 360°±20°范围内的反坡向层理占 74.35%，倾向在180°±30°范围内的顺坡向层理仅占3.15%，分布在其它范围内的斜交层理则占22.5%。

野外结构面调查证明，顺坡向层理面的横向分布位置受主向斜扬起端和中部区次级褶曲带控制。顺坡向层理面虽然为数不多，所占比例很小，但从历史上滑坡资料分析，绝大多数滑坡受其控制。斜交坡向层理的分布规律与顺坡向层理大致相同，它往往和 NW 走向的一组斜交坡向节理组合，形成楔体破坏。尤其在向斜扬起端，这种斜交坡向层理发育较好。

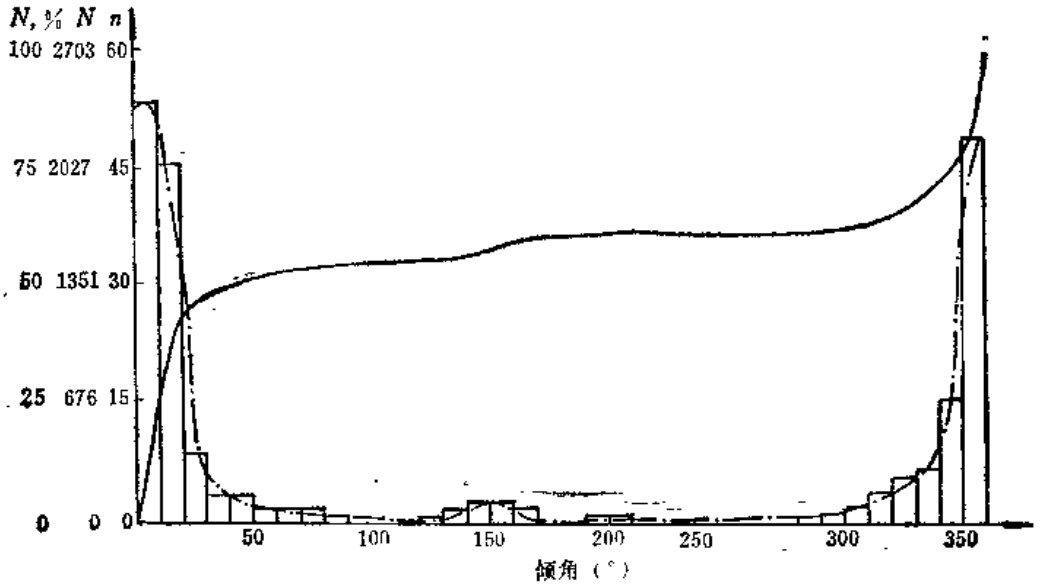


图 1-18 北帮层理倾向分布分析图

北帮层理倾角大部分小于50°。多数在20°～30°范围内，为缓倾角岩层。统计资料分析图1-19表明，倾角小于50°的层理占85.79%。其中倾角在20°～30°之间的占40.47%。有趣的是北帮节理倾角大于50°的占87.64%，正好从统计规律方面佐证了节理与层理的正交性。

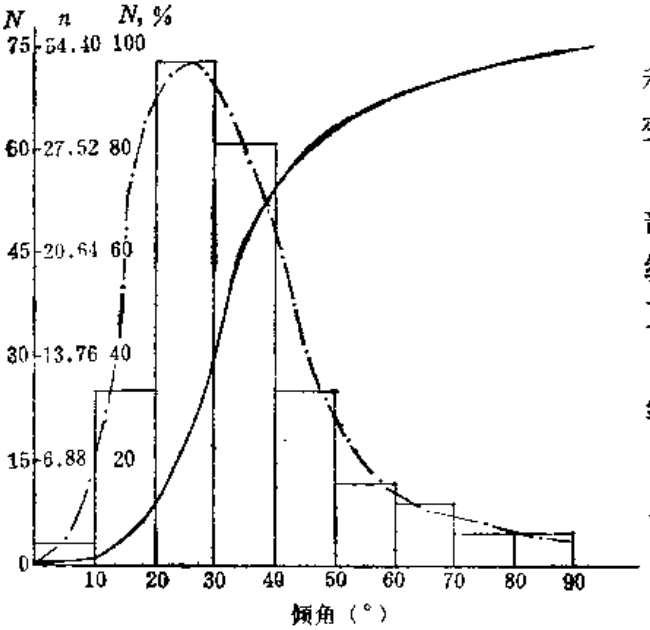


图 1-19 北帮层理倾角分析图

层理产状除了在横向上变化受向斜扬起端和次级褶皱带控制之外。在纵向上也有一定的变化规律。

层理总体上随深度有变陡的趋势。位于上部绿页岩体中的层理倾角多在19°左右（极点统计图分析资料）。而位于中部和下部的油母页岩和煤层层理倾角多在28°左右。

层理间距随深度变大。这主要是因为上部绿色页岩层理发育，多为薄层状页岩，而位于中部下部的油母页岩和煤层则为厚层状。前者层理间距多在0.2～2cm，后者则多在2～10cm之间。

五、结构面地质力学分析

根据前述构造结构面（包括褶皱轴面、断层面、节理面）的力学性质以及其运动方式特征，明确表明本区存在着两个构造体系，即纬向构造体系和新华夏体系。各构造体系的结构面排布方式如图1-20、图1-21所示。

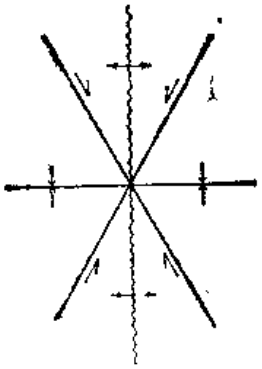


图 1-20 纬向构造体系图象

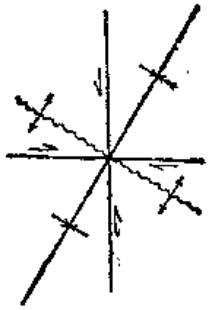


图 1-21 新华夏构造体系图象

两个构造体系均形成于第三纪，而且从西端帮的小背斜轴面与主向斜轴面反接的复合关系分析，和从两次活动断层F_1、F_7断层面上先期形成的棱角状角砾岩被后期扭动运动所切开的证据分析，新华夏构造体系晚于纬向构造体系形成。

第三节 环境物理场的特征

如果说岩体中结构面的发育及其力学性质受岩性结构场和地质构造场制约的话，那么结构面力学性质的转化则取决于环境物理场的变化特征。

环境物理场包括地下水渗流场、地应力场、地温场、地势场和工程力场。

一、地下水渗流场特征

地下水渗流场的补给、径流、排泄特征往往影响边坡稳定性。北帮边坡岩体地下水的补给来源，除大气降水外，主要是矿坑周围的工业厂房和民用住宅的废水渗入地下。浑河补给也是一个主要的补给来源。

工业废水及降雨通过冲积层含水层向大坑渗透，沿矿坑坡顶W 2400-E 3000范围线状涌出。实测资料表明，1960～1965年年平均流量为7.02m³/min，1979 年 10 月 20 日测得流量为5.3m³/min。

排向坡面的水成为边坡岩体中裂隙水的重要补给来源，特别是石油一厂的含油废水，对边坡岩体中弱层的润化作用尤其不可忽视。

二、地应力场

从区域稳定角度分析，浑河断裂为活动构造，该露天矿位于浑河断裂带南侧，有可能受其影响而具有较高的构造应力。从近百年来的地震资料分析，该区周围四级以上地震发生了233 次。而且具有地震次数日趋频繁，震源深度趋于以浅震为主，震级近年来变大的规律性（详看地震分析图1-23所示）。这种地震活动表征了近代构造应力场的变化特点。

野外调查发现，北帮岩体中的塑性弱层有侧向挤出成鼓包状的现象，也可能是较大地应力的标志之一，如照片图1-22所示。



图 1-22 塑性岩层侧向鼓出（W900, H-80）

据抚顺煤炭研究所边坡组霍起元、李书吉等人在该露天矿南帮玄武岩的应力测量资料，证实水平构造应力为 10.69MPa，且测出最大主应力方向为 NW方向，与新华夏构造应力场方向大致吻合。

又据石油一厂地震监测站资料，1983年 1 月至 8 月，发生 3.5 级地震 12 次。说明该地区新构造运动是比较活跃的。

现今应力场的方向（主压方向）和北帮坡向是一种不利的组合形式。北帮一段站附近区域，1983年底接连出现两道张裂缝，有可能是地应力在此集中释放的结果。

三、其它因素

露天矿开挖引起地势场的改变，从而引起地势应力的产生。这是因为边坡变陡时，由于坡体质点向坡面方向运动，应力重新调整，主应力方向发生明显偏转，形成了露天矿特有的地势应力场。其明显特征是在坡脚处应力集中，对边坡稳定不利。这已为有限元数值模拟分析和光弹实验所证实。

地温场的变化对边坡稳定也有所影响。该露天矿现已开挖300m 深度，将来要挖至500m 左右，这将使原来处于恒温带的岩石处于变温带的条件下，从而引起一系列的物理化学作用。例如，由于冻融作用使岩体崩解而加剧风化等，继而降低了岩石强度。

露天矿的工程力作用场也是影响边坡稳定性的重要因素。西露天矿的工程力场比较复杂，既有静荷载作用，也有动荷载作用，而且又都具有不同的作用特点。边坡岩体上设立的站场、铁路运输线等都作为静荷载作用在岩体上爆破，机车震动则以动荷载形式作用于边坡岩体。当地震发生时，边坡岩体本身又获得了一个地震加速度，从而影响边坡稳定性状态。

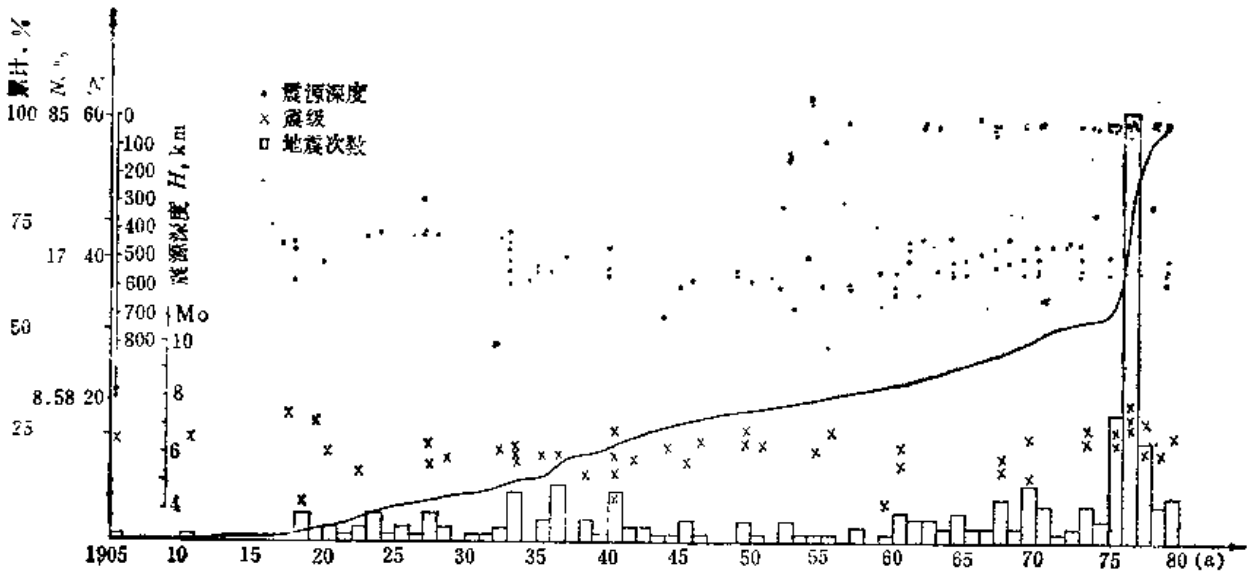


图 1-23 该地区地震分析图（100km以内）

第四节 工程地质分区

根据岩性结构场、地质构造场和环境物理场的特征，可将北帮划分为三个区：北部西部区、中部区和东部区。其范围如图1-24所示。

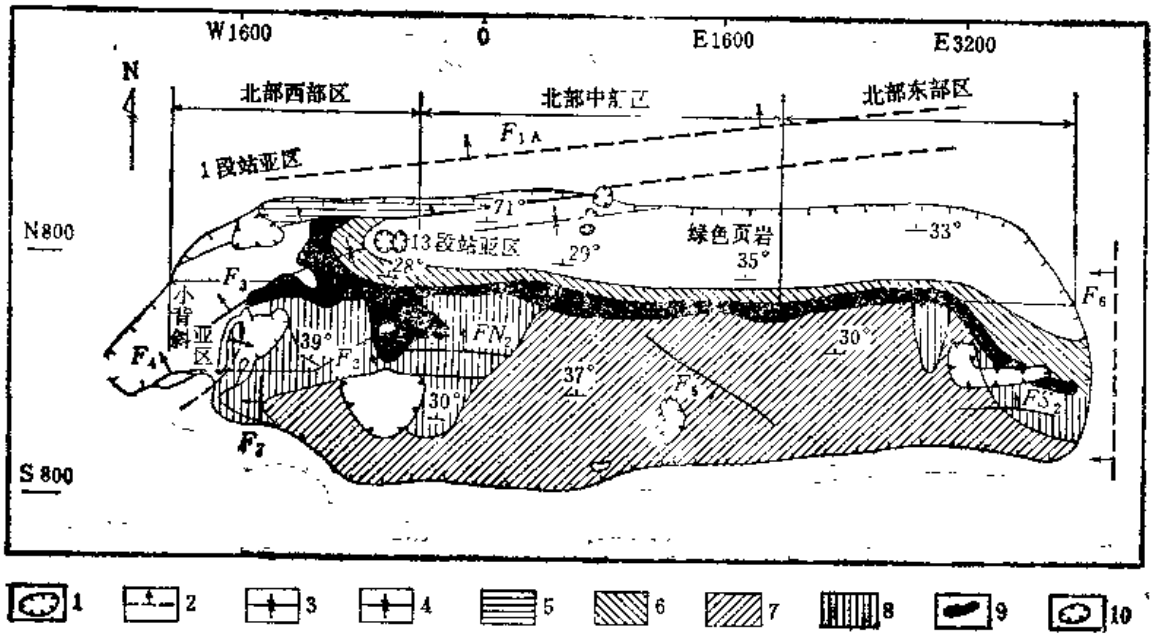


图 1-24 北帮工程地质分区图

1—历史滑坡；2—断层；3—主向斜；4—背斜；5—白垩系；6—油页岩；7—玄武岩；8—凝灰岩；9—煤层；10—滑坡区

各区具有不同的工程地质特点。北帮西部区是纬向构造体系成分和新华夏系构造成分的反接复合部位，故构造复杂，滑坡问题严重，也是北帮最不稳定区。根据构造部位不同，该区可细分为三个亚区：一段站亚区、十三段站亚区和小背斜亚区。一段站亚区位于F_{1A}和F_1断层之间，受其影响，白垩系岩石比较破碎，稳定性差。1983年底在边坡后缘出现两道较大张裂缝，一段站区出现严重变形，威胁站场安全，影响矿山生产；十三段站亚区处于西露天

向斜扬起部位附近区域，自 1960 年以来发生滑坡 13 次，多次破坏生产；小背斜亚区位于小背斜东翼，自 1964 年以来发生了 4 次滑坡，多次压煤，影响生产。北帮中部区是第三纪发生的新华夏构造应力场作用下形成的一系列小褶曲分布区。小褶曲呈北东向带状分布，带与带之间相隔约 200m 左右。历史上发生的滑坡大多数在该带中，而且都是沿顺坡向弱层面发生失稳的。

北帮东部区岩体稳定性较好，历史上尚无较大滑坡发生。这是因为东部区层理均为反坡倾向，节理发育组数，密度比西部区、中部区少，次级褶曲带比较微弱的缘故。

北帮边坡岩体的变形图象明显表明，从西部区至东部区，具有构造应力逐渐消减的趋势，次级褶曲现象由强变弱，节理发育组数由多变少，节理发育密度由大变小，弱层发育由厚变薄，滑坡发生由多到少，至东部消失的规律性。

第二章　北帮边坡稳定性地质分析

北帮边坡失稳的主要形式是滑坡，因此，研究滑坡运动规律对于把握边坡稳定性，保证矿山生产正常进行具有重要意义。

第一节　滑坡历史及滑坡类型

1960年以前，滑坡多次发生在南帮，此后随开采深度加大，滑坡现象多出现在北帮（工作帮）。1960年以来，北帮共发生滑坡20次，多次造成列车脱轨和大型电机车翻车事件，严重影响生产。

按滑动面特征，北帮发生滑坡的主要类型有四种：平面滑坡、圆弧滑坡、非圆弧滑坡（平面和圆弧组合滑坡）和楔体滑坡。此外，北帮还常常看到倾倒破坏的边坡失稳形式。

各工程地质分区的滑坡特点各有不同，北帮西部区的十三段亚区，滑坡模式有两种，近向斜扬起端部位的滑坡为楔体滑动模式；远离扬起端，沿向斜轴向东发展则为圆弧滑坡；小背斜亚区产生的滑坡均为非圆弧滑坡。在北帮中部区褶曲带中发生的滑坡往往受顺坡向弱层控制，故常为平面滑坡模式。

第二节　滑坡的影响因素

影响北帮滑坡的因素很多，但综合分析，似有三条主要规律：顺坡软弱夹层决定滑坡的发生，岩体结构控制滑坡的类型，环境因素影响滑坡的时间。

一、顺坡软弱夹层决定滑坡的发生

1960年以来，北帮陆续发生滑坡 20 次，其中 19 次是沿顺坡软弱夹层滑动的。

在北帮西部区，十三段站亚区的13次滑坡都是沿棕色页岩弱层发生滑动；小背斜亚区的 4 次滑坡是沿两种弱层滑动，A 层煤页岩弱层和主煤层底板页岩弱层；一段站亚区边坡近年来陆续发生变形，是与白垩系岩层中的紫红色泥岩有密切关系。

北帮中部区 E700 附近发生了两次滑坡，都是沿棕色页岩弱层滑动的。

在北帮东部区，迄今为止，尚无较大滑坡发生，野外发现北帮边坡岩体中的弱层发育特征具有在东部区趋于消失的规律。因此，这从另一方面也论证了弱层有较大影响作用。

软弱夹层的空间特征决定了滑坡的分布特征。北帮绿色页岩岩体中的弱层分布具有西部区厚面稳定、中部区逐渐变薄、至东部区趋于消失的规律，而滑坡的空间分布特征是西部区18次，中部区 2 次，东部区没有较大滑坡发生，显示出弱层分布与滑坡分布的高度一致性。

二、岩体结构控制滑坡的类型

根据岩体结构理论，结合北帮的工程地质背景，其岩体结构类型可划分为三种：散体结构、碎裂结构和板裂结构。

北帮顶部的第四纪冲积层和第三纪基岩风化带隶属于散体结构。

北帮西部区 F_1断层以北，F_{14} 断层以南的白垩系地层由于受 F_1、F_{14}断层影响，节理发育，故为碎裂结构岩体。

北帮坡面大面积出露的第三系地层为一套沉积岩，一般发育三组或四组节理，可称为板裂结构。又根据层理产状及其与坡向关系可进一步分为顺坡向板裂结构（层理倾向与坡面倾向大致相同）、反坡向板裂结构（层理倾向与坡面倾向相反）、斜交板裂结构（层理走向与坡面走向夹角大于30°）和直立板裂结构（层理近于直立，其走向大致与坡面走向相同）。

北帮西部区的十三段站亚区的边坡岩体具三种结构形式，顺坡向弯曲板裂结构、斜交坡向板裂结构和直立板裂结构。靠近向斜扬起端部位，斜交坡向层理发育，岩体结构为斜交坡向板裂结构，往往产生波及三至四个台阶的楔体滑坡，其滑面由40°走向层面和NW向一组斜交节理组合而成，如图2-1所示。

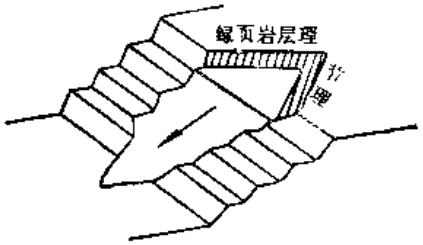


图 2-1 十三段站楔体破坏示意图

十三段站亚区远离扬起端沿轴向东的边坡岩体是一种层理弯曲的顺坡向曲板状板裂结构，常常产生沿弱层层面滑动的圆弧滑坡。

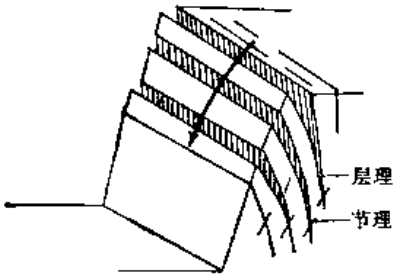


图 2-2 W900倾倒破坏示意图

十三段站亚区中靠近F_1断层部位，由于受F_1断层影响，岩层直立或倒转，形成直立板裂结构岩体，常常出现倾倒破坏模式。如图2-2中N900倾倒破坏示意图。

北帮西部区小背斜亚区发育了顺坡向板裂结构岩体，当岩体中弱层未被临空面切割，且坡高又具一定高度时，常发生非圆弧形式的组合型滑坡，其上部滑面沿弱层滑动，下部层面在坡脚附近切层剪出。如图2-3中小背斜滑坡剖面所示。

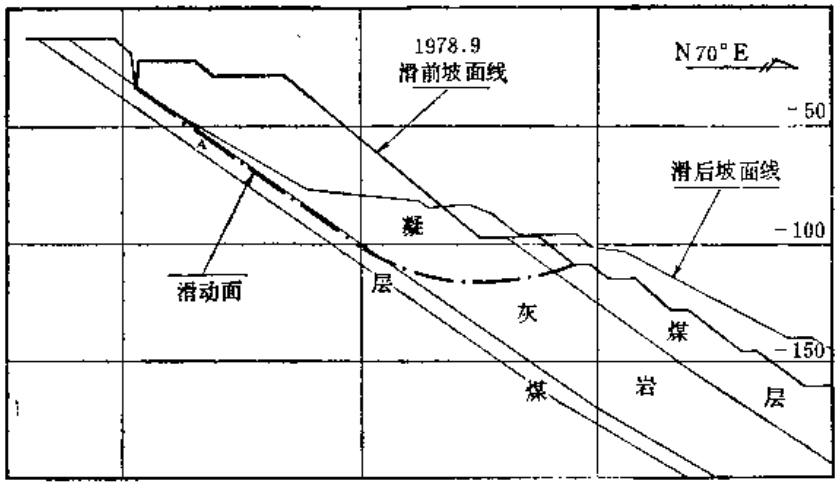


图 2-3 小背斜滑坡剖面图（据吴江）

在北帮中部区发育了三种岩体结构类型：散体结构、顺坡向板裂结构和反坡向板裂结构。中部区顶部的第四纪堆积物和冲积层以及位于其下的第三纪基岩风化带属散体结构，常产生圆弧形滑坡。如图2-4中E900滑坡剖面所示。

顺坡向板裂结构岩体和反坡向板裂结构岩体组成北帮中部区绝大部分边坡。反坡向板裂结构岩体一般稳定性较好，目前尚未发现较大滑坡，而顺坡向板裂结构岩体中的弱层常被采掘加陡的坡面切割而临空，往往发生平面滑坡模式。如图2-15中E700滑坡示意。

在北帮东部区，边坡由反坡向板裂结构岩体组成，一般稳定性较好，截止目前，尚未发

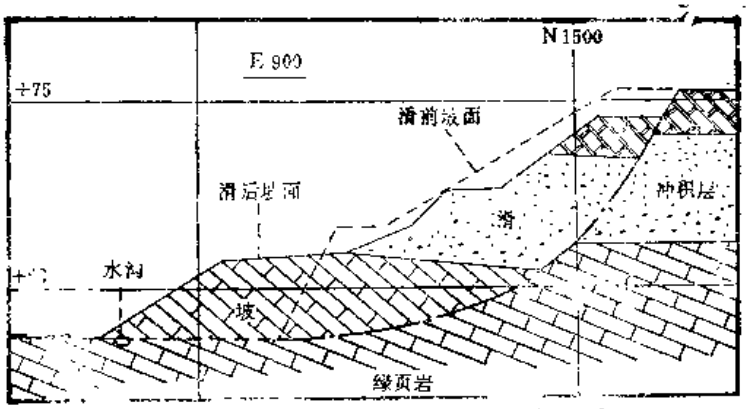


图 2-4 E900绿页岩风化带滑坡（据吴汇）

现影响生产的较大滑坡。但野外调查发现，当采掘局部加陡台阶时，反坡向板裂结构岩体也会产生破坏，呈现节理与层理追踪，局部啃断岩桥的准圆弧破坏模式，如图 2-5 和抽象示意图 2-6 所示。

综上所述，各个工程地质分区的边坡由具不同结构特点的岩体组成，而岩体结构严格控制着北帮边坡的破坏类型，因而不同工程地质分区有其独特的边坡破坏特征，不同岩体结构的边坡岩体具有不同的边坡破坏类型。



图 2-5 准圆弧破坏（E1800，H-103）

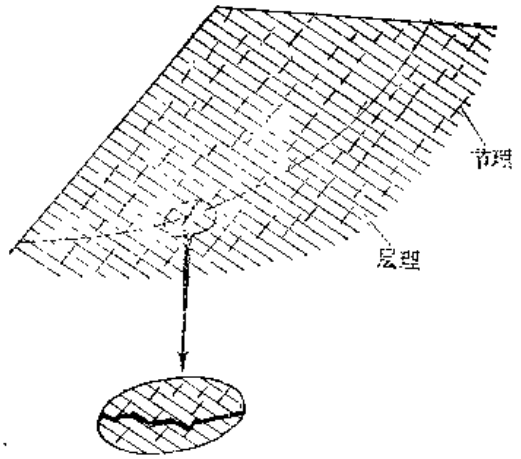


图 2-6 E1800准圆弧破坏示意图

三、环境因素影响滑坡发生时间

软弱夹层和岩体结构是影响北帮滑坡的内在因素，它们制约了滑坡的产生、空间分布特征和破坏类型，但其发生时间往往与环境因素有一定关系。

环境因素包括了地下水、动荷载（爆破、机车震动、地震等）和人工开采等方面。

1。地下水

地下水不仅遵循水力学规律以一种力的形式作用于边坡岩体，而且与岩石介质发生物理化学作用降低岩石强度。从工程地质环境可知，雨水是北帮岩体的重要补给来源之一。从北帮十三段站亚区的13次滑坡资料分析，其中 7 次与下雨有关。这显然是下雨引起了地下水位上升，使更多的岩体受到了地下水的作用，一方面增加了水的静水压力，另一方面浸泡岩石物质、降低了抗剪强度，从而影响了边坡稳定性。

2。动荷载

从北帮滑坡资料分析，滑坡往往是机车震动、爆破震动所诱发。北帮滑坡20次，其中11次是机车震动或爆破震动所引起。1965年8月4日，1406列车通过十三段站，随即产生滑坡，使机车车头和三节矿石车箱一同坠落至下一台阶；1978年8月12日，1530列车通过十三段站时，当即发生滑坡，机车随滑体下落5 m之多。

爆破震动诱发滑坡更不乏其例。1981年10月3日下午3时采掘放炮，第一炮爆破后产生裂隙，3时5分放第二炮，3时13分放第三炮，三炮响后两分钟，十三段站区产生滑坡；1981年2月27日，当天中午放炮，随即产生滑坡；1981年10月13日，共放两炮，第一炮12时整放，第二炮12时12分放，12时15分产生滑坡。

2．地震

该地区周围小震频繁，对边坡稳定性也是有影响的，只是露天矿爆破震动不时发生，使人们难以区分导致震动的是人工爆破还是天然地震罢了。

4．采矿

不合理的开采程序，也常引起边坡失稳。例如按1981年度采矿设计，为使北帮中部区－168水平露煤，二十段站和十三段站均需向北移设。但在具体执行过程中，为急于采煤，位于下部的二十段站区向北推进速度远比上部的十三段站快，造成局部边坡角加陡，从而引起了1981年十三段站区一起滑坡事件。

事实上，环境因素的影响是综合的，至少大多数情况下如此。当各种环境因素和内在因素达到一种最危险组合时，就将导致滑坡发生。

第三节　北帮潜在不稳区预测

科学研究的重要作用不是就事论事，而在于从过去的历史事件、现在的客观事实中找出规律性，从而预言未来事件的发生，能动地认识世界，改造世界。

根据前面对工程地质背景、滑坡历史及其规律的研究可以看出，北帮岩体中的碎裂结构、顺坡向曲板状板裂结构、斜交坡向板裂结构、直立板裂结构岩体是不稳定的岩体结构类型，随着采矿不断进行，矿坑不断加深，临空条件进一步改善，边坡角继续加陡，具上述不稳定岩体结构类型的岩体组成的边坡发生失稳的可能性是很大的。据此，本章在野外调查研究的基础上，对目前边坡乃至2002年之前整个北帮边坡的服务年限中和最终边坡的不稳定区段，破坏规模及破坏模式作以预测。

一、北帮西部区

北帮西部区颇为复杂，是东西向构造体系和新华夏构造体系成分的复合部位。该区存在着三个潜在不稳区。即十三段站不稳区、小背斜不稳区和一段站不稳区（详看北帮不稳区预测图2-7所示）。

1．十三段站不稳区

十三段站不稳区位于西露天主向斜轴扬起部位。层面产状变化大，在向斜轴南，层面大致向北倾斜，倾角在20°左右，在轴线以北，矿区坐标N750至N820范围内层面向南倾斜，在N820以北到F_1断层为止，岩层近于直立或倒转，倒转岩层层面都是陡倾角向北倾斜，倾角约在70°至80°左右。在东西方向上，层理倾向变化较大，在矿区坐标W110至W1000之间，向斜轴以北区域，层理倾向由130°变化到142°左右；在W1000至W800区间，层理倾向由142°变化到160°左右。由节理调查资料分析可知，本区最发育的一组节理是

245°∠55°，其次是166°∠45°和185°∠57°两组。

根据层理与坡向关系，W1100至W900之间的岩体似可划分为斜交坡向板裂结构。W900至W800之间的岩体为顺坡向板裂结构，由于正处于向斜轴部位置，层理弯曲呈弧状，故又可称之为顺坡向曲板状板裂结构，类似该种结构岩体一直向东沿轴线延伸至W600附近。

据该区滑坡资料分析，从1960年3月10日起发生滑坡，至1984年3月20日共有13次滑坡，都发生在上述两种结构岩体当中。其中W900至W1140区间的斜交板裂结构岩体中产生的是楔体滑坡，沿弱层层面和北西走向的一组节理滑动；在W900至W800之间的顺坡向曲板状板裂结构岩体中产生受弱层控制的近似圆弧滑坡。该区滑坡产生比较频繁的原因是岩体中含多层较厚弱层的缘故。

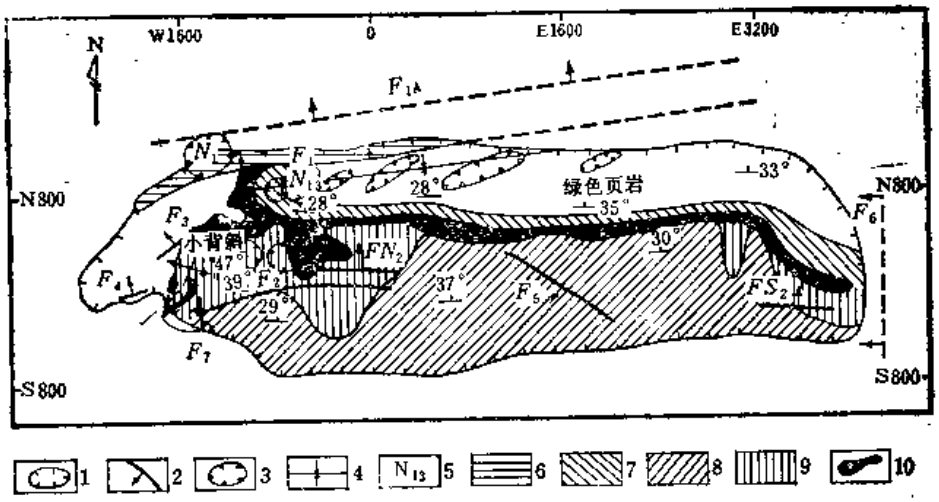


图 2-7 北帮潜在不稳区预测图

1—坑界；2—主要断层；3—潜在不稳区；4—主要向斜；5—十三段站；6—白垩系；7—油页岩；8—玄武岩；9—凝灰岩；10—煤

滑坡发展过程是先从W1100的向斜扬起端开始，沿向斜轴向东发展，直至W600左右。在W600向东则出现北帮中部第Ⅰ隆起褶曲带，受该带影响，轴线南的向北倾的弱层倾角从20°左右增加到35°左右，从而使十三段站不稳区向东发展的势头受到遏制（参看图2-7中第Ⅰ隆起褶曲带位置）。

今后滑坡产生的规模由于受中部区第Ⅰ褶曲带（隆起带）影响，规模会有变小的趋势。从该区滑坡资料分析，也证实了这种推断。发生在W1100附近的第一次、第二次滑坡在平面上长约80～100m，东西宽约20～30m，高程区间约在15～20m，发生在W1000的第三次滑坡的平面规模是南北长约150m，东西宽约90m，高度在30m左右；在W1100左右发生的第四次滑坡是本区最大的滑坡，平面规模南北长约250m，东西宽约200m，高程在100m左右。此后向东扩展的滑坡规模总的趋势是变小的。最东侧的W850左右的第十一次滑坡，平面范围南北长约100m，东西宽约60m，破坏高程约44m，估计向东发展的滑坡范围不会比第十一次大。

十三段站不稳区据其可能破坏的特点不同，可细分为三个亚区：复活区、扩展区和倾倒破坏区。

滑坡复活区的范围在W1100至W850之间，局限于过去的滑坡区。这主要是因为该区过去的滑坡体尚未彻底消除整治。随着开采不断进行，滑体下部，特别是脚部被切时，往往造

成滑坡复活。过去发生的13次滑坡当中，有些滑坡事实上是沿同一弱层发生多次滑动，例如第四、五、七、九次滑坡则就是沿同一棕色页岩弱层，由于清理开采失当，发生多次滑动的。

扩展区的范围在W850至W600之间，滑坡扩展区的岩体结构为顺坡向曲板状板裂结构。以W800剖面为例，来说明扩展区滑坡的发生条件、发生时间和发生破坏的模式。

如图2-8所示，按第五次边坡设计，1984～1986三年期间的边坡角在W800附近比较平缓，在20°左右。到1987年，十三段站区开采量将大幅度增加，边坡向北急速推进，形成30°最终边坡角。这时在下部切割了两层较厚软弱夹层，一层在绿色页岩层和油母页岩层交界面上，另一层在该层之上20m左右。由于切穿弱层，临空条件改善，预计在1987年会发生沿该层滑动的圆弧滑坡，破坏高度将在60～80m之间，涉及到七个台阶，用本文计算方法对交界面弱层作了数值分析，1987年边坡在该区的稳定系数为0.98，是不稳的。

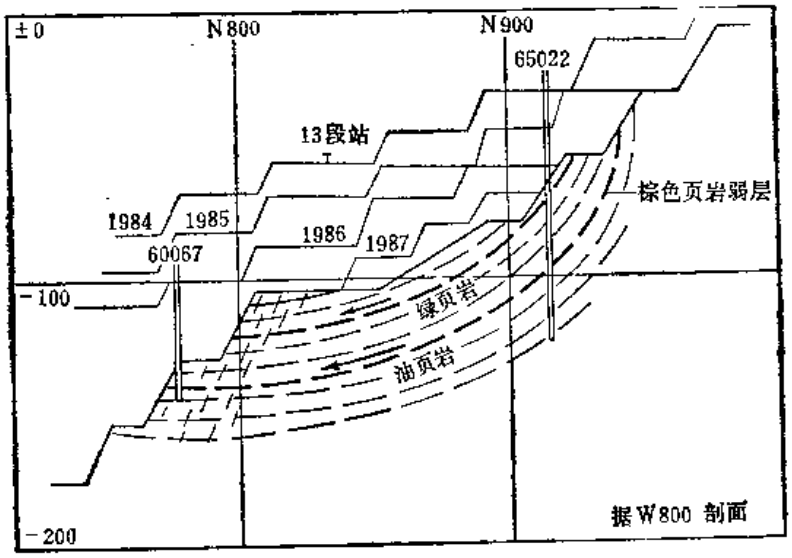


图 2-8 十三段亚区潜在滑坡模式预测

倾倒破坏区位于复活区和扩展区以北，F_1断层以南。矿区坐标W840至W100之间，沿F_1断层呈条带状分布。该区岩层受F_1断层影响直立或倒转，为直立板裂结构，常常发生倾倒变形破坏。如图2-9所示。

除上述破坏形式外，十三段站区的台阶上将随开挖会出现比较小规模的楔体破坏。在向

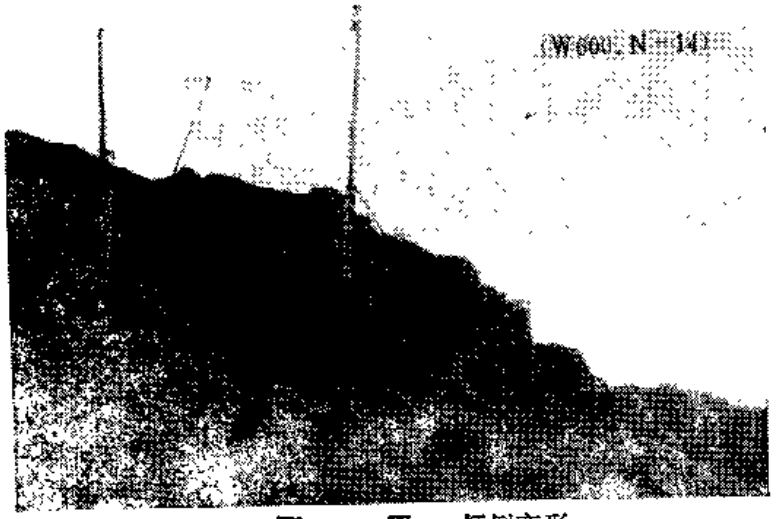


图 2-9 W600倾倒变形

斜扬起端部位尤为如此。楔体破坏的形式有两种（如图2-10中示意），一是层面和大节理（或小断层）组合滑动；二是层面和NW向节理、层面的追踪面组合滑动。

2。小背斜不稳区

小背斜不稳区位于小背斜东翼，平面范围如图2-11所示。南北向区间在矿区坐标N100至N350，东西向区间在W1000至W650之间。不稳区可细分为两个亚区，即复活区和扩展区。以W800为界，以东为扩展区，以西为复活区。

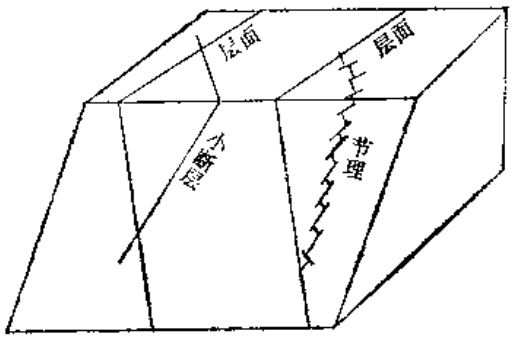


图 2-10 十三段站两种楔体破坏模式

该不稳区的典型滑坡工程地质剖面如图2-11所示。组成边坡的岩层从上往下为主煤层、凝灰岩和*A*层煤。*A*层煤以下为玄武岩，层理倾E，倾角较陡，约40°左右，向下由于受主向斜影响倾角逐渐变缓，约在－200水平上倾角为25°左右。该区主要发育两组节理，一组产状为230°∠50°，另一组产状为275°∠45°和层面似有正交关系。显然，边坡岩体属顺坡向板裂结构。

该区60年来发生了4起滑坡，其中1976年9月滑坡，上部滑面沿主煤层底板页岩弱层滑动，下部切煤层剪出。1979年滑坡，上部滑面沿*A*层煤顶板页岩弱层滑动，下部切凝灰岩剪出（如图2-11所示）。由图可以看出，滑坡模式为非圆弧破坏模式，滑坡所涉及的范围即前述的复活区。滑区中部虽有巨大临空面，但两侧仍残存部分滑体，当下部边坡开采加陡时，引起滑坡残体复活是完全可能的。

滑坡区向下，随着开采不断进行，煤层逐渐剥离，也存在着边坡破坏的可能性，破坏方式可能有两种，一种是下部开采往往快于上部，而且下部层理变缓，这就有可能下部切穿煤层底板页岩，出现如图2-11所示的沿底板页岩滑动破坏；当全部采完了下部煤层，实现了图

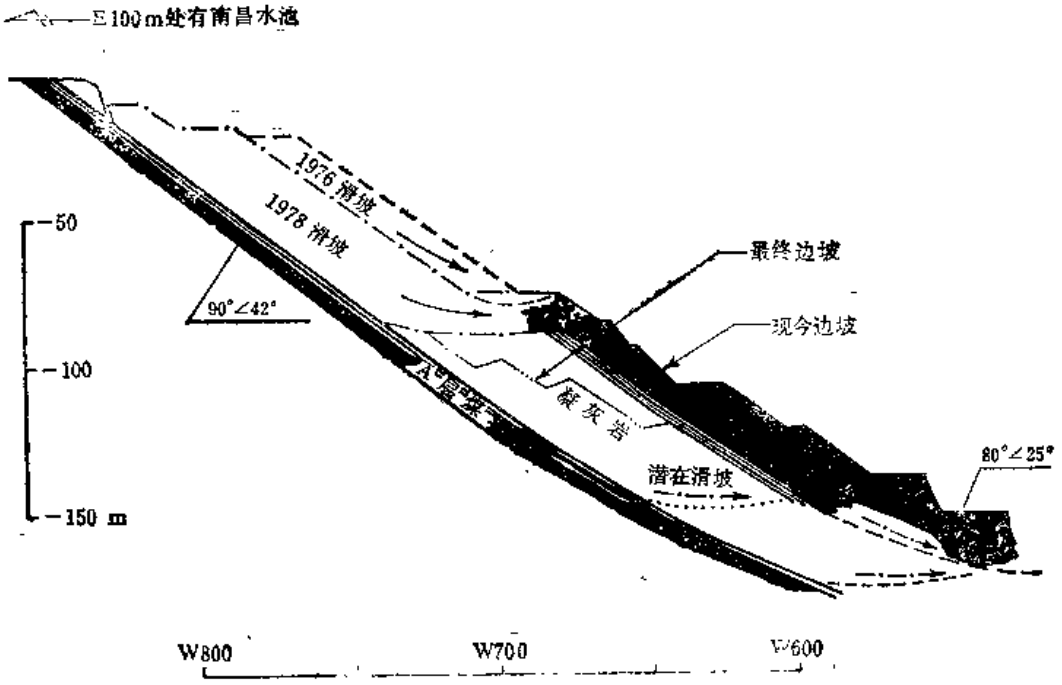


图 2-11 小背斜亚区潜在滑坡模式识别

2-11中的最终边坡时，将存在着上部沿A层煤顶板页岩弱层滑动，下部沿凝灰岩剪出的可能性，其破坏高度可能在50～80m之间。

3．一段站不稳区

一段站不稳区的位置如图2-12所示。位于F_1断层和F_{1A}断层之间，边坡岩体由白垩系砂页岩、玄武岩夹泥岩组组成。岩性平面分布见图2-12所示。

一段站区岩层总体上向北倾斜，倾角21°左右，局部产状有变化，在W1600～W1700之间，紫红色泥岩弱层及其下覆白垩系砂页岩扬起，走向变为30°左右，向南东倾，倾角35°左右。很可能在W1600～W1700之间有一背斜构造，轴向大致30°左右，该区岩体受F_1、F_{1A}断层影响，比较破碎，节理发育，主要节理有两组，一组产状为82°∠36°，另一组产状为170°∠78°。岩体结构为碎裂结构类型。

一段站自1981年末出现裂隙以来，边坡岩体变形时快时慢，断续发展。至1983年末，除站场内铁道干线北侧（图2-12中裂缝Ⅰ）加速变形之外，在地表距坑边50m处又出现了宽约80mm，东西长约400～500m的大裂缝（如图2-12中裂缝Ⅱ）。

从变形资料和现场调查研究资料分析，一段站不稳区变形有如下特征：

如图2-12所示，变形局限于一定范围。西侧以W1700为界，显然受30°走向小背斜及其SE翼扬起弱层控制；北侧以F_1断层为界，断层北侧为花岗片麻岩等强度较高的变质岩体，因此向北扩展变形似有困难；南侧以F_1断层为界，断层北倾，断层以南变形观测资料证明尚无变形；东侧目前边界还不清楚，裂缝Ⅰ向东延伸至W1400左右有向坑内发展的趋势。在W1400～W1500之间，变形方向转向坑内，但裂缝很窄，延伸20m后尖灭，予示着岩体变形在东部受阻。上述边界事实上构成了一段站不稳区的范围。

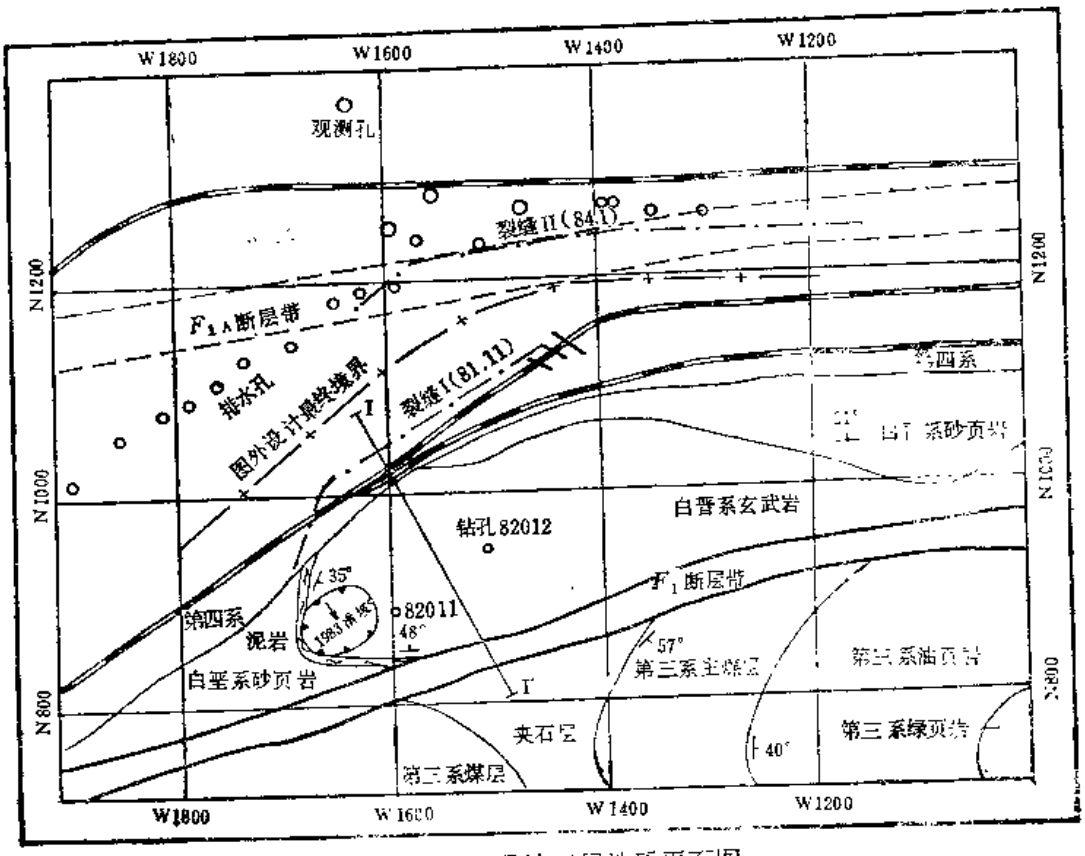


图 2-12 一段站工程地质平面图

失稳岩体变形特征指示了一段站的潜在破坏模式。变形岩体后部以下沉为主，近裂缝Ⅰ处为变形测量资料证明，最大垂直位移量为573mm，水平位移量为210mm（系1983年11月～1984年7月间的变形资料，以下同）；失稳岩体中距张裂缝30m处测量资料证明，以水平位移为主，最大水平位移量为555mm，而垂直位移分量仅为170mm；在失稳岩体舌部发现拱出现象。这很可能是圆弧破坏模式的变形特征，如图2-13中各部位位移矢量图所示。图中滑面是根据滑体前部拱出点、后缘张裂缝以及两个钻孔中的滑面检测资料所确定的滑面位置拟合而成，显然是一潜在圆弧破坏模式。

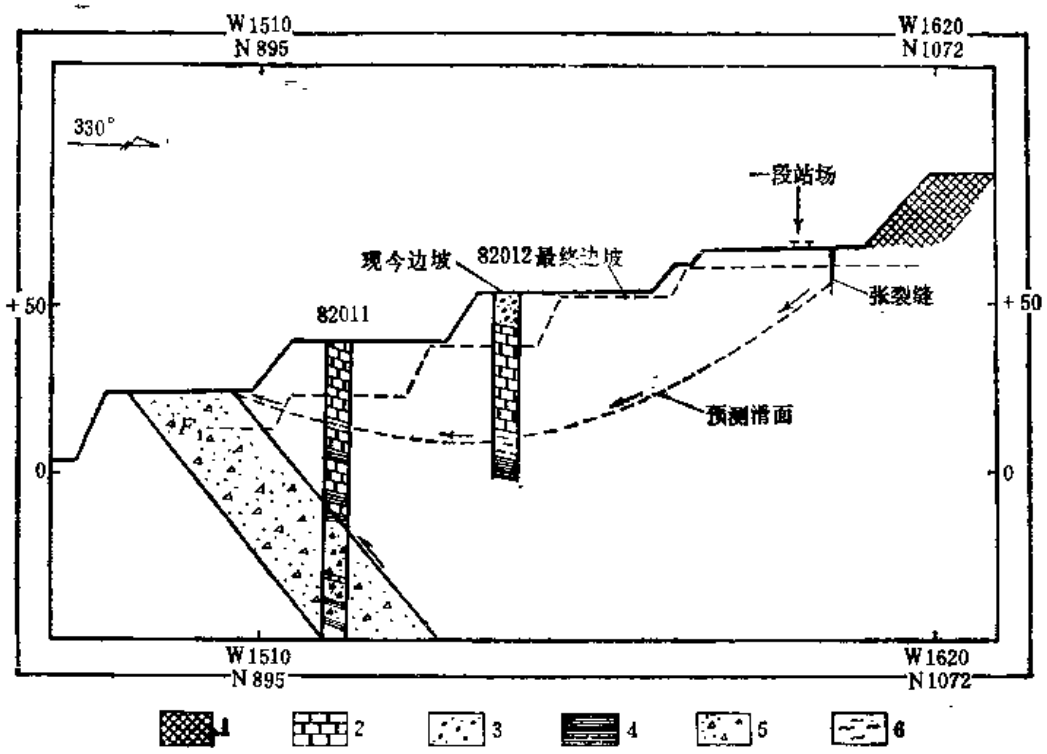


图 2-13 一段站工程地质剖面图

1—杂填土；2—白垩系玄武岩；3—砂层；4—白垩系砂页岩；5—断层带；6—泥岩弱层

裂缝形状特点和发展过程的研究有助于预测将来一段站不稳区的失稳机理和破坏序次，裂缝Ⅰ和裂缝Ⅱ的走向有所不同，裂缝Ⅰ总体延展方向与坡面一致，裂缝Ⅱ总体延展方向与F_{1A}断裂带一致；裂缝Ⅰ具西部宽（约300～400mm）至东逐渐变窄到W1400附近消失的特征。裂缝Ⅰ西部先开始变形，然后向东扩展，这表示西部岩体首先滑动，而后带动东部岩体变形，追索裂缝Ⅰ到W1680转向坑内，向下发现紫红色泥岩弱层（厚2m左右）在F_1断层附近有挤出滑动现象，再向东追索，紫红色泥岩层扎入玄武岩体之下，该区附近1983年底发生一小滑坡，即是沿弱层滑的，滑体为玄武岩。现场调查表明，滑体首先沿弱层蠕动，把玄武岩滑体后侧边界和东侧边界拉开，锯齿状边界即为佐证。

根据如上分析，一段站不稳区将来的破坏机理和过程可能是，先沿西部扬起的弱层继续产生蠕动变形，继而带动裂缝Ⅰ加宽贯通，随后在W1400附近由后至前依次将东侧岩体拉开，裂缝Ⅰ之前岩体失稳之后，势必牵动裂缝Ⅰ之后岩体加速变形，使失稳区向北扩展，直至裂缝Ⅱ为止。上述破坏机理如图2-14所示。

一段站不稳区现在就已经变形，将来如剖面图2-13中最终边坡实现时很可能是不稳

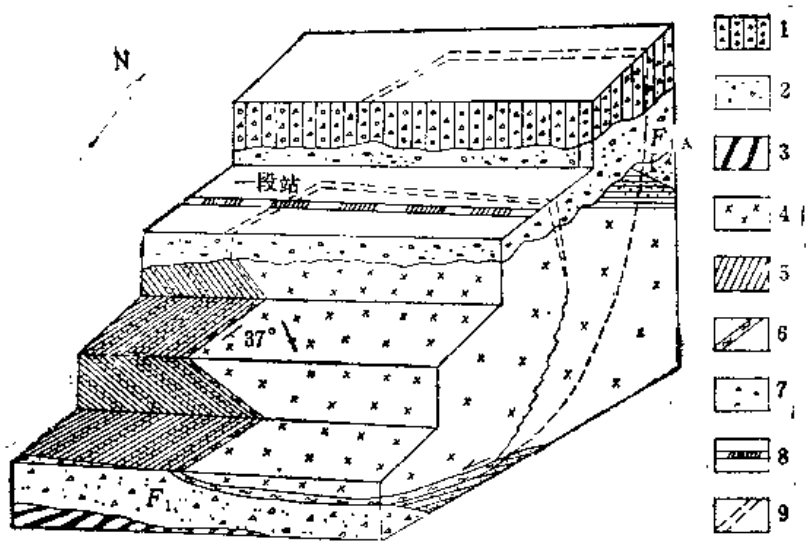


图 2-14 一段站滑坡机制示意图

1—杂填土；2—第四纪砂砾层；3—第三系煤层；4—白垩系玄武岩；5—白垩系砂页岩；6—白垩系泥岩弱层
7—F_1断层带；8—铁路干线；9—裂缝

定的。

二、北帮中部区

北帮中部区的潜在不稳区主要受褶曲带控制。褶曲带中发育了不稳定岩体结构-顺坡向板裂结构岩体，历史上中部区发生的两次基岩滑坡都发生在这种褶曲带中，而且是褶曲带中的顺坡向倾斜板裂结构岩体发生失稳的。根据褶曲带位置不同，可分为四个不稳区，对以往的滑坡研究表明，不稳区今后发生的滑坡将对弱层产状十分敏感。

第一不稳区在W650～W300、N650～N850区间。局部弱层层面，产状为150°∠35°。本区发育的主要节理组为345°∠43°和180°∠65°；第二不稳区位于W100～E500、N850～N1100之间，局部弱层产状为160°∠60°，本区主要节理组合有两组，产状分别为20°∠55°和250°∠43°；第三不稳区位于E300～E1400、N850～N1100之间，顺坡向弱层层面产状为170°∠74°和165°∠27°两类，主要节理产状为20°∠65°、250°∠43°和110°∠80°；第四不稳区位于E1700～E2000、N1000～N1100之间，顺坡向弱层产状为162°∠73°，主要节理组产状为330°∠60°和230°∠42°。由上述野外节理、层理调查数据可以看出，各区都发育有顺坡向倾斜板裂结构岩体。

由于四个不稳区的构造背景，岩性条件大致相同，故仅以第三不稳区为例，说明北帮中部区的边坡潜在破坏模式和滑坡发生条件和时间。

第三不稳区的岩性组成和其它不稳区相同，由绿色页岩、泥岩、棕色页岩互层组成。如剖面图2-15所示。棕色页岩层中发育弱层，呈剪切带产出，经电镜分析证明其中含粘土矿物，遇水极易软化成泥化夹层，强度较低。不稳区的主要构造形式为小褶曲，其展布方式及范围如图1-7所示。由于褶曲影响，局部发育（小背斜褶曲南翼）顺坡向层理，当开挖加陡边坡时，弱层层面常被临空面切穿，极易产生沿弱层滑动。1983年7月E700发生的滑坡即为如此（参看图2-15）。

第三褶曲带的延伸方向为NE50°左右，在E800剖面上，当最终边坡实现时受该褶曲影响而失稳，其地质剖面如图2-16所示，滑坡将涉及到两个台阶，高度约30m左右*。

* 该不稳区已于1987年4月发生4次滑坡，预测图作于1984年12月。

由于这种褶曲带是连续展布的，所以褶曲带中的顺坡向板裂结构岩体失稳的可能性随时存在，当开挖造成某一部位切层时，滑坡就将沿切断的弱层滑动。但是这种受褶曲构造影响的滑坡规模较小，容易治理。一般情况下仅影响一至两个台阶，第三不稳区的褶曲构造规模较大，一般影响三个台阶。因此，在今后边坡开挖过程中，注意第三褶曲带是必要的。

北帮中部区除了上述受小构造影响的不稳区之外，尚存在着深部断裂影响的潜在滑坡。

井工开采发现的“深一号断裂”发育在标高－200m 以下，东西走向，倾南，倾角 30°～35°，规模较大，从 W200 向东一直延伸到六号断层，全长近 4 km，横贯中部区和东部区。该断层对最终边坡的稳定性将有较大影响。在北帮中部区存在两处潜在的受断裂控制的不稳地段，一处是 EW0 附近，如预测图2-17 所示。潜在滑坡将可能由于最终边坡切穿断层而发

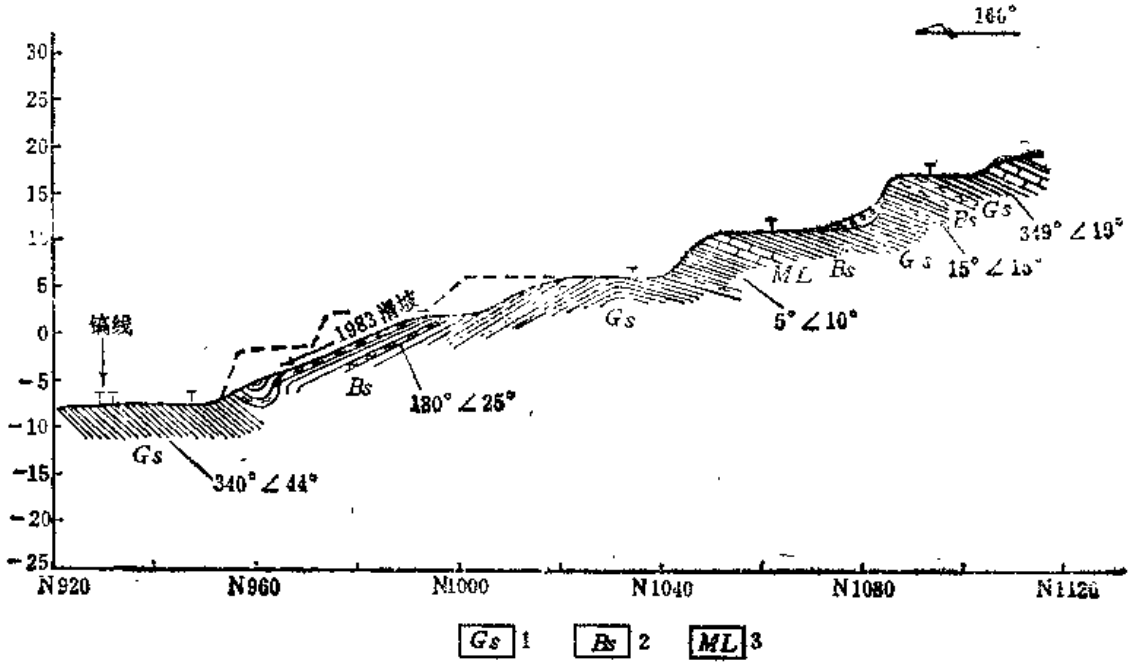


图 2-15　E700滑坡区地质构造剖面图

1—绿色页岩；2—棕色页岩；3—泥灰岩

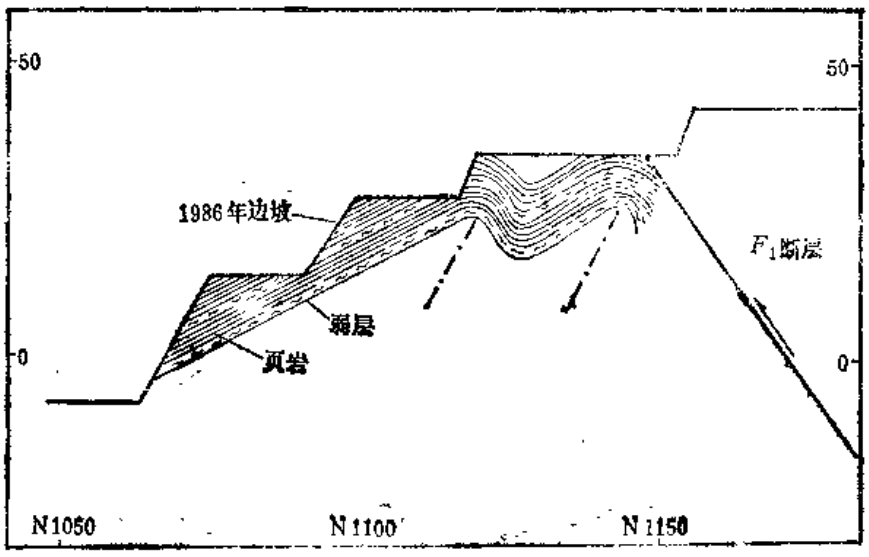


图 2-16　E800 1986年潜在滑坡预测

生滑动，破坏高程约在－210～－270之间，破坏高差约60m，涉及四个台阶；另一处在E600附近，如预测图2-18所示。当2002年最终边坡实现之后，图中滑体将沿着断层面发生滑动，上部可能沿绿页岩和油母页岩界面拉开。该潜在滑坡的高程区间在－350～－270之间，将跨落5个台阶。

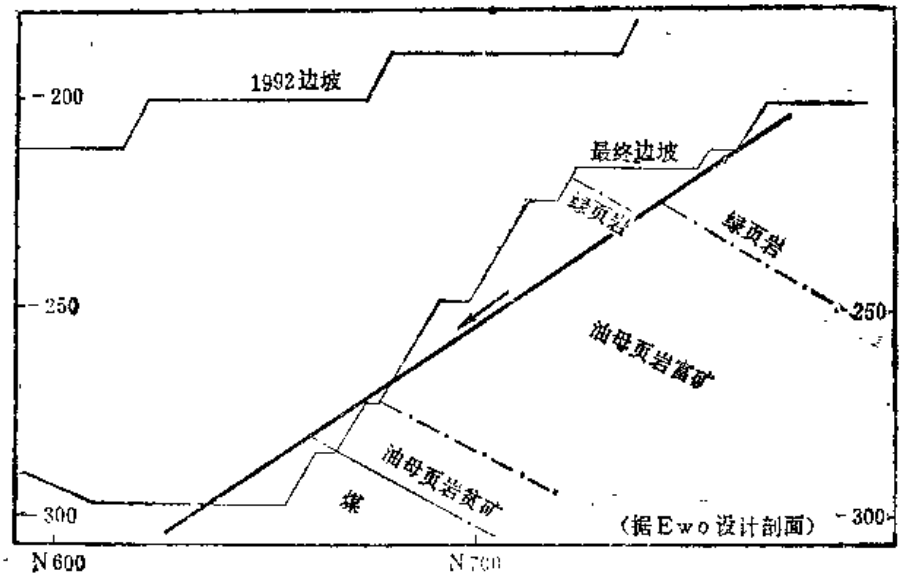


图 2-17 EWo潜在滑坡预测

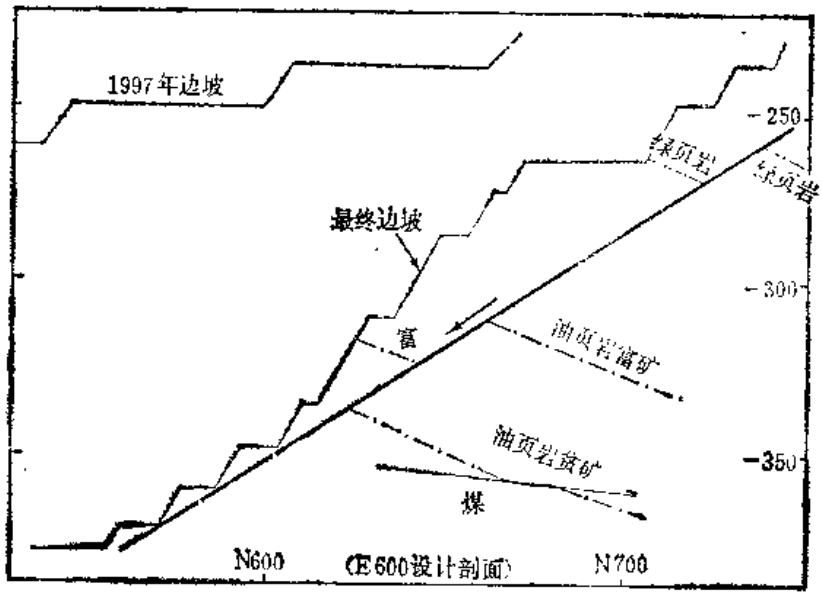


图 2-18 E600潜在滑坡预测

三、北帮东部区

北帮东部区边坡工程地质条件较好，小褶曲构造和软弱夹层在东部区均未发育，岩层向北倾，与坡面倾向相反，层理产状约为360°∠35°。节理发育特点如图2-19所示。顺坡向的节理多，反坡向的节理较少，而且倾角大于40°的占大多数。根据上述特征，北帮东部区边坡岩体属于反坡向倾斜板裂结构。根据北帮历史上发生的滑坡资料分析，反坡向板裂结构是比较稳定的岩体结构类型。

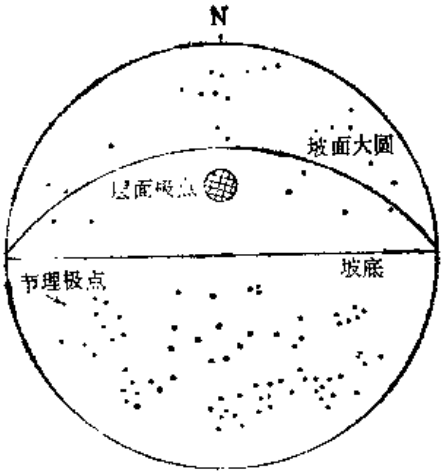


图 2-19 北帮东部区结构面特点图

虽然东部区比较稳定，但最终边坡形成以后，切割了深部一号断层，从而有可能发生两处滑坡，即 E2600 潜在滑坡和 E3000 潜在滑坡地段。

E2600 滑坡地段如图2-20所示。最终边坡切割了深部一号断层面，滑体将在上方绿页岩和油页岩层界面拉开。然后沿深部一号断层面滑动，该潜在滑坡规模将会较大，破坏高度将在80m左右，涉及到 5 个台阶。

E3000 潜在滑坡如图2-21所示。最终边坡形成时切穿深部一号断层面，滑体将沿断层面向下滑动，破坏高程在－200m 至－270m 之间，将引起三个台阶失稳破坏。

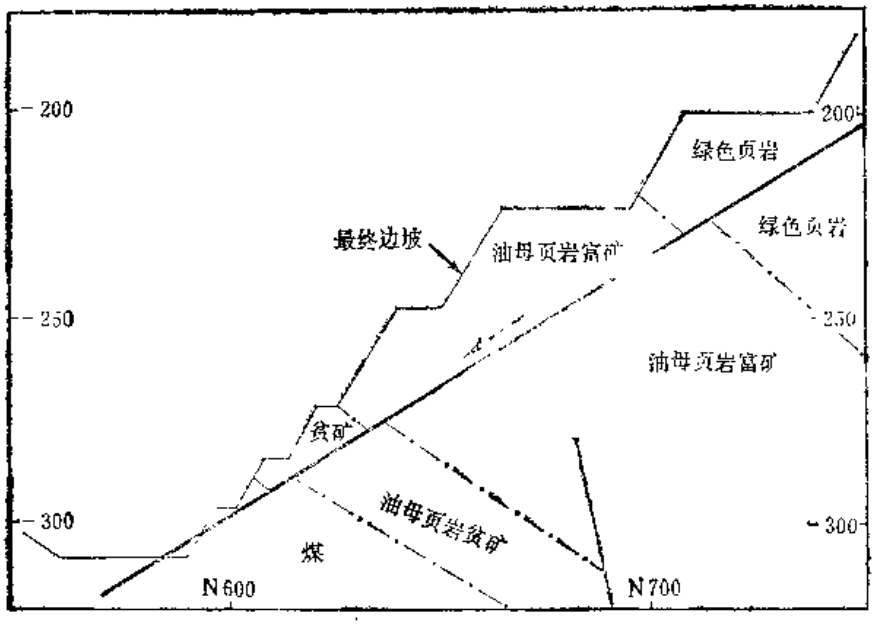


图 2-20 E2600 潜在滑坡模式预测

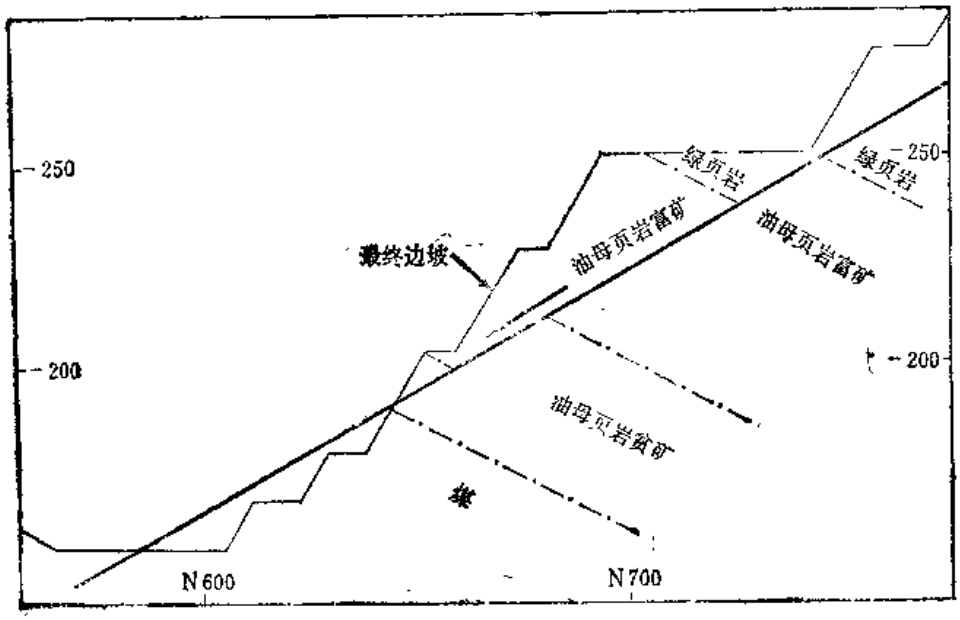


图 2-21 E3000 潜在滑坡模式预测

第四节　北帮高边坡破坏模式预测

该露天矿的最大采深将达540m，最终边坡形成后，北帮边坡高度平均近500m，如此之高的边坡，除了前述的一些局部的潜在滑坡地段外，还可能出现一些高边坡破坏模式。

一、追踪破坏模式

如示意图2-22所示。这是反坡向板裂结构的高边坡岩体可能产生变形破坏的重要模式之一，根据E1800反坡向板裂结构岩体破坏观察（如图2-5）和特写照片（图2-23）岩移现象分析，将来北帮高边坡形成之后，如果发生总体边坡破坏的话，那么可能变形破坏的模式将是先沿层理和一组与其正交的节理追踪，局部啃断岩桥，而后形成总体上近似圆弧的滑动面。节理、层理追踪形式、局部啃断岩桥现象详看照片图2-5、图2-23。从图中抽象并推测将来总体滑动模式详见示意图2-22，依据北帮岩体结构条件，假若发生上述变形破坏模式，则在北帮中部靠东和北帮东部区最具可能性。

二、梯级错动模式

梯级错动模式在北帮绿色页岩岩体下部反坡向板裂结构岩体中业已出现，估计在最终边坡形成之后，梯级错动现象将更为普遍一些。出现的可能部位在北帮中部区和东部区的反坡向板裂结构岩体当中。但两区的可能错动模式有所不同。

