

摘 要

我国交通运输的快速发展要求道路在使用性能和满足交通量两方面不断的提高，但是由于我国过去对路面结构设计认识不到位、对交通量预测不准确等原因，使得部分新建道路在使用初期就出现了结构性破坏，或是没有达到设计年限就出现交通量饱和现象，已无法满足使用要求。因此，如何在尽量降低工程投资的前提下，对现有道路进行改造，改善其承载能力及行车质量，或是将交通量饱和的道路扩建，使其适应社会经济的发展需要，是我国现阶段道路建设中亟待解决的问题之一。本文以京珠高速郑州至漯河段改扩建工程为依托，针对改扩建工程中的排水问题进行了研究，分析了不同排水方案的排水效果，优化了改扩建排水方案，最终为该工程提出了合理的排水方案。主要研究内容如下：

参考新建道路内部排水系统的设计方法，提出多种改扩建道路内部排水系统的布设方案，并通过 SEEP/W 软件进行数值模拟，优化了排水方案。

针对原道路缺乏中央分隔带排水系统的现状，对中央分隔带排水系统的改扩建布设方法进行了研究，并通过 SEEP/W 软件模拟了各种排水方案的排水效果，最终推荐了最优方案。

应用 DRIP 软件对影响道路内部排水系统中排水基层排水效果的影响因素进行了深入分析，进行了排水基层材料的设计，以及不同方案的排水基层几何设计。

最后结合本项目道路内部排水系统和中央分隔带排水系统的布设方案，推荐了不同路段的综合排水方案，并通过 SEEP/W 进行了整体排水效果的数值模拟，验证了综合排水方案的有效性。

关键词：道路扩建；数值模拟；中央分隔带排水；道路内部排水；道路综合排水；
排水基层；SEEP/W；DRIP；

Abstract

The rapid growth of our state transportation requires that both superior performance and traffic should be improved constantly, but because of lack of pavement structural design and inaccurate traffic forecasts in the past, most new roads occurred structural damage or saturated traffic in the initial period of roads, and have been unable to meet the requirements of vehicles. Accordingly, it is one of urgent problems that how to widen and rehabilitate roads in order to meet the demands of vehicles and the traffic, which is necessary for socio-economic development. The problem of drainage in the process of road widening and rehabilitating, based on the road widening project of Zhengzhou-Iuohe sections in Jingzhu highway. The main content of this project is that the effect of different drainage Items are simulated by the numerical method, and drainage Items are optimized by the results of numerical simulation, finally finding the best solution for this project.

The paper proposes various drainage options about subsurface drainage of roads, which base on the drainage system design for new roads, and options are optimized by the results numerical simulation with SEEP/W.

Under the circumstances, which there is lack of drainage system in the central reserve, The paper study the central reserve drainage system and propose many different options about it, at the same time, the paper contrast drainage effect of various drainage options by the numerical simulation software SEEP / W, and recommend the best Item.

In this paper, influence factors of permeable base on the subsurface drainage system are analysed by the software DRIP deeply, and the thickness and drainage pipes spacing of permeable base for various drainage options to be used in the Item are recommend, depending on the calculated results by DRIP.

Combining with the research results of subsurface drainage system and central reserve drainage system, the paper recommend comprehensive drainage system fitted for different sections in the widening and simulated the effect of comprehensive drainage system by SEEP/W.

Keywords: Roads extension widening; Numerical simulation; Central reserve drainage; Subsurface drainage; Integrated drainage of road; Permeable base; SEEP/W; DRIP;

第一章 绪 论

1.1 课题的提出及研究意义

随着交通运输的快速发展，道路不仅要能够满足交通量的需要，而且要有良好的承载力和使用性能。但由于我国路网中低等级道路和已经达到设计寿命的道路比重大，同时由于过去结构设计和交通量预测方法不恰当等原因，使得部分新建道路在使用初期就出现结构破坏，或是提前出现交通量饱和的情况，以至于无法适应社会经济发展的要求。因此，对现有道路进行改造，改善其承载能力及行车舒适性，或是将交通量饱和的道路扩建使其适应社会经济的发展的需要，是十分必要的^[1]。

在道路维修和改扩建工程中，如何防止水分进入到路基内部和将进入到路基内部的水分排出是改扩建和维修工程的重要内容。我国早期建成的高等级公路大部分未设置完善的排水系统，因而在维修和改扩建时不但要通过维护措施来保证已有排水设施的使用性能，而且要对原有道路缺失的排水设施予以弥补，形成完善的道路排水系统。水对道路的损害是非常严重的，通常所遇到的路基病害都直接或间接与水有关，进入道路水的来源主要有以下四种途径^[1,2]：①路面下渗水。当雨水降落到路面上时，大部分水会沿路面表面排出路基范围，但还是有一部分水会通过路面的裂缝或孔隙进入到路面结构内部。②地下毛细水。当道路位于地下水位较高地区，同时路基填土毛细作用又比较强烈时，地下水会通过毛细作用进入到路基内部。③侧向渗入水。侧向水进入到路基大致有两种路径，一种是当地表积水及路堤低矮时，水从侧向渗入路面结构中；另一种是在路堤较高且未作坡面防护或坡面防护受损时，水从路堤侧面渗入。④中央分隔带下渗水。在中央分隔带没铺筑表面防水层且没有设置中央分隔带内部排水设施的情况下，当雨水降落到中央分隔带内时，部分水会下渗到道路面层和路基中。当水分进入到道路内部时，在车辆荷载和环境因素的反复作用下引发道路水损害，使路基稳定性下降，路面的使用性能降低，严重影响道路的使用性能。只有设置完善的排水设施，才能保证路基的稳定，路面的使用性能，以及行车安全。

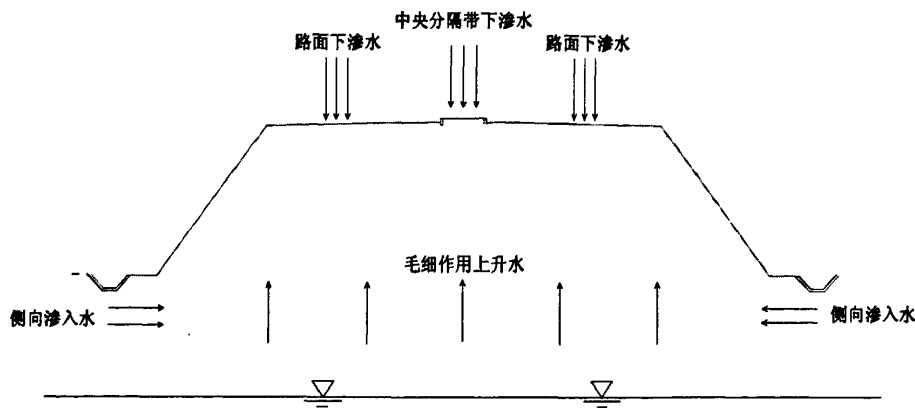


图 1-1 进入道路水分示意图

改扩建工程中公路排水设计有其特殊性，具体设计时应参考新建道路的设计方法，并对已有排水设施加以利用、维护和升级，对当地的地形、气候、水文（年降雨量）、地下水情况做详细的调查，依据公路排水设计的原则，设置合理的排水设施，形成一套完整的排水系统，以最大限度减少水对路基、路面结构和使用性能产生的损害。对道路排水系统的改建工程中，路界表面排水系统较易完善，难点在于地下排水系统和路面内部排水系统的处理和完善。地下排水系统和路面内部排水系统构造复杂，维修难度大，投资较大，因此在改扩建过程中应根据实际情况重新进行设计，防止由于内部排水设施布设不当而引发水损害。在改扩建时布设完善的排水设施是非常重要的，但目前对排水设施的改扩建研究较少。

由以上分析可知，道路改扩建工程中对排水设施布设方法的研究已经迫在眉睫，如何在改扩建过程中布设合理的道路排水系统，使道路始终保持干燥稳定的状态是现在亟待解决的课题。本课题依托京珠高速郑漯段改扩建工程来研究改扩建道路排水系统。

1.2 国内外研究综述

1.2.1 公路改扩建工程综合排水系统研究

国外很早就对道路排水设计给予了足够的重视，美国、德国、日本等发达国家早在上世纪 80 年代就针对道路排水制定了本国的规范，对道路排水设施如何设计和应用条件等做了详细的规定，如美国联邦公路局在 1984 年制定的《道路排水设计规范》、德国在 1987 年制定的《公路排水设施规范》和日本在 1987 年制定的《道路排水指南》等^[3]。

这些国家在道路建设中积累了丰富的经验，并针对本国的实际情况提出了适合的综合排水系统。

虽然国外对道路排水系统的设计和应用进行了深入的研究，但对于道路改扩建工程排水系统的研究却相对较少。2006 年美国联邦公路局（FHWA）出版的《道路排水技术指南》中提出了道路排水性能的具体评估方法和划分道路排水设施排水能力的指标，并对不同排水能力的道路提出处理意见和方案^[4]。2009 年美国联邦公路局在发表的《排水设施管理系统》报告中更为详细的就如何对老路中的排水设施进行评估进行了说明，并提出了通过收集数据进行道路排水系统排水能力的预测方法，并提出分析和维护已有排水设施方法^[5]。国外对道路排水系统的改建研究主要是集中到旧路排水设施的有效性评价和旧路排水系统维修升级方面，并没有明确提出改扩建工程道路排水系统的改建方法。

在我国高速公路建设初期，由于对道路排水设施的重视程度不够，因此对道路排水设施的研究较少，在早期建设的道路中，很少涉及到道路内部排水设施，布设路表排水系统的排水设施也主要是根据经验进行，并没有成体系。直到 1997 年我国才颁布了《公路排水设计规范》，对排水设计中的原则、设计内容、设计步骤等做了规定^[6]，但《公路排水设计规范》中对排水设计的规定较为简单，再加上我国幅员辽阔，各个地区的气候、环境及工程地质条件差异大，在实际使用中有很大的局限性^[2]。到 2001 年由姚祖康编著的《公路排水设计手册》发行，我国道路排水设计的状况才有了较大的改观，《公路排水设计手册》对道路建设中排水设施设计方法进行了详细的讨论，并指出各地应根据当地的实际情况进行排水系统的设计，设计时应分析当地的雨量、地表径流和地下水分布等因素，并对道路内部排水设施进行了详述，包括排水基层材料的设计方法、排水基层厚度的计算等，为我国道路内部排水设施的布设提供了依据^[7]。

现阶段虽然我国对道路排水系统进行了一定的研究，实际工程中排水设施的布设也越来越得到重视，但对道路改扩建时排水设施的改建研究基本是一片空白。尽管我国对公路改扩建中排水设施布设方面的研究比较少，但是在实际的改扩建工程中却不乏成功的事例，其中典型的是 2002 年的沈大高速公路改扩建工程，该工程在道路新建部分布设了砂粒垫层，与老路基中的砂粒垫层拼接^[8]，起到阻隔地下水进入基层的作用，同时在道路的两侧布设了排水基层，将进入路面结构内部的水分排出道路，这些排水措施都

起到了很好的使用效果。除沈大高速外，广佛、沪宁等高速公路改建工程的排水设施布设都取得了良好的使用效果，可予以借鉴。

1.2.2 路面内部排水系统的研究

加州大学研究表明：设置排水基层的柔性路面要比不设置排水基层的柔性路面平均寿命延长 33%，设置排水基层的水泥混凝土路面要比不设置排水基层的水泥混凝土路面平均寿命延长 50%，并且认为这个预测还很保守^[9]。由此可知，设置路面内部排水系统有利于改善路面的使用性能，延长道路的使用寿命，降低道路的使用周期成本，较好的实现经济效益。

国外对路面内部排水系统的研究较早，美国早在 1973 年就由联邦公路局制定了路面结构内部排水系统设计指南，1986 年又进一步在 AASHTO 设计指南中，把路面结构排水质量作为一项设计因素加以考虑^[10]。2009 年美国明尼苏达州大学在《明尼苏达州路面内部排水手册》中对路面内部排水系统做了更为深入的研究^[11]，研究内容包括：道路内部排水基层的设计方法、道路内部排水系统的适用性、道路内部排水系统的选择和道路内部排水系统的维护等。日本和欧洲一些发达国家如法国、英国和德国等对道路内部排水系统也做了深入的研究，并在大量新建的道路中布设了路面内部排水系统，路面内部排水系统在发达国家道路建设中得到广泛应用。

我国在这方面起步较晚^[9,10]，同济大学于 1996 年修筑了广东省茂名 325 国道试验路，1997 年修筑了上海远东大道试验路，1998 年修筑了沪青平公路改建试验路之。广西交通科研所于 1999 年修筑了广西宾阳——南宁试验路，长安大学于 2001 年修筑了河南省豫 31 线改线工程试验路等一系列排水系统试验路。我国现阶段的道路内部排水系统主要处于试验阶段，并未大规模的用于实际道路建设中。虽然道路内部排水系统在我国的应用还属于起步阶段，但近年来也有学者对道路内排水系统进行了大量的研究，研究主要集中在排水系统的材料性能方面，对于结构设计方面的研究较少，结构方面主要是参考国外的设计方法进行设计。具有代表性的研究有：

同济大学的谢洪斌、姚祖康等，对用于排水基层沥青稳定碎石性质要求、影响因素和设计方法等进行了深入的研究，并通过试验提出了沥青稳定碎石材料渗透系数和抗压回弹模量值的预估模型^[12-14]，通过沥青稳定碎石的空隙率来预估排水基层的渗透系数和

抗压回弹模量,为沥青稳定碎石用于排水基层提供了理论和技术上的支持。

长安大学的郑木莲等,对道路内部排水系统中的边缘排水系统和排水基层排水系统布设方法进行了研究^[15],并对用于排水基层中的水泥稳定碎石的各项性质进行了深入的探讨^[10],通过大量的试验回归出了水泥稳定碎石渗透系数与空隙率之间的关系,得出了一系列水泥稳定碎石强度和应力应变特性,为水泥稳定碎石应用于排水基层提供了理论上的支持。

东南大学的诸永宁也对道路内部排水系统进行较为深入的研究,他主要进行了路面内部排水系统渗透的分析、排水基层材料渗透系数与连通空隙率的关系研究和路面内部排水系统的设计方法研究^[16]。

湖南大学的吴东强、刘明等对路面内部排水系统进行了比较系统的研究。吴东强主要对路面内部排水系统的结构设计、排水能力计算、排水基层材料设计和造价等方面进行了研究^[17]。刘明则着重通过软件模拟来研究水分在道路内部排水系统中的渗流规律,通过分析相同雨量边界条件的情况下道路内部不同结构层的含水量变化和不同雨量边界条件下相同路面结构的含水量变化来分析设置路面内部排水系统对道路各结构层含水量的影响^[18],对道路内部排水系统的使用效果进行验证,为其使用提供依据。

1.2.3 道路排水 SEEP/W 软件数值模拟研究

随着计算机的发展,近年来使用计算机模拟分析道路排水特性的研究工作越来越多。通过有限元软件建模模拟各种道路排水设施的排水效果,能够为道路排水的设计提供帮助,有利用道路排水技术的发展。

在国外,应用计算机软件模拟道路排水的研究较多,常用的软件有 SEEP/W、VS2DI、Modflow 等,研究人员发现这几款软件都能够较好的模拟道路排水设施的排水过程,但针对饱和与非饱和两种不同情况模拟时应区别采用。由于 SEEP/W 软件模拟非饱和渗流的效果较好,同时道路工程中水分渗流过程属于非饱和渗流,因此在道路排水模拟中应用的较多。国外应用 SEEP/W 软件模拟道路排水的代表性研究有:

Ariza 采用 SEEP/W 软件对明尼苏达州三条公路进行非饱和渗流模拟。对非饱和介质的各个参数进行了敏感性分析,得出土水特征曲线进气值、斜率、初始地下水位、雨型等参数对公路断面渗流场有很大影响的结论^[19]。

Rabab'ah, Samer R, Liang, Robert Y 等利用 SEEP/W 软件建立有限元模型模拟非饱和状况下沥青路面排水基层的排水过程, 得出相应的排水时间, 并与基于饱和渗流计算的 DRIP 软件计算结果作对比, 得出 SEEP/W 软件计算出的排水时间长于 DRIP; 同时利用 SEEP/W 对影响路面内部排水系统排水时间的因素进行了分析, 并对道路基层和底基层的“水力传导曲线”和“土水特征曲线”对排水系统的排水效果进行了分析^[20]。

美国俄亥俄州运输部 (ODOT) 采用 6 种不同的排水基层材料 (水泥稳定碎石、沥青稳定碎石和 4 种级配碎石) 铺筑了 6 条试验路, 利用 SEEP/W 软件模拟了 6 条试验段的排水效果与实际情况作对比, 对比结果显示二者有很大的相关性, 得出 SEEP/W 软件能够很好的拟合实际的排水情况的结论^[21]。

美国肯塔基州运输部的研究人员通过 SEEP/W 软件建立模型模拟排水基层内部水分的渗流过程, 并对排水基层材料的力学性质和渗透系数等进行了研究, 对排水基层中稳定流的渗流路径和渗流通过量进行了分析, 并对各种不同排水设施的排水性能进行了对比分析^[22,23]。

近几年, 国内也有研究人员开始利用 SEEP/W 软件对道路排水进行数值模拟, 代表性的研究有:

吴宏伟等采用 SEEP/W 软件模拟雨水入渗引起的土坡瞬态渗流场。分析降雨强度、降雨历时、斜坡表面入渗率、土体饱和渗透系数和隔水层的埋深与厚度的比值等参数对瞬态渗流场的影响, 并得出雨水入渗引起非饱和土中基质吸力丧失或减小是导致土坡失稳的主要原因^[24]。

赵江采用 SEEP/W 软件对十九种不同的路基路面防排水方案在四种不同降雨强度以及不同历时条件下的渗流场分布规律进行了计算和比较分析。指出当降雨强度比较小时, 路面结构层中的压力水头是随着降雨强度的增大而增大, 在路肩和路面结构层下方均为相同的强透水填料的情况下, 路面结构层的横向渗流要比路面结构层渗入路床的竖向渗流量大很多^[25]。

赫磊采用 SEEP/W 对两种路基填土的毛细水上升进行数值模拟, 并与室内试验结果对比, 找到利用土水特征曲线估算土壤毛细水最大上升高度的方法。并且对扩宽路基中碎石排水基层的实际作用进行了模拟, 验证了路基碎石排水层的有效性, 最后对实体工程扩宽路基综合排水系统提出建议^[2]。

何要超利用 SEEP/W 对路面结构进行非饱和渗流数值模拟, 分析降雨期间和雨停后排水阶段路面结构各层的非饱和渗流规律。同时利用该软件对中央分隔带降雨进行数值模拟, 并与模拟降雨试验作对比, 分析中央分隔带填土的雨水入渗规律及排水设施的排水能力和排水效果, 最终得出降雨强度、降雨历时以及填土类型对中央分隔带降雨入渗的影响^[26]。

综上所述, 国内外对道路排水进行了大量的研究, 并取得了很多有价值的成果, 但研究大多是针对新建道路进行的, 而对道路改扩建工程的研究主要集中在如何控制路基差异沉降, 对改扩建排水的研究只涉及一般原则, 并没有提出具体的排水系统改建方案^[2]。在改扩建过程中, 如何使原来缺少排水系统或排水系统不健全的道路拥有完善的排水系统是改扩建工程中一个重要内容。因此, 本课题依托郑漯高速公路改扩建工程, 对道路改扩建工程中央分隔带排水系统和路面内部排水系统进行研究, 提出改扩建工程排水系统改建方法, 并用数值方法来模拟验证排水系统的排水效果。

1.3 本研究的主要内容及技术路线

1.3.1 研究的主要内容

本文以京珠高速公路郑州至漯河段改扩建工程为依托, 结合改扩建工程实际情况进行研究。

研究的主要内容有: 结合已有改扩建工程的成功经验, 提出道路在改扩建过程中路面内部排水系统、中央分隔带排水系统的改扩建方案, 并利用 SEEP/W 软件对所提出的方案进行优化; 通过 DRIP 软件对路面内部排水系统中的排水基层进行设计, 并对影响排水基层厚度和排水基层排水时间的因素进行分析研究; 分析研究原有道路发生水损害的原因, 提出道路改扩建的综合排水建议。重点研究的内容有以下几个方面:

- 1) 改扩建工程中央分隔带排水方案研究;
- 2) 改扩建工程路面内部排水系统方案研究;
- 3) 路面内部排水系统排水基层分析与设计;
- 4) 扩宽路基工程总体排水效果数值模拟;
- 5) 扩宽路基工程综合排水建议

1.3.2 技术路线

本课题首先提出道路改扩建时路面内部排水系统和中央分隔带排水系统的多种改建方案，然后通过 SEEP/W 软件模拟进行方案优化；通过 DRIP 软件对影响排水基层厚度和排水基层排水时间的因素进行分析，对优化后的路面内部排水基层材料进行了设计；通过调研分析原有道路的水损害发生的原因，提出适合本工程的排水系统概括方案，具体技术路线如图 1-2 所示。

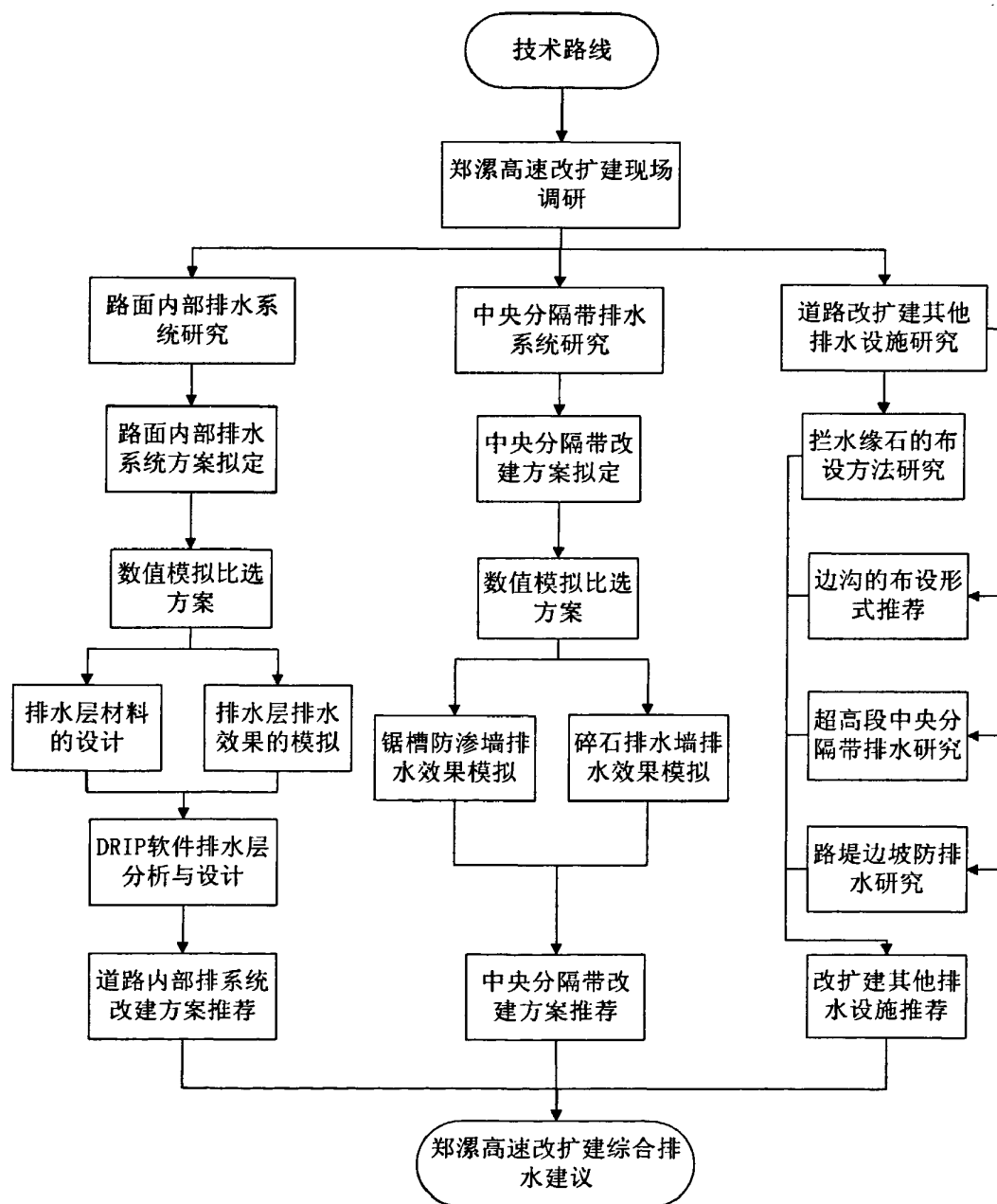


图 1-2 技术路线

第二章 工程概况及渗流参数确定方法

本章首先对京珠高速郑州至漯河段（简称郑漯高速公路）改扩建工程的实际情况进行介绍，并对其现有的排水设施进行了分析，确定了数值模拟中涉及到的土水特征曲线和非饱和土计算中的参数解法，为后面方案比选和数值模拟做铺垫。

2.1 郑漯高速公路现状

2.1.1 郑漯高速公路道路结构形式

郑漯高速公路是京珠高速在河南境内的一部分，起自郑州，途经新郑、许昌终点至漯河，是郑州通往新郑机场的必经之路，郑漯高速公路所经行政区域如图 2-1 所示。自 1998 年建成通车以来，郑漯高速公路以优质服务承载着繁重的运输任务，为该地区的经济发展做出了巨大贡献，但是随着该地区区域经济高速发展，郑漯高速公路的交通压力日显突出，已逐渐满足不了交通量的要求，因此急需扩建。



