

库岸再造条件下桥隧结合部边坡稳定性分析及防治措施研究

作者简介: 刘云鹏, 男, 1982 年 8 月出生, 2005 年 9 月师从于成都理工大学黄润秋教授, 于 2008 年 6 月获工学硕士学位。

摘 要

本文以雅泸高速公路岗子上隧道进口库岸边坡为研究对象, 遵循现场调研—影响因素分析—概念模型的建立—变形破坏机制分析—稳定性评价—治理方案评价优化的基本技术路线。通过对边坡工程地质条件、岩土体结构及物理力学特性、边坡影响因素的分析, 深入研究了边坡的变形机制与破坏模式, 其中主要论述了水对岸坡稳定性的影响以及由于库岸再造所引起的边坡失稳方式, 并采用卡丘金法、两段法(多段法)、极限平衡分析法对库岸再造影响宽度进行预测。进一步采用 FLAC-3D 计算软件对天然状态下和蓄水以后的边坡分别进行模拟, 从得出的应力场特征及变形破坏特征分析边坡的稳定性状态, 为边坡的支护设计提供理论依据。然后, 根据已提供的三套治理方案, 分别采用数值模拟对其支护设计的合理性进行评价和优化, 最后综合对比三种方案的优劣程度, 确定采用第二套方案对边坡进行治理。

主要内容和研究成果如下:

(1) 结合库岸边坡的现场调查, 较全面的研究了岗子上隧道进口边坡的岩土体结构特征和物理力学特性, 特别是冰水堆积物的物理力学工程效应。由于土石的差异性, 故当土石混合体受力而发生变形时, 在碎块石和土体的接触面上容易产生拉裂和滑移, 而在水的作用下冰水堆积物粗颗粒之间原本存在的弱泥质胶结作用将被弱化甚至失去, 其物理力学强度也将会明显降低。

(2) 从内因和外因两个方面深入研究了库岸边坡稳定性的影响因素, 重点分析了水和岩土体的相互作用机制, 以及对边坡稳定性的影响和作用。总结出三种主要作用, 一是蓄水后后风浪对岸坡岩土体的冲蚀、磨蚀作用; 二是库水位升降过程产生的孔隙水压力和动水压力; 三是水对蓄水位以下岩土体的软化作用, 主要表现为降低岸坡岩土体的物理力学强度。

(3) 根据库岸边坡的主要特点, 采用卡丘金法、两段法、极限平衡法分别对塌岸宽度进行预测。三种方法的预测结果表明瀑布沟电站蓄水后该段岸坡各个不同部位均会产生不同程度的塌岸, 其中 2—2、4—4 剖面揭示的隧道进口部位岸坡的塌岸范围最广, 塌岸宽度分别可达 83.65m 和 89.04m, 塌岸高度可达 51.20m

和 54m，最终塌岸高程均在 900m 左右，即位于环湖公路路面高程左右。

(4) 库岸边坡变形机制与破坏模式分析中，在水对岸坡岩土体变形破坏机制影响分析的基础上，分别论述了路基以下岸坡岩土体和隧道进口仰坡岩土体的破坏失稳机制。路基以下岸坡岩土体失稳破坏模式在蓄水过程和泄洪过程中具有显著差异，包括后退式失稳破坏和逐渐前进式失稳下滑；隧道进口仰坡的主要失稳破坏模式为：后缘（主要在环湖公路部位）以张拉破坏为主，前缘以剪切破坏为主，破坏面的形态近似为圆弧形。

(5) 采用数值分析方法对天然和蓄水以后的岸坡分别进行模拟，根据得出的应力场和形变场特征分析岸坡的稳定性状况。数值计算结果则表明蓄水后在隧道进口所在的凸出山嘴部位极有可能产生失稳破坏；隧道进口两侧 1—1、3—3 剖面所在岸坡在蓄水后的变形均较为有限，坡体内部未见明显的剪应变集中带，因此可以认为蓄水后该部位岸坡整体稳定性较好，出现整体式失稳破坏的可能性较小。

(6) 根据变形破坏机制分析、稳定性计算和数值模拟分析,并考虑水库蓄水后的库岸再造的影响范围及其影响程度，针对提出的三种支护设计建议，分别对其进行评判，最后对比确定采用第二套方案的合理性，并对整个库岸边坡的防护措施提出建议。

关键词：雅泸高速公路 库岸再造 边坡结构 冰水堆积物 边坡稳定性

Stability Analysis and Prevention Measures Research on Slope Connecting Bridge and Tunnel under the Conditions of Reconstructed Reservoir Bank

Introduction of the author: Liu Yunpeng, male, was born in August, 1982 whose tutor was Professor Huangrunqiu. He graduated from Chengdu University of Technology in Geological Engineering major and was granted the Master Degree in June, 2008.

Abstract

In this paper, the reservoir banks slope in Ya Lu expressway was discussed, on which Gang Zishang tunnel import is. The basic technological route sequence was described as follows, site research - analysis of factors - conceptual model - analysis of deformation and damage - stability assessment - evaluation and optimization of treatment design. Through the slope engineering geological conditions, rock and soil structure and mechanical properties, the analysis of factors affecting slope, the deformation mechanism and failure mode of slopes was studied in-depth. The water impact on the banks as well as the slope stability was mainly discussed, which caused reservoir recycling, and the methods used such as Cacho, two (multiple), limit equilibrium to analysis the water impact on reservoir banks and to predict recycling width. Computing software FLAC-3D was used to further simulate the natural state and the state after reservoir water uplift of the slope. Drawing from the stress and deformation characteristics of the slope stability to support design of the slope and provide a theoretical basis. Then, according to the three sets of treatment design, Numerical simulation were used to support evaluation and optimization of design reasonability and finally comprehensively comparative three options pros and cons to determine a second set of programmes on the slope management.

Main content and research results are as follows:

(1) With site investigation of the reservoir bank slope, the portal slope of Gang Zishang Tunnel was relatively comprehensively studied on its rock mass structure and physics mechanics, especially on the physics mechanics engineering effect of its outwash sediment. Because of the differences between soil and rock debris, tension crack and slide will easily happen along the interface between soil and rock debris when the mixture of soil and rock debris is so forced that deformation happens. Together with water function, the existing weak muddy cementation between coarse grains in outwash sediment will be further weakened or even be wholly lost, so their physical and mechanical strength will also significantly decreased.

(2) Affecting factors of the reservoir banks slope stability was studied deeply from both internal and external aspects, and the interaction mechanism of water and rock was focused on, as well as their impacts on slope stability. Three main roles were summarized as follows. First, the wave erosion and the abrasion on the banks of rock and soil after the reservoir was filled; Second, the pore water pressure and the dynamic water pressure due to fluctuation of reservoir water level; Third, the softening influence of water on rock and soil mass below water level, which mainly makes the physical and mechanical strength of rock and soil of reservoir bank slope decrease.

(3) Based on main characteristics of reservoir-bank slope, the width of collapse bank was predicted with different methods, i.e., Cacho, two (multiple), and limit equilibrium. Forecasting results from three methods all show that different parts of the slope will have bank collapse in different degrees after the Pubugou Power Station is filled. Among them, the tunnel portal slopes illustrated by 2-2 section and 4-4 section have the largest scale of collapse banks, width up to 83.65 m and 89.04 m, height up to 51.20 m and 54 m, and the elevations of final collapse banks will all arrive at 900 m or so, that is, arrive at the elevation of rode surface around the lake.

(4) Deformation mechanism and destruction mode of reservoir banks slopes were analyzed in this thesis. Based on the analysis of water influence on the deformation and destruction mechanism of rock and soil mass of bank slopes, destruction and instability mechanisms were respectively mentioned for rock and soil mass of bank slope below the roadbed ground, as well as for rock and soil mass of portal slope above tunnel. The failure modes of bank slopes are significant different in the filling water process and discharging water process, including back-destruction and gradually advance-decline; The main failure modes of portal slope above the tunnel include (mainly below the road around lake) tension damage to back edge, shear failure to frontage, and the damage shape is similar to an arc.

(5) Bank slope in natural state and filling water state was respectively simulated with numerical methods, and the slope stability was analyzed according to the stress and deformation characteristics of numerical analysis. The results indicated that the protruding part of the tunnel inlet most likely generates instability damage after filling water, and the deformation are finite for 1-1 and 3-3 section on both sides of the tunnel inlet of the slope after filling water. There is no obvious shear strain concentration zone inside slope. Therefore, it is believed that the overall stability of the banks is better after storing water, and that the destruction of the overall instability is impossible.

(6) According to analysis of deformation and damage mechanism, stability calculations and numerical simulation analysis, together with the consideration to the affected areas and degree of the reconstructed reservoir banks after water filling, three kinds of existing protection design proposals were evaluated, respectively. Finally, by contrast, the rationality of the second set of protection project was determined. Additionally, the proposals of the protection measures of the entire reservoir bank slope were put forward.

Keywords: Yalu expressway Reservoir bank reconstruction Slope structure
Outwash sediment Slope stability

独创性声明

本人声明所呈交的学位论文是本人在导师指导下进行的研究工作及取得的成果。据我所知，除了文中特别加以标注和致谢的地方外，论文中不包含其他人已经发表或撰写过的研究成果，也不包含为获得成都理工大学或其他教育机构的学位或证书而使用过的材料。与我一同工作的同志对本研究所做的任何贡献均已在论文中作了明确的说明并表示谢意。

学位论文作者签名：刘云鹏

2008 年 6 月 18 日

学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解成都理工大学有关保留、使用学位论文的规定，有权保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和磁盘，允许论文被查阅和借阅。本人授权成都理工大学可以将学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存、汇编学位论文。

（保密的学位论文在解密后适用本授权书）

学位论文作者签名：刘云鹏

学位论文作者导师签名：黄润



2008 年 6 月 18 日

第1章 前言

1.1 选题依据及研究意义

雅泸高速公路地处四川省西南部的雅安市、凉山州境内，是国家高速公路网七条首都放射线中北京～昆明的一段，同时亦是西部大通道甘肃（兰州）至云南（磨憨）公路的重要组成部分，如图 1-1 所示。

该高速公路起于成雅高速公路止点（K140+340）雅安对岩，止于泸黄高速公路起点 K2725+000 西昌市泸沽镇小沙沟，初设路线全长 240.376km。路线先后翻越大相岭和拖乌山，沿线地形地质条件十分复杂。

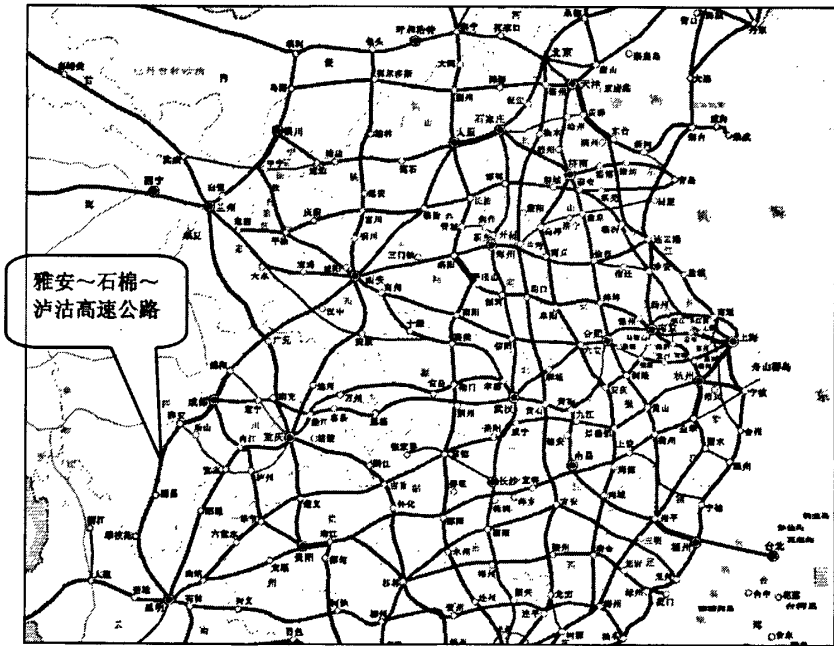


图 1-1 国家高速公路网布局

根据交通量、沿线地形、地质条件等进行综合分析研究，将其划分为若干个设计单元，具体分段情况为：雅安（对岩）～荃经（老虎石）、荃经（老虎石）～汉源（大相岭越岭线）、汉源～石棉（瀑布沟电站库区线）、石棉～菩萨岗（栗子坪越岭上山线）、菩萨岗～拖乌～泸沽段。

其中，汉源（流沙河）～石棉川心店段（瀑布沟库区线），如图 1-2 所示，路段干旱少雨，沿大渡河两岸布线，坡体陡峻，受瀑布沟电站回水淹没、沿线城镇与库区复建道路规划、开采花岗岩坡面及石棉尾矿等多种因素影响，路线线位

较高，布线走廊单一，线位的选择至关重要，为绕避不良地质和岸坡稳定，进行了多线位的选择，推荐路线为一跨流沙河、三跨大渡河瀑布沟库区的方案。本论文的研究区就位于此段。

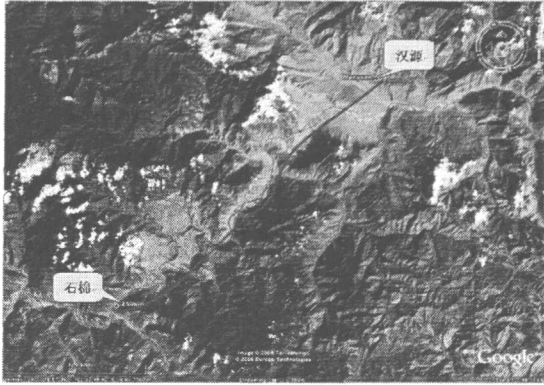


图 1-2 雅泸高速公路汉源~石棉
段（瀑布沟电站库区线）示意图



图 1-3 拟建岗子上隧道
进口边坡所在位置示意图

本文的研究区位于四川省汉源县县城 SW 约 10km 的小堡乡境内丁家坪，紧临大渡河右岸，是拟建的四川省雅安经石棉至泸沽高速公路青杠咀特大桥泸沽岸桥台与岗子上隧道进口衔接部位，如图 1-3 和 1-4 所示。

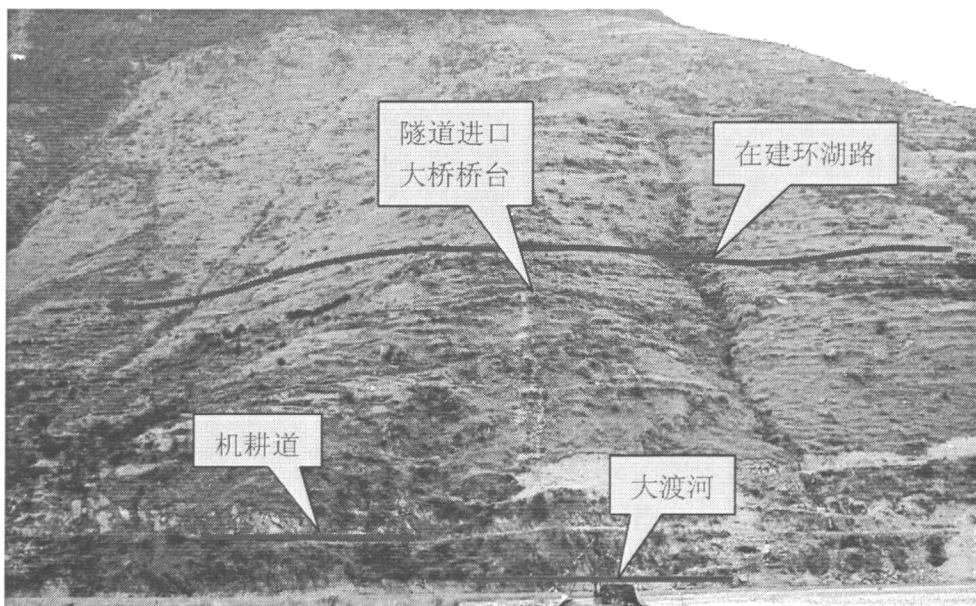


图 1-4 岗子上隧道进口库岸地形地貌

青杠咀特大桥泸沽岸桥台与岗子上隧道进口衔接段位于岗子上山岭 NE 坡斜坡丁家坪中、下部，大渡河右岸上部冰积扇上（图 1-5），坡体倾向约 40° ，坡度

在 $32^{\circ}\sim 55^{\circ}$ ，坡面呈直线状，前沿临空，倾向大渡河。该斜坡在标高 800m 以上地表覆盖厚层第四系上、中更新统块石、小块石夹（质）土，下伏基岩为流纹斑岩，为岩土质混合边坡；在标高 800m 以下流纹斑岩呈陡坡状产出，为岩质边坡。岩质边坡呈 $19^{\circ}\sim 54^{\circ}$ 折线形斜坡，因人工改造，其中部形成宽约 5m 的机耕道坎。岩质由强度高、抗冲刷能力强的流纹斑岩构成。

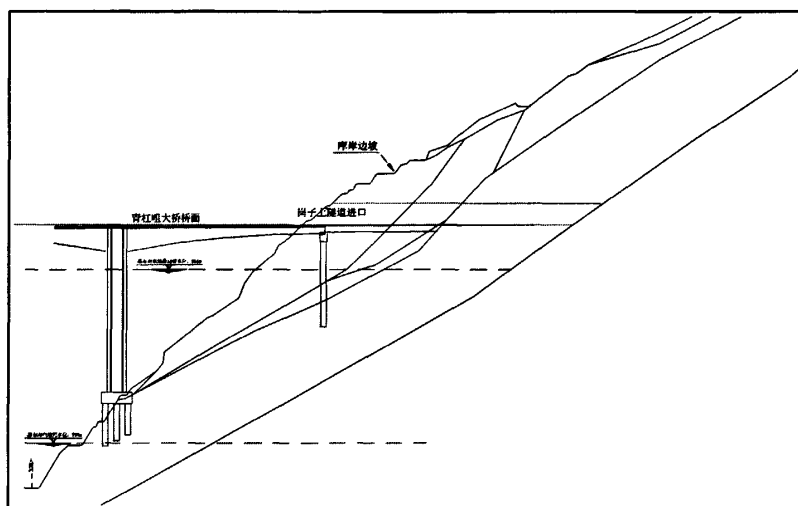


图 1-5 桥隧结合部典型剖面图

由于该衔接部位位于在建瀑布沟水电站蓄水位以上，水库蓄水及水库运营将使库岸边坡的地质环境不断发生变化，主要表现在如下几个方面：①水库蓄水引起岩土体的强度软化效应和悬浮减重效应，从而降低了边坡的稳定性；②库水位的骤然升降产生的动水压力可以诱发边坡发生变形和破坏；③在蓄水过程中处于水位面以下的岩土体在水库水位下降过程中可能发生固结沉降，从而产生坡体的变形破坏；④水库蓄水诱发地震，诱发边坡的变形和破坏。

同时，桥台的荷载作用对斜坡土体影响亦大，荷载的增加将改变土体密实程度，进而产生沉降或整体式滑塌；该斜坡地形较陡，土体较厚，前沿临空，为抗震不利地形之地段，地震作用对其影响极大。为了保障大桥及隧道的安全，有必要对桥台及隧道进口段所处边坡结构的稳定性进行分析和评价。

有鉴于此，本文主要是针对库岸再造区青杠咀特大桥泸沽岸桥台与岗子上隧道进口衔接部位的库岸边坡结构和影响因素进行分析，进而评判组成边坡的岩土体的强度指标和破坏准则，对桥台承载边坡的整体稳定性进行研究并提出相应的防护措施。

1.2 国内外研究现状

1.2.1 岩土体强度理论研究现状

边坡岩土体的类型和结构特征是影响边坡稳定性的内在因素,决定了边坡变形失稳的模式和规模,是影响边坡稳定性的关键因素^[1]。土质类边坡的稳定性主要决定于组成坡体的材料的强度;岩质边坡的稳定性则是由结构面和其组合特征控制的,其中结构面的规模控制边坡的失稳模式,结构面的性状及强度控制边坡的稳定程度。

目前在边坡分析过程中,通常将边坡岩土材料概化为各类均质、连续、同性材料考虑,以简化计算分析工作。边坡工程所采用的强度理论主要基于材料力学中的最大剪应力理论,其中,摩尔强度准则和德鲁克—普拉格屈服准则分别在刚体分析与数值分析领域得到广泛应用。

(1) 摩尔强度准则。即单剪屈服准则,该理论在岩土力学中应用最为广泛。认为某面上剪应力超过其所能承受的极限剪应力时材料破坏,极限剪应力为作用于该面上法向应力的函数。对于软弱材料,其强度曲线近似抛物线;对于坚硬材料,其强度曲线接近于双曲线。通常采用的强度曲线是直线型的摩尔—库仑强度曲线。

(2) 八面体应力强度准则。即双剪强度理论(俞茂宏,1985),属于剪应力强度理论。该理论从广义应力角度出发研究材料的强度条件,认为材料屈服或破坏是由于八面体上剪应力值达到某一临界值引起的。Von Mises 认为,该临界值可取为单向受力至屈服时八面体上的极限剪应力值。表达式为

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \geq 2\sigma_s^2$$

若岩土体满足上式,则岩土体破坏或处于受力极限状态。该强度理论与剪应变能强度理论一样,仅使用于以塑性破坏或延性变形为主的岩土体。八面体强度理论弥补了摩尔强度理论未考虑中间主应力影响的不足;针对可能导致岩土拉、压屈服强度相等的不符合实际的情况,Nadai 进行了修正,从而使强度曲面由圆柱面转为更接近岩石破坏实际情况的旋转曲面。

(3) Drucker—Prager 屈服准则,简称 D—P 准则。考虑了平均应力对屈服与破坏的影响,而将 Mises 条件推广,其屈服函数为

$$f(I_1, \sqrt{J_2}) = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0$$

该屈服条件在应力空间为一圆锥,在 π 平面内的曲线为一圆,与库仑六边形的定点外接(或内接)。由于该准则考虑了围压对屈服特性的影响,并能反映剪切引起的膨胀扩容性质,同时在数学处理上较为方便,因而成为当前弹塑性分析

的主要模型，并得到广泛应用。

其他的强度理论还有最大正应力强度理论、最大正应变强度理论和剪应变能强度理论。

最大正应力强度理论即 Rankine 理论，该理论认为，材料破坏取决于绝对值最大的正应力，作用与岩土体的 3 个主应力，只要其中一个达到岩土的单轴抗压或抗拉强度，岩土便破坏；最大正应变理论认为，材料破坏取决于最大正应变，材料发生张性破裂的原因在于其最大正应变达到或超过一定的极限应变所致，极限应变由岩土单轴压缩或单轴拉伸试验确定，任一方向的最大正应变由广义虎克定律求取；剪应变能强度理论从能量角度研究材料的强度条件，认为材料剪应变能达到一定值时，便引起材料屈服或破坏，复杂应力状态下材料单位体积形变能与其单轴压缩或拉伸破坏的形变能相等时，材料破坏。

1.2.2 边坡变形破坏类型和机制研究现状

六十年代，世界上几起灾难性的边坡失稳事件的发生，使人们逐渐认识到把滑动体作为刚性体按极限平衡条件分析其稳定性的传统方法，很难对其稳定性的现状和发展趋势作出符合实际的评价和预测。随后，斜坡岩土体的变形和蠕变破坏机制逐渐成为国际工程地质界主要关注的课题之一，许多学者提出了不同的模式。

国际工程地质协会（IAEG）滑坡委员会建议（D.M.Cruden, 1989）采用瓦恩斯的滑坡分类（D.Varnes, 1978）作为国际标准方案。分类综合考虑了斜坡的物质组成和运动方式。按运动方式划分为崩落（塌）、倾倒、滑动、侧向扩离和流动 5 种基本类型，并可组合成多种复合类型^[2]。张倬元、王士天、王兰生（1985 年）将斜坡岩土体变形产生的表生结构按其形成的力学机制，概括为拉裂、滑移、弯曲、塑流等四种变形基本单元，并将斜坡变形划分为五种基本地质力学模式，即蠕滑—拉裂、滑移—压致拉裂、弯曲—拉裂、塑流—拉裂和滑移—弯曲；这些基本模式不仅可以复合，而且可以在演化过程中互相转化。胡广韬（1993）提出将边坡破坏模式分为崩塌、滑坡、滑塌三类，并提出“滑坡动力学”观点研究滑坡的变形破坏规律。晏同珍（1993）分析了滑坡的平面受力状态，依据滑坡主要作用因素提出流变倾覆、应力释放平移、振动崩落、震动液化平推、潜蚀陷落、地化悬浮—下陷、高势能飞越、孔隙水压力浮动、切蚀—加载、巨型高速远程九种滑动机理。徐邦栋提出了四种不同滑动性质的滑坡，即①长期而缓慢的滑动；②时滑时停具有周期性，最终可突然发生急剧的打动破坏；③由蠕动、挤压、微动、滑动至大动破坏逐次发展，各阶段区分明显的滑动；④突然作急剧的大动破坏。另外，徐峻龄在研究高速坡时提出了“闸门效应”的概念；曹炳兰等通过对洒勒山滑坡高速运动机制的深入研究，发现了锁固段在高速滑坡中的重要作用；

彭建兵等针对高速滑坡提出了三种成因机制：“闸门效应”引起的启程剧动、高位能效应引起行程高速和空气动力效应与气垫效应引起的高速飞行。

尽管边坡的变形破坏机制多种多样,但都是建立在详细了解滑坡的地质环境的前提下,对地质原型分析与抽象、物理模拟和数值模拟的基础上提出的,这些理论都是从不同的侧面解释了滑坡变形破坏的内在的本质原因及其宏观表现形式。

1.2.3 水库库岸再造及对库岸边坡稳定性影响研究现状

众所周知,水对边坡岩土体的强度影响非常大,已知该边坡处于瀑布沟库区边岸地带,因此研究水库蓄水后对边坡岩土体及其稳定性的影响尤为重要^[3-16]。

水库蓄水后,由于周期性的水位抬升、消落及波浪作用,岸坡被淘刷、磨蚀、搬运而产生的变形,一般称之为“塌岸”。由于水库塌岸所引起的库岸轮廓线的变化,即是通常意义上的“库岸再造”^[3]。水库塌岸的破坏方式可分为突变式和渐进式。突变式即诱发滑坡或崩塌,渐进式为通过缓慢的岸坡再造形成一定范围的削坡。其危害也表现在两个方面,一方面是塌岸变形影响建筑设施或居民的安全;二是塌岸削方降低岸坡整体稳定性。

罗晓红、李进元将水库蓄水诱发滑坡成因机制概括为直接诱发和间接诱发两种情况,其中直接诱发库岸滑坡(边坡)变形或失稳的类型包括软化效应及悬浮减重效应诱发型、库岸再造诱发型和动水压力诱发型三个亚类;间接诱发机制包括蓄水加水库诱发地震组合型和水库蓄水加暴雨组合型两个亚类^[4]。同时,他们还指出:水库蓄水只是诱发与促进因素,滑坡变形破坏的本质原因在于组成滑坡体特定的地质结构和特殊的岩土体力学作用方式。

罗先钰、汪小平在宜万铁路万州长江大桥边坡稳定性分析一文中总结出边岸再造类型主要是侵蚀—剥蚀型、坍塌型^[5]。

(1)侵蚀—剥蚀型:是指库水及地表水及其它风化营力作用下,边坡表面物质逐渐被带走,从而岸坡坡面产生缓慢后退,此类再造主要发生在库水影响带岩土混合岸坡上。

(2)坍塌型:是指岸坡坡脚软岩,在库水及地表水及其它风化营力作用下,逐渐被淘蚀带走,致使岸坡上部岩体失去支撑坍塌。此类库岸再造一般发生在地形较陡的岩质岸坡及基岩卸荷裂隙发育地带。

研究和预测塌岸发生和发展的原因和最终结果,首先要摸清水库地区的工程地质和水文地质条件,依据具体条件综合考虑。大量库岸再造地区的实地调查和研究资料表明,导致塌岸发生和发展的主要原因可分为内因和外因两种。库岸形态、岩土类型、组成结构及地质构造、风化程度等是促使库岸再造的内因;波浪作用、库水升降、水文地质条件及水库淤积、地震等因素则是影响库岸再造的外

因。内因是库岸再造的根本原因，外因是库岸再造的重要影响因素，库岸再造的过程就是各种内外因素互相作用的结果^[6]。

导致塌岸的因素错综复杂，因此，很难建立一种包括上述诸因素在内的、预测塌岸发生与发展的理论或计算公式。目前，只能通过某些假设条件，在理论研究的基础上，建立近似的并尽可能接近实际的塌岸预测方法或理论计算公式。目前预测水库塌岸或水库边岸再造规模的方法主要有类比法、动力法、统计法和试验法，并且多属于经验性或半经验性的，尚无严格的物理方程能够解决此类问题。类比法的实质是类比已知条件相似的水库边岸的剖面，绘制待预测边岸的塌岸剖面；动力法的预测依据是塌岸量与波能和岩石抗冲刷强度之间的关系方程；统计法主要是依据已建成水库的观测资料，用数理统计的方法建立边岸再造的规模、速度与各种自然因素的统计关系，借以预测设计水库的边岸再造过程；由于实际问题的复杂性，属于经验方法的类比法得到了广泛的应用。

目前，主要的预测方法包括卡丘金法、佐洛塔寥夫法和平衡剖面法三种^[7]。

(1) 卡丘金法

Е.Г.Ка丘гин(卡丘金)于1949年提出岸坡最终塌岸预测计算公式，其实质是依据实测的洪枯水变幅带各类岩性岸坡长期稳定坡角，根据几何关系用图解法求解岸坡最终塌岸预测宽度，其精度取决于计算参数的选定。类似卡丘金法的计算公式很多，但它们本质上是相同的。考虑到计算参数较多选自经验值，因此，在实际预测时必须对类似水动力条件和类似岩土体条件下的已有岸坡塌岸进行观测，以获得相应的较为可靠的计算参数。有时，参考水库蓄水前洪枯水变幅带岸坡形态数据，也具有较好的预测效果。卡丘金法适用于自然岸坡较陡，且由松软均质土体如黄土、砂土、砂质黏土以及黏土等组成的岸坡的塌岸预测。卡丘金法也适用于大型水库的中、上游地带岸坡。

(2) 佐洛塔寥夫法

此法为前苏联学者Г.С.Золотарев(佐洛塔寥夫)于1955年提出，通过图解法进行岸坡最终塌岸宽度预测。该法认为：水库中下游地段，水深较大，水面较广，波高增加，对库岸的破坏，波浪作用是主要的。塌岸后的岸坡可分为浅滩外缘陡坡、堆积浅滩、冲蚀浅滩、爬升带斜坡以及水上岸坡带等。其作图方法与卡丘金方法相同，并且还分别考虑了下游宽阔部位和上游狭窄部位两种情况。这种方法在实际运用中必须查明有多少比例的冲蚀土可组成堆积浅滩，因而实际运用较为复杂。对于松散堆积岸坡(残坡积、崩坡积、滑坡堆积以及人工弃渣岸坡)，大型水库的中、下游地段，一般采用佐洛塔寥夫提出的图解法。

(3) 平衡剖面法

在水库风波浪和船行波的长期作用下，岸坡断面将逐渐调整至平衡位置，形成平衡断面。根据水库运行性质、波浪作用规律，以及岸坡岩土体工程地质特征，

运用水力学、泥沙运动学等理论以及实际观察数据,可以建立基于经验的数学模型,用于预测此平衡断面,从而获得水库塌岸的空间规模。

同时,现有的一些研究还证实,当地形坡度甚缓时,岸坡不但不会产生水库塌岸,还会产生局部淤积,并进而调整至平衡态。对于这类岸坡通常是无需采取护坡措施,经验的数据缓于 1:5 就无需护坡;相反,当地形坡度甚陡时,岸坡将会产生快速的塌岸过程,直至断面平衡为止。

1.2.4 边坡稳定性分析方法研究现状

边坡分析评价从最初的纯经验判断开始,到逐步借助一定的量化分析手段为重要的辅助参考,依据定性分析与定量计算成果来作出评价。时至今日,对于土质类边坡及类似的散粒等相对各向均质、连续、同性材料边坡,分析理论与计算方法相对成熟,并被工程界广泛采用。而对于含有断续节理裂隙的岩质边坡,由于节理裂隙的存在,往往成为控制性的失稳要素,其分布规律的随机性、不连续性及由此带来的岩体各向异性、不均一性,使预测和分析判断往往存在局限性和片面性。目前,对于复杂的岩质类边坡和不均一的土质类边坡,尚未形成系统的分析理论和与之相配套的计算方法^[17-27]。

边坡稳定性分析的一般步骤为:实际边坡—力学模型—数学模型—计算方法—结论。其核心内容是力学模型、数学模型和计算方法的研究,即边坡稳定性分析方法的研究。随着人类工程活动的扩大及理论研究的深入,边坡稳定分析的方法越来越多,不同的方法又各具特点,有一定的适用条件,根据具体的边坡工程地质条件,具体地分析目的与精度要求,合理有效地选用与之相适应的边坡稳定性分析方法,是一项重要的工作。一般来说,边坡稳定性分析方法可分为三大类:定性分析方法、定量分析方法和非确定性分析方法^[1]。

对于工程界,众多分析方法的发展趋势一方面逐渐走向完善、精细和复杂化,另一方面缺乏配套的规范与指导性评判依据。因此,目前大部分边坡工程仍然基于极限平衡经典解,并仅针对滑动破坏机制进行分析计算,而对于倾倒、崩塌、蠕滑变形破坏机制,仍缺乏成熟的分析计算与评价方法。

1.3 研究内容与技术路线

本人从 2006 年 11 月至今,参加了由导师所负责的科研项目“雅泸高速公路瀑布沟库区段水库库岸再造防治研究”的科研工作。作为主要研究人员之一,从 2006 年 11 月开始先后两次前往研究场地,累计进行了两个多月的野外现场工作,对研究区的库岸边坡进行了系统详尽的调查、量测和描述,在室内试验、钻孔资料的整理和统计分析、边坡变形机制分析和稳定性评价的基础上重点对青杠咀特

大桥泸沽岸桥台与岗子上隧道进口衔接段库岸边坡进行系统分析,同时附以数值模拟计算,从而提出相应的防治建议。

研究内容如下:

(1) 研究区地质环境和气象条件研究: 主要包括气象条件、地形地貌、地层岩性、地质构造、地震条件、水文地质条件及岩土物理力学性质等方面。

(2) 库岸边坡稳定性影响因素研究: 从内因和外因两个方面予以阐述, 其中外因包括边坡坡度、坡型、临空高度及岸坡位置的影响, 岩土体物理力学性质的影响, 地质构造及边坡植被等; 外因主要包括水、地震、地应力、人类工程活动等, 特别对水的影响给予重点分析和评价。

(3) 库岸再造与边坡稳定性之间的相互关系研究: 主要对研究区内的库岸再造的影响因素和类型进行分析, 根据该区的实际情况提出相应库岸预测方法、确定稳定计算坡角和库岸再造宽度。

(4) 边坡的变形机制、破坏模式研究: 在地质勘察资料和岩土体结构特征分析的基础上, 对边坡的变形机制及其潜在的变形破坏模式进行分析, 确定可能的桥台承载边坡的不同滑动规模的底滑面边界及其空间位置, 为桥台承载边坡的稳定性评价奠定基础。

(5) 库岸桥台承载边坡数值模拟分析研究: 桥台承载边坡主要地质问题是坡型相对较陡, 且边坡表层的冰水堆积物覆盖层较厚, 在瀑布沟水库蓄水后, 由于水和岩土的相互作用, 库岸再造等因素的影响, 其边坡稳定性将会降低, 由于上面作用有青杠咀大桥的桥台荷载, 因此, 对于边坡稳定性提出了较高的要求。根据其边坡的岩土体类型和力学模型, 利用 FLAC-3D 软件对其进行数值模拟, 分析数值模拟结果。

(6) 根据变形机制分析、稳定性计算和数值模拟分析, 并考虑水库蓄水后的库岸再造的影响范围及其影响程度, 对桥台承载边坡进行整体稳定性评价, 并提出初步的支护设计建议。

本文采用地质原型现场调研与地质过程分析相结合的研究方法, 遵循“地质过程机制分析”的学术思想, 在广泛收集前人研究资料的基础上, 采用原型调研与室内分析相结合、工程地质与岩土力学相结合、模式分析与数值模拟研究相结合、层次分析与系统评价相结合、几何分析与力学分析相结合的思路分析雅泸高速公路库岸再造条件下桥隧结合部边坡稳定性, 提出相应防治措施研究。

