

分类号_____

密级_____

UDC _____

编号_____

中国科学院研究生院

博士学位论文

库水涨落及降雨作用下滑坡数值分析方法及预测预报理论研究

刘 洋

指导教师 李世海 研究员 中国科学院力学研究所

刘晓宇 副研究员 中国科学院力学研究所

申请学位级别 博士学位 学科专业名称 工程力学

论文提交日期 2011年10月 论文答辩日期 2011年11月

培养单位 中国科学院力学研究所

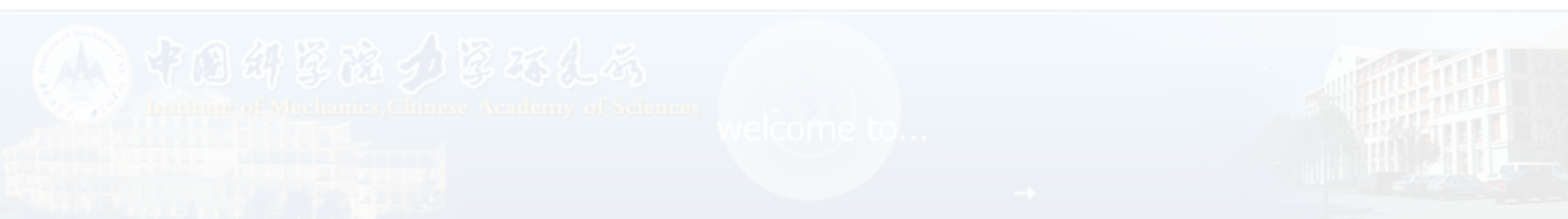
学位授予单位 中国科学院研究生院

答辩委员会主席 _____

**Research on Numerical Analysis Method and Forecasting Theory of the
Landslide Affected by Reservoir and Rainfall**

A Dissertation/ Thesis for the Doctoral Degree of Science
in the Graduate School of Chinese Academy of Sciences

By
LIU Yang



Directed By
LI Shihai & LIU Xiaoyu
Chinese Academy of Sciences
October, 2011

关于学位论文使用权声明

任何收存和保管本论文各种版本的单位和个人，未经著作权人授权，不得将本论文转借他人并复印、抄录、拍照、或以任何方式传播。否则，引起有碍著作权人著作权益之问题，将可能承担法律责任。

关于学位论文使用授权的说明

本人完全了解中国科学院力学研究所有关保存、使用学位论文的规定，即：中国科学院力学研究所有权保留学位论文的副本，允许该论文被查阅；中国科学院力学研究所可以公布该论文的全部或部分内容，可以采用影印、缩印或其他复制手段保存该论文。

(涉密的学位论文在解密后应遵守此规定)

签 名:

导师签名:

日 期:

关于学位论文原创性声明

本人郑重声明：所呈交的学位论文是本人在导师指导下，独立进行研究工作所取得的成果。尽我所知，除文中已经注明引用的内容外，本学位论文的研究成果不包含任何他人享有著作权的内容。对本论文所涉及的研究工作做出贡献的其他个人和集体，均已在文中以明确方式标明。

签 名:

导师签名:

日 期:

摘 要

首先, 为确定库水型滑坡和降雨型滑坡的渐进破坏过程和形成机理, 发展了渗流-应力-破坏耦合模型, 它分为固体模型、非稳态孔隙渗流模型和非稳态裂隙流模型三个部分:

(1) 固体模型采用基于连续介质离散元方法, 可以模拟从连续到非连续的破坏过程。在计算中, 将任意块体单元化作一系列四面体单元, 根据各个四面体的单元刚度矩阵, 就可以写出任意块体的刚度矩阵, 而块体之间不组成总体刚度矩阵。采用动态松弛技术来求解各个块体单元的节点力和位移等变量。

(2) 非稳态孔隙渗流模型的控制微分方程包括传导方程、平衡方程和本构方程, 可以方便地计算出自由水位线(浸润线)的位置。其中流体的传导由达西定律描述; 本构方程里包含了饱和度方程、饱和度和压力之间的关系、相对渗透性和饱和度之间的关系。

(3) 在非稳态裂隙流模型中, 裂隙网络被分解为多个单裂隙, 各单裂隙流分别在自身局部坐标系下进行求解, 再通过公共边与其它单裂隙进行结果交换。对于单裂隙流求解, 其控制方程是基于一定假设的简化 Navier-Stokes 方程, 数值方法采用有限差分法和流体体积法。在这种数值模型中, 无需在裂隙厚度方向划分网格, 三维流动问题被简化成了二维流动问题, 从而避免了网格划分的多尺度问题, 大幅提高了非稳态流的计算效率。经过数学推导, 公共边处的流动可以由专门的控制方程求解, 使得公共边处的压力节点能参与到整场计算中, 这样既能保证数值模型的正确性, 还可以避免孤立裂隙所带来的影响。

其次, 结合滑坡监测数据和地质信息, 提出地质-监测-数模分析方法, 将外部可测物理量和内部破坏状态之间建立联系。依托数值分析, 通过已有的监测和勘查结果来修正数值模型, 逐步实现由局部推演全局、由现在预测未来。在此基础上, 根据给定的外界条件进行滑坡稳定性预测。

最后, 通过对典型滑坡现场地质勘查, 现场监测以及室内数值分析等多种手段和技术, 遵循地质-监测-数模分析方法体系, 系统地开展滑坡条件预测预报研究。

关键词: 库水, 降雨, 滑坡监测, 预测预报, 渗流-应力-破坏耦合模型, 地质-监测-数模分析方法, Navier-Stokes 方程

Abstract

Firstly, in order to make sure the progressive damage process and forming mechanism of bank and rainy landslides, a flow-stress-damage coupling model is developed, it contains solid model, unsteady pore seepage model and unsteady fracture flow model.

(1) Solid model adopts continuum-based distinct element method, and could simulate the process from continuum to discontinuum. In the program, each block element is divided into a series of tetrahedron elements, and its stiffness matrix is also formed by them. The dynamic relaxation technique is used to solve the force and displacement of block element.

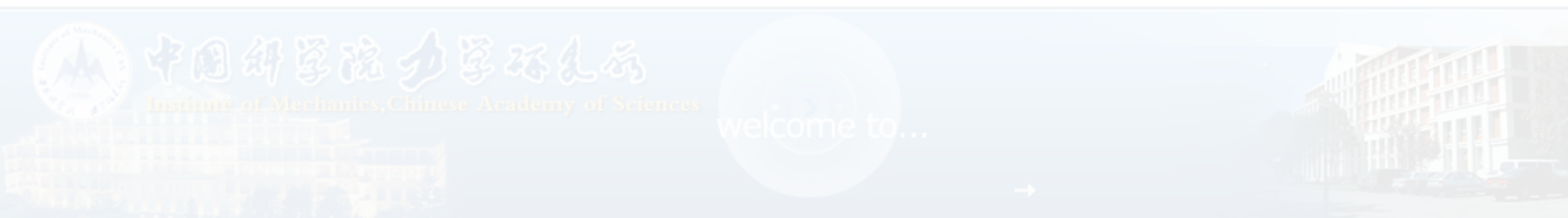
(2) The control equations of unsteady pore seepage model contain transport law, balance laws and constitutive laws. The fluid transport is described by Darcy's law. Constitutive laws contain the saturation equation, the relationship among saturation, pore pressure and relate permeability.

(3) In unsteady fracture flow model, fracture network is divided into many single fractures. Flow in each single fracture is calculated in its own local coordinate system, and the flow results are exchanged with the other single fractures through common edges. For the calculation of flow in single fracture, control equations are simplified Navier-Stokes equations which based on some assumptions, and numerical approaches are finite difference method and volume of fluid method. In this numerical model, there is no need to generate grids in aperture direction, and the three-dimensional flow problem is transformed into a two-dimensional one, thus multi-scale problem of mesh generation is avoided and computational efficiency of unsteady flow is improved greatly. For the calculation of flow in common edge, control equations could be obtained by mathematical derivation and the pressure nodes in common edge could participate in integral calculation, so it could not only ensure the accuracy of numerical model, but also avoid the influence of isolated fractures.

Secondly, a geology-monitoring-calculation analysis method is developed, which combines the flow-stress-damage coupling model, the landslide monitoring data and geological information, a link between the existing external responsiveness and internal failure mechanism is established. Relying on numerical analysis, the existing monitoring and prospecting results, numerical model is modified, and the changes of landslide are determined continuously. The global and future state of the landslide is derived according to local and present state. On this basis, stability prediction of the landslide is carried out under the given external conditions.

Finally, through the geological prospecting, landslide monitoring and numerical analysis of typical landslides, forecasting of the landslide is carried out systematically based on geology-monitoring-calculation analysis method.

KEY WORDS : reservoir, rainfall, landslide monitoring, forecasting, flow-stress-damage coupling model, geology-monitoring-calculation analysis method, Navier-Stokes equations



目 录

库水涨落及降雨作用下滑坡数值分析及预测预报理论研究.....	i
摘 要.....	I
目 录.....	IV
1 绪论	1
1.1 本文研究的背景及意义	1
1.2 国内外研究现状	2
1.2.1 滑坡灾害监测技术研究现状.....	2
1.2.2 滑坡预测预报研究进展.....	3
1.2.3 滑坡预测预报的类型与方法.....	5
1.2.4 水与固体破裂相互作用研究.....	7
1.2.5 库水涨落及降雨诱发滑坡机理研究.....	9
1.3 滑坡预测预报的主要问题	14
1.4 发展趋势	16
1.5 关键的科学问题	17
1.6 本文的主要研究内容及技术路线	18
1.6.1 主要研究内容.....	18
1.6.2 技术路线.....	19
2 渗流-应力-破坏耦合数值分析方法研究	21
2.1 单裂隙非稳态流	22
2.1.1 控制方程.....	22
2.1.2 有限差分法的数值实现.....	24
2.1.3 算例验证.....	28
2.2 裂隙网络非稳态流	30
2.2.1 控制方程.....	30
2.2.2 算例验证.....	31
2.3 非稳态孔隙渗流	33
2.3.1 基本方程.....	33

2.3.2	数值解法.....	33
2.3.3	算例验证一.....	34
2.3.4	算例验证二.....	36
2.4	固体计算模型.....	38
2.4.1	基本方程.....	38
2.4.2	动态松弛技术.....	40
2.5	渗流-应力-破坏耦合.....	41
2.5.1	裂隙网络的形成.....	41
2.5.2	裂隙流场对应力场的影响.....	41
2.5.3	应力场对裂隙流场的影响.....	41
2.5.4	孔隙渗流场对应力场的影响.....	42
2.5.5	应力场对孔隙渗流场的影响.....	42
2.5.6	孔隙渗流场和裂隙流场的耦合.....	43
2.5.7	计算流程图.....	43
2.6	算例验证.....	45
2.7	小结.....	49
3	基于地质-监测-数模分析方法的滑坡预测预报理论研究.....	50
3.1	滑坡渐进破坏演化规律与预测预报理论.....	50
3.2	基于地质信息的滑坡当前状态评判.....	51
3.2.1	地质分析方法.....	51
3.2.2	以裂缝体系为根据的评判方法.....	53
3.3	基于监测信息的滑坡当前状态评判.....	55
3.3.1	斜坡变形演化的三阶段理论.....	55
3.3.2	斜坡不同变形阶段对外界扰动的响应.....	56
3.4	基于滑坡当前状态评判的数值模拟反分析.....	57
3.5	基于数值模拟反分析的条件预测预报.....	58
3.5.1	降雨情况下条件预测预报.....	58
3.5.2	库水涨落情况下条件预测.....	60
3.6	小结.....	62
4	茅坪滑坡预测预报研究.....	63
4.1	茅坪滑坡的基本特征.....	63
4.2	基于地质信息的茅坪滑坡当前状态评判.....	64
4.2.1	地质分析.....	64
4.2.2	以裂缝体系为根据的评判.....	65
4.3	基于监测信息的茅坪滑坡当前状态评判.....	68

4.4	基于滑坡当前状态评判的数值模拟反分析	71
4.4.1	模型参数.....	71
4.4.2	循环库水涨落数值分析.....	71
4.4.3	滑带渗透系数反演.....	75
4.4.4	库水涨落和降雨数值分析.....	77
4.5	基于数值模拟反分析的茅坪滑坡条件预测预报	81
4.5.1	各种“条件”的确定.....	81
4.5.2	不同“条件”组合下茅坪滑坡预测预报.....	84
4.6	小结	87
5	凉水井滑坡预测预报研究.....	89
5.1	凉水井滑坡的基本特征	89
5.2	基于地质信息的凉水井滑坡当前状态评判	91
5.2.1	地质分析.....	91
5.2.2	以裂缝体系为根据的评判.....	97
5.3	基于监测信息的凉水井滑坡当前状态评判	107
5.3.1	设备仪器分布.....	107
5.3.2	深部位移监测.....	108
5.3.3	地表位移监测.....	110
5.3.4	地表裂缝监测.....	112
5.3.5	GPS 监测	113
5.3.6	其它监测手段.....	115
5.3.7	监测结论.....	118
5.4	基于滑坡当前状态评判的数值模拟反分析	118
5.4.1	模型参数.....	118
5.4.2	循环库水涨落数值分析.....	119
5.4.3	库水涨落和降雨数值分析.....	125
5.5	基于数值模拟反分析的凉水井滑坡条件预测预报	130
5.5.1	各种“条件”的确定.....	130
5.5.2	不同“条件”组合下凉水井滑坡预测预报.....	132
5.6	小结	135
6	结论及展望.....	136
	参考文献.....	140
	附录 1	144
	致 谢.....	145

1 绪论

1.1 本文研究的背景及意义

(1) 相比于其他环境中的滑坡失稳或工程边坡破坏，由库水涨落和降雨引起的滑坡灾害影响范围更加广泛，危害形式也更为多样。

国内外水库工程特别是大型水库工程中，库水位周期性的循环涨落和降雨，经常会诱发库岸新老滑坡的产生或复活。大量调查和研究表明，在丘陵和山区水库中，因蓄水运行和期间的降雨而造成滑坡产生和复活的现象非常普遍。以长江三峡工程库区为例，仅据国务院 2002 年批复的《三峡库区地质灾害防治总体规划》，库区内就有各类滑坡、崩塌 2490 处，若包括此后在蓄水后新产生的以及后续调查中不断新发现的大量滑坡体，其数量、规模和潜在危害是极其惊人的。

同时，库岸滑坡失稳破坏的后果往往十分严重，有时甚至是灾难性的。例如：美国 Grand Coulee 水库自 1941 年蓄水至 1953 年的 12 年间，累计出现了约 500 次库岸滑坡事件，不仅大大削减了水库的有效库容，还造成交通中断和大量耕地丧失；1963 年 10 月发生于意大利的 vajont 库岸滑坡，2 亿多方岩土体高速滑入水库，使水库完全淤塞报废，滑坡掀起的巨大涌浪摧毁了坝区几乎所有的水工建筑物，河水涌入下游还夺去近 2600 人的生命，冲毁数个市镇；2003 年 7 月 13 日凌晨，三峡库区 135m 蓄水后不久，长江支流青干河左岸就发生了千将坪大型岩质滑坡，规模约 2400 万方，滑坡体上 80 多栋民房和 4 家工业厂房化为废墟，前缘青干河被堵江截断形成堰塞湖，滑坡入江激起的巨浪打翻船舶 22 艘，造成 20 多人的死亡或失踪，经济损失高达 8000 多万元。从这些典型灾难性滑坡事件中，不难发现，相比于其他环境中的滑坡失稳或工程边坡破坏，由库水涨落和降雨引起的滑坡灾害影响范围更加广泛，危害形式也更为多样，主要有：滑坡变形破坏对坡体上的人员、建筑物及其它基础设施造成的直接危害；滑坡入江减少水库的有效库容，形成堰塞湖并堵塞河道；滑坡高速失稳后激发的次生涌浪对航运、沿岸居民或建筑物以至枢纽建筑物的施工和运行造成危害。可以说，水库岸坡的稳定对于水利水电工程的安全和有效运营以及库区人民的生命财产安全和航道安全均有着极为重要的现实意义。

(2) 在工程方面，现行的滑坡预测预报理论、模型或判据仍不能对滑坡的变形演化行为和具体的失稳时间做出真正准确的预测预报。

正是认识到这一问题，人们开始采取一些措施来预测和防治库岸滑坡，以避免和减轻其造成的危害。通常的处理措施包括工程治理、搬迁避让和监测预报等。但是，由于库岸滑坡的数量多、规模大、成因机制复杂，限于经济或技术条件，不可能也无法对所有滑坡

进行彻底的工程治理，而搬迁避让又完全忽视了库岸滑坡的次生灾害问题。因而，开展滑坡监测预报逐渐成为防止和减轻库岸滑坡灾害的重要手段之一，比如，在三峡库区二期、三期的滑坡地质灾害防治工作中，进行监测和预报预警的滑坡数量(包括群测群防)大约是进行工程防治滑坡数量的 10 倍以上。但对于变形滑坡而言，监测工作通常只是手段，科学有效的进行预测预报才是最终目的。相应地，在当前的滑坡(工程边坡)研究领域，滑坡预测预报也成为最重要和最前沿的研究热点之一。

尽管经过数十年的发展，滑坡预测预报方法和理论得到了长足发展，在实践方面也取得了一些成功经验，但是大量滑坡预测预报的实践表明，现行的滑坡预测预报理论、模型或判据仍不能对滑坡的变形演化行为和具体的失稳时间做出真正准确的预测预报。原因在于不同类型的滑坡地质灾害是地质体在不同初始条件、边界条件下所表现出的不同的力学行为。然而，由于滑坡地质体的复杂性，在认识的早期阶段，人们还不能抽象出共性的模型，只能根据观察到的现象、材料特性、工程功能对滑坡地质灾害进行分类研究，在解决具体问题的过程中积累经验。随着经验积累增多和认识的不断深入，防灾的意识需要由感性上升到理性，灾害预测需要由实际经验上升到科学理论。从不同类型的滑坡灾害中提炼出共性的难题，集中解决其中的关键科学问题，才能够提高滑坡地质灾害预测的整体水平。

(3) 在科学方面，对滑坡当前破坏状态及滑坡地质灾害演变的认知没有达到能够对其定量化描述的程度。

滑坡地质体作为工程地质灾害预测的对象，具有非连续、非均匀、流固耦合的特性。更为重要的是，人们对滑坡地质体的初始状态是“未知”的，所谓“未知”就是滑坡地质体的内部结构非常复杂，按照目前的探测、勘察和监测手段，只能确定滑坡地质体表面的、局部的以及在个别时段的特性。未知现在要预测未来、已知局部去推演全局是滑坡地质灾害预测的难点。获取滑坡地质体当前状态更多的地质信息，并进行定量描述显得尤其重要。

(4) 科学预测滑坡地质灾害，迫切需要建立新的数值分析方法，发展有效的滑坡预测预报理论。

理论与应用、算法与软件、监测与预测脱节长期以来制约着我国滑坡地质灾害预测及科学防灾减灾的发展。只有将新的理论模型、计算方法的研究成果转化为实用的模型，成为滑坡灾害的预测工具，才能真正实现理论指导并服务于工程实践。因此，开发出实用的集成模型、进行滑坡地质灾害实时监测与数值在线分析是实现滑坡地质灾害预测的标志性成果。

1.2 国内外研究现状

1.2.1 滑坡灾害监测技术研究现状

对滑坡的破坏状态进行识别是数值分析方法和预测预报理论的一个重要研究内容。它

需要依据监测数据,通过监测数据反分析当前滑坡破坏状态,对滑坡的状态参数进行识别分析,将滑坡的局域参数向全域推演,从而确定滑坡的重要状态参数。

现场监测为滑坡灾害的预测分析提供了必要的基础数据,直接影响到滑坡的预测效果及相关防治工程的科学决策^[1]。滑坡灾害的主要监测内容包括地表位移,深部位移、孔隙水压力、降雨量、水位、滑坡支挡结构的应力应变等^{[2][3]}。在上述的监测内容中,地表位移及深部位移监测受到了工程界的广泛关注。地表位移监测的方法主要有精密大地测量法(主要采用全站仪、经纬仪等)、GPS 测量法、近景摄影测量法、INSAR 干涉雷达测量法、自动伸缩计地表位移监测法、分布式光纤地表位移监测法及拉线式地表位移测量法等^{[4]~[7]};深部位移监测的方法主要包括钻孔倾斜仪法、TDR 时域反射法、位移测斜法等^{[8][9]}。目前,滑坡地质灾害的监测手段已经较为成熟,但运用力学及地学的相关理论,对关键监测内容的选取原则及监测点位的布设依据的理论研究却少见于报道。

1.2.2 滑坡预测预报研究进展

尽管对滑坡的研究已有 100 余年的历史,然而对滑坡的预测预报研究却起步甚晚。多数学者认为,日本学者斋藤(M. Satio)^[1]在 20 世纪 60 年代提出的滑坡预报经验公式,可以作为滑坡预测预报研究工作的真正起点。在此之后,经过广大学者的苦心探索,滑坡预测预报理论和方法有了较大的发展。广义而言,滑坡预测预报包括时间预报、空间预测及灾害预测。狭义的角度而言,滑坡的预测预报仅是指对滑坡滑动时间的预报^[11]。本文所说的滑坡预测预报属于后者,即时间预测预报。滑坡灾害研究归根结底是对其发生的可能性做出合乎科学的评价以及对其发生的时间做出准确的预测^[24]。

滑坡滑动时间的预测预报是世界公认的难题。由于滑坡地质过程、形成条件、诱发因素的复杂性、多样性及其变化的随机性、复杂性,从而导致滑坡动态信息极难捕捉,再加上滑坡动态监测技术的不成熟和滑坡预报理论的不完善,因此滑坡时间预测预报一直被认为是一项十分困难的前沿课题。滑坡预测预报已经历了从现象预报、经验预报到统计预报、灰色预报再到非线性预报的历程,目前已进入了根据监测反馈信息进行实时跟踪动态预报,以及将定性预报、定量预报以及现代数值预报技术有机结合的综合预报阶段。

对滑坡时间预测预报的研究历程,大致可以划分为以下三个阶段:

(1) 20 世纪 60~70 年代的现象预报和经验方程预报阶段。

与地震、火山等其它自然灾害相似,滑坡失稳破坏前(尤其是大规模整体滑动前)也会表现出多种异常前兆特征,这些前兆异常信息在滑坡临滑前表现直观,易于被人类捕捉。这种预测预报是对滑坡前兆反映的经验积累的直观预报方法。可见的滑坡前兆异常特征主要有地面变形异常、地声、地热、地气异常、动物异常和地下水异常等。显然,这种方法只适用于有明显前兆的滑坡,预报精度不高,是一种定性的预报方法。在这期间,日本学者斋藤迪孝通过大量的试验,提出了蠕变破坏三阶段理论,建立了加速蠕变的微分方程。由于这种方法是在一定条件下建立的经验公式,所求得的蠕变破坏时间属于概算,预报精度

受到一定的限制，仅适用于中短期预报和临滑预报。因此，这一阶段的预报方法，是建立在“现象”和“经验”基础上的经验预报法。

(2) 20 世纪 80 年代的位移-时间统计分析预报阶段

在 80 年代，随着概率论、数理统计、灰色系统理论、模糊数学等现代数学理论的诞生和广泛应用，国内外学者在此基础上建立了多个滑坡预测预报模型^{[25]~[29]}。但是，这一阶段的学者们主要注意预报方法的探讨，而对与滑坡密切相关的一些基本问题，如对观测资料的分析、处理、预报时序资料的选择、干扰信息的剔除与有用信息的增强等认识不足，对滑坡基础研究与预报相结合方面的探讨也比较少，也在利用上述先进理论和方法的同时，却很少将预报参数与斜坡变形破坏和演变机理联系起来考虑，因而大大影响了预报精度。

(3) 20 世纪 90 年代以来的非线性预报和综合预报模型及预报判据研究阶段

20 世纪 90 年代以来，由于系统科学和非线性科学的发展及其在各个领域内的广泛应用，人们的认识论发生了质的变化。滑坡研究者开始认识到滑坡体系是一个开放系统，是一个灰与白、确定性与随机性、渐变与突变、平衡与非平衡、有序与无序等对立统一的系统。因此，许多学者引用了对处理复杂问题比较有效的非线性科学理论来研究滑坡的预报问题，提出了多个滑坡预报模型，其中具有代表性的有尖点突变和灰色尖点突变模型^[31]。

表 1-1 滑坡预报判据总结

判据名称	判据值或范围	使用条件	备注
稳定性系数(K)	$K \leq 1$	长期预报	
可靠概率(P_s)	$P_s \leq 95\%$	长期预报	
声发射参数	$K=A_0/A \leq 1$	长期预报	A_0 为岩土破坏时声发射记数最大值； A 为实际观测值
塑性应变 ε_i^p	$\varepsilon_i^p \rightarrow \infty$	小变形滑坡中长期预报	滑面或滑线上所有点的值均趋于无穷大
塑性应变率 $d\varepsilon_i^p / dt$	$d\varepsilon_i^p / dt \rightarrow \infty$	小变形滑坡中长期预报	滑面或滑线上所有点的值均趋于无穷大
变形速率 V_f	0.1mm/d	粘土页岩、粘土斜坡短临预报	新滩滑坡临界破坏变形速率 $V_f=3500\text{mm}/\text{月}$ ；黄蜡石滑坡
	10.0；14.4；24.0mm/d	岩质边坡临滑预报	地表变形速率 10 mm/月
位移加速度 a	$a \geq 0$	临滑预报	加速度值应取一定时间段的持续值
蠕变曲线切线角(α)	$\alpha \geq 70^\circ$	临滑预报	黄土滑坡 α 在 $89^\circ \sim 89.5^\circ$ 为滑坡发生危险段
位移矢量角	突然增大或减小	临滑预报	堆积层滑坡位移矢量角锐减

	库水位下降速率	2m/d	库水诱发型滑坡	即将发生的滑坡 0.5~1.0m/d
	分维值(D)	1	中长期预报	D 趋近于 1 意味着滑坡发生
双 参 数 判 据	蠕变曲线切线角 和位移矢量角	$\alpha \geq 70^\circ$ 且位移矢量角突然增 大或减小	临滑预报	新滩滑坡变形曲线的切线角 为 74° , 位移矢量角显著变化, 锐减至 5°
	位移速率和位移 矢量角	位移速率不断增大或超过临 界值, 位移矢量角显著变化	堆积层滑坡临滑预报	

除滑坡预报模型外, 预报判据对滑坡预测预报也是非常重要的。滑坡预报判据是指用于判定斜坡体进入临界失稳状态的指标或外界诱发因素可能导致滑坡发生的指标。根据文献资料, 目前, 国内外学者已提出了 10 余种滑坡预报判据(见表 1-1)。对实际的滑坡预测预报具有指导意义的主要有变形判据、降雨量判据和临滑前兆异常现象。

人们逐渐认识到滑坡预报不仅仅是一个纯方法问题, 要想实现较为准确的预报, 必须将斜坡变形破坏机理分析与定量预报相结合, 必须对与滑坡密切相关的基本问题进行研究, 运用系统综合、系统分析、系统模拟的方法对滑坡系统进行识别、模拟及预测预报。目前, 地质力学模拟和数值模拟作为一种有效的手段, 在滑坡演变的动态过程与趋势预测中已被广泛应用。滑坡预报已经从过去单一的现象研究、模型方法研究进入到综合预报阶段。并且逐步向实用化、系统化迈进, 现在已初步开发了滑坡灾害预报系统(LTFS)^[31]、滑坡实时跟踪预报系统(SIPS)^[30]、滑坡监测预测预报数据库系统(LSMOS)^[32]等。

1.2.3 滑坡预测预报的类型与方法

1.2.3.1 时间预测预报

按预报时间的长短, 滑坡预报可以分为中长期预报、短期预报和临滑预报。虽然这些预报的时间尺度是相对的, 但是究竟如何划分预报的类型, 目前还缺乏统一的认识。根据黄润秋等^[11]的研究成果, 可以对这几类预报相对的时间尺度做如下的界定:

(1) 中长期预报

中长期预报是指滑坡尚未具备肉眼可观察到的变形或变形的明显变化时, 所做出的对滑坡今后变形行为和破坏时间的趋势预报; 在时间尺度上相当于理想蠕变曲线的初始蠕变阶段或等速蠕变阶段。

(2) 短期预报

短期预报是指滑坡已经表现出明显的肉眼可观察到的变形破裂或变形破裂的变化时, 对滑坡的短期内的变形行为和破坏时间所做出的预报。在时间尺度上一般对应于理想蠕变曲线的加速蠕变阶段。

(3) 临滑预报

临滑预报是在坡体的变形破坏现象发展到非常明显阶段时对滑坡时间所做出的预报。

在时间尺度上对应于理想蠕变曲线加速蠕变阶段的后期(即俗称“加加速”变形阶段)。

1.2.3.2 条件预测预报

条件预测预报模型是指当坡体环境条件发生改变时,如高强度暴雨,水库蓄水或水库水位突然变动,工程加、卸载,地震等情形发生时,对坡体变形发展趋势及稳定性做出的预报。条件预测的目的并不是给出发生地质灾害的具体日期,而是给出在什么样的条件下会发生地质灾害,发生什么样的地质灾害。对于与工程相关的滑坡预报而言,这种类型更为常见。

1.2.3.3 事实预测预报

根据预报所依据的事实,滑坡预报又可以分为现象预报和参数预报。

(1) 现象预报

现象预报是指根据滑坡变形、破裂的现象表现以及其他相关现象异常,对滑坡今后的行为和失稳时间所做出的预报。这些现象包括后缘拉裂的扩展、坡体的局部变形加剧和局部失稳的出现、地下水流态的突然变化、声学特征的异常,甚至动物的异常反应等。显然,这种现象只有在坡体变形的后期尤其是临滑阶段才能表现出来。因此,现象预报一般只适用于上述的短期预报、临滑预报。

(2) 参数预报

参数预报是根据仪器监测所获得的坡体可测物理量的变化对滑坡今后的行为所做出的预报,这种行为主要包括变形的进一步发展趋势和可能的失稳时间。可测物理量主要是指变形的监测结果,也包括声发射等其他可以直接反映变形破裂行为的参数。具体的预报方法是根据可测物理量的监测结果随时间的变化,采用一定的数学模型,进行曲线的外推式预报。

1.2.3.4 预测预报方法

在滑坡的预测预报方法方面,目前通常有以下几种类型,即经验预报、经验方程预报、数学模型预报和数值模拟预报。

(1) 经验预报

经验预报是根据坡体变形破坏的表现(包括现象和参数监测结果)和各种现象,结合过去已有的经验,对坡体变形破坏的趋势做出的预报。这种预报基本上是定性的,也是比较宏观的。

(2) 经验方程预报

经验方程预报是根据对若干既有滑坡过程的研究,总结出有关物理量(位移、声发射等)随时间变化的基本规律,并用一定的经验数学公式来表达,然后应用于对未知滑坡的预报。

(3) 数学模型预报

又称为相对位移预报,是指对坡体已经观测到的变形数据采用一定的数学模型进行拟合,然后再根据拟合的方程进行外推式预报。这是目前使用最多的滑坡预报方法。其所采用的模型除了常规的统计预测模型、回归模型、判别模型和数量化理论模型外,也包括了20世纪80年代中、后期发展起来的灰色理论预报模型和90年代后期发展起来的神经网络理论预报模型、突变理论模型、协同预报模型等非线性理论模型。当监测数据不规则或波动较大时,这种预报方法通常要对数据进行滤波处理。

(4) 数值模拟预报

数值模拟预报是自20世纪90年代后期以来,随着计算机技术的发展和岩土力学理论的不完善而形成的预测方法。本文也是围绕这一预报方法展开工作。

1.2.4 水与固体破裂相互作用研究

对于库水型滑坡和降雨型滑坡,必然要涉及到水的作用,反映在数值计算中就是渗流应力耦合模型。它有2种,第一种是非双重介质渗流应力耦合模型,它包括等效连续介质渗流应力耦合模型和裂隙网络渗流应力耦合模型。前者适用于孔隙介质以及多组裂隙分割的破裂岩体,后者适用于水流只在裂隙网络中的定向流动。第二种是双重介质渗流应力耦合模型,它适用于把岩土体看作由孔隙和裂隙组成的双重介质空隙结构。

大量工程实例发现,库区的古滑坡具有一条非常明显的滑带,把边坡分为了上部松软、透水的滑体和下部坚硬、隔水的基岩。对于这类库岸型古滑坡,人们进行了很多的研究。理论方面探讨了由于库水涨落所诱发滑坡的破坏机制^{[12][13]}。同普通的山地滑坡相比,除降雨外,由于水利工程而导致的外部水环境改变是这类滑坡所特有的。强度软化作用,浮托作用,动水压力作用,固结作用,库岸再造,降雨等都会不同程度影响库岸型古滑坡的稳定性。当然,库水涨落和降雨等都是外因,滑坡变形的最本质原因是其特殊的地质结构和岩土体特性。数值模拟能够较好地揭示滑坡破坏的动态过程,同时数值模拟也能够用来进行敏感性分析,例如滑坡地形地貌,岩土体物理力学参数,库水涨落的速率等^{[14]-[17]}。

库水涨落和降雨所产生的水流通过坡体表面的裂缝迅速入渗,沿着滑带迅速地流动,因此可以把裂缝和滑带看成是裂隙介质。但是滑体还是具有一定的渗透性,需要把其看成是孔隙介质。所以模拟库区边坡在降雨和库水涨落作用下的响应,选取双重介质渗流应力耦合模型是比较符合实际情况的。

目前国内外对于双重介质渗流应力耦合研究取得了一定的发展。刘耀儒等^[18]采用基于element-by-element策略的有限元,开展了双重介质渗流应力耦合模型并行数值分析;黎水泉和徐秉业^[19]考虑固结对渗流的影响,同时也考虑固体变形对渗流参数(孔隙度和渗透率)的影响,推导出了双重孔隙介质非线性流固耦合渗流有限元计算格式;孔亮等^[20]利用双重孔隙介质模型,在多孔介质弹性理论和广义有效应力的基础上,给出了双重孔隙介质非饱和流固耦合方程的数学推导。G. I. Barenblatt等^[21]在1960年提出了均质、各向同性的双重孔隙介质模型;V. Reichenberger等^[22]提出了一种基于点-中心有限体积法的全耦合、全

隐式离散的双重孔隙介质模型。J. Rutqvist 等^[23]结合 Tough2 和 Flac3D 实现了双重孔隙介质的热 - 水 - 力 - 化学耦合。

连续介质离散元(continuum-medium distinct element method, CDEM)是近期发展起来的一种数值计算方法,它将任意块体(平面)单元化作一系列四面体(三角形)单元,根据各个四面体(三角形)的单元刚度矩阵,就可以写出任意块体(平面)的刚度矩阵,而块体(平面)之间不组成总体刚度矩阵。采用动态松弛技术来求解各个块体(平面)单元的节点水头、力和位移等变量。

按照传统连续介质渗流的观点,降雨强度达到积水点之后,岩土体入渗率逐渐降低至饱和土体的渗透系数,降雨强度的增大不会相应地增加入渗量,并且均匀岩土体本身的渗透系数就不大(表 1-2),因此不会引起深层堆积层滑坡(滑坡厚度大于 10 米)。

表 1-2 黄淮海平原地区渗透系数经验数值^[33]

岩性	渗透系数/(m·d ⁻¹)	岩性	渗透系数/(m·d ⁻¹)	岩性	渗透系数/(m·d ⁻¹)
砂卵石	80	中砂	20	粉砂	2~3
砂砾石	45~50	中细砂	17	砂质粉土	0.2
粗砂	20~30	细砂	6~8	粉质粘土	0.02
中粗砂	22	粉细砂	8~8	粘土	0.001

注:此表系根据冀、豫、鲁、苏北、淮北、北京等省市平原地区部分野外试验资料综合

而现场所观测到的现象为降雨强度越大、持时越久,就越容易引起深层堆积层,而且水流在坡体内部的流动速度很大,这些事实和连续介质渗流的观点存在着矛盾。事实上,经过开挖、干湿循环等因素的作用,在土体内会产生很多的裂隙,如位于重庆万州区三峡库区的晒网坝滑坡,滑坡后缘和表面有大量的裂隙,导致雨水和池塘水大量渗入坡体内部(图 1-1),加剧滑坡的蠕滑。



图 1-1 晒网坝滑坡: (a)滑坡表面的裂隙; (b)池塘水沿着裂隙全部渗入坡体内部

如果不考虑裂隙的作用, 大气降雨只对浅表层坡体的地下水动态特征和分布规律具有显著的作用和影响, 是浅表层坡体变形和破坏的主要触发因素^[34], 但浅层滑坡中用到的连续介质渗流模型无法模拟裂隙渗流的过程, 也就无法模拟深层堆积层滑坡的形成。

近年来, 由于国际上高放核废料深埋处理工程和裂隙性油气田开发的需要, 对于裂隙渗流的实验和理论上的研究得到了重视并逐渐成为一个热点问题, 开展了大量的研究工作, 为如何恰当评估库水涨落及降雨对边坡稳定性的影响提供了新的理论基础及相应的分析方法。

单裂隙最基本的概念模型是光滑平行板模型, 由 Navier-Stokes 方程(NS 方程)可以推导出裂隙内的稳态渗流符合立方定律^[35]。然而, 实际上单裂隙并不是光滑的平行板, 而是具有粗糙的表面, 在局部是非平面的、非平行的, 并有可能是接触在一起的^[36]。针对这一问题, 许多学者采用非光滑平行板模型来研究单裂隙, 这些模型的剖面可以为锯齿形^[37]、正弦形^[38]和阶梯形^[39], 裂隙的渗流特性用等效隙宽来表示。如果将粗糙裂隙中的渗流场近似为二维, 控制方程可以使用 Reynolds 方程^[40]。基于此方程的数值模拟已经被用于求解复杂的单裂隙非稳态渗流场^{[41][42]}。但是, Reynolds 方程只适合于低雷诺数的情况^[43], 对于高雷诺数、高流速的非达西和非稳态渗流, 就必须采用三维 NS 方程来求解^{[44][45][46]}。

单裂隙稳态/非稳态渗流模型发展较完善, 但真正有实用价值的裂隙网络渗流模型却发展较慢。现有的裂隙网络渗流模型也存在一些缺陷, 如只能计算稳态渗流^[47]; 无法解决不连通裂隙(孤立裂隙)所带来的计算不收敛问题^[48]; 把渗透系数人为地变成流速的经验函数, 忽略了非稳态渗流的真实物理过程^[49]。此外, 对裂隙网络渗流的求解是复杂的, 需要占用大量的计算时间和内存, 在现有的计算能力下模拟工程尺度上的渗流是困难的, 现有的分析基本局限于小尺度问题^[36]。

1.2.5 库水涨落及降雨诱发滑坡机理研究

1.2.5.1 水岩作用的材料力学效应

通过大量文献调研^{[11][58]}, 水岩作用是水(地表水、地下水等)和岩土体不断地进行着力学、物理、化学作用, 并对岩土介质状态产生影响, 水库蓄水后由于水的物理、化学及力学等方面的综合作用, 使岩土体力学性能降低; 另一方面, 岩土体结构也决定着水的存在形式及运动状态等。水岩作用对滑坡形成与发展具有非常重要的影响。

(1) 润滑作用

处于滑坡体中的地下水, 在滑坡体的滑动面上产生润滑作用, 使滑动带上的摩阻力减小和作用在滑动面上的剪应力效应增强, 结果沿滑动面诱发岩土体的剪切运动。

(2) 水化学作用

滑坡岩土体中常含有矿物成分, 水的流动对碳酸盐类物质有溶蚀作用, 若水中含有某些酸或碱的成分, 能对岩石的某些介质形成腐蚀, 含水量反复变化能加剧岩石的风化作用。

受地表植被和降雨的影响, 岩土体中有机残余物和腐殖质经化学作用后的腐殖质颗粒细小, 可视为淤泥物质, 在一定程度上加剧了滑坡体的不稳定性。岩土体裂隙中的水化学溶液与矿物颗粒或晶体发生化学反应, 使原有矿物分解并生成一些新的次生矿物, 而这些新的次生矿物常常具有高度的分散性, 这种作用之间地降低了岩石的强度, 减弱了岩土体抵抗破坏的能力。

在岩土体遇水情况下, 受水化学作用产生的易溶矿物则容易随水流失, 而难溶的矿物则残留在原地, 结果必然导致岩土体中的孔隙增大, 岩土体也因此而变得松散不稳。尤其是当岩土体失水后又浸水后, 某些矿物出现体积膨胀。由于这种体积膨胀是不均匀的, 因此岩土体内部容易产生不均匀的内应力, 导致矿物颗粒的碎裂解体, 从而表现出岩土体的软化和崩解现象。如茅坪滑坡体的滑带土中含有绿泥石、伊利石、石英、长石、方解石和白云石等矿物, 这些矿物的主要化学成分有 SiO_2 、 Al_2O_3 、 K_2O 、 NaO 、 CaO 、 MgO 等。这些矿物中有的在水解作用下能分解为易溶于水的物质和胶体, 如长石(钾长石、钠长石)等; 有的则容易与水中的 SO_4^{2-} 离子发生结晶作用, 如 Ca^{2+} 、 Mg^{2+} 离子等; 还有的与水作用后引起体积膨胀, 使岩土体具有较大的可压缩性, 如伊利石等^[59]。而滑坡体地下水位的频繁升降正是诱发岩土体浸水-失水-再浸水这一反复循环的直接因素, 从而促进了滑坡体变形的发展演化。滑坡体的岩土体在含有复杂离子成分的地下水中长期浸泡, 必将发生一系列的诸如水解、溶解和碳酸化等化学反应, 从而导致岩土体细微观结构的破坏, 从而减弱了岩土体抵抗破坏的能力。

(3) 软化和泥化作用

地下水还使滑坡体发生软化和泥化作用, 这主要表现在对滑动面中充填物的物理性状的改变上, 滑动面中充填物随含水量的变化, 发生由固态向塑态直至液态的弱化效应, 特别是在茅坪滑带土中存在较多吸水易胀的矿物成分(如伊利石等)时, 这种作用表现得更为明显。软化和泥化作用使岩土体的力学性能降低, 内聚力和摩擦角值减小。除坚硬岩石外, 抗剪强度参数凝聚力 and 内摩擦角 c , φ 值都要降低, 尤其是岩石裂隙中的泥化夹层及粘土材料。 c , φ 值降低将大大减少其抗剪强度, 使边坡抗滑稳定安全系数显著减小, 甚至酿成滑坡。软弱岩石, 包括一些砂岩在内, 当由非饱和状态转入饱和状态后, 其变形模量将不同程度降低。在水的作用下岩土体强度的降低即为软化, 一般用强度软化系数来表征。有资料表明, 完整岩石在水的长期淹没下, 力学强度的降低主要取决于岩石的矿物成分。坚硬结晶岩的强度软化系数达 0.9 以上, 低强度的泥质岩类的强度软化系数在 0.7 以下, 有的达到 0.5~0.4^[60]。

1.2.5.2 水岩作用的水力学效应

(1) 有效应力变化

对于岩土类介质，其中水将产生孔隙压力 p 。由于孔隙压力的存在，总应力 σ'_{ij} 与有效应力 σ^e_{ij} 有如下关系：

$$\sigma^e_{ij} = \sigma'_{ij} - \delta_{ij} p \quad 1-1$$

式中： σ_{ij} 以压应力为正。在非饱和状态下，孔隙压力为负值，有效应力将增大，对边坡有利；当介质达到饱和后，孔隙压力由负值转为正值，有效应力将减小，对边坡稳定不利。由于水力梯度的作用，水在边坡内缓慢流动时(达西流)，形成渗流场 $h(x,y,z)$ ，产生渗流荷载。渗流荷载由两部分组成：与水力梯度成正比的渗透力和水下介质所受的浮托力。通常，渗透力方向与滑坡方向相同，是使滑坡体沿滑面滑动的主要荷载。

(2) 岸坡部分淹没引起的浮力作用

当水库开始蓄水时，岸坡下部首先被淹没，在淹没部分就会产生浮力作用，这种浮力作用抵抗滑坡体的重量，使得坡脚部分的有效重量减少，造成整个滑坡体的抵抗力变小、稳定性降低。特别是滑动面的下部比较平缓时，滑坡体淹没深度即使不多，但由于滑动面受到浮力作用的面积比较大，对稳定性的影响也会相当大。库区水位升高后，库岸被浸没的松散土层渐渐坍塌，因而将牵引库岸上的土层向库内蠕滑，特别是当有暴雨时，将会发生泥石流和滑坡。但对于某些库岸由于地下水位上升，水面坡降趋缓，流速减小，岸坡含水呈饱和状态，不易发生塌岸现象^[61]。

(3) 库水的动水压力和静水压力增大引起的崩塌和滑坡

由于库水水位的突然降低，库岸内地下水水位高于库水位，地下水由滑坡体排出，较大的水深和水力梯度形成较大的动水压力，加大了沿地下渗流方向的滑动力，从而引起老滑坡的复活和新滑坡的产生。但是，如果滑坡体地下水排出较慢，地下水水位下降严重滞后于库水位，会形成较大的静水压力，也会增大下滑力，引起崩塌和滑坡发生。

(4) 超孔隙水压力对库岸的影响

地下水富集地段的岸坡，由于水位的突然下降，一部分地下水排出，库岸所受到的浮托力突然减小，可能激发很高的超孔隙水压力，此外，由水的冲刷作用而形成的具有临空面的岩土体失去浮托力的支撑，滑坡体所受到的抗滑阻力也迅速减小，从而引起崩塌和滑坡。

1.2.5.3 堆积层滑坡的特点

堆积层滑坡是滑坡的一种基本类型，是指第四系地层中除黄土、黏土以及其它软土层以外的松散堆积层(包括人工堆积物)的滑坡，包括坡积层滑坡、洪积层滑坡、残积层滑坡、混合成因的堆积层滑坡、冰积层滑坡、人工堆积层滑坡^[64]。重点指河谷两岸缓坡地带的残坡积、崩坡积和冲洪积成因的堆积层滑坡。堆积层滑坡是自然界分布最广的滑坡类型，秦巴山区堆积层滑坡发育 481 处，占该地区滑坡总数的 97.67%；三峡库区发生的崩滑地质

灾害中, 堆积层滑坡约占总数的 42.85%^[65]; 在长江上游地区 100km² 范围内发现的 1736 处滑坡, 有 64% 为堆积层滑坡^[66]。堆积层滑坡上部物质组成疏松, 易渗水; 下部为不透水底板, 易积水; 多数情况下基岩面就是滑带。

目前, 以滑坡现场变形监测为依托的蠕滑三阶段理论发展的比较成熟, 某些现场监测数据也支持了这样的观点。基于这样的理论, 许多学者就利用当前的监测数据和数学模型来预测滑坡未来的变形趋势。这种方法充分利用了外部可测物理量(地表位移和深部位移等), 比较简单实用; 但是这种方法对于坡体内部破坏状态的讨论就显得不足。

就目前的文献资料来看, 对于堆积层滑坡渐进破坏机理, 许多学者也做了些探讨。从物理化学的角度解释了堆积层滑坡的形成过程, 认为水岩相互作用是主要因素, 探讨了堆积层滑坡稳态阶段至加速阶段转化机制, 加速启动机制。这些都是非常重要的研究成果, 对于以后的研究打下了坚实的基础。研究系统性不够。已有工作多属于“分阶段、单因素”研究, 即围绕某个蠕滑阶段, 研究单个主导因素对该阶段的影响。

滑坡的发生与降雨关系密切是早为人知的事实, 很多学者对降雨与边坡稳定之间的关系进行了深入的研究, 取得了丰富的成果^{[67]~[71]}。但对于堆积层这一典型边坡来说, 降雨条件下堆积层滑坡体的滑动机制研究还较为少见。因此, 深入研究降雨引起堆积层滑坡体失稳的规律并建立定量的分析模型, 对于预防和预测这类滑坡灾害具有重要的指导意义。

堆积层滑坡发育环境及特征有以下几点^{[72][73][74]}:

(1) 物质组成特征

堆积层边坡坡体由第四系松散或相对松散的岩土体, 如残积物、崩坡堆积物、洪积物等构成, 其结构松散, 透水性较强。

(2) 地质特征

地貌上多为汇水的裙形坳地, 各土层水文性质差异性较大。同一时期的堆积物在很小的范围内可以看到不同岩相的变化。在垂直剖面上, 岩相的多变性导致水文地质条件渗透性、富水性等不一, 坡体组成物质结构疏松, 易渗水, 坡堆积层下为不透水顶板, 降雨时, 在相对隔水层上的松散堆积层内易积水。岩相横向上的多变性导致边坡岩土体在不同地段的抗剪强度不同, 从而不同地段的稳定性也不同, 使之形成局部滑移段和局部阻滑体, 这将使边坡形成挤压隆起区和拉伸张裂区, 边坡的失稳破坏方式转化为不均一的破坏方式。

(3) 发生特征

多为暴雨及大量降雨激发, 可一次激发剧滑或多次反复缓慢蠕移。大强度暴雨及历时长、雨量大的降雨易使坡堆积层受激发而初始失稳, 破坏触动坡堆积体表面植被和地层为主要对象, 出现冲沟、切沟、地表裂缝等状况, 甚至一次激发产生剧滑及次生泥石流。强降雨常激发坡体剧滑, 长历时降雨则以触动坡体蠕滑为主。降雨自地表入渗, 坡堆积层含水量不断增加, 岩土组合体内摩擦角迅速减小。另外, 张裂缝的导通, 使得滑床面上膨胀土强度指标与含水量呈强烈的负相关性, 更易受软化, 一旦外部条件适宜, 斜坡就滑动。因此, 雨量作用于坡堆积体内部, 使其整体力学性质变异是改变其稳定性的一个重要方面。

降水入渗增加了浮托推力，降雨沿坡堆积体表面的裂缝入渗时，在滑面上汇流贯通，形成一层水垫，降低了滑面的摩擦阻力，随降雨的补给，产生一种动态浮托力。同时，雨量不断充填裂缝及软弱结构面，产生一种顺坡向的动态扩张力，使张裂缝张大，逐步加剧斜坡堆积体的变形和位移。随着降雨的连续补给，坡面水在较短时间内难以从坡体上排除，尤其是雨量大，强度高时，坡体表面很快形成一定厚度水层，内部也是一样。根据力学分析看，增加了斜向自重推力，顺坡向的雨水冲击力也使得处于临界状态的坡堆积体产生激剧的滑动。

(4) 位移特点

不连续变形，时序规律性差，位移滞后于降雨，常成多级滑动，整体性差。在外力作用下，在变形滑移过程中，坡体不仅产生整体滑移，而且还产生较大的塑性变形和流变变形。

(5) 滑动面特征

滑动面在硬塑土中常有镜面擦痕堆积层滑坡的滑移面可以是堆积层下的基岩面，也可以是坡体内任一连通的破裂面。大多数均质厚层边坡的滑移面受坡体内应力控制，滑移面的形状各异，经常是地下水的富集带以基岩面为滑移面的堆积层滑坡，受基岩面形状的控制，每一次剧烈滑移后，堆积体表面坡面形状与基岩面瞬移面形状相似，形成所谓的正地形，此时堆积体处于稳定和超稳定状态。再次失稳后，堆积体又使其改造成与基岩面形状相反的负地形。滑坡剪出口是滑移面与滑移临空面的交接出口。堆积层滑坡剪出口主要是由应力条件控制，是坡体的剪切破裂面，具有一定的隐蔽性，通常需进行力学分析及现场的仔细观察才能确定。由于堆积层坡体为松散堆积体，其抗剪强度很小，所以有张应力出现的部位很容易形成张裂隙，在边坡后壁附近经常出现张裂隙。

1.2.5.4 降雨诱发滑坡的主要效应

现阶段的研究成果表明，降雨诱发滑坡发生的主要效应如下：

(1) 物理化学效应

降雨入渗坡体后，使滑坡体物质，尤其是滑带土软化，抗剪强度降低，从而降低坡体的稳定性，这种影响一般又称作软化效应。粘性土在水的浸泡下其吸附水膜厚度显著增大，从而使其抗剪强度参数 c ， φ 值大大降低，粘土中蒙脱石含量高时尤其显著。大量的试验结果表明，饱水情况下土体的抗剪强度参数仅为天然状态下的 70% 左右。同时，地下水对斜坡土体的溶蚀、掏蚀、溶解、水合、水解、氧化-还原、酸性侵蚀、化学沉淀、离子交换、硫酸盐还原、富集与超渗透等物理化学作用都会对土体的强度产生影响。

(2) 饱水加载效应

降雨入渗坡体后，使滑坡体原来处于干燥或非饱和状态的土体饱水，坡体的重度由原来的天然重度变为饱和重度，相当于使滑体的总体重量增加，下滑力增大，从而降低坡体

的稳定性。此外，处于饱水状态的土体的稠度状态可能会根据随着含水率的变化而发生明显的变化，由原来的固体状态变为可塑状态，流塑状态，流塑状态甚至流体状态，并由此导致坡体发生浅表层(甚至整体)蠕滑或流动。

(3) 静水压力效应

如果在滑坡体的后缘存在张开的竖向裂隙(缝)，降雨过程中，地表水通过裂隙灌入坡体，形成一定的水位，并由此产生静水压力，相当于在滑体后缘施加了一个水平推力。如果竖向裂隙与底部的一组结构面(通常会成为滑动面)贯通，地下水还会沿改组结构面下渗，并在底部产生垂直于结构面的杨压力，对滑体进行顶托，减小了滑体的抗力。

暴雨期间，后缘拉裂缝充水高度快速提高到超过一定的临界高度后，近水平岩层都可能产生滑坡。可以认为，没有这种压力的联合作用这种快速滑动是不可能发生的，其中后缘拉裂缝充水产生的高水头水平推力起主导作用，同时杨压力也是伴随拉裂缝中水头高度的抬高而增大的，所以此种滑坡可称为平推式滑坡。此种滑坡滑出的初始速度可达数米每秒。但滑出后后缘拉裂缝的水头快速降低，杨压力也因此快速降低、消散，滑块也因此快速减速制动，一般滑距仅为数米至数十米。之后，滑块后缘出现宽数米至数十米的拉陷槽。此类滑坡在四川红色砂泥岩层斜坡中已经发现数十个，最大方量达 $2500 \times 10^4 \text{m}^3$ 。在三峡库区万州、云阳近水平砂泥岩中产生的滑坡也与此有关。

(4) 动水压力效应

地下水在土体孔隙中渗流时，会对其周围起骨架作用的固体颗粒产生渗透压力或动水压力。如果动水压力指向坡外，则将降低斜坡上岩土体的稳定性，甚至引起滑坡。渗透压力普遍作用于渗流场中的所有土粒上，它由孔隙水压力转化而来，亦即渗透水流的外力转化为均匀分布的内力或体积力。坡体中地下水位线越陡，水力梯度越大，则渗透压力(动水压力)越大，所以水库由正常水位快速消落所产生的高渗透压力往往会引起滑坡或斜坡变形加剧。

1.3 滑坡预测预报的主要问题

滑坡预报是一个世界性的难题，这一问题之所以难，主要有以下几个方面的原因：

(1) 高度非线性

滑坡既是一个复杂的地质力学过程，又是一个高度复杂的非线性系统。这个系统的特点就在于构成系统的内部条件、外部因素都具有很强的随机性和非确定性，而且这种特性用传统的理论难以表达。因此，对一些复杂的滑坡系统，我们目前的认识 and 理论水平还受到很大的局限。

(2) 信息匮乏

对于复杂的滑坡系统，我们能够获得的信息是极为有限的。对于大多数的滑坡，如果

在事前没有被纳入人们的事业或被人们所认识，人们就几乎不可能掌握它的任何信息。因此，这类滑坡的发生往往使我们感到非常的被动和突然，也最容易造成灾害。即便是那些已经纳入监控范围的坡体，往往由于我们监控的手段和监控的数量有限，很难做到对各种信息能全面和有足够深度的把握，因此实施预报就很困难。从这个意义上讲，对某些高度复杂的滑坡，如果所掌握的信息不充分，要想做到准确预报几乎是不可能的。

(3) 认识问题的局限性

在认识问题的思路上也还存在一定的问题，更多的是依赖于对监测结果的数学推演，而忽视了对坡体变形破坏机理的认识。

抛开临滑预报和现象预报不说，现在大多数滑坡中长期或短期预报主要是依靠对位移监测曲线的推演，通过位移的相对变化(或速率的变化)来预报其今后的行为，也可以称为“相对位移预报”。固然，滑坡位移随时间的变化对滑坡预报具有绝对重要的作用，但是，如果对这种位移随时间的变化仅停留在对曲线“几何形态”变化的认识上，而过多地依赖于数学方程进行各种外推式预报，显然对问题的认识就仅停留在表面上。采用这种方法对一些结构和过程简单，监测曲线与一般的标准蠕变曲线接近的边坡进行预报可能会取得成功，但是在大多数情况下，这种预报方法是达不到理想效果的。

以具有“阶梯状”特征的监测曲线为例，由于坡体在变形破裂过程中将会受到降雨、开挖、震动以及位移受限制等诸多外界因素的影响，从而导致位移或其他可测物理量的监测数据产生受这些因素控制的“阶梯状”跳跃式增长，即变形量或变形速率突然增大的现象；一旦这些因素消失，斜坡的变形又会趋于缓和。这就给数学模型预报带来很大的不确定性，常常导致误判的情况出现。在某些因素(如降雨、水库蓄水或人工开挖等)作用时，滑坡的相对位移会陡然增大，这时如果按照现在通用的预报思路和模型，往往会根据位移速率的突然增大做出即将滑坡的预报。但是，实际上这些因素消失后，曲线又往往会自动趋于平缓，坡体又稳定了，形成的是误判。这种误判是常见的。近 20 年来，国内外学者提出了各种各样的方法对“监测曲线”进行这样那样的处理，希望能捕捉到有用的预报信息，由于这些处理都是“表面上”的，尽管处理的“数学效果”很好，但是都很难与实际变形机理相联系，因此预报效果都不好。这就导致“相对位移预报”往往是“准确的事后预报”或成为“事后诸葛亮”。

实际上，从理论上讲，当所掌握的只是变形曲线在等速蠕变阶段的简单“几何”信息时，按照数学模型预报这个思路，滑坡的中长期预报几乎是不可能实现的。

(4) 实用性较差

就数学模型预报而言，现行的预报理论模型的适用性和实用性比较差。已有的预报模型或预报系统具有很强的地域性限制，分散性也比较大，稳定性不好。尤其是基于非线性理论的一系列模型，虽然在理论上具有一定的优越性，但同样由于没有与滑坡机理联系在一起，因此其实用性较差，还有待于在工程实践中对其进一步检验完善。