图2-1 郑漯高速公路行政区域图

原郑漯高速公路在建设时采用了三种不同的路面结构形式。在机场至新郑段，采用

的路面结构形式如表 2-1 所示：

表 2-1 机场至新郑段路面结构

层位	材料类型	厚度
面层	粗粒式沥青混凝土	5cm
	振动碾压水泥混凝土	23cm
基层	水泥稳定碎石基层	15cm
	二灰稳定土底基层	15cm

新郑至许昌段，采用如表 2-2 所示路面结构形式：

表 2-2 新郑至许昌段路面结构

层位	材料类型	厚度
面层	粗粒式沥青混凝土	5cm
	水泥混凝土	25cm
基层	水泥稳定碎石基层	20cm
	二灰稳定土底基层	15cm

许昌至漯河段，采用如表 2-3 所示路面结构形式：

表 2-3 许昌至漯河段路面结构

层位	材料类型	厚度
面层	中粒式沥青混凝土	4cm
	粗粒式沥青混凝土	5cm
	热拌沥青碎石下面层	7cm
基层	水泥稳定碎石基层	20cm
	石灰稳定土底基层	30cm

郑漯高速公路全线采用平原微丘区高速公路标准设计，双向四车道整体式路基，路基宽度为 26.0m，设计车速 120Km/h。

2.1.2 郑漯高速公路所属地区自然地理状况

郑漯高速公路位于黄淮冲积平原中西部，自北向南为黄河二级阶地和黄河冲积平原两大地貌区，为平原地形，如图 2-2 所示。该地区属温带半湿润气候区，多年平均最低气温-12℃，多年平均最高气温 35℃。历年平均降雨量为 646.1~730.0 毫米，最大年降雨量为 1041.9 毫米，降雨多集中在夏季。

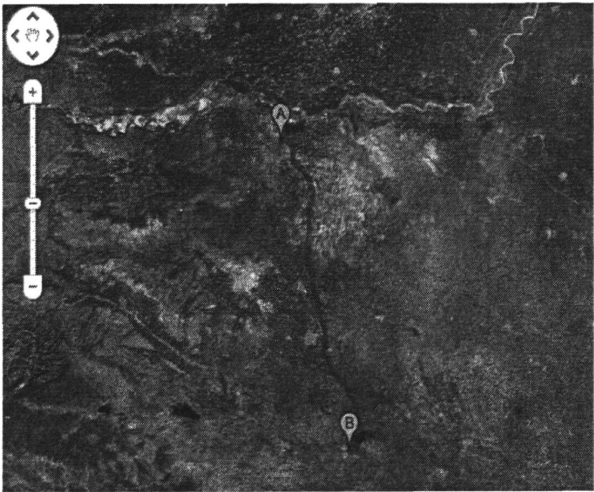


图 2-2 郑漯高速公路区域地形图

2.1.3 郑漯高速公路改扩建工程加宽方案

道路扩建的方式主要有两种，即整体式路基扩建和分离式路基扩建，而整体式路基扩建方式又分为双侧加宽和单侧加款两种形式。每种方案各有优缺点，如表 2-4 所示。

表 2-4 不同方案的优缺点

方案	整体式路基	分离式路基	双侧加宽	单侧加宽
优点	1.占地、拆迁少； 2.对环境影响小； 3.更好适应交展需要； 4.为以后的发展留下选择余地。	1.不影响现有交通； 2.避免了一些扩宽上的技术难点。	1.双侧各加宽 8m，拆迁少； 2.不影响线形； 3.对加宽路面采取针对性强化措施； 4.不用改变中央分隔带。	1.不影响交通； 2.可利用一些排水设施。

缺点	1.影响现有交通; 2.有技术难度。	1.占地、拆迁大对环境 影响大; 2.以后发展的余地小; 3.路基间边沟排水困难。	1.影响交通; 2.无法利用两侧排水设施。	1.单侧加宽 16m, 拆迁大; 2.影响线形; 3.重新设置中央分隔带。
----	-----------------------	--	--------------------------	---

鉴于双侧加宽的优点，郑漯高速公路在改扩建中采用整体式路基双侧加宽的方式，原路基每侧加宽 8m，具体布设方法如图 2-3 所示：

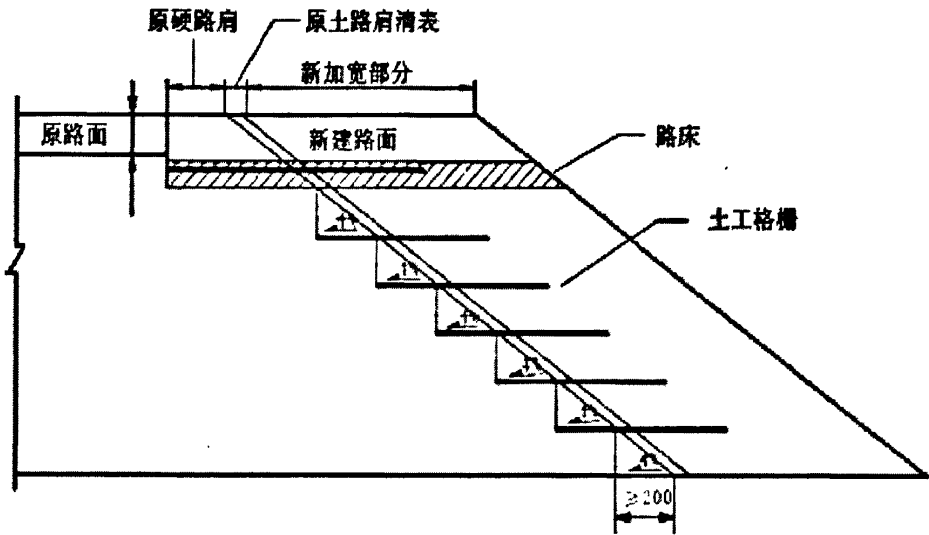


图 2-3 郑漯高速公路改扩建路基加宽示意图

2.2 郑漯高速公路路基路面水损害类型

由于郑漯高速公路修建时间较早，道路排水系统不完善，因此道路排水不良引起的道路破坏现象较为严重。经过现场调研发现，郑漯高速公路具有代表性的路基路面病害主要有：纵缝与横向反射裂缝、路面的松散和坑槽、路基沉陷、路基含水量过大等，如图 2-4~2-7 所示。



图 2-4 纵向裂缝

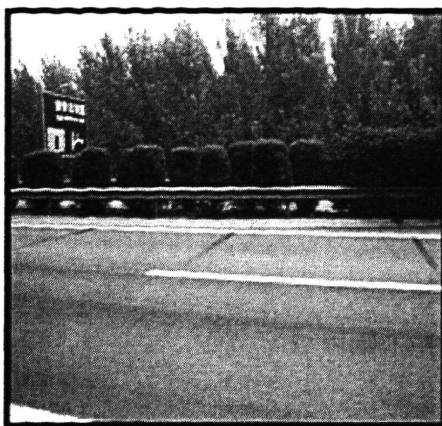


图 2-5 横向反射裂缝



图 2-6 位于行车道上的松散和坑槽

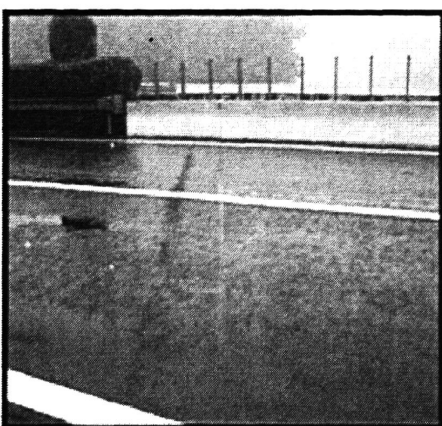


图 2-7 桥头部位的不均匀沉陷

2.3 郑漯高速公路原有排水系统分析

高速公路排水系统主要包括路界表面排水、路面内部排水和地下排水三部分，其具体分类如图 2-8 所示。

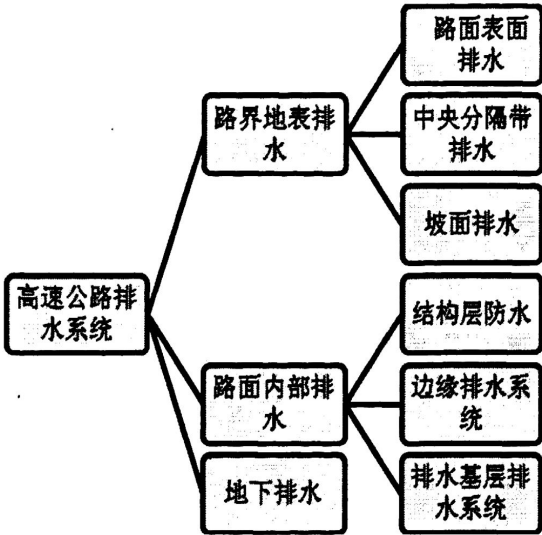


图 2-8 高速公路排水系统组成

调研发现郑漯高速公路没有设置任何路面内部排水设施和地下排水设施，而其路界表面排水系统也不完善。

路面表面排水形式采用路肩外侧设置拦水带汇集路表水，然后通过急流槽统一排放到边沟的集中排水形式，如图 2-9 所示。

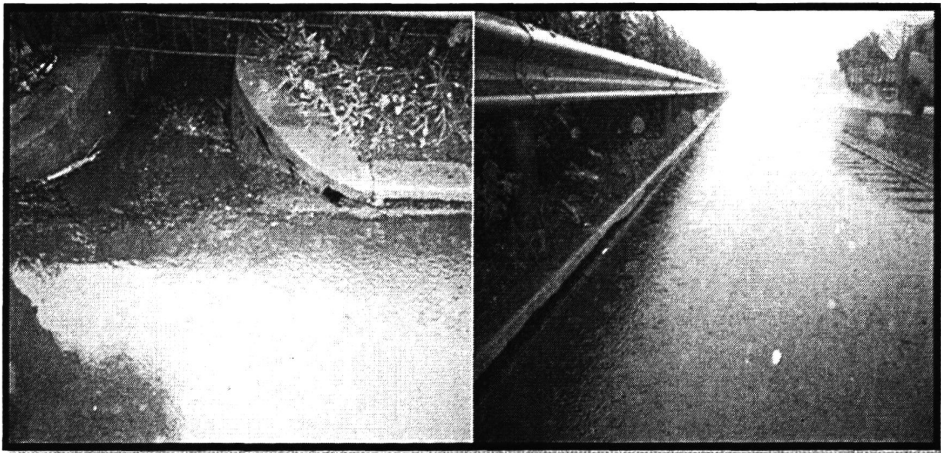


图 2-9 路表集中式排水的急流槽和拦水带

调研发现，郑漯高速公路采用集中式排水并没有起到理想的效果，分析原因是由于郑漯高速公路位于平原区公路纵坡较缓，合成坡度较小所致。道路拦水带内层积水给行车带来安全隐患，同时积水使路面长时间浸泡在水中，使水更容易渗入路面结构内部引起水损害。

郑漯高速公路中央分隔带采用敞开和封闭两种形式，如图 2-10 所示。郑漯高速公路修建时中央分隔带内部均没有设置排水设施，因此水分一旦下渗到中央分隔带内就很

难排出，从而导致中央分隔带内含水量过高，甚至出现在中央分隔带内“钻井抽水”的现象，中央分隔带下渗水已经成为该道路路基水分增大的一个主要原因。

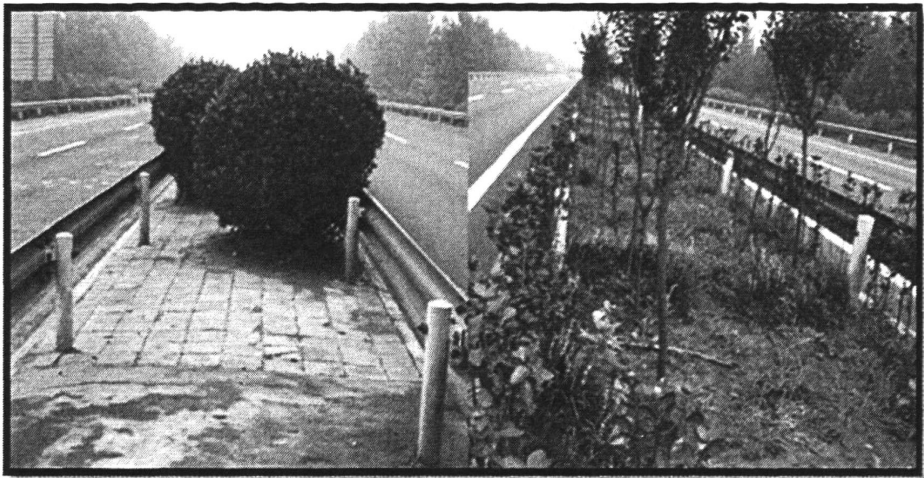


图 2-10 郑漯高速公路封闭和敞开的中央分隔带

郑漯高速公路路基防排水主要由边坡防护、边沟排水、边沟涵排水、排水沟与蒸发池等组成。边坡防护采用浆砌片石的防护和植物防护两种方法，都起到了有效的防护作用，如图 2-11 所示。

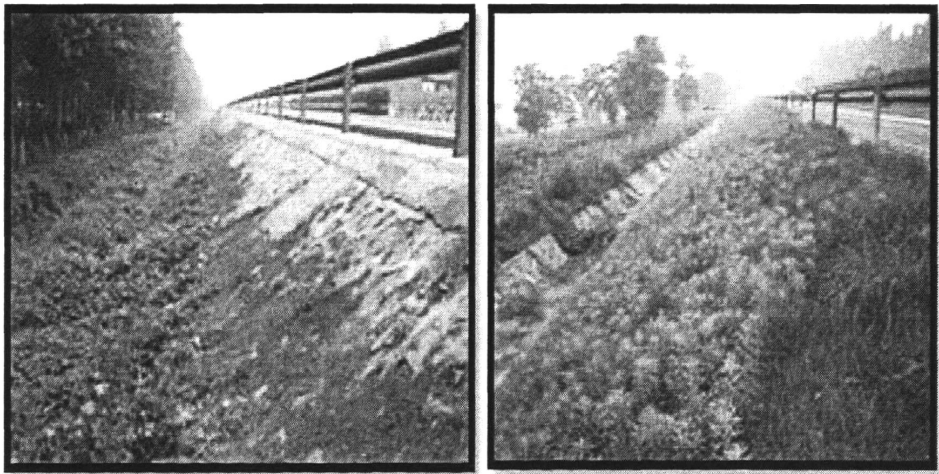


图 2-11 浆砌片石和植物防护的边坡

路堤两侧采用梯形浆砌片石边沟，如图 2-12、2-13 所示。调研时发现，由于缺少维护，在边沟沟底存在一些杂草和淤泥，使部分水分滞留在边沟内无法排出。



图 2-12 浆砌片石边沟



图 2-13 路基旁的积水边沟

由于纵坡较缓，加之郑许段沿线河流、沟渠较少，当边沟内的水在较长的路段内无处可排时，原道路在适当位置设置排水沟、蒸发池将水排离路基范围，如图 2-14。

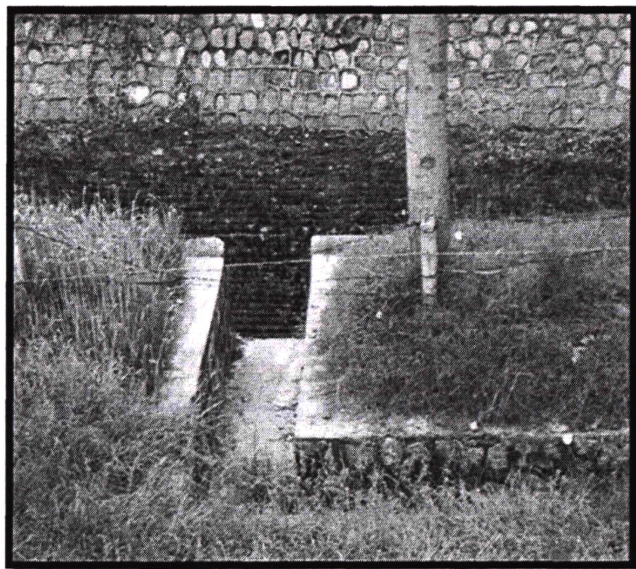


图 2-1 郑漯高速公路排水沟与蒸发池

对郑漯高速公路排水系统进行分析后可知，郑漯高速公路全段路面、路基、边坡等表面排水设施较完整，但部分排水设施布设不合理，同时缺少定期的维护。缺少路面内部排水系统和地下排水系统。

2.4 非饱和渗流参数确定方法

由于路基路面材料同土有类似的结构组成，所以本文应用土体渗流理论分析路基路面渗流规律，通过数值模拟的方法研究水分在路基路面内部的渗流过程，为排水设施的

布设提供依据。

2.4.1 土水特征曲线

基质吸力与含水量之间的关系曲线称为土水特征曲线（Soil Water Characteristic Curve），它反映了土体的持水能力^[27]。土水特征曲线在非饱和土力学的应用中发挥着重要作用，根据土水特征曲线，可以推导出非饱和土的抗剪强度、体应变、渗透系数等，甚至可以确定地下水面上水分的分布^[28]。图 2-15 为典型的土水特征曲线，横轴为基质吸力，纵轴为体积含水量。

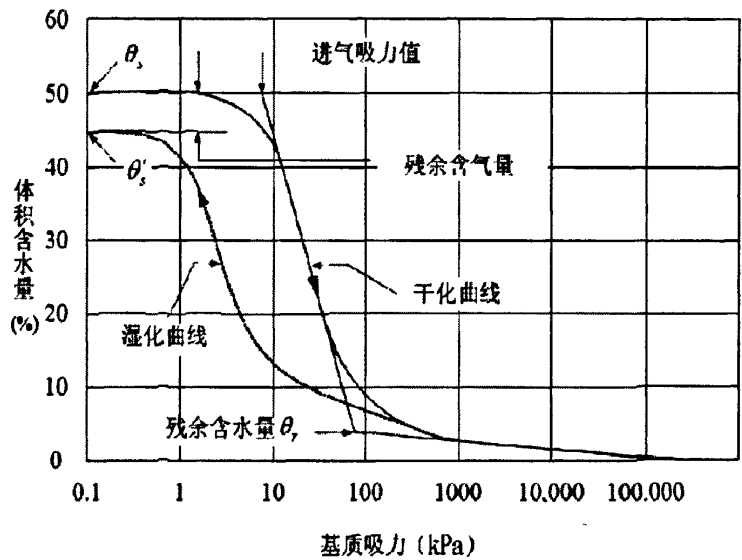


图 2-15 典型水土特征曲线

体积含水量计算如式 2-1 所示：

$$\theta = \frac{V_w}{V} \tag{2-1}$$

式中：θ——体积含水量；

V_w ——孔隙水体积；

V ——总体积。

影响土水特征曲线的因素有很多种如：土的种类、土的结构、土中水分变化过程、温度等，目前确定土水特征曲线的方法主要是通过试验测定，将试验测定的结果代入经验公式中绘制土水特征曲线，目前常用的经验公式介绍如下。

1) Van Genuchten 模型^[29]

Van Genuchten 模型是通过大量的试验研究而建立的经验公式, 其具体的表达形式为:

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = [1 + |ah|^n]^{-m} \quad h < 0 \quad (2-2)$$

$$S_e = 1 \quad h \geq 0$$

$$(m = 1 - 1/n)$$

利用 Van Genuchten 模型模拟渗流时所需要的参数为:

Kzz/khh : 竖向渗透系数/横向渗透系数;

Saturated Khh : 饱和状态下的横向渗透系数;

Specific Storage : 特殊含水量 (Ss 在饱和状态下由于流体和多孔介质可压缩而产生的多余含水量) 一般不予考虑;

θ_s ——饱和和水分含量;

θ_r ——剩余水分含量;

a ——Van Genuchten 模型参数;

n ——Van Genuchten 模型参数;

为了求得 a 、 n 、 θ_s 和 θ_r , 把方程 2-2 改写为:

$$\theta = [1 + |ah|^n]^{-m} (\theta_s - \theta_r) + \theta_r \quad (2-3)$$

应用最小二乘法, 即

$$\text{Min}Q = \sum_{i=1}^N (\theta_i - \hat{\theta})^2 = \sum_{i=1}^N [\theta_i - (\theta_s - \theta_r)(1 + |ah_i|^n)^{-m} - \theta_r]^2 \quad (2-4)$$

式中, θ_i 和 h_i 分别为体积水分含量和压力水头的第 i 次实测值, N 为实测总数。

令 $\frac{\partial Q}{\partial a} = 0$, $\frac{\partial Q}{\partial \lambda} = 0$, $\frac{\partial Q}{\partial \theta_s} = 0$ 和 $\frac{\partial Q}{\partial \theta_r} = 0$, 得方程组, 再利用 Picard 迭代求解, 最终

得到满足要求的 a 、 n 、 θ_s 和 θ_r 的 $k+1$ 次迭代 $a^{(k+1)}$, $n^{(k+1)}$, $\theta_s^{(k+1)}$ 和 $\theta_r^{(k+1)}$ 。

2) Fredlund 和 Xing 模型^[30]

方程为:
$$\theta_w = \theta_r + C(\psi) \frac{\theta_s - \theta_r}{\{\ln[e + (\frac{\psi}{a})^n]\}^m} \quad (2-5)$$

或
$$\theta_w = C(\psi) \frac{\theta_s - \theta_r}{\{\ln[e + (\frac{\psi}{a})^n]\}^m} \quad (\psi > 10^6 \text{ kPa}) \quad (2-6)$$

θ_w ——体积含水量;

θ_s ——饱和含水量;

ψ ——基质吸力;

a, n, m 为回归参数, 计算式如下:

$$a = \psi_i; \quad (2-7)$$

$$m = 3.67 \ln\left(\frac{\theta_s}{\theta_i}\right); \quad (2-8)$$

$$n = \frac{1.31m+1}{m\theta_s} \times 3.72s\psi_i \quad (2-9)$$

ψ_i ——土水曲线拐点对应的吸力值;

s ——曲线两拐点间的切线斜率;

$C(\psi)$ 修正函数, 计算式如下:
$$C(\psi) = 1 - \frac{\ln[1 + \frac{\psi}{C_r}]}{\ln(1 + \frac{1000000}{C_r})} \quad (2-10)$$

C_r ——常数, 通常取值为 1500kPa。

除以上两种常见的模型外, 还有 Arya 和 Paris 模型、Haver Kamp 模型、Paniconi 模型、Srivastava Yeh 模型等。

2.4.2 非饱和土的传导系数

水分在非饱和土中渗流时, 其渗透系数并非常数, 而是非饱和土的含水量或基质吸力的函数, 影响非饱和土中渗透系数的主要有两个因素, 即土体的孔隙率和饱和度。在

实际计算时, 往往把渗透系数 K 表达为饱和度 S 或体积含水量 θ 的单值函数^[27]。

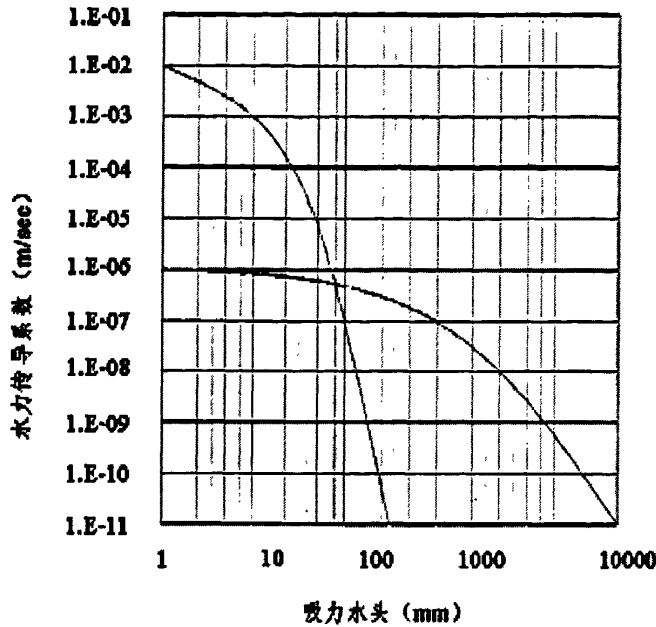


图 2-16 两种不同孔隙率土的导水特性图

常见的两种计算模型如下所示:

1) Van Genuchten 模型^[29]

Van Genuchten 通过对 Mualem 水力传导系数模型的研究, 提出了新的模型, 方程如 2-11 所示:

$$k_w = k_s \times [1 - (a\varphi^{(n-1)}) \times (1 + (a\varphi^n))^{-m}]^2 / [(1 + a\psi)^n]^{\frac{m}{2}} \quad (2-11)$$

式中, a 、 n 、 m 为回归参数, $n = 1/(1-m)$, 其它字母含义同前。

2) Fredlund 和 Xing 模型^[30]:

利用体积含水量函数来推导传导系数函数, 其原理是对体积含水量函数进行积分, 方程式如下:

$$k_w = k_s \sum_{i=j}^N \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} \theta'(e^y) / \sum_{i=j}^N \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) \quad (2-12)$$

式中: k_w ——渗透系数 (m/sec);

k_s ——饱和状态下渗透系数 (m/sec)

θ ——体积含水量;

y ——负孔隙水压对数坐标下虚数;

i ——时间不长;

ψ ——基质吸力;

θ' ——体积含水量的一阶导数。

2.5 本章小结

1、针对京珠高速郑州至漯河段改扩建工程的实际情况,分析了郑漯高速公路现有的排水设施的组成和不合理性。

2、介绍数值模拟中涉及到的土水特征曲线和非饱和土传导系数的概念和计算方法,为后面方案比选和数值模拟奠定基础。

第三章 改扩建工程中央分隔带排水方案研究

中央分隔带是高速公路和一级公路的重要组成部分，其设置目的是为了诱导视线、防眩、绿化、埋设管线等。虽然中央分隔带能在很多方面发挥作用的，但却为水进入道路结构内部提供了便利，给道路排水带来很多困难。