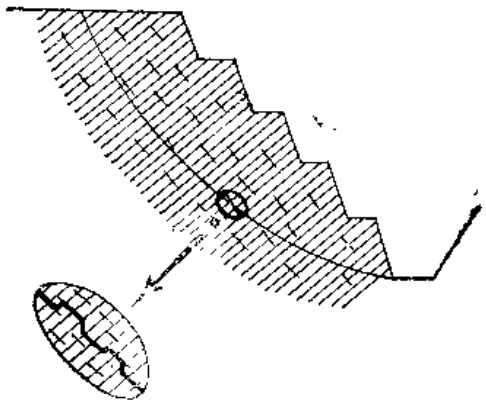


图 2-22　追踪变形模式



图 2-23　滑面岩移特写

在北帮中部区，有弱层发育，因此其错动模式可能如图2-24所示，沿弱层梯级错动，在弱层与上覆岩层界面上形成陡坎，弱层中将形成一组微结构面，其排布方式如图2-24，可指示弱层上下盘相对运动方向。

在北帮东部区，错动将沿层面发生，其模式见图2-25。

梯级错动的原因可能是由于高边坡形成后产生了较大的地势应力，也有可能是该地区有较高的构造应力的缘故。

三、"击穿"破坏模式

北帮节理调查表明，北帮岩体中发育了顺坡向陡倾角节理，也发育了一些倾角在30°左右的节理。后一种节理将在大致平行于坡面的主应力作用下发生"击穿"，击穿的形式可能有两种，与坡面平行的一组节理可能发生直线击穿破坏模式，缓于坡角的节理可能出现斜列击穿破坏模式，详见图2-26和图2-27所示。

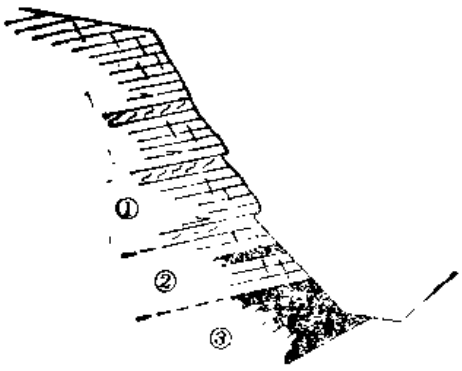


图 2-24 梯级错动变形模式（西、中部区）

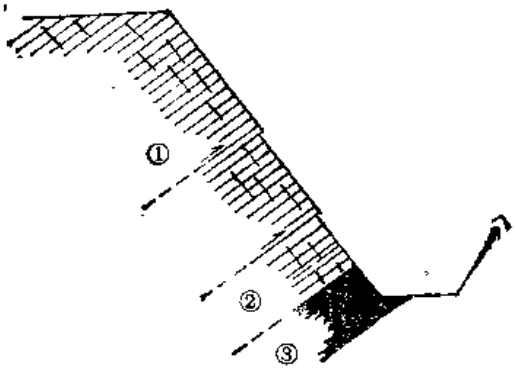


图 2-25 梯级错动模式（东部区）

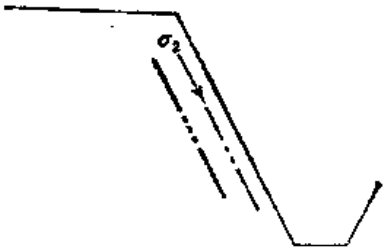


图 2-26 直线击穿破坏模式（1）



图 2-27 斜列击穿破坏模式（2）

四、弯曲破坏模式

北帮最终边坡形成以后，靠下部是由脆性且发育有节理的煤层组成。在上部边坡岩体的巨大压力下，正应力σ_1按图2-28所示方向作用于脆性煤层，这时有可能沿着平行于坡面的一组节理面张开拱起，发生如图2-28所示的弯曲变形破坏模式。

五、抛射破坏模式

根据胜利矿资料（胜利矿井采主煤层），井下时有岩爆发生，说明煤层中储蓄了较大应变能。因此，将来总体边坡形成之后，坡脚煤岩岩体中发生地势应力集中，加之本区有较大的水平构造应力作用，一旦脚部开采临空，发生瞬时应力释放，有可能产生煤块抛射的破坏模式，如图 2-29 所示。

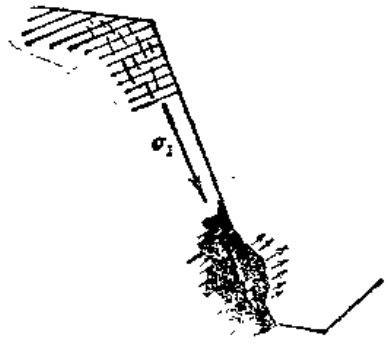


图 2-28 煤层弯曲破坏模式

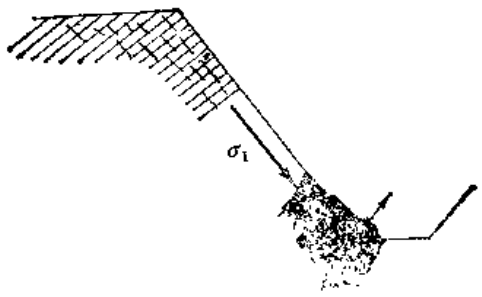


图 2-29 岩抛射模式

第二篇　高边坡强度稳定性分析

第三章　北帮滑坡的物理模拟分析

通过对北帮滑坡的野外调查研究和查阅有关文献资料，都证实了一种现象，即自然界绝大多数滑坡不是作为刚体一块沿滑面向下滑动的，这个事实究竟反映了一种什么样的运动机理，能告诉人们什么力学机制信息，给人以何种启迪呢？这是设计北帮滑坡运动行为实验的最初动因。

滑坡作为重力作用下的地球物理现象，作为一种运动形式，其稳定、平衡、滑动的整个过程必然遵循力学规律。北帮滑坡种类较多，但从二维角度分析滑动面特征，可把滑坡分为平面滑坡、圆弧滑坡和非圆弧滑坡三种。本文为从力学上揭示各类滑坡运动机制，按滑动面曲率变化程度和特征特将上述滑坡归为两类，即常曲率滑坡和变曲率滑坡。

常曲率滑坡是指滑动面曲率半径处处相等的滑坡，它可进一步分为两类：零曲率滑坡和常数曲率滑坡，前者滑面曲率为零，后者滑面曲率为常数。E700、EW0 及其它由于深一号断层影响的潜在滑坡类型就属于零曲率滑坡，W800 剖面上潜在滑坡即为常数曲率滑坡。

变曲率滑坡是指滑面的曲率半径随空间位置改变面变化的滑坡。例如小背斜亚区的上部滑面为平面、下部滑面为弧面的组合滑面滑坡。

第一节　滑坡运动行为模拟实验

根据前述分析及滑坡分类，以北帮边坡岩体为背景，对常曲率滑坡和变曲率滑坡的运动行为分别进行了模拟实验。

一、常曲率滑坡运动行为实验

常曲率滑坡运动行为模拟实验包括零曲率滑坡运动行为实验和常数曲率滑坡运动行为实验。

1．零曲率滑坡运动行为

北帮岩体的重要结构类型之一是顺坡向板裂结构，常产生近似于平面滑坡的破坏模式，即零曲率滑坡。模型以 E700 顺坡向板裂结构岩体为背景制作，如图 3-1 所示。

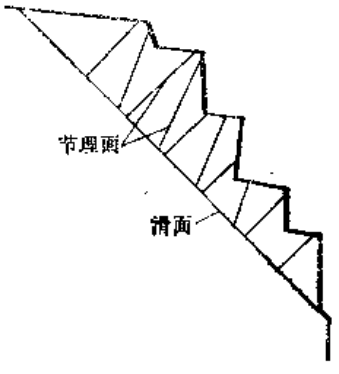


图 3-1　零曲率滑坡模型（未滑）

模型中的平面滑动面模拟弱层层面，滑面中的两组结构面为节理面。滑体上加力后滑动后的模型如图 3-2 所示。

为能更清楚地反映零曲率滑坡运动行为，从图3-1、图 3-2 中抽象出立体示意图如图3-3所示。从图中可以看出，零曲率滑坡运动时，滑体可以作为整体向下滑动，虽然滑体本身已被结构面分成多块。这一现象表明，零曲率滑坡运动时，可以不需要克服滑体强度，只需克服底滑面强度即可。其运动力学

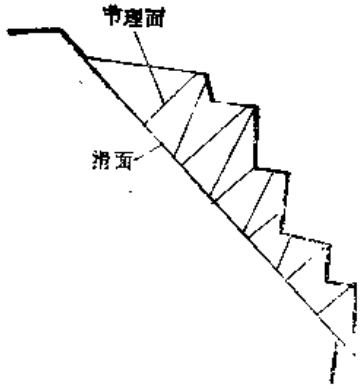


图 3-2 滑动后零曲率滑坡模型

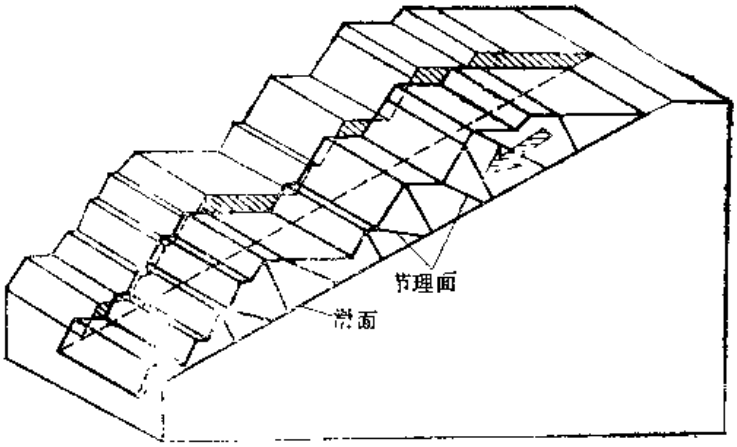


图 3-3 零曲率滑坡运动行为

机理是，滑体沿零曲率滑面滑动时，相当于物体作平动，因而图 3-3 中的滑体可以作为整体一块向下滑动，这是刚体运动的一个简单运动形式。

2．常数曲率滑坡运动行为

北帏西部区 W800 剖面所示的岩体具有顺坡向曲板状板裂结构，所以常沿弱层层面产生近似常数曲率滑坡。模型即以顺坡向曲板状板裂结构岩体为背景制做，如图 3-4 所示。

模型中的圆弧滑面相当于弱层层面，滑体中的结构面为节理面。在滑体上加力滑动后，如图 3-5 所示。

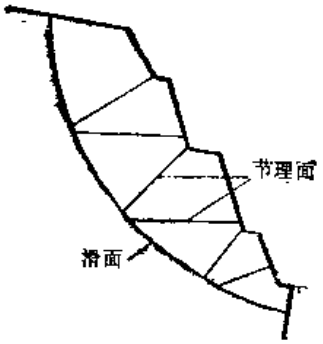


图 3-4 常数曲率滑坡模型

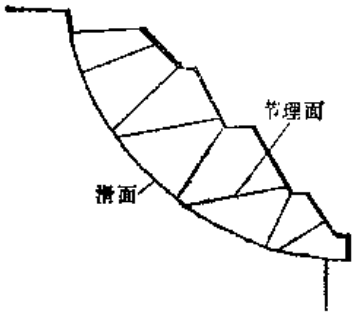


图 3-5 滑动后常数曲率滑坡模型

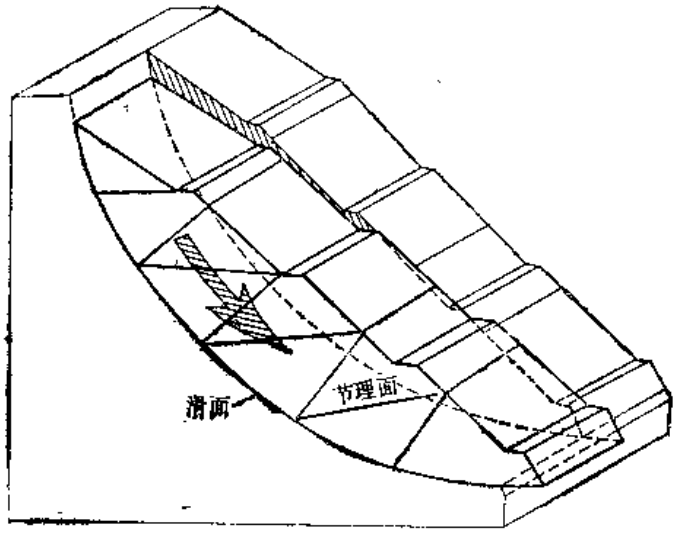


图 3-6 常数曲率滑坡运动行为

为清楚地表示常数曲率滑坡的运动特点，特抽象出立体示意图，如图 3-6 所示。

实验结果表明，常数曲率滑坡运动时，滑体可以作为整体沿圆弧滑面滑动，尽管滑体本身已被两组结构面切割成数块。这一现象说明了常数曲率滑坡运动时与滑体本身强度无关，而仅需克服底滑面强度即可。这一结论和前述零曲率滑坡的实验结论完全相同。其力学原因是，滑体沿常数曲率滑面滑动，相当于物体中的质点作定轴转动，由于滑面曲率没有改变，故滑体中没有剪应力产生，所以常数曲率滑坡的滑体可以作为整体一块向下滑动。这其实是刚体运动的另一个简单运动形式。

二、变曲率滑坡运动行为实验

北帮西部区小背斜不稳区所产生的滑坡实质上是变曲率滑坡。所以变曲率滑动的实验模型即以小背斜滑坡为背景制做，如图 3-7 所示。

模型中上部滑面模拟 A 层煤页岩弱层，下部圆弧滑面模拟从凝灰岩中剪出的部分滑面。滑体中的不连续面模拟节理面。滑体上加力滑动后的模型如图 3-8 所示。

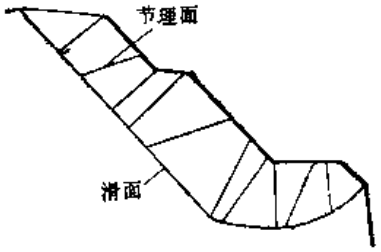


图 3-7　变曲率滑坡模型

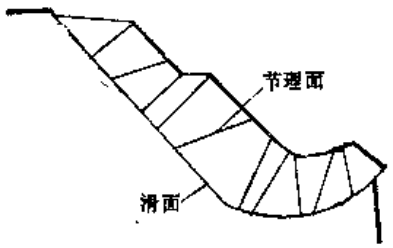


图 3-8　滑动后变曲率滑坡模型

为更清晰地表示出变曲率滑坡运动规律，抽象出立体示意图如图 3-9 所示。

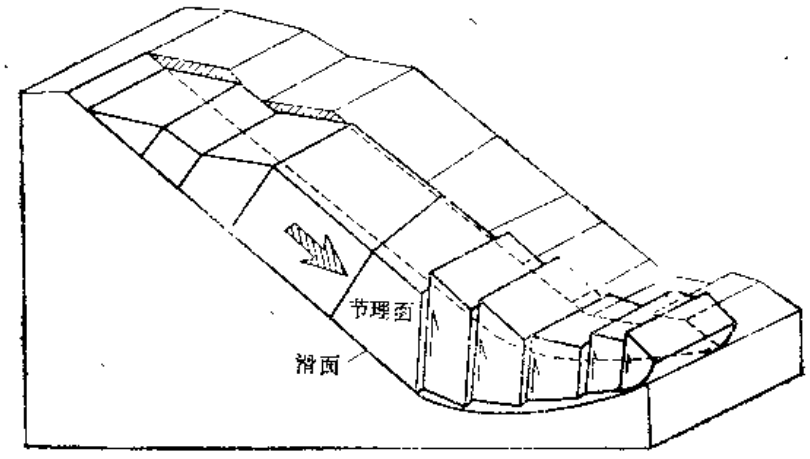


图 3-9　变曲率滑坡运动行为

从图 3-7、图 3-8 和图 3-9 中可以看出，变曲率滑坡的运动行为具其鲜明的特征，滑体不能作为整体一块向下滑动，而是首先沿图示的节理面把滑体破裂成数块，随后既沿滑体中节理面错动，又沿底滑面滑动，体现了一种既滑动、又转动的复杂的刚体运动形式。其运动力学机理是：滑体沿变曲率滑面滑动，只有裂成数块，且块体之间错动向下滑，才能适应滑面曲率的变化，否则就不可能滑动。这一重要现象表明变曲率滑坡运动时，不仅与底滑面强度有关，而且与滑体强度有密切关系。

经典力学告诉我们，刚体运动有两种基本形式，简单运动和复合运动。北帮滑坡运动行

为模拟实验证明，常曲率滑坡的滑体仅做简单的刚体运动（平动或转动），变曲率滑坡的滑体运动行为是复合运动，既平动，又转动。而值得注意的是，自然界绝对理想的常曲率滑坡是没有的，因此，变曲率滑坡的运动行为具普遍意义。

第二节　滑面曲率效应

一、曲率效应光弹实验

岩体结构控制着滑坡模式，即控制着滑面的形状和曲率，由于岩体结构本身是客观的，所以在一定条件下，滑面曲率也具有客观性。例如 E700 顺坡向平板状板裂结构岩体，总是产生零曲率滑坡；W800 顺坡向曲板状板裂结构，常产生常数曲率滑坡；面小背斜顺坡向厚板状板裂结构岩体则往往产生变曲率滑坡。这正是边坡岩体中的应力和岩体本身强度这对矛盾对立统一的结果。上述几例都是由于岩体应力克服了岩体中相对软弱部位的强度而产生的变形图象。

然而，事物都是两方面的。一方面，边坡岩体应力与岩体强度这对矛盾斗争的结果产生了滑面、滑体相对于滑床产生运动；另一方面，滑面一经产生，由于其本身曲率不同，又对边坡岩体发生反作用，影响滑体和滑床中的应力分布。

滑面曲率效应光弹实验就是研究这种反作用的机理和规律。

图3-10是滑面曲率效应光弹实验的整个模型抽象和实验结果图。从微观上看，滑面处的曲率是有所变化的，而滑面曲率变化情况将引起滑体中应力变化。

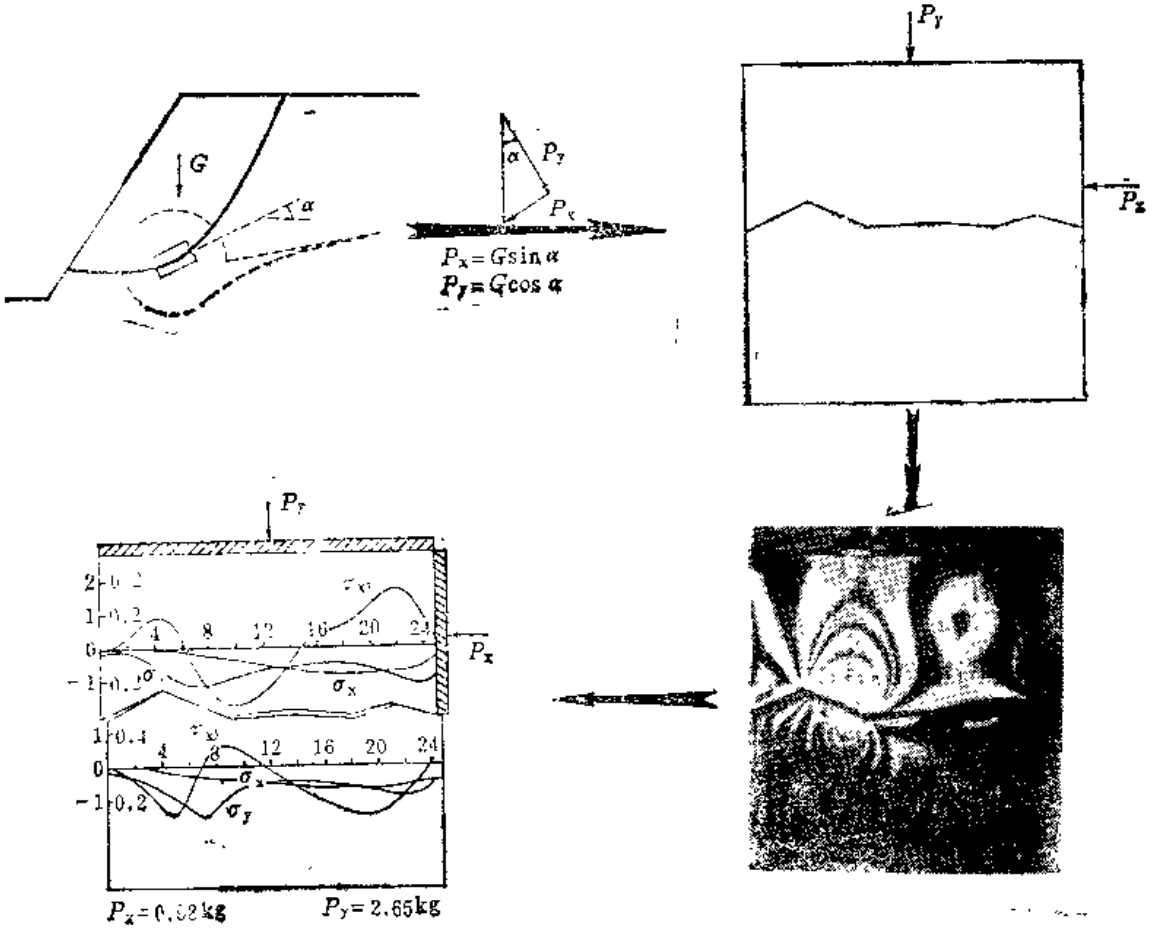


图 3-10　滑体中的应力分布与滑面曲率变化关系

通过计算距滑面一定距离的0-P面上应力变化情况来表征滑面的曲率效应，其应力分布如图3-10中所示。

在图中，模型之上的垂直荷载P_y相当于滑体重力在滑面上的垂直分量；施加在模型左侧的水平荷载P_x相当于滑体重力在滑面上的切向力分量。图中的σ_x、σ_y和τ_{xy}曲线则分别表示滑体和滑床中的正应力、剪应力分布。

实验结果证明，滑面曲率变化对滑体和滑床中的应力分布影响较大，在滑面曲率变化的地方，剪应力随之变化，且往往发生剪应力集中，出现剪应力条纹模拟密集区。曲率变化最大的地方，剪应力集中程度最高，反之亦然。

二、实例分析

滑面曲率改变使得滑体中节理面发生错动，从而使滑体强度影响滑坡稳定性的结论仅为室内物理模拟实验所得，由于客观上原因，滑坡研究工作者很难从剖面上看到（更谈不上详细观察研究）滑坡运动过程中的岩移特点。然而，笔者在1983年9月间，在抚顺西露天矿北帮矿区座标E1800m，深度H-103m处意外地发现了一正在滑动的滑坡，而且实地具有一个从剖面上观察滑面和滑体中结构面移动特点的地质条件。笔者抢拍了一组珍贵照片，如图3-11、图3-12所示。

图3-11为一正在滑动的滑坡全貌，边坡岩体由油母页岩组成，可明显看出岩体中主要发育两组结构面。一组为反坡向的层理面，产状为355°∠28°，另一组为顺坡向的节理面，产状为175°∠52°。

当我们正在图3-12所示岩体上量测节理面产状时，发现节理面在动，于是就退至一边观察，整个滑动过程可大体分三个阶段。

1．侧滑面形成阶段

先是滑体中顺坡向节理面滑移贯通，追踪形成了侧滑面，把滑体切割成可以相对滑动的滑块，反坡向层理面也有所位移，但滑移量、滑移速度明显小于顺坡向节理面（如图3-12）。这个阶段的特点是位移速度慢，位移量小。

2．底滑面形成阶段

滑体中结构面发生位移约二十多分钟时，主滑面轮廓才逐渐形成，并发生少量滑动。

3．垮落阶段

底滑面形成后，滑坡底滑面和侧滑面同时发生滑动，滑动速度明显变快，直至垮落，从滑坡开始形成到垮落，时间大约一小时左右。



图3-11 北帮E1800滑坡剖面全貌



图 3-12 滑体中结构面滑移特写（E1800滑坡）

从上述北帮E1800滑坡实例分析中可以看出，滑坡稳定性不仅仅与滑面强度有关，而且与滑体强度有关，这一实例的分析结论和本文物理模拟实验分析结论是吻合的。

三、滑坡曲率效应原理

滑坡运动行为模拟实验的结果证明，具不同曲率滑面的滑坡，其运动行为截然不同。零曲率滑坡仅做一种简单形式的刚体运动——平动，因此滑体可以作为整体运动；常数曲率滑坡表现出另一种简单形式的刚体运动——转动，滑体也可以作为整体沿圆弧滑面转动；变曲率滑坡的运动行为则明显不同，滑体运动时首先裂成不同块体，做一种复杂的运动形式，即呈现出既滑动又转动的特征，这就势必在滑体中有剪力产生，因而出现了既沿滑体中节理面错动，又沿底滑面滑动的现象。这就说明了变曲率滑坡的滑体运动时不仅与底滑面强度有关，而且与滑体强度（侧滑面强度）有关。文中E1800滑坡实例可资佐证。

光弹实验证明，变曲率滑坡运动时，滑体中剪应力分布很不均匀，在曲率变化处发生应力集中，且集中程度与滑面曲率变化程度密切相关，曲率变化愈大部位，其剪应力条纹愈密集；曲率变化较小处，应力条纹也较疏。这就意味着滑体中近滑面曲率变化最大处的破裂面可能优先滑动。

综上所述，滑面曲率效应原理可表述如下：滑坡的运动行为与滑面的曲率变化密切相关，常曲率滑坡仅做简单形式的刚体运动——平动或转动，其共同特点是滑体可以作为整体沿滑面滑动；变曲率滑坡可能先在滑面曲率变化最大部位发生破裂或沿已有结构面错动，把滑体裂成数块，然后才能沿底滑面和侧滑面发生一种较复杂的运动形式——平动和转动的复合运动。这样就使得滑体运动时不仅要克服底滑面强度，而且也要克服滑体本身强度（或滑体中结构面强度）。这种由于滑面曲率变化面引起的滑体强度影响滑坡稳定性的现象，称为滑面曲率效应。事实上，自然界理想的常曲率滑坡（平面、圆弧滑坡）是没有的。因而滑面曲率效应具有普遍性意义，只不过滑面曲率变化程度不同所产生的曲率效应大小不同而已。

第四章　北帮边坡强度稳定性数学力学分析

边坡稳定性计算方法很多，但依据其理论基础不同，可分三类：数值理论法、概率论法和极限平衡理论法。前两者目前尚处于研究阶段，而后者则在工程实践中广为应用。

露天矿边坡稳定问题比较复杂，有其特殊性，所以北帮边坡稳定计算方法的建立应该应用前人在极限平衡理论方面取得的成就，充分考虑北帮滑坡运动行为实验和光弹实验证明了的滑面曲率效应原理，综合考虑北帮岩体结构、水文地质结构和工程荷载状态，进行数学力学分析，建立比较适合于北帮实际情况的稳定评价方法。

岩体结构决定了北帮滑坡模式，它不仅控制了底滑面形状，而且也控制了滑体中侧滑面的发育形式。

水文地质结构决定了北帮滑体所受水的作用力形式。当滑体可抽象为不透水体时，则在底滑面和侧滑面均受静水压力作用；当滑体可抽象为透水体时，则应考虑动水压力和浮力。当滑体为透水层和隔水层互层组成时，情况将更复杂，有可能动水压力、静水压力和浮力都存在。根据北帮岩体工程地质条件，似抽象为不透水体为宜。

工程和荷载状态是影响北帮边坡稳定的重要因素。它包括各种工程设施的静荷载，地震、爆破和机车震动等动荷载。静荷载则以静力的形式施加在滑体上，动荷载则考虑使滑体产生的加速度。

影响露天矿边坡稳定性的一些重要因素，诸如地震、爆破、机车震动等动荷载，地下水位和强度参数都不是一成不变的。因此，企图经过一次选择参数、一次计算得出一个稳定系数去评价边坡稳定性状态显然是不可能的。这实质上是用静止的、一成不变的形而上学观点去看待发展的、不断变化着的事物。因此，应该在各种影响因素的定量化参数的可能变化范围选取多组参数，做动态分析。通过动态分析，求出一系列稳定系数，对应着不同条件下的边坡稳定性状态，以此来把握边坡可能处的稳定范围；通过动态分析，对每一影响因素的灵敏度做出评价，用以区分出主要影响因素和次要影响因素；通过某几个因素在一定条件下的组合来模拟各种工程地质条件下的边坡稳定性状态。

鉴于上述考虑，采用了比较先进的萨尔码方法的思路，结合北帮的实际条件，建立北帮边坡稳定计算模型。

第一节　边坡强度稳定性计算模型

一、剖分条块与边界条件

北帮滑坡运动行为模拟实验和光弹实验证明了滑体强度对边坡稳定性有影响。数值分析表明，对均质滑体来讲，剖分条块的边界倾斜程度对边坡稳定性系数也有较大影响。数值分析的结论（如图 4-1 所示）实质上和实验结论是一致的。

对于含结构面的滑体来讲，其侧滑面的产生受滑体中结构面的严格影响和控制。数值分析表明，滑体中顺坡向结构面比反坡向结构面更易成为侧滑面，所以对节理化边坡岩体，剖分时应尽量使侧滑面拟合顺坡向结构面。例如，北帮西部区一段站亚区边坡岩体发育两组优

势结构面，产状分别为 82°∠36° 和 170°∠80°，大坡倾向 160° 左右，最有可能形成滑体中侧滑面的是 170°∠80° 一组顺坡向陡倾角节理面。因此，一段站的潜在滑体稳定性计算剖面

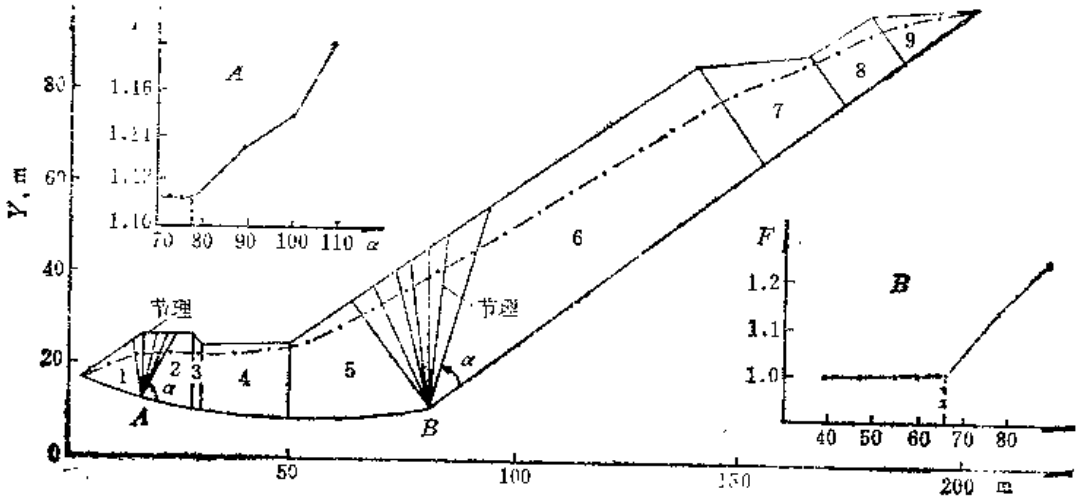


图 4-1　节理产状对边坡稳定性影响数值分析

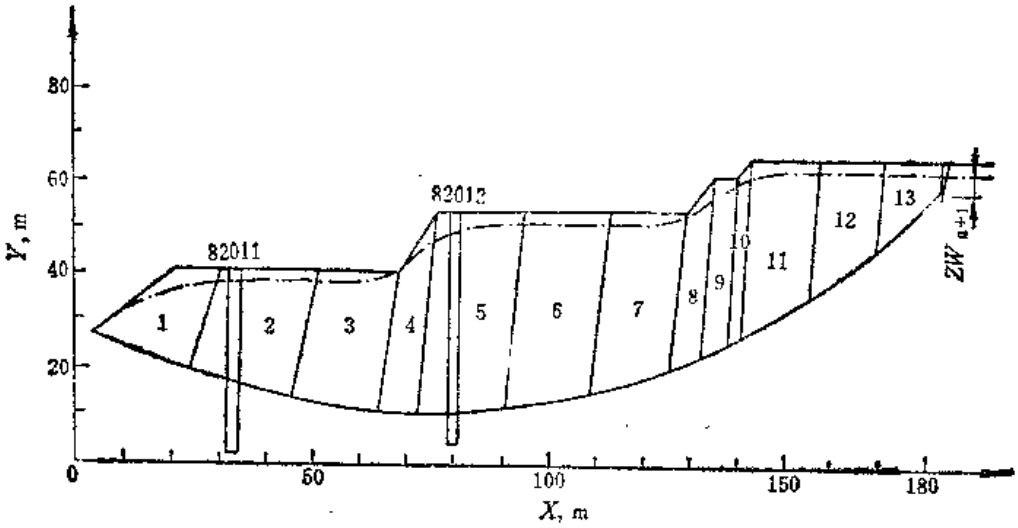


图 4-2　一段站边坡计算剖面

按如下剖分形式建立（如图 4-2 所示）。

在一段站边坡后缘，存在着张裂隙。考虑其在充水情况下的边界条件应为：

$$E_{n+1}=\frac{1}{2}\gamma_w Z_{wn+1}^2$$

式中　E_{n+1}——最后一个条块边界力；

γ_w——水的容重；

Z_{wn+1}——最后条块边界浸水高度。

显而易见，作用于第一条块的边界力为零，即 $E_1=0$。

当图 4-2 中的饱和水位下降到张裂隙之下时，其后缘边界条件将变为 $E_{n+1}=0$；当后缘不存在张裂缝，后缘边界条件为 $E_{n+1}=0$。

十三段站滑坡后缘没有张裂隙，它的边界条件为 $E_1=0$，$E_{n+1}=0$。

还可能存在两类边界条件，一类为前缘滑面在水面之下（如露天坑下积水），后缘没有

张裂隙；另一类为前缘滑面在水面之下，后缘无充水张裂隙。此时边界条件为 $E_1=\frac{1}{2}\gamma_w Z_{w1}^2\csc\alpha$（$\alpha$ 为滑坡第一条块坡角）$E_{n+1}=0$，后缘若存在充水张裂隙，则 $E_{n+1}=\frac{1}{2}\gamma_w Z_{wn+1}^2$。

综上所述，边坡计算可能存在四类边界条件：

$$\text{第一类边界条件}\begin{cases}E_1=0\\E_{n+1}=0\end{cases}$$

$$\text{第二类边界条件}\begin{cases}E_1=0\\E_{n+1}=\frac{1}{2}\gamma_w Z_{wn+1}^2\end{cases}$$

$$\text{第三类边界条件}\begin{cases}E_1=\frac{1}{2}\gamma_w Z_{w1}^2\csc\alpha\\E_{n+1}=0\end{cases}$$

$$\text{第四类边界条件}\begin{cases}E_1=\frac{1}{2}\gamma_w Z_{w1}^2\csc\alpha\\E_{n+1}=\frac{1}{2}\gamma_w Z_{wn+1}^2\end{cases}$$

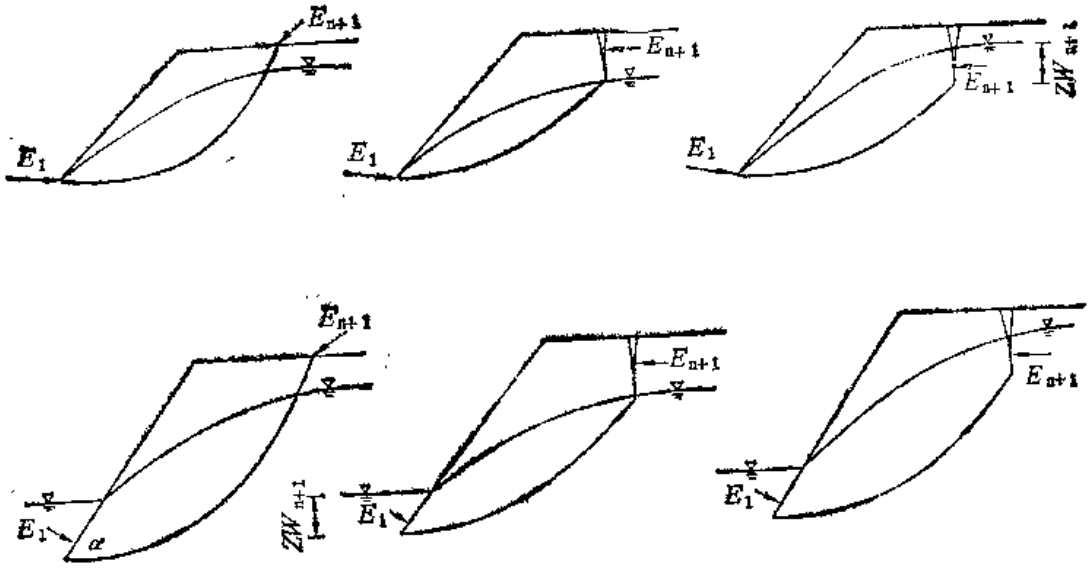


图 4-3　各类边界条件及其水文地质意义

各类边界条件的水文地质意义如图 4-3 所示。

二、力学模型

把图 4-2 滑体进行非垂直剖分之后，第 i 条块受力图如图 4-4 所示。

图中　W_i——第 i 条块重量；

KW_i——由于动荷载加速度在第 i 条块上产生的力，作用于 i 块重心；

PW_i，PW_{i+1}——作用于第 i 侧面和第 $i+1$ 侧面的水压；

U_i——作用于第 i 条块底面水压；

E_i，E_{i+1}——作用于第 i 侧滑面和第 $i+1$ 侧滑面的法向力；

X_i，X_{i+1}——作用于第 i 侧滑面和第 $i+1$ 侧滑面的剪力；

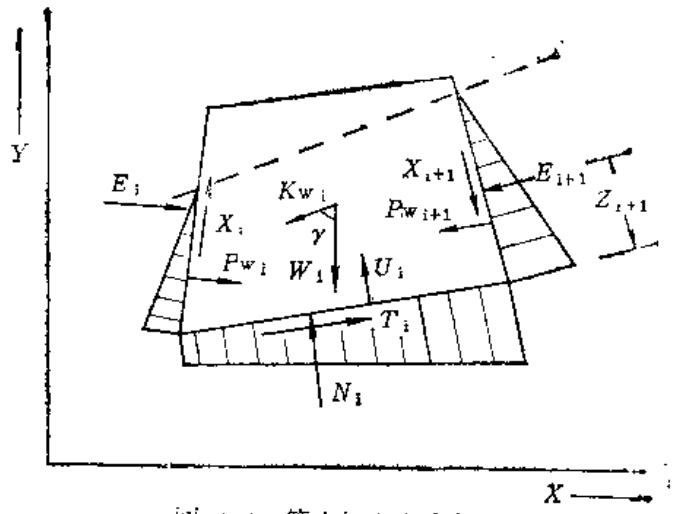


图 4-4 第 i 条块的受力特征

N_i——作用于第 i 条块底面法向力；

T_i——作用于第 i 条块底面剪力；

γ——动荷载加速度向量与垂直方向夹角。

三、几何模型

为编制计算机程序和推导公式方便起见，特建立如下几何模型，如图 4-5 所示。

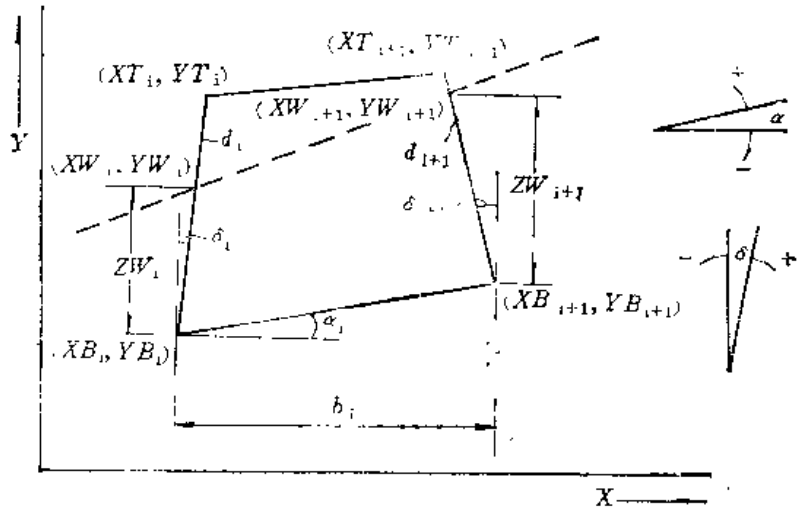


图 4-5 第 i 块的几何条件

图中 XT_i、YT_i——第 i 侧滑面与滑体顶面交点座标；

XT_{i+1}、YT_{i+1}——第 $i+1$ 侧滑面与滑体顶面交点座标；

XW_i、YW_i——水位面与第 i 侧滑面交点座标；

XW_{i+1}、YW_{i+1}——水位面与第 $i+1$ 侧滑面交点座标；

XB_i、YB_i——第 i 侧滑面与底滑面交点座标；

d_i、d_{i+1}——第 i 侧滑面与第 $i+1$ 侧滑面长度；

b_i——第 i 条块底面宽度；

α_i——第 i 条块底面与水平方向夹角；

δ_i、δ_{i+1}——第 i 侧滑面、第 $i+1$ 侧滑面与垂直方向夹角；

ZW_i，ZW_{i+1}——第 i 侧面、第 $i+1$ 侧面浸水长度在垂直方向的投影高度。

四、数学公式

根据前述力学模型、几何模型、应用极限平衡原理和滑坡的边界条件E_1、E_{n+1}，可推导出符合四类边界条件的通用公式：

$$K=\frac{E_1e_1e_2\cdots e_n+a_1e_2e_3\cdots e_n+\cdots\cdots+a_{n-1}e_n+a_n-E_{n+1}}{p_1e_2e_3\cdots e_n+p_2e_3e_4\cdots e_n+\cdots+p_{n-1}e_n+p_n} \tag{4-1}$$

若为第一类边界条件$\begin{cases}E_1=0\\E_{n+1}=0\end{cases}$时

公式为：

$$K=\frac{a_1e_2e_3\cdots e_n+a_2e_3e_4\cdots e_n+\cdots\cdots+a_{n-1}e_n+a_n}{p_1e_2e_3\cdots e_n+p_2e_3e_4\cdots e_n+\cdots+p_{n-1}e_n+p_n} \tag{4-2}$$

此即所谓萨尔码（Sarma）公式。

当为第二类边界条件$\begin{cases}E_1=0\\E_{n+1}=\dfrac{1}{2}\gamma_wZW_{n+1}^2\end{cases}$时

公式为：

$$K=\frac{a_1e_2e_3\cdots e_n+a_2e_3e_4\cdots e_n+\cdots+a_{n-1}e_n+a_n-\dfrac{1}{2}\gamma_wZW_{n+1}^2}{p_1e_2e_3\cdots e_n+p_2e_3e_4\cdots e_n+\cdots\cdots+p_{n-1}e_n+p_n} \tag{4-3}$$

当为第三类边界条件$\begin{cases}E_1=\dfrac{1}{2}\gamma_wZW_1^2\csc\alpha\\E_{n+1}=0\end{cases}$时

公式为：

$$K=\frac{\dfrac{1}{2}\gamma_wZW_1^2\csc\alpha e_1e_2\cdots e_n+a_1e_2e_3\cdots\cdots e_n+\cdots+a_{n-1}e_n+a_n}{p_1e_2e_3\cdots e_n+p_2e_3e_4\cdots e_n+\cdots+p_{n-1}e_n+p_n} \tag{4-4}$$

当为第四类边界条件$\begin{cases}E_1=\dfrac{1}{2}\gamma_wZW_1^2\csc\alpha\\E_{n+1}=\dfrac{1}{2}\gamma_wZW_{n+1}^2\end{cases}$时

公式为：

$$K=\frac{\dfrac{1}{2}\gamma_wZW_1^2\csc\alpha e_1e_2\cdots e_n+a_1e_2e_3\cdots e_n+\cdots+a_{n-1}e_n+a_n-\dfrac{1}{2}\gamma_wZW_{n+1}^2}{p_1e_2e_3\cdots e_n+p_2e_3e_4\cdots e_n+\cdots+p_{n-1}e_n+p_n} \tag{4-5}$$

各式中：

$$a_i=Q_i[W_i\sin(\phi B_i-\alpha_i)+R_i\cdot\cos\phi B_i+S_{i+1}\sin(\phi B_i-\alpha_i-\delta_{i+1})-S_i\cdot\sin(\phi B_i-\alpha_i-\delta_i)]$$

$$e_i=Q_i[\sec\phi S_i\cdot\cos(\phi B_i-\alpha_i-\phi S_i-\delta_i)]$$

$$Q_i=\cos\phi S_{i+1}\cdot\sec(\phi B_i-\alpha_i+\phi S_{i+1}-\delta_{i+1})$$

$$S_i=CS_i\cdot d_i-Pw_i\cdot\operatorname{tg}\phi S_i$$

$$S_{i+1}=CS_{i+1}\cdot d_{i+1}-PW_{i+1}\cdot\operatorname{tg}\phi S_{i+1}$$

$$R_i = CB_i \cdot b_i \cdot \sec\alpha_i - U_i \cdot \mathrm{tg}\phi B_i$$

$$P_i = Q_i \cdot W_i \cdot \sin(\gamma + \alpha_i - \phi B_i)$$

在上述计算中，包含如下计算：

1．几何计算

$$d_{i+1} = \{(XT_{i+1} - XB_{i+1})^2 + (YT_{i+1} - YB_{i+1})^2\}^{\frac{1}{2}}$$

$$\delta_{i+1} = \mathrm{Arcsin}\{(XT_{i+1} - XB_{i+1})/d_{i+1}\}$$

$$B_i = XB_{i+1} - XB_i$$

$$\alpha_i = \mathrm{arctg}\{(YB_{i+1} - YB_i)/b_i\}$$

$$W_i = \frac{1}{2}\gamma\{(XB_i + XT_i)(YB_i - YT_i) + (XT_i + XT_{i+1}) \cdot$$

$$\cdot (YT_i - XT_{i+1}) + (XT_{i+1} - XB_{i+1})(YT_{i+1} - YB_{i+1}) +$$

$$+ (XB_{i+1} + XB_i)(YB_{i+1} - YB_i)$$

$$ZW_{i+1} = YW_{i+1} - YB_{i+1}$$

2．静水压力计算

$$U_i = \frac{1}{2}\gamma_w (ZW_i + ZW_{i+1}) b_i \cdot \sec\alpha_i$$

$$PW_i = \frac{1}{2}\gamma_w \cdot ZW_i^2 \cdot \sec\delta_i$$

$$PW_{i+1} = \frac{1}{2}\gamma_w \cdot ZW_{i+1}^2 \cdot \sec\delta_i$$

3．强度计算

第i条块侧面抗剪强度τS_i：

$$\tau S_i = (\delta S_i - PW_i/ZW_i \sec\alpha_i) \cdot \mathrm{tg}\phi S_i + CS_i$$

第i条块底面抗剪强度τB_i：

$$\tau B_i = (\sigma B_i - U_i/b_i \cdot \sec\alpha_i)\mathrm{tg}\phi B_i + CB_i$$

第二节　边坡强度稳定性计算方法

式4-1的物理意义为，当边坡处于极限平衡状态时，必须附加一个临界加速度Kc值。Kc值大小由4-1式决定。

稳定系数计算，则是依据极限平衡条件4-1式，根据不同条件，分别从4-1式中诱导出稳定系数F。

一、无动荷载作用时稳定系数

无动荷载作用时，加速度为零，因此$K=0$。$K\neq 0$时，视K值正负不同加大或减小F值，然后将极限平衡条件(1)式中各条块的侧滑面和底滑面强度参数除以F值，再行计算，直至迭代出K为零为止。这时的稳定系数值，就是边坡在无动荷载作用时的稳定系数。相应的，强度参数值也减小到CB_i/F；$\mathrm{tg}\phi B_i/F$；CS_i/F；$\mathrm{tg}\phi S_i/F$；CS_{i+1}/F。

二、动荷载作用时的动态分析

动荷载作用下的动态分析，就是计算不同数量级动荷载作用下的稳定系数，以此分析动荷载作用下的稳定情况，从而评价动荷载作用下的稳定性状态及其变化趋势。

地震作用下的动态分析。我国是一个多震国家，地震造成的滑坡不乏其例。另一方面，

地震的发震时间、地震等级、烈度均有随机性，因此，能够事先预测出不同地震烈度下边坡稳定状态，对于把握边坡稳定性颇为重要。

地震荷载作用下，远离震中的广大区域，水平加速度一般远大于垂直加速度，所以本文和其它文献一样，考虑了水平加速度的影响。计算时，公式中γ角输入90°，PC-1500计算机自动打出不同水平加速度系数K值及所对应的边坡稳定系数F值，依据这些数据，可以做出定量的预测曲线。这仅是一个初步的尝试，只能用于半定量地分析，难以达到准确地定量预测。

爆破震动作用对边坡稳定性影响更为复杂，它不仅产生水平加速度，而且垂直加速度也难以忽略，再者爆破作用与地震的随机性震动不同，爆破震动是脉冲式的；机车震动所产生的加速度是垂向的，其本身的特点又是周期性的震动。对于爆破震动、机车震动对边坡稳定性的影响，尚无准确数据资以评价，所以本文只做了一些半定量分析。

三、地下水作用下的动态分析

滑坡往往发生在雨季或雨后，雨水渗入地下使地下水位升高，进而影响边坡稳定性。地下水对岩石的物理化学作用将影响强度参数，地下水对滑体的力学作用将用数值模拟的方法，给出不同水位下稳定系数的变化来刻划边坡稳定性状态。计算机可以按照需要，自动输出任意水位时边坡稳定系数值，据此可以做定量预测曲线。

四、强度参数的灵敏度分析

强度参数（ϕB、CB、ϕS、CS）对边坡稳定系数的影响是不同的。通过变换各个参数值作灵敏度分析，可以区分出某个具体边坡的主要影响参数和次要影响参数。再者，强度参数的试验结果总是在一个区间分布，据此可以从灵敏度曲线上分析稳定系数的上下限。

五、各条块上作用力计算及解的合理性校核

对计算的每一个稳定系数值，其相应的各个条块的底面和侧面上的作用力大小按下式求出：

$$E_1=\frac{1}{2}\gamma_w ZW_1^2\csc\alpha$$

$$E_{i+1}=\alpha_i-P_{ik}+E_i e_i \qquad (i=0,1\cdots,n-1)$$

$$E_{n+1}=\frac{1}{2}\gamma_w ZW_{n+1}^2$$

$$X_i=(E_i-PW_i)\operatorname{tg}\phi S_i+CS_i\cdot d_i$$

$$N_i=(W_i+X_{i+1}\cdot\cos\delta_{i+1}+X_i\cos\delta_i-E_{i+1}\cdot\sin d_{i+1}+E_i\cdot\sin\delta_i+$$
$$+U_i\operatorname{tg}\phi B_i\cdot\sin\alpha_i-CB_i\cdot b_i\cdot\operatorname{tg}\alpha_i)\cdot\cos\phi B_i\cdot\sec(\phi B_i-\alpha_i)$$

$$T_i=(N_i-U_i)\operatorname{tg}\phi B_i+CB_i\cdot b_i\cdot\sec\alpha_i$$

解的合理性标志是上述各条块作用力为正值，即认为条块之间作用力和滑体与滑床之间作用力不允许出现张应力。

本文计算公式和萨尔码公式不同，本文计算方法考虑了边坡前缘和后缘受水作用情况（例如一段站边坡）下的边界条件，即非齐次边界条件：

$$\begin{cases}E_1=\dfrac{1}{2}\gamma_w ZW_1^2\csc\alpha\\ E_{n+1}=\dfrac{1}{2}\gamma_w ZW_{n+1}^2\end{cases}$$

而对萨尔码考虑的第一类边界条件：

$$\begin{cases} E_1 = 0 \\ E_{n+1} = 0 \end{cases}$$

本文计算方法在计算过程中自动满足，因为在非齐次边界条件中，$ZW_1 = ZW_{n+1} = 0$，所以此时边界条件为$E_{n+1} = E_1 = \frac{1}{2}\gamma_w ZW^2_{n+1} = 0$。故本文计算方法对四类边界条件都是适合的。另外本文不仅重视对某一特定条件下的稳定系数计算，而且十分重视从发展变化的观点研究问题，即进行了动态分析和灵敏度分析的大胆尝试。

然而，本文方法有其明显的弱点，即公式繁杂，稳定性分析、动态分析和灵敏度分析的计算量十分大，是无法手算的，所以本文计算时将前述公式全部程序化，在PC—1500计算机上实现了整个分析过程。

六、本文方法的适用性

为论证本文计算方法的适用性和可靠性，特将该公式的计算结果与广泛应用的毕肖甫法、简布法和近年来加拿大高尔德公司胡克博士推荐使用的萨尔码方法的计算结果加以比较，结果如表4-1所示。

表 4-1 四种方法解的对比表

方法 \ 稳定系数	常曲率滑坡		变曲率滑坡		适用范围
	圆弧滑坡	平面滑坡	非圆弧滑坡	充水裂缝非圆弧	
毕肖甫法	1.015*	0.933*	1.149*	1.416△	圆弧滑坡
简布法	0.983*	0.939*	1.086*	1.343*	非圆弧滑坡
萨尔码法	1.020*	0.945*	1.040*	1.462*	无充水裂缝各类滑坡
本文方法	1.020	0.945	1.040	1.354	各类滑坡

△据Hock；*据吴江、雷起元；____合理解

表中数据说明，对圆弧滑坡毕肖甫解较为合理，因而比较接近萨尔码解，简布解则与其相差甚远；对非圆弧滑坡，简布解较合理，接近萨尔码解，而毕肖甫解则误差较大；平面滑坡作为滑面曲率半径为无穷大时的圆弧滑坡特例，毕肖甫解应是合理的，同是平面滑坡作为变曲率滑坡的特例，简布解也是合理的，因而简布解、毕肖甫解和萨尔码解大致相同；对具有充水张裂缝非圆弧滑坡（即变曲率滑坡），简布解是合理的，毕肖甫解由于理论上不适合于非圆弧滑坡，故其偏差很大，萨尔码解由于边界条件不适合具有张裂缝充水的边坡，所以其偏差更大。本文计算方法由于考虑了滑坡具充水张裂隙的情况下的边界条件，同时又自动满足了无充水张裂隙和不具张裂隙的滑坡两种边界条件，故算得的结果对各类滑坡都是适用的。

第三节 PC—1500计算机程序

一、程序功能

本程序根据第四章北帮边坡稳定性数学力学分析中的计算通解公式编制而成，和加拿大

高尔德（GOLDER）岩石力学咨询公司目前所用的比较先进的方法—Sarma法比较，都可考虑滑体强度和滑体中结构面产状对边坡稳定性影响。除此之外，该计算程序适用四种边界条件的边坡稳定性计算(四种边界条件为：①$E_1=0$，$E_{n+1}=0$；②$E_1=0$，$E_{n+1}=\frac{1}{2}\gamma_w ZW^2_{n+1}$；③$E_1=\frac{1}{2}\gamma_w ZW_1\csc\alpha$，$E_{n+1}=0$；④$E_1=\frac{1}{2}\gamma_w ZW^2_1\csc\alpha$，$E_{n+1}=\frac{1}{2}\gamma_w ZW^2_{n+1}$，Sarma 法仅适用第一类齐次条件）。在稳定性分析方法上，采取了地下水作用，动荷载作用下的边坡稳定性动态分析的方法和强度参数灵敏度分析的方法。根据笔者近年来的工程实践，这种分析方法更切合实际。

二、使用方法

下面根据抚顺西露天矿西端帮滑坡（图4-6所示）的实例分析，说明使用方法如下：

（1）根据野外工程地质调查研究资料，尤其是滑体中的结构面发育产状、延伸长度和发育密度等情况，绘制滑坡剖面图（根据笔者数值模拟分析结果，若潜在滑体中发育顺坡向节理和反坡向节理时，顺坡向节理面对边坡稳定影响较大，最易形成滑体中的侧滑面，因此，应拟合顺坡向节理面来剖分滑体）。然后列出滑坡分析所需的计算参数表（包括几何参数、物理参数和力学参数），如表4-2所示。

（2）置PC—1500计算机于PROG状态，调出899句，按“N、r、RW”顺序依次在900句中输入“块数、地震加速度方向与垂直方向夹角和水的容重”，往后依次键入表4-2中的几何参数、物理参数和强度参数。

（3）计算参数输完后，置计算机于RUN、DEG状态；启动后，将显示出“drain Slope？”（排水百分之多少）。若想仅求饱和边坡稳定性，则键入“*O*”，即开始计算，并依次通过打字机输出不同地震动荷载作用下的边坡稳定系数，直至给出无震时（$KC=0$）边坡稳定系数为止。接着显示“Check？”（检查吗？），若想检查解是否合理，则输入“Y”，即可打出每一条块侧滑面和底滑面上的正应力和剪应力。若计算机检查完后打出“Valid Solution”，即各力为正，为合理解。若发现有负应力出现，则输出“Check Negative Stresses”表明解不合理，一般是假设的饱和水位太高和输入数据错误所引起。紧接着显示“drain Slope？”再输入“Y”，显示“%Drainage？”输入一任意排水百分比数(若想使每一条块水头降低50%，则输入50即可)。接着重复前述，计算该饱和状态下不同地震动荷载作用时的稳定性状态。作灵敏度分析时，把900句以后程序调出，改动强度参数后再作分析，过程同前。

（4）本程序中所输入参数的量纲规定：

CB、ϕB——底滑面粘聚力（MPa）和摩擦角（度）；

CS、ϕS——侧滑面粘聚力（MPa）和摩擦角（度）；

γ_r、γ_w——岩体和水的容重（t/m^3）。

三、输出的部分结果（见表4-3）

四、程序清单（见表4-4）

（程序名HMC-1）程序中900句以后的计算参数为本文所举的例题，如表4-2所示。若算其它滑坡，则按该格式重新键入新计算参数。

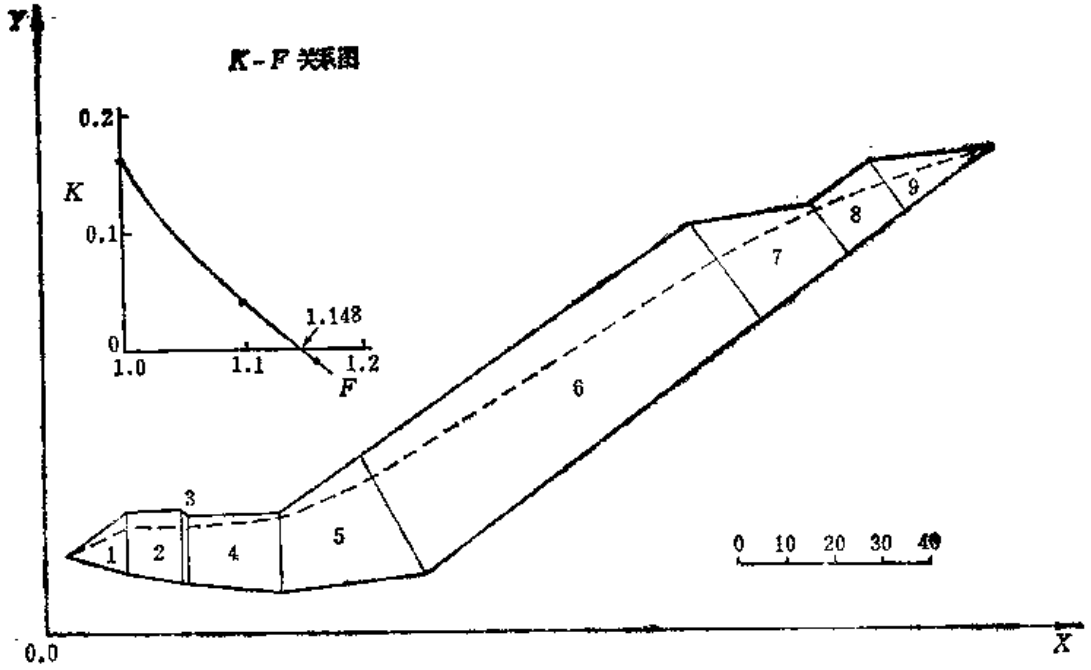


图 4-6 西端帮滑坡计算剖面

表 4-2 计 算 参 数 表

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
XT_i	4	17	29	30	50	68	140	165	178	204
YT_i	17	26	26	24	23	37	88	90	99	103
XW_i	4	17	29	30	50	70	146	166	180	204
YW_i	17	23	22	22	24	33	80	89	96	103
XB_i	4	17	29	30	50	80	155	173	186	204
YB_i	17	12	10	10	8	11	65	80	89	103
γR_i	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	
γW_i	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
ϕB_i	30	30	30	30	30	18	18	18	18	
CB_i	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0	0	0	
ϕS_i	0	30	30	30	30	30	30	30	30	
CS_i	0	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	

表 4-3 稳定性分析部分成果表

(地下水、动荷载作用动态分析)

%drinage=0
YW(1)=17
YW(2)=23
YW(3)=22
YW(4)=22
YW(5)=24
YW(6)=33
YW(7)=80
YW(8)=89
YW(9)=96
YW(10)=103
kc=1.608360804E-01
f.o.s=1
kc=-9.826794083E-02
f.o.s=1.321672161
kc=1.827680753E-02
f.o.s=1.125136279
kc=-9.778462996E-03
f.o.s=1.161689894
kc=4.723697968E-03
f.o.s=1.142132968
kc=-2.419225618E-03
f.o.s=1.151580364
kc=1.205852637E-03
f.o.s=1.148741913
KC=0
F=1.148351384
check validity
EE(1)=0
X(1)=0
EE(2)=29.63656736
X(2)=16.81570214
EE(3)=47.73436582

X(3)=26.96137274
EE(4)=55.49178008
X(4)=31.06896421
EE(5)=70.46009876
X(5)=38.33304908
EE(6)=110.6293892
X(6)=60.498109
EE(7)=32.30185071
X(7)=17.82548632
EE(8)=31.99947725
X(8)=18.13663822
EE(9)=14.9518774
X(9)=9.217962284
N(1)=41.31636745
T(1)=22.67858939
N(2)=52.32525665
T(2)=25.57047292
N(3)=35.083535
T(3)=15.32728515
N(4)=45.39755549
T(4)=20.12738711
N(5)=108.84423
T(5)=53.87159036
N(6)=38.77604934
T(6)=6.588087791
N(7)=24.11422279
T(7)=3.93614959
N(8)=13.94265224
T(8)=1.93088476
N(9)=4.910507481
T(9)=4.583016622E-01
Valid Sulution
safetyof factor=1.148351384
%drinage=25
YW(1)=17
YW(2)=20.25
YW(3)=19
YW(4)=19
YW(5)=20
YW(6)=27.5
YW(7)=76.25
YW(8)=86.75
YW(9)=94.25
YW(10)=103
kc=2.352884471E-01
f.o.s=1
kc=-1.146572351E-01
f.o.s=1.470576894
kc=-1.108511786E-02
f.o.s=1.241262424
kc=2.847704425E-03
f.o.s=1.219132188
kc=-8.279141858E-04
f.o.s=1.224827597
KC=0
F=1.223544735
check validity
%drinage=50
YW(1)=17
YW(2)=17.5
YW(3)=16
YW(4)=16
YW(5)=16
YW(6)=22
YW(7)=72.5
YW(8)=84.5
YW(9)=92.5
YW(10)=103
kc=3.034737603E-01
f.o.s=1
kc=-1.236501472E-01
f.o.s=1.606947521
kc=-3.246630022E-02
f.o.s=1.359647227
kc=1.302320058E-03
f.o.s=1.294714627
kc=-1.681502782E-04
f.o.s=1.297319267
KC=0
F=1.297021423
check validity
%drinage=75
YW(1)=17
YW(2)=14.75
YW(3)=13
YW(4)=13
YW(5)=12
YW(6)=16.5
YW(7)=68.75
YW(8)=82.25
YW(9)=90.75
YW(10)=103
kc=3.653920201E-01
f.o.s=1
kc=-1.283406879E-01
f.o.s=1.73078404
kc=-4.721480884E-02
f.o.s=1.474102824
kc=-5.571912365E-03
f.o.s=1.379673206
kc=-3.816364904E-05
f.o.s=1.368529381
kc=2.540852109E-07
f.o.s=1.368453054
KC=0
F=1.368453559
check validity
%drinage=100
YW(1)=17
YW(2)=12
YW(3)=10
YW(4)=10
YW(5)=8
YW(6)=11
YW(7)=65
YW(8)=89
YW(9)=89
YW(10)=103
kc=4.210432266E-01
f.o.s=1
kc=-1.301957541E-01
f.o.s=1.842086453
kc=-5.712369617E-02
f.o.s=1.581694945
kc=-1.324384578E-02
f.o.s=1.467447553
kc=-1.56059714E-03
f.o.s=1.440959861
kc=-1.39978228E-04
f.o.s=1.437838667
KC=0
F=1.437531128

表 4-4 程 序 清 单

```
5: "A":CLEAR:
   WAITO
10: READN
15: READY
20: DIM XT(N+1), YT(N+1),
   YW(N+1), XB(N+1), YB
   (N+1), Y1(N+1)
30: DIM RR(N), QB(N),CB(N),
   QS(N+1),CS(N+1),QC(N),
   CC(N),QT(N+1),CT(N+1)
40: DIM W(N), S(N+1),R(N),
   E(N), P(N), B(N), AF(N),
   ZW(N+1), DT(N+1)
50: DIM D(N+1),U(N),PW(N+
   1), A(N), EE(N+1),X(N+
   1)
60: GOSUB400:GOTO640
70: FF=1:I1=0
80: FOR1=1TON+1
90: ZW(I)=YW(I)-YB(I)
92: IF ZW(I)<0THEN LETZW
   (I)=0
95: D(I) = √((XT(I)-XB(I))2+
   (YT(I)-YB(I))2)
100: IF D(I)=0THEN120
115: DT(I)= ASN((XT(I)-XB(I))
   /D(I))
120: PW(I) =RW *ZW(I)2/(COS
   (DT(I))*2)
130: NEXTI
140: FORI=1TON
150: B(I)=XB(I+1)-XB(I)
155: IF B(I)=0THENLET AF(I)
   =90:GOTO 170
160: AF(I)= ATN((YB(I+1)-YB
   (I))/B(I))
170: W(I) = (XB(I)) XT (I))*
   (YB(I)-YT(I))+(XT(I)+X
   T(I+1))*(YT(I)-YT(I+1))
180: W(I)=W(I)+(XT(I+1)+ XB
   (I+1))* (YT (I+1)-YB(I +
   1))
185: W(I)=(W(I) + (XB(I+1)+
   XB(I))* (YB(I+1)-YB(I)))*
   RR(I)/2
190: U(I)=RW*(ZW(I) +ZW(I+
   (1))*B(I)/(COS(AF(I))*2)
195: NEXTI
200: FORI=1 TON
210: S(I) = CS(I*D(I)-PW (I)*
   TAN(QS(I))
212: NEXTI
214: FORI=1 TON
215: R(I) = CB(I)*B(I)/COS(AF
   (I))-U(I)*TAN(QB(I))
220: E(I)=COS(QB(I)-AF(I)+ QS
   (I)-DT(I))/COS(QS(I))
225: Q=COS (QSCI+1))/COS (QB
   (I)-AF(I)+QS(I+1)-DT(I+
   1))
230: E(I)=E(I)*Q
240: P(I) = W(I)*SIN(Y+AF(I)-
   QB(I))*Q
250: A(I) = W(I)*SIN(QB(I)-AF
   (I))+S(I+1)*SIN(QB(I)-AF
   (I)-DT(I+1))*Q
260: A(I) = (A(I)+R(I)*COS(QB
   (I))-S(I)*SIN(QB(I)-AF(I)-
   DT(I))*Q
270: NEXTI
280: C=0:BB=0
290: FORI=1 TON
295: AA=1
300: IF I=NTHEN 317
310: FORJ=I+1TON
312: AA=E(J)*AA
315: NEXTJ
317: BB=A(I)*AA+BB:C = C+P
   (I)*AA
320: NEXTI
325: BB=BB-RW* ZW(N+1)*ZW
   (N+1)/2
330: CSIZE 1:LPRINT
331: KC=BB/C:LPRI NT "kc=";
   KC:LPRINT "f.o.s =";FF
332: IF ABS(KC)>0.003THEN343
333: IF I1<>1 THEN LET I1=
   1:K1=KC:F2=FF:GOTO343
334: FF = F2-(FF-F2)/(KC-K1)*
   K1:KC=0
335: I1=2
336: CSIZE 2:LPRINT:LPRI NT
   "KC=";KC:LPRINT"F=",F
   F
342: CSIZE1
343: TK=2
344: IF KC>1OR KC<-1 THEN
   LET TK=1
345: FF=FF+TK*KC
350: FOR I=1 TON
355: CB(I)=CC(I)/FF
360: QB(I)= ATN (TAN (QC(I))/
   FF)
363: NEXT I
365: FOR I=1 TON+1
366: CS(I)=CT(I)/FF
370: QS(I)=ATN (TAN (QT (I))/
   FF)
375: NEXT I
380: IF I1=2THEN GOTO 600
390: GOTO 200
400: READ RW
402: FOR I=1TO N+1:READ XT
   (I):NEXT I
406: FOR I=1 TON+1:READ YT
   (I):NEXT I
410: FOR I=1 TON+1:READ YW
   (I):Y1(I)=YW(I):NEXT I
412: FOR I=1 TON+1:READ XB
   (I):NEXT I
414: FOR I=1 TON+1:READ YB
   (I):NEXT I
420: FOR I=1 TON:READ RR(I):
   NEXT I
422: FOR I=1TON:READ QB(I):
   QC(I)=QB(I):NEXT I
424: FOR I=1 TON:READ CB(I):
   CC(I)=CB(I):NEXT I
426: FOR I=1 TON+1:READ QS
   (I):QT(I)=QS(I):NEXT I
428: FOR I=1 TON+1:READ CS
   (I):CT(I)=CS(I):NEXT I
430: RETURN
500: EE(1)=0:KK=1
510: FOR I=1 TON
520: EE(I+1) = A(I)-P(I)*KC +
   EE(I)*E(I)
530: X(I) = (EE(I)-PW(I))*TAN
   (QS(I))+CS(I)*D(I)
540: IF EE(I)<0ORX(I)<0THEN
   LETKK=-1
545: IF D(I)=0THEN LPRINT
   "EE (";I;")=";0:LPRINT
   "X(";I;")=";0:GOTO 560
550: LPRINT "EE(";I;")=";EE
   (I)/D(I):LPRINT"(";I;")="
   ;X(I)/D(I)
560: NEXT I
565: FOR I=1 TON
570: NN= W(I) + X(I+1)* COS
```

```
    (DT(I+1))-X(I)*COS(DT(I))
    -EE(I+1)*SIN(DT(I+1))
580: NN=NN+EE(I)*SIN(DT(I))
    +U(I)*TAN(QB(I))*SIN
    (AF(I))
582: NN=(NN-CB(I))*B(I)*TAN
    (AF(I))*COS(QB(I))/COS
    (QB(I)-AF(I))
584: TT=(NN-U(I))*TAN(QB(I))
    +CB(I)*B(I)/COS(AF(I))
586: IF NN<0 OR TT<0 THEN
    LET KK=-1
587: LPRINT
588: LPRINT "N(";I;")=";NN*
    COS(AF(I))/B(I)
590: NEXT I
592: IF KK=-1 THEN LPRINT
    "check negative stresses":
    GOTO 596
594: LPRINT "Valid Sulution":
    LPRINT "safety of factor
    =";FF-TK*KC
595: LIST 900
596: RETURN
600: FOR I=1TON:CB(I)=CC(I):
    QB(I))=QC(I):NEXT I
610: FOR I=1 TON+1:CS(I)=CT
    (I):QS(I)=QT(I):NEXT I
620: INPUT "check?";C$
625: LPRINT "check validity"
630: IF C$="Y" THEN GOSUB
    500
640: INPUT "drains slope?";D$
650: IF D$<>"Y" THEN END
660: INPUT"%drainage?";FK
661: CSIZE 2:LPRINT
662: LPRINT "%drinage=";FK
663: CSIZE 1
665: FOR I=1 TON+1
670: YW(I) = (Y1(I)-YB(I))*(1-
    FK/100)+YB(I)
675: LPRINT "YW(";I;")=";YW
    (I)
680: NEXT I:GOTO 70
899: "N,Y,RW"
900: DATA 9,90,1
905: "XT;"
910: DATA 4, 17, 29, 3, 0,50,
    68, 140, 165, 178, 204
915: "YT;"
920: DATA 17, 26, 26, 24, 25,
    37, 88, 90, 99, 103
925: "YW;"
930: DATA 17, 23, 22, 22, 24,
    33, 80, 89, 96, 103
935: "XB;"
940: DATA 4, 17, 29, 3, 0, 50,
    80, 155, 173, 186, 204
945: "YB;"
950: DATA 17, 12, 10, 10, 8,11,
    65, 80, 89, 103
955: "Rr;"
960: DATA 2.1, 2.1, 2.1, 2.1,
    2.1, 2.1, 2.1, 2.1, 2.1, 2.1
965: "QB;"
970: DATA 30, 30, 30, 30, 30, 18,
    18, 18, 18, 18
975: "CB;"
980: DATA 2, 2, 2, 2, 2, 0, 0, 0, 0
985: "QS;"
990: DATA 0, 30, 30, 30, 30,30,
    30, 30, 30, 0
992: "CS;"
995: DATA 0, 2, 2, 2, 2, 2, 2,
    2,2,0
```