(5) 缺乏滑坡综合预报判据

由于滑坡地质体的演化过程极其复杂多变，要真正实现滑坡的成功预报，仅靠理论模型进行预报是不行的，应该更多地考虑多种方法的综合预报问题。目前，在这方面还没有建立一套适用的综合预报指标体系和相应的具有一定普遍意义的预报判据。

1.4 发展趋势

基于地质、监测、数值模拟等领域的最新研究成果，剖析滑坡灾变过程提出新的研究理念，紧密结合先进监测和通讯技术以及数值模拟方法，解决滑坡灾害具有挑战性的科学前沿问题和关键技术问题，是滑坡灾害预测与防灾的发展趋势。具体涉及以下几个方面：

(1) 滑坡当前破坏状态研究

地质灾害经历了孕育、成形、演化、发生、发展、和结束等复杂的力学过程。滑坡状态分析的主要工作是通过勘察得到的局部应力来构建地应力场，由测量得到的局部位移分析材料参数和地质结构特征，进而推演全局的应力场和位移场。目前，该方法主要用于完整性较好的岩体，而以地质体破裂状态为目标函数的分析方法，能够将大量易测的多维信息融入到地质状态分析中，是未来滑坡灾害预测的发展方向。

(2) 现场监测与理论分析、数值计算相结合

在工程监测领域，监测手段不断更新，其主流方向是智能、交互、无线、远程、实时监测技术。然而，对关键监测物理量的提取及监测点位的优选，却仍然依赖于经验完成。同时，地质体具有非连续、非均匀、流固耦合特性，只有在地质尺度和特有的环境中才能表现出来，这就使得现场监测只能提供地质体的局部状态信息。因此，认识地质体的运动规律必须建立现场监测和内部结构破坏之间的联系，将实时监测、地质勘察和理论分析、数值计算相结合是解决这一问题的重要途径和发展趋势。

(3) 滑坡破坏准则

滑坡灾害演变过程中的地质体破坏过程极为复杂，其相应破坏准则是长期以来非常关注的问题。在滑坡地质灾害中，通过现场监测和宏观现象可以获得更多的信息，这就为建立滑坡体破坏准则的建立提供了有利条件。先进计算技术、力学和地学等相关科学理论的发展也为此奠定了基础，由此建立滑坡地质灾害预测迫切需要的新的滑坡破坏准则，将成为滑坡地质力学新的研究热点。

(4) 液体逾渗、流体集聚与地质体破裂的相互作用

均匀化模型研究地质体中水的作用时，难以解释由裂隙渗流导致厚层滑坡灾害滞后降雨时间较短的现象以及地下突水的快速补给过程。定量地描述地质体流-固耦合的特性在均匀化模型方面已经做了大量的研究工作，结构面扩展的模型也已经开始发展。山体滑坡问题中的裂隙渗流的研究，需要建立流体与地质体破裂的相互作用模型。由渗流场和应力场的耦合进一步发展为裂隙渗流与不连续位移场的耦合是未来该领域重要的发展方向。

(5) 滑坡的数值分析方法

滑坡的失稳成灾是不良地质体从固体破裂演化为散体流动的力学过程。当前, 固体介质的数值分析方法主要包括基于连续体模型的有限元方法和基于非连续体模型的离散元方法, 流体介质的数值分析方法主要包括基于连续体模型的有限差分法和基于非连续模型的颗粒有限元法。在地质体演变过程中, 固体的破裂、流体的表面破浪及流体内部的空化均包含了介质从连续体到非连续体的过程。因此, 建立能够准确描述滑坡灾害孕育、成形、演化、发生、发展、结束过程的综合力学模型, 不仅可以单独体现固体/流体各自的力学行为, 而且能够描述固体与流体之间的耦合及相互转化的过程, 是未来工程地质灾害预测中数值分析方法的发展方向。

1.5 关键的科学问题

长期的研究和实践表明, 滑坡地质灾害预测需要判断和掌握地质体的当前状态, 揭示地质灾害的成灾机理和过程, 建立地质体破坏的准则, 定量地描述破坏状态和灾害发生的规模。因此, 工程地质灾害预测需要从大量的具体案例中提炼出共性问题, 集中解决三个关键科学问题: (1) 滑坡当前破坏状态识别方法, (2) 滑坡灾害成灾过程的数值计算方法, (3) 滑坡预测预报方法及理论。在解决上述关键问题的基础上, 各种不同类型的滑坡灾害可以得到科学的、定量的预测。

(1) 滑坡当前破坏状态识别方法

滑坡的力学行为具有很强的随机性和不确定性, 滑坡监测或勘察通常只能获得滑坡状态的局部信息, 不能为滑坡灾害预测提供足够的信息。通过对滑坡演化过程中状态参数的连续监测和数值在线的分析, 可以不断积累监测信息, 间接获得更多的滑坡内部破坏状态信息, 提高滑坡灾害预测的准确性。因此, 将滑坡当前破坏状态识别方法研究作为关键的科学问题, 基于滑坡监测和勘察数据, 建立实时监测信息与地质体内部破坏状态之间的联系, 依托高性能数值计算平台发展数值在线分析方法, 不断跟踪滑坡的变化, 逐步实现由局部推演全局、由现在预测未来, 达到滑坡灾害预测的目的。

(2) 滑坡灾害成灾过程的数值计算方法

滑坡灾害的演化是一个跨尺度的力学行为, 用理论分析和室内实验的方法难以定量地描述复杂结构滑坡跨尺度的运动规律, 这就需要建立滑坡成灾全过程的力学模型, 定量地描述滑坡灾害体由连续到非连续的转化过程, 揭示孔隙-裂隙介质中流体与地质体破裂的相互作用机理, 研究散体流动规律, 预测地质灾害成灾规模和范围。因此, 将滑坡灾害成灾过程的数值计算方法作为关键科学问题, 研究滑坡破坏发展过程, 发展滑坡灾害预测中的高效数值求解方法, 实现滑坡的数值模拟, 进而开发出能够解决实际工程问题的集成软件系统。

(3) 滑坡预测预报方法及理论

滑坡灾害体在多种诱发因素作用下,通常经历局部性破坏、贯穿性破坏、碎裂性破坏和运动性破坏几个阶段。研究滑坡的破坏由一个阶段演化为另一个阶段的过程对滑坡灾害预测至关重要。因此,将滑坡预测预报方法及理论作为关键的科学问题,将预测滑坡灾害成灾阶段转化为对滑坡破坏状态的判断,建立滑坡内部破裂与灾害前兆信息之间的联系,研究滑坡各破坏阶段的破坏机理和判断准则,通过往复地比对现场数据和数值模拟结果,建立可测物理量和内部状态之间的联系,发展滑坡灾害的预测理论。

1.6 本文的主要研究内容及技术路线

1.6.1 主要研究内容

本文的研究内容主要包括三个部分,即渗流-应力-破坏耦合模型研究、基于地质-监测-数模分析方法的滑坡预测预报理论研究、典型滑坡预测预报实例研究。

1.6.1.1 渗流-应力-破坏耦合模型研究

(1) 非稳态裂隙流

发展了一种新的裂隙岩体非稳态渗流数值模型。该模型将裂隙网络分解为多个单裂隙,每个单裂隙所使用的渗流控制方程由三维 NS 方程简化而来,简化后的控制方程将三维渗流问题转化为二维平面渗流问题,避免了网格划分的多尺度问题,提高了计算效率。有限差分法和流体体积法的采用使该模型可以模拟水流在裂隙内的非稳态渗流过程;经过数学推导,裂隙网络中公共边上的渗流可以由专门的控制方程进行求解,使得公共边处的压力节点能参与到整场迭代计算中,既能保证数值模型的正确性,又无需判断公共边处出入流关系。

(2) 非稳态孔隙渗流

对于宏观地质体,采用等效连续介质模型将岩体视为多孔介质,将岩石裂隙透水性平均到岩石中去,流体在孔隙介质中的流动依据达西定律。数值计算的控制微分方程包括:传导方程、平衡方程和本构方程。其中流体的传导由达西定律描述;本构方程里包含了饱和度方程、饱和度和压力之间的关系(保持曲线)、相对渗透性(表观渗透性和饱和渗透性的比值)和饱和度之间的关系。孔隙渗流采用离散元法进行数值离散,数值方法基于流体连续性方程的节点表达式,这个表达式等效于引出牛顿定律节点形式的力学常应力表达式,微分方程基于时间离散化用两种模式求解,解出对应于显式和隐式的表达式。

(3) 流固耦合

非稳态渗流数值模型同基于连续介质离散元模型的结合,可以实现岩体渗流-应力-破坏耦合,模拟岩体在水力耦合作用下的渐进破坏过程;裂隙水单元是随着地质体实际的演化

过程而逐个形成的，由于不需要组成总体渗透矩阵，减少了所需的计算机内存，同时可以避免由于不连通裂隙(孤立裂隙)存在所导致的收敛性问题。孔隙渗流与固体共用节点信息和单元网格。

1.6.1.2 基于地质-监测-数模分析方法的滑坡预测预报理论研究

滑坡灾害体在多种诱发因素作用下，通常经历局部再破坏、贯穿性破坏、碎裂性破坏和运动性破坏几个阶段，本文只研究从既有破坏到贯穿性破坏，认为当滑坡处于贯穿性破坏时即整体失稳。研究滑坡的破坏由一个阶段演化为另一个阶段的过程对滑坡灾害预测至关重要。因此，本文将滑坡渐进破坏演化规律与预测理论作为关键的科学问题，将预测滑坡灾害成灾阶段转化为对滑坡体破坏状态的判断，建立滑坡内部破裂与灾害前兆信息之间的联系，研究滑坡各破坏阶段的破坏机理和判断准则，通过往复地比对现场数据和数值模拟结果，建立可测物理量和内部状态之间的联系，发展滑坡灾害的预测预报理论。

具体来说，复杂滑坡的力学行为具有很强的随机性和不确定性，地质监测或勘察通常只能获得滑坡状态的局部信息，不能为滑坡灾害预测提供足够的信息。通过对滑坡演化过程中状态参数的连续监测和数值分析，可以不断积累监测信息，间接获得更多的滑坡内部状态信息。因此，基于滑坡监测和勘察数据，可以建立外部可测物理量与内部状态之间的联系，依托数值分析，不断跟踪滑坡体的变化，逐步实现由局部推演全局、由现在预测未来，达到滑坡灾害预测预报的目的。

1.6.1.3 典型滑坡预测预报实例研究

通过对湖北清江茅坪滑坡和重庆云阳凉水井滑坡的现场地质勘查，现场监测以及室内数值分析等多种手段和技术，遵循地质-监测-数模分析方法体系，系统地开展滑坡条件预测预报研究。

1.6.2 技术路线

依据滑坡地质勘查和监测数据，构建反映滑坡当前状态的地质模型和初始条件；提出描述滑坡非连续、非均匀、流固耦合的力学模型，将诱发地质灾害因素转化为边界条件(地表裂隙的渗流量)、地质体的几何参数(非连续材料的结构面分布)以及材料特性参数(非均匀材料的强度分布)；发展能够分析地质体既有破坏、局部破坏、贯穿性破坏、碎裂性破坏和运动性破坏的计算方法和程序，给出判断各种阶段地质体的破坏程度的力学准则；通过往复比对现场数据和数值模拟结果，建立可测物理量和内部状态之间的联系，进而通过可测物理量评价地质体的破坏程度，实现地质灾害预测。图 1-2 为滑坡条件预测预报技术路线。

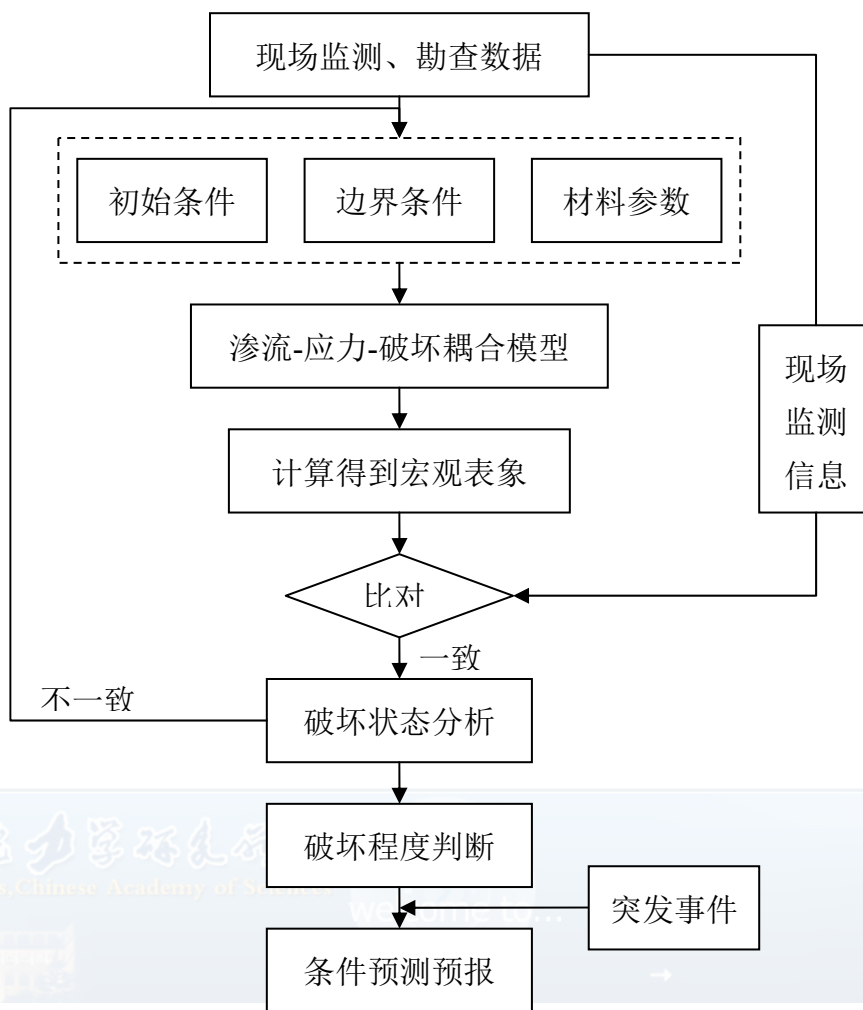


图 1-2 滑坡条件预测预报技术路线

2 渗流-应力-破坏耦合数值分析方法研究

本章重点在于解决裂隙网络的非稳态渗流问题。将裂隙网络分解为许多个单裂隙，每个单裂隙所使用的渗流控制方程由三维 NS 方程简化而来，但不同于立方定律和 Reynolds 方程。使用有限差分法进行迭代求解，自由表面的处理采用流体体积法(即 VOF 法)。单裂隙之间通过公共边进行渗流信息交换，经过数学推导，在数值模型中，这些公共边上的渗流都可以由专门的控制方程进行求解，保证数值模型的正确性。同传统方法相比，该非稳态渗流数值模型缩减了计算时间，可以模拟工程尺度上的渗流问题，而且避免了孤立裂隙所带来的影响。本文没有考虑单裂隙中粗糙度的影响，流体的雷诺数不高，属于达西渗流范畴内。

对于宏观地质体，采用等效连续介质模型将岩体视为多孔介质，将岩石裂隙透水性平均到岩石中去，流体在孔隙介质中的流动依据达西定律。数值计算的控制微分方程包括：传导方程、平衡方程和本构方程。其中流体的传导由达西定律描述；本构方程里包含了饱和度方程、饱和度和压力之间的关系(保持曲线)、相对渗透性(表观渗透性和饱和渗透性的比值)和饱和度之间的关系。

固体计算模型采用基于连续介质离散元法(continuum-medium distinct element method, CDEM)^[50]。它将任意块体单元化作一系列四面体单元，根据各个四面体的单元刚度矩阵，就可以写出任意块体的刚度矩阵，而块体之间不组成总体刚度矩阵。采用动态松弛技术来求解各个块体单元的节点水头、力和位移等变量。块体之间为接触单元，接触单元引入法向和切向弹簧根据位移和相对速度求力。固体计算的模型能够反映地质体的破坏规律，可以模拟从连续到非连续的破坏过程，其流程如图 2-1 所示。

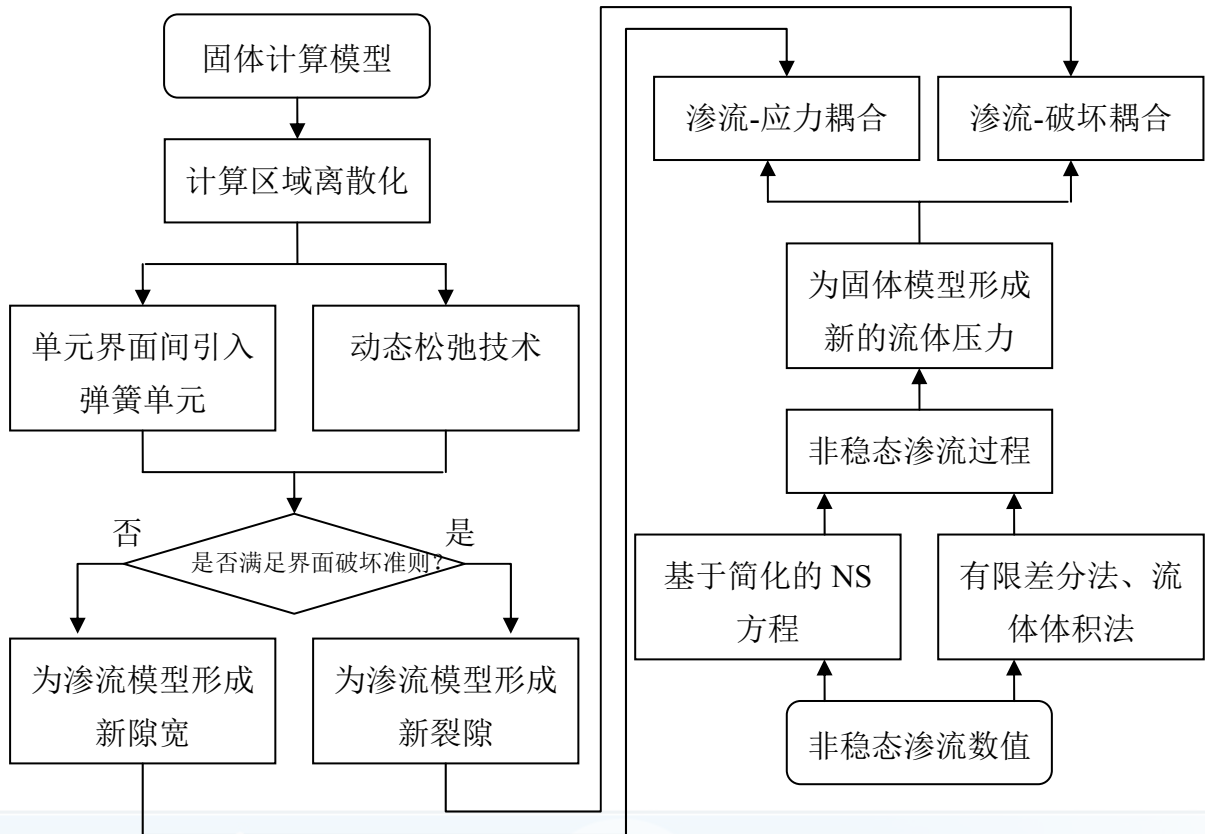


图 2-1 渗流-应力-破坏耦合流程图

2.1 单裂隙非稳态流

2.1.1 控制方程

对于不可压缩粘性裂隙流而言，如果不考虑其它假设条件，裂隙内流体满足连续性方程和三维 NS 方程^[51]：

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{div} \bar{\mathbf{u}} &= 0 \\ \frac{\partial \bar{\mathbf{u}}}{\partial t} + (\bar{\mathbf{u}} \cdot \nabla) \bar{\mathbf{u}} &= -\frac{1}{\rho} \nabla p + \nu \nabla^2 \bar{\mathbf{u}} \end{aligned} \right\} \quad 2-1$$

式中： $\bar{\mathbf{u}}$ 为速度矢量， t 为时间， ρ 为流体密度， p 为压力， ν 为运动粘性系数。

对于实际工程问题而言，裂隙的长、宽一般都在米级(工程尺度：100~200m)，而在厚度方向只有毫米级(工程尺度：<1cm)。数值模拟在解决此类问题时就会遇到多尺度问题，网格划分受到限制，运算速率降低，需要耗费很长的时间才能达到收敛。因此，需要对原模型作以下假设来解决耗时和收敛性问题：(1)假设渗流只在沿平行于裂隙面的方向发生；(2)流速沿厚度方向(z 方向)呈抛物线分布，如图 2-2 所示。

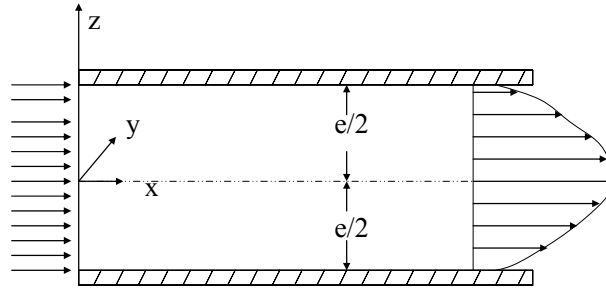


图 2-2 裂隙面内流度分布图

则流速可以写成以下矢量形式：

$$\bar{\mathbf{u}}(x, y, z, t) = \overline{\mathbf{u}_{max}}(x, y, t) \cdot \left(1 - \frac{4z^2}{e^2}\right) \quad 2-2$$

式中： $\overline{\mathbf{u}_{max}}(x, y, t)$ 为最大流速， e 为隙宽。

将式(2-2)代入式(2-1)，并沿着厚度方向对速度积分，则单裂隙流控制方程可以写为：

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{div} \overline{\mathbf{u}_{max}} &= 0 \\ \frac{2}{3} \cdot \frac{\partial \overline{\mathbf{u}_{max}}}{\partial t} + \frac{8}{15} \cdot (\overline{\mathbf{u}_{max}} \cdot \nabla) \overline{\mathbf{u}_{max}} &= -\frac{1}{\rho} \nabla p + \nu \left[\frac{2}{3} \cdot \nabla^2 \overline{\mathbf{u}_{max}} - \frac{8}{e^2} \cdot \overline{\mathbf{u}_{max}} \right] \end{aligned} \right\} \quad 2-3$$

对于上述推导，有几点需要进行说明：

(1) 公式(2-3)实质上是把公式(2-1)所代表的三维渗流问题简化为二维渗流问题，这样数值模拟就可以避免在厚度方向划网格，从而绕开网格划分的多尺度问题；

(2) 流度沿厚度方向呈抛物线分布的假设适合于达西流状态。雷诺数 Re 是评价水流是否进入达西流状态的重要指标，其物理意义是指惯性项与粘滞项的比值。许多学者从试验和数值模拟的角度对此指标进行了研究^[52]，认为临界 $Re=1800\sim 3000$ ，当 Re 大于临界值时，水流即进入非达西流状态；

(3) 公式(2-1)的物理意义表明：流体单位体积上的惯性力等于单位体积上的质量力加上单位体积上应力张量的散度。而公式(2-3)的物理意义是：把针对流体微元体的应力问题转化为微元体两端的合力平衡问题；

(4) 公式(2-3)中的速度为抛物线速度分布(图 2-2)中的最大速度，它是平均速度的 1.5 倍；

(5) 单裂隙采用有限差分法进行迭代求解，自由表面的处理采用流体体积法，这样就可以较为准确地模拟非稳态渗流过程。

2.1.2 有限差分法的数值实现

2.1.2.1 内部区域计算

以下推导过程参照中国科学院力学研究所张德良研究员主编的《计算流体力学课程》。NS 方程可以写为:

$$\frac{u^{n+1} - u^*}{\Delta t} + A(u^n) = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p^{n+1}}{\partial x} + B(u^n) \quad 2-4$$

$$\frac{v^{n+1} - v^*}{\Delta t} + A(v^n) = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p^{n+1}}{\partial y} + B(v^n) \quad 2-5$$

式中: u^{n+1} 和 v^{n+1} 为 $n+1$ 时步的速度, u^* 和 v^* 为中间速度, Δt 为时间增量, u^n 和 v^n 为 n 时步的速度, $A(u^n)$ 和 $A(v^n)$ 分别为 x 和 y 方向的对流项, p^{n+1} 为 $n+1$ 时步的压力, $\partial p^{n+1}/\partial x$ 和 $\partial p^{n+1}/\partial y$ 为压力项, $B(u^n)$ 和 $B(v^n)$ 为耗散项。

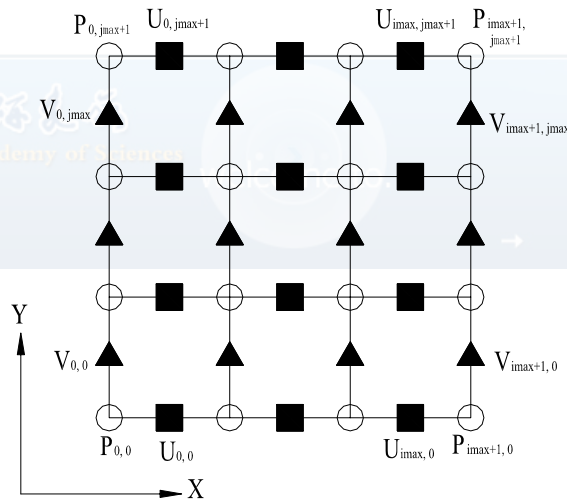


图 2-3 $imax \times jmax$ 矩形网格划分

计算域网格划分如图 2-3 所示, 其中空心圆圈代表压力节点 p_{ij} , 实心矩形代表在 x 方向的速度节点 u_{ij} , 实心三角形代表在 y 方向的速度节点 v_{ij} 。一个裂隙被划分为 $imax \times jmax$ 个正方形网格, 每个网格拥有相同的尺寸 dx 和 dy 。因此, 图 2-3 所示的内部计算区域为

$$\left. \begin{aligned} p_{ij} & \quad i=1 \sim imax, j=1 \sim jmax \\ u_{ij} & \quad i=1 \sim imax-1, j=1 \sim jmax \\ v_{ij} & \quad i=1 \sim imax, j=1 \sim jmax-1 \end{aligned} \right\} \quad 2-6$$

在速度节点 u , $A(u^n)$ 和 $B(u^n)$ 可以写为:

$$A(u^n) = FUX + FUY \quad 2-7$$

$$FUX =$$

$$\frac{2}{15dx} \left[(u_{ij} + u_{i+1,j})^2 + \alpha |u_{ij} + u_{i+1,j}| \cdot (u_{ij} - u_{i+1,j}) - (u_{i-1,j} + u_{ij})^2 - \alpha |u_{i-1,j} + u_{ij}| \cdot (u_{i-1,j} - u_{ij}) \right]^n \quad 2-8$$

$$FUY =$$

$$\frac{2}{15dy} \left[(v_{ij} + v_{i+1,j})(u_{ij} + u_{i,j+1}) + \alpha |v_{ij} + v_{i+1,j}| \cdot (u_{ij} - u_{i,j+1}) - (v_{i,j-1} + v_{i+1,j-1})(u_{i,j-1} + u_{ij}) - \alpha |v_{i,j-1} + v_{i+1,j-1}| \cdot (u_{i,j-1} - u_{ij}) \right]^n \quad 2-9$$

$$B(u^n) = \frac{2\nu}{3} \left[\frac{1}{(dx)^2} (u_{i+1,j} - 2u_{ij} + u_{i-1,j}) + \frac{1}{(dy)^2} (u_{i,j+1} - 2u_{ij} + u_{i,j-1}) - \frac{8}{e^2} \cdot u_{ij} \right]^n \quad 2-10$$

式中： n 代表时步， α 为系数。同理， $A(v^n)$ 和 $B(v^n)$ 可以写为：

$$A(v^n) = FVX + FVY \quad 2-11$$

$$FVX =$$

$$\frac{2}{15dx} \left[(u_{ij} + u_{i,j+1})(v_{ij} + v_{i+1,j}) + \alpha |u_{ij} + u_{i,j+1}| \cdot (v_{ij} - v_{i+1,j}) - (u_{i-1,j} + u_{i-1,j+1})(v_{i-1,j} + v_{ij}) - \alpha |u_{i-1,j} + u_{i-1,j+1}| \cdot (v_{i-1,j} - v_{ij}) \right]^n \quad 2-12$$

$$FVY =$$

$$\frac{2}{15dy} \left[(v_{ij} + v_{i,j+1})^2 + \alpha |v_{ij} + v_{i,j+1}| \cdot (v_{ij} - v_{i,j+1}) - (v_{i,j-1} + v_{ij})^2 - \alpha |v_{i,j-1} + v_{ij}| \cdot (v_{i,j-1} - v_{ij}) \right]^n \quad 2-13$$

$$B(v^n) = \frac{2\nu}{3} \left[\frac{1}{(dx)^2} (v_{i+1,j} - 2v_{ij} + v_{i-1,j}) + \frac{1}{(dy)^2} (v_{i,j+1} - 2v_{ij} + v_{i,j-1}) - \frac{8}{e^2} \cdot v_{ij} \right]^n \quad 2-14$$

第一步，忽略公式(2-4)~(2-5)中的压力项，并保持对流项和耗散项为 n 时步的值，这样 u^* 和 v^* 可有求得：

$$u_{ij}^* = [B(u^n) - A(u^n)] \Delta t + u_{ij}^n \quad 2-15$$

$$v_{ij}^* = [B(v^n) - A(v^n)] \Delta t + v_{ij}^n \quad 2-16$$

第二步，在求得中间速度值后，忽略公式(2-4)~(2-5)中的对流项和耗散项， $n+1$ 时步的压力值 p_{ij} 可以由以下差分格式求得：

$$\frac{p_{i+1,j}^{n+1} - 2p_{ij}^{n+1} + p_{i-1,j}^{n+1}}{(dx)^2} + \frac{p_{i,j+1}^{n+1} - 2p_{ij}^{n+1} + p_{i,j-1}^{n+1}}{(dy)^2} = \frac{\rho}{\Delta t} \left(\frac{u_{ij}^* - u_{i-1,j}^*}{dx} + \frac{v_{ij}^* - v_{i,j-1}^*}{dy} \right) \quad 2-17$$

其迭代形式为:

$$p_{ij}^{m+1} = (1-\omega)p_{ij}^m + \omega \frac{A(p_{i-1,j}^{m+1} + p_{i+1,j}^m) + B(p_{i,j-1}^{m+1} + p_{i,j+1}^m) - f_{ij}}{2(A+B)} \quad 2-18$$

式中: $A = \frac{1}{(dx)^2}$, $B = \frac{1}{(dy)^2}$, $f_{ij} = \frac{\rho}{\Delta t} \left(\frac{u_{ij}^* - u_{i-1,j}^*}{dx} + \frac{v_{ij}^* - v_{i,j-1}^*}{dy} \right)$, m 和 $m+1$ 代表迭代时

步, ω 是超松弛因子, 其作用是加速迭代过程收敛速度, ω 的最佳值一般为 1.8。

第二步, 当计算得到压力值 p_{ij} 后, 再对中间速度 u^* 和 v^* 进行修正, 得到最终速度 u_{ij}^{n+1} 和 v_{ij}^{n+1} :

$$u_{ij}^{n+1} = -\frac{\Delta t}{\rho dx} (p_{i+1,j}^{n+1} - p_{ij}^{n+1}) + u_{ij}^* \quad 2-19$$

$$v_{ij}^{n+1} = -\frac{\Delta t}{\rho dy} (p_{i,j+1}^{n+1} - p_{ij}^{n+1}) + v_{ij}^* \quad 2-20$$

原则上说空间网格尺度, 时间步长应该取足够小。但是, 实际上由于计算机内存和计算时间的限制, 网格单元不可能取得太小, 只能根据计算问题实际情况来确定。一旦空间网格单元尺寸 dx 和 dy 确定后, 时间步长 Δt 选择对计算稳定就十分重要, 这里有两个原则是必须满足:

(1) 不允许流体在一个时间步长内穿过一个网格单元。因为在差分格式建立时我们已经假定了流体仅仅在相邻单元内流动, 因此时间步长 Δt 必须满足以下不等式:

$$\Delta t < \min \left[\frac{dx}{|u|}, \frac{dy}{|v|} \right] \quad 2-21$$

一般情况下, 时间步长 Δt 取表达式中最小值的 1/3 或 1/4。

(2) 不允许流体的动量在一个时间步长内扩散到一个单元之外(当运动粘性系数 ν 不等于 0 时)。根据线性稳定性分析, 在一个时间步长内流体的动量变化必须满足以下不等式:

$$\nu \Delta t < \frac{1}{2} \frac{(dx)^2 \cdot (dy)^2}{(dx)^2 + (dy)^2} \quad 2-22$$

根据以上两个不等式, 我们可以确定时间步长 Δt 。

在确定 Δt 后, 为了保证数值稳定, 如何确定另一个参数 α 的问题也是十分重要的, 原则上 α 需要满足如下关系式:

$$1 \geq \alpha \geq \max \left[\left| \frac{u \Delta t}{dx} \right|, \left| \frac{v \Delta t}{dy} \right| \right] \quad 2-23$$

根据经验, α 应取不等式右边 $\max \left[\left| \frac{udt}{dx} \right|, \left| \frac{vdt}{dy} \right| \right]$ 最大值的 1.2~1.5 倍。如果 α 值取得过

大, 可能会引起不必要的扩散作用或光滑现象。

2.1.2.2 自由表面

在众多的自由表面追踪方法中, 流体体积法(即 VOF 法)可以与欧拉网格很好地结合, 不存在拉格朗日网格在处理流体大幅运动中因网格扭曲必须重分的问题, 且计算存储量小、应用简单、重构的界面锐利性好。应用 VOF 法处理自由表面流动的核心问题就是如何求解 VOF 输运方程。本文参照文献^[53], 利用 Youngs 法重构自由表面。Youngs 法是一种基于几何学原理求解的流体体积方程的方法。该方法在单个网格内用斜线段近似界面。

计算单元存在三种情况, 即: (1) 计算单元为流体单元, $F=1$; (2) 计算单元为自由表面单元, $0<F<1$; (3) 计算单元为空单元, $F=0$ 。

第一、第三种情况不涉及界面重构问题, 第二种情况涉及界面重构问题。为了判断网格中界面的形状, 先要计算网格内界面的法向 $\vec{n} = (n_{i,j}^x, n_{i,j}^y)$, 其中:

$$n_{i,j}^x = (F_{i+1,j+1} + 2F_{i+1,j} + F_{i+1,j-1} - F_{i-1,j+1} - 2F_{i-1,j} - F_{i-1,j-1}) / dx \quad 2-24$$

$$n_{i,j}^y = (F_{i+1,j+1} + 2F_{i,j+1} + F_{i-1,j+1} - F_{i+1,j-1} - 2F_{i,j-1} - F_{i-1,j-1}) / dy \quad 2-25$$

根据法向的正负和网格内体积函数的大小, 把界面分为 16 种。有些界面的形状相似, 只是法向的正负号不同, 而这些界面在处理中也有许多相似之处, 经过对称和翻转后把界面归为四类($n^x > 0, n^y > 0$), 如图 2-4 所示。

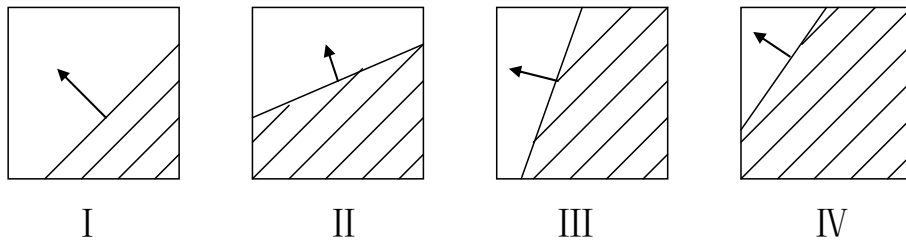


图 2-4 四种典型的界面

定义 $\beta = \arctan(-n^x / n^y)$, ($-\pi < \beta \leq \pi$)。再将 β 规格化, $\alpha = \tan^{-1}(dx \tan \beta / dy)$, ($0 \leq \alpha \leq \pi / 2$)。利用此夹角和网格内体积函数可以确定属于哪一种类型。

一旦确定了界面的类型, 就可以计算单元四条边上的流体分数, 分别用 S_t, S_r, S_b, S_l 表示上边、右边、底边和左边流体所占分数。用 F_t, F_r, F_b, F_l 表示通过上边、右边、

底边和左边的流体体积分数的输运量(以输出为准)。先求出 S_t , S_r , S_b , S_l 值, 再由 S_t , S_r , S_b , S_l 值求出界面的几何位置, 最后根据 n 时刻的速度求出输运量 F_t , F_r , F_b , F_l , 并由此确定 $n+1$ 时刻的流体体积分数。

2.1.2.3 边界条件

对于不可压缩流动问题边界的数值处理至关重要, 因为边界条件处理不当会影响全场。一些典型的边界条件处理如下:

(1) 入口边界: u, v 或者 p 是给定值;

(2) 出口边界: u, v 对 x 的一阶偏导数为零 $\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial v}{\partial y} = 0$, 即外部区域节点的速度和与之

相邻的内部区域节点相同, 满足连续方程条件。由于出口处是空气, 所以压力 $p = 0$;

(3) 固壁边界: 在固壁上要满足 $\frac{\partial u}{\partial x} = 0$, $v = 0$ 或者 $\frac{\partial v}{\partial y} = 0$, $u = 0$ 。对于 p 来说, 可以

近似地认为 $\frac{\partial p}{\partial n} = 0$, 其中 n 为固壁法线方向, 边界上的压力值可以由单元中心的压力值来确定。

(4) 搭接边界: 只在空间裂隙网络中才出现, 指不同裂隙的共同边或公共点, 将在后面章节中详细阐述。

2.1.3 算例验证

首先要校核该数值模型的正确性和测试其计算效率。对于低雷诺数情况, 单裂隙一维渗流达到稳态时, 流速的理论解为:

$$u_{theory} = \frac{ge^2}{12\nu} J \quad 2-26$$

式中: u_{theory} 为稳态渗流速度, g 为重力加速度, J 为水力梯度。

王媛等^[54]做了低流速单裂隙达西渗流试验, 裂缝模型长、宽、厚分别为 0.8m、0.1m、0.5mm; 进水口压力 $P_1=125440\text{Pa}$, 出水口压力 $P_0=0\text{Pa}$; 稳态时水力梯度 $J=16$, 雷诺数 $Re=961$ 。选取稳态后的流速 u 作为比较参数, 数值模拟、理论解和试验结果对比如表 2-1 所示。

表 2-1 数值模拟同理论解和试验结果的对比

数值模拟 $u/(m \cdot s^{-1})$	理论解 $u/(m \cdot s^{-1})$	试验结果 $u/(m \cdot s^{-1})$
2.56	2.50	2.46

从表 2-1 可以看出, 该数值模型的数值解同理论解和试验结果几乎相同, 误差在 5% 以内, 表明该数值模型正确。就同一个问题而言, 如果用式(2-1)作为控制方程, 依旧采用有限差分法和流体体积法进行迭代求解, 计算效率会大幅降低 30 倍左右。其原因是若采用式(2-1)为控制方程, 该问题就变为了一个三维问题, 数值模型中网格尺寸在厚度方向会很小, 为避免网格奇异性, 就要求网格尺寸在长和宽方向也很小, 这必然导致网格数量的增多。而若采用式(2-3)为控制方程, 则网格尺寸只需在长和宽方向进行协调, 这样就可以使每个网格的尺寸很大, 进而减少计算所需网格。理论上, 式(2-1)可能比式(2-3)的精度高, 但采用式(2-3)为控制方程的数值模型, 牺牲了一点精度却换来了计算效率的大幅提高, 而且计算出来的结果, 其精度对于工程问题来说足够了。

其次是验证该数值模型的适用性, 主要是验证其处理自由表面问题的能力。图 2-5 为单裂隙二维非稳态渗流示意图, 裂隙长和宽分别为 10m 和 7.5m, 厚度为 1mm; 上端中部和底端的压力分别为 $P_1=29400Pa$ 和 $P_0=0Pa$; 考虑重力加速度的影响 $g_y=-9.8m/s^2$; 左右两端为封闭边界。应用该数值模型可求得非稳态渗流各个时刻的压力值(图 2-7)。当水流处于稳定状态之后, 在图 2-5 中选取 $x=5$ 这条轴线上的点, 作它们的 Y 方向速度-位置曲线(见图 2-7)。可以发现, 沿着水流方向速度逐渐降低。这是由于水沿着流动方向不断扩散, X 方向的速度分量逐渐增大。

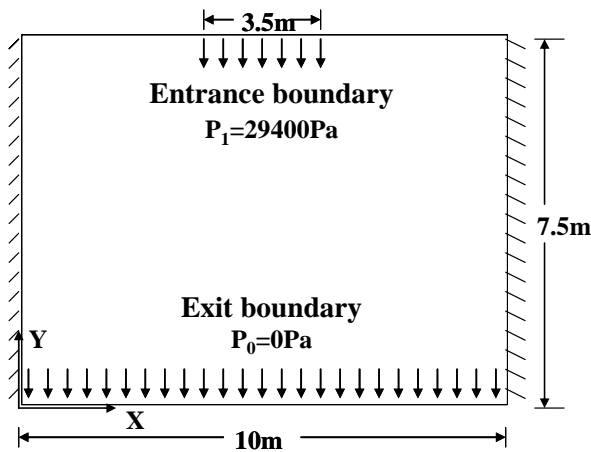


图 2-5 单裂隙二维非稳态渗流计算模型

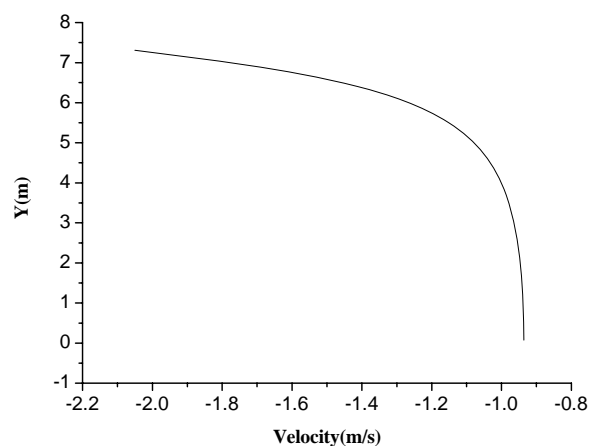


图 2-6 Y 方向速度-位置曲线

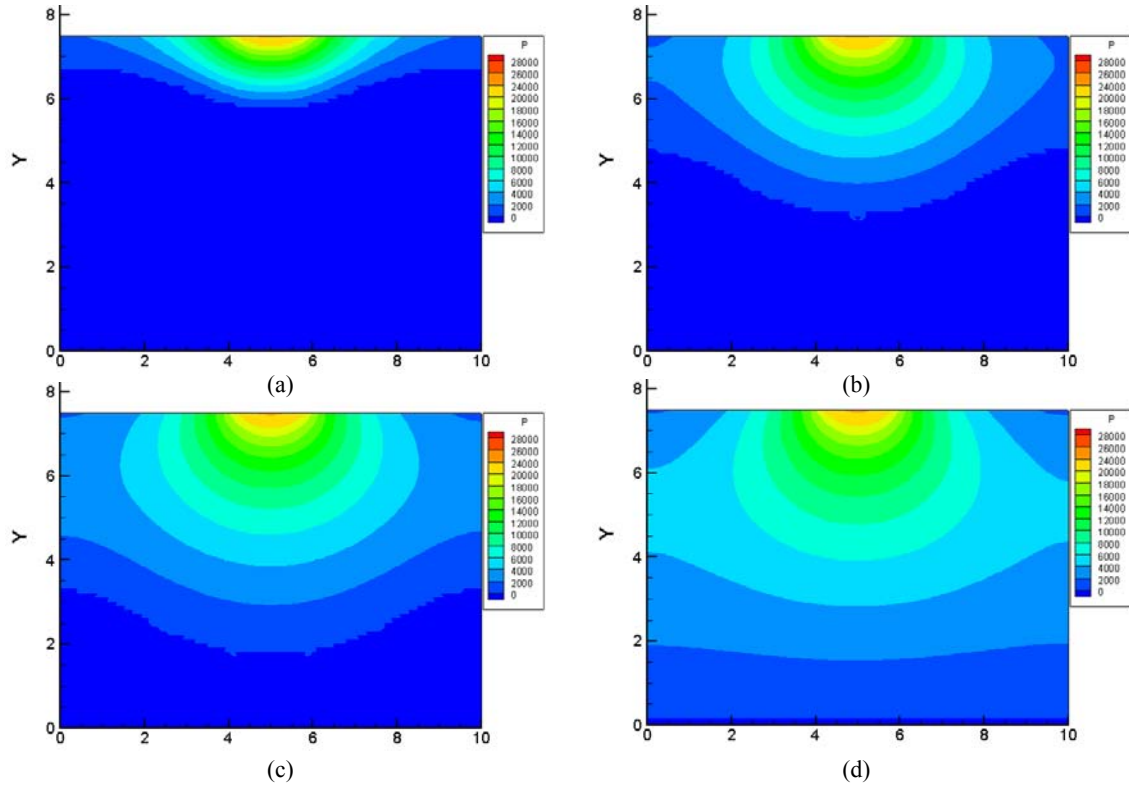


图 2-7 各个时刻的压力值: (a) $t=0.5s$; (b) $t=2.5s$; (c) $t=4.0s$; (d) $t=7.5s$ (稳态)(单位: Pa)

2.2 裂隙网络非稳态流

2.2.1 控制方程

在裂隙网络中,各单裂隙分别在自身局部坐标下进行迭代求解,在公共边处进行特殊处理。假设在公共边处水流处于瞬时稳定状态,式(2-3)中第二个方程的速度对时间偏导数项、对流项和扩散项可以忽略,那么公共边处控制方程可以简化为:

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{div} \mathbf{u}_{max} &= 0 \\ 8ve \cdot \mathbf{u}_{max} &= -\frac{e^3}{\rho} \nabla p \end{aligned} \right\} \quad 2-27$$

假设在公共边处,只考虑法线方向的流量平衡,而忽略切向方向的流量交换,则可以的得到:

$$\sum_{k=1}^I 8u_k e_k v = 0 \quad 2-28$$

$$\sum_{k=1}^I 8v_k e_k v = 0 \quad 2-29$$

式中： I 为公共边所连接的单裂隙个数， u_k 、 v_k 和 e 分别为第 k 个单裂隙 x 方向速度、 y 方向速度和隙宽。

若公共边法线方向为 x 方向，则边上的待求压力可写为：

$$p_{ij} = \frac{\sum_{k=1}^I \left(\frac{e^3 p_{i-1,j}}{\rho dx} \right)_k}{\sum_{k=1}^I \left(\frac{e^3}{\rho \cdot dx} \right)_k} \quad 2-30$$

式中： p_{ij} 为公共边待求压力， $p_{i-1,j}$ 为 x 方向相邻节点压力值， dx 为 x 方向网格尺寸，下标 k 表示括弧内的参数为第 k 个单裂隙的参数值。

同理可得，当公共边法线方向为 y 方向时：

$$p_{ij} = \frac{\sum_{k=1}^I \left(\frac{e^3 p_{i,j-1}}{\rho dy} \right)_k}{\sum_{k=1}^I \left(\frac{e^3}{\rho \cdot dy} \right)_k} \quad 2-31$$

式中： $p_{i,j-1}$ 为 y 方向相邻节点压力值， dy 为 y 方向网格尺寸。

这种处理方法保证了公共边处压力的相等，并且使得待求压力与各单裂隙相邻压力节点建立了联系，这样使得公共边处的压力节点也能参与到全场迭代计算中，无需判断公共边处出入流关系。

2.2.2 算例验证

算例 1. 水流依次从水平薄裂隙(隙宽 $e=0.5\text{mm}$)和厚裂隙(隙宽 $e=1.0\text{mm}$)通过，进水口和出水口压力分别为 $P_1=19600\text{Pa}$ 和 $P_0=0\text{Pa}$ ，如图 2-8 所示；图 2-9 为裂隙内流速随时间变化图；表 2-2 为稳定状态下数值解和理论解的对比。从图 2-9 和表 2-2 可以看出，该数值模型可以模拟整个非稳态渗流过程，各单裂隙流速和水力梯度的数值解同理论解很好地吻合，说明用该数值模型来处理裂隙网络非稳态渗流问题是符合要求的。

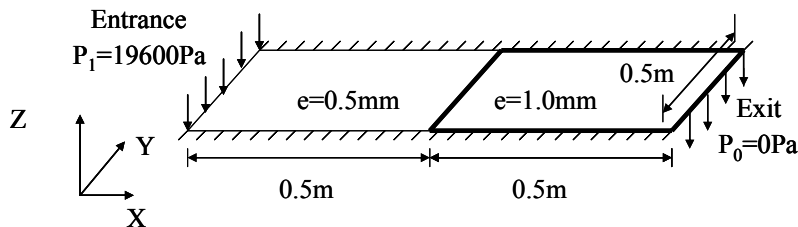


图 2-8 水流在不同厚度裂隙中流动的示意图

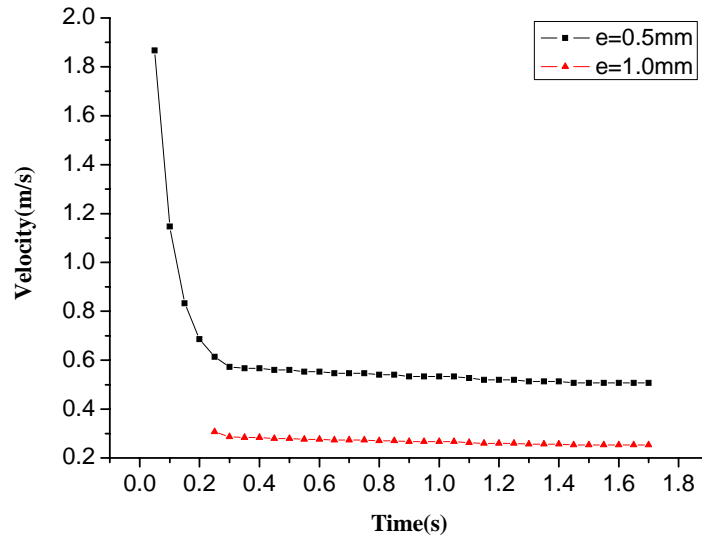


图 2-9 不同厚度裂隙的速度随时间变化图

表 2-2 稳态时数值解同理论解的对比

	薄裂隙的流速/($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	薄裂隙的水力梯度	厚裂隙的流速/($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	厚裂隙的水力梯度
数值模拟	0.51	3.52	0.25	0.41
理论解	0.55	3.55	0.275	0.44

算例 2. 由 12 条裂隙组成的三维裂隙网络, 每条裂隙长宽都为 0.5m, 开度为 0.001m, 在数值计算中划分为 40×40 个正方形网格, 入口边界压力值为 $P_1=9800\text{Pa}$, 垂直边为固壁边界, 底部和水平边为出口边界 $P_0=0\text{Pa}$ 。裂隙 OCBA 所代表的是上部裂隙, OCDE 和 OCFG 所代表的是中部裂隙, OCIH 所代表的是下部裂隙, 在 O 点处的流量如表 2-3 所示, 流量为正表示水流出, 负表示水流入。从表 2-3 可以看出, 由程序计算出的各裂隙在公共点 O 处的进出流量保持平衡, 并且程序能够很好地处理在公共点 O 的压力问题, 说明用该方法处理空间裂隙网络渗流是正确的。

表 2-3 公共点“O”处的压力和流量值

“O”点压力/(Pa)	上部裂隙流量/($\text{m}^2\cdot\text{s}^{-1}$)	中部裂隙流量/($\text{m}^2\cdot\text{s}^{-1}$)	下部裂隙流量/($\text{m}^2\cdot\text{s}^{-1}$)	流量平衡误差
2930	4.120e^{-3}	-1.132e^{-3}	-2.982e^{-3}	0.15%

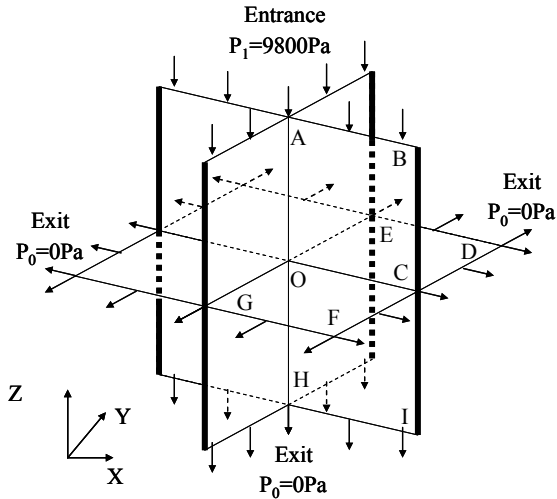


图 2-10 三维裂隙网络示意图

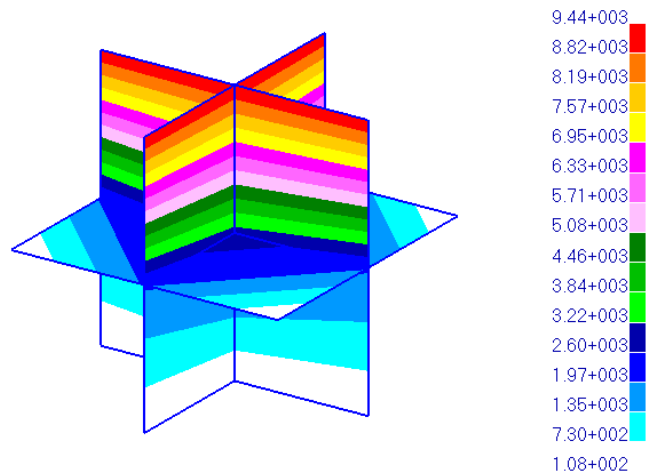


图 2-11 稳态时的压力云图(单位: Pa)

2.3 非稳态孔隙渗流

2.3.1 基本方程

传导方程:

$$q_i = -k_{ij} \hat{k}(s) [p - \rho_f x_i g_i]_{,j} \quad 2-32$$

式中: q_i 为流量, p 为孔隙压力, k_{ij} 为渗透系数张量, $\hat{k}(s)$ 为饱和度 s 的函数, ρ_f 为流体密度, g_i ($i=1,2,3$) 为三个方向的重力分量, 空气压力恒为零。

连续性方程:

$$\frac{1}{M} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{n}{s} \frac{\partial s}{\partial t} = -\frac{1}{s} q_{i,i} \quad 2-33$$

式中: M 为流体体积模量 [N/m^2], n 为孔隙度。

在程序中, 不考虑毛细压力的影响。在非饱和区(饱和度小于 1), 孔隙压力为零。 $\hat{k}(s)$ 的表达式为:

$$\hat{k}(s) = s^2(3-2s) \quad 2-34$$

2.3.2 数值解法

公式 2-33 可以写成如下形式:

$$\frac{\Delta p}{M} + \frac{n}{s} \Delta s = -\frac{1}{sV} Q_T \Delta t \quad 2-35$$

式中： Δp 为压力增量， Δs 为饱和度增量， V 为节点所代表的体积， Q_r 为节点流量， Δt 为时间增量。

在非饱和节点(孔隙压力为零)，饱和度由下式给出：

$$\Delta s = -\frac{1}{nV} Q_r \Delta t \quad 2-36$$

在饱和节点(饱和度为 1)，孔隙压力由下式给出：

$$\Delta p = -\frac{M}{V} Q_r \Delta t \quad 2-37$$

2.3.3 算例验证一

大坝模型尺寸及边界条件如图 2-12 所示，计算参数如表 2-4 所示。不同时刻水流所达到的位置和孔隙压力分布如图 2-13~图 2-15 所示。理论验算中，溢出总流量和溢出位置计算示意如图 2-16 所示，总流量计算公式如 2-38 所示。数值解和理论解的对比表 2-5 所示，从中可以看出，该非稳态孔隙渗流数值计算模型是符合要求的。

$$Q = k \rho_f g \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L} \quad 2-38$$

式中： Q 为溢出边总流量， k 为坝体渗透系数， h_1 ， h_2 和 L 所代表的物理意义如图 2-16(a) 所示。

表 2-4 计算参数

渗透率(m/s)	孔隙度	流体密度(kg/m ³)	流体体积模量(Pa)	时步(s)	重力加速度(m/s ²)
1e ⁻¹⁰	0.3	1000	1000	1e ⁵	10