根据以上研究思路, 本文研究工作的技术路线如图 1-5 所示。

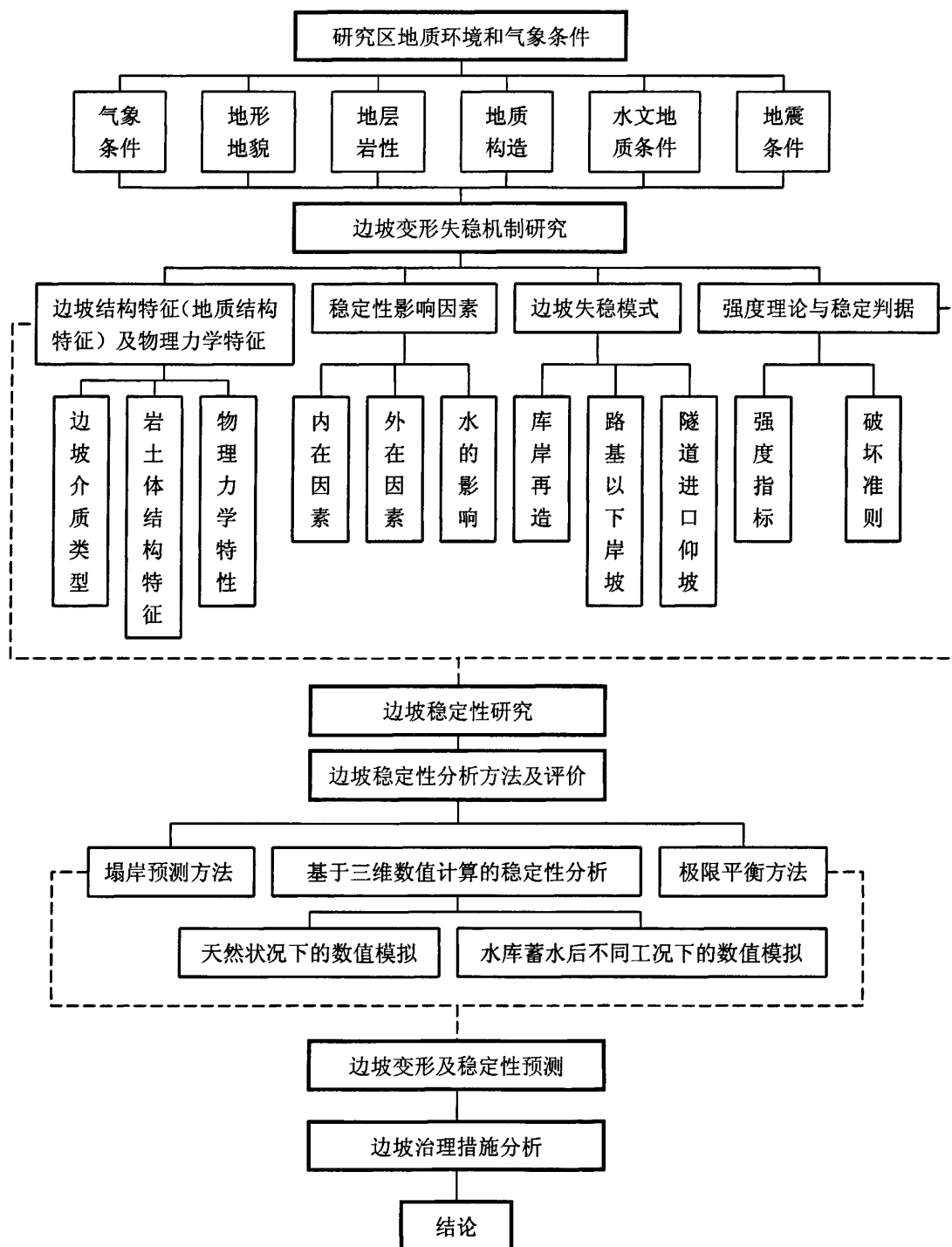


图 1-5 研究工作的技术路线

第2章 研究区工程地质环境条件

2.1 气象条件

研究区为大渡河河谷干燥少雨区。大渡河谷地冬季温暖干燥,春未夏初干旱多风,夏季闷热,四季不分明,具亚热带气候特征。多年平均气温 $16.9\sim 18.0^{\circ}\text{C}$,最高 40°C ,最低 -3.3°C 。无霜期达 10 个月以上,多年平均降雨量 664.4mm ,一般小于 750mm ,最小仅 544.8mm ,雨季为每年 5~9 月,多暴雨或阵雨,雨季降雨量约占全年降雨量的 83%。

2.2 地形地貌

岗子上隧道进口段位于川藏高原与四川盆地过渡带,大渡河位于拟建隧道北西侧,地形地貌主要受地质构造及岩性控制,山川水系与构造近一致,多呈南北向展布,宏观上呈两山夹一河(大渡河)的地貌形态。拟建隧道穿越区内最高山尖顶山,海拔 1410m ,山体浑厚。隧址区内最低面大渡河一般季节河面标高仅 775m ,河谷宽缓呈“U”形,坡降约 $0.8\sim 1.2\%$,水流湍急,由西向东流。地形由西向东逐渐变低,区内相对高差达 635m ,属构造剥蚀中等切割中山缓脊宽谷地貌。

研究场地位于岗子上山岭 NE 坡斜坡下部丁家坪,岗子上隧道在山梁处进洞,斜坡坡向 50° ,自然坡度下陡上缓,上部、中部一般 $30\sim 45^{\circ}$,下部达 $55\sim 65^{\circ}$,多 $1\sim 5\text{m}$ 的阶坎,冲沟发育,沟深 $2\sim 7\text{m}$ 。坡面顺直,表层为第四系中上更新统冰积、冰水堆积层覆盖,下伏基岩为流纹斑岩。坡体植被为杂草及少量灌木,水土流失严重,地表水体贫乏,在建瀑布沟电站环湖公路位于进口上部,大致在 908m 等高线展布。

2.3 地层岩性

据地面地质调查及钻探揭露场地内地层由新至老有:第四系全新统人工堆积层 (Q_4^{mc})、冲坡积层 ($Q_4^{\text{al+dl}}$)、冲洪积层 ($Q_4^{\text{al+pl}}$)、上~中更新统冰积、冰水沉积层 ($Q_{2+3}^{\text{gl+fgl}}$) 及第四系全新统~上第三系上新统昔格达组 (NQ_X)、晋宁期花岗岩 (γ_2)、震旦系下统苏雄—开建桥组 ($Z_a^{\text{S-K}}$),见图 2-1。

限粉土。

2.3.3 第四系全新统冲洪积层 (Q_4^{al+pl})

该层分布于大渡河右岸,局部下卧于冲坡积层的小块石质土、含砾低液限粉土下,即分布于拟设弃渣堆积场。其土性为含粉土砂、卵石质土、含砂低液限粘土。

(1) 中砂:根据地表调查中砂主要分布于大渡河右岸沿岸洪水消落带,厚度不大,仅1~5m,呈灰色,潮湿~饱和状,松散。

(2) 卵石质土:杂色,主要以灰白色为主。一般粒径组成: $\phi > 60\text{mm}$ 约占25%, 60~20mm 约占25%, 20~2mm 约占10%,余为少量砂及粉粘粒充填,最大粒径 $> 200\text{mm}$,一般大小为80~140mm。石质成分主要为花岗岩,次为花岗岩闪长岩、安山岩、辉绿岩等,石质坚硬,呈次圆状、圆状。湿~饱和,中密~密实,根据原位 N120kg 动力触探测试 4.30~8.90m 为中密,平均击数 10.3 击/10cm, 8.9~10.8m 为密实,平均击数 18 击/10cm, 10.8~12m 为中密,平均击数 8.3 击/10cm。下伏于冲坡积层含砾低液限粉土下或冲洪积层中砂土下,钻孔揭露埋深 4.3m,厚 8.7m。

(3) 含砂低液限粘土:深灰色,一般粒径组成为: $\phi > 2\text{mm}$ 约占5%, 2~0.5mm 约占5%, 0.5~0.25mm 约占10%, 0.25~0.074mm 约占10%, 0.074~0.005mm 约占20%, $< 0.005\text{mm}$ 约占50%。软塑。土质均匀,可以搓成3~5mm的细长土条,手捻略具砂性,捻面较光滑,干强度较高。局部夹漂石,漂石块径达600mm。下卧于上述卵石质土下,钻孔揭露埋深13.0m,厚度未揭穿。

2.3.4 第四纪上~中更新统冰积、冰水沉积层 (Q_{2+3}^{gl+fsl})

该层为场地内的主要地层,在坡体分布具不均匀性,土体类型多样,主要以块石、块石夹土为主,次为块石质土、小块石夹土及角砾土,以及覆于地表的含砾低液限粉土。

(1) 含砾低液限粉土:褐灰色、硬塑~坚硬状,多覆于地表阶坎边沿,含约25~45%的角砾及砂,土质不均,局部粘土富集,下伏块石夹(质)土、小块石夹(质)土,厚0~7.00m不等。

(2) (小)块石夹土:紫红色、紫灰色,覆于地表或伏于含砾低液限粉土下,分布于隧道进口附近及其下部坡体山梁一带,湿,松散~中密,泥质弱胶结,据岗子上隧道详勘 ZK95+264.5R5.0 揭露其埋深 27.70m,厚 18.30m,一般粒径组成 $\phi > 200\text{mm}$ 约占25~55%, 200~60mm 约占10~20%, 60~20mm 约占10~20%, 20~2mm 约占5~20%,余为砂及细粒土充填,级配较好,分选差,最大块径达

2.9m, 呈棱角状及少量次棱角状、次圆状, 石质成分主要为弱风化花岗岩、流纹斑岩, 次为花岗闪长岩、安山岩等, 土质不均, 局部为小块石。

(3) (小)块石质土: 紫红色、紫灰色, 主要分布于进口附近及其上部坡体一带, 出露于地表或伏于粉土下, 湿, 松散, 局部为中密, 夹块石, 具泥质弱胶结, 据岗子上隧道详勘 ZK95+264.5R5.0m 及青杠咀特大桥 ZK95+230.96R12.45m 揭露其厚度分别为 7.20m、23.50m。

(4) 块石: 暗紫红色、暗灰绿色、黄灰色。一般粒径组成: $\varphi > 200\text{mm}$ 约占 75~85%, 200~60mm 约占 5~15%, 60~20mm 约占 5~10%, 20~2mm 约占 5%, 余为少量砂及粉粘粒充填, 最大块径 1.7×2.2m。石质成分主要为花岗岩, 次为流纹斑岩, 少量为正长岩、安山岩, 石质坚硬, 呈棱角状及次棱角状, 少量呈次圆状。干, 中密, 弱胶结。土质不均。

(5) 含细粒土角砾: 紫红色、紫灰色, 据青杠咀大桥 ZK95+230R12.45 及 ZK95+264.5R5.0 揭露埋藏于块石土下, 与震旦系流纹斑岩呈不整合接触。埋藏深度分别为 32.20m 和 32.30m, 厚 4.70m 及 4.80m, 一般粒径组成 $\varphi > 60\text{mm}$ 约占 5%, 60~40mm 约占 15%, 40~20mm 约占 20%, 20~2mm 约占 25%, 2~0.074mm 约占 20%, 余为细粒土充填, 级配好, 分选差, 石质成分为流纹斑岩及少量花岗岩, 呈棱角状, 湿, 中密。分布于坡体山梁两侧的局部地带。

2.3.5 第四系全新统~上第三系上新统昔格达组 (NQx)

泥岩与砂岩不等厚互层: 灰、黄灰、褐灰色, 矿物成分以粘土矿物及长石、石英为主, 含少量云母碎片, 砂、泥质结构, 薄~中厚层状构造, 疏松, 水平微细层理发育, 产状 $129^\circ \angle 6^\circ$ 。呈半成岩状, 质极软, 强度低, 具饱、脱水特征, 属极软岩, 地表大面积出露于隧道进口以东约 110m 以外的大渡河右岸。

2.3.6 晋宁期花岗岩 (γ_2)

花岗岩: 紫红及紫灰色, 中、粗粒等粒结构, 块状构造, 主要矿物成分为石英、钾长石、正长石, 均呈他形~半自形晶, 斑晶主要为黑云母、条纹长石为主, 约占 20~60%, 发生弱绢云母化、绿泥石化蚀变。晚期侵入流纹斑岩中。岩体破碎~较完整, 出露于岗子上隧道轴线以东约 100m 的环湖路内侧, 钻孔未有揭露。

2.3.7 震旦系下统开建桥、苏雄组 (Z_1^{s-k})

主要为流纹斑岩: 暗紫红色、紫灰色、绿灰色, 玻基斑状结构, 流纹斑杂状、块状构造, 矿物成份以钾长石及石英为主, 斑晶矿物以钾长石、石英、酸性斜长

石为主,斑晶 ϕ 为1~10mm,含量25~45%,基质为玻璃质及长英质。裂隙发育,岩体呈破碎~较完整状,节理裂隙面见少量绢云母化蚀变矿物,表层岩体较破碎呈块状及碎石状,强风化带厚度为0~13.2m。下伏于冰积、冰水堆积层或昔格达组地层。

2.4 地质构造

按四川省活动断裂构造分区,场地位于凉山断块活动断裂构造区,处于金坪断裂与石棉断裂之间的黄草山断块上。据1:20万石棉幅《区域地质调查报告》及1:50万石棉、贡嘎幅《区域水文地质普查报告》及现场调查表明,场地及周边地表无褶皱、隆起及较大型断裂构造存在,花岗岩、流纹斑岩等火成岩,构造变形微弱,岩体相对完整;对场地有影响的构造主要是隧址区SW约30km的榆林—磨西—石棉断裂及位于隧址区SE约5.5km的金坪断裂和SE约3.5km的孙家营断裂。

榆林—磨西—石棉断裂:该断裂为鲜水河大断裂南延部分,为一活动性压扭性逆断层,走向NW25°,倾向NE,倾角65~85°,局部直立或倾向SW,断距1~2km,发育数百米宽挤压破碎带及糜棱岩带,两侧发育与之平行的多条次级小断裂。

金坪断裂:该断裂走向N20~40°W,倾向S50~70°W,倾角50°以上,NW端于泸定县海子大坪山,在线路火厂坝入境,隐伏于大渡河冲积层下,SE端止于汉源县大树至甘洛沙岱,走向延伸约85km,为压扭性逆断层,断层两侧岩石相当破碎,具有宽度不等的糜棱岩、构造角砾岩,在汉源县大树乡南王家田西侧冲沟中,见该断裂发育于震旦纪上统灯影组(Z_{bd})灰岩中,具左旋斜冲特征。在断层挤压破碎带中发育多条平行于主断面的次级断层,断层泥经热释光法鉴定结果为 116200 ± 9200 年,此断裂在瓦斯营盘、火厂坝、大树等附近所穿过的大渡河阶地均未产生变形,也未在新沉积物中形成新断层,说明该断层自全新世以来活动微弱,判定其为中更新世活动断裂。

孙家营断裂:也是区内的主要区域性断裂之一,该断裂走向N30~40°W,倾向NW,倾角68~70°,发育宽10~15m的构造破碎带,垂直断距达250m,延伸长>20km,为一逆断层。该断层与金坪断裂走向近于平行,倾向相反,无活动性记录。

经调查,在岗子上隧道进口上部在建环湖路上见有一小型断裂构造,该断裂隐伏于地表冰积块石夹土下,带宽6~10m,可见延伸长度>14m,断裂产状为 $280^\circ \angle 46^\circ$,破碎带内为构造角砾岩及糜棱岩,两侧为流纹斑岩及辉长岩岩脉。

在场地内还发育有3组主要裂隙,J1:3~6° $\angle$ 62~71°,裂面平直较光滑,

岩屑半充填,具褐红色铁质浸染体,开度 0.1~10mm,间距 2~40cm,延伸长度 >30m,可见深度约 3m; J2: 130~138°∠19~22°,裂面平直较光滑,泥质半充填,具褐红色铁质浸染体,开度 0.1~1mm,间距 5~40cm,延伸长度 >16m,可见深度约 1.5m; J3: 293~305°∠70~73°,裂面平直较光滑,泥质半充填,具褐红色铁质浸染体,开度 0.1~0.5mm,间距 5~50cm,延伸长度 2~10m,可见深度约 1.5m。以上三组裂隙将流纹斑岩切割为块状、巨块状,在环湖路一带被切割为碎裂散体状结构。

2.5 地震条件

(1) 地震

区域内地震强烈而频繁,据历史记载,该区曾发生 5 级以上地震 15 次,其中高达 7.5 级以上的有两次,震中大都呈带状分布,震级等值线延伸方向与区域主要构造线基本一致,显然受“歹字”型构造体系和新华夏系的控制。

据四川赛思特科技有限责任公司 2005 年 11 月提交的《北京至昆明高速公路四川境雅安至泸沽项目(A1、A2、A5 合同段)安全性评价报告》可知,测区内主要区域性断裂均不具备发震条件,自全新世以来未有明显活动。

根据 1990 年《中国地震动参数区划图》,AK71+357~AK101+000 段对应的地震基本烈度为 7 度。根据国家质量技术监督局 2001 年 2 月批准发布的 1:400 万《中国地震动峰值加速度区划图》及《中国地震动反应谱特征周期区划图》知测区地震动峰值加速度为 0.15 及地震动反应谱特征周期为 0.45s。

根据四川赛思特科技有限责任公司 2005 年 11 月提交的《北京至昆明高速公路四川境雅安至泸沽项目(A1、A2、A5 合同段)安全性评价报告》,线路初设 AK101+000 以东为 7 度地震区,以西为 8 度地震区,场地位于线路(Y)K95+230~(Y)K96+690,即位于初设 AK101+000 以东,为 7 度地震基本烈度区。

(2) 地震砂土液化

此次勘察钻孔未揭露有砂土,砂土在大渡河右岸沿岸洪水消落带有所分布,厚度 1~5m 不等,引用《四川省雅安经石棉至泸沽高速公路土建路基工程 C11 合同段青杠咀特大桥工程地质详细勘察报告》中结论,大渡河砂土局部有中等地震液化现象。

2.6 水文地质条件

2.6.1 地表水

在岗子上隧道进口的斜坡中,季节性冲沟发育,具有流程短、汇水面积小,大暴雨有水流、晴时流量小或无水流、在部分时段内为干沟之特点。坡体耕地灌溉及人畜用水均靠一人工沟渠引岗子上水电站(位于隧道进口左上约1km,标高约1200m,发电后尾水在洪季沟水流量约50L/s.m),该沟渠为经过勘察斜坡唯一的地表水体,地表水体不发育。

研究区属大渡河水系,地表水体主要为大渡河河水,大渡河为该水文地质单元或次级单元的排泄基准面,其上游季节性冲沟发育,主要受大气降雨补给,大渡河平均流量1300m³/s,最大流量5060m³/s,最小流量312m³/s,水流湍急,桥址区上下大渡河坡降0.5~1.5%,勘察期间河流水面标高约774.73m,水面宽约114m,洪期大渡河水位比枯期约上升3~5m,其动态随季节性变化极大,5~9月为洪季,涨落迅速,因人类种植活动筑堤截洪洪水面宽度达到350m。

结合岗子上隧道接进口的青杠咀特大桥取大渡河河水样分析,大渡河水质类型属重碳酸硫酸钙($\text{HCO}_3^- - \text{SO}_4^{2-} - \text{Ca}^{2+}$)型水,PH值6.76~7.77,矿化度221.0~315.0mg/L,为中性低矿化度微咸水。

2.6.2 地下水

地下水类型:斜坡地下水类型主要为基岩裂隙水,次为松散岩类孔隙潜水。

(1) 基岩裂隙水

基岩裂隙水主要赋存于流纹斑岩及上部花岗岩等火成岩构造裂隙中,主要接受大气降水补给。斜坡体相对位置较高,覆盖层厚,切割强烈,地形坡度大,侵蚀基准面低,地下水迳流交替强烈,历经短距离迳流于低洼沟谷排泄,具山区地下水的普遍特征。排泄方式以浸润状片流为主,集中排泄和泉水极少。地下水受时空变化控制,丰水季节(特别是大暴雨时节),水量相对较大,枯水季节水量小~枯竭。

综合区域资料及工可勘察阶段水样测试表明斜坡体流纹斑岩及花岗岩混合地下水类型为 $\text{HCO}_3^- - \text{Ca}^{2+} - (\text{Na}^+ + \text{K}^+)$ 型水,PH值在7.8~8.0,矿化度在0.068~0.347g/L间,为弱碱性低矿化度水。

(2) 松散岩类孔隙潜水

松散岩类孔隙潜水主要赋存于地形平坦低洼处的第四系冲洪积层 $\text{Q}_4^{\text{al+pl}}$ 、冲坡积层 $\text{Q}_4^{\text{al+dl}}$ 的粗巨粒土层中,主要接受大气降水、农用灌溉水补给,并与河水

互为补排关系。具有埋藏浅、补给源近，其透水性、富水性均好，地下水丰富的特点。

野外调查中，在斜坡体未发现泉水等地下水出露点，也未见有大股状地下水排泄点，仅见局部地下水呈浸润状产出。多次勘察阶段所揭露土体均呈干~湿状态。

综上所述，隧址区基岩裂隙水具有补给、赋存条件差，迳流、排泄条件好，其渗透性能差异大，岩体含水性、富水性均差，地下水贫乏的特点，具有动态变化受时空及降水强度控制特征，松散岩类孔隙水透水性及富水性均较好。总体水文地质条件较为简单。

在瀑布沟电站建成营运以后，水位上蓄至标高 851m 后，将重新在斜坡体上形成地表水体与地下水，到时主要的地下水将赋存于中上更新统的巨粒土中，形成新的孔隙潜水与瀑布沟电站水互为补排关系。

2.6.3 环境水腐蚀性评价

据 1：50 万《区域水文地质普查报告》(贡嘎、九龙、金矿、荣经、石棉幅)，该区花岗岩和流纹斑岩类区域地下水水质均属于 $HCO_3^- - Ca^{2+} - (Na^+ + K^+)$ 重碳酸钙钾钠型水，对砼无腐蚀性。

表 2-1 环境水分析成果及环境水对混凝土及钢结构腐蚀性评价表

腐蚀类型 水源		环境水对混凝土的腐蚀				环境水对混凝土结构中钢筋的腐蚀性评价	环境水对钢结构腐蚀性评价		
		结晶类腐蚀	分解类腐蚀		结晶分解复合类腐蚀				
		SO ₄ ²⁻ (mg/L)	PH	侵蚀性 CO ₂ (mg/L)	Mg ²⁺ (mg/L)	CL ⁻ +SO ₄ ²⁻ (mg/L)	CL ⁻ (mg/L)	CL ⁻ +SO ₄ ²⁻ (mg/L)	PH
地表水		4.0	8.0	0	11.55	6.84	2.84	6.84	8.0
地下水 (钻孔水)		6.0	7.8	0	10.94	9.55	3.55	9.55	7.8
腐蚀等级		无	无	无	无	无	无	弱	
按Ⅲ类境进行评价，评价标准：1、结晶类腐蚀：SO ₄ ²⁻ <1500mg/L，无腐蚀；2、分解类腐蚀：侵蚀性 CO ₂ <30mg/L，PH 值>6.0，无腐蚀；3、结晶分解复合类腐蚀：Mg ²⁺ <3000mg/L，CL ⁻ +SO ₄ ²⁻ <10000mg/L，无腐蚀；4、混凝土结构中钢筋的腐蚀：CL ⁻ <100mg/L，无腐蚀；5、钢结构腐蚀：PH 3~11，CL ⁻ +SO ₄ ²⁻ <500mg/L，弱腐蚀。									

斜坡体所处环境为Ⅲ类环境，利用工可勘察阶段所采岗子上山体斜坡流动水体及钻孔水水质试验分析成果(见表 2-1：环境水对混凝土及钢结构腐蚀性评价)，

依据《公路工程地质勘察规范》(JTJ 064—98)《附录 D 环境介质对混凝土腐蚀的性评价标准》及参照《岩土工程勘察规范》(GB 50021-2001)中“水对混凝土结构中钢筋的腐蚀性评价”、“水对钢结构腐蚀性评价”按Ⅲ类环境水对场地环境水腐蚀性进行评价,评价结果见插表 2-1。由表内评价结果可知区内环境水对混凝土均无腐蚀性,对混凝土结构中钢筋、对钢结构具有弱腐蚀。

第3章 边坡结构及物理力学特征研究

3.1 边坡介质类型

隧道进口位于岗子上山岭NE坡斜坡丁家坪中、下部，大渡河右岸上部冰积扇上，坡体倾向约 40° ，坡度在 $32\sim 55^\circ$ ，坡面呈直线状，前沿临空，倾向大渡河。该斜坡在标高800m以上地表覆盖厚层第四系上、中更新统块石、小块石夹（质）土，下伏基岩为流纹斑岩，为岩土质混合边坡；在标高800m以下流纹斑岩呈陡坡状产出，为岩质边坡。

由于该厚层土石混合体含有大小不同、数量不等和分布形式不同的砾石或块石，并具有特定的结构，所以它具有与一般土体迥然不同的性质^[28,29]。

介质的组构（fabric）通常指其组织（texture）和结构（structure）的组合。土石混合体包含强度较低的粘土或砂土充填物与强度较高的块石（包括砾石和非砾石）等两类介质，所以它具有材料的非均质性。同时，块石的形状各异、大小不等、分布不同，又使其具有明显的结构非均匀性。当土石混合体受力而发生变形时，在块石和土体的接触面上容易产生拉裂和滑移，引起应力和位移的不连续性。因此，该边坡的土石混合体是一种典型的具有特殊结构的非均质和非连续的介质。

3.2 岩土体结构特征

决定岩土体的物理—力学性质及与工程建筑物相互作用性状的主要因素是岩土体的物质成分和结构。成分和结构反映岩土体形成的地质历史。岩土体的工程地质性质，直接依赖于它们的成因历史和地质结构特征^[30-33]。

从现场调查来看，场内出露的岩土体主要包括：第四系全新统人工堆积层（ Q_4^{mc} ）、第四系全新统坡残积层（ Q_4^{dl+cl} ）、上～中更新统冰积、冰水沉积层（ Q_{2+3}^{gl+fgl} ）及第四系全新统～上第三系上新统昔格达组（ N_{2x} ）、晋宁期花岗岩（ γ_2 ）、震旦系下统苏雄—开建桥组（ Za^{s-k} ）。其中 Q_4^{mc} 、 Q_4^{dl+cl} 分布的范围极为有限，厚度也较小，蓄水后即使产生失稳也不会对高速公路造成显著危害；第四系全新统～上第三系上新统昔格达组（ NQx ）主要分布与下游弃渣场部位，离隧道进口尚有一定距离，难以对隧道安全带来潜在危害，因此整个岸坡内需要引起重点关注的岩土体主要是上～中更新统冰积、冰水沉积层（ Q_{2+3}^{gl+fgl} ）以及下伏的基岩（包括晋宁期花岗岩 γ_2 、震旦系下统苏雄—开建桥组 Za^{s-k} ）。

下面根据现场调查结果和勘探资料对岸坡出露岩土体的结构特征分别详细说明。

3.1.1 第四系全新统人工填土 (Q_4^{me}) 结构特征

现场调查结果表明,区内出露的人工填土主要是由隧道上方环湖公路开挖形成的弃渣堆积而成,分布高程主要位于875m高程以上,即电站正常蓄水位以上,如图3-1。分布厚度一般较小,最大厚度一般不超过3m,平均厚度一般约1m左右。从分布范围来看,该类岩土主要分布于隧道进口岸坡的两侧负地形范围内,隧道上方堆填的人工填土极为有限。

从结构上来看,区内出露的人工填土结构极为松散,成自然堆积状,颗粒之间无任何嵌合、压密。其物质主要来源于附近环湖路的开挖弃渣,因而在不同部位存在较为明显的差别,一些部位以土为主,而另外一些部位则以松散碎块石为主,如图3-2。

上述分析表明,人工填土是区内出露的物理力学性质最差的一类岩土,自稳能力极差,在降雨等不利条件下可能会以碎屑流的形式发生失稳破坏。但由于分布范围有限、厚度小(尤其在隧道正上方),并且主要分布于蓄水高程以上部位,因此可以认为对工程的影响较小。

3.1.2 第四系全新统坡残积层 (Q_4^{dl+el}) 结构特征

该类岩土主要由黄灰色、褐红色含角砾低液限粘土组成,角砾成分为流纹斑岩及少量正长岩,呈棱角状,石质多为强风化,一般粒组组成为: $\varphi > 60\text{mm}$ 约占10%, $60 \sim 2\text{mm}$ 约占15~30%, $< 0.074\text{mm}$ 约占60%,硬塑;主要分布于拟建

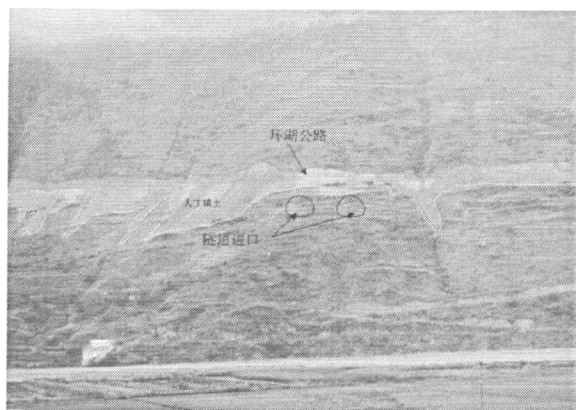


图 3-1 区内人工填土分布范围

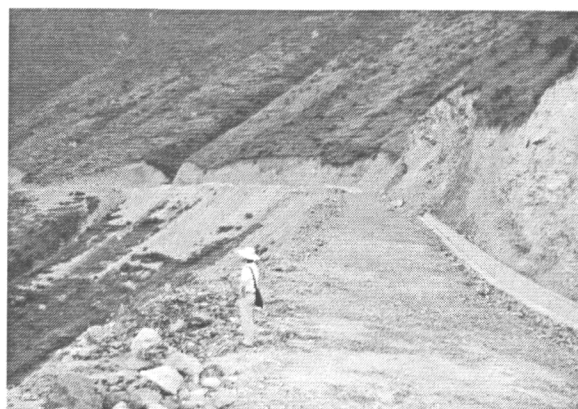


图 3-2 区内人工填土结构特征

隧道穿越的尖顶山山脊及其边沿斜坡表面,厚0.2~5m不等,如图3-3。

该类岩土体主要是早期冰水堆积体遭受风化、降雨冲刷等作用,经重力、坡面水流搬运堆积而成,一般呈松散~稍密状。从分布范围来看,区内几乎都有分布,差别在于不同部位厚度存在一定差别。

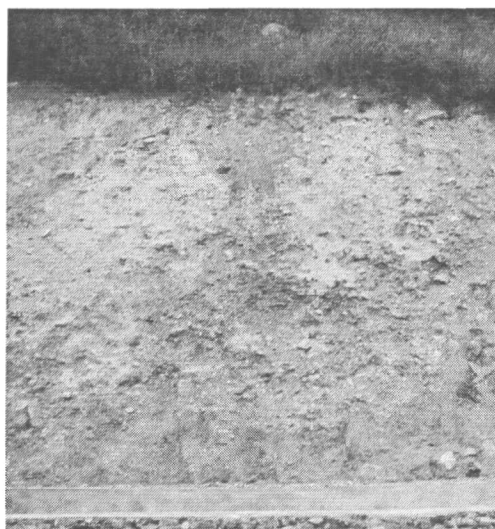


图 3-3 岸坡表层松散坡残积碎石土特征

3.1.3 第四系上~中更新统冰积、冰水沉积层 (Q_{2+3}^{gl+fgl}) 结构特征

第四系上~中更新统冰积、冰水沉积层 (Q_{2+3}^{gl+fgl}) 是区内岸坡主要组成部分,现场调查结构表明,区内出露的该类岩土体水平最大厚度可达50余m,竖直厚度最大可达30余m,它是第四系上~中更新世以来经冰期冰川搬运至此堆积而成,后期受到冰川融水的再次搬运改造作用,以及风化、重力作用等而形成现今形态。

从组成的物质成分来看,以花岗岩、花岗闪长岩及流纹斑岩为主,次为流纹岩、英安岩、安山岩及辉绿岩、凝灰岩的碎块石和土组成,碎块石的粒径一般在6~20cm之间,碎石棱角分明,几乎未见有磨圆。

根据碎块石与土含量差别可将其分为两大类,一类为碎石夹土,该类岩土体中粒径大于2cm的碎石含量一般在70%~80%,如图3-4;另一类为碎块石,该类岩土体中粒径大于2cm的碎石含量一般在80%以上,如图3-5。

根据岩土体的密实程度又可将上述两类岩土体进一步各分两类,即松散状碎石或碎石夹土和中密状碎石或碎石夹土,一般松散状碎石或碎石土主要分布于岸坡表层,厚度一般小于5m。而中密状碎石或碎石夹土一般具有一定程度的弱胶结,胶结物成分一般为泥质,局部呈弱钙质胶结,如图3-4。

从上述岩土体在岸坡上的分布范围来看,中密碎块石和松散碎块石主要分布于高程870m以上岸坡,而松散或中密碎块石夹土主要分布于高程800~880m范围之间的岸坡上(如图3-6)。

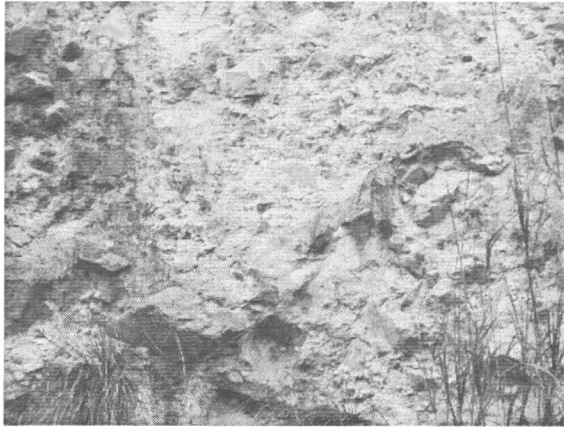


图 3-4 中密碎块石夹土特征



图 3-5 中密碎块石特征

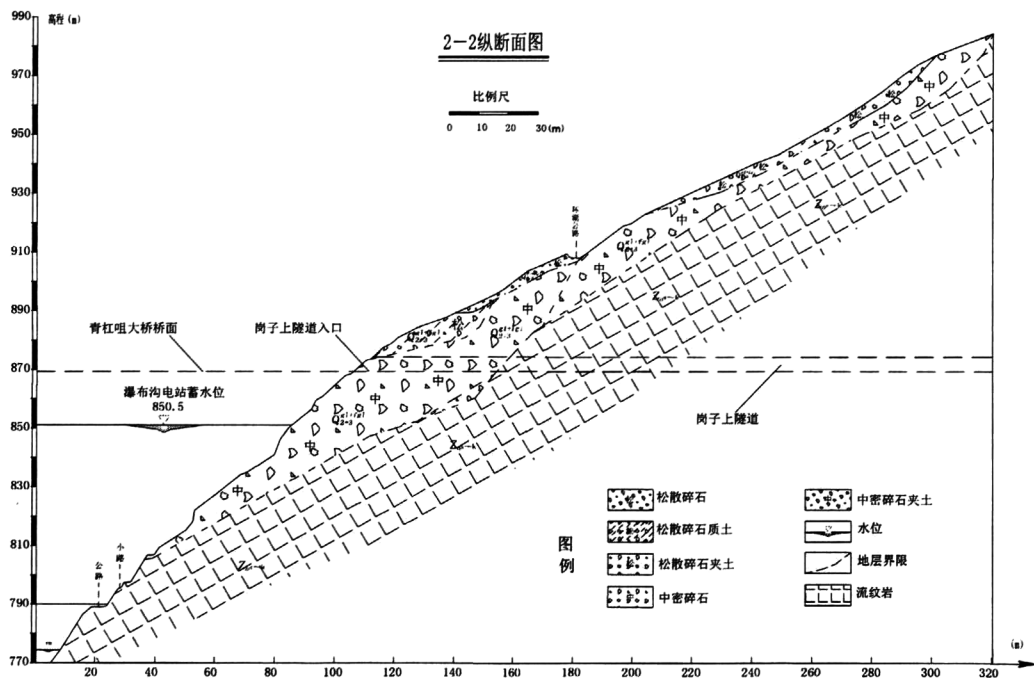


图 3-6 岸坡岩土体组合特征

3.1.4 第四系全新统～上第三系上新统昔格达组 (NQx)

场区内出露的昔格达组 (NQx) 主要由不等厚互层状的泥岩与砂岩组成, 呈灰、黄灰、褐灰色, 矿物成分以粘土矿物及长石、石英为主, 含少量云母碎片, 砂、泥质结构, 薄～中厚层状构造, 疏松, 水平微细层理发育, 呈半成岩状, 质极软, 强度低, 具饱、脱水特征, 属极软岩, 如图3-7。