第五章　北帮不稳区计算分析

第二章通过地质分析，对北帮边坡的潜在不稳区作了预测，又通过各不稳区的典型地质剖面分析，对各不稳区可能出现的滑坡模式作了估计；第三章通过物理模拟实验分析，对北帮滑坡运动机制进行了探讨，提出了滑面曲率效应原理，第四章在物理模拟实验的基础上，运用极限平衡理论，充分考虑了滑面曲率效应原理和边坡岩体结构、水文地质结构、工程荷载状态，建立了适合北帮实际情况的计算公式和分析方法，并对计算公式进行了计算机程序编制。本章将用第四章的计算机程序对第二章的各不稳区地质剖面进行数值分析，以便对各不稳区定量地评价其稳定性。

第一节　强度参数确定

在确定强度参数之前，弄清楚可能成为北帮各不稳区边坡岩体中潜在滑动面的有关岩石材料或结构面是十分重要的，因为无论底滑面的形成还是滑体中侧滑面的产生都有可能是沿某一组有利结构面滑动，也有可能沿某种岩石发生剪切，通过野外观察和室内研究认为，底滑面和侧滑面的产生主要遵循结构面序次作用原理。

一、结构面序次作用原理

无论是具一定规模的岩体还是小至岩石样品乃至矿物、晶体，无论是常温常压条件下，还是在高温高压条件下，岩石材料（或岩体）在力的作用下，都存在着结构效应，即结构面序次作用。

北帮边坡调查研究和历史上滑坡资料分析证明，在同一边坡岩体中，发育了若干层软弱夹层和与其具相同或相近产状的硬性结构面（节理、劈理等）。发生滑坡时，总是沿着连续性好、厚度较大的高层次软弱结构面滑动。在北帮西部区十三段站西区近向斜扬起端常发生楔体破坏，除了弱层层面之外，另一滑面是比较高层次的节理面（如图5-1）。而与其相同或近似产状的低层次结构面往往不起作用。这一结论也可从跨落下来的岩石块体中的低层次结构面完整保存的现象中得到证明。



图 5-1　沿高层次结构面滑动的楔体滑坡

从宏观上看，如上述具明显结构面的工程岩体中具有如上结构面序次作用的现象；从微观看，岩块中也存在类似的特征。

澳大利亚大学M·S佩特森教授通过对长瑞拉大理岩块的试验证明，对岩块加力从小到大至100MPa以上，岩块变形从粒间变形转到粒内变形，粒内变形按变形次序可分两步。即先产生晶间变形，后出现晶内变形（如偏光显微镜下照片图5-2～图5-6所示）。实际上，从美国加州大学H.C合德博士来华讲学（1980年9月～10月于地震局）时提到的岩石力学试验结

果中[70]也可以看出这个问题。奥地利岩石力学专家K.P米勒1965年发表的岩石应力应变六类曲线(图5-7)中有三种明显表明了岩石受压的初始阶段是由于岩石微裂隙压密所致。而这种裂隙从尺寸上看是一种集合体间隙。在这种较高层次的裂隙压密变形之后，变形将逐渐扩展到粒间裂隙和晶间裂隙。

综上所述，结构面序次作用原理可表述为：宏观岩体中的结构面是有层次的，根据其规模大小与工程岩体关系，中科院地质所把结构面分为五级，已为人们所接受。从微观角度

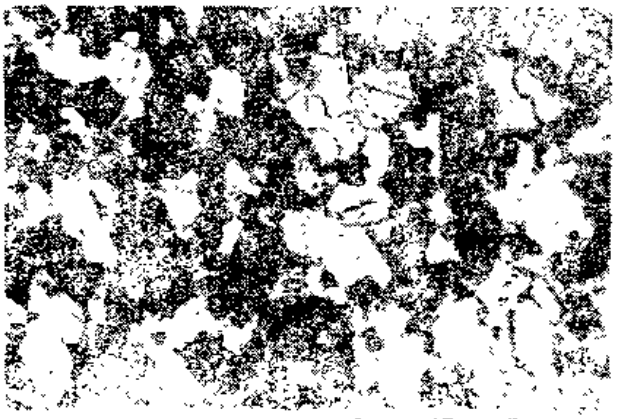


图 5-2 受力前，粒内无双晶（据[70]）

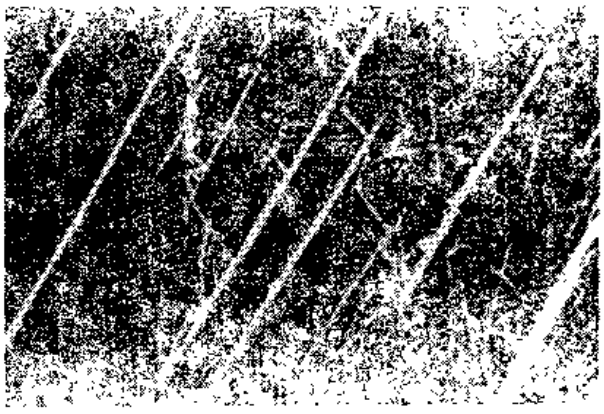


图 5-3 $\sigma<20$MPa粒间变形，隐约可见CO_2气泡连成的颗粒边界（据[70]）

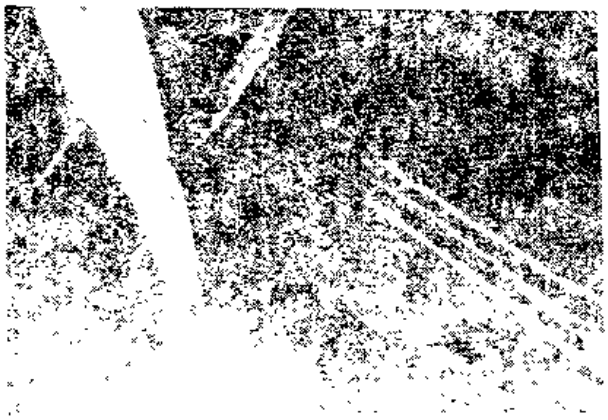


图 5-4 $\sigma=100\sim20$MPa结晶格架偏转，晶间变形产生（据[70]）



图 5-5 $\sigma=100\sim20$MPa晶内无变形，晶体内部无双晶产生（据[70]）



图 5-6 $\sigma>100$MPa粒内晶体变形产生，出现双晶（据[70]）

看，岩块中结构面也是有层次的，根据其尺寸大小，可以分为四级，集合体间隙、粒间裂隙、晶间裂隙和晶内滑移系统。在相同或相近的应力状态下，较高层次的结构面总是优先变形破坏，而较低层次结构面则受到保护而变形甚微或不变形；另一种可能是较高层次结构面压密，接着较低层次结构面依次产生变形，在高温高压状态下，虽然宏观结构面闭合了，但结构面效应依然存在，只不过是体现在更低层次结构面变形罢了。

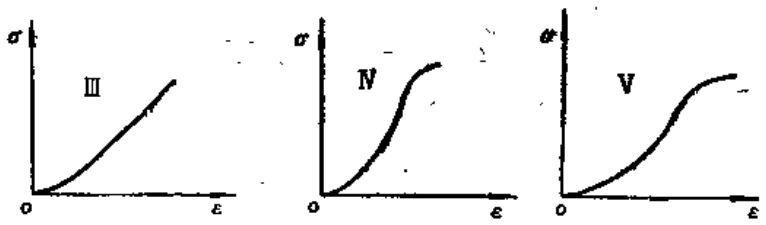


图 5-7 岩石单轴压三种典型应力应变曲线

北帮岩体中的结构面广泛发育，层次不一，历史上发生滑坡和构成破坏边界的往往是高层次结构面，如北帮滑坡绝大多数沿软弱夹层这种高层次结构面滑动，往往构成底滑面。同时，滑体中有利破裂部位的高层次硬性结构面，往往构成侧滑面。例如一段站边坡白垩系岩体中的顺坡向一组节理面。另外，岩体中节理发育，但无优势结构面，此时滑体中侧滑面则可能是追踪形成的，局部可能有“岩桥”，因此，滑体强度就决定于这种节理化岩体强度。因此，确定北帮软弱夹层强度，高层次结构面强度和节理化岩体强度则是北帮稳定性计算的关键。

二、节理化岩体强度准则及其理论证明

迄今为止，岩体力学领域对岩块强度和结构面强度性质进行了较多的研究。然而对评价工程岩体稳定性来讲，需要知道的既不是岩块的强度，也不是结构面强度，而是岩块和结构面在空间达成一定组合的岩体强度，即节理化岩体强度(Strength of jointed rock mass)。

要做到切合实际的估算岩体的抗剪强度，一方面面临着成堆棘手的理论和实验课题；另一方面在包括岩石基础、岩石边坡和地下硐室的几乎所有设计中都至关重要，因此想方设法评价节理岩体强度，而且尽可能做到准确是非常必要的。为此本章以著名岩石力学专家E·Hoek在1982年伦敦的Rankine讲座发言为基础，介绍能确定节理化岩体强度的Hoek-Brown经验准则。

1．节理化岩体强度的概念

决定节理岩体强度的因素主要有两个：即完整岩块的强度和岩体中不连续面的强度。

完整岩块是指岩体中处在数个构造不连续面之间未破裂的岩块。

不连续面是指岩体中的各种构造弱面如层理、节理或解理面，实际上断层面也可以包括在内。因此，所谓节理化岩体就是指被这些不连续面所切割的岩块的组合。从完整的岩石过渡到完全破碎的岩石，其间由于不连续面发育程度、方向、性质的不同，可以有不同的组合。Hoek把这种岩体特性分为六类，即完整岩体、具单一结构面完整岩体、具数组结构面块状岩体，强节理化岩体、压密填石体和松散岩体。

2．Hoek-Brown经验破坏准则

Hoek和Brown在建立他们的经验准则时，试图满足如下条件：

（1）破坏准则应能很好地拟合由实验确定的岩石强度值。

（2）破坏准则应该由一个简单的数学公式表达，且这一公式以无量纲的参数为基础。

（3）破坏准则所能应用的范围应包括各向异性的破坏和节理化岩体的破坏。

在破坏准则中，Hoek和Brown以破坏时最大和最小主应力术语来表达这一破坏准则，这些应力之间的关系用下述方程来定义：

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m\sigma_c \cdot \sigma_3 + s\sigma^2_c)^{1/2} \tag{5-1}$$

式中 σ_1——破坏时的最大主应力；

σ_3——破坏时的最小主应力，在三轴情况下的侧限应力；

σ_c——组成岩体完整岩块的单轴抗压强度；

m和s——经验常数。

系数m总是一个有限的正值，其变化范围从0.001（强扰动岩体）到大约25（坚硬完整岩体）。系数s值的变化范围从0（节理化岩体）到1（完整岩石材料）。

把$\sigma_3 = 0$代入方程(5-1)得到无侧限岩石的抗压强度：

$$\sigma_1 = \sigma_c = (s \cdot \sigma_c^2)^{\frac{1}{2}} \tag{5-2}$$

同样把$\sigma_1 = 0$代入方程(5-1)，解σ_3的二次方程得到岩体单轴抗拉强度：

$$\sigma_3 = \sigma_t = \frac{1}{2} \cdot \sigma_c [m - (m^2 + 4s)^{\frac{1}{2}}] \tag{5-3}$$

方程(5-1)、(5-2)、(5-3)的物理意义如图5-8中σ_1和σ_3曲线所示。

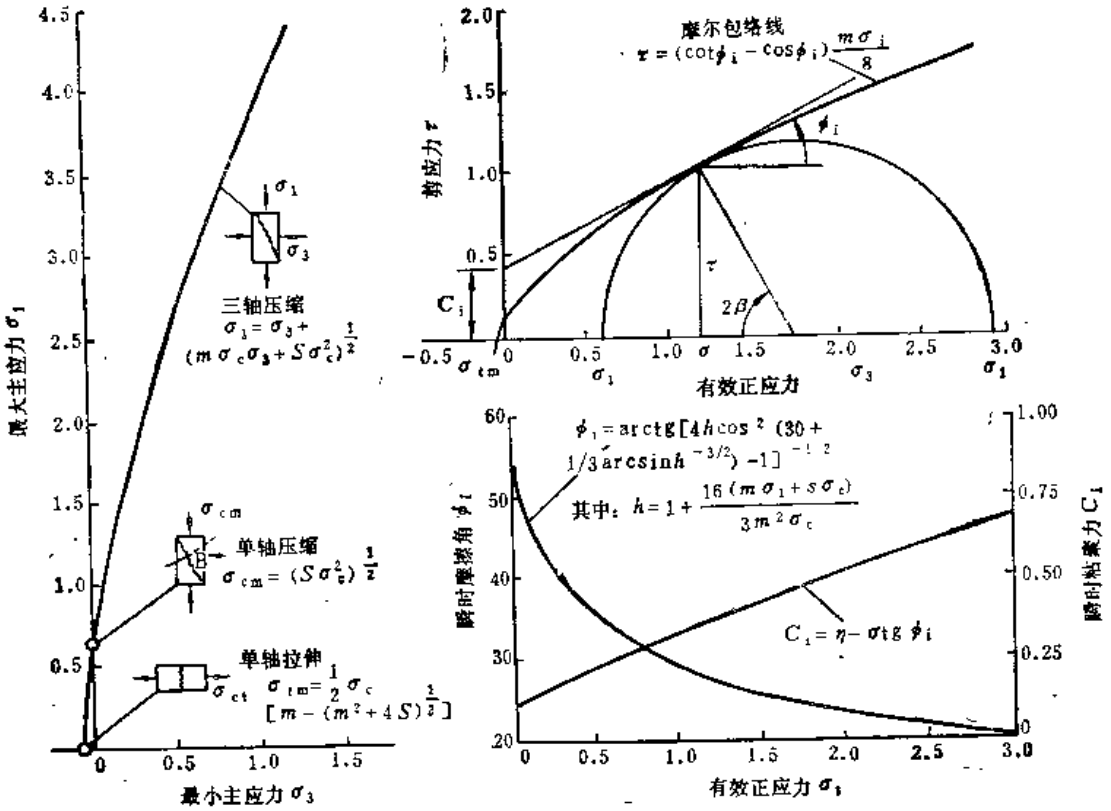


图 5-8 Hoek-Brown准则及其图解

但在实际工程设计中所需要的是在一定法向应力范围内的抗剪强度。因此Bray推导出下式。

$$\tau = (\mathrm{ctg}\phi_i - \cos\phi_i)\frac{m\sigma_c}{8} \tag{5-4}$$

这个包络线相当于由式(5-1)所定义的经验破坏准则

式中 τ——破坏时的剪应力；

ϕ_i——在包络线上（τ、σ）点的切线斜率，即该点瞬时的磨擦角。

$$\phi_i = \arctan[4h\cos^2(30° + \frac{1}{3}\arcsin h^{-3/2}) + 1]^{-1/2} \tag{5-5}$$

其中

$$h = 1 + \frac{16(m\sigma' + s\sigma_c)}{3m^2\sigma_c}$$

σ'——有效正应力。

图5-8所示的即时凝聚力为：

$$c_i = \tau - \sigma' \mathrm{tg}\phi_i \tag{5-6}$$

由图5-8摩尔圆的结构可知，破坏面的倾角β为：

$$\beta = 45° - \frac{1}{2}\cdot\phi_i \tag{5-7}$$

由Hoek和Brown1980年根据主应力σ_1和σ_3导出的破坏面倾角的另一表达式为：

$$\beta = 1/2\arcsin\frac{\tau_m}{\tau_m + m\sigma_c/8}[1 + m\sigma_c/4\tau_m]^{1/2} \tag{5-8}$$

式中 $\tau_m = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$。

3．经验准则的特点

上面提出的经验破坏准则包含3个系数：m、s和σ_c，每一常量的意义依次讨论如下。

系数m和s无量纲，类似于传统的摩尔——库伦破坏准则中的磨擦角ϕ和凝聚力C。

图5-9表明了不同的m的值对完整岩石摩尔破坏包络线的影响。注意绘制曲线时，s和σ_c的值假设等于1。

较大的m值达15～25的数量级，在低的有效正应力水平条件下常给出较陡的摩尔包络线和较高的即时磨擦角。这些较大m值适合于脆性的火山岩和变质岩，如安山岩、片麻岩和花岗岩，较小的m值在3～7之间，常给出较低的即时磨擦角，适合于塑性较强的碳酸盐岩，如石灰岩和白云岩。

在不同有效正应力条件下，系数s对于摩尔破坏包络线和即时磨擦角的影响如图5-10所示，s的最大值是1.00，对应于具有一定抗拉强度（由方程(5-3)确定的）完整岩样；s的最小值是0，对应于强节理化岩体或破碎岩体，这时的抗拉强度减小到0。岩体有效正应力为零的情况下凝聚力为零。

第二个量σ_c，即完整岩石材料的单轴抗压强度，具有应力的量纲。该常数是在非常详细地分析了可靠的岩石强度数据后选择出来的。无侧限抗压强度在岩石力学中大概引用得最广，而且在没有其它可靠岩石强度数据时，这种强度评价是可行的。因而，单轴抗压强度σ_c在经验破坏准则中被决定作为一个基本参数。

注意以方程（5-1）定义的破坏准则两边同除以单轴抗压强度，可全变为无量纲形式：

$$\sigma_1/\sigma_c = \sigma_3/\sigma_c + (m\sigma_3/\sigma_c + s)^{1/2} \tag{5-9}$$

这一表达式，也可以通过简单的赋予$\sigma_c = 1$代入方程（5-1）而得到，这对于比较不同岩

石材料的摩尔破坏包络线的形状是非常有用的。

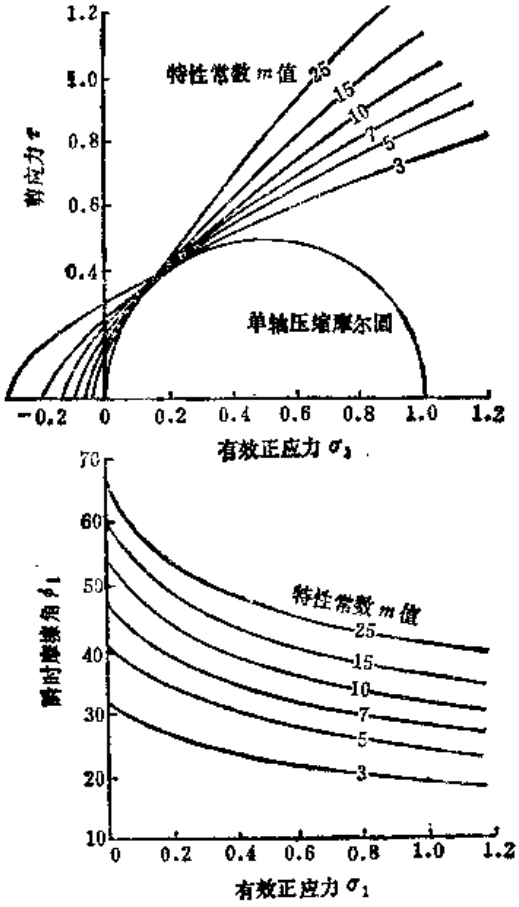


图 5-9 不同正应力下，m值对摩尔破坏包络线形状和瞬时摩擦角的影响

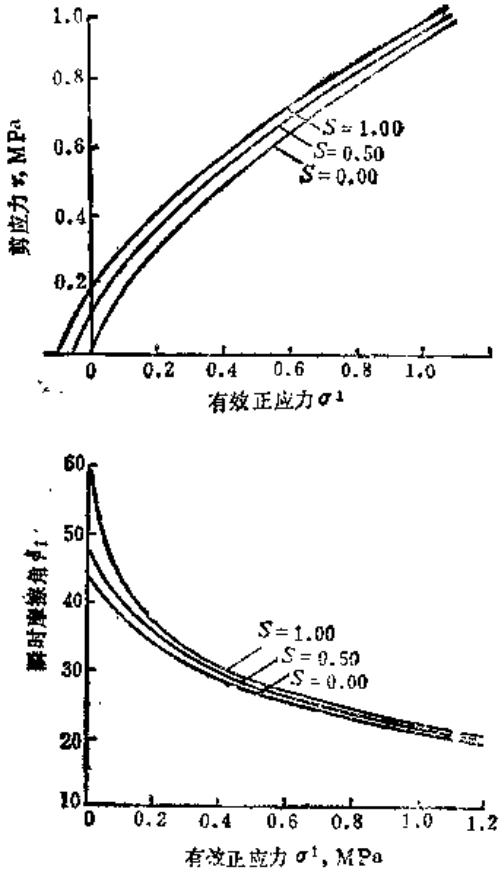


图 5-10 在不同正应力条件下，S值对摩尔破坏包络线形状和瞬时摩擦角的影响

表 5-1 岩体破碎程度分级图表

图	描　　述	强 度 特 征	强 度 试 验	理 论 认 识
	坚硬完整岩块	脆性、弹性、各向同性	室内岩芯样品三轴试验比较简单、经济，效果基本可靠	各向同性、弹性、脆性岩石的理论性能已被充分认识，并应用于许多实际问题中
	完整岩体具单一倾斜不连续面	强度各向性异取决于不连续面的抗剪强度和倾斜度	具有倾斜节理的岩芯三轴试验困难，昂贵，但结果可靠，节理面直剪试验简单，但结果需认真分析	单向节理和片岩的理论性能已被充分认识并应用于大多数实际问题中
	块状岩体具数组不连续面	各向异性，取决于不连续面的数量、抗剪强度和连续性	由于岩样的扰动和设备规模的限制实验室试验非常困难	由于嵌合岩块的相互作用机理的复杂性，节理化岩体的性能有待于进步的认识
	强节理化岩体	准各向同性较低的正应力作用时强剪胀性，极高正应力作用下，岩块破裂	鉴于岩样的制备和扰动问题，求扰动岩芯样品的三轴试验极其困难	由于嵌合在一起的棱角状岩块相互作用机理非常复杂，强节理化岩体性能尚未得到较好的认识

续表

图	描　述	强度与压	强度试验	理论认识
	紧密堆石体	准各向同性，和原始节理化岩体相比具低剪胀性和低强度，但总体上性能一般相同	三轴试验简单，昂贵，因为需要能容纳有代表性样品的大尺寸设备	通过对粒状物质的土力学研究，已经较好地认识了堆石体的性能
	松散废岩	压密、分选差，岩块转动和位移，可引起废料场边坡活动性	三轴或直剪试验比较简单，然而昂贵，因需要大尺寸设备	对废石堆的性能已得到了充分认识，并应用于大多数的实际问题中

表 5-2　岩体质量及物性常数

经验破坏准则 $\sigma_1=\sigma_3+(m\sigma_c\sigma_3+s\sigma_c^2)^{\frac{1}{2}}$ σ_1—最大主应力 σ_3—最小主应力 σ_c—完整岩块单轴抗压强度 m、s—经验常数	碳酸盐岩、晶体解理发育白云岩、石灰岩、大理岩	成岩较好的粘土质岩石；泥岩、粉砂岩、页岩和板岩（垂直于层理试验）	砂质岩石、结晶好，晶体解理发育，砂岩和石英岩	细粒多矿物火成结晶岩、安山岩、结晶玄武岩、辉绿岩和流纹岩	粗粒多矿物火成、变质结晶岩、角闪岩、辉长岩、片麻岩、花岗岩、苏长岩、石英闪长岩
完整岩样					
实验室尺寸岩样，无原始裂隙	$m=0.7$	$m=10.0$	$m=15.0$	$m=17.0$	$m=25.0$
*Bieniawaski*记分100					
Barton　记分500	$s=1.0$	$s=1.0$	$s=1.0$	$s=1.0$	$s=1.0$
优质岩体					
紧密镶嵌结构，未扰动，具粗糙未风化节理，间距1～3m	$m=3.5$	$m=5.0$	$m=7.5$	$m=8.5$	$m=12.5$
Bieniawaski 记分 85	$s=0.1$	$s=0.1$	$s=0.1$	$s=0.1$	$s=0.1$
Barton　记分100					
良质岩体					
新鲜～微风化岩体，轻微扰动，节理间距1～3m	$m=0.7$	$m=1.0$	$m=1.5$	$m=1.7$	$m=2.5$
Bieniawaski 记分 65	$s=0.004$	$s=0.004$	$s=0.004$	$s=0.004$	$s=0.004$
Barton　记分 10					
中等岩体					
数组中等风化节理，间距0.3～1m，扰动	$m=0.14$	$m=0.20$	$m=0.30$	$m=0.34$	$m=0.50$
Bieniawaski 记分 44	$s=0.0001$	$s=0.0001$	$s=0.0001$	$s=0.0001$	$s=0.0001$
Barton　记分 1					
质岩体					
多组泥质充填的风化节理，间距30～500mm，或干净、压密填石	$m=0.04$	$m=0.05$	$m=0.08$	$m=0.09$	$m=0.13$
Bieniawaski 记分 23	$s=0.00001$	$s=0.00001$	$s=0.00001$	$s=0.00001$	$s=0.00001$
Barton　记分0.1					
劣质岩体					
多组夹泥的强风化节理，间距 50mm～mm，或废岩	$m=0.007$	$m=0.010$	$m=0.015$	$m=0.017$	$m=0.025$
*Bieniawaski*记分3					
Barton　记分0.01	$s=0$	$s=0$	$s=0$	$s=0$	$s=0$

4．Hoek-Brown的岩体分类及各类岩体的物性常数

Hoek-Brown提出的节理化岩体强度及其经验公式，已在世界范围的咨询项目中（包括边坡岩体工程和洞室围岩工程）付诸应用。表5-1、表5-2是两个非常实用的图表。表5-1是岩体破碎程度分级图，表5-2是对应于表5-1的各种结构岩体质量与物性常数的关系图表。

5．Hoek-Brown强度经验准则的理论证明

从上面的内容可以看出，Hoek-Brown强度经验准则是很实用的，而且综合地考虑了岩性和岩体结构等许多因素。但这一切都是建立在实验数据的统计分析上，尚无严格的理论证明。

李洪涛采用Griffith关于岩石内部微裂纹分布的假定，指出三轴压力下岩石内的微破裂度可由一个角度ϕ来表征。依据线弹性断裂力学中复合裂纹问题的有关准则，导出了ϕ与外载的关系，又以岩石受压过程中的细观现象为基础，经过数学分析，选取$|\partial\cos\phi/\partial\phi|$作为三轴压力下的破坏特征量，由此导出了与Hoek经验公式完全一致的结果，详细论述可参见文献[72]。

1）基本假定与模型

首先采用Griffith假定，即岩石内的微裂纹是随机取向并彼此独立的，另外还假定微裂纹是闭合的。就三轴情况（$\sigma_1>\sigma_2=\sigma_3$）而论，岩石试件中与$\sigma_1$方向平行的各截平面内的机会是相同的，这样就可任取下一个与σ_1方向平行的单位厚板作为研究模型。为保证岩石因其内部微裂纹扩展而导致的破坏发生于板平面内，可认为平板内分布着与板面垂直的贯穿裂纹。由于裂纹彼此独立，可先研究含单个裂纹的无限大板。如图5-11所示，裂纹是纯Ⅱ型的，其上所承受的有效剪应力：

$$\tau_e=\tau_\beta-\tau_f \tag{5-10}$$

式中 τ_f——裂纹面间的摩擦剪应力，$(\tau_f=f\sigma_\beta)$；

f——摩擦系数。

$$\because\quad \tau_\beta=1/2(\sigma_1-\sigma_3)\sin2\beta$$

$$\sigma_\beta=1/2[(\sigma_1+\sigma_3)-(\sigma_1-\sigma_3)\cos2\beta]$$

$$\therefore\quad \tau_e=1/2[(\sigma_1-\sigma_3)(\sin2\beta+f\cos2\beta)-f(\sigma_1+\sigma_3)]$$

图5-11中Ⅰ型裂纹的扩展条件根据线弹性断裂力学中复合性裂纹扩展准则可表达如下：

$$K\geqslant\Omega K_{1c} \tag{5-11}$$

其中

$$\Omega=\begin{cases}\sqrt{3/2} & \sigma_{\theta\max}\text{准则}\\ [3(1-\mu)/(2+2\mu-\mu)] & S\text{准则，平面应力}\\ 1 & G\text{准则}\\ \cdots\cdots & \text{其他}\end{cases}$$

考虑到受拉时裂纹扩展的不稳定性，K_{1c}可由单轴抗拉强度σ_t来表示，即$K_{1t}=\sigma_t\sqrt{\pi a}$，又因$K_{1c}=\tau\sqrt{\pi a}$，所以由5-11式可得：

$$\tau_e\geqslant\Omega\sigma_t \tag{5-12}$$

岩石内部临界裂纹方位β满足：

$$\frac{\partial K_{1t}}{\partial\beta}=\sqrt{\pi a}\frac{\partial\tau_e}{\partial\beta}=0\qquad\frac{\partial K_{1t}}{\partial\beta^2}<0$$

再由（5-12）式可推得：

$$\beta=\frac{1}{2}\mathrm{arctg}\left(\frac{1}{f}\right)$$

2）表征微破裂密度的角量ϕ

由前述可知，岩石在受力过程中出现的微破裂是因其内部微裂纹扩展而形成的，而微裂纹扩展的数量显然取决于其所占据的角度域“宽度”ϕ。因而ϕ可作为微破裂密度的一种量度，并且是微破裂密度的单调增函数。

从几何上看，若把各方向形成微破裂的微裂纹平移使其向下的一端汇于一点，则形成一个半径为$2a$的扇形区，该区的中心角即是ϕ，见图5-12所示。为确定ϕ把（5-10）式代入式（5-12），并引入无量纲量$\Sigma_1=\sigma_1/\sigma_t$及$\Sigma_3=\sigma_3/\sigma_t$，经整理得：

$$(f\Sigma_1+\Omega)\mathrm{tg}^2\beta-(\Sigma_1-\Sigma_3)\mathrm{tg}\beta+(f\Sigma_3+\Omega)\leqslant 0 \qquad (5\text{-}13)$$

此式可确定一个角度域：$\mathrm{tg}\beta_1\leqslant\mathrm{tg}\beta\leqslant\mathrm{tg}\beta_2$

其中：

$$\mathrm{tg}\beta_{1,2}=\frac{(\Sigma_1-\Sigma_2)\mp[(\Sigma_1-\Sigma_3)^2-4(f\Sigma_1+\Omega)(f\Sigma_3+\Omega)]^{1/2}}{2(f\Sigma_1+\Omega)} \qquad (5\text{-}14)$$

$$\therefore\quad \mathrm{tg}(\beta_1+\beta_2)=(\mathrm{tg}\beta_1+\mathrm{tg}\beta_2)/(1-\mathrm{tg}\beta_1\mathrm{tg}\beta_2)=\frac{b}{f}=\mathrm{tg}2\beta_0$$

即：$\beta_0-\beta_1=\beta_2-\beta_0$。

此式表明裂纹扩展角度域对称于临界裂纹方位：

$$\mathrm{tg}\phi=\mathrm{tg}(\beta_2-\beta_1)=(\mathrm{tg}\beta_2-\mathrm{tg}\beta_1)/(1+\mathrm{tg}\beta_1\mathrm{tg}\beta_2)$$

$$=\frac{[(\Sigma_1-\Sigma_3)^2-4(f\Sigma_1+\Omega)(f\Sigma_3+\Omega)]^{1/2}}{f(\Sigma_1+\Sigma_3)+2\Omega} \qquad (5\text{-}15)$$

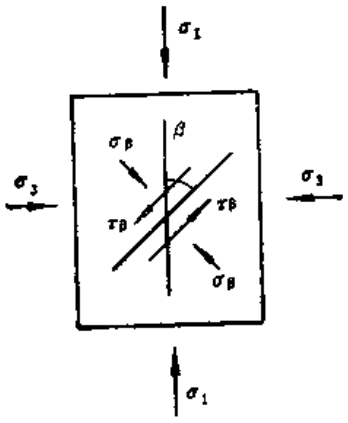


图 5-11 裂纹受力模型（裂纹长$2a$）

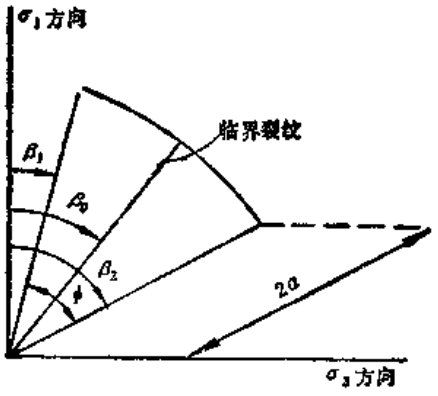


图 5-12 裂纹分布扇形区

3）受压下岩石破坏特征量的选择

岩石破坏特征量是岩石破坏时的不变量。在其确定的过程中必须依据下列原则：

（1）岩石发生脆性破坏时所承受的σ_3越大，其时的ϕ值就越小，当σ_3增加到使岩石发生脆-延性转变时，$\phi=0$。

（2）由选定的特征量导出的结果应有尽量简单的数学形式。

（3）该结果与实验资料一致。

显然，ϕ不能作为特征量。不妨从原则（2）出发把(5-15)式化简为下式：

$$\cos\phi = \frac{f}{\sqrt{1+f^2}}\left(1+2\frac{\Sigma_3+\Omega/f}{\Sigma_1-\Sigma_3}\right) \tag{5-16}$$

为便于分析，图5-13绘出了不同Σ_3下的$\cos\phi-\Sigma_1$曲线。由原则设岩石破坏时的$\overset{i}{\Sigma}_3$对应其时的$\overset{i}{\phi}(=0,1,2,\cdots)$取$\overset{0}{\Sigma}_3=0$，则有下列对应关系：

$$\begin{gathered}0<\overset{1}{\Sigma}_3<\overset{2}{\Sigma}_3<\cdots\cdots<\overset{n}{\Sigma}_3\\ \overset{0}{\phi}>\overset{1}{\phi}>\overset{2}{\phi}>\cdots\cdots>\overset{n}{\phi}\\ \cos\overset{0}{\phi}<\cos\overset{1}{\phi}<\cos\overset{2}{\phi}<\cdots\cdots<\cos\overset{n}{\phi}\end{gathered} \tag{5-17}$$

上式表明，岩石破坏时所承受的Σ_3越大，其时的$\cos\phi$就越大，故破坏线有如图5-13中粗实线所示的形状。

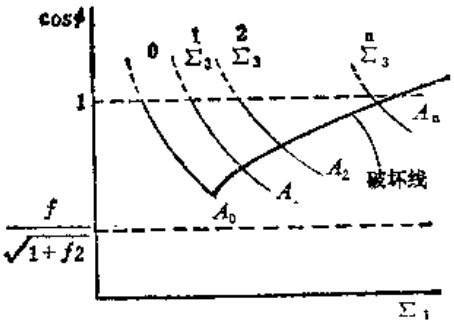


图 5-13 不同Σ_3时的$\cos\phi-\Sigma_1$曲线

再看一下破坏线上各点处$|\partial\cos\phi/\partial\Sigma_1|$的变化，由(5-16)式可推得下列两式：

$$\left|\frac{\partial\cos\phi}{\partial\Sigma_1}\right| = \frac{f}{\sqrt{1+f^2}}\,\frac{2\Sigma_3+2\Omega/f}{(\Sigma_1-\Sigma_3)^2} \tag{5-18}$$

及

$$\frac{1}{(\Sigma_1-\Sigma_3)^2} = \left[\left(\frac{\sqrt{1+f^2}}{f}\cos\phi-1\right)/(2\Sigma_3+2\Omega/f)\right]^2 \tag{5-19}$$

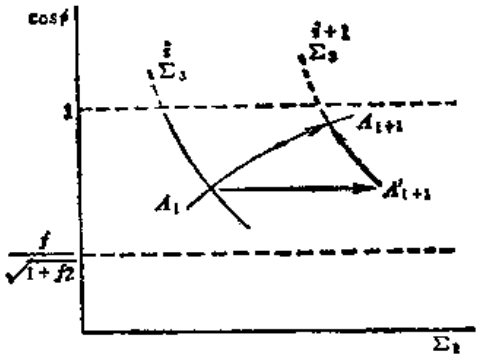


图 5-14 不同Σ_3时$\cos\phi$—Σ_1关系

把(5-19)式代入(5-18)式得：

$$\left|\frac{\partial\cos\phi}{\partial\Sigma_1}\right| = \frac{f}{\sqrt{1+f^2}}\,\frac{\frac{\sqrt{1+f^2}}{f}\cos\phi-1}{2\Sigma_3+2\Omega/f} \tag{5-20}$$

图5-14是图5-13的一个局部，其中A_i对应$\overset{i}{\Sigma}_3$，A_{i+1}对应$\overset{i+1}{\Sigma}_3$，当然$\overset{i}{\Sigma}<\overset{i+1}{\Sigma}_3$，从几何学的观点看，由$A_i$点到$A_{i+1}$点的变化过程可分为：

$$A_i \xrightarrow[\Sigma_3\text{增加}]{\cos\phi\text{不变}} A_{i+1} \qquad A'_{i+1} \xrightarrow[\cos\phi\text{增加}]{\Sigma_3\text{不变}} A_{i+1}$$

两个过程的组合。由(5-20)式知在第一个过程中，Σ_3的增加将引起$|\partial\cos\phi/\partial\Sigma_1|$值的减小，而在第二个过程中，$\cos\phi$的增加将引起$|\partial\cos\phi/\partial\Sigma_1|$值的增加。这两个过程中，$|\partial\cos\phi/\partial\Sigma_1|$的增加量与减小量互相补偿。设想这种补偿是完全的，即不论Σ_3为何值，岩石破坏时的$|\partial\cos\phi/\partial\Sigma_1|$都为常量，那么把$|\partial\cos\phi/\partial\Sigma_1|$选作岩石受压下的破坏特征量就符合了原则(1)及(2)。因而关系是$|\partial\cos\phi/\partial\Sigma_1|=\text{const}$就有可能作为岩石受压下的强度准则。

把单轴压缩状态($\sigma_1=\sigma$，$\sigma_3=0$)代入(5-18)式得：

$$\left|\frac{\partial\cos\phi}{\partial\Sigma_1}\right| = \frac{f}{\sqrt{1+f^2}}\,\frac{2\Sigma_3+2\Omega/f}{(\Sigma_1-\Sigma_3)^2} = \frac{f}{\sqrt{1+f^2}}\,\frac{2\Omega}{f\Sigma^2_0} \tag{5-21}$$

$$\therefore\quad \Sigma_1 = \Sigma_3 + \left(\frac{f}{\Omega}\Sigma^2_0\Sigma_3+\Sigma^2_0\right)^{1/2} \tag{5-22}$$

其中 $\Sigma_c = \sigma_c/\sigma_t$

(5-22) 式表明，Σ_1是 Σ_3的单调增函数，这与实验资料一致。

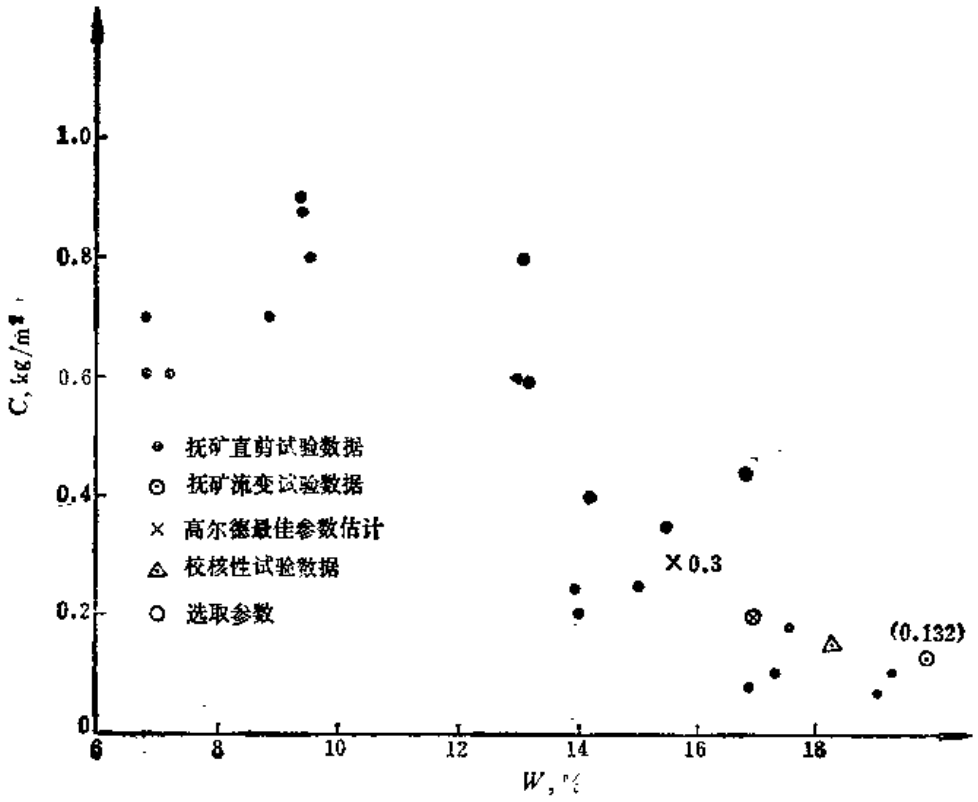


图 5-15 A层煤页岩C-W关系图

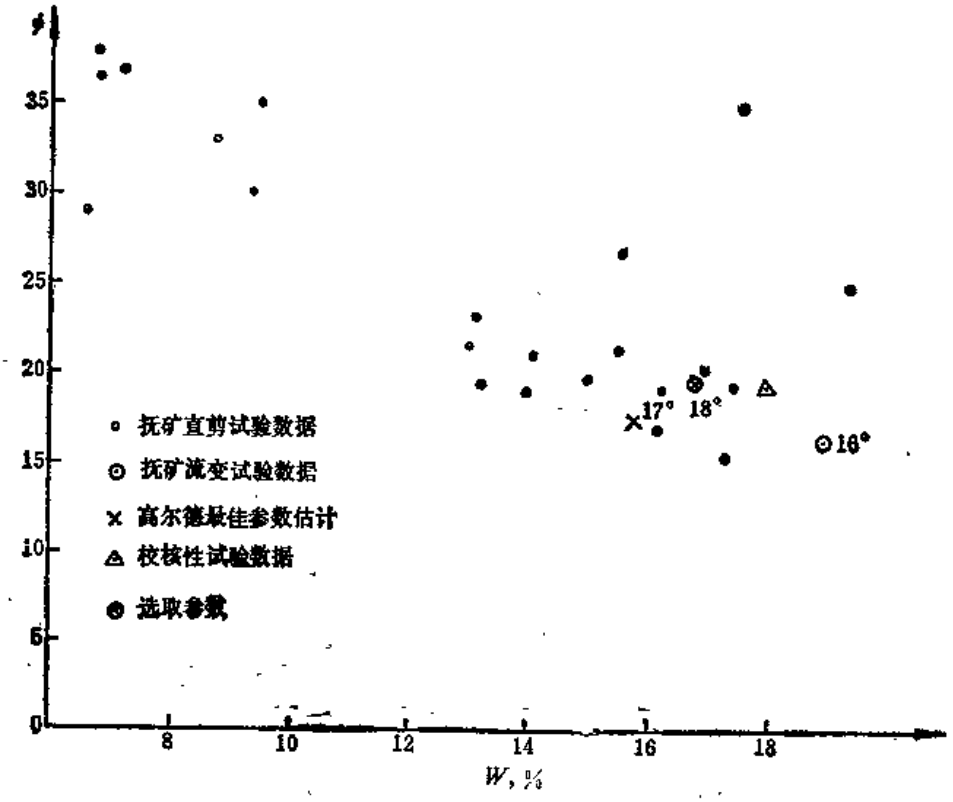


图 5-16 A层煤页岩φ-W曲线图

经验证，若选取ϕ及ϕ的其它三角函数对Σ_1之导数($\partial\sec\phi/\partial\Sigma_1$除外)作为破坏特征量则不可能符合原则(1)，而选取$\partial\sec\phi/\partial\Sigma_1$作为破坏特征量而导出的结果表明$\Sigma_1$不是$\Sigma_3$的单增函数，又与实验不符。

4）与Hoek-Brown经验准则的比较

本文采用Hoek博士1980年提出的经验公式：

$$\sigma_1=\sigma_3+(m\sigma_c\sigma_3+s\sigma_c^2)^{1/2} \tag{5-23}$$

作为比较的标准。该公式中m及s均为经验常数，得自于对实验数据的回归分析。对完整岩石，$s=1$。

把(5-22)式中的Σ还原，可得：

$$\sigma_1=\sigma_3+\left(\frac{f\sigma_c}{\Omega\sigma_t}\sigma_c\sigma_3+\sigma_c^2\right)^{1/2} \tag{5-24}$$

显然如果令$m'=f\sigma_c/\Omega\sigma_t$则(5-24)式与(5-1)式就完整岩石而言有完全相同的数学形式。

上述证明不仅说明Hoek-Beown准则在理论上是合理的，而且说明了其物性常数m既与岩体结构有关，也与磨擦系数f、抗压强度和抗拉强度有关；而物性常数s仅与岩体结构有关。

三、软弱夹层强度

北帮存在着三种弱层，即紫红色泥岩、A层煤页岩和棕色页岩弱层。该露天矿岩石力学试验室近年来作了大量的弱层室内直剪试验，也做了一些流变试验，积累了十分丰富的资料。此外，加拿大高尔德公司岩石力学试验室也做了少量试验，并且做了“稳定分析最佳参数估计”。

强度参数选择是一项十分重要而又十分棘手的工作。如何正确地选择参数一直是边坡稳定分析中的难题之一。本文采取了含水量和强度参数相关图分析的办法，抓住含水量对弱层强度影响这一关键问题进行分析，并以此为依据，选择比较可靠的强度参数。同时，选参数时参考了高尔德公司的最佳参数选择和笔者所做的校核性试验数据。

1．*A*层煤页岩弱层强度参数

共收集了*A*层煤页岩23组试验数据作分析图，如图5-15和图5-16所示。在*C-W*分析图中，大部分数据出现在0.01～0.04MPa之间。相应的含水量区间为14～18%，含水量的值为16.8。高尔德公司最佳参数估计值为0.03MPa，似显偏高。根据含水量均值，本文选取0.02MPa。

在ϕ-*W*分析图中，数据在ϕ值10°～20°区间较多。高尔德公司最佳参数选择值为17°，似显偏低。根据含水量均值，本文选取18°，如图5-16所示。

2．紫红色泥岩弱层强度

统计分析了34组数据，作强度参数和含水量分析图，如图5-17和图5-18所示。

在*C-W*分析图中，大多数数据出现在*W*值18～22。C值在0.02～0.04MPa区间，含水量均值为20.3。高尔德公司最佳参数估计值为0.02MPa，似显偏高。根据含水量均值，本文选取0.025MPa如图5-17所示。

在ϕ-*W*分析图中，大部分数据出现在含水量19～20%，ϕ值在5°～12°之间高。尔德公司最佳参数估计值为16°，似显过高。根据含水量均值，应选10°为宜。如图5-18所示。

3．棕色页岩弱层强度

统计分析了147组数据，做强度参数和含水量分析图如图5-19和图5-20所示。

在C-W分析图中，大部分数据集中在含水量W值13～26%，内聚力C值在0.01～0.08 MPa之间。含水量均值为21.5，因此，高尔德公司最佳参数估计值为0.3，是比较合理的。详见图5-19。

在ϕ-W分析图中，大部分数据分布在含水量W值15～25%，摩擦角ϕ值在10°～24°之间。根据含水量均值，高尔德公司最佳参数估计值为16°，比较合理。如图5-20所示。

四、滑体强度确定

滑体强度与滑体中结构面发育情况有很大关系。而对具有一面临空的独特受力特征的滑体来讲，其强度又对结构面产状具有较高的灵敏性。如图4-1中节理产状对滑体稳定性影响数值分析曲线所示那样。

节理面发育方式不同对滑体强度的降低程度不同。数值分析表明，顺坡向节理比反坡向节理更易产生滑动。如图4-1中A点和B点的节理产状的影响曲线那样。当节理顺坡向倾斜时，滑体稳定性较低。在B点，当α小于67°时。其F值为1.00；当α大于67°（即反倾向节理）时，F值很快增大。在A点，总体看，顺坡向倾向节理时，其稳定系数小于反坡向节理发育的边坡稳定系数。

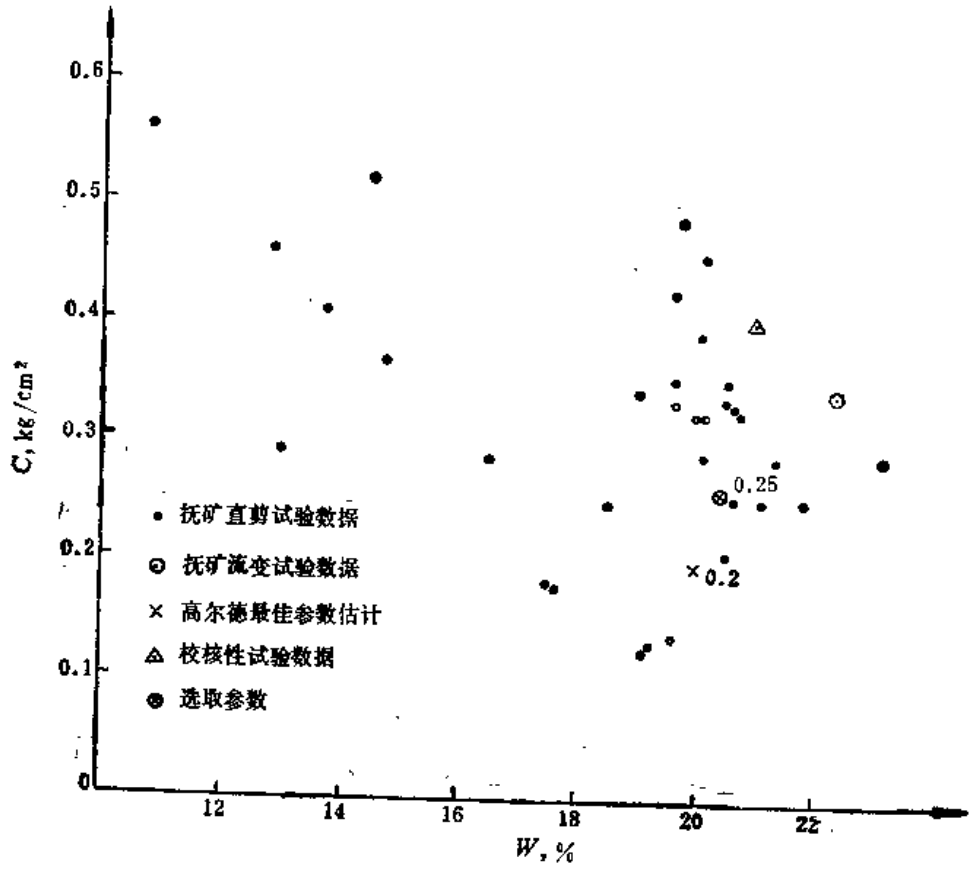


图 5-17　紫红色泥岩弱层C-W关系图

从分析图4-1还可以看出，当滑体中发育不同产状结构面时，顺坡向结构面更易形成侧滑面，这是因为滑体重力在顺坡向结构面上产生的剪力分量倾向坡外，而在反坡向结构面上的剪力分量倾向坡内的缘故。因此在选择滑体强度参数时，应对于顺坡向结构面强度予以重

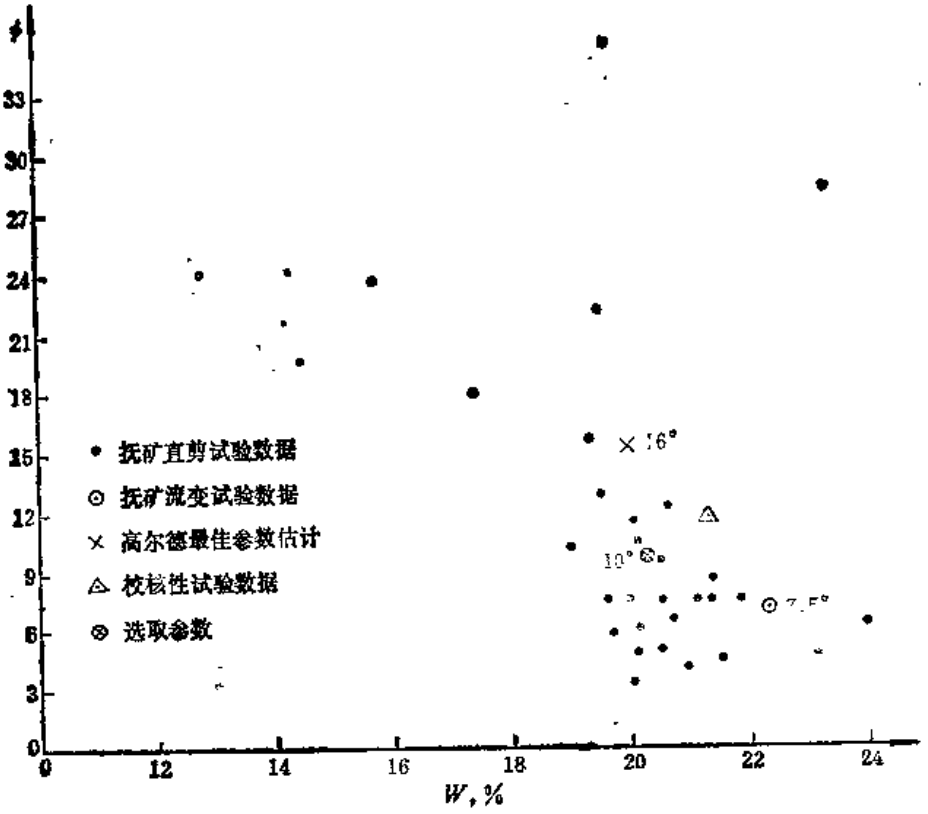


图 5-18 紫红色泥岩ϕ-W关系图

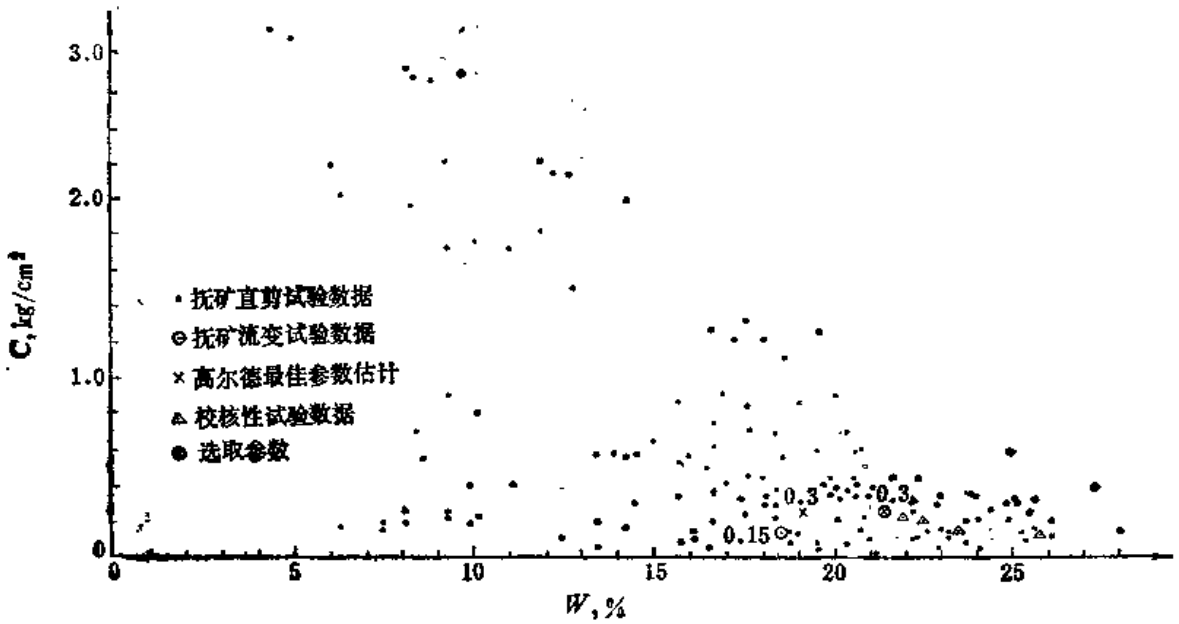


图 5-19 棕色页岩弱层C-W关系图

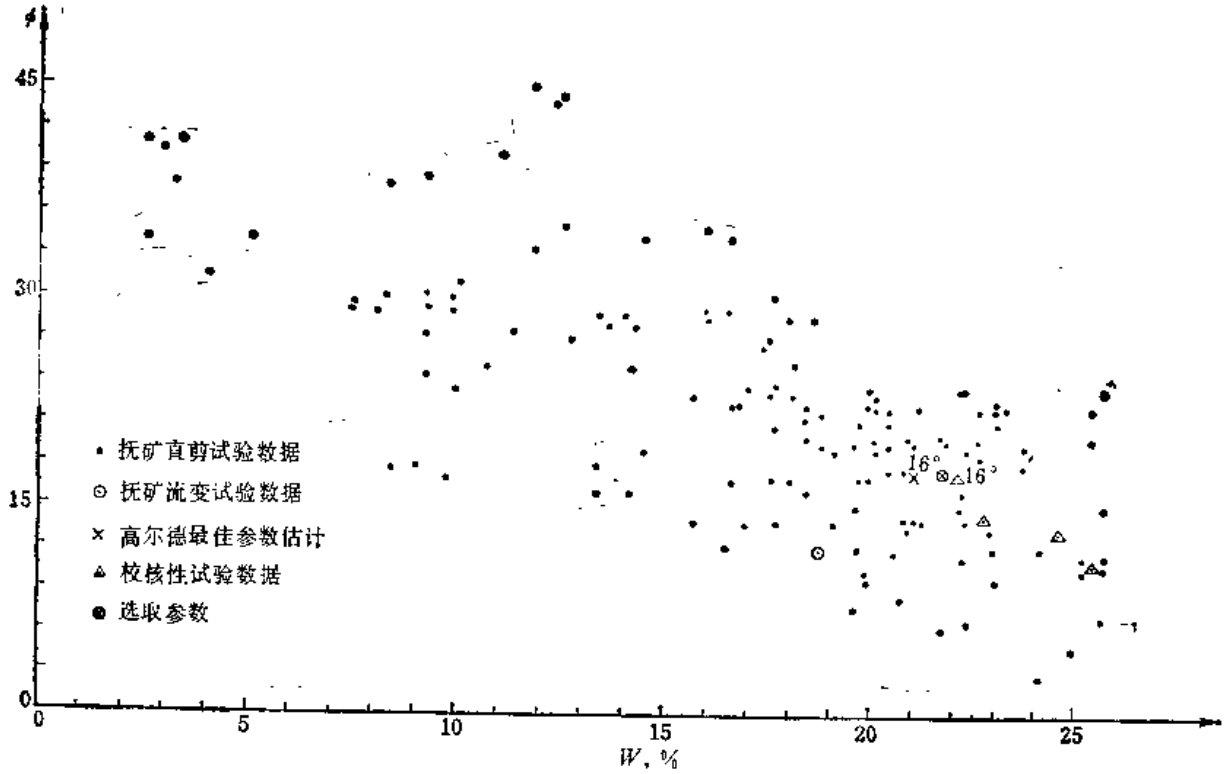


图 5-20 棕色页岩弱层ϕ-W关系图

视。因为在这种情况下，滑体强度就决定于顺坡向结构面强度。

北帮结构面比较发育，各区控制滑体强度的结构面特点各不相同。北帮西部区的一段站亚区边坡岩体中的两组优势节理面是82°∠36°,170°∠80°,大坡倾向160°左右，故取后一组节理强度代替滑体强度。小背斜亚区潜在滑坡的滑体为凝灰岩组成，尚未发现顺坡向倾斜节理，则取其切层强度代替滑体强度；十三段站亚区和北帮中部区，西部区岩体中的节理一般组数较多、密度高，连续性较差，因此，其滑体强度似决定于这种所谓的节理化岩体强度[57]。本文滑体强度参数选取是根据该露天矿工程技术人员，抚顺煤炭研究所研究人员所做的结构面强度试验数据以及上述人员在加拿大高尔德公司工作期间和Hoek等边坡研究人员一起作的岩体强度参数估计值[1]。

根据本文选取的弱层强度参数和前述滑体强度选取原则，参考[1]最佳参数估计，将本文计算需要的参数确定如表5-3。

表 5-3 北帮不稳区稳定性计算参数表

岩 种	容 种 (t/m³)	C (MPa)	ϕ (°)	备 注
紫色泥岩	2.3	0.25	10	软弱类层
A层煤页岩	2.3	0.20	18	软弱类层
棕色页岩	2.3	0.30	16	软弱类层
受剪玄武岩	2.8	0.20	16	平直节理面,有绿泥石薄膜(据[1])
油母页岩	2.1	0.30	24	顺层 (据[1])
油母页岩	2.1	0.50	34	切层 (据[1])
凝灰岩体	2.1	0.3	25	切层 (据[1])
含页岩体	1.3	0.35	21	切层 (据[1])

第二节　不稳区数值分析

不稳区稳定性数值分析是在地质分析基础上建立计算剖面，利用本文计算公式和选择的计算参数进行计算的，然后根据计算数据结果对各不稳区进行稳定性预测。

一、北帮西部区

北帮西部区对一段站亚区。十三段站亚区和小背斜亚区的三个典型剖面进行了稳定性计算分析。

1．一段站不稳区剖面分析

一段站计算剖面是根据抚顺煤研所三维位移测量资料（移动方位）进行选取的，移动方向如图5-21所示。剖面中的滑面是根据后部张裂缝位置、滑体中的钻孔测量资料(滑面强度)和前缘舌部拱起位置拟合面成。如图 4-2 中所示。

根据计算剖面图4-2和强度参数估计表5-3，选用一段站边坡计算参数（几何参数、物理参数和力学参数如表 5-4 所示）。

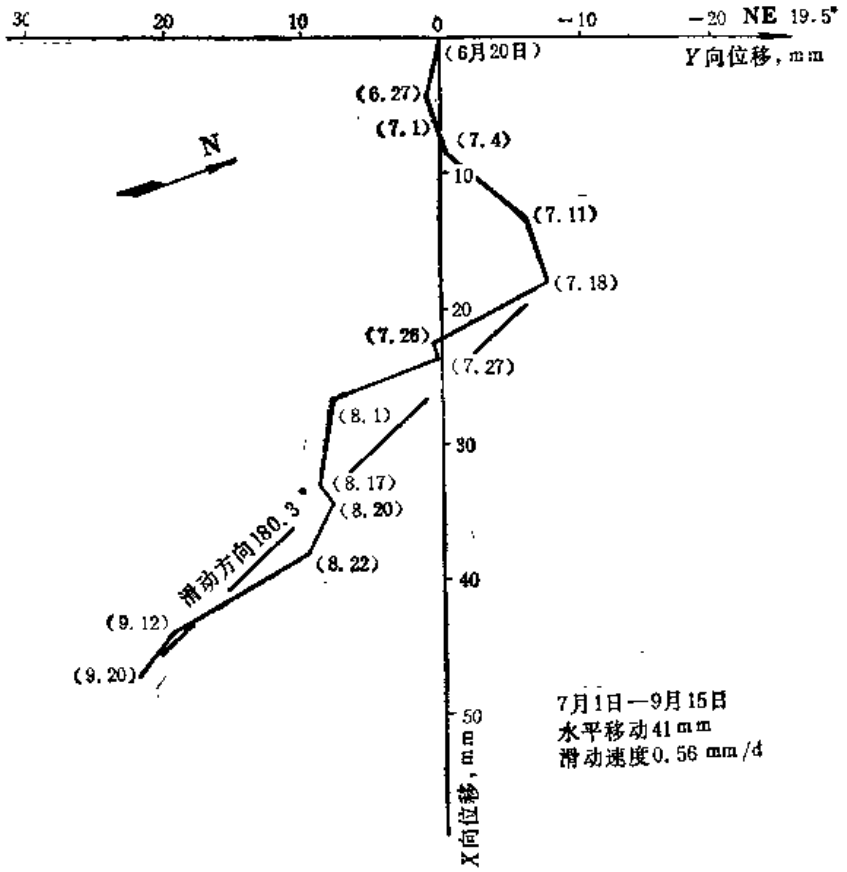


图 5-21　一段站滑坡倾斜仪测量成果图（据霍起元）

把表5-4中参数输入PC—1500计算机进行运算，其计算结果表明，在不考虑爆破震动和机车震动等动荷载影响时，边坡稳定系数为1.24。即在无动荷载作用下一段站边坡是稳定的。但是露天矿随机性的露天大爆破时有发生，加之一段站站场机车来往频繁和本区小震不断，动荷载的作用是不可忽略的。因此，对一段站不稳区作了动荷载作用下动态数值模拟。结果证明，若前述动荷载产生的水平加速度系数为0.0386时，边坡即处于极限平衡状态；若产生的水平加速度系数大于0.0386时，边坡即开始位移滑动。所以就目前边坡状况而言，将

表 5-4 一段站现存边坡计算参数表

参数 \ 编号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
XT	20	30	50	67	75	93	111	127	132	137	140	154	167.5	180
YT	40	40	40	40	53	53	53	53	61	61	65	65	65	65
YW	26	37	38	40	47	51	51	53	57.5	59.5	61	63	63	63
XB	3	23	45	63	71	90	107	124	130	135.5	138	153	166	180
YB	26	18	12	10	10	11	15	21	23	26	27	36	46	60
γW	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
γ_r	2.8	2.8	2.8	2.8	2.5	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	
ϕB	10	10	10	10	10	16	16	16	16	16	16	16	16	
CB	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	
ϕS	0	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	0
CS	0	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0

处于一种动荷载作用时可能产生位移，而无动荷载作用时边坡稳定的状态。

同时对一段站现存边坡进行了排水有效性动态分析，结果表明：大边坡处于饱和状态时，稳定系数为1.24；当滑体水排出25%，稳定系数达1.42；当排水50%，稳定系数为1.597；但排水75%，稳定系数可达1.76。由此可见，水对一段站边坡的影响是比较大的。

当一段站边坡开挖至最终边坡时，一段站稳定计算剖面如图5-22所示。稳定计算参数如表5-5所示。

把表中数据输入PC—1500计算机进行计算，结果表明：当无动荷载作用时，边坡稳定系数为0.78，是不稳定的；鉴于矿方已设计了排水措施，故本文作了地下水力学作用动态分析。分析结果表明，当滑体水排出50%时，稳定系数提高到1.026；若排水95%，稳定系数为1.14；若将滑体水全部排干，即排水100%，稳定系数可达1.26。可见排水加固边坡的效果还是比较明显的。

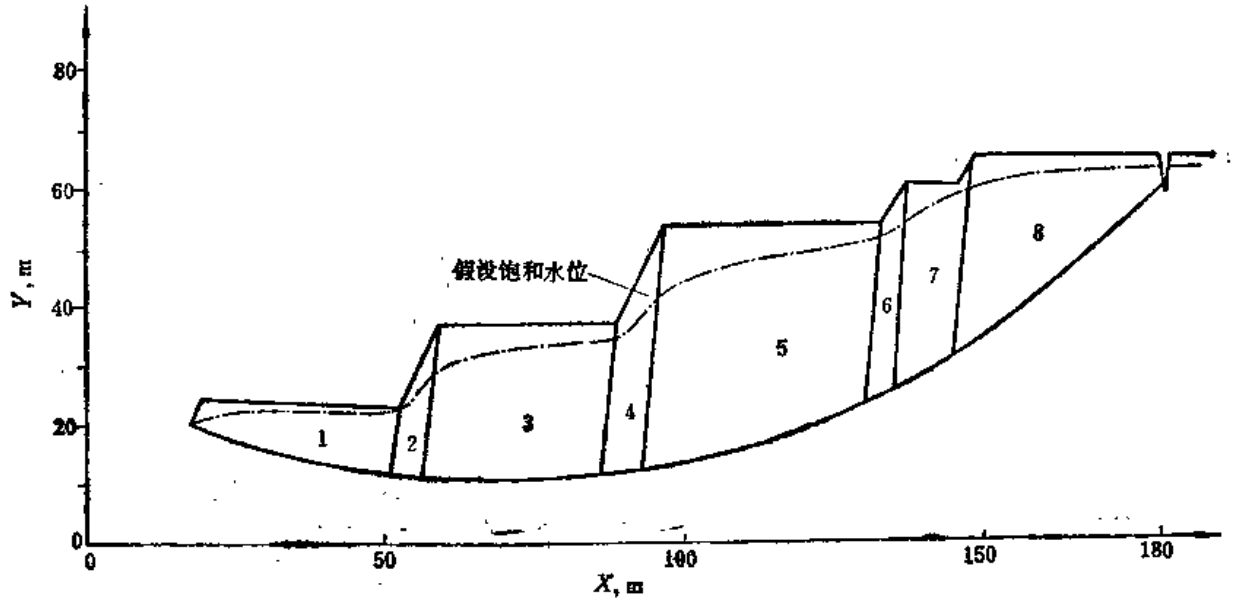


图 5-22 一段站最终边坡计算剖面

2．十三段站不稳区剖面分析

鉴于十三段站区近向斜扬起部位的斜交板裂结构岩体中的弱层已被滑坡多次破坏，向下

表 5-5 一段站最终边坡计算参数

参数 \ 条块	1	2	3	4	5	6	7	8	9
XT	19	53	59	88	96	133	137	146	180
YT	24	24	37	37	53	53	60	63	65
YW	20	22	29	35	41	51	55	60	63
XB	18	51	57	86	94	130	135	115	180
YB	20	11	10	11	12	23	25	32	60
γ	2.8	2.8	2.5	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	
ϕB	10	10	10	16	16	16	16	16	
CB	0.25	0.25	0.25	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	
ϕS	0	16	16	16	16	16	16	16	0
CS	0	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0

油母页岩的强度较高，所以较大的楔体滑坡的发生似不可能。而且目前滑坡的发展趋势是沿向斜轴向东迁移，到 W800 左右，层理大致东西走向，发育顺坡板裂结构岩体，随着开挖，这种结构岩体发生沿其中弱层滑动破坏的可能性是很大的。故以 W800 剖面为例，分析十三段站不稳区中的扩展亚区滑坡稳定性。

W800剖面是根据最终剖面设计图和野外测绘资料（弱层层位）绘制而成。如图 5-23 所示。为便于计算机处理数据方便起见，建立坐标系统XOY如图 5-23。

依据图5-23和表5-1选取十三段站剖面稳定性计算参数如表5-6所示。

计算结果表明：在不考虑动荷载作用的条件下，十三段站亚区 W800 附近边坡是不稳定的，其最终边坡稳定系数为 0.98；排水数值分析结果证明，当排水 25%时，稳定系数可达 1.08；排水50%，稳定系数达1.16；排水80%，稳定系数达1.25；全部排干时，稳定系数可提高到1.30。由此可见，要采取排水加固边坡的措施，必须保证使排水工程的效益达到50%方可。

