

摘要

随着公路事业迅猛发展，山区交通状况得到了较大改善，但山区、丘陵地区由于地形所限，公路更多地沿江、河、湖、水库布置线路，不可避免地形成大量的库岸路基。由于库岸路基所处环境特殊，路基失稳与变形破坏频繁发生。库岸路基稳定性分析与普通路基有显著差别，论文依托交通部西部交通建设科技项目“山区库岸公路路基稳定技术研究”（编号：200831874006），在总结已有研究成果的基础上，采用理论分析、大型物理模拟试验、实体工程应用等方法和手段，对山区公路库岸路基稳定及防护结构进行了较为深入的研究，论文的主要研究成果如下：

① 从地质因素和非地质因素两个方面系统分析了影响库岸路基稳定性的主要因素。从路基所处的特殊环境出发，较深入地解析库水与地下水作用下库岸路基的失稳机理。

② 推导了考虑渗流力的瑞典条分法和简化 Bishop 条分法计算公式，作为库岸路基稳定性评价方法。从局部和整体两个方面分析了库岸路基防护结构的稳定性。

③ 在对库岸路基典型防护结构型式以及新型防护技术分析对比的基础上，选定了石笼挡墙、加筋土墙、自嵌式挡墙三种防护结构作为大型物理模拟试验的原型结构物，建立相应的物理试验模型。

④ 由于库水作用，岩土体抗剪强度 c 、 φ 值的降低对路基稳定性也是不利的。结合模型试验，通过试验数据对比，研究了库水位动态变化对路基浸润线的影响，为库岸路基稳定性分析奠定基础。试验结果表明，防护结构类型对浸润线的影响较小，库水变化速率及路基填料渗透系数是影响浸润线的主要因素。

⑤ 通过变形观测数据分析，三种防护结构具有良好的抗变形能力。石笼防护结构为柔性结构，能够适应承载力相对较低的库岸路基。加筋土及自嵌式结构具有良好的整体稳定性，尤其自嵌结构具有很大的优点，在工程中应积极推广使用。此外，通过室内试验，还得出库岸路基防护结构动态破坏模式，为公路工程及时抢修提供有利的参考价值。

关键词：库岸路基；防护技术；稳定性分析；物理模拟试验

ABSTRACT

With the development of our country's highway, the mountainous area traffic conditions have improved greatly. Many highways were designed along rivers, lakes and reservoir because of the restriction of landform in mountainous areas and hilly country, inevitably forming a large number of reservoir bank subgrade. Because of the special environment to reservoir bank subgrade, instability and deformation failure frequently occurred. There is a remarkable difference in stability analysis between conventional subgrade and reservoir bank subgrade. Therefore, relying on basic research projects of the Ministry of Communications "mountain reservoir banks subgrade stabilization technology research" (No. 200 831 874 006). Based on existing research, use theoretical analysis, large-scale simulation experiment, engineering entity application and other research methods and means to research stability and protection structure of the reservoir bank subgrade in the following aspects:

- ① Analysis on the main factors impacting the stability of reservoir bank subgrade is conducted in geological and other aspects. Base on the special environment, an in-depth explanation is given with regard to the instability mechanism of reservoir banks resulted from forces imposed by reservoir water and groundwater.
- ② Also this paper deduced the Sweden slice method and simplified Bishop slice method on stability analysis method for reservoir banks subgrade. Stability and protection structure of the reservoir bank subgrade are analyzed from the part and the whole aspects.
- ③ Based on analysis and comparison with the reservoir bank protection structure and the new protection technology, select three kinds of protection structure including gabion retaining walls, reinforced earth retaining wall, self-inter lock structure retaining wall as prototype for large-scale simulation experiment and established the corresponding physical test model.
- ④ Due to the action of reservoir water, reduction of shear strength (c 、 φ) of rock-soil mass may be unfavorable for subgrade stability. According the comparative analysis of test data and combination with model tests to study the dynamic change of reservoir water level on the impact of subgrade saturation line to lay a foundation for

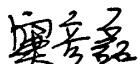
stability analysis of reservoir bank subgrade. Tests show that types of protective structure have little effect on the saturation line, reservoir water level fluctuation and subgrade padding are the main factors affecting saturation line.

⑤ It is revealed that the anti deformation capacity of three kinds protection structure as a whole are suitable to the demand of the project. With the reservoir water level fluctuation gabion protection structure produce certain distortion as flexible structure. Distortion of reinforced wall and self-inter lock structure retaining wall have good overall stability, especially the self-inter lock structure has great advantage in the project should be widely used. Through laboratory tests, also obtained structural dynamic reservoir bank subgrade protection structure failure mode for road repair works in time to provide favorable reference.

KEY WORDS: reservoir bank subgrade; prevention technology; stability analysis; physical simulation experiment

重庆交通大学学位论文原创性声明

本人郑重声明：所呈交的学位论文，是本人在导师的指导下，独立进行研究工作所取得的成果。除文中已经注明引用的内容外，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写过的作品成果。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本人完全意识到本声明的法律结果由本人承担。

学位论文作者签名：

日期：2010年4月7日

重庆交通大学学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解学校有关保留、使用学位论文的规定，同意学校保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权重庆交通大学可以将本学位论文的全部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和汇编本学位论文。同时授权中国科学技术信息研究所将本人学位论文收录到《中国学位论文全文数据库》，并进行信息服务（包括但不限于汇编、复制、发行、信息网络传播等），同时本人保留在其他媒体发表论文的权利。

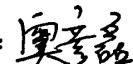
学位论文作者签名：

日期：2010年4月7日

指导教师签名：

日期：2010年4月7日

本人同意将本学位论文提交至中国学术期刊（光盘版）电子杂志社 CNKI 系列数据库中全文发布，并按《中国优秀博硕士学位论文全文数据库出版章程》规定享受相关权益。

学位论文作者签名：

日期：2010年4月7日

指导教师签名：

日期：2010年4月7日

第一章 绪 论

1.1 问题的提出

我国地域广阔，水系庞大复杂，有长江、黄河、淮河、太湖、珠江、松辽、海河等七大流域，并拥有众多的湖泊，面积1平方公里以上的湖泊就有2700多个，总面积约9万平方公里。截止2000年底，共修建了85120水库，其中大型水库420座，中型水库2704座，小型水库81996座^[1]。大的河流、水库区域内的公路大部分依河岸、库岸延伸，一面傍山，一面临水，并且绝大多数路基采用半挖半填式，一侧即为库岸，成为库岸路基。目前无论是国家干线公路网，还是庞大的农村公路网，都处于快速建设期，库岸路基从公路选线上看具有特殊的优越性，因此公路将更多地沿江、河、湖、水库布置路线，不可避免地也将形成大量的库岸路基。

随着水利水电工程建设，水库蓄水运行后，库岸公路路基水文地质条件将发生改变。水库的水源补给多为季节性河流和降雨，受山区地形、地貌、地质条件限制，具有水流情况复杂、流速高、汛期冲刷强等特点，尤其库岸弯曲路段汛期冲刷远远高于顺直路段。也就是说水的存在不仅造成了库岸路基遭受水的冲刷，还改变了路基的地下水动力条件，部分库岸岩土体由不饱和转为饱和，岩土体中超孔隙水压力升高，这将导致库岸路基岩土体的工程性质发生劣化，抗剪强度大幅度下降，进而导致库岸路基稳定性降低，造成路基的动态变形、失稳、破坏频繁发生^[2~4]，影响了公路运营的正常进行。因此在公路建设中，需要大量采用防护支挡结构以维持路基边坡的稳定。

大量库水通过渗透进入库岸路基边坡内，使路基土体强度降低，同时产生一定的渗流力，土体强度降低和渗流力两者的共同作用使路基边坡的稳定性降低而产生破坏。20世纪90年代以来，每年我国公路受水侵害直接经济损失仍达数十亿元人民币，而且呈逐年上升的趋势。根据有关资料表明，1994年全国公路受水侵害损失37亿元，1996年达到69亿元，1998年达到91亿元，目前每年公路受水侵害直接经济损失超过100亿元人民币，其中山区公路库岸路基损失占很大比重。对库岸路基破坏的调查表明，在同样的库岸条件和水位下，不同的库岸路基防护型式经济损失是不同的，故对不同工程地质情况的库岸路基防护型式研究显得尤为重要。

库岸路基结构防护型式已有很多种类，主要有直接防护措施：石砌（干砌或浆砌）护坡、浸水挡土墙以及各种坡脚工程（如坡脚抛石、堆石、石笼、阻水堤等）等建筑物。它们直接依附于路基，对山区峡谷、弯曲河流较为适宜。但是这

类防护工程一旦被水冲毁，将直接危及路基安全。间接防护措施：护岸丁坝、丁坝群、桥梁导流堤等挑流导流建筑物。这些建筑物伸入水库、河道，侵占一部分水流断面，改变水流结构，使水流偏离被防护的岸线或将冲刷段变为淤积段，以达到防护目的。这些结构物受到水流的强烈冲刷，丁坝坝头等部位即使被冲毁，也不至于立即危及公路安全运行，达到路基防护的目的。

1.2 国内外研究现状

从调查统计资料来看，主要有四类库岸路基：① 路基为天然岸坡的岩体或松散堆积体；② 填方路堤；③ 挖方路基；④ 在不良地质体上修筑的路基。库岸路基与其它路基的显著区别在于库水的存在。由于水库的水源补给多为季节性河流，受山区地形、地貌、地质条件限制，具有水流情况复杂、流速高、汛期冲刷强的特点，尤其库岸弯曲路段汛期冲刷远远高于顺直路段。

坡度较陡的库岸路基在天然状况下是稳定的，但水库蓄水后由于库水长时期作用，容易发生大体积坍塌。如果库岸路基是由抗冲刷性强的岩石组成，如厚层完整砂岩，即使没有防护也能保持稳定。但是陡坡路基易发生坍塌，需要进行防护处理。各种库岸路基垂直防护设计不仅要能够抵抗库水的冲刷，而且要抵抗来自库岸路基的土压力和地下水压力。因此，垂直护岸设计采用标准的非浸水挡土墙设计，要预先考虑地下水位与库水位有关的极端条件。

石笼柔性防护结构在国外发展成形的一种用于防止水土流失、保持边坡稳定的新型结构，国内在对研究应用方面已进行深入探讨。伏永朋对石笼技术在长江三峡三斗坪镇护岸防治工程中的应用进行了研究^[5]。此外，在南方某些江河堤防和水库护坡中也广泛使用。石笼挡墙在山区库岸公路建设中具有独特的优势，比刚性和半刚性结构有很大的优越性，与传统的重力式挡墙结构相比有以下特点：

- ① 安全性高，抗冲刷能力强，适应于承载力较低的库岸路基，可有效解决山区库岸公路防冲刷的难题，保障了公路运营安全，延长了使用年限。
- ② 施工中无结构缝，能够紧密地结合在一起形成整体，具延展性和柔性结构的特点。网箱变形能力强，对地基承载力要求不高，能很好地适应路基的不均匀沉降。
- ③ 石笼结构具有透水性特点，可将路基中地下水有效排出，能有效消除孔隙水压力带来的不利影响。
- ④ 引入了生态防护的理念，能有效减小对环境的不利影响，利于环境保护。

在新型式探索方面，王南海等人做了新型护岸技术——四面六边透水框架群在长江护岸工程中的应用研究工作，通过室内试验和工程现场试验，证实四面六

边透水框架群有很好的消能、减速、缓冲、落淤作用，它可以改变江岸冲势为缓冲或淤势，保护了江岸，可用于防止条崩的发生，亦可用于窝崩口的治理，是一项值得推广的护岸新技术^[6]。

此外，加筋土防护技术也得到了深入研究，应用到内河码头及护岸工程中，并提出了设计理论及施工方案。实践证明，加筋土结构具有结构新颖、造型美观、施工方便快速、节约造价等显著优点，可以在内河港口码头及公路库岸路基工程中推广应用^[7, 8]。邓方明分析了稳定渗流场情况下不同水位对护岸加筋土挡墙的影响和非稳定渗流场情况下不同降速对加筋土挡墙的影响的加筋挡墙作了流固耦合计算分析，取得了一些具有理论价值和工程应用价值的成果^[9]。

文献[10]提出了优凝舒布洛克自嵌式景观挡土墙在水利工程中的应用，近年来自嵌式挡土墙在工程中的应用范围已发展到桥台、建筑物基础、海堤、海港护岸以及水坝等。自嵌式挡土墙是一种新型支挡结构，它由各种形状的自嵌式挡土块干砌形成的墙体，更能适应环境变化与景观要求，这是自嵌式结构的显著特点。它是从加筋挡土墙延伸出一种新型复合结构物。目前应用较多的为南京优凝舒布洛克公司生产的自嵌块体，它在块体后缘做成凸型，使人工干垒时墙面与垂直水平直接形成一定角度，然后再插入锚固棒。安装时，采用错位干垒，凸型后缘的块体能相互卡住，而锚固棒施工时插入另一块面板的预留插孔内。这两种连接法比两端都是自由连接的施工方式方便，安装容易，同时施工质量也得到保证。优凝舒布洛克自嵌式景观挡土墙系统适用河道、湖泊、海岸等对软地基、抗震要求高、水流冲刷力大的高墙体^[11]。刘鹰在总结自嵌挡加筋土墙的过程中提出了内部稳定的设计与施工，具体分析了自嵌加筋土挡土墙外部稳定、内部稳定、局部稳定和圆弧滑动稳定四种破坏模式（其中外部稳定包括整体滑动、倾覆地基承载力和沉降）及圆弧滑动稳定与一般重力式挡土墙相同，而局部稳定仅与面层块体的特性有关^[12]。这些理论为完善库岸路基防护结构具有很重要的作用，此外也提出了加筋土与自嵌结构的复合式防护结构。

此外，文献[13]提出了 H 型砌块挡土结构，这种结构突出特点是适用于缺乏石料的地区，特别适合追求美观的防护区域或者用于建设高度在 5m 以下的路肩墙、路堑墙、路堤墙。未来的挡土墙要求尽量的减少占地面积，同时减少挖填方工程量，特别是在库岸路基建设中，这一点尤为重要。一旦占地较大，或者挖填方过大，就会造成挡土墙成本增加，经济效益低下。

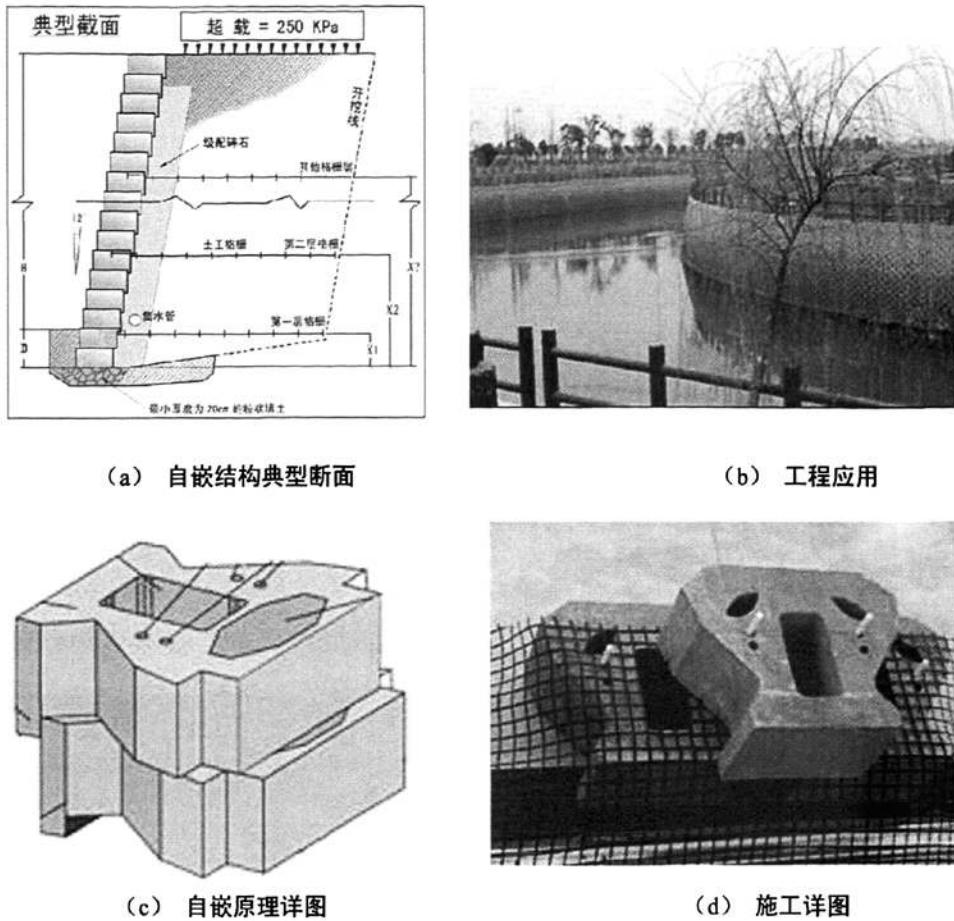


图 1.1 自嵌式防护结构

Fig.1.1 Self-interlock structure

生态防护技术是随着世界范围内高速公路建设而兴起的一门工程技术。不同于传统的工程防护技术，生态防护技术充分利用植物自身特点并结合必要的工程防护起到工程建设与环境保护兼顾的目的。在越来越重视环境保护和生活质录的今天，生态防护已成了公路边坡防护的一种趋势，代表着边坡防护的发展方向^[14]。生态防护技术的应用在国外发达国家已有很长的历史，如美国于 1936 年在南加利福尼亚州的 Angeles Crest 公路边坡治理中就应用生态防护技术。高速公路边坡工程在我国目前没有成功的经验和定型模式，更无技术规范可循，也没有专门的设计单位和施工队伍，多依赖于园林部门和高等农林院校，但往往由于高速公路的特殊性，在诸多方面造成了浪费和不合理现象。一方面表现在施工过程中采用传统的边坡防护治理措施，大量使用工程防护，生态防护只是其中的点缀作用，忽视了植物的防护功能；另一方而表现在以往片面强调了植物的景观功能，而对边坡的稳定性考虑不足，往往有防护过后失稳的情况发生。此外，国内的研究人多

集中于水土保持学的研究而忽略了坡面植物根系的工程力学特性及植物防护与工程防护相结合的研究，因而防护理论远远落后于防护技术应用的发展^[15]。

综上所述，库岸路基由于水的存在，变形和失稳频繁发生，与之相应的库岸路基防护虽然结构型式多样，但缺乏对防护工程与加固结构型式的系统研究。无论从其工程应用还是设计方法上都需要进行深入细致的研究。通常情况下设计人员往往根据个人经验进行设计，使设计方法不能进行多方案、科学的、综合的比较与选择。在实践中发现，公路建设过程中由于设计不能全面考虑多种因素特别是库岸路基设计中很多防护工程与加固措施不能满足实际要求而出现在后期较大方案调整，从而造成巨大经济损失。

1.3 论文研究思路及技术路线

随着各种新技术、新材料和新方法不断涌现和施工工艺的发展，传统的挡墙防护技术已很难适应现阶段库岸路基防护工程。总结归纳现有各种库岸路基防护工程措施，对各种防护措施适宜性分析，论述不断出现的各种新技术、新方法和新材料。对山区库岸路基防护结构型式进行研究分析，针对库岸路基受水位变化影响较为明显的特点，提出适宜于山区库岸路基岸坡防护的结构型式。

论文在充分调查研究现场基本资料和已有研究成果的基础上，对山区库岸路基的防护结构进行研究和探讨，并对主要影响因素进行深入研究。主要研究思路如下：

- ① 对山区库岸路基进行详细的现场调研，充分收集分析已有研究资料。
- ② 防护结构稳定性和渗流理论是论文研究的基础，是确定影响结构稳定性的控制因素，因此要对影响库岸路基的主要因素进行分析研究。
- ③ 对库水位升降规律及库岸路基防护型式进行深入分析是建立大型室内物理模拟试验的前提。
- ④ 提出物理试验分析方法，建立渗流及变形观测方案。首先考虑的因素为库水位升降，其次对不同填土类型进行对比分析并给出相应的防冲刷措施。
- ⑤ 对提出的试验规律进行实际工程应用，使理论充分联系实际并加以推广应用。

论文研究的技术路线见图 1.2。

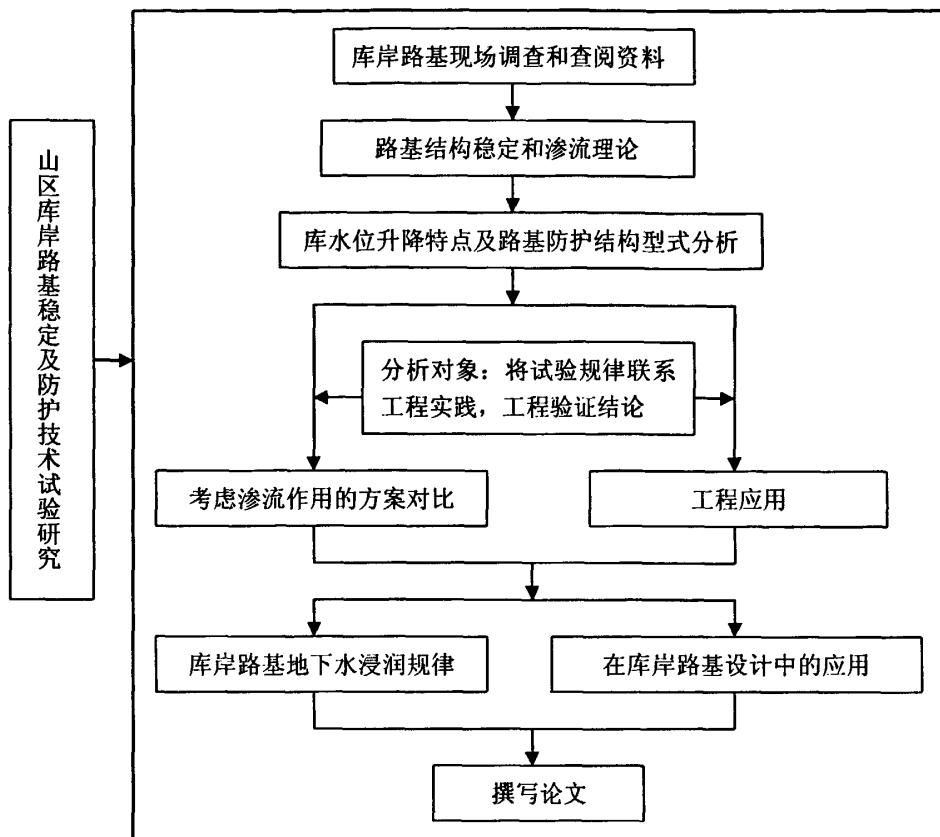


图 1.2 论文的技术路线
Fig.1.2 Research route for the paper

1.4 研究内容及成果

论文依托交通部西部交通建设科技项目（200831874006）“山区库岸公路路基稳定技术研究”^[16]，利用教育部水利水运重点实验室的各种试验设备进行室内物理试验。通过山区库岸公路路基稳定及防护技术模拟试验，主要进行以下几方面研究：

- ① 山区库岸路基在升降速率动态变化作用下的稳定特性。试验通过模拟不同库水位升降速率，监测库岸路基浸润线的动态变化，分析升降速率对路基稳定性的影响。
- ② 防护结构对库岸路基稳定性的影响。试验选择石笼挡墙、加筋土墙、自嵌式三种典型防护结构和粉砂、碎石粘土两种典型路基填料综合分析防护结构对库岸路基稳定性的影响。
- ③ 库岸路基在动水位下的稳定与变形特征。研究库水位变化对路基稳定性

的影响,重点观测防护结构在库水变化过程中路基地下水浸润规律及防护结构的变形特征。

论文是在充分调研重庆山区库岸路基地质条件资料(山区公路填土材料构成、国内外常用的防护结构型式、库水位升降速率等方面)的基础上,选取典型库岸公路防护路段,结合地质勘察资料,采用相似理论而建立的室内模型并在此基础上开展相应研究。通过室内试验得出路基土体浸润线与升降水速率、填土类型、防护结构型式之间的关系,得出近似的浸润规律。总结试验数据成果,对库岸公路进行稳定性分析,为库岸路基防护提供参考,对目前应用较为广泛的结构进行改进优化,提出适宜于山区库岸公路建设的路基结构防护型式。

第二章 库岸路基稳定性分析方法

应用传统原理分析库岸路基稳定性，必须考虑路基环境的特殊性，对传统方法进行必要的修正。由国内外研究现状可知，对库岸路基研究的主要从库区的地形、地貌、水文地质条件、工程地质条件、水文条件等因素出发，研究库岸公路在库水升降过程以及水流冲刷作用的破坏机理，特别是研究在库水冲刷作用下的路基防护结构。而对于路基在地下水、地表水（尤其是库水）等多种因素共同作用下的失稳破坏机理和稳定性计算方法研究方面很少。