降水通过中央分隔带下渗，一部分下渗水在与路面结构各层交界面处渗入路面结构层内，另一部分下渗水则渗入到基层和路基结构中。在车辆荷载的反复作用下，进入路面结构中的水分使集料表面的沥青剥离，发生松散、坑槽等病害；进入路基结构的水分使路基强度和抗变形能力降低，进一步发展将使水泥混凝土板断裂或沥青混凝土路面产生裂缝，路面水将沿裂缝渗入路面基层直至路基，加快路基稳定性的下降。综上所述，中央分隔带应设置完善的排水设施，阻止降入中央分隔带的水分下渗，保护路基不受由于中央分隔带下渗水所引起的破坏，因此排水设计是中央分隔带设计的一个主要内容。在改扩建工程中布置合理的中央分隔带排水设施，有利于道路结构的长期使用性能。

3.1 常见的中央分隔带排水方法

中央分隔带的排水方法有很多种，目前常用的方法有：中央分隔带铺面、中央分隔带内设排水设施、锯槽防渗墙、碎石排水墙、结合渗水井中央分隔带内设双向向内横坡等。

3.1.1 中央分隔带铺面

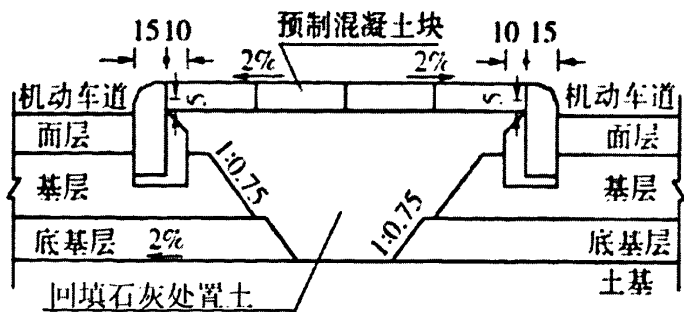


图 3-1 中央分隔带铺面示意图

中央分隔带铺面是将分隔带封闭，不让水分进入的一种方式。常见的铺面方法有水泥混凝土预制块封闭、设置沥青石屑分层等。

中央分隔带铺面的优点为：投资较小、施工方便；一定时期内能有效阻隔地表水下渗。缺点为：易产生缝隙使地表水下渗、水渗入后无法排出；对于改扩建道路，中央分隔带原有的水分无法排出；增加了路面表面排水量，使路面水膜加厚，不利于行车安全；景观效果差。为了克服封闭中央分隔带缺点，国内有个别工程在中央分隔带上浇注专门的绿化平台。

3.1.2 分隔带内设置地下排水设施

中央分隔带表面未采用表面排水措施时，应在分隔带内设置地下排水设施来汇集渗入水。中央分隔带内的地下排水设施常见形式如图 3-2 所示：

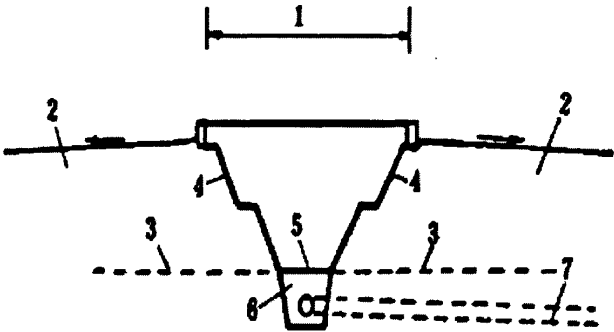


图 3-2 中央分隔带地下排水设施示意图

1-中央分隔带；2-路面；3-路床顶面；4-隔渗层；5-反滤织物；6-渗沟；7-横向排水管

这种方法的优点为：规范的推荐的方案，技术成熟，可参照的工程实例多；下渗到中央分隔带内部的水可通过渗沟和横向排水管排出，能减小下渗水对路基的危害。缺点为：改建道路时工程量较大；由于原有道路的存在，横向排水管设置困难；同时将中央分隔带的水引入路基存在一定的危险性；开挖中央分隔带的废料污染环境。

3.1.3 锯槽防渗墙

锯槽防渗墙是设置在中央分隔带两侧的一种隔水措施，主要是防止水分通过分隔带进入路基路面结构中，引起道路水损害。

锯槽防渗墙的优点为：墙体厚度小(厚度一般不超过 300mm)、施工简便、速度快、消耗少、防渗效果好。缺点为：只有单一的防渗作用；与路基弹性模量相差大，刚性材料防渗墙易受外力影响产生裂缝，大大地降低其防渗效果；缺乏实际的应用经验。

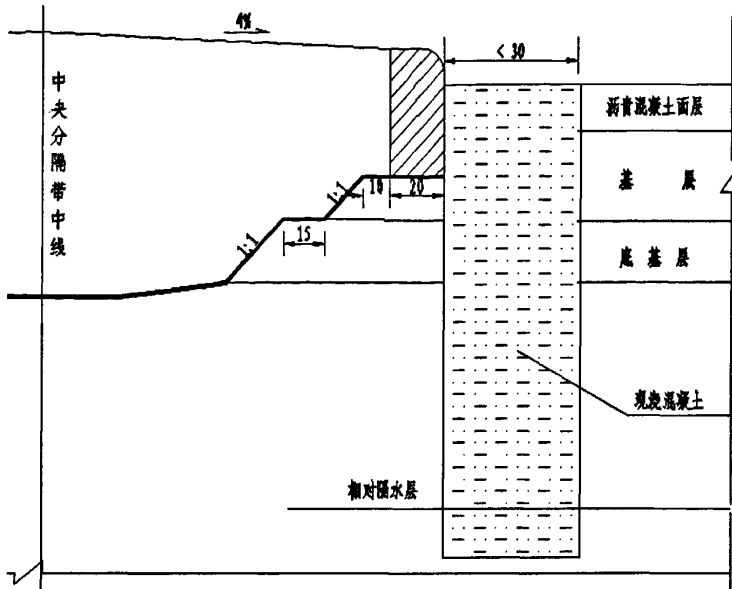


图 3-3 锯槽防渗墙大样图

防渗墙一般情况下是水利工程大坝、堤防、围堰等水工建筑物防渗的一项重要技术工艺，近年也有用在高速公路工程中。

3.1.4 分隔带内设置双向向内横坡

将分隔带表面做成向内的双向坡，汇集中央分隔带表面水，然后由路线纵坡排向泄水口，泄水口下设置集水井，再通过横向排水管排水路基范围，如图 3-4 所示。

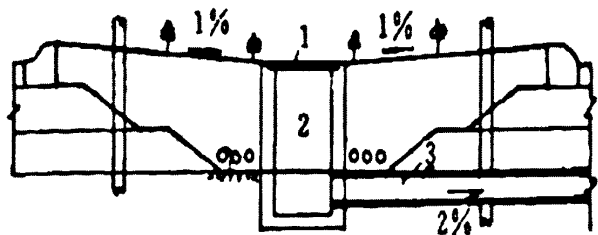


图 3-4 表面排水

1-格栅泄水口；2-集水井；3-伸向排水管

这种方法用于中央分隔带表面未采用封闭形式的路段，如果在中央分隔带作绿化带时采用这种方式，将会影响到绿化带景观的视觉效果。这种方法主要用于中央分隔带较宽的路段。

3.1.5 碎石排水墙

沿中央分隔带两侧开挖一定深度的槽，回填碎石压实，深槽周围包裹反滤织物（土工布等），防止渗入水携带的细粒将防渗墙堵塞。结构形式如图 3-5：

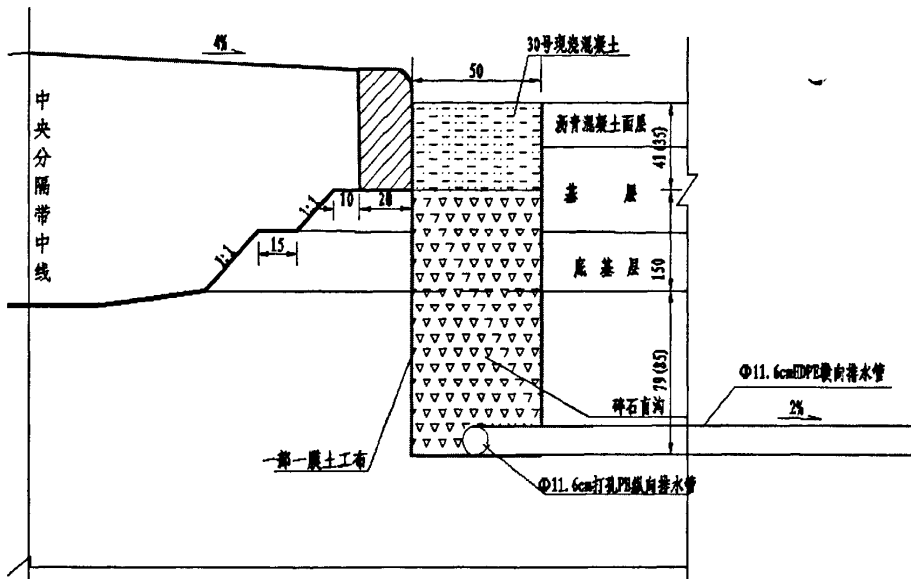


图 3-5 碎石排水墙的大样图

进入中央分隔带的渗滞水通过迁移进入空隙率较大的碎石墙，水分沿墙体下渗汇流到墙底的集水管，再通过横向排水管排出路基，从而保证路基在大部分时间内处入干燥状态。这种方的布设方法与锯槽防渗墙相似，但作用原理却恰恰相反。

碎石排水墙的优点为：墙体厚度小、施工简便、速度快、消耗少；能将渗入中央分隔带的水排出；可排除中央分隔带和原有路基中含有的渗滞水，符合改扩建的要求；能在一定程度上降低地下水位；与路基模量相差小，变形协调；污染相对较少。缺点为：没有工程应用、缺乏实践经验。

3.2 旧路改扩建工程中央分隔带排水方案

在改扩建工程中中央分隔带排水方案确定应根据原有道路的实际情况，尽量利用已

有排水设施,对已有排水设施受损的加以维修,对排水设施不健全、排水不良路段应加设排水设施,同时应根据现有施工水平和经济能力等综合确定。

郑州至许昌段高速公路中央分隔带宽3米,为凸起式,全段采用种草绿化、植物防眩,但是在中央分隔带底部没有设置任何排水设施。除了在一处超高段设置有横向过水槽外,其它地段也没有任何防排水设施。



图 3-6 采用封闭方式的中央分隔带

许昌至漯河段高速公路中央分隔带有二种形式,许昌段采用的是中央分隔带种草绿化,漯河段采用的是用预制块封闭的中央分隔带方式,在分隔带铺面上设置倾向于外侧的横坡。降落在分隔带上的表面水排向两侧行车道,流入路面表面排水系统。由于许昌至漯河段建设时间比郑州至许昌段晚,在设计建设时考虑到中央分隔带防水,所以中央分隔带采用了封闭方式。但是在后来的大修时发现,许昌至漯河段中央分隔带上层土壤含水量明显大于郑州至许昌段,综合分析发现,采用封闭式的中央分隔带,不但没有很好的起到防水作用,反而妨碍了水分的蒸发排出。

封闭形式的中央分隔带可以阻止部分的水分通过中央分隔带表面直接进入中央分隔带内部,但是进入中央分隔带的水分还有一部分是由其它地方进入的。中央分隔带和路面结构层之间有隔渗层,但是由于施工原因和隔渗层的老化腐蚀,必然不能起到完全的隔水作用,这时由路面缝隙进入路面结构内部的水分便会进入中央分隔带内。由于中

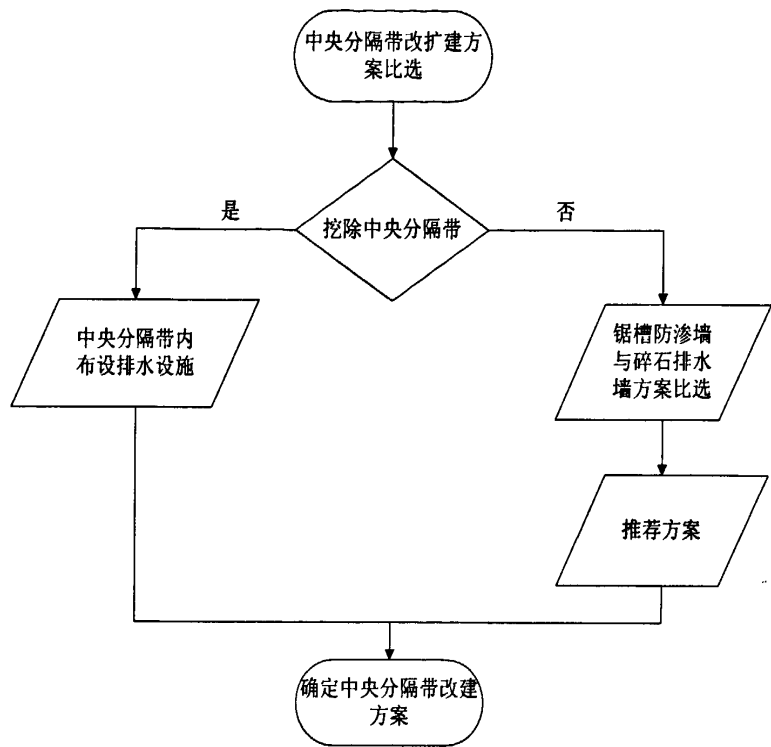
央分隔带上部封闭,所以一旦有水分进入就很难排出,而没有封闭的中央分隔带由于植物的吸收和蒸发作用反而造成中央分隔带内水分比采用封闭形式的中央分隔带内少。可以认为,封闭形式的中央分隔带并没有起到应有的作用,所以在大修时开放了一部分封闭的中央分隔带。如图 3-7 所示,就是在大修后打开的中央分隔带,重新采用表面植草植树的方法。



图 3-7 大修时被打开的中央分隔带

经以上分析发现,封闭中央分隔带的方法并没有起到阻止下渗水的作用,因此,本次改扩建工程建议不采用封闭中央分隔带的方案,原来封闭的中央分隔带因将铺面结构挖除,重新设计排水结构。对于中央分隔带有绿化带的路段,应做实际的调查,根据实际情况确定是否需要布设排水设施和布设排水设施应采用哪种形式。

本工程可采用的改建方式大致可分为两种,一种是挖除原有的中央分隔带重新布设中央分隔带排水设施;另一种是在保留原有中央分隔带不动的情况下,加设排水设施起到排除下渗水的作用。对挖除原有的中央分隔带的情况推荐采用设置地下排水设施的方法。对保留原有中央分隔带的情况,可采用锯槽防渗墙、碎石排水墙两种方案,但由于这两种方案在实际工程中应用比较少,到底哪种方案更优不得而知,因此本研究采用软件模拟来比选两种方案,确定适合本工程的最佳方案。对中央分隔带内设置地下排水设施的方案,由于这种方案在实际中应用普遍,且排水效果较好,因此本部分不做比较。



3.3 旧路改扩建工程中央分隔带排水方案优化

针对锯槽防渗墙和碎石排水墙的两​​种排水结构，通过比较二者在相同降雨边界条件下的排水效果，来最终确定中央分隔带排水方案。研究基于 Geo-studio 软件中的 SEEP/W 模块，计算模型选用 Van Genuchten（V-G）模型。

3.3.1 Van Genuchten 模型参数

通过以前的研究发现 Van Genuchten 模型能够较好的模拟水分在较大孔隙率土体中非饱和和渗流的现象^[31]，类比本课题的材料特性，决定采用 V-G 模型作为理论基础进行数值模拟。V-G 模型的具体计算方法和各种材料参数的获取方法在前面第二章中已经做过介绍，在此不再详述，下面列出本文在软件模拟中用到的参数。

表 3-1 V-G 模型参数取值^[18]

材料	$K_s/cm \cdot s^{-1}$	$\theta_r/\%$	$\theta_s/\%$	α	n
排水基层材料	1.3	0.053	0.24	0.314	1.85
排水沟回填料	10	0.005	0.42	1.000	2.19

土工布	0.3	0.004	0.60	0.270	6.40
级配碎石	0.027	0.050	0.29	0.350	1.80
水泥稳定碎石	$1.22e^{-4}$	0.065	0.15	0.010	1.21
中粒式沥青混凝土	$2.2e^{-3}$	0.046	0.08	0.013	1.09
粗粒式沥青混凝土	$5.5e^{-3}$	0.046	0.16	0.013	1.09
粉质砂土	$3.6e^{-4}$	0.06	0.39	0.059	1.48
粉质粘土	$3.3e^{-7}$	0.053	0.20	0.027	1.23
砂质壤土	$1.4e^{-7}$	0.080	0.18	0.035	1.32
水泥混凝土	$5.6e^{-8}$	0.025	0.06	0.005	1.05

3.3.2 初始条件确定

郑漯高速公路改扩建后路基宽度为 42m，路基平均填土高度为 5m，如果采用全幅路基模型来模拟，其模型长高比例过大，影响模拟效果且操作困难。再加上路基对于中央分隔带中心线是两侧对称的，所以采用半幅路基模型进行模拟。

原路基从中央分隔带中心线开始算起，单侧路基宽度(包括土路肩)为 13m。加宽时先顺边坡清除 50cm 厚的表土，然后从路基底部向内 2m 处开挖台阶。控制台阶高度为 1m 再向内开挖台阶，直至最顶层台阶时向内清除路基 5m。如图 3-8 所示。

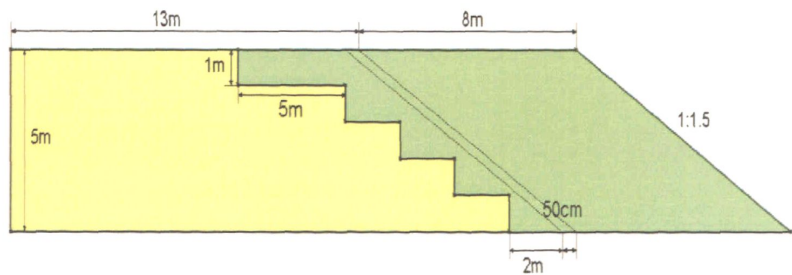


图 3-8 未设排水基层的扩宽路基简化模型

图中黄色部分为扩建完成后被保留的原路基部分，绿色部分为路基扩宽后新填筑部分。在实际工程中，回填土应与原土保持一致，这样可以尽量减少由于两种土的性质不同造成路基扩宽后的差异沉降。所以在模拟中，两种材料虽然颜色不同，但材料性质是完全相同的。并且假设原路基填土与新填土之间不存在边界，完全连续。

数值模拟的初始条件为：①路面面层为不透水层，即水分不会从路基顶面进入路基

中；②地下水位线处于天然地表以下 10m 处；③边坡设置为自由边界；④在左侧中央分隔带处会有水分渗入；⑤不考虑新、旧路基土质的细小差异，认为两者是完全一致的；⑥中央分隔带中心线处设置为不透水边界，即假设此半幅路基土壤中的水分不会进入另外一侧的路基土壤中；⑦采用稳态模拟的方法；⑧半幅路基中央分隔带为渗水边界。

有限元网格的划分如图 3-9 所示：

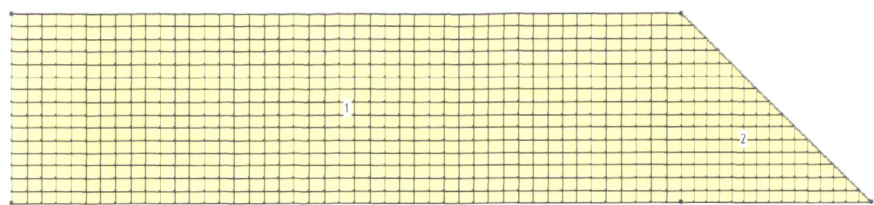


图 3-9 有限元模型

3.3.3 模拟分析结果

为了模拟分析不设中央分隔带排水设施、设置锯槽防渗墙和设置碎石排水墙三种情况的排水效果，建立三个有限元模型。同时考虑到通过中央分隔带下渗的水主要对距离分隔带较近的路基含水量有影响，因此模拟完成后截取距离中央分隔带较近的 12m 路基分析含水量变化。

图 3-10~3-12 为三种不同情况下中央分隔带下渗水达到平衡后的路基含水量和渗流路径。

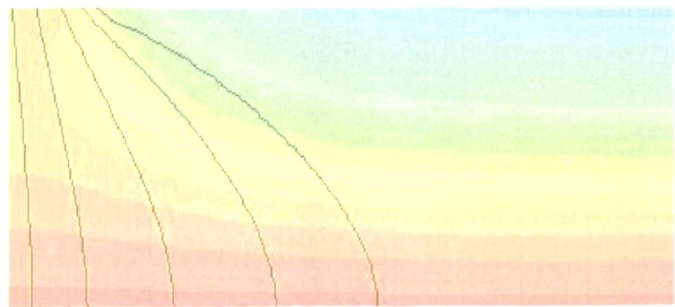


图 3-10 未设置中央分隔带排水设施渗流路径

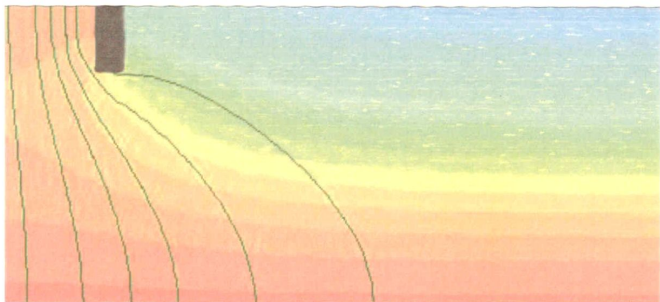


图 3-11 设置锯槽防渗墙后渗流路径

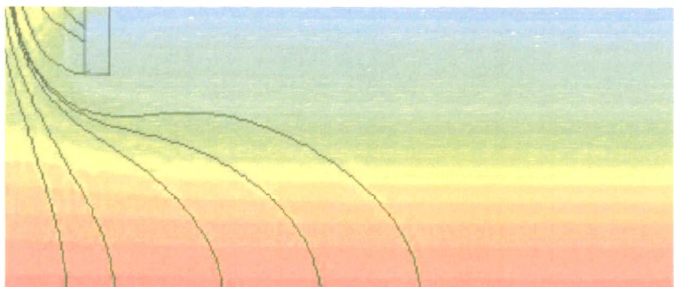


图 3-12 设置碎石排水墙后渗流路径

经过模拟分析发现，设置锯槽防渗墙和碎石排水墙后，原有的渗流路径都发生了较大变化。锯槽防渗墙通过阻隔作用，使中央分隔带的下渗水在一定深度内无法进入路基范围，从而使路基含水量降低。碎石排水墙同样能够阻隔中央分隔带的下渗水，使路基含水量降低，与此同时碎石排水墙还可以将渗入到墙体内部的水排出路基范围，起到排除下渗水的作用，排水效果更加明显。

分别取距离中央分隔带中线 0m、2.5m、18m 的三个纵断面 I、II、III 和距离路基顶面 1m、2m 的两个横断面 IV、V 进行含水量分析。

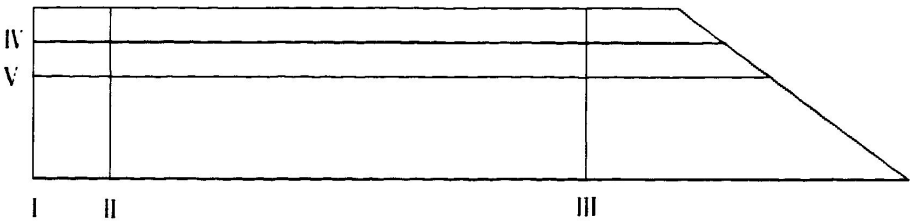


图 3-13 断面位置示意图

3.3.3.1 路基含水量沿横向变化规律研究

各种情况下断面 I 处的含水量分布规律见图 3-14~3-16:

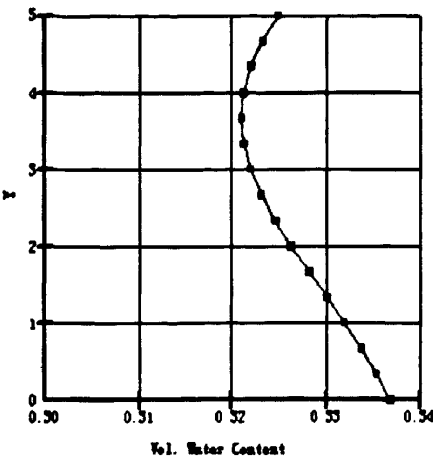


图 3-14 不设排水设施路基含水量

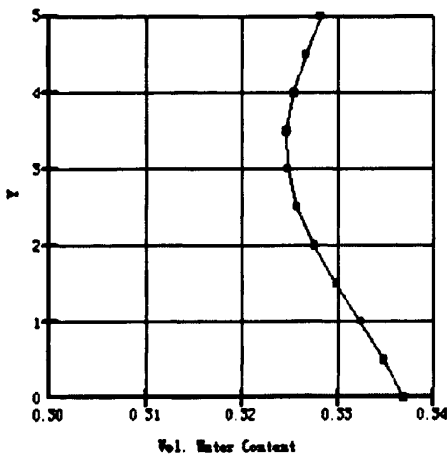


图 3-15 设置锯槽防渗墙路基含水量

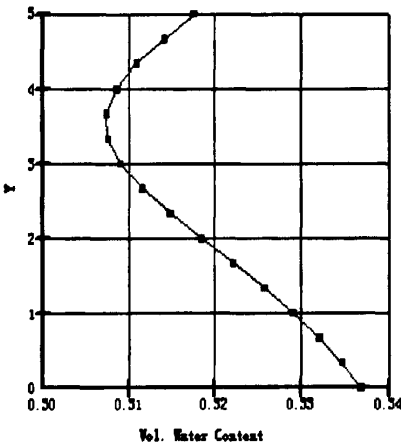


图 3-16 设置碎石排水墙路基含水量

注：Y 为路基高度（下同）。

由图 3-14~3-16 可知，当渗流达到平衡时，设置锯槽防渗墙的中央分隔带内部含水量高于不设排水设施时的含水量；设置碎石排水墙模型中该断面内的含水量有所降低，低于不设排水设施的情况。对于锯槽防渗墙，产生上述现象的原因是由于锯槽防渗墙的阻隔了分隔带下渗的水，使得原本要渗流到路基的水分无法到达路基，被阻隔在中央分隔带内部，从而使中央分割带的含水量高于原来不设排水设施时的含水量；对于碎石排水墙，产生上述现象的原因是碎石排水墙不但有阻隔分隔带下渗水进入路基的作用，而且可以将渗入到排水墙内部的水分通过排水管排出路基范围，因此使得排水墙周围土体的含水量始终保持在较低的水平，在基质吸力的作用下，分隔带内部的水分不断的像碎石墙内部迁移，使分隔带的含水量不断的降低，起到排除下渗水的作用。