从调查结果来看,区内昔格达地层仅在隧道进口下游约200m的大冲沟(即弃渣场所在部位)内有出露,且分布范围小,厚度一般约1~3m,因此从这一点来看,区内昔格达地层不会对隧道的安全施工和运行带来影响。



图 3-7 区内出露的昔格达地层特征

3.1.5 基岩结构特征

区内出露的基岩主要是晋宁

期花岗岩(γ_2)、震旦系下统苏雄—开建桥组(Z_a^{S-K})流纹岩,岩体结构较完整,岩性坚硬,如图3-8。

岩质边坡呈19~54°折线形斜坡,因人工改造,其中部形成宽约5m的机耕道台坎。岩质由强度高、抗冲刷能力强的流纹斑岩构成,基岩内部主要发育三组结构面:

①:产状为 $N20^\circ E/SE \angle 21^\circ$,延伸大于5m,间距2~3m,与坡面近于正交,剪性结构面;

②:产状为 $N35^\circ E/NW \angle 74^\circ$,延伸大于5m,间距1~3m,与坡角夹角约70~80°,剪性结构面;

③:产状为 $N30^\circ W/NE \angle 85^\circ$,延伸0.2~1m,间距0.3~0.5m,延伸方向与坡面近于平行,但倾角较坡角陡。

隧道进口岸坡坡面产状为 $N50^\circ W/NE$,自然坡角约30~50°,因而坡面与上述三组结构面组合切割关系,如图3-9所示。从图中可以看出,第一组结构面和第二组结构面与坡面组合切割可形成空间块体(图中阴影部分),由于两组结构面的交线虽然倾向坡外,但倾角较小,约15~20°,因此块体失稳的可能性较小。

3.3 物理力学特征

3.3.1 概述

岩土对外部荷载作用的反应,称为岩土的物理力学性质。外部荷载可以是静的,即不随时间而变化或有微小变化的(例如房屋或水坝的重量),或者是动荷载,即随时间以不同速度而增减的和由惯性力出现的荷载,例如,地震、爆炸和海浪

冲击时产生的地壳动荡，运输工具运行和不平衡机器作业时对岩土体引起的振荡，等等^[18]。

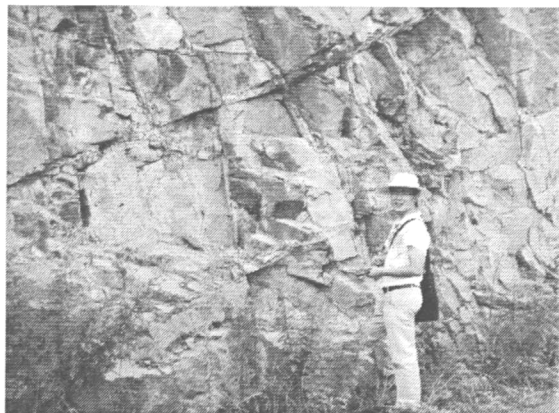


图 3-8 区内基岩结构特征

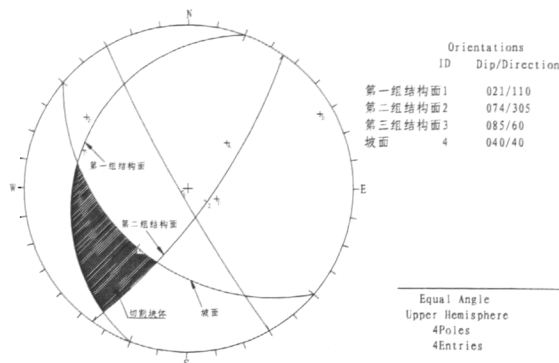


图 3-9 基岩内主要结构面与坡面的组合切割关系

岩土的物理力学性质可由一些指标来表征，它们对于计算岩土体的强度（稳定性）和变形是不可缺少的。岩土物理—力学性质指标值，一方面与外部荷载的特征(其大小、施加速度、符号、作用时间的长短等)有关，另一方面取决于岩土本身的特性(其成分、结构和构造)。

第四系上～中更新统冰积、冰水沉积层（ Q_{2+3}^{gl+fgl} ）是区内岸坡隧道进口部位以下的主要组成部分，调查结果表明由碎块石和土组成的土石混合物，其具有一定程度的弱胶结，胶结物成分一般为泥质，局部呈弱钙质胶结，由于土石的差异性，故当土石混合物受力而发生变形时，在碎块石和土体的接触面上容易产生拉裂和滑移，对工程影响显著^[34-37]。

3.3.2 冰水堆积物压缩剪切试验

采用YS-30型应力路径控制三轴剪切试验机对粗颗粒土（中密碎石夹土的组构成分）进行三轴压缩试验。

（1）试样制备

试样尺寸： $\phi=30\text{cm}$ ， $H=60\text{cm}$ ，分天然和饱水两种情况对试样进行试验，并根据现场天然和饱水含水率及比重配比土样。将备好的试样按装填层数分为12等份。

（2）试样围压

土石混合物的试验围压分为五个等级： $\sigma_3=300\text{kPa}$ ， 500kPa ， 1000kPa ， 1500kPa ， 1950kPa ；加载速率为 1mm/min 。

（3）试验成果

由试验获得试样的主应力差和轴向应变关系曲线，如图2-2至2-11所示。以法向应力为横坐标，剪应力为纵坐标，在横坐标上以 $\frac{\sigma_{1f} + \sigma_{3f}}{2}$ 为圆心，以 $\frac{\sigma_{1f} - \sigma_{3f}}{2}$ 为半径绘制极限应力圆（脚注 f 表示破坏时的数值），并做诸极限应力圆的包络线，如图2-12和2-13所示，该包络线的倾角为 φ （内摩擦角），在纵坐标上的截距为 c （内聚力）。

根据试验结果得出天然状态和饱水状态的岩土体 c 、 φ 值：天然状态的 $c=72$ kPa， $\varphi=35^\circ$ ；饱水状态的 $c=58$ kPa， $\varphi=28^\circ$ 。

3.3.3 参数取值

对于岸坡岩土体的抗剪强度参数以及其他物理参数主要根据相关试验，并参考K92段研究成果，以及类比其他已有工程经验。确定的岸坡抗剪强度参数如表3-1所示。

现场调查结果表明，岗子上隧道进口岸坡天然状态的稳定坡角一般在 $30^\circ \sim 50^\circ$ 之间，进一步调查发现自然坡度较缓的部位一般岩土体的结构松散，即岩土体主要是松散状的碎石夹土或碎石；而自然坡度较陡的部位一般出露的岩土体结构较密实，且粗颗粒具有一定程度的胶结，也就是岩土体主要是中密的碎石夹土或碎石，局部自然坡角呈陡立状（ $70^\circ \sim 80^\circ$ ）的坡面出露岩土体为中～强风化基岩。

对于岸坡出露的岩土体在蓄水后处于水下部分的稳定性坡角，由于该段岸坡位于水下部位的岩土体主要是基岩，因此该参数目前主要参考K92段岸坡的研究成果和类似工程经验。综合上述考虑和认识，确定该段岸坡各岩土体的主要塌岸参数如表3-2所示。

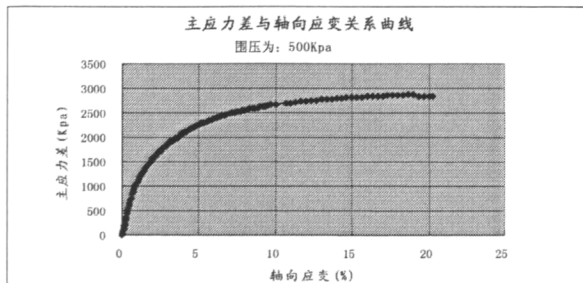


图2-2 天然试样1主应力差与轴向应变关系曲线

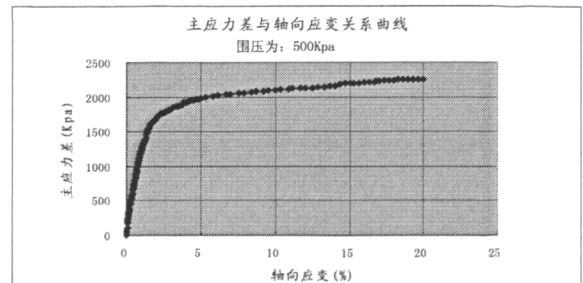


图2-7 饱水试样1主应力差与轴向应变关系曲线

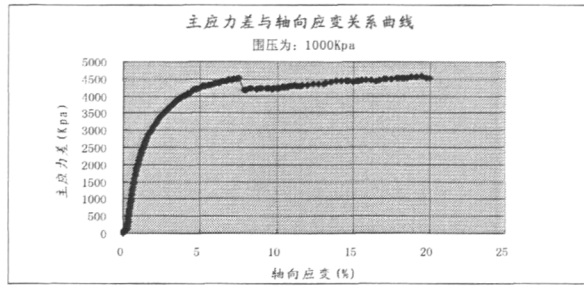


图2-3 天然试样2主应力差与轴向应变关系曲线

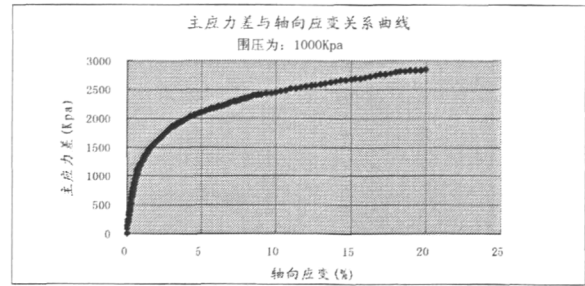


图2-8 饱水试样2主应力差与轴向应变关系曲线

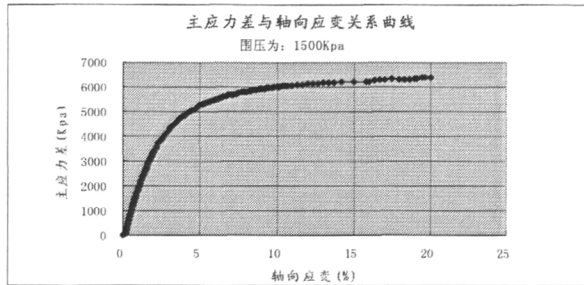


图2-4 天然试样3主应力差与轴向应变关系曲线

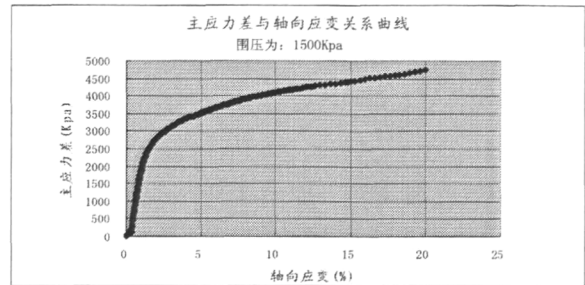


图2-9 饱水试样3主应力差与轴向应变关系曲线

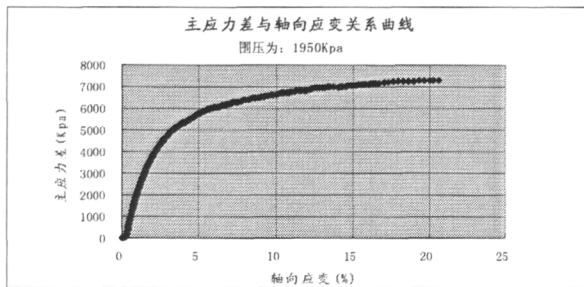


图2-5 天然试样4主应力差与轴向应变关系曲线

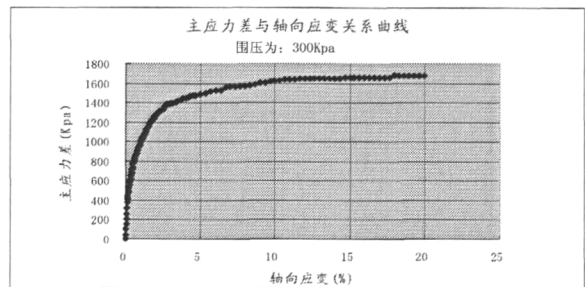


图2-10 饱水试样4主应力差与轴向应变关系曲线

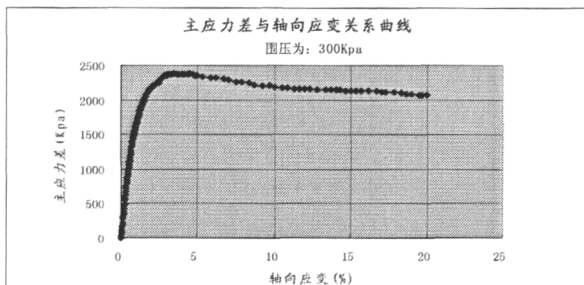


图2-6 天然试样5主应力差与轴向应变关系曲线

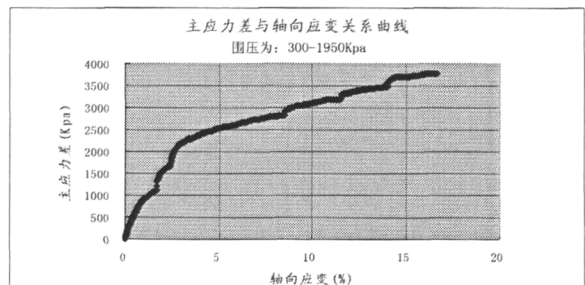


图2-11 饱水试样5主应力差与轴向应变关系曲线

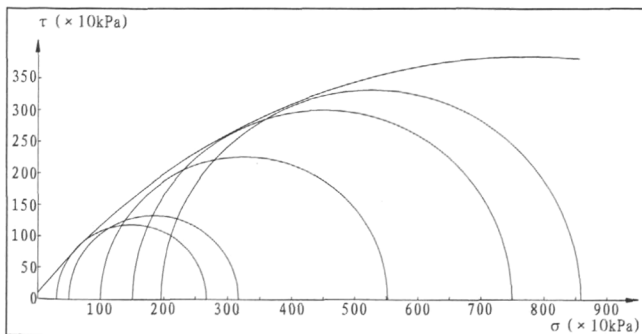


图2-12 天然状态强度包络线

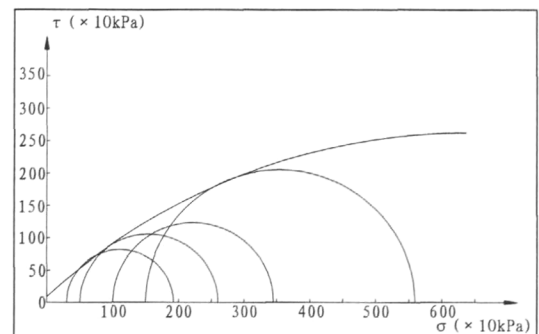


图2-13 饱水状态强度包络线

表 3-1 岸坡岩土体抗剪强度参数表

岩土体名称	天然状态			饱水状态		
	容重 (kN/m^3)	内聚力 (kPa)	摩擦角 ($^\circ$)	容重 (kN/m^3)	内聚力 (kPa)	摩擦角 ($^\circ$)
松散碎石夹土	22	37	22	22.4	35	19
松散碎石	22.3	45	25	22.6	40	20
中密碎石质土	23.7	60	28	23.9	50	21
中密碎石夹土	24.3	65	30	24.8	55	23
中密碎石	24.7	70	31	24.9	57	25
昔格达软岩	21.7	70	15	22.1	60	8
强风化基岩	25.3	200	40	25.6	180	30

表 3-2 岸坡各岩土体主要塌岸参数表

岩土体名称	水上稳定坡角 ($^\circ$)	水下稳定坡角 ($^\circ$)
松散碎石夹土	35	25
松散碎石	38	27
中密碎石质土	42	29
中密碎石夹土	45	30
中密碎石	50	32
昔格达软岩	25	10
强风化基岩	55	35

第4章 边坡稳定性影响因素研究

4.1 综述

影响边坡稳定性的因素十分复杂,归纳起来可以分为内部因素和外部因素。内部因素包括:边坡的地貌形态、组成边坡的岩土体的性质、地质构造、岩土体结构、地应力等;外部因素包括:工程荷载条件、水的作用、地震作用、边坡形态改造、气象条件、植物作用及人类活动等^[1,20,22]。

影响边坡稳定的最根本的因素为内在因素,他们决定了边坡的变形失稳模式和规模,对边坡稳定性起着控制性的作用。外在因素只有通过内在因素才能对边坡起破坏作用,促进边坡变形失稳的发生和发展,但外在因素变化很大、时效性很强时,往往也会成为导致边坡失稳的直接诱因。

研究和分析影响边坡稳定的因素,特别是影响边坡变形破坏的主要因素,是边坡稳定性分析和边坡防治处理的首要任务。

4.1.1 自身条件

(1) 岩土体的工程地质性质,岩土的工程地质性质包括组成岩土体的物理、化学、水文和力学性质,特别是岩土在饱水条件下的力学强度,是影响边坡稳定的最主要因素。就边坡的变形破坏特征而论,不同地层有其常见的变形破坏形式。某些岩土组成的边坡在干燥或天然状态下是稳定的,但一经浸水,岩土强度大减,边坡出现失稳。

(2) 地质构造因素,包括区域构造特点、边坡地段的褶皱形态、岩层产状、断层和节理裂隙发育特征以及区域新构造运动特点等。它对边坡稳定,特别是岩质边坡稳定的影响是十分明显的。在区域构造比较复杂、褶皱比较严重、新构造运动比较活跃的地区,边坡的稳定性较差、同时,边坡地段的岩层褶皱形态和岩层产状,直接影响边坡变形破坏的形式和规模。至于断层和节理裂隙对边坡变形破坏的影响则更为明显、某些断层或节理本身,就构成滑面或滑坡的周界面。

(3) 岩土体结构,土质类边坡结构密实度是影响土质类材料抗剪强度指标的重要因素。结构越疏松,抗剪强度指标就越低,边坡稳定性越差;结构越紧密,抗剪强度指标就越高,边坡稳定性越好。当边坡具有多元结构特征时,尤其是颗粒相对较细的物质分布在边坡的中下部时,该土层则可能成为制约边坡稳定的主导因素,即边坡稳定程度取决于该土层的物理力学指标。对坚硬和半坚硬的岩石而言,岩石的性质对边坡的稳定性并不是最主要的影响因素。边坡岩体的破坏主

要受岩体中不连续面（结构面）的控制。影响边坡的岩体结构因素主要包括以下几个方面，如结构面的倾向和倾角、结构面的走向、结构面的组数和数量、结构面的连续性、张开程度、填充物性状、结构面的起伏差和表面性质等等。

（4）地应力是控制边坡岩体节理裂隙发育及边坡变形特征的重要因素，开挖边坡使坡体内岩土体的初始应力状态改变，坡脚附近出现剪应力集中带，坡顶和坡面的一些部位可能出现张应力区；在新构造运动强烈的地区，开挖边坡能使岩体的残余构造应力释放，可直接引起边坡的变形破坏。

岗子上隧道进口边坡在标高800m以上地表覆盖厚层第四系上、中更新统块石、小块石夹（质）土，下伏基岩为流纹斑岩，为岩土质混合边坡。对整个边坡影响较大的岩土体主要是上～中更新统冰积、冰水沉积层（ Q_{2+3}^{gl+fgl} ）以及下伏的基岩（包括晋宁期花岗岩 γ_2 、震旦系下统苏雄—开建桥组 Za^{s-k} ）。特别是由冰积和冰水沉积层组成的冰水堆积物在水的作用下，其物理力学性质和强度将会发生显著变化，弱化工程性状；按四川省活动断裂构造分区，边坡所在区位于凉山断块活动断裂构造区，处于金坪断裂与石棉断裂之间的黄草山断块上，研究区及周边地表无褶皱、隆起及较大型断裂构造存在，花岗岩、流纹斑岩等火成岩，构造变形微弱，岩体相对完整，对边坡有影响的构造主要是隧址区SW约30km的榆林—磨西—石棉断裂及位于隧址区SE约5.5km的金坪断裂和SE约3.5km的孙家营断裂；边坡区内主要发育有3组裂隙，J1： $3\sim6^\circ\angle 62\sim71^\circ$ ，裂面平直较光滑，岩屑半充填，具褐红色铁质浸染体，开度0.1～10mm，间距2～40cm，延伸长度>30m，可见深度约3m；J2： $130\sim138^\circ\angle 19\sim22^\circ$ ，裂面平直较光滑，泥质半充填，具褐红色铁质浸染体，开度0.1～1mm，间距5～40cm，延伸长度>16m，可见深度约1.5m；J3： $293\sim305^\circ\angle 70\sim73^\circ$ ，裂面平直较光滑，泥质半充填，具褐红色铁质浸染体，开度0.1～0.5mm，间距5～50cm，延伸长度2～10m，可见深度约1.5m，根据三组节理裂隙的组合关系情况，判断其对边坡下部的岩质坡体影响不大，稳定性较好。

4.1.2 外部因素

（1）边坡形态对边坡的稳定性有直接影响。边坡形态系指边坡的高度、长度、剖面形态、平面形态以及边坡的临空条件等。对均质岩土边坡而言，坡度越陡，坡高越大，对其稳定越不利。当边坡的稳定受同向缓倾滑动结构面控制时，边坡的稳定性与边坡坡度关系不大，而主要决定于边坡高度。此外，边坡的临空条件也影响边坡的稳定。平面上呈凹形的边坡较呈凸形的边坡稳定。同是凹形边坡，边坡等高线曲率半径越小，越有利于边坡的稳定。

（2）风化作用使岩土的抗剪强度减弱，裂隙增加、扩大，影响斜坡的形状

和坡度,透水性增加,使地面水易于浸入,改变地下水的动态等。沿裂隙风化时,可使岩土脱落或沿斜坡崩塌、堆积、滑移。

(3) 水对边坡稳定性的影响十分显著,水的作用包括地下水、地表水及大气降水入渗、泄洪雨雾入渗等,众多边坡的失稳多发生在降雨、暴雨后,可以说水是边坡失稳的主要外在因素之一。水对边坡的影响主要包括以下3个方面:

a) 水对软岩、软弱夹层、及土质类材料的细粒(特别是粘、粉粒)部分有软化、泥化作用,使岩土体和结构面强度显著降低。

b) 产生动水压力和静水压力、由于雨水深入水库蓄水等原因,地下水位上升,孔隙水压力提高,从而降低坡体的抗滑能力,造成边坡变形和破坏。水电站运行期间库水位迅速下降,边坡岩土体中的水排出较慢,坡体内会形成较大的静水压力,对边坡稳定不利;地下水从边坡岩土体排出的过程中,会形成动水压力,增加沿地下水渗流方向的滑动力,也会对边坡稳定性产生不利影响。

c) 在具备丰富的松散物质来源、较大汇水面积及前缘地形坡度较陡的区域,岩土体基本处于饱水状态时,暴雨极有可能诱发边坡失稳破坏。

(4) 地震对边坡稳定性的影响极大,地震往往伴有大量的边坡失稳。地震作用导致边坡稳定性降低主要是由于地震作用产生的水平地震附加力,当水平地震附加力的作用方向与主滑方向一致时,边坡的下滑力增大,滑动面的抗滑力减小。另外,在地震力作用下,引起岩土体结构松弛和强度降低的同时,还会增加岩土体中的孔隙水压力,降低边坡的稳定性系数。

(5) 人为的工程活动因素

a) 荷载作用。坡顶荷载一方面增加了坡体下滑力,另一方面加大了坡顶张应力和坡脚剪应力的集中程度,是边坡岩土体破坏,强度降低。坡顶荷载的类型如静载、活载;荷载的大小和作用次数等均影响边坡的稳定性。

b) 公路路基结构。路基形式、路基填土或填石的类型与性质、排水结构物与支挡结构物的设置等,均影响边坡的稳定性。

c) 施工方法及养护措施。对路基来说,影响边坡稳定性的因素主要有路基填筑方法是否正确、压实度是否充分以及是否采用大爆破等;如在设计、施工中未及时采用一般措施而在养护中未加以补充、改善等,也会影响边坡稳定性。

针对岗子上隧道进口边坡而言,坡体倾向约 40° ,坡度在 $32\sim 55^\circ$,坡面呈直线状,前沿临空,倾向大渡河,边坡的整体形态是隧道进口的中间部为外凸,两侧内凹,这种边坡形态对于边坡是不利因素;边坡表部的岩土体相对松散破碎,这与当地的气候特征引起的风化作用是有一定关系的;可以预见,对边坡起主要影响作用的外部条件就是水的作用,特别是当瀑布沟水电站蓄水以后,库水升降将是影响边坡稳定性的控制性因素;据历史记载,该区曾发生5级以上地震15次,其中高达7.5级以上的有两次,震中大都呈带状分布,震级等值线延伸方向与区

域主要构造线基本一致，显然受“歹字”型构造体系和新华夏系的控制；边坡所在处为青杠咀特大桥泸沽岸桥台与岗子上隧道进口衔接部位，桥台作用荷载将会对边坡产生一定影响，同时边坡的稳定性反过来也会影响桥台的力学和工程形状。

4.2 水对边坡稳定性的影响研究

岗子上隧道进口位于在建瀑布沟水电站蓄水位以上，瀑布沟电站正常蓄水位851m，死水位790m，风浪高0.67m，采用水位851.0m，校核洪水位853.78m，库水位将抬升近100m，水平淹没距离约80m，岸坡前缘约1/4部分处于水下。库水位抬升也将促使地下水位迅速大幅度抬升，而在泄洪期间库水位将迅速降低，同时地下水位也将大幅度降低。库水及地下水位在短期时间内如此大幅度的变化将导致坝前堆积体的物理力学性质以及谷坡应力场在短期时间内产生显著变化，这些变化极有可能导致堆积体的失稳破坏。因此研究蓄水期间库水升降对堆积体变形破坏机制及稳定性的影响机理是研究堆积体变形破坏机制的前提。

从广义上讲，水岩作用是指不同形式的水（包括地表水、地下水及雨水）与工程岩土体之间的相互作用；另一方面，从工程地质力学观点看，工程岩土体的结构也制约着水的存在形式及运动状态。针对水岩作用对岩土体的影响，国内外的学者集中围绕水与岩土体介质之间的相互作用问题，对岩土体的力学状态、变形特性的影响以及岩土体的结构失稳和强度破坏进行了许多研究，取得了许多理论成果。

4.2.1 水对岩土体抗剪强度的影响

岩土体的抗剪强度是表征岩土抵抗外力作用能力的主要强度指标。在外部压力作用下，岩土中发生剪切应力，当其达到一定值时克服了粒间联结，并使其彼此相对位移形成剪切带，导致岩土体的破坏^[30,31,38,39]。岩土体的抗剪强度取决于内部因素和外部因素两个方面，内部因素包括岩土的结构、构造和物质成分（通过岩土的结构单元间大的内聚力和摩擦力表现出来），外部因素则包括压力变化的大小和速度、排水条件等，下面主要介绍水对这些参数的影响。

当多孔连续介质岩土体中存在空隙地下水时，未充满空隙的地下水对多孔连续介质骨架施加一空隙静水压力，该力为面力，结果使岩土体的有效应力增加，即

$$\sigma_a = \sigma + p \quad (4-1)$$

式中， σ_a 为岩土体的有效应力； σ 为岩土体的总应力； p 为岩土体中的空隙静水压力（负压）。

当地下水充满多孔连续介质岩土体时,地下水对多孔连续介质骨架施加一空隙静水压力,该力为面力,结果使岩土体的有效应力减小,即

$$\sigma_a = \sigma - p \quad (4-2)$$

根据Terzaghi提出的有效应力概念,土体的Mohr-Coulomb强度准则的表达式为

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi' = c' + (\sigma - u_w) \tan \varphi' \quad (4-3)$$

式中: τ_f ——破坏面上的剪应力; c' ——有效粘聚力; σ 、 σ' ——破坏面上总法向应力和有效法向应力; u_w ——破坏面上的水压力; φ' ——有效内摩擦角。

大量的工程实践证明, Mohr-Coulomb有效应力破坏准则仅适用于饱和土体。非饱和土力学的发展从理论的角度为定量计算因水的入渗所引起的岩土体强度变化提供了一种计算方法。上个世纪60年代, Bishop等提出了非饱和土抗剪强度的有效应力表达式为

$$\tau_f = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \tan \varphi' \quad (4-4)$$

式中, 饱和土的强度参数 c' 、 φ' 分别表征岩土的有效粘聚力和有效内摩擦角, χ 为经验系数(与饱和度、应力路径及岩土类型有关), 上述公式并未在理论上加以论证, χ 值的确定也很困难, 故其应用并未得到进一步推广。

因此 Fredlund 等于1978年提出了他们的非饱和土抗剪强度公式为

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w) \tan \varphi^b \quad (4-5)$$

式中: c' ——Mohr-Coulomb破坏包线的延伸与剪应力轴的截距, 在剪应力轴处的净法向应力和基质吸力均为零, 它也叫做有效粘聚力; σ ——破坏时破坏面上的法向总应力; u_a ——破坏时在破坏面上的孔隙气压力, 进行一般的边坡稳定性分析时, 认为孔隙气压力为大气压, 即 $u_a = 0$; u_w ——破坏时在破坏面上的孔隙水压力; φ' ——与净法向应力状态变量 $(\sigma - u_a)$ 有关的内摩擦角; φ^b ——抗剪强度随基质吸力 $(u_a - u_w)$ 而增加的速率。

Fredlund不仅建立了非饱和土非线性抗剪强度公式, 同时建立了非饱和土的抗剪强度与土水特征曲线。基质吸力直接影响着非饱和土的力学性质。对某一非饱和土体而言, 其基质吸力的大小是土体含水量的函数, 基质吸力会随着含水量的变化而变化, 含水量和基质吸力的关系曲线则称为土水特征曲线, 通过土水特征曲线可以确定非饱和土的强度、体积应变及渗透系数等, 可以说, 研究非饱和土中含水量对其力学性质的影响, 就是研究非饱和土力学性质与基质吸力以及土水特征曲线的相互关系^[40]。

非饱和土的强度随基质吸力的变化规律与土水特征曲线的关系, 如图4-1所示。

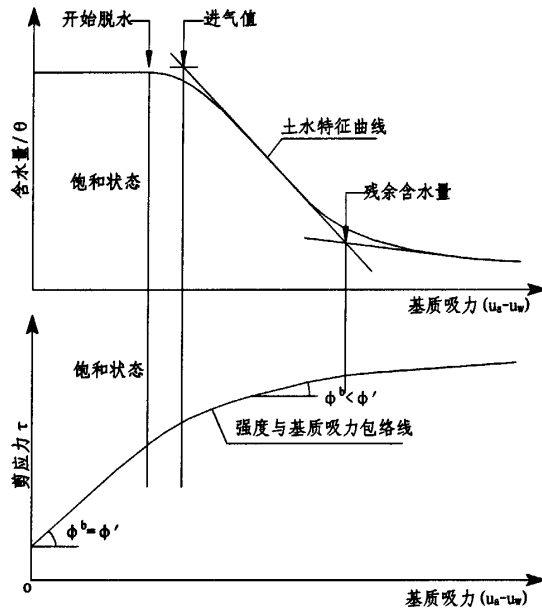


图 4-1 非饱和土抗剪强度与基质吸力的关系 (据黄润秋等, 2007 年)

非饱和土压力、基质吸力对岩土体抗剪强度和边坡稳定性的影响是非常复杂的, 受到地质构造、岩土体性质 (包括物理力学特性和化学特性等)、吸力分布及水与岩土相互作用等诸多因素的影响, 因此, 在实际工程应用中还有待于进一步探索和完善。

另外, 地下水在松散土体、松散破碎岩土体中运动时对岩土颗粒施加一体积力, 在空隙动水压力的作用下可使岩土体中的细粒物质产生位移, 甚至被携带出岩土体, 产生潜蚀而使岩土体破坏。当多孔连续介质岩土体中充满流动的地下水时, 地下水对多孔连续介质骨架施加一空隙静水压力和动水压力, 动水压力为体积力, 即

$$\tau_d = \gamma J \quad (4-6)$$

式中, τ_d 为岩土体中的动水压力; γ 为地下水的容重; J 为地下水的水力坡度。该动水压力平行于渗流方向, 使岩土体增加了顺坡向的切向力, 从而显著降低了岩土体的抗剪强度, 如在边坡岩土体中, 则为其变形失稳提供了条件。

4.2.2 降雨对边坡稳定性的影响

根据相关资料在我国从1949年至1995年期间所发生的滑坡灾害, 其中68.5%的滑坡是由降雨引起的; 《中国重大地质灾害实例分析》(钟立勋, 1999) 一文中所列举的27项中国重大地质灾害中就有15项是由于暴雨引发的。国土资源部《中

国地质环境公报》(2003)公布的数据表明,2003年在全国所发生138237起突发性地质灾害中,绝大部分是在汛期(即5~8月),约占全年地质灾害总数的75%。可以说,降雨是边坡失稳的主要诱发因素之一^[40]。

对于由降雨因素导致的边坡失稳机理,目前的研究认为:降雨入渗使得边坡内部的地下水潜水水面升高,使滑面岩土体处于软化状态,从而降低了边坡的稳定性,导致边坡失稳。

降雨对岸坡产生溅蚀、面蚀、沟蚀等破坏外,还可能使岸坡产生失稳变形,从非饱和土理论的角度看,库岸边坡几乎都是非饱和土边坡。降雨渗入边坡坡体导致的干湿循环对非饱和土边坡的稳定性有着显著影响。

降雨渗入边坡岩土体,到达潜水面经历了一个饱和—非饱和的渗流过程,如图4-2所示。降雨前边坡中处于非饱和状态的岩土体的物理、力学性质及在降雨渗入过程中的变化直接影响边坡稳定性。在雨水入渗过程中,典型的含水率分布剖面可分为四个区,包括表层的薄层饱和带,含水率变化较大的过渡带,含水率分布较为均匀的传导层及湿润程度随深度减小的湿润带,湿润带的湿度梯度越向下越陡,直到湿润峰。随着入渗时间的延长,传导层会不断向下部深层发展,湿润层和湿润峰会向下移动,含水率分布曲线逐渐变得平缓。

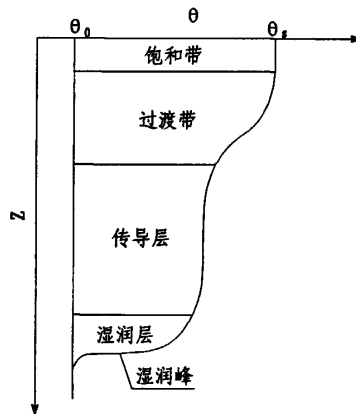


图4-2 降雨入渗过程中的典型含水率剖面(据黄润秋等,2007年)

降雨方式、强度及岩土体的渗水性能决定了雨水渗入边坡体的强度特征。如果岩土体的渗水性能较强,比外界的供水强度大,则入渗强度就取决于外界供水的强度,在入渗过程中边坡表层的含水率随入渗的增强会逐渐提高,至稳定值为止;若降雨强度超过了土体的渗水能力,这时,土体的入渗性能决定入渗强度,就会形成径流进而形成地表积水。在入渗过程中的不同阶段这两种情况都是有可能发生的,如果在稳定的降雨强度下,开始时降雨强度小于土体的入渗能力,入渗率就等于降雨强度,但后来岩土体的入渗能力随着时间减小,降雨强度大于土体入渗能力,于是便会产生地表径流。

入渗速率随时间而变化,与非饱和岩土体的原始湿度和基质吸力有关,同时也与边坡剖面上岩土体条件、结构等因素有关。一般来说,开始入渗阶段,边坡岩土体表层的水力梯度较陡,所以入渗速率较大,但随着雨水渗入到边坡岩土体中,边坡岩土体的基质吸力下降,湿润层的下移使基质吸力梯度减小,入渗速率逐渐减小最后接近于一个常量,达到稳定入渗阶段。在垂直入渗的情况下,如果降水强度较大,使边坡达到饱和,当入渗强度等于岩土体饱和水力传导度时,将达到稳定入渗阶段;如果降雨强度较小,小于饱和岩土体的水力传导度时,达到稳定入渗阶段的入渗强度将等于该湿度条件下的非饱和岩土体的水力传导度。

边坡降雨入渗,究其实质是导致边坡非饱和区的基质吸力降低,依据非饱和岩土体引申的Mohr-Coulomb抗剪强度准则,构成边坡的岩土体抗剪强度也随之降低,进而导致边坡稳定性降低。同时,暂态饱和区水压力的增大,对边坡稳定性也有一定程度的影响。Fredlund给出了简单的土坡的稳定性随基质吸力变化的关系,如图4-3所示。