本章根据论文研究的技术路线，先对库岸路基进行稳定性研究，然后考虑渗流作用力的影响，利用传统极限平衡法对冲刷防护后的库岸路基进行边坡稳定性分析，结合已有研究成果，给出了实用的分析方法。

2.1 浸水路基防护结构设计理论及稳定性分析

库岸路基防护类型众多，各种挡土墙结构不仅要平衡土体压力，还要承受较大水流冲刷，起到稳定路基的作用，因此对于水流冲刷严重和边坡较陡的路基，挡土墙结构特别是重力式挡土墙仍然是应用最广泛的防护措施。在此类路基稳定性分析中，要从两方面进行分析：局部稳定性分析和整体稳定性分析。为研究方便，这里仅选择设立墙背直立的刚性挡土墙的路基进行研究。分析方法对其他类型的路基防护结构也是适用的。

在此类路基稳定性分析方法中，对挡土墙主动土压力计算是进行稳定性分析的前提，因此应该先进行土压力计算，再对路基挡土墙稳定性进行分析。目前对库水情况下的土压力从各方面进行研究。传统土压力计算方法和文献中的各种改进的计算方法对库岸路基挡土墙土压力计算都是有效的^[17, 18]。

2.1.1 局部稳定性分析

① 抗滑稳定性

为保证挡土墙的抗滑稳定性，应验算在土压力及其他外力作用下，基底摩阻力抵抗挡土墙滑移的能力，用抗滑稳定性系数 K_c 表示，即抗滑力与滑动力之比。如图 2.1，抗滑稳定系数为：

$$K_c = \frac{G \cdot f + U_2}{E_a + U_1} \geq [K_c] \quad \text{式 (2.1)}$$

式中： G —挡土墙自重； E_a —墙背主动土压力； U_1 —墙背水压力； U_2 —墙体外

侧水压力; f —基底摩阻系数, 可通过现场试验确定, 或参考经验数据取值; $[K_c]$ —容许抗滑稳定系数, 应按相应的设计规范取值。

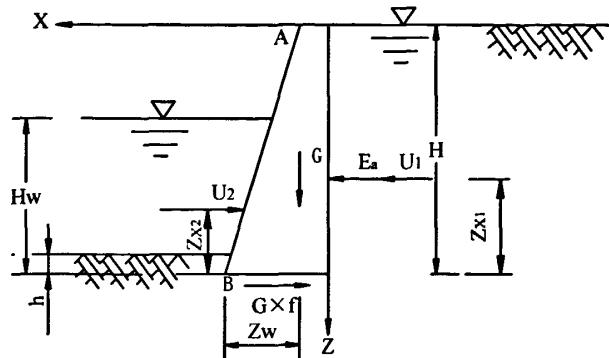


图 2.1 挡墙抗滑和抗倾覆稳定性验算

Fig.2.1 Checking computation of anti-sliding and anti-overturning to retaining wall

抗滑设计应以最不利水位为依据, 由式 (2.1) 知 U_2 起抗滑作用, 因此最不利水位应取墙体外侧为 0, 而土体内水位达到最大时, 实际在水位陡降时, 最危险情况下发生。即令 $U_2 = 0$, 则式 (2.1) 变为:

$$K_c = \frac{G \cdot f}{E_a + U_1} \geq [K_c] \quad \text{式 (2.2)}$$

挡土墙抗滑稳定性可按式 (2.2) 进行验算, 若不满足要求, 应进行适当的抗滑加固。

② 抗倾覆稳定性

为保证挡土墙的抗倾覆稳定性, 必须验算它抵抗墙身绕墙趾(图 2.1 中 B 点处)向外转动倾覆的能力, 用抗倾覆稳定系数用 K_0 表示, 即为对于墙趾的总稳定力矩 $\sum M_y$ 与总倾覆力矩 $\sum M_0$ 之比。

$$K_0 = \frac{\sum M_y}{\sum M_0} = \frac{G \cdot Z_w + U_2 \cdot Z_{x2}}{(E_a + U_1) \cdot Z_{x1}} \geq [K_0] \quad \text{式 (2.3)}$$

式中: Z_w —挡墙自重 G 相对于墙趾 B 的距离; Z_{x1} —墙背水土压力相对于墙趾 B 的距离; Z_{x2} —墙体外侧水压力相对于墙趾 B 的距离; $[K_0]$ —容许抗倾覆稳定系数, 应按相应的设计规范取值。

抗倾覆设计同样应以最不利水位为依据进行验算, 由式 (2.3) 知 U_2 起抗倾覆作用, 因此最不利水位应取墙体外侧为 0, 而土体内水位达到最大时, 实际发生在水位陡降时的最危险情况。即 $U_2 = 0$, 所以式 (2.3) 变为:

$$K_0 = \frac{\sum M_y}{\sum M_0} = \frac{G \cdot Z_w}{(E_a + U_1) \cdot Z_{x1}} \geq [K_0] \quad \text{式 (2.4)}$$

挡土墙抗滑稳定性按式 (2.4) 进行验算, 如果不符合要求, 应增加适当抗倾覆措施。

③ 基底应力及合力偏心距计算

为了保证挡土墙基底应力不超过地基容许承载力, 应进行基底应力验算, 同时, 为了避免挡墙不均匀沉降, 应控制作用于挡土墙基底合力的偏心距。

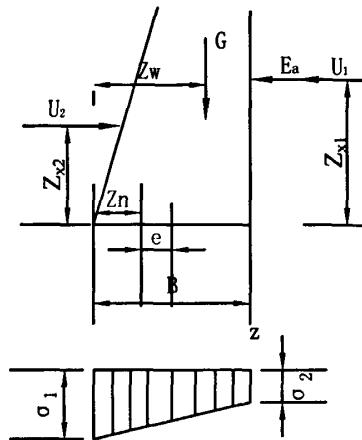


图 2.2 基底应力及合力偏心距验算

Fig.2.2 Checking computation of base bottom stress and eccentricity of resulting force

如图 2.2 所示, 作用于基底合力的偏心距 e 为:

$$e = \frac{B}{2} - Z_N \leq [e] \quad \text{式 (2.5)}$$

$$Z_N = \frac{\sum M_y - \sum M_0}{\sum N} = \frac{G \cdot Z_w + U_2 \cdot Z_{x2} - (E_a + U_1) \cdot Z_{x1}}{G} \quad \text{式 (2.6)}$$

同抗滑和抗倾覆验算一样, 最不利位置 $U_2 = 0$, 因此可按下式计算 Z_N :

$$Z_N = \frac{\sum M_y - \sum M_0}{\sum N} = \frac{G \cdot Z_w - (E_a + U_1) \cdot Z_{x1}}{G} \quad \text{式 (2.7)}$$

在偏心荷载下, 基底最大和最小法向应力为:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{\sum N}{A} \pm \frac{\sum M}{W} = \frac{G}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \leq [\sigma_0] \quad \text{式 (2.8)}$$

式中: $\sum N$ — 作用于基底合力的法向分力; Z_N — $\sum N$ 对墙趾的力臂; B — 基底宽度; A — 基底面积, 取 1m 长度墙体, $A=B$; $\sum M$ — 各力对基底中性轴的力矩

和; W —基底截面模量, $W = B^2 / 6$; e —合力偏心距, 其限制按有关规范执行; $[\sigma_0]$ —基底容许承载力。

综上所述, 对挡土墙的稳定性验算, 最不利状况为水位陡降。当库水位升高条件下, 外侧水位在一定程度上对挡墙稳定性是有利的, 因此我们考虑最不利情况, 即墙体外库水位为 0 m、下降速率最高时进行验算。

④ 挡土墙基础冲刷深度计算

库水流动下蚀作用是库水侵蚀作用的主要形式之一, 也是库岸路基水毁的主要原因之一。而最大冲刷深度将直接影响库岸路基的安全。挡土墙的基础埋置应该在一个安全的深度, 即其埋置深度应在最大冲刷深度之下, 这样才能保证护坡和挡土墙的基础不致因洪水冲刷而淘空, 使护坡、挡土墙失去支撑而失稳破坏。因此最大冲刷深度的计算对确定护坡和挡土墙基础埋置深度是非常重要的。

水流最大冲刷深度的主要影响因素有水深、泥沙粒径、河宽、河弯半径等, 长安大学采用人工弯道概化模型试验方法进行了不同条件下的冲刷试验。凹岸最大冲刷深度处的水深, h_{\max} 可以表示为:

$$h_{\max} = 1.50 K_m \left(\frac{B}{r_0} \right)^{0.253} \left(\frac{B}{h} \right)^{0.182} \left(\frac{h}{d} \right)^{0.045} h \quad \text{式 (2.9)}$$

式中: r_0 —弯道半径; B —河流宽度; h —河流水深; d —泥沙的平均粒径; K_m —边坡冲刷折减系数。

对于如何确定在河道岸边上修建路基防护构造物的基础埋置深度, 一个非常重要的依据就是在一定的水流流速条件下, 河床的冲刷深度。对水流的最大冲刷深度的计算可用式 (2.9) 进行。

钱宁等提出各类河流弯道集中冲刷深度可以用下式表示:

$$h_{\max} = K h \quad \text{式 (2.10)}$$

式中: K 为冲刷深度系数, 可采用 Lacey 提供的 K 值: 平缓弯道 $K = 1.5$, 陡弯 $K = 1.75$, 直角急弯 $K = 2.0$, 垂直库岸或墙 $K = 2.25$ 。

因此, 若路线位于河弯凹岸, 采用护坡和挡土墙对库岸路基进行冲刷防护时, 护坡和挡土墙的基础埋深需根据河弯凹岸最大冲刷深度确定, 则河弯凹岸最大冲刷深度成为护坡和挡土墙的重要设计参数之一, 可以利用式 (2.10) 计算不同条件下的河弯凹岸最大冲刷深度 h_{\max} 。如果结构物基础埋深小于河流弯道的最大冲刷深度, 应对结构物基础做进一步的防护措施, 以确保结构物的稳定。

2.1.2 整体稳定性分析

当土质地基强度不高, 或是有软弱夹层时, 有可能存在挡墙地基整体失稳破

坏的可能，因此在对局部稳定性分析的基础上，需要对路基整体进行稳定性分析。而库岸路基所处环境的地质条件复杂多变，仅就路基填土与地基界面的形态而言也有很多情况，本节依据地基表面倾角与路基失稳破坏形式的关系，分三种情况进行分析^[19-21]，即① 路基稳定与后缘地质体无关；② 路基后缘为坡度较缓的稳定岩体，且岩坡坡角 $\theta < 45^\circ + \phi/2$ （这里 ϕ 为路基填土的内摩擦角）；③ 路基后缘为坡度陡峻的稳定岩体，且岩坡坡角 $\theta > 45^\circ + \phi/2$ 。为计算简化，以下对整体稳定性的分析都是假设路基填土为均匀材料的基础上进行分析。

① 路基稳定与后缘地质体无关

支挡结构后缘填土为无限均匀材料，路基整体可能发生如图 3.9 的圆弧滑坡^[19]。

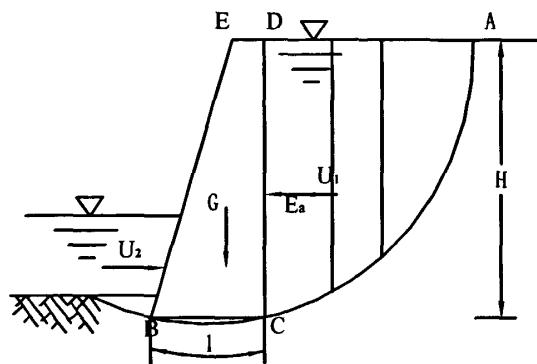


图 2.3 圆弧滑动面安全系数计算简图

Fig.2.3 Calculation figure of safety factor for circular arc slip surface

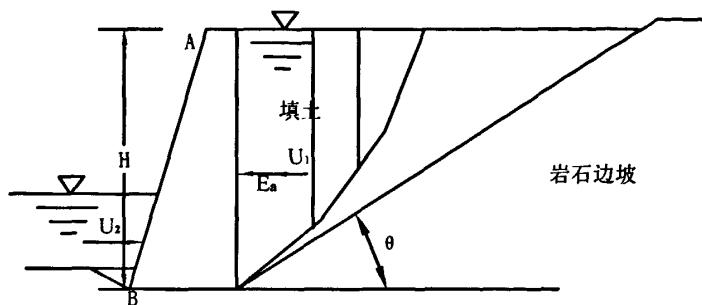
如果破裂面刚好通过挡墙基底，其稳定安全系数可表达为：

$$F_s = \frac{(c'l + Gtg\phi') + U_2}{E_a + U_1} \quad \text{式 (2.11)}$$

式中：当路基在库水浸泡作用下，其抗剪强度值应该取有水作用条件下的抗剪强度值 c' 和 ϕ' ； G —挡墙的重量； l —挡墙基底滑面的长度； E_a 、 U_1 —墙背土体对挡墙的土压力和水压力； U_2 —墙体外水压力。

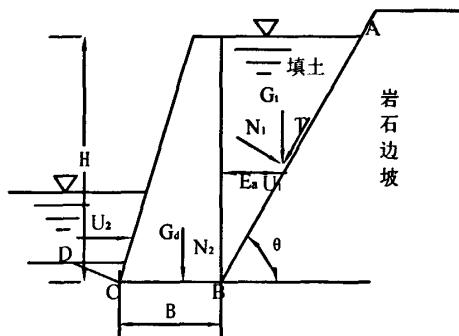
② 路基后缘为坡度较缓的稳定岩体，岩坡坡角 $\theta < 45^\circ + \phi/2$

当支挡结构后缘稳定岩石坡面比较缓，岩坡的坡角 $\theta < 45^\circ + \phi/2$ 时（图 2.4），一般破裂面发生在墙后填土内，稳定性与后缘岩体无关，同一其稳定安全系数可以按式 (2.11) 进行。

图 2.4 稳定岩石坡面 ($\theta < 45^\circ + \phi/2$)Fig.2.4 Stability of rock slope ($\theta < 45^\circ + \phi/2$)

③ 路基后缘为陡峻的稳定岩体，且岩坡坡角 $\theta > 45^\circ + \phi/2$

当支挡结构后缘有较陡峻的稳定岩石坡面，且岩坡的坡角 $\theta > 45^\circ + \phi/2$ 时（图 2.5），应按有限范围填土计算土压力，取岩石坡面为破裂面。此时滑动面为岩坡和挡墙基底组成的复合滑动面 ABCD，而边坡的整体稳定安全系数同样可以用式 (2.11) 计算^[20~25]。

图 2.5 稳定岩石坡面 ($\theta > 45^\circ + \phi/2$)Fig.2.5 Stability of rock slope ($\theta > 45^\circ + \phi/2$)

对库岸路基的以上三种情况，其整体稳定性验算有两种方法：① 按照前面研究的渗流作用下的传统条分法计算其稳定安全系数，这时划分条块时，可把挡土墙划分成条块，然后按照瑞典条分法或简化 Bishop 条分法计算其稳定安全系数；② 首先按照墙后土体破裂面的情况，计算挡土墙土压力，然后按式 (2.11) 计算。

从以上路基挡墙的稳定性分析可知，土压力计算是对此类路基稳定性验算的前提。

2.2 渗流理论与岸坡稳定机理

水的渗流是影响边坡稳定的重要因素。特别对于堤坝及具有较大的水头差的土质边坡来说，其危害性较大。如 1998 年长江防洪大堤在水位骤降时引起的“崩堤”现象及连降大雨造成的公路边坡滑塌事故等。早在 1923 年由 Terzaghi 提出的有效应力原理就明显地反映了地下水对土骨架间应力的折减，渗流对边坡稳定的影响有两个方面^[26~28]：

- ① 减小了土骨架间的应力，从而导致摩阻力的减小，这主要是由水的托浮力引起的。
- ② 由渗流产生的动水压力使滑动力增加，往往导致管涌和流土的发生，从而导致结构的失稳和破坏。

经过国际上许多学者的多年来的反复研究和争论，认为无论对于砂性土或渗透性较小的粘性土，有效应力理论无疑都是成立的。在地下水位之下，除非采用降水措施，静水压力始终存在，形成水力梯度的水头差也是始终存在的。魏汝龙曾提出了对于相信用“不透水层”的做法防止水的渗流是不现实的。因此，在粘性岸坡或粘性土层中，渗流产生的动水压力是客观存在的。即使在渗透性很小的土层中，进行土的稳定分析也一样应考虑渗流的影响。对于渗流力的考虑，有两种做法：

- ① 考虑土体（条）周界边界的水压力，但采用土体的饱和重度。
- ② 采用有效应力的观点，即采用土体的浮重度与渗流力的组合。由此整个力系才能平衡。

2.3 渗流对防护结构稳定与变形的影响

2.3.1 渗流对土体及岸坡稳定影响因素分析

众多工程经验我们知道渗流与边坡稳定有很大关系。地下水在渗流压力的作用下，有可能带走松散岩层、断层破碎带和其他软弱结构面中的细小颗粒，引起边坡失稳。地下水渗流还可使粘土质岩石软化、泥化。有的岩坡和膨胀土边坡由于受渗流作用而造成体积膨胀，产生较大的膨胀压力，造成边坡失稳。

边坡失稳的根本原因在于土体内部某个面上的剪应力达到它的抗剪或抗裂强度，稳定平衡受到破坏。而剪应力达到抗剪强度的起因有两个：一是由于剪应力的增加，二是因为土体本身抗剪强度的减小。土体中的渗流作用会促进这种滑动和破坏。比如，水库蓄水或水位降落产生渗透力变化，都会引起土体内部剪应力

的增大，随着降雨入渗，土体含水量增大，土体强度也会随之发生变化。我们将土粒孔隙间的渗流水压力称为孔隙水压力。在一般的圆弧面滑动稳定性计算时，沿圆弧滑动面的孔隙水压力虽然都通过滑动圆心而不产生力矩，但能减少有效应力从而使其抗剪强度降低，因而对稳定有很大的影响。

2.3.2 渗流对库岸边坡的作用

渗流对岸坡的作用又可以分为静水荷载和动水荷载两方面^[29~31]：

① 静水荷载

当土体中含水量增大时，土体重度也随之增加，而且，孔隙水压力也有可能随之增大，从而引起剪应力增大和土体抗剪强度减小，此外饱和区还有静水浮力对土体的作用。

② 动水荷载

水流在土体中流动时，会摇曳土粒而对其稳定造成不利影响。将水流加于土体的力称为渗透力 J ：

$$J = \gamma_w i \quad \text{式 (2.12)}$$

式中， γ_w —水的重度； i —水力坡降，当坡面有顺坡出流时，渗透力作用于土体，对边坡稳定大为不利，对于无粘性土边坡来讲，有渗透时的安全系数比起无渗流时的安全系数相差 γ'/γ_{sat} ，其中 γ' 和 γ_{sat} 分别为土体的浮重度和饱和重度。

土体的抗剪强度随含水量的变化而变化，由大量的试验资料及工程实测数据表明，对于同样的土质，非饱和土中由于吸力的作用，其抗剪强度相对很高，一般说来，非饱和土的强度大于饱和土的强度，但当非饱和土含水量增大时，吸力会大幅度降低，土体强度会大幅下降。但无论饱和性粘土或非饱和性粘土的有效内摩擦角 ϕ' 受外力或吸力的影响都较小。

在库水位升降变化过程中，土体的含水量增大，浸润面抬高，原属于非饱和区土体一部分转变为饱和土体，抗剪强度降低，同时，非饱和区土体的含水量增大，而导致吸力降低，也引起非饱和区土体的抗剪强度降低。根据多年的研究资料表明，库水入渗引起非饱和土中基质吸力的丧失或减小引起库岸边坡稳定性降低的主要原因。

2.4 考虑非饱和渗流的岸坡稳定分析方法

2.4.1 考虑非饱和区影响的极限平衡法

无论是采用自由面渗流还是考虑非饱和特性的非稳定渗流分析方法，都可以得到水位骤降后某一时刻土体内浸润线的位置。一旦位置确定，对于滑动面在浸

润面以下的情况，可采用考虑孔隙水压力影响的有效应力方法来计算岸坡的安全系数^[32-37]：

$$F_s = \frac{\sum c'_i l_i + \sum \tan \varphi'_i [b_i (\gamma h_{1i} + \gamma_{sat} h_{2i}) \cos \theta_i - p_{wi} l_i]}{\sum b_i (\gamma h_{1i} + \gamma_{sat} h_{2i}) \sin \theta_i} \quad \text{式 (2.13)}$$

式中： c'_i 、 φ'_i —土体的有效应力抗剪强度指标； γ —土的天然重度； γ_{sat} —土的饱和重度； θ_i 为条块底面中点的切线与水平面的夹角；其他符号详见图2.6，水位以下部分，用浮重度 γ' 代替饱和重度 γ 。

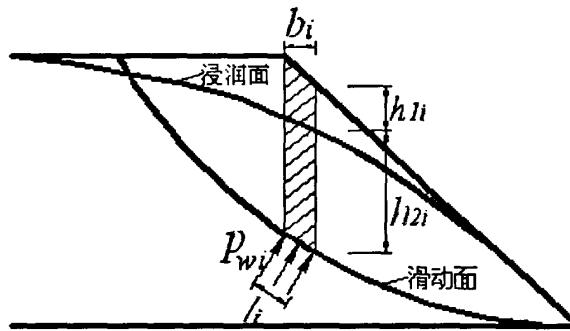


图2.6 考虑孔隙水压力的安全系数计算简图

Fig.2.6 Calculation diagram of safety factor considering the pore water pressure

对于安全系数计算式中孔隙水压力的确定方法一般有两种：一是根据求得浸润线位置来计算孔压，即 $p_{wi} = h_{2i} \gamma_w$ （ γ_w 为水的重度）。此时岸坡安全系数计算公式可改为：

$$F_s = \frac{\sum c'_i l_i + \sum \tan \varphi'_i b_i (\gamma h_{1i} + \gamma_{sat} h_{2i} - \lambda_w h_{2i} / \cos^2 \theta_i) \cos \theta_i}{\sum b_i (\gamma h_{1i} + \gamma_{sat} h_{2i}) \sin \theta_i} \quad \text{式 (2.14)}$$

其二，根据渗流有限元分析得到的孔压分布值，然后直接利用式(2.13)来计算岸坡的安全系数。但这两种方法不完全一致，只有当浸润线坡度非常平缓时，二者才会一致。

必须注意的是，即使采用式(2.1)，一般都是直接假定浸润线上下岩土体的重度（或对于浸润线上采用干重度而以下则采用饱和重度）。这显然没有考虑浸润线以上土体的非饱和特性（饱和度的分布特征）对于土体重度的影响。因此，合理的计算方法应该是通过非饱和非稳定渗流分析得到浸润线以上土体基质吸力（负孔压）和饱和度的分布规律。对每一个土条分段，利用土体孔隙率 n 和土体重度 γ_s 按下式计算土体的实际重度：

$$\gamma = (1-n)\gamma_s + nS_w\gamma_w \quad \text{式 (2.15)}$$

式中: S_w —饱和度。而对于滑动面在浸润线以上的情况, 除了同样采用 (2.15) 来计算土体重度以外, 还需要考虑非饱和土体中基质吸力 (或负孔压) 对土体抗剪强度的影响。目前, 国内外一般采用Fredlund和Morgenstern提出的非饱和土的强度理论, 即:

$$\tau = c' + (\sigma - p_a) \tan \varphi' + (p_a + p_w) \tan \varphi_b \quad \text{式 (2.16)}$$

式中: φ_b —由基质吸力增加引起抗剪强度增加的吸力摩擦角。有关试验结果表明, φ_b 并不是一个常量, 也可能随基质吸力的变化而变化, 作为简化分析, 可假设 φ_b 为常量。一般情况下, 可以考虑孔隙处于大气压状态, 即 $p_a=0$ 。这时岸坡的安全系数公式可改为:

$$F_s = \frac{\sum c'_i l_i + \sum \tan \varphi'_i b_i \gamma h_i \cos \theta_i - \sum \tan \varphi_b p_{wi} l_i}{\sum b_i \gamma h_i \sin \theta_i} \quad \text{式 (2.17)}$$

当吸力摩擦角 $\varphi_b=0$ 时, 则不考虑基质吸力的影响, 也就是土条的自重全被视为滑移面上有效应力。这与干岸坡的情况类似 (计算时重度 γ 需考虑非饱和特性的影响), 而当 $\varphi_b=\varphi'$ 时, 式 (2.17) 变为:

$$F_s = \frac{\sum c'_i l_i + \sum \tan \varphi' (b_i \gamma h_i \cos \theta_i - p_{wi} l_i)}{\sum b_i \gamma h_i \sin \theta_i} \quad \text{式 (2.18)}$$

式 (2.18) 从形式上来说与滑动面处于饱和区的情况是一致的, 但本质上的区别在于 p_{wi} 为负孔压 ($-p_{wi}$ 为基质吸力)。不难看出, 与完全饱和 ($p_{wi}>0$) 相比, 由于非饱和区的存在, 即使不考虑基质吸力的影响 ($\varphi_b=0$), 岸坡的安全系数仍然有所提高; 而如果进一步考虑基质吸力的影响 ($\varphi_b \neq 0$), 岸坡的安全系数将进一步提高。这也说明水位骤降以后, 由于非饱和区的不断增大, 安全系数逐渐增加。