各种情况下断面 II 处的含水量分布规律见图 3-17~3-19:

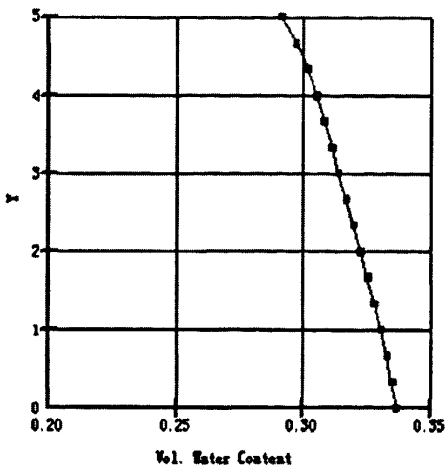


图 3-17 不设排水设施路基含水量

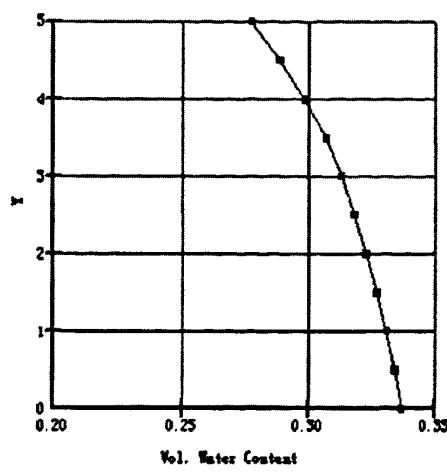


图 3-18 设置锯槽防渗路基含水量

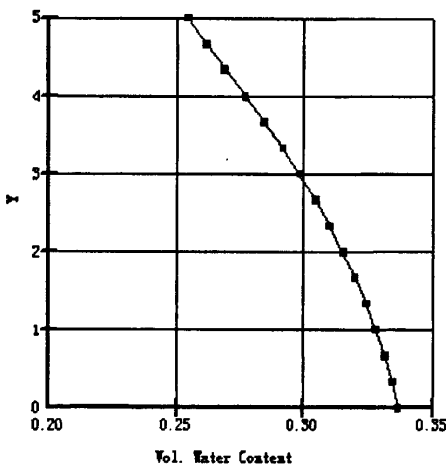


图 3-19 设置碎石排水墙路基含水量

图 3-17~3-19 为到渗流达到稳定时,距中央分隔带中线为 2.5m 处的含水量图,即行车道离中央分隔带较近,受下渗水影响较大的位置。由图 3-17~3-19 可知,在路基顶面处,设置碎石排水墙的含水量约为饱和含水量的 70%,设置锯槽防渗墙后的含水量约为 80%,而不设排水设施时的含水量约为 85%,由此可得,锯槽防渗墙和排水墙都可以降低该断面的含水量,但碎石排水墙的排水效果要明显优于锯槽防渗墙。图 3-17~3-19 中还能看出,除了路基顶面的含水量外,路基不同深度的含水量均有类似的现象,尤其是在路基顶面下 2m 的范围内效果更加明显。

各种情况下断面III处的含水量分布规律见图 3-20~3-22:

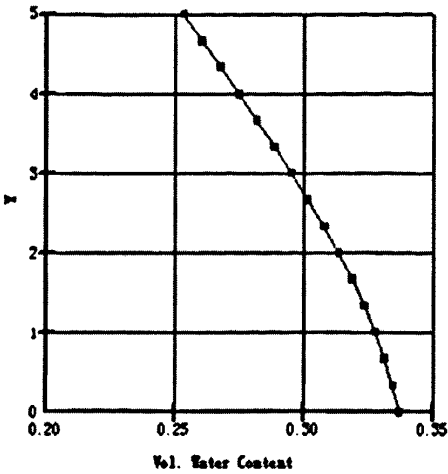


图 3-20 不设排水设施路基含水量

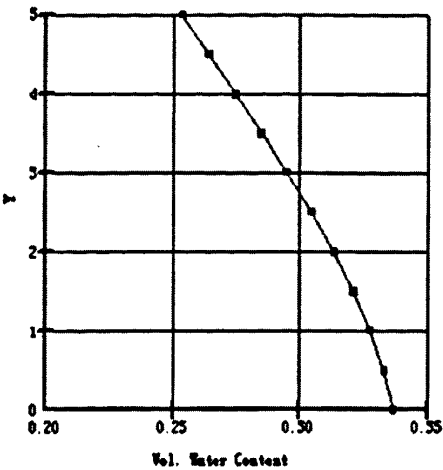


图 2-21 设置锯槽防渗墙路基含水量

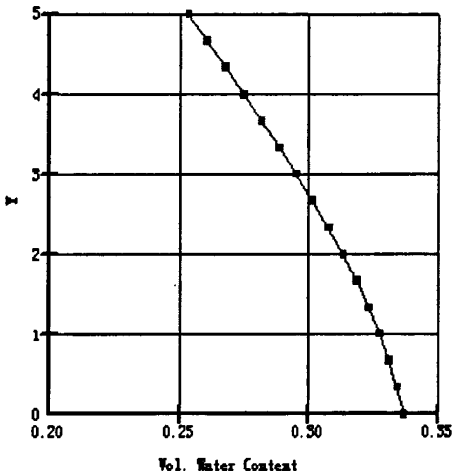


图 3-22 设置碎石排水墙路基含水量

由图 3-20~3-22 可知, 在距离中央分隔带较远的断面III, 三种结构在该断面的含水量基本相图, 说明无论是锯槽防渗墙和碎石排水墙都只是对距离中央分隔带较近的路基含水量有影响, 对距离中央分隔带较远的路基含水量几乎没有影响。

断面 I、II、III反应的是路基含水量沿路基横向的变化规律, 发现碎石排水墙的排水效果明显优于锯槽防渗墙。

下面将分别研究断面IV、V在渗流达到平衡时的路基含水量, 来比较两种不同中央分隔带排水设施对排水深度的影响范围。

3.3.3.2 路基含水量沿路基深度变化规律研究

各种情况下断面IV处的含水量分布规律见图 3-23~3-25:

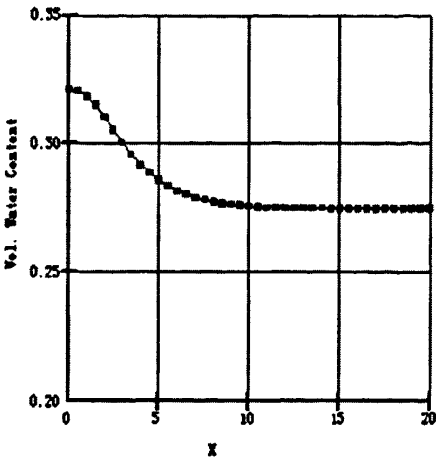


图 3-23 不设排水设施路基含水量

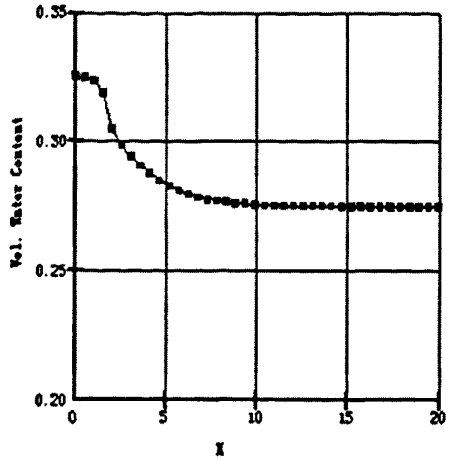


图 3-24 设置锯槽防渗墙路基含水量

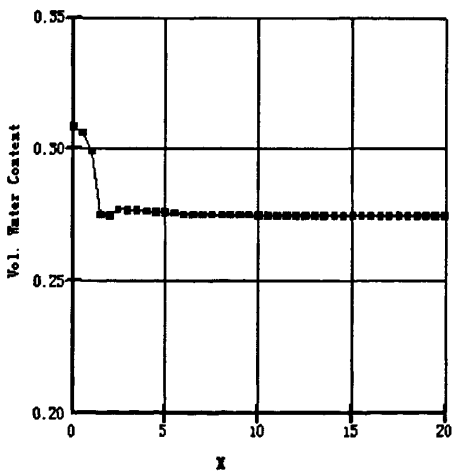


图 3-25 设置碎石排水墙路基含水量

注: X 为路基横断面坐标。

图 3-23~3-25 为渗流达到平衡时,距路基顶面距离为 1m 处的含水量图。由图 3-23~3-25 可以看出,设置中央分隔带排水设施可以降低路基距离中央分隔带较近部分的含水量,在距离中央分隔带中线 5m 内的效果最为明显。在中央分隔带边缘即内侧路缘带处,路基含水量含水量较不设排水设施时有明显下降,排水墙的效果尤为明显,在同一横向距离时,含水量比锯槽防渗墙小。

各种情况下断面IV处的含水量分布规律见图 3-26~3-28:

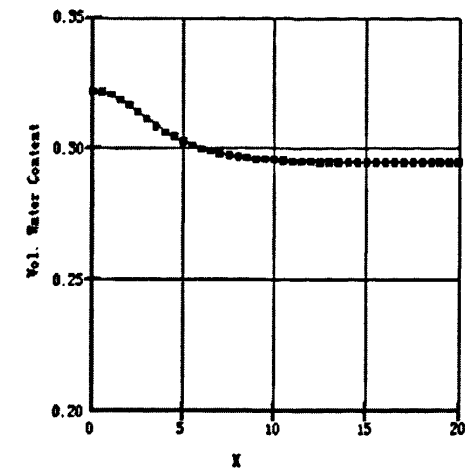


图 3-26 不设排水设施路基含水量

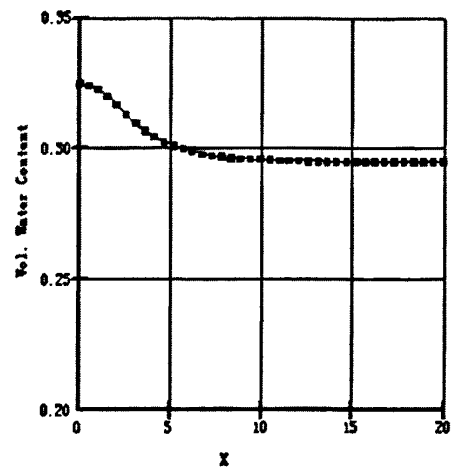


图 3-27 设置锯槽防渗墙路基含水量

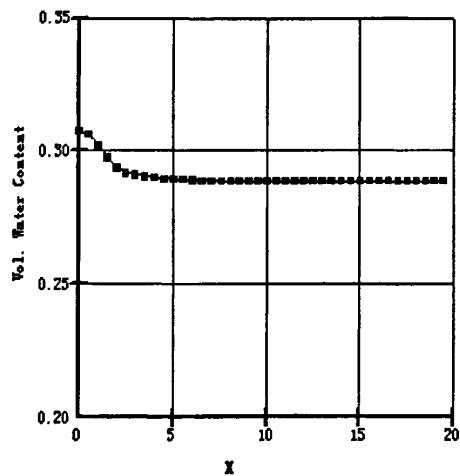


图 3-28 设置碎石排水墙路基含水量

图 3-26~3-28 为渗流达到稳定时,距路基顶面距离为 2m 处的含水量图。由图 3-26~3-28 可以看出设置锯槽防渗墙对于 2m 处的含水量并没有影响,与不设排水设施的效果相同,而排水墙对这一深度的含水量有一定的影响。

从以上分析可以看出,排水墙的排水效果无论从降低含水量还是排水影响的深度都优于锯槽防渗墙。碎石排水墙的排水效果优于锯槽防渗墙。除排水效果外,由于锯槽防渗墙只有单一的防渗作用,且刚性材料的防渗墙与路基弹性模量相差大,易受外力影响而产生裂缝,大大地降低其防渗效果;而碎石排水墙克服了这些缺点,回填料与路基协调性好,不存在开裂问题。

综合以上分析结果，在保留原有中央分隔带的情况下推荐使用碎石排水墙。

3.4 本章小结

本章通过对中央分隔带排水设施的研究，得到如下结论：

- 1、从实际的使用效果来看，中央分隔带敞开的排水效果要优于中央分隔带铺面的排水效果。
- 2、锯槽防渗墙能有效的阻止中央分隔带下渗水渗透到路面结构下的路基，起到降低路基含水量的作用，尤其在距离路基顶面较近的范围内，效果更为明显。
- 3、碎石排水墙同样能够起到阻止中央分隔带下渗水的作用，但由于其能将下渗水排出路基范围，因此碎石排水墙的排水效果更为明显。

第四章 道路改扩建工程路面内部排水方案研究

当基层和路基为渗透系数较低的材料时,水分进入道路结构后很难排出,Ridgeway 的研究表明,当基层为渗透系数小于 10^{-5}cm/s 的低透水性材料时,排除 0.1m^3 的重力水大约需 1 天以上的时间,当路基土的渗透系数小于 10^{-7}cm/s 时,所需时间达数十日之久^[32],在这种情况下,路面被长期浸泡在下渗水中,在车辆荷载的反复作用下,造成路面、路基的多种损坏。为避免水分进入道路引起水损害,应从两方面入手,即防止表面水下渗到道路内部,将下渗到道路各层位的水分在短时间内排出。

防止表面水下渗应的方法有:①提高沥青面层的防水性能,严格控制沥青混合料的孔隙率范围,防止降雨下渗到路面结构内部。②建立健全路表排水系统,使降水能迅速排出路基范围,避免在路面表面积水。③及时修补裂缝,防止降水通过裂缝下渗到基层和土基。除以上预防措施外,在道路结构中设置路面内部排水系统是预防和排除入渗水分非常有效的方法。设置路面内部排水设施不但可以将下渗到路基的水分排出路基范围,而且由于排水基层的模量介于半刚性基层和沥青面层之间,更有利于道路的荷载分布。同时,设置柔性排水基层还可以减小半刚性基层的反射裂缝。相关研究表明^[9],通过设置路面内部排水系统可以明显提高进入道路内部水的排除速度,从而避免路面结构内部的水损害,提高道路的使用寿命。在道路改扩建时,应考虑设置合理有效的内部排水系统,排除原有和新建部分的下渗水,预防水损害的发生。

本章在讨论现有路面内部排水设置方法的同时,针对道路改扩建的特殊性,提出道路改扩建路面内部排水系统的设置方法,及新旧路作为一个完整的整体其路面内部排水系统排水设置方法。并通过软件模拟分析,进行方案的优化。

4.1 常见路面内部排水系统

公路排水设计手册中建议年降雨量大于 250mm 的地区修建二级以上公路时应布设路面内部排水系统。在道路改扩建时,给原有和新建道路加设路面内部排水系统,可以起到排除下渗到路面结构内部水分的作用。

常见的路面内部排水系统有排水基层排水系统和路面边缘排水系统两种。排水基层

排水系统的效果优于边缘路面排水系统，但边缘排水系统对于老路改建有其独特的优点。

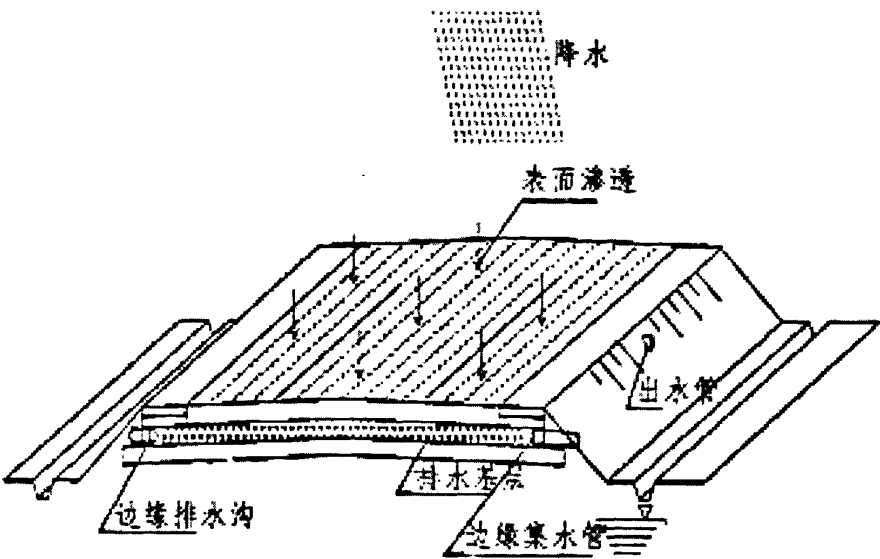


图 4-1 路面内部排水系统的基本组成

4.1.1 排水基层排水系统

排水基层排水系统在排水基层边缘设置纵向排水集水沟和集水管，再在间隔一定距离的地方设置横向出水口，将渗入到排水基层的水排出，如图 4-2。

也可将排水基层铺设成全宽式，不设纵向集水沟、集水管和横向出水管，渗入排水基层内的水分直接排出路基外，如图 4-3。全宽式排水基层在坡面出口处易被杂物堵塞，通常使用几年后便不再排泄渗入水，造成路面结构特别是路肩更容易产生损坏。

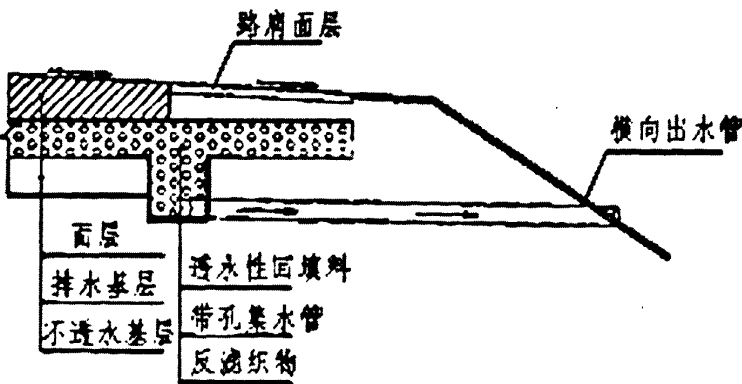


图 4-2 排水基层排水系统

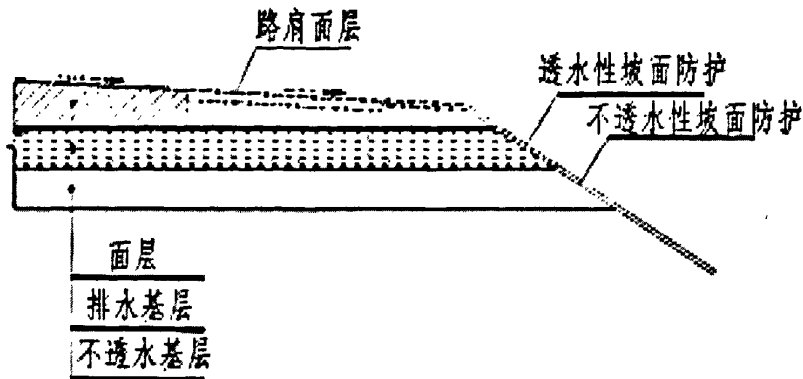


图 4-3 全宽式排水基层

4.1.2 路面边缘排水系统

路面边缘排水系统的功能就是将渗入到路面结构层内部的水，通过结构层的连通空隙或某一排水结构层向横向渗流到路面边缘，再排到路基以外。为便于排除渗流至路面边缘的水分，可在路面边缘的土路肩内设置纵向碎石盲沟。

边缘排水系统非常适用于基层透水性小的水泥混凝土路面，因为水泥混凝土路面板边和角隅处，由于沉降、翘曲变形等经常出现面板与基层脱空，下渗的自由水往往积聚在脱空部位，设边缘排水系统后可将面层——基层——路肩界面空隙处积聚的自由水排出路面结构。

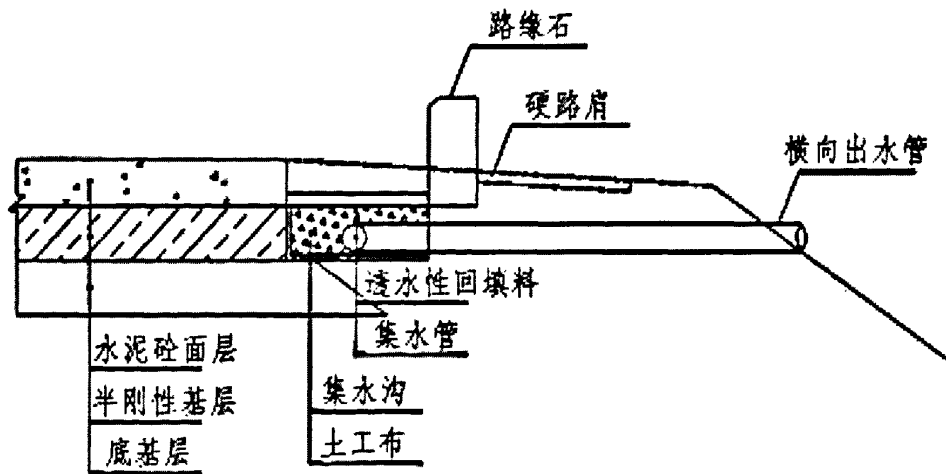


图 4-4 边缘排水系统

对边缘排水系统的使用效果观测结果显示，设置路面边缘排水设施后，路基湿度降低，模量提高，路面的寿命随之增加。但边缘排水系统的纵向排水沟容易被细粒堵塞使

排水的效率降低，特别在旧混凝土面层含有较多细粒时，更容易产生堵塞现象。另外，边缘排水系统仅能排除一部分渗入路面结构内的自由水，还有一部分残留的自由水仍被封闭在路面结构内部，使路面结构处于潮湿状态，对道路结构产生破坏。

4.2 道路改扩建工程中路面排水系统方案比选

旧路改扩建工程中布设内部排水系统时无法再采用新建道路时的布设方法，因此道路改扩建工程内部排水系统的布设应根据实际道路的具体情况来确定。本章结合郑漯高速公路改扩建工程实际道路状况，参考新建道路内部排水设施方案的布设方法和已有改扩建工程的成功经验，提出适合本工程改扩建的方案。在采用道路改扩建方案以前，应认真分析旧路面水损害的程度和水损害产生的原因，有针对性的设置排水设施，避免原有水损害的再次发生，同时加设排水预防性排水设施，防止由于排水设施不健全而产生水损害。

本课题通过分析原有路面的水损害状况，将原有路面分为承载力良好和承载力较差两种不同情况进行研究。

4.2.1 原有道路承载力良好时处理方法

方案 I 的设计思路是在旧路面边缘处布设类似于边缘排水系统的排水盲沟，汇集下渗到旧路面的水分，水分进入盲沟后再通过渗流作用进一步集中到设置在盲沟底部的纵向集水管，然后通过间隔一定距离布设的横向出水管将下渗水排出路基范围。在新建路面内部设置排水基层，排除下渗到路面结构内部的水分，具体的布设方法同一般新建道路的布设方法相同。具体处理方法如下：

对原有路面表面做简单清表处理，然后加铺一定厚度的沥青混凝土。在原有路面外侧边缘设置排水渗沟，在新建路面内布设排水基层。拼接处的渗沟和新建部分的排水基层组成路面内部排水系统。具体结构形式如图 4-5：

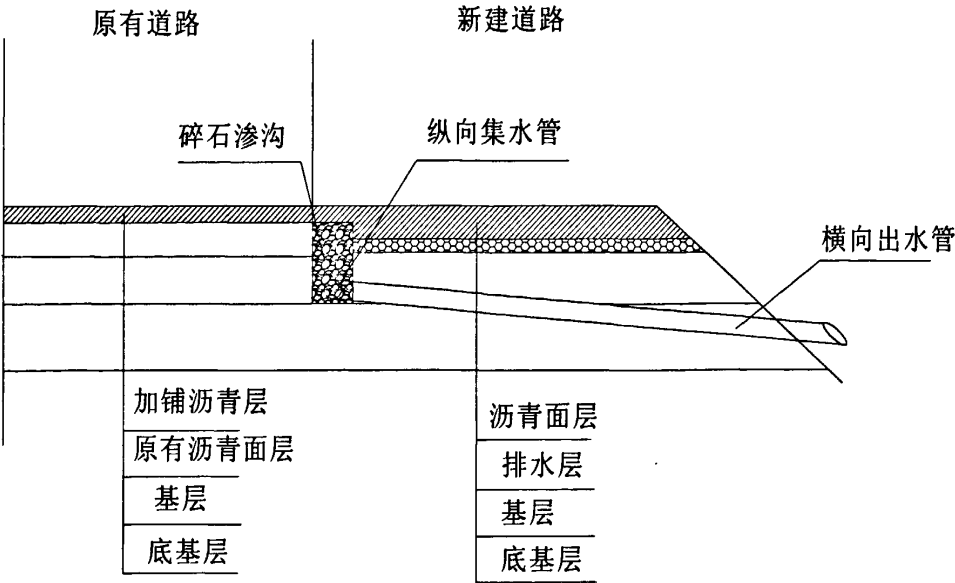


图 4-5 原道路承载力良好处理方案 I 示意图

方案 II 的设计思路与新建道路内部排水基层布设的方法相同，排水效果同新建道路无异。具体处理方法如下：

对原有路面做简单的清表处理，再在原有路面上加铺层排水基层。在新建道路内部布设排水基层，使新旧路面内部排水基层合为一体，然后在排水基层上统一加铺沥青混凝土面层。具体结构形式如图 4-6：