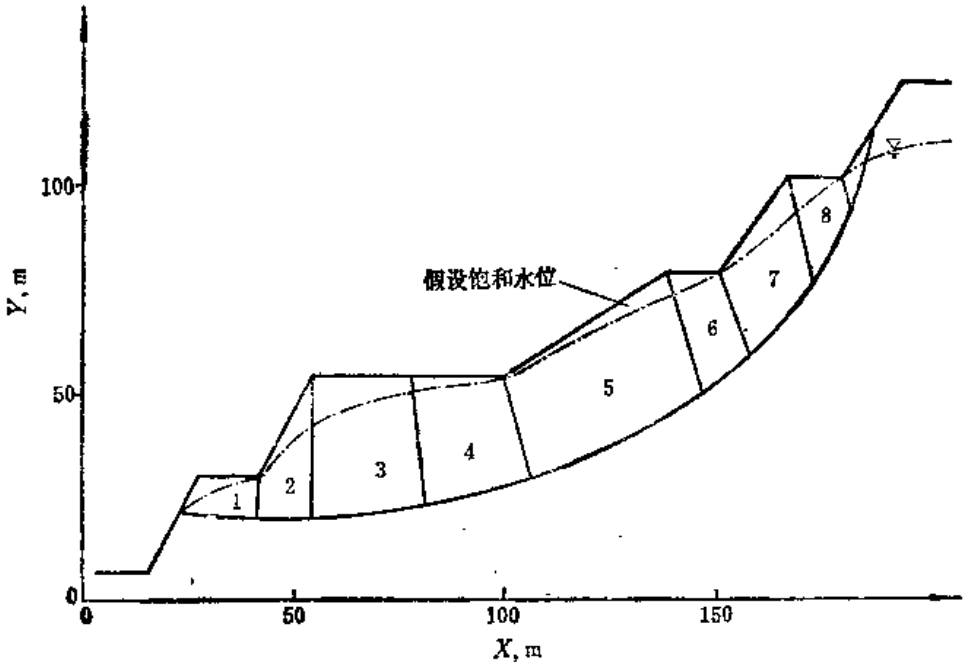


图 5-23 十三段站亚区W800最终边坡计算剖面

同时，对W800剖面作了动荷载作用时模拟分析。结果证明，当动荷载产生的水平加速度系数达0.079时，稳定系数将由无动荷载作用时的0.98下降到0.78；当水平加速度系数下降到0.048时，边坡稳定系数将为0.93。

表 5-6 十三段站最终边坡计算参数（W800）

参数 \ 条块	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
XT	27	41.5	55	78	100	138.5	151	167	180	186
YT	30	30	53	53	53	77	78	100	100	110
YW	21.5	30	41.5	53	53	73	78	91	100	105
XB	23	41.5	56	81	105	147	158	173	181	186
YB	21.5	20	20	21.5	28.5	50	57	75	91	110
γ_r	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	
ϕB	16	16	16	16	16	16	16	16	16	
CB	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	
ϕS	0	31	31	31	31	31	31	31	31	0
CS	0	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	0

3．小背斜不稳区剖面分析

小背斜不稳区剖面是根据文献[1]中的设计剖面绘制而成。如图5-24所示。为计算机处理数据方便起见，图中建立了 XOY 坐标系统。

依据图5-24和表5-1，选取几何参数、物理参数和力学参数如表5-5所示。

把表5-7中数据用 PC-1500 计算机加以处理。结果证明：在无动荷载作用下，最终边坡是不稳定的，稳定系数仅0.75。边坡将沿着预测的弱层滑面失稳滑动。

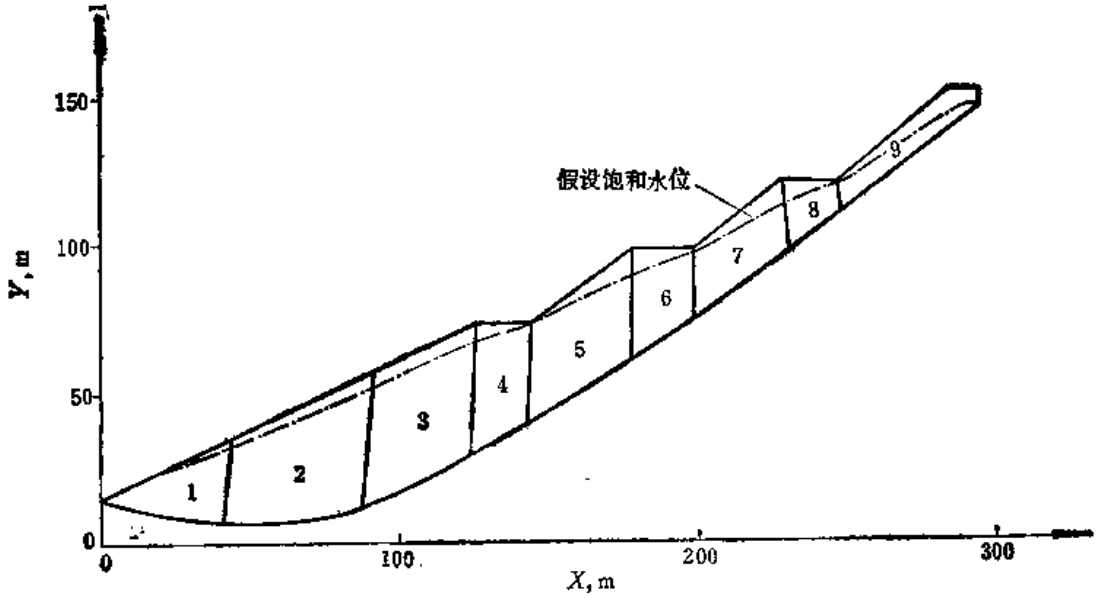


图 5-24 小背斜潜在滑坡计算剖面

表 5-7 小背斜潜在滑坡计算参数

参数 \ 条块	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
XT	0	42	94	135	142	176	198	226	244	295
YT	15	34	57	74	75	98	98	121	121	150
YW	15	30	52	72	75	90	97	114	120	148
XB	0	40	88	135	141	176	198	228	246	275
YB	15	8	10	34	41	60	75	98	112	144
γ	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	
ϕB	25	25	25	25	18	18	18	18	18	
CB	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	
ϕS	0	25	25	25	25	25	25	25	25	25
CS	0	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30

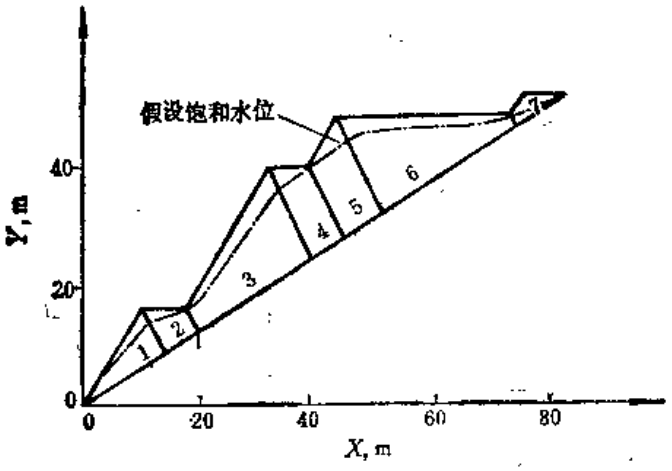


图 5-25 EW0潜在滑坡计算剖面

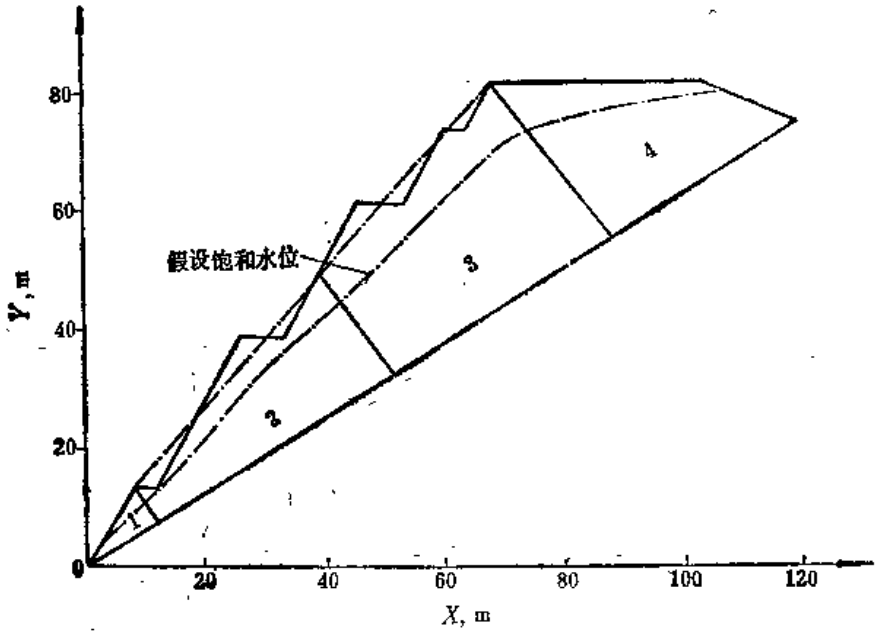


图 5-26 E600潜在滑坡计算剖面

鉴于设计图中设计了水平巷道和水平排水孔，故对排水效果进行了动态分析。结果证

明：滑体水排出50%，稳定系数可达到1.02；排水至75%，稳定系数可达到1.15；排水100%，即疏干滑体水，则稳定系数可达1.28。由此可见，若对最终边坡实施疏干措施的话，必须使疏干工程效益达到50%以上，方能保证最终边坡稳定性。

二、北帮中部区

北帮中部区仅对破坏范围较大的EW0、E600潜在滑坡和E800潜在滑坡进行数值模拟。

1．EW0潜在滑坡分析

EW0潜在滑坡的稳定性计算剖面如图5-25所示。其可能产生滑动的底滑面是深一号断层面，滑体为油母页岩。由于深部断层无法获取力学参数。故采用油母页岩顺层剪切强度参数代替，又依据图5-25计算剖面和表5-3强度参数值选取EW0潜在滑坡的几何参数、物理参数和力等参数如表5-8所示。

把表5-8中数据输入计算机处理后，结果证明，在无动荷载作用时，其稳定系数为0.70，边坡将发生失稳；同时对该滑坡进行了动态分析，当排水50%时，稳定系数为0.85；当排水75%时，稳定系数为0.92；当把滑体的水全部疏干时，稳定系数达0.999，仍然不能达到稳定要求。由此可见，对EW0滑坡将来仅用排水加固是不行的，尚需采取其它措施综合治理。

表 5-8　EW0潜在滑坡计算参数

参数 \ 条块	1	2	3	4	5	6	7	8
XT	0	9	17	31	38	44	73	82
YT	0	16	16	39	39	48	48	50
YW	0	14	16	36	39	45	48	50
XB	0	15	19	38	45	52	74	80
YB	0	9	12	24	28	32	46	50
γ_r	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	
ϕB	24	24	24	24	24	24	24	
CB	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	
ϕS	34	34	34	34	34	34	34	34
CS	0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0

2．E600潜在滑坡分析

E600潜在滑坡稳定性计算剖面如图5-26所示。潜在滑面为深一号断层。滑体后缘将可能沿油母页岩和绿页岩界面拉开。选取的几何参数、物理参数和力学参数如表5-9所示。

表 5-9　E600剖面计算参数

参数 \ 条块	1	2	3	4	5
XT	0	7	38	68	101
YT	0	13	49	80	80
YW	0	10	43	73	78
XB	0	11	51	88	108
YB	0	7	32	55	74
γ_r	2.1	2.1	2.1	2.1	
ϕB	24	24	24	24	
CB	0.30	0.30	0.30	0.30	
ϕS	0	34	34	34	34
CS	0	5.0	5.0	5.0	5.0

把表5-9的数据输入计算机进行计算，结果说明：在无动荷载作用条件下，E600 最终边坡受深一号断层影响是不稳定的，其稳定系数仅为0.83。排水动态分析结果表明，把滑体水排除50%时，稳定系数将提高到0.91；当全部疏干滑体中的水，稳定系数将为0.99，仍然处于不稳定状态。由此说明，仅采用疏干加固E600最终边坡的措施是不行的，尚应配合其它边坡加固措施，方能保证 E600 最终边坡的稳定性。

3. E800 褶曲潜在滑坡分析

北帮中部区由于F_1断层的影响发育了四个褶曲带。由第三章地质分析可知，四个褶曲带构成了四个潜在不稳区，其中 E700 附近的第三褶曲带发育最好，以往滑坡均发生在该带之中。根据地质剖面推断分析，追踪 E700 褶曲带走向，到 E800 的可能断面（最终边坡）如图 5-27 所示。

依据图5-27和表5-1，选取E800 潜在滑坡的计算参数如表 5-10 所示。

表 5-10　E800潜在滑坡计算参数

参数 \ 条块	1	2	3	4	5
XT	3	12	27	36	53
YT	4	22	22	35	35
YW	4	18	21	32	34
XB	3	15	29	40	54
YB	4	11	18	24	31
γ_r	2.3	2.3	2.3	2.3	2
ϕB	16	16	16	16	
CB	0.3	0.3	0.3	0.3	
ϕS	0	21	21	21	21
CS	0	3.5	3.5	3.5	3.5

把表 5-10 中的参数输入计算机进行计算，结果说明，在无动荷载作用下，边坡是不稳定的，稳定系数仅为0.72；当动荷载作用0.002时，稳定系数将下降到0.717；排水动态分析表明，饱和边坡稳定系数为0.722；排水50%时，稳定系数将提高到 0.815；排水 100%，即边坡处于疏干状态，其稳定系数将达到 0.907，仍然处于不稳状态。

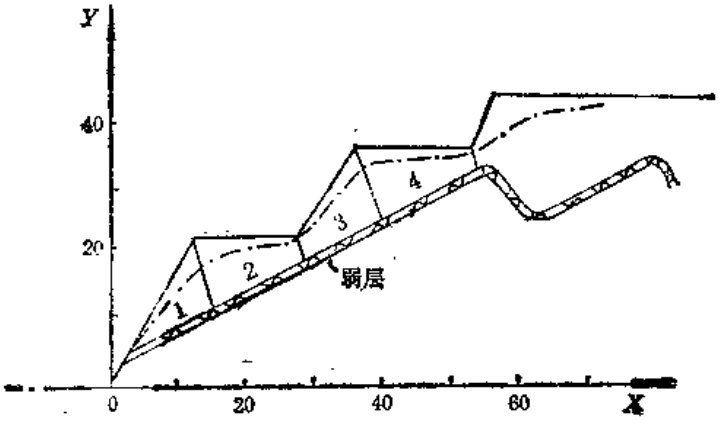


图 5-27　E800潜在滑坡计算剖面

三、北帮东部区

北帮东部区存在两处潜在滑坡，E2600 和 E3000 断层影响潜在滑坡。

1. E2600 潜在滑坡分析

滑坡剖面根据采矿设计图绘制，如图5-28所示。滑面是深一号断层，滑体为油母页岩。故根据图5-28和表5-3，选取该潜在滑坡的几何参数、物理参数及力学参数如表5-11所示。

表 5-11　E2600潜在滑坡计算参数

参数 \ 条块	1	2	3	4	5	6	7	8	9
XT	0	27	34	48	57	72	102	116	145
YT	0	31	31	55	54	78	78	100	100
YW	0	27	30	47	52	68	78	92	98
XB	0	31	35	49	59	73	103	118	149
YB	0	18	20	30	37	46	64	73	93
γ	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	
ϕB	24	24	24	24	24	24	24	24	
CB	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	
ϕS	0	34	34	34	34	34	34	34	34
CS	0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0

把表5-11中的数据送入PC—1500计算机进行处理，结果表明，当最终边坡形成以后，滑动的可能性极大，稳定系数在无动荷载作用条件下仅为0.57；动荷载模拟分析表明，若动荷载所产生的水平加速度系数为0.266时，边坡稳定系数将下降到0.36，可见动荷载的影响还是比较大的；排水动态分析表明，当边坡处于饱和状态时，边坡稳定系数为0.57；当处于半饱和状态时，即排水50%时，边坡稳定系数为0.73；当边坡处于疏干状态时，即排水100%，边坡稳定系数提高到0.90。由此可知，采取排水加固边坡措施，对E2600潜在滑坡来讲是有效的，但仅用其单一措施是难以达到稳定要求的。

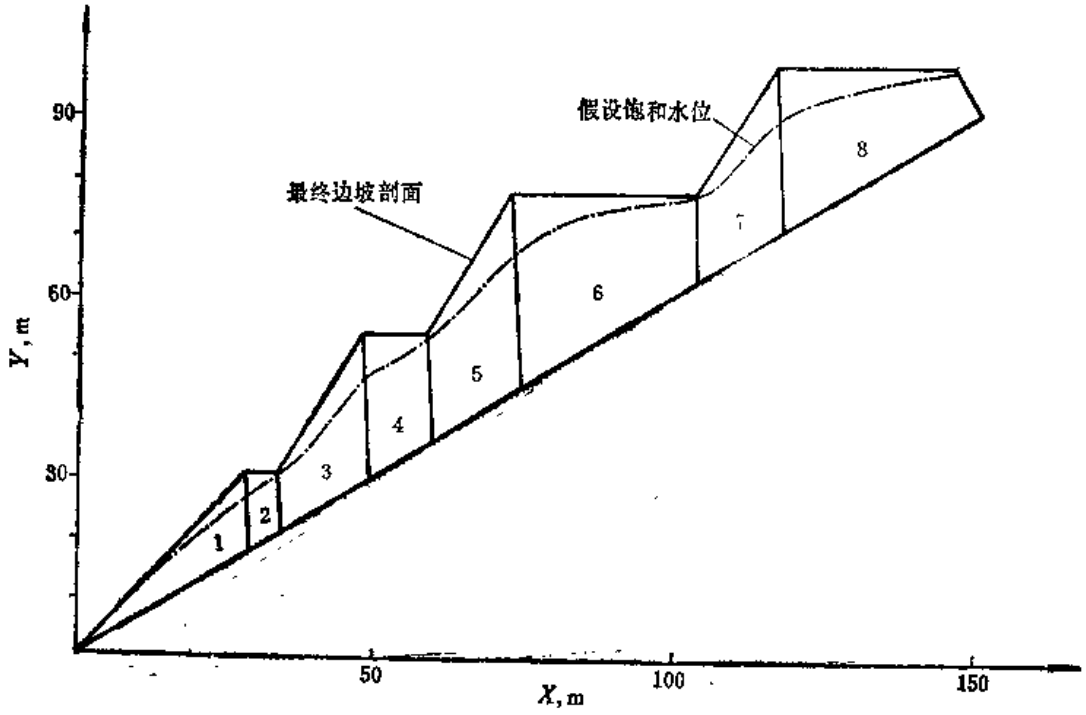


图 5-28　E2600潜在滑坡计算剖面

2．E3000 潜在滑坡分析

E3000最终边坡实现时的潜在滑坡计算剖面如图 5-29 所示。深一号断层可能成其潜在滑

面。滑体由油母页岩组成。

依据滑坡剖面图5-29和强度参数表5-3，选取 E3000 潜在滑坡的计算参数如表 5-12。

表 5-12 E3000潜在滑坡计算参数

参数 \ 条块	1	2	3	4	5	6	7
XT	0	7	15	30	38	50	98
YT	0	13	13	38	38	60	60
YW	0	11	13	33	38	53	59
XB	0	11	16	39	44	63	98
YB	0	7	10	22	25	36	57
ϕB	24	24	24	24	24	24	
CB	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	
ϕS	0	34	34	34	34	34	34
CS	0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
Rr	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	

把表中数据输入计算机进行计算，结果证明，该边坡在不考虑动荷载影响时是不稳定的，稳定系数仅为0.79。

对E3000 最终边坡形成后受动荷载影响时的稳定性状况进行了数值模拟分析，结果证明，当爆破等动荷载能产生 0.01 水平加速度系数时，稳定系数为 0.77；当水平加速度系数为0.002时，稳定系数为0.78。

对最终边坡的排水动态分析结论表明，当边坡处于饱和状态时，稳定系数为0.79；当处于半饱和状态时，即排水50%时，稳定系数为0.91；当边坡处于疏干状态时，即排水100%，稳定系数可达1.04。由此可见，在边坡处于任意可能的排水状态下（排水100%是不可能的，仅是一种理想状态），E3000 最终边坡都是不稳定的。

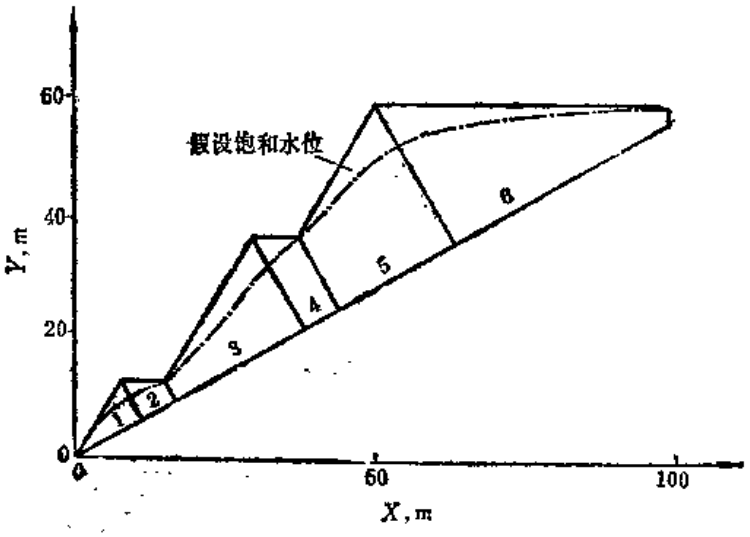


图 5-29 E3000潜在滑坡计算剖面

第三节 北帮典型滑坡剖面分析

事物运动既具有普遍性，也具有特殊性。特殊性规律的研究使人们对事物的多样性、生动性认识得更加确切，而普遍性规律研究将有助于从总的趋势方面去把握事物的发展。前面对北帮潜在不稳区的各个滑坡的特殊性规律进行了数值分析，下面将对三个代表性的滑坡进

行动荷载、地下水作用的动态分析和强度参数的灵敏度分析，以便总结出一般性规律。

第四章对零曲率滑坡，常数曲率滑坡和变曲率滑坡作了物理模拟分析，本节将以E700滑坡、W800滑坡和小背斜滑坡为例对零曲率滑坡、常数曲率滑坡和变曲率滑坡进行数值分析。其断面图如图2-15、图2-8和图2-11中的1978年滑坡断面所示。

一、动荷载作用下动态分析

用水平加速度系数K(K定义为动荷载产生的水平加速度与重力加速度的比值)作为衡量动荷载的定量参数，来对E700零曲率滑坡、W800常数曲率滑坡和小背斜变曲率滑坡进行数值模拟。显然，这仅仅是一个尝试。在不同强度的动荷载作用下，对三种类型滑坡稳定性曲线如图5-30所示。

从图中可以看出，随着动荷载强度的增加，三类滑坡的稳定系数都是降低的。但降低的速率有所不同。这说明了动荷载的影响随滑坡本身的几何形状、边界条件不同而不一样。因此，对于每一个滑坡，假若要想掌握动荷载对其影响程度，都应做动态分析。另外，图中曲线还表明了，当边坡处于不同饱和状态时，动荷载对其稳定性影响大致相同，图中排水程度为0%时(饱和状态)、50%(半饱和状态)、100%(疏干状态)时的影响曲线大致平行，降低的速率大致相等。

二、地下水作用动态分析

首先假设了一个雨后边坡岩体处于饱和状态时可能具有的饱和水位，然后设想有一人为排水工程在发挥效益，把滑体水排至不同程度，亦即把水位降至不同高度，再计算相应的边坡稳定系数。(这里仅分析地下水的力学作用影响，而对地下水的物理化学作用，尤其是浸泡岩石，降低强度的作用，已在强度参数选择一节讨论，不再赘述)。地下水作用的影响曲线见图5-31。

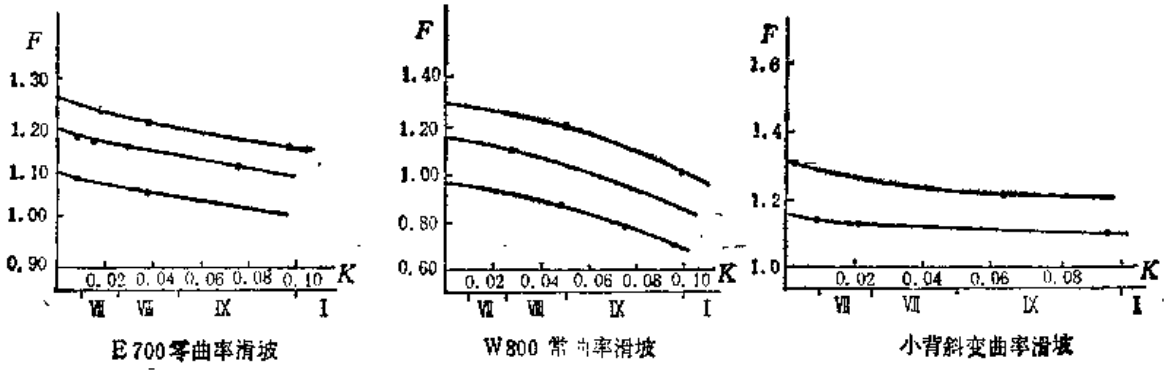


图 5-30 北帮典型滑坡动荷载作用下的动态分析

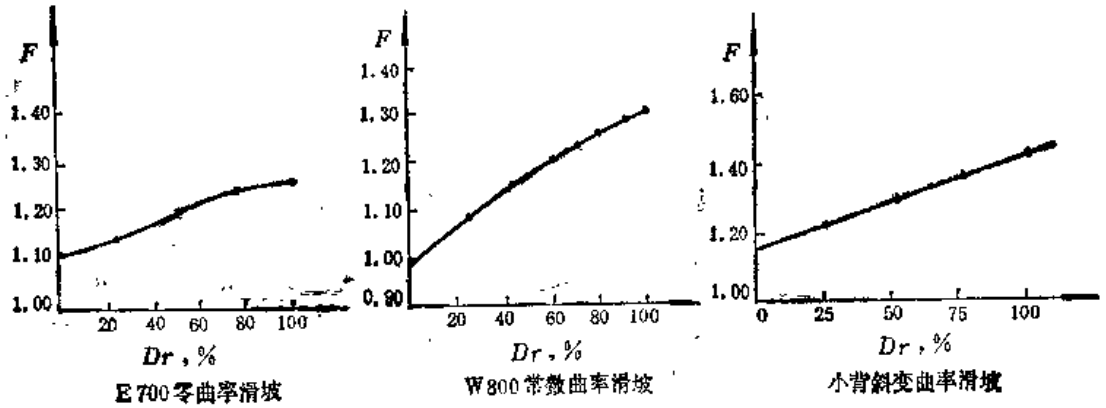


图 5-31 北帮典型滑坡地下水作用动态分析

从图5-31中可以看出，地下水对滑坡稳定性的影响是比较大的。排水程度愈高，三类滑坡的稳定性明显增加。但每类滑坡的影响特点有所不同，影响程度也不同。这就标志着地下水的影响与滑体几何形状、边界条件有关。因此，对每个滑坡都必须做地下水动态分析，用以确切掌握各个滑坡受地下水影响的程度。

三、力学参数灵敏度分析

滑坡稳定性计算正确与否的关键一环是滑面强度参数和滑体强度参数选择问题。因此，若能确定主要影响参数和次要影响参数，对于确定某一参数选取的精度要求有重要意义。特别是考虑了滑面曲率效应以后，强度参数从两个变为四个。确定其影响程度更显得重要。因此，本文对侧滑面（或滑体）强度参数和底滑面强度参数作了灵敏度分析。

1．侧滑面强度参数灵敏度分析

侧滑面强度参数（CS、ϕS）对E700零曲率滑坡、W800常数曲率滑坡和小背斜变曲率滑坡的影响曲线如图5-32所示。

从图5-32中可以看出，滑体强度对滑体稳定性影响随滑坡模式不同而迥然相异。对零曲率滑坡，侧滑面参数几乎没有影响，随CS、ϕS增加，F值没什么变化，显示出滑坡稳定性与滑体强度无关的特征；而对变曲率滑坡，随CS、ϕS增加，稳定系数F值明显增加，尤其是ϕS-F曲线灵敏度颇高，显示出变曲率滑坡与滑体强度密切相关的规律性。这一数值分析结论和第三章物理模拟实验所证明的滑面曲率效应原理是一致的。

然而，从图中还可看出，常数曲率滑坡的灵敏度分析曲线似乎与滑面曲率效应原理有所矛盾。根据该原理，常数曲率滑坡属于常曲率滑坡范畴，应与滑体强度无关。而图中曲线却显示出随CS、ϕS增加，稳定系数有所变化。事实上，造成这一现象的原因是在数值模拟过程中，用剖分条块法把圆弧用一系列线段逼近，这样就等于用变曲率滑坡去逼近常数曲率滑坡，这实际上从另一个方面进一步证明了滑面曲率效应的正确性。

灵敏度分析结果可告诉我们，在做岩石力学试验求取强度参数时，对各类滑坡的滑体强度参数试验精度要求应有所差别。对常曲率滑坡，由于滑体强度参数灵敏度低，故试验数量应该少些，精度可以要求低一些。而对变曲率滑坡，试验必须认真进行，参数必须慎重选取，因为灵敏度很高。

灵敏度分析的结果还启示我们，对滑坡进行加固治理时，措施的有效性会因滑坡模式不同而有所差别。例如对常曲率滑坡，仅通过浅层的滑体结构改良，使之整体化而加大滑体强度，其效果可能是徒劳的，因滑体强度与常曲率滑坡运动无关，而且运动行为实验业已证明，不用克服滑体强度，滑体也可失稳滑动；而对变曲率滑坡，浅层的滑体结构改良是有效的，由于滑体强度与变曲率滑坡稳定性密切相关。

2．底滑面强度参数灵敏度分析

底滑面强度参数（CB、ϕB）对E700零曲率滑坡、W800常数曲率滑坡和小背斜变曲率滑坡的影响曲线如图5-33所示。

图中曲线表明，三类滑坡对底滑面强度参数是十分敏感的。底滑面强度参数（CB、ϕB）一有增加，稳定系数F值就很快提高，可见，底滑面强度参数CB、ϕB都是主要影响参数。因此，对有关底滑面强度参数的岩石力学试验必须紧密结合实际情况，要多次试验，高标准，严要求。而且在选值时要认真分析，审慎选取，否则，稍一疏忽，选择的参数偏大或偏小，都会使计算结果出现较大误差。

综上所述，强度参数的灵敏度分析表明，底滑面强度参数是主要影响参数，而侧滑面强度参数（或滑体强度参数）则因滑坡模式不同而异，对常曲率滑坡，滑体强度参数是次要影响参数，而对变曲率滑坡则为主要影响参数。

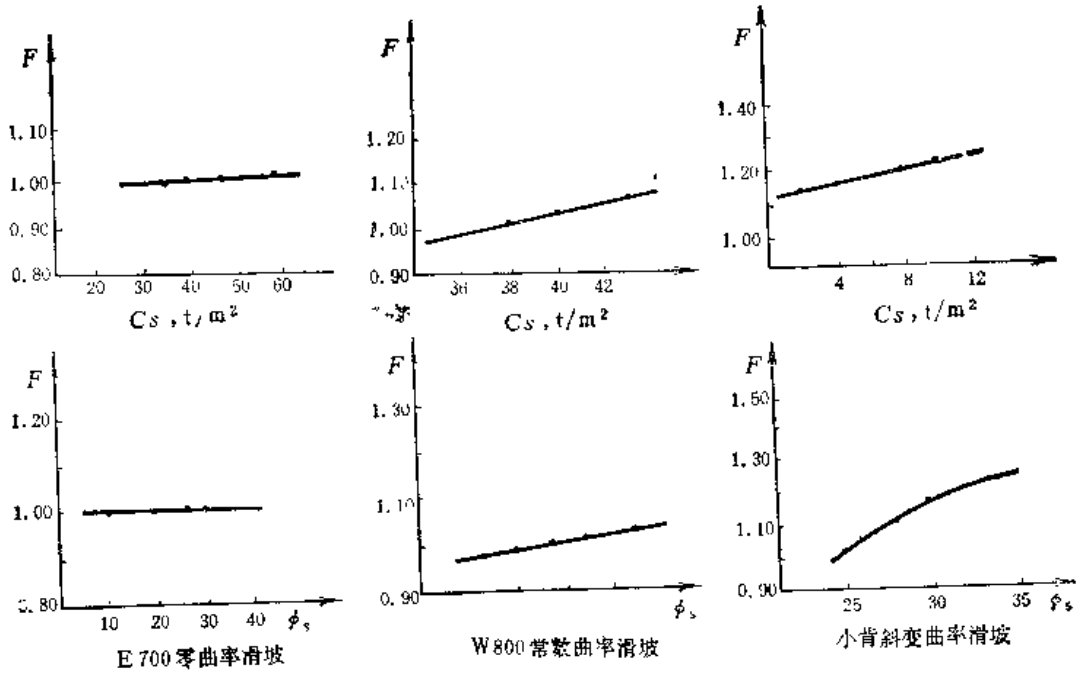


图 5-32　北帮典型滑坡力学参数灵敏度分析（一）

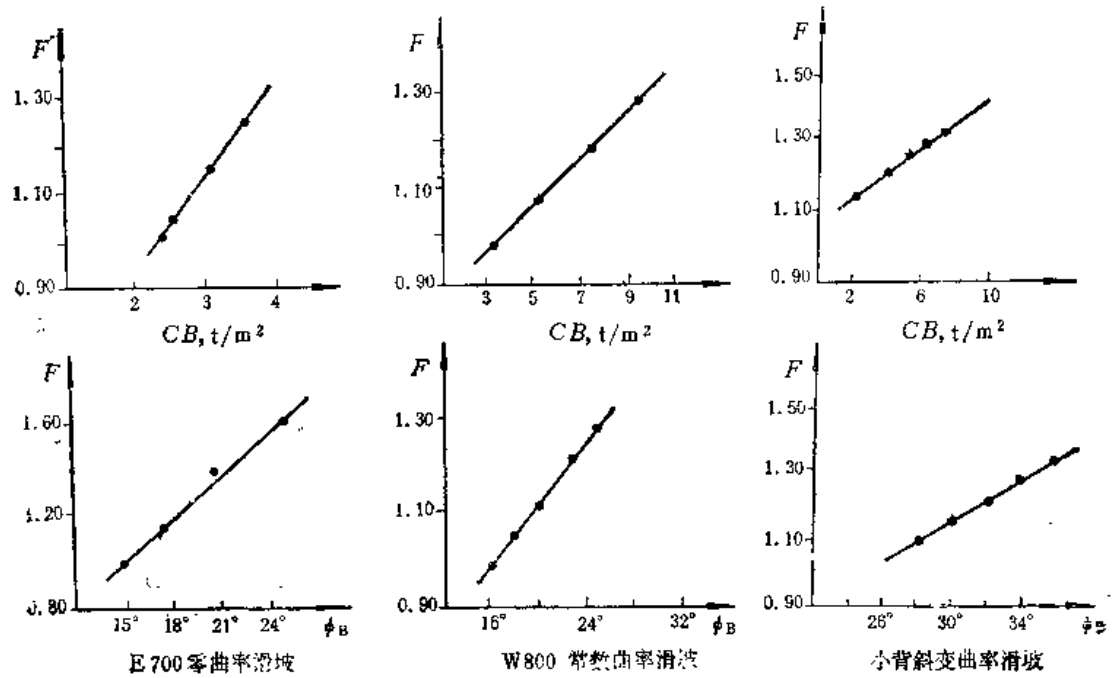


图 5-33　北帮典型滑坡力学参数灵敏度分析（二）

第三篇　高边坡变形稳定性分析

第六章　高边坡引起的地表变形及厂房破坏规律

第一节　厂矿现存问题与解决途径

一、问题的提出

某石油一厂始建于1928年，与该露天矿相邻，厂区座落在该露天矿北帮之上。厂区南侧与露天矿坑的最近点相距100m左右。该露天矿建于1914年，矿坑规模东西长约 6000m，南北宽约2000m，现采深300m，是世界上最大的露天矿之一[1]。按照高尔德公司的设计（1982），终坑深度将达到500m深。厂和矿的空间位置详见图6-1。

厂和矿都是具悠久历史的重点企业。两个企业之间存在一些问题也由来已久。据记载，早在1978年，由于该露天矿扩帮开采，造成北帮发生了14次滑坡，使矿山生产受到很大影响，使得西原油车间废页岩楼报废拆除，页岩干馏装置五、六、七、八四个部停产。1984年，由于露天矿执行高尔德公司(GOLDER)的设计，强化北帮开采，导致北帮多次滑坡和该石油一厂地表剧烈变形，由此造成了严重后果：滑坡扭断了铁路运输线，使露天采矿局部中断[8]；石油一厂的交通要道——兴平路东段产生裂缝和下沉，直接影响交通运输和消防；厂区南部设备东干馏装置一、二、三、四部全部停产，烟囱倾斜，管线部分拉断，传动装置发生沉陷、错开；除此之外，同时危及旁侧电厂的生产与安全。因此扩帮开采和安全生产的矛盾已经成为非解决不可的重大课题。

二、严重的经济损失



图 6-1　露天矿和石油一厂空间位置

执行高尔德公司的设计给露天矿和邻近工厂造成的经济损失是颇为严重的。按照改扩建计划，露天矿1984年开始扩采，1989年产量达到年采煤500万t[1]。扩采后几年的工程实践证明，这个计划难以完成。由于扩采后发生多次滑坡，边坡岩体严重变形，扭断铁路，影响采矿生产，到1987年，产量仅达年产煤250万t（据石油一厂地测科调查数据）。石油一厂东干馏设备因扩帮导致不均匀下沉而停产，又间接地影响了露天矿的油母页岩加工问题和矿务局井工开采的充填废料来源问题，由此造成1987年一年少生产油页岩300万t，原煤减产389万t，合经济损失13859万元。

石油一厂由于北帮不稳的影响，厂区南部的主要设备多次发生管线拉断、瓦斯冒出等现象，由于关汽及时，才幸免于爆炸事故和火灾。尤其是厂区南部的东干馏设备停产，不仅使石油一厂蒙受了巨大经济损失，而且也使露天矿的油页岩无法加工而影响生产和利润计划的完成。目前厂区变形仍在向北扩展，F_{14}断层以北 60m 处的铅室大楼出现拉裂缝，厂区北部也产生了变形。因此厂区北部设备均在严密监测下开展炼油生产的。据统计，1986年该厂加工原油280万t，实现工业总产值8.05亿元，上缴利税3.66亿元；1987年上缴国家利税 5 亿多元。由此可见，石油一厂是在受潜在危险威胁的情况下仍为国家做出了巨大贡献。

旁侧电厂也由于受扩帮开采影响，厂区地表变形使8#冷却塔报废，其它几个冷却塔也发生了较大变形，对电业生产造成了一定的影响。目前，电厂领导和工程技术人员不得不支出研究经费进行厂基稳定性研究。

三、巨大的社会影响

该露天矿执行高尔德公司设计，实行扩帮开采后给本矿和油厂、电厂所造成的较大经济损失受到了国家有关部门和中央领导同志的高度重视。

1987年3月至12月，国家计委、经委和有关部门在现场组织了4次专家论证会，参加人员200多人次，截止目前，有关报告，论证会议纪要等各种文件已达90件，其中部级以上文件有13件，县团级文件有23件。由此可见，该露天矿执行高尔德公司的不合理设计方案，不仅给我国造成了巨大的经济损失，而且也造成了巨大的社会影响。

四、研究现状评述

自露天矿开采以来，已有日本、苏联等国的工程技术人员做过边坡研究和勘察工作；解放以后，东北工学院采矿系卢世宗教授早在50年代在该矿南帮做过滑坡研究；长春地质学院水工系谭周地教授、曹炳兰副教授做过北帮滑坡研究；煤炭科学院抚顺煤研所的雷良惟高级工程师、马新民高级工程师、陈井基和霍起元工程师在该矿做过长达十多年的滑坡研究；1982年，加拿大高尔德岩石力学咨询公司的胡克（E.Hoek）博士等边坡工程专家在该矿做了为期四周的现场研究，并在温哥华做了九个月的设计工作。应该承认，胡克等专家的研究和以往的研究比较，在计算方法和岩体强度参数选择方面有突破性的进展，代表了该矿研究的水平。但是由于露天矿工程地质条件的复杂性，使得 Hoek 博士所用的计算理论与实际情况有较大差距，其遵循的极限平衡理论公式除边界条件具不合理性外，理论本身尚存在局限性。

露天矿执行高尔德公司设计四年的工程实践证明，仅仅用强度理论来研究该矿边坡工程问题是不尽合理的。因为边坡岩体之上工厂林立，边坡工程岩体本身又是地基工程岩体，后者的主要问题是不均匀沉降引起工程建筑物破坏，所以它是变形安全问题。正是因为高尔德公司工程技术人员没有正确认识这一问题，所以在执行设计之后造成多次滑坡、地表变形和设

备停产，给我国经济建设造成了巨大损失。

这一工程实践中出现的问题及其造成的严重经济后果引起了国家领导机关和广大科技人员的密切注视。计委、经委和原煤炭部先后在现场组织了四次专家论证会，通过四次专家论证会，对导致石油一厂设备变形破坏的原因认识上仍然有分歧。一部分专家认为，影响石油一厂设备变形破坏的主要原因是井采和断层构造；另一些专家则认为，其主要原因是露天开采所形成的巨大临空面，导致了地表变形；还有一些专家还强调了地下水的影响。但究竟哪个因素是主要的，哪些是次要的，厂区变形机制是什么，还不清楚。理论上各持己见，措施上没有良策。因此急待深入研究。

五、解决问题的途径

鉴于前述研究现状和存在的问题，作者采取的研究途径是：

（1）对矿坑北帮岩体作细致的现场调查研究，弄清其复杂的工程地质背景。

（2）深入研究高尔德公司的设计理论依据，搞清楚北帮不稳及其影响石油一厂变形稳定性的内在原因。

（3）对石油一厂地基岩体进行工程地质研究，对地表变形资料和岩体内部位移资料进行详细分析，开展大变形力学研究。在正确的力学理论指导下，进行不同采深条件下厂区岩体变形的时空规律预测，并结合厂区建筑物安全变形值要求，进行稳定性区划。

（4）根据大变形力学的研究结论，选择适当的工程措施来保证露天矿和石油一厂的安全。

第二节　厂区工程地质条件

厂区地表变形在一定程度上受厂区地基工程地质情况的制约。因此研究厂区的地层岩性、地质构造、地下水渗流场和环境物理场的特征对于分析地表变形的内在规律具重要意义。

一、地层岩性

该地区大地构造单元属华北地台辽东背斜铁岭精字隆起；次级构造单元属新宾抚顺隆起间的山间断陷盆地。盆地内发育元古代、中生带和新生代地层。现仅将厂区有关地层略述如下：

1．鞍山群（Ara）

鞍山群是该区最古老地层，构成断陷盆地的结晶基底，为一套经受强烈构造变动、变质作用和混合岩化作用的混合花岗岩、变粒岩和片麻岩系。主要分布在厂区 F_{1A} 断层以北地带（平面分布如图6-2所示，剖面分布见图6-3）。

2．白垩系

该区地堑内有白垩系出露，称龙凤坎组。其岩性为紫红色泥岩、紫红色页岩、灰白色凝灰质砂岩间夹安山岩、玄武岩等，主要分布在厂区 F_{1A} 断层和 F_1 断层之间（详看图 6-2、图 6-3）。

3．老第三系（E）

据钻孔资料分析，老第三系地层在本区极其发育，从老至新，发育有老虎台组、栗子沟组、古城子组、计军屯组和西露天组地层，出露在 F_1 断层以南地带。

（1）老虎台组。以灰黑色辉石玄武岩为主夹多层煤和杂色页岩，细砂岩和凝灰岩[35]。

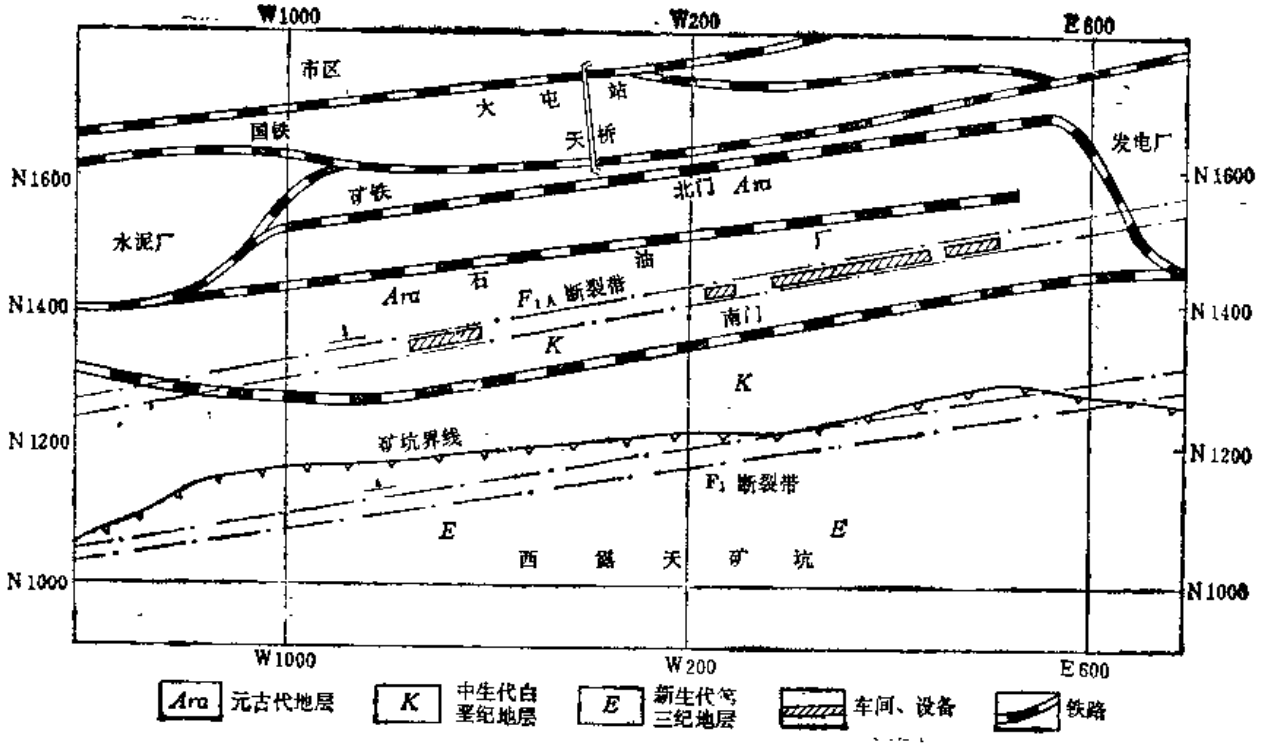


图 6-2 石油—厂工程地质图

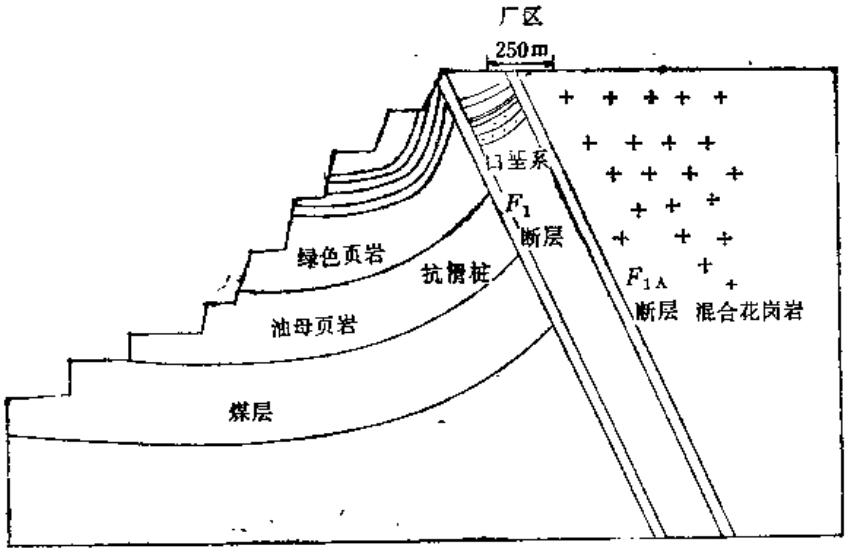


图 6-3 石油—厂工程地质剖面示意图

厚度64～392m，平均厚度259m[19]。

（2）栗子沟组。以灰绿色凝灰岩为主，夹薄层凝灰角砾岩，凝灰岩砂岩，黑色页岩和煤层。厚度6.9～116m，平均厚65m[19]。

（3）古城子组。古城子组岩性组合是一套沼泽相沉积的煤页岩组成。底部为5～11m厚的底板页岩，其上部为巨厚的主煤层。厚度在横向上变化很大，最薄处20m左右，最厚约145m，平均厚度55m。

（4）计军屯组。主要由一套油母页岩组成。中层-薄层状，易裂，表现为脆性特征，破裂时具贝壳状断口。该组岩层愈接近上部，含油品位愈高。油页岩力学强度高，内聚力为0.5MPa，摩擦角为34°。厚度为80～157m，平均厚118m。

（5）西露天组。其岩性组合主要以绿色薄层-厚层状页岩为主，夹薄层褐色页岩和中厚层状棕色泥灰岩。下部泥灰岩单层变厚，层数增多。棕色页岩中往往发育一层和数层层间剪切带，其特点是劈理密集，组成物质近于土状，遇水极易软化，含大量粘土矿物，其中蒙脱石占35%，遇水剧烈膨胀，崩解成碎浆状。强度低，内聚力为0.03MPa，摩擦角为16°。因此这种层间剪切带构成了该组岩层的软弱夹层。历史上多次沿该弱层发生滑坡。

4．第四系（Q_4）

第四系冲积层主要由底部砾石、中上部的粗砂、细砂、亚粘土、粘土（部分回填土）组成，厚度5～30m，平均厚度17m[19]，据厂区钻探资料分析，平均厚度约13m[20]。第四系地层覆盖在上述各个地层之上。

二、地质构造

根据地质力学观点，该地区处于阴山东西向复杂构造带与新华夏第二沉降带的反接复合部位，地质构造比较复杂，断裂褶皱颇为发育。

1．浑河断裂带

沿浑河河谷发育，是由若干条相互平行的压性或先压后压扭性的断裂所组成，总体呈北东70°走向，断裂面倾北，倾角30°～80°[25]。在厂区岩体中发育多个断裂，现已查明两条，即F_1和F_{1A}断裂。这两条断裂对厂区稳定性影响很大，厂区位于断裂破碎带上的设备，建筑物等均被破坏以致停产。厂区北部是否仍有断裂构造发育，急需探明。

2．西露天向斜

在F_1断层以南地带呈东西方向展布。该部地层为第三系西露天组地层，翼部依次为计均屯组、古城子组、栗子沟组和老虎台组地层。向斜轴面倾北，轴线向东倾伏，向斜北翼被F_1断层切断，为一不对称的残破倒转向斜褶皱构造。石油一厂位于向斜北翼。由于西露天矿的开采，石油一厂南侧形成巨大临空面加之露天向斜构造的影响，对石油一厂的生产安全构成了一定的威胁。

三、地下水渗流场

厂区的主要含水层为第四系冲积层，厂区北侧距西露天矿坑边2000m左右处发育东西流向的浑河，是辽宁省三大河流之一，也是该地区水系主流，河床宽100～300m，河床坡度约千分之一，年水位波动4～5m，最大流量2700m³/s。最小流量350m³/s（据永安桥测站）。自上游建成大伙房水库后，其流量由水库控制。本区地下水渗流场的主要特征（补给、径流和排泄）叙述如下。

1．地下水的补给

浑河水是地下水的主要补给源。浑河多年均水位为74.12m；多年平均五月份最高水位为74.93m；多年平均十月份最低水位为73.65m（大连基面以上读数，厂内独立高程系）。厂区基岩标高63m左右，地下水位标高一般在65.68～71.25m之间，远低于浑河水位。据此判断，在西露天矿开挖之后，浑河水开始源源不断地补给地下水。

根据厂区11个观测孔的地下水动态观测资料，绘制了地下水等水位线图（如图6-4所示）。由图可以看出，地下水主要来自北部，也证明地下水的补给源来自浑河。

需要说明的是，冶金部沈阳勘探研究院所进行的地下水动态观测是在浑河水位进入多年平均最低水位（近73.65m）时期，同时又在西露天矿50余口疏干排水井，在厂区南部抽水的情况下测得的地下水位值。面这些数值又是绘制厂区等水位线的主要依据。

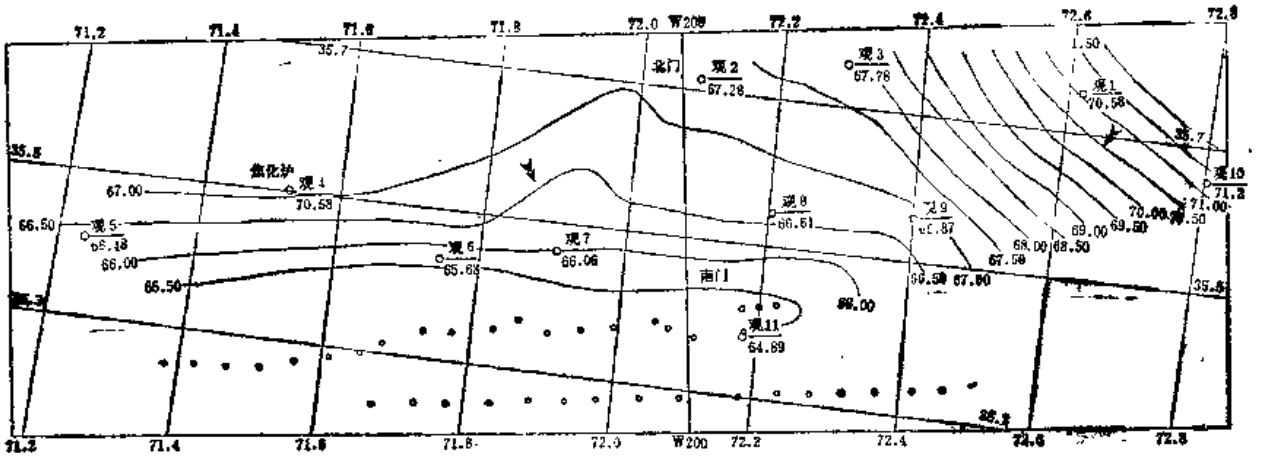


图 6-4 石油一厂厂区渗流场特征分析图

除浑河补给源外，工业废水和大气降雨也是较重要的补给源。

2．地下水迳流

从图6-1～图6-4可以分析出如下结论，浑河水向南通过市区、水泥厂、电厂、石油一厂等工厂厂区渗透迳流，向露天矿排泄。

主要透水层为第四系冲积层。其迳流特征主要决定于冲积层的地质结构特征。厂区内第四系松散堆积物，分布比较均匀，地质结构比较简单，以河床相为主，岩性为亚粘土（局部地段出现轻亚粘土）、细砂、粗砂、圆砾和卵石等，厚度10.50～13.50m左右。

河漫滩相亚粘土、细砂分布在上部层位，呈薄层透镜体，一般厚度为1.00m左右。卵石层分布在下部层位，呈短透镜体状，一般厚度为2.60～3.20m左右。主要见于厂区南部的观7、观8孔位。厂区西端经观5孔钻探，卵石层达8.00m左右。

现将钻孔揭露的综合剖面叙述如下（典型剖面如图6-5所示）：

（1）人工土。构成物质复杂，常见粘性土、砖块、碎石、卵石、矿渣及旧基础残留物等，厚度1.00～5.60m左右。

（2）亚粘土。颜色较杂，以黄褐、浅灰色为主，含大量云母，一般厚1.00m左右。

（3）细砂。灰色，由长石、石英组成，含云母，均粒结构，厚1.00m左右。

（4）中砂。浅灰色，由长石、石英组成，混粒结构，含10～20%的圆砾，厚达2.70m左右，与粗砂呈相变关系。

（5）粗砂。黄褐或浅灰色，由长石、石英组成，含云母，混粒结构，含20～30%的圆砾和卵石，一般厚1.00～5.00m左右。

（6）圆砾。以黄褐色为主，底部常呈灰黑色。砾石成份为结晶岩和石英，呈亚圆形，分选性较差，充填砂占10～20%，含20～30%的卵石，一般厚5.00～7.00m左右。

（7）卵石。以黄褐色为主，成份复杂，由花岗岩、正长岩、脉石英混合花岗岩等组成，呈亚圆形，磨圆度好，分选性较差，一般粒径20～60mm，粒径大于200mm的占10～30%；充填砂占20～30%，厚度约2.60～3.20m左右。

厂区内第四系孔隙水含水层由粗砂、圆砾和卵石组成，一般厚4.00～6.00m左右。地下水类型为潜水，埋深一般在7.00～8.00m左右。厂区东部地下水埋深较浅，一般在4.00～6.00m范围。该含水层渗透系数为46～90m/d，单位涌水量为2.09～5.23l./s·m。（详见水文地质实验成果表6-1、表6-2）。地下水位标高一般在65.68～71.25m之间，迳流主要是

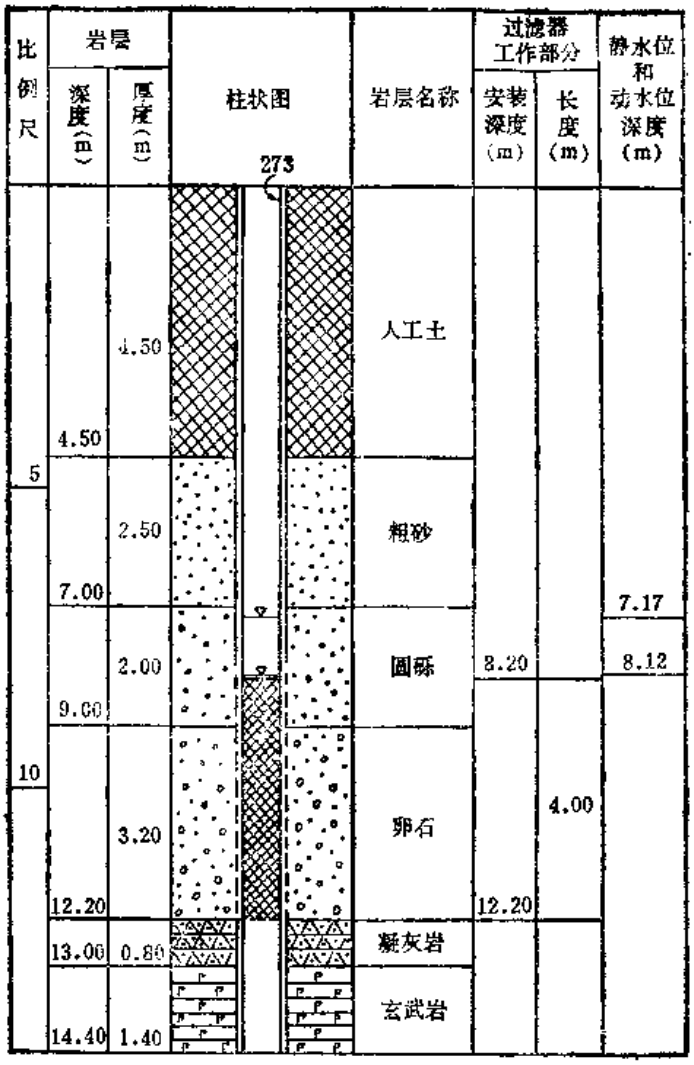


图 6-5 厂区主要渗流层综合柱状图

沿粗砂、圆砾和卵石层进行，如图6-6所示。又据表6-1中含水层渗透系数分析，该含水层颗粒粗、透水性好，渗流条件颇佳。

厂区北侧至浑河目前尚无资料，但据地质分析，其成因和浑河有密切关系，故其地质特征与厂区类似。因此，浑河水是通过主要的透水层（粗砂、圆砾和卵石层）向南渗流，直至露天坑沿基岩面进行排泄。此外，在迳流路径中，基岩中的裂隙会充水乃至饱和，F_{1A}和F_1两个断裂破碎带也可能成为充水构造。从露天矿北帮西部一段站区的穿越F_{1A}断层的排水情况看，也证明这是一隔水构造。

表 6-1 厂区渗流层水文地质实验成果

号	抽水段次	水位下降值 S (m)	涌水量 Q (L/s)	涌水量 Q (m^3/d)	单位涌水量 q (L/s·m)
观7	1	0.95	4.97	430	5.23
观8	1	0.78	2.03	175	2.60
	2	1.80	3.77	326	2.09

表 6-2 厂区渗流层水文地实验成果二

孔 号	地水段次	涌水量 Q (m^3/d)	含水层厚度 H (m)	水柱高度 h (m)	水位下降值 S (m)	渗透系数 K (m/d)	影响半径 R (m)
观 7	1	430	5.03	4.08	0.95	90	40
观 8	1	175	4.37	3.59	0.78	46	22
	2	326	4.34	2.54	1.80	50	53

3. 地下水排泄

浑河水通过冲积层向北迳流，沿露天坑边帮W2400～E3000范围基岩面自然排泄，实例资料表明，1960～1965年年平均流量为7.02m^3/min；1978年10月20日测河流量为3.3m^3/min。露天坑是该区的主要排泄场所。除自然排泄方式外，人工疏干工程（垂直排水孔和水平排水孔）也是该区一种重要泄水方式。后一种方法是露天矿为稳固边坡面设计的主要加固措施。

厂区地下水迳流场的如上特征所引起的压密作用、潜蚀作用对厂区地基稳定有一定影响，它所引起的物化作用和力学作用对边坡稳定有重要影响。后者又进面影响厂区地基稳定。

四、工程地质分区

根据地层岩性、地质构造、地下水渗流场特征，将厂区划分为三个区，即工厂北部区、F_{1A}断层区和工厂南部区。厂南门外分为两个区，即F_1断层区和边坡区。由于后两个区平面分布上虽属厂外，但对厂区稳定性影响很大，故研究时一并进行。各区分布如图6-2所示。

各区具有各自独特的工程地质特点。其特点不同又决定了发生工程地质问题的可能性不同。

1. 工厂北部区

主要是F_{1A}断层北侧厂区。主要岩性为混合花岗岩、变粒岩和片麻岩等一套变质岩系。力学强度高，工程承载能力高，是良好的工厂地基，但厂区处于浑河断裂带之中，变质岩体中的断层裂隙可能比较发育。尤其是具有一定厚度的断层，在外界条件诱发下易发生活动，对设备造成危害。而且该厂重要设备均在北部区，因此，拟采用先进技术和仪器对厂区进行构造详细勘察，搞清楚五百米之上整个厂区的空间构造分布规律。

2. F_{1A}断层带区

该断裂东西走向，横穿厂区中部。据露天矿勘测资料(1982年10月在W1300，+38m打了长约165m的水平探巷和水平探孔16个，1956年～1979年打了24个勘探断层的钻孔）证实，该断层破碎带宽为79m，断层带南侧岩石裂缝比较发育[22]。目前厂区因变形而破坏的设备均在F_{1A}断层破碎带上或附近地带。这证明断层构造是造成不均匀下沉的内在条件。

3. 工厂南部区

工厂南部区是指F_{1A}断层和F_1断层之间。宽度约200m～300m。其组成岩性为白垩系砂岩，泥页岩和玄武岩，勘探表明，该区由于受两大断层的影响，节理发育，岩石比较破碎。在侧限压力发生变化时，极易发生大位移。位移梯度一般是连续的，对设备的破坏一般不太严重。

4. F_1断层带区

走向上宽度不等，由断层泥和断层角砾岩组成的断层破碎带，宽度约10～20m。主要出

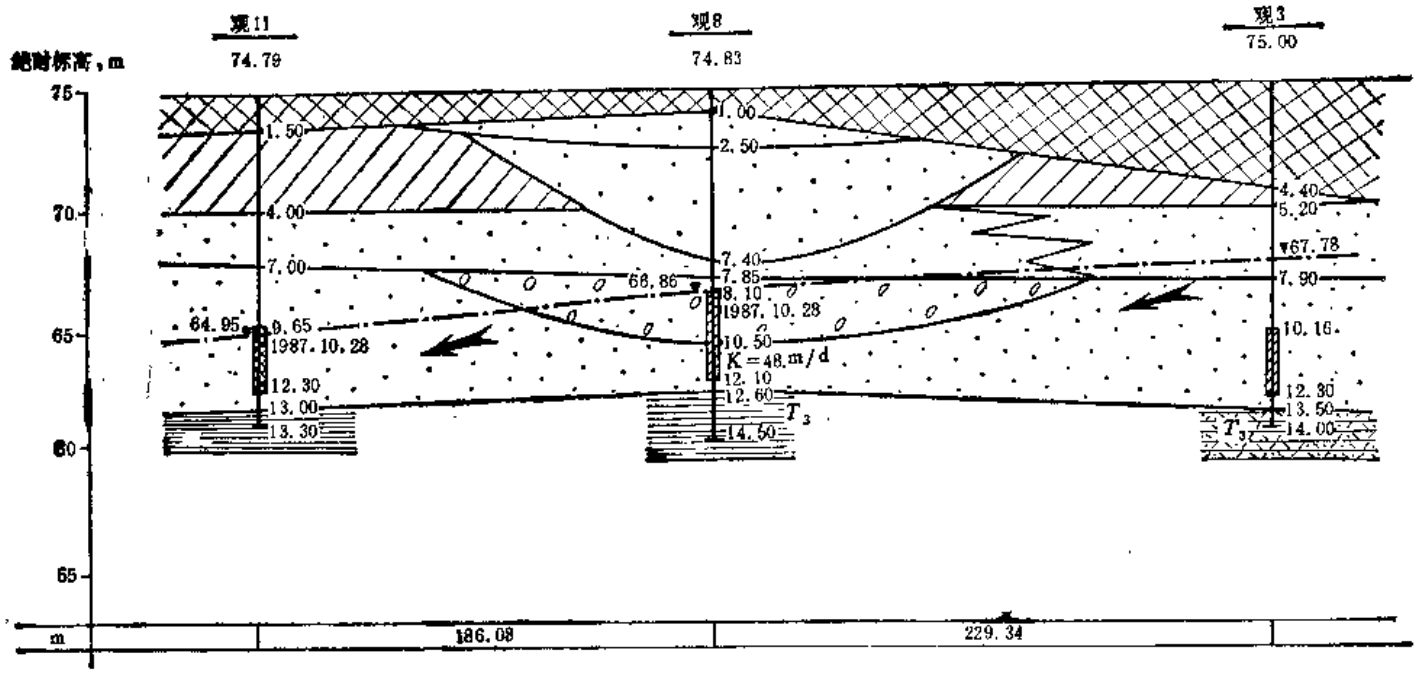


图 例

观8
74.83
观测孔编号
钻探时的地面高程

▼5.80
1987.10.23
水位标高
测定日期

8.10
过滤器上端深度

K=48m/d
渗透系数

12.10
过滤器下端深度

13.00
层底深度

14.50
孔底深度

图 6-6 厂区渗流场剖面特征分析图

露在北帮边坡上部或顶部，向北倾斜，倾角50° 左右。F_1断层带对北帮边坡稳定性有着重要影响，同时由于露天开采，侧限压力减小，F_1断层向坑内方向发生大变形，继而引起工厂南部区和F_{1A}断层带区的位移，进而影响厂区设备的安全生产。

5．露天边坡区

主要是指F_1断层南由于露天开采所形成的巨大边坡，组成岩性主要是第三系，即从上到下依次为绿页岩组，油母页岩组和煤页岩。油母页岩和煤力学强度相对较高，绿页岩强度低，北帮的主要滑坡基本上发生在绿色页岩层中。但由于该组岩层厚度大，在北帮分布面积广（2/3左右）、深度大（250m～300m），故对整个帮坡稳定具有较大影响。

综上所述，从厂区北门至露天矿共分五个工程地质分区。从目前条件下的工程稳定性状况看，工厂北部区为相对稳定区，工厂南部区为相对不稳区，断层带为危险区。

然而，上述各区稳定性状况并非一成不变，而是在一定条件下发生变化。例如，现今露天矿深度仅为300m左右，将来开采到500m 深时，各区稳定性状况肯定要发生变化。因此，查清地下构造格局，预测未来条件下各分区稳定性变化规律是非常重要的。

第三节　厂区地表变形规律

厂区地表变形规律主要体现在变形随时间的变化规律和变形随空间的变化规律。

一、变形的时间规律

变形的时间规律包括变形的历史，变形的阶段性及其各阶段的特征。而这些特征又与采矿活动的历史密切相关。因此简略回顾井下开采和露天开采的历史对于研究地表变形的时空规律是必要的。

1．采矿历史

据资料记载，对石油一厂厂区（矿区坐标为 E1000～W1000）变形有影响的露天矿开采于1914年，距今已有1974年的悠久历史。露天矿开采范围是矿区坐标E4000～W2000，EW0 以西开采－280m 以上水平，EW0 以东开采－400m 以上水平的残煤。根据高尔德公司设计，露天矿还将开采到2002年。

在露天矿区（E4000～W2000）的开采范围内，历史上曾进行过井下开采。EW0 为界，以西深部井矿曾采过，以东是胜利矿开采范围。

深部井矿开采于1952年，停采于1977年。开采范围是W25～W1240、高程－100～－417m。其中在W143～W267，高程－342～－362m 范围，用崩落法开采了走向 120m 长，斜长100m，厚11m的煤体（开采时间为1960年 5 月～1961年 6 月）。

胜利矿井田开采于1907年，停采于1979年。后又局部复采于1985年 5 月，停采于1986年 4 月。开采范围是 E75～E3400。其井田东部以－190，西部以－280 为运输大巷，进行上山下山开采。解放前日伪时期，掠夺式开采的回采率很低，下山开采到－425，随后又以－530 为阶段水平，下山开拓到－650 水平。在 1985 年 5 月至 1986 年 4 月期间，胜利矿又复采了 E925～E1250，－440～－425m 的胜利矿防水煤柱。采走煤层走向长 325m，厚 19m，斜长 20m。

目前胜利矿和深部井的采矿活动业已停止，而露天矿还要进行到21世纪初。因此，随着露天开采的进展，有两条途径来影响着石油一厂的地表变形，一种是直接的方式减小侧限压力，促使厂基岩体向露天坑方向蠕动变形；另一种是间接的方式，即露天采矿影响井下采场

的稳定性，进而间接地影响石油一厂的厂基变形。所以对露天矿今后的开采强度、开采方式和开采年限必须持审慎态度。

2．地表变形历史

井下开采和露天开采导致断层活化进而引起厂区地表变形的历史由来已久。根据记述，早在1957年北帮剥离，俱乐部（位于石油一厂厂区南侧）就遭沉陷破坏。在苏联专家指导下，开始研究建筑物保护问题；1959年，地面沉降已向北扩展到厂区边缘。据1959年测量数据，中央变电所发现宽度达35～40mm裂缝，房间设备基础南移；1962年东原油变电所发现40mm裂缝，翻板机房东南角轨道下沉19mm，尾轴南下降5.5～8.5mm，一部干馏楼东西差50mm，倾斜3.5～3.8mm/m，顶部北偏90mm，箱形基础顶部均有裂缝；1966年，厂区变形已扩展到石油一厂的西硫氨车间、西原油、原50周波变电所等区域；1978年“两部两委”根据露天矿扩帮需要，决定1979年拆除受沉降影响的西页岩楼，并针对地表沉降问题，建立了联合观测站；测量数据表明，直至1984年之前，变形速度比较稳定，自1984年之后，变形急剧增加，造成厂区南部F_{14}断层带附近炼油设备全部停产。直到目前变形仍未稳定。

3．变形的阶段性及其特征

根据厂区1979年以来的变形观测资料，厂区变形可分两个阶段。1984年之前为稳定变形阶段，1984年之后为加速变形阶段。如表6-3和图6-7所示。

表 6-3　1979年来老一号线8号点变形速度值(mm/月)

时间(年)	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1987
下沉速度	1.9	0.4	1.9	4.75	1.9	4.4	7.6	11
水平位移速度	8.1	1.9	−1.2	0.83	1.5	5.2	4.1	

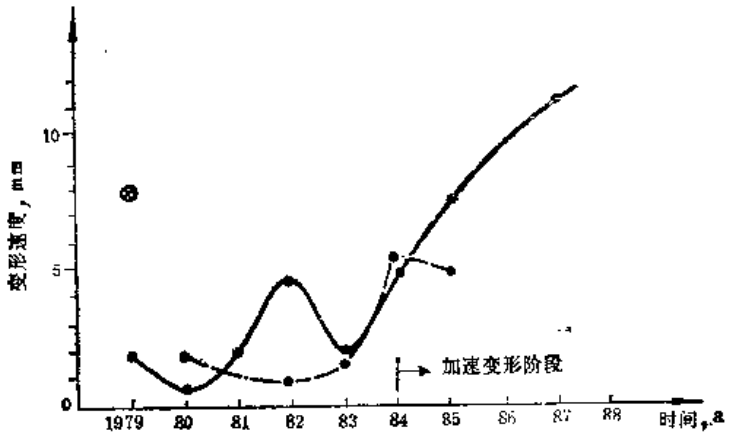


图 6-7　厂区老一号线8*点变形速度分析图

——垂直位移速度，—·—·—水平位移速度

在稳定变形阶段和加速度变形阶段，其特征显著不同。

在稳定变形阶段（1984年之前），露天矿开采和井下开采已经影响到厂区地基变形，但这时的变形速度小面稳定。这个时期厂内虽也有某些地方发生变形破坏，但仅是局部现象，尚不足以影响生产。