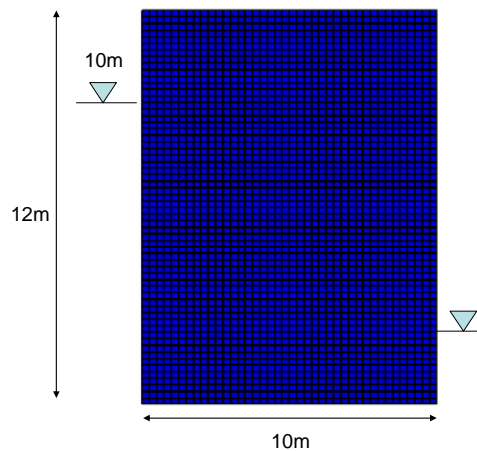
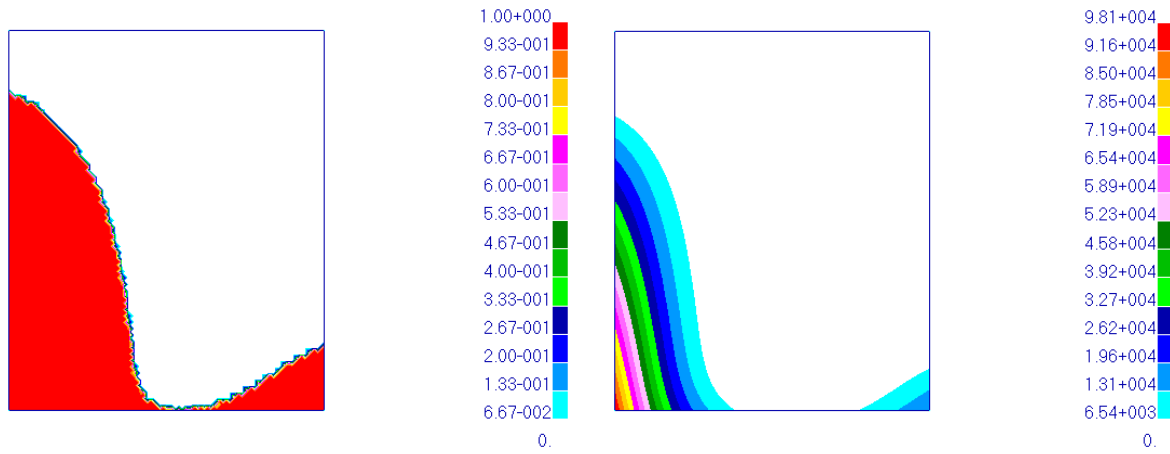
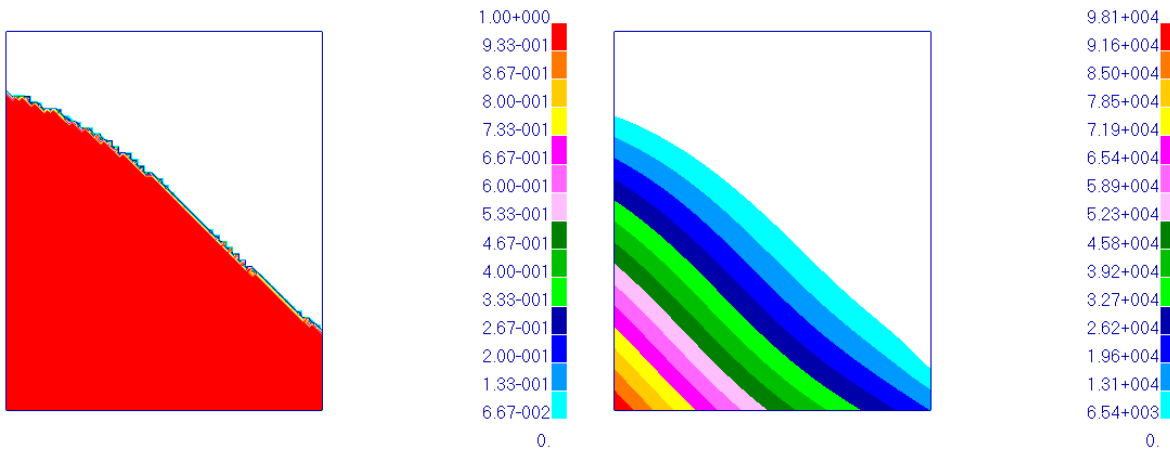


图 2-12 大坝模型尺寸及边界条件



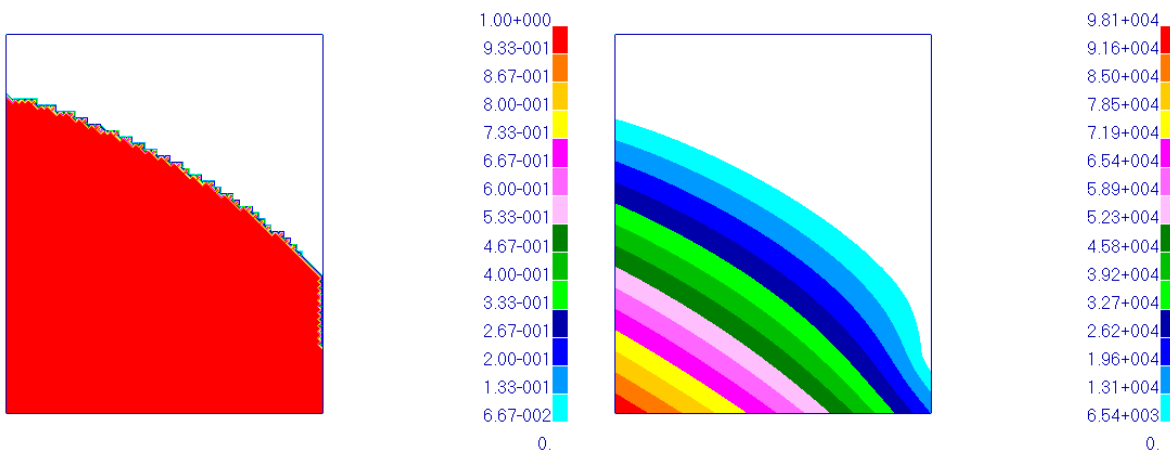
(a) 水流所到达的位置 (b) 孔隙压力分布图(单位: Pa)

图 2-13 4×10^6 s 时水流所到达的位置和孔隙压力分布图



(a) 水流所到达的位置 (b) 孔隙压力分布图(单位: Pa)

图 2-14 4×10^7 s 时水流所到达的位置和孔隙压力分布图



(a) 水流所到达的位置 (b) 孔隙压力分布图(单位: Pa)

图 2-15 1.6×10^8 s 时(稳态)水流所到达的位置和孔隙压力分布图

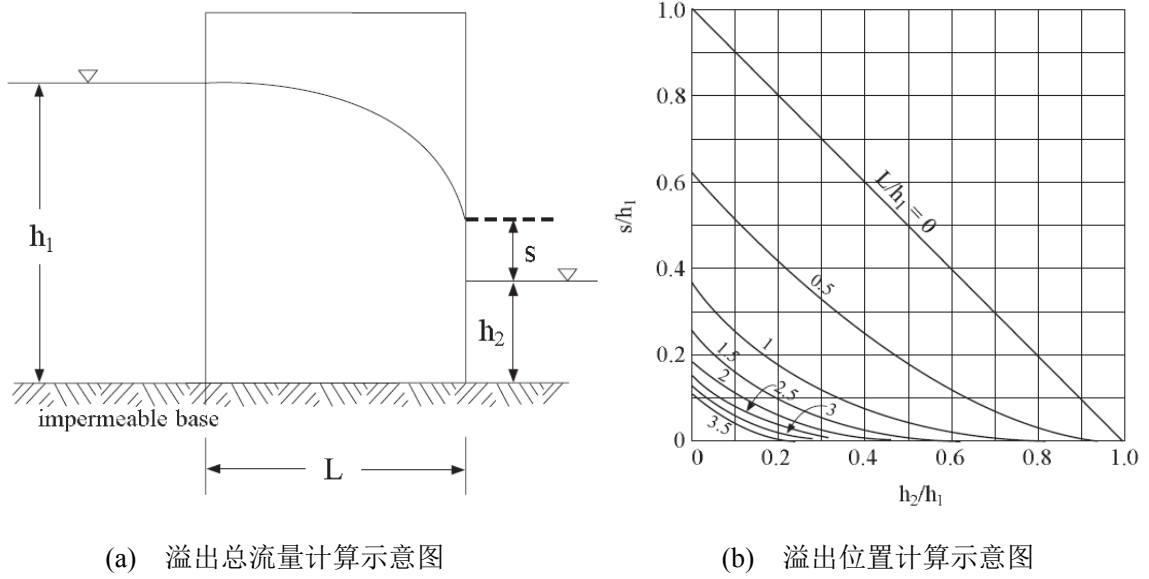


图 2-16 验算示意图

表 2-5 理论解和数值解的对比

	总流量(m ² /s)	溢出位置 s(m)
理论解	4.704e ⁻⁶	1.8
数值解	4.628e ⁻⁶	2.0

2.3.4 算例验证二

模拟库水涨落下坡体内部孔隙压力变化情况，计算模型简图和计算参数如图 2-17 和

表 2-6 所示。从图 2-18 和图 2-19 可以看出，该非稳态孔隙渗流模型能够连续模拟库水涨落情况下滑坡内部孔隙压力变化情况。

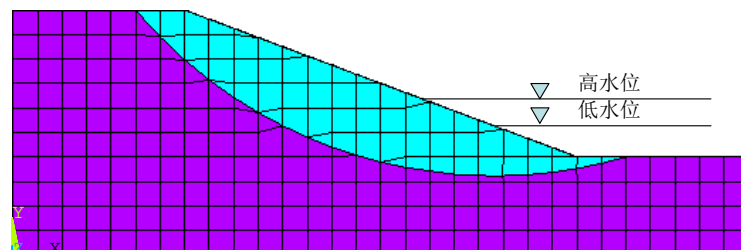


图 2-17 计算模型简图

表 2-6 孔隙渗流计算参数

介质	流体体积模量	孔隙度	孔隙初始渗透系数/($m \cdot s^{-1}$)
滑体	1.0×10^3	0.3	1.0×10^{-10}
基岩	1.0×10^3	0.3	0.0

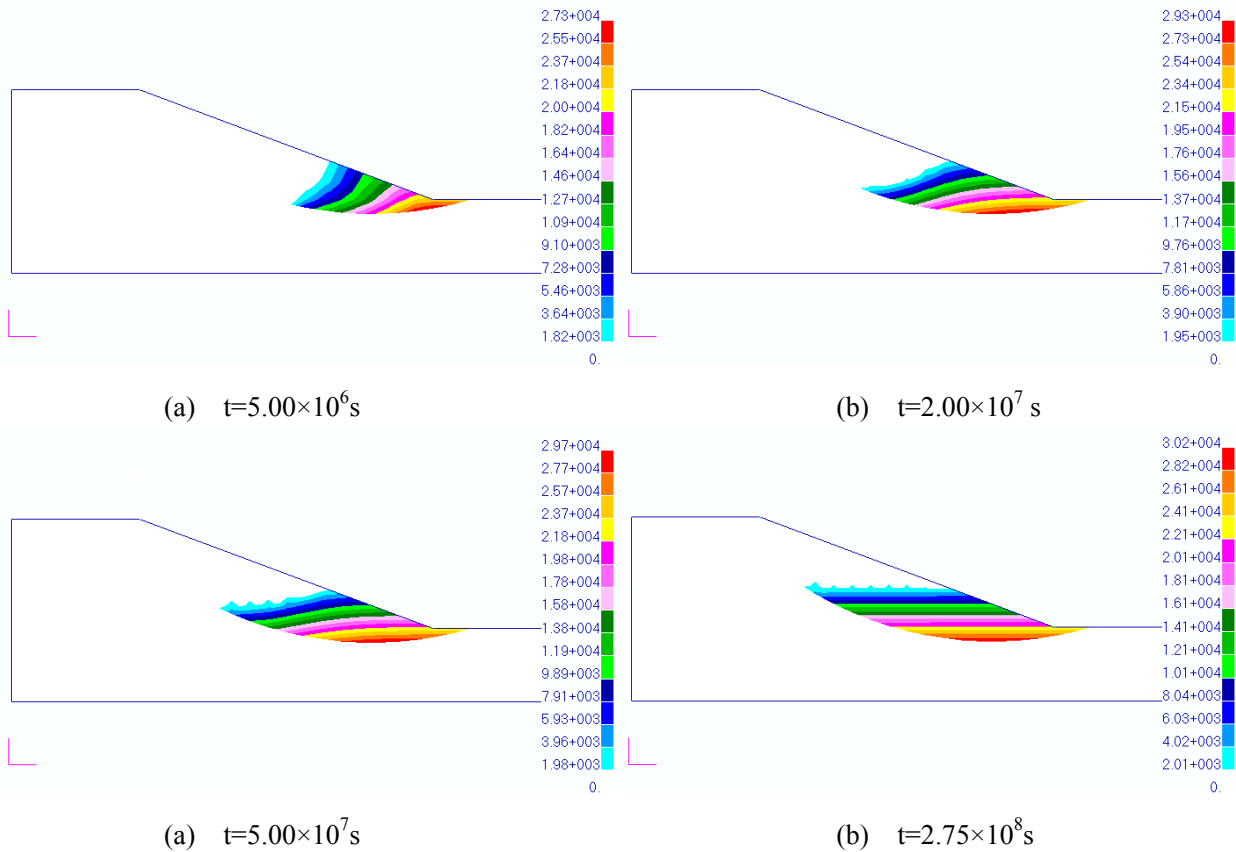
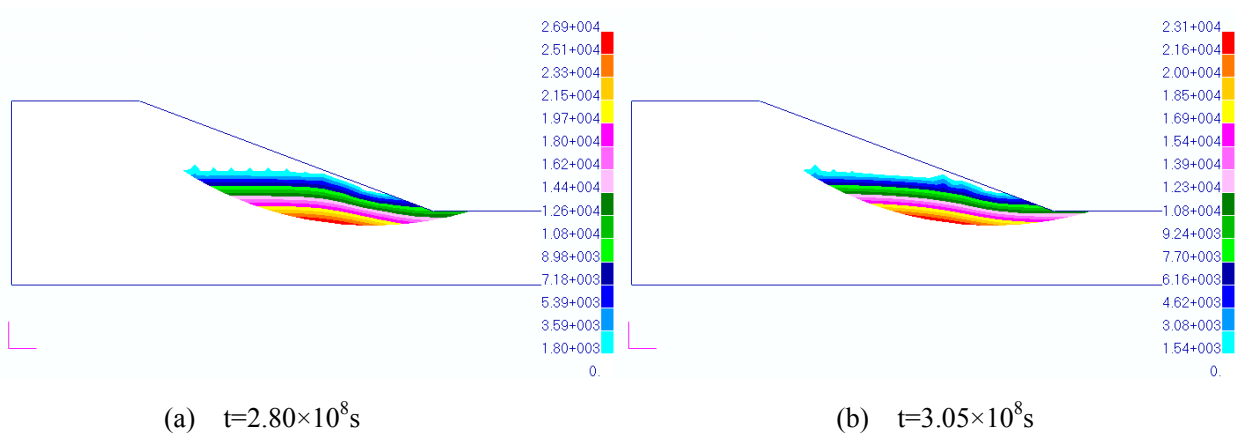


图 2-18 库水上涨时不同时刻滑坡孔隙压力图(单位: pa)



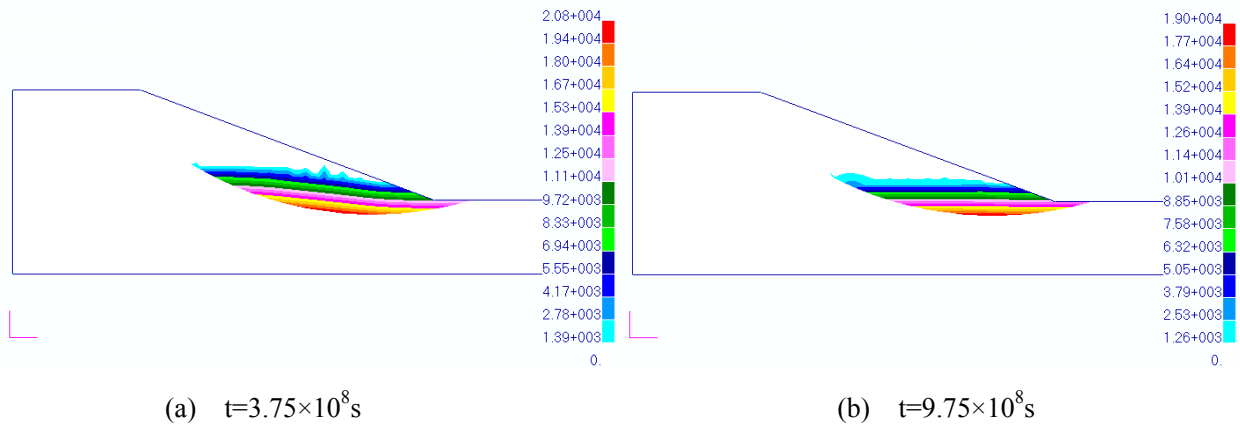


图 2-19 库水下降时不同时刻滑坡孔隙压力图(单位: pa)

2.4 固体计算模型

2.4.1 基本方程

模型中块体系统力学分析是指单个块体的力学分析和相邻块体之间的相互作用。

块体小位移弹性动态方程为

$$\sigma_{ij,j} + f_i - \rho u_{i,tt} - \alpha u_{i,t} = 0 \quad 2-39$$

应变与位移关系:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \quad 2-40$$

本构关系:

$$\sigma_{ij} = C_{ijst} \varepsilon_{st} \quad 2-41$$

式(2-39)~(2-41)中: $\sigma_{ij,j}$ 为应力张量对长度的一阶偏导数; f_i 为单位体积的体力; ρ 为密度; $u_{i,tt}$ 为位移对时间的二阶偏导数; $u_{i,t}$ 为位移对时间的一阶偏导数; α 为阻尼系数; $u_{i,j}$, $u_{j,i}$ 均为位移对长度的一阶偏导数; ε_{ij} , ε_{st} 均为应变; σ_{ij} 为应力; C_{ijst} 为 Hooke 张量。

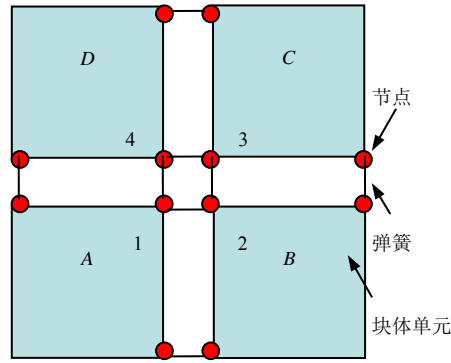


图 2-20 单元界面断裂计算模型

相邻块体之间依靠弹簧连接(见图 2-20), 采用的破坏准则为莫尔 - 库仑准则。由连续的单元边界面转化为非连续断裂面的计算方法。计算单元界面两侧单元应力(等参单元), 并计算出在单元边界上的法向和切向应力。如果其中一个单元的应力满足破坏条件:

$$\sigma_n = \sigma_r \quad 2-42$$

$$\sigma_t = c + \sigma_n \tan \phi \quad 2-43$$

式中: σ_n 为法向应力; σ_r 为结构面材料的容许拉应力; σ_t 为切向应力; c , ϕ 分别为黏聚力和内摩擦角。

将单元界面转化成为断裂面, 断裂面上的接触点的相对位移满足:

$$\Delta u_n = \frac{F_n}{K_n} = \frac{(\sigma_{n1} + \sigma_{n2})A}{2K_n} \quad 2-44$$

$$\Delta u_t = \frac{F_t}{K_t} = \frac{(\sigma_{t1} + \sigma_{t2})A}{2K_t} \quad 2-45$$

式中: Δu_n , Δu_t 分别为法向位移和切向位移; F_n , F_t 分别为法向力和切向力; σ_{n1} , σ_{n2} 均为相邻接触点的法向应力; K_n , K_t 分别为弹簧的法向刚度和切向刚度; A 为接触点所代表的面积; σ_{t1} 和 σ_{t2} 为相邻接触点的切向应力。新定义的断裂面改变了原来连续界面的特性, 应力场将会在继续计算的过程中重新调整, 此时的断裂面可能还没有完全破坏, 直至满足断裂面拉伸破坏的条件:

$$F_n = \sigma_r A \quad 2-46$$

此时,

$$F_n = 0 \quad 2-47$$

若断裂面上的受力状态, 满足剪切破坏条件:

$$F_t \geq cA + F_n \tan \phi \quad 2-48$$

此时,

$$F_t = F_n \tan \varphi \quad 2-49$$

2.4.2 动态松弛技术

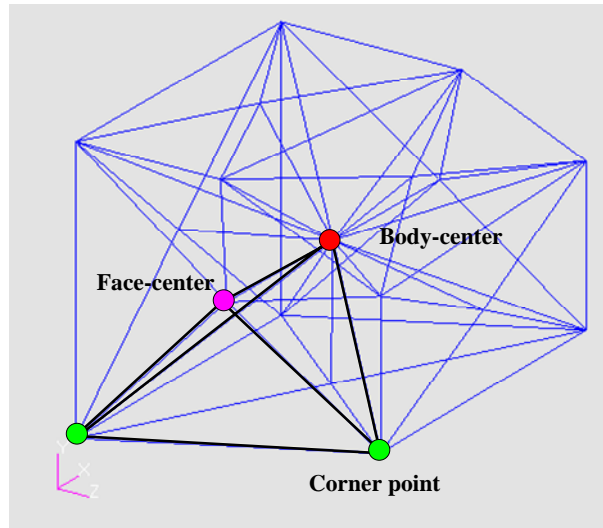


图 2-21 块体单元离散化

块体被离散为有限数量的四面体单元, 通过节点相连。在每个四面体单元中, 包含一个块体中心节点, 一个面中心节点, 棱边端部的 2 个节点(图 2-21)。块体刚度矩阵由各个四面体单元刚度矩阵组合而成。块体单元的运动方程:

$$[M]\{\ddot{u}_s\} + [C]\{\dot{u}_s\} + [K_s]\{u_s\} = \{F^{(ext)}\} \quad 2-50$$

式中: $[M]$, $[C]$, 和 $[K_s]$ 分别为质量矩阵, 阻尼矩阵和刚度矩阵; $\{\ddot{u}_s\}$, $\{\dot{u}_s\}$, $\{u_s\}$ 和 $\{F^{(ext)}\}$ 分别为加速度矢量, 速度矢量, 位移矢量和外力矢量。它们都是由块体单元中所有的四面体单元组装而成。

由于引入惯性项, 力学过程事实上是动态的, 但可以通过引入人工阻尼项使得这一过程变为准静态过程。这种数值方法归纳如下:

(1) 根据式(2-3), 计算裂隙面上每个节点的渗流压力, 把渗流压力 $\{F^{(int)}\}^J$ 和已知外力 $\{\bar{F}^{(ext)}\}^J$ 加起来得到节点合外力:

$$\{F^{(ext)}\}^J = \{F^{(int)}\}^J + \{\bar{F}^{(ext)}\}^J \quad 2-51$$

式中: J 为固体计算时步

(2) 根据式(2-50), 计算所有块体节点的不平衡力:

$$\{F^{(out-of-balance)}\}^J = \{F^{(ext)}\}^J - [C]\{\dot{u}_s\}^J - [K_s]\{u_s\}^J \quad 2-52$$

(3) 根据每个节点的不平衡力，计算每个节点的加速度：

$$\{\mathbf{a}_s\}^{J+1} = [\mathbf{M}]^{-1} \{\mathbf{F}^{(out-of-balance)}\}^J \quad 2-53$$

(4) 根据加速度 $\{\mathbf{a}_s\}^{J+1}$ 和固体时间步长 Δt_s ，同时放松所有的节点，可求得节点速度和位移：

$$\{\dot{\mathbf{u}}_s\}^{J+1} = \{\dot{\mathbf{u}}_s\}^J + \{\mathbf{a}_s\}^{J+1} \Delta t_s \quad 2-54$$

$$\{\mathbf{u}_s\}^{J+1} = \{\mathbf{u}_s\}^J + \{\dot{\mathbf{u}}_s\}^{J+1} \Delta t_s \quad 2-55$$

(5) 重复步骤(1)~(4)，直到满足收敛条件

由于动态松弛方法不需要形成总体刚度矩阵，与传统有限元(FEM)相比，所需内存较小。动态松弛方法还可以求解裂隙岩体的变形和应力，而传统有限元(FEM)在处理此类问题时将会遇到很大的困难。

2.5 渗流-应力-破坏耦合

2.5.1 裂隙网络的形成

假设研究区域初始为连续区域，划分完块体单元以后，当单元界面内所有弹簧都发生断裂破坏时，就把这个单元界面变为裂隙水单元。通过数值计算中单元界面断裂计算模型，实现模拟地质体实际的演化过程。

2.5.2 裂隙流场对应力场的影响

由于在实际情况中，裂隙水沿着裂隙迅速的流动，这个过程相对于孔隙渗流来说相当快。只考虑裂隙水流对裂隙壁法向的渗透静水压力作用，不考虑切向的拖曳力(渗透动水压力)作用，

当单裂隙中没有被充填时，裂隙水流对裂隙壁的渗透静水压力是面力，其方向垂直于裂隙壁面，对裂隙产生扩张作用。裂隙壁面渗透静水压力 p 的表达式为

$$p = \rho g(H - H_z) \quad 2-56$$

式中： H ， H_z 分别为渗流的总水头和位置水头； ρ 为水的密度； g 为重力加速度常数^[55]。

2.5.3 应力场对裂隙流场的影响

单裂隙流的立方定理^[56]为

$$q = (\gamma b^3 / 12\mu) J_f \quad 2-57$$

式中： q 为裂隙的单宽流量； b 为裂隙宽度； γ ， μ 分别为流体的容重和动力黏滞系数； J_f 为水力梯度。因此可根据下式实现应力场对裂隙流场的影响：

$$k = k_0 (b^3 / b_0^3) \quad 2-58$$

式中： k_0 ， b_0 分别为初始时刻的渗透系数和裂隙宽度； b 为任意时刻的裂隙宽度。

2.5.4 孔隙渗流场对应力场的影响

假设渗流沿着正 y 方向(见图 2-22)，从水平渗流的饱和土体中取出一个岩土体单元，长、宽、高分别为 d_x ， d_y ， d_z ；设点 1, 2, 3, 4 有相等的总水头 H_A ，点 5, 6, 7, 8 有相等的总水头 H_B ，面 3478 为基准面。则各点的水压力分别为 $h_{w1} = h_{w2} = H_A - d_z$ ， $h_{w3} = h_{w4} = H_A$ ， $h_{w5} = h_{w6} = H_B - d_z$ ， $h_{w7} = h_{w8} = H_B$ 。

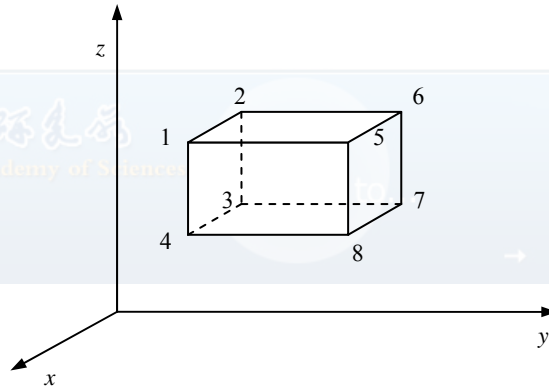


图 2-22 渗流单元示意图

沿着 x ， y ， z 方向的合力分别为： $F_x = 0$ ， $F_y = \rho_w g (H_A - H_B) d_x d_z$ ， $F_z = \rho_w g d_x d_y d_z$ 。换算成力：

$$f_x = 0, \quad f_y = \frac{\rho_w g (H_A - H_B)}{d_y}, \quad f_z = \rho_w g, \quad \text{其中 } f_y \text{ 为渗透力, } f_z \text{ 为浮力。}$$

2.5.5 应力场对孔隙渗流场的影响

孔隙渗流的渗透系数由以下公式给出：

$$k = \frac{\gamma_w R^2 n}{8\eta} \quad 2-59$$

对于饱和土，渗透系数 k 取决于流体的动力黏滞系数 η ，而 η 又与温度、介质浓度和水中气泡等因素有关， γ_w 为流体的重度，与可溶性盐的含量有关。此外，用毛细管代替孔隙

通道，半径为 R ， n 为孔隙率。 R 和 n 受土粒的颗粒大小、级配等因素影响，这些也是影响土的渗透系数的因素

在程序中，根据下式计算不同时步岩土体的渗透系数，实现应力场对渗流场的影响^[57]：

$$k = k_0 \exp(-\alpha\sigma) \quad 2-60$$

式中： k_0 为 $\sigma=0$ 时的渗透系数， σ 为有效应力， α 为待定系数。

2.5.6 孔隙渗流场和裂隙流场的耦合

在实际计算中，库水涨落和降雨引起水头改变的同时，也可作为孔隙渗流和裂隙的变边界条件。相比较于孔隙渗流而言，裂隙流或者是库水涨落的速度非常快。上一个时步中，在库水涨落和降雨引起水头改变的情况下只计算裂隙流，产生的裂隙流场水头分布和由库水涨落所引起的水头改变作为孔隙渗流的变边界条件，在后面的时步中，裂隙流不参与计算，而只有孔隙渗流参与计算，所以可以做如下假设：只考虑降雨和库水涨落的最终状态，裂隙流产生的水头分布和由库水涨落所引起的水头改变作为孔隙渗流的变边界条件，从而实现孔隙渗流场和裂隙流场的耦合。相当于第一类边界条件中变水头边界：

$$H|_{B_1} = H_1(x, y, z, t) \quad (x, y, z) \in B_1 \quad 2-61$$

式中： $H|_{B_1}$ 为孔隙渗流水头边界条件， H_1 为裂隙流产生的水头分布， B_1 为孔隙渗流场和裂隙流场耦合的区域。

2.5.7 计算流程图

本文采用弱耦合算法来实现这两种相互作用方式。时间触发的弱耦合算法在调用渗流求解器的时步内，要求隙宽是固定的。裂隙网络中求出的渗流压力和连续介质所求出的孔隙压力转化为块体裂隙表面节点的外载荷，调用固体求解器计算块体系统在渗流压力和其它外载荷作用下的应力、应变和位移。固体求解器计算出的相邻两节点之间的法向相对位移，被作为裂隙开度应用于公式(2-58)中，作为下个渗流计算时步的已知条件。例如，如图 2-23 所示，渗流求解器计算出的 A_f 节点渗流压力被施加到相应的块体节点 A_b^1 和 A_b^2 上，由固体求解器计算出 A_b^1 和 A_b^2 之间的法向相对位移，并将该相对位移作为 A_f 节点处的裂隙开度。

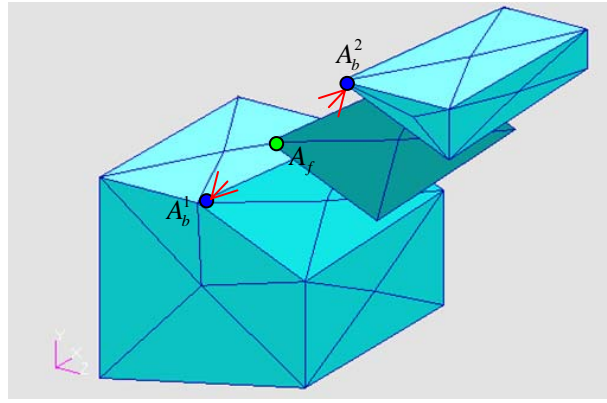


图 2-23 渗流-应力-破坏耦合示意图

这种方法可以使流体和固体具有不同的模拟区域。没有必要像全耦合那样，还需要模拟无渗流块体的流体运动。具体流程如图 2-24 所示。其中 T 和 T_s 分别为总流体计算时间和总固体计算时间， N 为流固迭代次数， tol_F 和 tol_u 为收敛准则， e^{N+1} 代表(N+1)时步的隙宽。

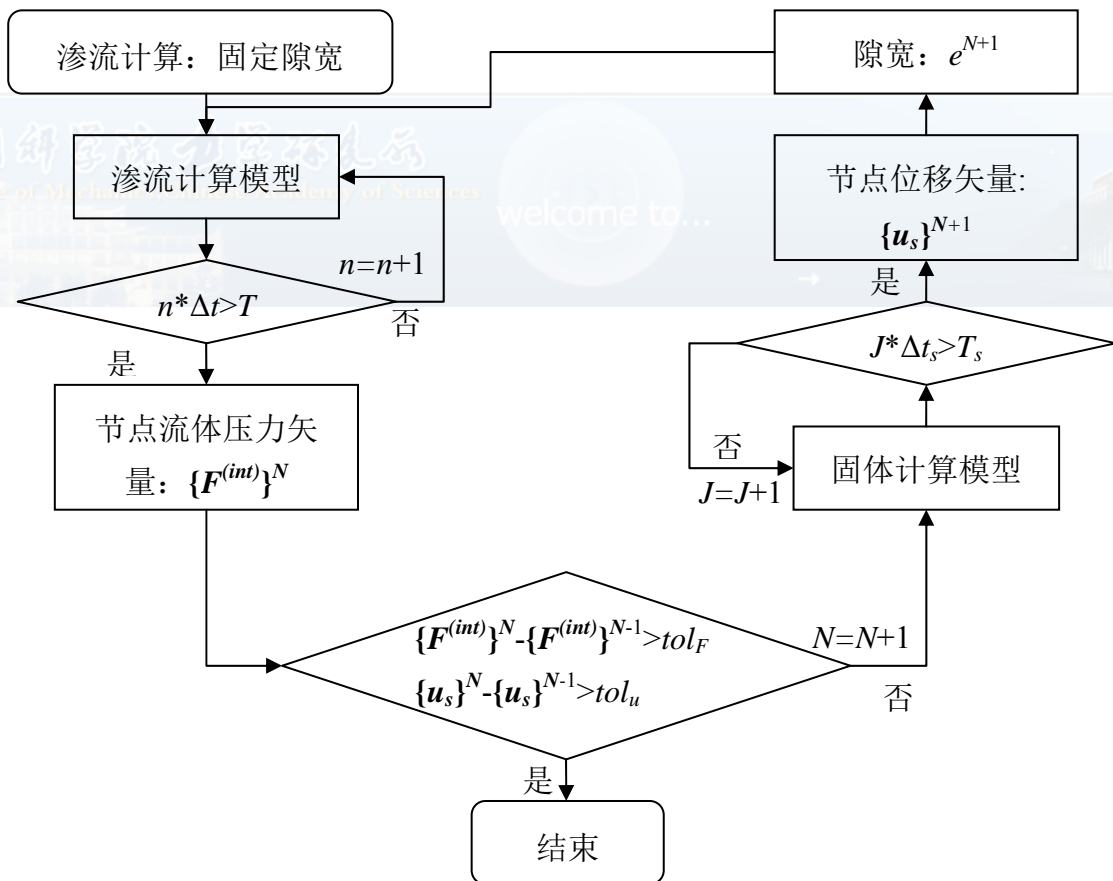


图 2-24 渗流应力耦合流程图

2.6 算例验证

引入一个库水涨落影响下的堆积层滑坡模型。不同于纯土体坡体，堆积层滑坡的滑带通常就是滑动面，而不需要通过计算得出圆弧滑动面，当然堆积层滑坡滑体部分也能够通过计算出现次级滑动面。本文弧形滑带事先网格划分好，代表古滑坡的滑动面(图 2-25)。

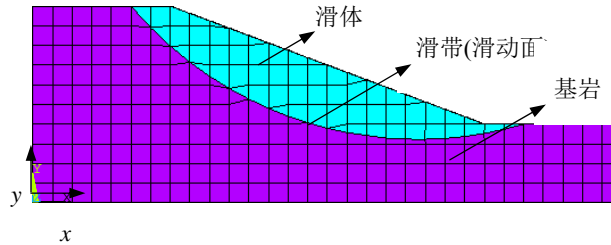


图 2-25 古滑坡示意图

棋盘式网格划分，并不代表裂隙。裂隙的产生由单元界面断裂计算模型实现，在计算中，当达到一定的破坏准则时，裂隙是沿着单元网格边界产生，而不通过块体内部破坏来产生。当网格划分足够密时，即使是棋盘式的网格划分，也能够很好地反应坡体内部的破坏规律，更为重要的是这种方法易于程序的编写，并且可节省大量的计算时间。只要存在水的作用，岩土块体模型和弹簧模型的黏聚力和内摩擦角都降低 30%。计算模型的参数见表 2-7、表 2-8 和表 2-9 所示，计算模型网格划分如图 2-26 所示。

表 2-7 计算模型几何和材料参数

左边高度 /m	右边高度 /m	倾角 /(°)	坡长 /m	平均滑体 厚度/m	弹性模量/Pa	泊松比	密度 /(kg·m ⁻³)
10	4	21	16	3	8.75×10^8	0.2	2200

表 2-8 裂隙流计算参数

黏性系数 μ /(Pa·s)	重力加速度 g /(m·s ⁻²)	密度 ρ (kg·m ⁻³)	储水系数 S /(m ⁻¹)	缝宽 b /m
1.0×10^6	9.8	1.0×10^3	5.0×10^{-3}	1.0×10^{-3}

表 2-9 孔隙渗流计算参数

介质	流体体积模量	孔隙度	孔隙初始渗透系数/(m·s ⁻¹)
滑体	1.0×10^3	0.3	1.0×10^{-2}
基岩	1.0×10^3	0.3	0.0

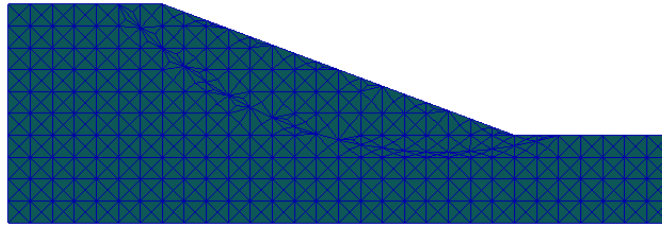


图 2-26 模型网格划分图

利用程序分别对古滑坡在自重作用下、库水骤降情况下以及库水骤降和暴雨联合作用下进行数值模拟，得出以下结论：

(1) 从图 2-27(a)，和图 2-29(a)和图 2-30(a)可以看出，库水骤降时边坡内部弹簧破裂较多，而库水上涨时边坡内部弹簧破裂较少。这是由于相比较于库水上涨，库水骤降更不利于库区边坡的稳定性^[63]。

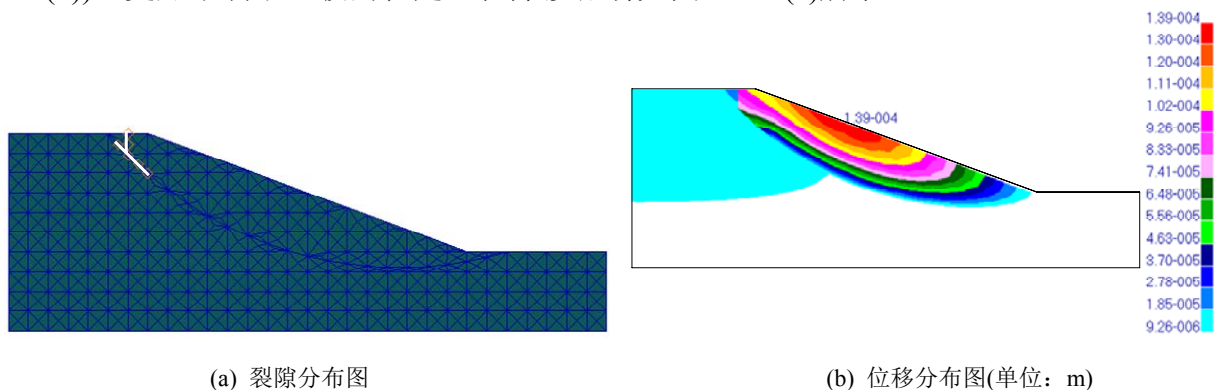
(2) 库水上涨对边坡会产生两个影响：一是浮托力，二是降低黏聚力、内摩擦角等物理参数；后者肯定不利于边坡稳定性；而前者则不能一概而论。如果浮托力只是影响边坡的抗滑段，则不利于边坡稳定，如果浮托力影响下滑段的范围远远大于阻滑段，那么就有利于边坡稳定。

(3) 库水骤降除产生浮托力和降低岩土体物理参数外，对边坡岩土体骨架还会产生第三个影响，即渗透力；一般情况下，渗透力的存在对边坡的影响占主导作用。

(4) 比较图 2-27(b)，图 2-29(b)和图 2-30(c)，可以发现与自重作用下相比，边坡在库水上涨和骤降情况下，位移变化不大，边坡只是在内部产生渐进破坏，没有最终失稳。

(5) 在涨水时，边坡体内浸润线位置大致与库水水位线齐平(见图 2-28)，水对岩土体材料只有浮托力，无渗透力；而骤降时，浸润线位置呈一条曲线分布(图 2-30(b))，这时既有浮托力，又有较高的渗透力。

(6) 在库水骤降和暴雨的极端不利情况下，边坡开始失稳。这时在滑坡体内部，滑面逐渐趋于贯通(见图 2-31(a))。而在滑坡底部，产生了大量的表面裂隙，水迅速入渗(见图 2-31(b))，更加不利于边坡的稳定。孔隙渗流场如图 2-31 (c)所示。



(a) 裂隙分布图

(b) 位移分布图(单位: m)

图 2-27 自重作用下裂隙和位移图

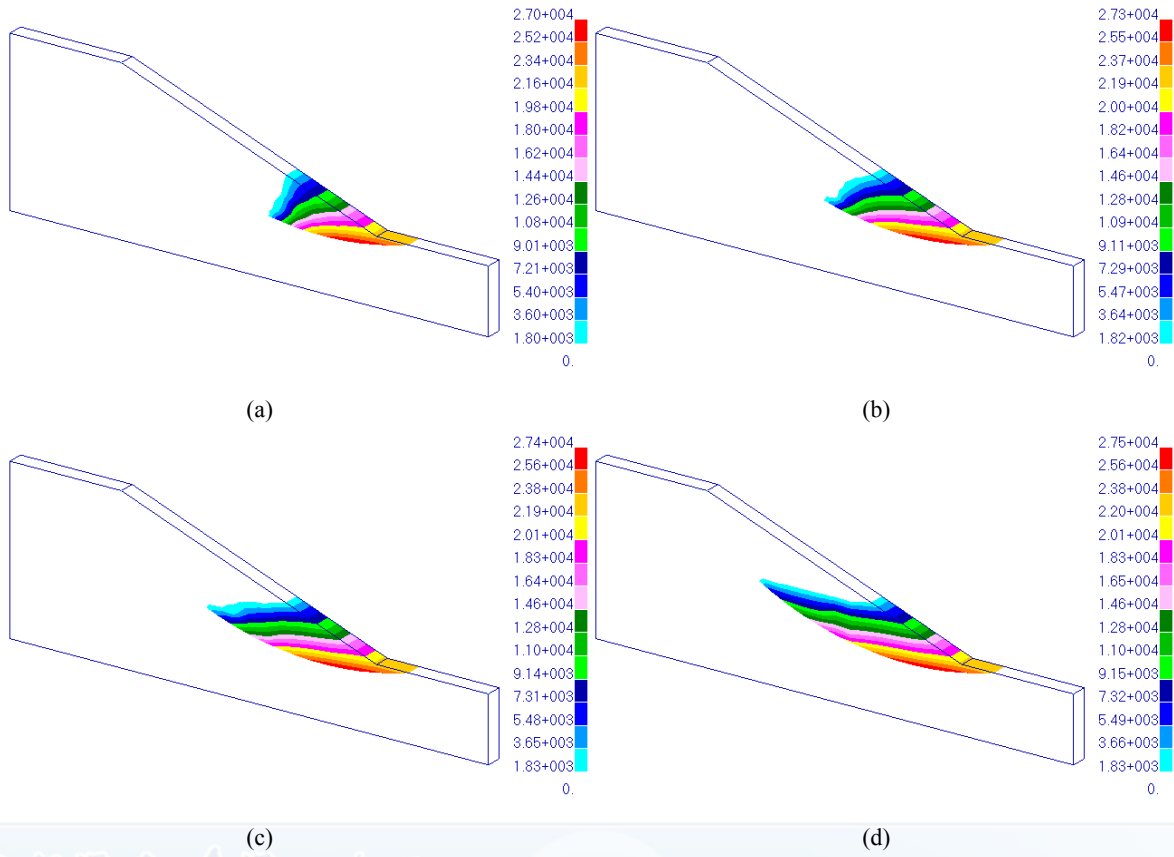


图 2-28 库水上涨情况下各个时刻的压力值:

(a) $t=300s$; (b) $t=900s$; (c) $t=1500s$; (d) $t=2000s$ (稳态) (单位: Pa)

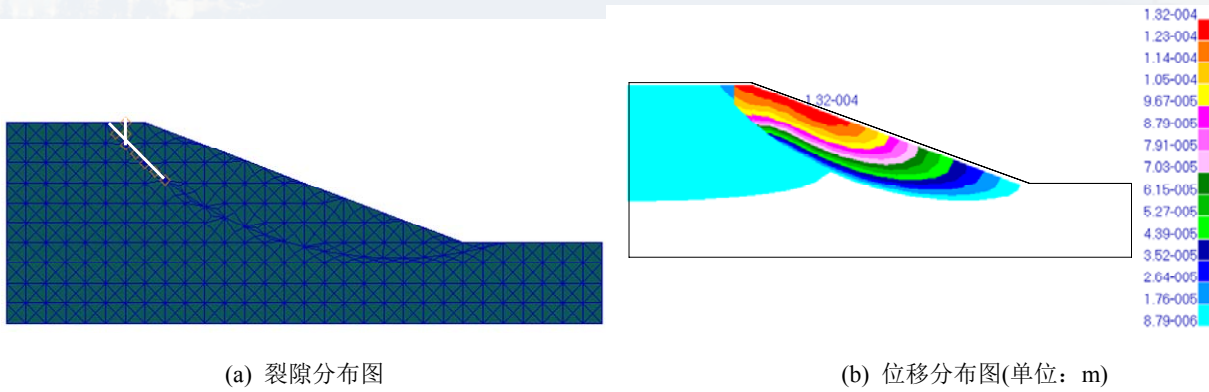
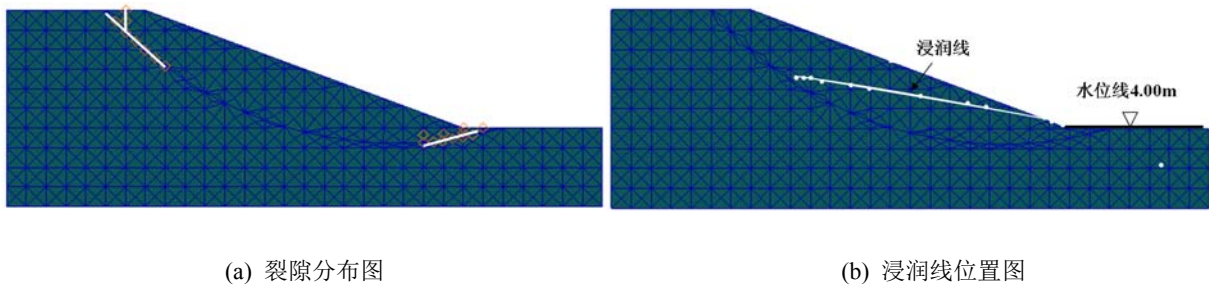
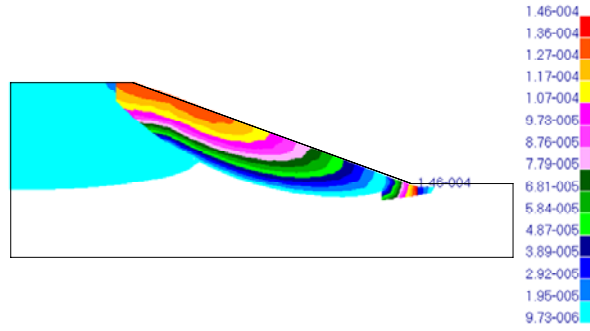


图 2-29 库水上涨情况下裂隙和位移分布图



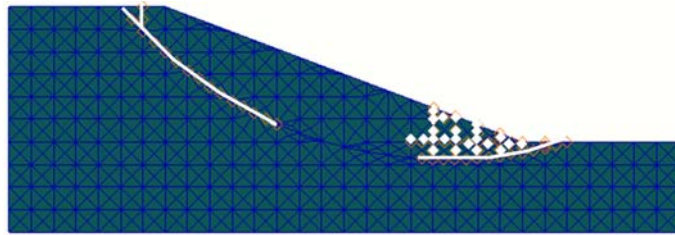
(a) 裂隙分布图

(b) 浸润线位置图

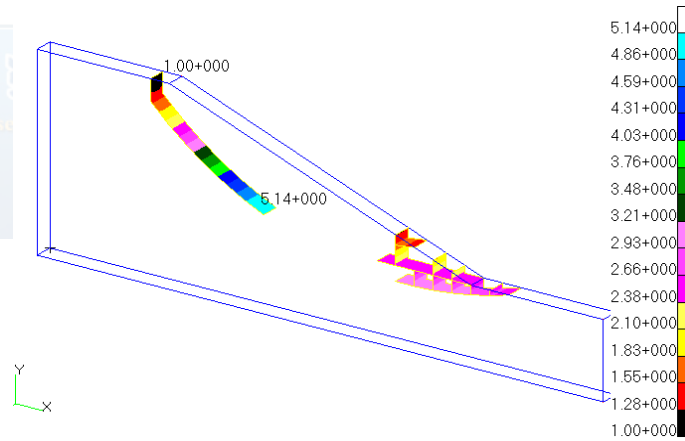


(c) 位移分布图(单位: m)

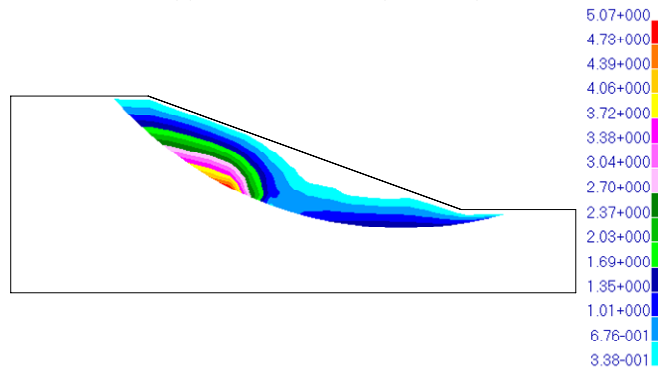
图 2-30 库水骤降情况下裂隙、位移和浸润线分布图



(a) 裂隙分布图



(b) 裂隙流场分布图(单位: m)



(c) 孔隙渗流场分布图(单位: m)

图 2-31 库水骤降和暴雨情况下裂隙及裂隙和孔隙渗流场分布图

2.7 小结

(1) 本文发展了一种新的裂隙岩体非稳态渗流数值模型。该模型将裂隙网络分解为多个单裂隙，每个单裂隙所使用的渗流控制方程由三维 NS 方程简化而来，简化后的控制方程将三维渗流问题转化为二维平面渗流问题，避免了网格划分的多尺度问题，提高了计算效率。有限差分法和流体体积法的采用使该模型可以模拟水流在裂隙内的非稳态渗流过程；

(2) 经过数学推导，裂隙网络中公共边上的渗流可以由专门的控制方程进行求解，使得公共边处的压力节点能参与到整场迭代计算中，既能保证数值模型的正确性，又无需判断公共边处出入流关系；

(3) 实现了稳定/非稳定孔隙渗流数值模拟，可以模拟带自由表面的孔隙渗流问题，如库水涨落引起的坡体内部孔隙压力的变化；

(4) 非稳态渗流数值模型同基于连续介质离散元模型的结合，可以实现岩体渗流-应力-破坏耦合，模拟岩体在水力耦合作用下的渐进破坏过程；裂隙水单元是随着地质体实际的演化过程而逐个形成的，由于不需要组成总体渗透矩阵，减少了所需的计算机内存，同时可以避免由于不连通裂隙(孤立裂隙)存在所导致的收敛性问题。

(5) 数值计算结果表明，渗流-应力-破坏耦合模型对于库水型滑坡和降雨型滑坡的研究有比较大的帮助，为其他类似问题的研究奠定了基础。

3 基于地质-监测-数模分析方法的滑坡预测预报理论研究

3.1 滑坡渐进破坏演化规律与预测预报理论

滑坡灾害体在多种诱发因素作用下，通常经历局部再破坏、贯穿性破坏、碎裂性破坏和运动性破坏几个阶段(见图 3-1)，本文只研究从既有破坏到贯穿性破坏，认为当滑坡处于贯穿性破坏时即整体失稳。研究滑坡的破坏由一个阶段演化为另一个阶段的过程对滑坡灾害预测至关重要。因此，本文将滑坡渐进破坏演化规律与预测理论作为关键的科学问题，将预测滑坡灾害成灾阶段转化为对滑坡体破坏状态的判断，建立滑坡内部破裂与灾害前兆信息之间的联系，研究滑坡各破坏阶段的破坏机理和判断准则，通过往复地比对现场数据和数值模拟结果，建立可测物理量和内部状态之间的联系，发展滑坡灾害的预测预报理论。

具体来说，复杂滑坡的力学行为具有很强的随机性和不确定性，地质监测或勘察通常只能获得滑坡状态的局部信息，不能为滑坡灾害预测提供足够的信息。通过对滑坡演化过程中状态参数的连续监测和数值分析，可以不断积累监测信息，间接获得更多的滑坡内部状态信息。因此，基于滑坡监测和勘察数据，可以建立外部可测物理量与内部状态之间的联系，依托数值分析，不断跟踪滑坡体的变化，逐步实现由局部推演全局、由现在预测未来，达到滑坡灾害预测预报的目的。

具体实现上述预测理论需要依靠“地质-监测-数模分析”方法(见图 3-2)，它包括四个部分：(1) 基于地质信息的滑坡当前状态评判；(2) 基于监测信息的滑坡当前状态评判；(3) 基于滑坡当前状态评判的数值模拟反分析；(4) 基于数值模拟反分析的条件预测预报，即根据给定的外界条件进行滑坡稳定性的预测。条件预测预报的目的并不是给出发生滑坡灾害的具体日期，而是给出在什么样的条件下会发生滑坡灾害，发生什么样的滑坡灾害。

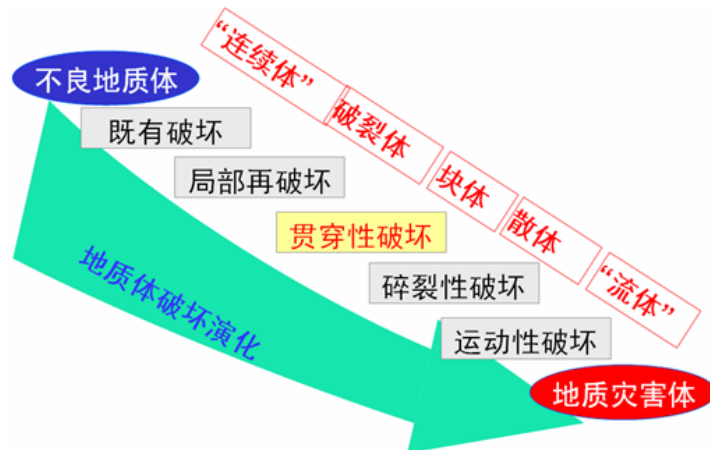


图 3-1 滑坡渐进破坏演化阶段示意图

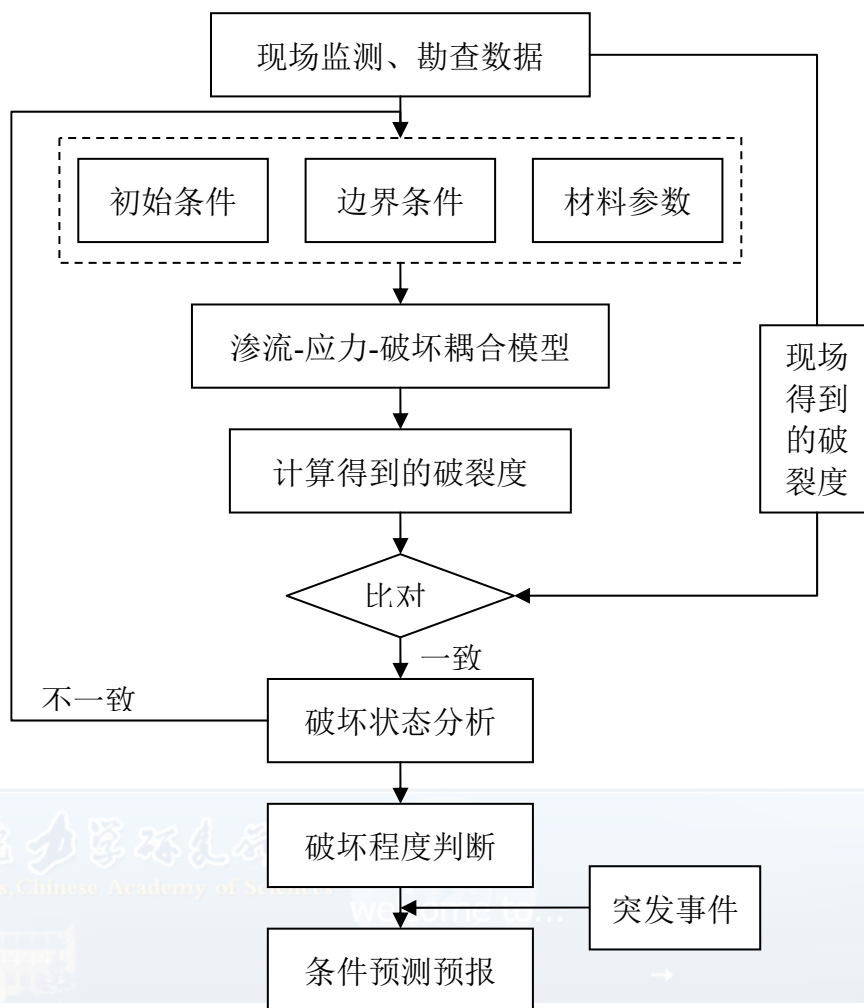


图 3-2 地质-监测-数模分析方法流程图

3.2 基于地质信息的滑坡当前状态评判

3.2.1 地质分析方法

通过分析影响滑坡稳定性的主要地质环境因素和内外动力地质作用，并结合宏观变形破坏迹象，定性综合评判滑坡的稳定性。

评价指标有三类：

第一类：主要地质环境因素。包括滑坡类型、坡面坡度、前缘临空状况、沟谷切割程度，岩土体结构、性质和结构面特征。

第二类：主要动力地质作用。包括地下水作用、地表水(河流、水库等)作用、暴雨强度及降雨过程、地震、后缘加载前缘开挖等人类工程活动及其强度等。

第三类：滑坡的宏观变形迹象，主要包括裂缝、位错、陷落、鼓胀等，是判断滑坡稳定性的直接标志。

滑坡当前状态的具体评判标准见表 3-1 所示(据《崩塌、滑坡、泥石流监测规范 DZ/T 0221-2006》和《滑坡防治工程勘查规范 DZ/T 0218-2006》)。