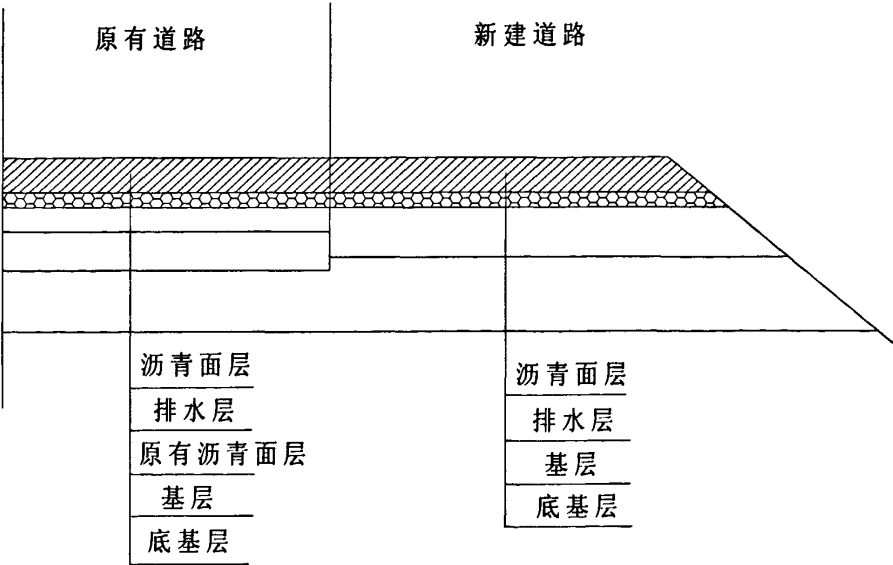


图 4-6 原道路承载力良好处理方案 II 示意图

方案 III 在排除旧路面下渗水分时与方案一的思路类似, 及下渗到旧路面的水分通过渗流作用汇集到设置在原有路面边缘的排水渗沟中, 然后通过与其相连接的砂砾垫层将水排到路基结构以外。在设置砂砾垫层时, 因在砂砾垫层的上下面处分别设置反滤层, 防止细颗粒进入砂砾垫层, 影响排水效果。具体处理方法如下:

对原有路面表面做简单清表处理, 然后加铺一定厚度的沥青混凝土。在原有路面外侧边缘设置排水渗沟, 在新建路面基层下设置砂砾垫层。新旧路拼接处的渗沟和新建道路基层下设置的砂砾垫层组成路面内部排水系统。具体结构形式如图 4-7:

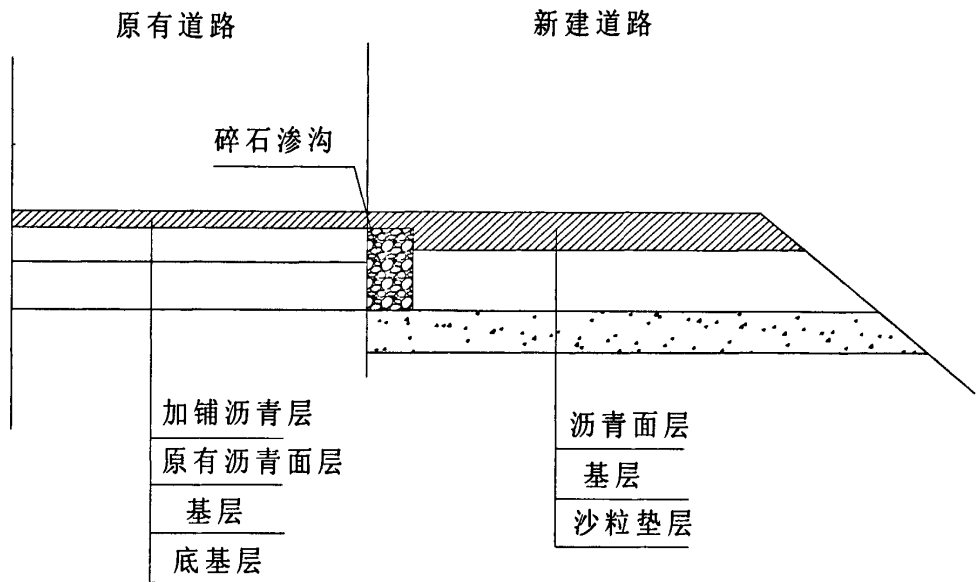


图 4-7 原道路承载力良好处理方案 III 示意图

4.2.2 原有道路承载力较差时处理方法

方案 I 将原有破坏严重的基层挖除, 对路基整体强度不足或破损严重的路段, 视路面破损程度确定挖除深度和范围。然后在挖除路段加铺基层、排水基层和面层, 与新建部分的路面内部排水系统组成整体。具体结构形式如图 4-8:

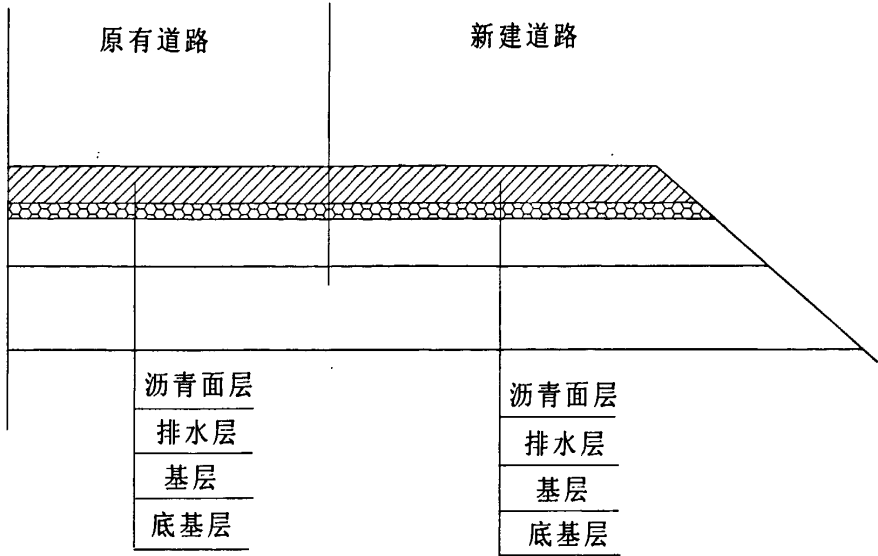


图 4-8 原道路承载力较差处理方案 I 示意图

方案 II 不铣刨原有路面，根据道路破坏的程度，在原路上加铺不同厚度的水稳补强层，再在水稳层补强层上铺筑排水基层和沥青面层，排水基层与新建道路的排水基层连接为一体，共同组成路面内部排水系统。加铺水稳补强层的厚度应根据实测道路的回弹模量计算确定。具体结构形式如图 4-9：

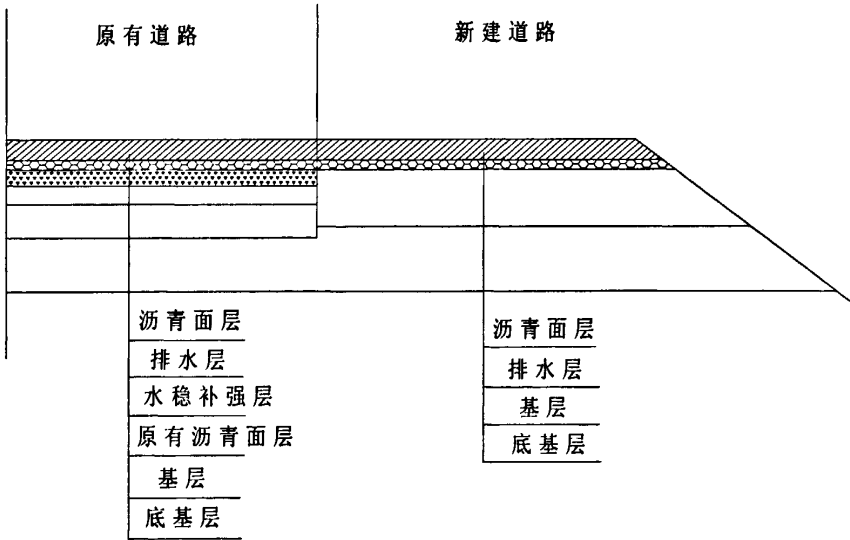


图 4-9 原道路承载力较差处理方案 II 示意图

该方案同新建道路排水基层排水效果相同，排水效果好。同时，该方案能有效的利用原有道路的承载力，不对原有道路的整体性不产生影响，更有利于道路长期的使用性能。

方案 III 不铣刨原有路面，对中度、重度裂缝段进行灌缝、修补坑槽等处理，采取防裂缝措施。在原有道路上打入碎石桩，碎石桩间距应满足排除路面渗入水的要求，碎石桩的底部应深入到相对隔水层以下。在新建路面部分设置排水基层，然后将新旧路作为整体统一加铺沥青混凝土面层。

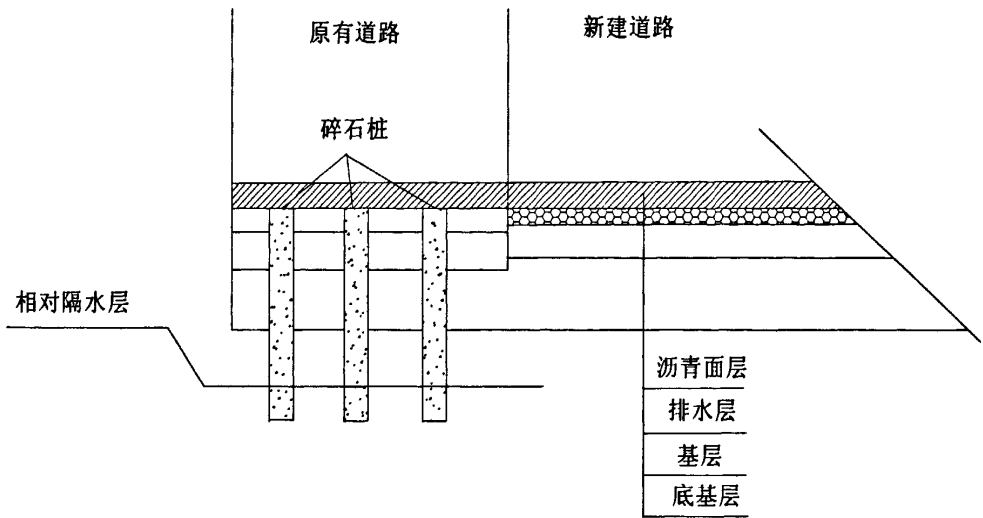


图 4-10 原道路承载力较差处理方案 III 示意图

由于路基的渗透系数较小，下渗到路基顶面的水无法渗透到路基内部，而是通过层间缝隙横向渗流，当渗流水在遇到渗透系数大的碎石桩时，就会沿碎石桩下渗，一直下渗到路基工作区范围外，从而起到排除路面下渗水的作用。同时，这种方案还能在一定程度上排除老路基、土基原有的滞留水，在地下水位较高的路段还有降低地下水位的作用。如有地下潜水，这种方案不予采用。

4.3 改扩建工程内部排水方案优化

以上各方案是根据新建道路内部排水布设和已有改扩建工程的成功经验，结合本工程的实际情况而拟定的。为验证各方案的可行性和各方案的排水效果，本课题采用 Geostudio 中的 SEEP/W 模块模拟实际的排水情况，通过该有限元软件的模拟结果，对比各方案的优劣。

4.3.1 边界条件的确定

表面水入渗量，与降雨强度、降雨历时、接缝或裂缝的缝隙宽度和填塞情况、结构层的孔隙率或透水程度有关，变化范围很大。常用的有两类确定设计入渗量的方法：依据降雨条件确定和依据路面状况确定。本课题采用的方法是依据路面状况确定设计渗入量——里维奇（Ridgeway）法。

Ridgeway 直接在已使用多年的旧路面上进行表面水渗入率的测定试验，建议采用接（裂）缝的渗入率作为指标，并提出每厘米缝的设计值为 $100\text{cm}^3/h/cm$ 。美国 AASHTO 路面设计指南就采用这一建议值计算表面水的设计渗入量。

我国公路排水设计规范依据国内部分旧路面的表面水渗入率测定结果，采用 Ridgeway 的指标，建议面层存在裂缝的沥青路面的表面水渗入率设计值为 $0.625\text{cm}^3/h/cm^2$ ，换算得到每厘米缝的设计值为 $62.5\text{cm}^3/h/cm$ 。

本文采用 AASHTO 路面设计指南建议值每厘米缝的渗入率 $100\text{cm}^3/h/cm$ 。沥青路面每两条行车道之间设一条裂缝，新旧路拼接处设一条接缝，路面与硬路肩处设一条裂缝。考虑路面开裂最不利情况，裂缝贯穿面层和基层到土基顶面，宽度为 1cm。

裂缝与接缝位置见图 4-11（图中单位为 cm）：

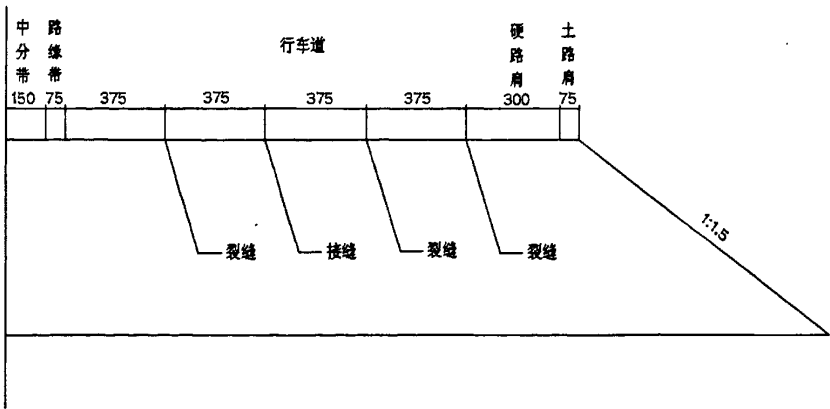


图 4-11 接（裂）缝位置示意图

4.3.2 排水模拟效果对比分析

由于在整幅路基上设置排水基层的方案排水效果较好，因此本部分主要对路面下未设置排水基层和设部分排水基层的各方案进行比选，即对原道路承载力良好处理方案 I、

原道路承载力良好处理方案 III 和原道路承载力较差处理方案 III，三种路面内部排水方案进行数值模拟。

4.3.2.1 原道路承载力良好时处理方案 I

根据工程实际，建立有限元模型如图 4-12。由于路基整体对称，两幅路基的边界条件相同，因此取路基的一半进行模拟。模拟中渗流计算模型采用 V-G 模型，共采用了四种材料，分别为粘土、排水基层材料、水泥稳定碎石、和沥青混凝土，各材料的参数见第三章表。

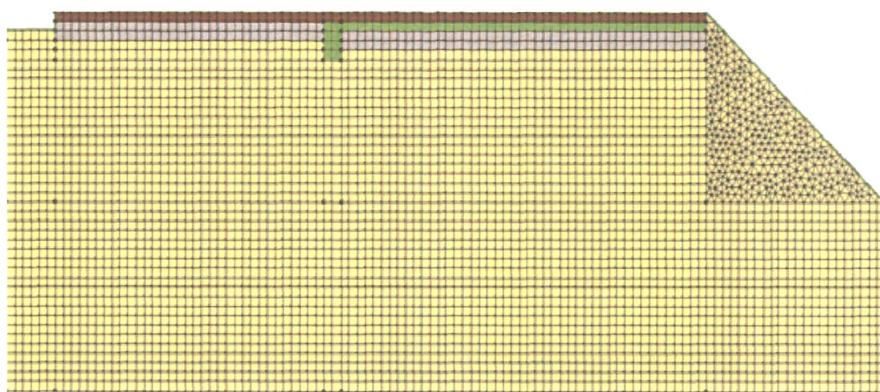


图 4-12 原道路承载力良好处理方案 I 模型

边界条件裂缝处采用 4.4.1 所述的 AASHTO 路面设计指南建议值，及每厘米缝的渗入率 $100\text{cm}^3/h/cm$ 。在未开裂部分，路面设为降雨边界，降雨强度为 q ，当 q 大于面层材料饱和渗透系数 k 时，则此边界设定为定水头边界 $H=z$ ，本部分假设降雨强度大于面层的渗透系数，模拟采用稳定水头值 $H=0$ 。设地下水位为路床下 4m 。

分别对降雨过程中和降雨结束后两个过程进行分析，观察在两个过程中路基含水量随时间的变化规律，通过分析路基含水量随时间的变化规律来验证方案的可行性。本次模拟采用降雨历时为两小时，两小时降雨后路基含水量如图 4-13：

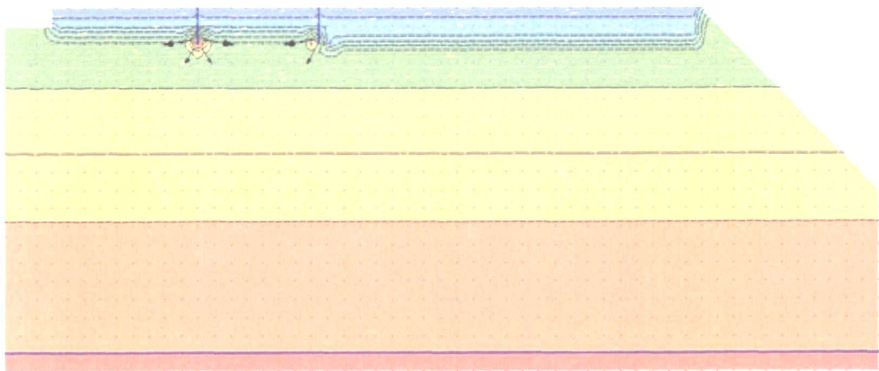


图 4-13 降雨 2H 后含水量

由图 4-13 可以清楚的看到，路面的下渗水是通过裂缝下渗的，降雨并不能通过未开裂的沥青面层下渗。分析原因，是沥青面层混合料密度大、孔隙率低、渗透系数小所致。另外，由含水量图可以看到，旧路面的两处裂缝，距离拼接处渗沟近的裂缝下路基含水量明显小于距离拼接处远的裂缝下路基含水量。

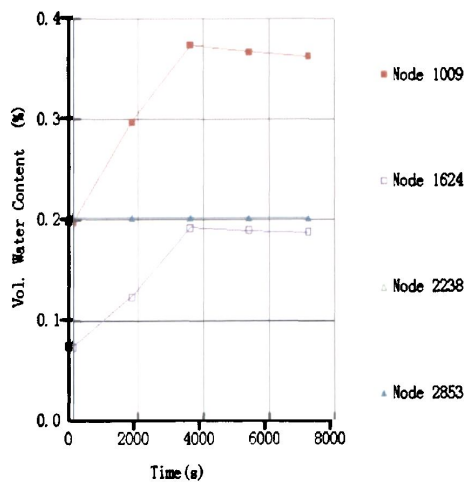


图 4-14 裂缝下路基顶面含水量随时间变化的曲线

由图 4-14 可知，旧路基两处裂缝的含水量随时间变化的规律基本相同，但含水量值有较大区别，靠近新旧路拼接处渗沟的裂缝下路基含水量约为饱和含水量的 50%，而距离拼接处较远处的裂缝下含水量达到饱和含水量。这说明在降雨过程中设在拼接处的排水渗沟能起到排除下渗水的作用，但排水的作用范围有限，只对距离其较近处的下渗水有排除作用，对距离较远的下渗水影响不大。由图 4-14 中的含水量曲线还可以看出，在新路基顶面的含水量比距离渗水沟近处的路基含水量高，即使在降雨过程中渗沟附近的含水量也是低于新建路基处路基顶面的含水量，由此可以看出，渗沟除有排除路面裂

缝下渗水的作用外，还能在一定程度上降低路基原有含水量。

对雨停后的排水过程进行模拟，图 4-15 为雨停后 24H 的含水量图：

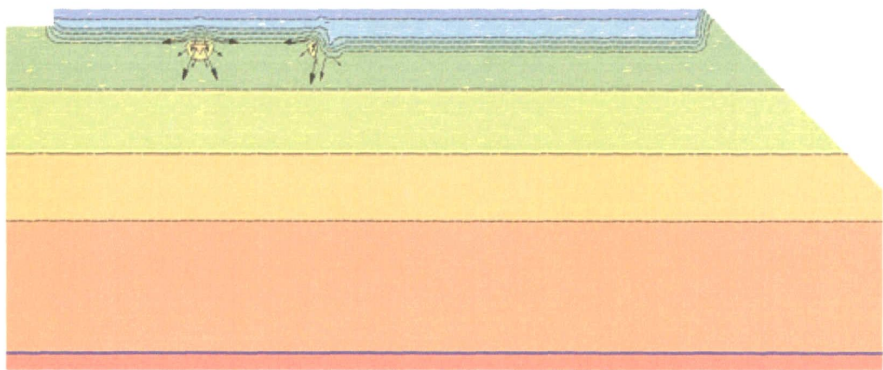


图 4-15 雨后 24H 的含水量图

从图 4-15 中可以看出旧路面两处裂缝下路基含水量均有所降低，含水量随时间变化的规律如下：

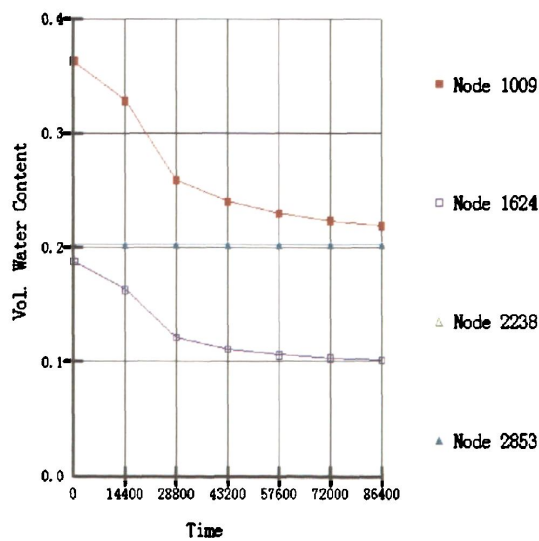


图 4-16 雨后裂缝下路基顶面含水量随时间变化的曲线

从图 4-16 中可以看出，旧路基两处裂缝下的路基含水量变化规律基本相同，在降雨停止后 4h，距渗沟远的裂缝下路基含水量下降速度比距渗沟近的含水量下降速度快，但在 4h 以后，两处的含水量变化速度基本相同。两处裂缝下的路基含水量在雨停后 24h 分别降到饱和含水量的 65%和 30%左右。以上分析说明，设置在拼接处的排水渗沟能有效排出下渗到路基的水分，使路基含水量始终保持到较低的状态。同时也可以看出，渗沟排除下渗水主要是在其周围含水量较高时，当含水量值降低到一定程度时，渗沟的排

水作用并不明显。

4.3.2.2 原道路承载力良好时处理方案 III

根据工程实际，建立有限元模型如 4-17。由于两幅路基的边界条件相同，因此取路基的一半进行模拟。模拟中渗流计算模型采用 V-G 模型

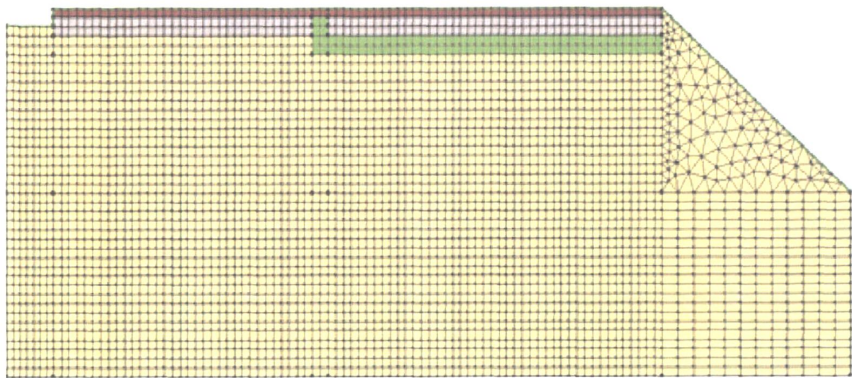


图 4-17 原道路承载力良好处理方案 III 模型

模型所采用的材料参数、降雨边界和降雨历时与 4.4.2.1 相同。

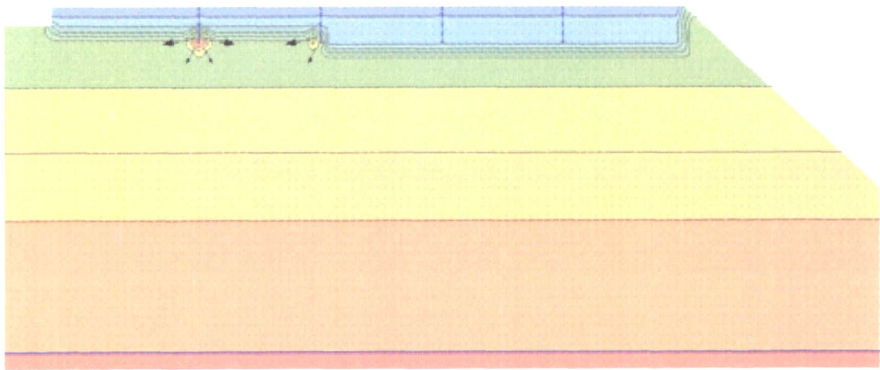


图 4-18 降雨 2H 后含水量

图 4-18 为原道路承载力良好处理方案 III 在降雨 2H 结束后的含水量图，从图中可以看出，旧路面两处裂缝下含水量情况与上面 4.4.2.1 模拟的含水量情况相似，即距离拼接渗沟近处裂缝下路基含水量较远处含水量低，证明一部分下渗到路基的水分通过渗沟汇集到排水垫层中排出路基，从而降低了路基的含水量。图 4-19 为四处裂缝下路基顶面的含水量随时间变化的图形。