而在1984年之后，露天矿执行GOLDER公司的边帮设计，实施扩帮开采，加之胜利矿

1985年复采防水煤柱，使厂区地基急速下沉，进入了加速变形阶段，变形速度从1983年每月1.9mm增加到1984年每月4.4mm，1985年每月7.6mm，1987年1月到10月份，变形速度更大，每月11mm。进入加速阶段的显著特点是厂区南部设备普遍遭到破坏，甚至造成停产的严重局面。

1）干馏系统建筑物及设备遭严重破坏

自1986年入冬以来，干馏系统和地表连续出现裂缝，错位和断裂。

（1）原油一部烟道排风机基础下沉断裂；北侧干馏炉瓦座基础下沉；高达40m烟囱倾斜；干馏炉与框架连接处断裂。

（2）原油二部干馏炉地瓦座基础开裂，其中三台干馏炉因地轴不同心不能转动。带动原油二部干馏炉转动的40瓦减速机基础开裂，几次修复又被拉断，故20台干馏炉全部停产。

（3）原油三部有7台炉火门涨力错位达20～50mm，部分干馏炉主轴系统瓦座基础下沉。主轴水平度超差，循环瓦斯开关三道焊口断裂，裂纹达150mm，造成瓦斯严重泄漏，被迫关汽。

（4）原油四部干馏炉主轴基础下沉，洗涤塔出口ϕ1360mm管道断裂。瓦斯大量溢出。险些造成重大火灾和爆炸事故。

（5）干馏炉地下道运送废页岩双皮带基础断裂，电线拉断无法生产。

（6）原油分析站严重下沉，墙体错位。1987年2月4日时下沉80mm，错位109mm；5月上旬时，下沉已达150mm，错位达183mm，现在墙已倒塌。

（7）干馏系统核心原矿变电所厂房基础下沉，墙体多处裂缝错位。变压器母线扭曲变形，目前变电所北墙下沉达300mm，大墙裂缝宽达150mm以上，厂房有三根水泥横梁已折断。无法保障人身及变电系统安全。

以上情况虽经多次修复、调整。但由于地表不稳定，造成随修随坏，因此干馏系统的原油一、二、三、四部于1987年元月16日到3月23日相继关汽停产。1987年将减产页岩原油12.6万t，给国家和人民造成了巨大损失。

2）交通要道兴平路严重沉陷裂开

位于露天矿北帮之上的兴平路，是石油一厂主要的公路交通干线。每天有1100至2300辆次汽车通过，高峰时达120辆/h。但自1986年末以来，兴平路（东段）急骤下沉、开裂，行车非常困难和危险。根据兴平路观测线E8点观测资料，到11月15日，沉差达4.75m，严重影响石油一厂交通运输及消防安全。

3）厂区南部地下设施遭到破坏

厂区南部的地下电缆沟、人防设施、供排水管道、隧道等设施，1987年以来多次遭到严重破坏，如南北人行地下隧道（高2.3m，宽2m），虽然全长不足300m，但由于地表变形，断裂近二十处。隧道南部裂缝多宽达150mm，地下南北向垂直于矿坑的供排水管路，也多次被拉断。

4）8号输电铁塔严重倾斜并报废

石油一厂唯一的两回路66kV电源，系接自抚小线8号塔。1986年11月，该塔出现南倾，同年12月，电线驰度消失，严重威胁安全供电。现在已经报废，重新建一新塔。

二、空间变形规律

厂区空间变形规律从三个方面论述，即平面变形规律、南北向剖面变形规律和东西向剖

面变形规律。

1．厂区平面变形规律

根据1987年7月到10月份的观测值，作了全厂区的变形等值线图（如图6-8所示）。从图6-8分析：目前变形已不局限于F_{1A}断层以南，F_{1A}断层以北大部分厂区都有变形，最大垂直变形达10mm，最北边（距推测F_{1A}断层200m）变形最小，也达1.1mm，垂直变形3mm区已影响到F_{1A}北侧160多米处，垂直变形4mm区已达断层北侧110多米处。详看图6-8。

图6-8断层线（推测）附近的几个沉降小凹异常区，可能是由F_{1A}断层在该处破碎带较宽，破碎程度严重的缘故。

据1988年1月至3月测量资料，位于F_{1A}断层上的新办公楼，尽管设计时考虑了断层影响，施工时作了基础加固，但仍产生裂缝，证明断层正在由于采矿诱发而活动。

2．厂区南北向剖面变形规律

厂区南北向剖面变形规律如图6-9～图6-12所示。这些分析图是根据1987年3月至1988年2月所测数据整理的。

从分析图中可以看出，四个南北向剖面规律基本一致，厂区从北到南直到露天坑边，下沉变形和水平变形量都是增加的。特别是近坑地段，变形量急剧增加。这显然是露天开采造成的结果。

在图6-9、图6-10和图6-12中，剖面中部的变形曲线均有异常，这是F_{1A}断层的位置，也证明了F_{1A}断层对变形的影响及其程度。此外，在图6-9中，厂北门附近的3号点是一下沉曲线低凹带，是否在该处存在断层，需要查明，这对厂区北部要害设备的安全生产具有重要意义。

3．东西向剖面变形规律

厂区东西向剖面变形规律如分析图6-13所示。图6-13是根据东西向兴平路1987年7月10日至11月15日观测资料整理制作的。

图6-13表明，从W100到E1460的东西范围普遍下沉。不到一年时间，普遍下沉20～30mm。在E800～1300范围变形值最大，下沉位移量最大达1250mm。这是因为1987年4月至5月在该部位（E850左右）发生一次大滑坡和三次滑坡复活的缘故。通过现场勘察，在E1000左右台阶上发现四条南北向尺余宽裂缝，可能是井工开采采空区的塌落沉降所致。

三、厂区变形破坏的严重性

石油一厂是国家的重点企业，也是抚顺市的骨干企业，在国民经济中起着重要的作用。因此，一旦变形引起工厂破坏，将会造成巨大损失和惨重后果。

1．从经济作用看

石油一厂现有固定资产10亿元，全厂具有现代化的炼油和催化裂化设备，每年总产值可达8.05亿元，给国家上缴利润4.3亿元，在全国一百个重点企业中排列第31位，在某市排第二位。所以，石油一厂在全国和本市起着重要的经济带头作用，因此，一旦失事，将会给国家造成极其严重的经济损失。

2．从安全角度看

石油一厂是属于石油化工厂，其显著特点是“高温高压高浓度，易燃易爆易中毒”，特别是厂区北部（F_{1A}断层以北），氢气塔林立，一旦变形值大，就会引起不均匀沉降变形，导致设备破坏，工人的生命和国家财产的安全就会受到威胁，同时也影响相邻的电厂、水泥

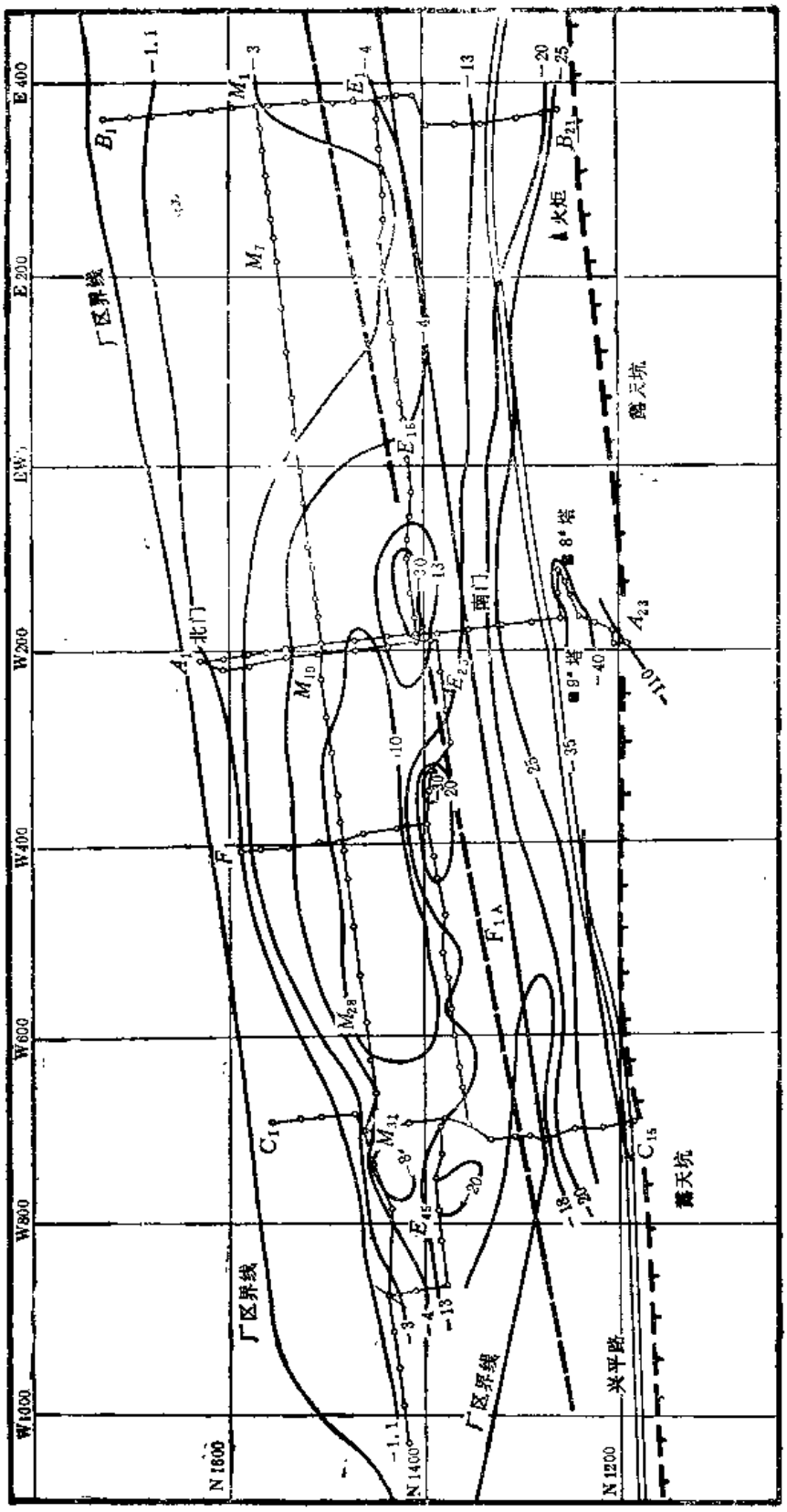


图 6-3 厂区下沉等值线图（1987年7月至10月）

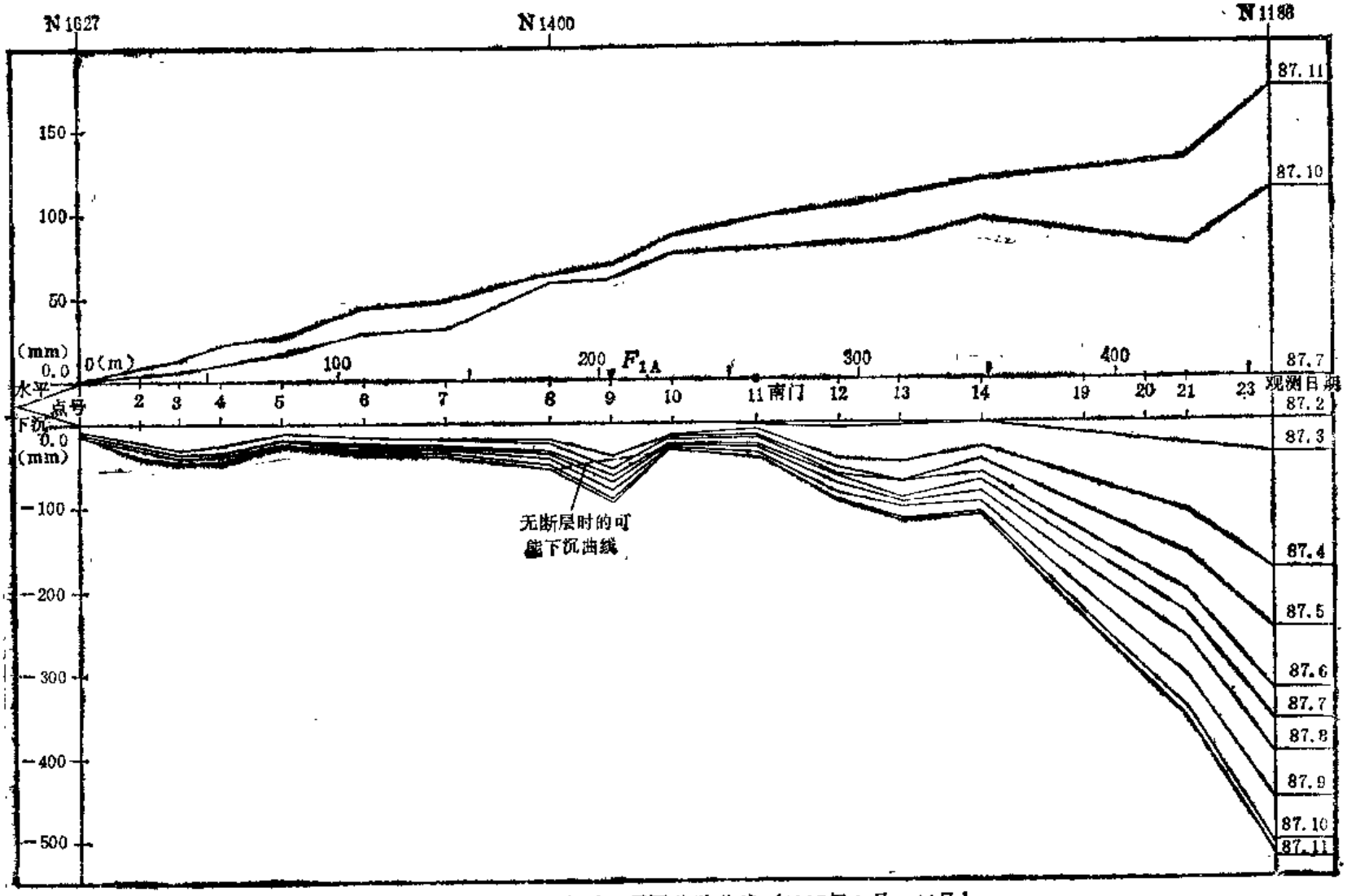


图 6-9 A线水平、下沉移动曲线（1987年2月～11月）

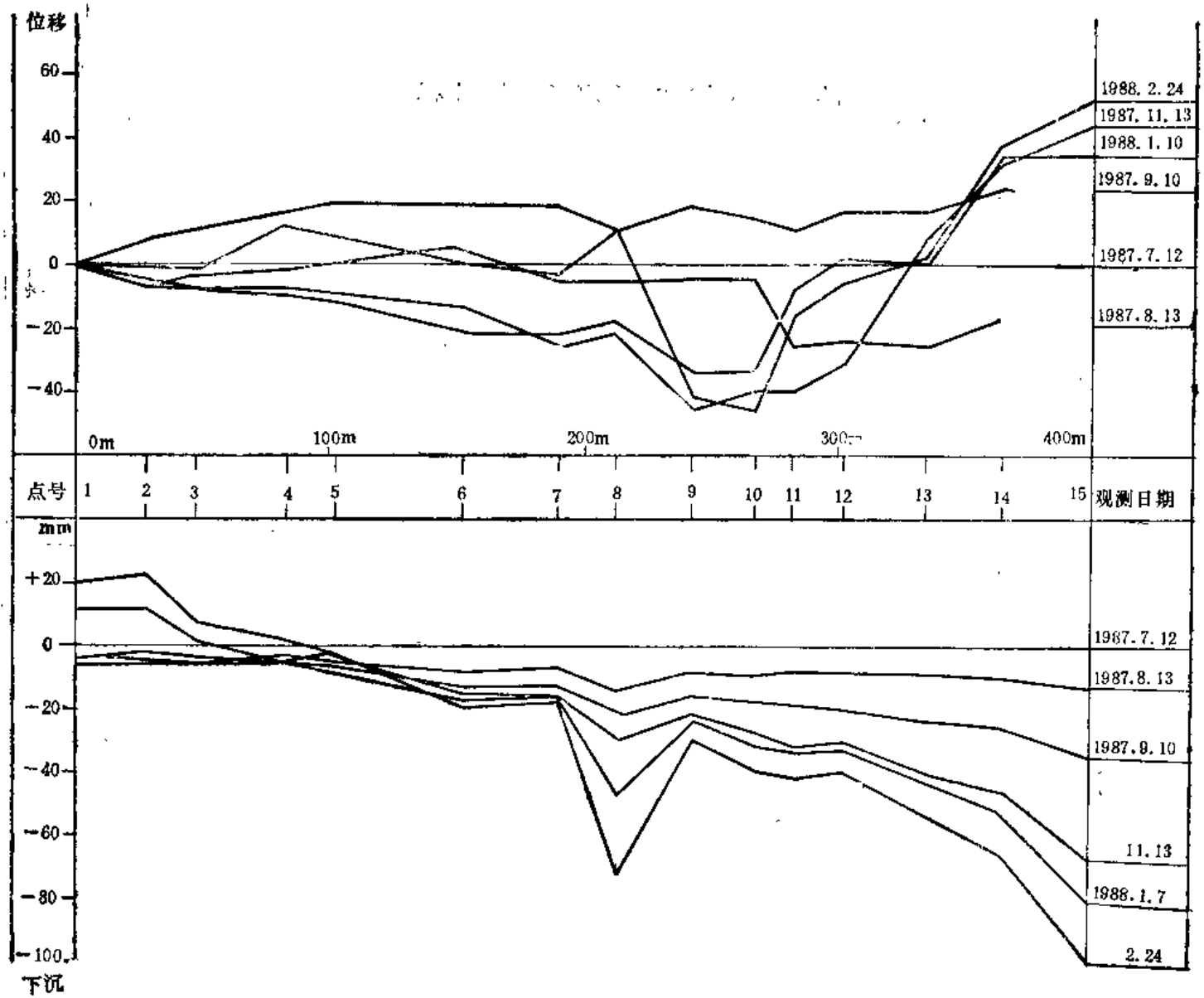


图 6-10 C线水平、垂直位移曲线图（W700）

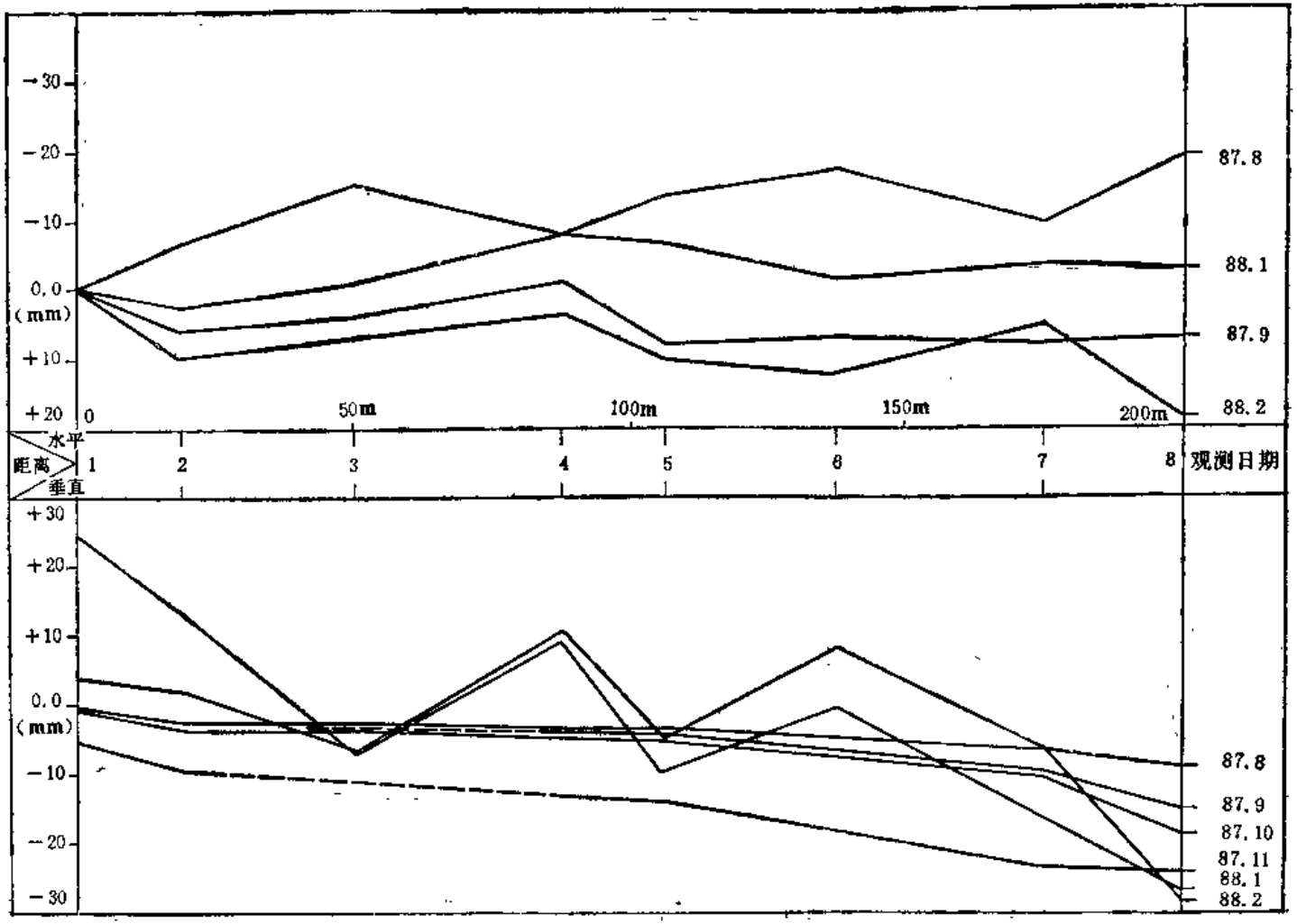


图 6-11 *F*线水平、垂直位移曲线图（W400）

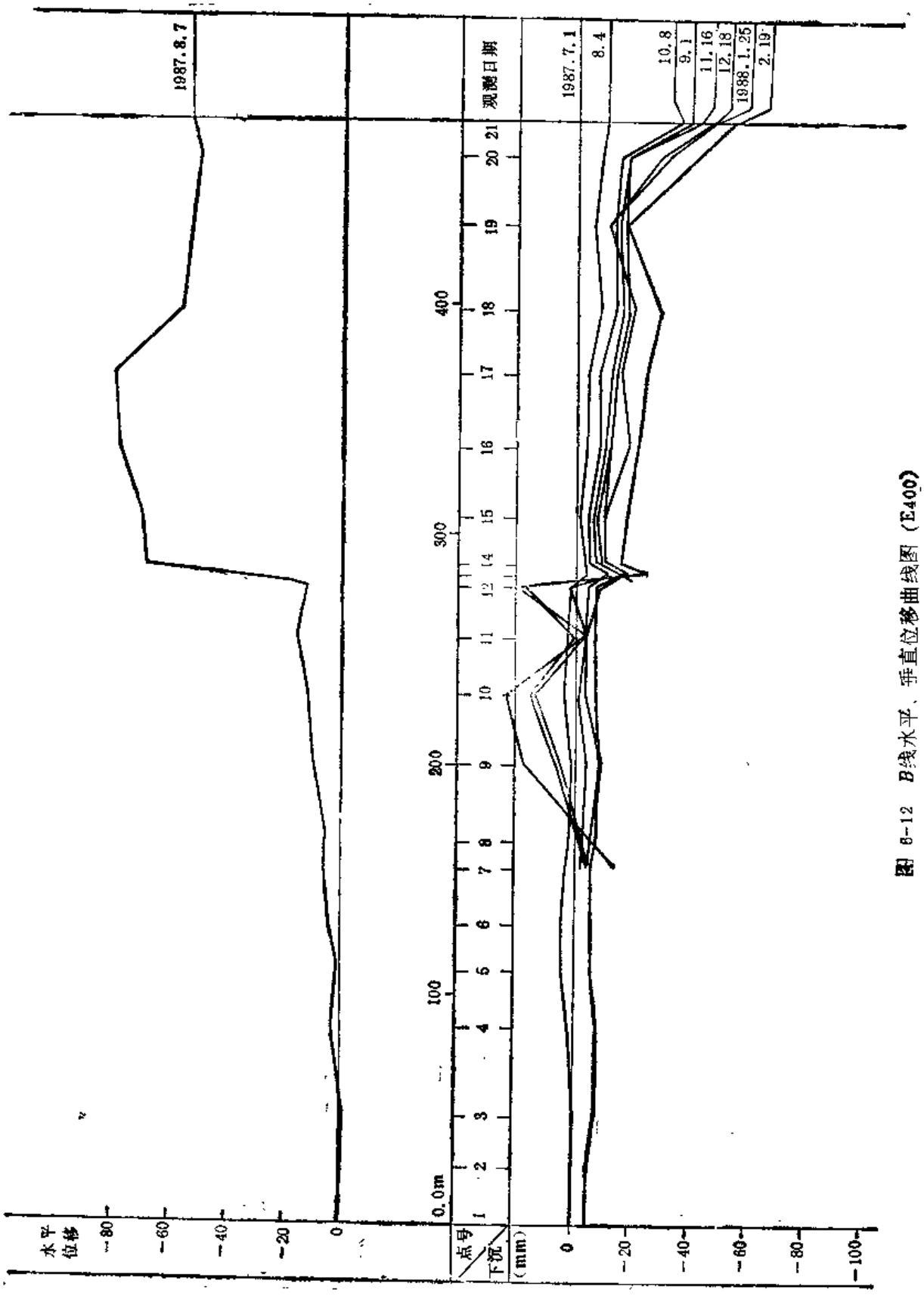


图 8-12 B线水平、垂直位移曲线图 (E400)

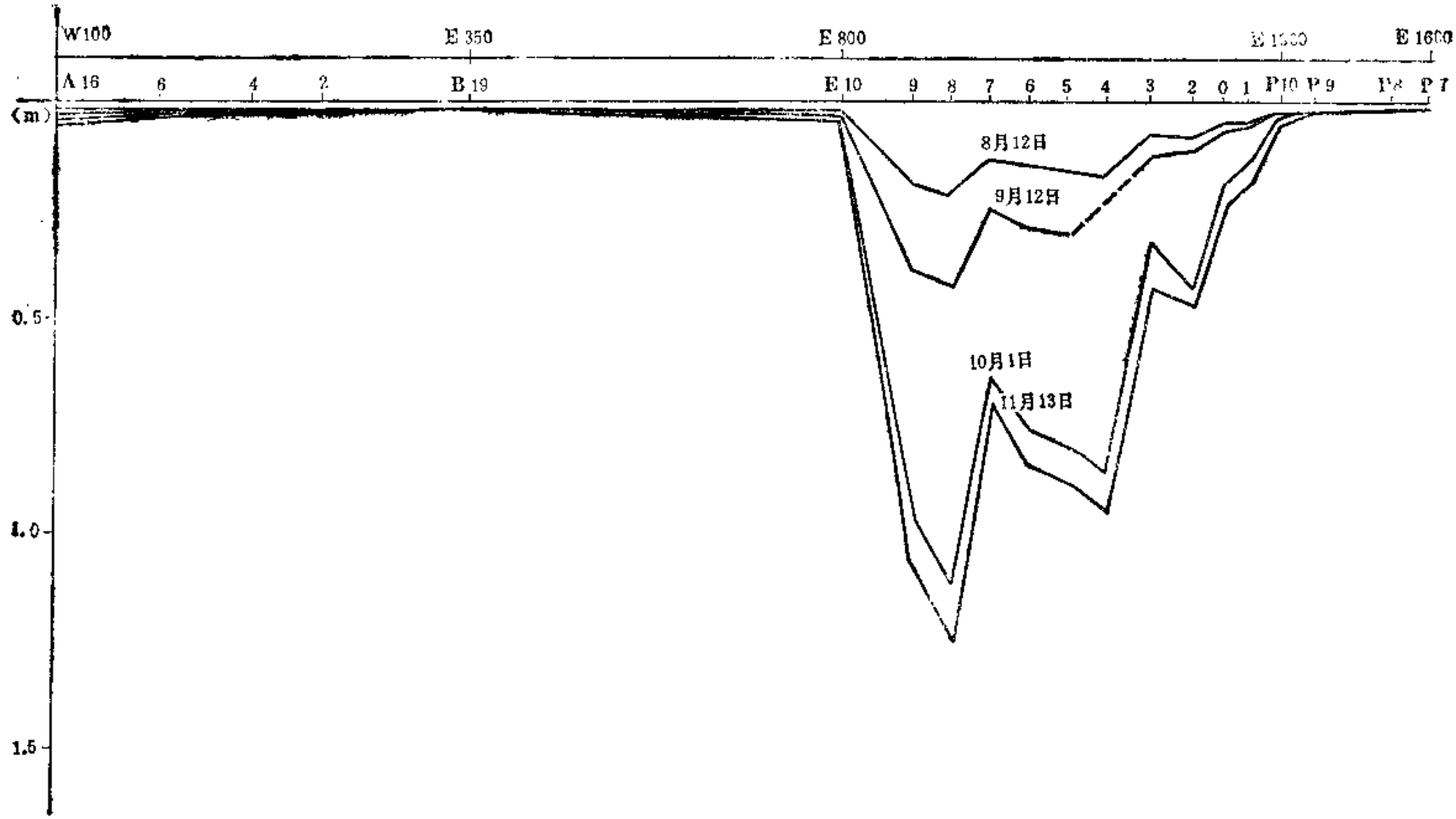


图 6-13 兴平路下沉曲线图（1987年7月至11月）

厂及市区的安全。

3．从地球物理环境看

该石油一厂所处的地球物理环境，也极可能发生这场惨重灾难。

首先，露天矿开挖在石油一厂南侧已造成巨大临空面，形成了一个很不利的地势场。石油一厂的厂基每天都在向大坑方向位移，并同时伴随下沉位移。根据1987 年测量结果，在A线23*点，最大下沉速度发生在四月份，每天下沉 2.84mm。“两部一委”会议决定让露天矿减缓剥离速度之后，五月份以来，下沉速度有所减小，但直到十一月份，仍然以每天1.22mm的速度下沉。就目前的情况看，已经使石油一厂南部设备停产，若西露天矿继续开挖，厂区北部的易燃易爆设备也会有遭到破坏的危险。

其次，该地区处于新华夏构造体系和东西向构造体系的复合部位，浑河断裂带是发震断裂带，一旦发生地震，露天矿开采给石油一厂造成的巨大临空面，使厂区地基抗震能力大大降低，引起灾难的可能性大大增加。根据图1-23中对该地区近百年来 233 次地震分析，得出如下规律：“地震次数日趋频繁，震源深度趋于以浅震为主，震级近年来变大”。因此，考虑到石油一厂附近电厂、水泥厂乃至抚顺市的安全，露天矿继续开采到21世纪初，将会加大破坏的可能性。

第四节　厂区地表变形原因分析

通过对厂区地表变形观测资料的系统分析，可以看出，在引起厂区变形的客观因素（地质构造和地下水等）当中，断层构造是主要影响因素；在引起厂区地表变形的人为因素（露天开采和地下开采等）当中，露天开采是近年来的主要因素。因此，本章重点分析断层构造和露天开采对地表变形的影响作用，而对地下水和井下开采的影响只做简要分析。

一、断层构造影响变形的模式

断层构造的影响主要表现在四个方面，使边坡岩体倾倒变形，使北帮地表变形梯度不连续，使井下开采影响范围扩大和导致断层破碎带上及其附近建筑物破坏。

1．使边坡岩体倾倒变形

由于F_1断层是东西向构造应力场和新华夏构造应力场两期作用形成的北倾先压后压扭的断层，其南侧第三系岩层直立或倒转。在 E800 以西的露天边坡上，F_1 断层已裸露于边坡地表。由于边坡不断加陡，南侧应力释放，使 F_{1A} 断层南盘岩层沿直立或北倾结构面（层间错动面和近东西向节理面、小断层面）发生倾倒式大变形。同时沿F_1断层面走向（基本平行于大坑走向）产生一系列张裂缝。由于这种倾倒变形方式在一定时期内虽不能导致滑坡，但可产生很大位移量，给厂区岩体向大坑方向移动造成影响。

2．导致地表变形梯度不连续

如南北向剖面分析图6-9、图6-10和图6-12所示，在厂区中部，即图6-9的 9 号点附近，图6-10的 8 号点附近和图6-12的13号点附近地带发生变形梯度不连续，就是贯穿厂区中部的F_{1A}断层作用的结果。

3．使井采的影响范围扩大

根据1955 年苏联列宁格勒设计院提供的总体改建设计，为保护石油一厂，按岩移角 57° 留设煤柱，1959年唐山研究院的同志考虑到断层的影响，经过研究把岩移角改为 53°。深部坑井下开采时，虽然以 53° 留设煤柱，但由于断层的迁就变形作用，使地表变形范围波及到

保护区内的F_{1A}断层露头位置（实际上是露采和井采的联合作用所致），导致断层带上建筑物开始变形[22]。

4．导致建筑物变形破坏

F_{1A}断层近东西走向，横穿石油一厂、发电厂、矿务局和以东市区。F_1在F_{1A}南侧，相距240～300m，两断层走向上平行展布。根据石油一厂和露天矿工程技术人员的调查资料证明，不仅该石油一厂的东干馏设备和西干馏设备遭受破坏，全部停产，而且沿断层破碎带向东，从发电厂至E4600的榆林地区住宅共发现43座建筑物遭到破坏。其中发电厂8号巨型冷却塔由于变形破坏，塔体裂缝遍布，已于1985年报废；发电厂除灰分厂房为1980年新建，东西墙已出现13mm宽的三条裂缝；千金商场1979年新建，东西墙已出现四条2mm裂缝；1985年新建的胜利影剧院已出现了1～1.5mm的两条裂缝；市公安局、邮电局电报楼、矿区武装部、南台小学、南台豆腐房、南台诊所和街道办事处、台东住宅楼等建筑物虽距露天矿420～1100m，但均遭程度不同的破坏。此外紧临露天矿东界的榆临锅炉房和住宅也发现有3～5mm的裂缝。

由此可见，由采矿活动引起F_1和F_{1A}断层活化所导致的建筑物破坏范围是比较大的，应予以足够重视。

二、露天开采是地表变形的主要原因

露天开采对厂区地表变形的影响作用可以从六个方面分析：（1）从采矿历史和变形速度关系看；（2）从矿坑位置和地表位移方向看；（3）从断层活化程度与矿坑距离看；（4）从扩帮开采对厂区变形的影响作用看；（5）从帮坡失稳位置和地表位移程度看；（6）从国外同类露天煤矿变形情况看。

1．采矿历史与变形速度

采矿历史（包括露天矿、胜利矿和深部井的开采）和地表变形速度的相关分析如图6-14和图6-15所示。

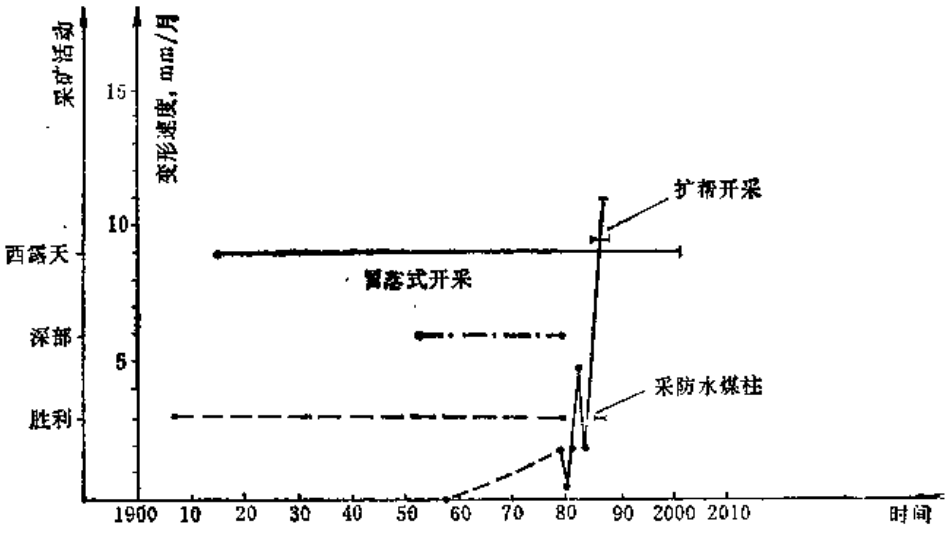


图 6-14　采矿活动与变形速度相关分析图（一）

图6-14表明，深部井的开采时限是1952年至1977年，其中采用冒落式开采是1960年5月至1961年6月；胜利矿开采时限是1907年至1979年。后又复采于1985年5月至1986年4月；

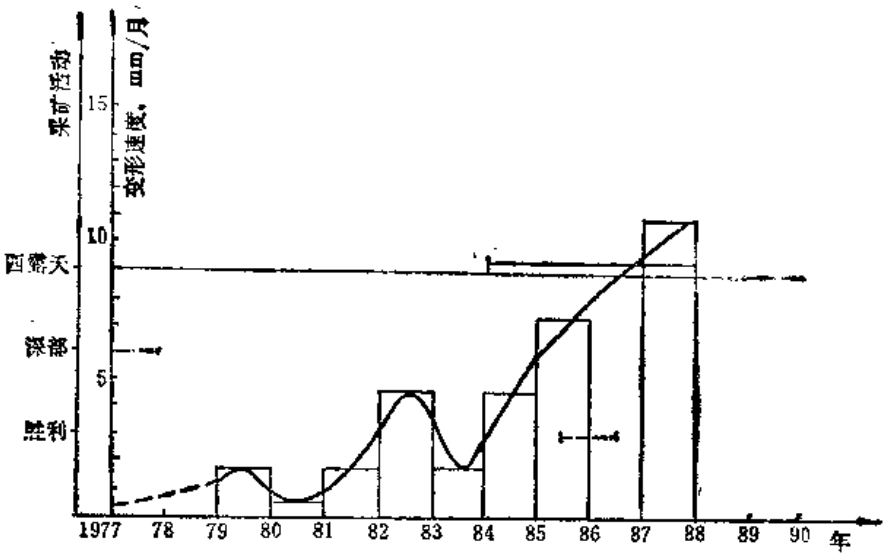


图 6-15　采矿活动与变形速度相关分析图（二）

露天矿开采年限是1910年至2002年，其中1984年以来北帮实行强化开采。而厂区地表变形速度曲线（据厂区*A*线 9 号点数据）表明，1959 年之前，虽露天与井工开采已进行了50多年，但厂区尚无明显变形，（据[38]p17 资料），证明井工开采对厂区变形没有明显影响，而此时露天矿坑界与厂区较远，也无影响；1959年至1984年期间，变形速度比较小，也比较稳定。1984年之后变形速度急剧增加。目前仍是上升趋势。这正好和露天矿扩帮开采的工程活动时限相吻合。证明当北帮边坡距工厂距离较远时，变形比较微小，随着扩帮开采，北帮边坡向工厂靠近，侧限压力释放，使厂区地表位移速度逐渐增大。

图6-15是图6-14中部分重点曲线分析图的放大。图中曲线证明了变形速度随北帮开采强化而加速的模式不是单调上升的，而是波动式加速。但是值得注意的是这种波动加速的趋势是，后一波峰比前一波峰远远为大，这是一种危险的趋势。

至于深部井和胜利矿的影响问题，从图6-14和图6-15可以看出，这种影响是比较小的，而且深部井和胜利矿开采早已停止。而露天矿还将开采到2002 年，北帮还将不断地靠帮扩采，因此，其对厂区变形的影响作用更显得重要。

2．矿坑位置与地表位移方向

图6-9～图 6-12 是厂区从西到东的四个剖面上变形情况分析图。经分析可以看出，厂区地表水平位移和垂直位移量都是露天矿边沿观测点最大，向厂内位移量逐渐减小。这显然是露天矿坑巨大临空面的影响结果。

从水平位移方向看，都是向露天矿坑的方向位移，这明显是北帮扩采，侧限压力减小，造成边坡岩体内应力释放，从而产生向减小压力的方向位移的结果。

3．断层活化程度与距露天矿距离

野外调查发现，同一 F_{1A} 断层带上的设备破坏程度，在不同区段破坏程度不尽相同。总的看，在石油一厂区段，设备基本全部破坏，而且西部干馏设备先行破坏，东部干馏设备后继破坏；在石油一厂东侧的发电厂，13个冷却塔均有程度不同的变形，报废冷却塔 1 个；向东至榆林地区，虽也有破坏，但破坏的范围比较局部，破坏程度也较轻微。其原因除了井工开采影响之外，主要是断层的走向大约NE70°，西部距露天矿坑较近，东部渐远的缘故。

对变形资料系统分析后发现，不同断层，当距露天矿距离相近时，其变形速度也惊人的

近似（如图6-16所示）。北帮平行发育两个断层F_1和F_{1A}。F_1断裂位于F_{1A}断裂的南侧240～300m。据原2号观测线变形观测资料[38]，位于F_1断层上的W200的10号点在1957年距坑边192m，1957年末至1967年6月期间的累计下沉量1647mm，月下沉速度每月14.5mm；累计水平位移1254mm，变形速度为每月11mm。当时处于F_1北侧的F_{1A}断层尚无明显位移。随着时间推移，北帮不断扩帮开采，到1987年坑界距F_{1A}断层（W200剖面A_1观测线8号观测点）215m时，据观测资料，其垂直变形速度达每月11mm。

上述事实证明，露天矿的扩帮开采使坑界与断层的距离发生变化，从而引起断层本身的“活化”变形。当距离比较远时，这种影响比较轻微；距离愈近，“活化”变形速度越快；当距离相近，其“活化”变形速度也比较接近（如图6-16所示）。

4．扩帮开采强度与厂区变形速度

厂区地表变形和F_{1A}断层活化程度对扩帮开采比较敏感。这一规律可从图6-17中分析得出。

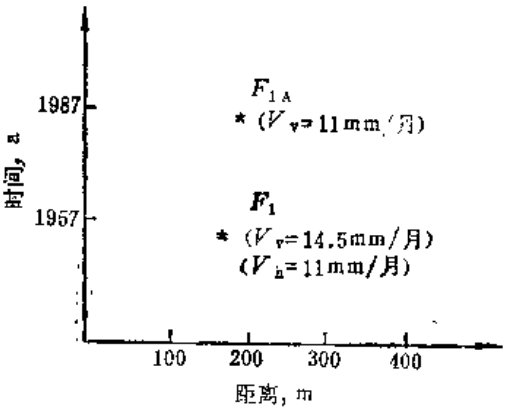


图 6-16　W200剖面上断层变形速度与坑界距离关系

图6-9是横穿厂区南北的A线的水平、垂直位移曲线图，图中可分析出如下规律：

（1）从厂区北侧到露天坑边，变形是增加的，而且距坑边近时变形急剧增强。这显然是大坑影响的结果。仅从1987年2月至11月的资料分析，9个月时间垂直变形510mm，水平变形170mm。

（2）垂直位移曲线上有两个下降峰值区。第一个是23号点高峰值区，下降最大值为510mm，另一个是9号点低峰值区，下沉值为95mm。高峰值区显然是露天开采的影响，低峰值区需做具体分析。

低峰值区位于F_{1A}断层带，这一低峰是由露天坑和断层共同影响的结果。从垂直位移曲线分析，假设没有F_{1A}断层存在；则位移曲线可能如虚线所示。F_{1A}断层的影响下沉值是49mm，而露天矿开采对该点影响为46mm，从水平位移曲线看，在断层区未出现异常，证明断层的存在主要影响厂区的垂直位移变化，而对水平位移影响不大。露天开采则是水平位移的主要原因。图6-17中也表明了露天开采对厂区位移（特别是断层位移）有较大影响。分析图6-17是根据1979年6月至1987年10月观测数据绘制而成。图中8号点处是断层，在1984年露天矿扩帮开采后下沉位移急速加大。

图6-18是厂区13号烟囱（距坑边200多米）倾斜曲线图。分析图表示，1984年之前17年时间（1967～1983年）中，13号烟囱向露天坑方向（南倾）倾斜315mm左右，而在1984年之后4年多（1984～1988年2月）的时间内，向南倾斜335mm。1984年之后倾斜位移速度加大显然和1984年露天矿强化开采有关。

不仅厂区内变形观测值具有如上规律，而且厂外变形观测值也有上述特征。图6-19是西露天矿北帮一段站南线位移曲线图，图中也显示出1984年之后的水平位移和垂直位移明显加快。

5．北帮失稳位置和地表大变形区

北帮失稳位置及其对地表位移程度的影响如图6-20、图6-21所示。图中分析了1987年7月至1987年11月期间的E100～E1460的地表变形情况以及1987年4月的滑坡位置、1985年5月～

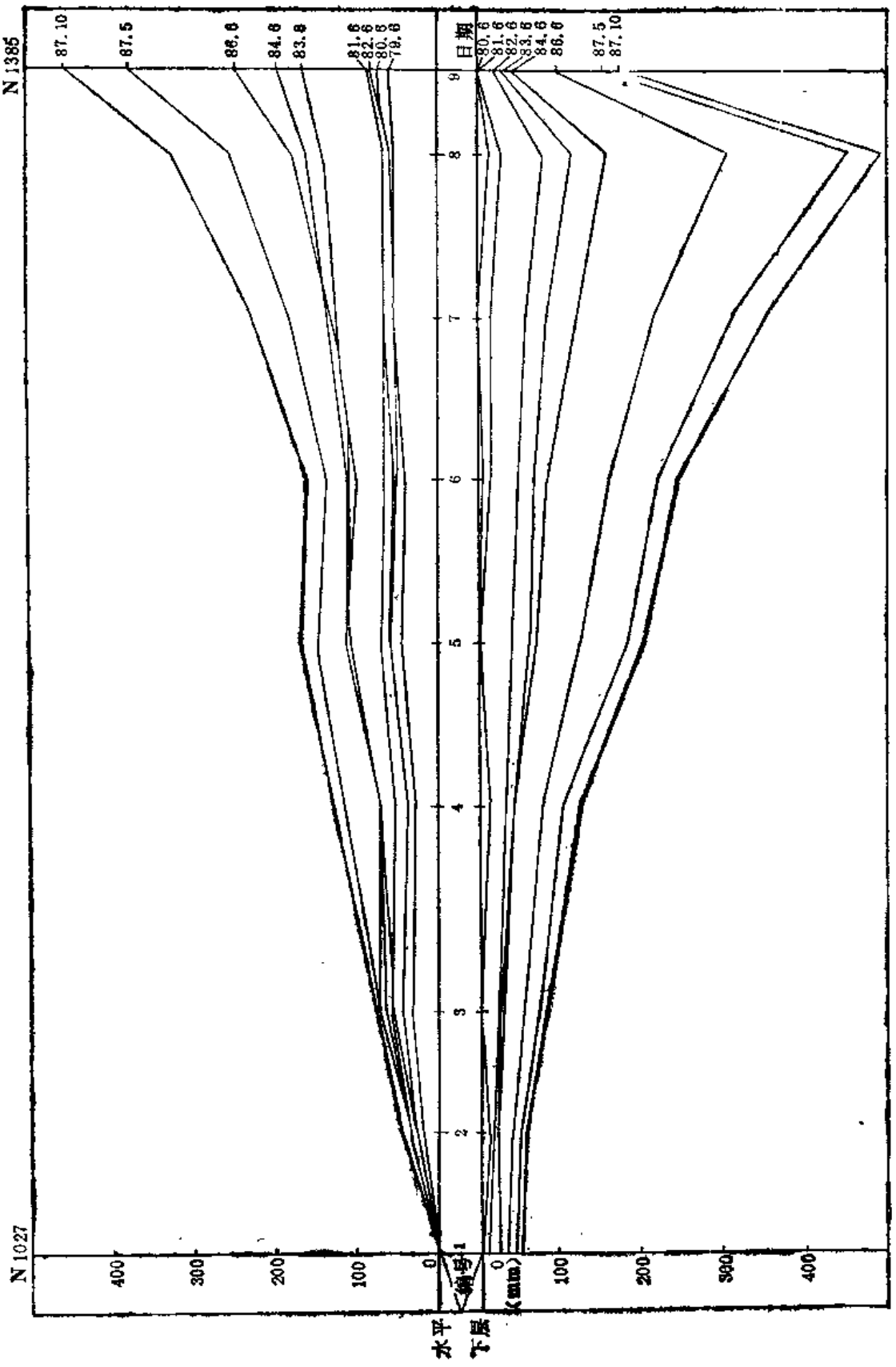


图 6-17 老 1 #线水平、下沉位移曲线图（1979年 6 月～1987年10月）

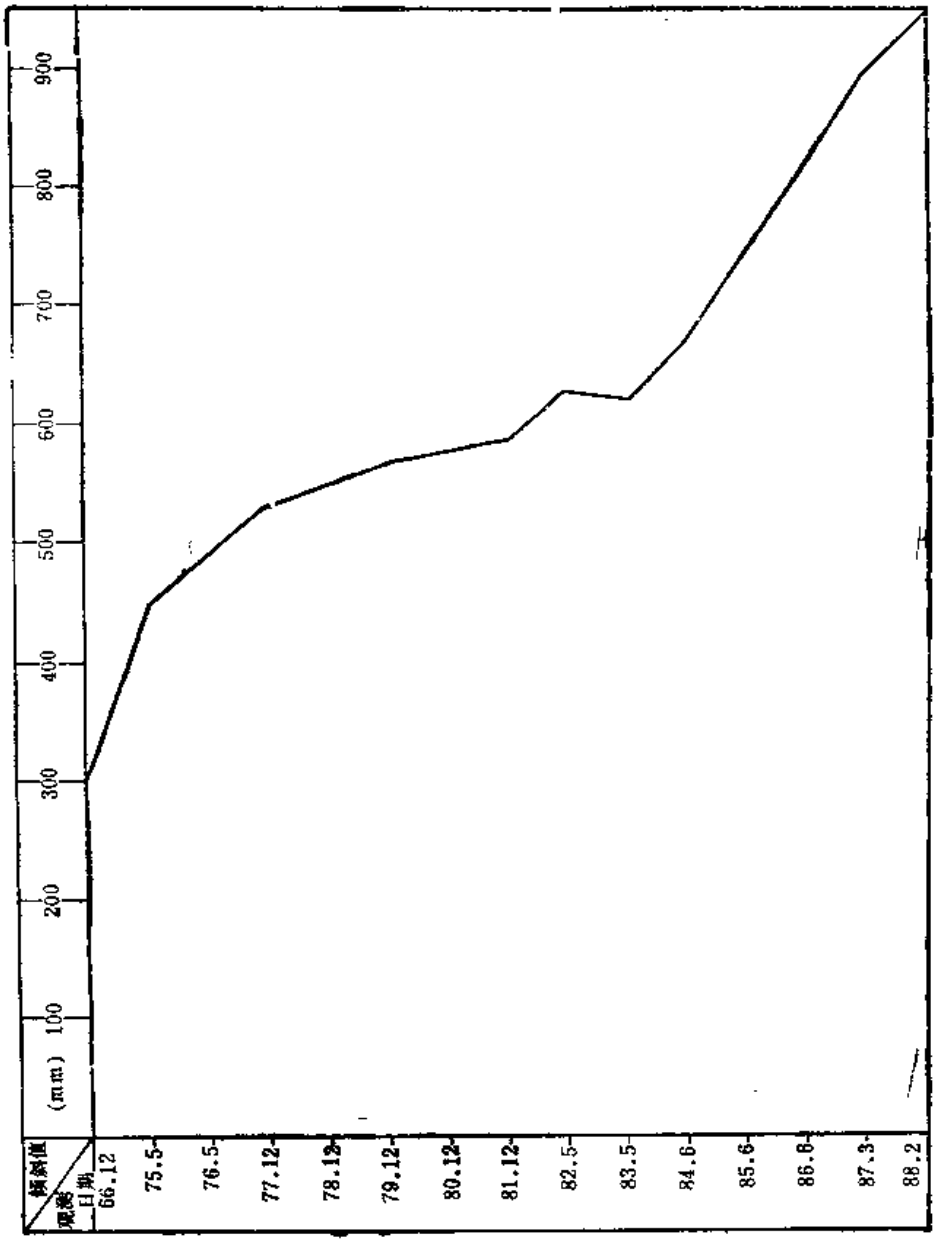


图 6-18 13#烟囱倾斜曲线图

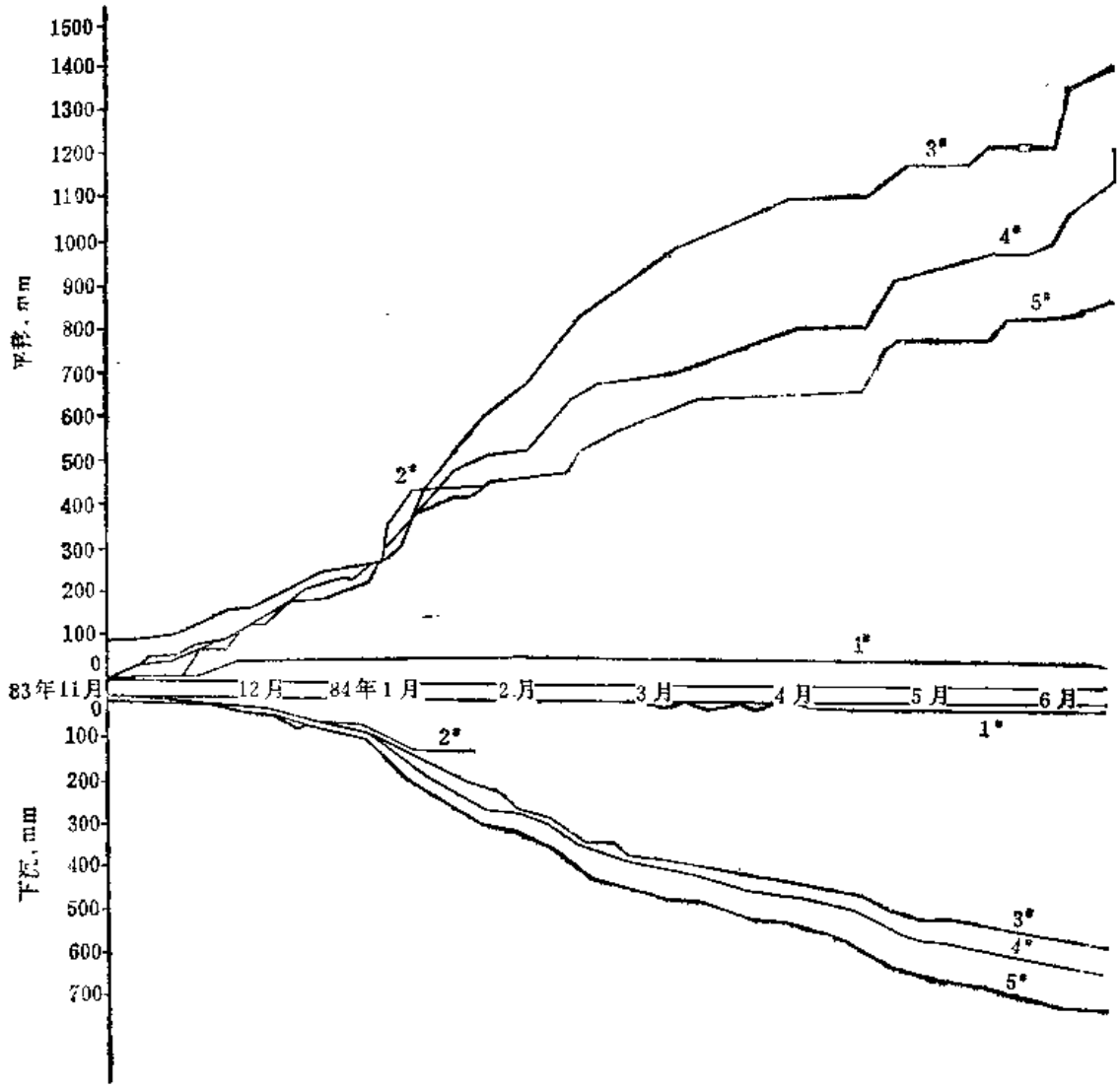


图 6-19　一段站南线滑动曲线图

1986年4月胜利矿井下复采范围和第三不稳区在坡顶出露范围的对应关系。

从图6-20可以看出，E800～E1300地表大变形区与1987年4月滑坡、胜利矿1985年井下复采、北帮第三不稳区的影响都有时间上的相关关系。但从图6-21分析，似有滑坡和第三不稳区是主要影响因素的特征，位移曲线表明，1987年4月之前，该地表大变形区已经出现明显位移，但位移速度较小。而4月份滑坡发生后，位移速度明显加快，随后速度又显著变小。

从如上分析可得如下结论，四月份滑坡的产生有一个从渐变到突变的孕育过程，也有一个从突变（剧变）到渐变的过程，从测量数据分析，1985年3月～1987年4月是第一渐变过程，1987年4月18日是滑坡突变事件的发生，4月18日～5月8日是剧变过程，5月8日之后又发展为渐变过程。

在第一渐变过程中，由于开采改变了边界条件，滑坡体已经开始位移。由于滑坡处于第三不稳区中，它又牵扯着不稳区相邻岩体运动，从而使E800～E1300的地表明显位移，此即滑坡孕育过程对该区变形的影响；4月18日滑坡标志着一个突变事件的产生，这一突变事件使E800～E1300的地表位移加速，是该区变形进入剧变过程。5月8日之后，该区变形速度

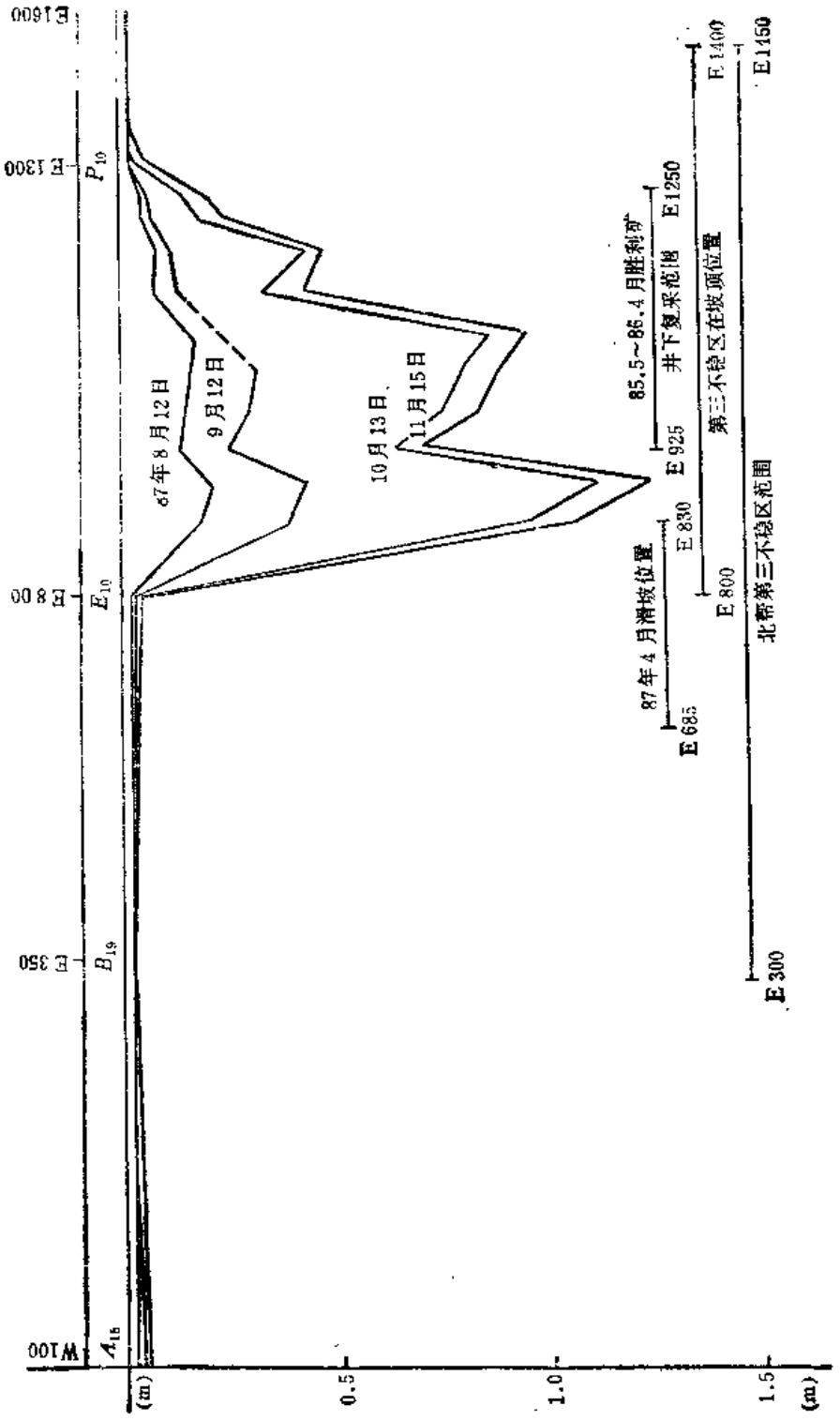


图 6-20 地表位移及其原因分析图

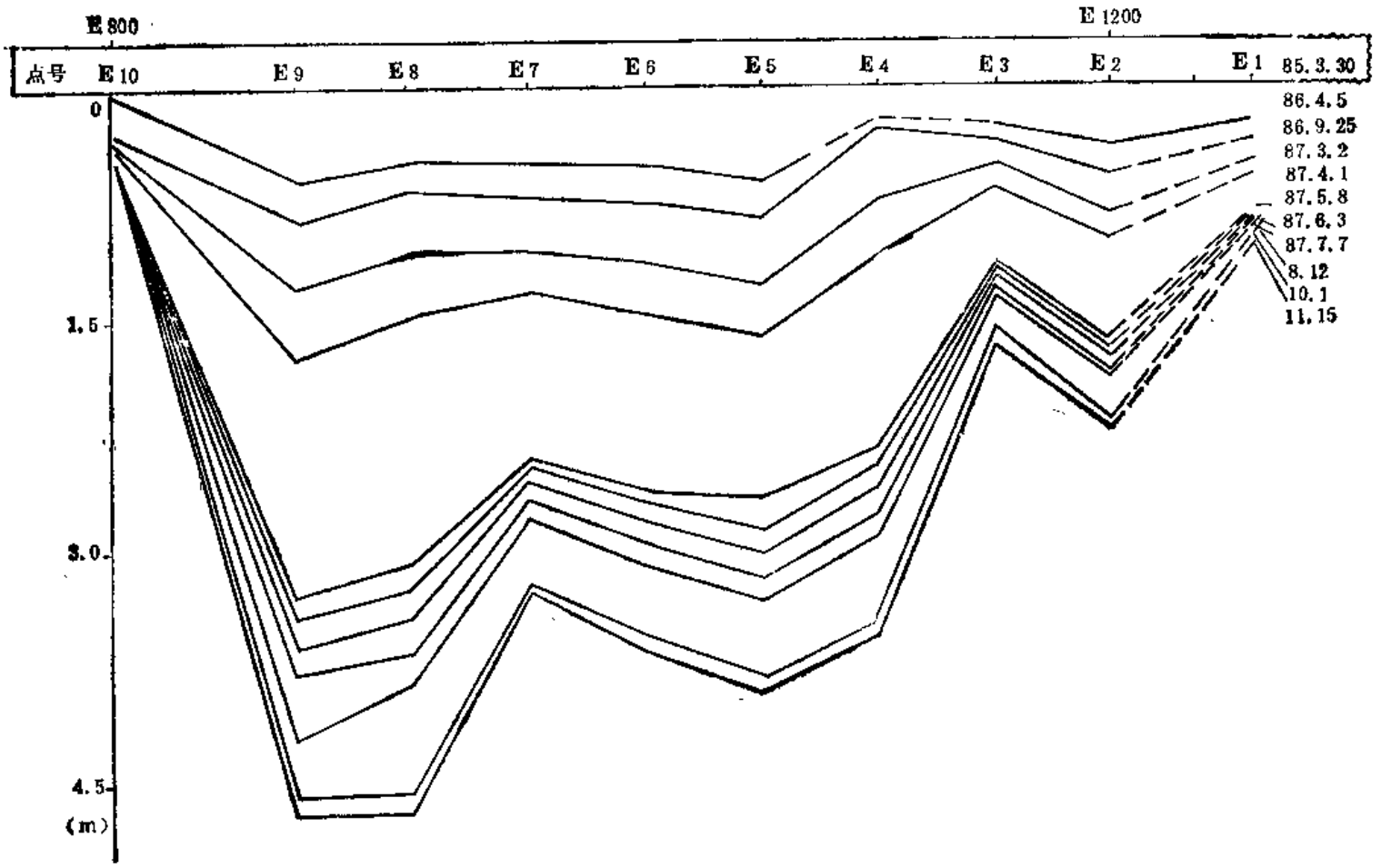


图 6-21　兴平路下沉曲线图（1985年 3 月～1987年11月）

明显减小，标志着滑坡发生后，逐渐趋于稳定。

6．国外露天煤矿地表变形实例

影响该石油一厂的两个人为因素（露天开采和井下开采）交织在一起，因此，本文为说明露天开采的影响，特举一实例来说明。据文献[78]资料，澳大利亚维多利亚州莫维尔镇附近的褐煤露天矿，在1961年到1972年间，露天矿开采到110m深，边坡角39°，露天矿境界上已观测到最大水平移动为1.20m，地表最大下沉为1.70m。变形区影响到距坑边1000 多米。如图6-22和图6-23所示。

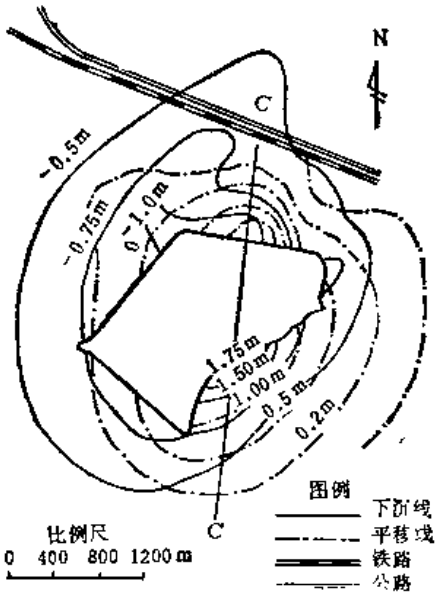


图 6-22 澳大利亚莫维尔露天矿下沉、水平位移等值线图

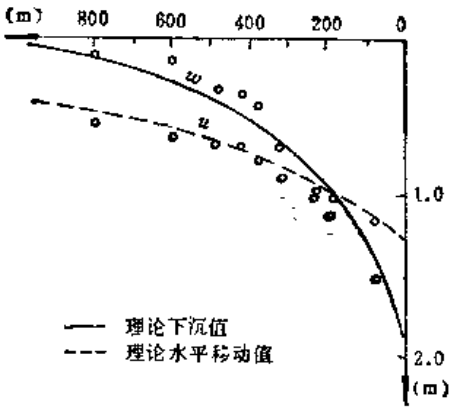


图 6-23 澳大利亚莫维尔露天矿下沉、水平位移实测值与理论拟合曲线

和莫维尔露天煤矿相比，该露天煤矿规模更大，地质条件更为复杂，而且终坑深度高达500m，因此，其开采所影响的范围将更大一些，影响的程度更严重一些。然而，由于岩层构成的差异，使影响变形规律又不尽如此。

三、地下水的影响

由厂区地下水渗流场分析可知，其地表冲积层厚约17m，透水性好，加之浑河源源不断地补给，地下水比较丰富，特别是地下水渗入岩体内部、渗入两个断层破碎带中，进行物理化学作用和力学作用，从而影响岩体的力学性质和力学作用。

1．降低岩体强度

地下水对岩体有软化作用，因而能降低岩体强度即降低岩块强度和结构而强度。图5-15～图5-20就表示了北帮三种岩性的含水量不同对强度参数的影响是很大的。

2．产生水压力，促使岩体变形

在厂区第四纪冲积层中，地下水主要产生渗透压力，其运动机制主要受重力作用控制，其运动速度u决定于渗透系数K及水力梯度I。即：

$$u = KI = K\frac{\partial H}{\partial L} \tag{6-1}$$

式中 H——水头损失；

L——渗透路径长度。

所形成的压力σ_w决定于水和密度ρ_w和水头H。即：

$$\sigma_w = \rho_w H \tag{6-2}$$

地下水的物理化学作用使岩体软化，强度降低，而且产生力学作用，抵消外界作用的正压力使岩体强度降低。作用机理如图6-24所示。

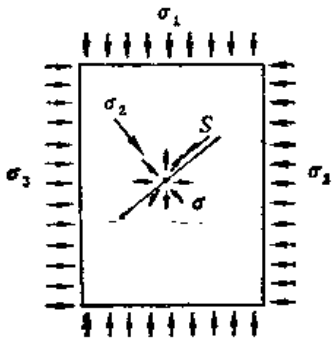


图 6-24 有孔压时岩块内应力组合关系

此时：

$$\sigma_n' = \frac{(\sigma_1-\sigma_w)+(\sigma_3-\sigma_w)}{2} - \frac{(\sigma_1-\sigma_w)-(\sigma_3-\sigma_w)}{2}\cos\alpha$$

$$= \frac{\sigma_1-\sigma_3}{2} - \sigma_w - \frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}\cos\alpha = \sigma_n - \sigma_w \tag{6-3}$$

$$S' = \frac{(\sigma_1-\sigma_w)-(\sigma_3-\sigma_w)}{2}\sin 2\alpha$$

$$= \frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}\sin 2\alpha = S \tag{6-4}$$

式（6-3）表明，岩块内存在有孔隙压时，法向应力变为：$\sigma_n - \sigma_w$，而式（6-4）表明，剪应力不因有孔压而改变。因此，抗剪强度为：

$$\tau_w = (\sigma_n - \sigma_w)\mathrm{tg}\phi_w + C_w$$
$$= \sigma_n \mathrm{tg}\phi_w + C_w - \sigma_w \mathrm{tg}\phi_w \tag{6-5}$$

式中 C_w——岩块浸水时的凝聚力；

σ_w——岩块浸水时的摩擦角。

式（6-5）表明，由于孔隙水压力的作用，抗剪强度降低了$\sigma_w \mathrm{tg}\phi_w$。当岩石干燥时强度$\tau$为：

$$\tau = \sigma_n \mathrm{tg}\phi + C \tag{6-6}$$

当岩石饱水时抗剪强度降低$\Delta\tau$：

$$\Delta\tau = \tau - \tau_w \tag{6-7}$$

即：

$$\Delta\tau = \tau - \tau_w$$
$$= \sigma_n \mathrm{tg}\phi + C - [(\sigma_n - \sigma_w)\mathrm{tg}\phi_w + C_w]$$
$$= \sigma_n(\mathrm{tg}\phi - \mathrm{tg}\phi_w) + \sigma_w \mathrm{tg}\phi_w + (C - C_w) \tag{6-8}$$

式中 $(\mathrm{tg}\phi - \mathrm{tg}\phi_w)$——水的软化作用使摩擦系数降低量；

$(C - C_w)$——软化作用使凝聚力降低量；

$\sigma_w \mathrm{tg}\phi_w$——力学作用使岩块抗剪强度降低量。

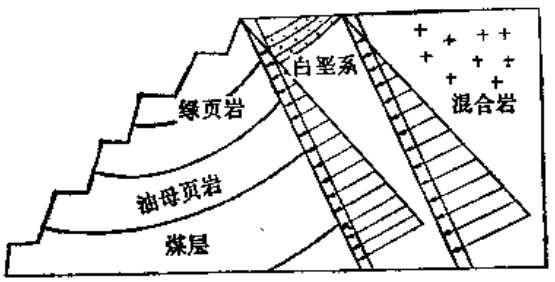


图 6-25 厂区断层中的静水压力作用方式

式（6-8）表明了水对岩块抗剪强度的综合力效应。

在厂区基岩中，存在着两个大断层，力学性质为压性或压扭性，有一定的隔水作用，因此，地下水灌入断层带中，将产生巨大的静水压力，使边坡岩体和厂基岩体变形，作用机制

如图6-25所示。

3．产生溶蚀作用和潜蚀作用

地下水的物理作用和力学作用还表现在产生对岩体物质的溶蚀作用和潜蚀作用。

地下水在流动过程中可将可溶物质溶解带走，有时由于其动力作用将岩体中细小颗粒带走，随即使岩体强度降低，变形加大，对厂区的工程建筑物极为不利。特别是露天矿采用疏干排水工程，强化抽汲地下水，这对边坡稳定有较大作用，但客观上又起到了加速潜蚀作用的进行，促使了厂基岩体变形。据石油一厂在疏干工程发挥效益后（1987年11月2日至1987年11月24日），取疏干水16次进行化验，水中平均固体物含量为0.62kg/m³。证明这一问题尚需重视。