表 3-1 滑坡当前状态评判标准

破坏阶段	稳定性状态	破裂度定量评价标准	定性判别标准
既有破坏	稳定	$D_b < 0.5$	滑坡外貌特征后期改造很大, 滑坡洼地基本难以辨认, 滑体地面坡度平缓($\leq 10^\circ$), 前缘临空低缓(一般 $< 5\text{m}$, 坡度 $< 15^\circ$), 滑体内冲沟切割已至滑床; 滑面起伏较大, 且倾角平缓($\leq 10^\circ$), 滑面饱和阻抗比 > 0.8 ; 滑坡残体透水性良好, 剪出口一带泉群分布且流量较大; 滑距较远, 能量已充分释放, 残体处于稳定状态; 滑坡周围无新的堆积物加载来源, 滑坡前缘已形成河流侵蚀的稳定坡型或有河流堆积。经分析和实地调查, 找不出可导致整体复活的主要动力因素, 人类工程活动程度很弱或不存在
局部再破坏	基本稳定	$0.5 \leq D_b < 0.7$	滑坡外貌特征后期改造较大, 滑坡洼地能辨认但不明显或略有封闭, 滑体地面平均坡度较缓($10^\circ \sim 20^\circ$), 滑坡前缘临空比较低缓(高度 $15\text{m} \sim 30\text{m}$, 坡度 $15^\circ \sim 20^\circ$), 滑体内沟谷已切至滑床; 滑面形态起伏, 滑面平均倾角 $\leq 20^\circ$, 滑面阻抗比 $0.6 \sim 0.8$; 滑坡残体透水性良好; 滑距较远, 能量已充分释放; 滑坡周围无新的堆积物加载来源, 滑坡前缘已形成河流侵蚀的稳定坡型。经分析和实地调查, 在特殊工况条件下其整体稳定性会有所降低, 但仅可能产生局部变形破坏
	欠稳定	$0.7 \leq D_b < 0.9$	滑坡外貌特征后期改造不大, 后缘滑坡洼地封闭或半封闭; 滑体平均坡度中等($10^\circ \sim 20^\circ$), 滑坡前缘临空较陡(高度 $30\text{m} \sim 50\text{m}$, 坡度 $20^\circ \sim 30^\circ$), 滑体内沟谷切割中等; 滑面形态为靠椅状或平面状, 滑面平均倾角 $20^\circ \sim 30^\circ$, 滑面阻抗比 $0.4 \sim 0.6$; 滑坡残体透水性一般; 滑距不太远, 能量释放不充分; 滑坡后缘有加载堆积或有一定数量的危岩体为加载来源, 滑坡前缘受冲刷尚未形成稳定坡型, 且有局部坍塌产生, 整体尚无变形迹象。经实地调查和定性分析, 在一般工况条件下是稳定的, 但安全储备不高, 在特殊工况条件下有可能整体失稳
贯穿性破坏	不稳定	$0.9 \leq D_b < 1.0$	滑坡外貌特征明显, 滑坡洼地一般封闭明显; 滑体坡面平均坡度较陡($> 30^\circ$), 滑坡前缘临空较陡(高度 $> 50\text{m}$, $> 30^\circ$), 滑体内沟谷切割较浅; 滑面呈靠椅状或平面状, 滑面平均倾角 $> 30^\circ$, 滑面阻抗比 < 0.4 , 滑体结构松散, 透水性差; 滑距短, 滑坡残体保留较多, 剪出口以下脱离滑床的体积较少; 滑坡有加载来源; 滑坡前缘受冲刷, 有坍塌产生; 滑体上近期有明显变形破坏迹象。变形迹象为滑坡变形配套产物: 后缘弧形裂缝或塌陷, 两侧羽状剪张裂缝, 前缘鼓胀、鼓丘等。经实地调查和分析, 滑体目前接近于临界状态, 且正在向不稳定方向发展, 在特殊工况下有可能大规模失稳
	失稳	$D_b = 1.0$	滑坡形成贯穿性破坏面, 并产生整体或分散性的运动

3.2.2 以裂缝体系为根据的评判方法

通过对多个滑坡变形过程与变形迹象的分析总结，当滑坡出现图 3-3 和图 3-4 所示的裂缝体系时，可以把滑坡视为处于局部再破坏阶段的不稳定状态，滑坡即将处于贯穿性破坏阶段，随时都可能发生大规模失稳。但是对于推移式滑坡和牵引式滑坡，其裂缝体系发展变化顺序有所不同。

3.2.2.1 推移式滑坡裂缝体系发展变化规律

推移式滑坡是指导致滑坡滑动的“力源”主要来自于滑坡体的中后部，坡体中后部岩土体首先滑动，推挤中前部岩土体产生变形。因此，推移式滑坡的地表裂缝体系往往显示出如下的发展变化规律：

(1) 后缘拉裂缝的形成：斜坡在重力或其它外部营力的作用下，稳定性会逐渐降低。当稳定性降低到一定程度后，坡体开始出现变形。推移式滑坡坡体的变形一般是首先在坡体后缘出现基本平行于坡体走向的断续的拉张裂缝。随着变形的不断发展，一方面拉张裂缝数量增多，分布范围增大；另一方面，各断续裂缝长度不断延伸增大，深度加大，并在地表逐渐趋于贯通，形成坡体后缘弧形拉裂缝。当坡体变形总量达到一定程度后，可能会沿裂缝逐级下错，并相继在后缘出现多级弧形拉裂缝和下错台坎(见图 3-3)。

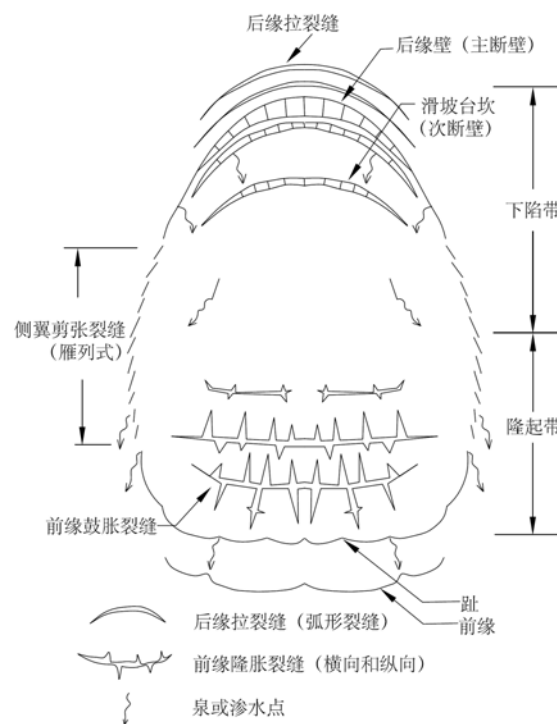


图 3-3 推移式滑坡的裂缝体系

(2) 中段侧翼剪张裂缝的产生：滑坡体后段发生下滑变形并逐渐向前滑移的过程中，随着变形量级的增大，后段的滑移变形及所产生的推力将逐渐传递到坡体中段，并推动滑坡中段向前产生滑移变形。中段滑体被动向前滑移时，将在其两侧边界出现剪应力集

中现象，并由此形成剪切错动带，产生侧翼剪张裂缝(见图 3-3)。随着中段滑体不断向前滑移，侧翼剪张裂缝呈雁行排列的方式不断向前扩展、延伸，直至坡体前部。一般条件下，侧翼剪张裂缝往往在滑坡体的两侧同步对称出现。如果滑坡体滑动过程中具有一定的旋转性，或坡体各部位滑移速率不均衡，也会在滑坡体一侧先产生，然后再在另一侧出现。

(3) 前缘隆胀裂缝形成：如果滑坡体前缘临空条件不够好，或滑动面在前部具有较长的平缓段甚至反翘段，滑体在由后向前的滑移过程中，将会受到前部抗滑段的阻挡，并在阻挡部位产生压应力集中现象。随着滑移变形量不断增大，其变形和推力不断向前传递，无法继续前行的岩土体只能以隆胀的形式协调不断从后面传来的变形，并由此在坡体前缘产生隆起带。隆起的岩土体在纵向(顺滑动方向)受中后部推挤力的作用产生放射状的纵向隆胀裂缝，而在横向上岩土体因弯曲变形而形成横向隆胀裂缝(见图 3-3)。

当上述裂缝体系都已出现，并形成基本圈闭的地表裂缝形态时，表明坡体滑动面已基本贯通，坡体整体失稳破坏的条件已经具备，滑坡即将发生。

3.2.2.2 牵引式滑坡裂缝体系发展变化规律

当坡体滑动面倾角相对较均匀、平缓，或前缘临空条件较好(如坡体前缘为一陡坎)，或前缘受流水冲刷掏蚀、库水位变动、人工切脚等因素影响时，在重力作用下坡体的变形往往首先发生在前缘。前缘岩土体发生局部垮塌或滑移变形后，形成新的临空面，并由此导致紧邻前缘的岩土体又发生局部垮塌或滑移变形，依此类推，在宏观上表现出从前向后扩展的“牵引式”滑动模式。牵引式滑坡地表裂缝体系一般具有如下的发展变化规律：

(1) 前缘及临空面附近拉张裂缝产生：当坡体前缘临空条件较好，尤其是坡脚受流(库)水侵蚀、人工开挖切脚等因素的影响时，在坡体前缘坡顶部位出现拉应力集中，并产生向临空方向的拉裂一错落变形，出现横向拉张裂缝。

(2) 前缘局部塌滑、裂缝向后扩展：随着变形的不断增加，前缘裂缝不断增长、加宽、加深，形成前缘次级滑块。随着前缘次级滑块不断向前滑移，其将逐渐脱离母体，为其后缘岩土体的变形提供了新的临空条件。紧邻该滑块的坡体失去前缘岩土体的支撑，逐渐产生新的变形，形成拉张裂缝，并向后扩展，形成第二个次级滑块，依此类推，逐渐形成从前至后的多级弧形拉裂缝、下错台坎和多级滑块(图 3-4)。

(3) 侧翼剪张裂缝的产生：在斜坡的拉张变形从前向后扩展过程中，由于存在向前的滑移变形，在滑移区的两侧边界将产生与推移式类似的侧翼剪张裂缝。不过，雁行排列的剪张裂缝也是跟随着滑移变形从前向后扩展的。

当坡体从前向后的滑移变形扩展到后缘一定部位时，受斜坡体地质结构和物质组成等因素的限制，变形将停止向后的继续扩展，进一步的变形主要表现为呈叠瓦式向前滑移，直至最后的整体失稳破坏。

当然，如果整个坡体的坡度较大，或岩土体力学参数较低，坡体稳定性较差时，也有可能从前向后各次级滑块各自依次独立滑动，而不一定以整体滑动的形式出现。

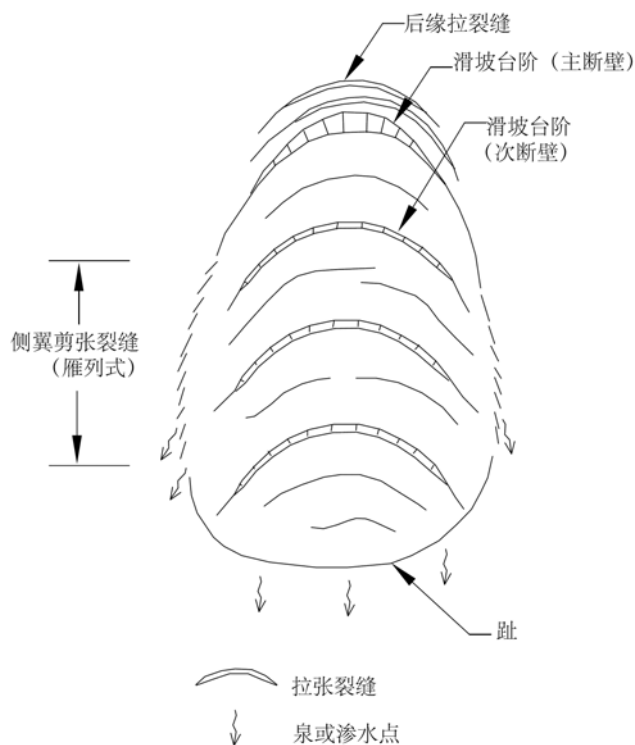


图 3-4 牵引式滑坡的裂缝体系

3.3 基于监测信息的滑坡当前状态评判

3.3.1 斜坡变形演化的三阶段理论

大量滑坡实例的监测数据表明：在重力作用下，斜坡岩土体的变形演化曲线具有如图 3-5 所示的三阶段演化特征。将三阶段之前的滑坡状态定义为既有破坏阶段；三阶段定义为局部再破坏阶段；三阶段之后的状态定义为贯穿性破坏阶段。

第 1 阶段(AB 段)：初始变形阶段，滑坡基本稳定，破裂度 $0.5 \leq D_b < 0.7$ 。坡体变形初期，变形从无到有，坡体中开始产生裂缝，变形曲线表现出相对较大的斜率，但随着时间的延续，变形逐渐趋于正常状态，曲线斜率有所减缓，表现出减速变形的特征。因此该阶段常被称为初始变形阶段或减速变形阶段。

第 2 阶段(BC 段)：等速变形阶段，滑坡欠稳定，破裂度 $0.7 \leq D_b < 0.9$ 。在初始变形的基础上，在重力作用下，斜坡岩土体基本上以相同(近)的速率继续变形。因不时受到外界因素的干扰和影响，其变形曲线可能会有所波动，但此阶段变形曲线总体趋势为一倾斜直线，宏观变形速率基本保持不变，因此此阶段又称为匀速变形阶段。

第 3 阶段(CF 段)：加速变形阶段，滑坡不稳定，破裂度 $0.9 \leq D_b < 1.0$ 。当坡体变形发展到一定阶段后，变形速率会呈现出不断加速增长的趋势，直至坡体整体失稳(滑坡)之前，变形曲线近于陡立，这一阶段被称为加速变形阶段。

上述斜坡变形演化的三阶段规律是斜坡岩土体在重力作用下变形演化所遵循的一个普遍规律。应牢牢把握此时间演化规律，根据监测曲线准确地判断斜坡所处的破坏阶段。

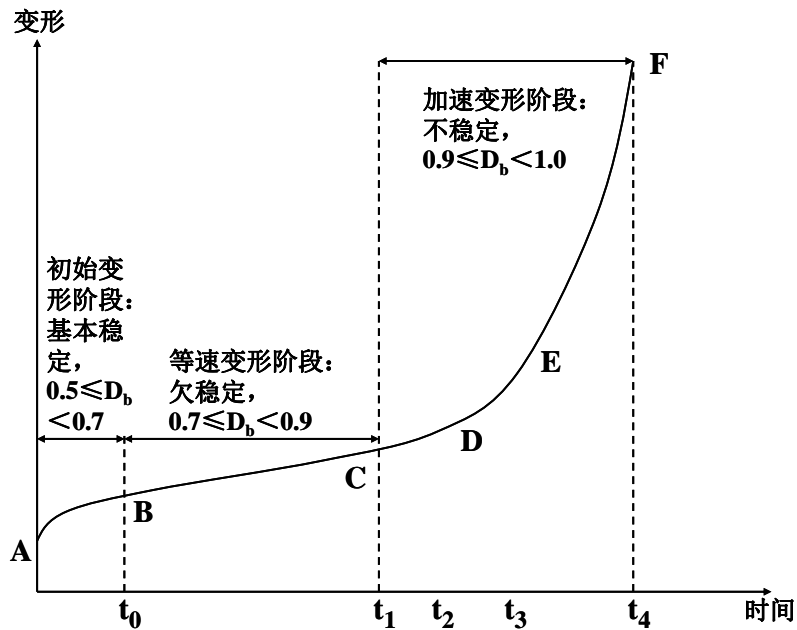


图 3-5 斜坡变形的三阶段演化图示

3.3.2 斜坡不同变形阶段对外界扰动的响应

现代非线性科学理论认为，同一事物，处于不同的发展演化阶段，其对外界扰动的响应是不一样的。如果将斜坡发展演化过程中可能遭受的各种外界因素，如降雨、库水位变动、人类工程活动等通称为广义荷载作用，并用 P 来表示；将斜坡经受广义荷载作用后所产生的响应(如位移、应变、声发射和破裂度等状态变量)定义为 R ，则广义荷载与系统响应之间具有如图 3-6 所示的关系。设荷载增量为 ΔP 时，所对应的响应增量为 ΔR ，定义响应率 X 为：

$$X = \lim_{\Delta P \rightarrow 0} \left(\frac{\Delta R}{\Delta P} \right) \quad 3-1$$

图 3-6 表明，当荷载较小时，系统处于稳定状态，这时 P 与 R 之间的关系为线性关系或近似线性关系。随着荷载的不断增大，广义荷载与系统响应之间将逐渐转变为非线性增长关系，系统的响应率会不断增大。当广义荷载逐渐接近临界值 P_{cr} ，即系统趋于不稳定时，其响应率 $\Delta R / \Delta P$ 将骤然增大。当系统失稳时，系统响应率趋于无穷大，这表明，当系统处于线性演化阶段时，同一量值的荷载增量 ΔP 在不同时段产生的响应率 $\Delta R / \Delta P$ 基本保持不变。但是，一旦系统进入非线性演化阶段，即使遭受同一量值的荷载增量 ΔP ，在不同时段其响应率也不一样，越到演化的后期，系统对外界荷载的响应越显著和强烈。当系统临近失稳时，即使是极其微小的荷载作用都会使系统产生剧烈的响应，并可能导致系统的崩溃(质变)。

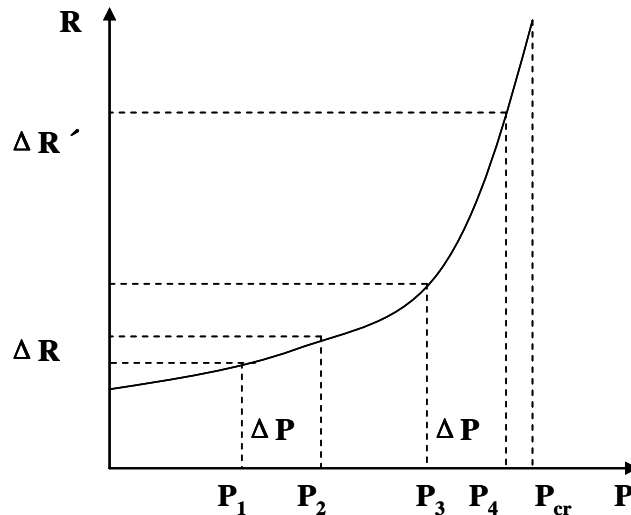


图 3-6 斜坡演化过程中广义荷载与系统响应的关系

通过图 3-6 所示广义荷载与系统响应的关系曲线, 可得出以下供滑坡预测预报借鉴的道理: 滑坡在不同的演化阶段, 对外界“事件”的响应是有差别的, 愈到发展演化的后期, 系统对外界扰动的响应愈强烈。因此, 一方面要非常重视对斜坡所处变形阶段和破坏阶段的判断, 同时要注意外界因素对斜坡变形破坏的影响。

3.4 基于滑坡当前状态评判的数值模拟反分析

针对堆积层滑坡的特殊结构, 在采用渗流-应力-破坏耦合数值分析方法时, 把滑坡分为滑体、滑带和基岩三个部分, 每个部分的材料参数不同。除此之外, 滑体和基岩采用克隆节点(位移连续)形式, 滑带采用弹簧单元形式(可以查看其破裂情况)。

因此, 对于一个给定的滑坡计算模型, 其滑面最大破裂数是确定的。引入滑面破裂度的概念, 用符号 D_b 表示, 即

$$D_b = \text{滑面破裂数} / \text{滑面最大破裂数} \quad 3-2$$

破裂度是基于渗流-应力-破坏耦合数值分析方法的特征量, 破裂度与滑坡破坏阶段和稳定性状态的关系如表 3-1 和图 3-5 所示。这样就将滑坡可测物理量和滑坡当前内部破坏状态建立了联系。

在上述工作的基础上, 可以开展数值模拟分析, 当计算出的破裂度 D'_b 和由地质信息和监测信息得出的破裂度 D_b 差值很大, 则分析产生的原因, 并对模型进行调整, 直到把计算 D'_b 和实际 D_b 吻合到最佳为止(见图 3-7)。

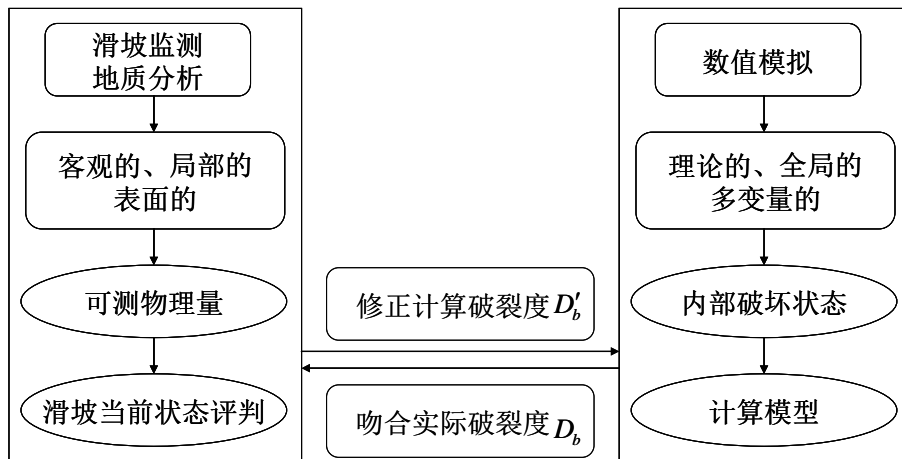


图 3-7 反分析流程图

3.5 基于数值模拟反分析的条件预测预报

3.5.1 降雨情况下条件预测预报

3.5.1.1 量纲分析

在上述建立起来的数值计算模型基础上进行条件预测预报，关键是科学地确定“条件”的种类，这样才能做到有的放矢。对于降雨来说，影响坡体稳定性的参数有：

(1)几何参数：

滑面倾角 α ；滑体厚度 t_1 ；滑体沿滑面的长度 l 以及宽度 b 。

(2)物理参数：

滑面的有效内聚力和有效内摩擦角 c' ， ϕ' ；滑体的密度 ρ_1 ；重力加速度 g ；裂隙水压力 p ，滑面渗透系数 k 。

(3)降雨参数：降雨强度 q ，降雨历时 t ，水的密度 ρ_f

上述参数可构成如下的无量纲量：

$$\alpha, \phi', t_1, \frac{l}{t_1}, \frac{b}{t_1}, \frac{p}{\rho_1 g t_1}, \frac{c'}{\rho_1 g t_1}, \frac{k}{(lg)^{1/2}}, \frac{q}{(lg)^{1/2}}, \frac{t}{l^{1/2} g^{-1/2}}, \frac{p}{\rho_f g (kqt^2)^{1/2}}$$

令 F_τ ， F_σ 分别为滑面上的切向下滑力和法向力，则

$$\frac{F_\tau}{\rho_1 g t_1} = f\left(\alpha, \frac{b}{t_1}, \frac{l}{t_1}\right) \quad 3-3$$

$$\frac{F_{\sigma}}{\rho_1 g t_1} = f' \left(\alpha, \frac{b}{t_1}, \frac{l}{t_1}, \frac{p}{\rho_1 g t_1}, \frac{k}{(lg)^{1/2}}, \frac{q}{(lg)^{1/2}}, \frac{t}{l^{1/2} g^{-1/2}}, \frac{p}{\rho_f g (kqt^2)^{1/2}} \right) \quad 3-4$$

设坡体安全系数为 k ，则

$$k = \frac{F_{\tau}}{F_{\sigma} t g \phi' + c'} = f \left(\alpha, \phi', \frac{b}{t_1}, \frac{l}{t_1}, \frac{p}{\rho_1 g t_1}, \frac{c'}{\rho_1 g t_1}, \frac{k}{(lg)^{1/2}}, \frac{q}{(lg)^{1/2}}, \frac{t}{l^{1/2} g^{-1/2}}, \frac{p}{\rho_f g (kqt^2)^{1/2}} \right) \quad 3-5$$

取其在滑面上形成的法向应力作为参量，则有

$$k = f \left(\alpha, \phi', \frac{p}{\rho_1 g t_1 \cos \alpha}, \frac{c'}{\rho_1 g t_1 \cos \alpha}, \frac{p}{\rho_f g (kqt^2)^{1/2}} \right) = f \left(\alpha, \phi', \frac{p}{\sigma}, \frac{c'}{\sigma}, \frac{p}{\rho_f g (kqt^2)^{1/2}} \right) \quad 3-6$$

式中 $\sigma = \rho_1 g t_1 \cos a$ ，表示上覆滑体压力在滑面上的法向应力。

由上式可看出，坡体的稳定性受坡角 α ，裂隙水压力与上覆岩土压力在滑面上的法向应力之比 $\frac{p}{\sigma}$ ，内摩擦角 ϕ' 以及滑带的内聚力与上覆岩土压力在滑面上的法向应力之比 $\frac{c'}{\sigma}$ 的

影响，其中裂隙水压力是关于降雨强度 q ，降雨历时 t 和滑面渗透系数 k 的函数。

3.5.1.2 降雨强度“条件”的划分

按照中国气象局规定：24 小时内的降雨量称之日降雨量，凡是日雨量在 10 毫米以下称为小雨，10.0~24.9 毫米为中雨，25.0~49.9 毫米为大雨，暴雨为 50.0~99.9 毫米，大暴雨为 100.0~250.0 毫米，超过 250.0 毫米的称为特大暴雨。首先应对滑坡区域内的降雨量作详细统计和分析，形成如图 3-8 所示的降雨强度概率函数曲线。

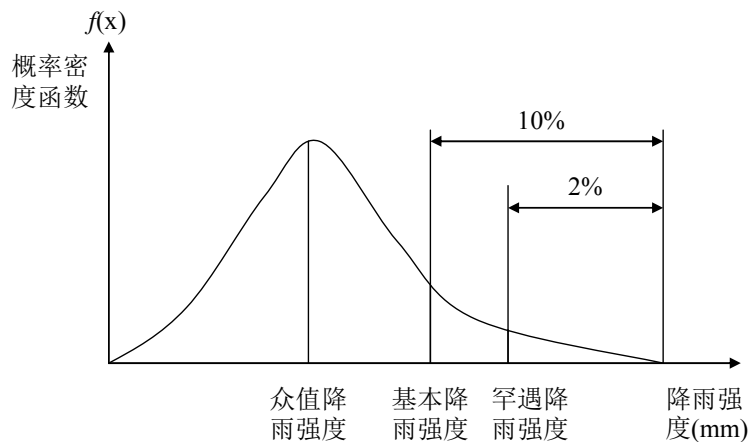


图 3-8 三种降雨强度关系示意图

从概率统计上来说，众值降雨强度就是发生机会较多的降雨强度，故可将其定义为降雨强度概率密度函数曲线峰值点所对应的降雨强度，如图 3-8 所示。如果曲线没有出现峰

值或多个峰值时，应将超越概率约 60% 的降雨强度定义为众值降雨强度。同理，将超越概率约 10% 的降雨强度定义为基本降雨强度，罕遇降雨强度超越概率约为 2%。

3.5.1.3 降雨历时“条件”的划分

统计滑坡区域一次降雨所持续的时间，按照上述方法，如果降雨历时概率密度函数曲线如图 3-9 所示，则将短降雨历时定义为降雨历时概率密度函数曲线峰值点所对应的降雨历时，将超越概率约 10% 的降雨历时定义为中降雨历时，长降雨历时超越概率约为 2%。如果曲线没有出现峰值或多个峰值时，应将超越概率约 60% 的降雨历时定义为短降雨历时。

在确定完滑坡区域内的三个标准降雨强度和降雨历时之后，以计算破裂度 D'_b 为标准，就可以在修正好的数值计算模型基础上进行条件预测预报。

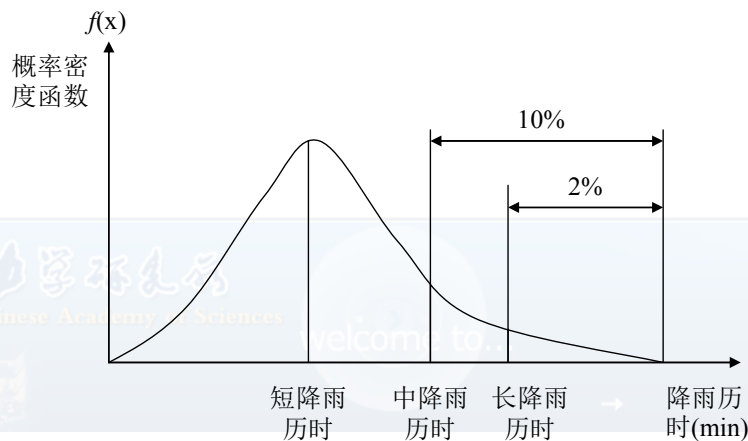


图 3-9 三种降雨历时关系示意图

3.5.2 库水涨落情况下条件预测

3.5.2.1 库水位“条件”的划分

按照现有的行业规定，库水位特征水位包括：

- (1) 校核洪水位。水库遇大坝的校核洪水时在坝前达到的最高水位。
- (2) 设计洪水位。水库遇大坝的设计洪水时在坝前达到的最高水位。
- (3) 防洪高水位。水库遇下游保护对象的设计洪水时在坝前达到的最高水位。
- (4) 防洪限制水位（汛前限制水位）。水库在汛期允许兴利的上限水位，也是水库汛期防洪运用时的起调水位。
- (5) 正常蓄水位（正常高水位，设计蓄水位，兴利水位）。水库在正常运用的情况下，为满足设计的兴利要求在供水期开始时应蓄到的最高水位。
- (6) 死水位。水库在正常运用的情况下，允许消落到的最低水位。

除此之外，还有按照多少年一遇洪水坝前水位来划分。如三峡库区建成后，汛期（6

月中旬~9月底) 水库限制水位为 145 米, 以便洪水来临时拦蓄洪水。若遇上洪水, 坝前水位达到 147.2 米(5 年一遇), 20 年、100 年和 1000 年一遇洪水坝前水位分别为 157.5 米、166.7 米和 175.0 米 5 年, 20 年, 100 年和 1000 年一遇洪水坝前水位。

如果没有如上所说的水位划分, 则应该按照概率来划分。统计滑坡区域的水文情况, 如果水位概率密度函数曲线如图 3-10 所示, 则将低水位定义为水位概率密度函数曲线峰值点所对应的水位, 将超越概率约 10% 的水位定义为中水位, 高水位超越概率约为 2%。如果曲线没有出现峰值或有多个峰值时, 应将超越概率约 60% 的水位定义为低水位。

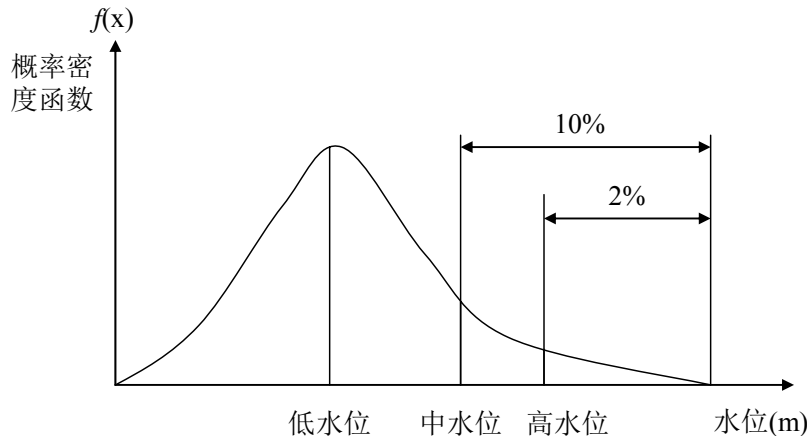


图 3-10 三种水位关系示意图

3.5.2.2 库水上涨速率“条件”的划分

如果滑坡区域水位上涨速率有明确的规定, 则采用规定的上涨速率。如果没有如上所说的上涨速率, 则应该按照概率来划分。统计滑坡区域的水文情况, 如果水位上涨速率概率密度函数曲线如图 3-11 所示, 则将正常上涨速率定义为水位上涨速率概率密度函数曲线峰值点所对应的上涨速率, 将超越概率约 10% 的水位上涨速率定义为中上涨速率, 高上涨速率超越概率约为 2%。如果曲线没有出现峰值或有多个峰值时, 应将超越概率约 60% 的上涨速率定义为正常上涨速率。

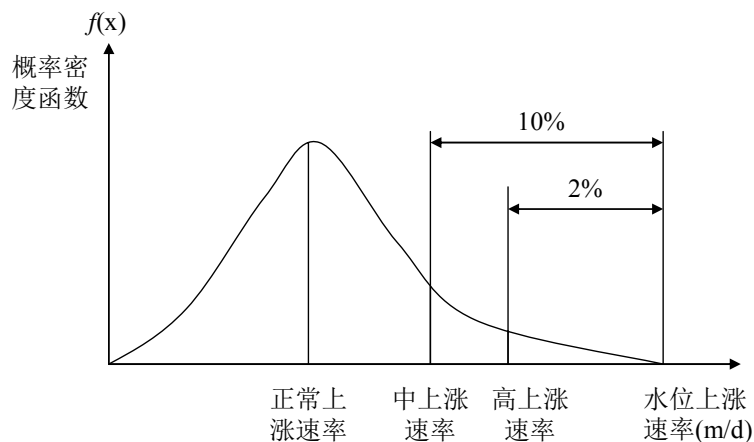


图 3-11 三种水位上涨速率关系示意图

3.5.2.3 库水下降速率“条件”的划分

如果滑坡区域水位下降速率有明确的规定，则采用规定的下降速率。如果没有如上所说的下降速率，则应该按照概率来划分。统计滑坡区域的水文情况，如果水位下降速率概率密度函数曲线如图 3-12 所示，则将正常下降速率定义为水位下降速率概率密度函数曲线峰值点所对应的下降速率，将超越概率约 10%的水位下降速率定义为中下降速率，高下降速率超越概率约为 2%。如果曲线没有出现峰值或有多个峰值时，应将超越概率约 60% 的下降速率定义为正常下降速率。

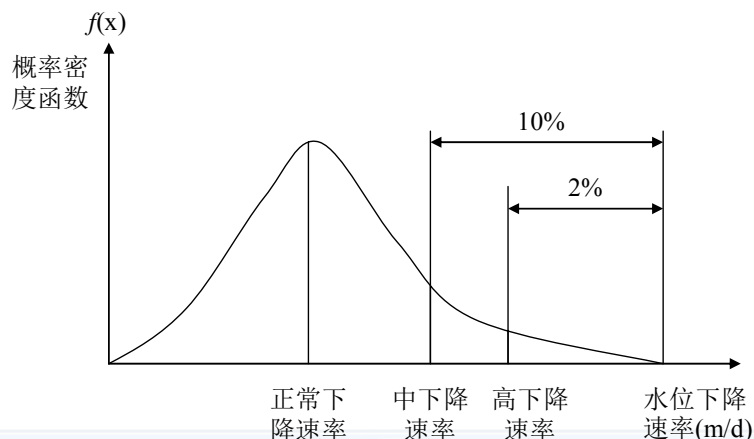


图 3-12 三种水位下降速率关系示意图

3.6 小结

(1) 将滑坡渐进破坏演化规律与预测理论作为关键的科学问题，将预测滑坡灾害成灾阶段转化为对滑坡体破坏状态的判断，建立滑坡内部破裂与灾害前兆信息之间的联系，研究滑坡各破坏阶段的破坏机理和判断准则，通过往复地比对现场数据和数值模拟结果，建立可测物理量和内部状态之间的联系，发展滑坡灾害的预测预报理论。

(2) 发展“地质-监测-数模分析”方法。通过对滑坡演化过程中状态参数的连续监测和数值分析，可以不断积累监测信息，间接获得更多的滑坡内部状态信息。因此，基于滑坡监测和勘察数据，可以建立外部可测物理量与内部状态之间的联系，依托数值分析，不断跟踪滑坡体的变化，逐步实现由局部推演全局、由现在预测未来，达到滑坡灾害预测预报的目的。

(3) “地质-监测-数模分析”方法包括四个部分：1) 基于地质信息的滑坡当前状态评判；2) 基于监测信息的滑坡当前状态评判；3) 基于滑坡当前状态评判的数值模拟反分析；4) 基于数值模拟反分析的条件预测预报，即根据给定的外界条件进行滑坡稳定性的预测。条件预测预报的目的并不是给出发生滑坡灾害的具体日期，而是给出在什么样的条件下会发生滑坡灾害，发生什么样的滑坡灾害。

4 茅坪滑坡预测预报研究

4.1 茅坪滑坡的基本特征

库水涨落引起的库岸古滑坡复活和崩滑，对于水利工程的建设和正常运营造成巨大影响。茅坪滑坡位于湖北省清江下游河段隔河岩水库左岸(图 4-1)，是该库区一个大型的基岩古滑坡体。自水库 1993 年 4 月蓄水后，滑坡开始发生位移，且仍在变形发展过程中。茅坪滑坡平面形态呈长喇叭口形(图 4-2)，纵向最大长度 1600m，横向最大宽度约 600m，滑坡剪出口高程为 150m~160m，后缘高程为 570m，滑体厚度 5.0m~86.3m，体积 $2350 \times 10^4 \text{m}^3$ 。由于滑坡区处于河谷较狭窄地段，枯水季节，河面的宽度为 153.0m。水库正常蓄水，水位到达 200.0m 时，河面宽度为 200.0m~250.0m^[75]。若滑坡发生整体失稳，将会有数千万方山体滑入江中，势必影响到下游的隔河岩及高坝州两座水电站的正常运营，且可能会酿成继意大利瓦依昂水库滑坡灾害之后世界上又一次大的水库滑坡灾害事件^[76]。另外，隔河岩库区与三峡库区相隔不远，其地质条件相似，水位、水文条件基本相同。后者仅在 2008 年 175m 试验性蓄水及退水期间，就发生 243 处地质灾害灾（险）情，专业监测和群测群防地质灾害监测点增加至 2500 多个。因此研究茅坪滑坡不仅是其本身的需要，也可为蓄水后的三峡库区滑坡的治理及预防提供借鉴。

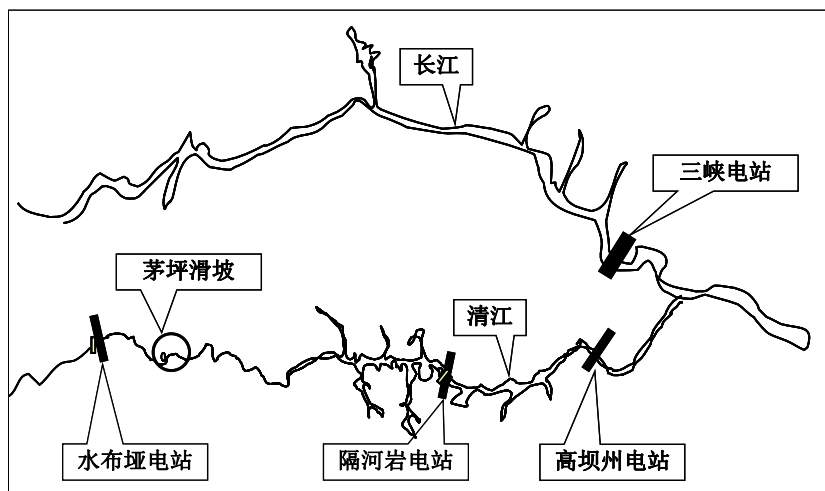


图 4-1 茅坪滑坡的地理位置



图 4-2 茅坪滑坡地形图及地表裂缝

目前关于茅坪滑坡的研究备受关注，研究内容涉及到各个方面。文^[77]总结了茅坪滑坡的观测监测工作；文^{[78][79][80]}对滑坡的诱发原因和影响因素作了研究，问题集中在库水涨落、滑坡东侧白岩危岩体的崩塌加载，以及降雨和地表水流。文^{[81][82][83]}对变形特征及发展趋势作了分析，主要是通过监测滑坡外部可测物理量，再根据一定的滑坡预测预报模型，根据既有监测曲线去推断滑坡以后的发展趋势。但是该种预测预报方法本质上是依赖于对监测结果的数学推演；没有充分合理地考虑强降雨、库水位变动等外界因素的影响；缺乏外部可测物理量与滑坡内部破坏状态的联系。

4.2 基于地质信息的茅坪滑坡当前状态评判

4.2.1 地质分析

滑体前缘临江平台以下有 20~30m 高的陡坡，坡度为 55°。滑体内共见 4 级平台，高程分别为 225~232m、300~310m、400~420m、510~520m，前缘后期坐落形成的圈椅状地形明显，平台以上坡度较平缓，平均坡度 15° 左右。滑体结构基本可分为 2 层(图 4-3)：第一层以灰岩块石为主的块石碎石土层，由二叠系下统栖霞组下部的灰岩、炭质泥灰岩破碎块石组成，结构松散，属于强透水层，厚度一般 30~40m；第二层以页岩、粘土岩碎石土为主，上部由栖霞组马鞍段页岩、煤层、石英砂岩与黄龙组破碎白云质灰岩组成(含少量具层序的石英砂岩大块体)，下部由写经寺组破碎页岩、粘土岩、泥灰岩组成，底部滑动带物质多为紫红色粘土夹碎石，结构较松散，属于弱透水层，厚 20~30m^[84]。

位于高程 360m 处的竖井揭示，在井深 40m 处开始出现低渗透层，并有承压水。井深

40m 处承压水约 1m，至 41~42m 处承压水头上升至 6m 左右，基岩出现在 42m 处^[85]。滑体的物质具有上粗下细的特点，相应地其透水性自上而下变小。滑坡前缘见多个大的泉水出露点，均出露于滑带之上的碎石土中，流量随季节变化明显。水库蓄水前钻孔中的地下水位观测资料表明，滑体前缘的地下水位位于滑带之上，而中部和后部的地下水位则主要位于滑床之下^[83]。

茅坪滑坡特殊的岩性条件，即这种上硬下软的介质结构是滑坡形成的基础，地下水是影响茅坪滑坡的重要因素。茅坪滑坡滑体结构松散，透水性差；滑坡有加载来源(图 4-2 中的白崖危岩)；滑坡前缘受冲刷，有坍塌产生；滑体上近期有明显变形破坏迹象；经实地调查和分析，滑体目前接近于临界状态，且正在向不稳定方向发展，在特殊工况下有可能大规模失稳。对照表 3-1，将茅坪滑坡当前状态确定为局部再破坏阶段中的不稳定状态。

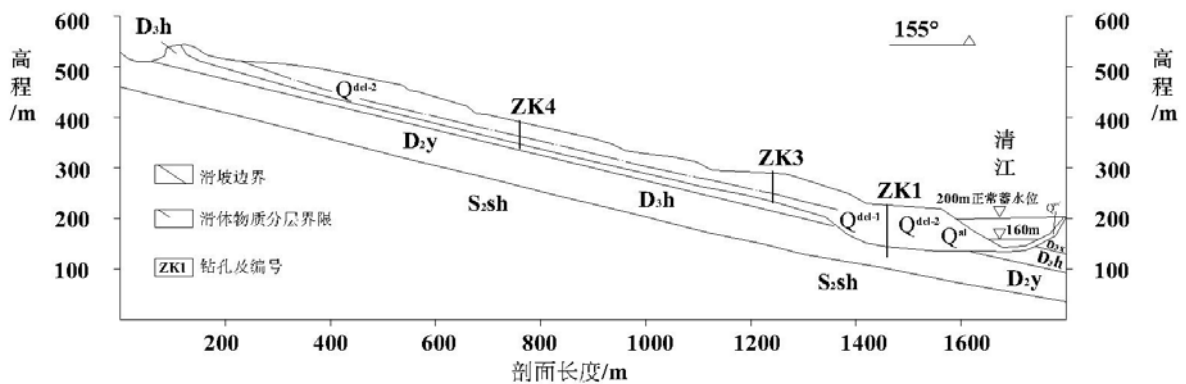


图 4-3 茅坪滑坡剖面图

Q^{al} ——冲积物； Q^{col} ——崩积物； Q^{del-2} ——似基岩大块石层； Q^{del-1} ——碎石碎屑土层； D_3x ——泥盆系上统写经寺组； D_3h ——泥盆系上统黄家磴组； D_2y ——泥盆系中统云台观组； S_2sh ——志留系中统纱帽

4.2.2 以裂缝体系为根据的评判

如图 4-2 所示坡体上有三个主要的灌溉用水沟，其中两条在主滑动区域，水源主要来自降雨及白崖电站的发电用水，平时水沟及水田的灌溉用水主要来自白崖电站，水田的灌溉时间一般自 4 月到 8 月，而且这段时间也是该地区降雨集中的时间。水沟的水自上而下流经滑坡体的大部分区域，但由于滑体上地表裂缝较多(图 4-4~图 4-9)，水流向下逐渐减少直至消失，所以滑坡体中部保留部分水田，下部的田地基本上已成为旱田。另外，靠近白崖的黄沟虽然平时无水，但由于地势较低，降雨时，山崖上及坡体的的雨水将从沟中向下排出。



图 4-4 覃守运老房上方的坟头开裂并前倾



图 4-5 覃守运老房下方滑坡体上的水田



图 4-6 覃守运老房下方水池边缘明显前凸并开裂，裂缝最宽处超过 20cm



图 4-7 水沟中宽窄不一的裂缝



图 4-8 覃守运老房与竖井之间的房屋墙壁开裂、地面错动



图 4-9 滑坡体下部旱田由于变形形成的陡坎及裂缝

以上图片只是滑坡体产生的变形及裂缝中很少的一部分。前面提到水田的灌溉时间很长（4—8 月），而水沟中在一年的绝大部分时间内都有水，所以滑坡上及水沟中大量裂缝的存在使降雨及水田中的水大量入渗至坡体内部成为可能，如果水入渗至某些关键部位或形成承压水就会对滑坡的稳定性造成较大的影响，同时由于水田占据坡体较大的面积，在水的长期浸泡下水田周围的坡体的变形必然受到很大的影响。由于滑体上水系发达，有利于茅坪滑坡的各类裂缝逐渐相互贯通，并趋于圈闭状态，因此将茅坪滑坡当前状态确定为局部再破坏阶段中的不稳定状态。

4.3 基于监测信息的茅坪滑坡当前状态评判

长江水利委员会在茅坪滑坡上布置了 8 个监测点(图 4-12 中带 EJ 的点)，对地表位移进行监测。自隔河岩水库 1993 年 4 月 10 日蓄水以来，截止 2004 年 4 月 2 日，其最大水平变形量达 2695.21mm（EJ8，第 30 号点），变形速度平均为 245mm/a^[86]。为更好地反映滑坡的整体变形情况，在其原有监测点的基础上进行了加密，共布设全站仪监测点 37 个点，均匀分布在滑坡表面，平均间距为 150m 左右。原监测点与补充监测点布置见图 4-12。自 2003 年 11 月至 2010 年 1 月，已对这些监测点进行了 14 次观测。

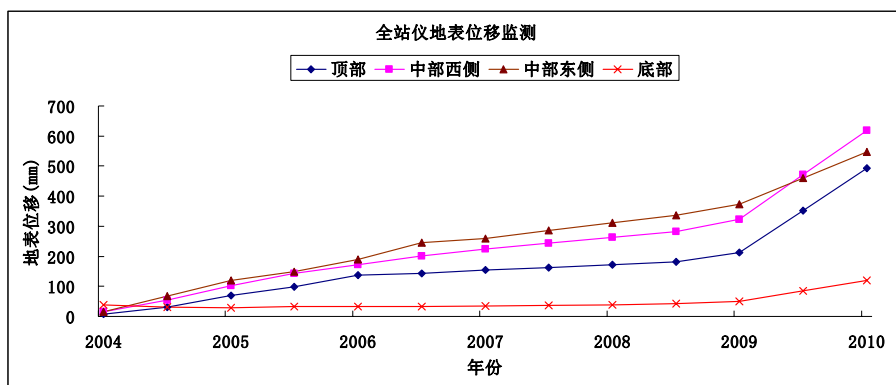


图 4-10 全站仪地表位移监测

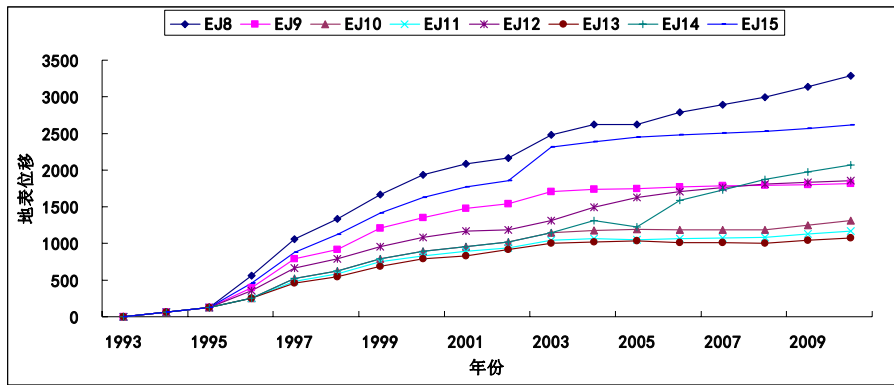


图 4-11 部分典型监测点总位移图

表 4-1 滑坡不同部位各时期的变形速率

速率日期	顶部(mm/月)	中部西侧(mm/月)	中部东侧(mm/月)	底部(mm/月)
(1993.4-2003.11) 加速变形阶段		16.8	10.9	8.2
(2003.11-2005.11) 蠕滑阶段	5.6	7.1	7.3	1.3
(2005.11-2008.12) 等速阶段	1.5	3.6	4.7	0.3
(2008.12-2010.1) 加速变形阶段	23.4	24.7	14.6	5.9

根据滑坡变形矢量图、总位移图、水平位移速率表，可以得出茅坪滑坡变形有如下特征：

- (1) 从 1993 年 4 月到 2010 年 1 月，滑体上测点的最大累计总位移达到 3288mm(图 4-12 第 30 号点)；
- (2) 滑坡几乎所有测点都往南偏西方向移动，这说明滑坡从 2003 起主滑方向为南偏西；
- (3) 滑坡的底部靠近江边的地方各方向的位移量都较小(图 4-10、图 4-11 和图 4-12)，所以库水的涨落现在也不再是影响滑坡的关键；
- (4) 南北方向的位移最大的区域与坡体上的水田分布基本一致，即滑坡中上部；在东西方向，正向位移最大的 15 个监测点分布在水沟附近(图 4-12)；
- (5) 把滑坡各全站仪监测点划分为 4 个部位，顶部(1\2\3\4\5\6)，中部西侧(7\8\9\10\12\14\15\16\19\24\25\29\30)，中部东侧(11\13\17\18\20\21\22\23\26\27\28\31)，底部(32\33\34\35\36\37)，从图 4-10 和表 4-1 可以看出，中部区域的累计变形量和变形速率最大，顶部次之，底部最小，滑坡的抗滑段位于底部。图 4-10 显示滑坡出现了明显的三段式发展阶段，从 2008 年 12 月到 2010 年 1 月，滑坡进入了加速变形阶段，最大变形速率达到 24.7mm/月，而且各区域的变形速率都有一个跃升。对比于图 3-5，将茅坪滑坡当前状态确定为局部再破坏阶段中的不稳定状态。

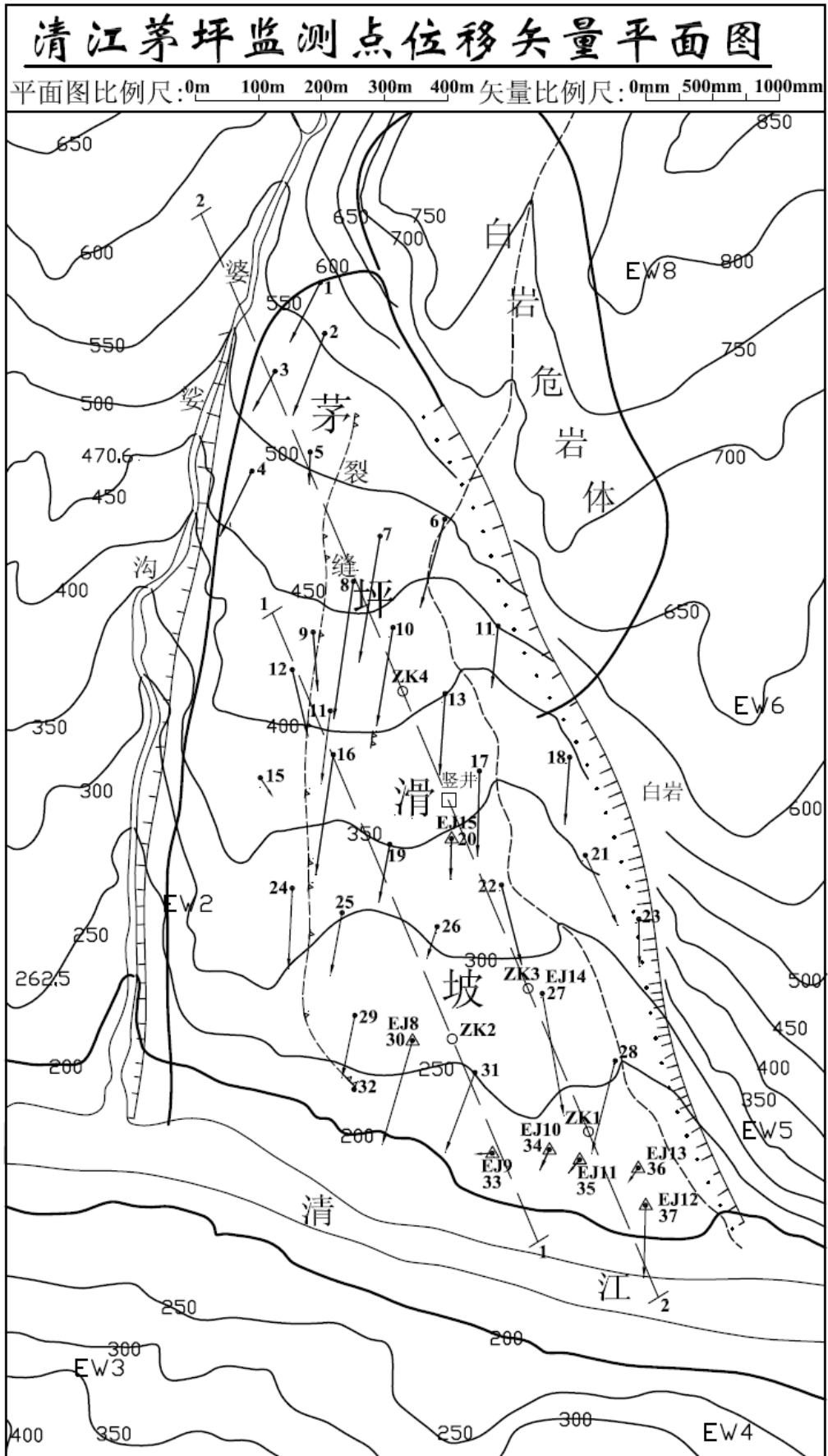


图 4-12 各监测点位移矢量图

4.4 基于滑坡当前状态评判的数值模拟反分析

4.4.1 模型参数

根据地质资料，建立数值计算模型如图 4-13 所示。岩土体物理力学参数主要依据试验结果，对于缺乏试验成果的参数主要依据《工程地质手册》、类比其他滑坡等综合确定，如表 4-2 所示。在一个库水涨落周期内，分为涨水期、落水期和枯水期这三个阶段，在坡体内，裂隙流和孔隙渗流所流经的地方，黏聚力和内摩擦角需要降低，但降低是有一定规则的。假如在第一个阶段（涨水期）坡体黏聚力和内摩擦角为 1，那么在第二个阶段（落水期）坡体黏聚力和内摩擦角就变为 0.96 ，在第三个阶段（枯水期）就变为 $0.95 \times 0.98 = 0.94$ 。

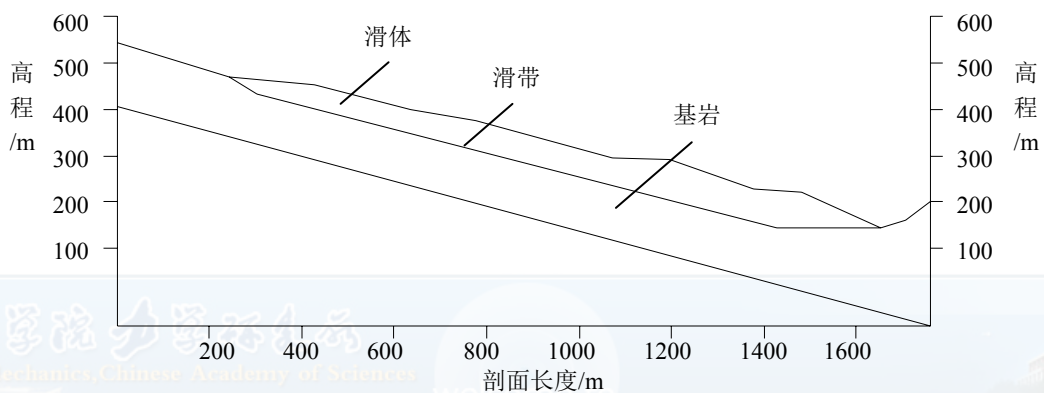


图 4-13 茅坪滑坡计算模型

表 4-2 岩土体物理力学参数取值表

岩土体	弹性模量 (GPa)	泊松比	密度 ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	渗透系数 ($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	黏聚力/(kPa)		内摩擦角/(°)	
					天然	饱和	天然	饱和
滑体	3	0.4	2300	2.29×10^{-6}	21.48	19.29	34.83	27.68
滑带	-	-	-	-	19.17	13.68	25.03	24.81
基岩	20	0.25	2530	0.05×10^{-6}	400.23	390.14	38.02	37.11

4.4.2 循环库水涨落数值分析

先只考虑库水涨落的影响，分析在前三个库水涨落周期内滑坡内部破坏状态的变化规律，以分析库水是否是控制滑坡变形的主要因素。由后面 4.5.1.2 节的分析，选取低水位和高水位分别为 160m 和 195m，选取正常上涨速率 0.50 m/d 和正常下降速率 0.50 m/d 。

表 4-3 库水涨落不同工况条件下茅坪滑坡滑面破裂度

工况	滑面破裂度	工况	滑面破裂度	工况	滑面破裂度
第一次涨水	0.015	第二次涨水	0.091	第三次涨水	0.093
第一次降水	0.091	第二次降水	0.093	第三次降水	0.093
枯水期	0.091	枯水期	0.093	枯水期	0.093

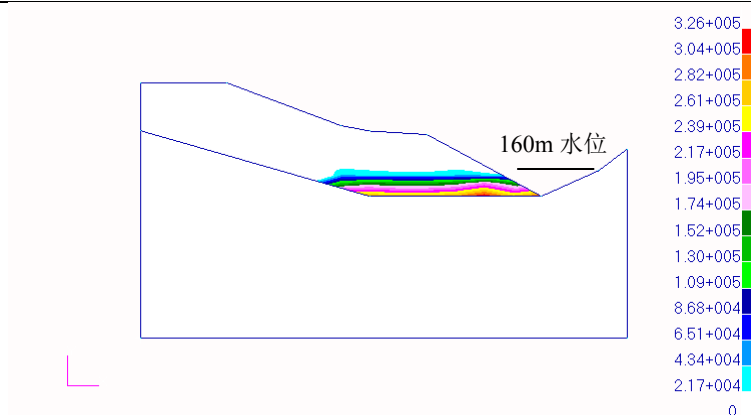


图 4-14 160m 枯水期茅坪滑坡稳定渗流场(单位: pa)