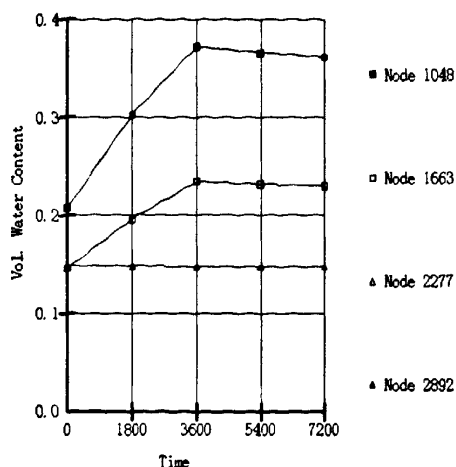


图 4-19 裂缝下路基顶面含水量随时间变化的曲线

从图 4-19 中的数据可得，位于旧路基部分的含水量与方案 I 在降雨过程中的含水量基本相同，不同的是新建部分路基底面含水量要明显低于方案 I。分析原因，产生这种现象的是因为地下水位较高时，地下水通过毛细作用上升到路基底面，布设砂砾垫层以后，可以有效的阻隔地下水上升，从而降低了路基下含水量，起到降低路基含水量的作用。

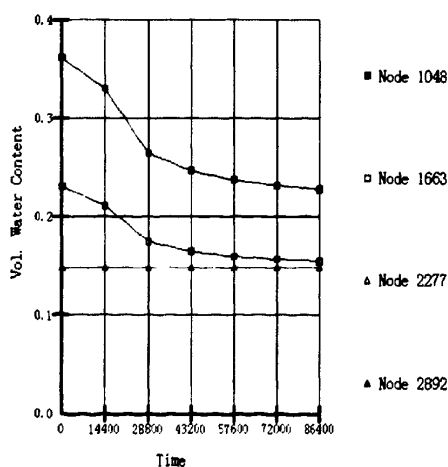


图 4-20 雨后 24H 裂缝下路基顶面含水量随时间变化的曲线

图 4-20 中可以看出，旧路基含水量变化规律与上种方案基本相同，新路基底部含水量与降雨前没有太大变化。

以上分析可以看出，对于原有道路承载力良好时的两种方案都能有效的排除拼接裂缝下渗到路基的水，排除旧路基水方面的效果基本相同。对于新路基下渗水的排除，各

有优缺点。方案 I 的结构形式能够有效的阻隔新路面部分，由于路面开裂下渗到基层的水分，防止水分进一步下渗都基层，同时由于排水基层模量一般较小，对抑制半刚性裂缝的开裂有一定的作用，能够间接的防止路面水的下渗。对于方案 III 这种结构，同样能起到排除下渗到路基的水的作用，当地下水位较高的时候，还能够有效阻隔地下水上升到路基底部，减小路基底部的含水量，防止地下水上升对基层的破坏。

根据以上分析，推荐在地下水位较高时采用砂砾垫层加设拼接处渗沟结构，对地下水位降低时采用排水基层加设拼接处渗水沟。同时也可根据实际情况结合两种方案的优点同时使用，即在拼接处布设排水渗沟，在新建道路基层上加设排水基层，基层下布设砂砾垫层。

4.3.2.3 原道路承载力较差时处理方案 III

对于原有路基破坏严重，承载力较差的情况，在道路改扩建时不但要防止路面水分继续下渗都路基，而且要考虑如何将路基内部原有的水分排出路基，只有这样才能保证路基稳定。建立排水桩模型图 4-21：

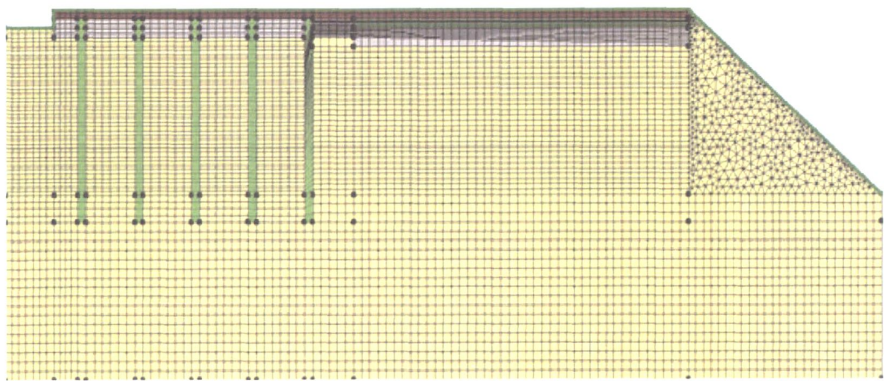


图 4-21 原道路承载力较差处理方案 III 模型

模型所采用的材料参数、降雨边界和降雨历时与 4.4.2.1 相同。

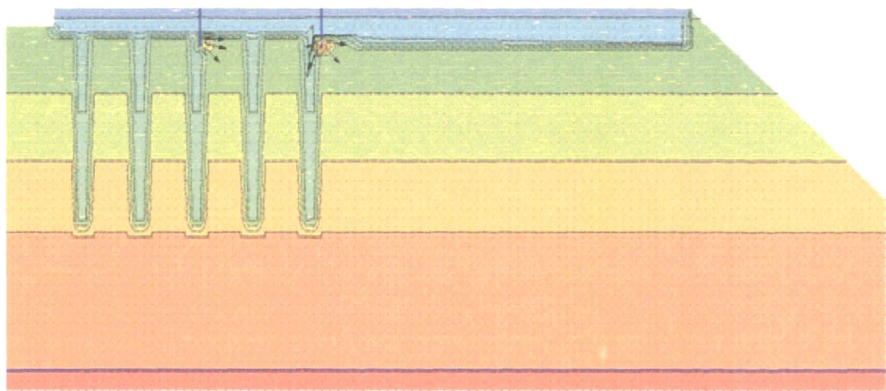


图 4-22 降雨 2H 后含水量

从图 4-22 中可以看出排水桩的含水量低于周围亚粘土的含水量,但并未像想象的那样,水分会汇集到碎石桩并沿着碎石桩向下渗流。分析产生上述现象的原因,是由于模拟时设置的地下水位较高,路基整体的含水量较大,排水桩虽然能起到一定降低路基含水量的作用,但作用并不大。图 4-23 为降雨 2h 后,旧路基顶面含水量图。由图中的可得,接缝位置处于距离排水桩较近位置时,裂缝下含水量相对较小,排水效果较明显,当裂缝距排水桩较远时,裂缝下含水量相对较大,排水效果较差。

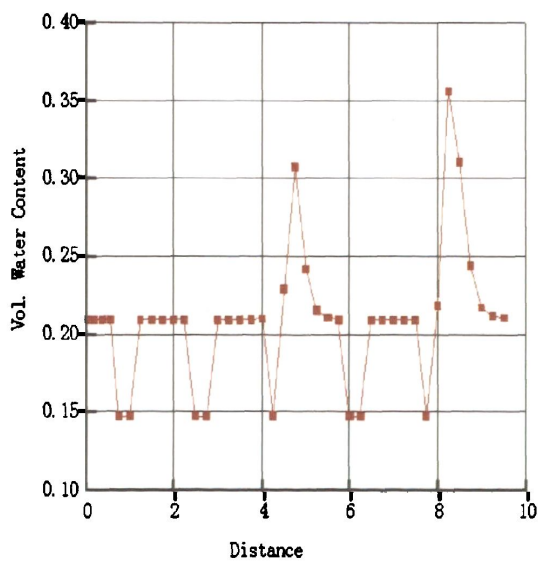


图 4-23 降雨 2H 后路旧路基顶面含水量

降雨停止 24h 后,路基整体的含水量如图 4-24 所示:

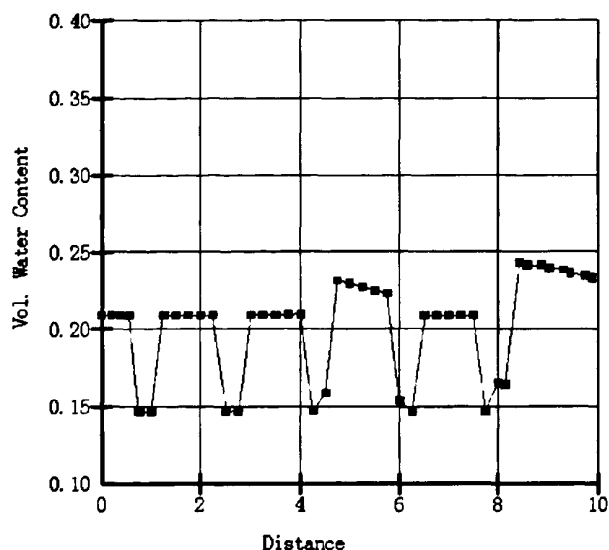


图 4-24 雨后 24h 路旧路基顶面含水量

图 4-24 中可以看出，经过 24h 后，裂缝下含水量有较大变化，基本降低到降雨以前的水平。但是排水主要是通过粘土的渗透作用，而并非通过排水桩排除。因此，排水桩对排除路基内部含水量的作用并不大，而是主要排除渗透到面层与基层接缝的水分，避免发生中、上面层的水损害。

4.4 本章小结

本章通过对路面内部排水系统的研究，拟定了改扩建道路路面内部排水设施的布设方案，并通过数值模拟进行了方案可行性验证，得出如下结论：

1、原有道路承载力良好时拟定的三种方案各有利弊，方案 II 的排水效果最好，但由于投资较大不建议采用；方案 I 能排除一定的下渗水，尤其能够排除由于新旧路拼接不良的下渗水，因此建议采用该方案；方案 III 能有效阻隔下渗地下毛细水上升到基层，使基层破坏，当地下水位较高时推荐采用。

2、原有道路承载力较差时拟定的各种方案中，方案 I 和方案 II 的排水效果相同，方案 I 适合破坏非常严重且路基含水量较大的情况，方案 II 更适合路基整体性好，且含水量较低的情况，不推荐采用方案 III。

第五章 排水基层影响因素分析与设计

道路内部排水系统对排除下渗水作用巨大，在前面章节中已经做过介绍，作为内部排水系统重要组成部分的排水基层，其重要性不言而喻。因此，排水基层设计的优劣直接影响路面内部排水系统的排水效果。本章利用美国联邦公路局的排水设计软件 DRIP，结合改扩建工程的实际情况，对道路排水基层的影响因素进行分析，并针对本工程的进行了排水基层设计。

5.1 排水基层排水效果模拟

本文通过 Geostudio 的 SEEP/W 模块模拟排水基层的排水过程。建立模型如图 5-1 所示，设路面结构为三层，即沥青面层、大孔隙沥青碎石排水基层和水泥稳定碎石基层，各层的参数见第三章。设沥青面层开裂，裂缝宽度为 1cm。裂缝渗入率采用美国 AASHTO 路面设计指南建议值 $100\text{ cm}^3 / \text{h} / \text{cm}$ ，降雨历时设定为两小时^[34]。

排水基层在降雨过程中渗流矢量图见 5-1：

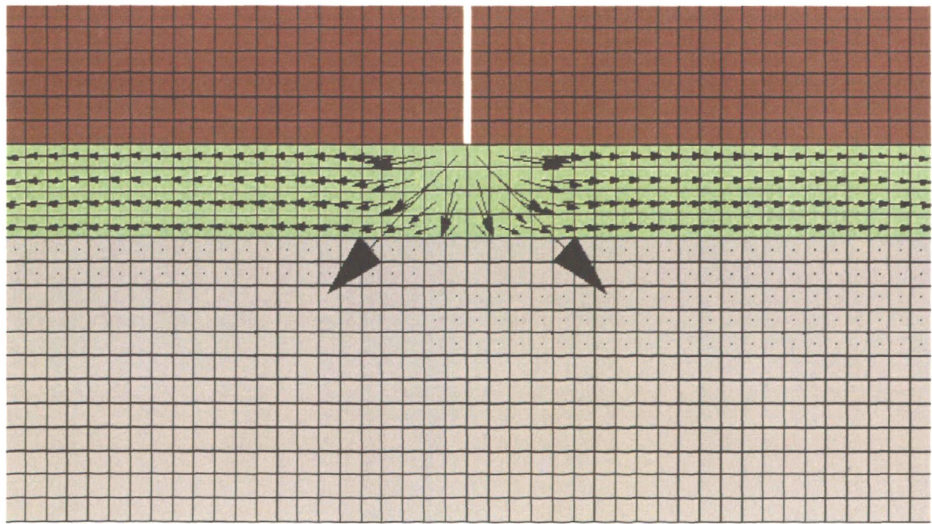


图 5-1 排水路径矢量图

由渗流路径可以看出，下渗到路面结构内部的水分大部分是通过排水基层排走的，虽然有一部分下渗到水泥稳定基层，但对其稳定性的影响较小。

图 5-2 为降雨两小时后，路面各层的含水量图。图 5-2 中可以看到排水基层的含水量明显高于其他层位，下渗到路面结构内的水分大部分集中在排水基层中，只有一少部分

分下渗到水泥稳定碎石层。

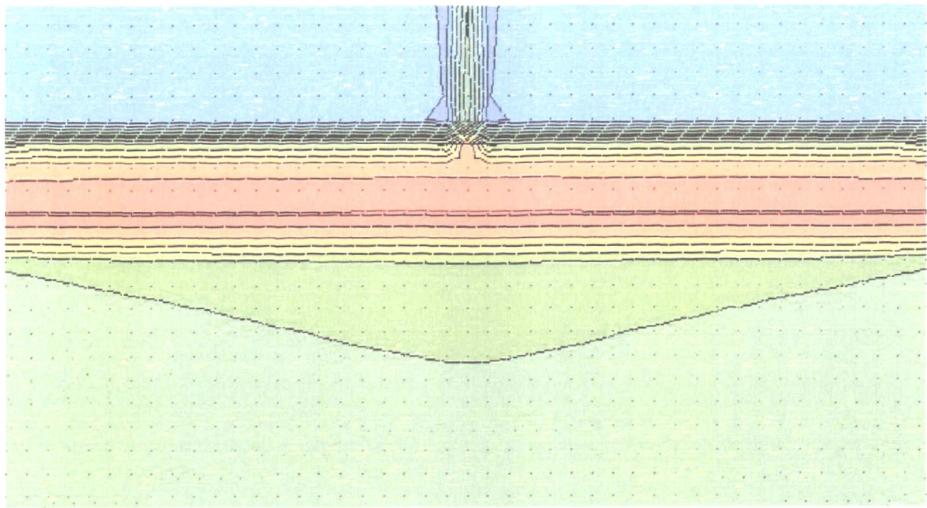


图 5-2 降雨 2H 后路面含水量图

在降雨过程中，排水基层的含水量变化如图 5-3：

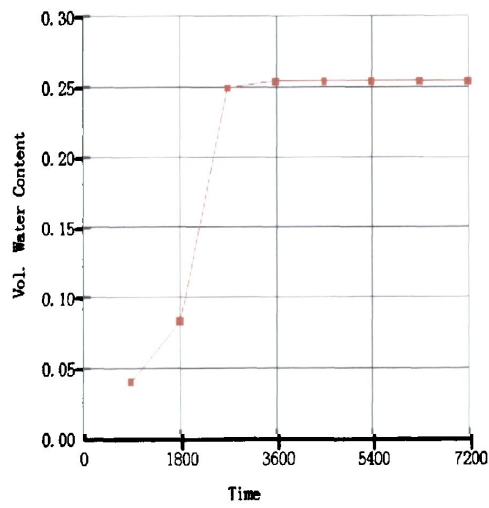


图 5-3 降雨历时中排水基层含水量变化图

由图 5-3 中的含水量变化图中可以看出，排水基层在降雨 1H 后达到饱和，饱和后含水量不再变化，排水基层始终保持在饱和状态下。

在降雨结束后，排水基层中滞留了大量的下渗水，为检验排水基层在降雨停止后排除残留水的排水效果，做如下模拟，图 5-3 为降雨停止 1H 后路基的含水量图，从含水量图中可以看到，在降雨停止 1H 后，排水基层含水量明显降低。

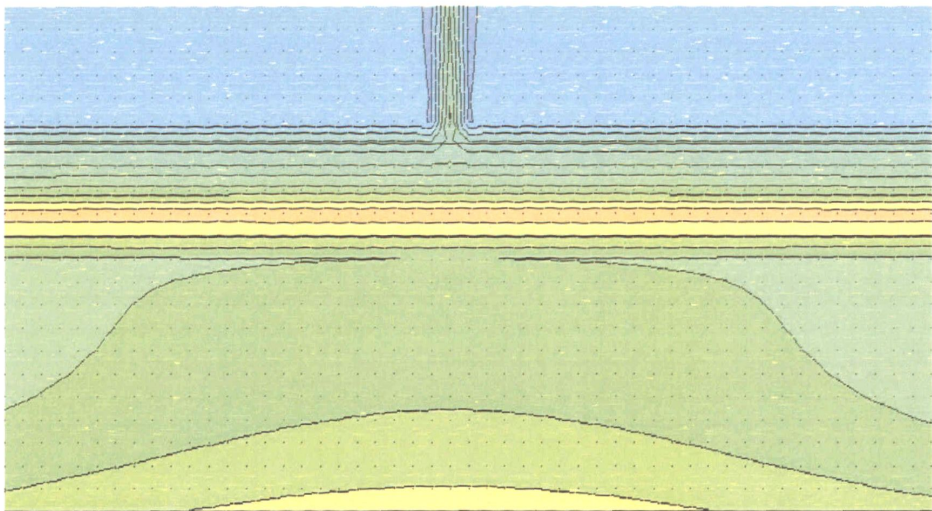


图 5-4 降雨停止 1H 后路面含水量图

降雨停止后 2H 中，排水基层的含水量变化如图 5-5:

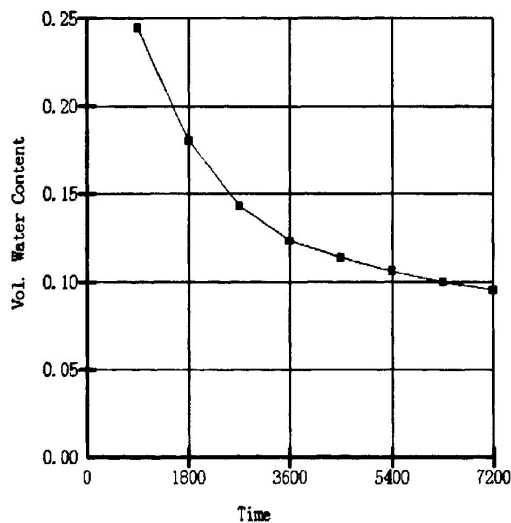


图 5-5 降雨停止 2H 内排水基层含水量变化图

图 5-5 表明，排水基层在雨停后 2H 能起到很好的排除残留在排水基层的水分。排水基层在 1H 内降到饱和含水量的 50%左右，据有关研究表明，当路面含水量降到饱和含水量的 85%以下时，路基的动水冲刷作用不明显^[34]。由图 5-5 中可以看到，排水基层能在降雨停止后半小时，含水量降到饱和含水量的 85%以下，因此可以得出结论，排水基层能够起到排出路面结构残留下渗水的作用。

综合以上模拟结果，可以看出无论是在降雨过程还是雨停后排除下渗水的过程，排水基层都能起到很好的排水效果。

规范规定^[6]，渗入水在路面结构内的最大渗流时间，冰冻地区不应大于 1h，其它地

区不应超过 2h（重交通时）-4h（轻交通时）。渗入水在路面结构内的渗流路径长度不宜超过 45~60m。为避免排水基层不被来自路面、路基和路肩的细粒材料所堵塞，保证系统的排水效率不随时间推移而很快丧失，在路面排水基层的布置过程中，应在排水基层的上、下表面分别加设反滤层，以防止水分携带的细颗粒将排水基层的中的连通孔隙堵塞，从而影响到排水效果。

5.2 排水基层混合料的设计方法

5.2.1 排水基层材料比选

通常用做排水基层的材料有级配碎石、大孔隙沥青稳定碎石、大孔隙水泥稳定碎石等。级配碎石渗透系数大致为 60~1000m/d，在施工摊铺时易出现离析，碾压时不易压实稳定，并且在施工机械行驶时易出现推移变形，抗变型能力较差，较难压实平整，因此在高速公路中不易使用^[15]。

大孔隙水泥混凝土的渗透系数大致在 1000~6000m/d 范围内，渗透能力强，具有刚性基层的特点，但由于大孔隙水泥混凝土的模量与沥青混凝土的相差较大，在行车荷载的作用下大孔隙水泥混凝土铺筑的排水基层容易开裂，使排水基层的整体性变差，裂缝继续发展会反射到面层，进而使沥青路面开裂，是路面的使用寿命降低。除此之外，大孔隙水泥混凝土施工时需要专门的施工机械，施工繁琐，因此，不建议在本工程中使用。

大孔隙沥青混凝土的渗透系数大致在 1000~6000m/d 范围内，据有关研究表明，大孔隙沥青混凝土的渗透系数要略高于大孔隙水泥混凝土，排水能力强。大孔隙沥青混凝土的模量与面层的沥青混凝土相差小，相比其他材料较稳定、平整、并具有一定的抗变形能力，且具有柔性基层的特点，除排水作用外，还能起到防止反射裂缝的作用。同时，摊铺时使用的机械与沥青混凝土相同，施工方便。鉴于以上各方面的优点，推荐排水基层采用大孔隙沥青混凝土。

5.2.2 大孔隙沥青混凝土的设计方法

用作排水基层的大孔隙沥青稳定碎石混合料，应满足下述三方面的性质要求^[7]：

1、必需具有足够的透水能力（渗透系数表征），以迅速排除渗入排水基层内的自由水；

2、应具有一定的承载能力——抗变形能力（以抗压回弹模量表征），以支持沥青面层承受行车荷载的作用；

3、具有足够的水稳性（耐久性），以抵抗水浸湿作用下的沥青剥落损坏。

为满足以上三点的要求，大孔隙沥青稳定碎石排水基层混合料的设计方法如下：

1) 检验原材料的性质是否符合要求——集料应选用坚硬、洁净、未风化的碎石，其压碎值不大于26%，针片状含量不大于10%，含泥量不大于1%。细料与填料应有良好的粘附性，其粘附指数不应低于4级。因此，采用碱性集料和矿粉。同时，由于细料含量少，要提高沥青用量而不出现流淌，沥青必须采用较稠的标号，通常为A-50或A-70。

2) 按路面结构的使用要求确定混合料渗透系数、回弹模量和沥青用量设计目标值。

3) 按照排水基层的设计厚度选用集料的最大粒径。通常集料的最大工程粒径为19mm；对于排水基层大于10cm的，集料的公称最大粒径可选用19mm或26.5mm。

4) 按照渗透系数（k）-孔隙率（Va）-2.36mm筛孔通过率（P_{2.36}）经验关系式5-1、5-2：

$$K=3.0 \times 10^{-5} Va^{3.72} \quad (\text{cm/s}) \quad (5-1)$$

$$(R^2=0.925, s=0.43\text{cm/s})$$

$$Va=28.37-0.67 P_{2.36} \quad (\%) \quad (5-2)$$

$$(R^2=0.818, s=1.60\%)$$

依据要求的渗透系数指标估计混合料的最小孔隙率和相应的最大细集料用量P_{2.36}。

5) 利用回弹模量（Er）-孔隙率（Va）-0.075mm筛孔通过率（P_{0.075}）经验关系式

$$Er=2158-50.8Va+64.1P_{0.075} \quad (\text{MPa}) \quad (5-3)$$

$$(R^2=0.746, s=108\text{MPa})$$

$$Er=2457-58.7Va \quad (\text{MPa}) \quad (5-4)$$

$$(R^2=0.678, s=121\text{MPa})$$

依据要求的回弹模量指标估计混合料的最小孔隙率和相应的最大细集料用量 ($P_{0.075}$)

6) 综合上述两个方面, 提出满足渗透系数和回弹模量要求的混合料孔隙率范围, 相应的2.36mm通过率范围以及0.075mm通过率范围。在此基础上, 选择3种2.36mm和0.075mm通过率, 分别代表粗、中、细级配。

7) 在粗级配范围内, 由公称最大粒径到2.36mm粒径的各个粒级的通过率, 可按递减系数为0.3~0.6内插选定。而在细料范围内, 在2.36mm粒径到0.075mm粒径间的通过率, 可按递降系数为0.6~0.7内插选定。由此得到3种试配级配。

8) 各级配混合料在不出现沥青流淌时的最大沥青用量, 可以按集料所提供的表面积A和表面所能粘附的沥青膜的平均厚度 h_{af} 粗略估计得到:

$$V_b = A * h_{af} \rho_b \times 100 \quad (\%) \quad (5-5)$$

式中: ρ_b ——沥青密度 (10^3kg/m^3)。

依据流淌试验检验, 对于A—70沥青, 出现流淌时的沥青膜平均厚度为12~14 μm 。

而集料的表面可按下述经验关系估计得到:

$$A = 0.41 + 0.0041P_{4.75} + 0.0082P_{2.36} + 0.0064P_{1.18} + 0.0287P_{0.6} + 0.0614P_{0.3} + 0.1229P_{0.15} + 0.3277P_{0.075} \quad (5-6)$$

(m^2/kg)

式中: P_i ——i级筛的通过率 (%)

利用上述经验关系, 可以在3种级配混合料中选定相应的最大沥青用量。

5.2.3 大孔隙沥青混凝土设计的相关试验

1) 沥青混合料谢伦堡沥青析漏试验

排水基层本身有可能较长时间处于水浸湿状态, 在行车荷载反复作用下, 沥青稳定碎石混合料易于出现沥青剥落病害, 其回弹模量值相应降低。研究表明, 沥青稳定碎石混合料试件的回弹模量值随浸水时间的增加而相应降低, 但下降的幅度则随沥青含

量的增加而减少。因而，可以通过增加混合料中的沥青用量来改善排水基层材料的水稳定性。但沥青稳定碎石混合料中的细料，特别是填料含量少，为提高混合料的水稳定性而增加沥青用量时，有可能使沥青用量超过细料表面所能粘附的数量，从而导致混合料在运输和摊铺过程中出现沥青流淌。相应一定量的填料和细集料，存在一个不出现流淌的最大沥青用量，这一用量可通过沥青析漏试验（流淌试验）确定。