四、井采的影响

厂区的地表变形也受井下开采的影响，但这种影响和露天开采的影响比较是次要的。由于某些原因，井采资料十分有限，因此只能从下边四个方面来进行分析。

从规模上看，露天开采所形成的大坑长约6km，宽约2km，深300m，将来还要达到500m深，而井下开采所形成的采场空间远远小于这个尺寸，露天开采所形成的巨大临空面所引起的厂区地表变形要比采场临空条件所造成的地表变形要大。

从空间位置看，规模较大的露天坑巨大临空坡面距北帮之上石油一厂距离170～200m左右，而规模较小的地下采场距工厂500m左右。

从时间上看，地下井采已于1986年全部停止，采场空间不会再因井采因素而继续扩大，而根据高尔德公司的设计露天矿开采尚要进行到21世纪初[1]。

从变形有限性看，井采（水砂充填法开采）所引起的地表变形值是有限的，而露天大坑所引起的向坑内的变形相对来说是无限的。只要露天大坑存在，由于岩体的流变特性，向坑内方向的位移就不会停止。

从变形特征看，井采所引起的地表变形是以垂直位移为主，而露天开采引起的地表变形会出现较大的水平位移量。从厂区变形图6-9～图6-12分析，也确实具有后者影响特征。

由于受资料限制，井采的影响作用，尚待深入研究。

第五节　露天矿和石油一厂的辩证关系

鉴于目前这一岩土工程课题的研究和解决，不仅涉及到自然科学问题，而且同时又是一个社会科学问题，所以有必要对露天矿和石油一厂的关系加以辩证论述。

一、厂矿矛盾的原因

厂矿两大工程活动之所以形成目前尖锐对立的局面。有其历史的根源和工程观念不同的原因。

1．历史的根源

根据文献记载，早在日伪时期，由于掠夺性开采，没有搞清地质构造情况，认为本区只有F_1断层，且错误判断为南倾，故把石油一厂建在距露天矿较近的F_{1A}断层带上。这种错误布局，造成了“压煤”现象和厂区生产的潜在危险，给厂矿日后发展生产的尖锐对立埋下了祸根。

解放以后，新中国工程技术人员对本区构造的认识也经历了一个很长的过程，1952年，矿区技术人员为列宁格勒设计院提供设计资料打钻中，才发现F_1断层不是向南倾斜的正断

层，而是向北倾斜的逆断层，随后又相继发现在F_1断层以北还存在了一条与其性质相同的F_{1A}断层。在1956年至1979年期间，矿区为探明断层构造情况，又陆续打了24个勘探孔。1982年10月又在W1300，+38水平打了一条165m长的水平巷道和16m的水平探孔。通过上述工作，对F_1，F_{1A}两条断层破碎带位置、产状有了初步认识，判明两条断层相距为240～300m，并分别有25～35m，50～80m的由断层泥断层角砾岩组成的破碎带。从探巷素描图可知，两条断层之间的白垩系岩石也伴生许多小断层，裂缝发育，岩石破碎。

多年的观测资料表明，断层的存在对厂区设备变形破坏具有直接的影响作用，而采矿活动是断层活化、变形加剧的主要原因。上述这些重要信息，应该得到高尔德公司专家们的重视，但遗憾的是，在1982年至1983年的研究设计中，对这些重要问题没有做合理考究。近年来工程实践证明，只要北帮加速扩采靠帮，F_1断层以及厂区地表就加速变形，设备就破坏；只要扩采靠帮强度减缓，F_1断层的变形速度就减慢。

综上所述，日伪时期的不合理布局形成了厂矿尖锐矛盾的潜在根源，高尔德公司的不合理边坡设计加速加剧了这一矛盾的形成。使得今天不得不花费大量时间和精力，组织全国范围的专家来研究、处理这一矛盾。可以预见，如果目前仍无强有力的措施来加以解决的话，那么，随着采矿工程活动的进行，厂矿矛盾将会继续加剧，将会造成矿尽厂亡，两败俱伤的局面，使国家和人民的财产蒙受更大损失。

2．工程观念不同

厂矿形成尖锐矛盾的原因，除了历史的原因之外，工程观念方面的差别也是一个重要的原因。

工程观念是人们进行工程活动的重要立足点。工程观念的不同，常常会造成矛盾。该露天矿的采矿工程活动和石油一厂的炼油工程活动所形成的目前矛盾即为如此，现仅举数例。

1）关于“安全”的观念

对露天矿来讲，不论边坡变形多大，只要边坡不垮，煤就可继续采出。因此从采矿工程角度看，其“安全”观念是强度安全问题。

而对石油一厂来讲，其特点是“高温高压高浓度，易燃易爆易中毒”，不允许地基岩体发生超过“安全”范围的不均匀沉降。因此，从炼油工程角度看，其“安全”观念是变形安全问题。

由于“安全”的观念不同，于是出现目前的局面，露天矿在自认为“安全”的情况下，却导致石油一厂的地基变形，使其生产处于“不安全”的危险状态。

2）关于“疏水工程”的作用

对露天矿来讲，疏水工程无疑是加固了露天矿边坡。但是，与此同时，使石油一厂地基产生不均匀下沉（与上海市抽汲地下水后地表下沉类似），对石油一厂的“安全”起着威胁的作用。

3）关于设计理论考虑的缺陷

对露天矿，设计时只考虑“强度”问题，没有考虑或尚未充分考虑石油一厂的变形安全问题。这是因为迄今边坡力学还不完善的原因。这一工程实践中的新问题给边坡力学提出了新的研究课题。

对石油一厂，在扩建催化、裂化新生产系统时，工程地质调查工作仍然是传统的方法，没有考虑到旁边露天坑的影响。而既考虑露天坑所引起的厂基变形，又考虑厂基本身承载能

力的设计尚无成熟方法可循。

二、厂矿的依附关系

该露天矿和石油一厂都是国家重点企业，二者之间既互相矛盾，又相互依存。

露天矿开采使石油一厂地基变形，影响石油一厂的安全，而且露天矿将来要挖到500m深，这一影响是很严重的。因此，二者是矛盾的，国家要保石油一厂，就须舍去露天矿；要保露天矿，就必须舍去石油一厂。二者必取其一。

但是，两个企业也有相互依存的一面，试想，若露天矿停采，浑河水源源不断地通过冲积层流向大坑，当大坑成为人工湖时，北帮受水浸泡，势必坍塌。用不了多长时间，少则二年，多则五年，石油一厂很快就会停产，所以露天矿对边坡的治理，对坑内水的排出，客观上又起了保护石油一厂的作用。

三、厂矿矛盾的发展与转化

两个重点企业既对立，又统一，这不是事物发展的结束。它们的关系还要发展转化。因此，两个企业不可能自然地共存下去。如果任其自然发展，有害的一面（开采影响厂区稳定）会逐渐上升为主要矛盾，有利的一面（排水保护厂区安全）将成为次要矛盾。这样就将导致一个可悲的结局：煤还未采完，破坏性的变形可能就发生了，油厂报废了，露天矿也完了。这种两败俱伤或同归于尽的可悲结局是很可能的。

四、两全对策

科学的威力在于认识事物发展规律，进而能动地改造世界。著名有理力学专家陈至达教授在视察露天矿和石油一厂时指出：为了避免两败俱伤、同归于尽的可悲局面，必须采取边坡加固工程措施，来保证露天矿和石油一厂的生产安全，陈教授的设想如图6-26所示。

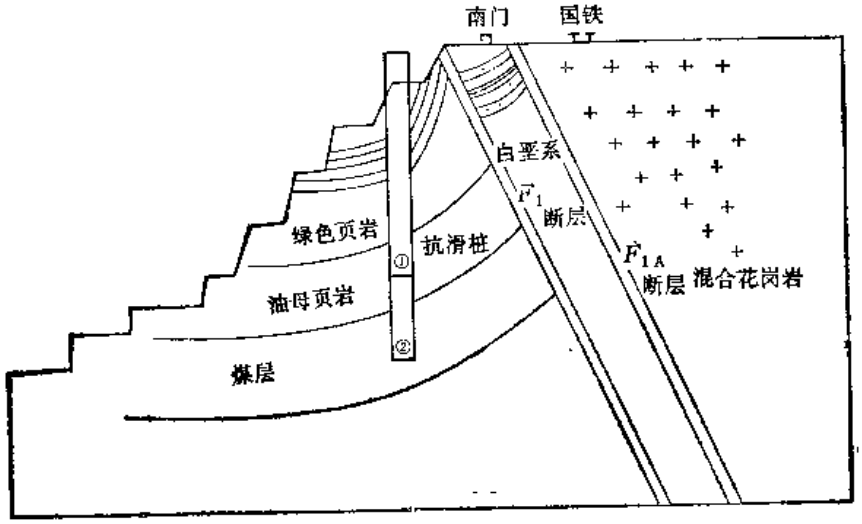


图 6-26 北帮巨型加固工程设想图

在整个北帮的不稳地段实施图6-26所示的加固工程，这样既不影响采矿生产，又保证了北帮之上的工厂、国家铁路和市区的安全。

五、小结

通过对厂区工程地质条件、变形规律及其原因的系统分析，可以得出如下结论：

（1）根据工程地质条件，厂内可分三区，即北部区、断层区和南部区。在目前情况下，北部区是相对稳定区，南部区是相对不稳定区。断层区为危险区，但随着露天开采的不

断进行，各区的稳定状况会发生变化，而且是向恶化的方向发展，其恶化的时空规律和恶化程度是后继科研的主要内容。

（2）厂区变形资料分析结果表明，影响厂区变形的主要原因是露天开采和断层构造。露天靠帮扩采是厂区变形的主要动因，断层构造影响变形的方式，使断层带附近产生变形梯度不连续的现象。

（3）导致厂区南部区设备变形破坏的直接原因是断层构造的活化，而引起断层活化原因是露天开采。观测数据表明，露天开采强度加大，断层活化速度也变大；露天开采强度变小，断层活化速度也变得缓慢。

（4）随着露天采矿不断进行，石油一厂的安全所受到的威胁日趋严重，加之厂基岩体是一种流变体，随着时间的发展，其变形呈不断增加的趋势。因此，为了保障石油一厂在整个服务年限的生产安全，施行边坡岩体加固工程是十分急迫和必要的。

著名力学专家陈至达教授根据现场工程地质条件和力学原理，提出了一个巨型加固工程的初步方案设想。至于具体的设计和实施，将是后继章节的主要研究内容。

第七章　厂区地下构造格架勘察

石油一厂厂区地下构造场的研究对于评价厂区变形稳定性、找出厂区设备变形破坏之内因具有颇为重要的意义。同时，地下构造场的确定又给后继科研的定量化计算分析奠定了基础。本章采用野外勘察的工程地质学研究方法和工程地质钻探、工程地质物探的综合方法，对地质构造场进行综合地分析研究。

第一节　现场工程地质调查研究

厂区现场的每一个变形现象无不是厂基深部和浅部岩体在外力荷载的作用下所产生的力学现象。而这种现象又无不受岩体内部结构和地下水等赋存环境的制约和影响。因此，通过现场工程地质调查，研究地表产生的变形规律，对于认识和预测深部构造规律颇有启发意义，同时又为布置正确的勘察线提供指导性理论依据。

一、裂缝分布特征

厂区裂缝发育分布具带状特征，从厂区南门至北门有明显的两个带。

第一个裂缝发育带在距南门80m左右的厂新办公楼附近，裂缝带近东西向展布。从建筑物上和地表裂缝调查分析可判断出深处地层的运动方向。此带宽约20m，带南侧裂缝受力方向特征如图7-1所示，此带北侧裂缝受力方向特征如图7-2所示，从受力方向可知，此处地下

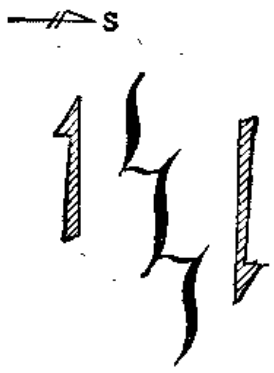


图 7-1　裂缝带北侧受力方向特征

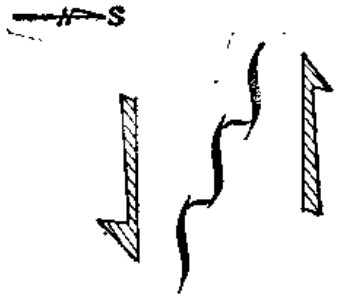


图 7-2　裂缝带南侧受力方向特征

可能有一断层作用，致使带中间部分相对下降，带两侧相对上升。图 7-1 运动模式也可从新办公大楼的沉降缝处和老变电所砖墙等处可见。

第二个带在铅大楼附近，裂缝带近东西向展布，同第一裂缝带近于平行。运动模式同图 7-1 所示。室内可见贯通的东西向裂缝数百米，另一处可见汽车库底下混凝土地板上发育的东西向裂缝近百米。此带地下也预示着有断层构造的可能性。

此外，厂区南门外至露天坑边也是一裂缝带，此带宽约百米，其规律是从坑边到南门裂缝宽度变窄，长度变短，密度变小。从剖面看，近地表处宽，深处变窄，呈楔状，其受力模式见图 7-3 所示。这个第三裂缝带发育形成的原因是南侧边坡开挖形成一力偶作用，把坡顶

岩体拉开，从而造成楔状的上宽下窄的裂缝，这种裂缝对边坡稳定性极为不利，特别是其中充水后形成静水压力时更为如此。此带的另一特征是距露天坑越近，其变形速度越大，如图7-4所示。

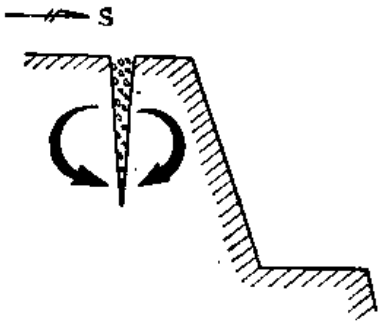


图 7-3 边坡效应所形成的楔状裂缝

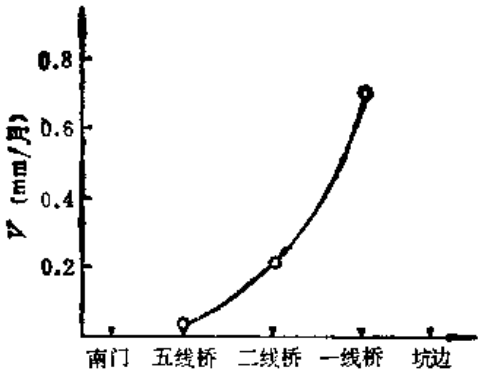


图 7-4 南门外典型建筑物变形速度（据1988年12月 5 日观测）

二、设备破坏特征

厂区设备破坏有三大特征：即成带状破坏、带南北两侧破坏形式各异、各带破坏程度不同。

1．设备成带状破坏

已破坏的干馏车间一、二、三、四、五、六、七、八部和新办公大楼、老变电所、消防楼明显形成东西向展布的一个条带。铅室大楼和汽车库房内的裂缝也呈东西向展布的条带。

2．带两侧设备破坏形式各异

以厂区烟囱变形为例，位于带南侧的原油车间四部42m烟囱和消防了望楼向北倾斜，而位于带北侧的其它烟囱却向南倾斜，二者倾斜变形模式截然不同。

3．各带设备破坏程度不同

虽然厂区两个带和厂南门外一个带的设备建筑物等破坏情况和程度各有不同，但是依据其距坑远近，明显具有如下规律：（1）距坑边近的破坏带上的设备，破坏比较严重，较远的带上设备破坏较为轻微；（2）南门外和厂区内设备破坏规模不同，南门外至坑边无明显分带现象，所以从客观上把此宽约百余米地区划为一带。且该区的建筑物均有程度不同的变形。而厂区具明显分带现象，每个带宽20m左右，不在带上的设备或建筑物虽距坑边较近也无明显破坏，而在带上设备建筑物虽距大坑较远，仍然破坏严重，甚至停产。

三、地表变形特征

以W200观测剖面的变形曲线分析图为例，研究厂区南北向剖面的变形特征，如图7-5所示。

从图 7-5 可以看出，位移曲线可分三个异常区。厂区南门外位移直至坑边急剧增大，和地表的厂外裂缝带相对应。厂内有两个异常区，即8号点至 10 号点之间为一沉降凹，对应着新办公楼裂缝带，第二个异常区在北门附近的2号点至5号点，有一沉降水凹，但现场设备裂缝调查尚未发现裂缝带。地表调查发现的铅室大楼裂缝带在位移曲线上尚无明显特征。但此异常区可能标志着地下有断层构造。

第二节 厂区地下构造格架勘察

实施合适的勘探方法，弄清楚厂区岩体内部的构造发育规律，对于搞清“三面一块”的

空间展布，对于评价石油一厂厂区地下岩体稳定性具有十分重要的意义。这也是Golder公司专家的重要失误之一。临近的露天矿目前采深约达300m深，终坑深度将达500m 深。因此，厂区岩体内部构造情况需要勘察的深度至少 500m，而在地而上密布“高温高压”管道工业区的厂区岩体中实施工程地质勘察确非一件易事。

一、构造线确定和勘测线设计

工程地质勘察的重要任务是要进行勘测线设计。设计得好会带来事半功倍的效果。而勘测设计的正确与否，决定于工作区构造线的方向。一般的原则是勘测线布置尽量垂直于构造线，以求用较少的工作量揭露尽量多的地质构造内容。

从地质构造场的研究可知，该地区大致发生了两次较大的构造运动。第一次是以南北向挤压力为特征的构造应力场奠定了本区的早期构造格架——东西向构造体系，其结构面成分由东西向的压性结构而、南北向的张性结构面和北东45°反扭剪切而、北西45°顺扭剪切面所组成。后来经历了南北反扭力为特征的新华夏构造应力场的作用和改造，使原有的东西向性结构面顺时针扭动，使南北向结构而反时针方向扭动，并在北东 30° 方向形成一系列褶皱构造形态。经历上述两次大的构造运动之后，东西向的一系列先压后扭的结构面最为发育。因此，本区的构造线方向应为近东西方向。勘探线的方向应为近南北向布置为宜，而在东西向布置联系线。勘测线具体设计详见图7-5所示。

二、工程地质勘察方法选定

进行深部结构的工程地质勘察，一般的方法有两类，钻探勘察和地球物理勘探，后者又包括磁法、电法和地震法等。钻探是直接地揭露地下结构情况，其缺点是破坏性的，价格昂贵、而且是一孔之见，用来分析问题，难免以偏盖全。地球物理勘探是剖面扫描，若设计成网络勘测线，则可控制空间的构造格架展布情况，但这是间接地勘探方法，虽无破坏性，但不直观，难免多解。

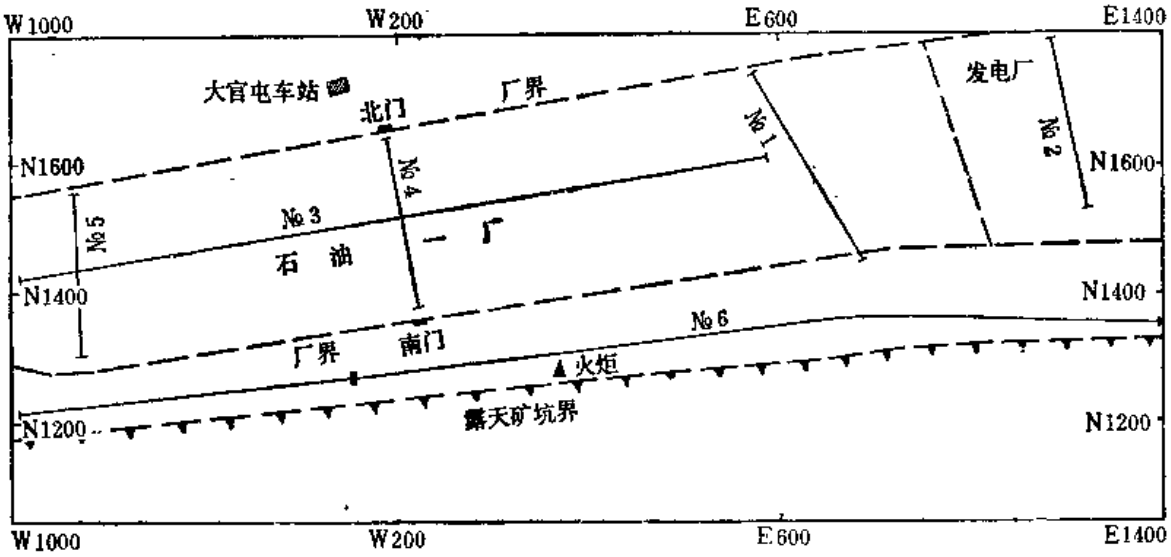


图 7-5 勘察线设计图

另一方面，边坡岩体上座落的炼油厂区，地下高温高压的管道很多，又不允许打多的钻孔。从厂安全生产考虑，应以间接勘察方法为主。炼油厂旁邻发电厂，因此地球物理勘探方法中的磁法和电法由于干扰过大而不可行，只有地震法勘察尚可实施。

根据各勘察方法的特长和工业厂区的具体情况，最后选定以地震法为主进行深部构造格架的勘察工作。为弥补其不足，结合以少量钻孔，进行实在内容揭露，互为印证，综合解释。

三、实施地震勘察的技术关键

在工业厂区下的露天矿北帮边坡岩体中实施地震勘察方法，必须解决两个技术关键，即：震源选择关系着厂区设备安全；厂区噪音压制程度影响勘察的效果。

1．震源选择

地震仪的震源主要有三大类：锤击震源、夯击震源和爆炸震源。按能量分，锤击震源能量最小，适于浅层无干扰地区勘探；爆炸震源能量最大，适于深部或干扰较大的地区勘探；夯击震源能量介于二者之间。

根据石油厂区情况，要进行地震勘探，在选择震源上存在着一个尖锐矛盾。一方面，要把500m深度内的构造情况搞清楚，又是在高干扰条件下，使地震波反射信号越清楚，就需要震源能量越大越好，即爆炸震源是最理想的。但另一方面，厂区的高温高压设备在勘察期间又不能停产，要确保生产安全，要求震源能量越小越好，即敲击震源是最理想的。而二者兼顾，既保证厂区设备安全，又能获得较清楚的地震反射波信号，只能选择夯击震源。

为此，走访调查了辽宁省物探大队、第十地质大队物探队和廊房物探所，寻找用夯击震源在高干扰厂区还能够进行勘察的地震仪。最后确定选用廊房物探研究所的DFSV-MINISOSIE高分辨率地震仪。该仪器系统使用的震源是一种轻型、非爆炸性的夯击震源WACKER（如图7-6）。该震源相当稳定，对地表的破坏作用小，允许在建筑物密集的工业厂区使用。



图 7-6 DFSV-MINISOSIE地震仪器系统的夯击震源——WACKER

2．噪音的压制技术

在厂区设备不停产条件下进行地震勘探工作，噪音压制技术是获得较强的地震反射信号的关键环节。噪音压制采取了现场压制和室内压制两种手段。

1）现场压制技术

现场勘探期间，充分利用了MINISOSIE系统的增强震源能量技术和采集数据过程中对随机噪音的清除技术。

（1）增强震源能量技术。夯击震源WACKER本身重量120kg，在地下500m深处的反射信号是微弱的，但DFSV-MINISOSIE系统有一个功能，即在工作过程中，用WACKER震源产生一系列（现场用2000次）随机输入脉冲串为震动信号，系统接收反射波信号及震源产生的随机脉冲序列，并以实时方式对接受的信号进行时移和迭加处理，把每次夯击产生的微弱信号累积迭加，直到达满意的能量强度为止。

（2）随机噪音消除技术。由于厂区人群的运动等都产生随机噪音。在系统的前述累进

迭加的过程中随机噪音则因其随机性而被清除。经过迭加处理后的信号存于磁带中。供室内计算机进行计算解释。

2）室内压制技术

厂区的噪音分两部分：随机噪音和非随机噪音。随机噪音经过 MINISOSIE 系统的迭加处理大部分已被消除。非随机噪音则有待于室内计算机进一步消除。而困难在于国内外同类仪器采集信号处理的标准模块只能处理随机噪音。因为施行地球物理勘探地区一般是无非随机噪音地区。所以应用廊房物探所的 MINISOSIE 系统采集的数据，该系统所带的室内计算机处理模块都无能为力。

文献[24]中 Bernardwidrow 等人介绍的一种噪音消除方法提供了解决上述问题的理论基础。这种方法早在1965年就被Stanfond大学的两位学生Howells 和 Applebaum 提出。其工作原理如图 7-7 所示。

图中适应噪音消除系统同时接收信号源（包括现场采集的信号和噪音两种）和人为输入的噪音源。人为输入噪音源选择的振幅正好与信号源噪音的相反，这样同时通过滤波系统，就得到了无噪音的信号。

这一技术已成功地在1972年运用到胎音检查（见图7-8）。

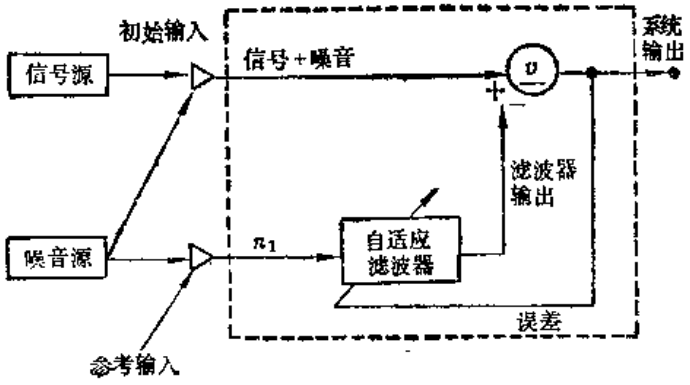


图 7-7 噪音消除原理（据[24]）

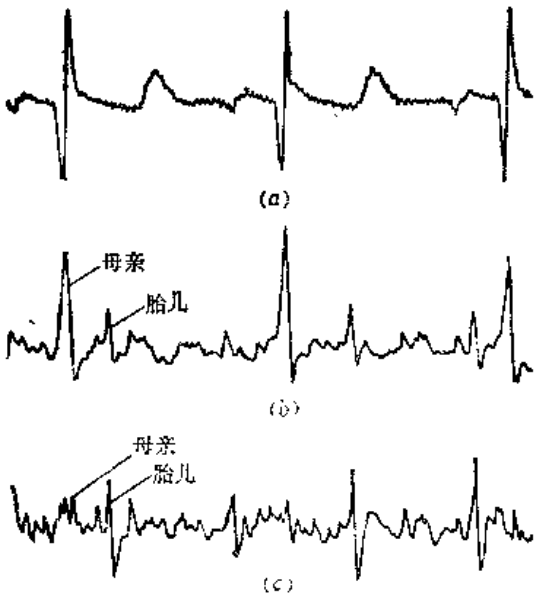


图 7-8 胎音检查结果（据[24]）

a—参考噪音输入；b—初始输入，c—滤除噪音源输出

图中b表示：母亲心音相当于噪音，胎音是信号。这种情况就属于高干扰低信号。图中a即为输入的参考噪音。二者叠加处理后即得图 c 输出结果。其胎音信号相对母亲心音明显增强。

依据上述原理，在清华大学信号处理和智能计算机系的同志帮助下，处理了该现场采集的数据，得到了满意的地下构造格架的地球物理特征图象。

3．勘察剖面的地球物理特征

按照工程地质勘察总设计图，地震勘察为六条测线，南北向四条剖面，东西向两条剖面，构成网状，覆盖整个厂区及紧临地区的边坡岩体。各剖面构造的地球物理特征如图7-9～图7-14。

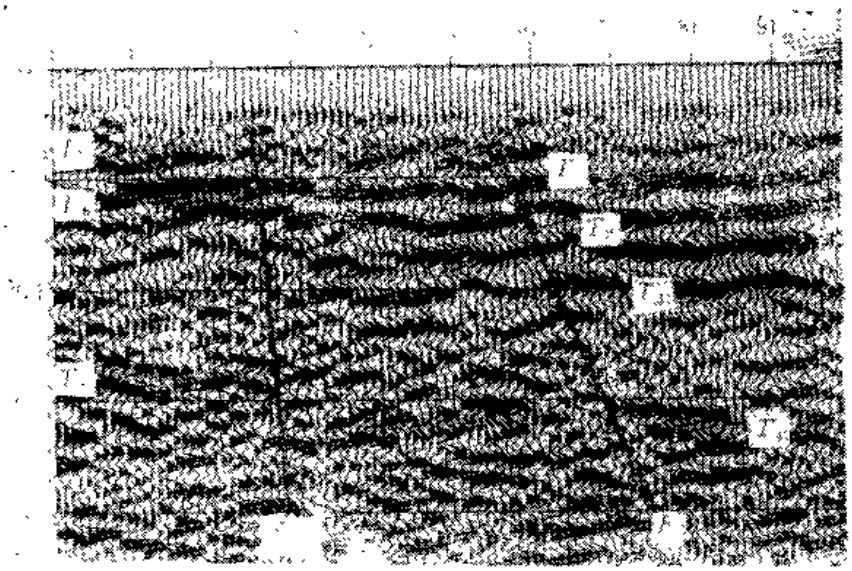


图 7-9 No.1剖面地下构造特征

T_i—反射层编号；F_i—断层编号

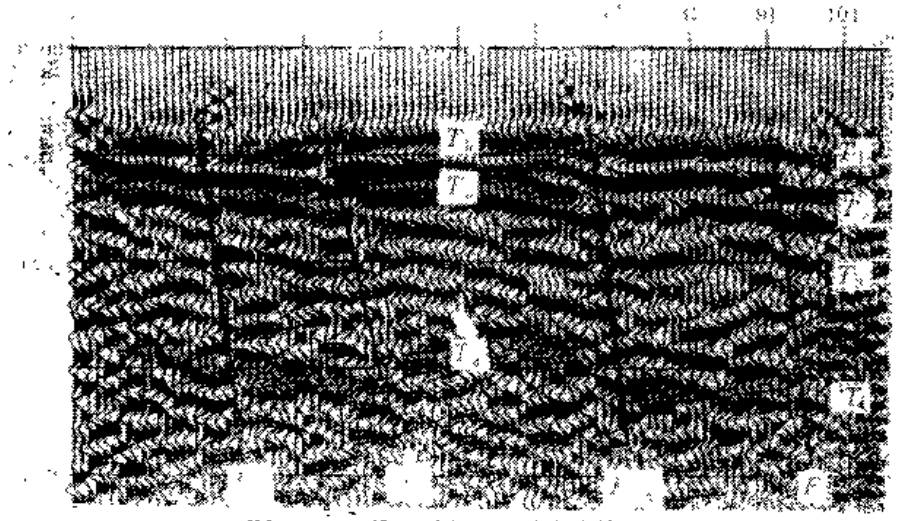


图 7-10 No.2剖面地下构造特征

T_i—反射层编号；F_i—断层编号

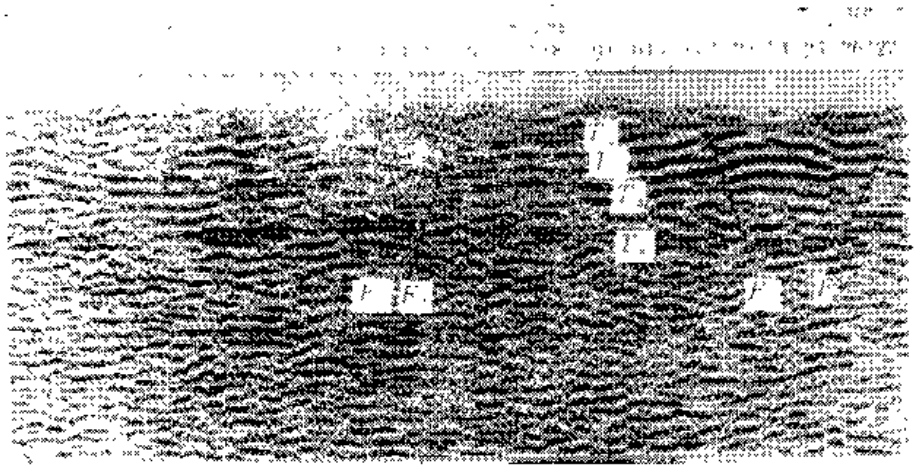


图 7-11 No.3剖面地下构造特征

T_i—反射层编号；F_i—断层编号

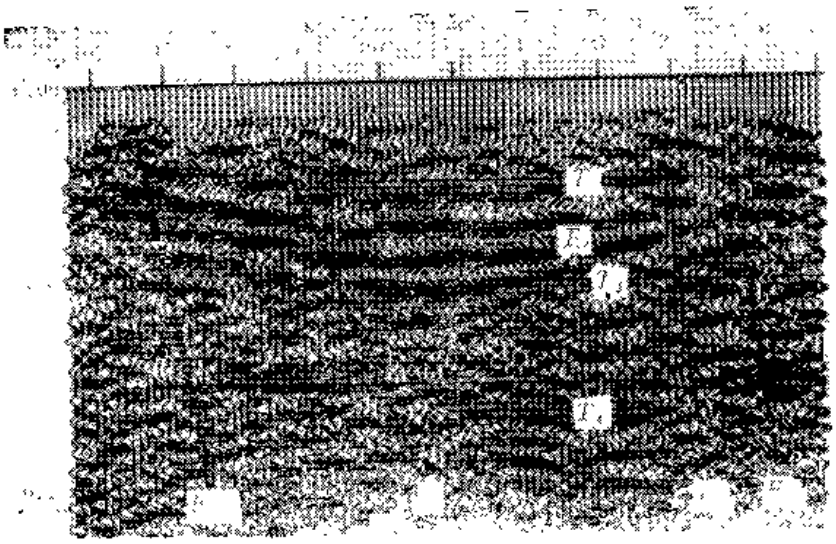


图 7-12 No.4剖面地下构造特征

T_i—反射层编号；F_i—断层编号

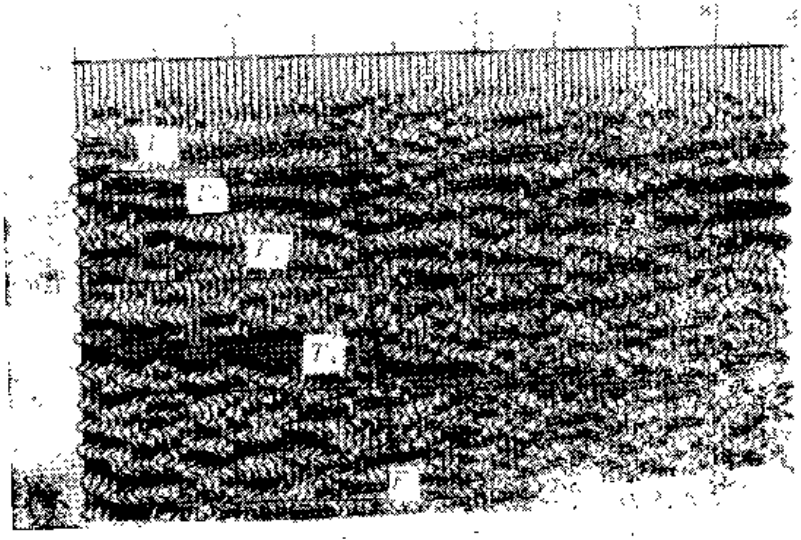


图 7-13 No.5剖面地下构造特征

T_i—反射层编号；F_i—断层编号

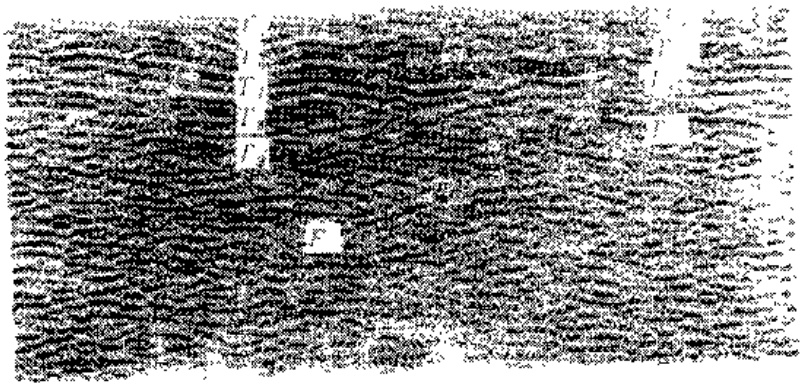


图 7-14 No.6剖面地下构造特征

T_i—反射层编号；F_i—断层编号

4．钻探补充勘察结构

地震勘察剖面的地球物理特征对分析断层和岩层结构完整程度颇有帮助。但地下岩性情况仍需钻探直接揭露。为此在W200地震勘察剖面线上设计了三个钻孔，其岩性剖面如图7-15所示。

钻探结果表明，厂区南部为白垩纪砂岩系地层，厂区北部为强度较高的前寒武纪变质岩系地层。与区域工程地质分析结论基本吻合。

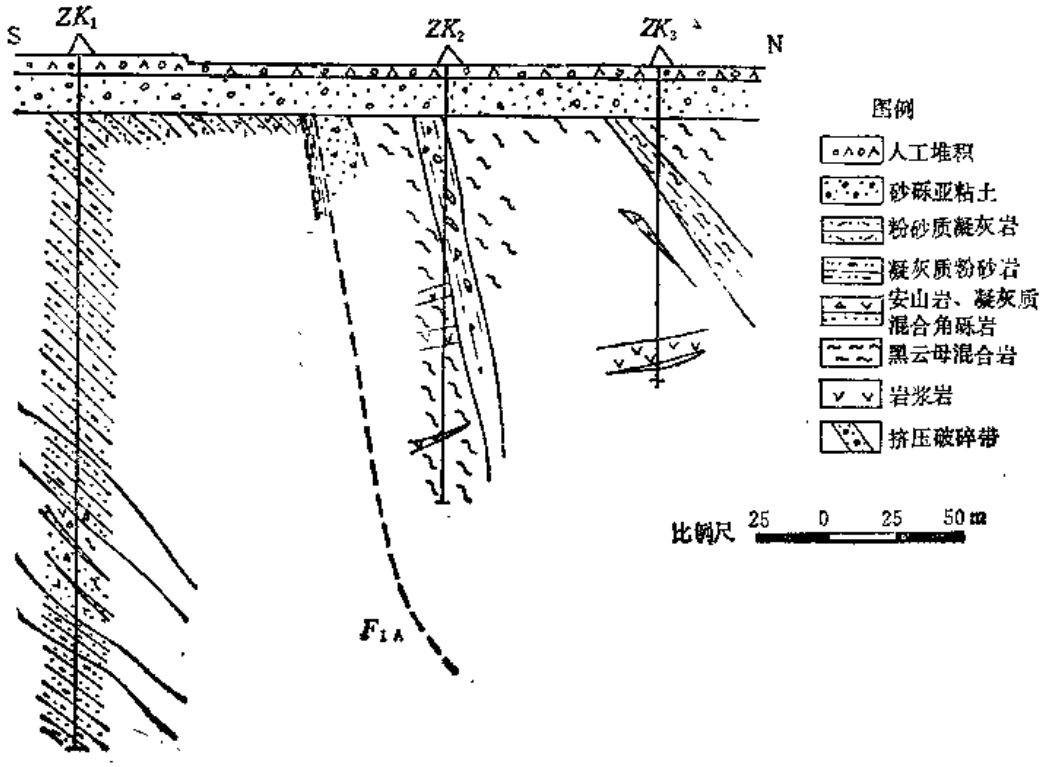


图 7-15　W200钻探剖面岩性特征图

第三节　厂区地质构造场综合解释

根据第一章所论述的现场工程地质学研究结论和第二章工程地质勘察成果，结合采矿工程地质剖面图等资料，对厂区地下500m深度内的地质构造进行了综合解释。基本上确定了厂区地下岩体内部的地层结构和构造格架的空间展布规律。

一、地表构造展布规律

地表构造展布规律如图7-16所示。在勘察区展布着的三大断裂带，F_1、F_{1A}和F_{1B}。呈NE70°左右走向展布，倾北，横穿勘察区。其中F_1和F_{1A}沿走向从西向东倾角有所变陡、F_{1B}倾角有所变缓的趋势。另外，本区尚分布一些小断层。上述F_{1A}和F_{1B}对石油厂的变形稳定性有较大影响。

二、剖面构造展布规律

沿近南北向的三条勘测线作典型剖面地质图，分别代表了本区西部、中部和东部构造情况。断层构造的剖面分布如图7-17、图7-18和图7-19所示。从剖面图中可以看出，本区断层均为陡倾角断层，且F_1是主要断裂，F_{1A}、F_{1B}等其它断层是分支断裂。这种断层分布方式将决定着本区的变形模式。此外，三个剖面的边坡岩体的褶皱形态各不相同，由于褶皱形态

直接控制软弱夹层的产状，故对边坡能否发生滑坡有一定影响。下面分述各剖面构造规律。

1．厂区西部剖面构造展布特征

W800剖面代表了西部的构造展布特征，如图7-17所示。其岩性结构特征为：F_{1A}断层以北为前寒武系混合花岗岩等变质系地层；F_{1A}和F_1断层之间为中生界白垩系砂岩等沉积岩系地层，呈楔状产出；F_1断层以南为新生界第三系煤系地层。

本区西部剖面的构造特点是：第三系煤系地层呈开阔褶皱形态产出。褶皱南翼地层倾角比较平缓，北翼地层倾角较陡，本区地下存在一套断层系统，由四个断层组成，即F_1、F_{1A}、F_{1B}和F_{1d}。其中F_1为主断裂，F_1、F_{1B}和F_{1d}为支断裂。主断裂F_1截断了第三系褶皱北翼地层。此外，本区地下曾在N800～N900区间进行过井采。

2．厂区中部剖面构造展布特征

厂区中部剖面构造展布特征如图7-18所示。中部剖面的岩性结构特征和西部相同，构造特征也大体相同。不同之处有三个方面：（1）F_{1C}断层比F_{1d}断层要宽，但究竟二者之间是否同一断层的横向宽度变化，由于工作量关系尚无法确定；（2）第三系褶皱的北翼地层受F_1影响加强，岩层产状直立或倒转，褶皱比西部紧闭；（3）在N600～N900区间进行的井采范围比西部大。

3．厂区东部剖面构造展布特征

厂区东部剖面构造特征如图7-19所示。岩性结构仍然以F_{1A}和F_1断层为界，F_{1A}以北为前寒武系变质岩地层，F_1和F_{1A}之间为白垩系地层，F_1以南为第三煤页岩地层。东部构造特点是：（1）断层系统由三个断层组成，F_1、F_{1A}和F_{1B}，产状也较西部和中部有所变化；（2）褶皱北翼基本上被F_1断层切掉，面使东部区均为反坡向岩层；（3）煤层埋深比中部区和西部区进一步加大，井采区范围在N600～N700之间。

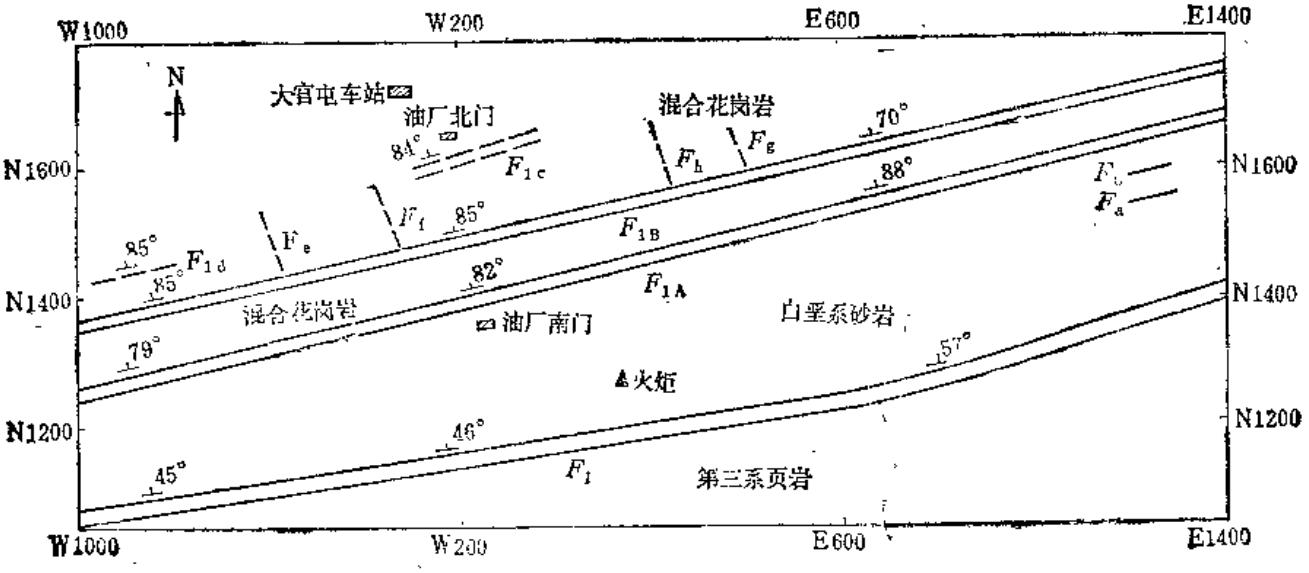


图 7-16 平面工程地质图

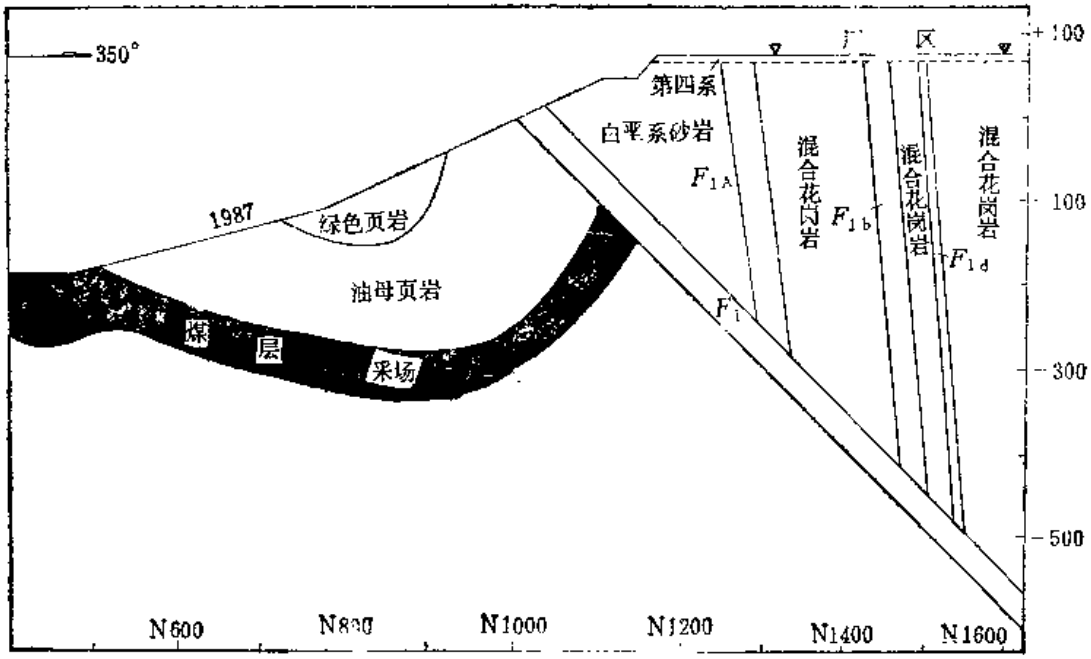


图 7-17 W800工程地质剖面图

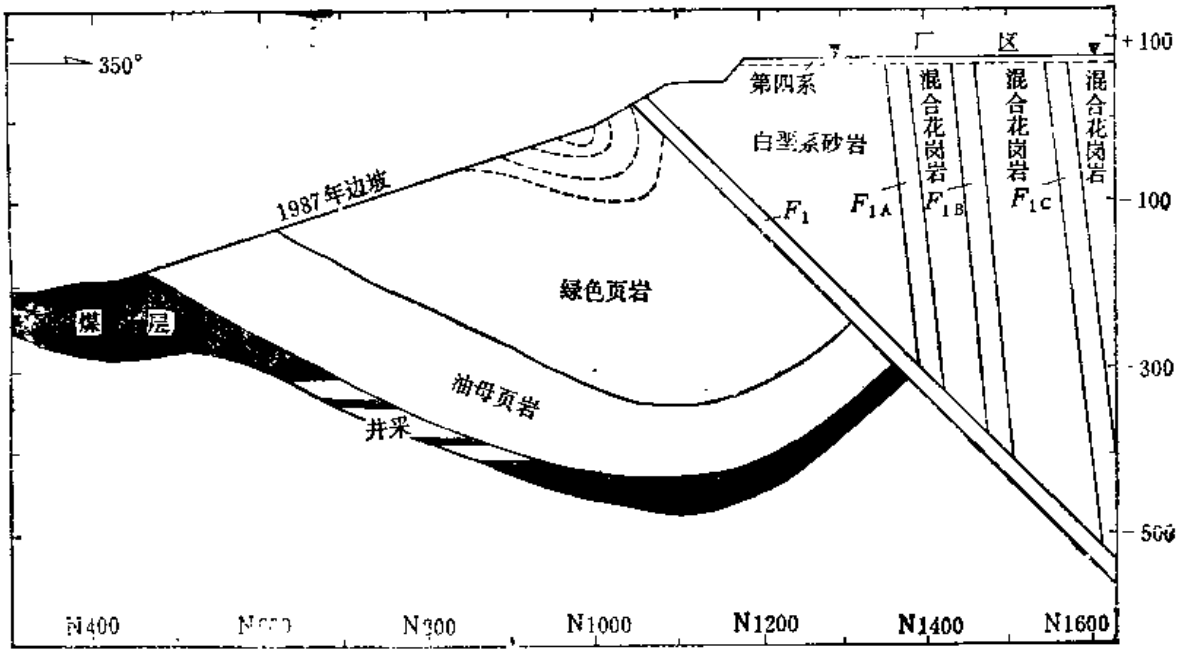


图 7-18 W200工程地质剖面图

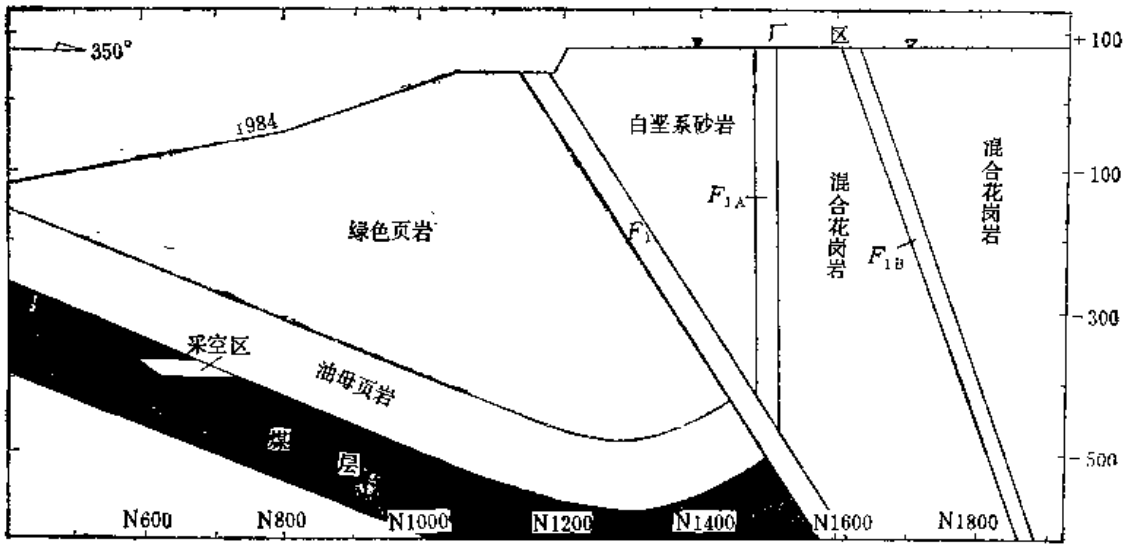


图 7-19 E600工程地质剖面图

第四节 厂区岩体构造活动性分析

根据历史上的观测资料和本次研究中所设计的三个钻孔的位移监测数据分析，对厂区岩体构造目前的活动性和今后的活动趋势进行如下研究。

一、变形岩体及松动岩体深度

本研究中的变形岩体是指由采矿（井采和露采）工程活动引起变形的岩体。松动岩体是指变形值超过 10mm 的岩体。在该露天矿的采矿活动和地下井采活动的影响下，石油厂区的岩体发生了比较剧烈的变形。因此，确定松动岩体的深度范围对于研究石油厂区变形稳定性具有重要意义。

从位移平面分析图 6-8 和本文钻孔位移分析图 7-20～图 7-26 可以看出，厂区钻孔No.3以南为活动性岩体，但其松动岩体深度各有不同。

1. 岩体垂向位移规律

图 7-20 表示了深层岩体的垂向位移情况。图中 No.1 钻孔距露天坑边约 80m，No.2 孔距坑边约 190m，No.3 孔距坑边 250m 左右。因此，三个孔的位移规律，基本上代表了距露天坑不同距离岩体的位移情况。图中反应了三条规律：

（1）距坑越远，下沉位移值越小，反映出较完整岩体的下沉变形随着与露天矿坑距离的加大而递减。

（2）下沉变形随深度加大速度递减。

（3）松动岩体深度随与露天矿坑距离的加大而递减。

图 7-20 中表示，距露天矿坑边 80m 左右的岩体松动深度为 110m；相距 190m 处的岩体松动深度为 15m 左右；相距 250m 处的岩体基本无松动现象。值得注意的是本区第四系松散砂层深度为17m左右，这就意味着 80m 附近岩体以及以南的相对完整岩体已经发生了深层的岩体松动。而距 190m 附近相对完整岩体是一种第四系松动，基岩尚未发生松动现象。而相距 250m 附近岩体及以北岩体尚未发现松动现象，即使第四系砂层也是如此。

2. 岩体的水平位移规律

岩体的水平方向位移规律如图 7-21～图 7-26 所示。每一钻孔都测量了两个方向的水平位移。水平方向位移规律比较复杂，甚至出现了常规不可接受的位移现象，如 No.2 孔的水平位移方向是向北，而和露天坑方向相反。这些复杂现象尚待计算机模拟分析之后尚能解

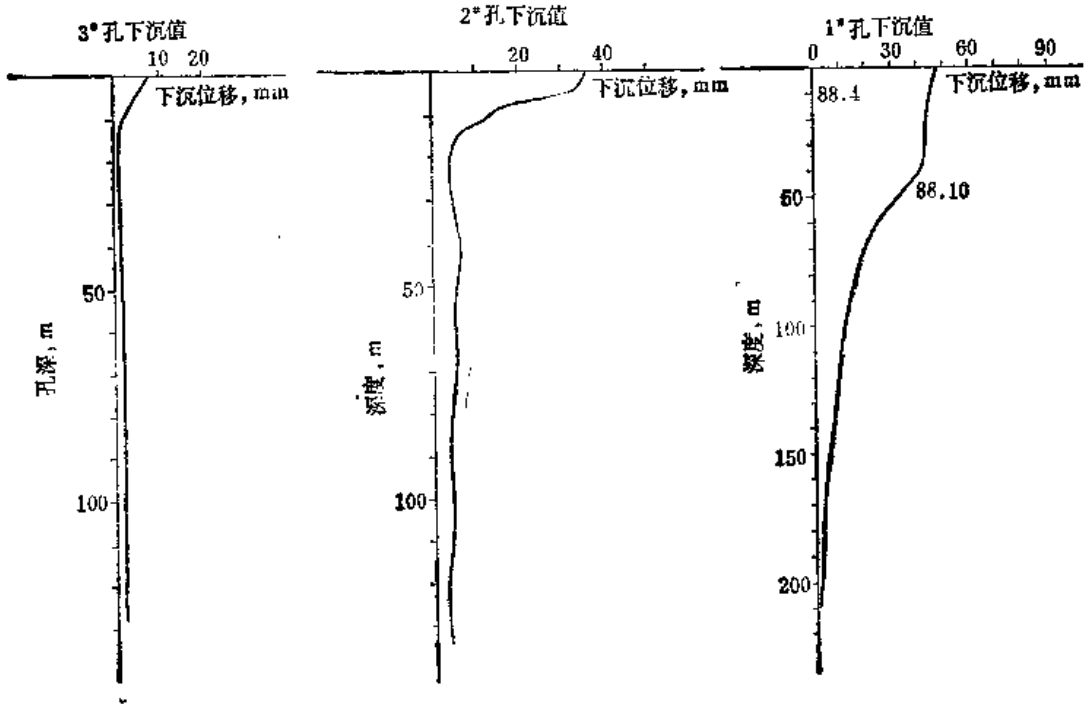


图 7-20 钻孔垂向位移分析图

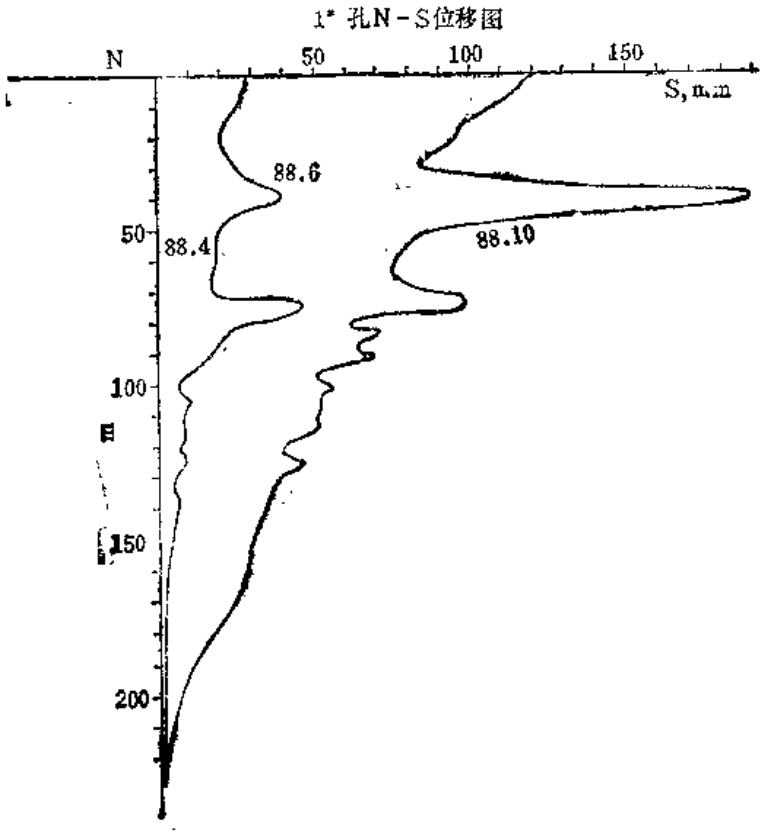


图 7-21 No.1 孔 N-S 位移分析图

释。因此，此处只分析松动岩体深度的特征：

（1）松动岩体深度随着与露天矿坑距离增加而减小。据1988年10月份测量数据，距坑边90m处松动岩体深度为190m，距坑边190m处松动岩体深度70m左右，距坑边250m处松动岩体深度为35m左右。

（2）松动岩体深度随采深加大、边坡加陡而扩展加深。如No.1孔（图7-21）在1986

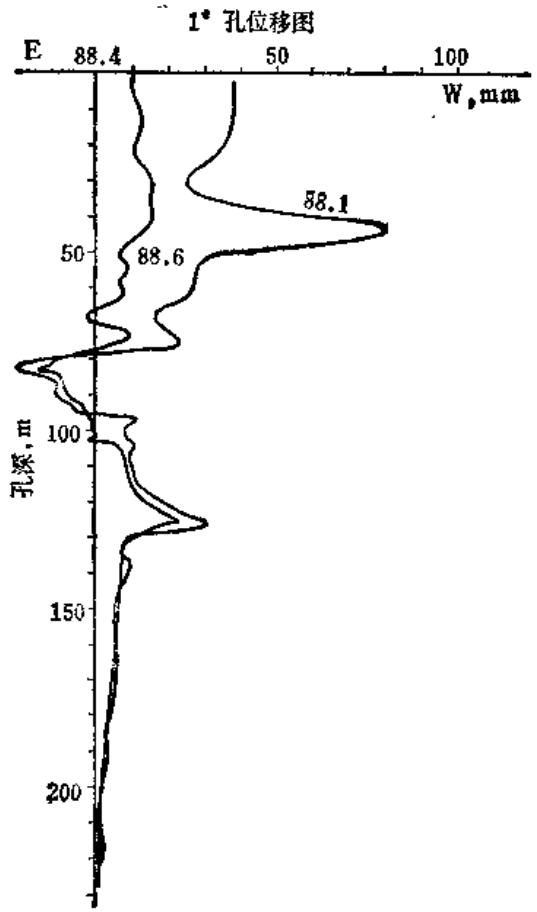


图 7-22 No.1孔E-W位移分析图

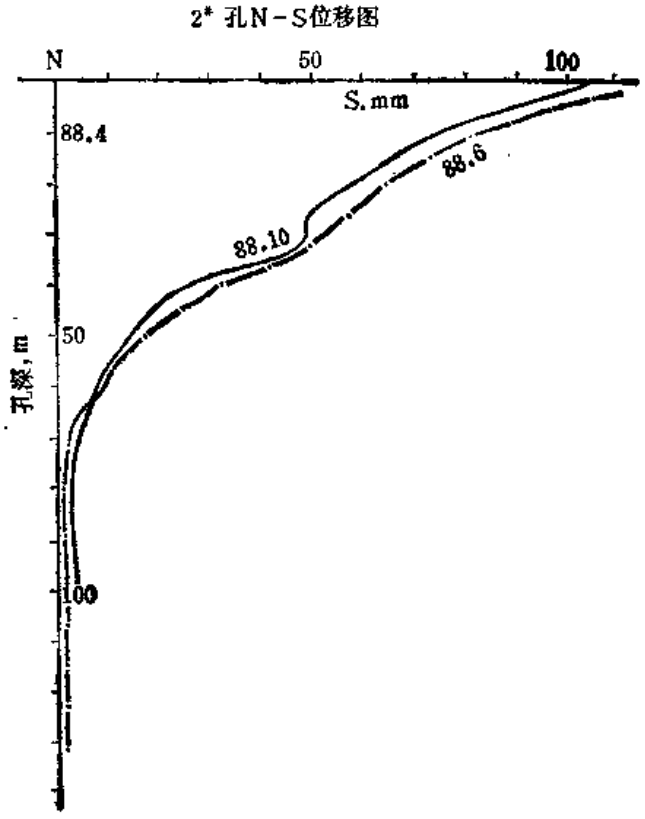


图 7-23 No.2孔N-S位移分析图

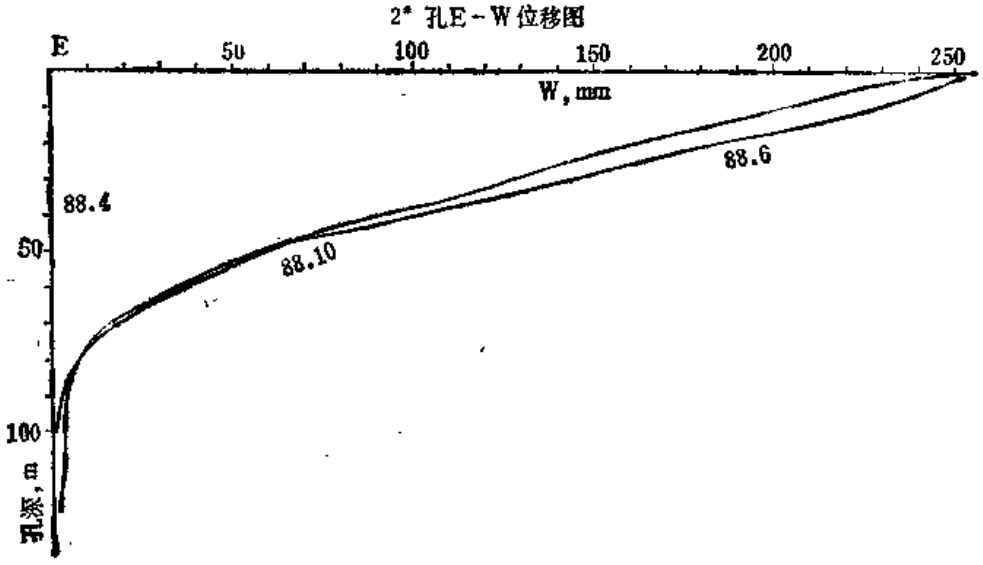


图 7-24 No.2孔E-W位移分析图

年6月时，松动岩体深度仅为100m左右，由于加速采矿，到1988年10月时，松动岩体深度已发展到190m左右。其它图中分析曲线也表示了相同或相近的规律。

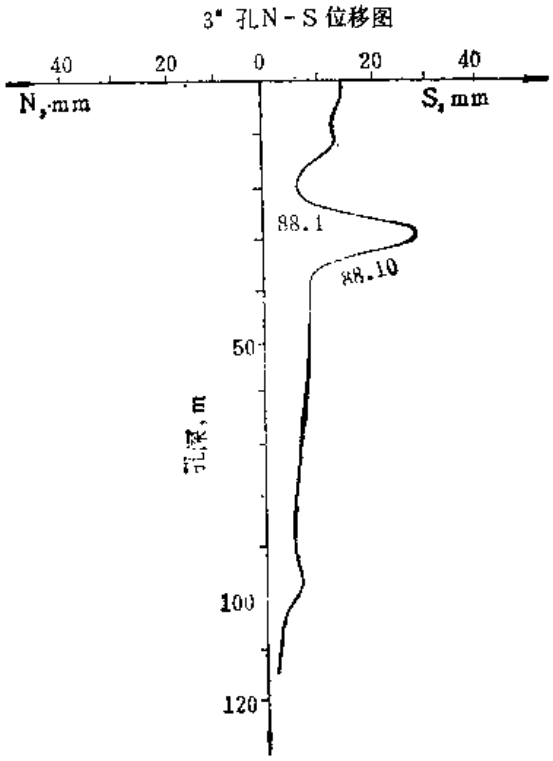


图 7-25　No.3 孔 N-S 位移分析图

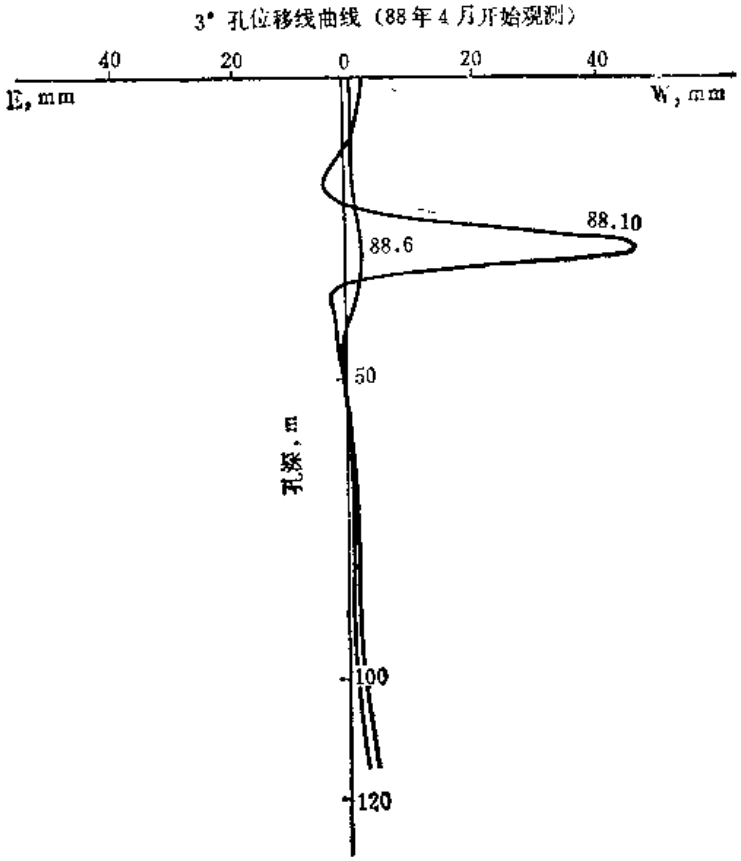


图 7-26　No.3 孔 E-W 位移分析图

二、松动断层及松动临界距离

松动断层是指人类采矿等所引起活动的断层，与构造地质学上的活动断层含义有所不同。从一些位移观测资料分析，目前已经松动的断层有F_1和F_{1A}。其它（F_{1A}以北）断层尚未发现明显松动现象。

对变形资料系统分析后发现，不同断层，当距露天矿距离相近时，其变形速度也惊人的近似（如图6-16所示）。北帮平行发育两个断层，F_1和F_{1A}。F_1断裂位于F_{1A}断裂的南侧240～300m。据原2#观测线变形观测资料，位于F_1断层上的W200的10号点在1957年距坑边192m，1957年末至1967年6月期间的累计下沉量1647mm，月下沉速度每月14.5mm；累计水平位移1254mm，变形速度为每月11mm。当时处于F_1北侧的F_{1A}断层尚无明显位移。随着时间推移，北帮不断扩帮开采，到1987年坑界距F_{1A}断层（W200剖面A_1观测线8#观测点）215m时，据观测资料，其垂直变形速度达每月11mm。

上述事实证明，露天矿的扩帮开采使坑界与断层的距离发生变化，从而引起断层本身的松动变形。当距离比较远时，这种影响比较轻微；距离愈近，松动变形速度越快；当距离相近，其松动变形速度也比较接近。

三、相对稳定岩体和断层

从目前收集的地表变形资料和图7-20～图7-26中的深层岩体位移资料综合分析，可以看出，F_{1A}以北的厂区岩体相对比较稳定。F_{1A}断层以北的F_{1B}断层，F_{10}、F_{14}断层以及其它小断层为相对稳定断层。其主要特征是目前尚未发生明显松动。

四、稳定性发展演化

值得注意的是，本区的岩体和断层的稳定性是随采矿工程活动发展而变化的。目前的相对稳定岩体和断层，在采深加大边坡加陡的情况下是否稳定，是本著研究的重点之一，将在后继章节中详细论述。

第八章　北帮高边坡大变形分析力学基础及非线性非光滑大变形有限元分析

第一节　高边坡大变形分析力学基本理论

工程岩体力学与岩体力学、岩石力学的研究范围有所不同。工程岩体力学是研究天然岩体在自然力（重力、水力及其他）作用范围之内的岩体运动规律的一门科学。它和岩石力学相比更侧重于研究如何用工程力学方法来处理大规模的复杂岩体运动。这是当前岩体力学研究的突出方面。

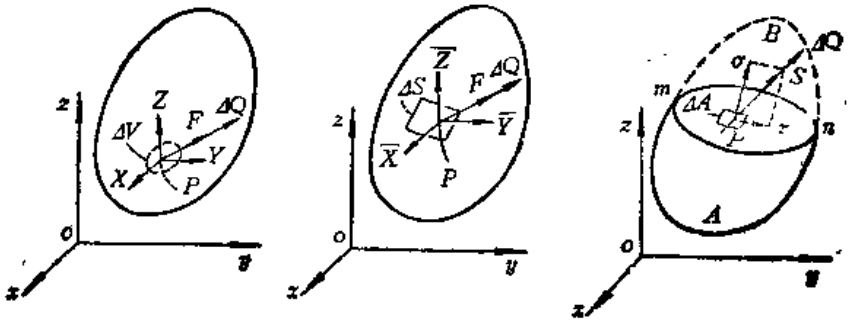
矿区边坡的变形运动实质上是起因于岩土在重力作用下的形状改变，当形状改变引起的内应力在某处达到破坏极限产生裂缝后，裂缝的继续扩展如达到不稳定阶段，势必发生大范围的滑坡。滑坡大变形又将导致地表的急剧沉陷，使地表上的厂房设备倾倒破坏。因为厂房设备的安全程度决定于地基的形变，所以分析矿区边坡岩体由于开采引起的形变对厂基安全的确定是一个关键。Sarma 法是一种求理想块体极限平衡的试凑法，无法求知边坡的变形。在本章中，我们提出一个用变形体力学分析边坡形变与稳定的新方法。

迄今为止，岩体力学或岩石力学在进行变形体力学分析时都存在着两大困难。其一是人们普遍认为岩体本身是一种高度非连续体，而进行变形体力学计算时都应用连续体理论，这是一个尖锐的矛盾；其二是岩体的物性关系很难确定，但进行变形力学研究，又必须用到岩体物性关系，这又是一个必须解决的尖锐矛盾。

为解决第一个矛盾，本章提出“拟连续性微元尺寸”的概念：借助于这一概念，工程岩体力学则可以借用连续体力学理论作为基础。为解决第二矛盾，本章初步提出确定变形力学中线性参数和非线性参数的理论和方法。