2.4.2 非饱和非稳定渗流分析方法

根据非饱和土液相的质量守恒定律, 利用室内试验得到的饱和度与基质吸力 (负孔压) 的关系, 定义 $C_s = n \partial S_w / \partial p_w$, 这样可以得到非饱和非稳定渗流的基本方程^[33-37]:

$$C_s \frac{\partial p_w}{\partial t} = \left[\frac{k_{wij}}{\rho_w g} (p_{w,j} - \rho_w b_j) \right] \quad \text{式 (2.19)}$$

式中: k_{wij} —渗透系数; ρ_w —水的密度; b_j —单位体积力; g —重力加速度; $p_{w,j}$ — p_w 在 j 方向上的求导。

式 (2.19) 可以改写成矩阵一矢量形式:

$$-\nabla^T \bar{k} \nabla p_w + \nabla^T \bar{k} \rho_w b + C_s p'_w = 0 \quad \text{式 (2.20)}$$

式中: $\bar{k} = \frac{k}{\rho_w g}$; $\nabla^T = \left\{ \frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y} \right\}$ (对于二维问题), $\nabla^T = \left\{ \frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y}, \frac{\partial}{\partial z} \right\}$ (对于三维问题)。

2.4.3 影响库岸路基浸润线升降速率的因素

库岸路基浸润线升降速率一般取决于库水位升降的速率 v 、库岸土体渗透系数 k 以及土体给水度 μ (表示单位体积土体在饱和含水情况下水位下降后排出的水量, 又称土体的排水空隙率) 等因素有关, 此外与路基的防护型式和上游水面的排水条件也有很大关系。

2.5 本章小结

本章结合已有研究成果, 推导了考虑浸水条件下库岸路基防护结构的局部稳定和整体稳定计算方法。防护结构局部稳定性从抗滑、抗倾覆、基底应力及合力偏心距计算和挡土墙基础冲刷深度等方面进行了分析。整体稳定性验算根据路基表面倾角与失稳破坏形式的关系, 分三种情况进行了理论分析。针对库岸路基本身的特点, 在库水位上升或下降过程中, 存在对库岸路基挡土墙稳定性产生有利或不利的影响, 在防护结构研究中应客观、全面考虑这些因素, 为结构设计提供可靠参考。

第三章 库岸路基防护物理模拟试验

3.1 试验简介

山区库岸路基受变水位影响机理的研究方面还不成熟，在常见的数值模拟中存在设计参数难以准确选取、计算结果不可靠等问题。论文试验对路基防护结构进行大比例模拟研究，通过人工控制升水、降水模拟不同速率情况下库岸路基内部浸润线变化及防护结构变形破坏规律，为山区库岸路基防护结构设计及数值模拟提供参考。

试验在充分调研山区库岸公路条件下，原型选用7m的路基宽度，防护结构物高8m。根据国内外已有防护技术，选取石笼结构、加筋土墙以及新型自嵌式结构三种防护技术进行研究。在此基础上选用粉砂、碎石粘土两种不同路基填料作对比研究，共设八种防护试验模型，如图3.1所示。

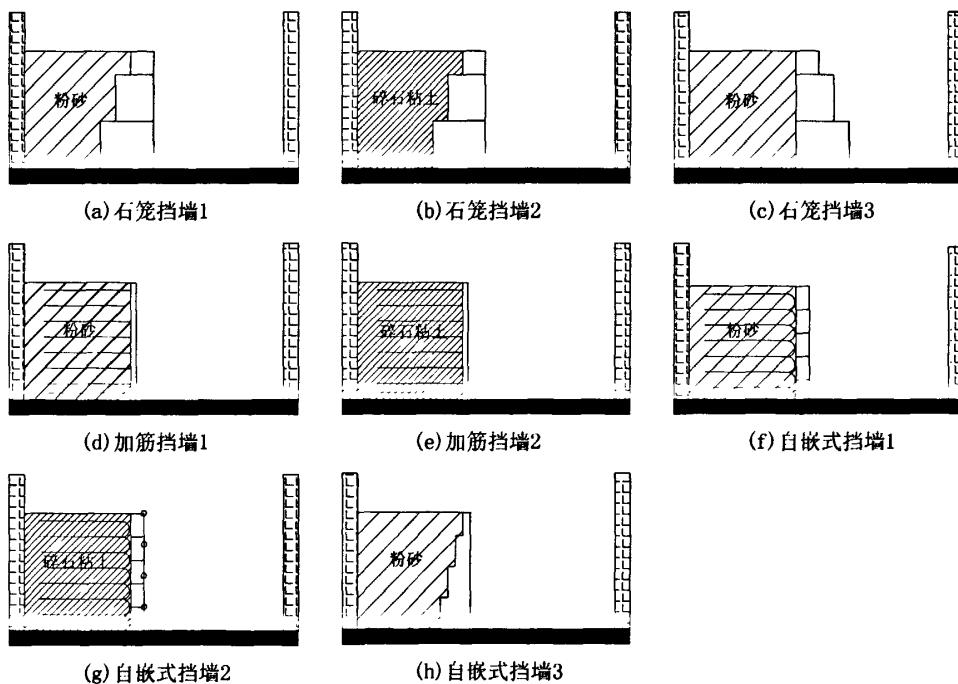


图 3.1 库岸路基防护结构物理模型

Fig.3.1 Physical model for protection structure of reservoir bank subgrade

试验场地位于重庆交通大学水利水运教育部重点实验室的航道整治实验室，

试验设备包括 2m 水槽、水位自动调节系统、位移测量装置、水位计以及电子台秤和颗粒分析仪器等辅助设备，进行路基防护物理模拟试验场地见图 3.2。



图 3.2 航道整治实验室 2m 水槽
Fig.3.2 Channel regulation laboratory of 2-m-wide flume

为实现不同方案对比，对水槽进行加工处理，将水槽分割成不同模型防护方案，具体措施如下：

① 模型槽制作。依据试验目的在现有水槽内制作一个模型槽，槽内净宽 1.7m、高 1.0m。找平模型槽底面。为满足试验记录数据精确可靠的需要，需对模型槽底面找平。

② 制造库水位升降控制边界。现模型槽两端为敞开状态，为满足试验需要，改造为一端封闭，另一端控制水流的库水位控制系统。模型槽边界为玻璃，为满足试验要求，在模型槽内部设置不透水边界，从而完成孔隙水压力测量系统，完成后如图 3.3 所示。



图 3.3 方案模型
Fig.3.3 Program model

3.2 路基防护物理模型设计

试验模拟采用相似材料的机制模拟法^[38]，这种方法对相似性要求模型与原型具有全面相似性，即模型试验的相似律。它是将模型试验的各个物理量按一定的关系组合在一起，以全面反映实际原型。为使模型试验能够尽可能真实地反映原型的力学性状，必须考虑模型与原型之间的物理相似性，这就涉及各物理量的相似比取值问题。土工及水利模型要求满足原型与模型的相似规律，即必须满足：模型的几何尺寸、边界条件、荷载及相似材料的弹性模量、强度及变形等方面的相似，模型与原型在弹性应力状态、塑性应力状态、破坏状态均应符合相似条件。

3.2.1 模型相似设计的基本原则

- ① 结构所有的几何尺寸具有同一个相似常数，即正态几何相似。
- ② 近似考虑重力加速度的模拟，使结构重力不失真。
- ③ 考虑有效上覆土压力，模拟场地条件下防护结构与土动力相互作用。
- ④ 控制各种力学荷载参数，以满足模型试验要求。
- ⑤ 考虑试验装备能力以及现场施工条件。

3.2.2 防护结构静力相似设计模型

对于防护结构静力模型相似设计，应力与荷载、结构尺寸、材料弹性模量、泊松比等因素有关，考虑路基土压力对内力和破坏的影响以及自重产生的应力，应力及位移的表达式分别为：

$$\sigma = f(F, q, \gamma, l, E, \mu) \quad \text{式 (3.1)}$$

$$S = f(F, q, \gamma, l, E, \mu) \quad \text{式 (3.2)}$$

式中： F —为集中荷载； q —一线荷载； γ 为材料重度； l —结构尺寸； E —弹性模量； μ —泊松比。

对式(3-1)式采用指数法，可得量纲关系式：

$$[\sigma] = f(F^a, q^b, \gamma^c, l^d, E^e, \mu^f) \quad \text{式 (3.3)}$$

通过量纲分析，有：

$$[\sigma] = \left[Fl^{-2} \cdot \left(\frac{ql}{F} \right)^b \cdot \left(\frac{\gamma l^3}{F} \right)^c \cdot \left(\frac{El^2}{F} \right)^e \cdot \mu^f \right] \quad \text{式 (3.4)}$$

即

$$\left[\frac{\sigma l^2}{F} \right] = \left[\left(\frac{ql}{F} \right)^b \cdot \left(\frac{\gamma l^3}{F} \right)^c \cdot \left(\frac{El^2}{F} \right)^e \cdot \mu^f \right] \quad \text{式 (3.5)}$$

写成判据方程为：

$$\frac{\sigma l^2}{F} = \varphi \left(\frac{ql}{F}, \frac{\gamma l^3}{F}, \frac{El^2}{F}, \mu \right) \quad \text{式 (3.6)}$$

则有相似判据：

$$\pi_1 = \mu, \quad \pi_2 = \frac{El^2}{F}, \quad \pi_3 = \frac{\gamma l^3}{F}, \quad \pi_4 = \frac{ql}{F}, \quad \pi_5 = \frac{\sigma l^2}{F}$$

并得相似判据：

$$\pi_6 = \frac{Sel}{F}$$

根据模型制作工艺和加载条件，采用缩尺比例为 $C_l = l_m/l_p$ 的几何相似模型，并考虑到用相同材料比较容易满足相似条件，所以路基土体采用与原型相同的土作模型材料，并使模型的弹性条件与原型相似即：

$$C_E = 1, \quad C_\mu = 1$$

由式 (3-4)、(3-5) 及 (3-6) 可求得：

- ① 由 π_1 得， $\mu_m = \mu_p$ ，即模型材料的泊松比与原型相同。
- ② 由 π_2 得， $C_F = C_E C_l^2$ ，模型所加的集中力为原型的 C_l^2 倍。
- ③ 由 π_3 得， $C_\gamma = C_E \cdot 1/C_l$ ，即模型材料的重度为原型的 $1/C$ 倍。
- ④ 由 π_4 得， $C_q = C_E C_l$ ，即模型上的线荷载为原型的 C_l 倍。
- ⑤ 由 π_5 得， $C_\sigma = C_E = 1$ ，即模型的应力和原型的应力相等；
- ⑥ 由 π_6 得， $C_s = C_l$ ，模型的位移为原型的位移的 C_l 倍。

当采用相同材料制作模型时，判据 π_3 满足不了。如果由自重引起的应力、位移是主要的，则必须采用重度较大的材料或弹模值较小的材料来制作，但一般不易作到。在自重引起的应力和位移不是主要时，可以放松此要求，而将重度的不足量，以外力的形式附加到模型上，只需使控制截面产生的应力等效即可。基于试验研究目的及相似设计基本原则，本次试验模型相似设计采用的静力模型相似常数见表 3.1。

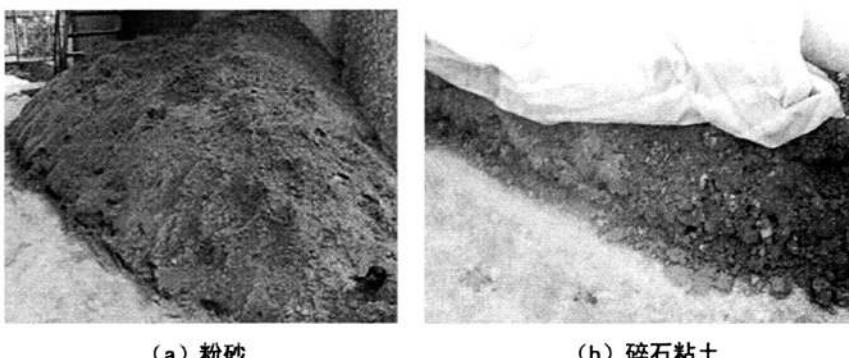
表 3.1 防护结构静力相似常数

Table 3.1 Similar constant of protection structure for subgrade

物理量	相似常数	物理量	相似常数
几何尺寸 L	$C_l = 1/10$	升降速率 V	$C_V = 1$
质量密度 ρ	$C_\rho = 1$	应力 σ	$C_\sigma = 1$
弹性模量 E	$C_E = 1$	渗透系数 K	$C_K = 1$
泊松比 μ	$C_\mu = 1$	位移 S	$C_s = 1/10$
材料重度 γ	$C_\gamma = 1$	应变 ϵ	$C_\epsilon = 1$

3.3 试验材料物理力学性质分析

根据山区库岸路基调查资料, 库区部分岩质岸坡多为泥岩、砂岩, 灰岩; 土质岸坡多为细砂、粗砂、粉砂、粉土、粉质粘土和粘土等。考虑室内物理模型结构类型及试验效果实现能力等情况, 采用粉砂和碎石粘土两种物理特性相差较大的试验材料进行, 材料见图 3.4。



(a) 粉砂

(b) 碎石粘土

图 3.4 试验材料

Fig.3.4 Experiment materials

3.3.1 粉砂物理性质参数

依据试验目的, 对粉砂取样, 通过室内试验测得 $G_s = 2.65$, $e_{\max} = 1.073$, $e_{\min} = 0.61$, $\rho_{\min} = 1.26 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{\max} = 1.65 \text{ g/cm}^3$ 。设定模型填料压实相对密度 $D_r = 0.90$, 此时对应的渗透系数 $K = 1.99 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ 。对材料做筛分试验, 测得土体颗粒主要集中在 $0.2 \sim 2 \text{ mm}$, 级配曲线如图 3.5 所示。

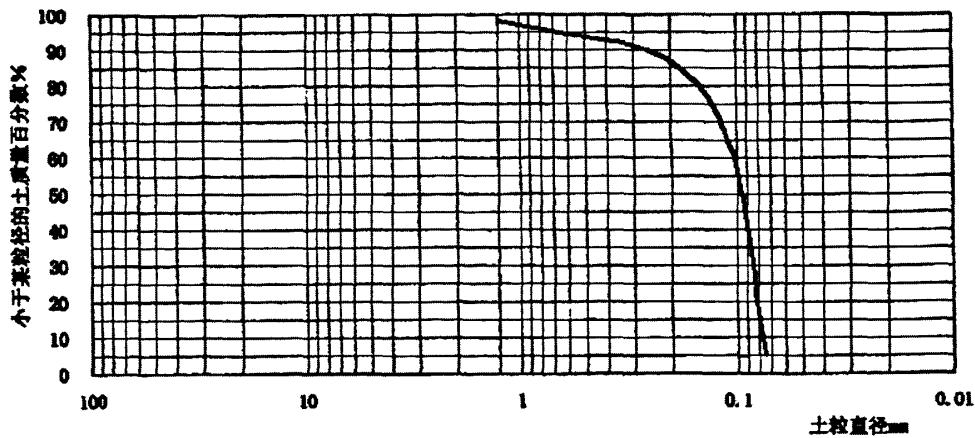


图 3.5 粉砂筛分曲线
Fig.3.5 Sieve-analysis curve of silt

3.3.2 碎石粘土物理性质参数

对碎石粘土材料进行室内试验, 测得材料物理参数 $\rho_{d\max} = 2.10 \text{ g/cm}^3$, $\omega_{op} = 8.8\%$ 。路基模型压实度控制为 90%, 根据 $\rho_{d\max}$ 可得出路基土 $\rho_d = 1.932 \text{ g/cm}^3$, 设定 8% 的含水量, 得天然路基土密度 $\rho = 2.087 \text{ g/cm}^3$, 测得渗透系数 $K = 2.03 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ 。颗粒级配曲线如图 3.6 所示。

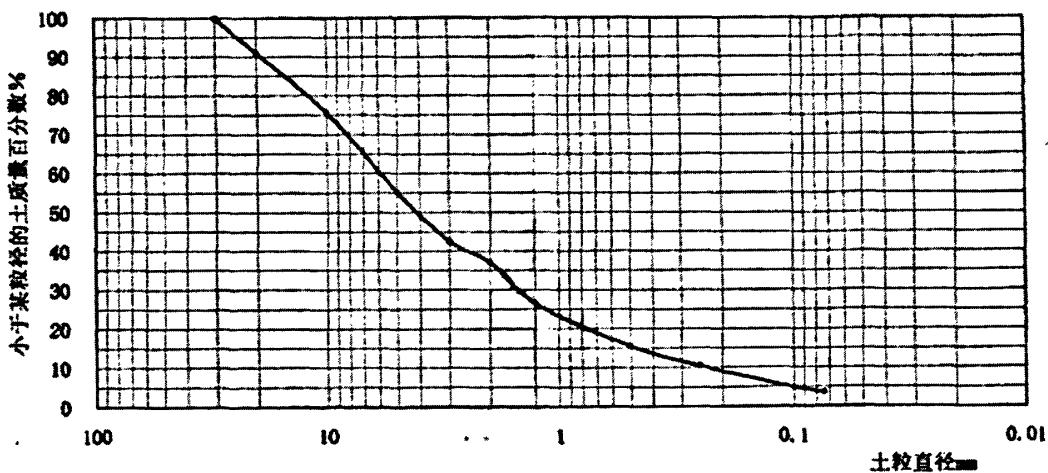


图 3.6 碎石粘土筛分曲线
Fig.3.6 Sieve-analysis curve of crashed stone clay soil

3.4 试验方案设计

由于影响库岸路基防护稳定的因素较多, 在对山区库岸路基地质条件全面调

查的基础上, 采用物理模拟试验手段^[39, 40], 着重考虑了岩土体成分、防护结构型式、库水位升降速率等因素对岸坡的影响。以下分别对各种防护结构的建立进行阐述。

3.4.1 石笼挡墙结构设计

模型一为粉砂填料石笼挡墙结构, 根据拟定 1/10 的几何比尺, 试验模型宽度为 70cm, 高度 75cm, 为内错台阶型, 典型断面沿道路方向长 74cm。测压管从边墙向内 15cm 等距分布, 距地面高度 6.5cm, 如图 3.7 (a)。模型二叠放型式及尺寸与模型一相同, 填料为碎石粘土, 见图 (b)。模型三为台阶外错型, 填料为粉砂, 如图 (c)。

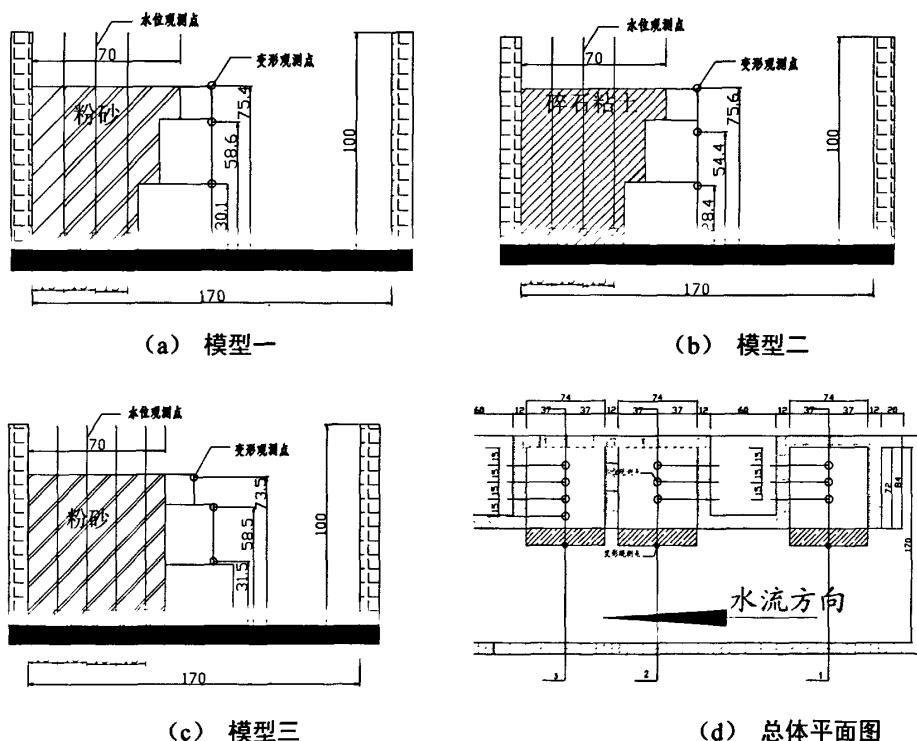


图 3.7 石笼结构模型断面和平面图 (单位: cm)

Fig.3.7 Cross-section and plan of gabion structure model (unit:cm)

浸润水位观测点装置用细质泡沫裁成 $1\text{cm} \times 1\text{cm} \times 1.5\text{cm}$ 的长方形块体, 在表面均匀打孔使路基地下水渗入观测管以记录地下水水位。具体制作过程为, 用 4mm 白色塑料管将打孔的 PVC 管包裹的泡沫连接固定于距地面相同高度为 6.5cm 处, 通过墙体预留空隙, 引出路基外的观测井中, 使用内径 2.5mm 的乳胶橡皮管将水平管与竖直管进行连接以完成地下水位观测装置如图 3.8 所示。

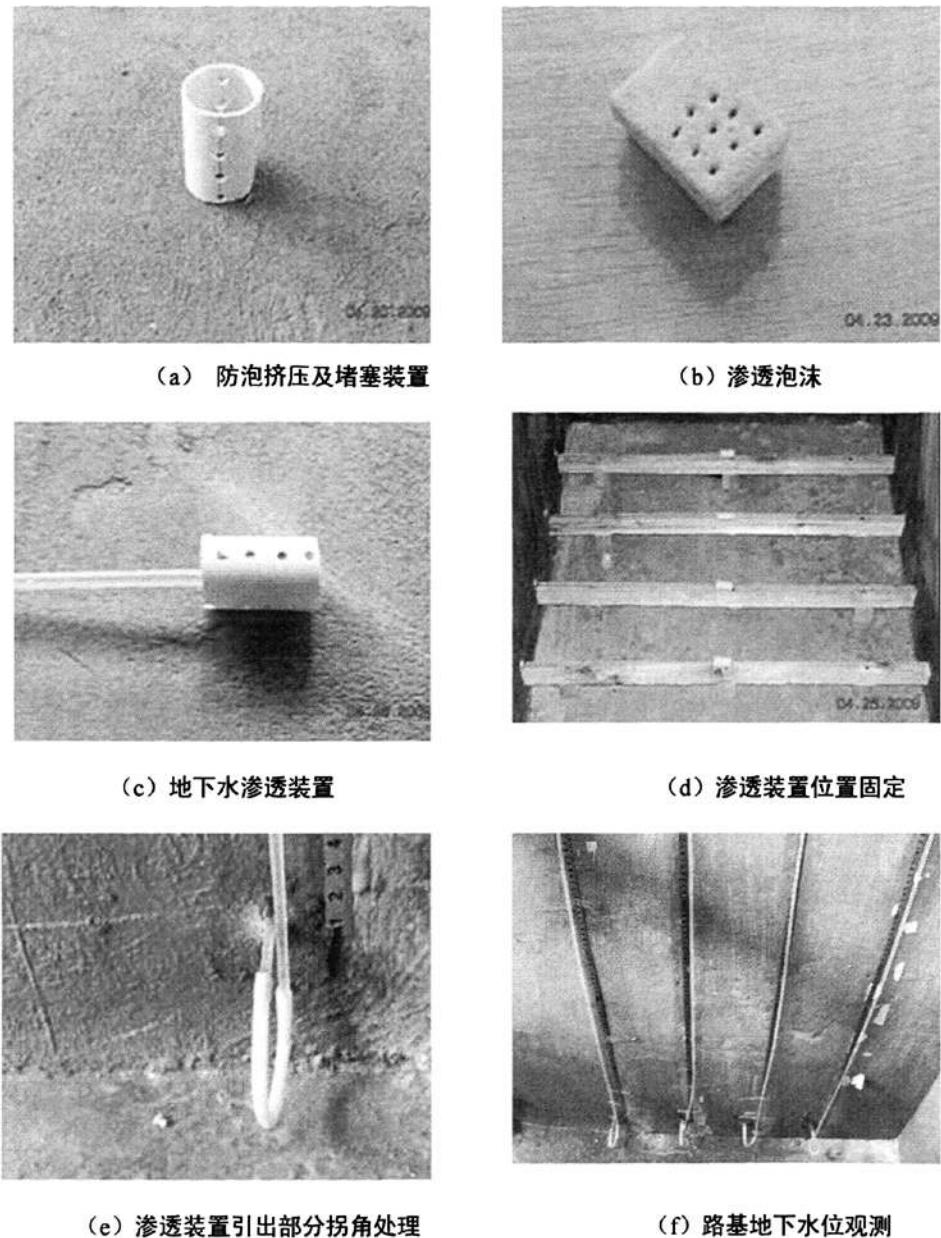


图 3.8 浸润线观测点设计

Fig.3.8 Design of saturation line observation point

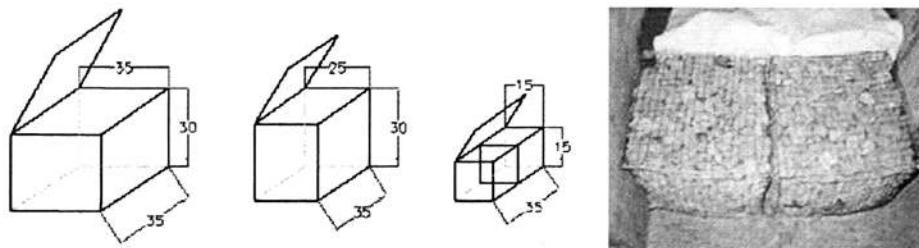
路基土体压实采用体积—质量法控制，分层进行填筑，保证每层填土压实遍数一致以使土体压实度达到设计要求。