具体试验方法参考《公路工程沥青及沥青混合料试验规程》（JTJ052-2000）。

2) 横向渗透系数的测试试验

渗透系数作为排水基层的一个重要指标，其大小直接影响排水基层的排水效果，如何准确的测定渗透系数是排水基层设计的重中之重。

日本有关研究表明，排水性材料竖向的渗透系数与横向的渗透系数是不一样的，即不能完全把它当作各向同性的介质来看待。排水基层排水主要是将路表的下渗水横向排出，并且由于排水基层的厚度较小，竖向渗透系数对路基的排水基层排水能力的影响不显著，路基排水基层的排水能力主要与横向渗透系数有关，所以本课题测定横向渗透，以横向系数作为排水基层的设计指标。

常用的室内测定渗透系数的仪器按照水头的控制方法可以分为常水头渗透仪和变水头渗透仪。一般来说，常水头法适用于渗透系数较大的材料，而变水头法适用于渗透系数较小的材料。本课题所测的材料属于大孔隙，所以采用常水头法。采用的横向渗透系数测定仪如图 5-6 所示。

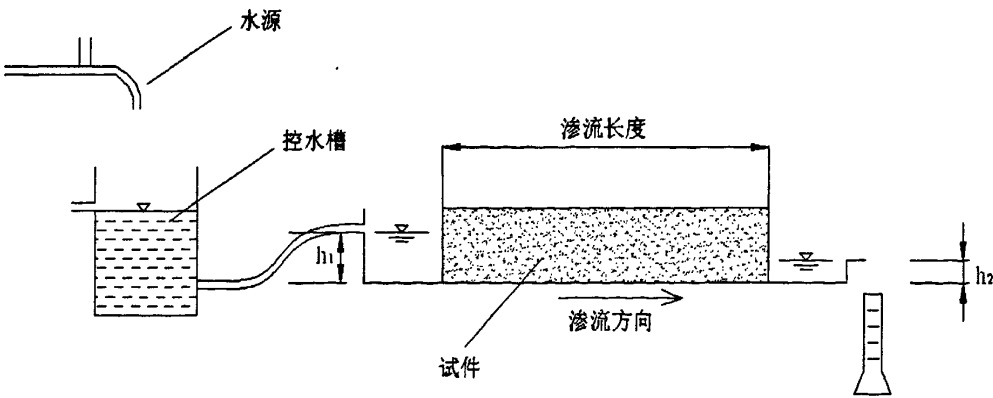


图 5-6 横向渗透系数测定仪示意图

为产生足够的水力坡度，要求试件长度与高度之比小于某一比值，以满足足够的水头差，同时，排水基层材料的公称最大粒径较大，试件的厚度必须满足一定要求。综合

上述原因，最终确定试件为 30cm×15cm×5cm。

渗透系数计算方法借鉴《日本土工试验》的计算方法^[35]，公式如下：

$$K_x = \frac{2QL}{tl(h_1^2 - h_2^2)} \quad (\text{cm/s}) \tag{5-7}$$

- Q ——时间 t 秒内渗出的流量， cm^3 ；
- L ——渗流长度， cm ；
- $h_1、h_2$ ——进水口、出水口处的水位标高， cm ；
- t ——渗透时间， s ；
- l ——试件宽度， cm 。

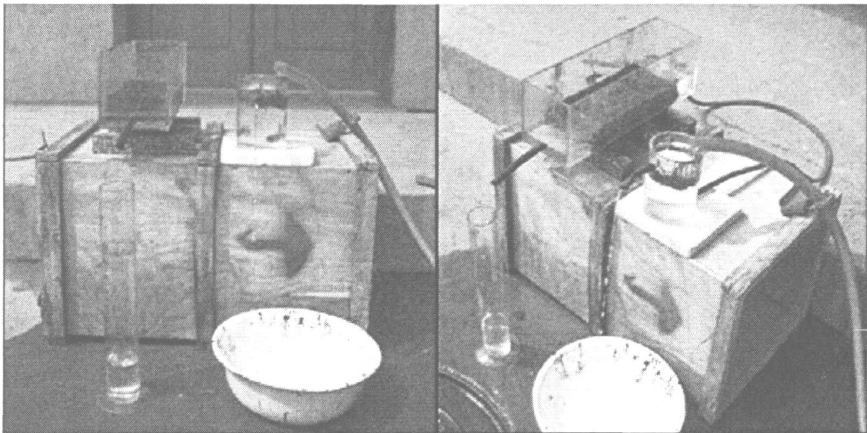


图 5-7 横向渗透系数测定仪

5.2.4 大孔隙沥青混凝土设计

1) 沥青指标

本次试验采用壳牌 70#沥青，指标如表 5-1 所示：

表 5-1 壳牌 70#沥青的主要性能指标

指标	单位	技术要求	试验结果	试验方法
针入度 (25℃、100g、5s)	0.1mm	60~80	69.5	T0604
针入度指数 PI		-1.5~1.0	-1.15	T0604
软化点 TR&B	℃	44.0~52.0	48	T0606
延度 (10℃、5cm/min)	cm	≥15	45	T0605

延度（15℃、5cm/min）	cm	≥100	>150	T0605
蜡含量（蒸馏法）	%	≤2.2	1.64	T0615
闪点	℃	≥260	332	T0611
溶解度	%	≥99	99.8	T0607
密度（15℃）	g/m ³	1.000 以上	1.039	T0603

2) 集料技术性能指标

集料逐级筛分，各档料的物理力学指标如表 5-2、5-3 下所示：

表 5-2 粗集料物理力学指标

检测项目	要求	粗集料试验结果				试验方法
		19mm	13.5mm	9.5mm	4.75mm	
集料压碎值/%	≤26			19.5		T0316-2005
表观相对密度	≥2.50	2.812	2.887	3.010	3.090	T0304-2005
表干相对密度	-	2.793	2.853	2.946	2.943	
毛体积相对密度	-	2.782	2.835	2.904	2.909	
吸水率/%	≤3	0.39	0.63	1.04	1.11	
对沥青的粘附性/级	≥4			4		T0616-1993
针片状颗粒含量/%	≤10			9.1	6.1	T0312-2005
含泥量/%	≤1			0.42	0.54	

表 5-3 细集料物理力学指标

检测项目	要求	试验结果			试验方法
		2.36mm	0.3mm	0.075mm	
表观相对密度	≥2.50	2.923	2.937	2.962	T0328-2005

3) 级配设计

级配采用排水手册推荐的级配范围，各档料的含量为级配范围中值，级配曲线如图 5-17 所示：

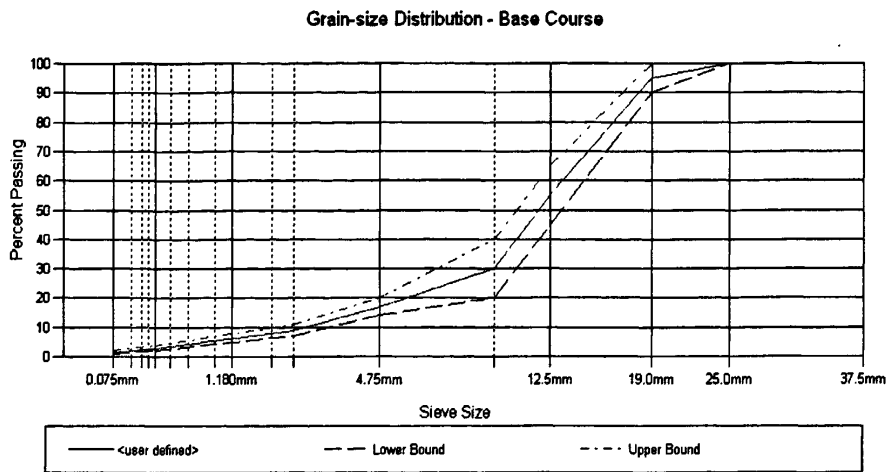


图 5-8 级配曲线图

4) 确定沥青用量

本研究通过析漏试验来确定沥青的用量，析漏试验的数据如下图 5-19 所示：

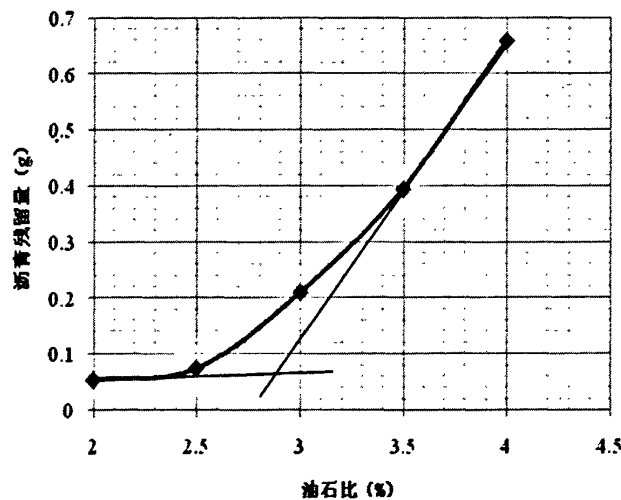


图 5-9 析漏试验数据

最终确定该级配最佳油石比为 2.9%。

5) 测定密度、孔隙率

表干法和水中重法只适用于密实、不吸水试件的体积测定，蜡很容易进入试件内部，蜡封法也不适于多孔材料，因此本次试验采用体积法进行测定。

通过试件尺寸计算试件的体积，进而得到试件的毛体积密度，由毛体积密度和最大理论密度取得空隙率。计算公式如下：

$$n_0 = \left(1 - \frac{m_0}{V * \gamma_t}\right) \tag{5-8}$$

n_0 ——试件的孔隙率;

m_0 ——试件的干重;

V ——测量所得试件的体积;

γ_t ——混合料的最大理论密度, 按规范规定的最大理论密度的计算公式进行计算。

最终的计算结果如表5-4所示。

表 5-4 孔隙率测定试验数据

试件高度 (mm)	体积 (cm ³)	干重 (g)	理论最大密度 (g/cm ³)	孔隙率 (%)	平均孔隙率 (%)
63.9	517.800	1113.99	2.739	21.45	21.60
64.8	525.088	1116.14	2.739	22.39	
64.7	524.278	1115.30	2.739	22.33	
63.9	517.795	1118.48	2.739	21.14	
63.2	521.123	1112.64	2.739	20.68	

6) 渗水试验

渗水试验结果如表 5-5 所示。

表 5-5 横向渗透试验数据

水力坡度	名称	组数	试件 1	试件 2
1%	流量 Q (cm ³)	1	190	180
		2	200	190
		平均值	195	185
	横向渗透系数 k_x (m/d)		2257.46	2152.73
2%	流量 Q (cm ³)	1	420	400
		2	430	410
		平均值	425	405

	横向渗透系数 k_x (m/d)		2282.67	2186.67
3%	流量 Q (cm ³)	1	690	670
		2	690	670
		平均值	690	670
	横向渗透系数 k_x (m/d)		2258.05	2198.97

最终取横向渗透系数 k_x 为 2223m/d。

5.3 排水基层厚度和排水时间的影响因素分析

排水基层设计主要考虑的两个因素：排水基层的厚度和排水基层排水时间。如何协调好排水时间和排水基层厚度，使之在排水效果最好的情况下工程造价最低，是本部分研究的重点。本文结合美国联邦公路局提供的排水基层设计软件 DRIP，分析影响排水基层布设的因素，最终计算出排水



基层的厚度和排水时间，为实际工程排水基层的布设提供依据。DRIP（Drainage Requirements in Pavements）是美国联邦公路局为道路内部排水设计专门开发的设计软件，该软件操作简单直观、功能强大，能满足各种常见内部排水设施的设计要求。DRIP设计时采用的技术指标来自于美国联邦公路局编写的设计手册《公路地下排水系统设计》。

5.3.1 影响排水层厚度的因素分析

排水基层的厚度与合成纵坡、渗流长度、降雨入渗率和排水基层的渗透系数有关，在设计排水基层的厚度时，应综合考虑以上四种因素，确定排水基层的厚度。

1) 排水基层厚度和合成纵坡的关系

图 5-10 是确定了渗流长度、降雨入渗率和排水基层的渗透系数后，利用 DRIP 软件得到的排水基层厚度和合成纵坡的关系。

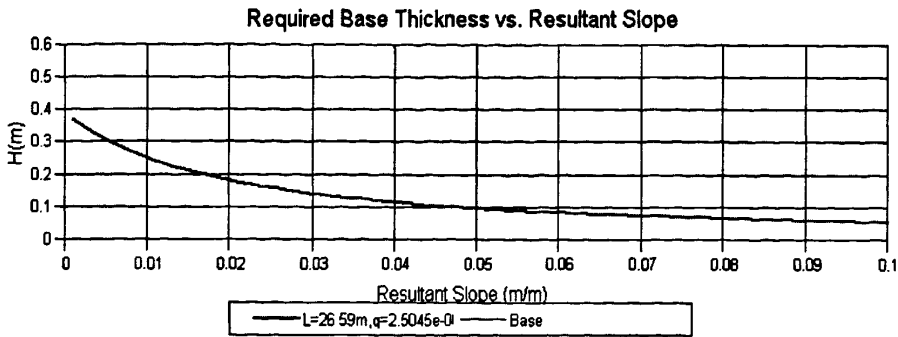


图 5-10 排水基层厚度和合成纵坡的关系

由图 5-10 可以看出，在其它三个条件确定时，纵坡越大所需的排水基层厚度就越小，尤其是在和成坡度小于 4% 时，排水效果对排水基层厚度的依赖较明显；在合成纵坡大于 5% 时，排水效果对排水基层厚度的依赖较小，此时应主要考虑排水基层的最小厚度，以便于施工为宜。

2) 排水基层厚度和渗流长度的关系

图 5-11 是确定了合成纵坡、降雨入渗率和排水基层的渗透系数后，利用 DRIP 软件得到的排水基层厚度和渗流长度的关系。

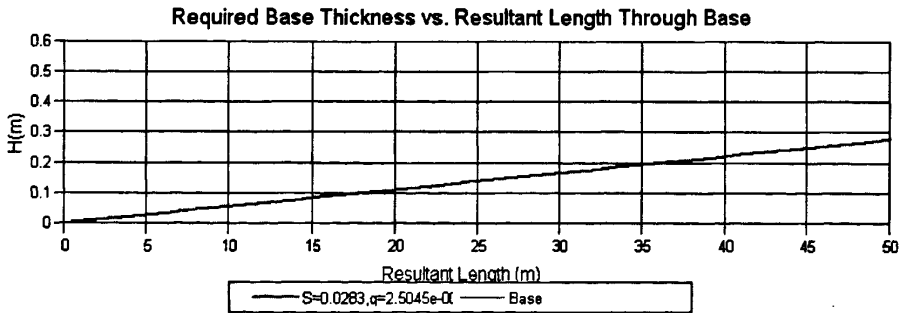


图 5-11 排水基层厚度和渗流长度的关系

由图 5-11 可知，排水基层的厚度与渗流长度基本为线性关系，渗流路径越长，需要的基层厚度越大。

3) 排水基层厚度和降雨入渗率的关系

图 5-12 是确定了合成纵坡、渗流长度和排水基层的渗透系数后，利用 DRIP 软件得到的排水基层厚度和降雨入渗率的关系。

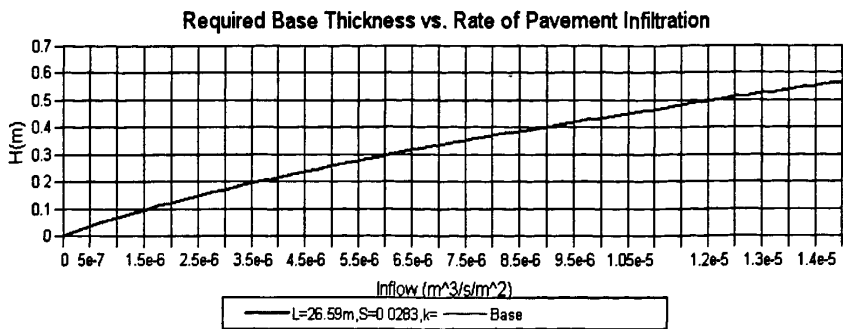


图 5-12 排水基层厚度和降雨入渗率的关系

由图 5-12 可知,在其它条件一定的前提下,随着雨水渗入量的增加,排水基层所需的厚度也要求有相应的增加,二者基本呈现线性的关系。

4) 排水基层厚度和排水基层渗透系数的关系

图 5-13 是确定了合成纵坡、渗流长度和降雨入渗率后,利用 DRIP 软件的得到的排水基层厚度和排水基层渗透系数的关系。

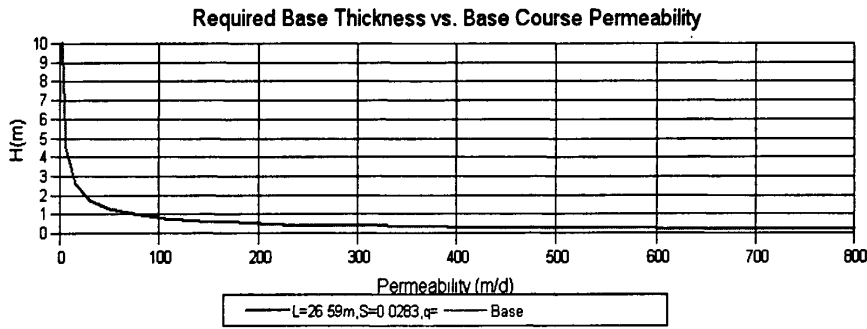


图 5-13 排水基层厚度和基层渗透系数的关系

排水规范规定^[6]:作为排水基层集料级配应满足透水性要求,渗透系数不得小于 300m/d。由上图可以看出,当渗透系数小于300m/d时,排水基层厚影响受渗透系数的影响较大,当渗透系数大于600m/d时,改变渗透系数对排水基层厚度影响不是很大。

排水基层的厚度应综合考虑排水基层材料的渗透系数、排水基层的合成坡度、排水基层的渗流长度和路面渗入率综合确定。按照规范要求,通常排水基层的厚度应在8~15cm范围内选用,沥青处治碎石的最小厚度不得小于6cm,水泥处治碎石的最小厚度不得小于8cm。

5.3.2 影响排水层排水时间的因素分析

排水基层的排水时间与合成纵坡、排水基层材料的渗透系数、渗流路径长度、排水百分比和基层厚度有关。排水时间的确定还应该根据不同地区是否有冰冻现象综合确

定，本课题不考虑冰冻现象对排水时间的影响，只对以上五种因素对排水基层排水时间的影响进行分析。

DRIP 计算排水基层排水时间采用两种模型：巴伯和索耶模型（the Barber and Sawyer equation）和卡萨格兰德香农模型（the Casagrande and Shannon Method），这两种模型各有优缺点，因此，在排水时间计算时采用这两种模型同时进行计算，当二者计算结果有分歧时采用较为保守的计算结果。

排水基层排水时间和渗流长度的关系。图 5-14 是确定了合成纵坡、排水基层材料的渗透系数、排水百分比和基层厚度后，利用 DRIP 软件得到的排水基层排水时间和渗流长度的关系。

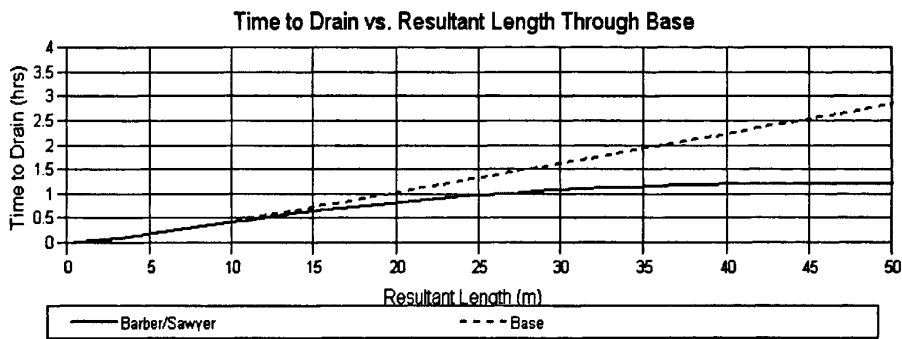


图 5-14 排水基层排水时间与渗流长度的关系

由图 5-14 可以看出，两种模型计算的结果在渗流路径小于 20m 时基本相同，但是当渗流路径大于 20m 时，计算的结果分歧较大，但二者的变化规律基本相同，即，随着渗流路径的增加，排水时间相应增加。卡萨格兰德香农模型的计算结果更为合理。

1) 排水基层排水时间和合成纵坡的关系

图 5-15 是确定了合成纵坡渗流长度、排水基层材料的渗透系数、排水百分比和基层厚度后，利用 DRIP 软件得到的排水基层排水时间和合成纵坡的关系。

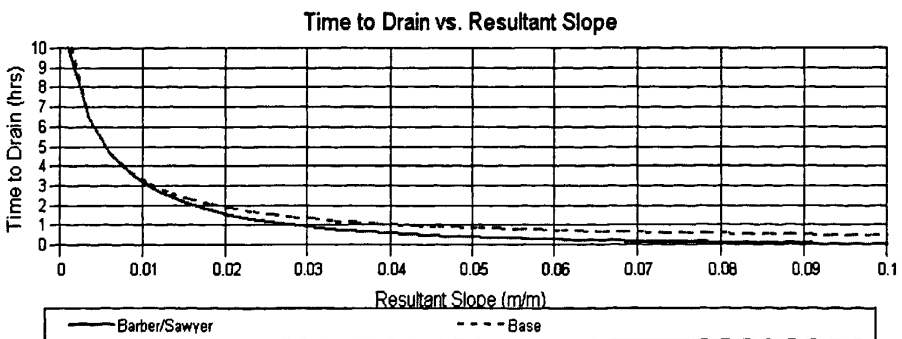


图 5-15 排水基层排水时间与合成坡度的关系

由图 5-15 可以看出，两种模型计算结果基本相同。排水时间随着合成纵坡的增加而减少，当合成坡度低于 0.03 时，合成坡度对排水时间的影响较明显，合成坡度大于 0.03 时，合成坡度对排水时间的影响变小。图 5-15 也反映出和合成纵坡的重要性。

2) 排水基层的排水时间和排水基层材料渗透系数的关系

图 5-16 是确定了合成纵坡渗流长度、合成纵坡、排水百分比和基层厚度后，利用 DRIP 软件的得到的排水基层排水时间和排水基层材料渗透系数的关系。

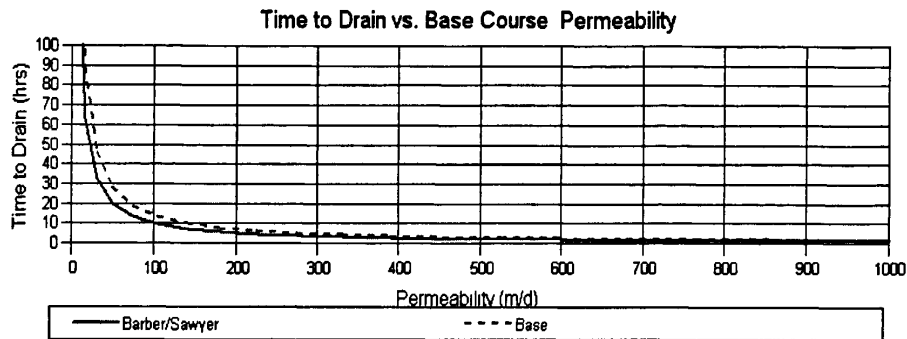


图 5-16 排水基层排水时间与材料渗透系数的关系

由图5-16可以看出，两种模型计算结果基本相同。渗透系数影响排水时间的规律与合成坡度的相似。随着排水基层材料渗透系数的增加，排水时间降低，尤其在小于300m/d时，排水时间随渗透系数变化规律明显，当渗透系数大于600m/d时，改变渗透系数对排水时间的影响不是很大。

3) 排水基层的排水时间和排水基层厚度的关系

图 5-17 是确定了合成纵坡渗流长度、合成纵坡、排水基层材料渗透系数、排水百分比和排水基层材料渗透系数后，利用 DRIP 软件的得到的排水基层排水时间和排水基层厚度的关系。

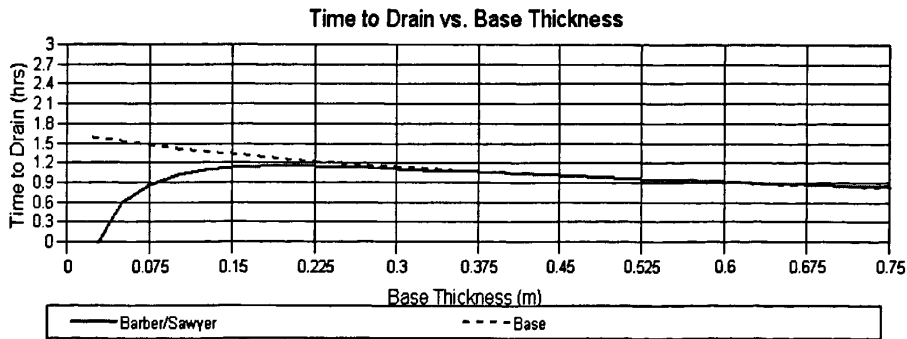


图 5-17 排水基层排水时间与基层厚度的关系

由图 5-17 可知，两种模型在排水基层厚度较小时有较大的分歧，卡萨格兰德香农模型的计算结果较为合理。排水时间随着排水基层厚度的增加而减小，但随着排水基层厚

度的增加，排水基层厚度对排水基层排水时间的影响逐渐减小。因此，我们可以得出结论，排水基层的厚度对排水时间有一定影响，但是一味的增加排水基层厚度来缩短排水时间是不科学的，也是不经济的。排水时间应综合各种因素拟定，不能单方面通过某一种因素来确定。