一、连续性模型和拟连续性微元尺寸

变形体力学理论（连续体理论）都遵循一个基本假定，即物体是连续的。也就是假定整



$$F=\lim_{\Delta V\to 0}\frac{\Delta Q}{\Delta V}\qquad F=\lim_{\Delta S\to 0}\frac{\Delta Q}{\Delta S}\qquad S=\lim_{\Delta S\to 0}\frac{\Delta Q}{\Delta A}$$

图 8-1　变形体力学的几个物理量图示

a—体力；*b*—面力；*c*—应力

个物体的体积都被组成这个物体的物质连续分布占据。在此前提下，物体运动的一些物理量，如应力、形变、位移等才可能是连续变化的，才能用坐标的连续函数来表示它们的变化规律。例如与应力有关的几个基本量体力 P、面力 F 和应力 S 才能用极限的数学方式定义（参见图8-1）。

但是，上述定义的极限情况实际上是不存在的。因为岩石到晶粒尺寸范围，材料已出现不连续性。而趋于比晶粒或分子间距小的某一值，连续性假设的合理性就需重新讨论。

这就表明，在应用工程力学领域，原封不动地借用经典理论力学的连续性假设和定义就会出现理解上的毛病。其原因是理论上的应力是某点的应力，物质世界的应力都是某一微元的平均应力。且岩体本身包含有许多微裂隙、空穴、节理，材料组织具有非均匀非连续性，因此，应用工程力学领域，必须考虑假设的合理使用范围和各物理量的适用定义。

1．连续性假设和物理量数学表达

物体连续性假设：假定整个物体的体积都被组成这个物体的物质微元所填满，没有任何空隙。同理论抽象的数学点不同，物质微元是有大有小的。物质微元的尺寸决定于所研究的工程物体的尺寸。只有满足物质微元的临界尺寸，才能保证工程物体的连续性。而物质微元的临界尺寸是指能保证工程物体抽象为连续体的物质微元的最小尺寸。满足这一条件的物质微元的临界尺寸，也称为拟连续微元尺寸，简称连续微元尺寸。

假定连续微元尺寸为：一维连续性微元尺寸为 δ，二维连续微元尺寸为 δ^2，三维连续微元尺寸为 δ^3，则满足前述连续性假设条件的物体中的物理量的数学表达举例如下：

对应于图 8-1 中的三个理论表达式为：

体力：

$$F=\lim_{\Delta V\to\delta^3}\frac{\Delta Q}{\Delta V} \tag{8-1}$$

面力：

$$F=\lim_{\Delta S\to\delta^2}\frac{\Delta Q}{\Delta S} \tag{8-2}$$

应力：

$$S=\lim_{\Delta S\to\delta^2}\frac{\Delta Q}{\Delta A} \tag{8-3}$$

2．连续性模型和连续微元尺寸条件

连续性模型如图 8-2 所示。连续性模型表示，工程物体只有含充分多的一定尺寸的微元才能抽象为连续体。组成连续体的连续微元尺寸应满足三个条件：

（1）连续微元尺寸和所研究的对象——工程物体相比要足够的小，使之在数学处理时可以近似作为数学点看待，能保证各物理量从一微元到另一微元连续变化，避免把物质的非均质性平均化。如图 8-2 *a*所示。

（2）连续微元和其中所含的空隙、颗粒尺寸相比足够的大，包含了足够数量的空隙和颗粒，以保证每个单元截面上的物理量均值连续变化，便于取各物理量的统计平均值作为单个微元的物理量。如图 8-2*b*、*d*所示。

（3）在满足（1）和（2）的条件下，取最小的临界尺寸 δ_0 作为连续微元尺寸。如图 8-2*c*所示。

显然，由满足上述连续微元所组成的工程物体，都可近似抽象为连续体，就可以做数学

和力学运算处理。

又由于在做介质的连续性工程概化处理时必须有量的界限，本文建议符合（1）的条件是工程物体二维尺寸，必须是微元二维尺寸的 10^4 倍以上；符合（2）的条件是微元一维尺寸，是微粒直径的 10 倍以上。符合（1）、（2）条件者，取微元尺寸最小值 δ_c。定义为连续微元尺寸。

3．拟连续微元尺寸

从连续微元尺寸的条件可知，对不同尺寸和不同结构的工程岩体，其连续微元尺寸有所不同。为此，特从不同尺度的研究对象出发，把连续微元划分为三类，即微观力学中的连续微元、细观力学中的连续微元和宏观力学中的连续微元。

研究的对象不同，其相应的连续微元尺寸也不同。在微观力学领域，所研究的物体是分子的尺度，而微观连续微元尺寸应是原子的尺度，后者和前者相比足够的小。同时，微观连续微元又要包含足够多的原子。J.Gramburg 在研究微观应力时，建议应力微元尺寸 δ_c 应是原子直径的 5～10 倍。其原因是这样就能保证微元内各截面物理量值不发生突变。本文选取高限 10 倍。原子的尺寸按 3×10^{-7}mm 计，则微观连续微元尺寸 δ_c 应为 3×10^{-6}mm左右。

在微观力学领域，所研究的对象是晶粒集合体的尺度，晶粒晶面发育不同、成分不同、粒间缝隙不同都会对颗粒集合体内部的粒间作用力产生较大影响。其相应的细观连续微元尺寸选作颗粒直径的 10 倍。颗粒直径范围一般在 0.1～50mm，则细观连续微元尺寸 δ_c 在 1.0～500mm 范围。

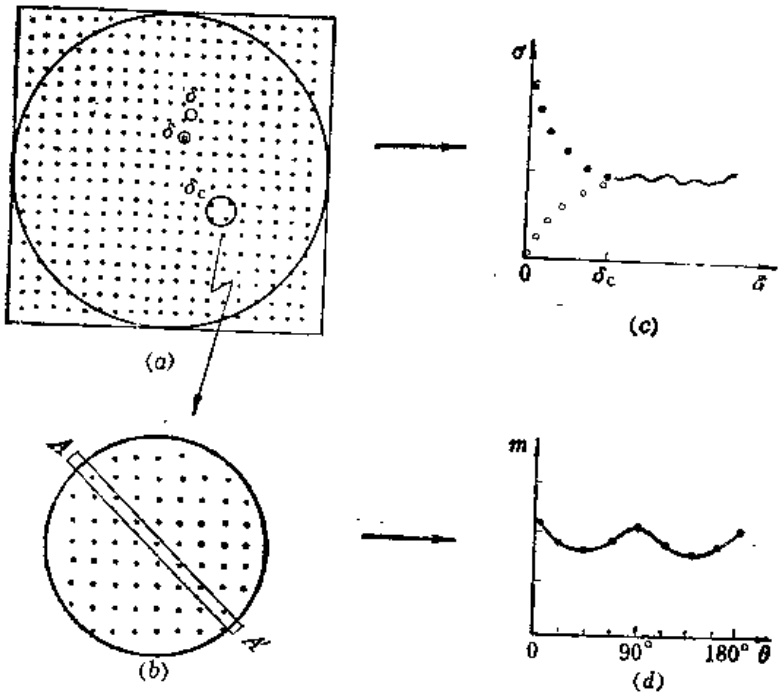


图 8-2　连续性模型及连续微元尺寸

a—工程物体；*b*—连续性微元；*c*—不同尺寸微元的物理量变化及连续微元尺寸δ_c；*d*—连续微元各截面的物理量连续变化

σ—某一物理量（如应力等）；δ—微元尺寸；δ_c—连续微元尺寸；m—剖面A—A含颗粒数；θ—剖面A—A与水平线夹角

在宏观力学领域，所研究的工程物体规模巨大，如边坡岩体工程、洞室岩体工程、地基

岩体工程和区域地壳稳定工程等，其二维断面为 10^4～$10^8 m^2$，要研究如此大范围的应力场变化，其连续微元尺寸 δ_e 可以是 10mm～10^2m 左右。后者和前者相比足够的小，保证了工程岩体中包含了足够多的连续微元。同时后者和包含其中的岩块、结构面相比又足够的大，使之又包含了足够多的岩块和裂隙，便于求出微元的平均物理量。

从上述分析可知，物体的连续性实际上是一种模型，是一个相对的概念。在不同的尺度，其连续性内涵不尽相同。在宏观领域内，不能用细观或微观的连续性内涵去理解。反之亦然。否则，就很难体会出连续性概念的真谛，从而去正确地理解和应用。另一方面，尽管在不同尺度范围，连续性内涵不同，但都可能同时满足连续微元条件，都可以用连续性模型来描述，从而可以用连续体力学理论去分析。

二、边坡工程岩体的连续性理解

本章将要用连续体力学理论来分析边坡工程岩体稳定性。该工程岩体的二维计算剖面约为 $1.5\times10^6 m^2$，故其连续性应该用宏观连续微元的内涵来理解。而在目前之所以出现对工程岩体的连续性表示怀疑，则是因为不合理地用细观力学和微观力学的连续性内涵来理解。

上述这种不合理的理解，在变形体力学发展史上也曾出现过。在十九世纪初，Cauchy 建立应力理论时，把金属固体材料抽象为理想连续性，好象“微粒不存在”，“含有无限个应力单元”。当时就有一部分科学家提出质疑[28]，指出实际的“金属固体材料包含着晶体和不同数量的颗粒”。直到 1854 年，Saint Venant 解决了这个问题，他建议把 Cauchy 的“无限个应力单元”改成“大量的、有限个单元”，“每一单元包含了大量的晶粒”。并指出 Cauchy 的“点的应力”，可以看作“每个单元的平均应力”。

Saint Venant 的精辟解释使当时的科学家对金属固体的连续性有了一个正确的理解。现在，再也没人怀疑对金属固体材料能否用连续体力学理论来分析的问题了。同理，Saint Venant 的解释完全可以推广到解释工程岩体的连续性问题，不过后者的尺度范围更大而已。

三、边坡岩体的连续性概化处理

连续性概念和模型建立之后，要进行边坡工程岩体的连续体力学计算分析，首先要根据各种岩体的具体情况，进行连续性和不连续性的概化处理。这对于合理划分有限单元进行计算是十分重要的步序。下面仅将在研究边坡工程岩体中遇到的几种典型岩体分无结构面的典型情况和有结构面时的情况，分别建立连续性模型。

1．白垩系砂岩岩体

其连续性概化模型如图 8-3 所示。该砂岩由砂粒和胶结物组成。砂岩颗粒直径在 0.1～2mm 范围内，即 $d=0.1$～2.0mm。连续微元二维尺寸 $\delta_e^2=5^2\pi d^2=0.80$～$314mm^2$，而

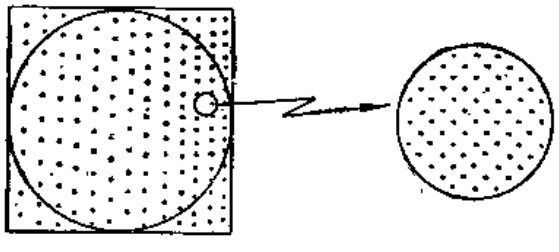


图 8-3 白垩系砂岩连续性模型概化

a—工程岩体；b—连续微元；S—工程岩体二维尺寸；δ_e—连续微元尺寸；d—颗粒平均直径

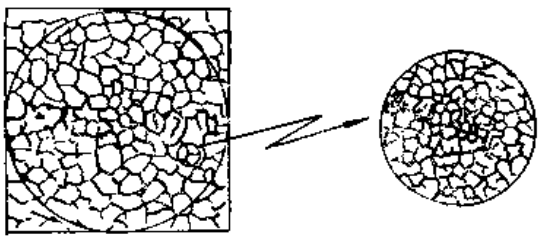


图 8-4 前寒武系混合花岗岩连续性概化模型

a—工程岩体；b—连续微元

工程岩体二维尺寸 $S \geqslant 10^4\delta_e^2 = 0.80\times10^4 \sim 3.14\times10^6 mm^2$。

2．前寒武系混合花岗岩连续性概化

前寒武系地层主要由一套混合花岗岩为主的变质岩所组成(如图8-4)。花岗岩中含钾、长石斑晶、石英等矿物，晶粒粗大，约在5～7mm 左右。故颗粒平均直径取 $d=6mm$，连续微元尺寸 $\delta_e^2 = 25\pi d^2 = 2826mm^2$，工程岩体尺寸 $S \geqslant 10^4\delta_e^2 = 2.8\times10^7 mm^2 = 28m^2$。这就是说，若这种岩体(不考虑结构面) 小于 $28m^2$，就不能用连续体力学理论加以处理，因为它本身不能抽象为连续体。例如，若对常规抗压试件同种岩样进行连续体力学处理，其分析结果应该说不太合理。原因之一是岩样体积太小，难于含“充足多”的连续微元；原因之二是若让岩样含足够多的微元，必把微元尺寸划得很小，使微元本身不能包含“足够多”的颗粒，微元物理量不能连续变化，从而不满足连续性模型。

3．含结构面岩体的连续性概化

在研究高边坡岩体中各种结构面的连续性时发现，并非所有的结构面都按非连续处理。高边坡岩体中发育的结构面有层理面、节理面、软弱夹层和断层。我们根据每种结构面本身的相对闭合程度、“胶结”程度和围岩力学强度的差异，按具体情况进行含结构面岩体的连续性模型概化。

1）含层面岩体的概化

层面是一种沉积结构面，在地质历史中受到巨大压力和成岩作用而成，一般比较紧密，若同一岩性的两层力学强度差异不大，即可按连续岩体处理，连续微元可跨过层面，如图8-5*a*所示，连续微元尺寸按沉积岩中的颗粒平均直径来确定。倘若层面在后期构造力作用下发生层间错动，形成了层间错动带或软弱夹层，则按含软弱层结构面岩体的连续性概化处理。

2）含弱层岩体的概化

层理发生层间错动，又在地下水作用下易形成层间错动带，该带力学强度同围岩相比差异很大，此时应将其作为弱层层状单元处理。它的变形形式是沿层面发生错动或垂直弱层发生压缩变形。含弱层结构面岩体，其连续单元不能跨过弱层，如图 8-5*b*、*c* 所示。弱层本身按厚度不同，可分别以节理元或弱层元加以处理。

3）含片麻理岩体概化

片麻理是变质岩，特别是中高程度变质岩的特殊构造形式。其连续性概化模型如图8-5*d*所示。设片麻理平均长度为 l，则连续微元尺寸 $\delta_e = 10l$，而要抽象为连续体的工程岩体二维尺寸 $S \geqslant 7.85\times10^5 l^2$。

4）含节理面岩体概化

对含两组以上、密度较大的节理化岩体进行连续概化是合适的。如图 8-5*e* 所示。其连续微元的尺寸 δ_e 决定于节理长度。若节理平均长度为 l，则连续微元尺寸 $\delta_e = 10l$，而工程岩体二维尺寸 $S \geqslant 10^4\delta_e^2 = 7.85\times10^5 l^2$。假设 $l = 1.0m$，则能抽象为连续性岩体的二维尺寸至少是 $7.85\times10^5 m^2$。若节理面和工程岩体相比，尺寸较大，则按 5）处理。

5）含断层岩体概化

含断层岩体的概化模型如图 8-5*f* 所示。其连续微元不能横跨断层，断层作为不连续面处理，按其厚度不同，概化为节理元或夹层元为宜。节理元和夹层元都是发生非光滑非线性的两种单元。

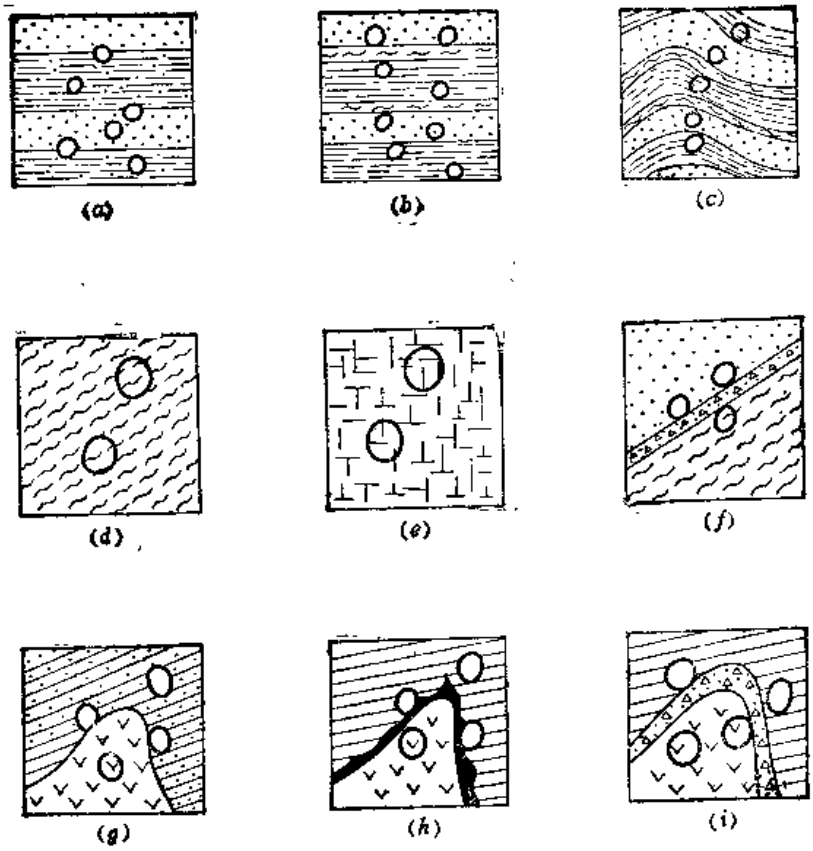


图 8-5　几种典型含结构面岩体

a—含层面岩体；*b*—含弱层岩体；*c*—含弱层褶皱岩体
d—含片麻理岩体；*e*—含节理面岩体；*f*—含断层岩体
g—含侵入接触面岩体；*h*—侵入接触带“焊接”；*i*—侵入接触带“破碎”

6）含侵入接触面岩体的概化

当岩浆岩体侵入围岩时，在侵入岩体与围岩之间形成侵入接触结构面，如图 8-5*g* 所示。侵入体与围岩一般说来物性差别颇大，力学强度差别更大，所以把其作为物质变异面处理，连续微元不能横跨界面。而在侵入面两侧以分块连续性介质处理。两侧将输入不同的物理量来进行分析。

7）含侵入接触带岩体的概化

有时侵入接触面具有一定的宽度面实际上成为侵入接触带。这时分两种情况，一是接触带有后期炽热溶液充填面“焊接”，接触带力学强度和侵入体相比强度相差无几，这时可按侵入接触面岩体的连续性概化形式处理（如图 8-5*h* 所示）。第二种情况是接触带破碎，力学强度和围岩相比颇低，这时可抽象为夹层元处理。两侧围岩仍按连续介质处理。这种岩体受力后将在接触带上发生非光滑非线性变形。如图 8-5*i* 所示。

四、用损伤参数确定岩体的物性系数

岩体工程目前尚不能很好地定量分析的重要原因之一，是岩体的物性关系难以准确合理地确定。由于岩体结构的复杂性，至今尚无一种物性方程能全面反映岩体的力学性能。

在材料的物性方程中，我们建立了材料微元体的应变与应力的关系。对于各向同性体。物性系数处处相同。对于有规则的各向异性体，物性系数比较有规则可寻。但对于自然岩体，则因高度的非规则性，要用完全准确的数学方法描述其物性系数因地面异的变化情况，

事实上是办不到的。因此有必要引入宏观的参数来表征岩体的物性状态。

在地质历史进程中，岩体经历了数次地质构造应力场的作用和改造，节理、裂隙渐趋发育．损伤程度愈趋加强，使原始状态的比较完整的岩体，变成含很多裂隙的岩体。

地质历史上的每一次构造运动，相当于给巨大地壳岩体上进行加载，而在两次构造运动之间的相对平静期，相当于给岩体卸载。这样周而复始，给岩体加载，卸载，又加载，又卸载，直到今日，把岩体改造成目前的状态。这就是说，漫长的地质构造史，相当于岩体间歇性加载卸载史。

为了解和认识岩体的非完整状态，我们用近年来引入的材料损伤观点来加以描述。

1，损伤变量的基本概念

损伤是指材料和结构中微观缺陷的出现和扩张。损伤力学是用宏观变量来描述微观变化，把损伤参数当作内变量。

如果从岩体中取出一个岩块进行考察并进行力学实验，我们可能发现这个岩块的裂隙不是简单的一维分布，为了描述裂隙的空间分布状态。有的学者引入损伤张量的概念和岩体的物性系数联系起来。这种方法事实上只能适用于某些裂隙可以量测的局部地区。而现场节理裂隙量测一般是很困难的。人们往往不可能看到工程岩体中的节理空间发育状况。从实用目的出发，我们采用单参数法定义损伤变量：

$$D = 1 - A_e/A \tag{8-4}$$

式中 A_e——受载构件断面的实际面积；

A——受载构件断面的表观面积。

与式8-4对应的有效应力和本构关系为：

$$\sigma^* = \sigma/(1-D) \tag{8-5}$$

$$\varepsilon^* = \sigma^*/E = \frac{\sigma}{(1-D)E} \tag{8-6}$$

式中 ε^*——相当的弹性应变；

σ^*——有效应力；

E——杨氏模量。

式（8-6）是Lemaitre 1971年为了用无损伤材料本构关系来描述损伤材料，提出了等效应变的假设而推导出来的。即假定损伤对应变的影响只通过有效应力来体现，也就是说，只需将无损伤材料物性关系中的应力改为有效应力，就得到了损伤材料物性方程。式(8-6)给出了一维线弹性关系的形式。换言之，式（8-6）表征了损伤的实质就是把杨氏模量折减了无损时的（$1-D$)倍。

在一般的非线性关系中，将局部关系线性化，令应力增量$\mathrm{d}\sigma$和应变增量$\mathrm{d}\varepsilon$成比例：

$$\mathrm{d}\sigma = E[1 - D(\varepsilon)]\mathrm{d}\varepsilon \tag{8-7}$$

上式中损伤变量是实时应变量的函数。由上式可以求出：

$$D = 1 - \frac{1}{E}\frac{\mathrm{d}\sigma}{\mathrm{d}\varepsilon} \tag{8-8}$$

当单向加载过程$\mathrm{d}\sigma > 0$，因为岩块内部裂隙的不断扩展，损伤参量变大，设在图8-6中σ-ε曲线上的0点$D = 1 - (E/E) = 0$，在A点：

$$D=1-\frac{E^*}{E}>0 \tag{8-9}$$

现场的岩体因历史性的变迁，内部破损，损伤参量各处不同，令：

$$E^*=E(1-D) \tag{8-10}$$

于是，应力-应变关系改写为：

$$\mathrm{d}\sigma=E^*\mathrm{d}e \tag{8-11}$$

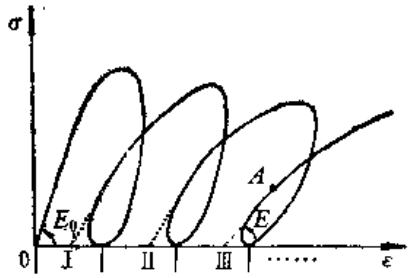


图 8-6 间歇性构造力作用下地质体损伤过程

当应变很小时，一次增量和全量等同。弹性定律可表达为：

$$\sigma_{ij}=\frac{E^*}{1+v^*}\left(\varepsilon_{ij}+\frac{v^*}{1-2v^*}\varepsilon_{kk}\delta_{ij}\right) \tag{8-12}$$

式中 σ_{ij}——应力张量；

ε_{ij}——应变张量；

E^*、v^*——考虑损伤状态的物性系数。

$$\varepsilon_{kk}=\varepsilon_{11}+\varepsilon_{22}+\varepsilon_{33}$$

$$\delta_{ij}=\begin{cases}1 & i=j\\ 0 & i\neq j\end{cases}$$

2. 岩体损伤参量D的确定方法

目前，确定岩石损伤参量的方法较多[50-57]，但能真正合理地确定现场岩体损伤程度的方法尚不曾见。本文根据式（8-9）理论基础，提出一个利用现场波速试验资料和室内试验数据来确定损伤参量的新方法。

在野外物探方法中，地震法和声波测试法都是发射弹性波来测试岩体某些性质的方法。而波速在岩体中的传播对结构面发育的密度等反应十分敏感。对同一岩体，结构面稀疏（损伤程度轻）时，波速较高；结构面密集（损伤程度重）时，波速则较低。因此，波速的高低对同种岩体来讲，则反应了损伤程度和损伤状态。另一方面，在室内经常进行岩块试样的声波测定和野外岩体比较而言，这实际上代表了一种无损伤状态的波速。

根据上述分析，依据地震学波动理论可知，波速和弹性模量有如下关系：

$$V_p=\sqrt{\frac{E(1-v)}{\rho(1+v)(1-2v)}} \tag{8-13}$$

$$V_s=\sqrt{\frac{E}{2\rho(1+v)}} \tag{8-14}$$

式中 V_p——纵波波速；

V_s——横波波速；

v——泊松比；

ρ——岩体比重。

由式（8-13）或（8-14）中可解出：

$$E=\frac{V_p^2\rho(1+v)(1-2v)}{(1-v)} \tag{8-15}$$

或

$$E=\frac{V_s^2\rho(3V_p^2-4V_s^2)}{V_p^2-V_s^2} \tag{8-16}$$

或

$$E=2V_s^2\rho(1+v) \tag{8-17}$$

把野外现场岩体波速代入，则可求得损伤状态岩体的E^*；把室内完整岩块的波速代入上式，则可得到无损伤状态岩体的E，则损伤参量D可由下面任一公式中解出：

$$D=1-\frac{(V_{p0}^2-V_{s0}^2)V_s^2\rho(3V_p^2-4V_s^2)}{V_{s0}^2\rho_0(3V_{p0}^2-4V_{s0}^2)(V_p^2-V_s^2)} \tag{8-18}$$

式中 V_p、V_s——损伤岩体的纵、横波速；

V_{p0}、V_{s0}——无损伤岩体的纵、横波速；

D——岩体损伤参量。

$$D=1-\frac{V_p^2\rho(1+v)(1-2v)(1-v_0)}{(1-v)V_{p0}^2\rho_0(1+v_0)(1-2v_0)} \tag{8-19}$$

其中

$$v_0=(V_{p0}^2-2V_{s0}^2)/[2(V_{p0}^2-V_{s0}^2)]$$
$$v=(V_p^2-2V_s^2)/[2(V_p^2-V_s^2)]$$

$$D=1-\frac{V_s^2\rho(1+v)}{V_{s0}^2\rho_0(1+V_0)} \tag{8-20}$$

其中

$$v=(V_p^2-2V_s^2)/[2(V_p^2-V_s^2)]$$
$$v_0=(V_{p0}^2-2V_s^2)/[2(V_{p0}^2-V_{s0}^2)]$$

3．损伤分区及各区力学参数

在第七章提到，进行高边坡岩体内部构造格架勘察时，选用了DFSV-MINI-SOSIE地震仪器进行了厂区地质构造的勘察。在确定断层构造的同时，又对原始采集数据进行了岩体损

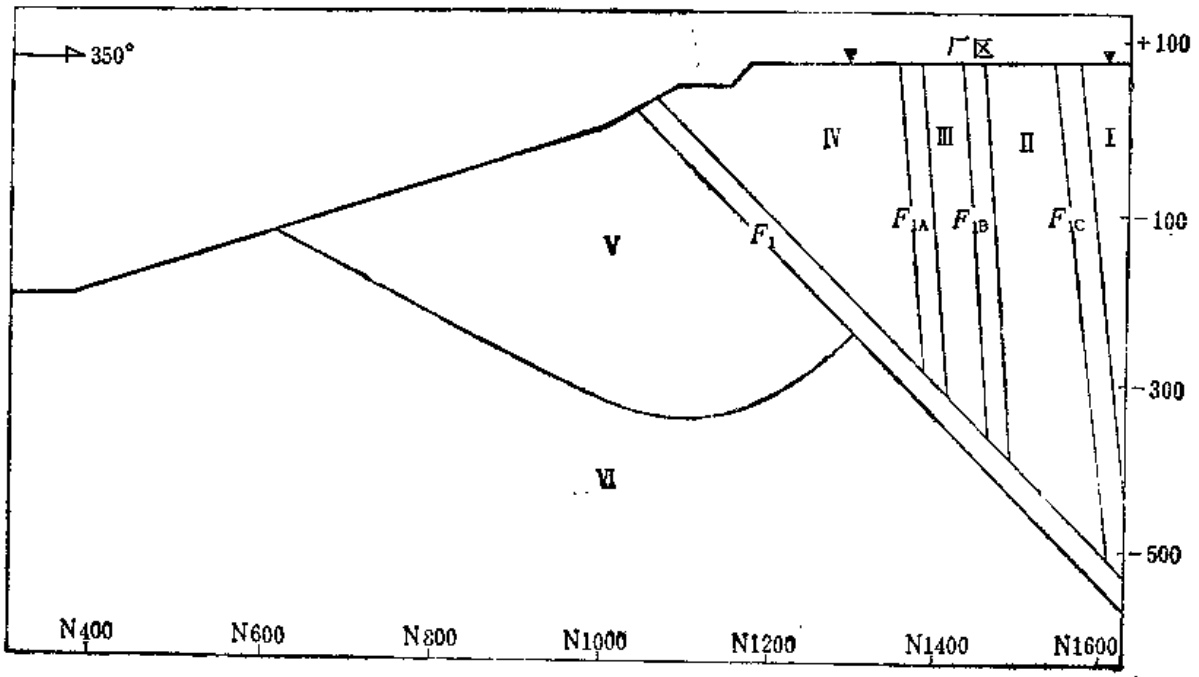


图 8-7 边坡岩体损伤分区

伤速度谱分析，用 Dix 公式计算了岩体各构造区的速度。结果表明，岩体中各构造部位不同，损伤速度也不同。据此进行了损伤分区如图 8-7 所示。

又结合采集的岩块试样的波速试验、抗压试验等资料数据，作为各区无损伤岩石力学性状的代表，再根据损伤参量，把室内试验力学参数和野外岩体力学参数联系起来，确定了各区的力学参数如表 8-1 所示。

表 8-1 岩体损伤力学参数表

参数 / 分区	岩体损伤速度 V_p (m/s)	岩体损伤速度 V_s (m/s)	岩块实验数据	损伤参量 D	岩体有关参数		备注
Ⅰ区	2883	1541	$V_{p_0}=3900$ $V_{s_0}=2900$ $\rho_0=2.62$ $E_0=1.66\times10^4$ $\sigma_c=48.9$	0.62	$E=6.3\times10^3$ $\rho=2.6$	$\nu=0.28$ $\sigma_c=18.6$	量纲： V_p, V_s V_{p_0}, V_{s_0} (m/s) ρ_0(t/m³) E(MPa) σ_c(MPa)
F_{1C}区	1967	1005		0.84	$E=2.6\times10^3$ $\rho=2.4$	$\nu=0.3$ $\sigma_c=7.8$	
Ⅱ区	3224	1724		0.52	$E=8\times10^3$ $\rho=2.6$	$\nu=0.27$ $\sigma_c=23.5$	
F_{1B}区	2351	1210		0.77	$E=3.8\times10^3$ $\rho=2.55$	$\nu=0.29$ $\sigma_c=11.25$	
Ⅲ区	2914	1558		0.61	$E=6.5\times10^3$ $\rho=2.5$	$\nu=0.28$ $\sigma_c=19.07$	
F_{1A}区	2442	1321		0.72	$E=4.6\times10^3$ $\rho=2.5$	$\nu=0.3$ $\sigma_c=13.69$	
Ⅳ区	2971	1589	$V_{p_0}=3600$ $V_{s_0}=1847$ $\rho_0=2.7$ $E_0=1.03\times10^4$ $\sigma_c=26.5$	0.35	$E=6.5\times10^3$ $\rho=2.4$	$\nu=0.28$ $\sigma_c=17.23$	
F_{1C}区	2297	1243		0.62	$E=3.9\times10^3$ $\rho=2.4$	$\nu=0.3$ $\sigma_c=10.07$	
Ⅴ区	1822	875	$V_{p_0}=2784$ $V_{s_0}=1489$ $\rho_0=2.5$ $E_0=6.44\times10^3$ $\sigma_c=17.0$	0.66	$E=2.3\times10^3$ $\rho=2.4$	$\nu=0.30$ $\sigma_c=5.78$	
Ⅵ区	2773	1483	$V_{p_0}=4386$ $V_{s_0}=2131$ $\rho_0=2.69$ $E_0=1.0\times10^4$ $\sigma_c=26.5$	0.57	$E=4.4\times10^3$ $\rho=2.5$	$\nu=0.3$ $\sigma_c=11.40$	

五、用反分析理论确定岩体塑性扩容内变量函数

反分析法是相对于固体力学中的常规分析法而言的。常规分析是指已知工程物体的几何形状、材料性质及外荷载，求其物体内部的应力分布与变形规律。相应的反分析法则是指常规分析中的待求量通过实例或人为指定变为已知量，而某些已知量作为待求量的分析方法。该区高边坡岩体的地表变形值已知，岩体的弹性参数通过室内实验、野外实验和损伤力学理论分析已经确定，而反求塑性内变量 θ' 和 μ、C 关系。这正是反分析法解决问题的范围。在这些参数确定的情况下，再进行不同边界条件下的边坡岩体变形稳定性分析，继而达到解决工程问题的目的。

1. 反分析基本理论

一般而言，一个岩体的位移场 U 是由其所承受的荷载 P、岩体几何形状 G、岩体弹性参数 E、μ 和塑性内变量 $\theta'(C,\mu)$ 所决定，则有如下的一般函数关系：

$$u=f(P,G,E,\upsilon,\theta') \tag{8-21}$$

设已实测边坡体开挖边界变化及其相应地表剖面位移值为：

$$G_1,G_2,G_3,\cdots\cdots G_i$$

$$\dot{u}_1,\dot{u}_2,\dot{u}_3,\cdots\cdots\dot{u}_i$$

又根据野外实验和室内试验的综合分析，确定岩体内部各区的损伤材料的相当弹性模量及密度：

$$E_1^*,E_2^*,E_3^*,\cdots E_i^*,\cdots$$

$$\upsilon_1^*,\upsilon_2^*,\upsilon_3^*,\cdots\upsilon_i^*,\cdots$$

$$\rho_1^*,\rho_2^*,\rho_3^*,\cdots\rho_i^*,\cdots$$

在根据可能 C,μ 值范围，假定一系列 θ'-μ，θ'-C 关系曲线，进行一系列有限元运算，并由此得到地表规定剖面线上一组位移值分布（上标（n）表示试算的序数）。

$$\begin{cases} u_1^{(1)}, & u_2^{(1)}, & u_3^{(1)}, & \cdots u_i^{(1)}, \\ u_1^{(2)}, & u_2^{(2)}, & u_3^{(2)}, & \cdots u_i^{(2)}, \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \quad \cdots \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \quad \cdots \\ u_1^{(n)}, & u_2^{(n)}, & u_3^{(n)}, & \cdots u_i^{(n)}, \end{cases}$$

比较 $u_i^{(n)}$ 和 $\dot{u}_i$，一直到两数列值接近为止。这时的 θ'-C，θ'-μ 关系比较合理地描述了当地岩体塑性扩容引起的变形规律。反分析结果如图 8-8～图 8-12 所示。

2．反分析法唯一性讨论

反分析法是通过量测输出，来反求系统的模型或模型参数。即由输出求输入。这是一个系统辨识问题，就是通过量测系统的输出和输入数据来确定描述这个系统的数学方程（模型结构）。为了得到这个模型，可用各种输入来试探系统并观测其响应(输出)，然后将输入—输出数据进行处理来得到模型。

岩体力学参数和物性关系一直是岩体力学研究的难题，至今尚未解决。因为这一系统辨识问题属于完全辨识问题——黑箱问题，即被辨识的系统的基本特性是非常难于全局探明。要解决这一问题不仅很困难，而且存在解的唯一性问题。

解决这类“黑箱”问题的有效办法是“黑箱”问题“灰箱化”，即通过一些手段（如岩体工程中的工程地质勘察）使系统的某些特性（如线性和非线性）为已知，这样，未知量仅为系统方程的阶次、系数等。

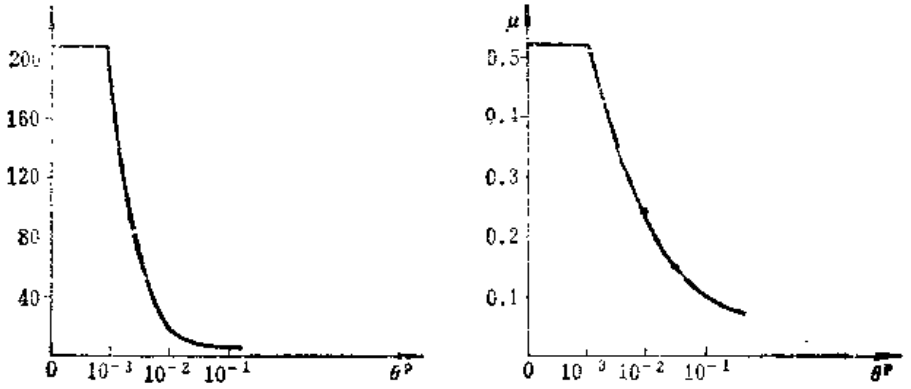
本书在岩土工程研究方面克服多解性的措施是：根据具体情况和详尽的工程地质条件分析，确定一些参数或者这些参数的变化范围，这样就可以将相应的参数约束在它的合理变化范围内。显然，工程地质勘察和工程地质分析两项研究愈详尽，这种约束就越严格，就能较好地克服解的多解性问题。

3．高边坡岩体的 θ'-C，θ'-μ 关系

根据反分析理论，用前述方法进行了一系列非线性有限元分析，确定了断层带物质和弱

θ^p	0	10^{-3}	10^{-2}	5×10^{-2}	10^{-1}
C	210	210	15	5	5

θ^p	0	10^{-3}	10^{-2}	5×10^{-2}	10^{-1}
μ	0.52	0.52	0.25	0.15	0.1

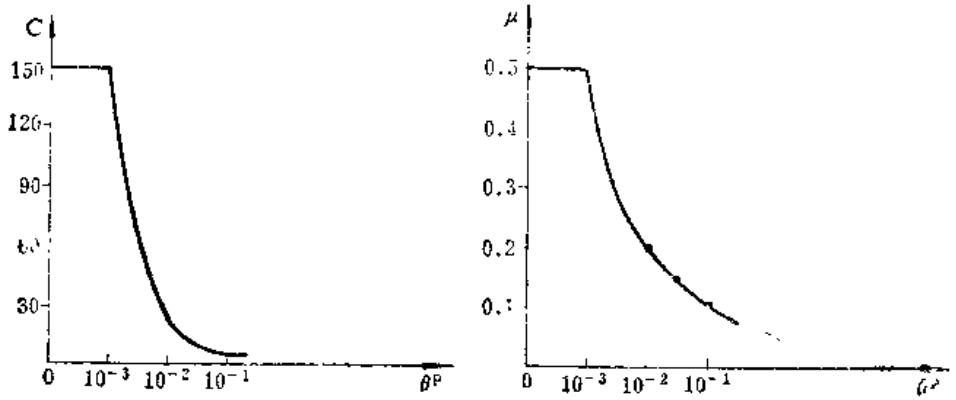


(a) (b)

图 8-8 F_1 断层 θ^p-C，θ^p-μ 关系图

θ^p	0	10^{-3}	10^{-2}	5×10^{-2}	10^{-1}
C	150	150	20	10	5

θ^p	0	10^{-3}	10^{-2}	5×10^{-2}	10^{-1}
μ	0.5	0.5	0.2	0.15	0.1

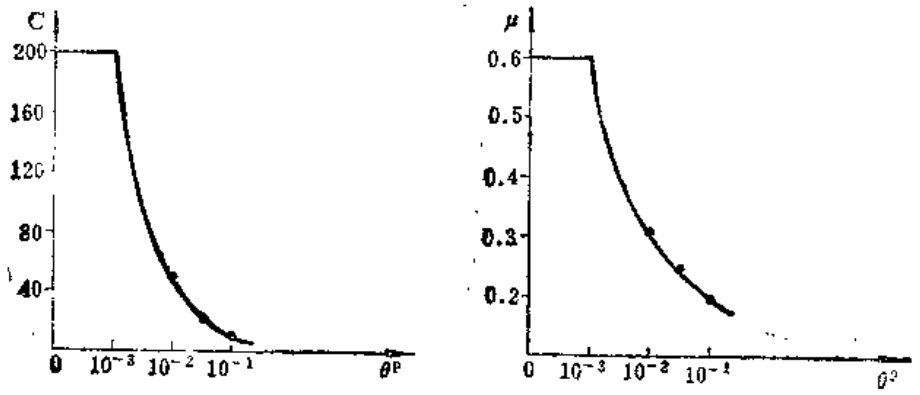


(a) (b)

图 8-9 F_{1A} 断层 θ^p-C，θ^p-μ 关系图

θ^p	0	10^{-3}	10^{-2}	5×10^{-2}	10^{-1}
C	200	200	50	20	10

θ^p	0	10^{-3}	10^{-2}	5×10^{-2}	10^{-1}
μ	0.6	0.6	0.3	0.25	0.2



(a) (b)

图 8-10 F_{1B}、F_{10} 断层 θ^p-C，θ^p-μ 关系图

层物质的 θ^p-C，θ^p-μ 关系如图 8-8～图 8-11 所示，在此基础上进行各种开挖深度条件下的正分析。图 8-12 表示了反算过程的位移情况及其整个开采过程的基岩表面位移预测，同历史上观测的位移数据比，基本符合实际。

θ^p	0	10^{-3}	10^{-2}	5×10^{-2}	10^{-1}
C	50	30	5	1	0.5

θ^p	0	10^{-3}	10^{-2}	5×10^{-2}	10^{-1}
μ	0.17	0.17	0.1	0.05	0.01

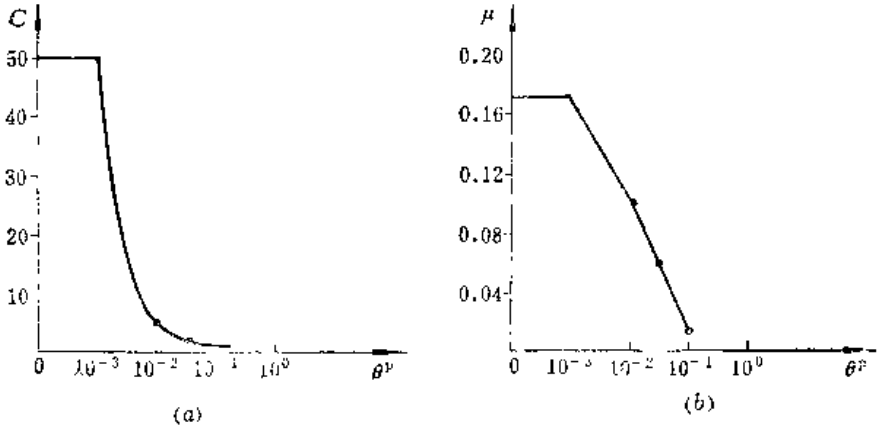


图 8-11　第三系胶结层 θ^p-C，θ^p-μ 关系图

六、工程岩体大变形基本方程描述

综上所述，工程岩体在一定意义上可以抽象为连续性体来处理。象该露天矿北帮高边坡岩体变形稳定性所涉及的岩体二维断面达几百万平方米的数量级，在做各种岩体的连续性处理概化后，可以用连续体力学理论进行变形稳定性分析。为此，在前述连续性定义理解的基础上，用非线性连续体力学的最新理论[25,29~32]，作为工程岩体力学的基本理论基础。

1，非线性大变形几何理论

非线性连续体力学中的非线性大变形几何理论，已经取得了长足的进展[25]，日趋完善，得到了国内外力学界同行的普遍公认。

严格地说，工程岩体力学至今所沿用的连续体力学理论虽然考虑了材料的物理非线性问题，但从几何理论角度看仍然为小变形近似理论[43]。非线性几何理论对变形问题的合理正确描述，不仅规划了工程岩体大变形稳定性研究的前景，而且对认识小变形理论的近似性和合理适用范围，对于解决工程问题时进行必要地简化具有指导作用。

为了说明微小变形线性理论的适用程度，我们首先讨论小变形几何在常数曲率滑坡模式中应用可能产生的误差。

如图 8-13、图 8-14 所示，当滑坡面是一个圆弧，曲率一定时，若一个滑块 A 在滑动过程中变形很小，近似地可以看成整体以刚体运动形式由 A 转至 A'，此时整体转角近似为 $\varphi'-\varphi'$。A 各点的位移表达式为刚性运动：

$$\left.\begin{aligned} u &= (\cos\theta-1)x-\sin\theta y+a \\ v &= \sin\theta x+(\cos\theta-1)y+b \end{aligned}\right\} \tag{8-22}$$

u，v 为点 (x,y) 沿 x,y 轴方向的位移分量。a，b 为质心平移分量。$\theta=\varphi'-\varphi$

应用小变形的公式，应变分量 ε_{ij} 为：

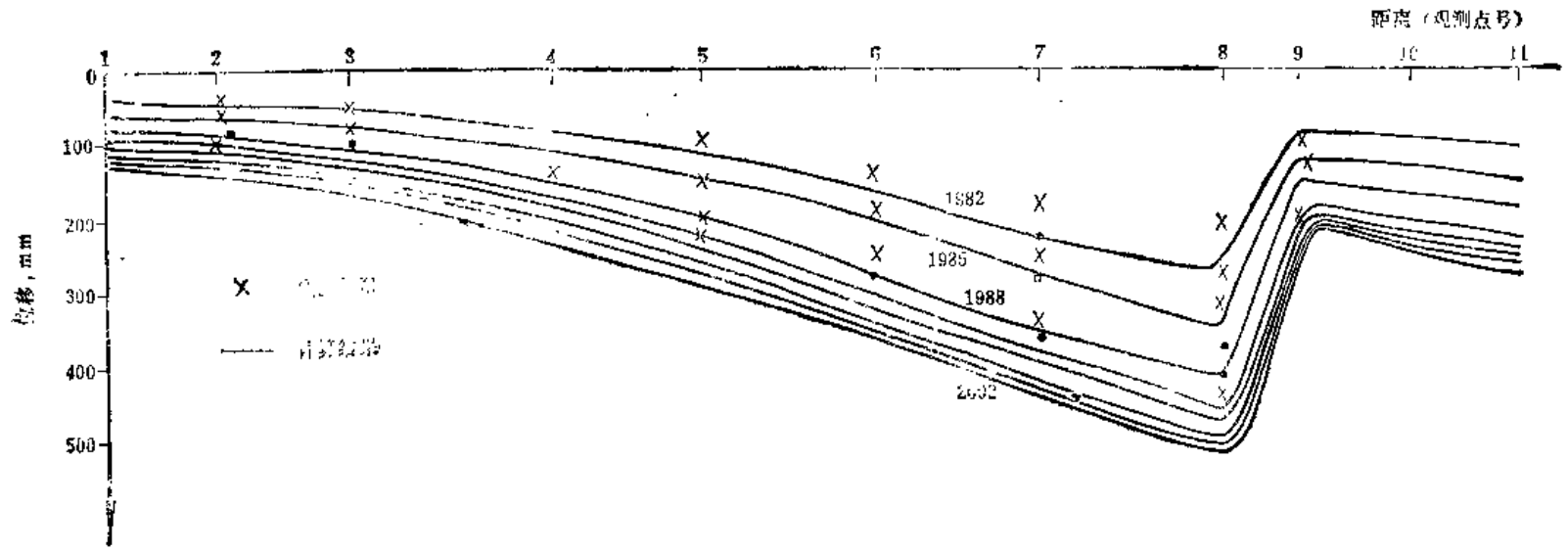


图 8-12　W200 剖面位移反分析和正分析结果

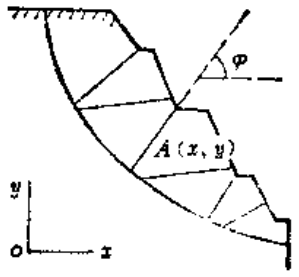


图 8-13 常数曲率滑坡模式

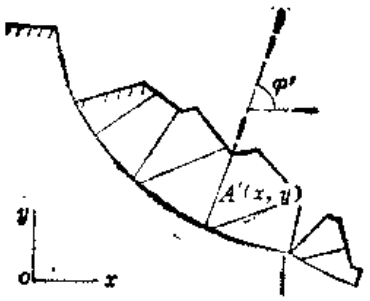


图 8-14 滑动后常数曲率滑坡模式

$$e_{xx}=\frac{\partial u}{\partial x},\quad e_{yy}=\frac{\partial v}{\partial y},\quad e_{xy}=\frac{1}{2}\left(\frac{\partial v}{\partial x}+\frac{\partial u}{\partial y}\right) \tag{8-23}$$

微小转角（以弧度计）为：

$$\omega_z=\frac{1}{2}\left(\frac{\partial v}{\partial x}-\frac{\partial u}{\partial y}\right) \tag{8-24}$$

下标 z 指绕垂直于平面的轴 z 转动，逆时针方向为正。按此公式计算，则得：

$$e_{xx}=\cos\theta-1,\quad e_{yy}=\cos\theta-1,\quad e_{xy}=0,\quad \omega_z=\sin\theta \tag{8-25}$$

设 $\theta=\varphi'-\varphi=10°$，则 $\omega_z=0.1737$

$$e_{xx}=-0.015,\quad e_{yy}=-0.015,\quad e_{xy}=0$$

这部分应变量不是真实的应变，而是由于公式误差引起的。因为如果运动是刚性的，则整体的平移与转动不存在内部应变，e_{xx}、e_{yy} 应全为 0。因此严格地说，小变形理论描述物体运动规律是不合理的。

在实际的滑坡运动中（如图 8-15 所示），则滑体中每一个微元体都可能有很大的位移和变形，研究这类问题的准确的力学描述要用非线性大变形连续体力学理论[61 65-68]。当研究的对象处于较小位移与转动情况，从工程精度和经济角度考虑，此理论可近似化为经典线性小变形理论。为参考方便，今将非线性大变形几何理论的理论要点简介如下：

1）拖带坐标系

如图 8-16 所示，选取两套参考系 x^i，拖带坐标系 x^i 和固定坐标系 X^i。

设一连续体 A_0，在时间过程中进行连续变换，$A_0(t_0)\to A(t)$。

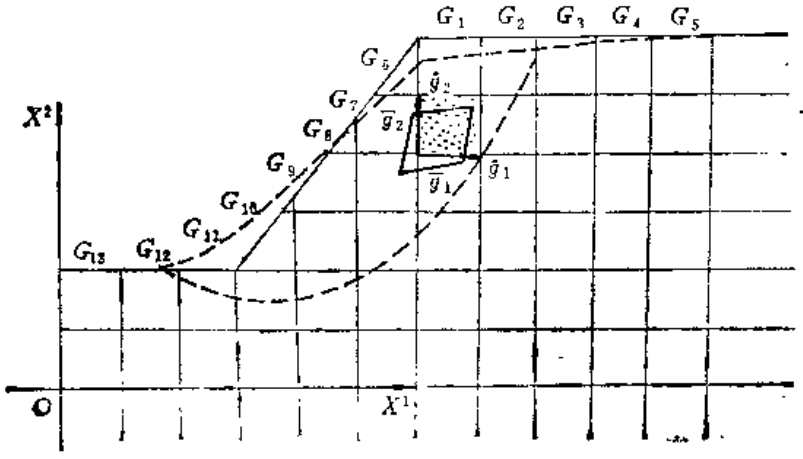


图 8-15 边坡大变形理论模型

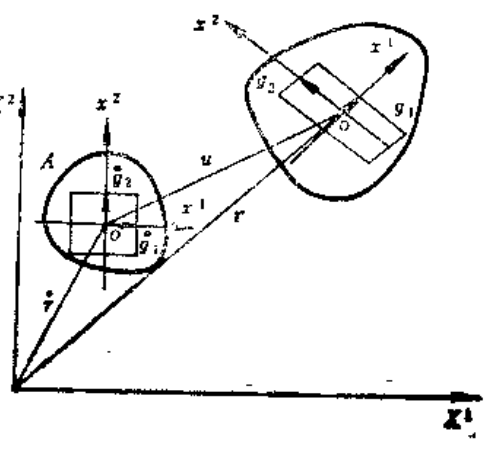


图 8-16 拖带坐标系

在 t_0 时刻，嵌含在形变体中的拖带系 X^i 和标准固定正交系同胚，即：

$$\overset{\circ}{X}{}^i = X^i(x^i, t_0) = \overset{\circ}{x}{}^i$$

在 t 时刻：

$$X^i = X^i(x^i, t)$$

局部基矢：

$$\overset{\circ}{\vec{g}}_i = \frac{\partial \overset{\circ}{\vec{r}}}{\partial x^i}, \quad \vec{g}_i = \frac{\partial \vec{r}}{\partial x^i} \tag{8-26}$$

$\overset{\circ}{\vec{r}}$、$\vec{r}$ 是变形体中一点在 t_0 和 t 时刻的位矢。

2）变形梯度的 S-R 分解定理

初始位形和实时位形中拖带坐标系基点变换为：

$$\vec{g}_i = F^j_i \overset{\circ}{\vec{g}}_j \tag{8-27}$$

其中

$$F^j_i = \delta^j_i + u^j|_i \tag{8-28}$$

因为 F^j_i 反映了变形前后拖带系基矢的变化，实际上包含了物体变形（应变和转动）的全部信息，改称之为变形梯度张量。S-R 定理表明：对于物理可能的运动变换，变形梯度张量 F^j_i 可以分解为对称张量 S^j_i 和正交张量 R^j_i 之直和，即：

$$F^j_i = S^j_i + R^j_i \tag{8-29}$$

$$S^j_i = \frac{1}{2}(u^j|_i + u^i|^j) - (1-\cos\theta)L^j_i L^i_j \tag{8-30}$$

$$R^j_i = \delta^j_i + L^j_i \sin\theta + (1-\cos\theta)L^j_i L^i_j \tag{8-31}$$

$$\theta = \arcsin(-\omega^i_j \omega^j_i)^{\frac{1}{2}} \tag{8-32}$$

$$L^i_j = \frac{\omega^i_j}{\sin\theta}, \quad \omega^i_j = \frac{1}{2}(u^i|_j + u^i|^j) \tag{8-33}$$

式中 S^j_i——应变张量；

R^j_i——转动张量；

L^i_j——瞬时转轴单位矢量分量；

θ——平均整旋角；

$u^i|_j$——位移分量 u^i 对于初始拖带系的协变导数。

这里拖带坐标是随体变形的，一般为任意曲线坐标系，即非完整系[33]。这样所有的坐标都具有长度量纲。因此，拖带系的基矢并不就是无量纲的单位向量。这就是具有一定物理意义的向量（或张量）在拖带系中的各分量并不都具有它原有的物理量纲，从而给直接的物理解释带来不便。因此，在实际应用中，拖带系中的张量广义量纲要转化为普遍的符合工程意义的物理量纲，即引入物理分量的概念[25]。文献[25]中把物理分量表示为：

$$\hat{u}^i|_j = \sqrt{\frac{\overset{\circ}{g}_{ii}}{g_{jj}}}\, u^i|_j \tag{8-34}$$

式中 $\overset{\circ}{g}_{ii}$——变形前拖带系的尺规张量；

g_{jj}——变形后拖带系的尺规张量。

实际应用时，（8-29）～（8-33）各式中以物理分量 $\hat{u}^i|_j$ 代替张量分量 $u^i|_j$。

目前文献中[29~39]，描述应变和转动的三种常见方法中，（8-29）～（8-33）式定义的方法是合理的，它克服了 Green 应变和极分解理论的缺点。而且 S-R 分解理论已被实验云纹

法中应用标准栅和试件栅的测量几何学所证明。

Green 应变张量实际上是由变形前后度规张量之差定义的：

$$e_{ij}=\frac{1}{2}(g_{ij}-\overset{\circ}{g}_{ij}) \tag{8-35}$$

因为度规张量是度量微元线段长度的尺规，转动量不能由其决定，尽管文献[77]中另外定义了转动，但并没得到实际应用。

极分解理论将变形梯度 F_i^j 分解为对称张量和正交张量之积，它主观地将运动变换直观分为两个阶段，刚性转动与纯形变，使得质点轨迹出现一阶导数不连续点，且分解不唯一，使其失去实用价值。

3）拖带坐标系中的应力分析

由于应力是存在于形变后位形中，初始直线正交的拖带系单元，形变后将成为直交，基矢 $\overset{\circ}{\vec{g}}_i\to\vec{g}_i$。在 $\vec{g}_i\vec{g}_j$ 系中，定义的应力系有：

$$\sigma^{ij},\ \sigma^i_{\cdot j},\ \sigma_{ji},\ \sigma^{\cdot i}_j$$

而和 S^i_j 共轭的应力为 σ^i_j 构成不变量——应变能增率 $\dot{u}$：

$$\dot{u}=\sigma^i_j\dot{S}^j_i \tag{8-36}$$

事实上，在准确的力学理论中，由于位形的不断变换使应变的全量乘积并不准确等于应变能的真实值。因此，当不考虑体矩作用，我们不区分 σ^{ij} 和 σ^{ji}，直接记为 σ^i_j。

4）静力平衡方程

考虑变形体中一个微元体，在拖带系中，可推得静力平衡方程为：

$$\sigma^i_j\|_j+\rho f_i=0 \tag{8-37}$$

式中 $\|_j$——表示沿实时拖带系的协变导数；

σ^i_j——拖带坐标上的应力分量；

ρf_i——体力分量。

2. 速率型物性关系

文献[61]中建议采用如下形式的物性关系进行弹塑性分析：

$$\dot{\gamma}^i_j=\frac{1}{2G(1-\beta)}\dot{\tau}^i_j \tag{8-38}$$

$$\dot{S}^i_j=\frac{1-2v}{E}\dot{\sigma}^i_j \tag{8-39}$$

$$\dot{\gamma}^i_j=\dot{S}^i_j-\frac{1}{3}\dot{S}^k_k\delta^i_j$$

$$\dot{\tau}^i_j=\dot{\sigma}^i_j-\frac{1}{3}\dot{\sigma}^k_k\delta^i_j$$

分别是应变速率偏量和应力速率偏量。G、β、v、E 为物性参数。式（8-38）通过引入参数 β 来反映材料的非线性弹性和塑性性质，具有形式简单、应用方便的特点。β 可根据如下关系用实验来确定：

$$\beta=1-\frac{1}{2G}\frac{\dot{\tau}_e}{\dot{\gamma}_e} \tag{8-40}$$

由（8-38）、（8-39）式可得：

$$\dot{\sigma}_{ij}=\frac{E}{1+v}(1-\beta)\dot{S}_{ij}+\frac{1}{3}\left[\frac{E}{1-2v}-\frac{E}{1+v}(1-\beta)\right]\dot{S}_{ij}\delta_{ij} \tag{8-41}$$

3. 问题的简化

从前述理论可以看出，非线性连续体力学计算十分复杂，在具体工程稳定性研究时，应在大变形正确理论指导下进行合理的简化，是非常必要的。

该北帮高边坡稳定性问题，从近十年的实地变形观测资料看，最大垂直变形值为2000mm左右和所影响的深度（预计1000m）比仅为千分之二。故仍属平面小变形问题。此时方程（8-29）～（8-33）提供了明确可简化的指导意义，即 $\theta\to 0$。

$$\|\hat{S}_{ij}\|=\begin{bmatrix}S_1^1 & S_1^2\\ S_2^1 & S_2^2\end{bmatrix}=\begin{vmatrix}\frac{\partial u}{\partial S_1}+(1-\cos\theta) & \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u}{\partial S_1}+\frac{\partial v}{\partial S_2}\right)\\ \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u}{\partial S_2}+\frac{\partial v}{\partial S_1}\right) & \frac{\partial v}{\partial S_2}+(1-\cos\theta)\end{vmatrix}$$

$$\doteq\begin{vmatrix}\frac{\partial u}{\partial x} & \frac{1}{2}\left(\frac{\partial v}{\partial x}+\frac{\partial u}{\partial y}\right)\\ \frac{1}{2}\left(\frac{\partial v}{\partial x}+\frac{\partial u}{\partial y}\right) & \frac{\partial u}{\partial y}\end{vmatrix} \tag{8-42}$$

在物性关系式（8-41）中，对弹性材料，$\beta=0$，则：

$$\dot{\sigma}_{ij}=\frac{E}{1+v}\dot{S}_{ij}+\frac{2Ev}{3(1-2v)(1+v)}\dot{S}_{ij}\delta_{ij} \tag{8-43}$$

即成为通常的广义虎克定律形式。

4. 间断面物性关系

从前面第七章可知，本区高边坡岩体实质上是一系列断层系统和弱层系统控制了整个边坡岩体的变形与滑动。断层系统和弱层系统之间的岩体变形实际上是不大的，可以用前述简化的几何方程和物性关系来描述，且根据（8-29）～（8-33）式的指导意义分析，这种描述可以使分析大为简化，不仅使整个分析可以在原始固定坐标系进行，而且使几何方程和物性关系相应简化。

但是对边坡岩体中的断层系统和弱层系统，由于其变形是非光滑非线性变形，通过这些面，位移可以发生间断。所以将这些不连续面看成是一种有物质属性的几何面，用节理元来模拟，物质属性用间断面物性关系来描述。关于这一方面的研究，最早是Goodman(1975)首先进行的[42]。北京大学殷有泉、张宏（1982）也进行了研究[43,44]。本文选用了文献[41]中的描述方法。（间断面模型如图8-17所示）。

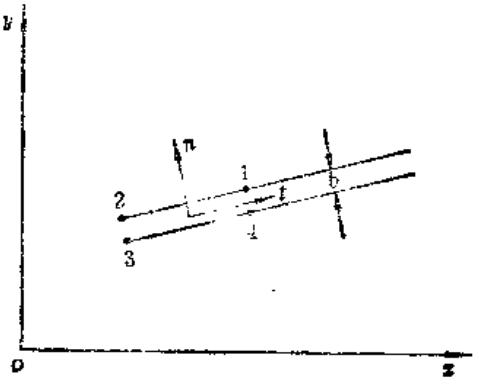


图 8-17 间断面模型

1,2,3,4—节点编号；n,t—间断面法向和切向；b—间断面厚度

间断面物性关系：

$$d\bar{\sigma}=\bar{D}_{ep}d\bar{u} \tag{8-44}$$

其中

$$\bar{\sigma}=[\tau_n,\sigma_n]^t$$

$$\bar{u}=[\bar{u},\bar{v}]^t=[u^+-u^-,v^+-v^-]^t$$

$$D_{ep}=\bar{D}-\frac{H(l)}{A}PR^t$$

$$\bar{D}=\begin{bmatrix}K_t & 0\\ 0 & K_n\end{bmatrix}$$

$$H(l)=\begin{cases}0 & l\leqslant 0\\ 1 & l>0\end{cases}$$

$$l=K^{T}\mathrm{d}u$$

$$K=D\frac{\partial f}{\partial\sigma}=\left\{K_t\frac{\tau_n}{\beta},K_n\mu\right\}^{T}$$

$$P=D\frac{\partial g}{\partial\sigma}=\left\{K_t\frac{\tau_n}{\beta},K_n\bar{\mu}\right\}^{T}$$

$$\beta=(\tau_n^2+a^2C^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$f=\mu\sigma_n+(\tau_n^2+a^2C^2)^{\frac{1}{2}}-C=0$$

$$g=\bar{\mu}\sigma_n+(\tau_n^2+a^2C^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$A=K_n\mu\bar{\mu}+K_t\frac{\tau_n^2}{\beta^2}+\left[\left(1-\frac{a^2C}{\beta}\right)\frac{\partial C}{\partial\theta^p}-\frac{\partial\mu}{\partial\theta^p}\sigma_n\right]\bar{\mu}$$

式中 $\bar{\sigma}$——间断面上的应力矢量。σ_n,τ_n 是法向为 n 的间断面上的正应力、剪应力分量；

U——间断面上的位移间断值矢量。u^+，v^+和u^-，v^-分别为间断面上侧和下侧的位移，分别用上侧和下侧的节点位移表示。用上下侧的相对位移，即跨单元的位移间断，描述间断面变形状况；

D_{ep}——间断面弹塑性矩阵；

$\bar{D}$——间断面弹性矩阵；

$H(l)$——阶梯函数；

l——加—卸载函数。$l<0$，卸载；$l=0$，中性变载；$l>0$，加载；

f——屈服函数；

g——塑性势；

c,μ——间断面内夹层的粘聚力和摩擦系数，从 A 表达式可看出，c,μ 分别是 θ^p 的函数；

C——塑性扩容内变量，是 c,μ 的隐函数（见A表达式）；

K_n,K_t——分别是间断面的法向和切向的弹性刚度。若已知间断面充填物质的弹模 E 和剪切模量 G，则 $K_t=G/b,K_n=[(E+(4/3)G]/b$。$b$ 为间断面夹层厚度。

第二节　高边坡非线性非光滑变形有限元分析

根据前面所提出的岩体连续性概化模型和连续体力学的理论，以及间断面本构关系描述方法，采用损伤力学理论和反分析方法确定的岩体变形参数，针对该高边坡岩体情况，建立了有限元模型，对边坡工程岩体作变形稳定性分析。

一、有限元模型概化

本次分析建立了两个剖面的有限元模型，即W200和W800剖面有限元模型，如图8-18、图8-19所示。

W200剖面剖分单元 233 个，节点257个。其中损伤弹性单元 128 个，开挖单元59个，空洞单元 1 个，断层、弱层损伤弹塑性单元45个。剖分时一般以弱层层面、断层面等物质变异面

为单元界线。断层带及弱层物质作为损伤弹塑性体处理，相对弱层的周围岩体作为损伤弹性体处理。该剖面计算了两个方案，有井工采场（空洞单元）和无井工采场的变形分析。

W800剖面共有单元163个，节点185个。其中损伤弹性单元109个，开挖单元19个，空洞单元1个，断层、弱层损伤弹塑性单元34个。单元划分严格拟合现场地层、褶皱和断层构造实际条件。

二、露天开采引起断层活化

根据Golder公司的设计方案，对1979～2002年整个开采过程所引起的边坡岩体变形场进行了分析。W200剖面采取七个时间步，每个时间步约为Golder公司设计图上的三年开采量。分析结果如图8-20～图8-23所示。

图8-20表示露天矿开采到1979年时，边坡岩体中的断层系统均有程度不同的活动，变形量不尽相同。距边坡近者变形量大。但是其明显特征是地表尚未显出差异变形。从图8-21～图8-23可以看出，随着开采深度不断加大，断层的反差变形愈趋明显。但到后三个时间步时，反差变形速度变慢。这主要是后三步开采在坑底进行，距断层远且开挖量少的原因。而前几步开采量大，且直接在断层附近进行，导致F_1和F_{1A}出现剧烈的滑移，使地表出现反差。其中F_{1A}的反差变形直接导致地表上工厂设备的毁坏停产。

三、开采过程中的滑坡现象

不同岩体结构会产生不同的变形方式。在W800剖面的变形分析过程中，当开采到某一部位时，使三面一块达到最危险组合状态，即发生滑坡现象。开采引起滑坡的过程见图8-24～图8-27所示。

图8-27中所示的W800剖面表示了1984年的边坡形状。这时由于开采也引起了距坑最近的F_1和F_{1A}的较大反差变形，但这时边坡上并未产生滑坡现象。

图8-25～图8-27明显地表示了随着开采量的增加，使绿色页岩体和油页岩中的层面进一步暴露，破坏了边坡体的力学平衡状态，产生了滑坡体沿滑面逐渐滑移，刻划了滑体和滑床渐渐分离的过程。

四、开采过程中的倾倒变形和“陡坎”现象

近于直立的岩层在临空条件下往往出现倾倒变形。W200剖面的局部岩体结构正是由向斜北翼的近于直立的岩层所组成。所以在边坡变形分析过程中，随着开采量增加，侧限力的减少，逐渐出现倾倒变形现象。另外在向斜的南翼地层则出现“陡坎”变形现象，上述两种现象在现场这个部位是屡见不鲜的，见图8-28、图8-29所示。

分析图表明，开采边坡上部岩体主要引起F_1断层和坡体上部向斜北翼岩层的倾倒变形，地表上形成明显的反倾台阶。开采边坡下部岩体将主要引起向斜南翼地层的错动，形成“陡坎”变形现象。

五、开采过程中的塑性区发展

研究塑性区发展规律对于分析各个断层和弱层的变形规律及其对开采的敏感性颇有意义。有限元模拟分析结果如图8-30～图8-33所示。

图中显示的塑性区发展具有三条规律：（1）采矿引起断层和软弱夹层的塑性区扩展。采深愈大，塑性区也扩展愈大；（2）主要承受采矿影响的是弱层和F_1断层；（3）F_1断层的三个分支断裂F_{1A}、F_{1B}和F_{1C}对采矿的敏感度随距边坡远近而有所不同。较近的F_{1A}比较敏感，F_{1B}次之，受采矿影响最小的是F_{1C}断层。在一定意义上讲，F_1和F_{1A}断层的变形“似

护”了工厂区北部 F_{1B} 和 F_{1C} 断层的变形发展。

六、开采过程中的位移场变化

露天采矿活动引起边坡岩体位移场的变化如图8-34～图8-41所示。图8-34～图8-37表示了垂直位移的变化规律，图8-38～图8-41体现了水平位移的变化规律。

根据图8-34～图8-41分析，F_1 断层在高边坡岩体位移场中起着控制性作用，F_{1A} 断层也有较大影响。在这两个断层上发生明显的位移突变。当采深不大时，开采主要引起 F_1 断层以北岩体的位移。当采深加大时，主要影响 F_1 断层以南的岩体位移。

水平位移的规律比较复杂。随采深加大，水平位移场始终是以 F_1 断层南岩体位移为主。水平位移的方向在断层两侧截然不同。F_1 断层以南，主要向南位移。F_1 以北岩体的水平位移方向又以深度不同有所区别，在深部向北（背向大坑一侧）位移，在浅部总体上向南（向大坑一侧方向）位移。

七、开采过程中的位移矢量场变化

开采过程中的位移场变化仅是根据剖面分析的，其规律在位移矢量场各点的位移矢量随开采而变化的过程中反映得更为明显。如图8-42～图8-48所示。厂区位移规律随开采深度不同，大体可以划分为三个阶段：第一阶段包括1982年之前的开采阶段，其引起的厂区岩体位移矢量特征以沉陷(垂直位移)为主，如图8-42所示；随开采向纵深发展，进入第二阶段，包括1983年至1992年期间，该阶段的厂区岩体位移特征是出现向北的水平位移分量（指向露天开采位置的相反方向），这实际上是由于 F_1 断层作用的结果，如图8-43～图8-45所示；第三阶段包括 1992 年至 2002 年期间。该阶段厂区岩体位移矢量方向转向，又指向露天开采的方向，从而出现了向南的水平位移分量，如图8-46～图8-48所示。

图8-49～图8-51表示了W800剖面的滑坡体位移矢量特征，清楚地刻划了随着开采边界变化，滑体中各点位移矢量的变化及其滑面逐渐形成的过程。

八、井工开采的影响范围

井下开采对边坡变形稳定性的影响问题一直是专家论证会上的疑难问题。我们针对这一课题进行了具有地下采空区条件下的露天开采过程中的有限元分析。分析结果如图8-52和图8-53所示。

图8-52和图8-53表示了第四时间步和第八时间步露天开采边界时的边坡岩体中的剪应力

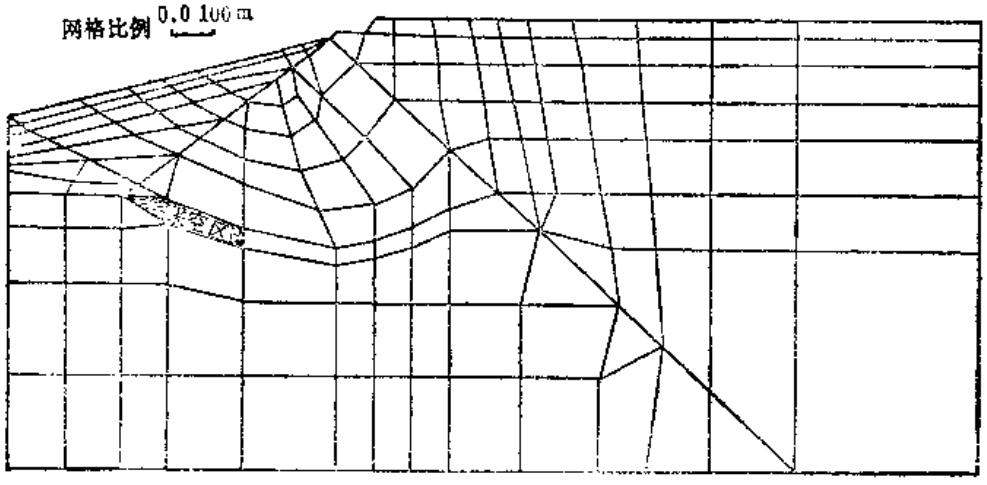


图 8-18　W200剖面有限元模型

分布。可以看出，地下采空区主要影响周围单元的应力分布，使周围岩体剪应力发生集中现象，而对远处岩体的影响则相对较小。但是，采空区若发生活化，能否对较远岩体的变形有所影响？我们认为，这将取决于地下采空区周围岩体的活化程度和活化范围。这将是一个十分复杂的研究课题，本著不再述及。