变形观测装置采用坚硬铁丝制成弯起 90°卡口。一端置于石笼挡墙外侧，并保持位置固定，另一端用固定于角钢上的平锯条形成的卡口，两个卡口处于同一水平线，用游标卡尺读取不同升降速率下的变形，如图 3.9 所示。



图 3.9 变形观测装置
Fig.3.9 Deformation observation device

石笼结构按照按照试验要求有 $35\text{cm} \times 35\text{cm} \times 30\text{cm}$ 、 $35\text{cm} \times 25\text{cm} \times 30\text{cm}$ 、 $35\text{cm} \times 15\text{cm} \times 15\text{cm}$ 三种规格, 如图 3.10 (a) 所示。石笼填料选用粒径为 $3\text{cm} \sim 8\text{cm}$ 的碎石, 填充达到 $1/2$ 高度时设置纵向和横向两条加强筋固定于石笼内部, 以增强石笼抗挤压变形能力。填满以后超填 $2\text{cm} \sim 3\text{cm}$ 以防沉降。路基填土与石笼搭接部铺设竖向纤维布料作为过滤层, 防止水位变化过程中引发土体从石笼中渗出造成库岸路基塌方。



(a) 石笼结构几何尺寸图
图 3.10 石笼结构试验模型
Fig.3.10 Test model of gabion

(b) 石笼挡墙模型施工图

3.4.2 加筋土结构模型设计

模型四、模型五为加筋土防护结构, 对粉砂和碎石粘土两种填料做试验研究, 模型几何比尺为 $1/10$, 断面如图 3.11 所示。

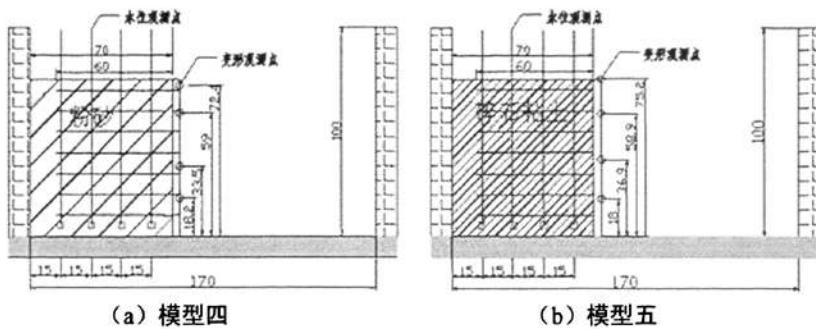


图 3.11 加筋土防护结构设计断面 (单位: cm)

Fig.3.11 Cross-section of reinforced earth retaining wall (unit:cm)

墙面板模型尺寸为 $10\text{cm} \times 5\text{cm} \times 3\text{cm}$, 对挡土结构进行稳定性计算分析得到满足路基安全要求的筋带数量。试验原型为山区库岸公路防护路段, 采用重庆永固 CATTSG120 聚丙烯格栅筋带 ($30\text{mm} \times 2.5\text{mm}$), 根据计算得到原型每个块体布 4 根拉筋, 填土厚度 30cm , 满足安全要求。试验模型使用具有相近弹性模量的尼龙线, 直径为 0.8mm , 根据比尺推导出配模型筋为 6 根, 筋带长度 60cm 。

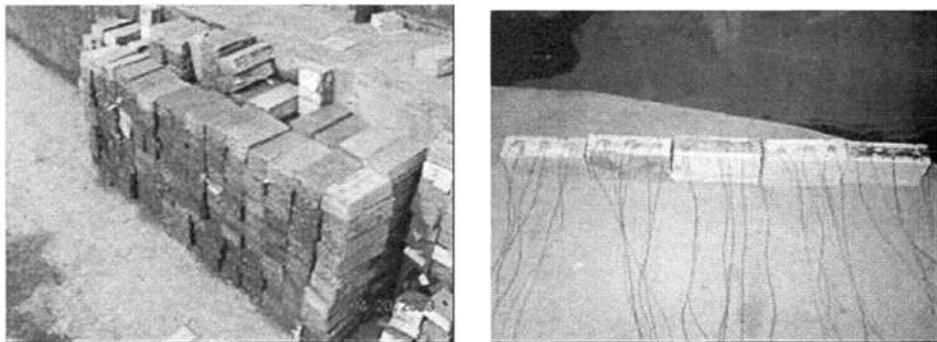


图 3.12 预制混凝土块体及筋带

Fig.3.12 Prefabrication of cement block and bar strip

加筋土挡墙填筑过程仍按照体积—质量法分层控制, 筋带铺前要把路基填土铺平压实, 筋带拉紧放直, 完成后如图 3.13 所示。

变形观测装置安装过程为: 将制作好的卡口一端粘贴在面块上, 另一端固定于角钢上且使两卡口位于同一水平线上。在库水位升降过程中, 通过游标卡尺读取两个卡口的距离, 防护结构的外倾距离即为结构变形量。

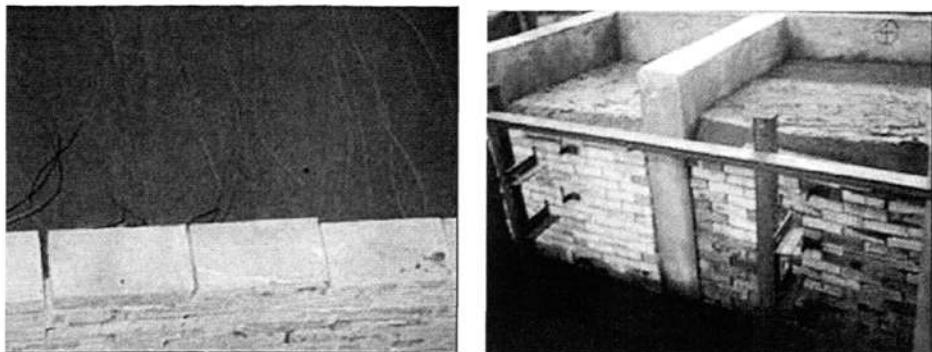


图 3.13 加筋土挡墙铺设及完成图

Fig.3.13 Laying bar strip of reinforced earth retaining wall and completes

3.4.3 新型自嵌结构模型设计

新型自嵌结构是在研究国内外现状的情况下，提出的一种新型自嵌结构，块体之间通过混凝土的突出部分与另外的块体凹槽进行自嵌连接，在施工中可干砌处理，有利于加快工程进度。块体原型尺寸为 $58\text{cm} \times 29\text{cm} \times 20\text{cm}$ ，重 61.4kg ，结构如图 3.14 所示。

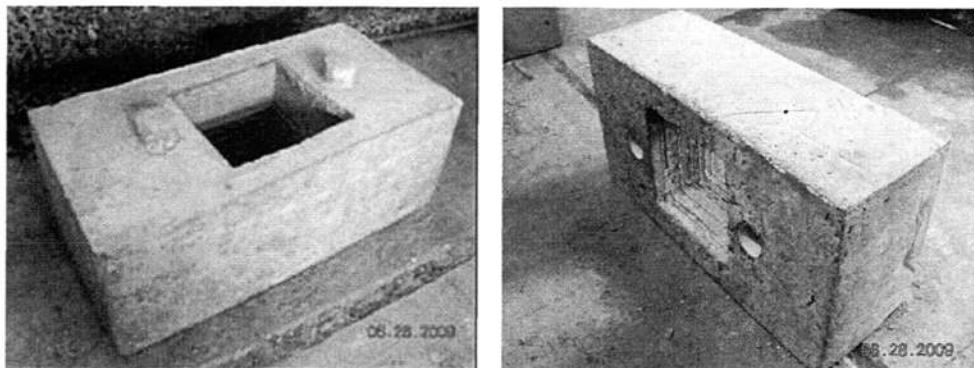


图 3.14 新型自嵌防护结构

Fig.3.14 New self-interlock structure

试验模型分两种不同路基填料和重力式挡墙的三种防护结构型式进行对比分析。两种不同填料路基结构，设置土工布以稳定防护结构，结合试验原型及模型试验几何比尺，对浸水稳定验算得出模型的土工材料量。重力式自嵌式结构用来分析结构仅依靠自身稳定性，不需土工材料的情况下，结构的稳定性与经济性的对比分析，研究在库岸路基防护工程中应用的前景，如图 3.15 所示。

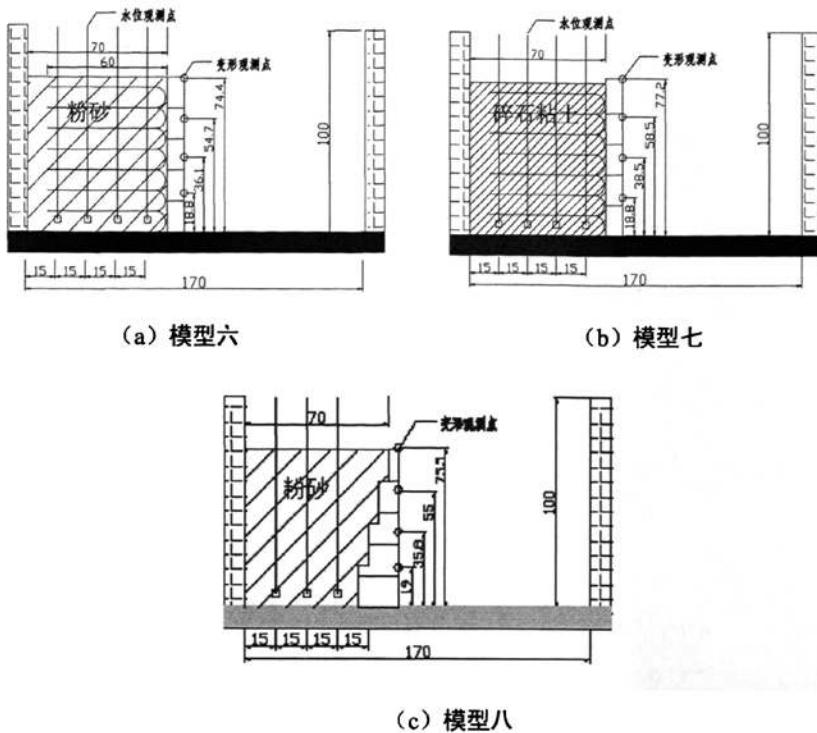


图 3.15 自嵌式防护结构断面图
Fig.3.15 Cross-section of self-interlock structure

自嵌混凝土块体在实验室加工完成，模型尺寸 $10\text{cm} \times 5\text{cm} \times 3\text{cm}$ ，中间预留空为自嵌所用。每两层块体铺设一层土工材料，模型施工首先摆放好自嵌块体，放好两层以后，填土压实，达到设计高度和压实程度，铺设土工材料并铺放平整，再进行上一层的填筑，如图 3.16 所示。

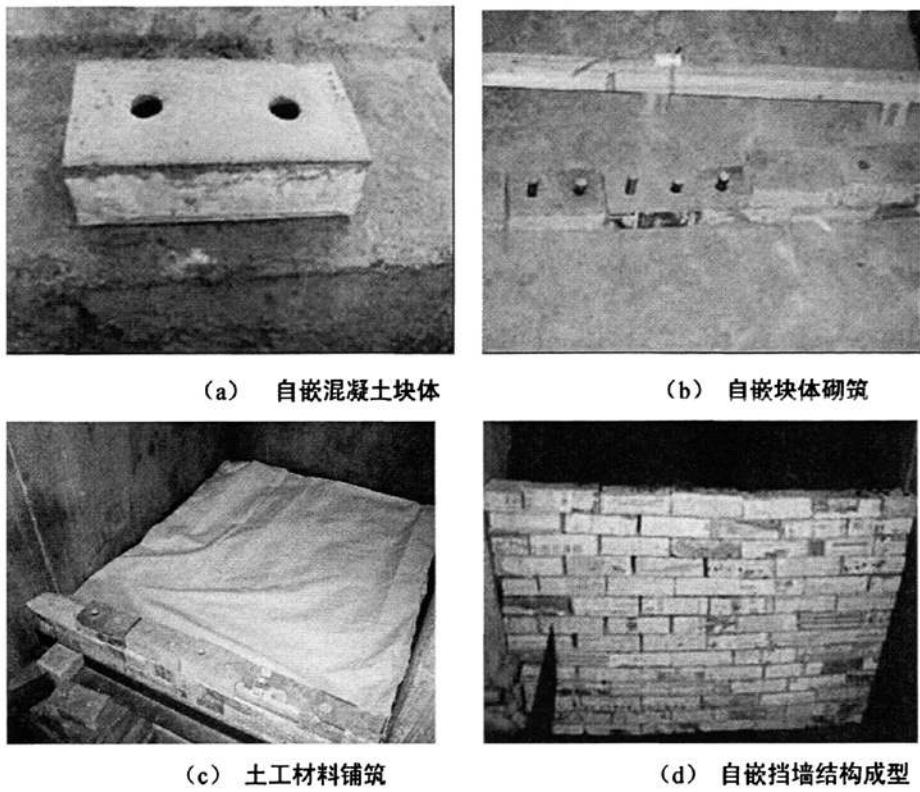


图 3.16 自嵌结构施工过程

Fig.3.16 Construction process of self-interlock structure

3.5 测压管标尺位置确定

为了保证全部测压管标尺在同一水平线上，采用水平仪进行控制。在每一个模型观测井内的墙体找到两个 65cm 的点，用墨线标出并连成水平直线，用钢卷尺截成每段 85cm 的标尺，用防水胶固定墙上。测压管的水平管与垂直管用乳胶管连接成 90° 的直角拐点。对做好的测压管进行编号以便数据的记录和整理。为保证试验的准确性，库水位控制使用测针装置，安装的过程中需保持基座的水平。

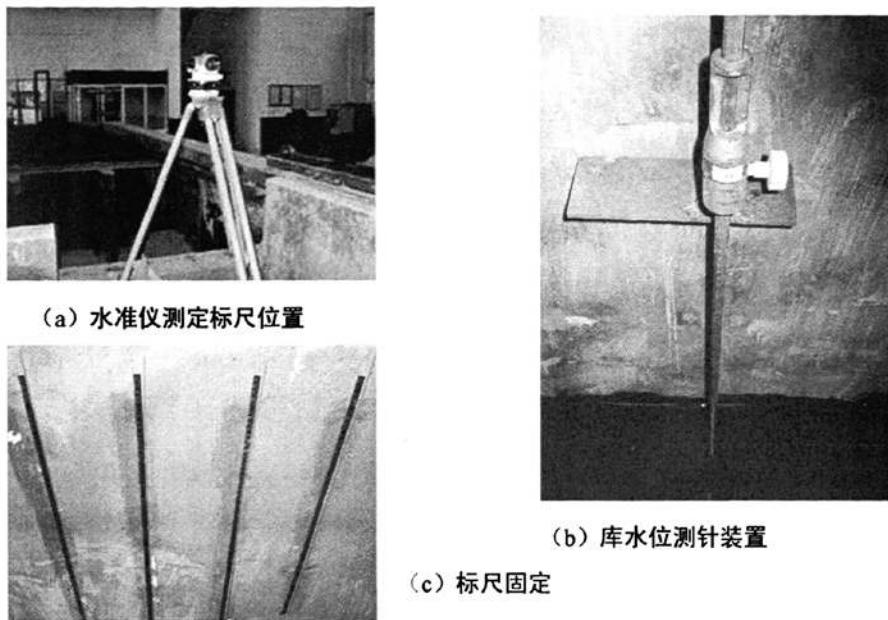


图 3.17 标尺及测针固定安装

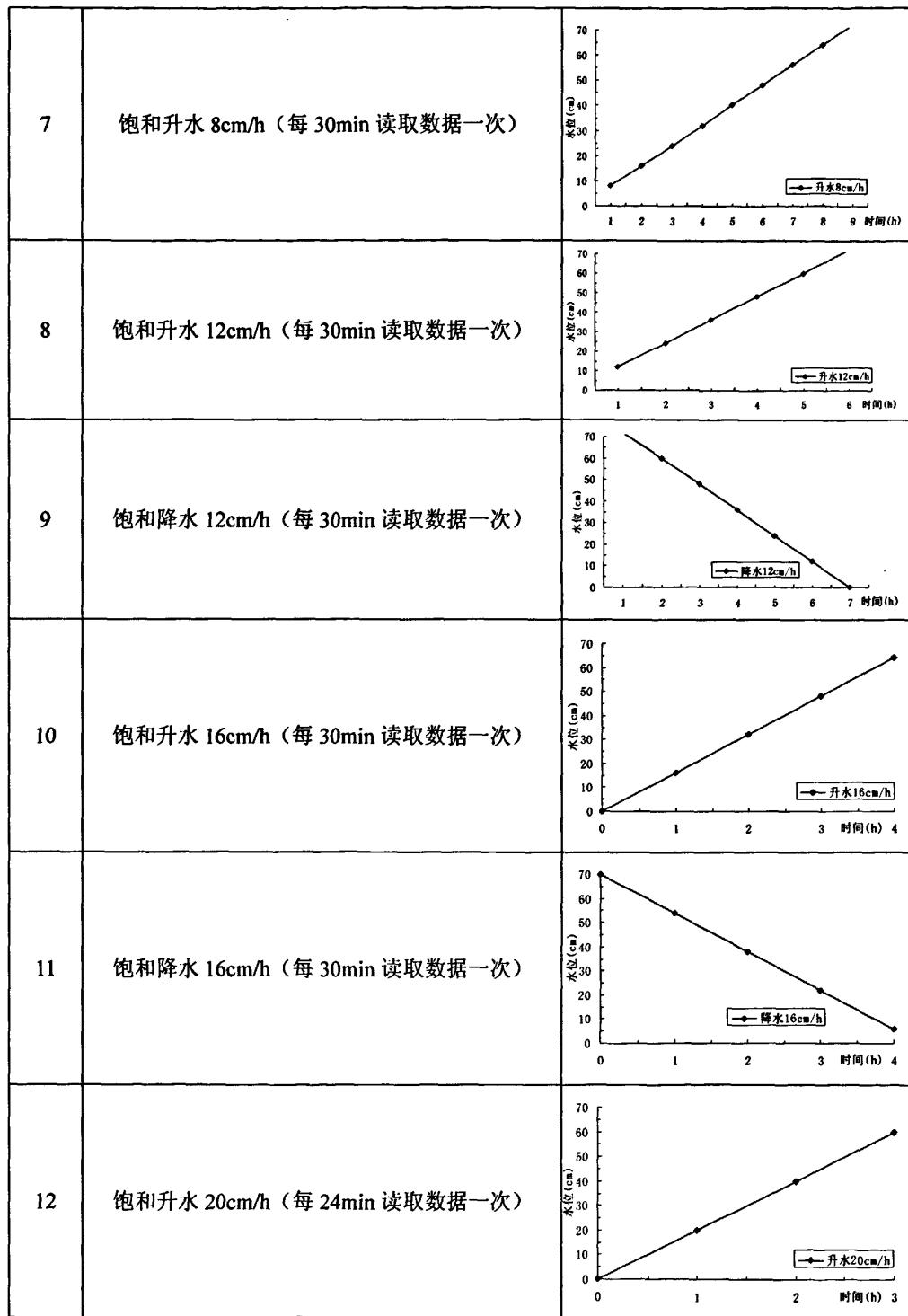
Fig.3.17 Fix and erection of scale and probe system

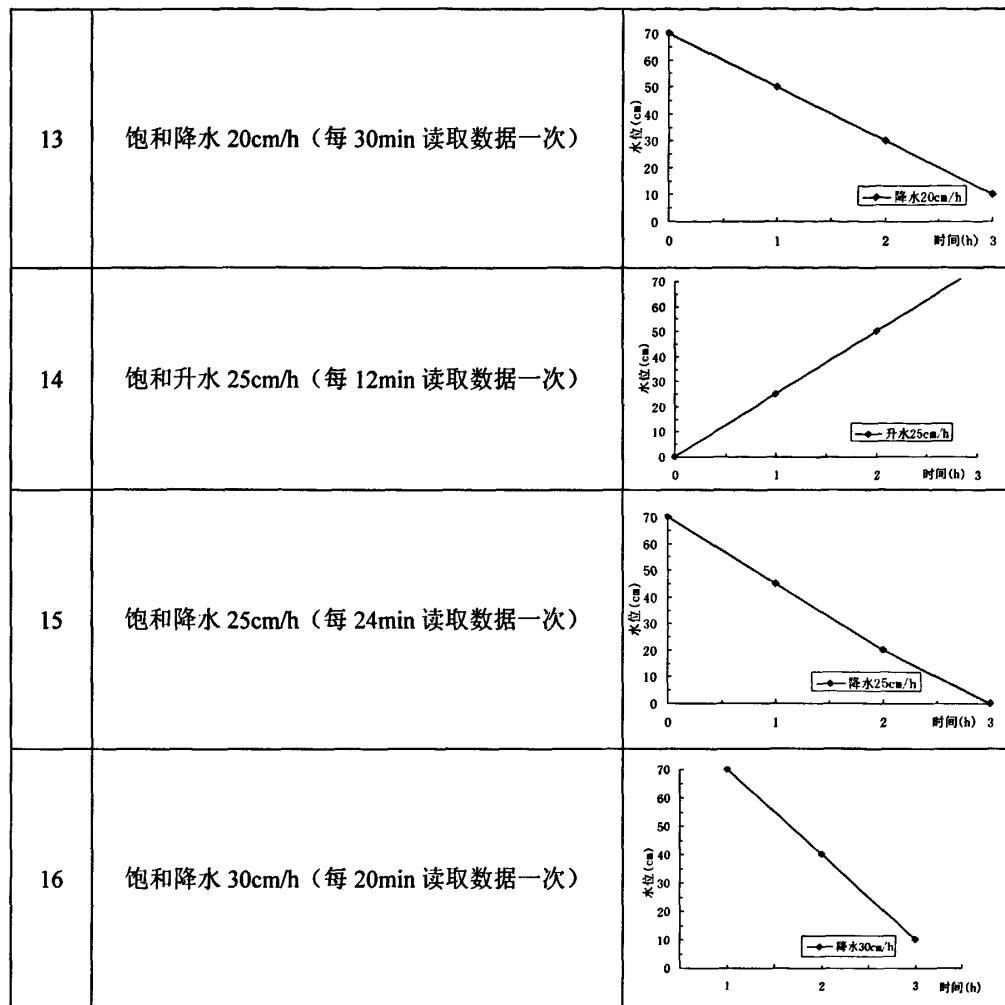
3.6 升水、降水方案设计

根据渗流力学原理,由模型试验相似分析几何相似条件下,在一定库岸边坡,当 $K/(\mu V) < 1/10$ 时为骤降, $K/(\mu V) > 60$ 时为缓慢下降,在 $1/10 < K/(\mu V) < 60$ 的范围内,浸润线的下降速率介于上述两种情况之间。由试验测得粉砂的渗透系数,计算出库水缓降及快降速率为 $1\text{cm}/\text{h}$ 和 $25\text{cm}/\text{h}$,根据相似原理 $C_v = 1$,模型与原型具有相同的升降速率。根据以上计算特征特征,拟定以下蓄水放水工况,见表 3.2 所示。

表 3.2 库水位升水、降水方案
Table 3.2 Rising and drawdown of reservoir water level plan

序号	工况类别	升水、降水方案
1	非饱和升水 1cm/h (每 60min 读取数据一次)	
2	饱和升水 1cm/h (每 60min 读取数据一次)	同上
3	饱和降水 1cm/h (每 60min 读取数据一次)	
4	饱和升水 3cm/h (每 60min 读取数据一次)	
5	饱和降水 3cm/h (每 60min 读取数据一次)	
6	饱和降水 5cm/h (每 30min 读取数据一次)	





3.7 本章小结

对国内外物理模拟试验现状以及课题的可操作性研究,建立了室内试验模型,为论文浸润线规律及防护结构变形规律研究创造了条件。在模型建立过程中,解决了一系列难题,为今后试验研究提供了参考,同时存在的一系列问题也为类似研究提出了新的挑战。