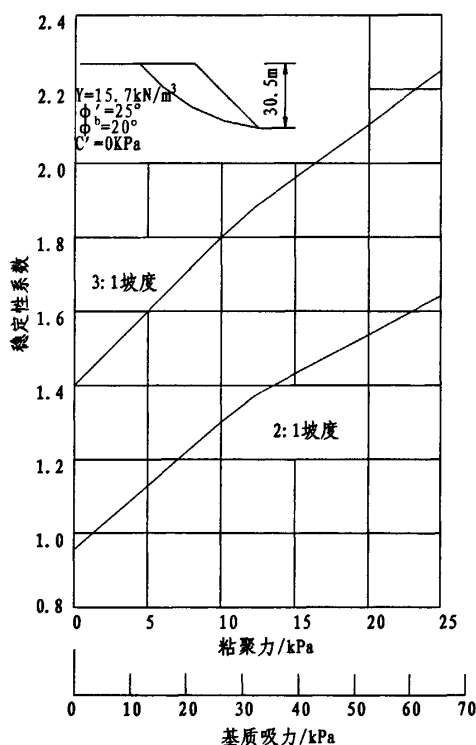


图 4-3 边坡稳定性基质吸力变化 (据黄润秋等, 2007 年)

4.2.3 水库蓄水及库水升降作用对边坡稳定性的影响

根据黄润秋教授等的研究成果及相关资料将库水诱发边坡变形失稳的诱发机制分为直接诱发和间接诱发两大类型^[40]。

(1) 直接诱发型

主要是指库岸边坡在库水的作用下产生变形或失稳,包括软化效应及悬浮减重效应诱发型、库岸再造诱发型和动水压力诱发型三个亚类:

a) 软化效应及悬浮减重效应。这类诱发机制是水库诱发边坡失稳最为常见的一种类型。主要特征是蓄水前潜在滑动体处于库水位以上,蓄水后大部分被淹没造成水对滑带的软化效应及对滑体的悬浮减重效应,如图4-4所示。

软化效应又称物理化学效应,主要是指岩土在水的浸泡下其吸附水膜的厚度显著增大,从而使其抗剪强度参数 c 、 φ 值大大下降。悬浮减重效应又称为空隙水压力效应。当岩土体中空隙为重力水填充饱和时,水将对固体骨架产生一种正应力,其矢量指向空隙壁面,这就是空隙水压力,在土体中则为孔隙水压力。由于重力水服从静水压力分布规律,故空隙水压力值是由水头所决定的,地下某点空隙水压力(p_w)的值为

$$p_w = \rho_w gh \text{ 或 } \gamma_w h \quad (4-7)$$

上式中: p_w ——水的密度; g ——重力加速度; h ——水头高度。

空隙水压力对岩土骨架起到浮托作用,即悬浮减重作用,从而消减了通过骨架起作用的有效应力,其关系式为

$$\sigma' = \sigma - p_w \quad (4-8)$$

式中: σ' , σ ——有效应力和总应力。

显然,在饱和岩土体中,当总应力一致时,空隙水压力的增减,势必相应地增减有效应力,从而影响边坡岩土体的强度和稳定性,这就是有效应力原理。空隙水压力对岩土体强度的影响,可以用莫尔-库仑破坏准则来描述为

$$\tau_f = (\sigma_n - p_w) \tan \varphi + c \quad (4-9)$$

式中: τ_f ——抗剪强度; σ_n ——正应力。

由于空隙水压力的存在消减了有效正应力,使潜在滑面上的抗剪强度降低,以致于失稳滑动。由于 σ_1 和 σ_2 都受 p_w 的消减,莫尔圆大小不变而向左侧移动与强度包络线相切而发生破坏,如图4-5所示。

b) 动水压力效应

当地下水在岩土体空隙中渗流时,会对其周围骨架产生渗透压力或动水压力。如果动水压力指向坡外,则边坡岩土体的稳定性将会降低,甚至引起失稳变形,如图4-6所示。

在渗流场中沿流线方向截取一个长为 dl 横截面积为 dA 的微单元岩土体。沿流线方向作用在该岩土体中空隙水流上的力如图4-7所示。

两端孔隙水压力的差 Δp_w (设沿渗流方向为正) 为

$$\Delta p_w = -d p_w d A = \rho_w g (-dh + dz) d A \quad (4-10)$$

岩土柱中孔隙水流的自重在线流方向上的分力 w 为

$$w = -n \rho_w g d A d l \frac{dz}{dl} \quad (4-11)$$

渗流所遇到的阻力, 即骨架对孔隙水流的摩擦阻力, 该作用力平均分布与土体内总摩阻力 F_1 为

$$F_1 = f_1 d A d l \quad (4-12)$$

岩土体颗粒受水的浮力, 并以同样大小的力反作用于水体, 在线流方向上的分量 Q 为

$$Q = -(1-n) \rho_w g d A d l \frac{dz}{dl} \quad (4-13)$$

式中: ρ_w ——水的密度; n ——孔隙度; g ——重力加速度。

渗流作用在岩土骨架上的力也就是渗透所遇阻力的反作用力, 其作用方向与渗流方向一致, 故有拖拽岩土体或岩土颗粒向渗流方向前进的趋势。因此, 单位体积岩土体所受的渗透力, 即渗透压力 f 为

$$f = -f_1 = -\rho_w g \frac{dh}{dl} = \rho_w g I \quad (4-14)$$

式中: I —— $I = -\frac{dh}{dl}$ 为水力梯度。

因为 $\rho_w = 1g/cm^3$, 所以渗透压力的大小取决于水力梯度的大小。渗透压力普遍作用于渗流中的所有岩土颗粒上, 它是由空隙水压力转化而来, 亦即渗透水流的外力转化为均匀分布的内力或体积力。水力梯度越大, 则渗透压力(动水压力)越大, 所以水库由正常高水位快速消落所产生的高渗透压力往往会引起库岸边坡失稳变形, 如图4-8所示。

c) 库岸再造诱发型

库岸再造是水库蓄水后必然会产生现象, 只是由于库岸不同的岩土体性质和工程地质条件有所差别, 国内外大量研究表明, 库岸再造影响范围在库水位以上30~50m, 个别可以达60~80m。如此大的范围内, 由于岸坡的坍塌与水库的掏蚀作用, 岸坡的稳定性会受到强烈影响, 如果库岸边坡的抗滑段位于库岸再造影响范围内, 则后果更为严重。

主要特征是水库蓄水后, 前部抗力体浸没于水中, 有效正应力大大降低进而使抗力体的抗滑摩阻力大大降低, 而后半部的滑动力则没有减小或稍有减小, 从而产生了水库蓄水诱发的滑坡, 如图4-9所示。

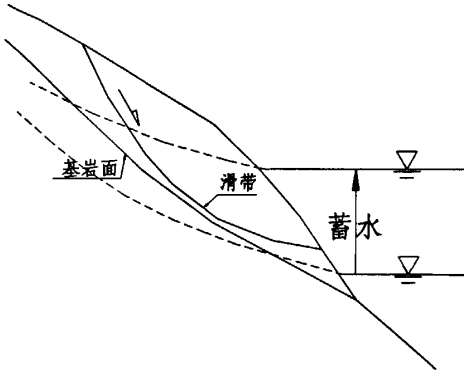


图 4-4 软化效应及悬浮减重效应

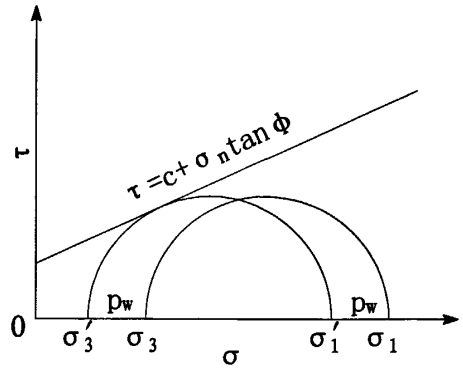


图 4-5 摩尔强度包络线

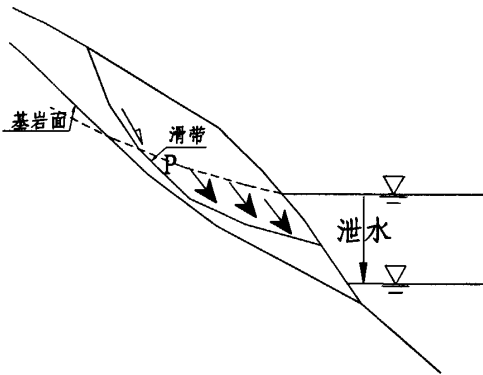


图4-6 动水压力作用

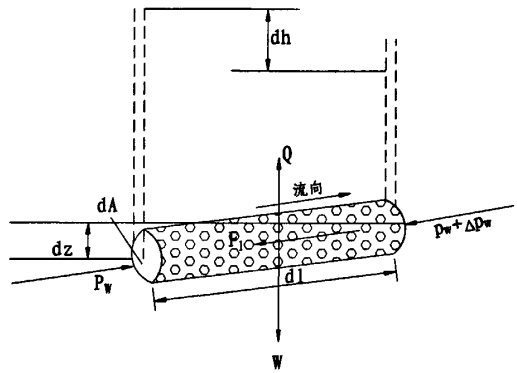


图 4-7 渗流场微单元岩土体上的受力示意图

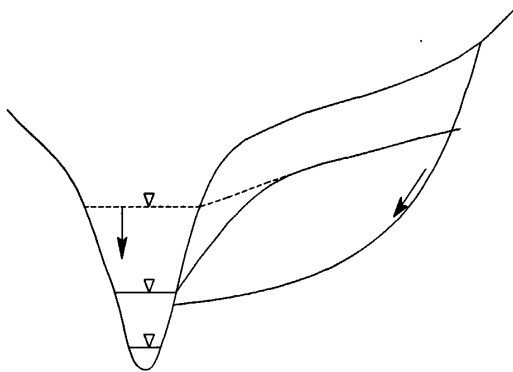


图 4-8 水库水位快速消落产生高动水压力

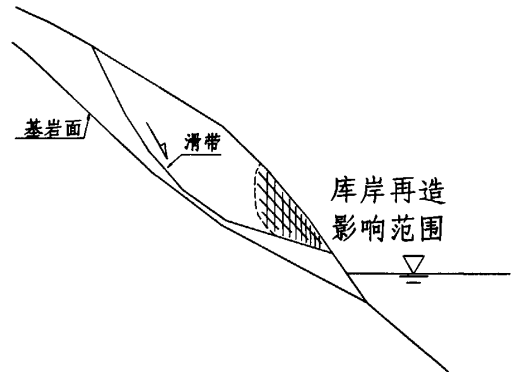


图4-9 库岸再造作用

(2) 间接诱发型

间接诱发型是指水库蓄水对边坡失稳的触发是间接的，主要表现为水库蓄水与其他诱发因素组合或在库水对边坡改造的基础上被其他诱发因素利用。其包括蓄水+水库诱发地震组合型和水库蓄水+暴雨组合型两个亚类。水库蓄水诱发地震，震动引起的水平附加力，引起岩土体结构松弛和强度降低，同时会增加岩土体中的孔隙水压力。水库蓄水造成岸坡发生变形破坏，产生地表裂缝，当雨季来

临,大量雨水渗入坡体从而产生很大的水头压力促使滑坡失稳。

需要说明的是,在库水升降对于库岸边坡的影响中,边坡岩土体的渗透性越大,库水位和地下水位之间的差距越小,库水位上升和降落在同一水位时的边坡稳定系数彼此接近;另外,边坡稳定系数在随着库水水位降落速率而变的过程中,其最小值不是出现在最低水位时,而是在水位降落期间为最小,一般出现在库水位降落速率较大的低水位时。对于岗子上隧道进口边坡而言,根据现场调查和相关试验得知边坡上部的主要由冰水堆积物组成的岩土体的渗透性能较低,因此,库水降落产生影响将会比库水抬升更大。这是因为当库水位上升时,水下边坡的岩土体渗透性较小,在失稳变形方向上的下滑力没有相应减小;而当水位下降时,较低的渗透性能会使库水位和地下水位之间有一定的差距,因而增大了岩土体的空隙水压力,更易引起边坡失稳变形。

4.3 库岸再造对边坡稳定性的影响

水库蓄水后,由于周期性的水位抬升、消落及波浪作用,岸坡被掏刷、磨蚀、搬运而产生的变形,一般称之为“坍岸”。由于水库坍岸所引起的库岸轮廓线的变化,即是通常意义上的“库岸再造”^[3-16]。

4.3.1 库岸再造的主要影响因素

库岸再造的主要影响因素可以概括为内因和外因两个方面,内因包括库岸边坡的坡度、库岸形态、地层岩性和结构、地质构造等;外因包括库水位的变化幅度和持续时间、库水深度、风力作用、波浪作用^[3,6,10]。

库岸形态、岸坡结构及库水作用是影响土质边坡库岸再造的主导因素。宽河道凹岸迎流顶冲,波浪对岸坡的冲刷作用较强,再造较严重,凸岸和顺直岸坡相对轻微;库岸边坡越高,坡度越陡,再造越严重,反之则越轻微;水下岸坡陡直,岸前水深的库岸边坡,由于波浪及水流的强烈作用,塌落的岩土体被快速搬运带走,再造过程较快;沟汊发育的“鸡爪”形库岸,地形被强烈切割,突咀、凸岸三面环水,库岸再造较为严重,凹岸相对轻微。

对岩质岸坡而言,影响再造的主导因素为岩性、岩性组合、岩体结构及库水作用。库水冲刷掏蚀坡脚,在陡坡岸段甚至形成反坡或空穴,上部岩体卸荷松动,形成崩落或坍塌。

库水位及其变化幅度、各水位持续时间对塌岸影响较大。库水位上升,岸坡水文地质条件改变,岩土的物理力学性质受到影响,抗剪强度降低,浮托力增大,导致塌岸。高水位时形成浅滩,水位下降时,浅滩受到破坏,库水变化幅度越大,浅滩越易遭到破坏。库水位持续时间越长,浪蚀作用的机率越高,塌岸速度加快,

再造范围扩大。

4.3.2 库岸再造的主要型式

根据岗子上隧道进口边坡区内的库岸形态、岩土特征及其组合关系、库水的影响,总结出库岸再造主要表现出以下3种型式:

(1) 滑动型。岸坡岩土体沿一个或几个面向下滑移,变形以水平位移为主。这类多发生于蓄水后的库岸边坡中部和上部松散岩土体中。

(2) 崩塌型。由于岸坡坡度较陡,又已知边坡主要是由表层的松散碎石质土和中密碎石夹土组成,受大渡河河水冲刷掏蚀坡脚作用,有可能形成反坡或空穴,在自重的作用下,岩土块体发生崩落或坍塌,最终堆积于坡脚,变形以竖向位移为主。这类破坏方式会降低岸坡整体稳定性,应该是该岸坡前缘岩土体库岸再造的主要形式。

(3) 侵蚀剥蚀型。在河水冲刷侵蚀、物理风化等外营力的作用下,岸坡岩土体出现碎裂、解体而不断剥离脱落。这类破坏类型可能会发生在岸坡中下部。

4.3.3 库岸再造预测

由于库岸再造影响因素众多且复杂,目前预测水库塌岸或水库库岸再造规模的方法主要有类比法、动力法、统计法和试验法,并且多数属于经验性或半经验性的。在水库塌岸预测的基础上常运用信息量法等方法进行空间预测和区划。由于自然条件的复杂多变性,迄今为止所有的预测方法仍然基于经验,尚无严格的物理方程能够解决此类问题。类比法的实质是类比已知条件相似的水库边岸的剖面,绘制待预测边岸的塌岸剖面;动力法的预测依据是塌岸量与波能和岩石抗冲刷强度之间的关系方程;统计法主要是依据已建成水库的观测资料,用数理统计的方法建立边岸再造的规模、速度与各种自然因素的统计关系,借以预测设计水库的边岸再造过程;由于实际问题的复杂性,属于经验方法的类比法得到了广泛的应用^[3,6,8]。

库岸再造预测的理论中引入了“稳定坡角”这一概念,而稳定坡角的确定,是在对现状岸坡稳态进行调查的基础上类比水库正常蓄水后的岸坡形态,最后用作图法确定最终库岸再造宽度。水库库岸长期预测的主要内容包括定量估计水库建成蓄水后塌岸范围,某一库岸地段塌岸宽度和速度,某一期限内和最终的塌岸宽度,以及形成最终塌岸宽度所需的年限,以便为库岸防护设计提供依据。

如前所述,水库岸坡地质环境复杂、岩性多变,影响塌岸的因素多种多样、千变万化,它们使库岸演变过程在形成机制上更具有难解性和复杂性。加之目前勘察手段和技术所限,塌岸理论研究尚不成熟。因此,从库岸的过去和现状出发,

去预测未来的发展趋势是一项探索性很强的技术经济活动，具有一定的风险度。

塌岸预测的风险来自于各个方面，库岸勘察过程中搜集的基本地质信息、各稳定坡角的确定、塌岸主导因素和机制的分析、采用何种预测方法，都是导致最终再造宽度预测不确定性的环节。

塌岸预测的风险性来自两个方面：①预测塌岸范围过大，安全有保证，但不经济；②范围过小，存在安全隐患。我们都期望地质预测能达到“最安全、最经济”的目标，但这种理想状况并不易实现。当然，只要我们对造成风险的各个环节进行有效控制，就能将风险降低到一个相对低的水平，既不浪费，也不出大的安全事故。

塌岸是岸坡为适应外界条件而产生的内在变化，并最终实现新的稳定平衡状态。这一过程十分复杂，并受各种因素影响，偶发因素亦不可预知，塌岸持续时间难以估计。因此，本文的再造范围仅代表其总体趋势，在时间、空间、规模上难以做到全面准确的预测，在水库运行过程中，还需加强监测，根据反馈信息及时调整地质决策。根据影响塌岸的主要因素划分库岸再造难易程度，依照等级等级的不同，可以按轻重缓急的原则，分阶段、有计划地对塌岸范围内的对象采取针对性、经济安全的处理措施。

4.3.4 库岸再造对边坡稳定性的影响及计算分析

4.3.4.1 卡丘金图解法确定库岸塌岸宽度

岗子上隧道进口库岸岸坡临空近河谷，选用卡丘金图解法确定库岸塌岸宽度，并根据实际情况对与岩土的类型有关的系数 N 进行调整，卡丘金法适用于黄土类土层及平原地区水库的塌岸预测，也可用于南方山区峡谷型水库的塌岸预测，只是预测结果偏于安全。各剖面图见图4-9至4-13，各剖面具体位置见附图1。

图解中选取参数来自于四川省交通厅公路规划勘察设计研究院提供的《北京至昆明高速公路四川境雅安至泸沽项目雅安至石棉段水库库岸再造对线路影响的预测报告》(2006年9月公路二处著)中提供的“雅泸A2段岩土体岸坡建议表”(见表4-1)，然后结合青杠咀～岗子上一带的河床、漫滩、岸坡及上部斜坡等不同部位的代表性岩土体的自然坡角，利用天然河道的平均枯水位、河水位变动带、平均洪水位综合整理分析取值，见表4-2。

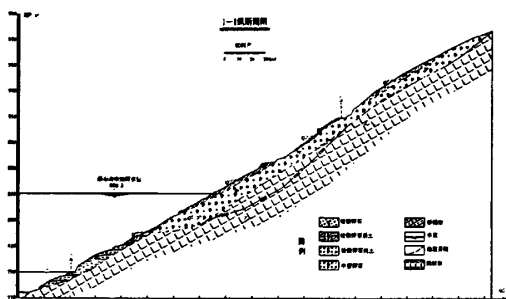


图 4-10 岗子上隧道进口剖面 1-1

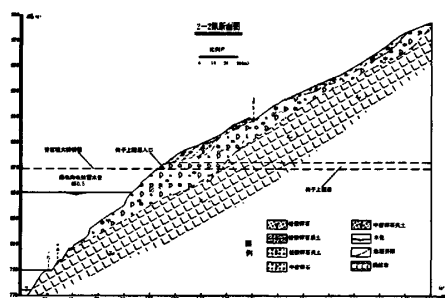


图 4-10 岗子上隧道进口剖面 2-2

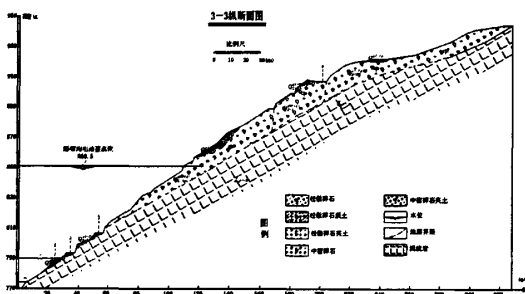


图 4-11 岗子上隧道进口剖面 3-3

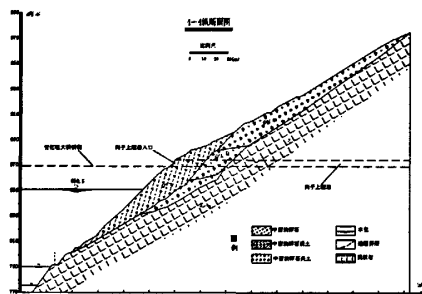


图 4-13 岗子上隧道进口剖面 4-4

表 4-1 雅泸 A2 段岩土体岸坡建议值

参数类型	水下稳定坡角 (°)	浅滩磨蚀坡角 (°)	水上稳定坡角 (°)
岩性及状态			
松散花岗岩巨块石	30~35	30~35	45
胶结卵石	30	35	40~45
松散卵石	20~25	25~30	35~40
胶结块石土	30	35	45~50
松散块石土	20~25	25~30	40~45
碎石土	15~20	20~25	30~35
灰岩角砾	30	30~45	45~60
细砂	8	10	25~30
粉土	8	10	20

卡丘金于1949年提出的库岸最终塌岸预测宽度计算公式为

$$S = N \left[\frac{(A + h_p + h_B)}{\tan \alpha} + \frac{(h_S - h_B)}{\tan \beta} - \frac{(A + h_p)}{\tan \gamma} \right] \quad (4-15)$$

式中： S 为最终塌岸宽度； N 为与岩土的类型有关的系数； A 为水位变化幅度； h_p 为波浪影响深度； h_b 为浪爬高度； h_s 为正常高水位以上岸坡的高度； α 为水库水位变动和波浪影响所及范围内,形成均一的磨蚀浅滩坡角； β 为水上岸坡的稳定坡角； γ 为原岸坡坡角，见图4-14。

表 4-2 岸坡各岩土体主要塌岸参数表

岩土体名称	水下稳定坡角 (°)	浅滩磨蚀坡角 (°)	水上稳定坡角 (°)
松散碎石质土	20	25	30
松散碎石夹土	25	28	35
松散碎石	27	30	38
中密碎石质土	29	32	42
中密碎石夹土	30	32	45
中密碎石	32	38	50
昔格达软岩	10	15	25
强风化基岩	35	45	55

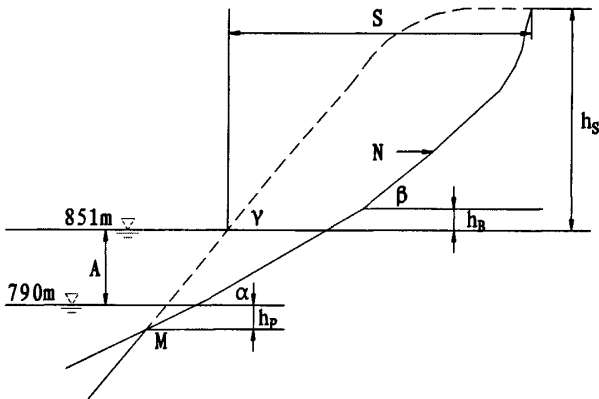


图 4-14 卡丘金法预测塌岸图解

采用卡丘金法对上述选取的四个剖面进行预测，结果如表4-3所示。

表 4-3 卡丘金法塌岸预测结果

位置	计算参数								最终塌岸宽度 $S(m)$	最终塌岸后缘标高 $H(m)$	最终塌岸高度 $H_s(m)$
	N	A	h_p	h_b	h_s	α	β	γ			
1—1	0.8	61	1.7	0.60	59	25	30	30	58.31	31.14	882.14
2—2	0.8	61	1.7	0.6	57	32	45	40	66.40	43.04	894.04
3—3	0.8	61	1.7	0.6	56	38	50	35	30.38	22.21	873.21
4—4	0.8	61	1.7	0.6	61	32	42	40	74.95	48.40	908.89

计算说明如下:

A 值取瀑布沟水库正常高水位与正常低水位高程差, 即 $851\text{m}-790\text{m}=61\text{m}$ 。

h_b 值是先根据 B.P. 安德烈扬诺夫经验公式 (1950) 计算波高 h :
 $h = 0.0208 * W^{5/4} * L^{1/3}$, 式中 W 为风速(m/s), 考虑塌岸一般发生在高风速条件下, 故不能采用平均风速, 按勘察报告提供的数据取最大风速 20m/s ; L 为吹程(km), 按水库正常蓄水位 851m 考虑, 库岸边坡处的水库宽约 1.5km (即 L 值); 按上式求得 $h=1.007\text{m}$ 。随后, 再按 h 值的 0.6 倍求得 h_b 。

h_p 值是采用 H.E. 康德拉捷也夫公式求得, $h_p = 0.64arsh(8.1h)$ 。

N 值是与岩土体成分、岸坡形状及水文条件尤其是波浪有关的经验系数, 通常是小于 1 的正小数, 它表示磨蚀浅滩部分占整个浅滩(包括磨蚀或侵蚀浅滩与堆积浅滩两部分)的百分比。它对最终塌岸宽度的预测起重要作用。

α 为库水位变动和波浪影响所及范围内, 形成均一磨蚀浅滩的坡角, 它对最终塌岸宽度的预测也有重要影响。主要根据河谷边岸平水位处河滨浅滩坡角实测值确定, 或根据不同土体的有关波浪浪高与河滨浅滩坡角之间关系的统计曲线查得。

β 是磨蚀浅滩最高点 M 以上形成的新的斜坡坡角, 相当于岸坡天然稳定斜坡坡角。

γ 和 h_s 为实测值。

4.3.4.2 基于两段法的库岸再造预测

“两段法”的具体图解为: 以原河道多年最高洪水位与岸坡交点 A 为起点, 以 α 为倾角绘出水下稳定岸坡线, 该线延伸至设计洪水位加毛细水上升高度的高程点 B , 再以 B 点为起点, 以 β 角为倾角绘出水上稳定岸坡线, 该线与原岸坡的交点 C 即为水上稳定岸坡的终点。水上稳定岸坡线的起点 B 的高程所对应的原岸坡点 D 与该线终点 C 之间的水平距离, 即为“两段法”预测的塌岸宽度 S_k , 见图 4-15。

为尽可能正确、合理预测岸坡在蓄水后的塌岸宽度, 根据岸坡结构特点, 结合勘探资料绘制了四条工程地质剖面, 分别是 1-1、2-2、3-3、4-4 剖面, 如图 4-7 至图 4-10 所示, 其中 2-2 剖面为左洞轴线剖面, 4-4 剖面为右洞轴线剖面。

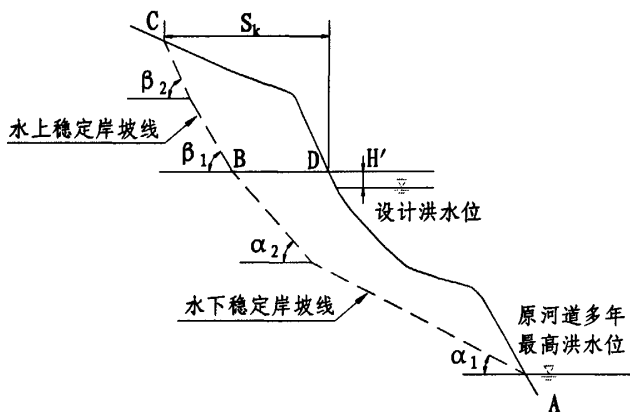


图 4-15 “两段法”预测塌岸宽度图解

采用基于两段法的塌岸预测理论，对上述四个剖面所处岸坡部位的塌岸宽度、塌岸高度以及最终塌岸高程作出预测，预测结果见表 4-4。

表 4-4 两段法塌岸预测结果

计算剖面	塌岸宽度 (m)	塌岸高度 (m)	塌岸高程 (m)
1-1	48.77	26.52	877.52
2-2	83.65	51.20	902.20
3-3	35.28	23.57	874.57
4-4	89.04	54.00	905.00

卡丘金法和“两段法”的预测结果表明瀑布沟电站蓄水后该段岸坡各个不同部位均会产生不同程度的塌岸，其中 2-2、4-4 剖面揭示的隧道进口部位岸坡的塌岸范围较大，而 1-1、3-3 剖面预测结果相对较小；在两种方法的比较中，3-3 剖面的预测结果最为接近，除了 1-1 剖面的塌岸宽度卡丘金法比两段法大以外，其他三条剖面的塌岸宽度两段法都比卡丘金法大。

就两种计算结果来看，造成上述岸坡不同部位塌岸范围的差异性的原因在于组成岸坡岩土体的物质成分、结构特征以及地形地貌的原因，如由于 2-2 和 4-4 剖面所处的隧道进口段在地形地貌上处于整个岸坡的凸出部位，自然坡度较陡，而其两侧 1-1 和 3-3 剖面的自然坡度较缓。

卡丘金法主要考虑了波浪的影响，认为水库塌岸后所形成的浅滩并非全部为磨蚀的结果，其中一部分是由未被波浪搬运走的岸壁破坏产物中粗砾颗粒堆积形成，将再造剖面下部起点设在磨蚀浅滩的下部边缘，对于冲蚀型边岸和大部分冲

蚀物质被波浪带走的情况是比较合理的。从两段法的计算结果来看,只要参数取值合理,对于蓄水位以下部分,两段法的预测结果能够基本反应库岸再造的基本特性,因此其对于蓄水位以下部分的预测结果比较可靠;但是对于水位以上部分,由于两段法没有考虑岩土体的破坏模式,也没有考虑水流、波浪对岸坡岩土体的独特侵蚀方式,因此其预测结果可能与真实结果有较大差别,因此,有必要对其进行深入研究。

4.3.4.3 基于极限平衡理论的岸坡再造预测

为更好的比较两种预测方法所得预测结果的差别,仍选择 1-1、2-2、3-3、4-4 剖面,四条剖面进行蓄水前后岸坡稳定性分析,如图 4-10 至图 4-13 所示。

各岩土体的塌岸计算参数按表 3-2 取值。

本次计算采用通用岩土体软件 GEOSLOPE,计算方法采用常用的垂直条分法如 Bishop 法、Janbu 法、M-P 法综合分析。

根据岸坡在高速公路运行期间可能面临的情况,考虑以下四种工况:

工况 1:天然状态,该工况为蓄水前、岸坡开挖前天然工况,主要验证岸坡岩土体的物理力学参数取值是否合理,考虑的荷载主要有岩土体自重;

工况 2:天然+暴雨,该工况除考虑工况 1 的荷载外还考虑因持续高强度降雨引起的岩土体物理力学参数的变化,考虑该工况也主要用来严重岸坡岩土体参数取值;

工况 3:天然+蓄水+暴雨,该工况除考虑工况 2 的各种条件外还考虑因蓄水地下水位抬升引起的孔隙水压力的变化;

工况 4:天然+蓄水+暴雨+地震,该工况除考虑工况 3 的各种条件外,还考虑包括地震作用下产生水平推力,根据地震强度区划图该地区地震水平系数为 0.1。

考虑公路的安全等级,以及排除诸多因素对计算结果的影响,计算过程中认为在工况 1 条件下,岸坡安全系数取为 1.25;工况 2 条件下,岸坡安全系数取为 1.20;工况 3 条件下,岸坡安全系数取为 1.15,工况 4 条件下,岸坡安全系数取为 1.05。

根据计算分析,各计算剖面在各工况条件下最危险破坏面特征如图 4-16 至图 4-19 所示,岸坡在各工况条件下的稳定性状况如表 4-5 所示。

基于极限平衡理论的岸坡各工况条件下稳定性计算结果表明:

(1)天然状态下岸坡稳定性状况较好,整体上基本能保持稳定状态,但是从 2-2、4-4 剖面计算结果来看,天然状态下隧道进口部位岸坡稳定性系数一般在 1.1~1.15 左右,安全储备较低;

(2) 持续高强度降雨条件下隧道进口岸坡将可能出现失稳破坏, 如 2-2、4-4 剖面稳定性计算结果表明, 在持续高强度降雨条件下岸坡稳定性系数均小于 1, 其失稳破坏面如图 4-17、4-19 所示。这一现象在现场调查中也得到了证明, 在隧道进口岸坡的凸出部位局部存在一凹陷的负地形, 据现场访问和实地调查, 实际是数年前的一次强降雨过程中岸坡局部失稳破坏的结果。另外计算结果表明, 持续强降雨条件下 1-1 剖面所在部位的岸坡稳定性良好, 而 3-3 剖面所在部位岸坡能基本保持稳定性状态, 但安全储备较低;

(3) 在工况 3 即蓄水+持续降雨状态下, 2-2、4-4 剖面所在的隧道进口岸坡将可能出现失稳破坏, 该部位岸坡计算所得的稳定性系数一般在 0.7 左右; 该工况条件下, 1-1 剖面所在岸坡能够保持基本稳定状况, 但安全储备稍低, 其稳定性系数一般约 1.13 左右, 3-3 剖面所在岸坡将可能处于极限平衡状态, 计算所得稳定性系数一般在 1.0 左右;

(4) 在极限工况, 即蓄水+持续降雨+地震条件下, 从计算结果来看, 岸坡整体失稳将不可避免。

综上所述, 若将蓄水+持续降雨这一工况作为岸坡设计工况, 则瀑布沟电站蓄水后该段岸坡出现失稳破坏极有可能, 其中尤以隧道进口部位, 即 2-2、4-4 剖面部位岸坡出现失稳破坏的可能性最大。稳定性计算结果表明水(包括地下水和降雨)对岸坡稳定性的影响最为显著, 相比天然状态, 在持续降雨条件下岸坡稳定性普遍下降 0.2~0.3 左右, 蓄水后随着地下水位的抬升, 岸坡稳定性系数进一步下降了 0.1~0.2。

岸坡稳定性计算结果和极限平衡的理论基础表明, 采用该方法只能预测岸坡在蓄水前后各工况条件下的稳定性状况, 若充分查明岸坡的工程地质条件, 并且准确获得岩土体的物理力学参数, 则计算结果将较为可靠。但是应该注意到, 采用该方法得到的结果是岸坡在各工况条件下的最有可能失稳破坏的范围及破坏面的形态, 它反应的是一个相对瞬间状态, 也就是说假若岸坡在某工况条件下沿计算所得的最危险滑动面失稳, 失稳后岸坡余下部分岩土体是否能够保持稳定性状态, 该方法就无能为力了, 可见采用该方法无法准确获得岸坡在电站蓄水后整个运行期这一相对长期过程中的库岸再造范围。另外采用该方法可以充分考虑岸坡在电站运行期间各种可能工况条件下, 降雨、蓄水引起地下水位抬升以及地震等主要因素对岸坡稳定性的影响, 这一点是任何经验性的预测方法(包括两段法)无法做到的, 但是也应该看到该方法也不能考虑电站运行期间风浪的淘蚀作用对岸坡稳定性的影响。