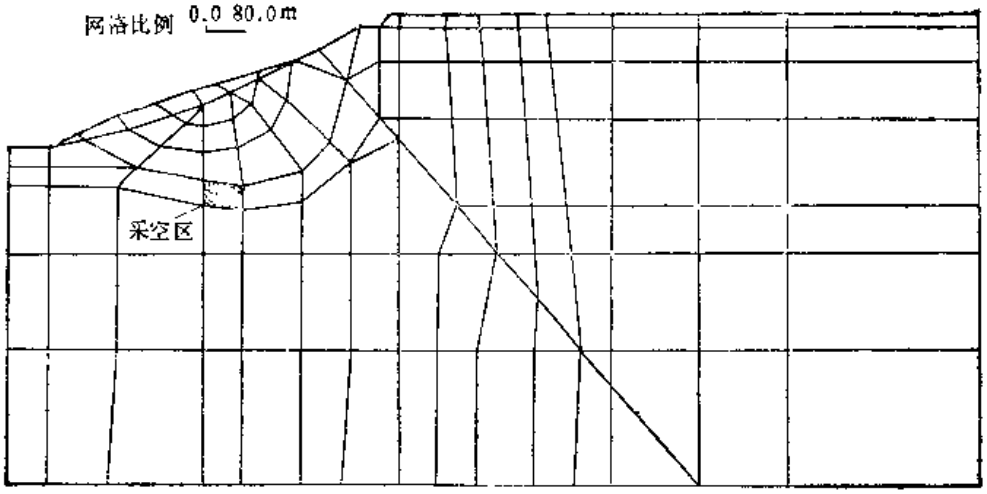


图 8-19 W800剖面有限元模型

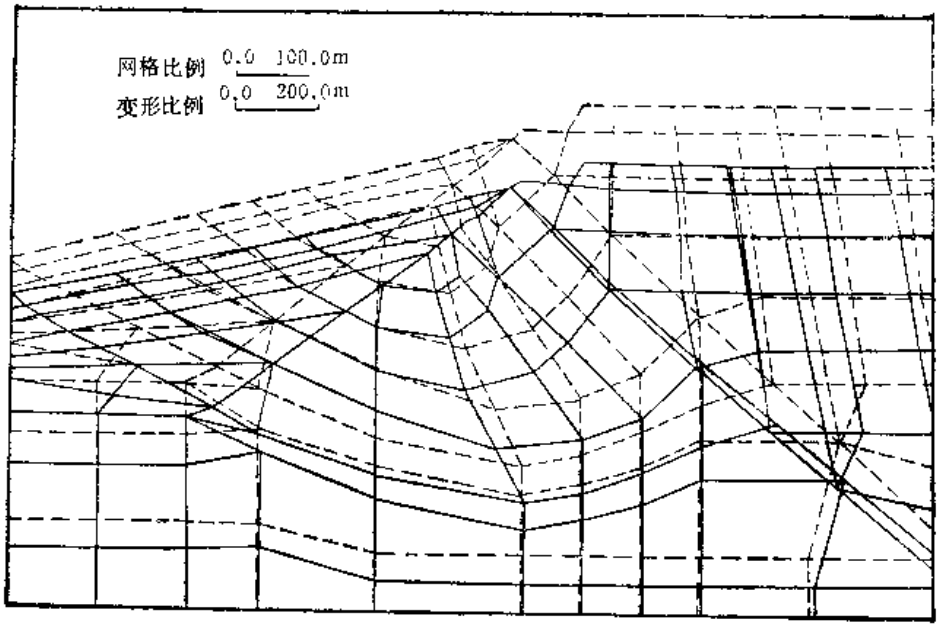


图 8-20 1979年边坡岩体总位移(W200剖面)

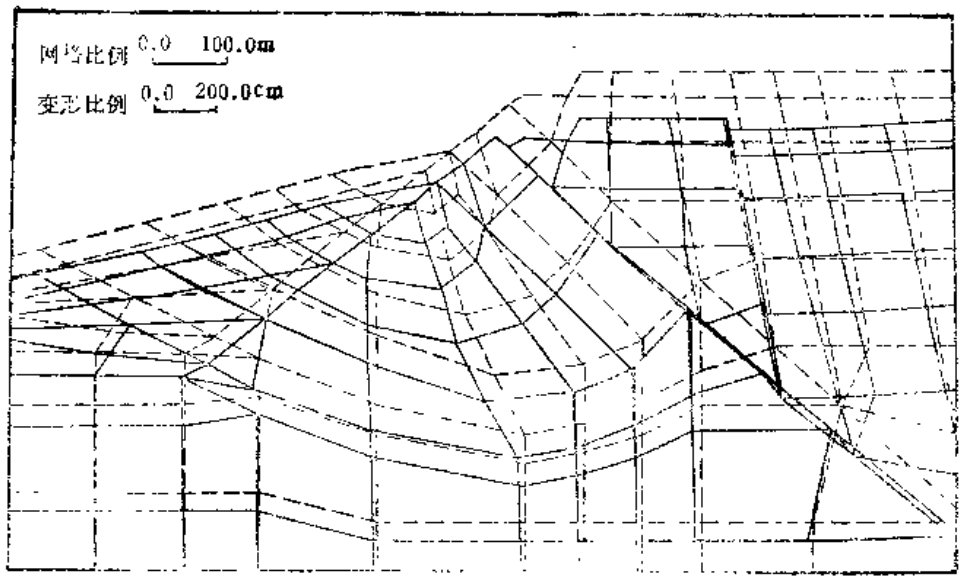


图 8-21 1985年边坡岩体总位移(W200剖面)

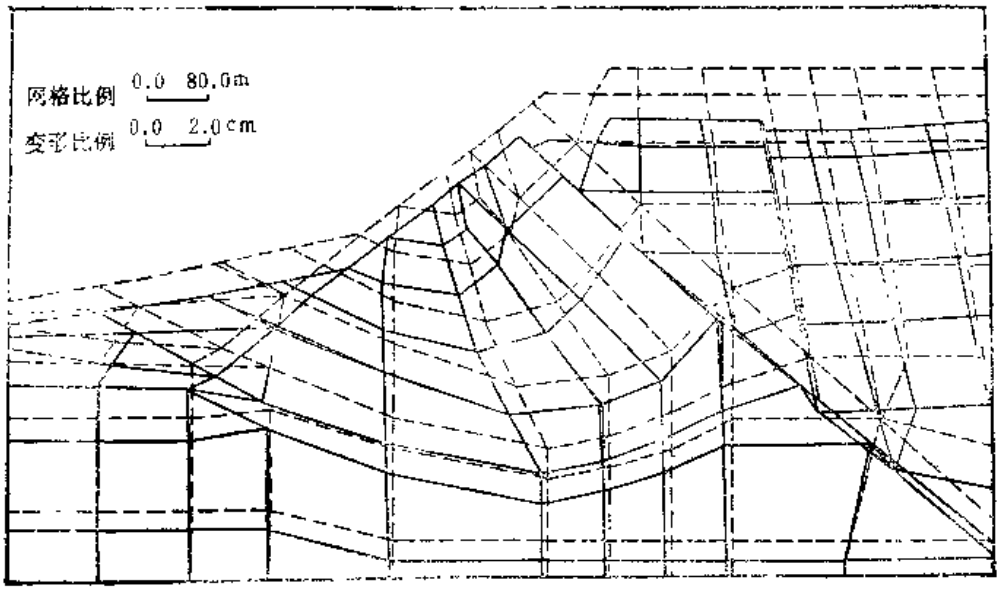


图 8-22 1991年边坡岩体总位移 (W200剖面)

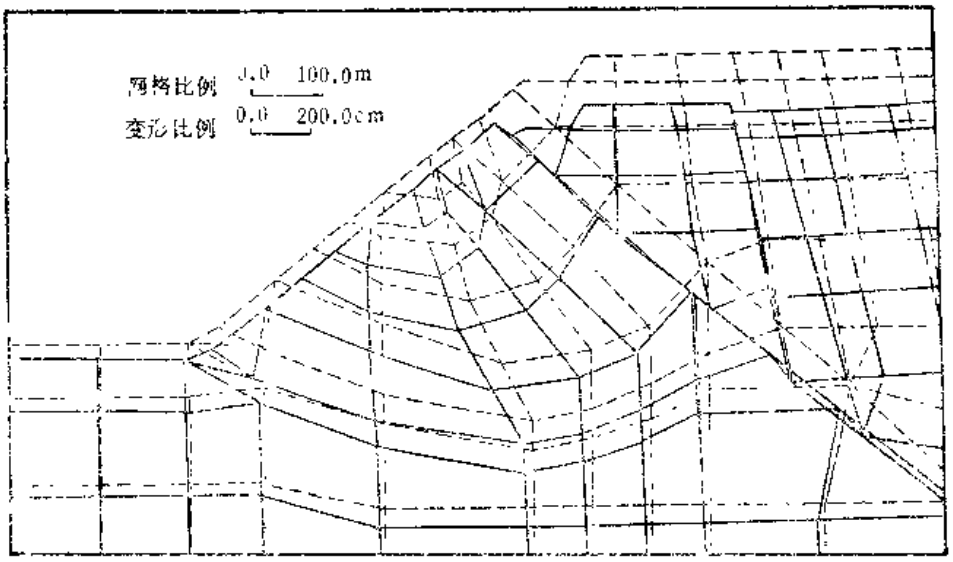


图 8-23 2002年边坡岩体总位移（W200[illegible]）

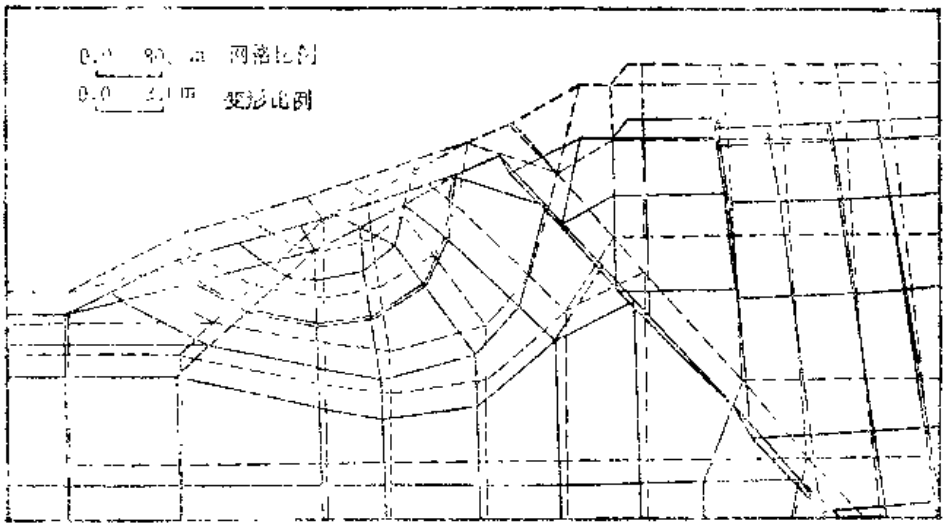


图 8-24 1984年W[illegible]剖面边坡位移

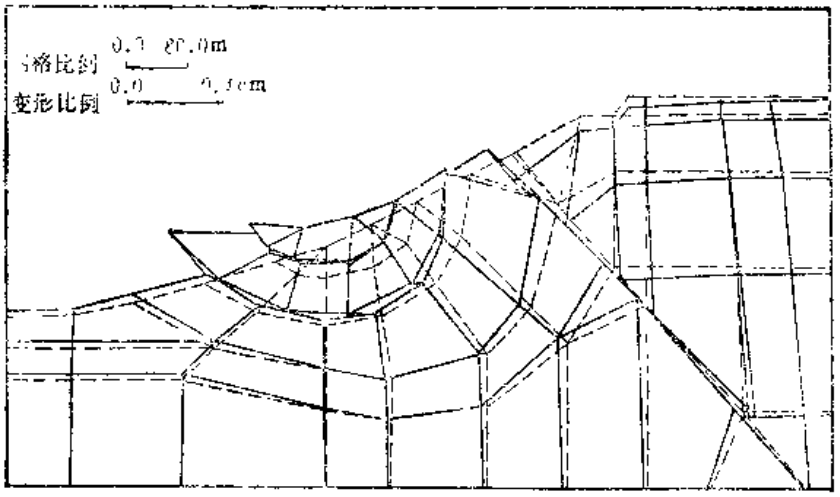


图 8-25 1987年W800剖面滑坡现象（1984～1987年增量位移）

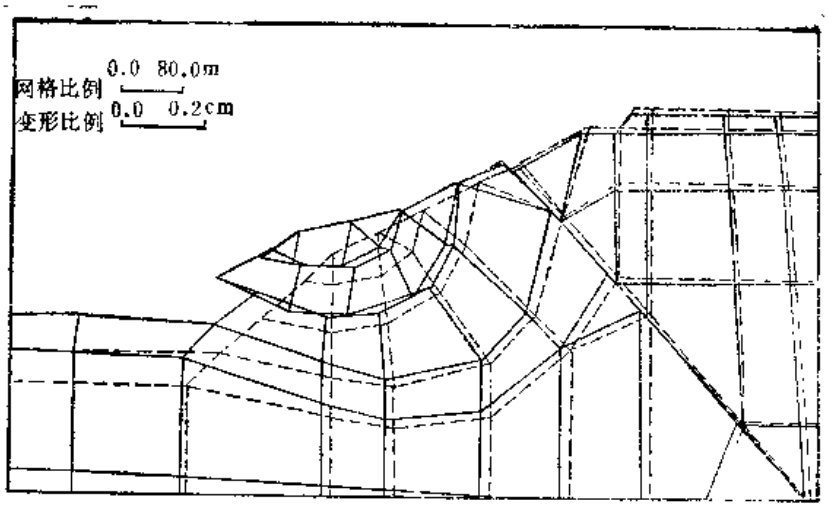


图 8-26 1990年W800剖面滑坡现象（1987～1990年增量位移）

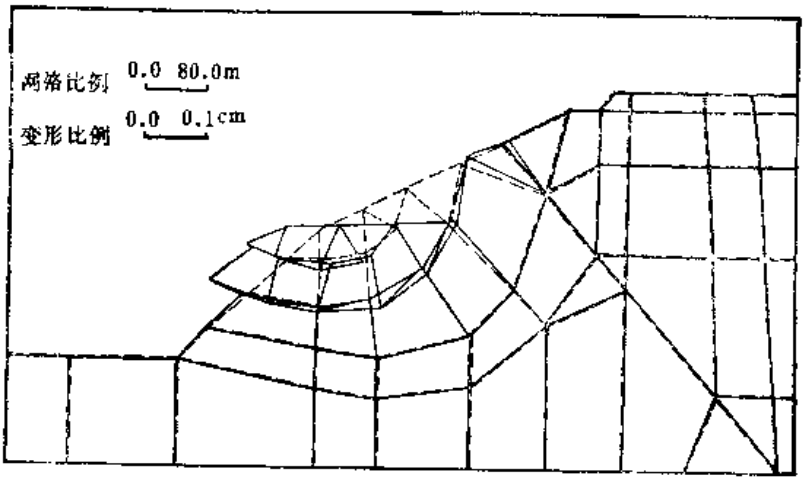


图 8-27 1993年W800剖面滑坡现象（1990～1993年增量位移）

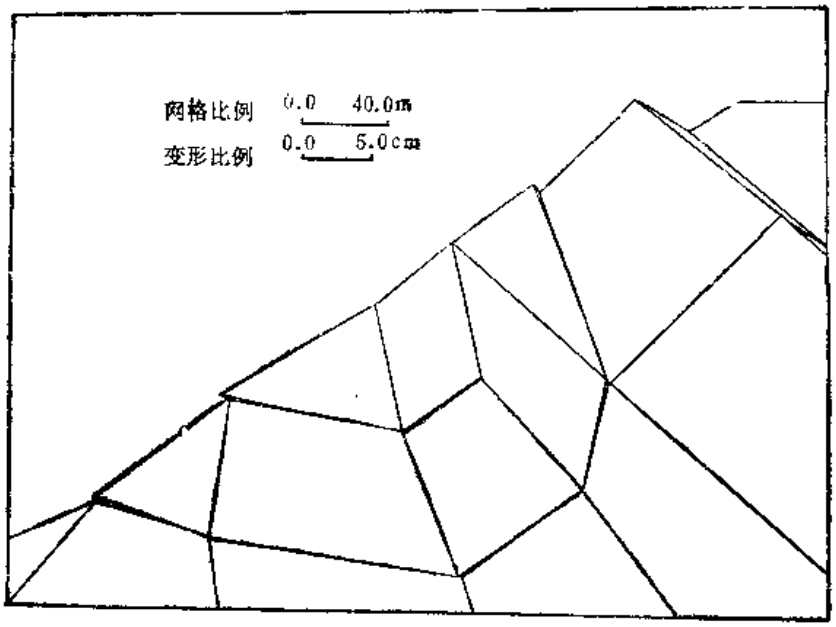


图 8-28 W200剖面的倾倒变形现象（1991年）

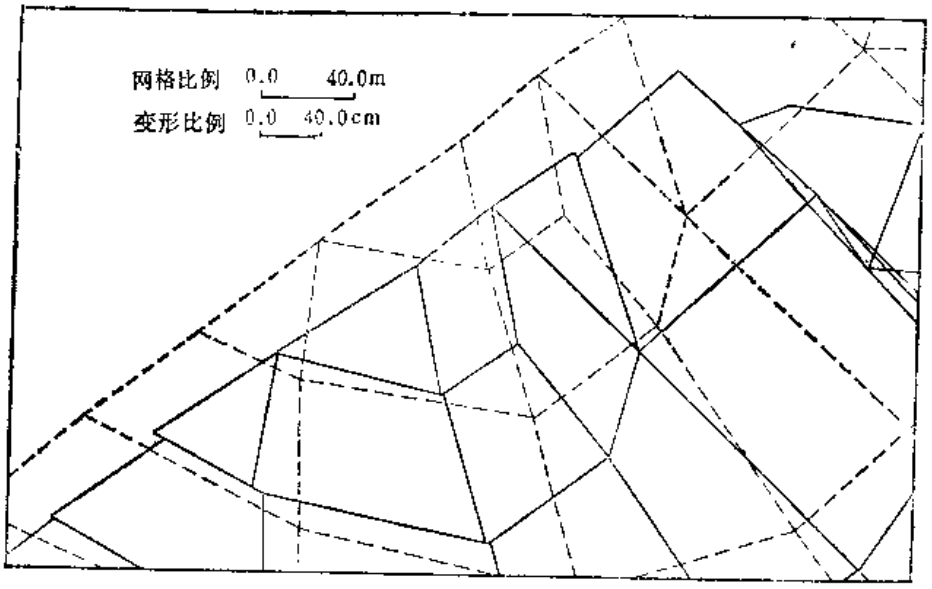


图 8-29 W200剖面“陡坎”变形现象（1984年）

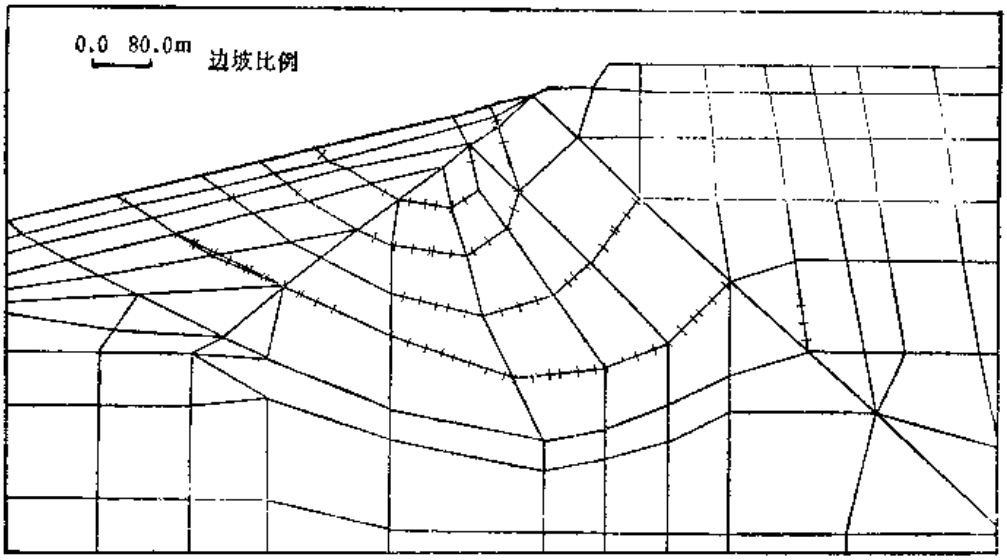


图 8-30 1979年W200边坡剖面塑性区

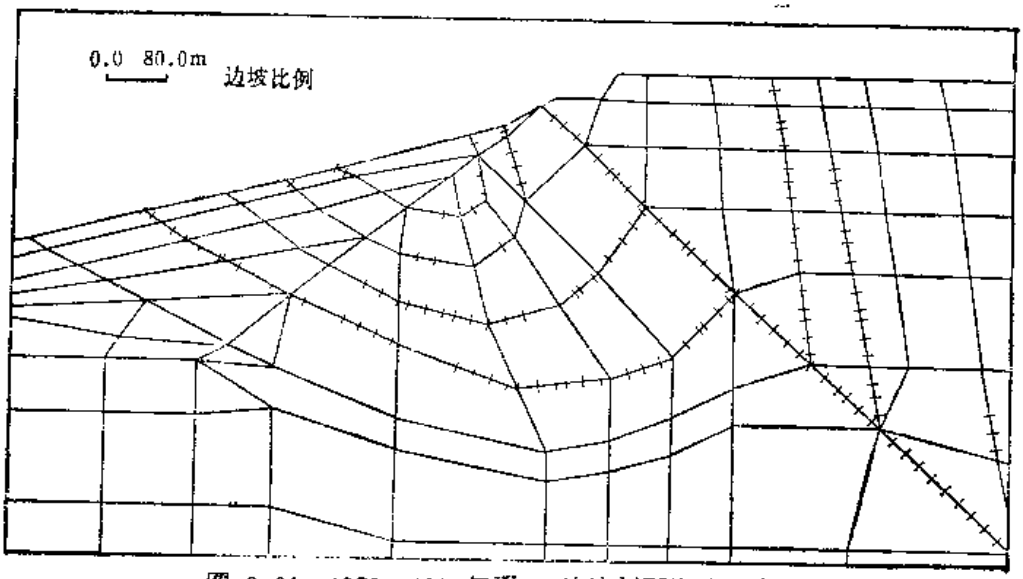


图 8-31 1979～1982年W200边坡剖面塑性区发展

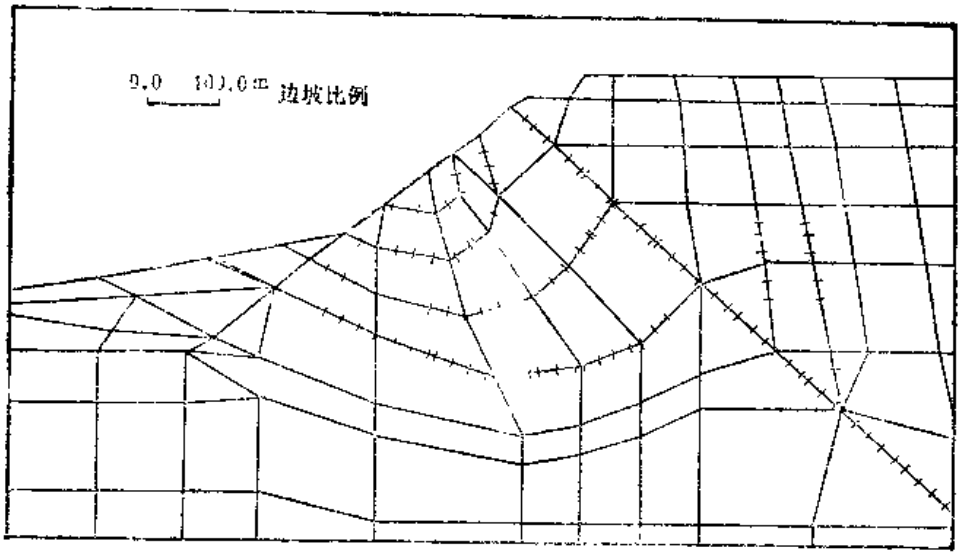


图 8-32 1988～1991年W200边坡剖面塑性区发展

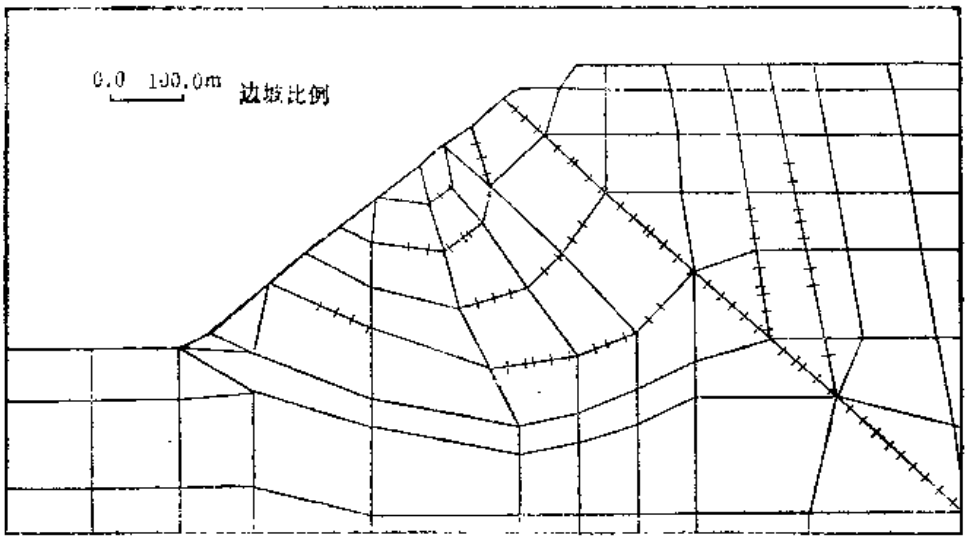


图 8-33 1998～2002年W200边坡剖面塑性区发展

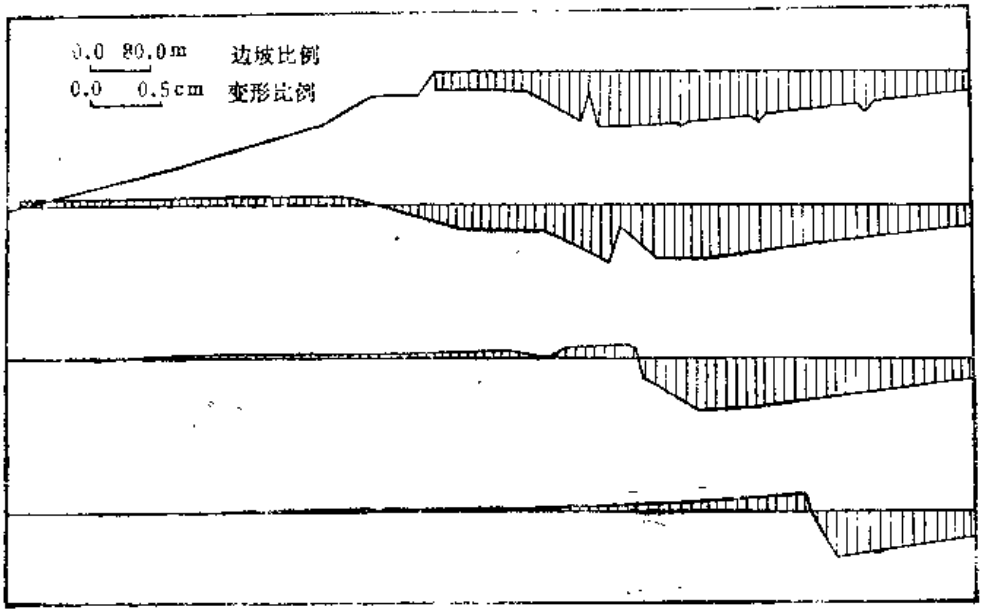


图 8-34 1979～1982年W200剖面垂向位移增量

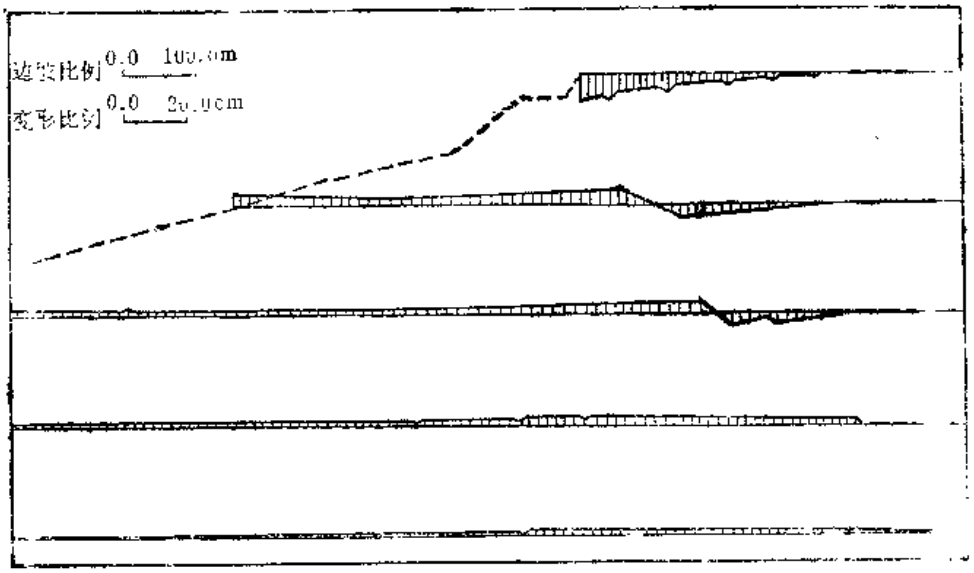


图 8-35　1982～1985年W200剖面垂向位移增量

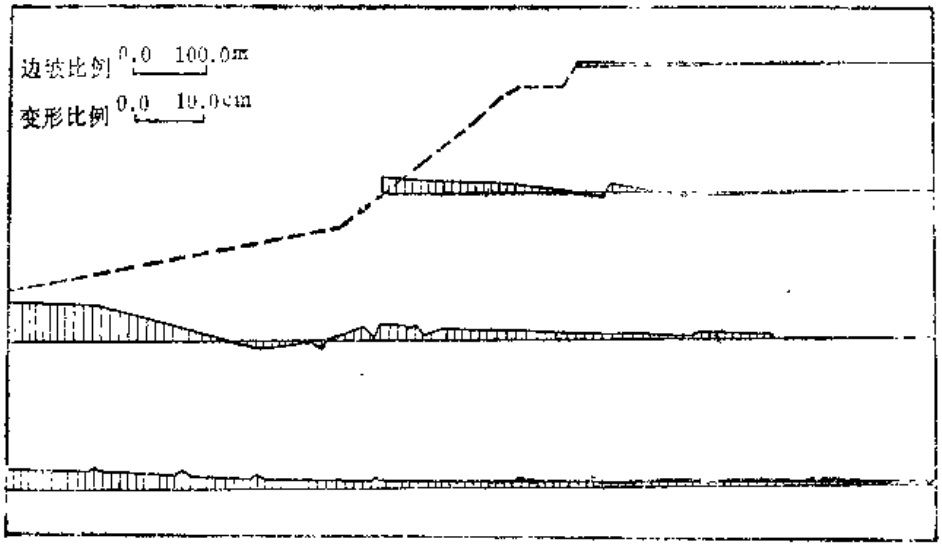


图 8-36　1988～1991年W200剖面垂向位移增量

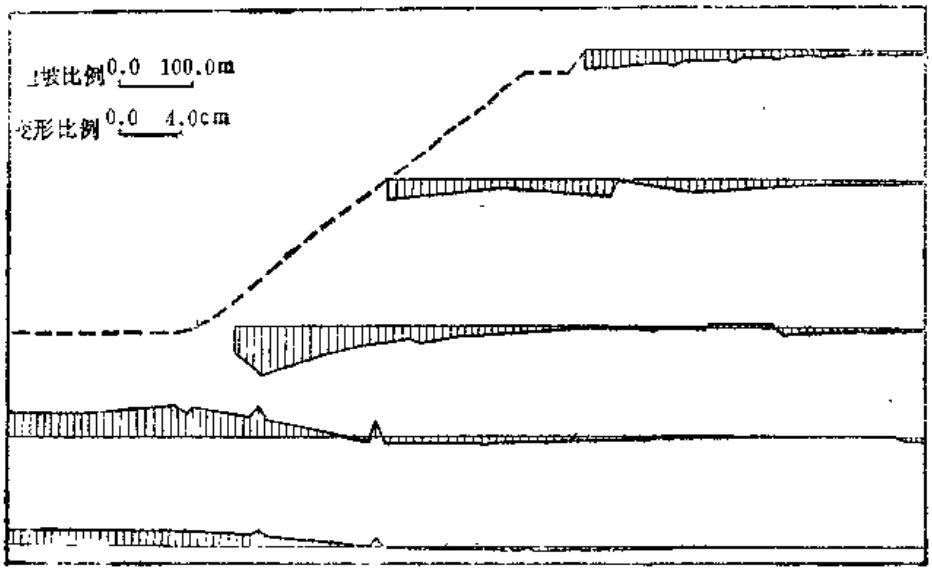


图 8-37　1998～2002年W200剖面垂向位移增量

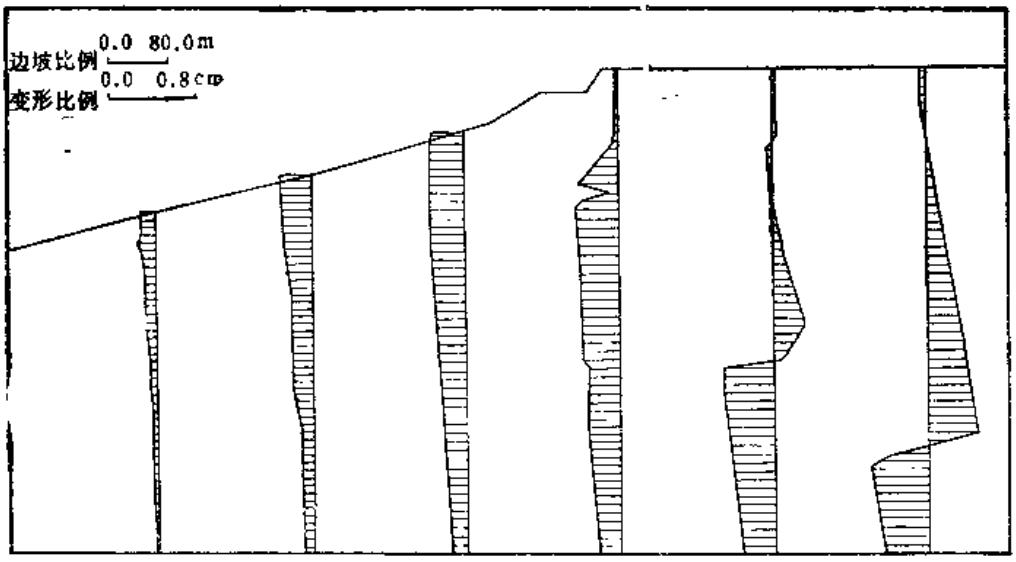


图 8-38　1979～1982年W200剖面水平位移增量

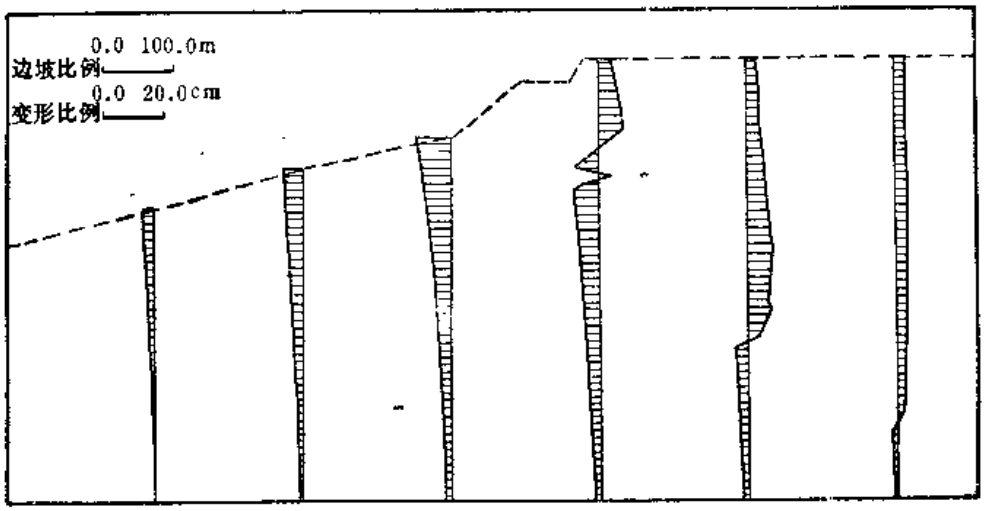


图 8-39　1982～1985年W200剖面水平位移增量

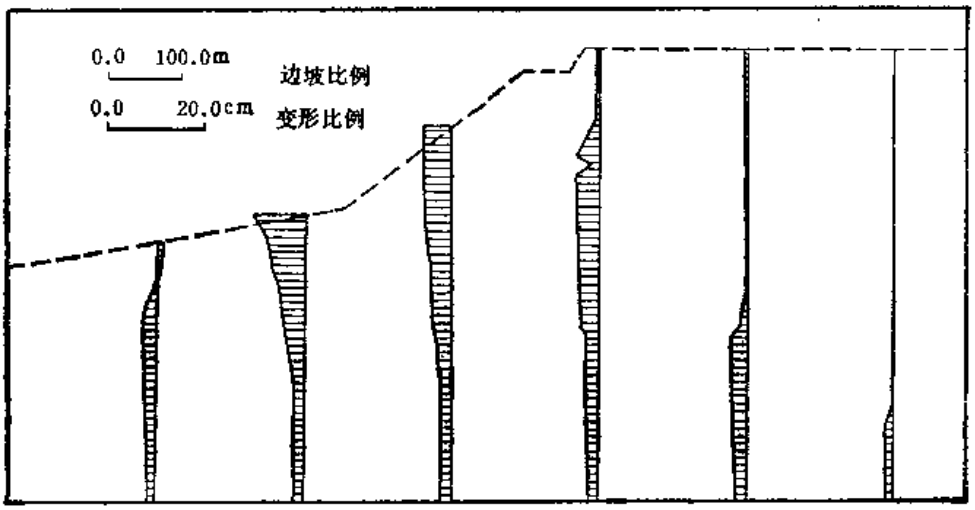


图 8-40　1988～1991年W200剖面水平位移增量

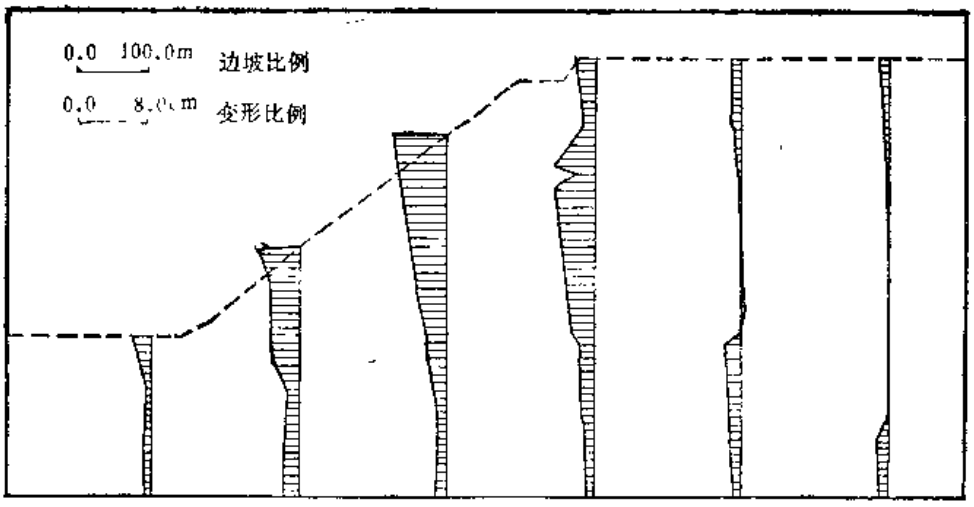


图 8-41 1998～2002年W200剖面水平位移增量

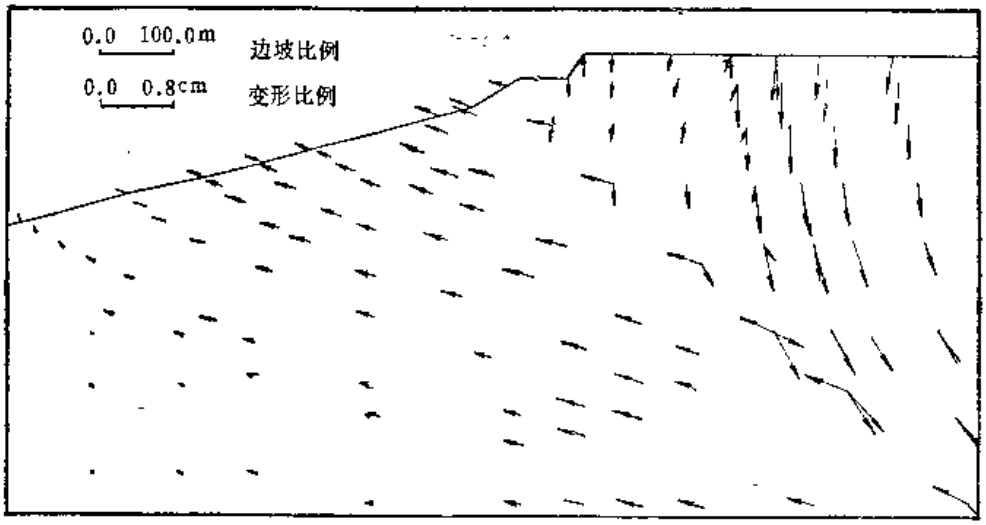


图 8-42 1979～1982年W200剖面位移矢量场

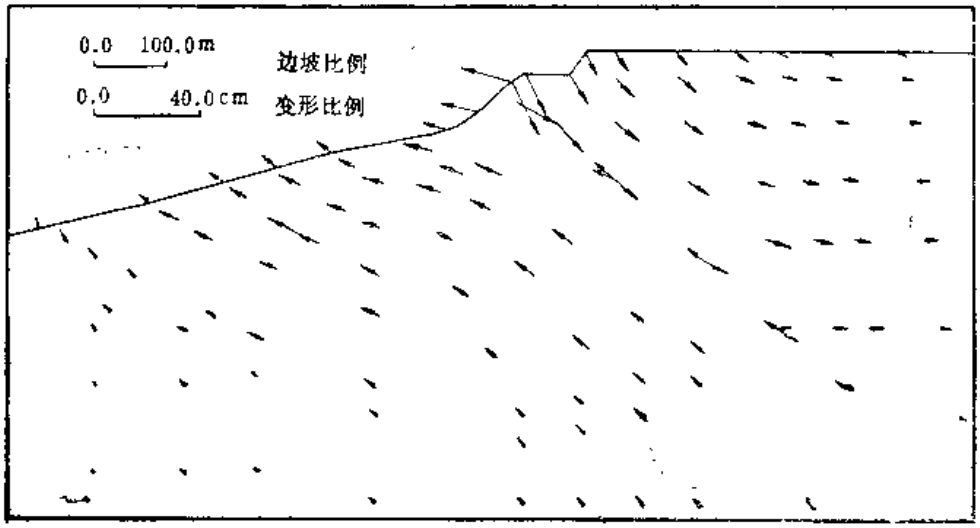


图 8-43 1982～1985年W200剖面位移矢量场

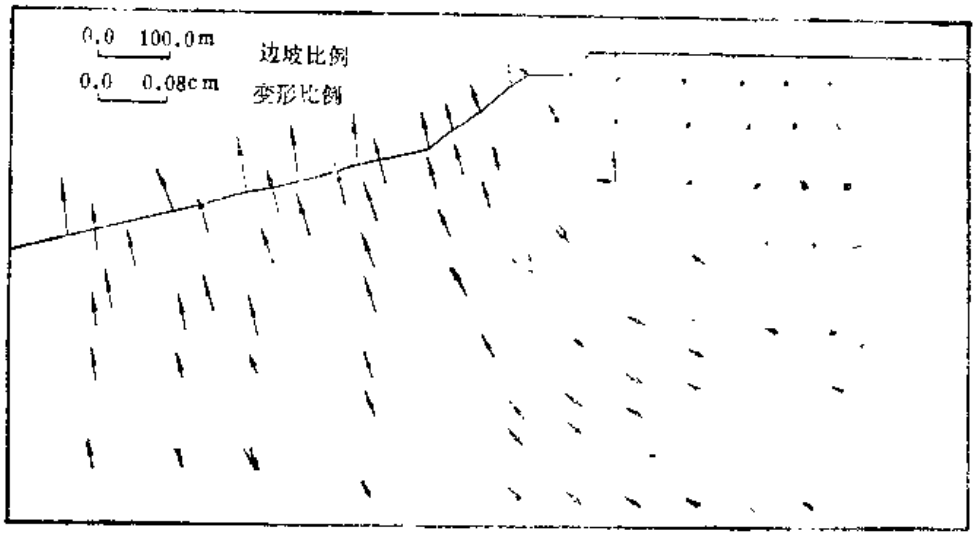


图 8-44 1985～1988年W200剖面位移矢量场

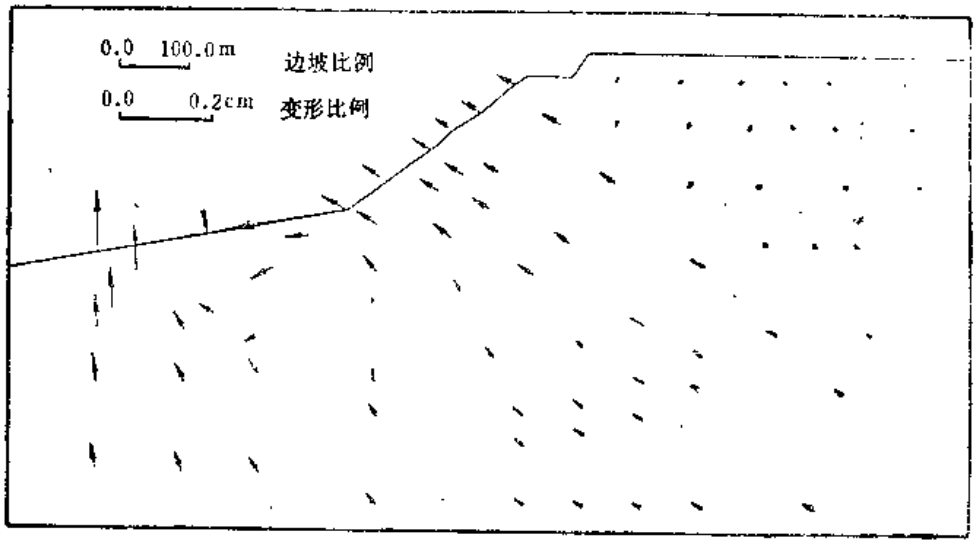


图 8-45 1988～1991年W200剖面位移矢量场

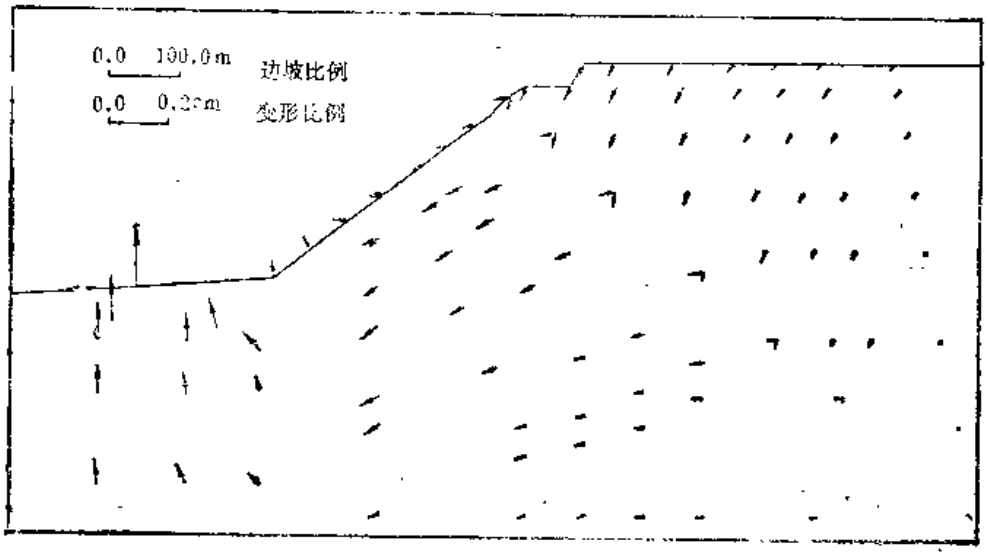


图 8-46 1991～1994年W200剖面位移矢量场

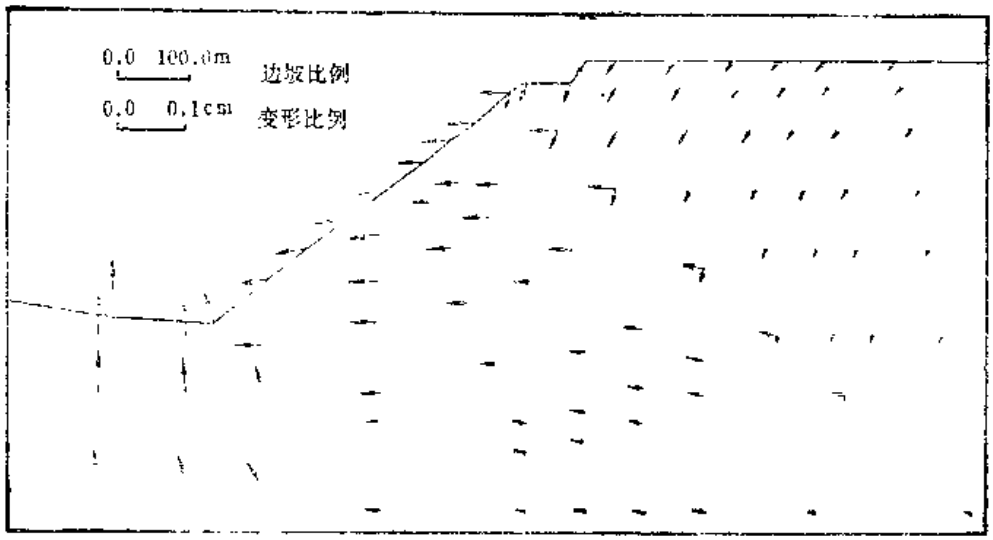


图 8-47 1994～1998年W200剖面位移矢量场

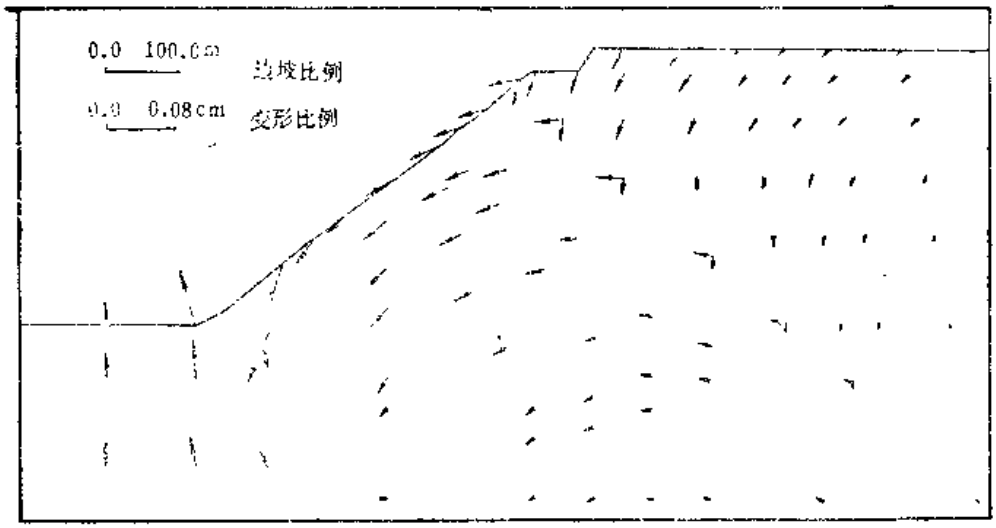


图 8-48 1998～2002年W200剖面位移矢量场

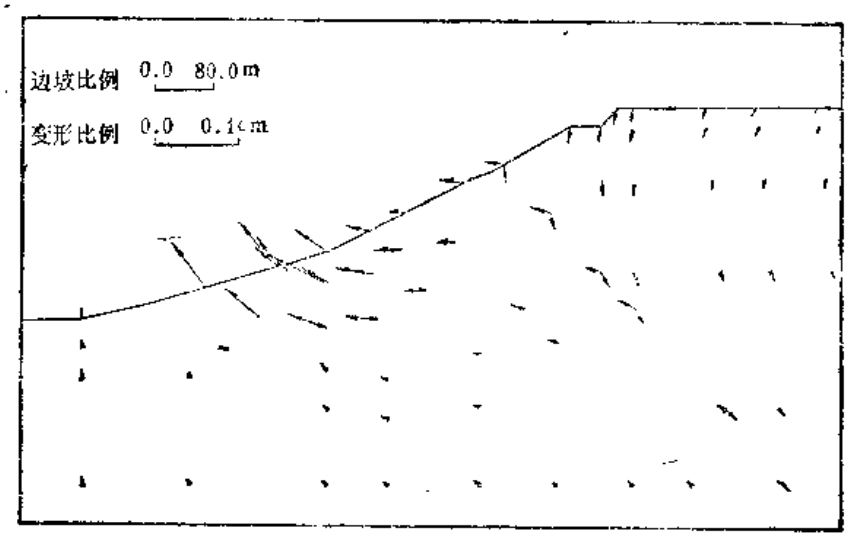


图 8-49 1984～1987年W800剖面滑坡位移矢量场

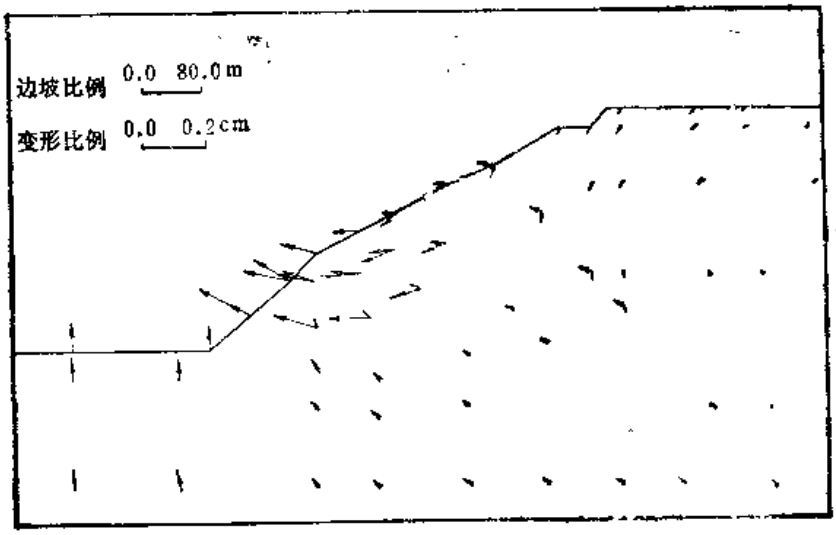


图 8-50 1987～1990年W800剖面滑坡位移矢量场

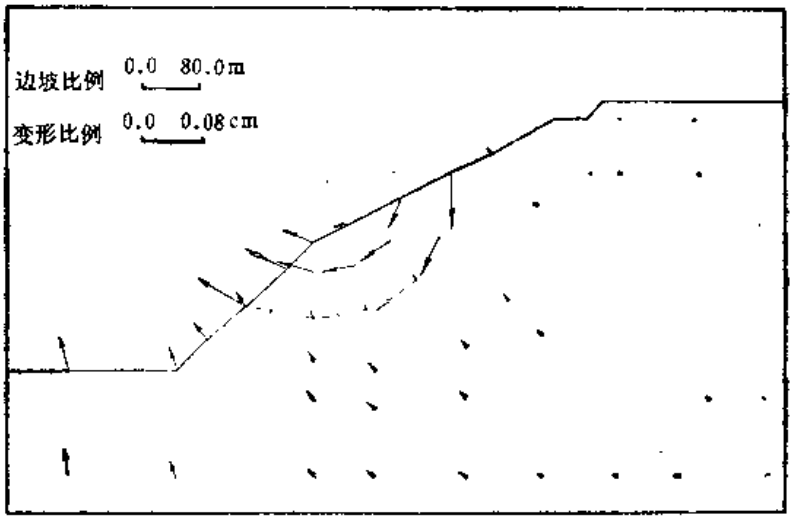


图 8-51 1990～1993年W800剖面滑坡位移矢量场

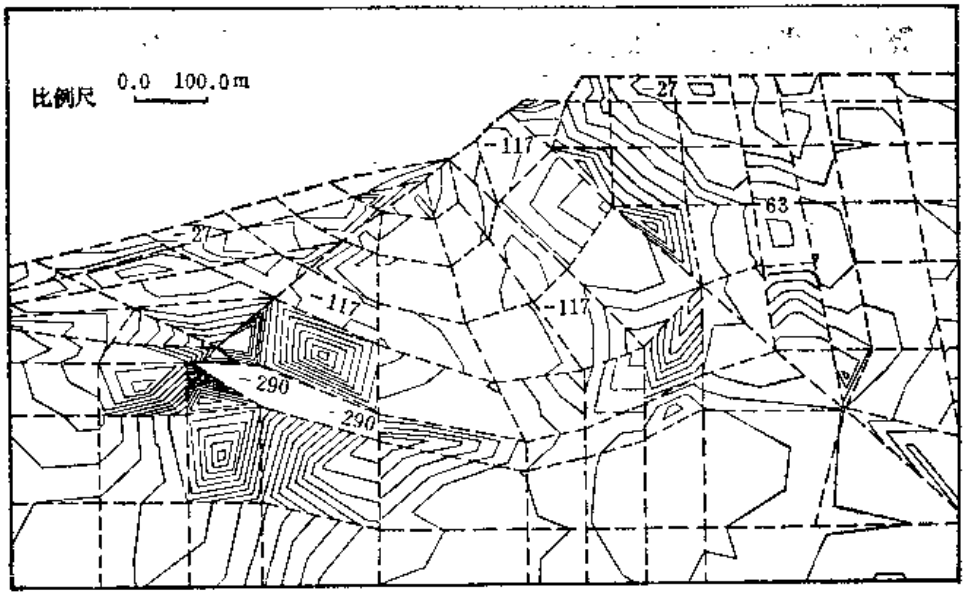


图 8-52 1988年W200剖面井下开采应力场

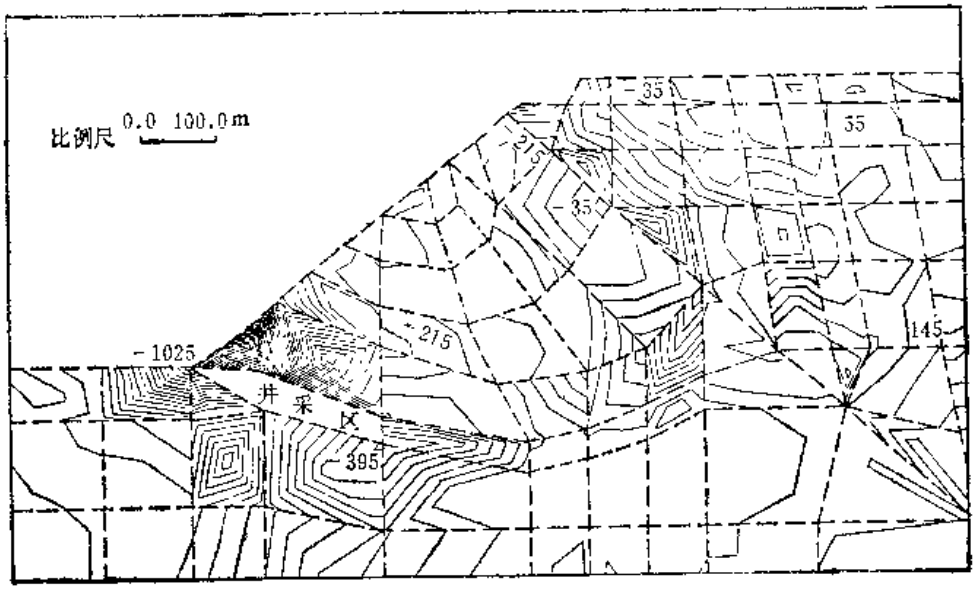


图 8-53 2002年W200剖面井下开采应力场

主要参考文献

（参考顺序为序）

[1] Flour Engineering, INC, Mining and Metals Division《China National Coal Development Corp.——The People's Republic of China Fushun West Openpit project, Basic Engineering Report, Phase II》March 11, 1983

[2] He Manchao, Liu Wenbin & Chen Zhida, "*Slope Stability Analysis of North wall of Fushun Open-pit*" 《Field Measurements in Geomechanics》 Sakurai (ed), 1988 pp.501-514

[3] 何满潮，"抚顺西露天矿北帮滑坡工程地质研究及北帮稳定性地质分析"，《长春地质学院科研报告年鉴》，1986年

[4] E.Hoek,《HP-41-C Programs for Geotechnical Engineering——Golder Associates Internal Report》, July, 1982

[5] 抚顺西露天矿、抚顺煤研所、沈阳煤矿设计院，《抚顺西露天矿边坡工程地质报告书》，1981年1月

[6] 平庄矿务局，《平庄西露天的滑坡及稳定帮坡角的确定》，中国煤炭学会露天边坡工程学术会议论文，1984年5月

[7] R.N. Chowdhurg, 《Slope Analysis》, Elsevier Scientific Publishing Company, Oxford-New York, 1978

[8] 何满潮：《*FWOP*边坡稳定性工程岩体力学分析及Golder设计的理论问题探讨》，博士学位论文，中国矿业大学北京研究生部，1989年3月

[9] He Manchao, *Constitutive Relation of Plastic Dilatancy Due to Weak Intercalation in Rock Masses*, 《Proceedings of 26th Conference of the Engineering Geology of Weak Rock》, York, 1990

[10] Samma, S.K. "*Stability Analysis of Embankments and Slopes*", Geotech Eng. Div.》Vol. 105, No. *GT*12, *Dec*, 1979. pp.1511-1524

[11] E. Hoek "*Sarma Non-vertical Slice Method for the Analysis of Slope Faiure on Slip Surfaees of General Shape*", 1982

[12] Bishop, A.W., "*The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes*", 《Geotechnique》 Vol.5, No.1, 1955, pp.7-17

[13] Hutchinson, J. B., Somerville, S. H. *and* Petley "*A landslide in Periglacially Disturbed Eturia Marl at Burg Hill, staftord shire,*" 《The Quarterly Journal of Engineering Geology》 Vol.6, No.3&4. 1973. pp.377-404

[14] Morgenstern, N. I. *and* Price, V. E. "*The Analysis of the Stability of General Slip Surfaees,*" 《Geotechnique》 Vol.15, No. 1. 1965. pp.79-83

[15] Sarma, S.K. "*Stability Analysis of Embankments and Slope,*" 《Geotechnique》 Vol. 23, No.3, 1973, pp.423-433

[16] Sarma, S.K. "*Critical Acceleration Versus Static Factor of Safety in Stability Analysis of Earth Dams and Embankments,*" 《Geotechnique》 Vol.24, No.4, 1974

[17] *Sarma, S. K.* "*A Note on the Stability Analysis of Slopes*"《Geotechnique》Vol. 37, No.1, 1987, pp.101-111.

[18] 何满潮，《滑坡运动过程中的滑面曲率效应》，露天开采，1986年4期

[19] E. Hoek *and* E.T. Brown, 《Underground Exavation in Rock》, 1980

[20] E. Hoek *and* J. W. Bray 《Rock Slope Engineering》 *Third edition*, London, 1981

[21] E. Hoek "*Strength of Jointed Rock Mass*" *Rankine lecture*, March 11, 1983.

[22] 吴健开等，《[illegible]国滑坡学术讨论会情况》，水文地质工程地质，1988年6期

[23] 关同珍等，《[illegible]定量预测研究的进展》，水文地质工程地质，1988年6期

[24] Bernard Widrow, John R. Glover, John M. Mccool, John Kaunitz, Charles S. Williams, Robert H. Hearn, James R. Zeidler, Eugene Dong and Robert C. Goodlin "*Adaptive*

Noise Cancelling. Principles and Applications" 《Proceedings of The EEE》 Vol. 63, No 12, Dec, 1975. pp 1692-1716
[25] 陈至达著,《有理力学》, 中国矿业大学出版社, 1988年6月
[26] 徐芝纶,《弹性力学》, 人民教育出版社, 1983年9月
[27] Timoshenkos. 著、徐芝纶等译,《弹性力学》
[28] J. Gramberg 《A non-Conventional View on Rock Mechanics and Fracture Mechanics》 1986(未版书稿)
[29] 陈至达,《大变形本构方程及变形几何场论》,《第三届材料本构关系短期讲座及学术讨论会文集》 pp.63-70. 重庆, 1988年3月
[30] 陈至达,《大变形力学理论及非线性效应》,《第三届材料本构关系短期讲座及学术讨论会文集》 pp. 71-98. 重庆, 1988年3月
[31] 陈至达,《对"有限变形梯度和分解的一点探讨"的讨论》, 力学学报 19期(1987)
[32] Chen Zhida *On the Representation of Finite Rotation in Nonlinear Field Theory of Mechanics*. ICNM *Conference* Shanghai, China, Oct. 1985
[33] A.Cemal Eringen 《Mechanics of Continua》 Robert E. Krieger Publishing. Company, New York. 1980
[34] Wilhelm Flugge《Viscoelasticity》 *Second Revised Edition*. New York, Berlin, 1975
[35] 郭仲衡,《非线性弹性理论》, pp.58-62, 科学出版社, 1980
[36] 秦悲,《基于新的大变形理论的非线性有限元及其应用》, 中国矿业大学博士论文, 1986年7月
[37] 尚勇,《带有接触摩擦边界弹塑性大变形问题的理论和有限元分析》, 中国矿业大学博士论文, 1987年4月
[38] 谢和平,《岩石蠕变损伤非线性大变形分析及微观断裂的FRACTAL模型》, 中国矿业大学博士论文, 1987年2月
[39] 王冲,《断裂力学研究分析新方法——裂面分支平均转动梯度法》, 中国矿业大学博士论文, 1988年9月
[40] 陈至达,《平面有限变形与转动的Moire几何学》 应用数学和力学2期(1981), pp.651-657
[41] S.Desai 主编,《岩土工程数值方法》 pp. 26-29, 中国建筑工业出版社, 1981年8月
[42] Goodman, R.E.《Methods of Geological Engineering in Discontinuous》West Puflishing company, 1975
[43] 殷有泉、张宏,《岩体工程有限单元分析中的节理单元》, 力学与实践1981年2期pp.52-54
[44] 殷有泉、张宏,《模拟地震的应变软化的数学模型》, 地球物理学报 1982年22卷pp.414-423
[45] 吕爱钟,《岩石力学反问题》, 山东矿院教材, 1987年12月
[46] Wang sijing & Yang Zhifa *The Back-analysis Method from Displacements for Viscoelastic Rock Mass* 《2nd International Symposium on Field Measurements in Geomechanics》 1988. pp.1059-1068
[47] 吴海青,《岩石力学与工程》, pp.241-254, 1987年6月
[48] 陈至达,《矿业科学与力学基础理论发展的关系》"采矿、地质、石油科学研究规划研讨会论文" 1988年5月
[49] 谢和平、陈至达,《岩石蠕变与损伤分析》, 青年力学协会第一届年会交流论文1987年10月
[50] TOSHIKAZU KAVAMOTO, YASUAKI ICHIKAWA AND TAKASHI KYOYA, *Deformation and Fracturing Behavioun of Discontinuous Rock Mass and Damage Mechanics Theory*, 《International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics》 Vol. 12, 1988
[51] Chaboche, *Coutinum Damage Mechanics, Present State and Future Trends*, 《Nucl, Eng. Des》 V105. Dec, 1987. pp.19-33
[52] Parks, pavid.M. "*Mechanics and Mechanism of Creep Deformation and Damage*" 《Nucl Eng Des》 V105. Dec. 1987. pp.11-18
[53] Dumont, J.P. *Damage Mechanics for 3-D Composites*, 《Compos. Struct》V8 1987. pp 119-14.
[54] M. LORRAIN, 《损伤理论在混凝土断裂力学中的应用》, 岩石 混凝土断裂与强度, 1984年1期
[55] 唐春安,《岩石损伤参量与本构关系的统计理论解及实验确定》, 青年力学协会第一界年会论文,

1987年10月
[56] M.Chrzanowski,《在损伤材料中蠕变裂纹扩展的一个连续模型》，岩石、混凝土断裂与强度，1984年1期
[57] Dusom Krajcinovic,《结构的蠕变——连续损伤力学方法》，岩石、混凝土断裂与强度，1984年1期
[58] 长春地质学院编：《水文地质、工程地质物探教程》，地震出版社，1980年7月
[59] T. sakayama, H. Ohtomo, H. Saito *and* H. Shima, *Applicatbility and Some Problems with Geophysical Tomography Techniques in Estimation of Underground Structures and Physical Properties of Rock, 2nd Int. Sym. On Fiedd Measurements in Geomech. Sakarai(ed)*1988
[60] T. Inataki *and* S.Jinbo, *Application of Seismic Tomography to the Evalution of rock mass properties*《Field Measurements in Geomechanics》1988
[61] J. Gramberg"*Achsiale Sprödbruchbildung Zweiter Und Höherer Ordnung Infolge Scherender Bewegung*",*Beitrag zum* 11,*Ländertreffen des*"*Internationalen Büros für Gebirgsmechanik bei der Deutschen Akademie der Wiss en schaften zu Berlin*", *leipzig*, 3-6, Nov. 1969
[62] 于学馥等：《地下工程围岩稳定分析》，煤炭工业出版社，1983
[63] S.Clifford, "*Similarity of Displacement-time Relationships between Laboratory and Field Measurements of Progressive Slope Failures*",《Engineering Geology》Jan, 1988. pp.83-99
[64] Holst,N.B."*Rock slope Failure in the Appalachian valley and Ridge province*",《Bulletin of the Association of Engineering Geologists》24·3, 1987.pp.381-388
[65] Cruden, D. M "*Rock Slope Movements in the Canadian Cordillera*",《Canadia Geotechnical Journal》22·4, 1985.pp.528-540
[66] Ayetey, J. K. *Slope Stability Investigation and Design Parameters Studies in Phyllites in Ghana*《Bulletin of the International Association of Engineering Geology》. pp.19-25.1985
[67] D.F.Howarth, *The Effect of Pre-existing Microcavities on Mechanical Rock Performance in Sedimentary and Crystalline Rocks*《Int.J.Rock Mech. Min. Sci》Vol.24,No.4.pp.223-233,1987
[68] R.W.Seedsman, *Strength Implications of the Crystalline and Osmetic Swelling of Clays in Shales*《Int.J.Rock.Min.Sci》Vol.24,No.6.pp.357-363,1987
[69] S.M.Sargand, *Deformation Behaviour of Shales*《Int.J.Rock,Mech Min Sci》Vol.24, No.6.pp.365-370,1987
[70] M.S. 佩特森，H·C·赫德：《高温高压岩石力学实验》，国家地震局(内部发行)，1981
[71] M.S.佩特森 编著、张崇寿等译，《实验岩石形变——脆性域》，地质出版社，1982年7月
[72] 李洪涛《受压下岩石强度理论的断裂力学新探》，中国矿业大学硕士论文，1988年4月
[73] Gloc.C.S, James J.P & Maken Xie.R.J, *Earth Movements Resulting from Brown Coal Open Cut Mining——Latrobe Valley, Victoria, Subsidence in Mines*,《The Australian Institute of Mining and Metallurgy》1982