第四章 库岸路基物理模拟试验结果分析

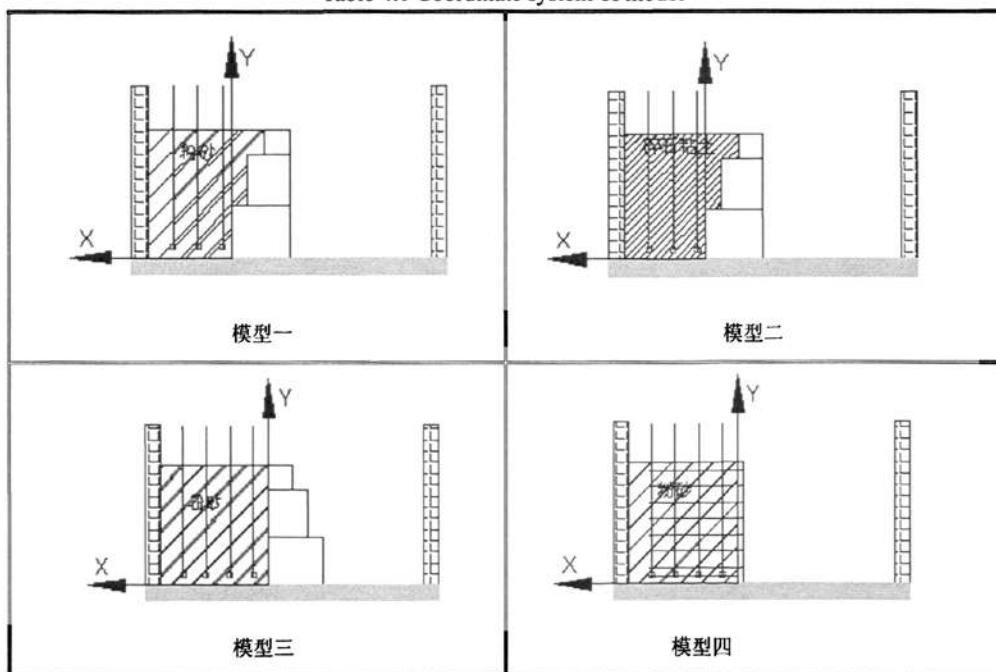
水是影响库岸路基稳定的重要因素，路基在浸水前后，不同的库水升降速率对路基的影响程度是不同的。试验模拟在不同升降速率防护结构的内部响应，并对观测数据进行对比分析。根据试验测量数据，对库岸路基防护结构的渗透性、结构变形特征以及破坏模式进行分析研究，为工程设计提供参考。

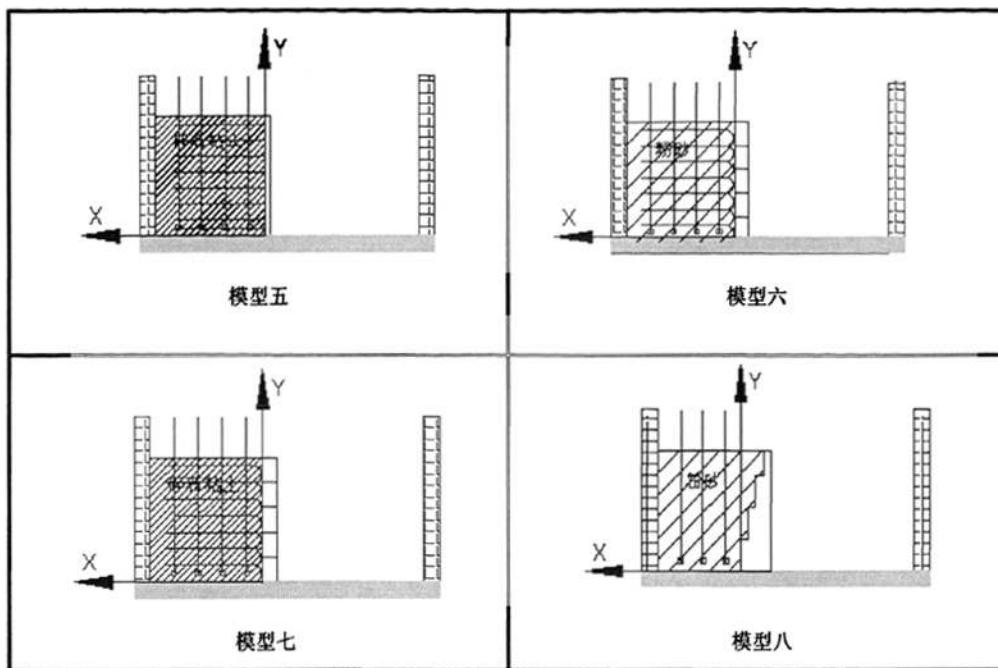
4.1 同一模型不同升水、降水速率对比

4.1.1 同一模型不同时刻升水对比

为方便模型的矢量化对比分析，首先对八个模型建立如表 4.1 所示的数学坐标系。

表 4.1 模型坐标系
Table 4.1 Coordinate system of model





以模型一为例, 通过同一模型在不同时刻记录数据结果, 分析在库水位升高条件下路基土水位浸润线的总体变化规律。

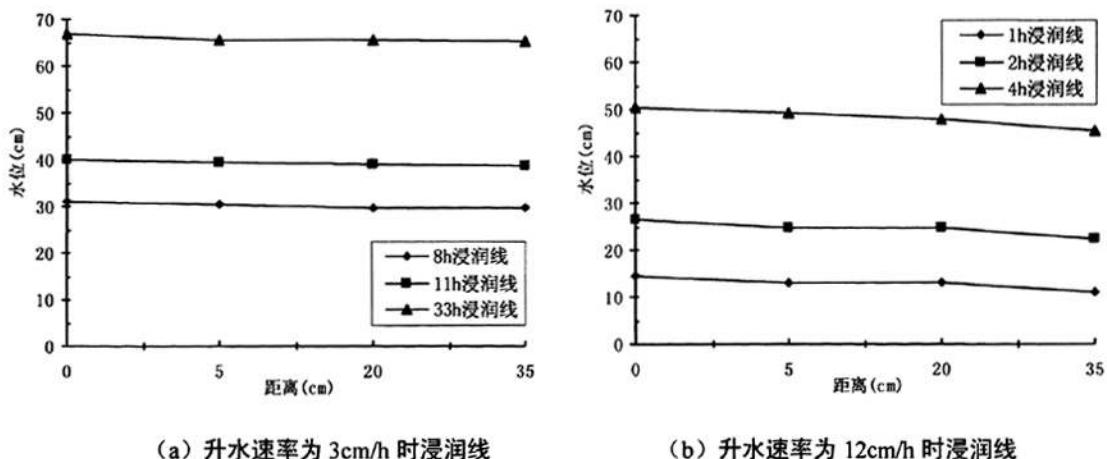


图 4.1 不同升水速率浸润线

Fig.4.1 Saturation line of different reservoir water rising rate

从以上两种典型升水速率可以看出, 随着外界水位的不断升高, 路基内地下水位也随之升高, 库岸距离越远路基地下水位呈下降趋势。

4.1.2 同一模型不同时刻降水对比

同样以模型一为例, 通过同一模型在不同时刻记录数据, 分析库水位降低条件下路基土水位浸润线总体规律。

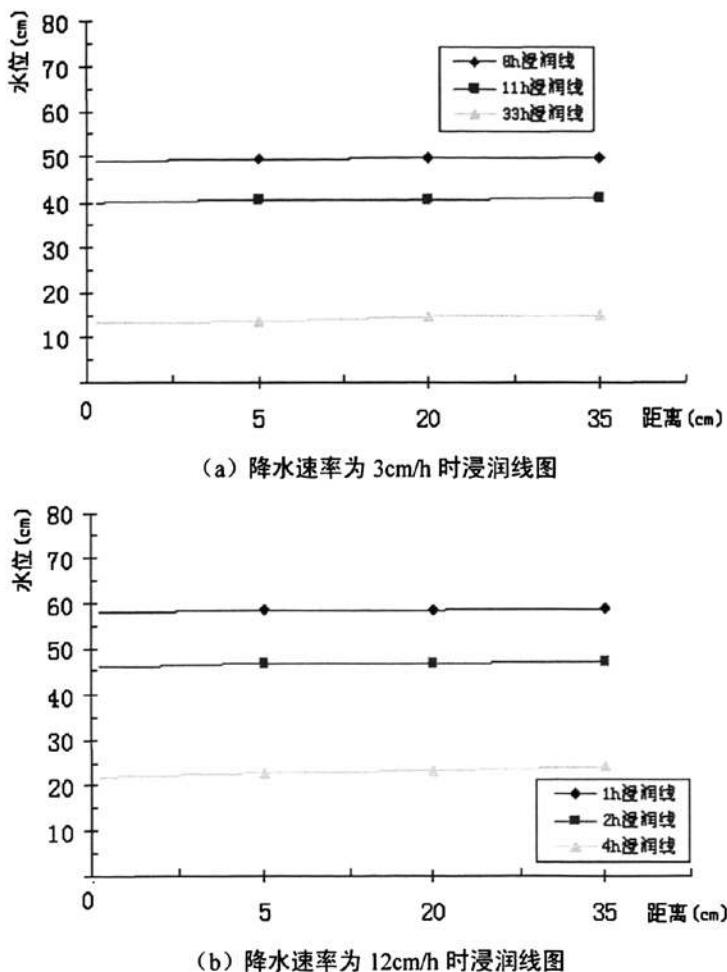


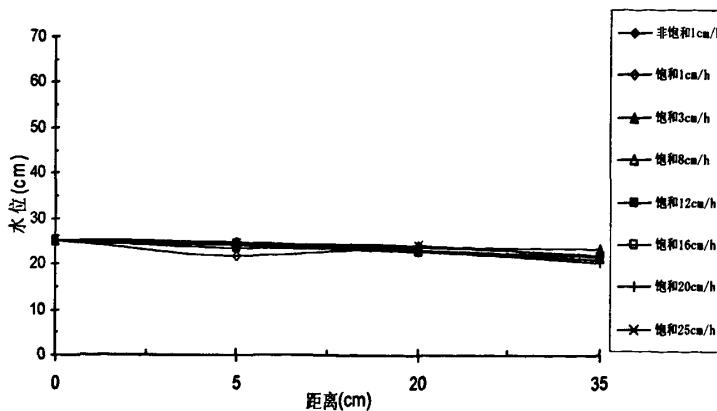
图 4.2 不同降水速率浸润线

Fig.4.2 Saturation line of different reservoir water dropping rate

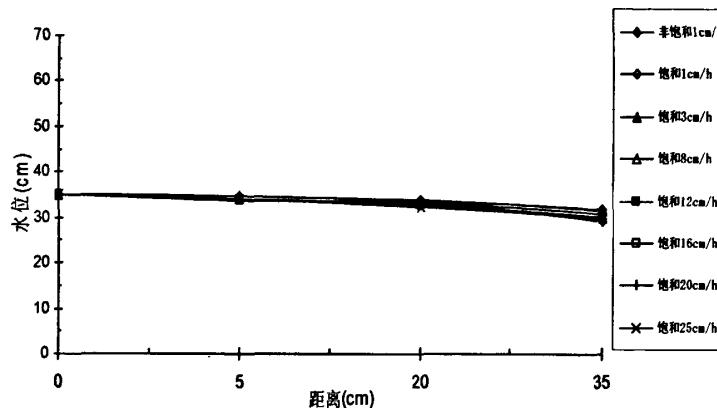
从以上两个典型降水速率可以看出, 随外界水位的降低, 水位浸润线也随之降低, 且随库岸路基距离越远地下水位越高。

4.1.3 同一模型不同升水速率对比

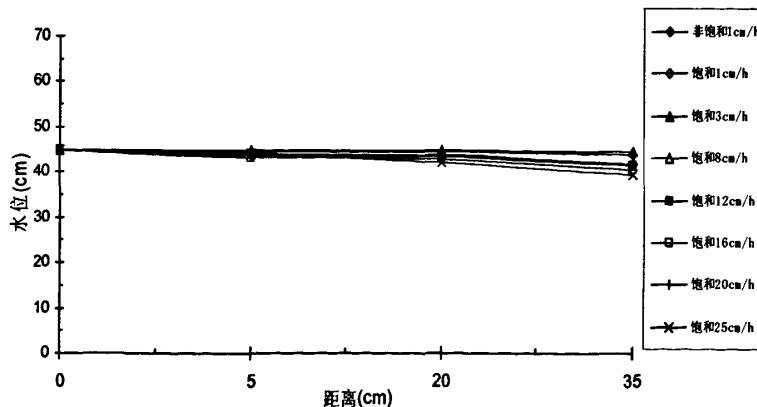
以模型一为例, 拟定模型水位分别为 25cm、35cm、45cm (根据 1/10 的模型比尺, 对应于原型库水位高度 2.5m、3.5m、4.5m) 时不同升水速率下路基土体水位浸润线的规律, 通过对比旨在得出不同升水速率对路基土体浸润线的影响程度。



(a) 升水条件下库水位为 25cm 时路基浸润线



(b) 升水条件下库水位为 35cm 时路基浸润线



(c) 升水条件下库水位为 45cm 时路基浸润线

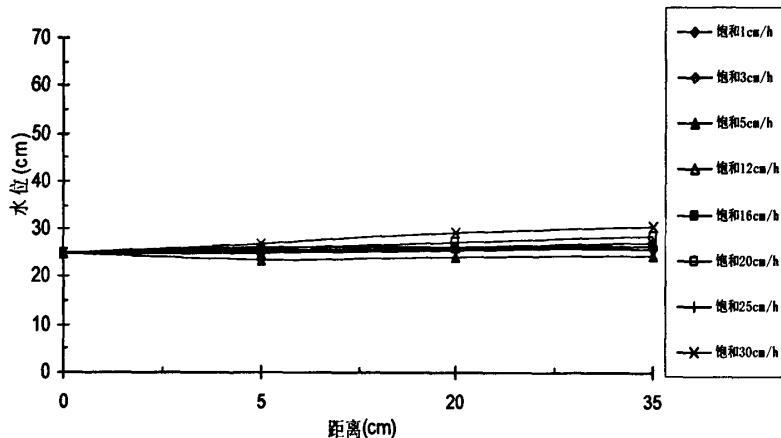
图 4.3 不同升水速率浸润线

Fig.4.3 Saturation line of different reservoir water rising rate

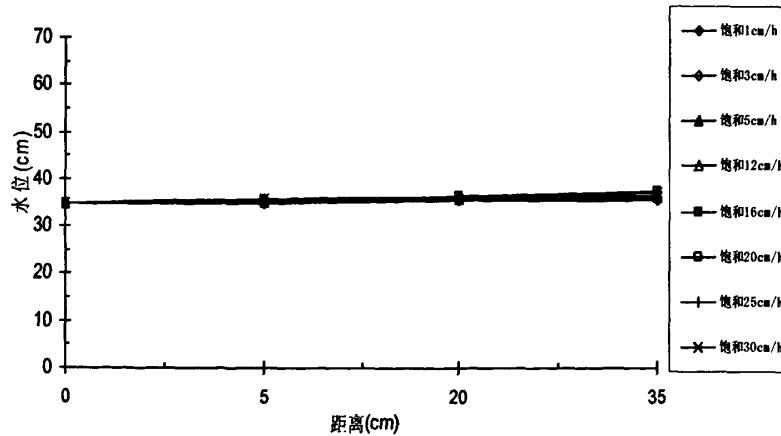
从以上三个典型库水位浸润线图可以看出, 路基内地下水浸润线随库岸距离增加而降低, 呈倾斜状态, 且升水速率越快倾斜度越大, 总体为倾斜直线。

4.1.4 同一模型不同降水速率对比

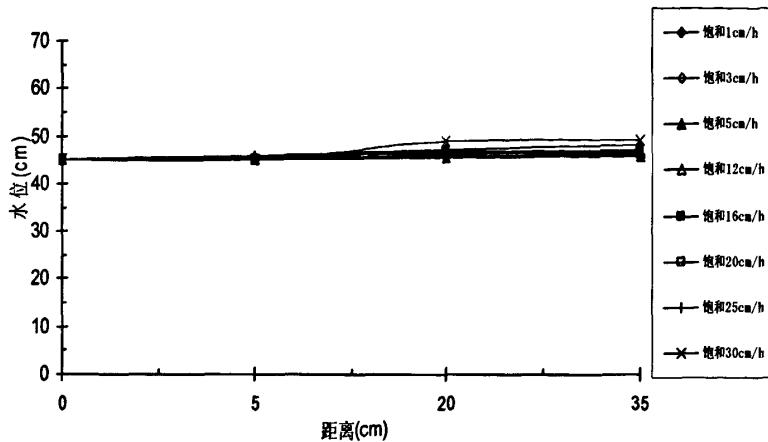
以模型一为例, 拟定三组库水位为 25cm、35cm、45cm (根据 1/10 的模型比尺, 对应于原型库水位高度为 2.5m、3.5m、4.5m) 时的不同降水速率下路基土体水位浸润线的响应分析。通过分析旨在得出不同降水速率对路基土体水位浸润线的影响程度。



(a) 降水条件下库水位为 25cm 时路基内地下水浸润线



(b) 降水条件下库水位为 35cm 时路基内地下水浸润线



(c) 降水条件下库水位为 45cm 时路基内地下水浸润线

图 4.4 不同降水速率浸润线

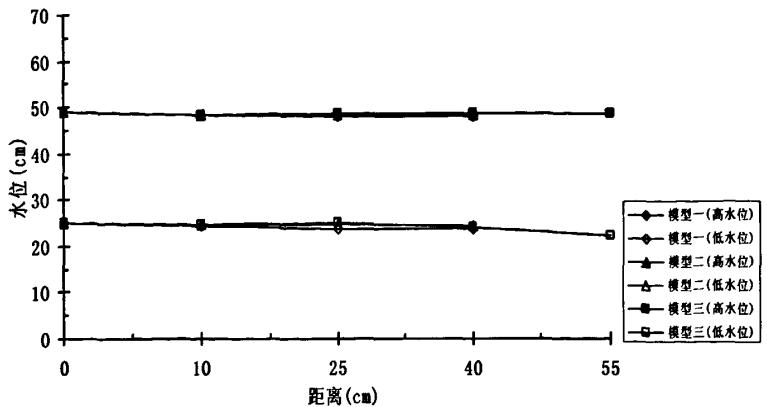
Fig.4.4 Saturation line of different reservoir water dropping rate

从以上三个典型降水条件下库水位图中可以看出，随距离防护结构距离越远，路基内地下水浸润线越高，基本趋于倾斜直线。水位降低速率越大，浸润线斜率越大。

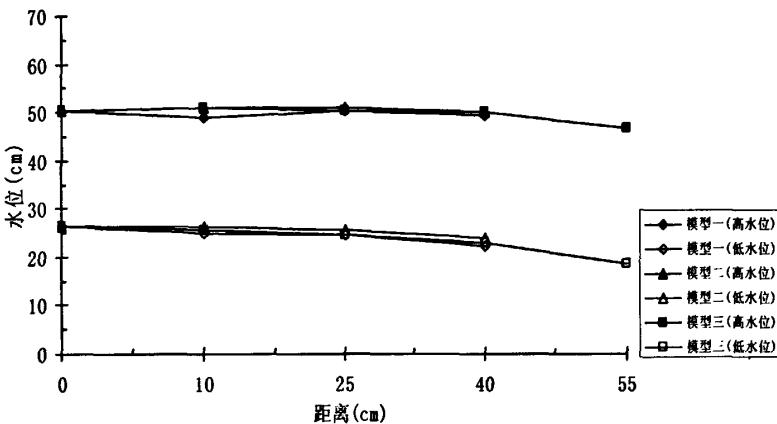
4.2 同类模型不同升、降速率对比

4.2.1 石笼防护结构

为分析同类模型在不同填土材料及断面型式下路基土体浸润线的规律差异，试验分析了模型一、模型二的两种土体填料、模型三的不同断面型式，对石笼防护结构在库水位不同升、降速率下对比分析，得出三种模型的总体规律差别，为工程设计提供参考。



(a) 升水速率 3cm/h 库水位为 25cm、49cm 石笼结构模型浸润线

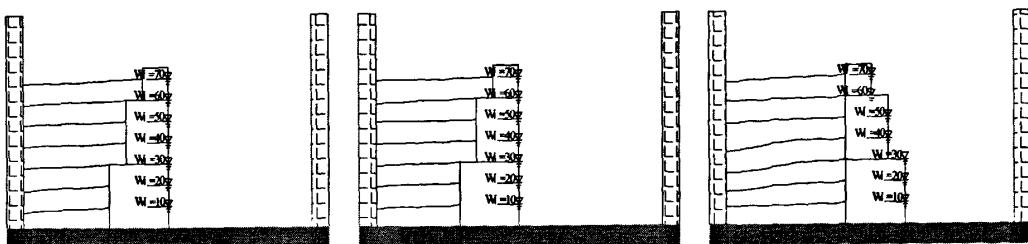


(b) 升水速率 12cm/h 库水位为 26.5cm、50.5cm 石笼结构浸润线

图 4.5 不同升水速率石笼防护结构浸润线

Fig.4.5 Saturation line for gabion structure of different reservoir water rising rate

从以上两幅典型水位下浸润线图可以看出, 路基浸润线主要与路基填料渗透性及渗透距离有关, 岸坡防护结构物的叠放形式对浸润线的影响较小。同时, 通过分析试验数据, 也可得出在不同库水位速率下路基浸润线图, 如图 4.6、图 4.7 所示。



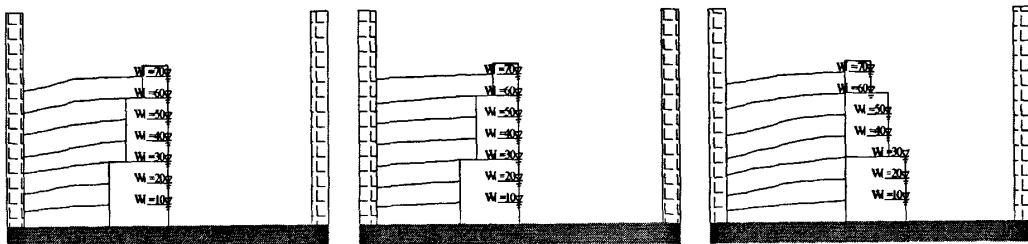
(a) 模型一

(b) 模型二

(c) 模型三

图 4.6 升水速率 3cm/s 石笼防护结构不同水位浸润线

Fig.4.6 Saturation line for gabion structure of reservoir water rising rate of 3cm/s



(a) 模型一

(b) 模型二

(c) 模型三

图 4.7 升水速率 25cm/s 石笼防护结构不同水位浸润线

Fig.4.7 Saturation line for gabion structure of reservoir water rising rate of 25cm/s

从图 4.6、图 4.7 可以看出，在库水位升高情况下，库岸路基浸润线随之升高，升水速率为 3cm/h 的浸润线缓于速率 25cm/h，在进行结构设计时应采用升水速率较高情形作为控制速率，保证结构安全。

在降水条件下不同速率对库岸路基浸润线水位的影响如下分析。

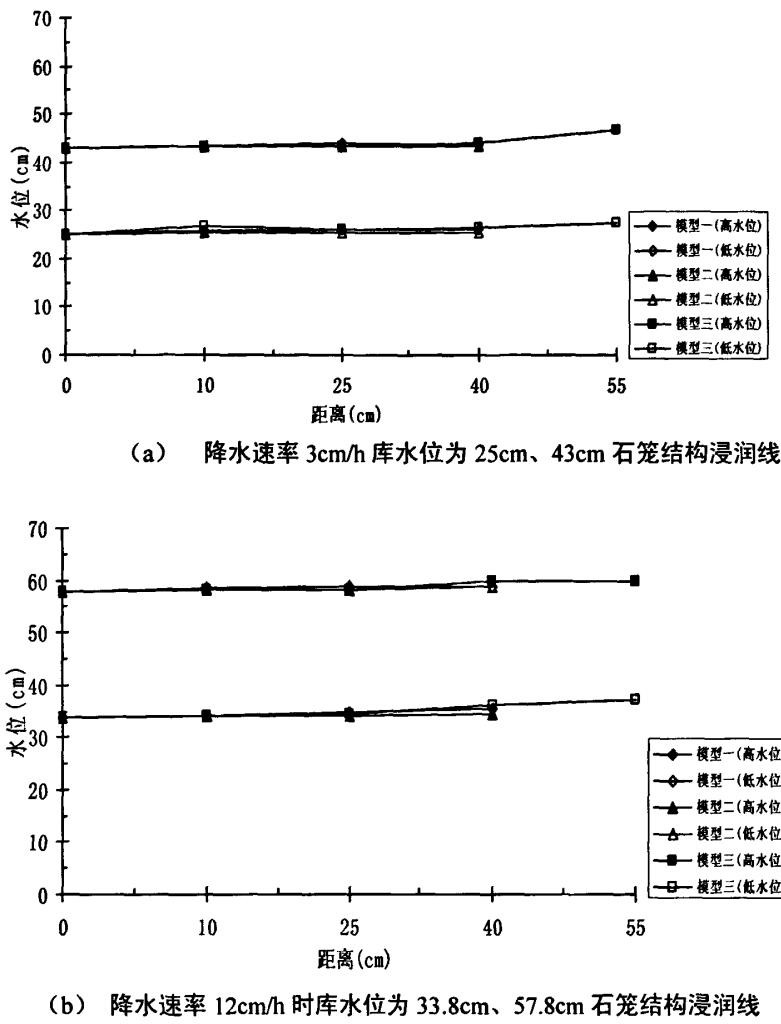
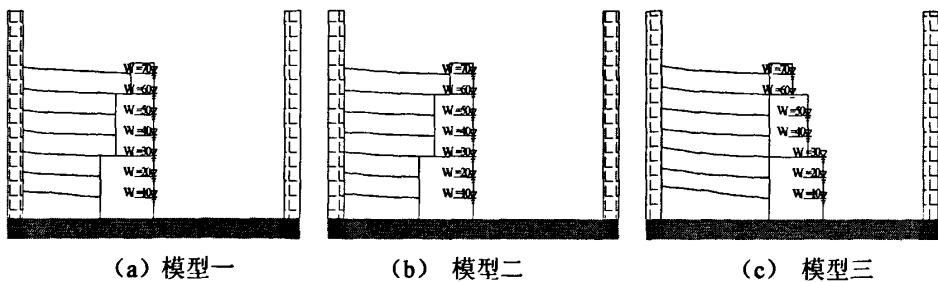