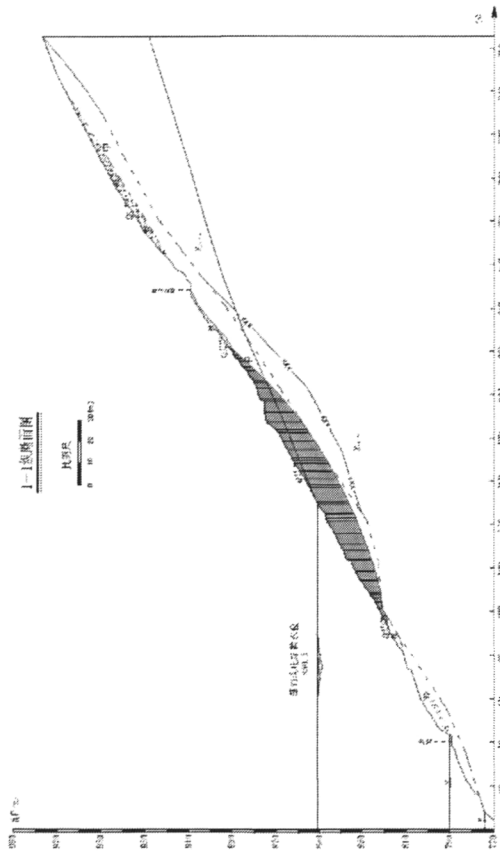


图 4-16 1-1 剖面潜在最危险滑面

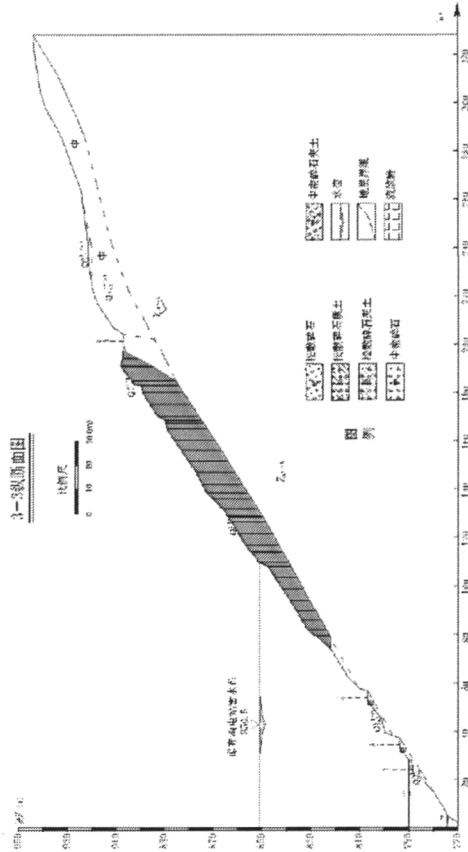


图 4-18 3-3 剖面潜在最危险滑面

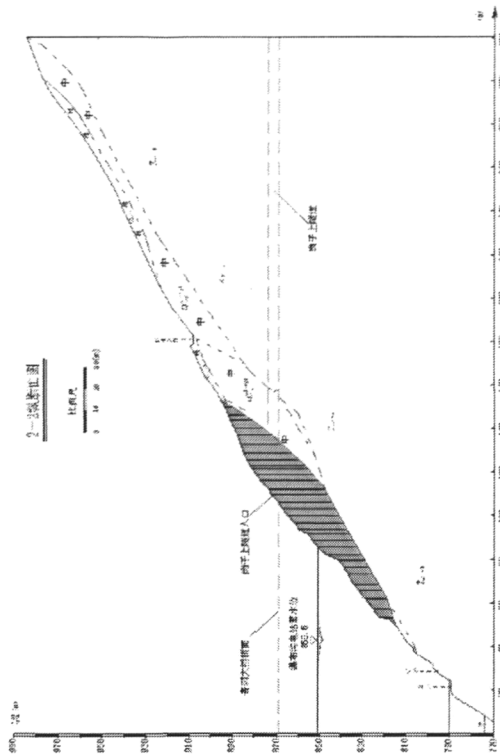


图 4-17 2-2 剖面潜在最危险滑面

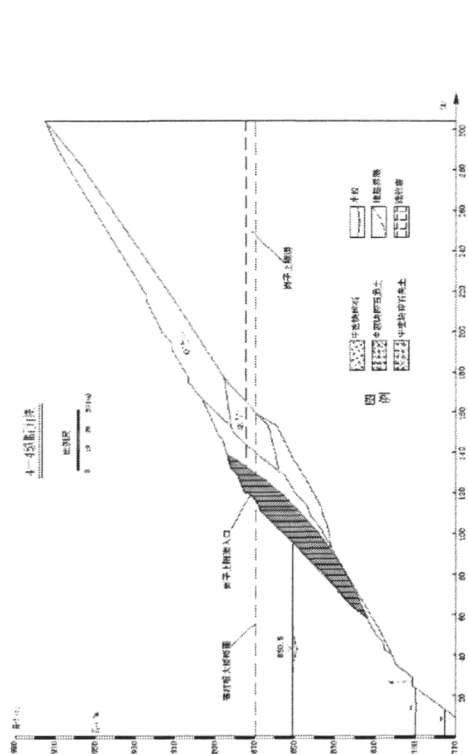


图 4-19 4-4 剖面潜在最危险滑面

表 4-5 岸坡岩土体各工况条件下稳定性计算结果

剖面	计算方法	工况 1	工况 2	工况 3	工况 4
1-1	一般条分法	1.448	1.315	1.137	0.930
	Bishop 法	1.473	1.336	1.162	0.953
	Janbu 法	1.429	1.310	1.138	0.931
	M-P 法	1.482	1.334	1.162	0.954
2-2	一般条分法	1.145	0.885	0.732	0.621
	Bishop 法	1.189	0.918	0.775	0.646
	Janbu 法	1.139	0.876	0.731	0.618
	M-P 法	1.175	0.907	0.757	0.637
3-3	一般条分法	1.403	1.098	1.003	0.838
	Bishop 法	1.455	1.138	1.029	0.862
	Janbu 法	1.391	1.087	0.997	0.830
	M-P 法	1.415	1.107	1.012	0.845
4-4	一般条分法	1.077	0.821	0.716	0.609
	Bishop 法	1.100	0.837	0.736	0.630
	Janbu 法	1.072	0.817	0.713	0.605
	M-P 法	1.096	0.834	0.732	0.627

4.3.5 库岸再造综合评价

从采用的三种方法来看, 所得预测结果之间既存在一定程度的差别, 也存在一定程度的连续, 本节将对上述三种方法的预测结果进行比较, 在此基础上对蓄水后岸坡稳定性情况及库岸再造情况进行综合评价, 以期尽可能得到更合理、准确的结果。

(1) 对于隧道进口部位的凸出山嘴岸坡而言, 三种方法的计算都表明蓄水后将会出现整体的失稳破坏或库岸再造。由此可见, 蓄水后该部位岸坡出现较大规模的库岸再造将不可避免。但是三种方法在预测蓄水后的岸坡再造范围方面存在一定程度的差别, 其中极限平衡法无法给出准确的库岸再造范围, 仅能预测蓄水后岸坡将会出现失稳破坏和最危险的破坏面, 两段法的结果最为保守, 预测出的最大塌岸宽度可达 80m 以上。

(2) 而对于隧道进口凸出山嘴两侧的岸坡, 三种方法计算结果存在一定差别。按卡丘金法预测蓄水后两侧岸坡将会产生一定程度的库岸再造, 最大塌岸宽度可达 58m,

高度一般约 30m；若按两段法计算，最大塌岸宽度可达 48m，高度一般约 26m，但是计算结果也表明蓄水后可能产生塌岸的岩土体一般局限于表层松散或中密的冰水堆积体；若按极限平衡法，蓄水后在不考虑地震情况下，该部位岸坡能够保持整体稳定状况，但安全储备较低，若考虑Ⅶ度地震，则表层岩土体将可能失稳破坏，其中 1—1 剖面岸坡最大塌岸宽度可达 79m，3—3 剖面塌岸宽度可达 90m 余。

(3) 从三种方法的理论基础、计算过程以及预测结果来看，两段法归根结底是一种经验预测方法，因此只要参数取值合理，对于蓄水位以下部分，两段法的预测结果能够基本反应库岸再造的基本特性，因此其对于蓄水位以下部分的预测结果比较可靠；但是对于水位以上部分，由于两段法没有考虑岩土体的破坏模式和风浪的侵蚀作用，因此其预测结果可能与真实结果有较大差别。而卡丘金法能够考虑风浪对水位以上岩土体的侵蚀搬运作用，极限平衡法则对于水上岸坡在蓄水后能够较好的考虑其破坏模式，以及库水对岸坡前缘岩土体的软化作用和地下水位抬升引起的孔隙水压力，但是其最大不足之处在于它将水库蓄水考虑成静止不动的流体，没有考虑其对水下岩土体长期、周期性的侵蚀、搬运作用，因此其对水下岸坡（尤其是滑面以下岸坡）的预测结果较为不合理。因此综合来看，对于水下岸坡可按两段法预测，而对于水上岸坡可综合考虑卡丘金法和极限平衡法的计算结果。

第 5 章 边坡变形机制与破坏模式分析

库岸边坡岩土体的结构特征控制了其变形破坏机制与模式,研究岸坡岩土体的变形破坏机制或模式对于正确的预测岸坡在蓄水后是否会发生岸坡再造及岸坡再造的范围大小具有重要意义^[41-49]。

对于本文所要研究的库岸边坡而言,一方面在天然状态下,即使不对隧道进口岸坡进行开挖,由于岸坡表层覆盖有一层较厚的第四系冰水堆积物,蓄水后也极有可能导致该段岸坡出现库岸再造现象;另一方面,由于工程的需要,需对隧道进口岸坡进行一定程度的开挖,并在岸坡上部与岗子上隧道结合部位设置桥台,由此带来的工程效应将使得岸坡岩土体沿坡面方向的连续性受到极大破坏,蓄水后路基下部的岸坡岩土体出现失稳破坏的可能性更大,并且由于隧道进口上部仰坡岩土体失去了下部的支撑条件,也极有可能诱发失稳破坏。

因此,本章将在前文岩土体结构特征研究及稳定性影响因素研究的基础上,对岸坡岩土体在蓄水前后可能的边坡破坏机制展开深入研究^[50-63]。

5.1 库水对岸坡岩土体变形破坏机制的影响

岗子上隧道进口位于在建瀑布沟水电站蓄水位以上,瀑布沟电站正常蓄水位 851m,死水位 790m,风浪高 0.67m,采用水位 851.0m,校核洪水位 853.78m,库水位将抬升近 100m,水平淹没距离约 80m,岸坡前缘约 1/4 部分处于水下。库水位抬升也将促使地下水位迅速大幅度抬升,而在泄洪期间库水位将迅速降低,同时地下水位也将大幅度降低。库水及地下水位在短期时间内如此大幅度的变化将导致库岸边坡岩土体的物理力学性质以及谷坡应力场在短期时间内产生显著变化,这些变化极有可能导致岸坡堆积体的失稳破坏。因此研究蓄水期间库水升降对堆积体变形破坏机制及稳定性的影响机理是研究堆积体变形破坏机制的前提。

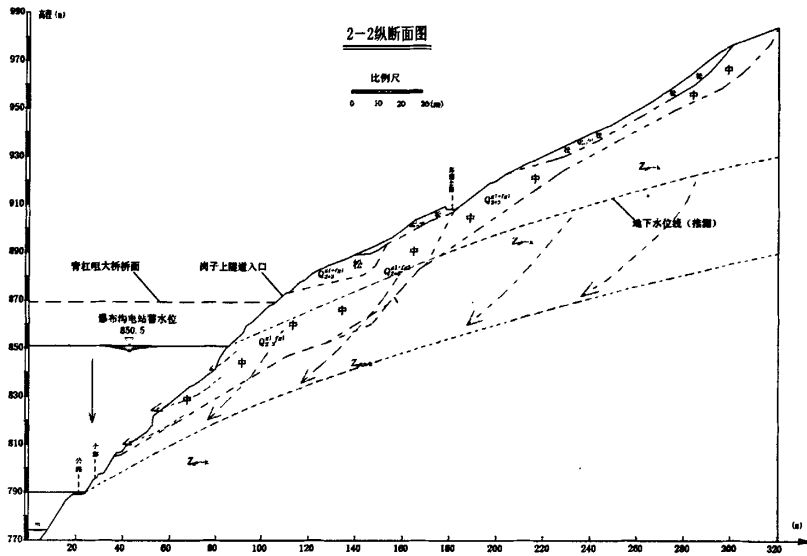
下面将从两个方面分析库水作用引起的岸坡岩土体变形破坏机制。

5.1.1 库水位升降对岸坡岩土体变形破坏机制的影响

在库水位从 851m 降低至 790m 的过程中,由于岸坡地下水位的降低速度远小于库水位的降低速度,形成地下水对库水的反补给,从而在岸坡内产生较大的渗透压力,这种渗透压力的存在必然会对岸坡稳定带来一定程度的影响,如图 5-1 所示。当库水位从 790m 上升至 851m 过程中,受库水补给岸坡地下水的影响,导致岸坡岩土体的孔隙水压力增大,有效应力减小,从而也对岸坡岩土体的稳定性带来影响,如图 5-2 所示。

对于所要研究的边坡而言,蓄水后尤其是库水位升降期间库水对岸坡岩土体稳定性

的影响主要表现在两个方面：一是物理作用，具体表现为库水位上升后使得库岸边坡大部分岩土体处于水下，因而在地下水的作用下岩土体的物理力学强度将会降低，冰水堆积物粗颗粒之间原本存在的弱泥质胶结作用也可能在地下水的作用下而解体，其原有结构受到破坏，从而导致堆积体失稳破坏；二是库水位升高后导致坡体内部孔隙水压力大幅度升高，破坏了其原有应力环境，尤其是在水位升降期间产生的动水压力和渗透压力将可能直接导致堆积体失稳破坏。



5.1.2 风浪淘蚀作用对岸坡岩土体变形破坏机制的影响

前文述及的岩土体结构特征结果表明,隧道进口岸坡广泛出露的中密冰水堆积物普遍具有一定程度的胶结,胶结类型以泥质胶结为主,局部呈弱钙质胶结。因此蓄水后,在风浪淘蚀坡角作用下,岩土体的变形破坏特征(通过中密碎块石夹土的典型淘蚀—坍塌型失稳模式说明,如图 5-3 所示)呈以下特点:

(1) 首先蓄水以后,在水流及波浪的淘蚀作用下,图中所示 A 部分岩土体被淘蚀带走,从而导致在重力作用下后缘产生陡倾张性破裂面(第 1 条裂缝),并逐渐扩展、拉开,同时地表水流的渗透和冲蚀作用下将促使其进一步张开扩大,并向深部发展,最后剪断结构面根部和淘蚀凹腔之间的岩土体,导致图中所示 B 部分岩土体失稳破坏。

(2) B 块岩土体的失稳破坏将使得水流和波浪进一步侵蚀 C 部分岩土体,重复 I 中的作用机制, C 部分岩土体被淘蚀带走后,导致原处于闭合状态的第 2 条裂缝开始张开扩展,最后导致 D 部分岩土体也随之失稳破坏。

(3) 由于岩土体类型和坡型等条件的影响,这种破坏方式不会无休止的进行下去,如图所示,对于裂缝 2 后方的岩土体波浪很难进一步侵蚀,因此以上述模式的破坏过程也将难以进行下去。

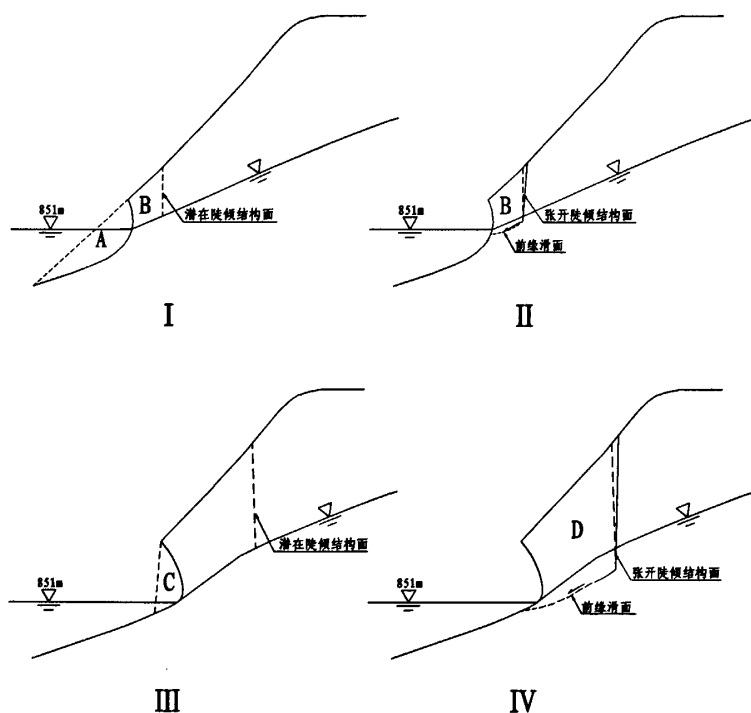


图 5-3 岸坡中密碎块石夹土淘蚀—坍塌型破坏过程示意图

5.2 路基以下岸坡岩土体失稳破坏模式

已知库水位升降及与之伴随的谷坡地下水位的升降和风浪淘蚀作用是影响岸坡岩土体在电站运行期间稳定性的两个主要因素。而实际过程中,库岸再造是上述诸因素综合影响的结果,也就是说电站运行期间或库水位变动期间,岸坡失稳破坏既包含有水位升降引起的物理力学作用,也包含有风浪的淘蚀、磨蚀作用。

归纳起来上述影响主要包括两方面作用,即力学作用和物理作用。对于物理方面的影响主要是降低了岩土体的力学强度,这一点无论是蓄水过程还是泄洪过程,其影响程度和方式都较为相似;而电站蓄水过程与泄洪过程岸坡地下水位的变化规律及其排泄和补给方式存在较大的差别,由此产生的对堆积体力学作用也存在一定差异,进而引起的岸坡岩土体的变形破坏机制也存在一定程度的差异。

5.2.1 蓄水过程中岸坡岩土体变形破坏机制

既然影响堆积体稳定性的主要因素之一是蓄水过程中库水位和地下水位的抬升,就蓄水过程中库水位和地下水之间的排泄—补给关系而言,如图5-4所示,假若蓄水过程中某时刻,此时库水高程为 H_i ,蓄水前,地下水与河水之间的主要关系是地下水补给河水,但在蓄水过程中由于库水位快速上涨,而受岩土体渗透特性的影响,岸坡地下水位不可能保持与库水位同样的上涨速度,其上涨速度较库水要慢的多,这样就形成了图5-4所示的库水对岸坡地下水位的补给关系。如此一来产生了以下水对冰水堆积体稳定性的物理力学方面的影响:

(1) 首先由于地下水位的抬升,使得原处于地下水位以上的前缘冰水堆积体处于水位以下,从而导致其力学强度降低(水位抬升前其物理力学参数应为天然状态参数,水位抬升后应为饱水状态参数),具体表现为容重增大,而抗剪强度参数(如 c 、 φ)降低;

(2) 库水位抬升后,使得冰水堆积体前缘处于库水位以下,由此在冰水堆积体前缘产生较大的浮托力,导致其有效应力降低(库水位上升前有效应力即为总应力,上升后总应力几乎不变,而有效应力为总应力减去浮托力),使得冰水堆积物前缘阻滑能力降低。

伴随库水位的不断上涨,在上述两方面的影响作用下,冰水堆积体可能表现出如图5-5所示的变形破坏方式。随着库水位的上涨,使得前缘冰水堆积体逐渐处于水位以下,处于水位以下的冰水堆积物就会因为物理力学强度的降低和不断增大的浮托力的影响而出现以后缘切穿冰水堆积体、前缘沿基覆界限为滑面的失稳下滑方式。随着库水位的不断上涨整个冰水堆积体前缘阻滑能力的不断降低,就可能使得冰水堆积体依次出现如图5-5所示的这种后退式失稳破坏,当然也有可能当库水位上升到某一高度时,由于冰

水堆积体前缘阻滑能力大幅度降低，从而出现沿基覆界限的整体式失稳破坏。

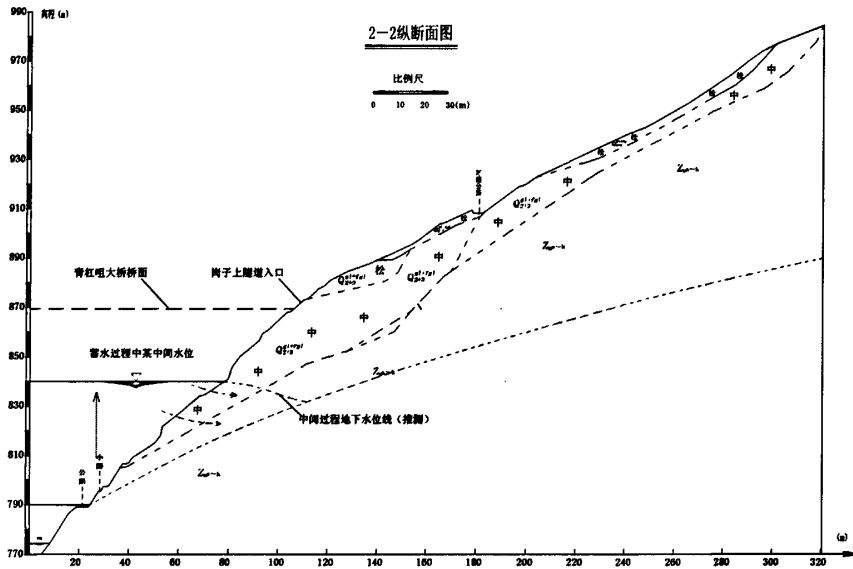


图 5-4 蓄水过程中某时刻库水对地下水的补给作用

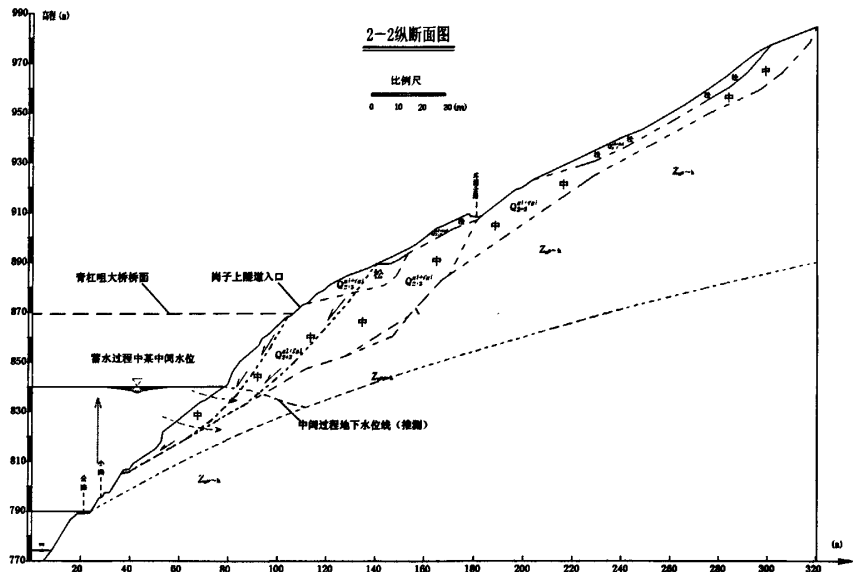


图 5-5 蓄水过程中冰水堆积体变形破坏模式

5.2.2 泄洪过程中岸坡岩土体变形破坏机制

前文已经分析了蓄水过程中由于水位上涨而导致冰水堆积体失稳破坏的力学机制，下面对泄洪过程中冰水堆积体可能失稳破坏方式进行分析。要分析这个问题首先要弄清楚泄洪过程中冰水堆积体内地下水位的变化特点和渗透特点。

如图 5-6 所示,泄洪过程中当库水位从正常蓄水位降至泄洪过程某一中间水位时,冰水堆积体内地下水将产生如下变化:

(1) 在这一过程中由于受冰水堆积体渗透特性的影响,其内部地下水位下降速度要比库水位的下降速度慢得多,这样形成地下水对库水的补给方式(与蓄水过程正好相反),在地下水补给库水的过程中,随着地下水的不断向外流动不可避免地在冰水堆积体内产生一定的渗透压力,如图 5-6 所示;

(2) 在泄洪过程中,受地下水与库水之间特殊的补给—排泄特点影响,就会在冰水堆积体内产生特殊的水力学效应,如图 5-6 所示,在这一过程中,对于岸坡内部任意的 A、B 两点,在泄洪前这两点间的水头差为 H_0 ,而当库水位下降至中间某时刻时,由于地下水位下降速度较库水位慢得多,使得岸坡内地下水位线变陡,水力坡度变大,这样 AB 两点间的水头差变为 H_i ,显然 H_i 较 H_0 大得多,这样以来就会导致冰水堆积体内部的孔隙水压力显著增大。

因此在上述渗透压力和增大的孔隙水压力的作用下,将可能导致冰水堆积体产生如图 5-7 所示的失稳破坏模式。

(1) 当库水位降低至 B 点时,由于 AB 两点之间冰水堆积体内的地下水向外排泄而产生渗透压力,同时 AB 两点间孔隙水压力显著增大,从而导致 B 点以上冰水堆积体产生以后缘沿基覆界限、前缘切穿冰水堆积体的失稳下滑方式;

(2) 当库水进一步降低至 C 点时,同样道理由于 BC 间冰水堆积体产生的渗透压力和孔隙水压力的增大,仍产生以后缘沿基覆界限、前缘切穿冰水堆积体的失稳下滑方式,如此随库水位的不断下降,则冰水堆积体中就会出现这种逐渐前进式的失稳下滑。

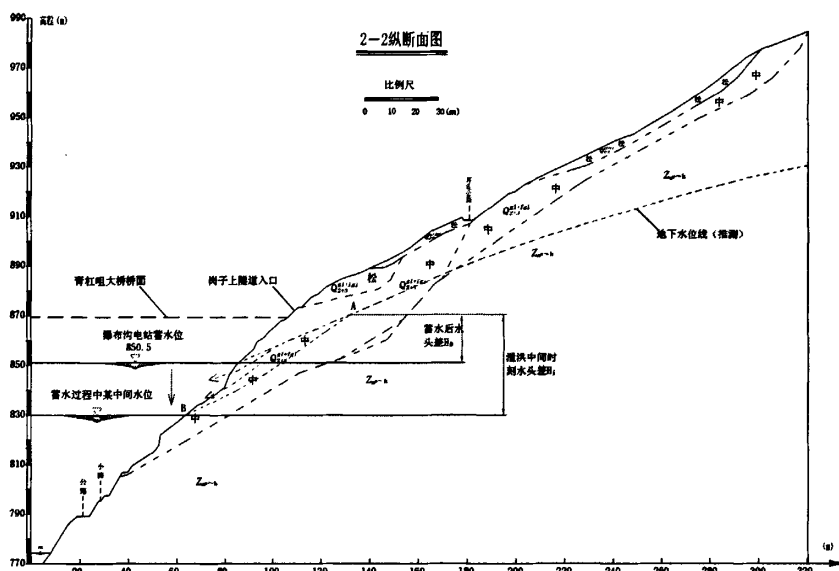


图 5-6 泄洪过程中某时刻地下水对库水的补给作用

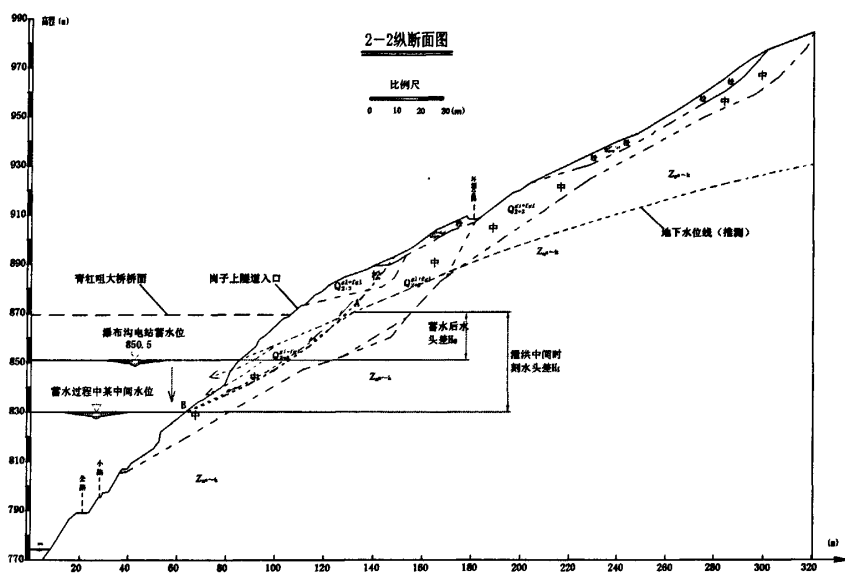


图 5-7 泄洪过程中冰水堆积体变形破坏模式

5.3 隧道进口仰坡变形破坏机制分析

受岸坡岩土体结构特征以及工程需要的影响,岗子上隧道修建过程中需对进口岸坡进行一定程度的开挖,而由此带来的工程效应包括两个方面,一方面破坏了岸坡原有应力场,导致岸坡应力场产生重分布效应,其结果必然导致岸坡岩土体产生一定程度的变形以适应重分布后的应力场,一旦引发的变形过大,超出了岸坡岩土体容许范围将极有可能导致隧道进口仰坡的失稳破坏;另一方面工程开挖过程中将破坏岸坡岩土体的连续性和原有结构,导致进口仰坡丧失下部的支撑条件,这也极有可能导致岸坡的失稳破坏。

因此,有必要对进口岸坡开挖过程中的仰坡岩土体的变形破坏机制展开深入分析和研究,以便为后续的稳定性评价和治理方案的选取提供依据。本节将以设计中提出的治理方案二的削方开挖方案(分五级放坡,放坡线下部开口线位于桩号 K95+190,自下而上一、二级坡比为 1: 1.75,第三级坡比为 1: 1.5,第四、五级(隧道仰坡)坡比为 1: 0.75)为例,如图 5-8 所示,深入分析开挖后隧道进口仰坡的变形破坏机制。

由于进口岸坡开挖过程对隧道进口仰坡的工程效应是一个复杂的地质—力学过程, 因此采用有限元数值分析的方法对这一复杂过程展开研究。

5.3.1 工程开挖对隧道仰坡变形破坏机制影响的有限元数值分析

5.3.1.1 模型构建

有限元数值模拟的地质模型采用隧道进口岸坡中具有代表性的 2-2'剖面, 构建的

有限元模型如图 5-9 所示，各岩土体的物理力学参数如表 5-1。

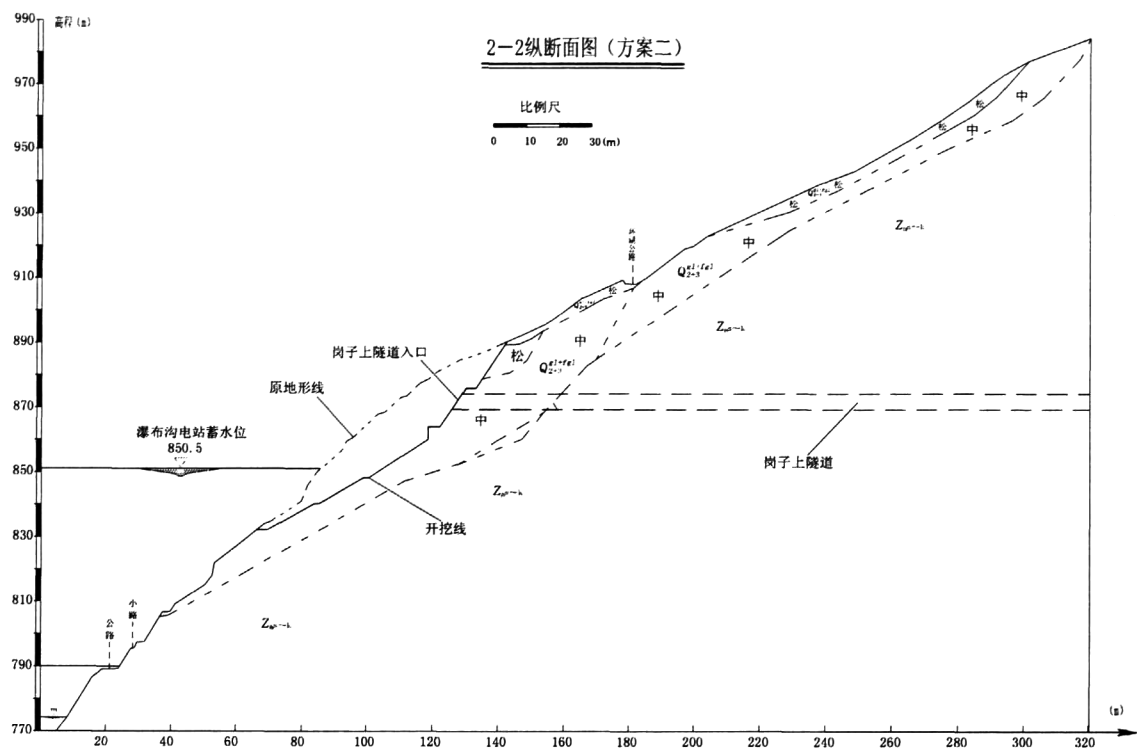


图 5-8 治理方案二的开挖示意图

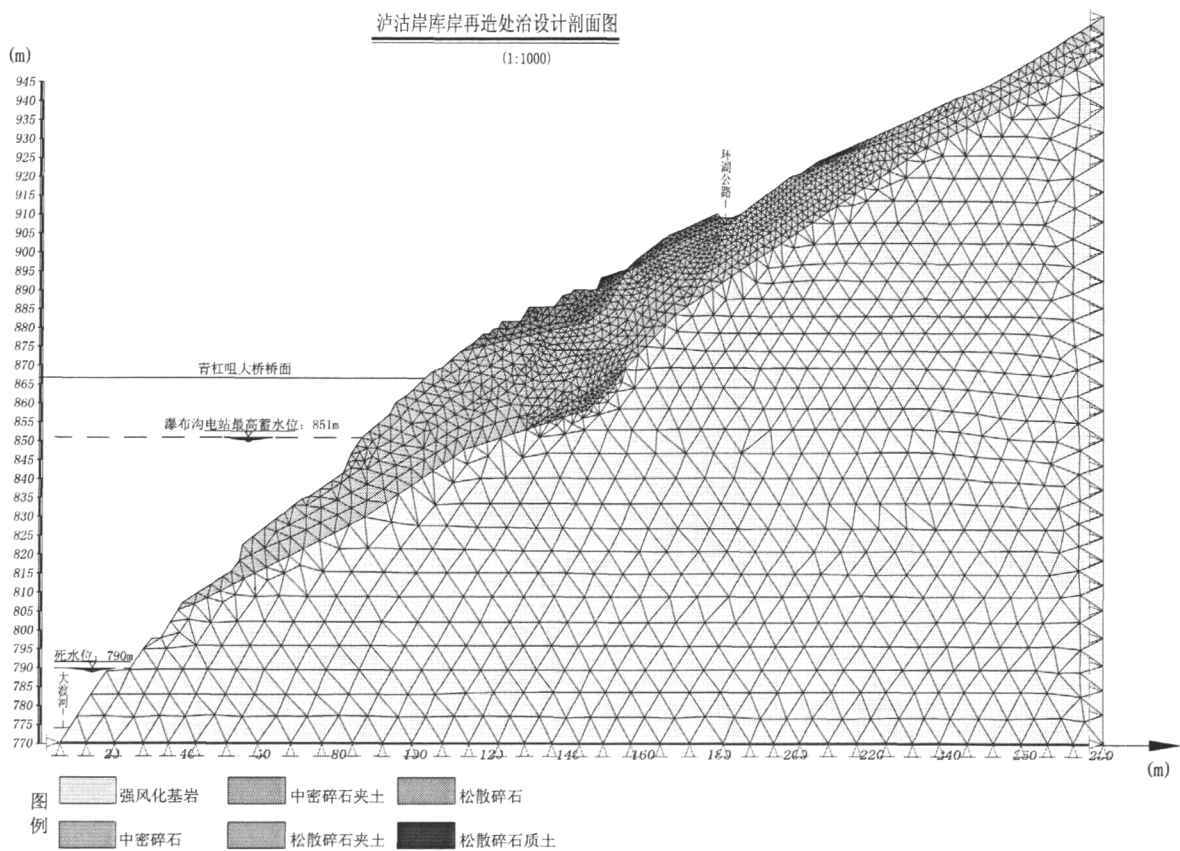


图 5-9 有限元数值计算模型

表 5-1 坝前堆积体各岩土体物理力学参数

岩土体名称	弹性模量 (kPa)	泊松比	内聚力 (kPa)	摩擦角 (°)	容重 (kN/m ³)
松散碎石夹土	6e5	0.32	37	22	22
松散碎石	8e5	0.3	45	25	22.3
中密碎石夹土	3e6	0.27	65	30	24.3
中密碎石	5e6	0.25	70	31	24.7
强风化基岩	2e7	0.22	200	40	25.3

5.3.1.2 计算结果分析

图 5-10 至图 5-13 是隧道进口岸坡天然状态下的应力场特征及塑性区分布特征，从中可以得出以下基本认识：

(1) 总体而言，最大主应力在计算模型内部呈近竖直向，当趋近于河谷坡面时，最大主应力方向产生明显偏转，逐渐转至与坡面近于平行，从岸坡天然状态下最大主应力等值线图中（图 5-10）可以看出，应力量值也由内向外逐渐降低。

(2) 从图 5-11 显示的岸坡天然状态下最小主应力等值线图来看，天然状态下岸坡后缘环湖公路下方较大范围内存在有明显的拉张应力，最大拉应力值可达 20 余 Kpa。这种拉张应力的存在显然将会对岸坡岩土体的稳定性带来一定程度的威胁，这是因为冰水堆积体的抗拉强度极差，在上述拉张应力的作用下，很可能因此在岸坡后缘环湖公路部位产生一系列的拉张裂缝。另外，从岸坡后缘应力跟踪点的应力莫尔圆（图 5-12）来看，环湖公路下方的岩土体处于一向受压一向受拉的应力状况，即最大主应力表现为压应力，最小主应力表现为拉应力，显然这种应力状况不利于该部位的冰水堆积体保持稳定。