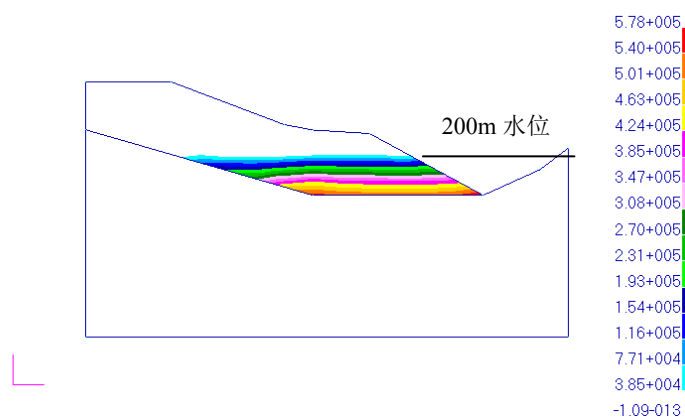


图 4-15 水位 160m 升至 200m 时茅坪滑坡稳定渗流场(单位: pa)

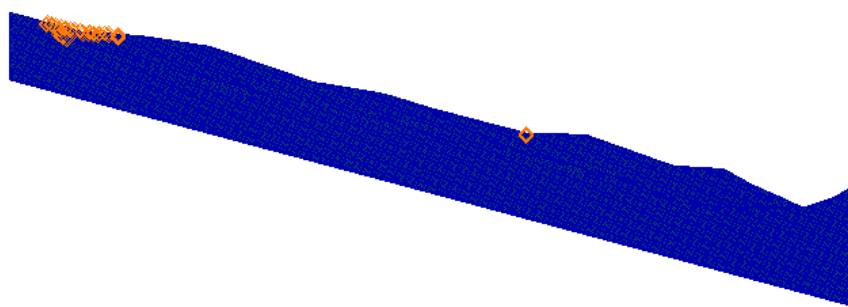


图 4-16 蓄水前茅坪滑坡内部破坏状态

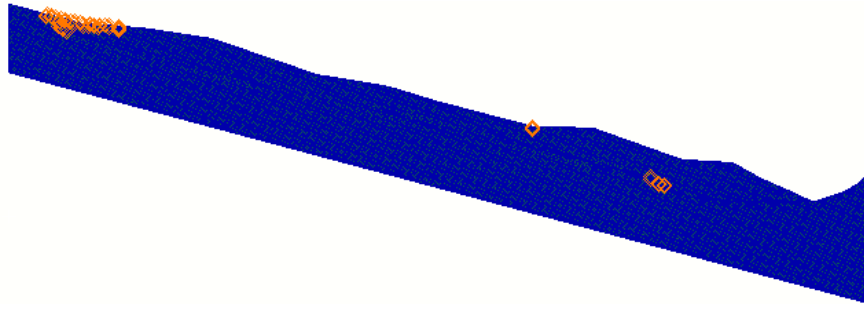


图 4-17 第一次涨水：水位升至 195m 时茅坪滑坡内部破坏状态

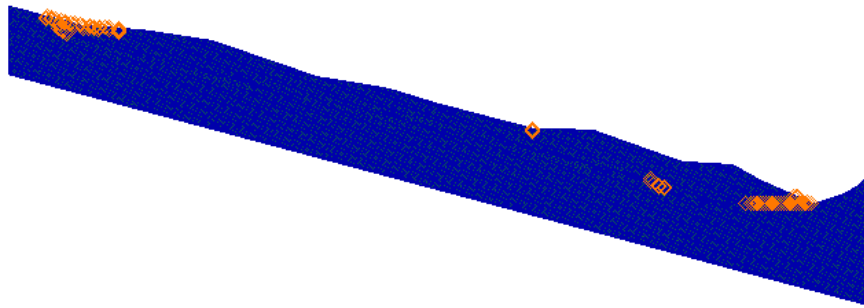


图 4-18 第一次降水：水位 195m 降至 160m 时茅坪滑坡内部破坏状态

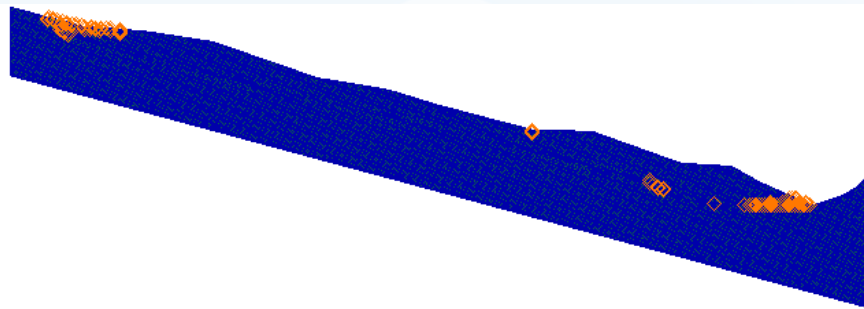


图 4-19 枯水期：水位为 160m 时茅坪滑坡内部破坏状态

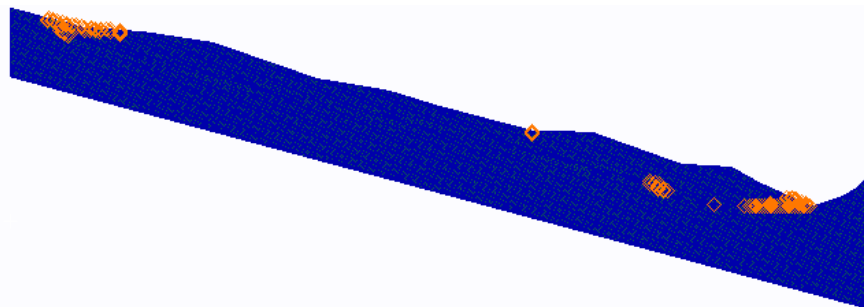


图 4-20 第二次涨水：水位升至 195m 时茅坪滑坡内部破坏状态

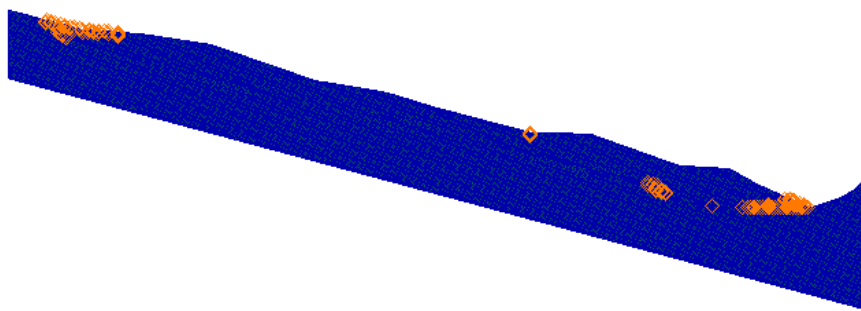


图 4-21 第二次降水：水位 195m 降至 160m 时茅坪滑坡内部破坏状态

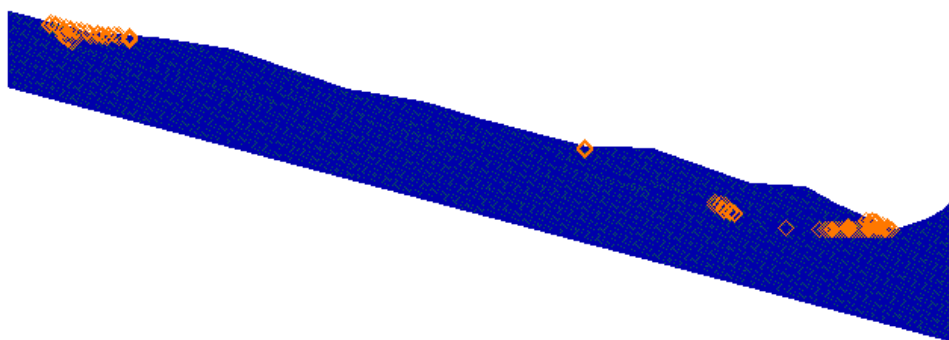


图 4-22 枯水期：水位为 160m 时茅坪滑坡内部破坏状态

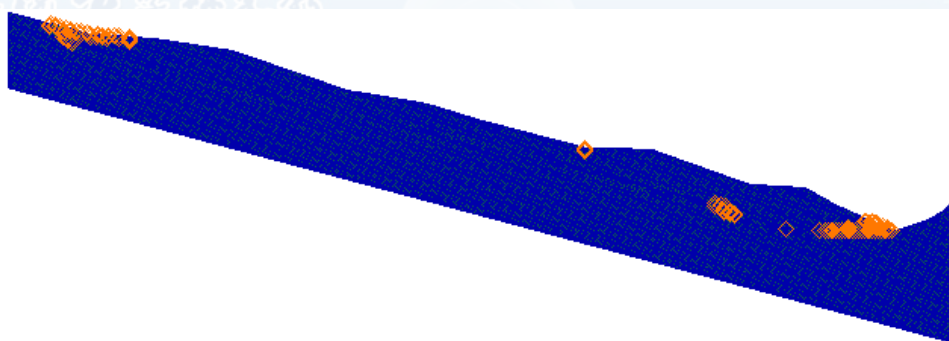


图 4-23 第三次涨水：水位升至 195m 时茅坪滑坡内部破坏状态

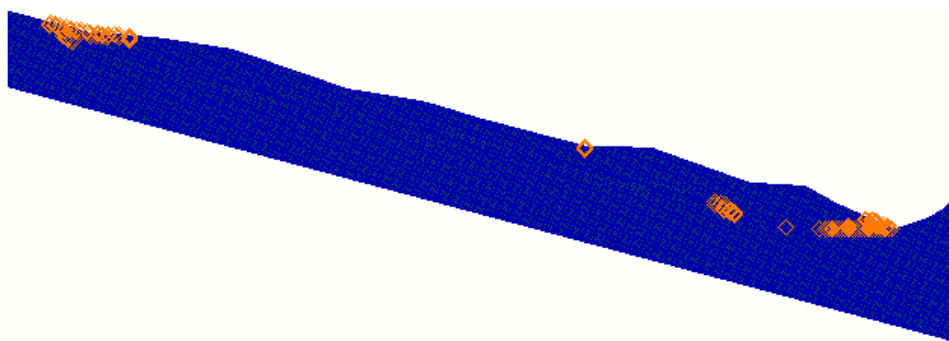


图 4-24 第三次降水：水位 195m 降至 160m 时茅坪滑坡内部破坏状态

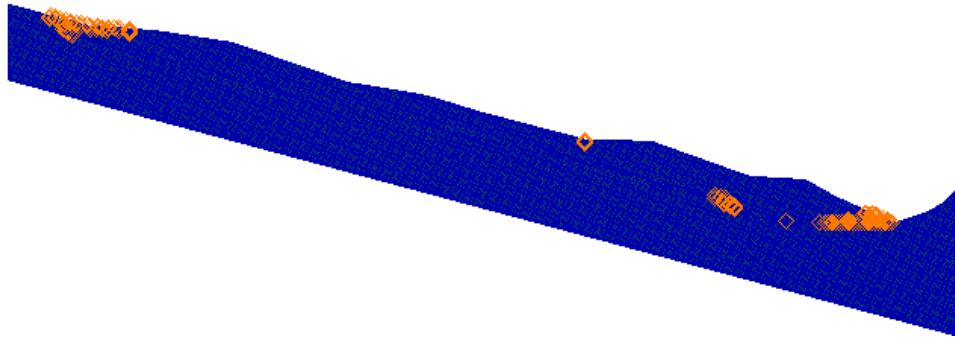


图 4-25 枯水期：水位为 160m 时茅坪滑坡内部破坏状态

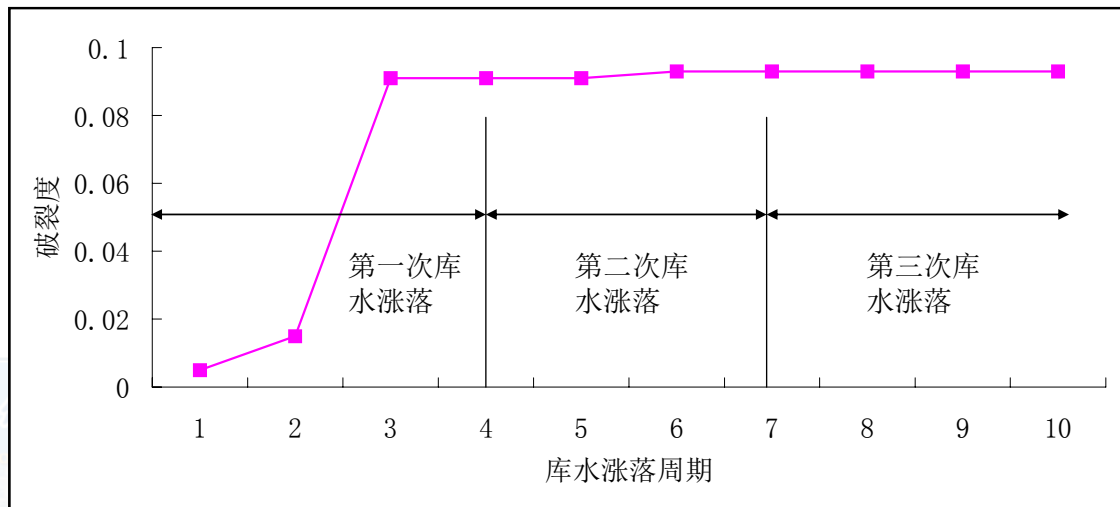


图 4-26 前三个库水涨落周期内滑坡内部破坏状态图

在蓄水之前，茅坪滑坡在顶部和中前部已经出现了张拉和剪切破坏(图 4-16)，滑坡体的内部未出现微小裂缝，滑带没有全部贯通，下滑力略小于抗滑力，整个滑坡处于既有破坏阶段，滑坡总体处于稳定状态。

在循环库水涨落阶段(即清江水位在 160m-195m-160m 间循环)，滑坡后缘地段未出现新的张拉破坏区，在高程 300m 以下，出现明显的压剪破坏带(图 4-17~图 4-25)，该区对应滑坡潜在不稳定区，即滑坡体潜在可能发生次级滑动的区域。该结果与茅坪滑坡蓄水后实际监测结果十分吻合。

但如果只考虑库水涨落的影响，滑坡经过自身的内力调整会逐渐趋于稳定(图 4-26)，这就无法解释滑坡中部位移偏大的现象，说明库水涨落只是诱发滑坡的因素，滑坡前期受其影响较大，但后期较小。

4.4.3 滑带渗透系数反演

茅坪滑坡属于典型的堆积层滑坡，堆积层滑坡上部物质组成疏松，易渗水；下部为不透水底板，易积水；多数情况下基岩面就是滑带。按照连续介质渗流的观点：降雨强度达到积水点之后，岩土体入渗率逐渐降低至饱和土体的渗透系数，降雨强度的增大不会相应地增加入渗量。如果不考虑裂隙的作用，大气降雨只对浅表层坡体的地下水动态特征和分

布规律具有显著的作用和影响,是浅表层坡体变形和破坏的主要触发因素。现场观测现象:降雨强度越大、持时越久,就越容易引起堆积层滑坡整体垮塌,而且水流在坡体内部的流动速度很快。因此可以说明裂隙流是导致茅坪滑坡后期不断运动的根本原因。

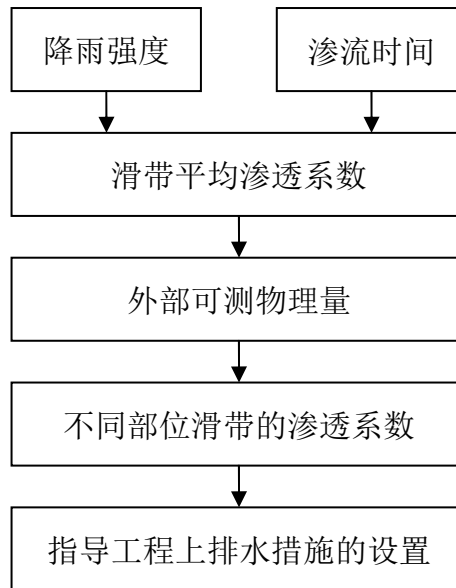


图 4-27 滑带渗透系数反演流程图

目前的已有工作:滑带渗透性的定性描述;欠缺工作:滑带渗透性的定量描述。因此首先要确定滑带渗透系数,目前所得知的文献还没有关于茅坪滑坡渗透系数的描述。根据以往的经验,即使通过勘察可以得知滑坡的渗透系数,该数值也存在很大的误差,更不可能描述滑带的渗透系数。因此需要由现场量测信息进行滑带渗透系数反演,具体实施步骤如图 4-27 所示。

利用本文的非稳态渗流数值模型可以实现两个目的:(1)估算滑带的平均渗透系数;(2)反分析滑带内部压力分布。

如果知道降雨强度和渗流时间就可以估算滑带的平均渗透系数。将滑带简化为多块光滑平行板组成的裂隙网络,假设这些平行板的厚度相同,调节这一厚度,使得其满足以下已知条件:降雨强度为 50mm/d 的情况下,水流沿着滑带从坡顶到坡底的渗流时间为 24h 左右。结果表明,当厚度为 0.3mm 时满足已知条件,这时的平均渗透系数为 0.0565m/s。

在获得滑带平均渗透系数的基础上,根据外部的可测物理量可以反分析降雨停止后滑带内部压力分布。位于高程 360m 处的竖井揭示,在井深 40m 处开始出现低渗透层,并有承压水。井深 40m 处承压水约 1m,至 41~42m 处承压水头上升至 6m 左右,基岩出现在 42m 处^[85]。竖井发现的 6m 承压水就是一个外部可测物理量,满足这一已知条件的结果就是所求的结果。

一般情况下,当降雨量较大时,底部出水口来不及将所有水都排出,导致坡体内部的压力上升。根据这一现象,数值模型中就需要微调出口处的渗透系数(主要是降低出水口流

量), 具体说来就是调节出口处板的厚度。由于只是调节出口处板的渗透系数, 所以整体上不会影响平均渗透系数的计算结果。由表 4-4 可以看出, 当出口处板的厚度为 0.75mm 时, 计算结果可以满足可测物理量的观测结果, 这时滑带内部的压力分布如图 4-28 所示。由此还可以得知茅坪滑坡的排水效率仅为 56.3%, 假设茅坪滑坡自身的排水量为 Q , 则排水工程排水量必须要满足大于 $0.437Q$ 的条件。

表 4-4 出口处板的厚度变化时中部压力的变化情况

出口处板厚(mm)	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75
出口处渗透系数(m/s)	$5.10e-2$	$4.58e-2$	$4.08e-2$	$3.62e-2$	$3.18e-2$
中部位置承压水头(m)	4.63~3.53	4.95~3.77	5.28~4.02	5.60~4.34	5.94~4.51

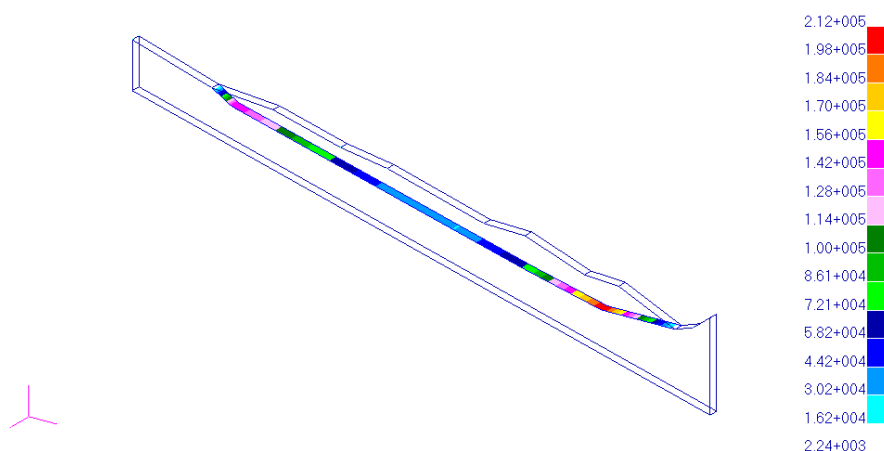


图 4-28 滑坡内部水压力分布图(单位: Pa)

4.4.4 库水涨落和降雨数值分析

由后面 4.5.1.2 节的分析, 选取低水位和高水位分别为 160m 和 195m, 选取正常上涨速率 0.50 m/d 和正常下降速率 0.50 m/d。在库水涨落阶段选取基本降雨强度为 25mm/d, 中降雨历时为 7h; 在枯水期阶段选取众值降雨强度为 8mm/d, 短降雨历时为 3h。

由表 4-5 可以看出, 在库水涨落和降雨的联合作用下, 茅坪滑坡滑面破裂度有大幅增大, 且在第一次库水涨落和降雨的联合作用后, 滑面破裂度的增长速率下降。图 4-36 为前 16 个周期内茅坪滑坡滑面破裂度变化图, 由此可以看出, 茅坪滑坡滑面破裂度是逐渐增多的, 且增长速率在不断降低。

由图 4-29~图 4-34 可以看出, 茅坪滑坡滑面的破裂是从顶部和底部逐渐向中部扩散。图 4-35 为 16 个周期(年)后茅坪滑坡的内部破坏状态, 这时的计算破裂度为 0.903, 由前面地质信息和监测信息得出的结论为: 茅坪滑坡当前状态确定为局部再破坏阶段中的不稳定状态, 跟据图 3-5 和表 3-1 可以得出实际破裂度为 0.9~1.0, 因此计算破裂度和实际破裂度

吻合。

与现场监测的对比, 选取坡体底部一点作为校核点(如图 4-37), 由图 4-38 可以看出, 数值模拟位移结果和实际监测位移曲线吻合良好。

综上所述, 图 4-35 就为反分析之后所得到的滑坡当前状态。

表 4-5 库水涨落+降雨不同工况条件下茅坪滑坡滑面破裂度

工况	滑面破裂度	工况	滑面破裂度	工况	滑面破裂度
第一次涨水 基本降雨强度: 25mm/d 中降雨历时: 7h	0.136	第二次涨水 基本降雨强度: 25mm/d 中降雨历时: 7h	0.691	第三次涨水 基本降雨强度: 25mm/d 中降雨历时: 7h	0.717
第一次降水 基本降雨强度: 25mm/d 中降雨历时: 7h	0.679	第二次降水 基本降雨强度: 25mm/d 中降雨历时: 7h	0.704	第三次降水 基本降雨强度: 25mm/d 中降雨历时: 7h	0.730
枯水期 众值降雨强度: 8mm/d 短降雨历时: 3h	0.679	枯水期 众值降雨强度: 8mm/d 短降雨历时: 3h	0.704	枯水期 众值降雨强度: 8mm/d 短降雨历时: 3h	0.730

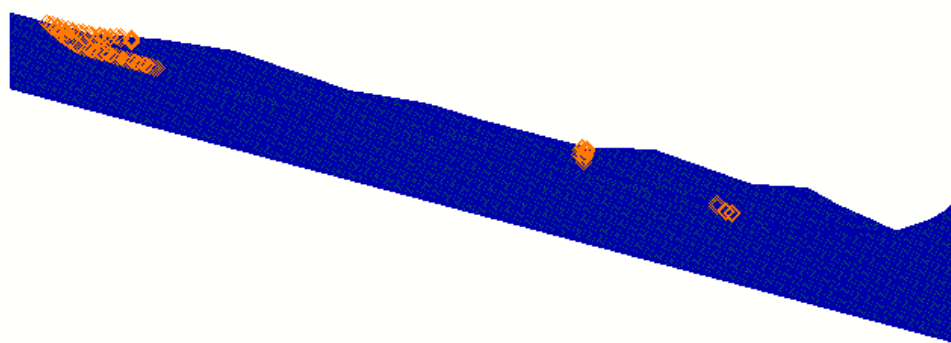


图 4-29 第一次涨水+基本降雨强度+中降雨历时情况下茅坪滑坡内部破坏状态

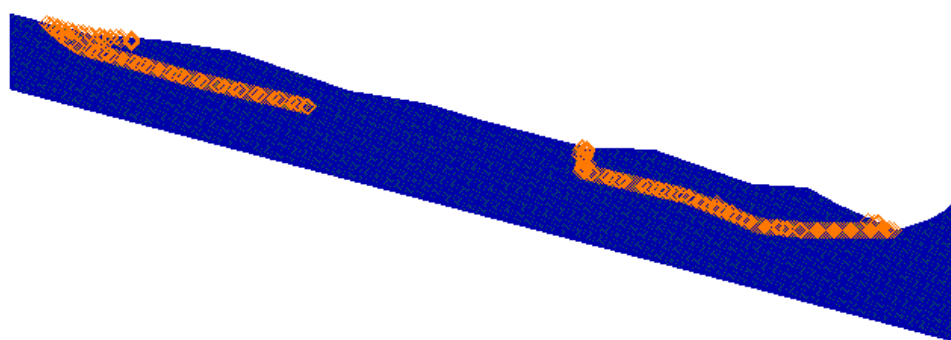


图 4-30 第一次降水+基本降雨强度+中降雨历时情况下茅坪滑坡内部破坏状态

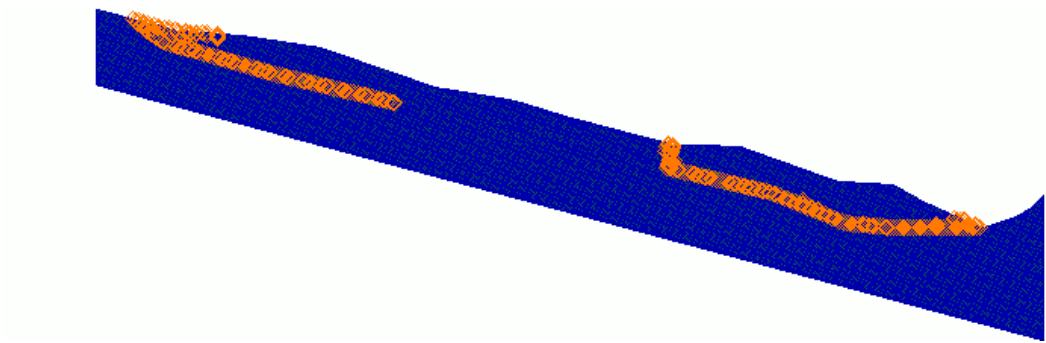


图 4-31 第一次枯水期+众值降雨强度+短降雨历时情况下茅坪滑坡内部破坏状态

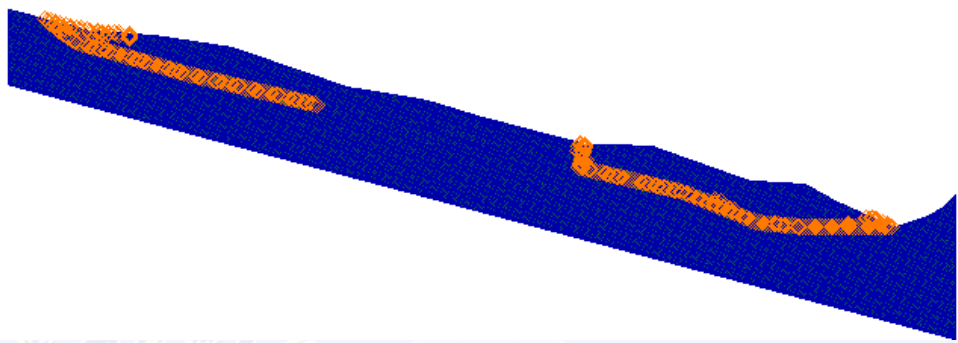


图 4-32 第二次涨水+基本降雨强度+中降雨历时情况下茅坪滑坡内部破坏状态

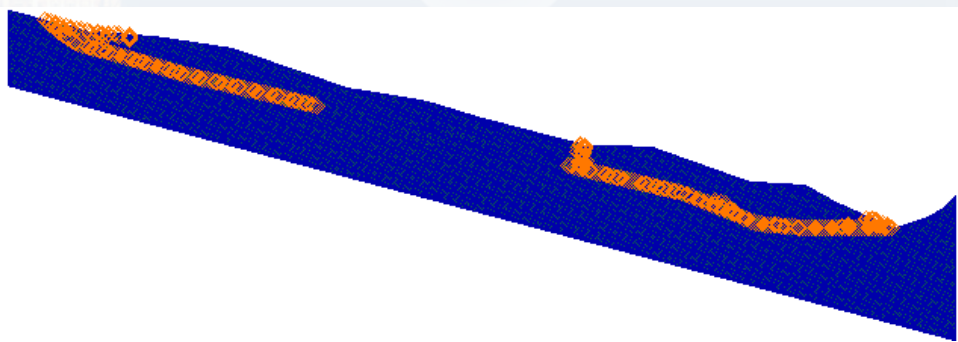


图 4-33 第二次降水+基本降雨强度+中降雨历时情况下茅坪滑坡内部破坏状态

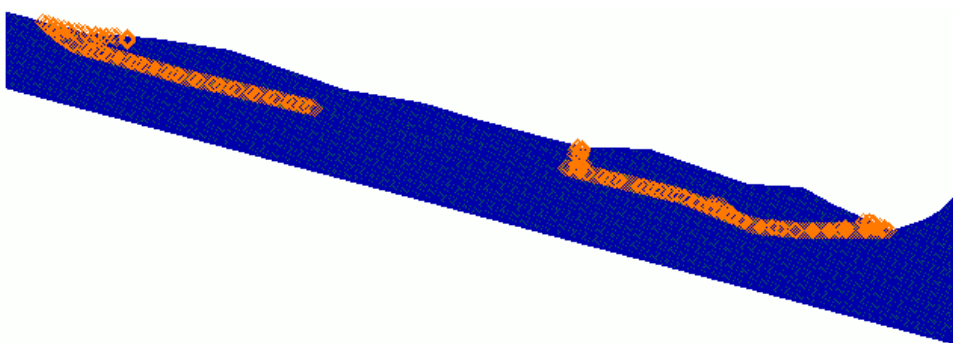


图 4-34 第二次枯水期+众值降雨强度+短降雨历时情况下茅坪滑坡内部破坏状态

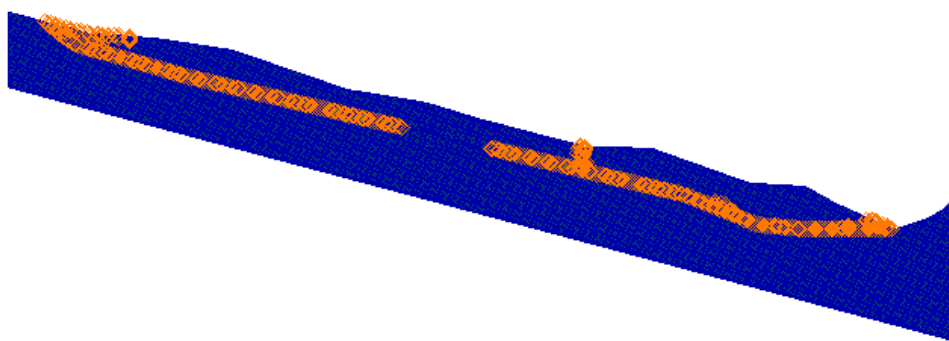


图 4-35 第 16 次枯水期+众值降雨强度+短降雨历时情况下茅坪滑坡内部破坏状态

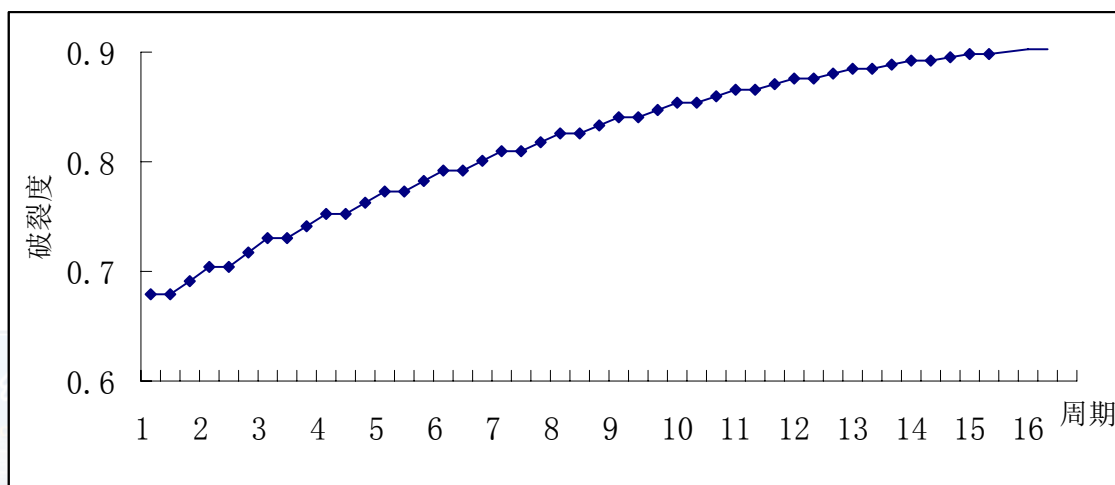


图 4-36 前 16 个周期内茅坪滑坡滑面破裂度变化图

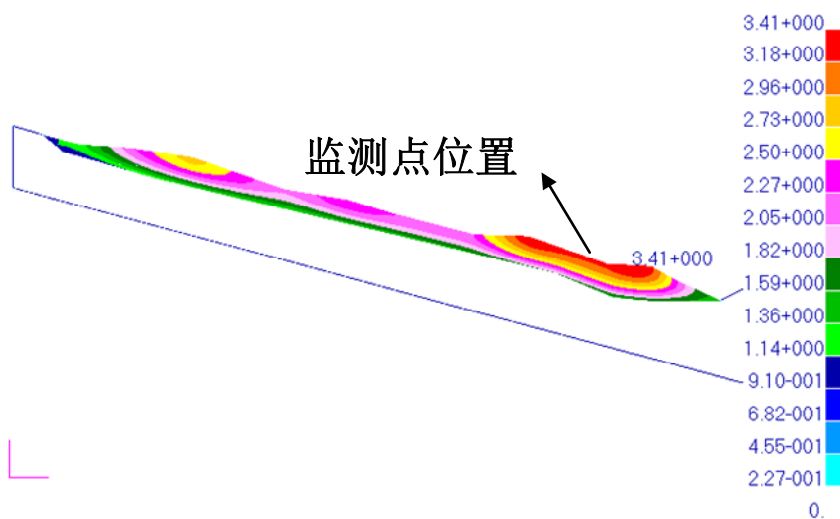


图 4-37 16 个周期(年)后茅坪滑坡位移 (单位: m)

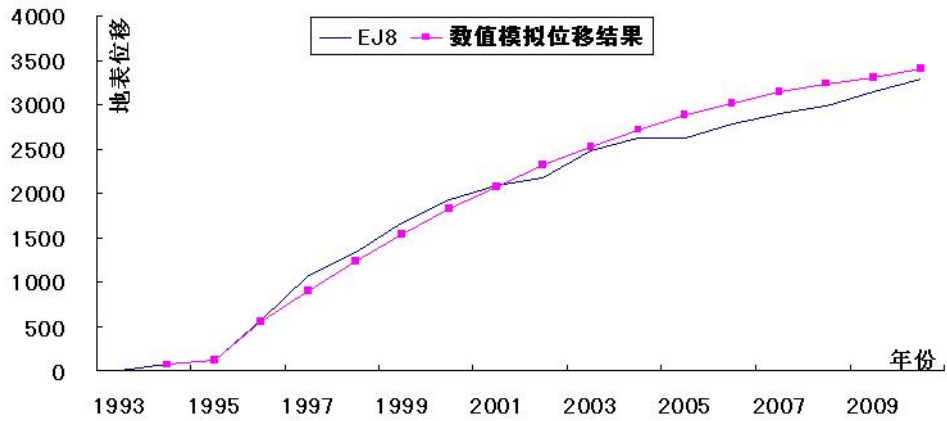


图 4-38 数值模拟结果和实际监测结果的对比 (单位: mm)

4.5 基于数值模拟反分析的茅坪滑坡条件预测预报

4.5.1 各种“条件”的确定

4.5.1.1 降雨强度和降雨历时

文^[75]对茅坪滑坡降雨量作了详细统计和分析,由图 4-39、图 4-40、图 4-41、图 4-42 和表 4-6 可以作如下判定:众值降雨强度为 8mm/d,基本降雨强度为 25mm/d,罕遇降雨强度 40mm/d。短降雨历时为 3h,中降雨历时为 7h,长降雨历时为 10h。

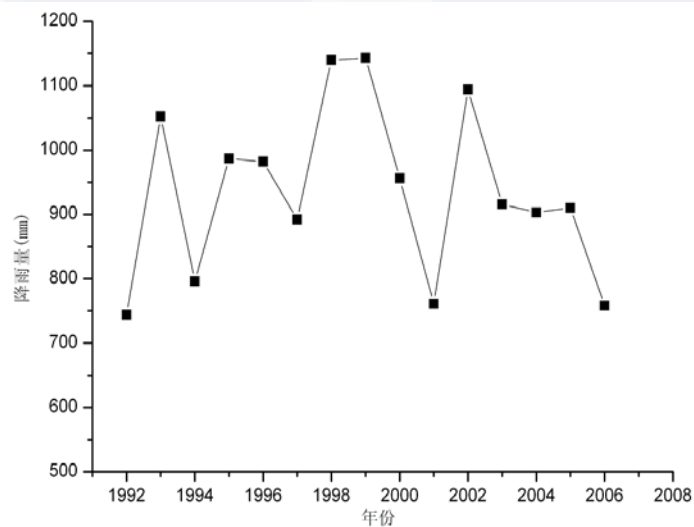


图 4-39 1992—2006 年茅坪滑坡年降雨量统计图

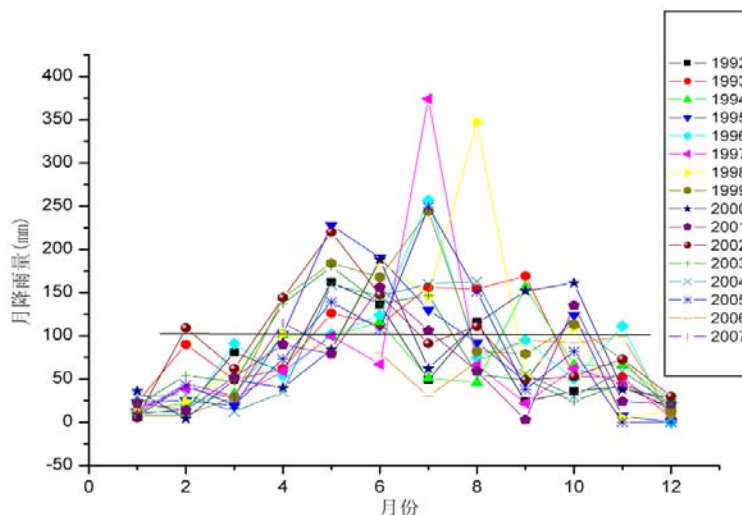


图 4-40 1992—2007 年茅坪滑坡月降雨量统计图

表 4-6 1992—2005 年不同日降雨量的天数统计表

年份	<10mm 天数	10mm-20mm 天数	20mm-30mm 天数	30mm-40mm 天数	40mm-50mm 天数	50mm-60mm 天数	>60mm 天数
1992	74	20	6	0	0	0	0
1993	68	27	4	1	0	0	0
1994	68	23	7	2	0	0	0
1995	57	27	11	3	1	1	0
1996	53	33	13	1	0	0	0
1997	44	30	19	3	2	2	0
1998	39	40	14	5	2	0	0
1999	38	40	13	6	1	1	1
2000	45	34	13	5	3	0	0
2001	64	23	8	2	1	1	1
2002	43	42	12	3	0	0	0
2003	66	26	6	2	0	0	0
2004	53	29	10	4	2	1	1
2005	50	30	11	5	2	1	1

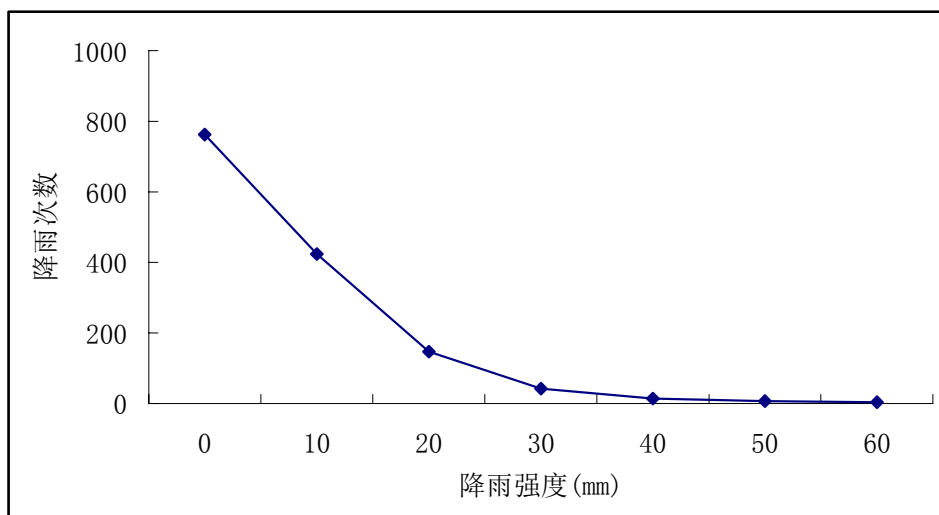


图 4-41 1992—2005 年不同日降雨量的天数统计图

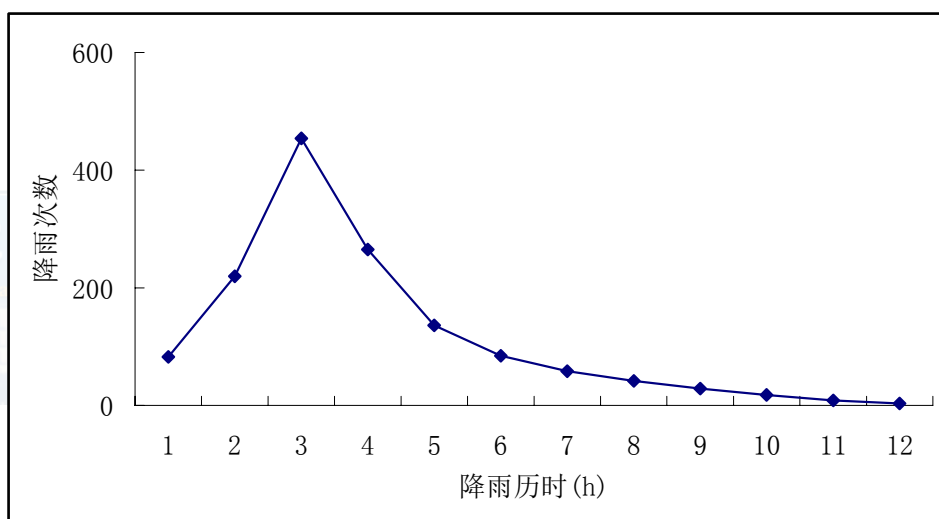


图 4-42 1992—2005 年不同降雨历时的天数统计图

4.5.1.2 库水位和库水涨落速率

如图 4-43 所示, 茅坪滑坡的水位一般在最低水位 160m 至最高水位 195m 之间波动, 偶尔会上升至 200m, 水库水位变幅为 35~40 米。一般情况下, 坝前水位从 195 米降至 160 米, 每天下降不大于 1 米, 平均为 0.50 m/d; 千年一遇大水后坝前水位下降速度不大于 3m/d。汛期遇百年一遇、千年一遇洪水, 坝前水位上升速率为 4m/d, 其余情况每天上升不大于 1 米, 平均 0.50 m/d。因此, 将低水位、中水位和高水位分别定为 160m, 195m 和 200m; 正常上涨速率、中上涨速率和高上涨速率定为 0.50 m/d, 1.00 m/d 和 3.00 m/d; 正常下降速率、中下降速率和高下降速率定为 0.50 m/d, 1.00 m/d 和 4.00 m/d。

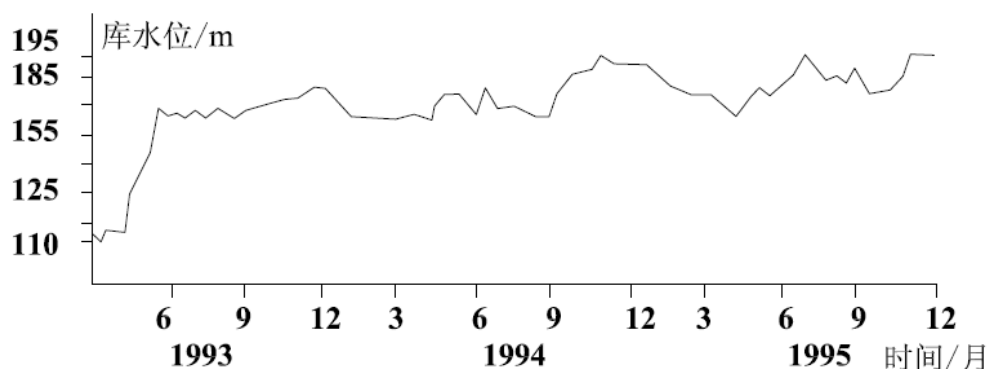


图 4-43 清江水位变化图

4.5.2 不同“条件”组合下茅坪滑坡预测预报

由前面的分析可以看出，库水涨落不是影响茅坪滑坡的主要因素，因此在综合分析时，选取低水位和高水位分别为 160m 和 195m，选取正常上涨速率 0.50 m/d 和正常下降速率 0.50 m/d。

不同降雨量和降雨历时就成为了主要因素，在库水涨落阶段选取基本降雨强度为 25mm/d，中降雨历时为 7h；在枯水期阶段选取众值降雨强度为 8mm/d，短降雨历时为 3h。这种工况的组会出现的几率最高。由图 4-44、图 4-45 和表 4-7 可以看出，在前面 16 个周期的基础上，当时间推移到第 22 个周期时，茅坪滑坡发生整体破坏。

如果在库水涨落阶段选取罕遇降雨强度为 40mm/d，长降雨历时为 10h；在枯水期阶段选取众值降雨强度为 8mm/d，短降雨历时为 3h。这种工况出现的几率还是有，也比较危险。由图 4-46、图 4-47 和

表 4-8 可以看出，在这种工况组合下，当时间推移到第 18 个周期时，茅坪滑坡发生整体破坏。

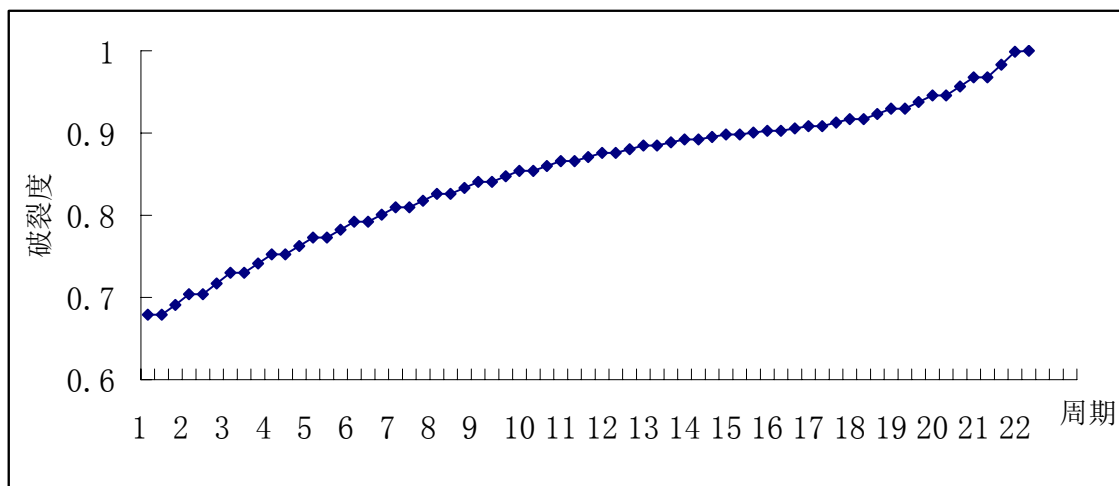


图 4-44 前 22 个周期内茅坪滑坡滑面破裂度变化图

表 4-7 正常库水涨落+高几率降雨条件下茅坪滑坡滑面破裂度

工况	滑面破裂度	工况	滑面破裂度	工况	滑面破裂度
第 17 次涨水 基本降雨强度: 25mm/d 中降雨历时: 7h	0.905	第 18 次涨水 基本降雨强度: 25mm/d 中降雨历时: 7h	0.913	第 19 次涨水 基本降雨强度: 25mm/d 中降雨历时: 7h	0.923
第 17 次降水 基本降雨强度: 25mm/d 中降雨历时: 7h	0.908	第 18 次降水 基本降雨强度: 25mm/d 中降雨历时: 7h	0.917	第 19 次降水 基本降雨强度: 25mm/d 中降雨历时: 7h	0.929
枯水期 众值降雨强度: 8mm/d 短降雨历时: 3h	0.908	枯水期 众值降雨强度: 8mm/d 短降雨历时: 3h	0.917	枯水期 众值降雨强度: 8mm/d 短降雨历时: 3h	0.929
第 20 次涨水 基本降雨强度: 25mm/d 中降雨历时: 7h	0.938	第 21 次涨水 基本降雨强度: 25mm/d 中降雨历时: 7h	0.957	第 22 次涨水 基本降雨强度: 25mm/d 中降雨历时: 7h	0.983
第 20 次降水 基本降雨强度: 25mm/d 中降雨历时: 7h	0.946	第 21 次降水 基本降雨强度: 25mm/d 中降雨历时: 7h	0.968	第 22 次降水 基本降雨强度: 25mm/d 中降雨历时: 7h	1.00
枯水期 众值降雨强度: 8mm/d 短降雨历时: 3h	0.946	枯水期 众值降雨强度: 8mm/d 短降雨历时: 3h	0.968		

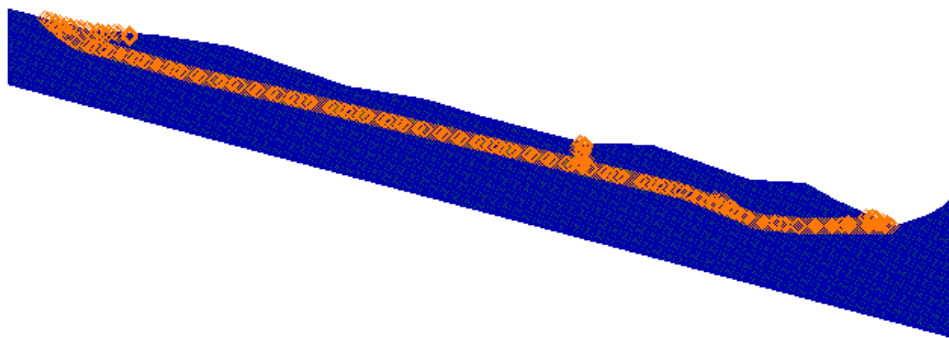


图 4-45 第 22 次降水+基本降雨强度+中降雨历时情况下茅坪滑坡内部破坏状态

表 4-8 正常库水涨落+低几率降雨条件下茅坪滑坡滑面破裂度

工况	滑面破裂度	工况	滑面破裂度
第 17 次涨水 罕遇降雨强度: 40mm/d 长降雨历时: 10h	0.916	第 18 次涨水 罕遇降雨强度: 40mm/d 长降雨历时: 10h	0.964
第 17 次降水 罕遇降雨强度: 40mm/d 长降雨历时: 10h	0.929	第 18 次降水 罕遇降雨强度: 40mm/d 长降雨历时: 10h	1.000
枯水期 众值降雨强度: 8mm/d 短降雨历时: 3h	0.929		

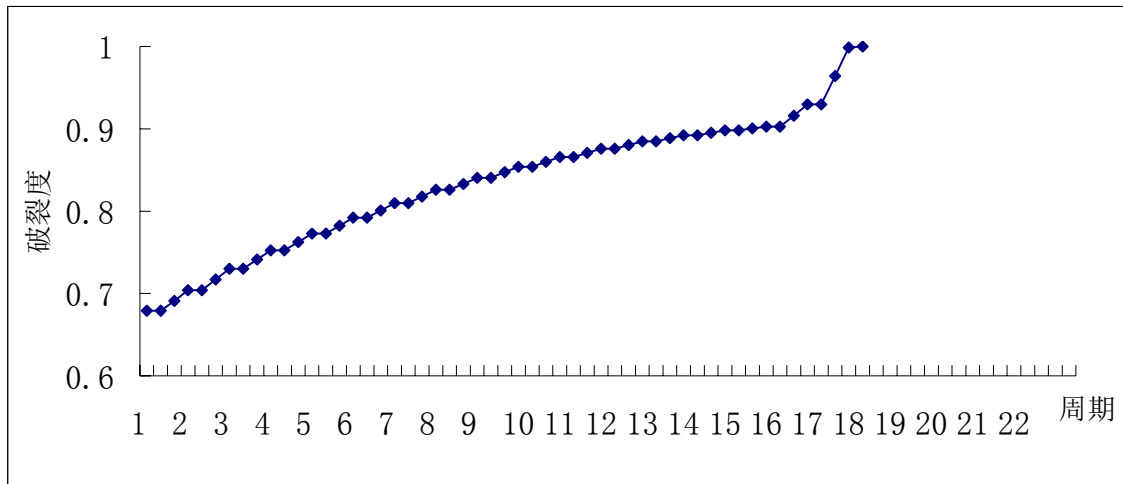


图 4-46 罕遇降雨强度+长降雨历时情况下茅坪滑坡内部破坏状态

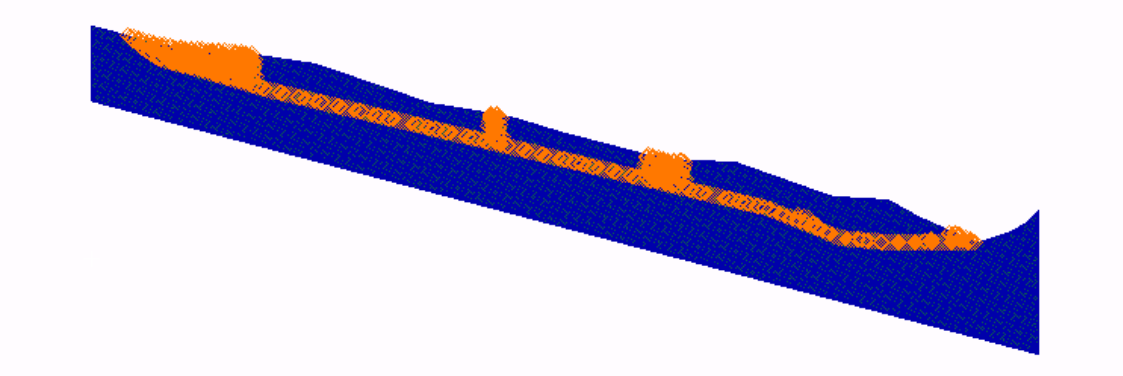


图 4-47 第 18 次降水+罕遇降雨强度+长降雨历时情况下茅坪滑坡内部破坏状态

4.6 小结

(1) 由地质分析法可得出：茅坪滑坡滑体结构松散，透水性差；滑坡有加载来源(图 4-2 中的白崖危岩)；滑坡前缘受冲刷，有坍塌产生；滑体上近期有明显变形破坏迹象；经实地调查和分析，滑体目前接近于临界状态，且正在向不稳定方向发展，在特殊工况下有可能大规模失稳。对照表 3-1，将茅坪滑坡当前状态确定为局部再破坏阶段中的不稳定状态。

(2) 由裂缝体系可得出：滑坡上及水沟中大量裂缝的存在使降雨及水田中的水大量入渗至坡体内部成为可能，如果水入渗至某些关键部位或形成承压水就会对滑坡的稳定性造成较大的影响，同时由于水田占据坡体较大的面积，在水的长期浸泡下水田周围的坡体的变形必然受到很大的影响。由于滑体上水系发达，有利于茅坪滑坡的各类裂缝逐渐相互贯通，并趋于圈闭状态，因此将茅坪滑坡当前状态也确定为局部再破坏阶段中的不稳定状态。

(3) 由监测数据可以得出：图 4-10 显示滑坡出现了明显的三段式发展阶段，从 2008

年 12 月到 2010 年 1 月, 滑坡进入了加速变形阶段, 最大变形速率达到 24.7mm/月, 而且各区域的变形速率都有一个跃升。对比于图 3-5, 将茅坪滑坡当前状态确定为局部再破坏阶段中的不稳定状态。

(4) 反分析结果表明: 如果只考虑库水涨落的影响, 滑坡经过自身的内力调整会逐渐趋于稳定(图 4-26), 这就无法解释滑坡中部位移偏大的现象, 说明库水涨落只是诱发滑坡的因素, 滑坡前期受其影响较大, 但后期较小。降雨是导致茅坪滑坡的最为直接的因素, 如果降雨沿着裂隙渗透到关键部位, 即使少量的水都可能诱发滑坡, 而当滑坡处在临界状态时更是如此。

(5) 反分析结果表明: 茅坪滑坡的排水效率仅为 56.3%, 假设茅坪滑坡自身的排水量为 Q , 则排水工程排水量必须要满足大于 $0.437Q$ 的条件。因此, 茅坪滑坡当务之急是应该做好地表水的排水工作, 使之不流经滑坡。同时做好滑坡前缘的排水工作, 这可有效缓解茅坪滑坡的发展。

(6) 条件预测预报结果表明: 不同降雨量和降雨历时就成为了主要因素, 在库水涨落阶段选取基本降雨强度为 25mm/d, 中降雨历时为 7h; 在枯水期阶段选取众值降雨强度为 8mm/d, 短降雨历时为 3h。这种工况的组会出现的几率最高。由图 4-44 和表 4-7 可以看出, 在前面 16 个周期的基础上, 当时间推移到第 22 个周期时, 茅坪滑坡发生整体破坏。

(7) 条件预测预报结果表明: 在库水涨落阶段选取罕遇降雨强度为 40mm/d, 长降雨历时为 10h; 在枯水期阶段选取众值降雨强度为 8mm/d, 短降雨历时为 3h。这种工况出现的几率比较小, 但比较危险。由图 4-46、图 4-47 和

表 4-8 可以看出, 在这种工况组合下, 当时间推移到第 18 个周期时, 茅坪滑坡发生整体破坏。对比于图 4-45 和图 4-47, 后者坡体内部的破坏程度要远大于前者, 说明暴雨对茅坪滑坡起决定性作用。