图 4.8 不同降水速率石笼防护结构浸润线

Fig.4.8 Saturation line for gabion structure of different reservoir water dropping rate

同理,以上两幅典型水位下浸润线图可以看出,路基浸润线主要与路基填料渗透性及渗透距离有关,与岸坡防护结构物的叠放形式无关。由于碎石粘土渗透条件较好,浸润线较粉砂平缓。

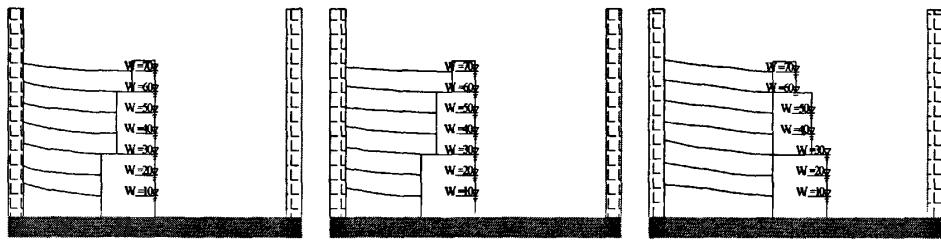
在降水情况下,也可得出不同水位下库岸路基的浸润线规律,同样水位条件,由于下降速率不一样,浸润线也会存在一定的差别,根据试验记录数据,选取库水下降速率分别为3cm/h和25cm/h进行比较,如图4.9、4.10所示。



(a) 模型一 (b) 模型二 (c) 模型三

图 4.9 降水速率 3cm/s 石笼防护结构不同水位浸润线

Fig.4.9 Saturation line for gabion structure of reservoir water dropping rate of 3cm/s



(a) 模型一 (b) 模型二 (c) 模型三

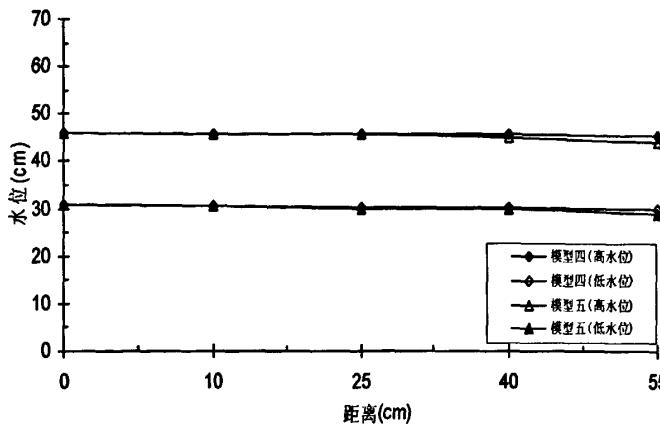
图 4.10 降水速率 25cm/s 石笼防护结构不同水位浸润线

Fig.4.10 Saturation line for gabion structure of reservoir water dropping rate of 25cm/s

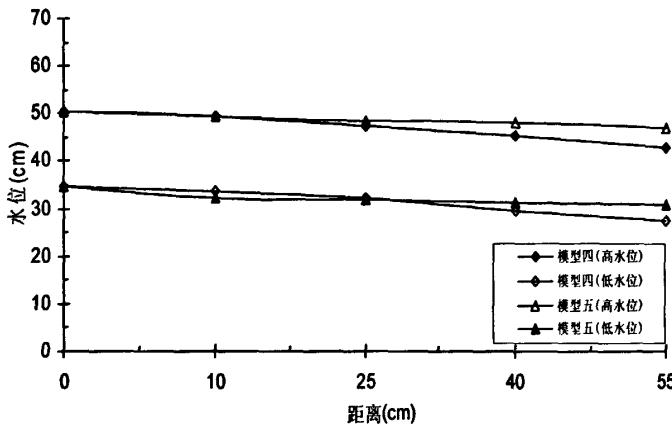
从以上两种不同降水速率的路基浸润线可以发现，不同降水速率对路基土体有很大影响，降水速度越快，路基浸润线倾斜越明显。同一降水速率下，模型二的浸润线缓于模型一和模型三，由于碎石粘土渗透系数大于粉砂，说明库岸路基浸润线与土体渗透系数有关。

4. 2. 2 加筋土防护结构

通过对加筋土防护结构不同升、降速率方案对比，旨在寻求同类模型在不同填料下路基内土体浸润线的差异，分析路基填料的性质对浸润线的影响，为工程设计提供参考。



(a) 升水速率 3cm/h 库水位为 31cm、46cm 加筋土结构浸润线



(b) 升水速率 20cm/h 库水位为 34.6cm、50.6cm 加筋土结构模型浸润线

图 4.11 不同升水速率加筋土防护结构浸润线

Fig.4.11 Saturation line for reinforced earth retaining wall of different reservoir water rising rate

在升水条件下, 路基内地下水位随库水位的升高而升高, 由于碎石粘土的空隙率较大, 渗透系数大, 故路基内土体浸润线高于粉砂, 且总体上距离岸坡越远, 地下水位越低。

根据试验记录数据, 对不同降水速率下的岸坡浸润线进行如下分析:

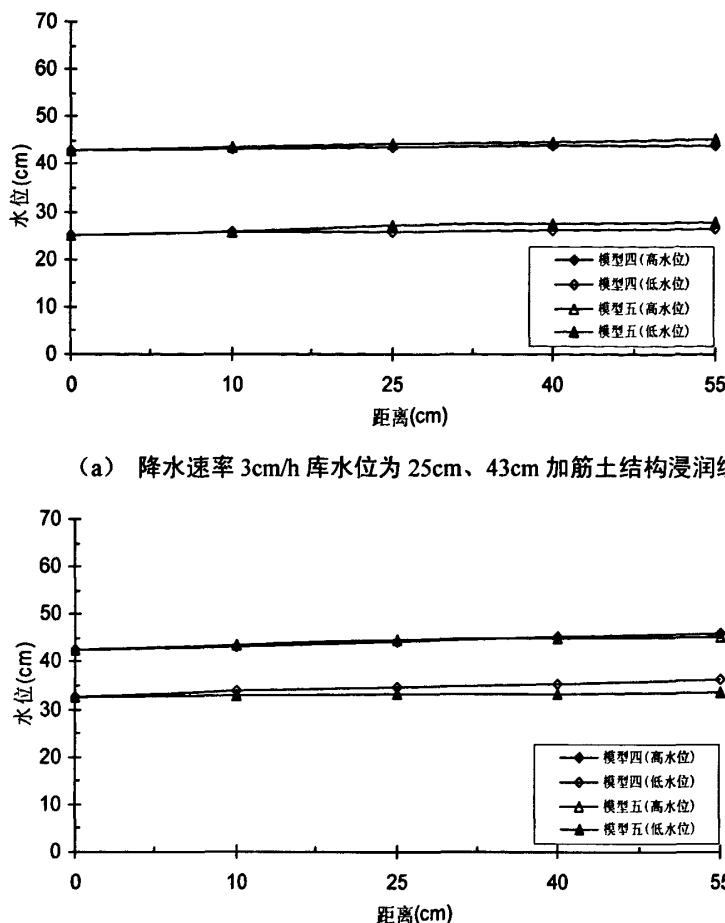


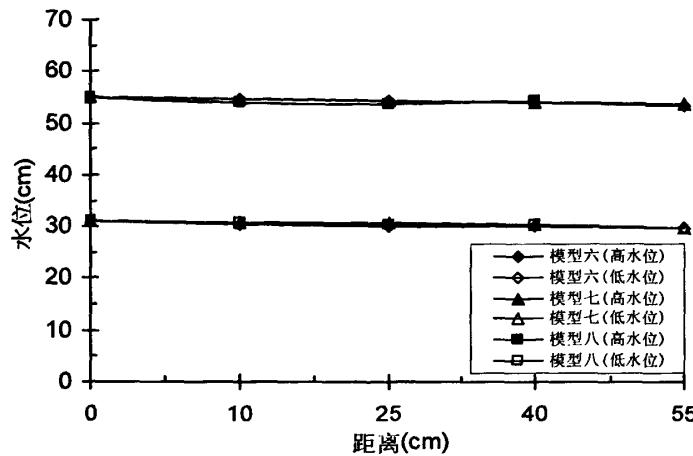
图 4.12 不同降水速率加筋土防护结构浸润线

Fig.4.12 Saturation line for reinforced earth retaining wall of different reservoir water dropping rate

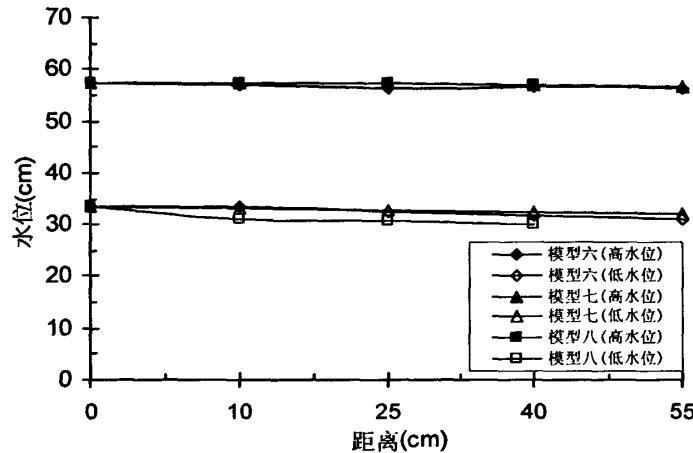
在降水条件下,路基内地下水位随库水位的下降而降低,呈倾斜直线。由于碎石粘土的空隙率较大,渗透系数较大,故路基内土体浸润线低于粉砂,直线倾斜小,且整体距离岸坡越远,地下水位越高。

4.2.3 自嵌式防护结构

通过对自嵌式防护结构不同升、降速率方案对比,旨在寻求同类模型在不同填料下路基内土体浸润线的差异,分析路基土体渗透系数对浸润线的影响,为工程设计提供参考。



(a) 升水速率 3cm/h 库水位为 31cm、55cm 自嵌式结构浸润线



(b) 升水速率 12cm/h 库水位为 33.5cm、57.5cm 自嵌式结构浸润线

图 4.13 不同升水速率自嵌式防护结构浸润线

Fig.4.13 Saturation line for self-interlock structure of different reservoir water rising rate

从 4.13 (b) 图可以看出, 在低水位时, 模型八的浸润线低于模型六和模型七, 说明在水位升高的初始阶段, 重力式自嵌挡土墙对水流浸润具有一定阻挡作用, 地下水浸润线低于模型六、模型七两种。

总体来说, 浸润线倾斜一致, 不同填土类型对浸润线的影响较小, 渗透系数大的浸润线略高于渗透系数小的。

以下对降水条件下自嵌结构进行分析。

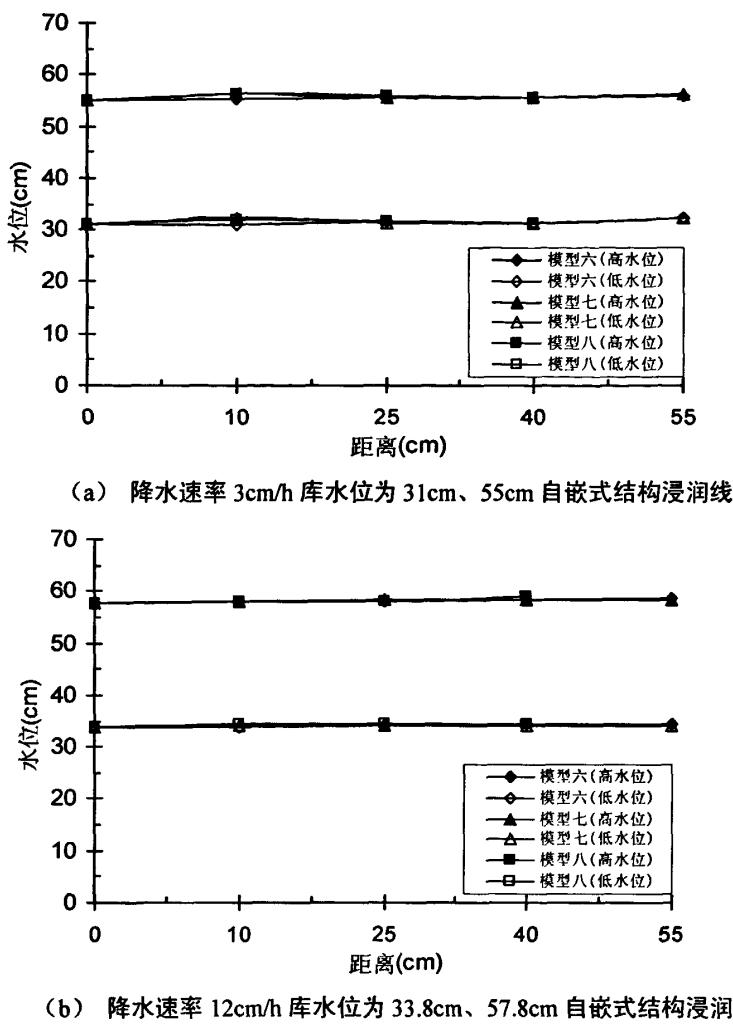


图 4.14 不同降水速率自嵌式防护结构浸润线

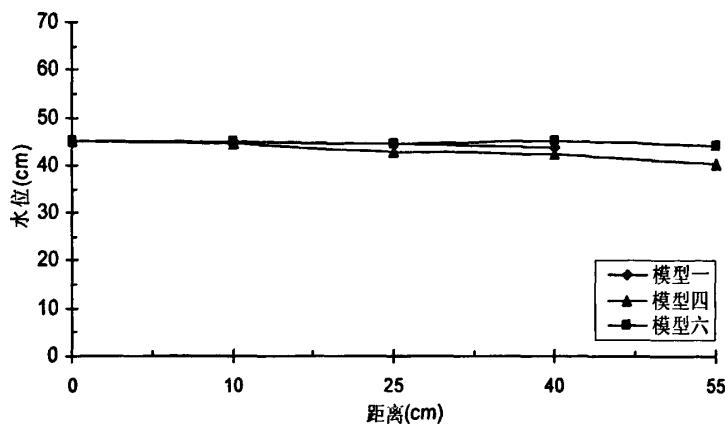
Fig.4.14 Saturation line for self-interlock structure of different reservoir water dropping rate

同理，降水情况下，地下水位随岸坡距离增大而升高呈线性关系，在库水位下降过程中，路基浸润线总体一致，浸润线与路基土体渗透系数和距离有关。

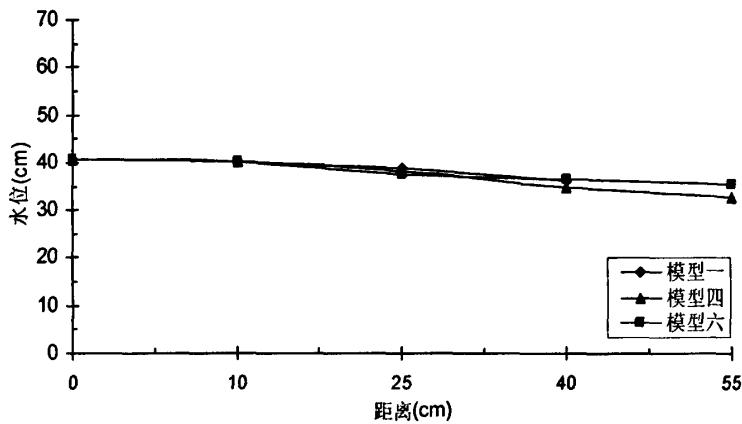
4.3 同一填土不同防护结构类型对比

4.3.1 粉砂土填料防护结构对比

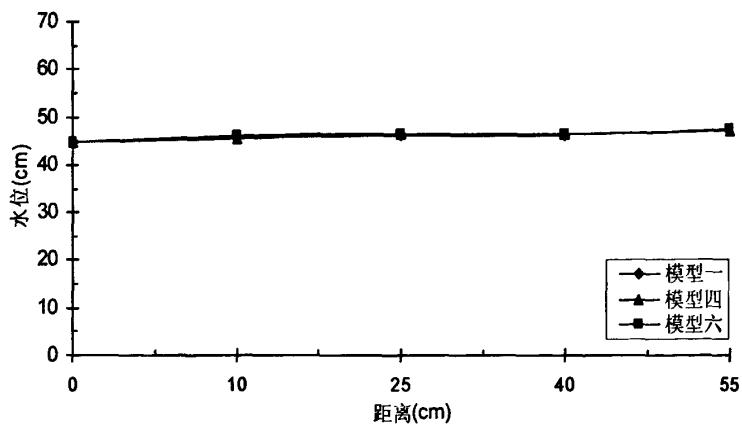
通过对粉砂填料不同防护结构类型对比，旨在寻求不同模型在变水位与不同升降速率下库岸路基内土体浸润线的差异，为工程设计提供参考。



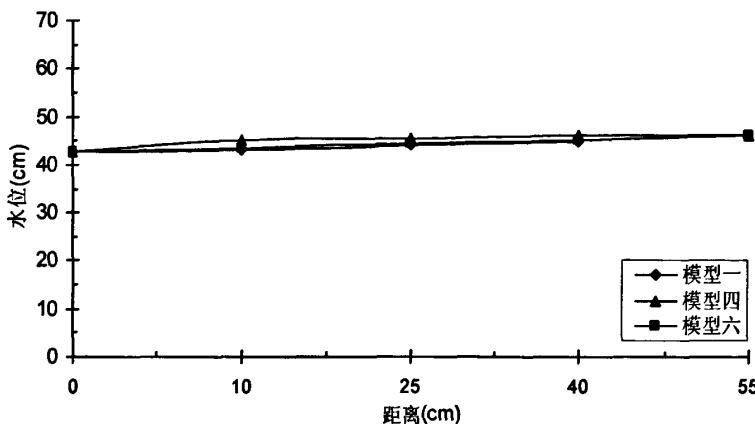
(a) 升水速率 1cm/h 库水位为 45cm 防护结构浸润线图



(b) 升水速率 20cm/h 库水位为 40.6cm 防护结构浸润线



(c) 降水速率 1cm/h 库水位为 44.9cm 防护结构浸润线



(d) 降水速率 20cm/h 库水位为 42.7cm 防护结构浸润线图

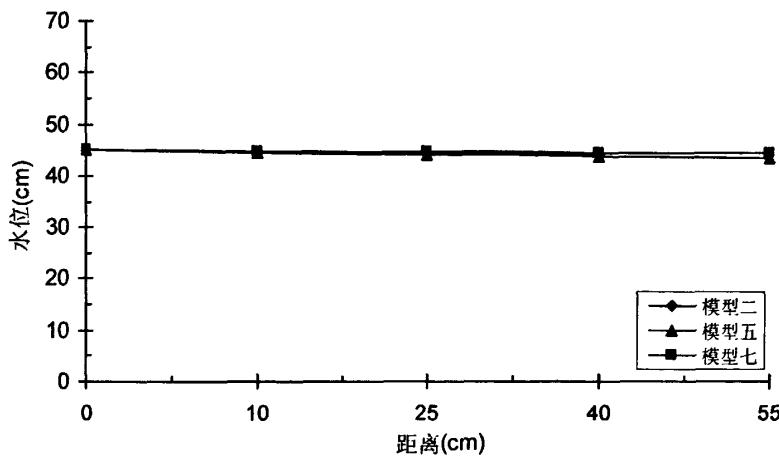
图 4.15 粉砂路基不同防护结构升、降速率浸润线

Fig 4.15 The silt subgrade saturation line for different structures of rising and dropping rate

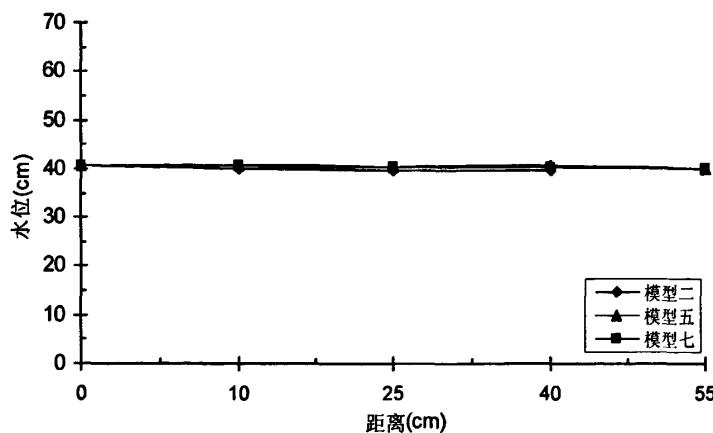
从以上不同的升水降水方案对三种防护结构对比分析，可以看出防护结构型式与地下水位浸润线的相关性较小，防护结构型式对浸润线基本不产生影响。

4.3.2 碎石粘土填料防护结构对比

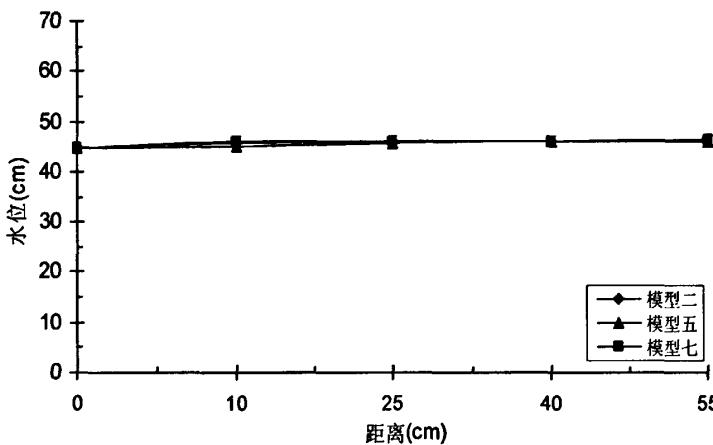
通过对碎石粘土填料的不同防护结构类型对比，旨在寻求不同模型在变水位与变升降速率下路基内土体浸润线的差异，为工程设计提供参考。



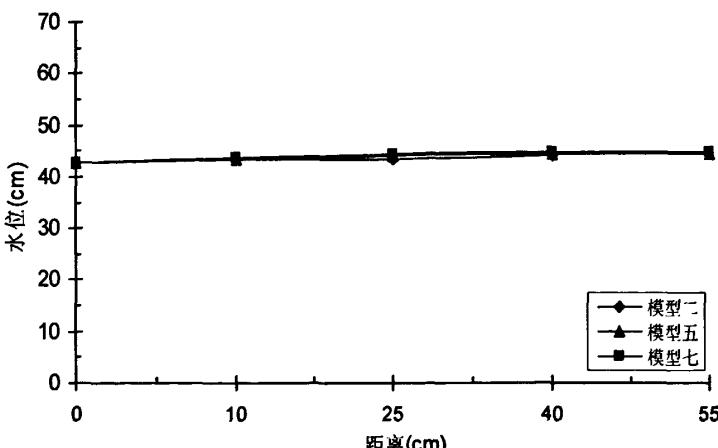
(a) 升水速率 1cm/h 库水位为 45cm 碎石粘土路基防护结构浸润线



(b) 升水速率 20cm/h 库水位 40.6cm 碎石粘土路基防护结构浸润线



(c) 降水速率 1cm/h 时库水位为 44.9cm 碎石粘土路基防护结构浸润线



(d) 降水速率 20cm/h 时库水位为 42.7cm 三种碎石粘土路基防护结构浸润线

图 4.16 碎石粘土路基不同防护结构升、降速率浸润线

Fig.4.16 The crashed stone clay soil saturation line for different structures of rising and dropping rate