(3) 图 5-13 所示的最大剪应变特征可以看出，天然状态下在边坡的冰水堆积物底部及隧道进口上部存在潜在滑动破坏面，其中沿中密碎块石夹土的底界面形成的最大剪应变增值带最为明显，只是从目前情况来看，增值带并未在整个岸坡内部贯通，在岸坡前缘仍存在一定程度的抗体。据此可以认为，天然状态下岸坡能够暂时保持稳定，但是不排除在某些不利因素的影响下导致最大剪应变增值带连续贯通，从而引发整个岸坡失稳破坏。

图 5-15 至图 5-17 是岸坡开挖后，应力调整重分布之后的应力场特征及其变形特征，从中可以得出以下基本认识。

(1) 从如图 5-14、5-15 所示的开挖后的岸坡主应力场来看，一方面受开挖卸荷的影响，开挖坡面部位出现显著的拉应力，这种拉应力的存在必然导致开挖面一定深度范围内的岩土体出现明显的卸荷松弛，从而导致岩土体结构进一步破碎；另一方面，岸坡

后缘环湖公路下部拉应力区存在进一步集中，并且向下发展的趋势（如图 5-15），从而使得该部位岩土体呈现更为明显的张拉破坏趋势，且张拉破坏面有向下发展的趋势。

（2）从图 5-16 所示的开挖后岸坡最大剪应变特征来看，开挖后在整个隧道进口仰坡范围内已经形成了两条最大剪应变显著增高带，上述两个最大剪应变增高带，一条主要沿隧道仰坡上部的松散碎石夹土的底界限分布，另一条主要沿隧道仰坡内中密碎石夹土底界限分布，并有在隧道进口部位剪出的趋势。据一般斜坡失稳的基本规律，对于这种由松散结构的岩土体组成的斜坡，其失稳破坏多表现为滑塌的形式，也就是说岩土体的破坏以剪切破坏为主，因此，计算结果表明开挖后隧道进口仰坡内部将会形成至少两条明显的潜在破坏面或带。

（3）从图 5-17 所示的岸坡开挖后塑性区分布特征来看，一方面原存在于中密碎石夹土底界限部位的塑性带，有进一步贯通的趋势，且从计算结果来看，开挖后整个塑性区明显向下部延伸，同时，该塑性区还存在沿隧道进口部位剪出的可能；另一方面还在隧道进口仰坡上部的松散碎石夹土部位产生了一条新的塑性破坏带。

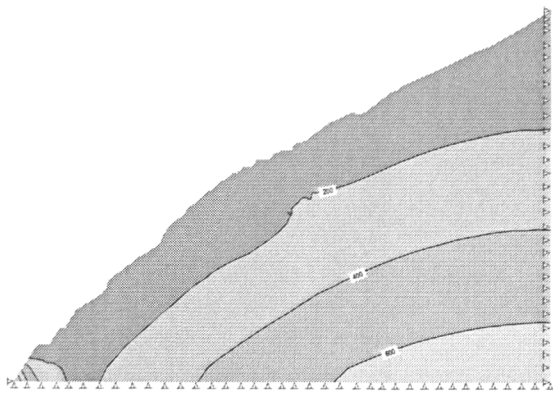


图 5-10 天然状态下岸坡最大主应力

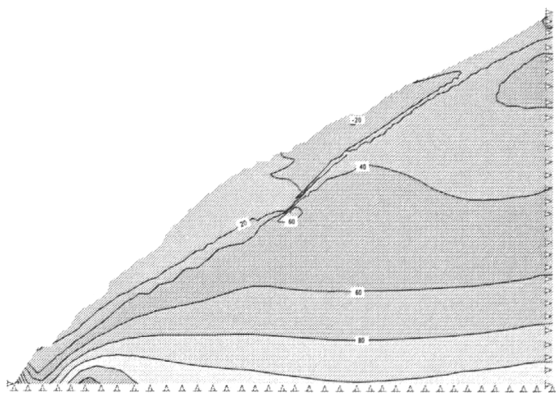


图 5-11 天然状态下岸坡最小主应力

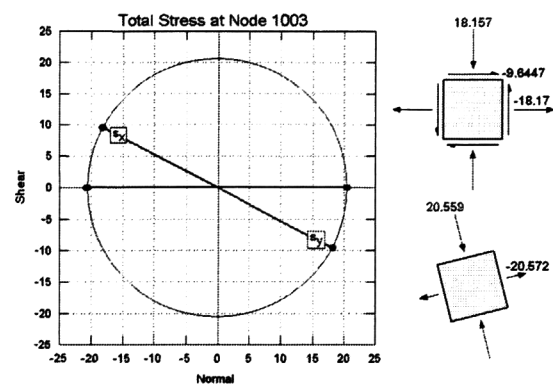


图 5-12 岸坡后缘跟踪点应力莫尔圆

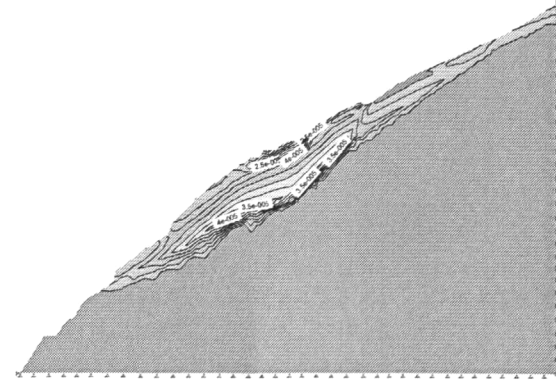


图 5-13 天然状态下最大剪应变特征

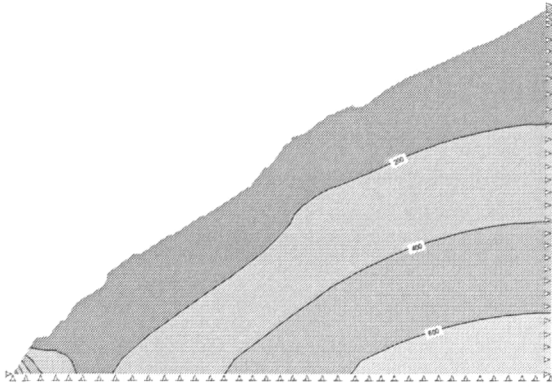


图 5-14 开挖后岸坡最大主应力特征

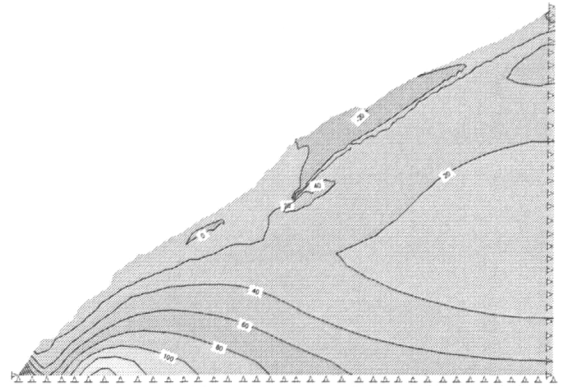


图 5-15 开挖后岸坡最小主应力特征

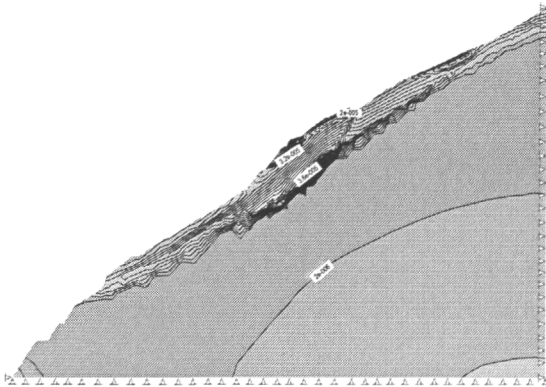


图 5-16 开挖后岸坡最大剪应变分布特征

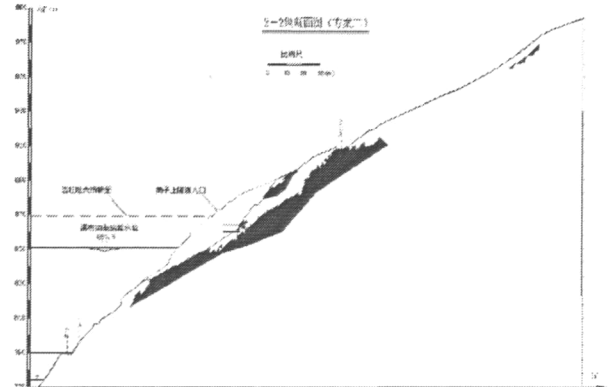


图 5-17 开挖后岸坡塑性区分布特征

5.3.2 隧道进口仰坡变形破坏机制综合分析

综合上述分析和研究，可以对岗子上隧道进口仰坡开挖后的变形破坏机制得出以下基本认识：

(1) 工程开挖后，隧道进口仰坡的应力场将出现明显的重分布效应，应力重分布的结果将导致一方面在后缘环湖公路下部产生较为显著的拉张应力，由于冰水堆积体的抗拉强度极差，这种拉张应力的产生将可能导致该部位岩土体因张拉而破坏，产生拉张裂缝；另一方面由于工程开挖的范围和方量较大，开挖面部位的岩土体将会因较为强烈的卸荷作用而产生松弛，导致岩土体结构进一步松散。

(2) 受上述应力重分布的影响，将会在隧道仰坡中产生明显的塑性破坏，产生的塑性区主要有两条，一条沿仰坡上部松散碎块石夹土的底界限展布，另一条沿中密碎块石夹土的底界限展布。这标志着工程开挖后隧道进口仰坡内部将会至少产生两条潜在破坏面。

(3) 从极限平衡理论来看，工程开挖后，将导致隧道进口仰坡丧失了下部的支撑，因此在某些不利因素影响下将可能导致隧道仰坡在自身重力作用下产生失稳破坏。

(4) 结合隧道进口仰坡出露的岩土体的结构特征，可以认为隧道进口仰坡的失稳

破坏模式可以概括为：后缘（主要在环湖公路部位）以张拉破坏为主，前缘以剪切破坏为主，破坏面的形态近似为圆弧形。根据塑性区的分布特点，可以概括为三条可能的潜在破坏面如图 5-18 所示，潜在破坏面 1 主要是仰坡上部的松散碎石夹土沿其底界面失稳，潜在破坏面 2 主要反应的是仰坡岩土体在环湖公路部位产生拉张破坏在隧道进口部位形成剪出口的失稳模式，潜在破坏面 3 显示的是仰坡岩土体沿中密碎石夹土底界形成失稳破坏面的破坏失稳模式。

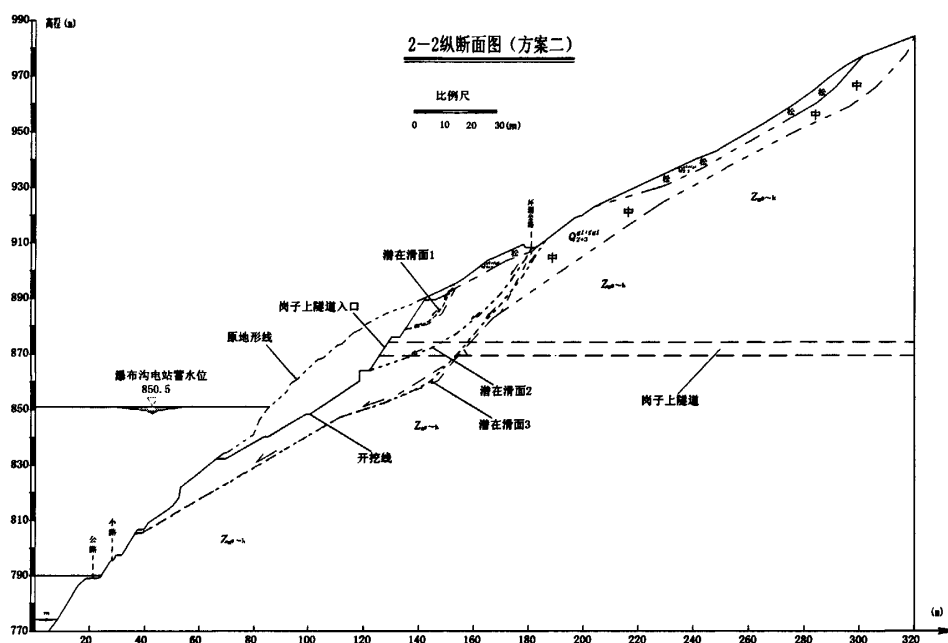


图 5-18 隧道进口仰坡可能失稳模式示意图

5.4 小结

通过以上分析可得到如下认识：

(1) 库水位升降期间库水对岸坡岩土体稳定性的影响主要表现在两个方面：一是物理作用，在地下水的作用下岩土体的物理力学强度将会降低，冰水堆积物粗颗粒之间原本存在的弱泥质胶结作用也可能在地下水的作用下而解体，其原有结构受到破坏，从而导致堆积体失稳破坏；而且库水位升高后导致坡体内部孔隙水压力大幅度升高，破坏了其原有应力环境，尤其是在水位升降期间产生的动水压力和渗透压力将可能直接导致堆积体失稳破坏；在风浪淘蚀坡角作用下，岩土体的变形破坏特征主要表现为中密碎块石夹土淘蚀—坍塌型破坏。

(2) 路基以下岸坡岩土体失稳破坏模式在蓄水过程和泄洪过程中具有显著差异，在蓄水过程中，随着库水位的不断上涨整个冰水堆积体前缘阻滑能力的不断降低，可能

使得冰水堆积体出现依次后退式失稳破坏，同时，当库水位上升到某一高度时，由于冰水堆积体前缘阻滑能力大幅度降低，也有可能出现沿基覆界限的整体式失稳破坏。在泄洪过程中，库岸边坡冰水堆积体会出现以后缘沿基覆界限、前缘切穿冰水堆积体的失稳下滑方式。

（3）在隧道进口仰坡变形破坏机制分析中，根据开挖前后的数值模拟结果和岩土体特征，其主要失稳破坏模式为：后缘（主要在环湖公路部位）以张拉破坏为主，前缘以剪切破坏为主，破坏面的形态近似为圆弧形；并会产生三种潜在失稳模式，即沿仰坡上部松散碎石夹土底界面破坏的失稳模式，环湖公路部位产生拉张破坏并在隧道进口部位形成剪出口的失稳模式，沿中密碎石夹土底界面形成破坏面的失稳模式。

第6章 边坡稳定性数值模拟及分析评价

在前面的论述中,通过对岗子上隧道进口边坡工程地质条件、岩土体结构特征及主要影响因素分析(特别是水的影响)的基础上,深入研究了边坡的变形机制与破坏模式。在本章中,将进一步采用数值模拟软件 FLAC-3D 计算分析天然状态下和蓄水以后岸坡的稳定性状况,为下一步的支护设计提供理论参考^[64-68]。

6.1 数值计算基本原理及技术方法

本次计算过程中采用的计算软件是大型国际通用的数值分析软件 FLAC-3D, FLAC 渊源于流体动力学,用于研究每个流体质点随时间变化的情况,即着眼于某一个流体质点在不同时刻的运动轨迹、速度及压力等。快速拉格朗日差分分析将计算域划分为若干单元,单元网格可以随着材料的变形而变形,即所谓的拉格朗日算法,这种算法可以准确地模拟材料的屈服、塑性流动、软化直至有限大变形,尤其在材料的弹塑性分析、大变形分析以及模拟施工过程等领域有其独到的优点。

FLAC 程序的基本原理和算法与离散元相似,但它却象有限元那样适用于多种材料模式与边界条件的非规则区域的连续问题求解。与现行的数值方法相比,FLAC 具有以下几方面的优点:

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

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

(3) 采用显式差分求解,几乎可以在与求解线性应力—应变本构方程相同的时间内,求解任意的非线性应力—应变本构方程。因此,FLAC 与一般的差分分析方法相比大大地节约了时间,提高了解决问题的速度。

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

(5) 可以比较接近实际的模拟岩土工程施工过程。FLAC 采用差分方法,每一步的计算结果与时间相对应,因此,可以充分考虑施工过程中的时间效应;它采用人机交互式的批命令形式执行,在计算过程中可以根据施工过程对计算模型和参数取值等进行实时地调整,达到对施工过程进行实时地仿真的目的。

为尽可能准确、真实地分析岸坡在蓄水前后的应力场、变形场的变化情况,从而准确地对岸坡变形稳定性情况作出判断,构建的数值计算模型必须尽可能的真实反映岸坡

实际情况；但是从数值计算的角度出发，构建的模型过于复杂，可能导致计算结果不收敛，因此，为方便数值计算，模型构建过程中必须对地质模型作出一定的简化，重点抓对堆积体稳定影响较大的因素，而对那些对岸坡稳定性影响较小或几乎没有影响的因素可以不予考虑。

6.2 计算模型的建立

6.2.1 几何模型的建立

考虑到计算范围的相对独立性，取模型的计算范围为：底边界高程 740m~顶边界高程 910m；，计算模型中 Z 方向为竖直方向，Y 方向为顺河方向，X 方向为垂直于河流方向，共划分了 21216 个节点，82387 个单元，构建的模型如图 6-1 所示。

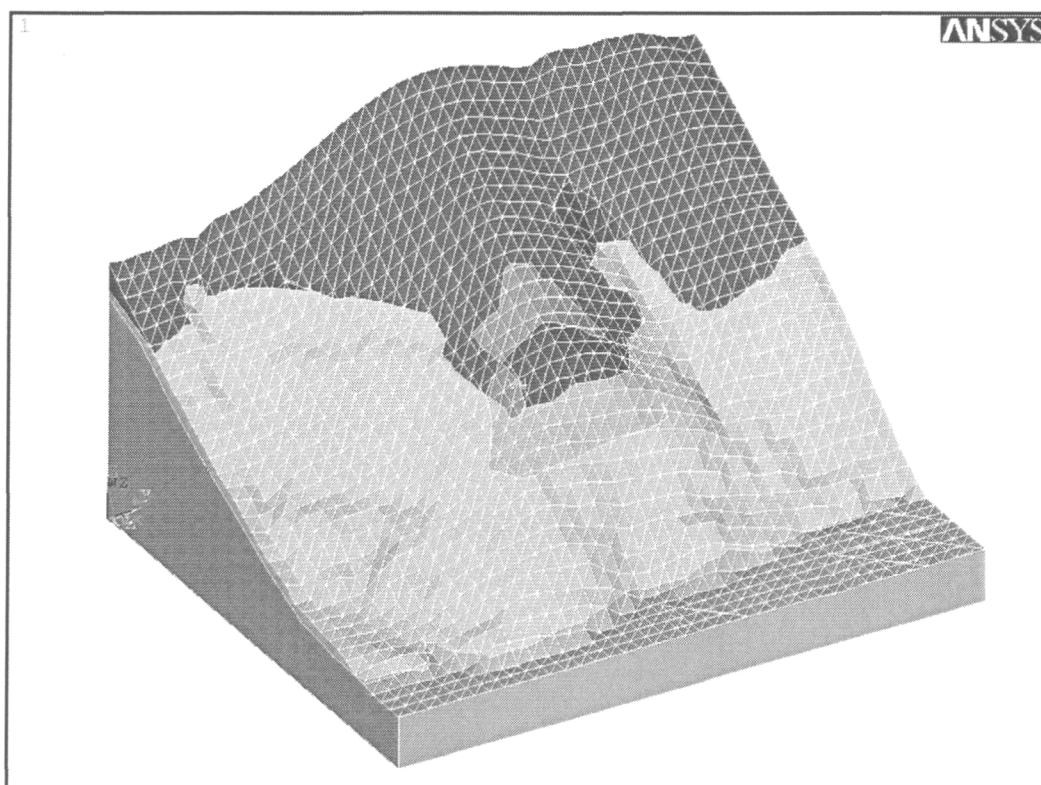


图 6-1 岗子上隧道进口岸坡数值计算模型

6.2.2 边界条件的确定

模型的力学边界条件采用前后（x 方向）、两侧（y 方向）和底面（z 方向）约束。模型的计算采用莫尔—库仑（Mohr—Coulomb）屈服条件的弹塑性模型，分为对边坡进行天然、蓄水及开挖等状态进行计算。

6.2.3 计算参数的选取

物理力学参数是影响坡体稳定性评价的重要因素。要获得符合坡体工程特性的参数难度较大,选择强度参数时应考虑到坡体的岩土体的类型、应力应变历史和时间效应。选用合适的抗剪强度参数指标常用的方法有试验法、反算法和经验法三种途径。对于该库岸边坡,通过对坡体岩土体的相关物理力学试验,根据已有研究成果和类似工程经验类比取值,结合现场调查,综合给出了岸坡内部各类岩土体的物理力学参数,如表 6-1 所示。

对于 Flac-3D 需要的体积模量 (K) 和剪切模量 (G),用公式:

$$K = \frac{E}{3(1-2\mu)} \quad G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (6-1)$$

求得。

其中: E 为弹性模量, μ 为泊松比。

表 6-1 岸坡岩土体物理力学参数取值表

岩土体类型	弹性模量 E (kPa)	泊松比	容重 γ (kN/m ³)	内聚力 C (kPa)	摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)
松散碎石夹土 (水上)	6.00E+05	0.31	22	37	22
松散碎石夹土 (水下)	5.00E+05	0.32	22.4	35	19
松散碎石 (水上)	8.00E+05	0.3	22.3	45	25
松散碎石 (水下)	7.00E+05	0.307	22.6	40	20
中密碎石质土 (水上)	1.00E+06	0.28	23.7	60	28
中密碎石质土 (水下)	9.00E+05	0.29	23.9	50	21
中密碎石夹土 (水上)	3.00E+06	0.275	24.3	65	30
中密碎石夹土 (水下)	2.00E+06	0.286	24.8	55	23
中密碎石 (水上)	5.00E+06	0.26	24.7	70	31
中密碎石 (水下)	4.00E+06	0.263	24.9	57	25
强风化基岩 (水上)	2.00E+07	0.22	25.3	200	40
强风化基岩 (水下)	1.55E+07	0.23	25.6	180	30

6.3 岸坡天然应力场数值模拟分析

特别要说明的是, 以下的所有计算结果中, 压力矢量的表示方法与弹性力学中相同, 即“+”表示拉应力, “-”表示压应力; 位移矢量的表示以坐标轴方向为准, 即 X、Y、Z 轴方向的正方向为正, 负方向为负。

图 6-2 为天然状态系统不平衡力随迭代时步的演化过程曲线。系统不平衡力是指计算模型中所有节点的不平衡力的总和, 对 FLAC3D 的计算结果而言, 如果一个系统的不平衡力随迭代时步的增加逐渐趋于一个常量甚至是趋于零, 则说明计算模型在外力作用下, 经过一段时间的应力和变形调整, 可以维持自身的平衡状态, 系统是稳定的。从图 6-2 可以看出, 随着迭代时步的进行, 系统不平衡力逐渐衰减, 即边坡系统经过变形及应力的调整, 能够达到自我稳定状态。

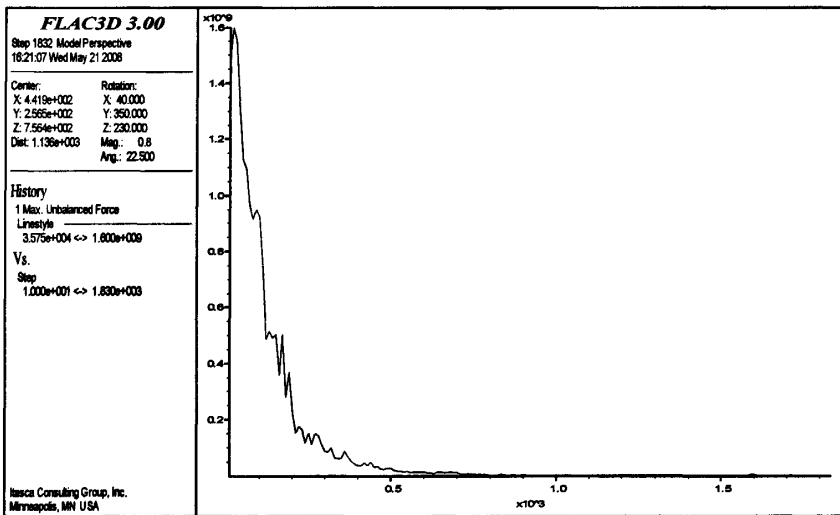


图 6-2 天然状态下不平衡力趋势图

图 6-3 至 6-13 是岸坡天然应力场及岩土体内部塑性破坏分布特征的计算结果, 从中可以对岸坡在天然状态下应力场的特征得出以下基本认识:

(1) 总体而言, 边坡应力场特征表现出明显受重力场控制的河谷应力场特征。由于边坡岩土体类型和结构特征的控制, 边坡应力场在岩性相对坚硬、岩体结构相对完整的基岩和表层岩性软弱、松散破碎的第四纪堆积体之间出现应力值的变化带, 而岩土体相对均匀的部位应力值变化较为均匀。

(2) 从图 6-3 可以看出, 边坡最大主应力方向在坡体内部与重力方向近于一致, 靠近边坡表层最大主应力方向产生明显偏转, 逐渐转至与坡面近于平行, 应力量值也由内向外逐渐降低, 近坡面位置逐渐趋于零, 局部甚至呈拉应力。从图 6-4 中可知, 最小主应力在坡体内部呈近水平向, 趋近于边坡表面, 最小主应力方向也产生明显偏转, 逐

渐转至与坡面近于垂直,应力量值也由内向外逐渐降低,近坡面位置逐渐趋于零,在坡顶浅层部位尤其是后缘一定范围内出现拉应力集中区,最大拉应力可达 140 余 Kpa。

(3) 从图 6-5 揭示的岸坡天然应力场的矢量图中得知,天然状态下岸坡内部岩土体主应力以压应力为主,但在隧道进口上部的冰水堆积体中存在一定程度的拉张应力集中,最大拉应力可达 200 余 Kpa,其分布范围主要集中在隧道进口上部凸出山嘴部位。显然,由于冰水堆积体属第四系松散堆积物,其抗拉强度极差,因此这种拉应力的存在必然对岸坡岩土体的稳定性构成一定程度的威胁。

(4) 从图 6-6 至 6-9 揭示的 1—1、2—2、3—3、4—4 剖面最小主应力分布特征可以看出,在隧道进口附近的冰水堆积体表层的一定范围内其最小主应力均表现为拉应力特征,尤其以隧道进口上部环湖公路部位的冰水堆积体内拉张应力最为明显,而在岸坡表层其他部位虽然也存在一定程度的拉应力,但分布范围较为有限。因此从岸坡最小主应力特点来看,天然状态岸坡最危险部位主要是隧道进口上部的凸出山嘴的冰水堆积体。

(5) 由图 6-10 至 6-13 揭示的 1—1、2—2、3—3、4—4 剖面塑性破坏区特征可以看出,天然状态下坡体上部的松散碎石夹土中存在不同程度的塑性破坏,但在岸坡内部未形成连续贯通的塑性破坏区,由于整个坡体的形态及冰水堆积物的覆盖特点,相对于整个岸坡来看,岸坡前缘冰水堆积体构成了一定程度的阻滑段,因此天然状态下岸坡能够保持自身整体稳定。但沿隧道主轴方向,岸坡中部以及后缘的冰水堆积体内部已经形成了一定程度的塑性破坏区,因此,虽然天然状态下该部位岸坡能够保持整体稳定,但可以预见在某些不利因素影响下,如蓄水后对坡脚岩土体的软化作用等,都将可能导致在该部位冰水堆积体内形成连续贯通的塑性破坏区,从而诱发岸坡失稳。

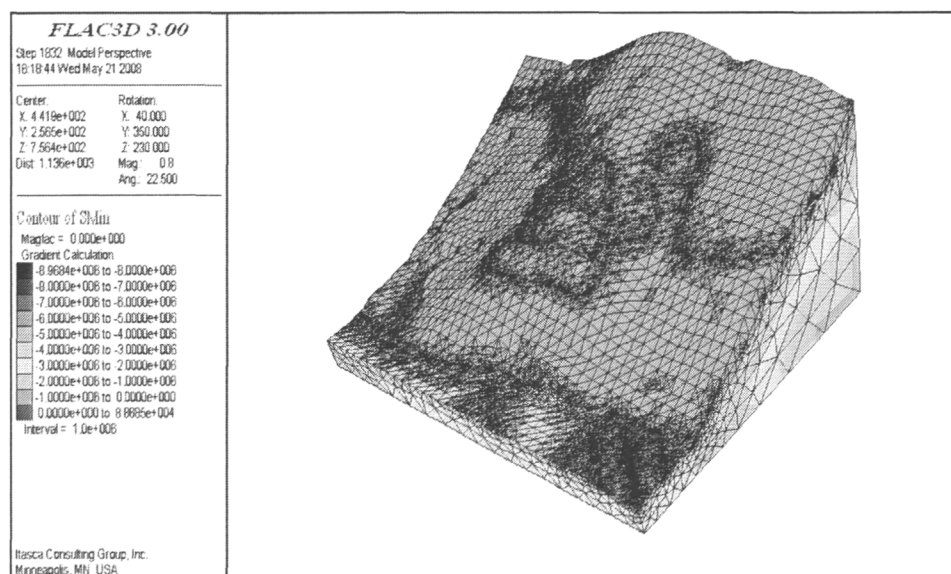


图 6-3 天然状态岸坡最大主应力分布特征

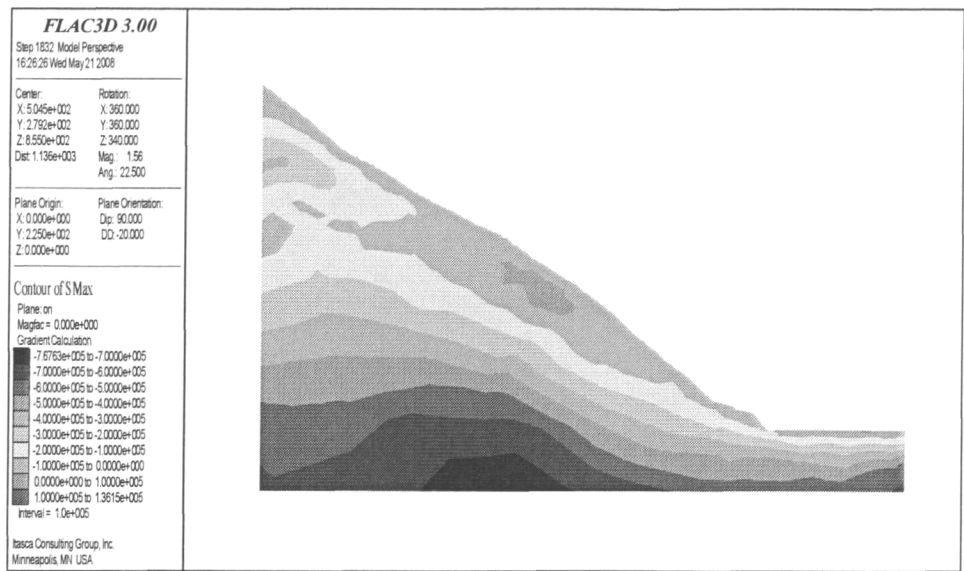


图 6-4 天然状态隧道进口附近最小主应力特征剖面图

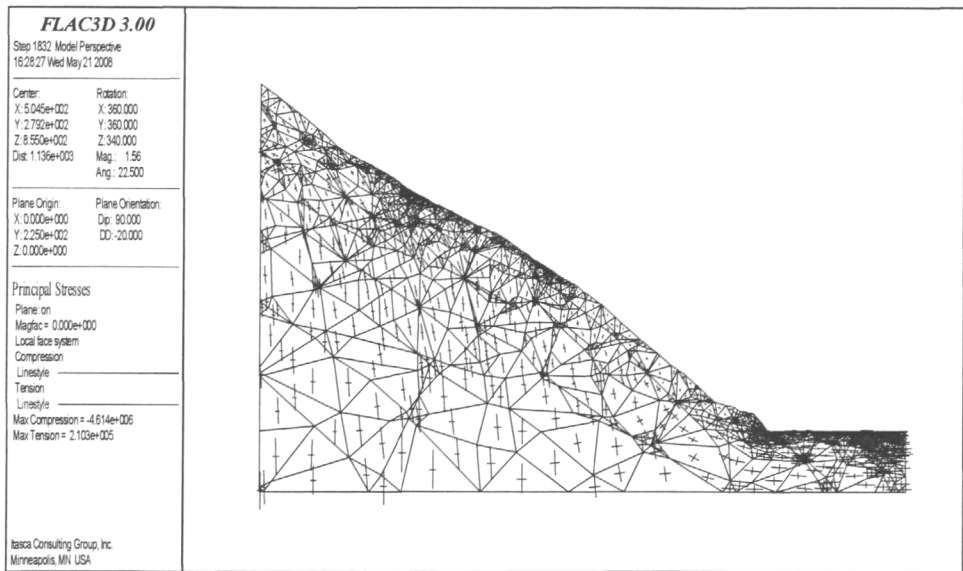


图 6-5 天然状态隧道进口附近主应力矢量特征剖面图

综合上述对岸坡天然应力及塑性破坏区特征的分析，得出的结论是天然状态下岸坡能够保持整体稳定，但是一方面在隧道进口上部存在较为明显的拉张应力带，另一方面沿隧道主轴方向冰水堆积体内部的塑性破坏区存在贯通的趋势，因此可以预见蓄水后，在库水对岸坡前缘坡脚岩土体的软化、剥蚀作用，以及地下水位抬升引起的孔隙水压力作用下，将可能导致库岸边坡岩土体失稳破坏。

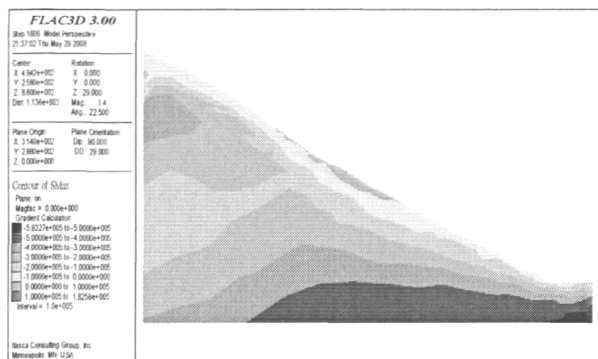


图 6-6 天然状态 1-1 剖面最小主应力分布特征

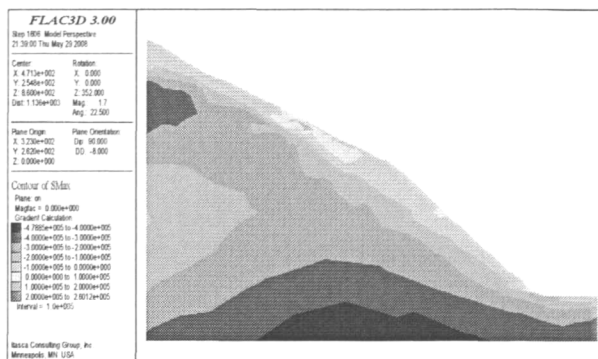


图 6-7 天然状态 2-2 剖面最小主应力分布特征

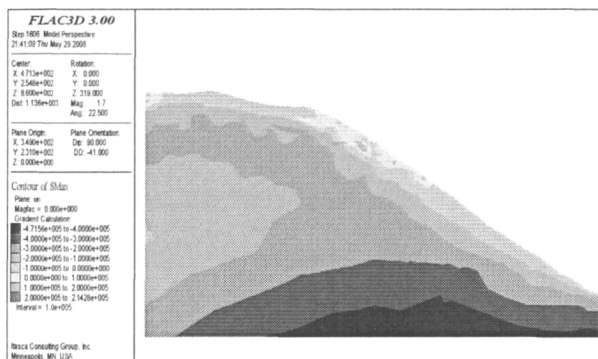


图 6-8 天然状态 3-3 剖面最小主应力分布特征

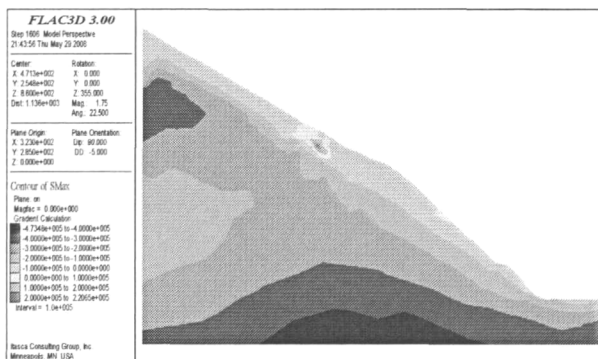


图 6-9 天然状态 4-4 剖面最小主应力分布特征

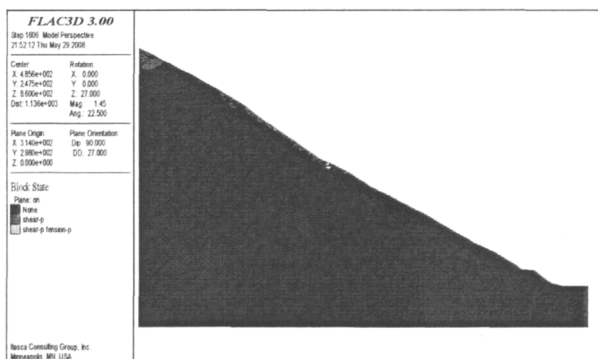


图 6-10 天然状态 1-1 剖面塑性区分布特征

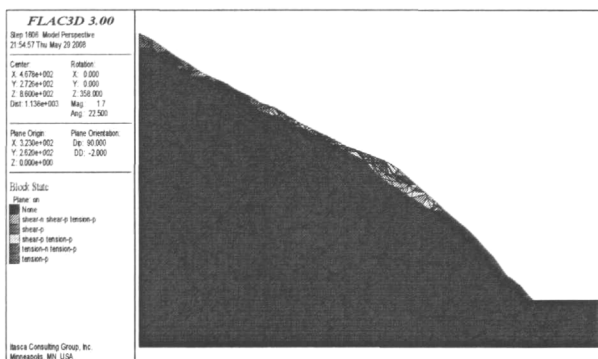


图 6-11 天然状态 2-2 剖面塑性区分布特征

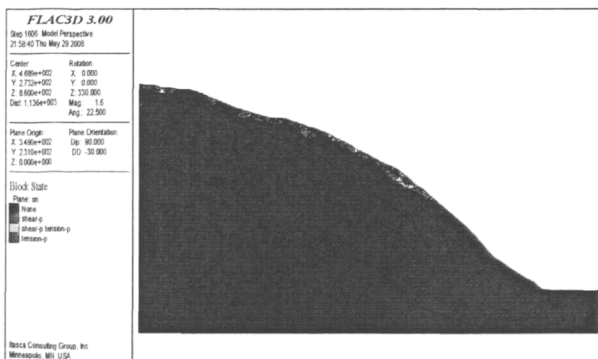


图 6-12 天然状态 3-3 剖面塑性区分布特征

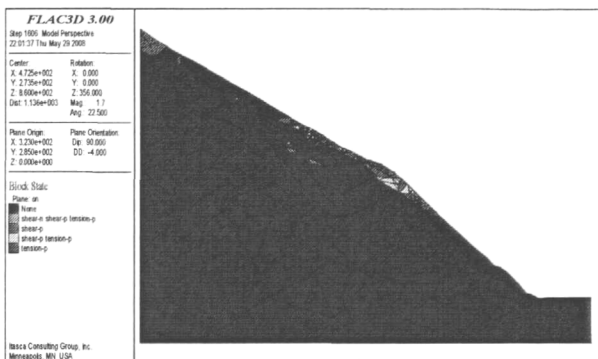


图 6-13 天然状态 4-4 剖面塑性区分布特征

6.4 蓄水后岸坡应力场特征及变形特征分析

6.4.1 蓄水后岸坡应力场特征

对比蓄水以前天然状态,可以发现蓄水过程对岸坡应力场的影响主要有以下几点:

(1) 从图 6-14 可以看出,蓄水后在隧道进口周围的凸出山嘴部位的冰水堆积体内产生明显的拉张应力,其中尤以隧道进口正上方的冰水堆积体内最为显著,最大可达 500 余 kPa。

(2) 1—1 剖面的最小主应力特征(图 6-15)表明,与蓄水前相比蓄水后该部位岸坡表层的冰水堆积体内最小主应力没有出现显著的调整,这说明蓄水后对该部位岸坡稳定性影响较小;从图 6-17 可以看出蓄水后在 3—3 剖面后缘缓坡部位的冰水堆积体内也存在一定程度的拉张应力,但是压应力量值一般较小,且与蓄水前相比,无论是拉应力的分布范围还是分布范围均未出现显著的变化,结合 3—3 剖面位置可以发现出现拉应力的冰水堆积体实际上也位于隧道进口上方的凸出山嘴部位。

(3) 从隧道进口两个主轴剖面(图 6-16、6-18),即 2—2、4—4 剖面的最小主应力特征来看,蓄水后在隧道进口上方缓坡部位出现了明显的最小主应力表现为拉应力的现象,并且与蓄水前相比,这种拉应力有进一步增大的趋势(蓄水前最大拉应力为 200kPa 左右,蓄水后最大拉应力可达 500 余 Kpa),拉应力的范围也有进一步扩大趋势。最小主应力的这种变化显然对岸坡稳定性更为不利。

综合上述对岸坡蓄水后的应力场特征分析,可以认为蓄水后将会对隧道进口方向凸出山嘴部位的岸坡稳定性影响较大,该部位岸坡可能将因为蓄水后水对坡脚岩土体的软化作用,以及地下水位抬升引起的孔隙水压力而导致失稳破坏。根据 1—1、3—3 剖面的计算结果,说明蓄水对于其两侧的所在部位的岸坡稳定性影响较小。

6.4.2 蓄水后岸坡变形特征

根据岸坡蓄水后的变形特征及隧道主轴方向剖面的剪应变增量特征,可以得出以下基本认识:

(1) 图 6-19 表明,蓄水后岸坡岩土体变形区域主要集中在隧道进口凸出山嘴部位,其中尤以蓄水位高程附近的岩土体变形最为显著,最大变形量可达近 70cm,显然对于该部位结构松散的冰水堆积体来讲难以承受这样的变形而不发生失稳破坏,因此从变形的角度来看,对于隧道进口凸出山嘴两侧宽约 150m,高程 800m~900m 范围内的冰水堆积体的失稳破坏将难以避免。隧道进口两侧冲沟内的岩土体在蓄水后的变形明显小于洞轴线附近的岩土体变形,由此可见发生整体失稳的可能性较小,但是不排除局部的因水位变动等因素引起的失稳破坏。

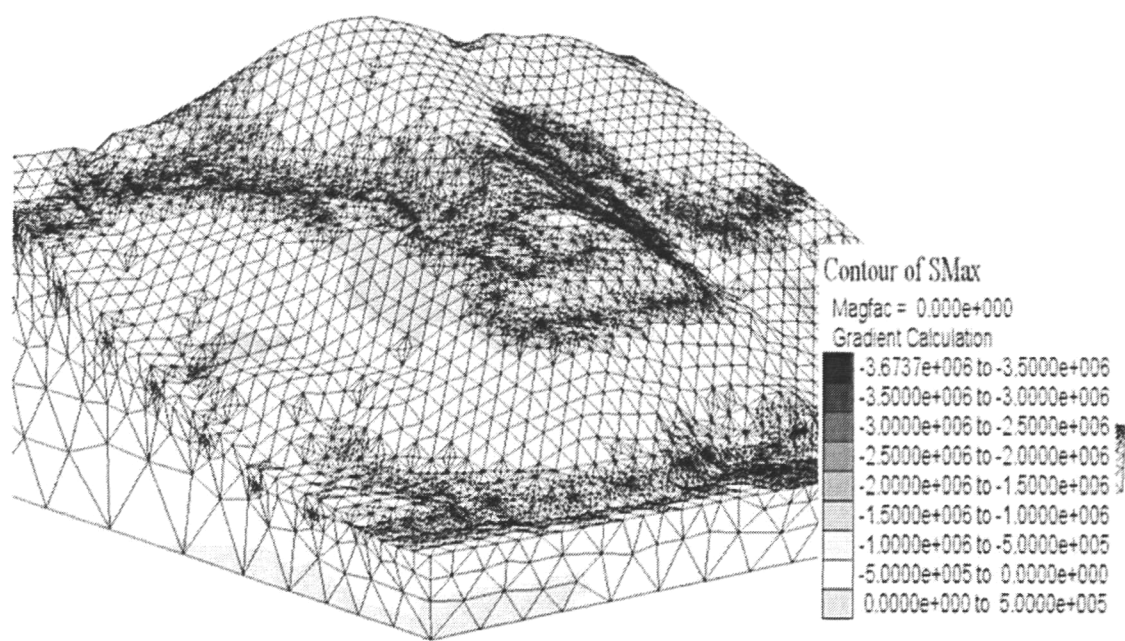


图 6-14 蓄水后岸坡拉应力分布区特征

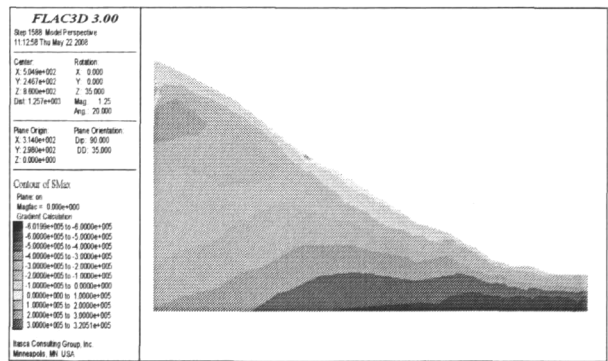


图 6-15 蓄水后 1-1 剖面最小主应力特征

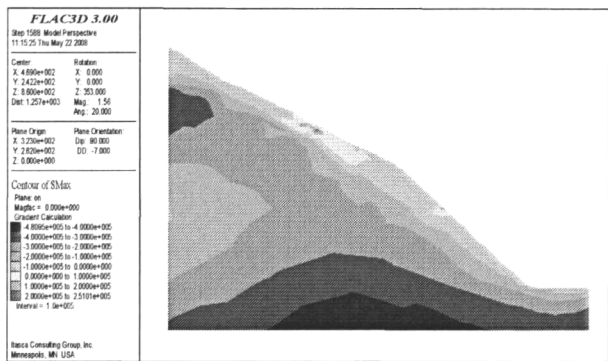


图 6-16 蓄水后 2-2 剖面最小主应力特征

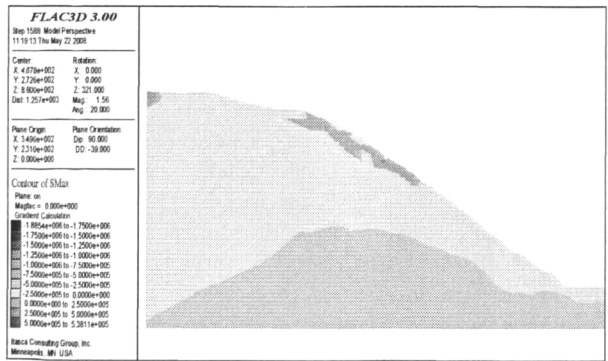


图 6-17 蓄水后 3-3 剖面最小主应力特征

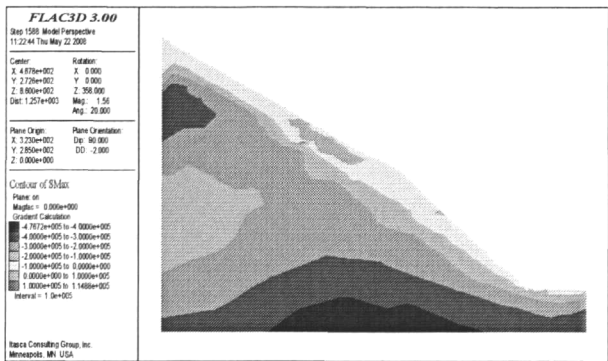


图 6-18 蓄水后 4-4 剖面最小主应力特征

(2) 从图 6-20、6-22 可见, 由于 1—1、3—3 剖面的自然坡度较缓, 蓄水后, 该部位的冰水堆积体变形较为有限, 结合前文对该部岸坡蓄水后的应力场特征分析结果, 可见蓄水后 1—1、3—3 剖面所在岸坡出现较大规模的失稳破坏的可能性不大。

(3) 图 6-21、6-23 的计算结果表明, 沿隧道左右洞进口轴线方向的剖面揭示的冰水堆积体在蓄水后将产生显著的变形, 其中 2—2 剖面所在岸坡变形在 50cm 左右, 4—4 剖面所在岸坡变形也可达 45cm 左右, 从变形范围来看, 主要集中在隧道进口上部缓坡平台以下的岸坡岩土体中。因此结合蓄水后该部位岸坡应力场的特点, 从应力场—变形场的角度, 可以认为蓄水后该部位岸坡中前缘冰水堆积体出现较大规模失稳破坏的可能性较大。

(4) 从隧道进口轴线 2—2 剖面、4—4 剖面揭示的蓄水后的剪应变增量特征来看如图 6-25、6-27 所示, 蓄水后将会在上述隧道进口岸坡的中前缘冰水堆积体内部形成连续贯通的剪应变增量集中带。研究表明, 岩土体的失稳 (特别是滑动失稳), 都是沿剪切应变增量最大的部位发生, 而冰水堆积体这种结构松散的岩土体, 其失稳破坏多以受控于最大剪应力的剪切破坏为主, 故上述冰水堆积体内剪应变增量集中带的形成可以看作是岸坡内部的潜在滑动面。

综上所述, 蓄水后隧道进口凸出山嘴两侧宽约 150m, 高程 800m~900m 范围内的冰水堆积体的失稳破坏将难以避免; 而隧道进口两侧冲沟内的岩土体在蓄水后的变形均较小, 发生整体失稳的可能性不大, 但是不排除局部的因水位变动等因素引起的失稳破坏。

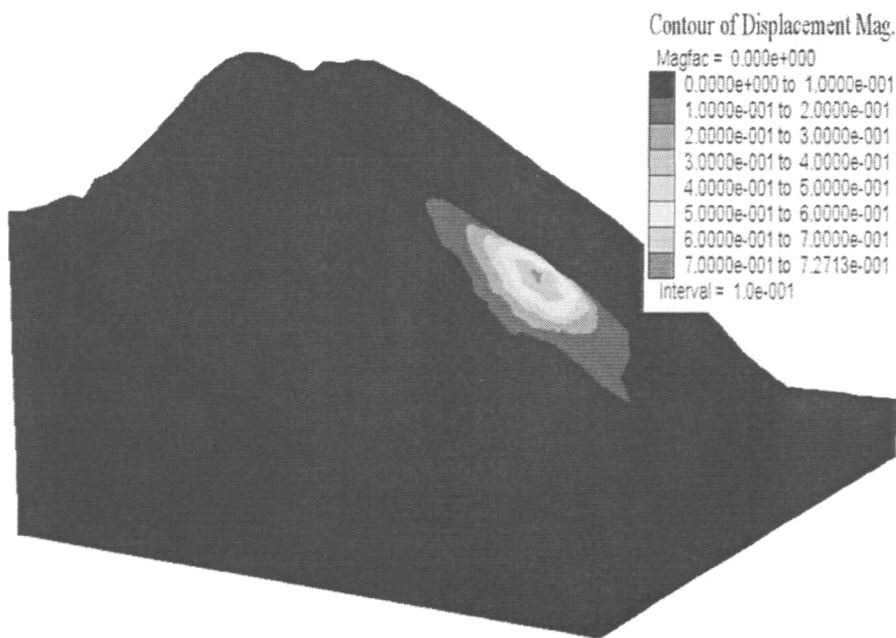


图 6-19 蓄水后岸坡总变形特征

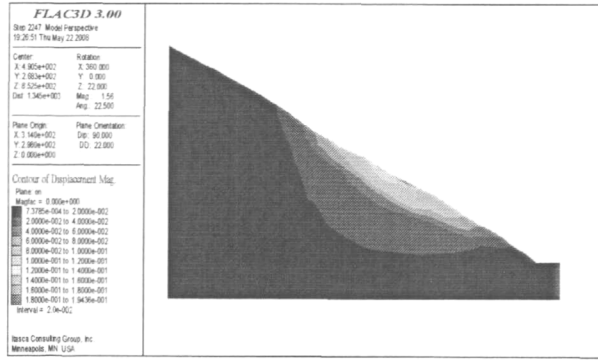


图 6-20 蓄水后 1—1 剖面变形特征

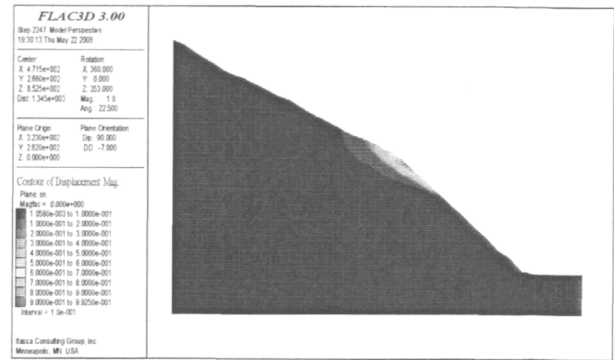


图 6-21 蓄水后 2—2 剖面变形特征

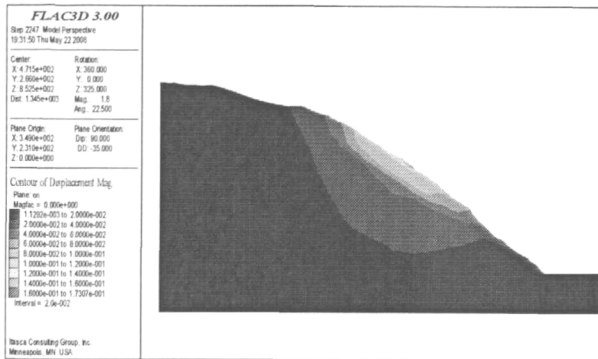


图 6-22 蓄水后 3—3 剖面变形特征

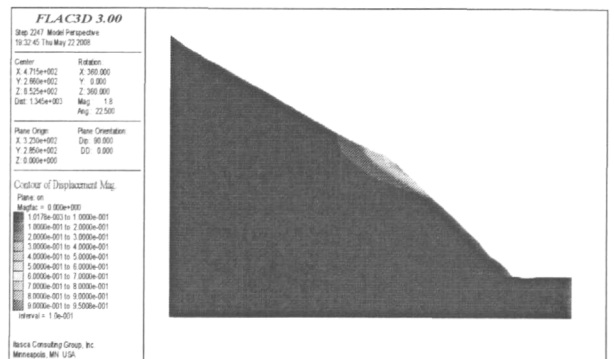


图 6-23 蓄水后 4—4 剖面变形特征

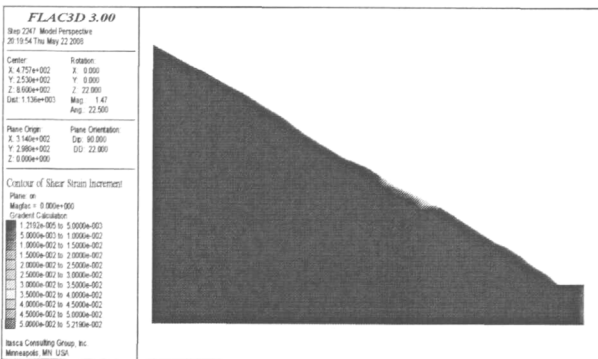


图 6-24 蓄水后 1—1 剖面剪应变增量特征

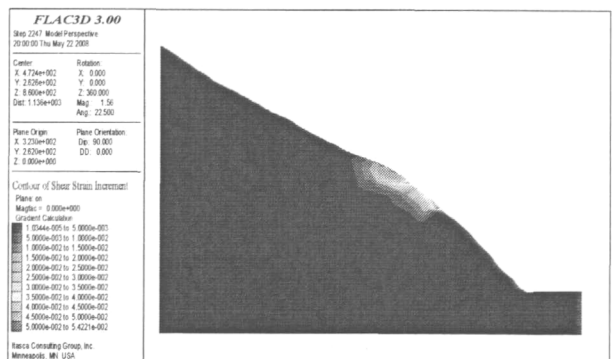


图 6-25 蓄水后 2—2 剖面剪应变增量特征

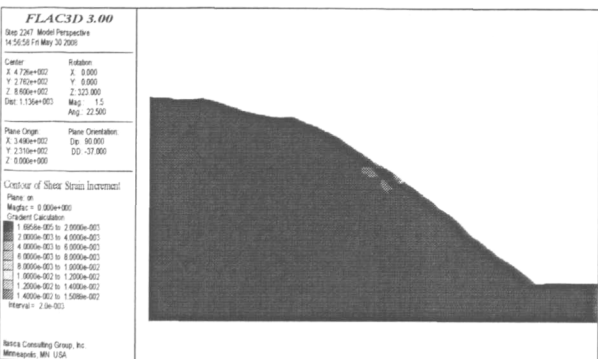


图 6-26 蓄水后 3—3 剖面剪应变增量特征

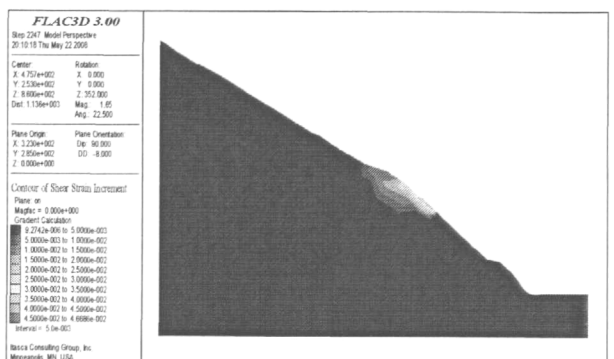


图 6-27 蓄水后 4—4 剖面剪应变增量特征

6.5 小结

通过上述岗子上隧道进口岸坡天然状态下和蓄水后应力场特征及变形趋势的分析评价,可以对岸坡在蓄水后的稳定性状况以及可能的库岸再造范围得出以下基本认识:

(1) 从岸坡稳定性的角度来看,蓄水后在隧道进口所在的凸出山嘴部位极有可能产生失稳破坏。一方面蓄水后隧道进口上部缓坡平台部位的冰水堆积体出现显著的拉张应力,最大拉应力可达 500 余 kPa,显然对于由中密碎石土构成的冰水堆积体而言难以承受如此大的拉张应力,因此该部位岩土体极易产生拉张破坏,进而蓄水后受水对岸坡前缘岩土体的软化作用及地下水升降引起的孔隙水压力的影响,前缘岩土体将会向下产生剪切破坏,另一方面从蓄水后岸坡的变形来看,蓄水后隧道进口部位的冰水堆积体产生显著的变形,同时在该部位的冰水堆积体内部已经形成了连续贯通的剪应变增量集中带,这标志着岸坡内部潜在失稳滑动面的形成。

(2) 数值计算结果表明,隧道进口两侧 1-1、3-3 剖面所在岸坡在蓄水后的变形均较为有限,坡体内部未见明显的剪应变集中带,因此可以认为蓄水后库岸边坡两侧的整体稳定性较好,出现整体式失稳破坏的可能性较小。

第7章 边坡治理方案的可行性评价与优化设计

库区公路边坡稳定性分析的目的是加固岩土体,保证工程安全。由于工程对象和问题的不同,岩土加固的具体要求也不同,但总的来说,主要用于解决以下几个方面的问题:减小岩土体的渗透性、改善岩土体的变形性能、提高岩土体的强度和稳定性。

由库岸边坡的变形机制与破坏模式分析可知,蓄水后隧道进口岸坡将不可避免出现整体性失稳破坏,因此为保证青杠咀特大桥泸沽岸桥台与岗子上隧道进口部位的安全必须对该段岸坡采取必要的治理措施。本章将针对三种结构性治理设计方案进行可行性评估,并提出优化设计建议。

根据岗子上隧道进口岸坡的工程地质条件、岩土体结构特征以及蓄水后岸坡各工况条件下的稳定性状况,提出了如下三种治理设计方案。

方案一:

该方案从环保角度考虑,尽可能的少破坏岸坡原有植被,因此该方案对隧道进口岸坡分三级放坡,放坡线下部开口线位于桩号 K95+180,从下之上一、二级坡比为 1:1.5,第三级坡比为 1:1。放坡完成后在放坡线下部桩号 K95+180 设置一排抗滑桩,桩长 20m,界面尺寸为 2×3m,桩间距为 6m,或者在桩号 K95+231 处设置一排抗滑桩,桩长 30m,界面尺寸为 2.5×3.5m,桩间距为 5m,同时在桩顶设置三排预应力锚索,锚索长 30m。该方案典型剖面布置如图 7-1、7-2 所示。

方案二:

该方案分五级放坡,放坡线下部开口线位于桩号 K95+190,自下而上一、二级坡比为 1:1.75,第三级坡比为 1:1.5,第四、五级(隧道仰坡)坡比为 1:0.75。然后在坡脚桩号 K95+190 设置一排抗滑桩,桩长为 24m,界面尺寸为 2×3m,间距为 5m,另外在隧道进口下部桩号约 K95+244 处设置两排抗滑桩,两排桩之间间距为 6.5m,外侧桩长为 24m,界面尺寸为 2×3m,桩间距为 5m,内侧桩长 27m,界面尺寸为 2.5×3.5m,间距为 5m,两排桩顶采用承台相连,桩顶以下四米设置一横梁相连。隧道仰坡采用锚杆框架进行支护,第一级坡布设长 10m,直径 $\phi 28$ 的普通全浆锚杆,第二级仰坡布设长 15m,直径 $\phi 28$ 的全浆锚杆。该方案典型剖面布置如图 7-3、7-4 所示。

方案三:

该方案为全清方方案,首先将原设计的环湖公路向内侧移 7.1m,然后将环湖公路以下的冰水堆积体全部清除,直至基岩面,另外为保证环湖路安全,在环湖路外侧设置一排板桩墙,桩长 20m,中心桩号为 K95+289.4,界面尺寸为 2.5×3.5,桩间距 5m,环湖路内侧坡放坡坡比为 1:0.75。该方案典型剖面布置如图 7-5、7-6 所示。

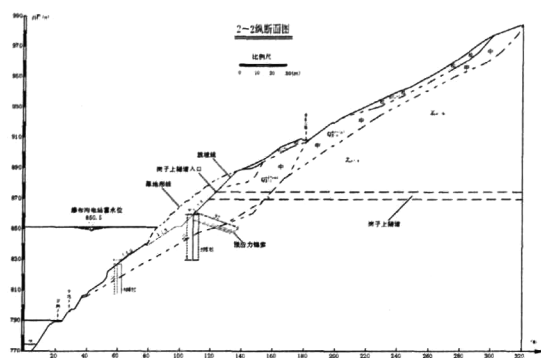


图 7-1 方案一剖面布置示意图

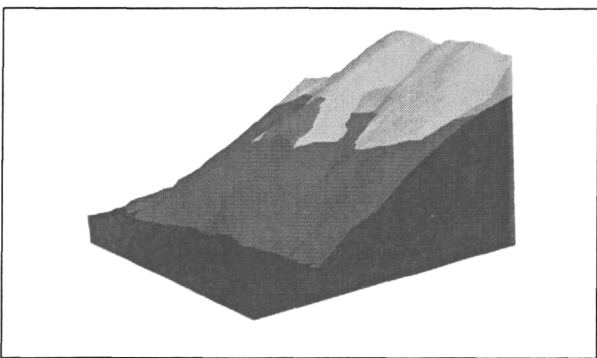


图 7-2 方案一开挖坡型图

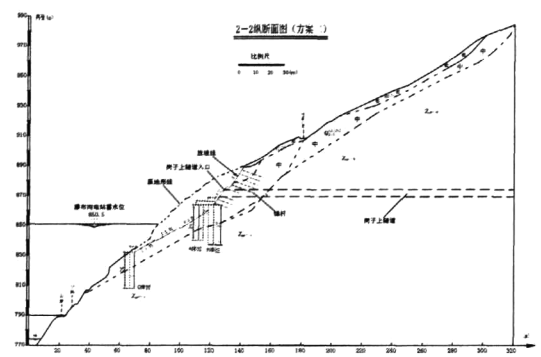


图 7-3 方案二剖面布置示意图

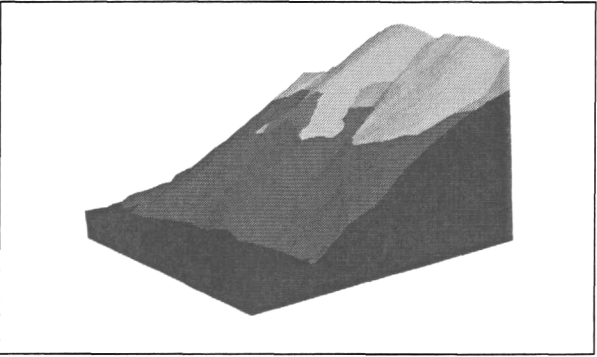


图 7-4 方案二开挖坡型图

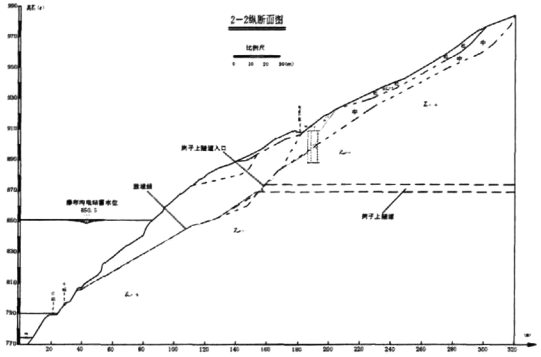


图 7-5 方案三剖面布置示意图

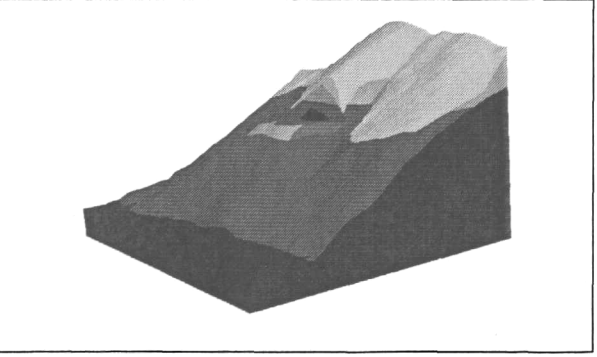


图 7-6 方案三开挖坡型图

7.1 方案一可行性论证

方案一的支挡结构物的设置分为两种，第一种方法是在上部设置预应力锚拉桩进行支挡支挡，第二种方法是在下部设置抗滑桩进行支挡。为了论证支挡结构的合理性，首先通过三维数值模拟，分析按方案一开挖以后，不支护情况下的岸坡稳定性状况。

从图 7-7 至 7-10 可以得到如下认识：

(1) 从开挖并蓄水以后 2-2 剖面、4-4 剖面最小主应力特征（图 7-7、7-8）来看，在岸坡后缘环湖公路以下及岸坡第一级开挖面部位的岩土体内均存在明显拉应力，其中岸坡后缘环湖公路下部最大拉应力可达 200kPa，一级开挖面处的拉应力也达到 150kPa。

这种拉张应力的存在将会破坏岩土体内部结构,进而使岩土体出现拉张破坏,特别是在后缘环湖公路下部,拉应力导致的拉裂缝可以构成潜在的滑移面,如向深部发展可能会影响岸坡的整体稳定性。

(2) 由于对于冰水堆积体这种结构松散的岩土体而言,其失稳破坏多数受控于其内部的最大剪应力而产生剪切滑移破坏,因此其形成的最大剪应变增量集中带大致可以看作是最危险的失稳破坏面。在图 7-9、7-10 中,可以看到按方案一开挖后在岸坡内部形成了两条明显的剪应变增量集中带,一条是自岸坡后缘切穿冰水堆积体在开挖隧道仰坡上部形成剪出口,另一条是自开挖边坡二级坡面底部通过下部中密冰水堆积体在一级坡面以下形成剪出口,值得一提的是,从环湖公路以下沿基覆界限到岸坡 810m 高程处为一条潜在剪应变增量集中带,在不利工况的条件下可转化为岩土体的滑移面,对边坡的整体稳定构成威胁。

下面将进一步分析结构设置的合理性。

按方案一采用上部支挡后,如果支挡结构物设计合理的情况下,可以认为沿基覆界面的潜在滑动面无法贯通,因而岩土体沿冰水堆积物底面失稳的可能性不大,但是从图 7-9、7-10 中两条明显剪应变增量集中带的特点来看,设置的支挡结构物无法保证隧道仰坡上部岩土体和抗滑桩下部岩土体的稳定性,即在预应力锚拉桩的作用下即使岸坡能够整体稳定但仍有可能沿隧道仰坡上部或抗滑桩下部剪应变增量集中带出现失稳破坏。因此,若按方案一进行上部支挡,则难以有效保证岸坡稳定性和隧道的安全运行,因此该方案不可行。同理,若采用下部支挡,从潜在滑面与支挡结构物的关系来看,沿开挖边坡二级坡面底部通过下部中密冰水堆积体的剪应力增量集中程度可以得到有效减弱,同时,下部抗滑桩也能保证冰水堆积体不致沿基覆界限产生整体失稳(若抗滑桩设计的足够合理),但是支挡结构物对隧道仰坡上部的潜在滑面仍然不能起到有效的支挡作用,故进行下部支挡也不合理。

综上所述,若按方案一进行支挡,难以有效保证岸坡稳定性和隧道的安全运行,因此该方案不可行。

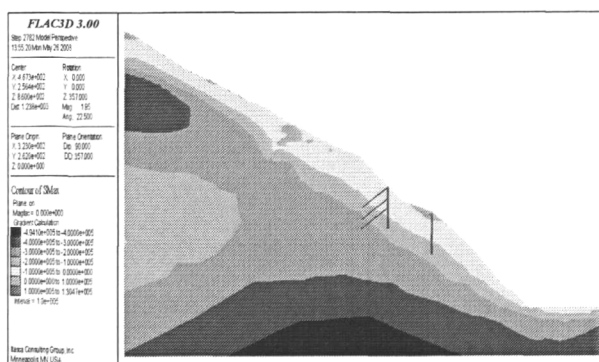


图 7-7 2-2 剖面最小主应力特征

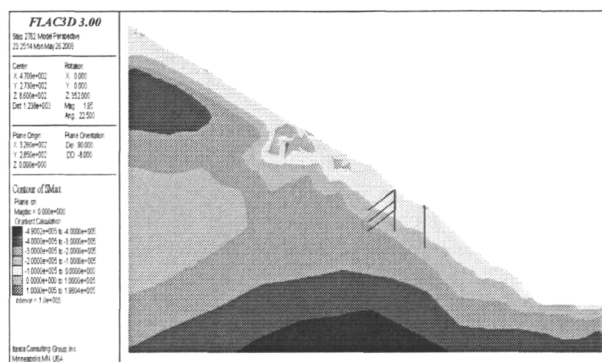


图 7-8 4-4 剖面最小主应力特征

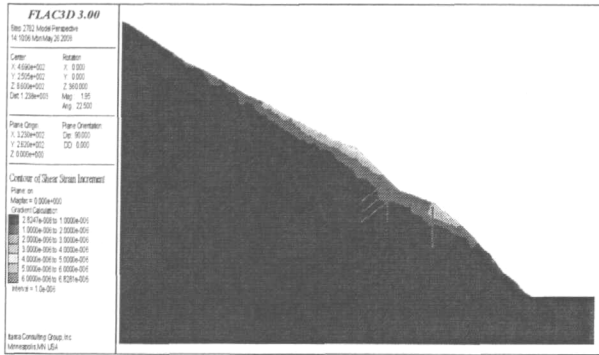


图 7-9 2-2 剖面剪应变增量特征

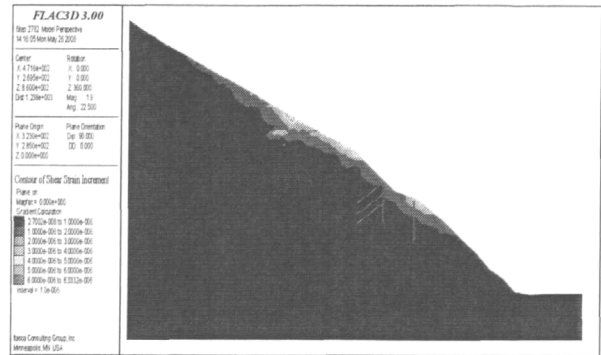


图 7-10 4-4 剖面剪应变增量特征

7.2 方案二可行性论证

按设计坡比对岸坡进行开挖，并采用三排抗滑桩对岸坡进行整体支护，使用框架锚对隧道仰坡进行治理。首先利用数值计算方法模拟边坡开挖后的稳定性状况，进而分析支护方法的合理性。

图 7-11 至 7-16 是岸坡按方案二开挖后岸坡稳定性计算结果，从中可以认识到：

(1) 从图 7-11、7-12 隧道轴线方向 2-2 剖面、4-4 剖面的最小主应力特征中可以看出，岸坡开挖以后，在不对岸坡进行治理情况下，在岸坡后缘的环湖公路下部出现了拉应力集中，最大值为 200kPa，如此大的拉应力必然使该部位的岩土体出现拉破坏，另外在开挖边坡下部的冰水堆积物中也出现了拉应力集中，但仅在表部的有限范围内。