5 凉水井滑坡预测预报研究

5.1 凉水井滑坡的基本特征

凉水井滑坡位于重庆以东 300km 的云阳县，长江右岸斜坡地段(图 5-1)。到目前为止，滑坡前缘高程约 100m，后缘高程约 319.5m，相对高差约 221.5m，平面纵向长度约 434m，横向宽 358m，面积约 $11.82 \times 10^4 \text{m}^2$ ，滑体平均厚度约 34.5m，总体积约 $407.79 \times 10^4 \text{m}^3$ 。

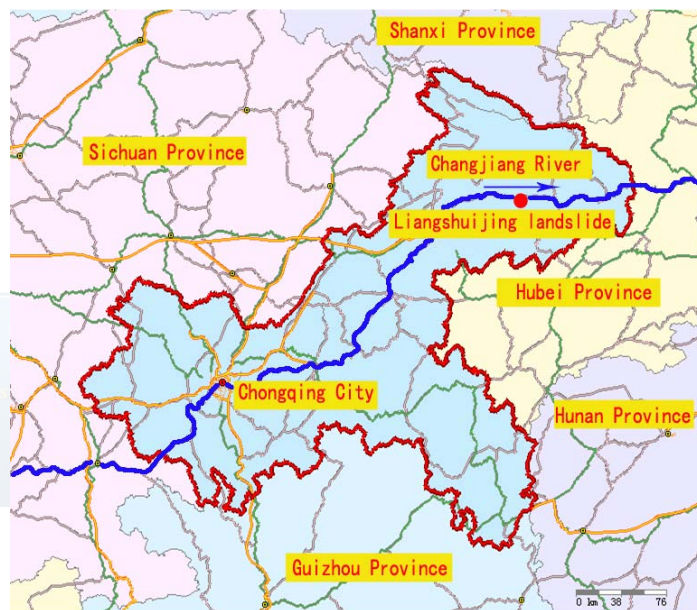


图 5-1 凉水井滑坡地理位置(比例 1: 1500000)

水面以上区域属构造剥蚀丘陵地貌和河流阶地地貌，在 2008 年滑坡发生时，滑坡整体平面形态呈“U”形，后部地形呈近似圈椅状，南高北低，中后部地形较陡，前部地形较缓，自然坡度 $30^\circ \sim 35^\circ$ 。

滑坡东西两部均有一冲沟(图 5-2)，走向分别为 342° 和 351° ，长分别为 250m 和 220m，纵向坡度 $40^\circ \sim 60^\circ$ ，截面大多为“V”形，处于冲沟发育阶段的第一期，为自然形成，仅雨季有流水，水量直接受降雨影响。

滑坡稳定性主要受地下水和长江影响，滑坡危害对象主要为长江航道，由于该滑坡区内长江航道较狭窄，滑坡体积较大，失稳后滑体入江速度可能较快，形成涌浪较高，将直接威胁航道内过往船舶及乘客安全，经济损失和社会影响无法估量。

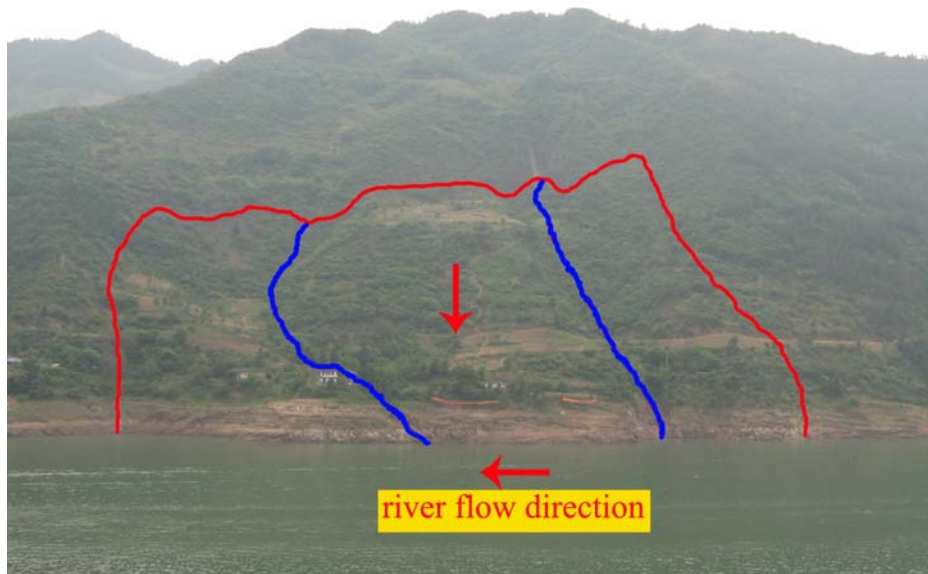


图 5-2 滑坡全貌图

该滑坡目前直接危害对象为长江航道、滑坡区内一条机耕道(约 600m)、农用电网(约 600m)、房屋建筑面积 1500m² 和居民人口为 11 户 55 人(已临时搬迁)。滑坡周界及滑体内已出现不同程度的地表裂缝、房屋裂缝(图 5-3)。根据勘查期间对典型地裂缝的观测结果显示,各裂缝监测点均有不同程度的增大现象,滑坡现阶段处于蠕滑阶段,稳定状态为欠稳定。



图 5-3 房屋破坏情况

滑坡危害对象主要为长江航道,由于该滑坡区内长江航道较狭窄,滑坡体积较大,失稳后滑体入江速度可能较快,形成涌浪较高,将直接威胁航道内过往船舶及乘客安全,经济损失和社会影响无法估量。

5.2 基于地质信息的凉水井滑坡当前状态评判

5.2.1 地质分析

滑坡区内表层为第四系地层覆盖，滑坡后部陡崖及两侧见基岩出露，为泥岩、砂岩，强风化~中风化。根据地面调查及钻探揭露，岩层产状在空间分布上有一定的变化，滑坡中部为 $340^\circ \angle 45 \sim 48^\circ$ ，滑坡后部为 $340^\circ \angle 51^\circ$ 。区内裂隙发育，主要发育两组节理裂隙：产状 $295^\circ \angle 90^\circ$ ，节理面延伸长 2~6m，间距 1~2m，张性，局部为泥、钙质充填，张开度为 0~7cm，裂隙面粗糙，结合差，为硬性结构面；产状 $28^\circ \angle 87^\circ$ ，节理面延伸长 0.3~2m，间距 0.2~3m，张性，局部为泥、钙质充填，张开度为 0~5cm，裂隙面粗糙，结合一般，为硬性结构面。

钻孔分布如图 5-4 所示，ZK1-ZK6 于 2008 年 11 月 8 日至 2008 年 11 月 25 日完成，其余的钻孔(XZK1-XZK22)于 2009 年 4 月 11 日至 2009 年 5 月 18 日完成，为了探明水面以下坡体的地质结构，共有 8 个钻孔分布于水面以下(XZK14-XZK21)。钻探的目的在于确定岩层结构并绘制地质剖面图，同时探明作为潜在滑动面的软弱层。在钻探过程中，泥岩和砂岩碎石层容易发生塌孔，个别孔需要下多层套管。绝大部分钻孔有漏水现象，表明地层有很强的透水性。

图 5-4 中的标号①和④分别代表最高(173.37m)和最低(143.31m)水位，标号②和③分别代表 2009 年 4 月 11 日和 5 月 4 日时的水位。

根据工程地质测绘以及勘查钻探揭露，勘查区内地层主要为第四系人工填土(Q_4^{ml})、第四系残坡积含角砾粉质粘土(Q_4^{el+dl})、第四系崩坡积含碎石、块石粉质粘土(Q_4^{col+dl})、滑坡堆积体(Q_4^{del})、冲洪积砂土(Q_4^{al+pl})和侏罗系中统沙溪庙组泥岩、砂岩互层(J_{2s})。

滑床岩层产状为 $340^\circ \angle 45 \sim 51^\circ$ ，基岩面呈近似靠椅状，区内主要发育有 2 组构造裂隙面，产状 $295^\circ \angle 90^\circ$ 和 $28^\circ \angle 87^\circ$ 。滑坡滑床形态与其滑面形态基本一致，后缘较陡，中部和前部逐渐变缓。根据本次勘查探槽、钻孔、探井揭露，凉水井滑坡滑动带位于第四系滑坡堆积层与下伏基岩接触带，由于该滑带土较薄(总厚度 3~5cm，其中粘土层厚度 1~3cm)，且由于滑带附近砂岩、泥岩块石较破碎，钻孔中难以发现该夹层，但根据钻孔揭露地层结构和岩芯产状变化等特征，综合确定滑带位置为砂岩、泥岩块石与基岩的接触带。水域部分根据水上钻孔揭露，砂岩、泥岩块石下为粉细砂土，该砂土为原长江河漫滩，砂土下为基岩，砂土为软弱层，因此将其判定为滑带。滑坡整体上中后部较厚，最大厚度为 ZX6 附近，厚度为 44.1m，前缘及后缘较薄，横向厚度变化不大，中部稍厚，前缘、后部及两侧相对较薄，两侧厚度逐渐减小。总体来说，凉水井滑坡为推移式的深层大型、复活型土质老滑坡。

基岩为砂岩、泥岩互层，泥岩透水性较差，隔水性较好，地下水容易在滑床附近富集，但基岩层面较陡，砂岩中存在大量裂隙、空隙等径流渠道，向下排泄至长江，地下水赋存

条件差。在长江水位上升时，江水位高于地下水位时长江水补给地下水。地下水对于凉水井滑坡稳定性有重要影响，勘查区地下水主要类型为松散介质孔隙水和基岩裂隙水。

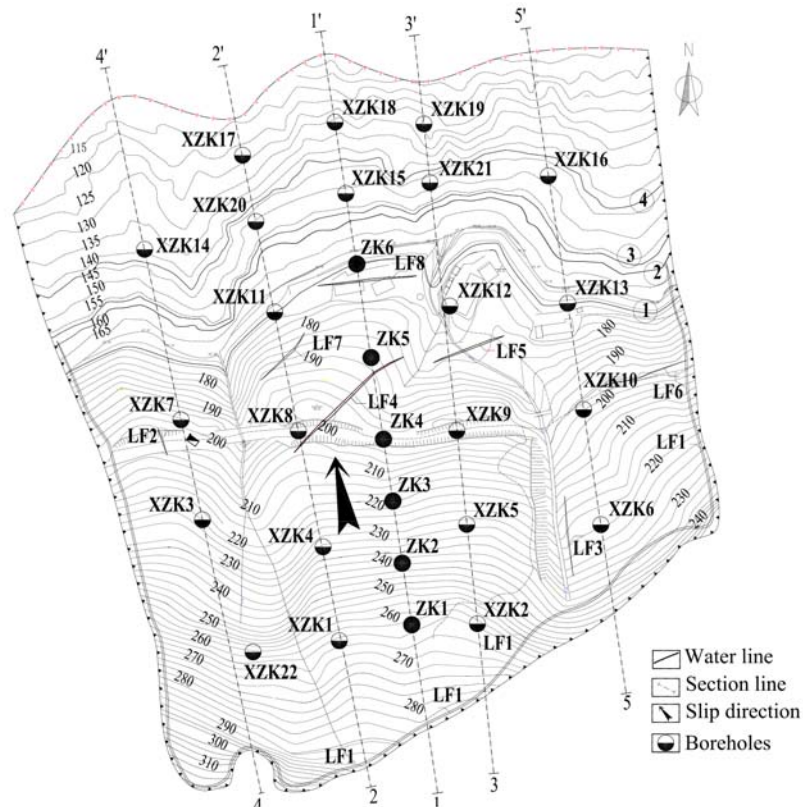


图 5-4 钻孔及裂缝分布图

表 5-1 滑体厚度一览表

编号	坐标		高程 (m)	钻孔深度 (m)	滑体厚度(m)
	X (m)	Y (m)			
ZK1	36606553.12	3425714.09	263.61	42.5	19.00
ZK2	36606558.65	3425739.89	242.20	43.0	27.30
ZK3	36606552.77	3425777.86	200.34	53.0	30.20
ZK4	36606548.27	3425809.19	200.51	59.2	39.90
ZK5	36606542.45	3425855.35	190.80	56.8	43.00
ZK6	36606533.69	3425906.71	173.69	56.8	44.10
XZK1	36606523.44	3425696.68	265.33	40.14	24.95
XZK2	36606600.29	3425706.18	262.30	40.10	27.60
XZK3	36606447.36	3425764.14	222.22	47.80	33.20
XZK4	36606514.41	3425749.01	232.70	52.11	28.80
XZK5	36606594.35	3425761.53	231.00	56.10	38.20

XZK6	36606668.92	3425761.43	220.02	34.80	22.10
XZK7	36606435.40	3425819.92	197.67	45.92	33.00
XZK8	36606500.66	3425813.75	200.82	55.40	33.50
XZK9	36606588.84	3425813.85	198.49	40.30	26.80
XZK10	36606659.30	3425825.68	198.22	42.36	27.76
XZK11	36606487.53	3425880.01	173.82	48.60	35.20
XZK12	36606581.20	3425889.06	176.00	53.50	41.16
XZK13	36606650.48	3425884.90	173.50	53.90	39.10
XZK14	36606415.18	3425914.94	136.60	35.20	20.60
XZK15	36606527.13	3425946.13	151.50	63.50	38.90
XZK16	36606639.71	3425955.83	148.30	54.60	26.50
XZK17	36606469.65	3425967.41	123.40	30.60	16.90
XZK18	36606521.09	3425985.90	131.60	38.10	27.70
XZK19	36606570.52	3425984.89	124.30	25.70	9.50
XZK20	36606477.05	3425930.44	150.80	43.80	36.40
XZK21	36606573.84	3425952.16	147.00	53.70	33.40
XZK22	36606475.47	3425690.43	264.81	40.75	26.93

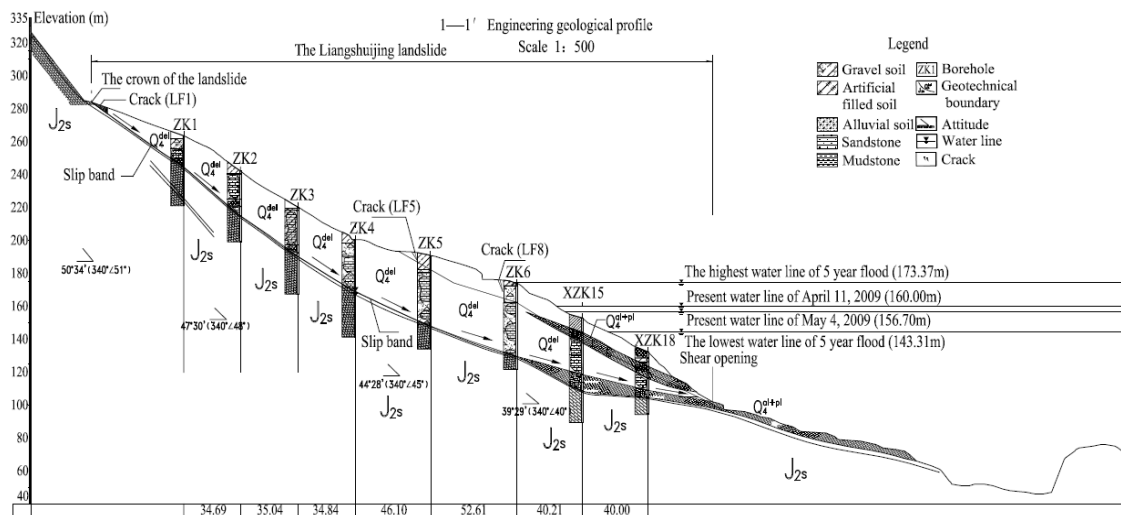


图 5-5 1-1 工程地质剖面

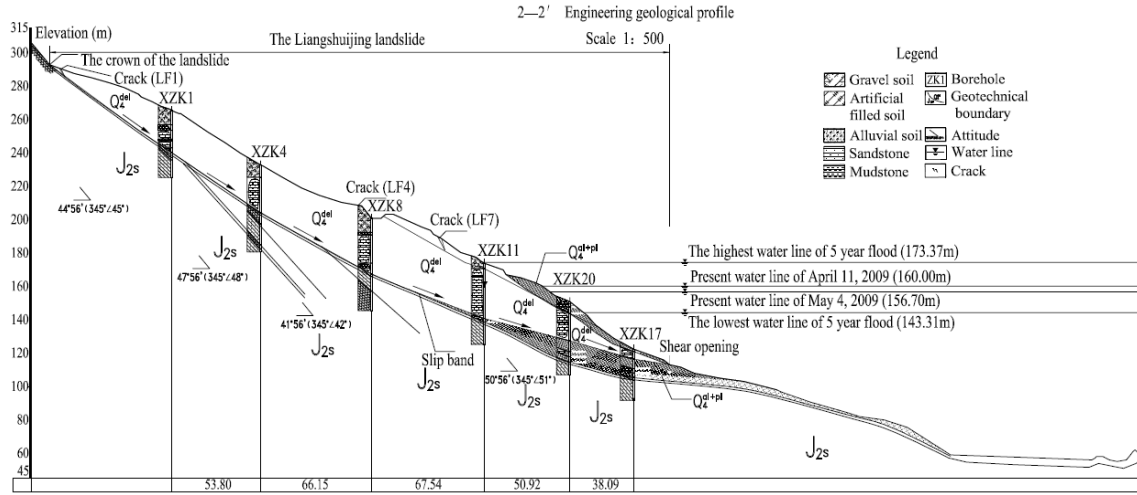


图 5-6 2-2 工程地质剖面

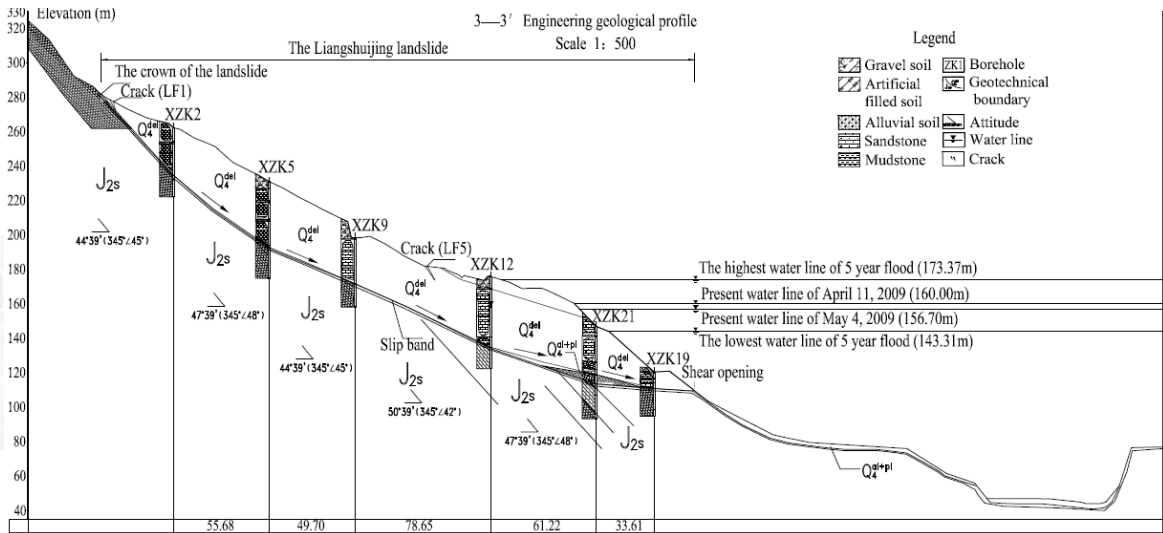


图 5-7 3-3 工程地质剖面

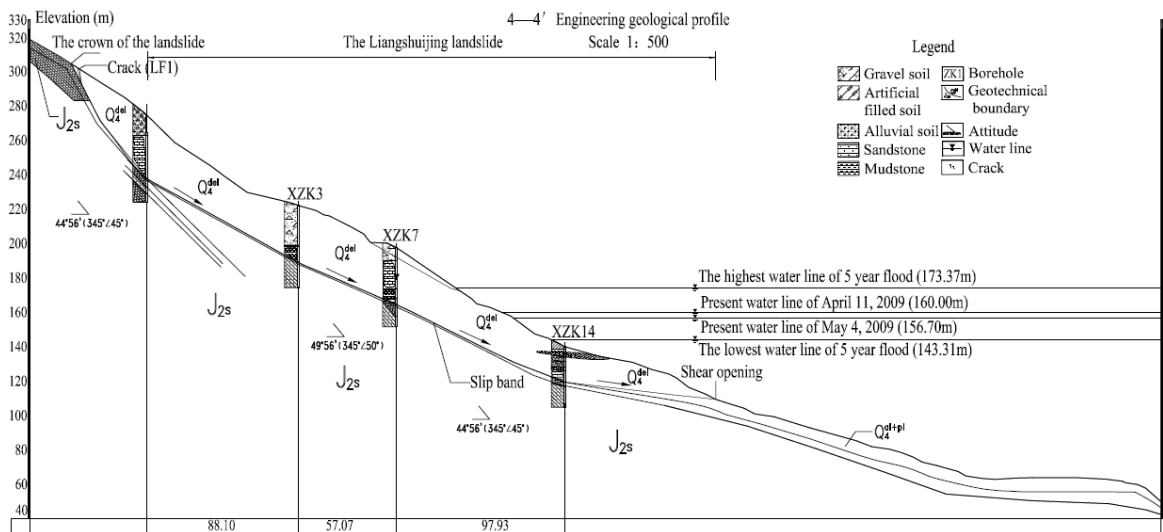


图 5-8 4-4 工程地质剖面

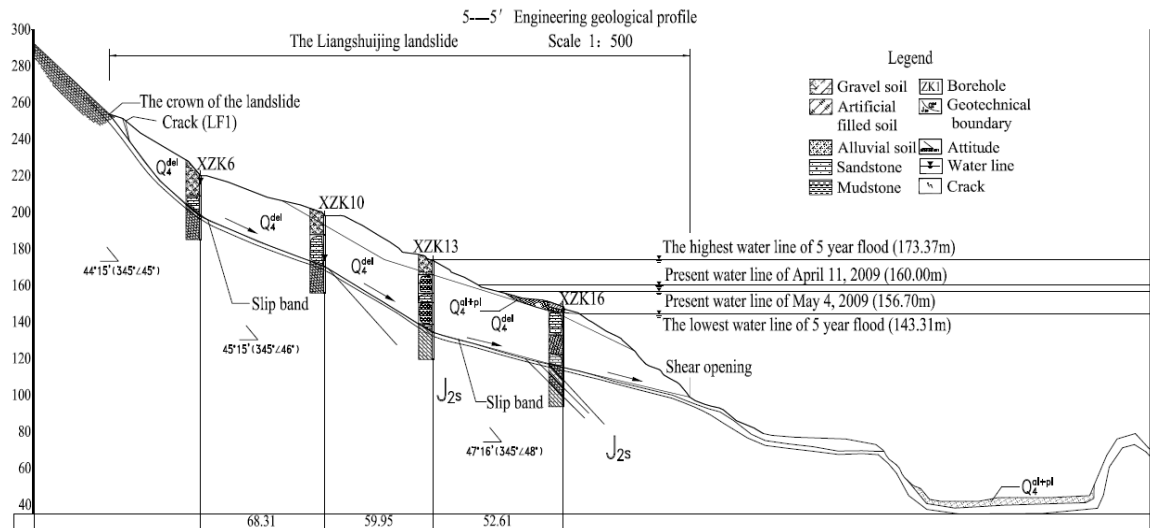


图 5-9 5-5 工程地质剖面

根据该滑坡地形地貌、滑面形态、物质组成等特征，综合确定其形成原因为原岩质顺层老滑坡前缘在江水侵蚀、剥蚀以及河床切割作用下，前缘临空，产生滑移，并堆积于原地面上而形成该新滑坡。由于滑坡中前部及前部滑体主要为砂岩块石，其强度、刚度均较大，在滑动过程中，将原地面以下松散土层及强风化泥岩推移至新滑坡前缘，并在江水长期作用下产生库岸再造，并最终形成现状地形地貌。此外，新滑坡形成后，在长期风化、剥蚀等作用下，勘查区南部基岩陡崖产生的崩坡积层以及陡崖上方的残坡积层在水以及自身重力作用下堆积于新近形成的滑坡表层，最终形成现状滑坡滑体中前部较厚，后部逐渐变薄趋势。滑坡形成演变过程见如下简图：



图 5-10 凉水井滑坡演变模式

由于滑体平均坡度 $30^{\circ}\sim 35^{\circ}$ ；滑面形态整体后陡前缓，逐渐变缓，后部坡度一般为 $35^{\circ}\sim 45^{\circ}$ ，前部坡度一般为 $8^{\circ}\sim 15^{\circ}$ ，穿过了原河漫滩上堆积的砂土层。纵剖面上滑面形态呈折线形。横向两侧滑面较陡，滑面成凹形。滑坡前缘受冲刷尚未形成稳定坡型，且有局部坍塌产生，整体尚无变形迹象。经实地调查和定性分析，未发现有新地表裂缝产生，但边界裂缝宽度以及临江一带裂缝有明显增大、下挫现象，而滑坡中部裂缝变化较小。对照表 3-1，将凉水井滑坡当前状态确定为局部再破坏阶段中的欠稳定状态。

5.2.2 以裂缝体系为根据的评判





三峡库区 175m 试验性蓄水后,受水位上升影响,凉水井滑坡出现了不同程度的地表变形,2009 年 3 月底水位降至 160m 时遇暴雨,滑坡变形加剧,主要表现为滑坡后缘地表拉裂缝几乎全部贯通(见表 5-2),滑坡中部横向地表拉裂缝、中前部剪切裂缝以及两侧斜裂缝,裂缝分布位置及编号详见图 5-4,典型地表裂缝特征见表 5-3~表 5-8。





由以上滑坡裂缝特征表可见,滑坡周界裂缝后缘为拉裂缝,两侧为剪切裂缝,裂缝宽 40~410mm,下挫高 20~660mm,后缘拉裂缝为滑体脱离后缘而形成,两侧剪切裂缝为滑向下滑动与两侧边界形成;滑坡中前部裂缝由照片中下挫滑坡前部高,后部低可见主要为滑坡后部向前滑动挤压形成;前缘裂缝主要为滑坡前缘受塌岸作用影响下,前缘脱离滑体的拉裂作用形成。

但由于滑体上水系不发达,且经过滑坡自身内力调整,凉水井滑坡没有再出现新的裂缝,因此将凉水井滑坡当前状态确定为局部再破坏阶段中的欠稳定状态。

表 5-2 滑坡边界裂缝 LF1 特征表

编号	照 片	裂缝特征
J1		J1 点位于左前侧边界,公路外侧,裂缝宽 40~80mm,下挫高度 20~60mm,可见深度约 210mm,走向约 157°,为新鲜地表裂缝,主要是由于滑坡整体滑动而导致滑体与左侧滑床剪切作用形成,根据勘查期间的监测结果发现,该裂缝在继续发展。
J2		J2 点位于左前侧边界,公路内侧,裂缝宽 45~67mm,下挫高度 126~155mm,走向约 166°,为新鲜地表裂缝,主要是由于滑坡整体滑动而导致滑体与左侧滑床剪切作用形成,根据勘查期间的监测结果发现,该裂缝在继续发展。

J3		<p>J3 点位于左侧边界中部，裂缝宽 210~380mm，下挫高度 650mm，可见深度约 410mm，走向约 170°，为新鲜地表裂缝，主要是由于滑坡整体滑动而导致滑体与左侧滑床剪切和张拉作用形成，根据勘查期间的监测结果发现，该裂缝在继续发展。</p>
J4		<p>J4 点位于左侧边界中部，裂缝宽 260~410mm，下挫高度 550mm，可见深度约 480mm，走向约 147°，为新鲜地表裂缝，主要是由于滑坡整体滑动而导致滑体与左侧滑床张拉作用形成，根据勘查期间的监测结果发现，该裂缝在继续发展。</p>
J5		<p>J5 点位于左侧边界中部，裂缝宽 171~235mm，下挫高度 350mm，可见深度约 210mm，走向约 174°，为新鲜地表裂缝，主要是由于滑坡整体滑动而导致滑体与左侧滑床剪切作用形成，根据勘查期间的监测结果发现，该裂缝在继续发展。</p>
J6		<p>J6 点位于左侧边界中部，裂缝宽 246~329mm，下挫高度 430mm，可见深度约 170mm，走向约 156°，为新鲜地表裂缝，主要是由于滑坡整体滑动而导致滑体与后侧滑床张拉作用形成，根据勘查期间的监测结果发现，该裂缝在继续发展。</p>

J7		<p>J7 点位于左侧边界后部, 裂缝宽 171~235mm, 下挫高度 420mm, 裂缝两侧土体较松散, 裂缝已被裂缝两侧松散土体充填, 裂缝走向约 184°, 为新鲜地表裂缝, 主要是由于滑坡整体滑动而导致滑体与左侧滑床剪切作用形成, 根据勘查期间的监测结果发现, 该裂缝在继续发展。</p>
J8		<p>J8 点位于左侧边界后部, 裂缝宽 163~331mm, 下挫高度 620mm, 可见深度约 70mm, 走向约 153°, 为新鲜地表裂缝, 主要是由于滑坡整体滑动而导致滑体与后侧滑床张拉作用形成, 根据勘查期间的监测结果发现, 该裂缝在继续发展。</p>
J9		<p>J9 点位于后缘左侧, 裂缝宽 634~873mm, 下挫高度 458mm, 可见深度约 858mm, 走向约 86°, 为新鲜地表裂缝, 主要是由于滑坡整体滑动而导致滑体与后缘滑床张拉作用形成, 根据勘查期间的监测结果发现, 该裂缝在继续发展。</p>
J10		<p>J10 点位于后缘左侧, 裂缝宽 913~1213mm, 下挫高度 88mm, 可见深度约 673mm, 走向约 19°, 主要为老裂缝, 本次变形裂缝张开约 20mm, 主要是由于滑坡整体滑动而导致滑体与后缘滑床张拉作用形成, 根据勘查期间的监测结果发现, 该裂缝在继续发展。</p>

J11		<p>J11 点位于后缘中部，裂缝宽 123~1157mm，无明显下挫，走向约 128°，为新鲜地表裂缝，主要是由于滑坡整体滑动而导致滑体与后缘滑床张拉作用形成，根据勘查期间的监测结果发现，该裂缝在继续发展。</p>
J12		<p>J12 点位于后缘中部，裂隙后侧为泥岩，前侧为滑体土，主要成分为含强风化泥岩碎石土，裂缝被碎石土充填，下挫约 1.5~2.0m，走向约 65°，为新鲜地表裂缝，主要是由于滑坡整体滑动而导致滑体与后缘滑床张拉作用形成，根据勘查期间的监测结果发现，该裂缝在继续发展。</p>
J13		<p>J13 点位于后缘中部，裂隙后侧为泥岩，前侧为滑体土，主要成分为含强风化泥岩碎石土，裂缝被碎石土充填，下挫约 1.3~1.7m，走向约 57°，为新鲜地表裂缝，主要是由于滑坡整体滑动而导致滑体与后缘滑床张拉作用形成，根据勘查期间的监测结果发现，该裂缝在继续发展。</p>
J14		<p>J14 点位于后缘中部，裂隙后侧为泥岩，前侧为滑体土，主要成分为含强风化泥岩碎石土，裂缝被碎石土充填，下挫约 1.6~1.8m，走向约 55°，为新鲜地表裂缝，主要是由于滑坡整体滑动而导致滑体与后缘滑床张拉作用形成，根据勘查期间的监测结果发现，该裂缝在继续发展。</p>

J15		<p>J15 点位于后缘右侧，裂隙后侧为泥岩，前侧为滑体土，裂隙张开约 320mm，下挫约 0.98m，走向约 38°，为新鲜地表裂缝，主要是由于滑坡整体滑动而导致滑体与后缘滑床张拉作用形成，根据勘查期间的监测结果发现，该裂缝在继续发展。</p>
J16		<p>J16 点位于后缘右侧，裂隙张开约 270~340mm，下挫不明显，裂隙可见深度为 420mm，走向约 72°，为新鲜地表裂缝，主要是由于滑坡整体滑动而导致滑体与后缘滑床张拉作用形成，根据勘查期间的监测结果发现，该裂缝在继续发展。</p>
J 17		<p>J17 点位于右侧边界后部，裂隙宽 195~232mm，下挫高度 910mm，裂隙被土体充填，走向约 175°，为新鲜地表裂缝，主要是由于滑坡整体滑动而导致滑体与右侧滑床剪切和张拉作用形成，根据勘查期间的监测结果发现，该裂缝在继续发展。</p>
J 18		<p>J18 点位于右侧边界中部，有多条裂缝，裂缝间距宽 2~3m，裂隙宽 195~322mm，下挫高度 150~320mm，滑床侧高，滑体侧低，走向约 172°，为新鲜地表裂缝，主要是由于滑坡整体滑动而导致滑体与右侧滑床剪切和张拉作用形成，根据勘查期间的监测结果发现，该裂缝在继续发展。</p>

J 19		<p>J19 点位于右侧边界前部，裂缝宽 255~452mm，下挫高度 313~483mm，滑床侧高，滑体侧低，走向约 164°，为新鲜地表裂缝，主要是由于滑坡整体滑动而导致滑体与右侧滑床剪切和张拉作用形成，根据勘查期间的监测结果发现，该裂缝在继续发展。</p>
---------	---	---

表 5-3 LF2 裂缝特征表

编号	照 片	裂缝特征
1		<p>裂缝位于滑坡中左部，裂缝延伸长度约 16m，走向 165°，裂缝宽度 10~35mm，无明显下挫，为新鲜地表裂缝，主要是由于滑体滑动时剪切作用形成，根据勘查期间的监测结果发现，该裂缝在继续发展。</p>
2		<p>裂缝位于滑坡中左部，裂缝延伸长度约 16m，走向 165°，裂缝宽度 20~55mm，无明显下挫，勘探发现深度为 180cm (XTJ1)，为新鲜地表裂缝，主要是由于滑体滑动时剪切作用形成，根据勘查期间的监测结果发现，该裂缝在继续发展。</p>
3		<p>裂缝位于滑坡中左部，裂缝延伸长度约 16m，走向 165° 裂缝宽度 5~15mm，无明显下挫，为新鲜地表裂缝，主要是由于滑体滑动时剪切作用形成，根据勘查期间的监测结果发现，该裂缝在继续发展。</p>

表 5-4 LF4 裂缝特征表

编号	照片	裂缝特征
1		<p>裂缝位于滑坡中部, XZK11 后侧, 走向 45~60°, 延伸长度约 140m, 裂缝宽度 110~280mm, 下挫高度约 250mm, 左前侧高, 右后侧低, 可见深度约 440mm, 为新鲜地表裂缝, 为裂缝右后侧滑体推挤形成的剪切裂缝, 根据勘查期间的监测结果发现, 该裂缝在继续发展。</p>
2		<p>裂缝位于滑坡中部, XZK11 后侧, 走向 45~60°, 延伸长度约 140m, 裂缝宽度 90~230mm, 下挫高度约 210mm, 左前侧高, 右后侧低, 可见深度约 300mm, 为新鲜地表裂缝, 为裂缝右后侧滑体推挤形成的剪切裂缝, 根据勘查期间的监测结果发现, 该裂缝在继续发展。</p>
3		<p>裂缝位于滑坡中部, XZK11 后侧, 走向 45~60°, 延伸长度约 140m, 裂缝宽度 60~170mm, 下挫高度约 110mm, 左前侧高, 右后侧低, 大部分已被两侧土体充填, 为新鲜地表裂缝, 为裂缝右后侧滑体推挤形成的剪切裂缝, 根据勘查期间的监测结果发现, 该裂缝在继续发展。</p>
4		<p>裂缝位于滑坡中部, XZK11 后侧, 走向 45~60°, 延伸长度约 140m, 裂缝宽度 70~110mm, 裂隙逐渐变窄直至尖灭, 无明显下挫, 为新鲜地表裂缝, 为裂缝右后侧滑体推挤形成的剪切裂缝, 根据勘查期间的监测结果发现, 该裂缝在继续发展。</p>

表 5-5 LF5 裂缝特征表

编号	照片	裂缝特征
1		裂缝位于滑坡中前部,走向85°,延伸长度约35m,裂缝宽度约150mm,无明显下挫,可见深度约40mm,为新鲜地表裂缝,主要是由于滑坡前缘滑体在库水位作用下牵引形成的张拉剪切裂缝,根据勘查期间的监测结果发现,该裂缝在继续发展。
2		裂缝位于滑坡中前部,走向85°,延伸长度约35m,裂缝宽度约250mm,无明显下挫,可见深度约50mm,为新鲜地表裂缝,主要是由于滑坡前缘滑体在库水位作用下牵引形成的张拉剪切裂缝,根据勘查期间的监测结果发现,该裂缝在继续发展。
3		裂缝位于滑坡中前部,走向85°,延伸长度约35m,裂缝宽度约350mm,无明显下挫,为新鲜地表裂缝,主要是由于滑坡前缘滑体在库水位作用下牵引形成的张拉剪切裂缝,根据勘查期间的监测结果发现,该裂缝在继续发展。

表 5-6 LF6 裂缝特征表

编号	照片	裂缝特征
点1		裂缝位于滑坡中右部,裂缝延伸长度约50m,走向约75°,裂缝宽度22~45mm,下挫约55mm,裂隙后侧高,前侧低,裂隙可视深度为60mm,为新鲜地表裂缝,主要是由于裂缝前缘地形较陡、滑体滑动时张拉作用形成,根据勘查期间的监测结果发现,该裂缝在继续发展。



点 2		<p>裂缝位于滑坡中右部，裂缝延伸长度约 50m，走向约 75°，裂缝宽度 22~45mm，下挫高度约 160mm，裂隙后侧高，前侧低，裂隙可视深度为 85mm，为新鲜地表裂缝，主要是由于裂缝前缘地形较陡、滑体滑动时张拉作用形成，根据勘查期间的监测结果发现，该裂缝在继续发展。</p>
点 3		<p>裂缝位于滑坡中右部，裂缝延伸长度约 50m，走向约 75°，裂缝宽度 31~55mm，无明显下挫，勘探发现深度为 167cm (XTJ2)，为新鲜地表裂缝，主要是由于裂缝前缘地形较陡、滑体滑动时张拉作用形成，根据勘查期间的监测结果发现，该裂缝在继续发展。</p>

表 5-7 LF7 裂缝特征表

编号	照 片	裂缝特征
1		<p>裂缝位于滑坡中前部，XZK8 东侧，走向 45~60°，延伸长度约 40m，裂缝宽度 40~150mm，下挫高度 30~50mm，可见深度 40~60mm，为新鲜地表裂缝，主要是由于滑坡前缘滑体在库水位作用下牵引形成的张拉剪切裂缝，根据勘查期间的监测结果发现，该裂缝在继续发展。</p>
2		<p>裂缝位于滑坡中前部，XZK8 东侧，走向 45~60°，延伸长度约 40m，裂缝宽度 60~180mm，下挫高度约 50mm，可见深度约 40mm，为新鲜地表裂缝，主要是由于滑坡前缘滑体在库水位作用下牵引形成的张拉剪切裂缝，根据勘查期间的监测结果发现，该裂缝在继续发展。</p>



3		<p>裂缝位于滑坡中前部, XZK8 东侧, 走向 $45\sim 60^\circ$, 延伸长度约 40m, 裂缝宽度 $80\sim 170\text{mm}$, 下挫高度约 90mm, 可见深度约 190mm, 为新鲜地表裂缝, 主要是由于滑坡前缘滑体在库水位作用下牵引形成的张拉剪切裂缝, 根据勘查期间的监测结果发现, 该裂缝在继续发展。</p>
4		<p>裂缝位于滑坡中前部, XZK8 东侧, 走向 $45\sim 60^\circ$, 延伸长度约 40m, 裂缝宽度 $150\sim 210\text{mm}$, 下挫高度约 120mm, 可见深度约 110mm, 为新鲜地表裂缝, 主要是由于滑坡前缘滑体在库水位作用下牵引形成的张拉剪切裂缝, 根据勘查期间的监测结果发现, 该裂缝在继续发展。</p>

表 5-8 LF9 裂缝特征表

编号	照片	裂缝特征
照片 1		<p>该裂缝位于滑坡中部右冲沟右侧, 延伸长度约 45m, 走向约 171°, 裂缝宽 $311\sim 367\text{mm}$, 下挫高度 $140\sim 310\text{mm}$, 为新鲜地表裂缝, 主要是由于裂缝左侧滑体滑动作用形成的剪切裂缝, 根据勘查期间的监测结果发现, 该裂缝在继续发展。</p>
照片 2		<p>该裂缝位于滑坡中部右冲沟右侧, 延伸长度约 45m, 走向约 173°, 裂缝宽 $380\sim 422\text{mm}$, 下挫高度 $140\sim 310\text{mm}$, 裂隙右侧高, 左侧低, 为新鲜地表裂缝, 主要是由于裂缝左侧滑体滑动作用形成的剪切裂缝, 根据勘查期间的监测结果发现, 该裂缝在继续发展。</p>

<p>照片 3</p>		<p>该裂缝位于滑坡中部右冲沟右侧，延伸长度约45m，走向约173°，裂缝宽270~361mm，下挫高度170~290mm，裂缝右侧高，左侧低，为新鲜地表裂缝，主要是由于裂缝左侧滑体滑动作用形成的剪切裂缝，根据勘查期间的监测结果发现，该裂缝在继续发展。</p>
-------------	---	--

5.3 基于监测信息的凉水井滑坡当前状态评判

5.3.1 设备仪器分布

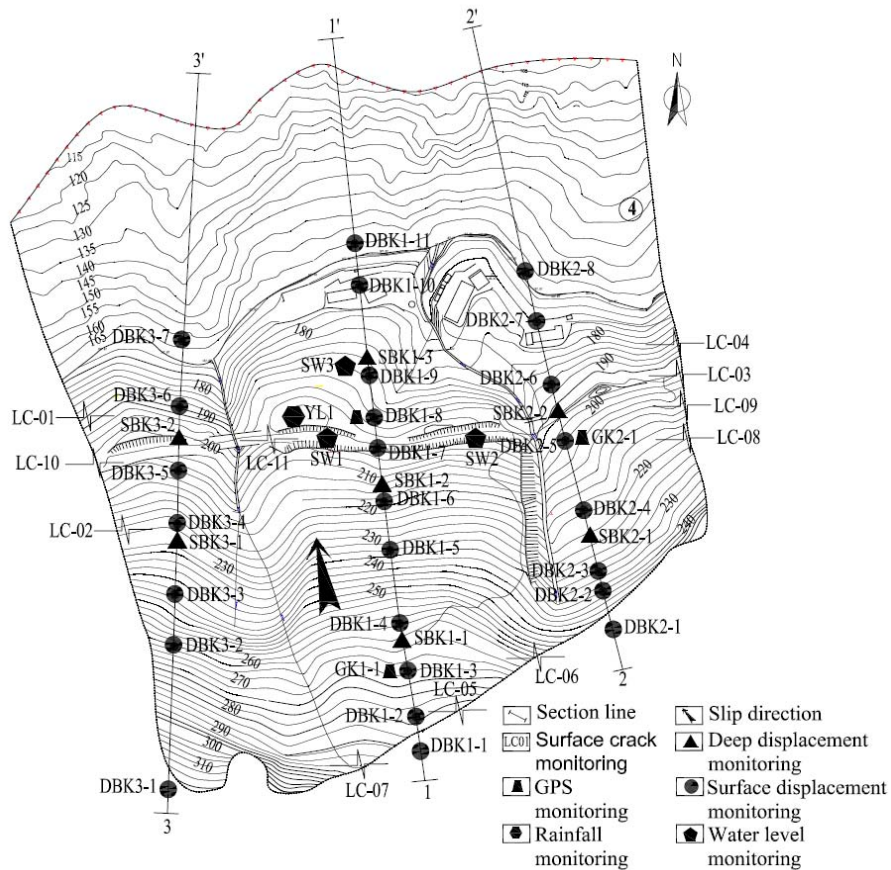


图 5-11 自动化监测系统分布图

为了能预测滑坡的运动趋势并选择正确的滑坡防治措施，滑坡安装了各种监测仪器。监测的结果能够用来分析滑坡的诱发因素和运动模式。凉水井滑坡的自动化监测系统包括深部位移，地表位移，地裂缝，GPS 监测，无人机监测，雨量计和地下水位计，分布如

图 5-11 所示。

5.3.2 深部位移监测

拉线式深部位移计安装在地质钻孔内以形成测点，与地面的位移传感器相连(图 5-12 (a))。当滑坡移动时，带动钢丝滑动，位移传感器记录位移信息并以一定的频率传送至接收中心(图 5-12 (b))。测点之间的数值差为地层之间的位移。数据发送频率能根据情况而实时调整，数据精度能达到 0.2mm。

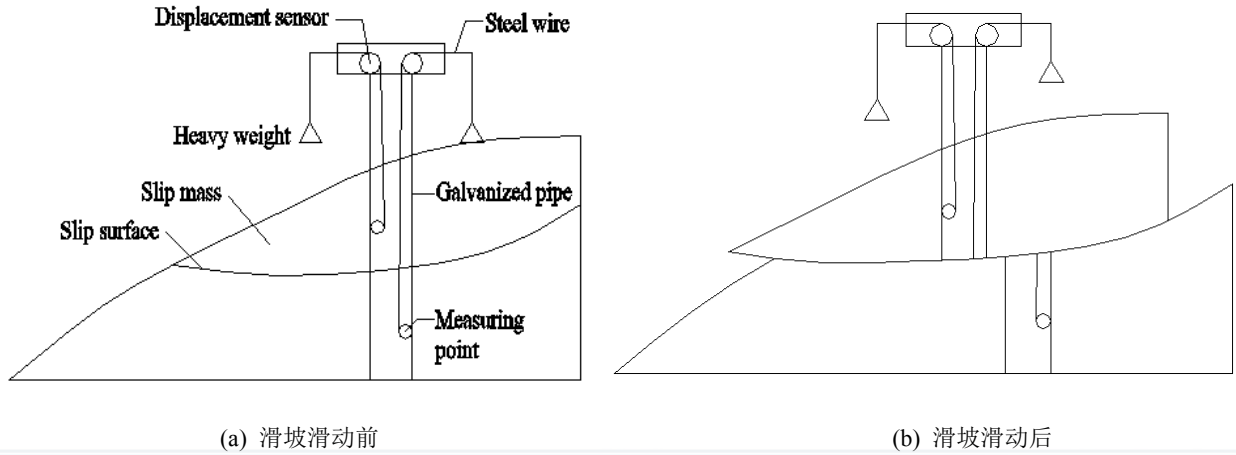


图 5-12 深部位移监测示意图

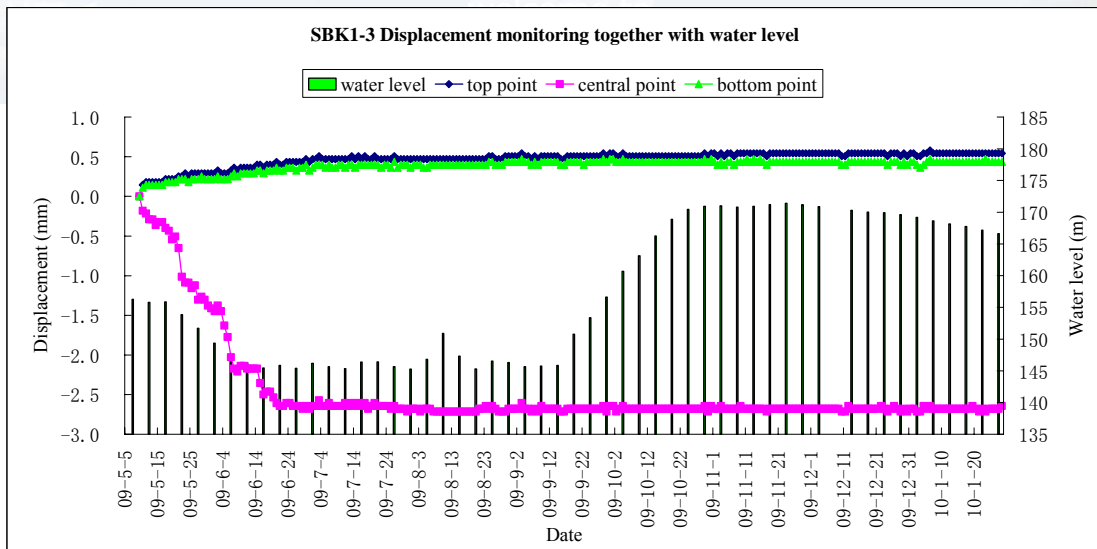


图 5-13 深部位移孔 SBK1-3 位移-时间-水位曲线

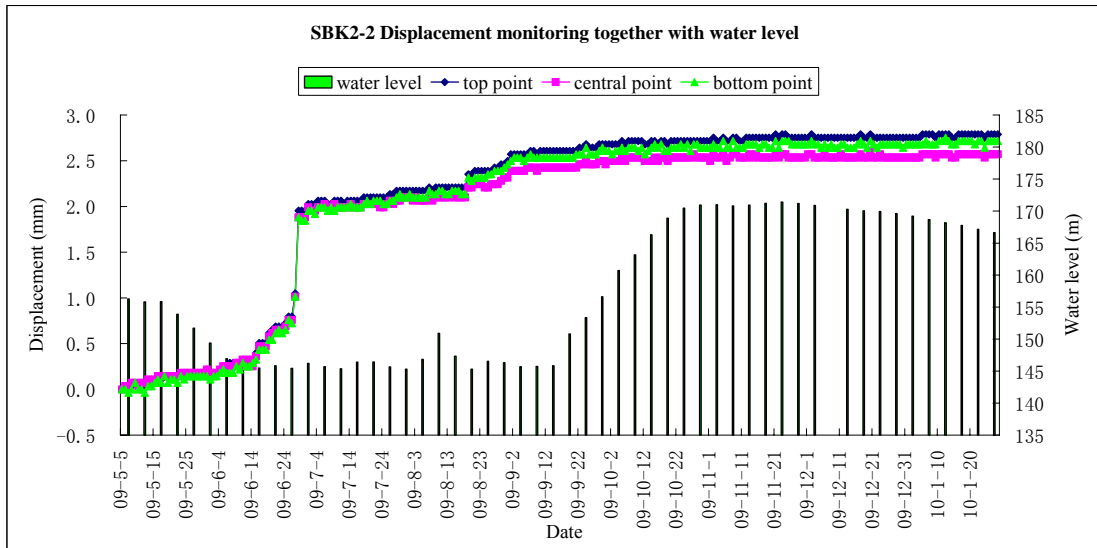


图 5-14 深部位移孔 SBK2-2 位移-时间-水位曲线

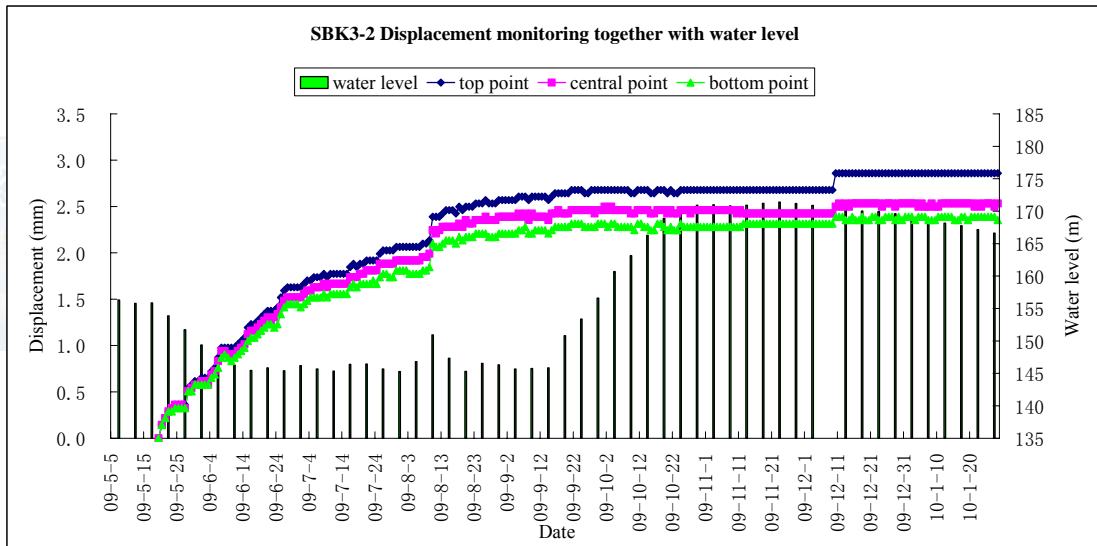


图 5-15 深部位移孔 SBK3-2 位移-时间-水位曲线

图 5-13~图 5-15 为 2009 年 4 月至 2010 年 1 月深部位移与时间和水位关系图。正如这些曲线所示，各点的累积位移都非常小。在监测孔 SBK1-3，中部和底部位移小，而顶部位移相对较大，达到 3.5mm，这意味着在 SBK1-3 位置，滑面在 11m~20m 处。图 5-4 中钻孔 ZK5 揭示了 SBK1-3 处的地质结构，结合 ZK5 钻孔柱状图和监测数据，SBK1-3 位置处的滑面定义为粉质粘土和砂岩接触面，大约 11m 深。基于这一滑面判别方法，右剖面 (2-2')SBK2-2 和左剖面 (3-3')SBK3-2 的滑面分别位于 22m 和 25m 处，这些结论同地质勘查结果吻合。

同地表位移相比，深部位移很小

5.3.3 地表位移监测

系统结合传统的拉线式位移技术和现代的通信技术(图 5-16)。测点通过钢丝线与基点相连。钢丝的一段固定在测点, 另一端与一个重锤相连。同时, 钢丝线与一个滑轮相连, 滑轮与一个角位移传感器相连, 当测点移动时, 钢丝线会一同移动, 变化值以滑轮转角来表示, 转角由角位移传感器转化为数字信号。GPRS/GSM 数据接收器将电信号转化为数字信号, 将位移值传输给监测中心, 那里科研人员利用软件分析并显示这些数据, 通过这种方式能够获得位移与时间关系曲线。

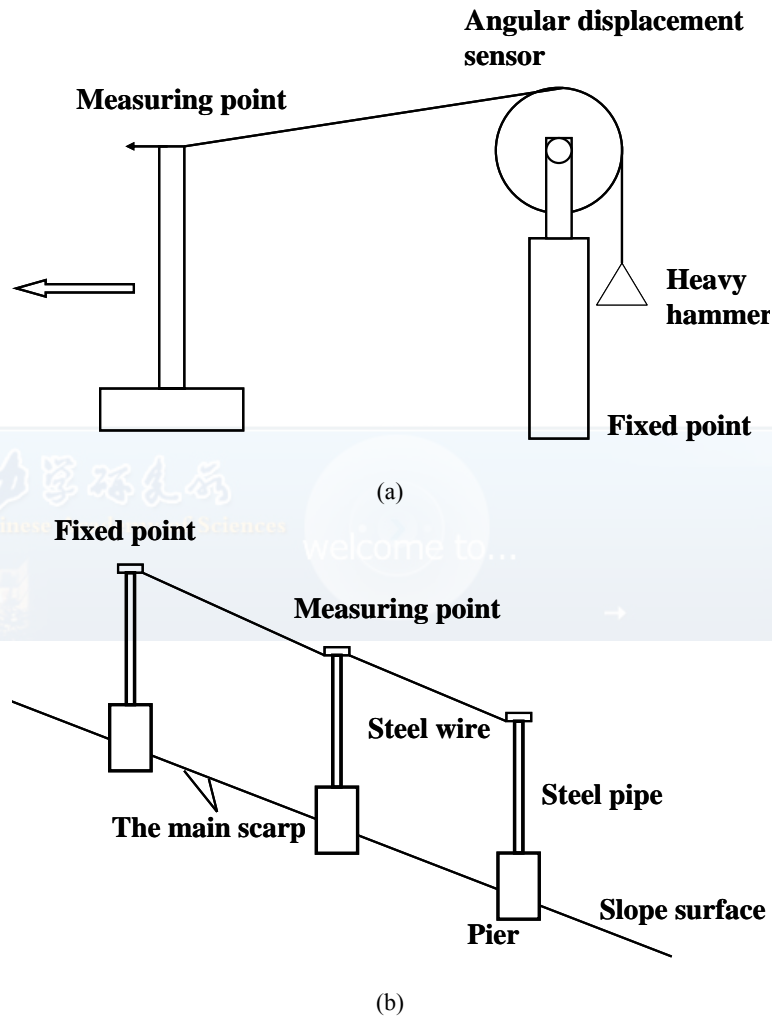


图 5-16 地表位移传感器原理图

根据主滑方向, 结构特征和地形地貌, 选择了三条剖面展开地表位移监测, 共计 26 个监测点(图 5-11)。根据各点位置的不同, 它们被划分为 9 个部分: 中前部(DBK1-11, DBK1-10, DBK1-9), 中中部(DBK1-8, DBK1-7, DBK1-6), 中后部(DBK1-5, DBK1-4, DBK1-3, DBK1-2); 右前部(DBK2-8, DBK2-7, DBK2-6), 右中部(DBK2-5, DBK2-4), 右后部(DBK2-3, DBK2-2); 左前部(DBK3-7, DBK3-6), 左中部(DBK3-5, DBK3-4), 左后部(DBK3-3, DBK3-2)。各条剖面位移对水位, 时间关系曲线如图 5-17~图 5-18 所示。

同时, 2009 年 5 月至 2010 年 1 月这段时期分为四个子阶段, 分为退水期, 145m 低水位期, 涨水期和 170m 高水位期。由于自动化专业监测没有记录滑坡最开始的滑移, 因此 2008 年 12 月 10 日至 2009 年 1 月 14 的人工监测数据被利用, 定名为初始阶段。表 5-9 为 9 个部位在五个时期里的地表位移速率。