从以上四个典型升降速率的浸润线可以看出, 碎石粘土填料的库岸路基地下水浸润线在不同路基防护结构下浸润线倾向及差距较小, 防护结构类型对浸润线的影响较小。

4.4 变形分析

4.4.1 石笼防护结构变形分析

在模型上设置变形观测点以测量石笼挡土结构在库水位变化条件下的变形情况, 如图 4.17 所示。受现场施工条件所限, 观测点距离挡墙基础的高度由现场量测所得, 见表 4.2。

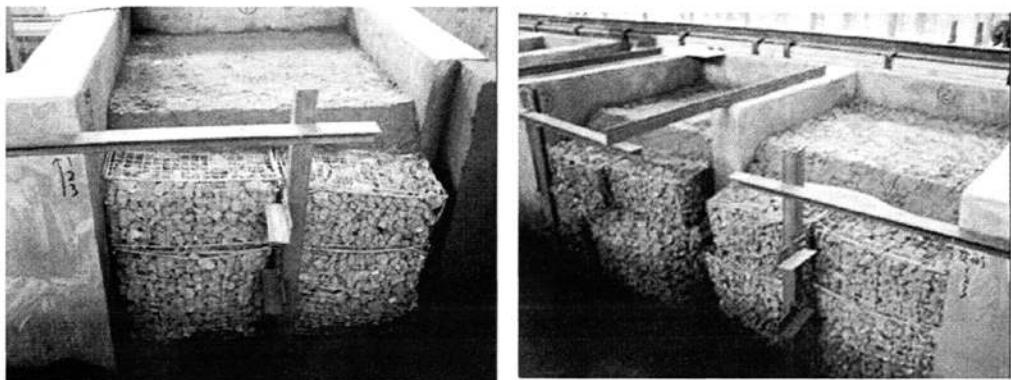


图 4.17 石笼挡墙变形观测点

Fig. 4.13 Gabion retaining wall deformation observation points

表 4.2 变形观测点距基础高程记录表 (单位: cm)

Table 4.2 Pitch elevation deformation observation record form the basis (unit: cm)

观测点高程	1—1	1—2	1—3	2—1	2—2	2—3	3—1	3—2	3—3
距基础高程	75.4	58.6	30.1	75.6	54.4	28.4	73.5	58.5	31.5

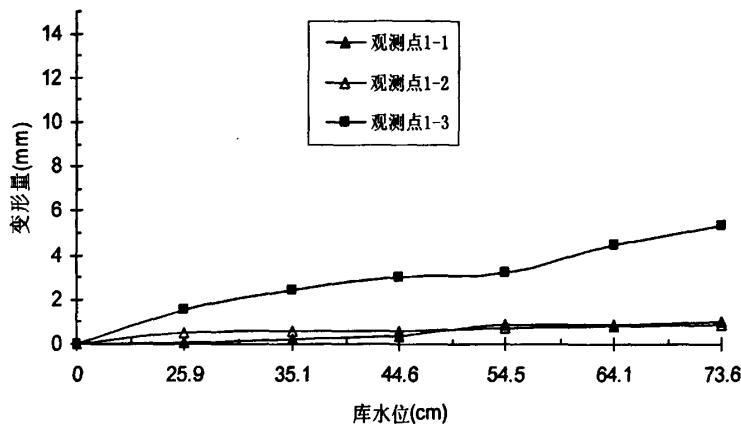
通过游标卡尺量测在库水位浸润下路基防护结构变形量, 得到如下不同水位时变形量数据, 如表 4.3 所示。

表 4.3 升水速率 1cm/h 石笼结构变形观测记录表 (单位: mm)

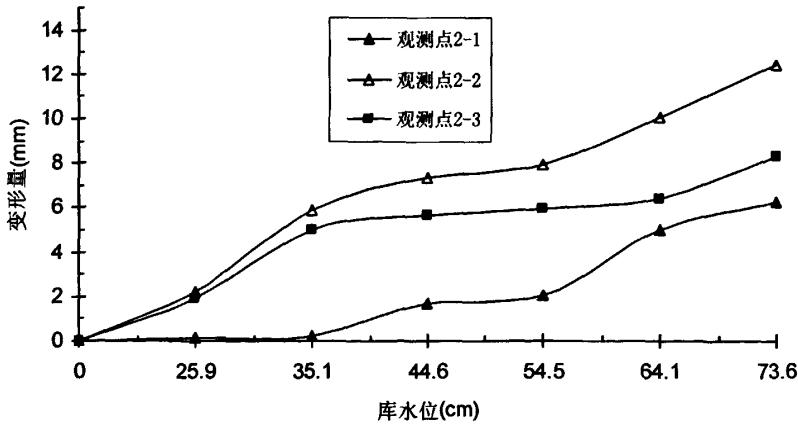
Table 4.3 The deformation for gabion structure of rising rate of 1cm / h (unit: mm)

观测点 库水位	1—1	1—2	1—3	2—1	2—2	2—3	3—1	3—2	3—3
0 cm	81.00	81.88	76.00	92.46	92.66	92.22	122.56	48.34	48.20
25.9 cm	80.90	81.38	74.46	92.32	90.42	88.54	122.46	48.04	48.15
35.1 cm	80.80	81.31	73.54	92.26	86.78	86.88	122.36	47.36	48.04
44.6 cm	80.60	81.28	73.00	90.80	85.30	86.58	122.00	47.26	46.28
54.5 cm	80.10	81.18	72.80	90.40	84.72	86.28	121.26	46.78	45.10
64.1 cm	80.10	81.10	71.48	86.48	82.62	85.80	120.76	46.48	45.06
73.6 cm	80.00	81.00	70.60	86.20	80.24	83.94	破坏	破坏	破坏

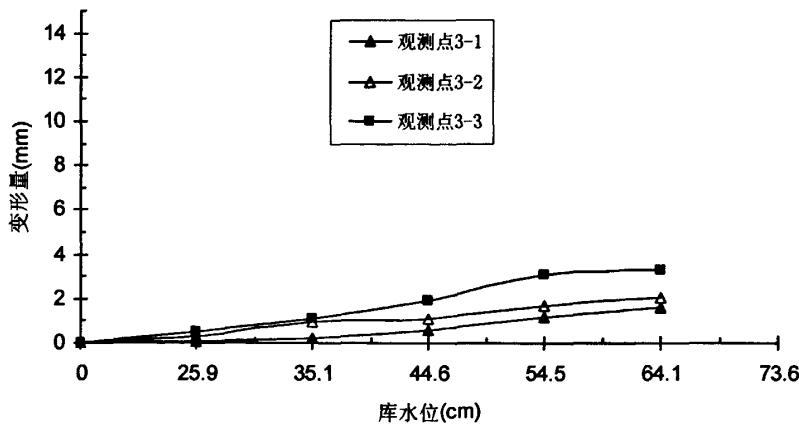
从以上数据可以做出石笼挡墙结构的变形量图, 如图 4.18 所示。



(a) 模型一随库水位变化变形量图



(b) 模型二随库水位变化变形量图

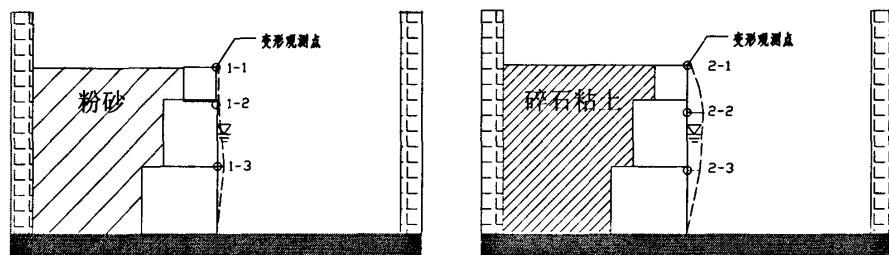


(c) 模型三随库水位变化变形量图

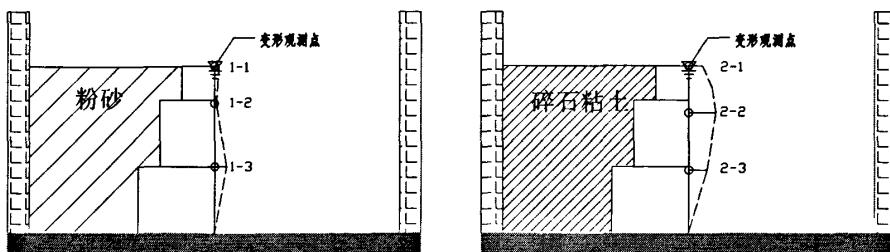
图 4.18 石笼结构变形图

Fig. 4.18 Deformation diagram of gabion structure

同样根据变形数据，可以得出结构变形的示意图，更能反映结构整体的变形特征，如下图所示。



(a) 升水速率 1cm/h 库水位为 44.6cm 时模型一、二变形图



(b) 升水速率 1cm/h 库水位为 73.6cm 时模型一、二变形图

图 4.19 升水速率 1cm/h 时不同水位变形图

Fig. 4.19 The deformation with different water levels of rising rate of 1cm / h

从以上两个典型水位看出，经过试验测量数据分析，粉砂填土路基变形量最大位置在 $H/3$ 高度，碎石粘土路基变形量最大位置在 $2H/3$ 高度，由于碎石粘土的容重 γ 大于粉砂的容重，则碎石粘土填料库岸路基主动土压力大于粉砂填料路基，

因而碎石粘土库岸路基结构变形量大于粉砂路基。

4.4.2 加筋挡墙变形分析

在模型上设置变形观测点以测量加筋挡墙结构在库水位变化条件下的变形情况, 如图 4.20 所示。受现场施工条件, 观测点距离挡墙基础的高度由现场量测所得, 见表 4.3。

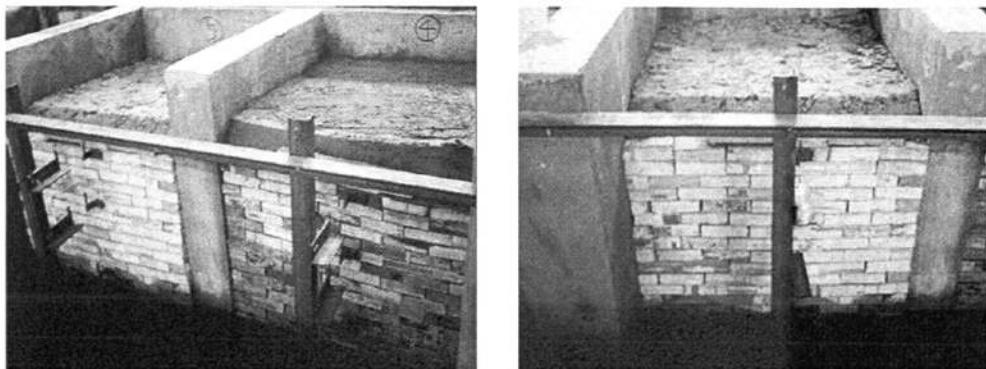


图 4.20 加筋挡墙变形观测点

Fig.4.20 Reinforced retaining wall deformation observation point

表 4.4 变形观测点距基础高程记录表 (单位: cm)

Table 4.4 Deformation observation record of the elevation from the basis (unit: cm)

观测点 高程	4—1	4—2	4—3	4—4	5—1	5—2	5—3	5—4
距基础 高程	72.4	59	33.5	18.2	75.2	58.9	36.9	18

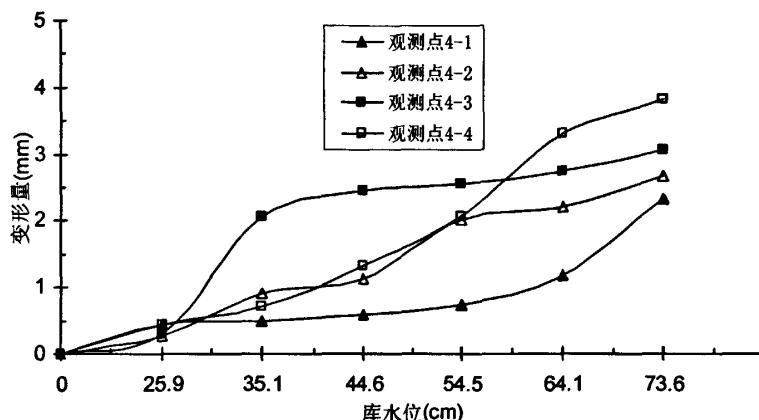
通过游标卡尺量测在库水位浸润下路基防护结构变形量, 得到如下不同水位时变形量数据, 如表 4.5 所示。

表 4.5 升水速率 1cm/h 加筋土结构变形观测数据记录表 (单位: mm)

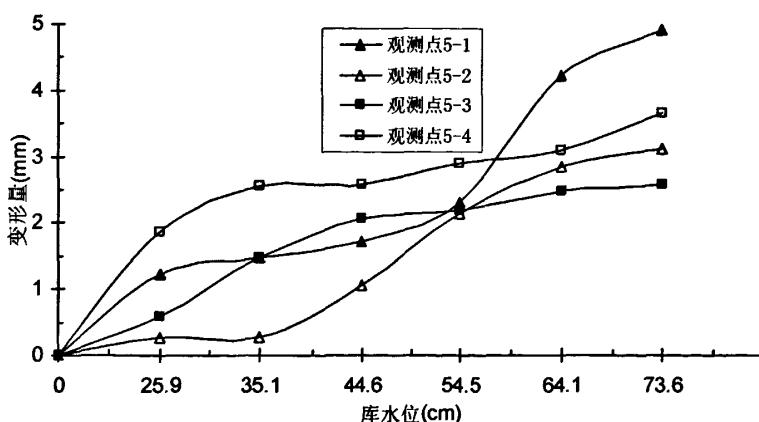
Table 4.5 The deformation for reinforced earth retaining wall of rising rate of 1cm / h (unit: mm)

观测点 库水位	4—1	4—2	4—3	4—4	5—1	5—2	5—3	5—4
0 cm	93.74	112.40	112.46	92.06	92.12	82.64	81.10	86.88
25.9cm	93.30	112.14	112.16	91.62	90.90	82.66	80.50	85.02
35.1 cm	93.24	111.50	110.40	91.34	90.64	82.66	79.62	84.32
44.6 cm	93.14	111.28	110.00	90.74	90.40	81.88	79.04	84.30
54.5 cm	93.00	110.40	109.92	90.00	89.82	80.80	78.92	84.00
64.1 cm	92.56	110.20	109.72	88.74	87.90	80.10	78.62	83.80
73.6 cm	91.40	109.72	109.40	88.24	86.78	79.82	78.52	83.22

根据以上图表数据做出防护结构变形图, 见图 4.21。



(a) 模型四随库水位变化变形量图

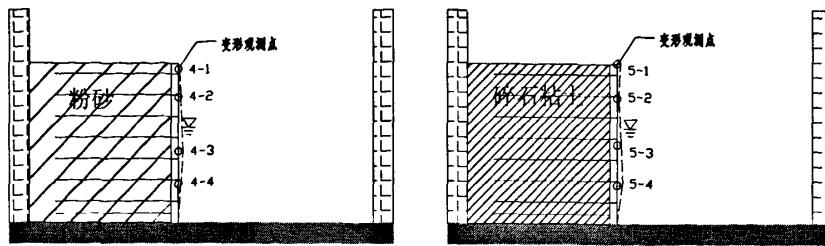


(b) 模型五随库水位变化变形量图

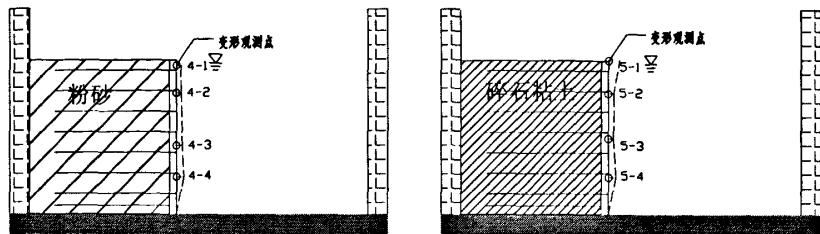
图 4.21 加筋土结构变形图

Fig.4.21 Deformation of reinforced earth retaining wall

从表 4.5 也可得出加筋土结构的整体变形图, 如图 4.22 所示。



(a) 升水速率 1cm/h 库水位为 44.6cm 时模型四、五变形图



(b) 升水速率 1cm/h 库水位为 73.6cm 时模型四、五变形图

图 4.22 升水速率 1cm/h 时不同水位时加筋土结构变形

Fig.4.22 The deformation with different water levels of rising rate of 1cm / h

从以上两个典型水位的变形可以看出, 加筋土防护结构变形从基础到顶部变形较为均匀, 且变形量较小, 整体性好, 碎石粘土的变形量略大于粉砂土填土路基的变形量。

4.4.3 自嵌式挡墙变形分析

在模型上设置变形观测点以测量自嵌式挡墙结构在库水位变化条件下的变形情况, 如图 4.23 所示。受现场施工条件, 观测点距离挡墙基础的高度由现场量测所得, 见表 4.6。

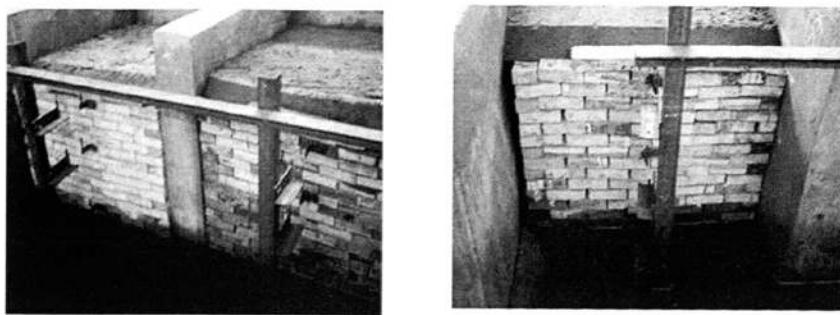


图 4.23 自嵌式挡墙变形观测点设置

Fig.4.23 Deformation of self-interlock structure observation points

表 4.6 变形观测点距基础高程数据记录表 (单位: cm)

Table 4.6 Deformation observation record of the elevation from the basis (unit: cm)

观测点 高程 △	6—1	6—2	6—3	6—4	7—1	7—2	7—3	7—4	8—1	8—2	8—3	8—4
距基础 高程	74.4	64.7	36.1	18.8	77.2	58.5	38.5	18.8	75.5	55.3	35.8	19

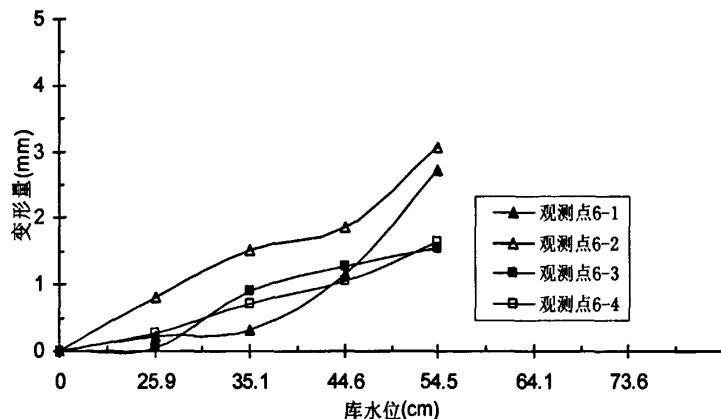
通过游标卡尺量测在库水位浸润下路基防护结构变形量, 得到如下不同水位时变形量数据, 如表 4.7 所示。

表 4.7 升水速率 1cm/h 自嵌结构变形观测数据记录表 (单位: mm)

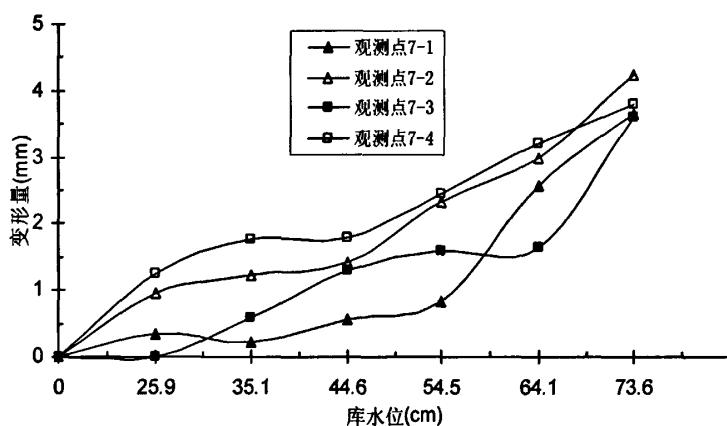
Table 4.7 The deformation for self-interlock structure of rising rate of 1cm / h (unit: mm)

观测点 库水位 △	6—1	6—2	6—3	6—4	7—1	7—2	7—3	7—4	8—1	8—2	8—3	8—4
0 cm	89.94	84.82	89.58	91.32	71.14	79.68	63.84	68.86	60.20	66.94	72.50	78.60
25.9cm	89.72	85.00	89.52	91.04	70.80	78.72	63.84	67.60	59.00	66.54	72.40	78.42
35.1 cm	89.62	84.30	88.67	90.60	70.92	78.46	63.26	67.10	58.64	65.80	72.36	78.34
44.6 cm	88.80	83.96	88.30	90.26	70.58	78.26	62.54	67.06	57.18	65.10	71.80	76.68
54.5 cm	86.28	82.76	88.04	89.68	70.30	77.36	62.24	66.40	破坏	破坏	破坏	破坏
64.1 cm	破坏	破坏	破坏	破坏	68.56	76.68	62.20	65.66				
73.6 cm					66.48	75.44	59.12	65.06				

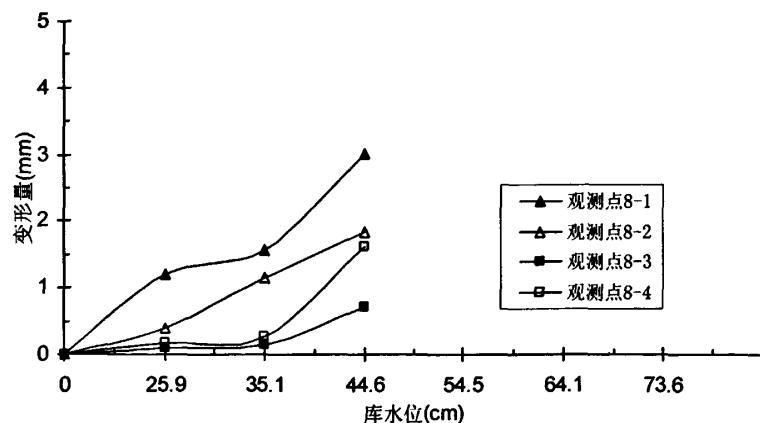
根据以上图表数据做出防护结构变形图, 见图 4.24。



(a) 模型六随库水位变化变形量图



(b) 模型七随库水位变化变形量图



(c) 模型八随库水位变化变形量图

图 4.24 自嵌结构变形图

Fig. 4.24 Deformation of self-interlock structure

从表 4.7 也可以得出自嵌结构的整体变形图, 如下所示。

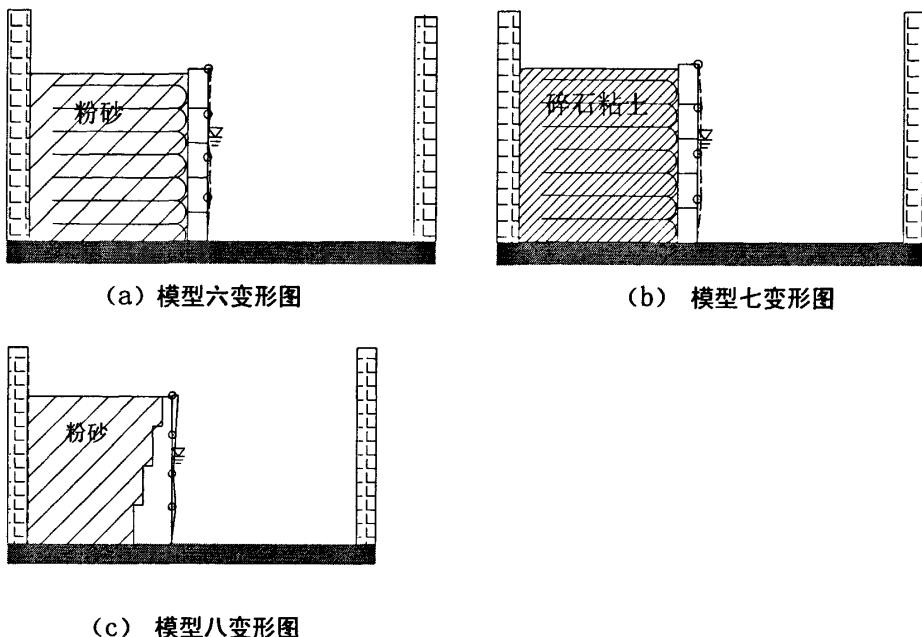


图 4.25 升水速率 $1\text{cm}/\text{h}$ 时库水位为 44.6cm 变形

Fig.4.25 The deformation with 44.6cm reservoir water level rising rate of $1\text{cm} / \text{h}$