(2) 从 2-2 剖面、4-4 剖面的剪应变增量特征（图 7-13、7-14）中可以看出，在岸坡中存在两条明显剪应变增量集中带，一条为沿环湖公路下部通过冰水堆积体中部向下发展，最后在开挖边坡中部缓坡部位形成剪出口，另一条为自开挖边坡的一级坡面顶部向下发展穿过冰水堆积物并在 820m 左右高程部位剪出，如果不采取一定的支护措施，很有可能成为岸坡失稳的潜在滑移面。

(3) 由图 7-15、7-16 中可以看出，在开挖坡面的顶部，即隧道仰坡上部出现塑性区，这主要是由于岸坡后缘开挖以后，使得前部阻滑部位的荷载减轻，因而在重力的作用下，其后部表层岩土体出现塑性变形，因此有必要在隧道仰坡上面采用锚杆框架进行支护，以防止出现较大变形影响隧道安全。

下面将进一步分析结构设置的合理性。

隧道仰坡采用锚杆框架进行支护以后，可以保证岸坡后缘浅表层环湖公路以下冰水堆积体内部无拉应力出现，防治了隧道仰坡上部因岩土体拉破坏所引起的失稳变形。隧道进口下部桩号约 K95+244 处两排抗滑桩的设置使岸坡出现整体失稳破坏的可能性降低，坡脚桩号 K95+190 设置的一排抗滑桩可以保证开挖岸坡一级坡面下部抗滑桩上部的岩土体处于稳定状态，但对于下部的岩土体稳定性却不能够保证，需要另外增设防护措施。因此，从潜在滑面与支挡结构物的关系来看，方案二支挡结构物的设计从位置合

理性上讲是有效的。

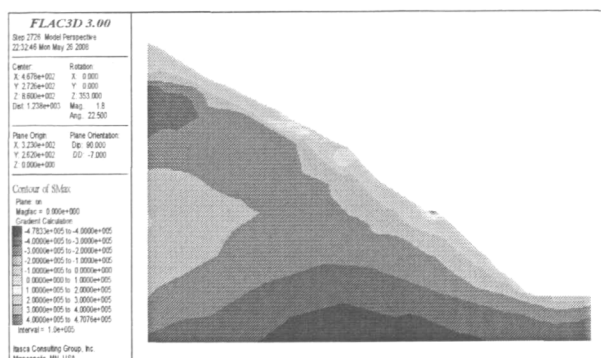


图 7-11 2-2 剖面最小主应力特征

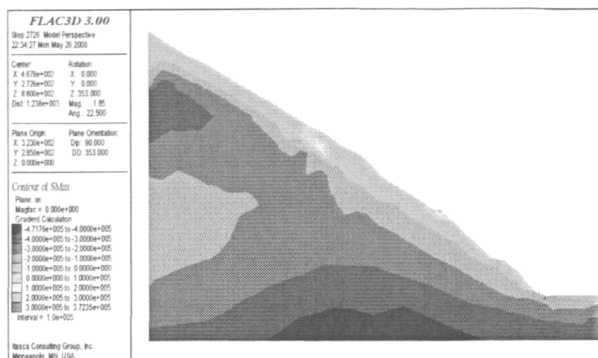


图 7-12 4-4 剖面最小主应力特征

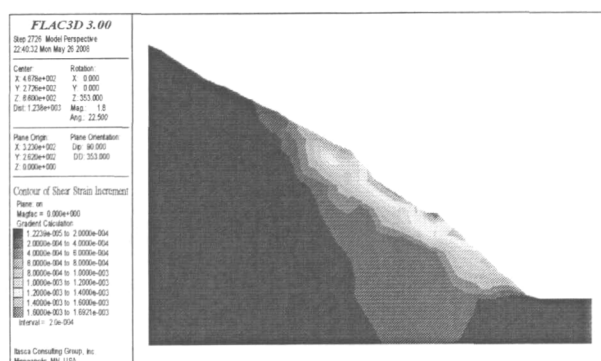


图 7-13 2-2 剖面剪应变增量特征

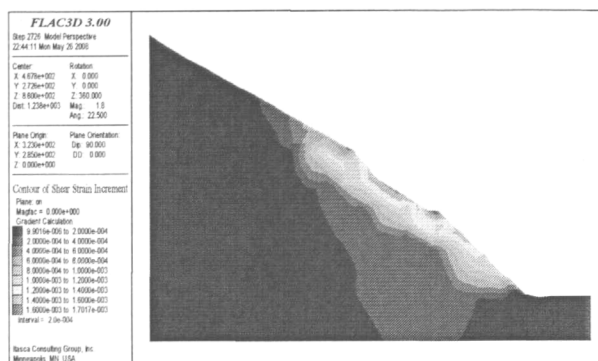


图 7-14 4-4 剖面剪应变增量特征

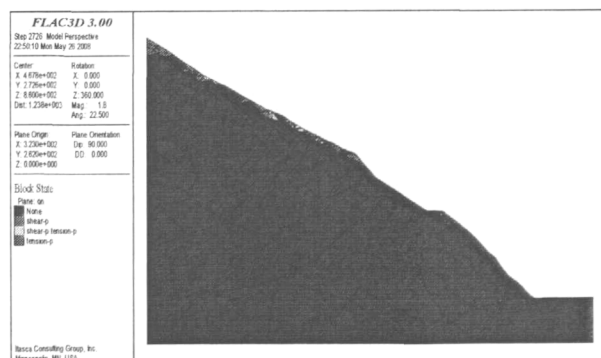


图 7-15 2-2 剖面塑性区特征

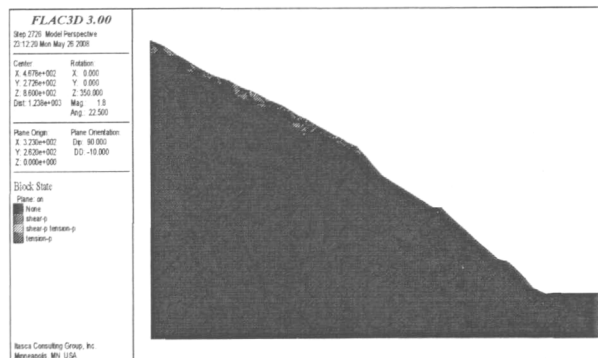


图 7-16 4-4 剖面塑性区特征

7.3 方案三可行性论证

采用方案三支挡后岸坡变形特征、剪应变增量和塑性区分布特征，从中可以对该治理方案的治理效果得出以下基本认识：

(1) 从隧道进口轴线方向的 2-2 剖面、4-4 剖面的最小主应力特征来看，如图 7-17、7-18 所示，岸坡开挖以后，在路基下方的坡体顶部后缘的最小主应力表现为拉应力，最大值可达 500kPa。由冰水堆积物的物理力学性质可知，如此大的拉应力情况下，坡体顶部后缘必然产生拉张破坏，在不利条件下（暴雨、动水压力等），将会沿强风化

基岩面发生整体失稳变形。

(2)从隧道进口位置的近轴向的 2—2 剖面、4—4 剖面的变形特征来看,如图 7-19、7-20 所示。对于路基以下冰水堆积物而言,如果不进行清除或支挡,蓄水后将会在路基以下的冰水堆积体内产生显著变形,剖面方向最大变形可达 16cm,这样的变形对于结构松散的冰水堆积体而言是难以承受的。同时在环湖公路内侧边坡(即隧道仰坡顶部)也产生了一定程度的变形,但是由于板桩墙支挡作用,该部岩土体的变形相对较小,由此可知,仰坡上部板桩墙对岩土体的支挡作用是必不可少的。

(3)由图 7-21、7-22 开挖后隧道轴线方向的 2—2 剖面、4—4 剖面的剪应变增量特征可以看出,蓄水以后,在隧道进口附近路基下方的冰水堆积体内部,将会形成明显的连续贯通的剪应变增量集中带,即岩土体内部的潜在滑动面,坡体有可能沿该剪应变增量集中带失稳下滑。

(4)从图 7-23、7-24 岸坡蓄水后的塑性区分布特征来看,在路基下方的岸坡顶部后缘出现局部塑性区,由于按设计方案,岸坡下部没有任何支挡结构物,因此这部分岩土体很有可能沿后缘塑性区拉裂,在不利条件下,特别是库水的动水压力作用下发生失稳下滑,从而危及到下部桥台的安全。另外在隧道仰坡坡顶环湖公路顶部和下部的冰水堆积体中也产生了塑性区,由于这部分岩土体外侧设置了板桩墙的支挡作用,故尽管该部位的岩土体产生了屈服破坏,但不会发生失稳。

上述分析表明,按方案三治理后,能够保证隧道路基以上仰坡的稳定性要求,但是由于路基下部的冰水堆积体也存在失稳的可能,因此必须对路基以下的冰水堆积体进行必要的清除处理或者对这部分冰水堆积体采取必要的支挡。

7.4 三种设计方案的综合对比及方案选定

通过论证三种治理方案的可行性,可以得到如下结论:

对于方案一,不管采用上部支挡还是下部支挡从潜在滑面与支挡结构物的关系来看设计是不合理的,另外从开挖以后的数值模拟结果说明,岸坡中形成的潜在破坏面比较明显,该开挖坡比下其岩土体失稳的可能性非常大,其所需的支护强度要求较大。

因而,可以认为方案一在技术上不可行。对于方案二,上面的论述结果表明,其支挡结构物的设计从位置合理性上讲是有效的,但岸坡底下一排抗滑桩(即 A 排桩)外侧的冰水堆积体在蓄水后仍有可能失稳下滑(水对岸坡的侵蚀和掏蚀作用),从而威胁到外侧桥墩的安全,因此建议将 A 排抗滑桩向外侧移 10~12m,同时将桩长缩短为 22m,并采用适当的护坡措施。按方案三治理,能够保证隧道路基以上仰坡的稳定性要求,但由于路基以下岩土体存在失稳的可能性,因此必须对路基以下的冰水堆积体进行必要的清除处理同时采取必要的支挡措施。

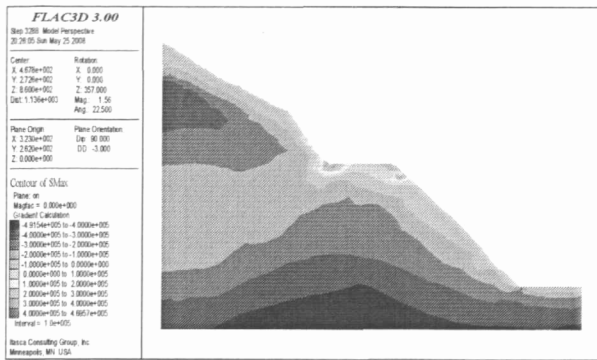


图 7-17 2-2 剖面最小主应力特征

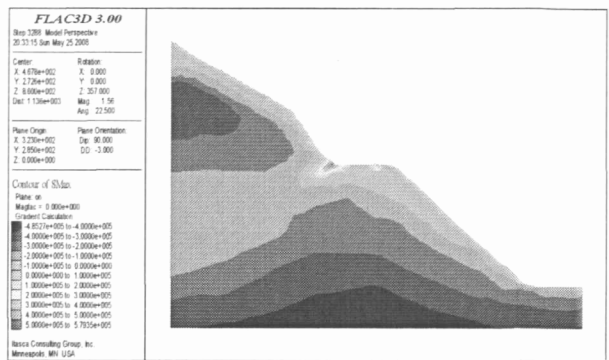


图 7-18 4-4 剖面最小主应力特征

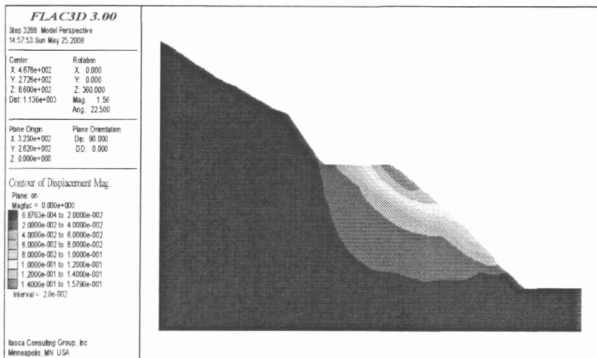


图 7-19 2-2 剖面变形特征

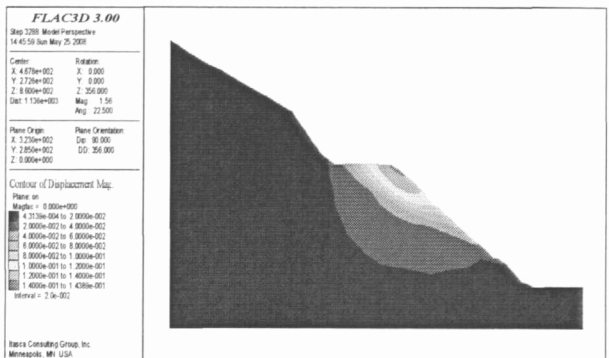


图 7-20 4-4 剖面变形特征

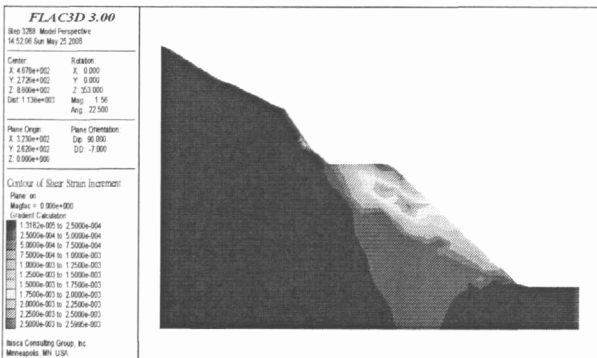


图 7-21 2-2 剖面剪应变增量特征

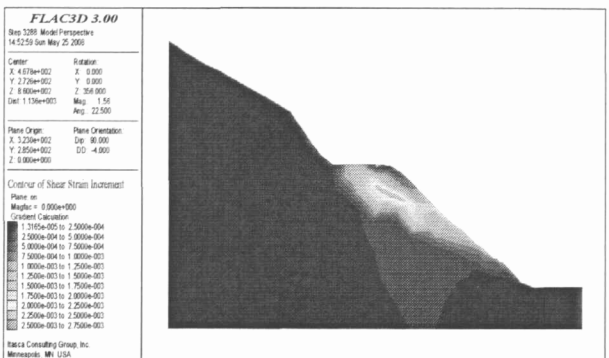


图 7-22 4-4 剖面剪应变增量特征

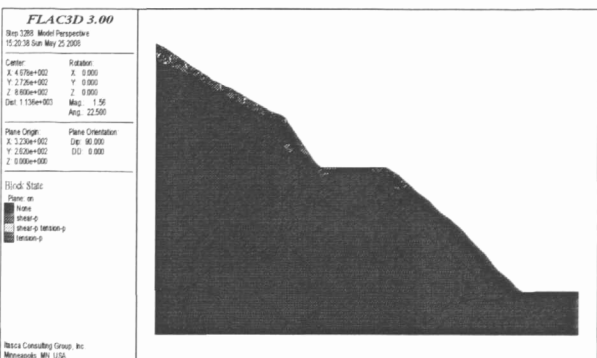


图 7-23 2-2 剖面塑性区特征

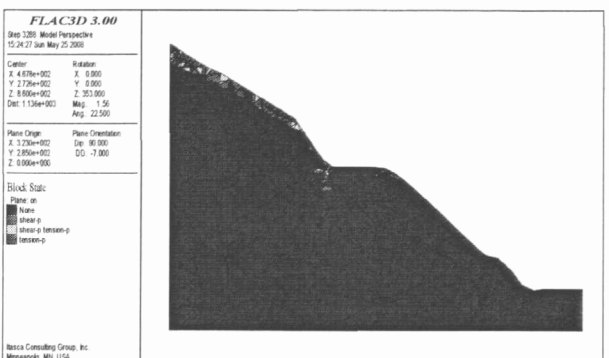


图 7-24 4-4 剖面塑性区特征

比较方案二和方案三,从支护技术上讲都能满足保证岸坡稳定的要求,但由于方案三采用的是全清方方案,因此对隧道进口岸坡原有植被和环境破坏较大,而且下部岩土体所需的支护强度也较大,故推荐采用方案二进行岸坡治理。

7.5 防护措施和建议

根据前述的库岸再造对边坡的稳定性影响分析和库岸边坡的破坏模式及稳定性的数值模拟分析结果提出如下防治建议:即做好防排水和表面防护工程,并采用必要的结构性措施^[46]。

(1) 排水工程,分为地表排水和地下排水,地表排水工程主要采取截、防、排等综合措施,根据库岸地形、地质条件,进行地表排水沟渠的合理布置,岸坡的排水系统应与公路排水系统相衔接,以组成有效的排水网络。排水沟可采用浆砌石或混凝土结构,水泥砂浆勾缝防渗堵漏,并设置伸缩缝,缝间距 10~15m,缝内设置止水。纵坡或局部高差较大时,可设置陡坡或跌水消能以防冲刷。

(2) 当水库蓄水后,地下水位将随之抬升,岩土体物理力学参数降低,岸坡或滑坡体的稳定性下降;当库水位骤降时,岸坡内的地下水降落滞后于坡外水位的降落形成内外水头差,其稳定性下降更为显著。因此,降低岸坡或滑坡体内的地下水位,减小地下水的动水压力是增大岸坡及滑坡体稳定性的有效措施。根据岸坡岩土体的特点应采用钻孔、渗沟、盲沟、排水层等相结合的排水措施,当采用自排时,其排水出口应高出水库水位,防止库水倒灌。

(3) 结构性措施,是指直接用于遏制塌岸变形破坏的各种工程结构物。目前常用的塌岸防治结构性措施主要有:抗滑支挡工程(常用抗滑桩和抗滑挡墙)、锚固工程等。根据前文对于库岸边坡的三种支挡结构设计,选择确定第二种设计方案,即边坡分五级开挖,在上下设置两排抗滑桩,两排桩顶采用承台相连,桩顶以下四米设置一地梁相连,隧道仰坡采用锚杆框架进行支护。

(4) 表面防护措施,主要指将构筑物材料直接敷设在库岸临水坡面上,防止在坡面水流及波浪的冲刷掏蚀下岸坡表面物质被冲刷带走或坡脚被冲蚀掏空而产生的塌岸破坏,其护坡范围一般为库水位变化区间及波浪影响范围。表面防护措施主要包括干砌块(条)石、浆砌块(条)石、预制混凝土块、喷锚支护等各种类型的护坡以及抛石、土工织物枕、混凝土铰链排、模袋混凝土块体等护脚工程,建议采用干砌块(条)石和抛石相结合的表面防护措施对岗子上隧道进口岸坡进行防护。

结 论

决定岩土体的物理—力学性质及与工程建筑物相互作用性状的主要因素是岩土体的物质成分和结构。成分和结构反映岩土体形成的地质历史。岩土体的工程地质性质,直接依赖于它们的成因历史和地质结构特征,第四系上~中更新统冰积、冰水沉积层(Q_{2+3}^{gl+fl})是区内岸坡岗子上隧道进口部位以下的主要组成部分,由碎块石和土组成的土石混合物,其具有一定程度的弱胶结,胶结物成分一般为泥质,局部呈弱钙质胶结,由于土石的差异性,故当土石混合物受力而发生变形时,在碎块石和土体的接触面上容易产生拉裂和滑移,对工程影响显著。影响边坡稳定的最根本的因素为内在因素,他们决定了边坡的变形失稳模式和规模,对边坡稳定性起着控制性的作用,其中水是库岸边坡稳定性的主要影响因素,本文从三个方面论述了水在库岸边坡中的影响,包括水对抗剪强度的影响、降雨的影响、库水升降的影响。在此基础上,针对该库岸边坡的主要特点,采用多种方法对库岸边坡的库岸再造范围和影响程度进行预测,同时,分析库水对岸坡岩土体变形破坏机制的影响作用,并对路基以下岸坡岩土体和隧道进口仰坡的岩土体的变形机制进行深入分析和阐释。然后,采用数值模拟软件 FLAC-3D 对岸坡天然和蓄水以后状态及三种开挖状态进行模拟,获得其应力场和形变特征,综合以上分析结果,对库岸边坡的防护措施提出具体建议,并对提出的三种结构性防护措施进行评价和比较,最后确定采用防排水、表面防护和第二种结构性措施相结合的联合防护形式。本文取得了以下研究成果:

(1) 岸坡岩土体变形破坏机制研究结果表明,水是影响岸坡稳定性和变形破坏机制的主要因素,它包括三个方面,一是蓄水后后风浪对岸坡岩土体的冲蚀、磨蚀作用,二是库水位升降过程产生的孔隙水压力和动水压力,三是水对蓄水位以下岩土体的软化和悬浮减重作用,主要表现为降低岸坡岩土体的抗剪强度参数 c 、 ϕ 值和有效应力。

(2) 根据岗子上隧道进口边坡区内的库岸形态、岩土特征及其组合关系、库水的影响,总结出库岸再造主要表现出以下 3 种型式:滑动型、崩塌型和侵蚀剥蚀型,由于岸坡边坡主要是由表层的松散碎石质土和中密碎石夹土组成,因此,崩塌型和侵蚀剥蚀型应该是该岸坡库岸再造的主要形式。

(3) 两段法的预测结果能够基本反应库岸再造的基本特性,因此,其对于蓄水位以下部分的预测结果比较可靠;但是对于水位以上部分,由于两段法没有考虑岩土体的破坏模式和风浪的侵蚀作用,因此其预测结果可能与真实结果有较大差别。而卡丘金法能够考虑风浪对水位以上岩土体的侵蚀搬运作用,极限平衡法则对于水上岸坡在蓄水后能够较好的考虑其破坏模式,以及库水对岸坡前缘岩土体的软化作用和地下水位抬升引起的孔隙水压力。因此综合来看,对于水下岸坡可按两段法预测,而对于水上岸坡可综合考虑卡丘金法和极限平衡法的计算结果。

(4) 库水位升降期间库水对岸坡岩土体稳定性的影响主要表现在两个方面：一是物理作用，在地下水的作用下岩土体的物理力学强度将会降低，冰水堆积物粗颗粒之间原本存在的弱泥质胶结作用也可能在地下水的作用下而解体，其原有结构受到破坏，从而导致堆积体失稳破坏；而且库水位升高后导致坡体内部孔隙水压力大幅度升高，破坏了其原有应力环境，尤其是在水位升降期间产生的动水压力和渗透压力将可能直接导致堆积体失稳破坏；在风浪淘蚀坡角作用下，岩土体的变形破坏特征主要表现为中密碎块石夹土淘蚀—坍塌型破坏。

(5) 路基以下岸坡岩土体失稳破坏模式在蓄水过程和泄洪过程中具有显著差异，在蓄水过程中，随着库水位的不断上涨整个冰水堆积体前缘阻滑能力的不断降低，可能使得冰水堆积体出现依次后退式失稳破坏，同时，当库水位上升到某一高度时，由于冰水堆积体前缘阻滑能力大幅度降低，也有可能出现沿基覆界限的整体式失稳破坏。在泄洪过程中，库岸边坡冰水堆积体会出现以后缘沿基覆界限、前缘切穿冰水堆积体的逐渐前进式失稳下滑。在隧道进口仰坡变形破坏机制分析中，根据开挖前后的数值模拟结果和岩土体特征，其主要失稳破坏模式为：后缘（主要在环湖公路部位）以张拉破坏为主，前缘以剪切破坏为主，破坏面的形态近似为圆弧形；并会产生三种潜在失稳模式，即沿仰坡上部松散碎石夹土底界面破坏的失稳模式，环湖公路部位产生拉张破坏并在隧道进口部位形成剪出口的失稳模式，沿中密碎石夹土底界面形成破坏面的失稳模式。

(6) 通过上述岗子上隧道进口岸坡天然状态下和蓄水后应力场特征及变形趋势的分析评价，可以对岸坡在蓄水后的稳定性状况以及可能的库岸再造范围得出以下基本认识：从岸坡稳定性的角度来看，蓄水后在隧道进口所在的凸出山嘴部位极有可能产生失稳破坏，隧道进口两侧 1—1、3—3 剖面所在岸坡在蓄水后的变形均较为有限，坡体内部未见明显的剪应变集中带，因此可以认为蓄水后库岸边坡两侧的整体稳定性较好，出现整体式失稳破坏的可能性较小。

(7) 根据前述的库岸再造对边坡的稳定性影响分析和库岸边坡的破坏模式及稳定性的数值模拟分析结果提出如下防治建议：做好防排水和表面防护工程，并采用必要的结构性措施。在三种结构性防护措施的必选后得到如下结论：对于方案一，不管采用上部支挡还是下部支挡从潜在滑面与支挡结构物的关系来看设计是不合理的。因而，可以认为方案一在技术上不可行。比较方案二和方案三，从支护技术上讲都能满足保证岸坡稳定的要求，但由于方案三采用的是全清方方案，因此对隧道进口岸坡原有植被和环境破坏较大，而且下部岩土体所需的支护强度也较大，故推荐采用方案二进行岸坡治理。

致 谢

时光荏苒，岁月如梭，我的硕士学习生活即将过去，在这三年期间深受众多老师、同学和亲友的关心、帮助和支持。值此论文完成之际谨向他们表示最诚挚的感谢。

首先向恩师黄润秋教授致以最崇高的敬意和衷心的感谢！恩师崇高的思想品德、渊博的学识、严谨求实的治学态度、精湛的学术造诣、勇于创新的思维方式、一丝不苟的工作精神，给了学生深刻的启迪和奋进的动力，为学生今后的学习、生活和工作树立了榜样，三年来，聆听导师的教诲，收获的不仅是专业知识，更有做人的道理，这些都将成为学生终身受益的宝贵精神财富。感谢师母李勤老师三年来的关心和照顾。

真诚感谢雅泸高速公路项目组和黄塔桃高速公路项目组的全体成员。特别感谢邓辉副教授、巨能攀副教授、涂国祥博士、赵建军博士、霍俊杰博士，对于邓老师和巨老师在平时学习和生活中的指点与帮助，我将铭记在心。论文的基础资料是项目组全体成员集体智慧的结晶，正是他们的辛勤劳动为论文的顺利完成奠定了坚实的基础，同时，感谢他们在学习和生活中给予的无私帮助。

感谢王兰生教授、聂德新教授、刘汉超教授、李天斌教授、许强教授、邓辉副教授、巨能攀副教授、林峰副教授、裴向军副教授、王晓群副教授、付小敏研究员、苏道刚高工、虞修竟高工、张品翠高工等曾经谆谆教导过我的老师们，感谢他们多年来给予我的指导和帮助。

感谢一同学习的师兄弟姐妹如杨根兰博士、徐德敏博士、刘卫华博士、吴琦博士、董秀军博士、刘明博士、张敏博士、裴钻硕士、史新鹏硕士、王彦东硕士、唐士强硕士、肖华波硕士、张伟峰硕士、张敏硕士、李华东硕士、郭涵宇硕士、范余敏硕士等等，感谢他们多年来的帮助和照顾。

感谢环工学院 2005 级地质工程、岩土工程专业所有同学们，特别感谢同窗好友蔡国军硕士、付博硕士、夏雄彬硕士、周灵硕士、丁丹硕士、李创硕士、杨晓芳硕士、李春林硕士、王旭东硕士、许勇硕士、闫长红硕士、王希宝硕士、董建辉硕士、张元才硕士、张春芳硕士、李虎硕士、姚强硕士、罗永红硕士、姚巍、张宇静硕士、沈娜硕士、沈维硕士、李玉倩硕士、朱菲菲硕士等，和他们渡过了一段令人难忘的快乐时光。

论文完成得益于太多人的帮忙与协助，成长过程中亦得到太多人的照顾与提携，无法一一致谢，但我会永远铭记在心。

最后，要特别感激我最亲爱的父母和亲人，在我近二十年漫长而艰苦的求学道路上正是他们一直给予的理解、关怀、支持和鼓励，才使我有前行的无限动力，并拥有今天的一切！

作者：刘云鹏

二〇〇八年五月九日于成都

参考文献

- [1] 邹丽春,王国进,汤献良,等.复杂高边坡整治理论与工程实践[M].北京:中国水利水电出版社,2006.
- [2] 张倬元,王士天,王兰生.工程地质分析原理(第二版)[M],地质出版社,1994.
- [3] 黄振伟,林仕祥,杜胜华,等.丹江口水库库岸再造预测[J].人民长江,2007,38(9):31-33.
- [4] 罗晓红,李进元.水库蓄水对库岸滑坡影响分析[J].水电站设计,2003,19(3):61-64.
- [5] 罗先钰,汪小平.宜万铁路万州长江大桥边坡稳定性分析.铁道勘察,2006,4:34-37.
- [6] 范云冲,张友谊,胡卸文.岸再造预测方法及其评价[J].四川水利发电,2002,21(4):69-71.
- [7] 唐辉明.长江三峡工程水库塌岸研究[J].鄂州大学学报,2003,10(4):1-6.
- [8] 王建锋,吴梦喜,李智毅,等.长江三峡工程库区宝塔坪滑坡前缘塌岸预测及防护[J].中国地质灾害与防治学报,2003,14(1): 1-8.
- [9] 缪吉伦,肖盛燮,彭凯.库岸再造机理及坍岸防治研究[J].重庆交通学院学报,2003,22(2):124-126.
- [10] 刘玉国,伍志石,康爱化.三峡工程康家咀滑坡区库岸塌岸预测分析[J].水土保持研究,2007,14(1):270-275.
- [11] 张奇华,丁秀丽,张杰,等.三峡库区奉节河段库岸蓄水再造研究[J].岩石力学与工程学报.2002,21(7):1007-1012.
- [12] 吴益平,唐辉明,余宏明.三峡库区奉节县新址白马小区库岸再造工程地质研究[J].岩石力学,2003,24:361-364.
- [13] 将中明,高德军,杨学堂.三峡库区库岸防护工程研究[J].三峡大学学报,2001,23(1):32-37.
- [14] 唐朝晖,周爱国,蔡鹤生.三峡库区巫山县城新址库岸再造预测[J].水文地质工程地质,1999,第5期:37-45.
- [15] 陈晶晶,王世梅.三峡库区兴山县城库岸再造预测与分析[J].三峡大学学报,2004,26(6):501-503.
- [16] 邓鼎兴.福建省水库库岸再造特点及其一般规律.探矿工程,2000,增刊:112-116.
- [17] 郑颖人,陈祖煜,王恭先,等.边坡与滑坡工程治理[M].北京:人民交通出版社,2007.
- [18] 崔政权,李宁.边坡工程——理论与实践最新发展[M].北京:中国水利水电出版社,1999.
- [19] 徐卫亚.边坡及滑坡环境岩石力学与工程研究[M].北京:中国环境科学出版社,2000.
- [20] 邓卫东.公路边坡稳定技术[M].北京:人民交通出版社,2006.
- [21] 韩立军,张茂林,贺永年,等.岩土加固技术[M].徐州:中国矿业大学出版社,2005.
- [22] 郭长庆,梁勇旗,魏进,等.公路边坡处治技术[M].北京:中国建筑工业出版社,2007.
- [23] 杨航宇,颜志平,朱赞凌,等.公路边坡防护与治理[M].北京:人民交通出版社,2002.
- [24] 赵明阶,何光春,王多垠.边坡工程处治技术[M].北京:人民交通出版社,2003.
- [25] 孙玉科,牟会宠,姚宝奎.边坡岩体稳定性分析[M].北京:科学出版社,1988.
- [26] 李毓瑞,古迅,宋玉环.谷德振文集[C].北京:地质出版社,1994.
- [27] 李守巨,王永毅,等.岩土工程师实务手册[M].北京:机械工业出版社,2006.
- [28] 杨志法,尚彦军,张路青,等.川藏公路地质灾害及其防治对策研究——以八宿至林芝路段为例[M].北京:科学出版社,2006.

- [29] 杨建,彭仕雄,等.紫平铺水利枢纽工程重大工程地质问题研究[M].北京:中国水利水电出版社,2006.
- [30] E·M·谢尔盖耶夫.工程岩土学[M].北京:地质出版社,1990.
- [31] 孔德坊.工程岩土学[M].北京:地质出版社,1994.
- [32] J.K.米切尔.岩土工程土性分析原理[M].南京:南京工学院出版社,1988.
- [33] 孙广忠.岩体结构力学[M].北京:科学出版社,1998.
- [34] 中国第四纪冰川与环境研究中心,中国第四纪研究委员会.中国西部第四纪冰川与环境[M].北京:科学出版社,1996.
- [35] 曹伯勋.地貌学及第四纪地质学[M].武汉:中国水利水电出版社,1995.
- [36] 谢宇平.第四纪地质学及地貌学[M].北京:地质出版社,1994.
- [37] 邓学成,权宝增.工程地质与水文地质[M].北京:中国水利水电出版社,1992.
- [38] 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.
- [39] 周维垣.高等岩石力学[M].北京:水利水电出版社,1993.
- [40] 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.
- [41] 王永新.水岩相互作用机理及其对库岸边坡稳定性影响的研究[D].重庆:重庆大学土木工程学院,2006.
- [42] 姜海西.水下岩质边坡稳定性的模型试验研究[D].上海:同济大学土木工程学院,2006.
- [43] 陆封云.库区公路边坡稳定性分析[D].西安:长安大学公路学院,2006.
- [44] 刘天翔.三峡库区塌岸预测方法研究[D].成都:成都理工大学环境与土木工程学院,2006.
- [45] 王征亮.三峡库区长寿区库岸塌岸预测的可拓学研究[D].长春:吉林大学建设工程学院,2005.
- [46] 葛华.三峡库区塌岸预测与防治措施研究——以重庆市万州区为例[D].成都:成都理工大学环境与土木工程学院,2006.
- [47] 尚敏.基于GIS的三峡库区忠县岸段塌岸研究[D].长春:吉林大学建设工程学院,2006.
- [48] 阙金声.三峡工程涪陵区水库塌岸非线性预测研究[D].长春:吉林大学建设工程学院,2006.
- [49] 刘昭伟.三峡水库岸边水域水环境特性及承载能力研究[D].北京:清华大学水利水电工程系,2005.
- [50] 张倬元,王士天.工程动力地质学[M].北京:中国工业出版社,1964,28-68.
- [51] 黄润秋.岩石边坡的时效变形分析及其工程地质意义[J].工程地质学报,2000,8(2):148-153.
- [52] 黄润秋.高边坡整体稳定性评价探讨[J].水文地质工程地质,1995,(6):1-5.
- [53] 徐佩华,陈剑平,黄润秋,等.某水电站解放沟左岸反倾高边坡蓄水稳定性分析[J].岩土力学,2005,26(5):827-832.
- [54] 刘云鹏,黄润秋,霍俊杰.某高速公路花岗岩边坡稳定性评价及防护措施研究[J].防灾减灾工程学报,2008,18(1):19-25.
- [55] 唐士强.反倾边坡变形机制分析及治理设计——以汤屯高速公路Ⅲ标四号坡为例[D].成都:成都理工大学环境与土木工程学院,2007.
- [56] 杨绪波.大型岩质边坡开挖的岩体结构效应研究——以云南澜沧江小湾水电站4#山梁边坡为例[D].成都:成都理工大学环境与土木工程学院,2007.
- [57] 张丹.边坡稳定及抗滑桩内力分析方法研究——213国道紫坪铺库区库岸堆积体稳定性分析[D].南京:河海大学水利水电工程学院,2004.

- [58] Hwang J,Dewoolkar M,Ko H Y.Stability analysis of two-dimensional excavated slopes considering strength anisotropy[J].Canadian Geotechnical Journal,2002,39(5):1 026-1 038.
- [59] Cao J G,Zaman M M.Analytical method for analysis of slope stability[J].International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,1999,23:439-449.
- [60] Huang S L,Yamasaki K.Slope failure analysis using local minimum factor-of-safety approach[J].Journal of Geotechnical Engineering,ASCE,1993,119(12):1 974-1 987.
- [61] Bishop A W.The Use of the slip circle in stability analysis of slope[J].Geotechnique,1955,5(1):7-17.
- [62] Brian D C,Dobroslov Z.Stability analyses of rainfall induced landslides.Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering[J], 2004,130(4):362-372.
- [63] Zhu D Y,Lee C F,Chan D H,Jiang H D.Evaluation of the stability of anchor-reinforced slopes[J]. Canadian Geotechnical Journal,2005,42:1342-1349.
- [64] 潘别桐,黄润秋.工程地质数值法[M].北京:地质出版社,1994.
- [65] 何满潮,黄润秋,王金安,等.工程地质数值法[M].北京:科学出版社,2006.
- [66] 李围,叶裕明,刘春山,等.ANSYS土木工程应用实例[M].北京:中国水利水电出版社,2007.
- [67] 刘波,(美)韩彦辉.FLAC原理、实例与应用指南[M].北京:人民交通出版社,2005.
- [68] 彭文斌.FLAC 3D实用教程[M].北京:机械工业出版社,2007.