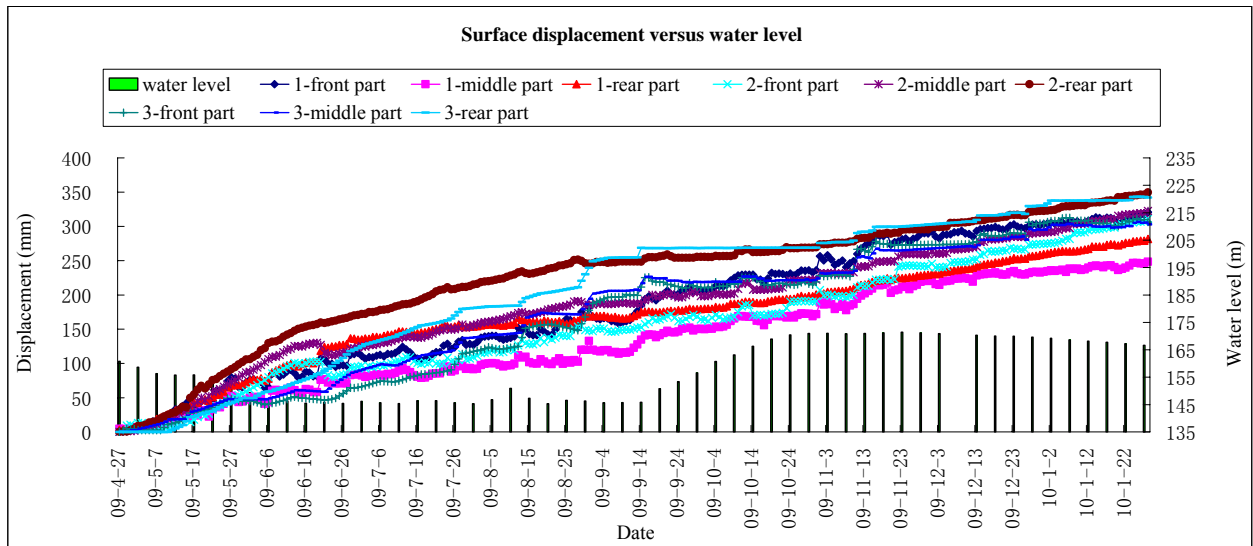


图 5-17 地表位移-时间-水位曲线

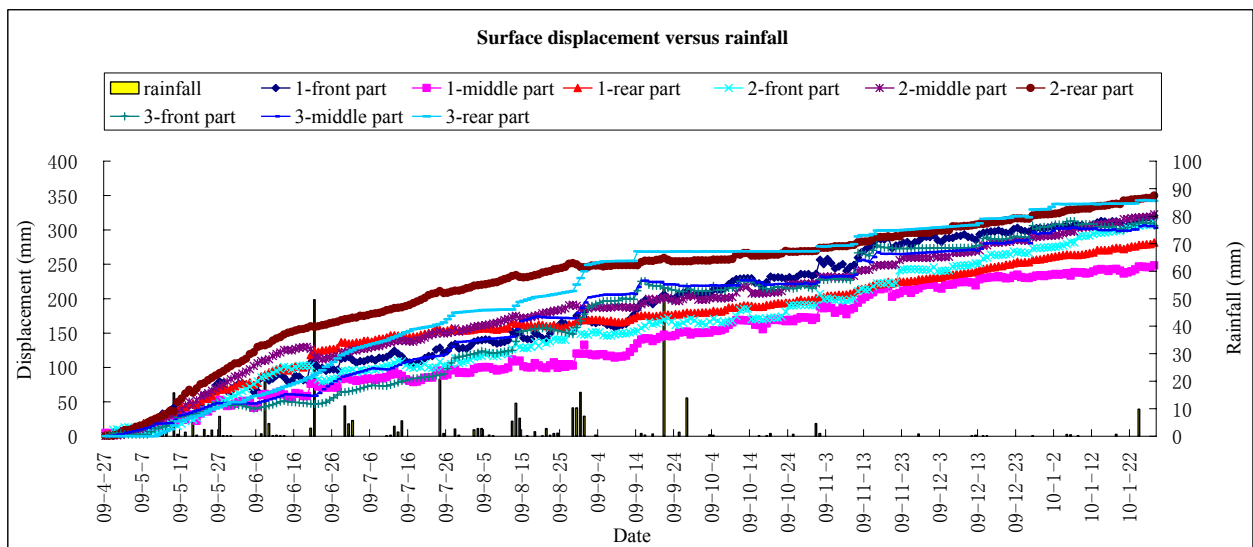


图 5-18 地表位移-时间-降雨曲线

表 5-9 九个部位在五个时期内地表位移速率(单位: mm/d)

时期	中后部	中中部	中前部	右后部	右中部	右前部	左后部	左中部	左前部
初始阶段 2008.12.10-2009.01.14	4.81								
退水期 2009.04.27-2009.06.07	2.16	1.36	2.15	3.43	2.83	1.92	1.73	1.44	1.37
低水位期 2009.06.07-2009.09.14	0.71	0.62	0.93	1.24	0.89	0.72	1.45	0.96	1.00
涨水期 2009.09.14-2009.10.22	0.53	0.85	1.08	0.33	0.46	0.37	0	0	0
高水位期 2009.10.22-2010.01.28	0.95	1.09	1.16	0.83	1.11	1.42	0.87	1.07	1.25

根据以上的图表, 可得出以下结论:

(1) 在 1-1'剖面, 变形速率随部位的不同而不同, 较大位移发生于中前部和中后部, 但是中中部位移较小。这是因为滑面的凹形结构面所致, 即锁固断(图 5-5)。结合地层结构和监测数据, 1-1'剖面可以定性为牵引式滑坡和推移式滑坡结合体;

(2) 2-2'和 3-3'剖面的位移数据显示从滑坡后部到前部, 位移逐渐减小, 逐渐减小的位移表示推移式滑动;

(3) 随着长江水位的降低, 各测点的位移速率有减小的趋势。当水位下降至 145m, 并保持低水位运营时, 变形速率稳定。库水在 175m 高水位运营时的位移速率要大于涨水期间的位移速率。这表明, 库水位对于滑坡, 特别是对于滑坡的前缘部分有很大的影响。

5.3.4 地表裂缝监测

地裂缝监测原理同地表位移监测相同。在滑坡的两侧共安放了 11 个地表裂缝计, 如图 5-11 所示。所有监测点被分为四组: 左边界裂缝(LC01, LC02, LC10), 右边界裂缝(LC03, LC04, LC08, LC09), 后缘裂缝(LC05, LC06, LC07), 中部裂缝(LC11)。图 5-19, 图 5-20 和表 5-10 所示为在不同时期不同部位裂缝位移的比较。

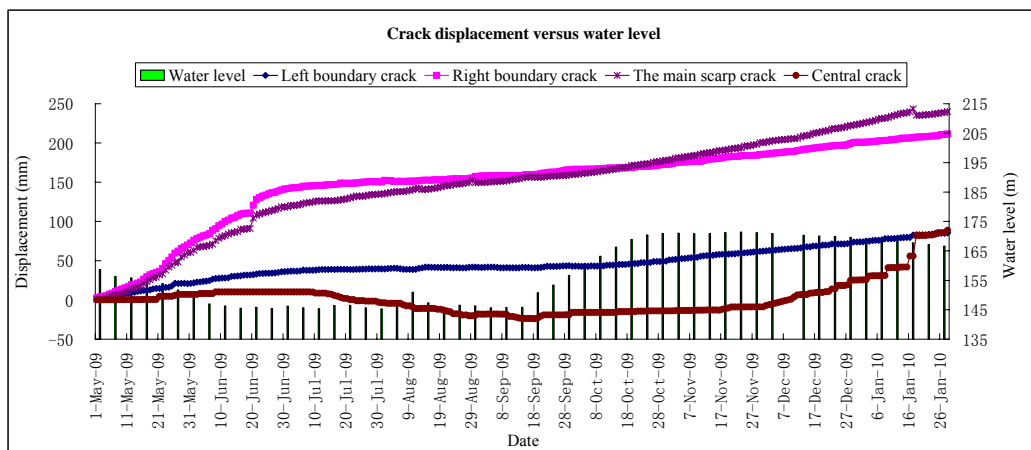


图 5-19 地裂缝-时间-库水位曲线

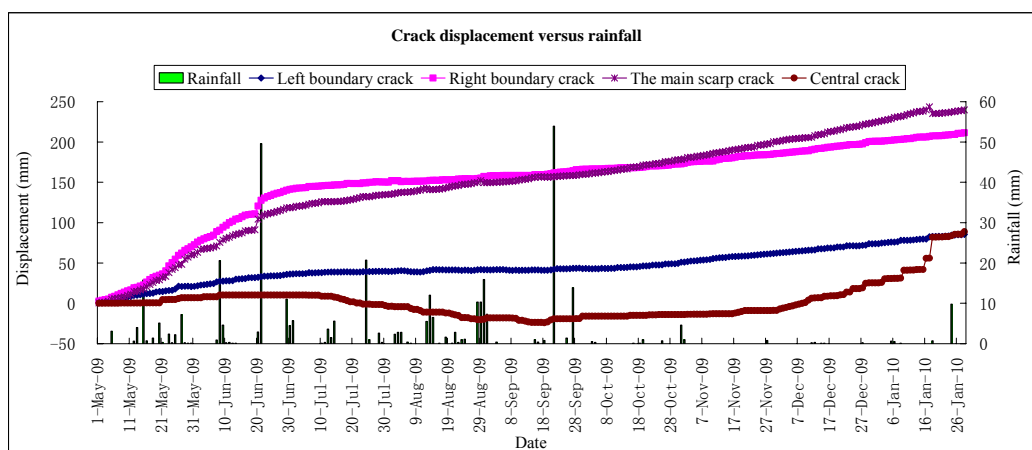


图 5-20 地裂缝-时间-降雨曲线

表 5-10 四个部位在五个时期内地表裂缝速率(单位: mm/d)

时期	左边界裂缝	右边界裂缝	后缘裂缝	中部裂缝
初始阶段 2008.12.10-2009.01.14	1.78	1.28	2.45	0.16
退水期 2009.04.27-2009.06.07	0.69	2.51	2.16	0.28
低水位期 2009.06.07-2009.09.14	0.12	0.51	0.69	-0.40
涨水期 2009.09.14-2009.10.22	0.13	0.29	0.45	0.24
高水位期 2009.10.22-2010.01.28	0.38	0.41	0.70	1.01

根据以上曲线图表分析, 可得出如下结论:

(1) 与地表位移类似, 滑坡体地表裂缝也一直处于匀速变形状态, 并且整体变形速率不大。同时, 左侧边界裂缝测点的变形速率要明显小于右侧边界裂缝测点的变形速率。

(2) 在不同库水位涨落阶段, 滑坡体地表裂缝变形速率并不保持一致, 145 米低水位期和涨水期的地表变形速率最小, 说明地表裂缝变形主要受整个滑坡整体变形控制。

5.3.5 GPS 监测

GPS 监测的目的是为了校核地表位移结果的正确性。GK1-1、GK1-2 和 GK2-1 分别对应 DBK1-3、DBK1-9 和 DBK2-5, 如图 5-11 所示。

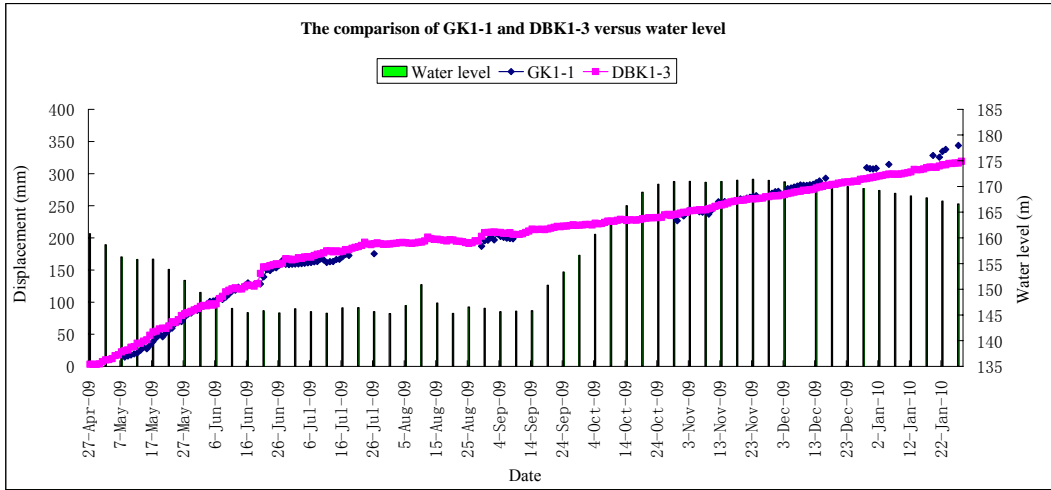


图 5-21 GPS 监测点 GK1-1 与地表位移监测点 DBK1-3 对比曲线

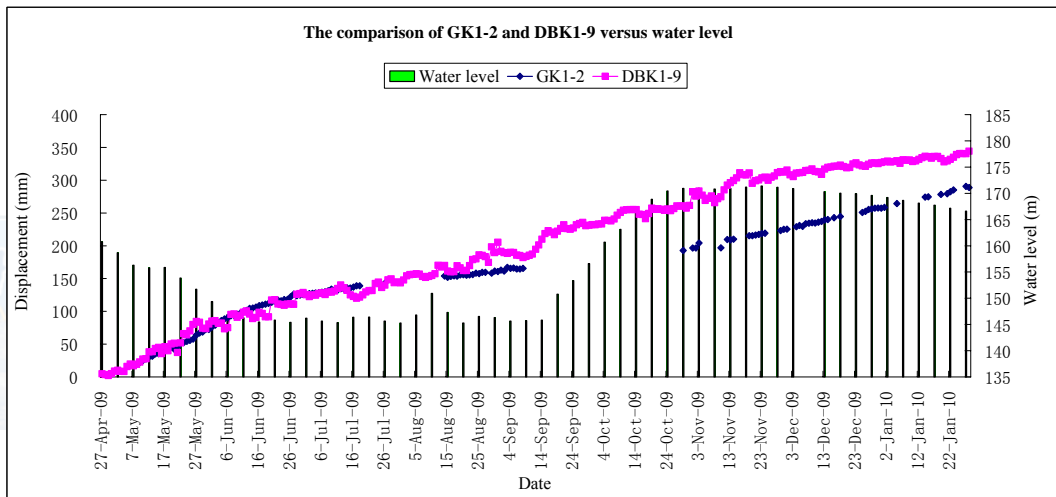


图 5-22 GPS 监测点 GK1-2 与地表位移监测点 DBK1-9 对比曲线

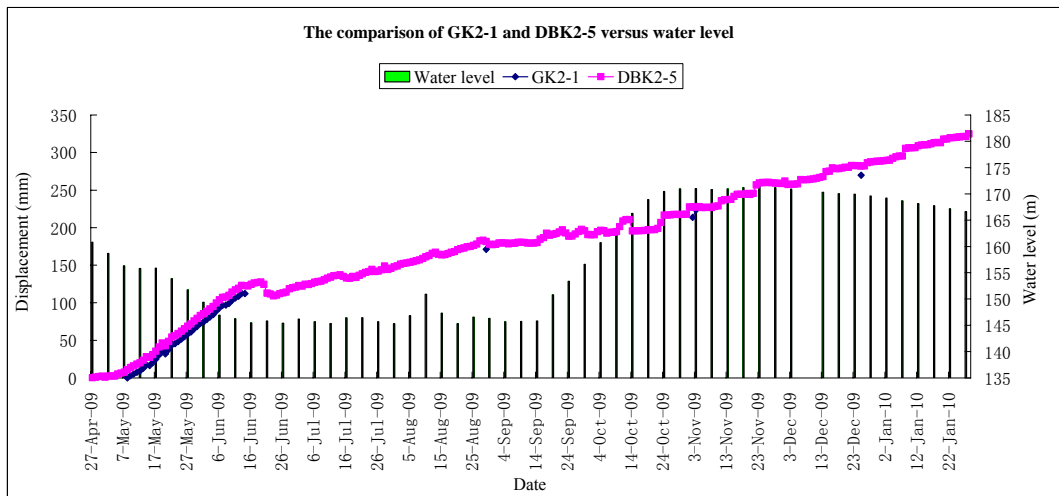


图 5-23 GPS 监测点 GK2-1 与地表位移监测点 DBK2-5 对比曲线

图 5-21~图 5-23 为 GPS 与地表位移监测比较曲线:

(1) GPS 监测点 GK1-1(图 5-21)和 GK2-1(图 5-23)与相应位置的地表位移监测非常吻合;

(2) GPS 监测曲线要比地表位移监测曲线平滑许多,原因是前者进行了平差处理,而后者直接给出数据,没有进行修正;

(3) GPS 系统和拉线式位移监测系统显示了对于变形滑坡连续监测的优越性。

5.3.6 其它监测手段

四个地下水位监测仪被安装于滑坡上(如图 5-11 中 SW1~SW4 所示),在 SW4 中没有监测到水,结合其它三个监测点数据(图 5-24),可以发现地下水位随着长江水位而变化,但是前者要稍微迟缓于后者。这些结果与钻孔所获得的结论一致。

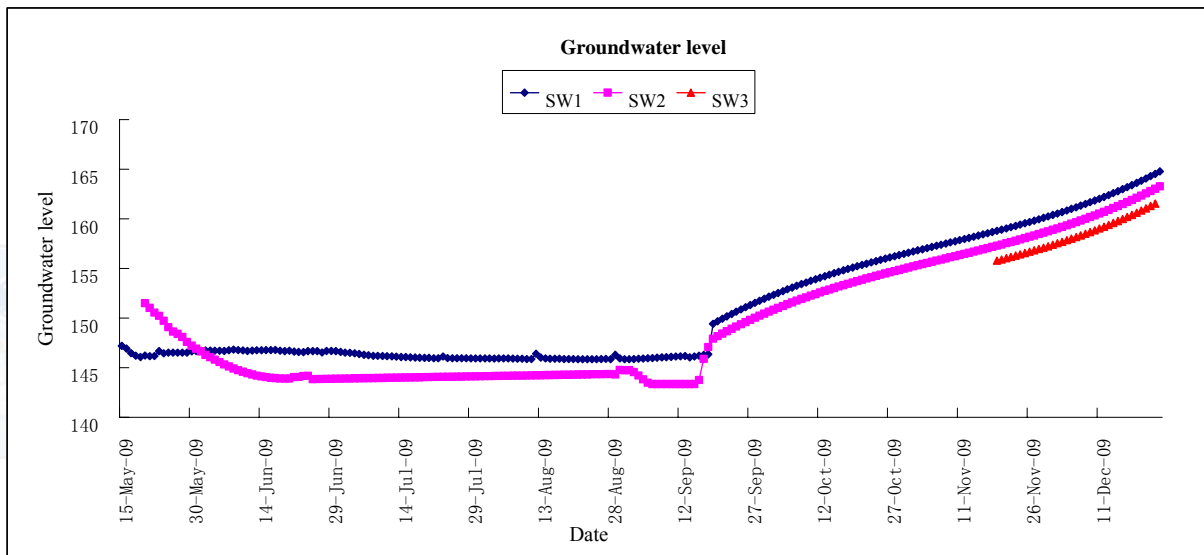


图 5-24 滑坡地下水位

在自动化监测的同时,人工监测数据被用来校核地表位移监测和地裂缝监测结果。当滑坡滑动时,两点之间的钢丝距离会相应的变化。变化数据能够同时自动地被 GPRS/GSM 系统和手工的用直尺采集到,两者之间的区别在于前者是实时的而后者一周进行两次。虽然 GPS 能够作为地表位移监测的校核手段,但他们的数量还不至于校核所有的数据。人工校核手段能够以一种合理的代价满足校核要求,校核结果表明,自动化监测数据与人工校核数据有很好的吻合性。

除了上面的专业监测工作,在凉水井滑坡上特意开展了群测群防工作。这个方法主要依靠人工方式观察裂缝的变化和房屋的破坏。在没有专业监测设备的情况下,群测群防可以很好地观察滑坡移动。在凉水井滑坡上,这种手段只是作为一种辅助手段。为了记录裂缝的变化,两个水泥墩台(图 5-25)或者木棍(图 5-26)被安置于裂缝两侧。需要说明的是,前者能获得通过解方程的方式获得位移的全量,而后者只能获得整体位移的分量。群测群

防获得的主要结论同地表裂缝获得的结论一致。

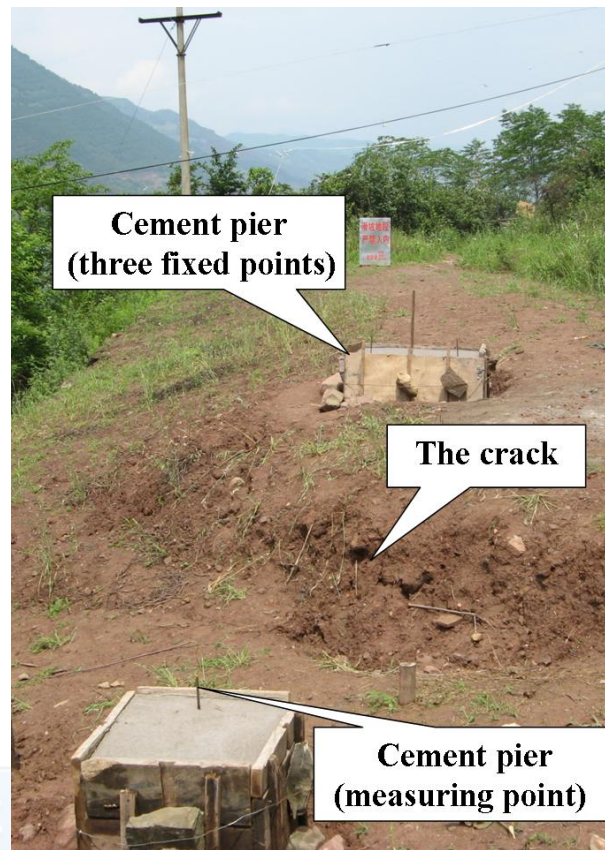


图 5-25 水泥墩群测群防点：两点式

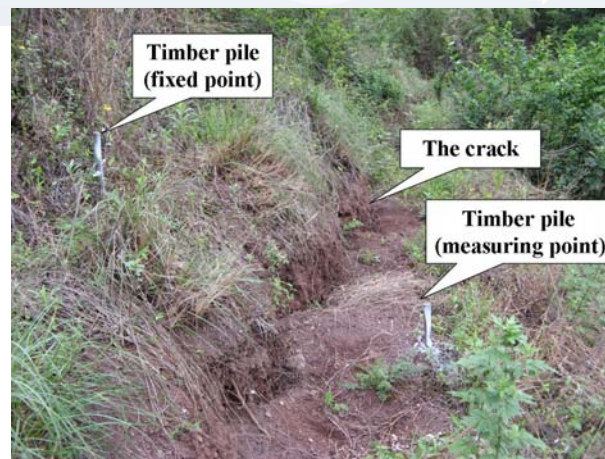


图 5-26 木桩群测群防点：三点式

无人飞机监测(图 5-27)被用于观测滑坡的剧烈变形阶段，在那个阶段，位移或许超过了所有监测设备的量程，并且这是人员是无法接近滑坡的。作为一种新型科学监测手段，该方法曾应用于“5.12”四川汶川大地震时唐家山堰塞湖的监测。该系统在滑坡上选择了30个标点，通过对比无人飞机照片(图 5-28~图 5-31)，标点位移被解译。该系统的优势在于观测宏观位移，但是凉水井滑坡没有进入该阶段，所以它被作为滑坡的辅助监测设备。



图 5-27 无人飞机监测设备



图 5-28 无人飞机观测图(时间：2009.4；航拍高度：700m)



图 5-29 无人飞机观测图(时间：2009.6；航拍高度：400m)



图 5-30 无人机观测图(时间: 2009.8; 航拍高度: 470m)



图 5-31 无人机观测图(时间: 2009.11; 航拍高度: 520m)

5.3.7 监测结论

实时监测过程中, 可通过对滑坡监测曲线的宏观分析来判定滑坡变形阶段。在滑坡匀速变形阶段, 其宏观的、平均的变形曲线斜率应该基本保持不变, 总体上应为一“直线”, 而一旦进入加速变形阶段, 曲线斜率会不断增加, 变形曲线总体上应为一倾斜度不断增大的“曲线”。也就是说当滑坡加速变形时, 其变形曲线将出现明显“拐点”, 由此作为明显特征和判断依据确定预警级别。监测表明, 目前该滑坡尚处于匀速变形阶段, 预警级别为黄色(III级), 暂时不需要工程治理, 对比于图 3-5, 将凉水井滑坡当前状态确定为局部再破坏阶段中的欠稳定状态。

5.4 基于滑坡当前状态评判的数值模拟反分析

5.4.1 模型参数

滑坡计算模型如图 5-32 所示, 计算参数见表 5-11。有关参数变化的说明参见 4.4.1。

表 5-11 岩土体物理力学参数取值表

岩土体	弹性模量 (GPa)	泊松比	渗透系数 ($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	密度/($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)		黏聚力/(kPa)		内摩擦角/(°)	
				天然	饱和	天然	饱和	天然	饱和
粘土	3	0.4	2.50×10^{-6}	2300	2380	21.5	19.3	34.8	27.7
块石土	3	0.4	3.70×10^{-6}	2350	2400	22.2	21.6	35.1	29.1
砂土	3	0.4	-	2300	2380	-	3.0	-	25
基岩	20	0.25	-	2530	-	400.2	390.1	38.02	37.11
滑带	-	-	4.01×10^{-3}	-	-	19.2	13.7	25.0	24.8

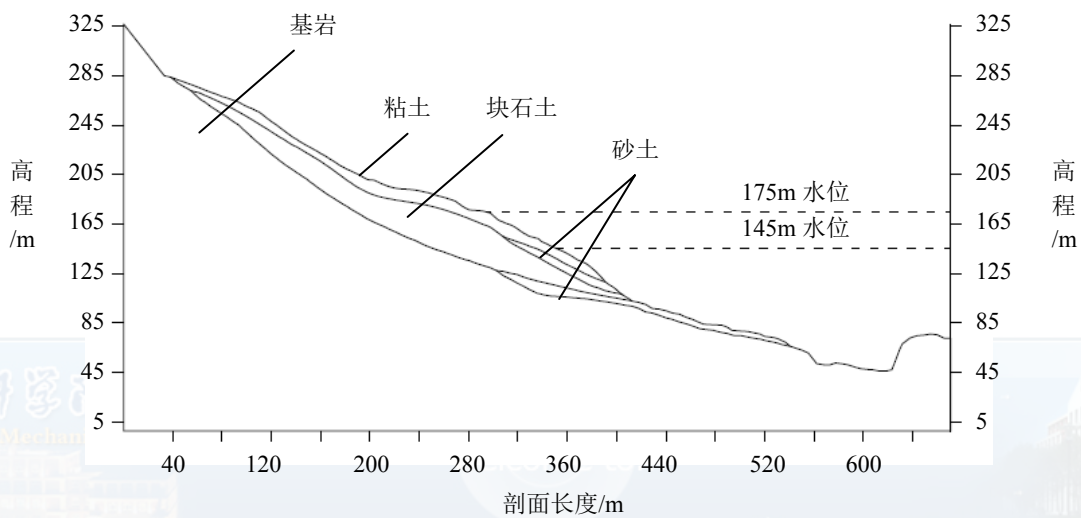


图 5-32 凉水井滑坡计算模型

5.4.2 循环库水涨落数值分析

先只考虑库水涨落的影响，分析在前三个库水涨落周期内滑坡内部破坏状态的变化规律，以分析库水是否是控制滑坡变形的主要因素。由后面 5.5.1.2 节的分析，选取低水位和高水位分别为 145m 和 175m，选取正常上涨速率 0.50 m/d 和正常下降速率 0.67 m/d。

表 5-12 库水涨落不同工况条件下凉水井滑坡滑面破裂度

工况	滑面破裂度	工况	滑面破裂度
第一次涨水	0.088	第二次涨水	0.476
第一次降水	0.476	第二次降水	0.490
枯水期	0.476	枯水期	0.490

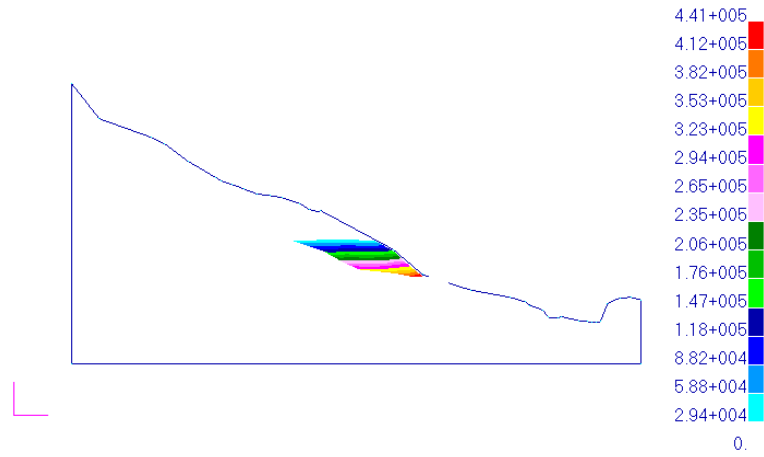


图 5-33 145m 枯水期凉水井滑坡稳定渗流场(单位: pa)

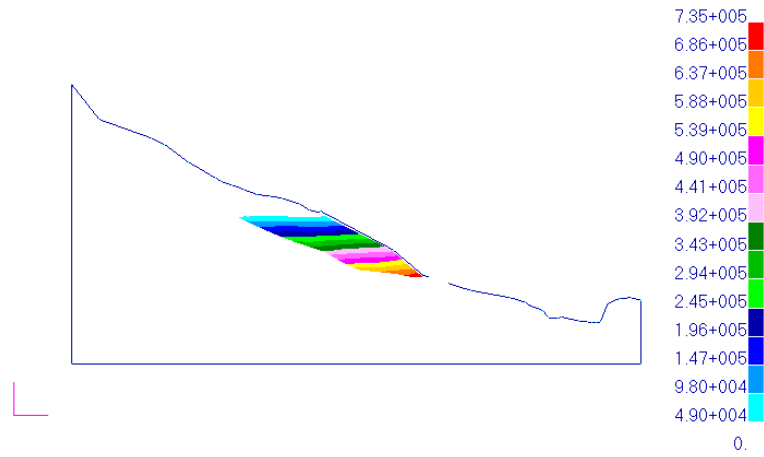


图 5-34 175m 涨水期凉水井滑坡稳定渗流场(单位: pa)

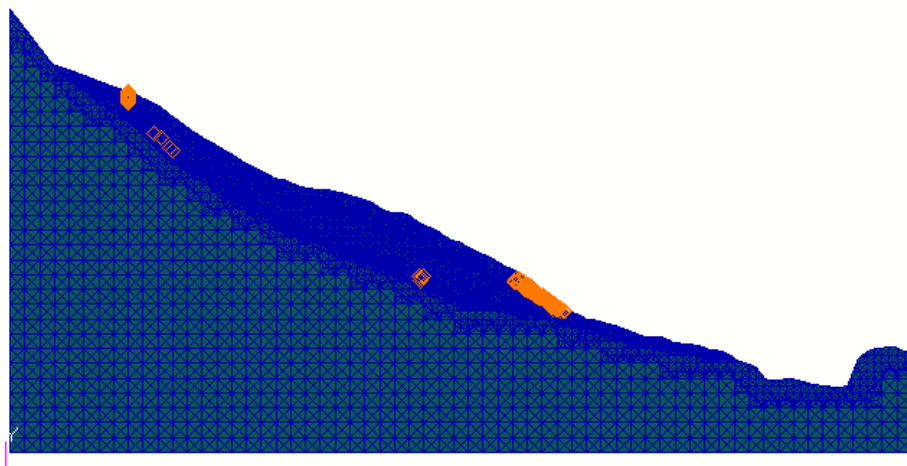


图 5-35 蓄水前凉水井滑坡内部破坏状态

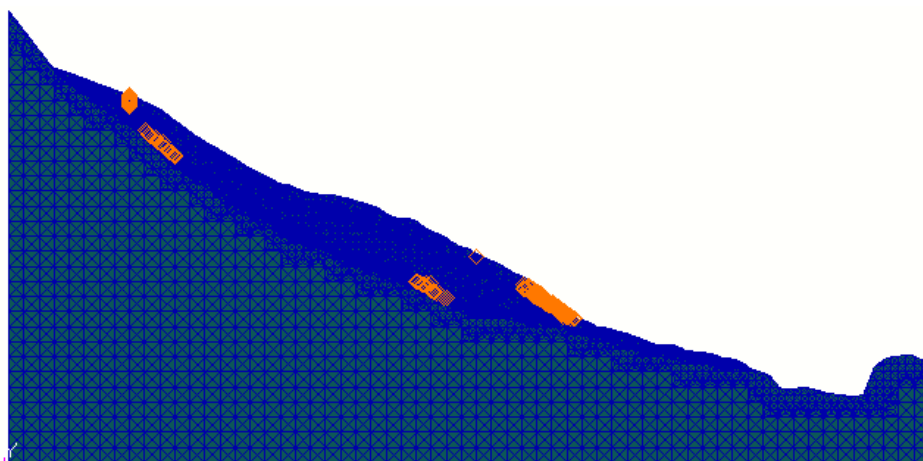


图 5-36 第一次涨水：水位升至 175m 时凉水井滑坡内部破坏状态

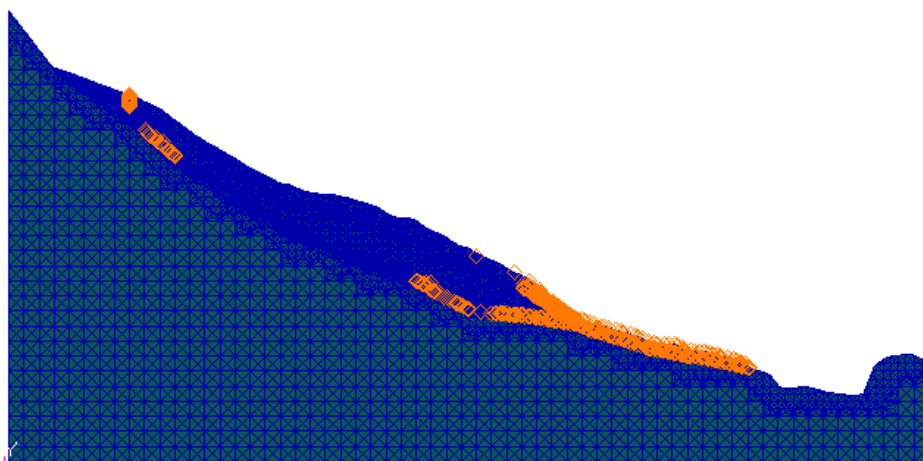


图 5-37 第一次降水：水位 175m 降至 145m 时凉水井滑坡内部破坏状态

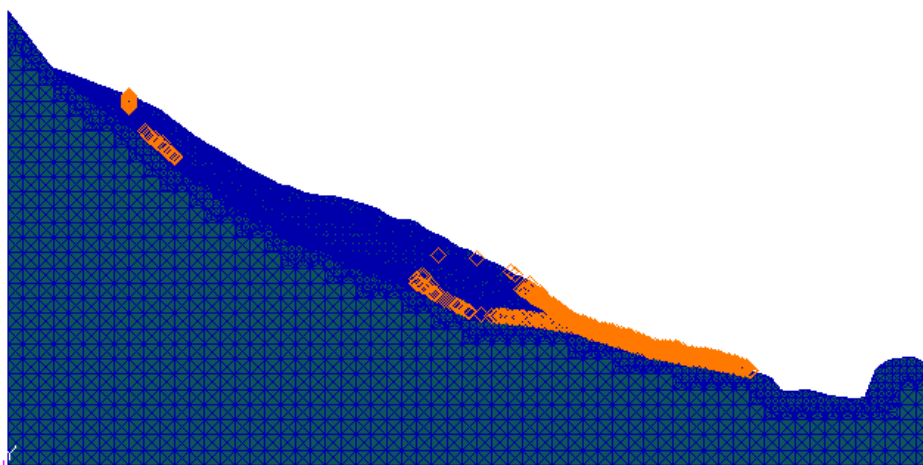


图 5-38 枯水期：水位为 145m 时凉水井滑坡内部破坏状态

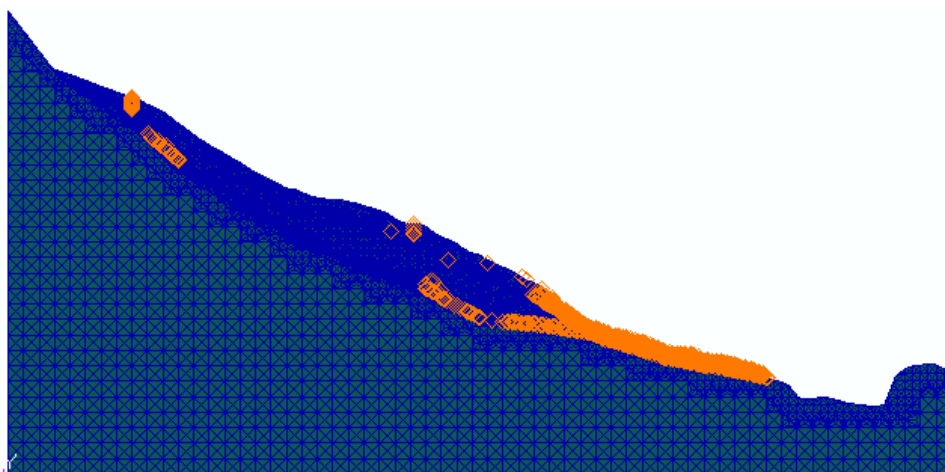


图 5-39 第二次涨水：水位升至 175m 时凉水井滑坡内部破坏状态

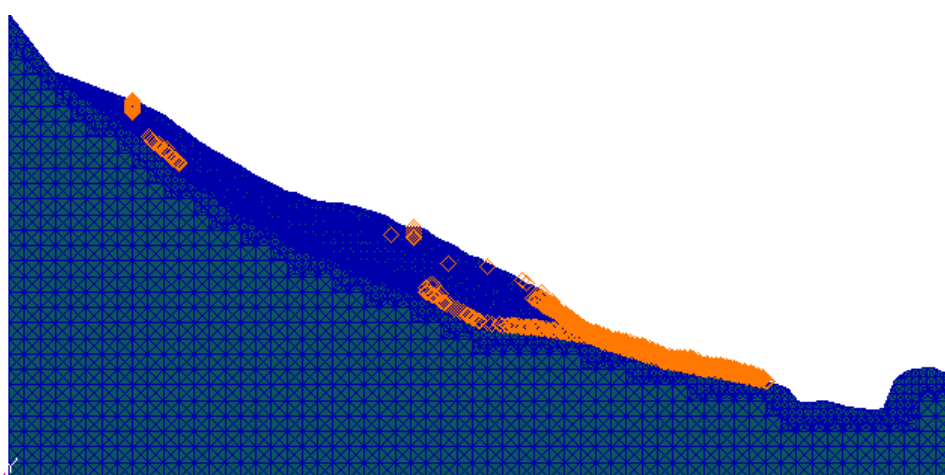


图 5-40 第二次降水：水位 175m 降至 145m 时凉水井滑坡内部破坏状态

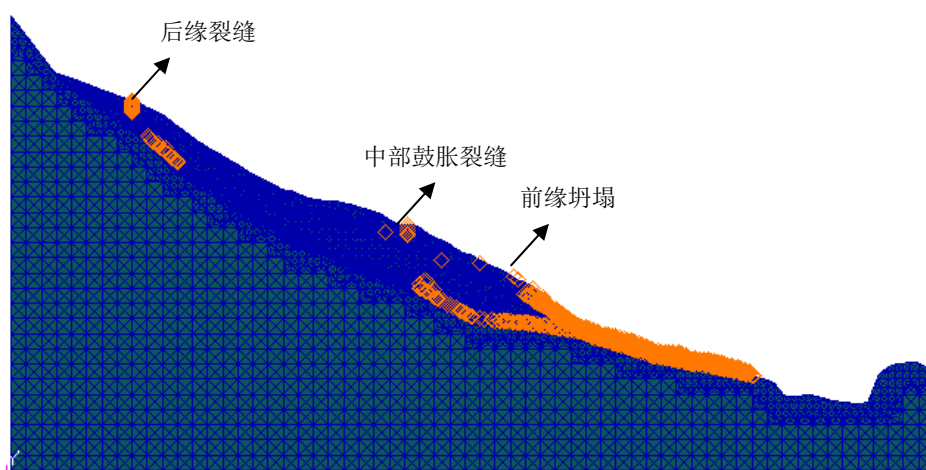


图 5-41 枯水期：水位为 145m 时凉水井滑坡内部破坏状态

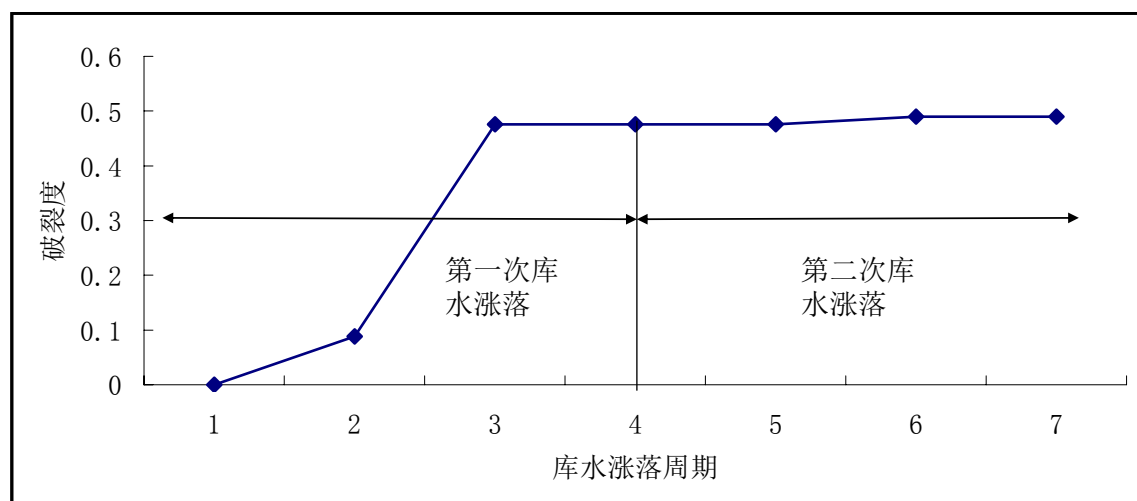


图 5-42 前二个库水涨落周期内滑坡内部破坏状态图

从 2008 年 9 月 28 日到 2009 年 6 月 7 日的第一次 175m 试验性蓄水过程中, 在初始变形阶段, 坍塌和滑坡变形首先发生在下滑体前缘(图 5-41 和图 5-43), 随即形成新的临空面。前部的未坍塌部分失去了支撑, 这样裂缝会接二连三地出现, 向顶部传递。这种现象体现了牵引式滑坡特征。

由于在滑坡中部有一个锁固段, 滑坡的滑动模式不是单一的。在滑舌部分出现变形不久, 张拉裂缝随即出现在上滑体后缘, 并形成明显的下挫带(图 5-41 和图 5-44)。随着滑坡的持续变形, 张拉裂缝不仅在数量上和分布范围上都有较大发展, 并且在裂缝的长度和深度上也发展迅速。最后, 不同尺度的弧形张拉裂缝和下挫带从后缘向前缘较低部分发展, 同时呈现出推移式滑坡的特征。中部裂缝的位移速率出现负增长(表 5-10 中 145m 低水位期), 图 5-17 中主中部的位移量最小, 表 5-9 中主中部在 145m 低水位期的位移速率小于同期主后部和主前部的位移速率, 这可以说明该滑坡的滑面形状导致了坡面中部位移和中部裂缝的总位移量和变形速率都较低; 在下滑体和上滑体的裂缝向中部区域扩展的过程中, 滑坡两翼的剪切裂缝以雁羽状的形态出现。

由于沿中部的深层滑面尚未形成(图 5-41), 深部位移变形不显著, 位移曲线表现为“V”型, 即底部位移很小, 而上部位移较大, 中间没有较明显的波峰和波谷(滑动面), 表明滑坡该部位还没有形成明显的滑动面, 处于蠕滑变形阶段, 该结论在模型中得到了反应。锁固段事实上是一个凹形区域, 随着上滑体变形的日益加剧, 上、下滑体的平衡条件也在发生改变, 这是一个量变到质变的过程, 变形发展的结果, 势必引起中部应力的进一步集中, 滑坡的散射状裂隙和地鼓现象(图 5-41 和图 5-45)就会出现在该区域, 锁固段成为滑坡能否整体复活的关键部位。



图 5-43 滑坡前缘塌岸



图 5-44 滑坡后缘裂缝



图 5-45 滑坡中部鼓胀裂缝

5.4.3 库水涨落和降雨数值分析

由后面 5.5.1.2 节的分析, 选取低水位和高水位分别为 145m 和 175m, 选取正常上涨速率 0.50 m/d 和正常下降速率 0.67 m/d。在库水涨落阶段选取基本降雨强度为 40mm/d, 中降雨历时为 7h; 在枯水期阶段选取众值降雨强度为 9mm/d, 短降雨历时为 3h。

由表 5-13 可以看出, 在库水涨落和降雨的联合作用下, 凉水井滑坡滑面破裂度有大幅增大, 且在第一次库水涨落和降雨的联合作用后, 滑面破裂度的增长速率下降。图 5-55 为前 3 个周期内凉水井滑坡滑面破裂度变化图, 由此可以看出, 凉水井滑坡滑面破裂度是逐渐增多的, 且增长速率在不断降低。

由图 5-46~图 5-54 可以看出, 凉水井滑坡滑面的破裂是从顶部和底部逐渐向中部扩散, 且在坡体中部出现一条横向裂缝。图 5-54 为 3 个周期(年)后凉水井滑坡的内部破坏状态, 这时的计算破裂度为 0.725, 由前面地质信息和监测信息得出的结论为: 凉水井滑坡当前状态确定为局部再破坏阶段中的欠稳定状态, 跟据图 3-5 和表 3-1 可以得出实际破裂度为 0.7~0.9, 因此计算破裂度和实际破裂度吻合。

与现场监测的对比, 选取坡体顶部一点作为校核点(如图 5-56), 由图 5-57 可以看出, 数值模拟位移结果和实际监测位移曲线吻合良好。

综上所述, 图 5-54 就为反分析之后所得到的滑坡当前状态。

表 5-13 库水涨落+降雨不同工况条件下凉水井滑坡滑面破裂度

工况	滑面破裂度	工况	滑面破裂度	工况	滑面破裂度
第一次涨水 基本降雨强度: 40mm/d 中降雨历时: 7h	0.126	第二次涨水 基本降雨强度: 40mm/d 中降雨历时: 7h	0.588	第三次涨水 基本降雨强度: 40mm/d 中降雨历时: 7h	0.720
第一次降水 基本降雨强度: 40mm/d 中降雨历时: 7h	0.514	第二次降水 基本降雨强度: 40mm/d 中降雨历时: 7h	0.714	第三次降水 基本降雨强度: 40mm/d 中降雨历时: 7h	0.725
枯水期 众值降雨强度: 9mm/d 短降雨历时: 3h	0.514	枯水期 众值降雨强度: 9mm/d 短降雨历时: 3h	0.714	枯水期 众值降雨强度: 9mm/d 短降雨历时: 3h	0.725

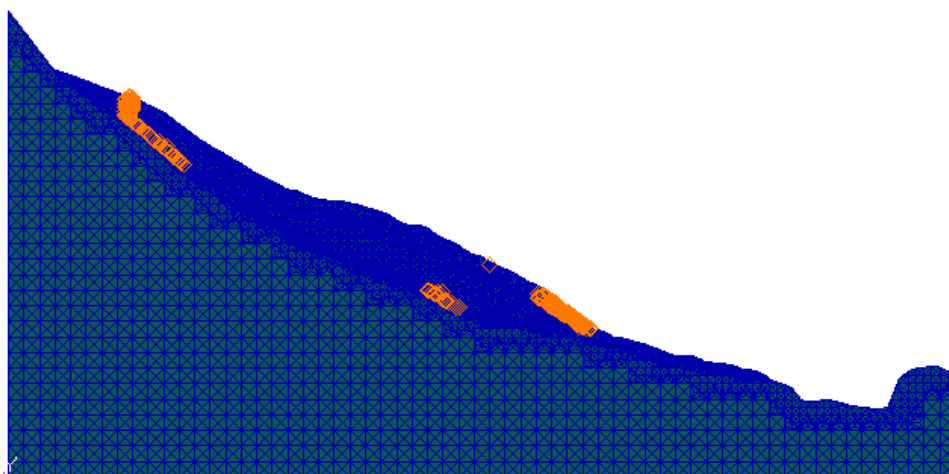


图 5-46 第一次涨水+基本降雨强度+中降雨历时情况下凉水井滑坡内部破坏状态

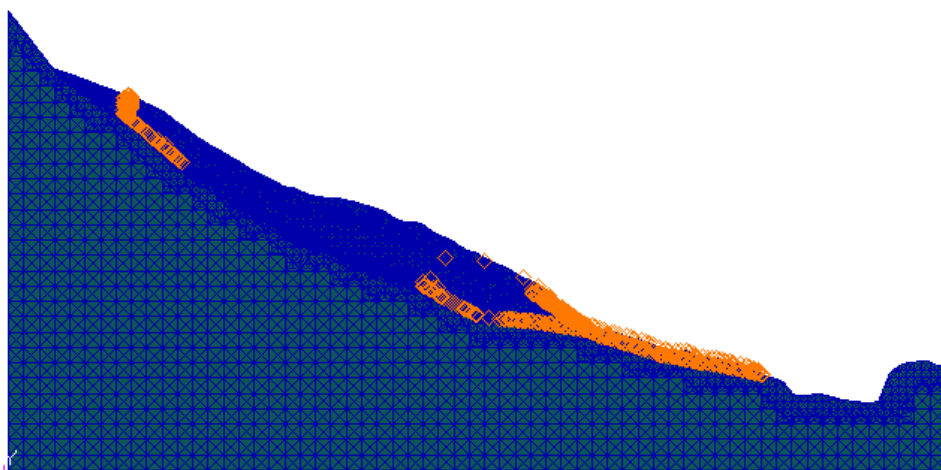


图 5-47 第一次降水+基本降雨强度+中降雨历时情况下凉水井滑坡内部破坏状态

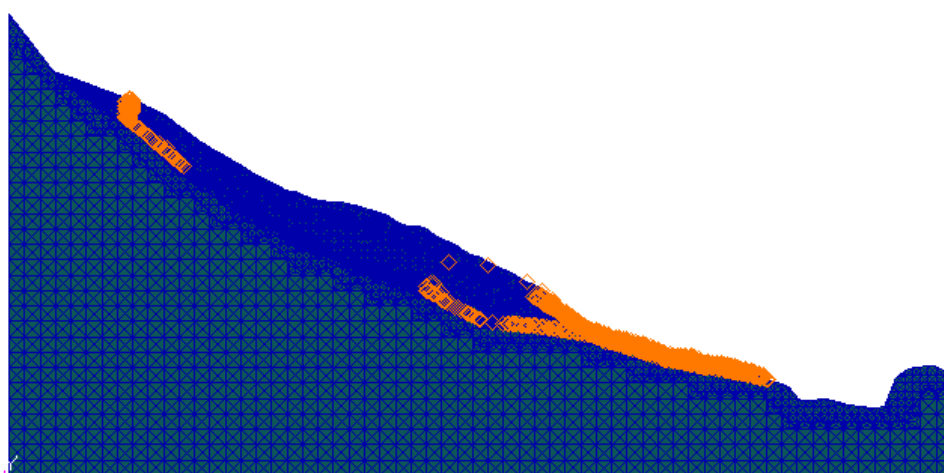


图 5-48 第一次枯水期+众值降雨强度+短降雨历时情况下凉水井滑坡内部破坏状态

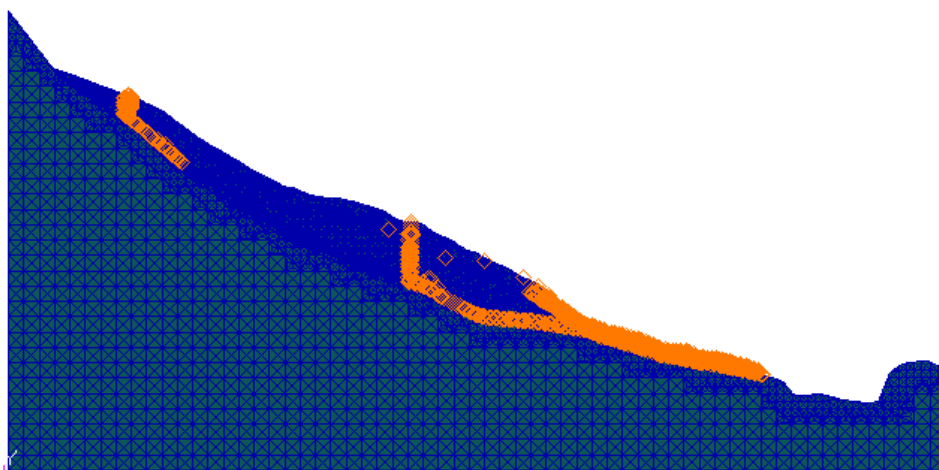


图 5-49 第二次涨水+基本降雨强度+中降雨历时情况下凉水井滑坡内部破坏状态

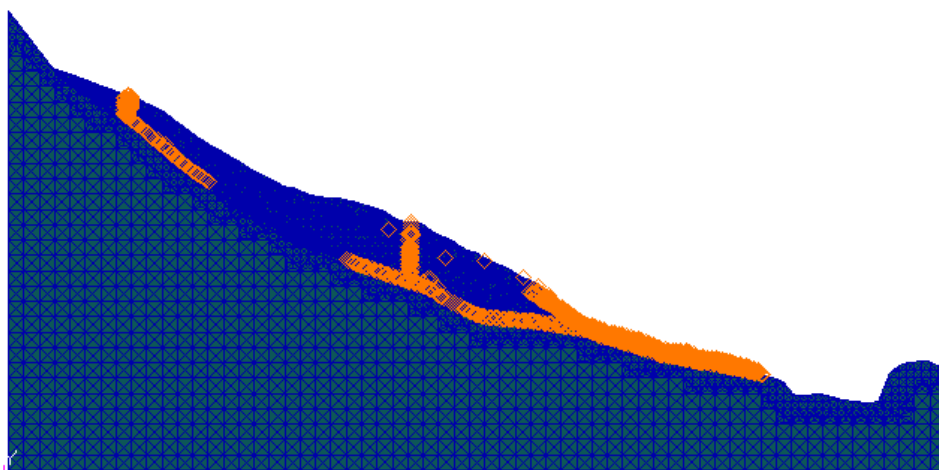


图 5-50 第二次降水+基本降雨强度+中降雨历时情况下凉水井滑坡内部破坏状态

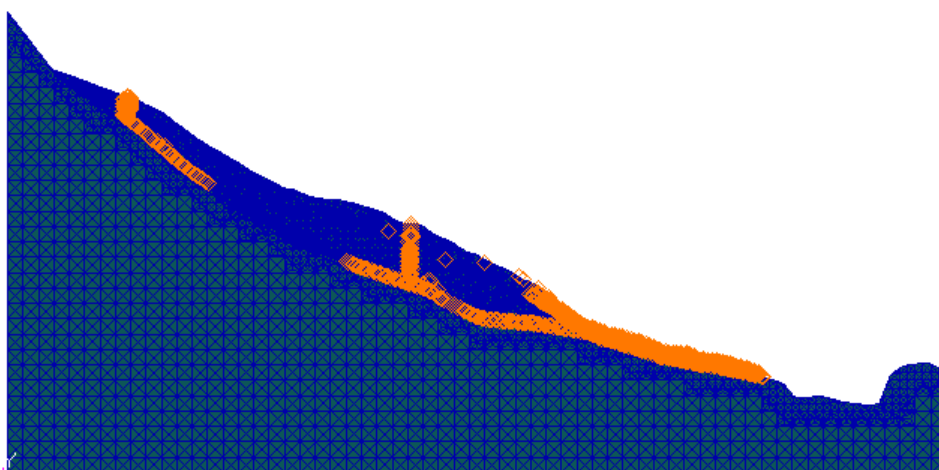


图 5-51 第二次枯水期+众值降雨强度+短降雨历时情况下凉水井滑坡内部破坏状态

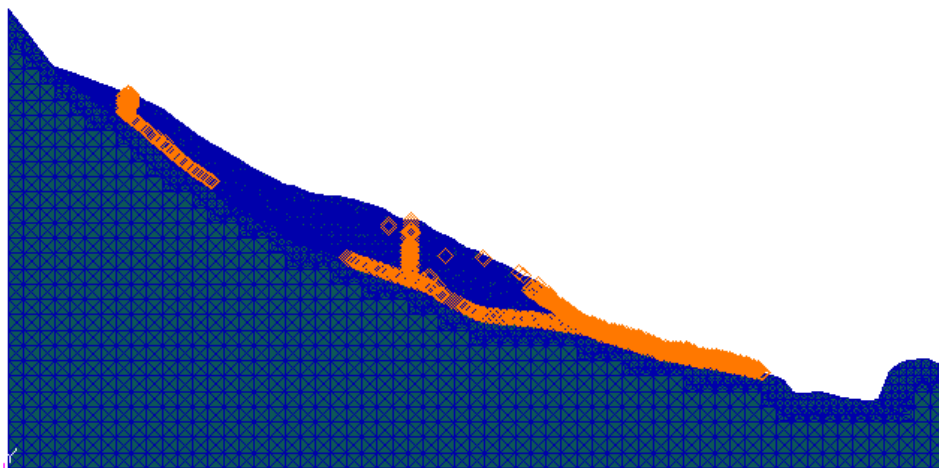


图 5-52 第三次涨水+基本降雨强度+中降雨历时情况下凉水井滑坡内部破坏状态

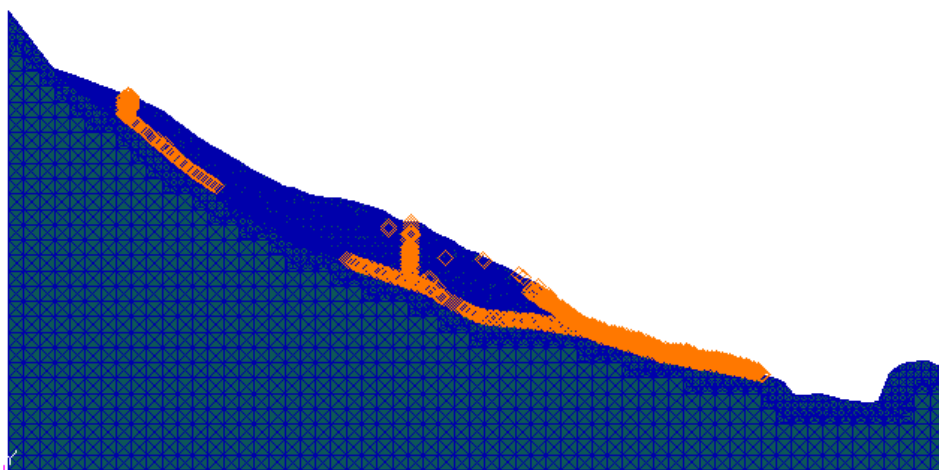


图 5-53 第三次降水+基本降雨强度+中降雨历时情况下凉水井滑坡内部破坏状态

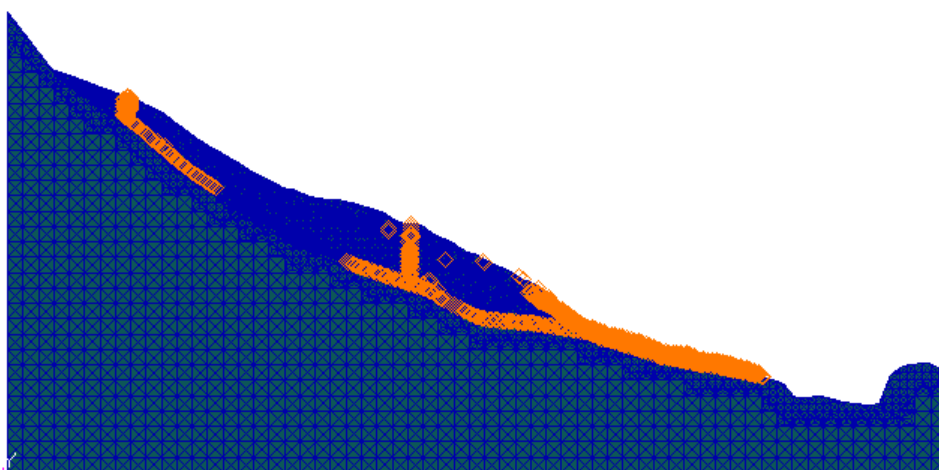


图 5-54 第三次枯水期+众值降雨强度+短降雨历时情况下凉水井滑坡内部破坏状态

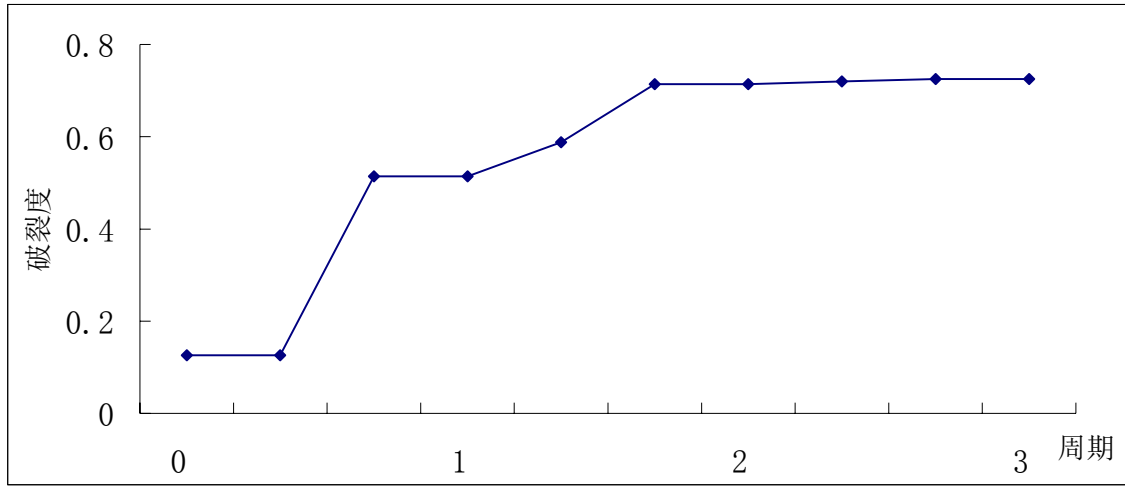


图 5-55 前 3 个周期内凉水井滑坡滑面破裂度变化图

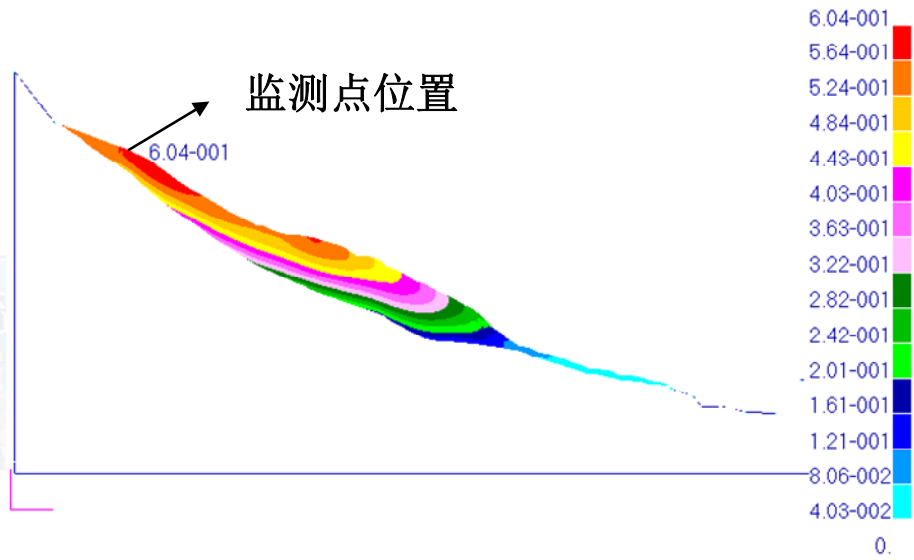


图 5-56 3 个周期(年)后凉水井滑坡位移

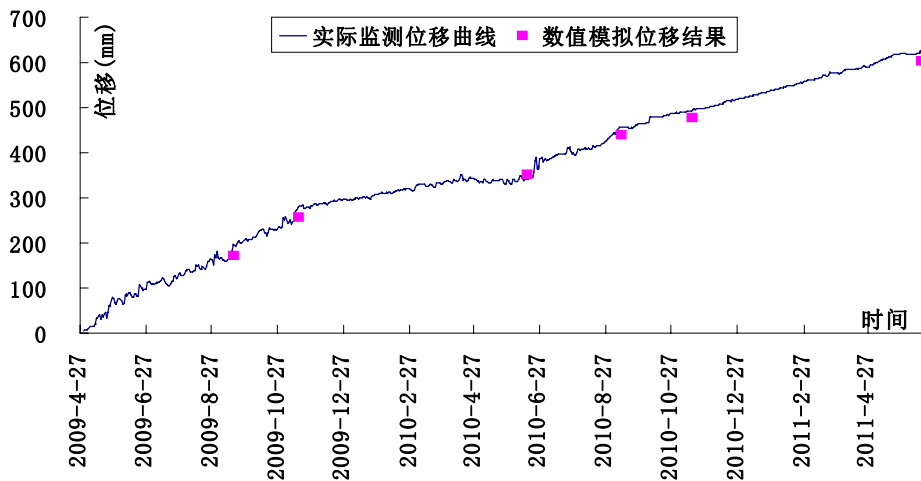


图 5-57 数值模拟结果和实际监测结果的对比

5.5 基于数值模拟反分析的凉水井滑坡条件预测预报

5.5.1 各种“条件”的确定

5.5.1.1 降雨强度和降雨历时

在滑坡上安放了一个雨量计，具体位置如图 5-11 所示，现场实物如图 5-58 所示。由图 5-59 和图 5-60 可以作如下判定：众值降雨强度为 9mm/d，基本降雨强度为 40mm/d，罕遇降雨强度 60mm/d。短降雨历时为 3h，中降雨历时为 7h，长降雨历时为 10h。