从以上变形数据可以看出, 与石笼及加筋土防护结构相比, 在同样的库水位及升降速率条件下变形最小, 自嵌式挡墙具有良好整体抗变形能力, 但随着水位的不断升高, 结构体容易发生垮塌破坏, 结构短期浸水抗变形能力强, 但不宜持久浸水, 容易发生破坏。

4.5 破坏模式分析

在库水位升降过程中, 库岸路基在水的作用下容易产生如下破坏过程: ① 破坏初期, 裂缝开始从某一软弱面产生并延伸到整个库岸路基; ② 软弱段路基填料被水冲蚀并被水流携带流出路基形成塌陷区; ③ 下部塌陷区迅速扩大, 上部路基发生垮塌, 防护结构也随之倾倒, 库岸路基破坏, 如图 4.26 所示。

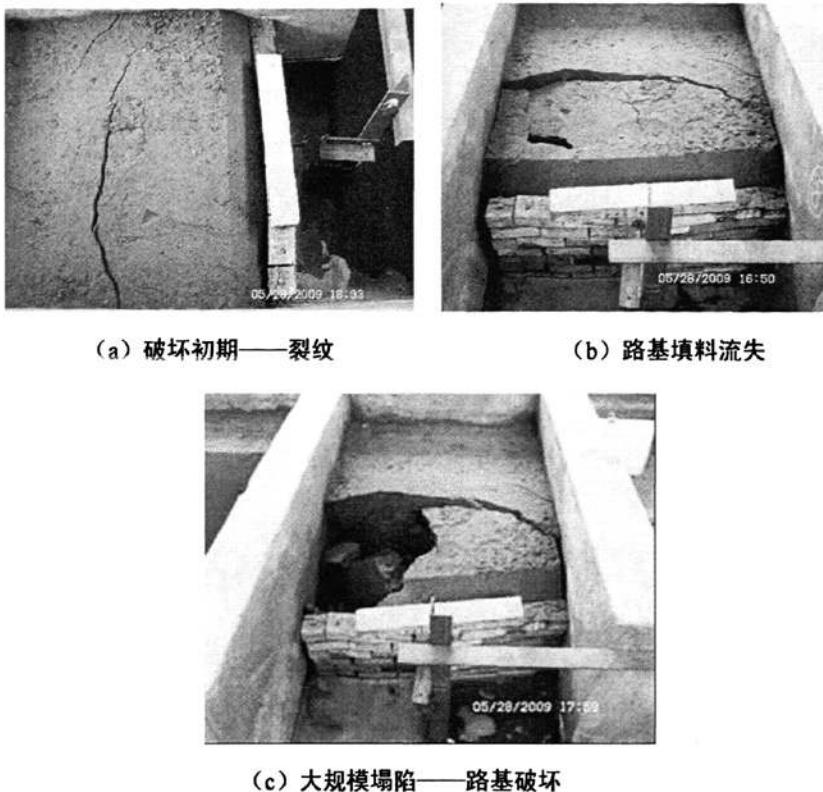


图 4.26 路基破坏模式

Fig.4.26 Failure process of reservoir bank subgrade

4. 6 本章小结

通过对不同模型、不同填料、不同升降速率几个不同方面的浸润线对比分析，路基内孔隙水浸润线变化规律为：① 外界库水位上升速率越小，内部浸润线越缓，并且路基孔隙水压力距离外侧越远，水位越低；外界库水位升水速率越快，路基孔隙水压力曲线越陡，对结构越不利。② 外界库水位下降速率越小，内部浸润线越缓，并且路基孔隙水压力距离外侧越远，水位越高。

第五章 库岸路基防护技术分析及工程应用

5.1 防护结构适宜性分析

5.1.1 石笼防护结构

石笼挡墙在山区库岸公路建设中具有独特的优越性，与传统的重力式挡墙相比有以下特点：

① 安全性高，抗冲刷能力强，适宜于地基承载力较低的库岸路基，可有效解决山区库岸公路防冲刷的难题，从而延长结构使用年限。

② 施工中无结构缝，能够紧密地结合在一起形成整体并具有延展性和柔性结构等特点。网箱变形能力强，能很好地适应路基的不均匀沉降，比刚性结构有更好的适应性。

③ 石笼结构具有良好的透水性，可将土中水分有效排出，能消除孔隙水压力带来的不利影响。

④ 引入了生态环境的理念，能有效减小对环境的不利影响，利于环境保护。

⑤ 施工简便，网箱体可按设计意图工厂化生产制作半成品，施工现场则按设计进行组装定型，铺成护坡或砌垒成箱笼挡墙，操作简便、受天气干扰小，既保证施工质量又加快工程进度。

⑥ 尤其在西部山区，可以充分利用当地建材资源，降低工程造价。

但在应用的过程中，也存在有缺点：影响库区珍惜鱼类的生长。一般来说，由于钢丝网的存在，在钢丝石笼网区往往易沉积漂浮物，成为鱼类的集中地，由于钢丝不可避免地对水生物产生伤害，特别是对个体较大的珍惜鱼类的影响较大。

5.1.2 加筋土防护结构

在长期运用过程中，加筋土结构具有以下优点：

① 加筋土挡墙为柔性结构，主要依靠填料与拉筋之间的摩擦力来平衡墙面所受的水平土压力，较能适应地基的变形和差异沉降，对地基承载力要求低。

② 加筋土挡墙虽然设计简单，但对施工的管理要求较高，每一道工序和细部构造都可能关系到整个工程的安全与质量，必须严格按照设计要求和技术规范施工。

③ 土工合成材料的发展为岸坡防护提供了新的途径，复合结构具有良好的透水性、整体稳定性和抗变形能力，延长了结构使用年限。

④ 施工速度快、工期短。施工进度直接影响公路运营，采用加筋土结构能加

快施工进度。

5.1.3 自嵌式防护结构

自嵌式挡土墙是一种新型支挡结构，它由自嵌式挡土块通过结构自身嵌锁而形成的结构体，使挡土墙更适应环境变化和景观要求，这是自嵌式挡土墙结构的显著特点。它是从加筋挡土墙延伸出一种新型复合结构物。自嵌式挡墙与其它类型的挡墙（如浆砌石、混凝土挡墙等）相比，有许多突出的优点和特点：

① 施工简便、自嵌式挡墙的施工只是单纯作业的重复，不需要技术工，也不要支撑，也不必在养护上花费时间，全部作业可在填土一侧进行，可以大大缩短工期。

② 对地基要求低。由于自嵌式结构是柔性结构，可用于可能产生不均匀沉降的软弱地基，例如用混凝土挡墙须采用桩基时，自嵌式挡墙可不做任何处理。

③ 施工限制少，由于挡墙是预制的墙面和拉筋以及填土形成，在狭窄施工现场或严格限制噪音，振动的地方也能建造。

④ 拆除简便，拆除时不用圬工凿除，取走填土即可，这对于一些临时构筑物特别方便。

⑤ 少占土地，造形美观。自嵌式挡墙墙面为一竖直平面，不用勾缝墙面板自然形成错落有致的规则图案，又壮观又美观。

通过以上三种结构的适宜性分析，每种结构都有自身的特点，在工程应用过程中应综合考虑以上因素，也可以对以上三种结构进行综合考虑而形成复合式结构在库岸路基防护中的应用。

5.2 工程应用

5.2.1 工程概况

重庆城口至陕西岚皋二级公路改建工程 K4+660~K4+710 段位于重庆城口县境内，路面地形坡度较缓，地势起伏小。该段路基位于两岔河岸边，该河常年流水，河内淤积泥沙较厚，存在路基承载力低、遇洪水期和暴雨季节岸坡冲刷严重等问题。工程区域属于中低山剥蚀河谷地貌，河谷呈“U”字型。区域地层为：① 第四系坡积层，粘质粘土：褐红、灰红色，主要分布在河谷两岸坡中下部的旱地之中。② 第四系全新统冲积层，卵石土、漂石土约占 70%，砂粒约占 20%，圆砾约占 10%，石质成分以杂砂岩、板岩为主。③ 元古代震旦系代安河组，含粉砂质板岩，变晶结构，薄至厚层板状构造，层理发育，石质较硬。

5.2.2 方案比选

本段为沿用城岚公路的改建工程，路线原设计为衡重式挡墙，由于开挖后发现由于河流冲积覆盖砂砾层较厚，开挖 5m 多深仍不见基岩面，造成挡墙下基困难。该段原有路堤被水流长期冲刷，如图 5.1 (a) 所示。在充分考察现场后，经过详细的力学计算分析，设计采用抗冲刷性好且对地基承载力要求较低的石笼加筋土挡墙的复合式防护结构，石笼加筋土挡墙为柔性支挡结构，能适应较大的变形而保证稳定，适用于本段地基承载力较低的情况。

5.2.3 复合结构设计

对现场采集土样进行土工试验，岩土体参数为：填土容重 $\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$ ，综合内摩擦角 $\varphi' = 30^\circ$ ；砂卵石填料的内摩擦角 $\varphi' = 35^\circ$ ，内聚力 $c = 15 \text{ kPa}$ 。

根据岸坡地面线特征设计采用阶梯式路基，为满足结构稳定性要求，复合加筋材料选用耐久性和抗拉强度较高的TGSG20-20双向聚丙烯土工格栅。计算加筋层间距按最下层土压力和土工格栅容许抗拉强度设计：

$$S_{\nu_i} = \frac{T_i \cdot A_r}{[(\sigma_{\nu_i} + \Sigma \Delta \sigma_{\nu_i}) K_i + \sigma_{hi}]} \quad \text{式 (5.1)}$$

式中： S_{ν_i} —设计加筋层间距 (m)，一般取最小值按等间距布置；

T_i —第 i 层单位墙宽筋材承受的水平拉力 (kN/m)， $T_i = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \cdot \gamma z_i S_x S_y$ ， T_i 须小于格栅容许抗拉强度；

A_r —格栅面积覆盖率，材料满铺时 $A_r = 1$ ；

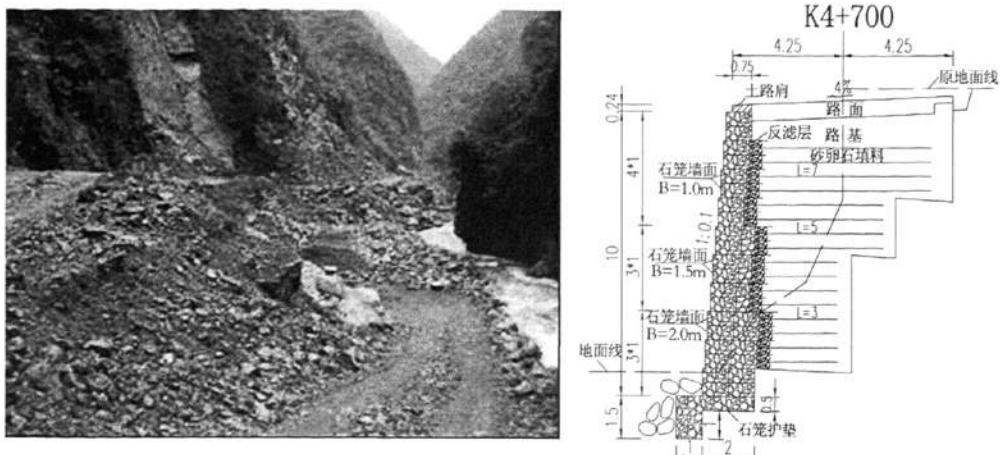
σ_{ν_i} —筋材层承受土的垂直自重压力 (kPa)， $\sigma_{\nu_i} = \gamma h$ ；

$\Sigma \Delta \sigma_{\nu_i}$ —车辆引起的垂直附加应力 (kPa)；

K_i —土压力系数，对于柔性筋材 $K_i = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$ ；

σ_{hi} —水平附加荷载，一般低等级公路可不予以考虑。

根据上述公式计算土工格栅层间厚度，选择最小厚度作为设计层间距。由岩土体及土工材料参数代入上述公式算得 $S_{\nu} = 1 \text{ m}$ ，筋带长度上层为 7m、中层 5m、下层 3m。墙面采用柔性石笼，底部宽 2m、中部宽 1.5m、上部宽 1m，每两层向内错 0.1m 以提高抗倾覆能力。为减小河流冲刷对公路运营造成的影响，对基础密实处理，设置石笼护垫层并在外侧抛石，断面结构见图 5.1 (b)。



(a) 岸坡处治前现场图

(b) 挡墙设计横断面图 (单位:m)

图 5.1 工程应用

Fig.5.1 Engineering application

5.2.4 稳定性验算

复合挡墙稳定性演算采用极限平衡法，包括挡墙外部稳定性验算、内部稳定性验算和墙面受力验算。外部稳定性采用重力式挡墙的稳定性验算方法验算墙体的抗滑稳定性、抗倾覆稳定性和整体稳定性；内部稳定性包括土工格栅强度验算和抗拔稳定性验算。

表 5.1 岩土体及土工材料参数

Table 5.1 Rock, soil and geotechnical material parameters

参数	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
砂卵石填料	20.5	17.3	15	35
石笼垫层	21.5	18.1	80	35
砂砾石地基	20	16.7	50	30
车辆均布荷载	10.11 kN/m ²			
TGSG20-20 双向聚丙烯土工格栅				
纵、横向极限拉伸屈服力	≥ 20 kN/m			
纵、横向 2%伸长率时拉伸力	≥ 10 kN/m			
纵、横向 5%伸长率时拉伸力	≥ 13 kN/m			

在验算过程中，要充分考虑水利冲刷及岸坡水位变化对稳定性的影响，因此要充分调研该路段水位地质特征，得出最高水位及最大流速作为验算的极限状态，根据本课题试验研究成果的浸润线规律，验算防护结构安全参数，满足工程稳定

性要求。

稳定验算使用 *GawacWin 2003* (石笼挡土墙专用计算程序), 输入岩土体及土工材料物性参数, 根据浸润线特征计算得到滑移稳定性系数 1.82, 抗倾覆安全系数 1.74, 整体稳定性系数 1.89, 基底正应力 287.34kN/m , 最大允许应力 300kN/m , 均满足规范要求, 竣工后如图 5.2 所示。



图 5.2 复合防护结构竣工图

Fig.5.2 Project completion

5.3 本章小结

通过对防护结构的适宜性进行分析, 得出每种防护结构的优缺点, 在工程应该过程中应结合现场实际情况进行综合考虑, 最终确定哪种结构类型作为公路工程防护结构物, 保证结构物的运营安全。结合工程实例, 给出了本课题的应用前景。

第六章 结论与展望

6.1 结论

由于库岸路基所处的环境特殊，其稳定性分析与普通路基有显著差别。本文基于传统计算方法与试验相结合，对库岸路基在多种动态因素作用下的失稳特点和稳定性计算进行了分析，重点对影响库岸路基稳定性的浸润线规律及路基防护结构的变形特征进行了系统的试验研究，从而为防护工程的方案选择和设计提供参考。通过大型物理试验模型研究，取得了以下研究成果：

① 在已有结构稳定性分析的基础上，结合渗流理论，推导了考虑渗流力的瑞典条分法和简化 Bishop 条分法计算公式，作为库岸路基稳定性评价方法，从局部和整体两个方面分析了库岸路基防护结构及路基的稳定性。

② 对国内外物理模拟试验现状和研究方法以及试验的可操作性分析，解决了一系列难题，建立了室内试验模型，为今后类似课题研究提供了参考。

③ 通过对不同模型、不同填料、不同升降速率几个不同方面的浸润线对比分析，得出路基内孔隙水浸润线变化规律、防护结构变形特征以及防护结构失稳模式。在浸润线规律方面，得出防护结构类型对浸润线的影响程度较小，填料的渗透参数及库水位升降速率是影响浸润线的主要因素。在变形规律方面，加筋土结构、自嵌防护结构具有很好的整体稳定性及抗变形能力。

④ 自嵌式结构是在研究国内最新的结构类型尤其对南京优凝舒布洛克公司生产的自嵌结构基础上进一步的改进。自嵌结构能够通过干砌而形成墙体，具有良好的自身稳定性，为库一岸路基防护结构的发展具有定的作用。

论文对库岸路基稳定性分析方法进行了系统的研究，对主要影响因素进行了深入的分析，尤其通过试验方法推求浸润线规律是一种新的尝试，得出了一些新的、传统方法没有办法获得的认识，进一步完善了库岸路基防护结构的设计理论与方法，对于库岸路基设计提供了参考，在设计过程中可以利用。

6.2 展望

由于研究课题本身的复杂性和作者的水平有限，还有很多需要进一步研究的问题：

① 由于试验设施及条件限制，在设计过程虽然对已有的试验技术创新和发展，但建立试验模型的过程中与工程实体有一定误差，于是试验成果和实际工程也存有差距，在以后的研究中可加以改进与完善，使试验成果更接近工程实际。

② 在试验方案设计过程中, 忽略了很多复杂情况如路基基岩、波浪等因素对库岸路基的影响, 原型选取最常见的填土路基并建立相应的理想模型, 在以后研究中可综合考虑以上因素, 完善模型方案。

致 谢

又是一年毕业时，在即将离开重庆交通大学、招商局重庆交通科研设计院有限公司道路工程所的时候，心里异常怀念与留恋，感谢交通大学和道路工程所提供的理论学习和实践平台，使得这三年的研究生涯中得到很大锻炼与升华。

在这里更要感谢导师阎宗岭副研究员在生活、学习、科研方面给予的帮助和支持，创造了良好的学习和实践平台，接触到了公路领域的前沿科技，在人生选择的十字路口也提出了很好的意见和建议。

在科研领域，有幸与王俊杰教授、贾学明博士以及杨成渝实验师探讨西部交通课题，从中学到了科研精神与研究方法，受益匪浅；在实践技术领域，有幸与杨建国总工程师、李海平高级工程师、杨伟高级工程师从事公路工程设计工作，在动手操作方面得到很大提高！

在此也要感谢师弟李兵、丁华、闫文佳、王春远，是他们在我困难时给予的无私帮助，跟他们在一起的时光是最幸福的，并将永远珍惜这份友谊！

最后要感谢在论文送审和参加答辩过程中给予指导的各位专家，感谢你们在百忙之中审阅论文和听阅汇报！

参考文献

- [1] 《中国水利年鉴》编纂委员会编. 中国水利年鉴 2001[M]. 中国水利水电出版社. 2001. 11
- [2] P. Kotoky,D.Bezbaruah, J. Baruah and J. N. Sarma. Nature of bank erosion along the Brahmaputra river channel[J]. Assam, India, CURRENT SCIENCE. 2005,88 (4): 634-641
- [3] Green,T. R., Beavis, S. G, Dietrich, C. R. and Jakeman, A. J., Relating stream bank erosion to instream transport of suspended sediment[M]. Hydrol Process, 1999, 13: 777-779
- [4] Murphy, J.B., and E.H. Grissinger. Channel Cross-Sectional Changes in Mississippi's Goodwin Creek[J]. Journal of Soil and Water Conservation. 1985, 40 (1): 148-153
- [5] 伏永朋等. 格宾技术在长江三峡三斗坪镇护岸防治工程中的应用[J]. 地质灾害与环境保护. 2006. 6 第 17 卷, 第 2 期: 49-53
- [6] 王南海, 张文捷, 王玢. 新型护岸技术——四面六边透水框架群在长江护岸工程中的应用[J]. 长江科学院院报. 1999. 4 第 16 卷, 第 2 期: 11-16
- [7] 何光春, 刘传源. 加筋土技术在内河码头及护岸工程中的应用[J]. 港口工程. 1997 年第 6 期: 29-32
- [8] 何光春. 加筋土工程设计与施工[M]. 北京: 人民交通出版社. 2000
- [9] 邓方明. 浸水加筋土挡墙流固耦合分析[D]. 重庆交通大学. 2009.4
- [10] 郑炳寅, 郑克红, 何运水. 优凝舒布洛克白嵌式景观挡土墙在水利工程中的应用[J]. 水利科技与经济. 2006 年 10 月第 12 卷第 10 期: 708-709
- [11] 王锭一. 自嵌式挡土墙的应用与研究[J]. 福建建设科技. 2007. 3: 5-7
- [12] 刘鹰. 加筋土干垒块挡土墙内部稳定的设计与施工[J]. 建筑技术. 2004 (11) :849-850
- [13] 张天翔. 城市小区新型挡土结构设计理论与应用研究[D]. 湖南大学. 2003. 9
- [14] 王战兵. 高等级公路边坡生物防护技术实践[J]. 山西建筑. 2003, 29 (9): 131-132
- [15] 陈向波. 高速公路边坡生态防护技术及其应用研究[D]. 武汉理工大学. 2005. 3
- [16] 重庆交通科研设计院. 交通部科技项目——山区公路沿河路基动态失稳机理与防治技术[R]. 2008. 7
- [17] 王俊杰, 柴贺军, 蒋崇军, 杨伟. 稳定渗流条件下 Rankine 主动土压力计算[C]. 中国土木工程学会第十届土力学及岩土工程学术会议论文集. 2007. 10
- [18] 陈祖煜. 土质边坡稳定分析——原理·方法·程序[M]. 北京: 中国水利水电出版社. 2003
- [19] 刘建军等. 降雨条件下岩土饱和-非饱和渗流分析[J]. 岩土力学. 2004,25 卷增刊: 559- 563
- [20] 柴军瑞. 采用边界元法确定坝基面渗透压力[J]. 水力发电. 2002. 2: 18-23
- [21] 吉庆丰等. 计算复杂边界渗流的蒙特卡罗法[J]. 计算力学学报. 2000,17 (4): 390-393
- [22] 张贤民. 蒙特卡罗方法求解船闸地基渗流[J]. 水运工程. 2001. 12: 5-7

- [23] 陈仲颐, 周景星, 王洪瑾. 土力学[M]. 北京: 清华大学出版社. 1997
- [24] Skempton,A.W. The Pore-pressure Coefficients A and B [J]. Geotechnique. 1954. Vol.4: 143-147
- [25] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算 (第二版) [M]. 北京: 中国水利水电出版社. 1996
- [26] D.G.Fredlund,H.Rahardjo. Soil Mechanics for Unsaturated Soils[M]. 1993 (中译本: 非饱和土力学. 陈仲颐等译. 中国建筑工业出版社. 1997)
- [27] Huares Badillo,Rico Rodriques.Mecanica de suelos[M]. 3rd Mexico: LIMUSA. 1980: 456- 466
- [28] 林成功,吴德伦. 非饱和黏土孔隙压力计算与实验研究[J]. 岩土工程学报. 2002,24 (5): 605-607
- [29] 吴德伦等. 非饱和粘土孔隙弹性压力理论[J]. 岩土力学. 2003,24 (1): 49-52
- [30] 杨学堂, 王飞. 边坡稳定性评价方法与发展趋势[J]. 岩土工程技术. 2004,18 (2): 103-106
- [31] 祝传兵. 边坡稳定性分析与评价[D]. 昆明理工大学. 2005. 7
- [32] 李丹. FLAC 的原理、程序及其在高填路基变形与稳定性分析中的应用[D]. 福州大学. 2006.1
- [33] 孙巧银. 浸水路基稳定性研究[D]. 长安大学. 2005. 5
- [34] 卢小超. 考虑降雨入渗影响的公路边坡稳定性评价方法及其应用[D]. 武汉理工大学. 2006. 4
- [35] 吴宏伟, 陈守义, 庞宇威. 雨水入渗对非饱和土坡稳定性影响的参数研究[D]. 岩土力学. 1999. 3
- [36] 邓方明. 浸水加筋土挡墙流固耦合分析[D]. 重庆交通大学. 2009. 4
- [37] 刘兴旺, 周小平, 李亮. 降雨入渗条件下路基稳定性分析[J]. 华东公路. 2008. 6: 57-59
- [38] 牛国辉. 桩板结构路基大比例动态模型试验研究[D]. 西南交通大学. 2007. 3
- [39] 白建光. 三峡水库塌岸预测评价的物理模拟研究[D]. 成都理工大学. 2007. 5
- [40] 许强, 白建光, 汤明高, 黄润秋. 三峡库区塌岸的物理模拟研究[J]. 工程地质学报. 2007,15 (2): 154-158

在学期间发表的论著及取得的科研成果

- [1] 窦彦磊, 阎宗岭, 王敏. 复合加筋土挡墙在沿河路基中的应用[J]. 路基工程 (已录用)
- [2] 阎宗岭, 窦彦磊, 李海平. 国道 319 黔江段滑坡治理技术研究[J]. 公路交通技术. 2008.12
- [3] 王敏, 张东长, 窦彦磊. “白改黑”工程中常用反射裂缝防治材料效果分析研究[J]. 公路交通技术. 2010. 8
- [4] 交通部科技项目——山区库岸公路路基稳定技术研究. 2008. 7