图 5-58 雨量计和附属设施现场图

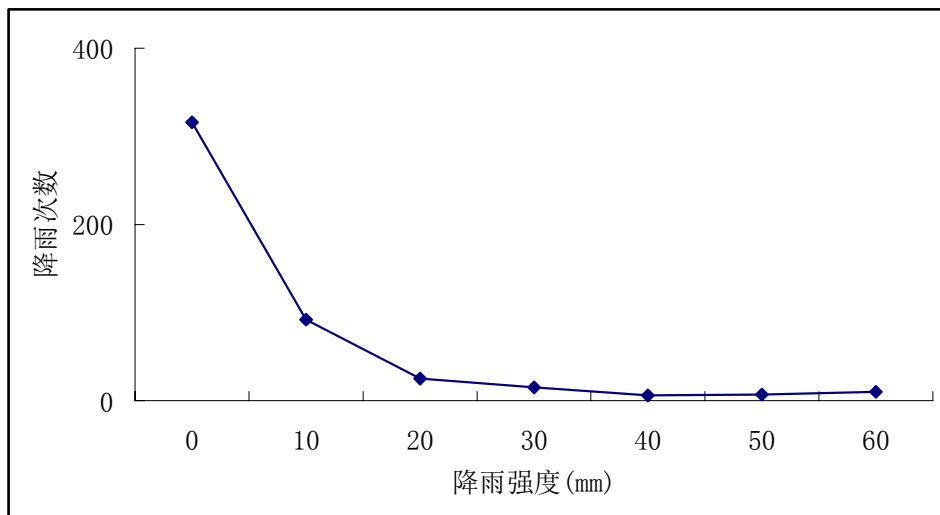


图 5-59 2009—2010 年不同日降雨量的天数统计图

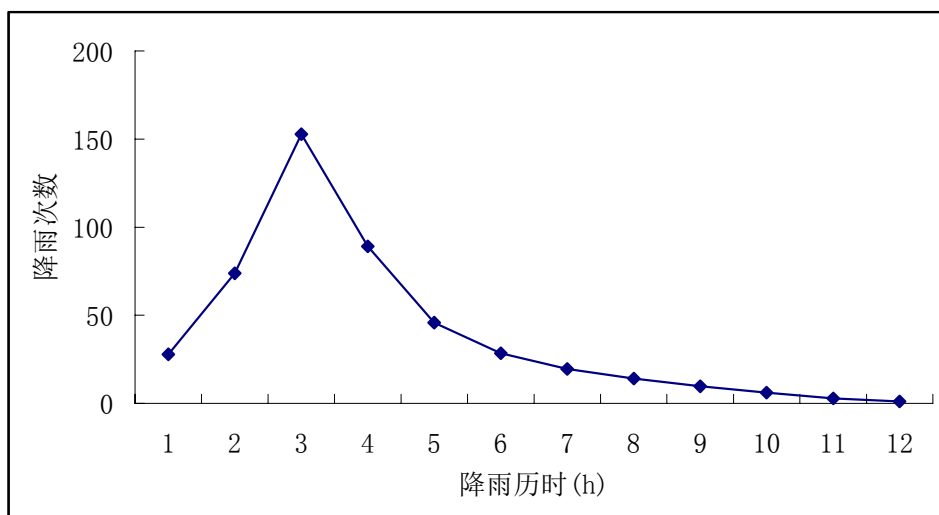


图 5-60 2009—2010 年不同降雨历时的天数统计图

5.5.1.2 库水位和库水涨落速率

如图 5-61 所示, 三峡库区建成后, 汛期(6月中旬~9月底)水库限制水位为 145 米, 以便洪水来临时拦蓄洪水。若遇上洪水, 坝前水位达到 147.2 米(5 年一遇), 20 年、100 年和 1000 年一遇洪水坝前水位分别为 157.5 米、166.7 米和 175.0 米。洪峰过后, 水库水位又迅速降低到防洪限制水位 145 米左右, 以备可能再次发生洪水。9 月开始蓄水至 175 米, 10 月中旬~次年 4 月底水库限制水位为 175 米, 5 月至 6 月中旬降水至 145 米, 三峡水库坝前水位在 145 米~175 米~145 米之间波动, 水库水位变幅为 30 米。一般情况下, 5 月初至 5 月底, 坝前水位从 175 米降至 155 米, 每天下降不大于 1 米, 平均为 0.67m/d ; 6 月 1 日至 6 月 10 日, 坝前水位从 155 米降至 145 米, 平均 1.0m/d 。汛期遇百年一遇、千年一遇洪水, 坝前水位上升速率为 $3\sim 4\text{m/d}$, 千年一遇控制坝前水位不高于 175 米(百年一遇控制坝前水位不高于 166.7 米, 20 一遇坝前水位为 157.5 米), 大水后坝前水位下降速度不大于 3m/d 。

因此, 将低水位、中水位和高水位分别定为 145m, 166.7m 和 175m; 正常上涨速率、中上涨速率和高上涨速率定为 0.50m/d , 1.00m/d 和 4.00m/d ; 正常下降速率、中下降速率和高下降速率定为 0.67m/d , 1.00m/d 和 3.00m/d 。

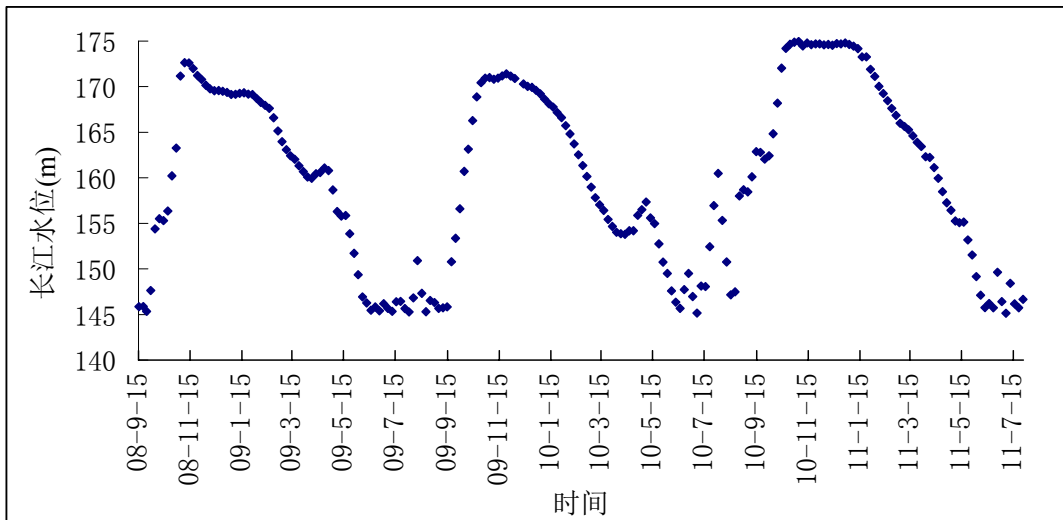


图 5-61 长江水位变化图

5.5.2 不同“条件”组合下凉水井滑坡预测预报

由前面的分析可以看出，库水涨落和降雨都是影响凉水井滑坡的主要因素，因此在综合分析时分为三种情况。

第一种情况：选取低水位和高水位分别为 145m 和 175m；选取正常上涨速率 0.50m/d 和正常下降速率 0.67m/d；在库水涨落阶段选取基本降雨强度为 40mm/d，中降雨历时为 7h；在枯水期阶段选取众值降雨强度为 9mm/d，短降雨历时为 3h。

第二种情况：选取低水位和高水位分别为 145m 和 175m；选取中上涨速率 1.00m/d 和中下降速率 1.00m/d；在库水涨落阶段选取基本降雨强度为 40mm/d，中降雨历时为 7h；在枯水期阶段选取众值降雨强度为 9mm/d，短降雨历时为 3h。

第三种情况：选取低水位和高水位分别为 145m 和 175m；选取高上涨速率 4.00m/d 和高下降速率 3.00m/d；在库水涨落阶段选取罕遇降雨强度为 60mm/d，长降雨历时为 10h；在枯水期阶段选取众值降雨强度为 9mm/d，短降雨历时为 3h。

由图 5-62 和图 5-63 可以看出，在第一种情况下，凉水井滑坡在第 21 个周期发生整体破坏。由图 5-64 和图 5-65 可以看出，在第二种情况下，凉水井滑坡在第 13 个周期发生整体破坏。由图 5-66 和图 5-67 可以看出，在第三种情况下，凉水井滑坡在第 5 个周期发生整体破坏。

库水骤升对于凉水井滑坡影响不大，库水骤降对于凉水井滑坡影响很大。要加强水库管理，尽可能避免急剧降低水位。一般情况下，规定降落速率为 0.5~1.0m/d 是合适的。

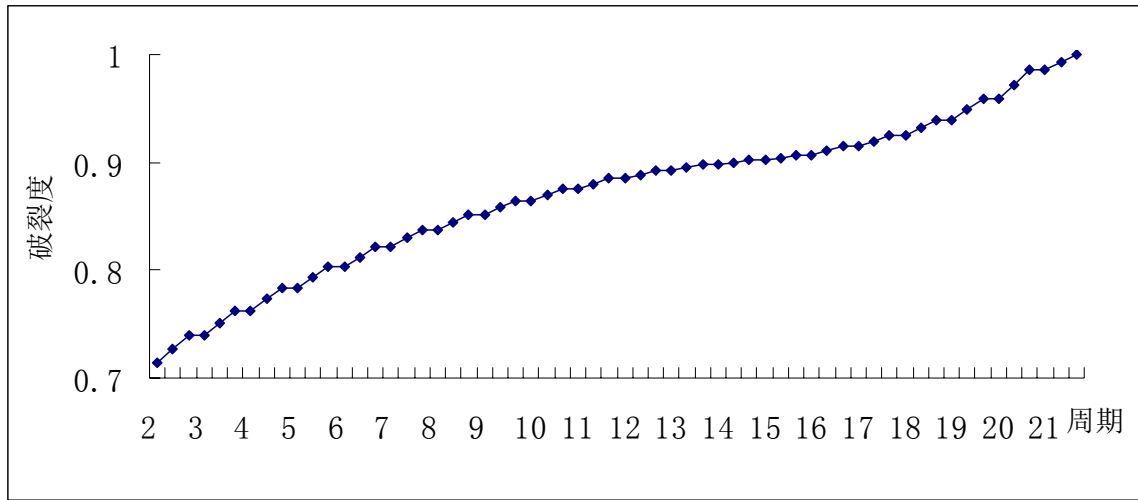


图 5-62 第一种情况下凉水井滑坡滑面破裂度变化图

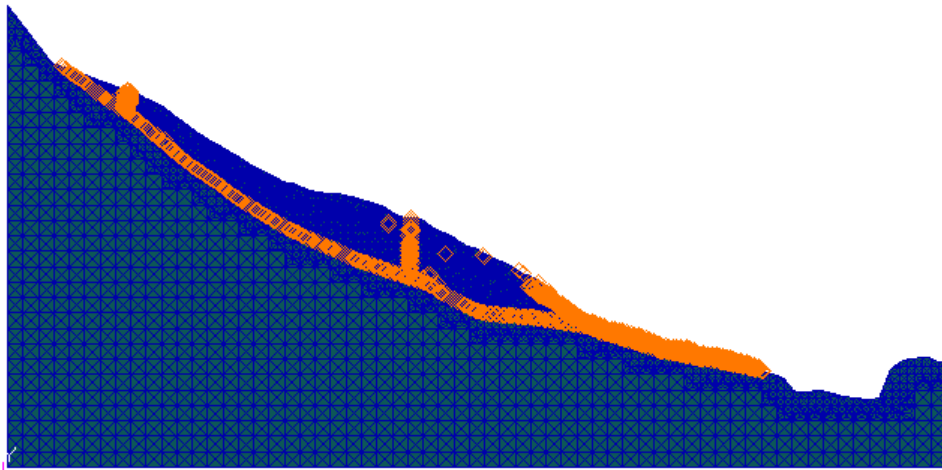


图 5-63 第一种情况下凉水井滑坡最终内部破坏状态

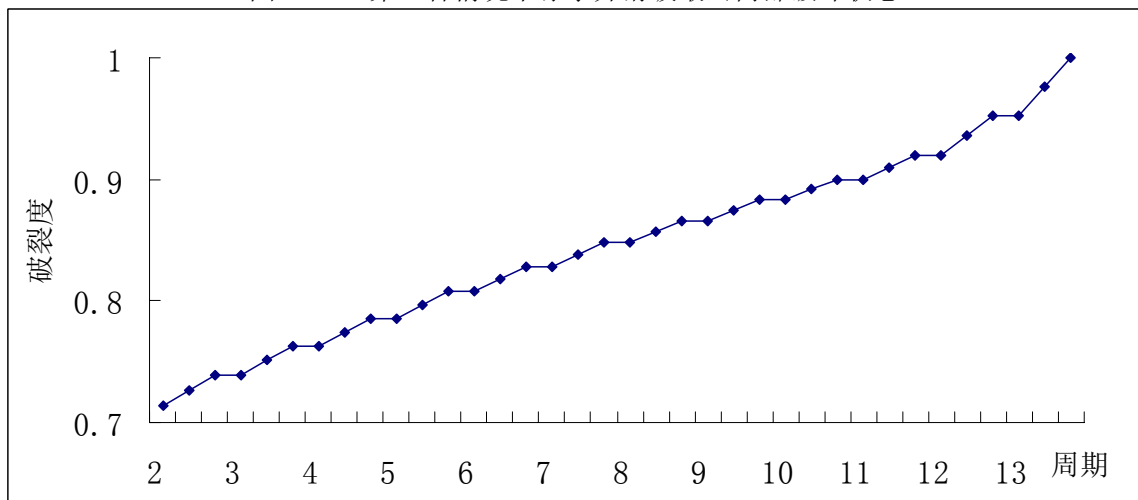


图 5-64 第二种情况下凉水井滑坡滑面破裂度变化图

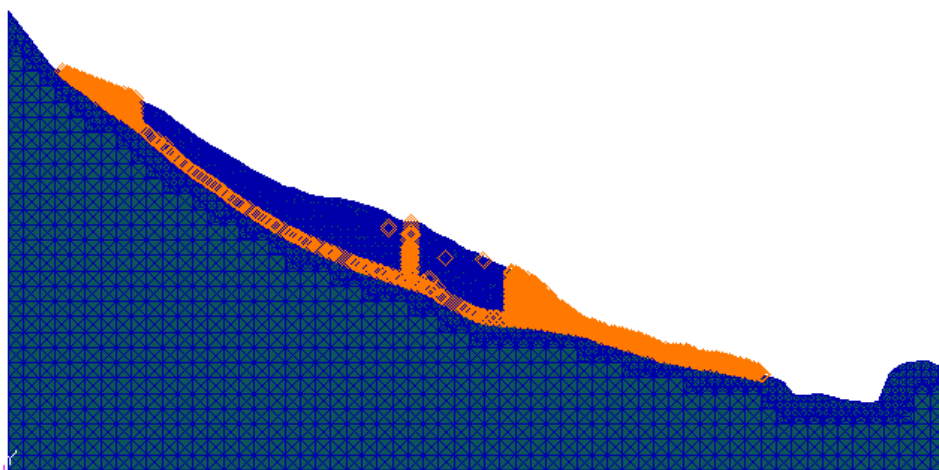


图 5-65 第二种情况下凉水井滑坡最终内部破坏状态

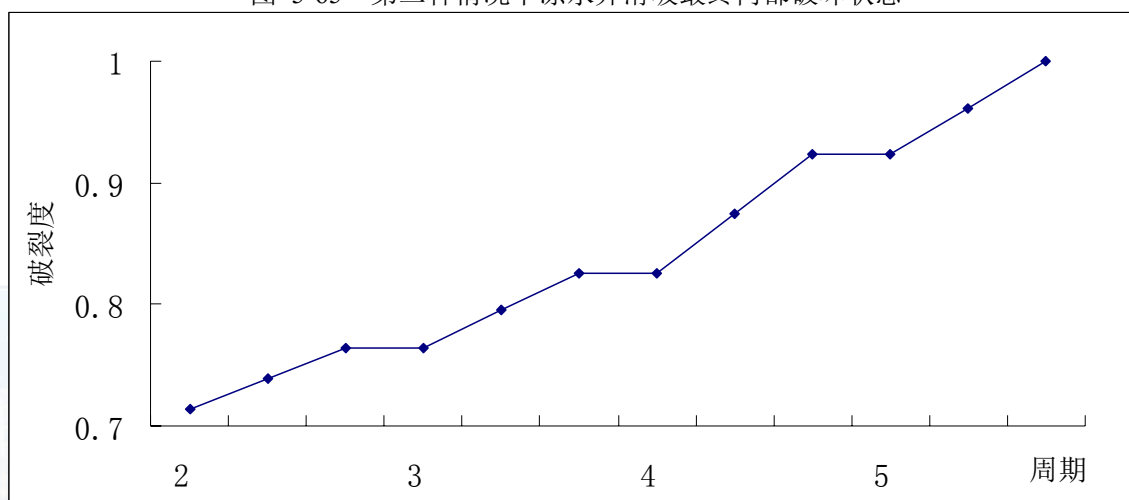


图 5-66 第三种情况下凉水井滑坡滑面破裂度变化图

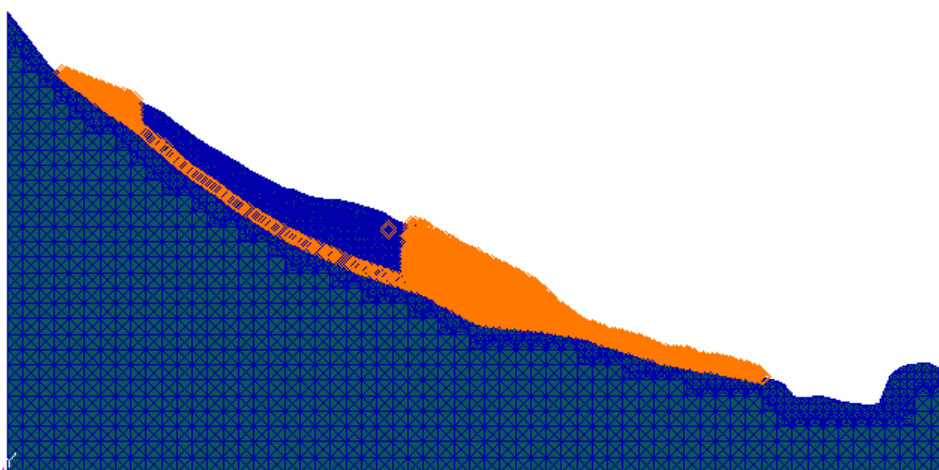


图 5-67 第三种情况下凉水井滑坡最终内部破坏状态

5.6 小结

(1) 由地质分析、裂缝体系分析、监测分析和数值模拟分析表明：目前该滑坡尚处于匀速变形阶段，预警级别为黄色(III级)，暂时不需要工程治理。该滑坡当前状态为局部再破坏阶段中的欠稳定状态，锁固段成为滑坡能否整体复活的关键部位。

(2) 降雨和库水涨落都是影响凉水井滑坡的主要因素。库水骤升对于凉水井滑坡影响不大，库水骤降对于凉水井滑坡影响很大。要加强水库管理，尽可能避免急剧降低水位。一般情况下，规定降落速率为 $0.5\sim 1.0\text{m/d}$ 是合适的。

(3) 在第一种情况下：正常上涨速率 0.50m/d 和正常下降速率 0.67m/d ；库水涨落阶段选取基本降雨强度为 40mm/d ，中降雨历时为 7h ；枯水期阶段选取众值降雨强度为 9mm/d ，短降雨历时为 3h 。凉水井滑坡在第 21 个周期发生整体破坏。

(4) 在第二种情况下：中上涨速率 1.00m/d 和中下降速率 1.00m/d ；库水涨落阶段选取基本降雨强度为 40mm/d ，中降雨历时为 7h ；枯水期阶段选取众值降雨强度为 9mm/d ，短降雨历时为 3h 。凉水井滑坡在第 13 个周期发生整体破坏。

(5) 在第三种情况下：高上涨速率 4.00m/d 和高下降速率 3.00m/d ；库水涨落阶段选取罕遇降雨强度为 60mm/d ，长降雨历时为 10h ；枯水期阶段选取众值降雨强度为 9mm/d ，短降雨历时为 3h 。凉水井滑坡在第 5 个周期发生整体破坏。

6 结论及展望

1. 完成了滑坡灾害成灾过程的数值计算方法研究

(1) 本文发展了一种基于 NS 方程的非稳态裂隙流数值模型, 可以模拟带自由表面的裂隙流问题, 如降雨沿着山体裂隙的运动。

该模型将裂隙网络分解为多个单裂隙, 每个单裂隙所使用的渗流控制方程由三维 NS 方程简化而来, 简化后的控制方程将三维渗流问题转化为二维平面渗流问题, 避免了网格划分的多尺度问题, 提高了计算效率。有限差分法和流体体积法的采用使该模型可以模拟水流在裂隙内的非稳态渗流过程。

经过数学推导, 裂隙网络中公共边上的渗流可以由专门的控制方程进行求解, 使得公共边处的压力节点能参与到全场迭代计算中, 既能保证数值模型的正确性, 又无需判断公共边处出入流关系。

由于该数值模型是把裂隙网络分拆为多个单裂隙, 然后再分别进行计算, 只是在交界处进行渗流信息交换, 因此成功地解决了不连通裂隙(孤立裂隙)所带来的影响;

(2) 实现了稳定/非稳定孔隙渗流数值模拟, 可以模拟带自由表面的孔隙渗流问题, 如库水涨落引起的坡体内部孔隙压力的变化。

数值计算的控制微分方程包括: 传导方程、平衡方程和本构方程。其中流体的传导由达西定律描述; 本构方程里包含了饱和度方程、饱和度和压力之间的关系(保持曲线)、相对渗透性(表观渗透性和饱和渗透性的比值)和饱和度之间的关系。

孔隙渗流采用离散元法进行数值离散, 数值方法基于流体连续性方程的节点表达式, 这个表达式等效于引出牛顿定律节点形式的力学常应力表达式, 微分方程基于时间离散化用两种模式求解, 解出对应于显式和隐式的表达式。

(3) 非稳态渗流数值模型同基于连续介质离散元模型的结合, 可以实现岩体渗流-应力-破坏耦合, 模拟岩体在水力耦合作用下的渐进破坏过程。

裂隙水单元是随着地质体实际的演化过程而逐个形成的, 由于不需要组成总体渗透矩阵, 减少了所需的计算机内存, 同时可以避免由于不连通裂隙(孤立裂隙)存在所导致的收敛性问题。孔隙渗流与固体共用节点信息和单元网格。滑坡当前破坏状态识别方法

2. 完成了基于地质-监测-数模分析方法的滑坡预测预报理论研究

(1) 将滑坡渐进破坏演化规律与预测理论作为关键的科学问题, 将预测滑坡灾害成灾阶段转化为对滑坡体破坏状态的判断, 建立滑坡内部破裂与灾害前兆信息之间的联系。

研究滑坡各破坏阶段的破坏机理和判断准则, 通过往复地比对现场数据和数值模拟结果, 建立可测物理量和内部状态之间的联系, 发展滑坡灾害的预测预报理论。

(2) 发展“地质-监测-数模分析”方法。通过对滑坡演化过程中状态参数的连续监测和数值分析, 可以不断积累监测信息, 间接获得更多的滑坡内部状态信息。

基于滑坡监测和勘察数据, 可以建立外部可测物理量与内部状态之间的联系, 依托数值分析, 不断跟踪滑坡体的变化, 逐步实现由局部推演全局、由现在预测未来, 达到滑坡灾害预测预报的目的。

“地质-监测-数模分析”方法包括四个部分: 1) 基于地质信息的滑坡当前状态评判; 2) 基于监测信息的滑坡当前状态评判; 3) 基于滑坡当前状态评判的数值模拟反分析; 4) 基于数值模拟反分析的条件预测预报, 即根据给定的外界条件进行滑坡稳定性的预测。条件预测预报的目的并不是给出发生滑坡灾害的具体日期, 而是给出在什么样的条件下会发生滑坡灾害, 发生什么样的滑坡灾害。

3. 完成了典型滑坡预测预报实例研究

(1) 利用地质-监测-数模分析方法, 对茅坪滑坡进行分析

综合分析表明, 茅坪滑坡当前状态确定为局部再破坏阶段中的不稳定状态。库水涨落只是诱发茅坪滑坡的因素, 滑坡前期受其影响较大, 但后期较小。降雨是导致茅坪滑坡的最为直接的因素, 如果降雨沿着裂隙渗透到关键部位, 即使少量的水都可能诱发滑坡, 而当滑坡处在临界状态时更是如此。

反分析结果表明, 茅坪滑坡的排水效率仅为 56.3%, 假设茅坪滑坡自身的排水量为 Q , 则排水工程排水量必须要满足大于 $0.437Q$ 的条件。因此, 茅坪滑坡当务之急是应该做好地表水的排水工作, 使之不流经滑坡。同时做好滑坡前缘的排水工作, 这可有效缓解茅坪滑坡的发展。

条件预测预报结果表明, 不同降雨量和降雨历时就成为了主要因素, 在库水涨落阶段选取基本降雨强度为 25mm/d, 中降雨历时为 7h; 在枯水期阶段选取众值降雨强度为 8mm/d, 短降雨历时为 3h。这种工况的组会出现的几率最高。在前面 16 个周期的基础上, 当时间推移到第 22 个周期时, 茅坪滑坡发生整体破坏。在库水涨落阶段选取罕遇降雨强度为 40mm/d, 长降雨历时为 10h; 在枯水期阶段选取众值降雨强度为 8mm/d, 短降雨历时为 3h。这种工况出现的几率比较小, 但比较危险。在这种工况组合下, 当时间推移到第 18 个周期时, 茅坪滑坡发生整体破坏, 说明暴雨对茅坪滑坡起决定性作用

(2) 利用地质-监测-数模分析方法, 对凉水井滑坡进行分析

由地质分析、裂缝体系分析、监测分析和数值模拟分析表明: 目前该滑坡尚处于匀速变形阶段, 预警级别为黄色(III级), 暂时不需要工程治理。该滑坡当前状态为局部再破坏阶段中的欠稳定状态, 锁固段成为滑坡能否整体复活的关键部位。

降雨和库水涨落都是影响凉水井滑坡的主要因素。库水骤升对于凉水井滑坡影响不大, 库水骤降对于凉水井滑坡影响很大。要加强水库管理, 尽可能避免急剧降低水位。一般情况下, 规定降落速率为 0.5~1.0m/d 是合适的。

在第一种情况下: 正常上涨速率 0.50m/d 和正常下降速率 0.67m/d; 库水涨落阶段选取

基本降雨强度为 40mm/d, 中降雨历时为 7h; 枯水期阶段选取众值降雨强度为 9mm/d, 短降雨历时为 3h。凉水井滑坡在第 21 个周期发生整体破坏。

在第二种情况下: 中上涨速率 1.00m/d 和中下降速率 1.00m/d; 库水涨落阶段选取基本降雨强度为 40mm/d, 中降雨历时为 7h; 枯水期阶段选取众值降雨强度为 9mm/d, 短降雨历时为 3h。凉水井滑坡在第 13 个周期发生整体破坏。

在第三种情况下: 高上涨速率 4.00m/d 和高下降速率 3.00m/d; 库水涨落阶段选取罕遇降雨强度为 60mm/d, 长降雨历时为 10h; 枯水期阶段选取众值降雨强度为 9mm/d, 短降雨历时为 3h。凉水井滑坡在第 5 个周期发生整体破坏。

4. 创新点

(1) 滑坡灾害成灾过程的数值计算方法: 渗流-应力-破坏耦合模型

本文在基于连续介质离散元法(continuum-medium distinct element method, CDEM)的基础上, 建立了渗流-应力-破坏耦合模型, 它分为固体计算模型、孔隙渗流应力耦合模型和裂隙流应力耦合模型 3 个部分。共同实现了边坡在库水涨落和降雨作用下渐进破坏过程的模拟。固体计算模型分为材料单元和接触单元, 采用动态松弛方法计算, 能够反映地质体的破坏规律, 可以模拟从连续到非连续的破坏过程。孔隙渗流数值计算的控制微分方程包括: 传导方程、平衡方程和本构方程。其中流体的传导由达西定律描述; 本构方程里包含了饱和度方程、饱和度和压力之间的关系、相对渗透性和饱和度之间的关系。在裂隙流应力耦合模型中, 岩体中的裂隙网络被分解为多个单裂隙, 各单裂隙流分别在自身局部坐标系下进行求解, 再通过公共边与其它单裂隙进行渗流结果交换。对于单裂隙流求解, 其控制方程是基于一定假设的简化 Navier-Stokes 方程, 数值方法采用有限差分法和流体体积法。在这种数值模型中, 无需在裂隙厚度方向划分网格, 三维渗流问题被简化成了二维渗流问题, 从而避免了网格划分的多尺度问题, 大幅提高了非稳态渗流的计算效率。经过数学推导, 公共边处的渗流可以由专门的控制方程求解, 使得公共边处的压力节点能参与到整场计算中, 这样既能保证数值模型的正确性, 还可以避免孤立裂隙所带来的影响。针对库区古滑坡这类问题, 可以假设裂隙流产生的水头分布和由库水涨落所引起的水头改变作为孔隙渗流的变边界条件, 从而实现孔隙渗流场和裂隙流场的耦合。

(2) 预测预报方法: 地质-监测-数模分析方法

基于滑坡监测和勘察数据, 可以建立外部可测物理量与内部状态之间的联系, 依托数值分析, 不断跟踪滑坡体的变化, 逐步实现由局部推演全局、由现在预测未来, 达到滑坡灾害预测预报的目的。

(3) 预测预报理论: 将预测滑坡灾害成灾阶段转化为对滑坡破坏状态的判断, 由此来实现滑坡条件预测预报

将预测滑坡灾害成灾阶段转化为对滑坡破坏状态的判断, 建立滑坡内部破裂与灾害前兆信息之间的联系, 研究滑坡各破坏阶段的破坏机理和判断准则, 通过往复地比对现场数据和数值模拟结果, 建立可测物理量和内部状态之间的联系。在此基础上实现条件预测预

报，即根据给定的外界条件进行滑坡稳定性的预测。条件预测预报的目的并不是给出发生滑坡灾害的具体日期，而是给出在什么样的条件下会发生滑坡灾害，发生什么样的滑坡灾害。

5. 展望

(1) 在地质勘探方面：应逐步淘汰钻孔等方式，大力发展物探(地质雷达)

目前钻探耗费大、耗时长、参数不可用。以凉水井滑坡为例，耗费几百万勘察费用，历时接近两个月，得出的也是一些定性的结论，参数并未用于数值模型；

(2) 在数值模拟方面：目前是二维模拟，不能完全反映坡体内部破坏状态，应大力发展三维模拟；

(3) 在监测方面：监测是硬道理，所有滑坡都应安装自动、无人值守式监测手段

应大力开发价格低廉的监测设备，一个滑坡(边坡)装一套全自动地裂缝监测就可以(安装在后部即可)有效地为决策部门提供技术支持；

(4) 在监测数据的处理方面：应采用集成地质、力学信息和监测数据的滑坡动态分析模型，对滑坡的危险性等级进行科学评估和险情预警

流行的做法是以数据推数据，这种方式问题很多，工程上不可用，宏观上没有出路。仅仅依靠监测数据，而不考虑内外部因素对滑坡影响，很有可能无法对滑坡稳定性做出科学评估。所以应采用集成地质、力学信息和监测数据的滑坡动态分析模型，对滑坡的危险性等级进行科学评估和险情预警。

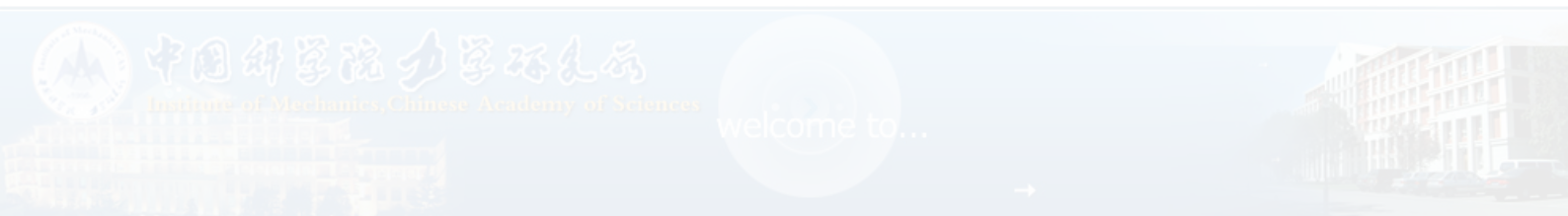
参考文献

- [1] 李世海, 李 晓, 魏作安. 滑坡灾害防治的新技术路线及分析[J]. 中国地质灾害与工程学报, 2006, 17(4): 1 - 5.
- [2] 王尚庆. 长江三峡滑坡监测预报[M]. 北京: 地质出版社, 1999.
- [3] 季伟峰. 地质灾害防治工程中安全监测的主要方法及新技术应用[J]. 探矿工程, 2003, S1: 79 - 81.
- [4] 许利凯, 李世海, 刘晓宇, 等. 三峡库区奉节天池滑坡实时遥测技术应用实例[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(S2): 4477 - 4486.
- [5] 霍志涛, 张业明, 金维群, 等. 三峡库区滑坡监测中的新技术和新方法[J]. 华南地质与矿产, 2006, 4: 69 - 74.
- [6] MOSS J L. Using the Global Positioning System to monitor dynamic ground deformation networks on potentially active landslides[J]. International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation, 2000, 2(1): 24 - 32.
- [7] PERSKI Z, HANSEN R, WOJCIK A, et al. InSAR analyses of terrain deformation near the Wieliczka Salt Mine[J]. Engineering Geology, 2009, 106(1-2): 58 - 67.
- [8] LOLLINO G, ARATTANO M, CUCCUREDDU M. The use of the automatic inclinometric system for landslide early warning: the case of Cabella Ligure[J]. Physics and Chemistry of the Earth, 2002, 27(36): 545 - 550.
- [9] CORSINIA A, PASUTOB A, SOLDATIA M, et al. Field monitoring of the Corvara Landslide and its relevance for hazard assessment[J]. Geomorphology, 2005, 66: 149 - 165.
- [10] SAITO M. Forecasting the time of occurrence of a slope failure[C]// Proceeding of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Montreal, Canada: [s. n.], 1965: 537 - 541.
- [11] 黄润秋, 许 强, 戚国庆. 降雨及水库诱发滑坡的评价与预测[M]. 北京: 科学出版社, 2007.
- [12] QI S W, YAN F Z, WANG S J, et al. Characteristics, mechanism and development tendency of deformation of Maoping landslide after commission of Geheyan reservoir on the Qingjiang River, Hubei Province, China[J]. Engineering Geology, 2006, 86(1): 37 - 51.
- [13] YAN F Z, XU R C. Deformation behavior of ancient landslides on Qingjiang River after impoundment of the reservoir[C]// Proceedings of the 6th Symposium on Rock Mechanics and Engineering, [S.l.]: [s.n.], 2000: 543 - 546.
- [14] GOKCEOGLU C, SONMEZ H, NEFESLIOGLU H A, et al. The 17 March 2005 Kuzulu landslide(Sivas, Turkey) and landslide- susceptibility map of its near vicinity[J]. Engineering Geology, 2005, 81(1): 65 - 83.
- [15] GRIFFITHS D V, LANE P A. Slope stability analysis by finite elements[J]. Geotechnique, 1999, 49(3): 387 - 403.
- [16] MAO S H, CANG Q J. Strength reduction FEM in stability analysis of soil slopes subjected to transient unsaturated seepage[J]. Computers and Geotechnics, 2009, 36(1/2): 93 - 101.
- [17] JUANG C H, JHI Y Y, LEE D H. Stability analysis of existing slopes considering uncertainty[J]. Engineering Geology, 1998, 49(2): 111 - 122.
- [18] 刘耀儒, 杨 强, 黄岩松, 等. 基于双重孔隙介质模型的渗流 - 应力耦合并行数值分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(4): 705 - 711.
- [19] 黎水泉, 徐秉业. 双重孔隙介质非线性流固耦合渗流[J]. 力学季刊, 2000, 21(1): 96 - 101.
- [20] 孔 亮, 王 媛, 夏均民. 非饱和和流固耦合双重孔隙介质模型控制方程[J]. 西安石油大学学报: 自然科学版, 2007, 22(2): 163 - 165.
- [21] BARENBLATT G I, ZHELTOV I P, KOCHINA I N. Basic concepts in the theory of seepage of homogeneous liquids in fissured rocks[J]. Journal of Applied Mathematics and Mechanics, 1960, 24(5): 852 - 864.
- [22] REICHENBERGER V, JAKOBS H, BASTIAN P, et al. A mixed-dimensional finite volume method for two-phase flow in fractured porous media[J]. Advances in Water Resources, 2006, 29(7): 1020 - 1036.
- [23] RUTQVIST J, WU Y S, TSANG C F, et al. A modeling approach for analysis of coupled multiphase fluid flow, heat transfer, and deformation in fractured porous rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2002, 39(4): 429 - 442.

- [24] 许强, 黄润秋, 李秀珍. 滑坡时间预测预报研究进展[J]. 地球科学进展, 2004, 19(3): 478 - 483.
- [25] 晏同珍, 殷坤龙, 伍法权, 等. 滑坡定量预测研究的进展[J]. 水文地质工程地质, 1988, (6): 8 - 14.
- [26] 廖野澜, 谢谟文. 监测位移的灰色预报[J]. 岩石力学与工程学报, 1996, 15(3): 269 - 274.
- [27] 张白一, 门玉明. 基于神经网络的滑坡变形预测预报研究[J]. 西安工程学院院报, 1998, 20(3): 67 - 69.
- [28] 黄润秋, 许强. 斜坡失稳时间的协同预测模型[J]. 山地研究, 1997, 15(1): 7 - 12.
- [29] 薛源, 胡丹, 郭科, 等. 基于新型仿生智能方法的边坡变形位移预测[J]. 物探化探计算技术, 2007, 29(5): 446 - 49.
- [30] 李天斌, 陈明东, 王兰生, 等. 滑坡实时跟踪预报[M]. 成都: 成都科技大学出版社, 1999.
- [31] 秦四清, 张倬远, 王士天, 等. 非线性工程地质学导论[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 1993: 83 - 108.
- [32] 晏小明, 蔡耀军, 王秋明, 等. 滑坡监测预测预报数据库的开发与应用研究[J]. 水文地质工程地质, 1996, 23(1): 6 - 9.
- [33] 常士骠, 张苏民, 项勃, 等. 工程地质手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006.
- [34] 安孟康. 库岸边坡地下水渗流特征及其成灾规律的研究——贡川滑坡地下水渗流模拟和稳定性分析[硕士学位论文][D]. 北京: 铁道部科学研究院, 2007.
- [35] WITHERSPOON P A, WANG J S, IWAI K, et al. Validity of cubic law for fluid flow in a deformable rock fracture[J]. *Water Resources Research*, 1980, 16(6): 1016 - 1024.
- [36] 宋晓晨, 徐卫亚. 裂隙岩体渗流概念模型研究[J]. 岩土力学, 2004, 25(2): 226 - 232.
- [37] WILSON C R, WITHERSPOON P A. Steady state flow in rigid networks of fractures[J]. *Water Resources Research*, 1974, 10: 328 - 335.
- [38] ELSWORTH D, GOODMAN R E. Characterization of rock fissure hydraulic conductivity using idealized wall roughness profiles[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts*, 1986, 23: 233 - 243.
- [39] NEUZIL C E, Tracy J V. Flow through fractures[J]. *Water Resources Research*, 1981, 17(1): 191 - 199.
- [40] BROWN S R. Fluid flow through rock joints: the effect of surface roughness[J]. *Journal of Geophysical Research*, 1987, 92(B2): 1337 - 1347.
- [41] NICHOLL M J, RAJARAM H, GLASS R J, et al. Saturated flow in a single fracture: evaluation of the Reynolds equation in measured aperture fields[J]. *Water Resources Research*, 1999, 35(11): 3361 - 3373.
- [42] GE S. A governing equation for fluid flow in rough fractures[J]. *Water Resources Research*, 1997, 33(1): 53 - 61.
- [43] ZIMMERMAN R W, KUMAR S, BODVARSSON G S. Lubrication theory analysis of the permeability of rough-walled fractures[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, 1991, 28: 325 - 331.
- [44] NAZRIDOUST K, AHMADI G, SMITH D H. A new friction factor correlation for laminar, single-phase flows through rock fractures[J]. *Journal of Hydrology*, 2009, 329: 315 - 328.
- [45] JAVADI M, SHARIFZADEH M, SHAHRIAR K. A new geometrical model for non-linear fluid flow through rough fractures[J]. *Journal of Hydrology*, 2010, 389: 18 - 30.
- [46] 熊祥斌, 李博, 蒋宇静, 等. 剪切条件下单裂隙渗流机制试验及三维数值分析研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(11): 2230 - 2238.
- [47] 张奇华, 邬爱清. 三维任意裂隙网络渗流模型及其解法[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(4): 720 - 730.
- [48] 王洪涛, 李永祥. 三维随机裂隙网络非稳定渗流模型[J]. 水利水运科学研究, 1997, (2): 139 - 145.
- [49] 朱海军, 周创兵. 岩土体三维非线性渗流有限元数值分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(18): 3076 - 3080.
- [50] LI S H, ZHAO M H, WANG Y N, et al. A continuum-based discrete element method for continuous deformation and failure process[C]// WCCM VI in Conjunction with APCOM' 04. Beijing: [s. n.], 2004.
- [51] BRUSH D, THOMSON N R. Fluid flow in synthetic rough-walled fractures: Navier-Stokes, Stokes, and local cubic law simulations[J]. *Water Resources Research*, 2003, 39(4): 1085 - 1099.
- [52] 速宝玉, 詹美礼, 赵坚. 光滑裂隙水流模型试验及其机制初探[J]. 水利学报, 1994, (5): 19 - 24.
- [53] 端木玉, 朱仁庆. 基于Youngs法的液舱大幅晃荡数值模拟[J]. 船舶力学, 2009, 13(1): 9 - 19.
- [54] 王媛, 顾智刚, 倪小东, 等. 光滑裂隙高流速非达西渗流运动规律的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(7): 1404 - 1409.

- [55] 柴军瑞, 仵彦卿, 袁继国. 岩体中裂隙水流对裂隙壁的双重力学效应[J]. 岩土力学, 2003, 24(4): 514 - 517.
- [56] 蔡美峰, 何满潮, 刘东燕. 岩石力学与工程[M]. 北京: 科学出版社, 2002: 482 - 483.
- [57] TANG C A, THAM L G, LEE P K K, et al. Coupled analysis of flow, stress and damage (FSD) in rock failure[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2002, 39: 477 - 489.
- [58] 莫伟伟. 水位涨落及降雨条件下库岸滑坡水岩作用机理及稳定性分析[硕士学位论文][D]. 湖北: 长江科学院, 2007.
- [59] 马水山. 清江隔河岩水库茅坪滑坡体变形机理及稳定性研究[博士学位论文][D]. 北京: 中国科学院研究生院, 2004.
- [60] 王学武. 三峡库区水位升降作用对库岸边坡影响[硕士学位论文][D]. 成都: 成都理工大学, 2005.
- [61] 肖盛燮. 库岸地质灾害治理与交通建设开发一体化模式[M]. 北京: 地质出版社, 2002.
- [62] 胡 冉, 毛新莹, 张 萍. 基于变分不等式法的渗流有限元分析及程序设计[J]. 水电能源科学, 2009, 27(4): 54 - 57.
- [63] 袁中友, 唐晓春. 蓄水和水位变动对三峡库区崩塌滑坡的影响及对策[J]. 热带地理, 2003, 23(1): 30 - 34.
- [64] 贺可强, 阳吉宝, 李显忠, 等. 堆积层滑坡预测预报及其防治[M]. 北京: 地震出版社, 1996: 176 - 181.
- [65] 石 崇, 张 玉, 孙怀昆, 等. 争岗滑坡堆积体滑面强度参数反演分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(Supp.2): 3728 - 3734.
- [66] 夏金梧, 郭厚桢. 长江上游地区滑坡分布特征及主要控制因素探讨[J]. 水文地质工程地质, 1997, 24(1): 19 - 22, 32.
- [67] 徐 晗, 朱以文, 蔡元奇, 等. 降雨入渗条件下非饱和土边坡稳定分析[J]. 岩土力学, 2005, 26(12): 1957 - 1962.
- [68] 刘新喜, 夏元友, 蔡俊杰, 等. 降雨入渗下强风化软岩高填方路堤边坡稳定性研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(8): 1705 - 1709.
- [69] 李兆平, 张 弥. 考虑降雨入渗影响的非饱和土边坡瞬态安全系数研究[J]. 土木工程学报, 2001, 34(5): 57 - 61.
- [70] 陈善雄, 陈守义. 考虑降雨的非饱和土坡稳定性分析方法[J]. 岩土力学, 2001, 22(4): 447 - 450.
- [71] 李汝成, 王复明. 降雨入渗对泥岩-土混填路堤稳定性的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(11): 2260 - 2266.
- [72] 王发读. 浅层堆积物滑坡特征及其与降雨的关系初探[J]. 水文地质工程地质, 1995, (1): 20 - 23.
- [73] 贺可强, 雷建和, 陈喜山. 堆积层滑坡的基本特征与防治原则[J]. 黄金, 1998, 19(11): 28 - 31.
- [74] 陈善雄, 许锡昌, 徐海滨. 降雨型堆积层滑坡特征及稳定性分析[J]. 岩土力学, 2005, 26(Supp): 6 - 10.
- [75] 柳丙善. 茅坪滑坡的破坏机理及演化规律研究[博士学位论文][D]. 北京: 中国科学院研究生院, 2007: 15 - 16.
- [76] 沈新普, 范 军. 意大利瓦洋特水库诱发滑坡的地质力学思考[J]. 沈阳工业大学学报, 2005, 27(6): 670 - 671.
- [77] 马水山, 张保军. 清江库岸滑坡体稳定性监测设计与监测实施[J]. 人民长江, 1995, 26(4): 25 - 31.
- [78] 钟式范, 马水山, 张保军. 隔河岩水利枢纽水库蓄水对岸坡稳定性的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 1996, 15(3): 282 - 288.
- [79] 王尚庆, 易庆林, 严学清. 清江隔河岩库区茅坪滑坡变形特征及其影响因素[J]. 中国地质灾害与防治学报, 1999, 10(2): 40 - 44.
- [80] 邓建辉, 马水山, 张保军, 等. 清江隔河岩水库茅坪滑坡复活机理初探[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(10): 1730 - 1737.
- [81] 马水山, 李 迪, 张保军, 等. 茅坪滑坡体位移特征及其发展趋势预测[J]. 长江科学院院报, 1994, 11(3): 72 - 78.
- [82] 马水山, 张保军, 李端有. 清江库岸滑坡体位移曲线及变形趋势研究[J]. 人民长江, 1995, 26(12): 38 - 42.
- [83] 严福章, 王思敬, 徐瑞春. 清江隔河岩水库蓄水后茅坪滑坡的变形机理及其发展趋势研究[J]. 工程地质学报, 2003, 11(01): 15 - 24.
- [84] 杨为民, 徐瑞春, 吴树仁, 等. 鄂西清江隔河岩水库茅坪滑坡蠕滑变形及其稳定性[J]. 地质通报, 2007, 26(3): 312 - 320.
- [85] 柳丙善, 李世海, 赵卿. 清江隔河岩水库茅坪滑坡的主要影响因素分析[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2008, 19(2): 36 - 43.
- [86] 邓建辉, 闵 弘, 魏进兵, 等. 再论茅坪滑坡的复活机制与治理可行性[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(12): 2377 - 2383.
- [87] 许 强, 曾裕平. 具有蠕变特点滑坡的加速度变化特征及临滑预警指标研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(6): 1099 - 1106.

- [88] 郑孝玉. 滑坡预报研究方法综述[J]. 世界地质, 2000, 19(4): 370 - 374.
- [89] 许 强, 汤明高, 徐开祥, 等. 滑坡时空演化规律及预警预报研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(6): 1104 - 1112.
- [90] 许 强, 黄润秋, 李秀珍. 滑坡时间预测预报研究进展[J]. 地球科学进展, 2004, 19(3): 478 - 483.



附录 1

专利及所发表文章:

[1] 核心文章: LIU Xiaoyu, LIU Yang, ZHANG Li, LI Shihai. Modeling of hydro-mechanical coupling for fractured rocks using continuum-based discrete element method[C]// Proceedings of International Symposium on Discrete Element Methods and Numerical Modeling of Discontinuum Mechanics, 2008:288-302.(in Chinese)

[2] EI 文章: 刘 洋, 李世海, 刘晓宇. 基于连续介质离散元的双重介质渗流应力耦合[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(5): 951 - 959.(LIU Yang, LI Shihai, LIU Xiaoyu. Coupled fluid flow and stress computation model of dual media based on continuum-medium distinct element[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(5): 951 - 959.(in Chinese))

[3] 核心文章: 刘 洋, 李世海, 刘继棠. 裂隙岩体非稳态渗流数值模型及其应用[J]. 力学与实践.(LIU Yang, LI Shihai, LIU Jitang. Numerical model of unsteady fluid flow in fractured rock and its application[J]. Mechanics and Engineering.(in Chinese))(接收)

[4] EI 文章: 刘 洋, 李世海, 刘继棠. 基于 NS 方程的非稳态裂隙渗流数值模型[J]. 岩土力学.(LIU Yang, LI Shihai, LIU Jitang. Numerical model of unsteady fracture seepage which based on navier-stokes equations[J]. Rock and Soil Mechanics.(in Chinese))(接收)

[5] 核心文章: 刘 洋, 李世海, 刘晓宇. 基于拉线式原理的滑坡地表位移实时监测系统应用实例[J]. 中国地质灾害与防治学报.(LIU Yang, LI Shihai, LIU Xiaoyu. Application of guyed-type principal based landslide surface displacement real-time monitoring system[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control.(in Chinese))(接收)

[6] 专利: 李世海, 刘洋, 刘晓宇, 冯春. 地质灾害群测群防多功能尺及其测量方法. 申请号: 200910241585.5, 公开(公告)号: CN101706273A

致 谢

感谢我的博士导师李世海研究员，副导师刘晓宇副研究员。论文的顺利完成离不开老师的悉心指导。从论文的选题、开题、写作到最后定稿的各个环节，无不倾注了导师的大量心血。另外，本文还得到了国家重点基础研究发展规划(973)项目(2010CB731503)的大力支持。几年来，从导师那里，不仅得到科学研究的系统训练，而且还亲身领略到了导师的大家风范，特别是导师高尚的人格、渊博的学识、严谨的治学态度、敏锐的洞察力、不懈探索的精神、诲人不倦的师德，以及谦和的为人处事方式，都令我受益良多，成为我一生受之不尽的宝贵财富。同时也要感谢冯春、刘继棠等同事在这期间对我的帮助！谨此向恩师和同事致以最衷心的感谢！



中国科学院力学研究所
Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences

welcome to...

作者 刘洋

2011年10月