4) 排水基层的排水时间和排水百分比的关系

图 5-18 是确定了合成纵坡渗流长度、合成纵坡、排水基层材料渗透系数、排水基层厚度和排水基层材料渗透系数后，利用 DRIP 软件的得到的排水基层排水时间和排水百分比的关系。

在路面排水基层设计时排水时间的概念因该进一步明确。所谓排水时间并非是将所有深入到排水基层的水全部排出时所用的时间，而是将渗入水排出一定比例时所需的时间，这一比例的确定由下渗水含量是否对道路产生破坏来确定。国外有研究表明^[32]，当路面内部含水量为该材料饱和含水量的 85%一下时，不会产生动水冲刷，对道路产生破坏。下面是排水时间与排水百分比之间的关系。

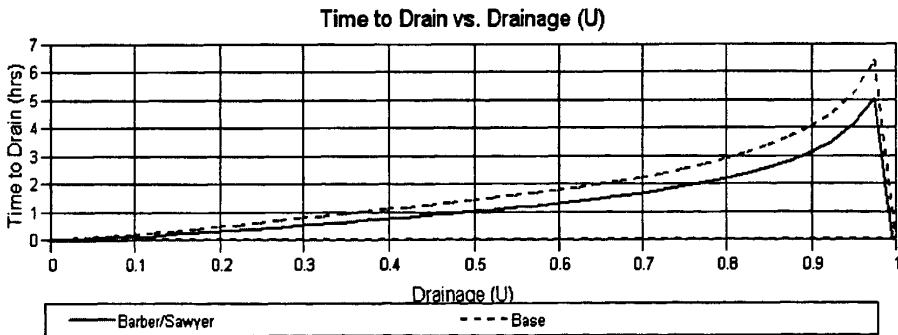


图 5-18 排水基层排水时间与排水百分比的关系

由图5-18可以得到，排水时间随排水百分比的增加而增加，并且随着基层含水量的降低，排除定量水所需的时间变长。

以上对排水基层设置的影响因素进行了探讨，下面就根据本工程的实际情况，运用 DRIP 软件对排水基层进行设计。

5.4 改扩建工程排水基层设计

水文分析和水力计算的目的是确定排水设施的设计流量和所需的结构尺寸，检验自由水在设施内的渗流时间和速度。分析计算时应考虑下述原则和要求：

- 1) 路面内部排水系统中各项设施的排水能力应足以排除渗入路面结构内的自由水；并

且, 由于渗入量的估计和透水材料渗透系数的测定精度较低, 设施的排水能力应留有较大的安全度, 通常可对设计排水量采用两倍以上的安全系数。

2) 系统中各项设施的排水能力应从上游到下游逐项增加。例如, 对于排水基层排水系统要大于路表水渗入量, 排水沟和排水管的排水能力要大于排水基层的排水能力, 出水管的排水能力要大于排水沟和排水管排水能力, 出水口的排水能力要大于出水管的排水能力。

3) 自由水在路面结构内的渗流时间不能不久, 渗流路径不能太长, 以免自由水滞留时间过长, 使路面结构处于浸水状态的时间过久。美国联邦公路局设计指南中建议的标准为: 最大渗流时间不超过 0.5h (冰冻地区)、1h (其他地区) 或 1~2h (宽面厚的机场道面), 我国公路排水设计规范的建议标准为: 最大渗流时间不超过 1h (冰冻地区)、2h (其它地区、重交通) 或 4h (其它地区, 轻交通), 渗流路径长度不宜超过 45~60m。

4) 各项排水设施应考虑采取反滤措施以防止细粒随渗流水进入而堵塞失效, 同时, 所设计的设施尺寸要便于进行经常性的检查和清扫或疏通。

对于本工程, 排水基层的布设有两种结构形式, 一种是在旧路面上加铺排水基层, 与新建路面的排水基层合成整体, 即整幅路基上布设排水基层; 一种是只在新建道路部分布设排水基层。下面利用 DRIP 软件, 针对这两种情况分别进行计算, 确定排水基层的结构形式。

DRIP 计算步骤主要包括:

- 1、确定几何尺寸
- 2、材料级配输入和渗透系数计算
- 3、确定雨水渗入量
- 4、拟定排水基层厚度计算排水时间或确定排水时间计算排水基层最小厚度
- 5、确定是否需要设计隔水层, 进行隔水层设计
- 6、边缘排水设计

5.4.1 整幅路基布设排水层分析计算

1) 几何尺寸的拟定

对于整幅路基铺设排水基层时, 参数选取: $b=18.75\text{m}$; $c=0.15$; $S_x=0.02$; $S=0.02$ 。

计算得到 $S_R=0.0283$ ； $L_R=26.94$ 。

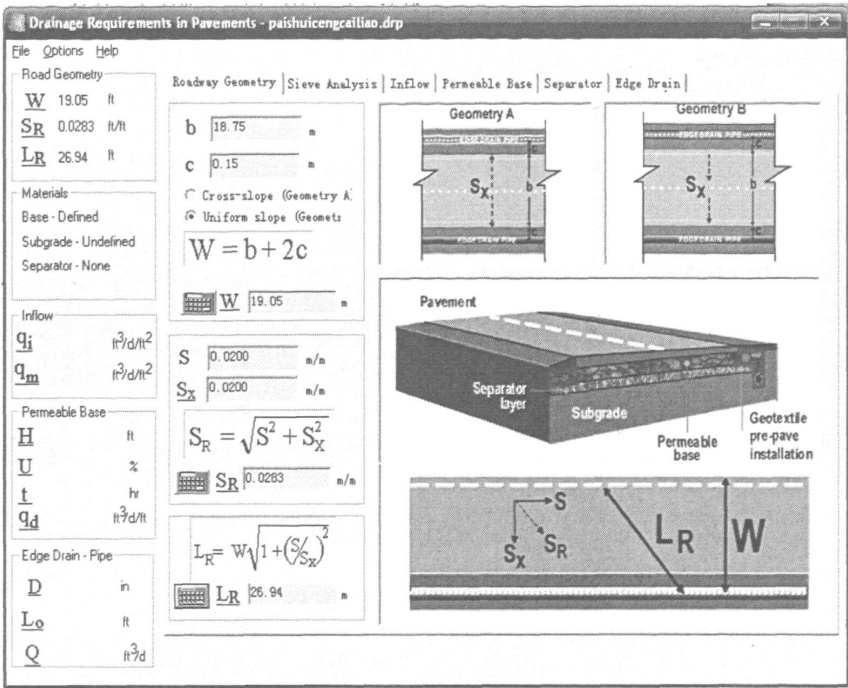


图 5-19 DRIP 的计算界面

2) 排水基层材料的选用

通过试验如前所述的试验内容，最终确定沥青最佳用量为 2.9%，渗透系数为 2223m/d，通过公式 5-3、5-4 计算得到 20℃ 抗压回弹模量为 1156.87MPa。

3) 雨水渗入量的确定

DRIP 提供了两种确定雨水下渗率的方法，一种是根据路面开裂状况和路面未开裂部分的渗透率来确定（Inflow-Crack Infiltration Method）；另一种是假定路面未开裂只根据路面渗透率来确定（Infiltration Ratio Method）。本部分计算时采用 Inflow-Crack Infiltration Method 确定雨水渗入量。

采用该模型计算雨水入渗量时，需要确定的参数为裂缝的渗入率 I_c 、纵向裂缝的数目 N_c 、横向裂缝的间距 C_s 和未开裂部分的渗透率 k_p 。

裂缝的渗入率 I_c 采用美国 AASHTO 路面设计指南建议值 $100\text{cm}^3/h/cm$ ；

纵向裂缝的数目 $N_c = \text{车道数} + 1 = 5$ ；

横向裂缝的间距 C_s 根据调研结果选定为 2m；

未开裂部分的渗透率 k_p 设定为 0，即认为沥青路面密度较大，雨水难以下渗。

通过计算得到雨水入渗量为 $q_i=2.097\text{e-}6\text{m}^3/\text{s}/\text{m}^2$ ，即 $0.18\text{ m}^3/\text{d}/\text{m}^2$ 。

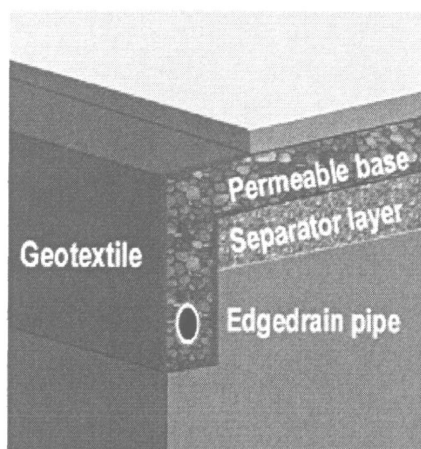
4) 计算排水基层厚度反算排水时间

在完成上面各步骤后，DRIP 可以直接计算排水基层的厚度和排水基层的排水能力值 q_d 。通过 DRIP 计算得到排水基层所需的最小厚度为 0.068m；初步拟定排水基层厚度为 0.07，计算得到排水基层排除 15%下渗水所需的时间为 0.26h 小于 2h，排水效果良好。

考虑到面层施工时，排水基层表面一定深度内的孔隙有可能在施工过程中被面层材料（如水泥浆等）或污泥所堵塞，实际采用的厚度要比计算厚度酌情增大 1（沥青面层）~2（水泥混凝土面层）cm。因此，建议排水基层厚度采用 8cm。

5) 边缘出水管间距的确定

在计算出水管间距 L_0 时，DRIP 提供了三种计算模型，分别基于路面下渗率（Pavement Infiltration）、排水基层的渗透能力（Permeable Base）和排水基层排除一定百分比水分所需时间（Time to Drain）。在计算时，拟定排水管的直径为 100mm，壁管的粗糙度系数为 0.024，以上三种模型分别进行，计算结果如下：



Pavement Infiltration 模型下， $L_0=99.1\text{m}$ ；

Permeable Base 模型下， $L_0=45\text{m}$ ；

Time to Drain 模型下， $L_0=84.2\text{m}$

因此，建议出水管的间距取 45m。

6) 边缘排水沟宽度的确定

边缘排水沟的最小宽度为 $10+2\times5=20\text{cm}$ 。为便于施工，建议取排水沟宽度为 30cm。

5.4.2 半幅路基设置排水基层分析计算

1) 几何尺寸的拟定

在半幅路基布设排水基层时, DRIP软件在计算时没有现成的模型, 要进行换算来确定。根据工程的实际情况, 最终确定参数为 $b=10.5\text{m}$; $c=0.15$; $S_x=0.02$; $S=0.02$ 。

计算得到 $S_R=0.0283$; $L_R=15.27$ 。

2) 排水基层材料参数与 6.4.1 相同。

3) 雨水渗入量的确定

本部分计算时采用 Inflow-Crack Infiltration Method 确定雨水渗入量。

裂缝的渗入率 I_c 采用美国 AASHTO 路面设计指南建议值 $100\text{cm}^3/h/cm$;

纵向裂缝的数目 $N_c = \text{车道数} + 1 = 3$;

横向裂缝的间距 C_s 根据调研结果选定为 2m ;

未开裂部分的渗透率 k_p 设定为 0 , 即认为沥青路面密度较大, 雨水难以下渗。

通过计算得到雨水入渗量为 $q_i=2.063\text{e-}6\text{m}^3/\text{s}/\text{m}^2$, 即 $0.18\text{m}^3/\text{d}/\text{m}^2$ 。

4) 计算排水基层厚度反算排水时间

通过 DRIP 计算得到排水基层所需的最小厚度为 0.038m ; 初步拟定排水基层厚度为 0.04 , 计算得到排水基层排除 15% 下渗水所需的时间为 0.15h 小于 2h , 排水效果良好。

规范要求排水基层的最小厚度不得小于 6cm , 因此, 建议排水基层厚度采用 6cm 。

5) 边缘出水管间距的确定

在计算时, 拟定排水管的直径为 100mm , 壁管的粗糙度系数为 0.024 , 以三种模型分别进行, 计算的结果如下:

Pavement Infiltration 模型下, $L_o=177.8\text{m}$;

Permeable Base 模型下, $L_o=118.2\text{m}$;

Time to Drain 模型下, $L_o=144.1\text{m}$

因此, 建议出水管的间距取 120m 。

6) 边缘排水沟宽度的确定

边缘排水沟的最小宽度为 $10+2\times 5=20\text{cm}$ 。为便于施工,建议取排水沟宽度为 30cm。

5.5 本章小结

1、通过对排水基层的数值模拟,验证了排水基层的排水效果。

2、利用 DRIP 软件对影响排水基层厚度的因素进行了分析,得到了排水基层厚度与合成纵坡、渗流长度、降雨入渗率和排水基层渗透系数的关系。

3、利用 DRIP 软件对影响排水基层排水时间的因素进行了分析,得到了排水基层排水时间与合成纵坡、渗流长度、排水基层渗透系数、排水基层厚度的关系。

4、根据分析结果,结合 DRIP 软件对前面提出方案中的排水基层进行了排水基层设计。

第六章 道路改扩建工程中其他排水设施研究

公路综合排水设计应以防、排、疏相结合,路面排水、路基排水、路基防护、地基处理以及特殊路基地区(段)的其它处治措施等相互协调,形成完善的排水系统。排水设施的布设应结合地形和天然水系,做好进出口的位置选择和处理,并要防止出现堵塞、溢流、渗漏、淤积、冲刷和冻结等现象。

本改扩建工程路基加宽后,原有的急流槽、坡脚排水沟、路缘带、边沟等排水设施都被新的路基所覆盖,所以,这些排水设施都应根据新的情况重新设计,并要与原排水设施衔接良好。本章针对实体工程的情况,对原有道路排水设计不合理的方面提出修改建议,主要对边沟、路缘带等排水设施的布设方法进行了讨论。

6.1 地面排水

6.1.1 边沟

设置在挖方路基的路肩外侧或底路堤的坡脚外侧,用以汇集和排除路基范围内和流向路基的少量地面水的沟槽称为边沟。边沟的断面形式一般有梯形、三角形和矩形等。边沟的深度一般取0.4~0.8m,只有当路线通过分水岭时,路堑中的石质边沟在凸形变坡点处,边沟最小深度可减至0.2m,底宽不应小于0.4m,在水流较多的情况下,需适当加宽加深。

为控制边沟中的水不致过多,可以充分利用地形,在较短距离(在平原区和重丘山岭区梯形边沟长度一般不宜超过300m,三角形边沟一般不宜超过200m)内即将边沟水排至路旁洼地,沟谷或河道水库内。一般每隔300~500m(特殊情况200m)设排水涵一道,用以及时将边沟水排至路基范围之外;边坡的沟底纵坡与路线纵坡相同,并不宜小于0.2%(在特殊情况下容许减至0.19%),以免水流阻滞淤塞边沟,若路线纵坡不能满足边沟纵坡要求时,应采用加大边沟、增设涵洞或将填方路基提高等措施处理;当沟底纵坡大于3%时,应对边坡进行加固;当纵坡超过6%时,水流速度大而冲刷严重,可采用跌水或急流槽的形式缓冲水流。

本工程采用两侧加宽的方式，道路原有的边沟都被挖除，需要重新布设。因此本章对常用的路基边沟型式：梯形边沟、矩形边沟和三角形边沟拟定尺寸和材料进行了计算（设边沟的纵坡度为2%），计算各种类型边沟的排水能力，工程中可以根据实际的汇水面积来选定各种边沟的几何尺寸和材料。

计算方法参考《公路排水设计手册》，计算过程如下：

1) 拟定断面形式，计算水力半径 R。

本文拟定了三种常见的断面形式，各自的水力半径计算方法如下：

梯形边沟的水力半径：
$$R = \frac{0.5(b_1 + b_2)h}{b_2 + h(\sqrt{1 + m_1^2} + \sqrt{1 + m_2^2})} \tag{6-1}$$

式 6-1 中各符号含义如图 6-1 所示。

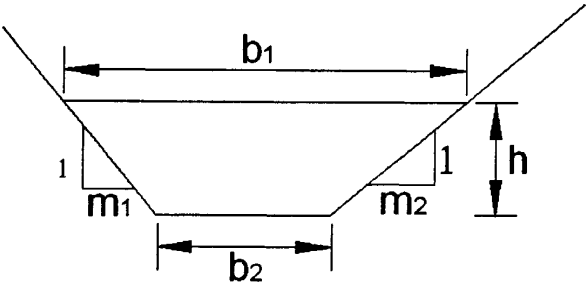


图 6-1 梯形边沟水示意图

三角形边沟水力半径：
$$R = \frac{0.5b}{(\sqrt{1 + m_1^2} + \sqrt{1 + m_2^2})} \tag{6-2}$$

式 6-2 中各符号含义如图 6-2 所示。

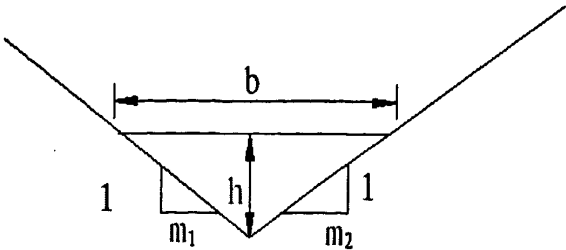


图 6-2 三角形边沟示意图

式 6-3 中各符号含义如图 6-3 所示。

$$\text{矩形边沟水力半径: } R = \frac{bh}{b+2h} \quad (6-3)$$

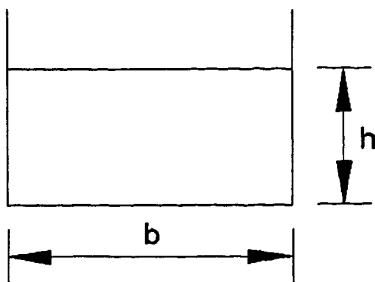


图 6-3 矩形边沟示意图

2) 利用谢才——曼宁公式计算确定拟定断面的流速。

$$v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad (6-4)$$

3) 利用连续方程计算流量。

$$Q_c = vA \quad (6-5)$$

Q_c ——排水沟的泄水能力 (m^3/s)

A ——过水断面面积 (m^2)

v ——排水沟内的平均流速 (m/s)

R ——水力半径 (m)

I ——水力坡度

n ——边沟壁的粗糙系数

计算结果如表6-1~6-3所示:

表 6-1 梯形边沟水力计算

沟底宽度 (m)	边沟深度 (m)	左侧坡度	右侧坡度	沟壁铺砌	流量 (m³/s)	流速 (m/s)	最大允许流速 (m/s)
0.4	0.6	1.0	1.0	土质边沟	0.272	0.85	0.85
				植草皮	0.266	0.830	1.36
				浆砌片石	0.637	1.992	2.55
				干砌片石	0.498	1.556	1.70
				水泥砼	1.062	3.320	3.40
		1.0	1.5	土质边沟	0.306	0.85	0.85
				植草皮	0.303	0.842	1.36
				浆砌片石	0.727	2.020	2.55
				干砌片石	0.568	1.578	1.70
				水泥砼	1.212	3.367	3.40
0.6	0.6	1.0	1.0	土质边沟	0.340	0.85	0.85
				植草皮	0.335	0.887	1.36
				浆砌片石	0.852	2.130	2.55
				干砌片石	0.666	1.664	1.70
				水泥砼	1.360	3.40	3.40
		1.0	1.5	土质边沟	0.374	0.85	0.85
				植草皮	0.393	0.893	1.36
				浆砌片石	0.943	2.143	2.55
				干砌片石	0.737	1.674	1.70
				水泥砼	1.496	3.40	3.40

表 6-2 三角形边沟水力计算

边沟深度 (m)	左侧坡率	右侧坡率	沟壁铺砌	流量 (m ³ /s)	流速 (m/s)	最大允许流速 (m/s)
0.4	3	1.5	植草皮	0.043	0.476	1.36
			浆砌片石	0.103	1.141	2.55
			水泥砼	0.171	1.902	3.40

表 6-3 矩形边沟水力计算

沟底宽度 (m)	边沟深度 (m)	沟壁铺砌	流量 (m ³ /s)	流速 (m/s)	最大允许流速 (m/s)
0.4	0.6	浆砌片石	0.236	1.476	2.55
		水泥砼	0.394	2.461	3.40
0.6	0.6	浆砌片石	0.419	1.746	2.55
		水泥砼	0.698	2.909	3.40

除以上采用的边沟材料外，近几年新型材料用于边沟收到很好的效果，如PE组合式柔性边沟。

PE组合式柔性边沟参照国外“宽容性”设计理念，采用具有一定强度和耐久性的聚乙烯塑料作为主要原料，经严格理论计算、试验分析、设计，通过滚塑工艺加工而成。PE组合式柔性边沟处安全性提高外，相比其他材料还有施工维修方便、排水能力强等优点，建议有条件的情况下可采用这种结构形式。

对PE组合式柔性边沟的水力计算可以参照其他形式边沟选取合适的粗糙系数和计算公式进行计算。

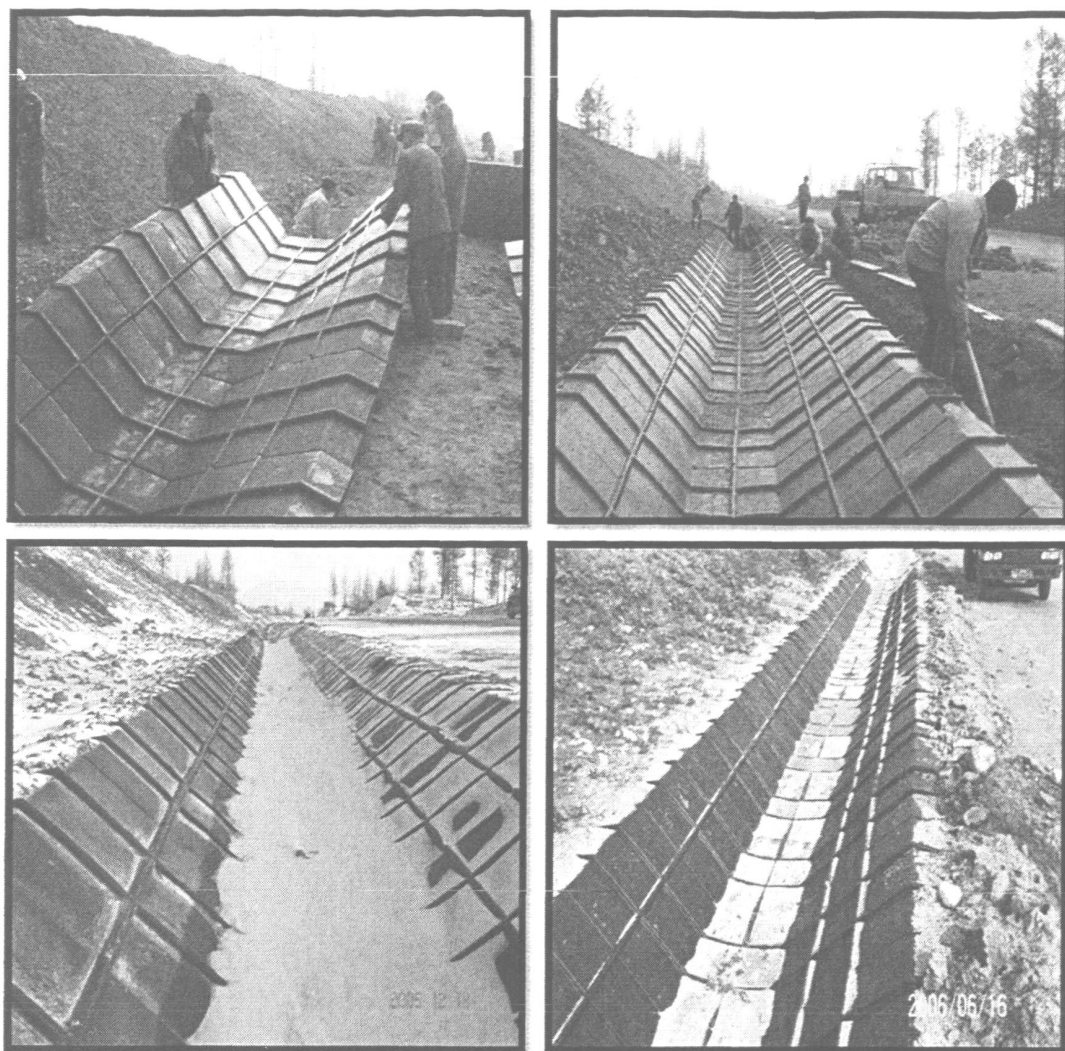


图 6-4 PE 组合式柔性边沟

6.1.2 排水沟

用来引出边沟、取土坑和路基附近低洼处积水排至路基、构造物以外的蒸发池或天然河沟的人工沟渠。在平丘区，当原有地面沟渠蜿蜒曲折，并且影响路基稳定时，可用排水沟来改善沟渠线路，有时为了减少涵洞数量，也使用排水沟来合并沟渠。

排水沟断面一般为梯形断面，底宽不小于0.5m，深度根据流量而定，但不宜小于0.5m，边坡坡度视土质情况而异，一般可取1:1.1~1:1.5，排水沟沟底沉坡宜大于0.5%。排水沟应尽量做成直线，如必须转弯时，其半径不宜小10~20m，排水沟长度按实际需要而定，通常不宜大于500m。当排水沟中的水流流入河道或沟渠时，应使原水道不产生冲刷或淤积。排水沟的计算方法可参见边沟进行计算。

6.1.3 拦水缘石

为避免高填方边坡被路面水冲毁，可在路肩上设置拦水缘石，将水流拦截至挖方边沟，或在适当地点引离路基。

拦水缘石一般可用浆砌片石、混凝土预制件或沥青砂现场筑成，高度为0.40~0.50m。其中高出路肩为0.15~0.20m，埋入路肩下的深度为0.25~0.30m。拦水缘石的顶宽为：浆砌片石0.15~0.20；混凝土0.08~0.12m。

原道路采用拦水缘石，拦水缘石将水汇集后通过间隔一定距离设置的急流槽排出路面范围，从而防止横向漫流冲刷边坡。

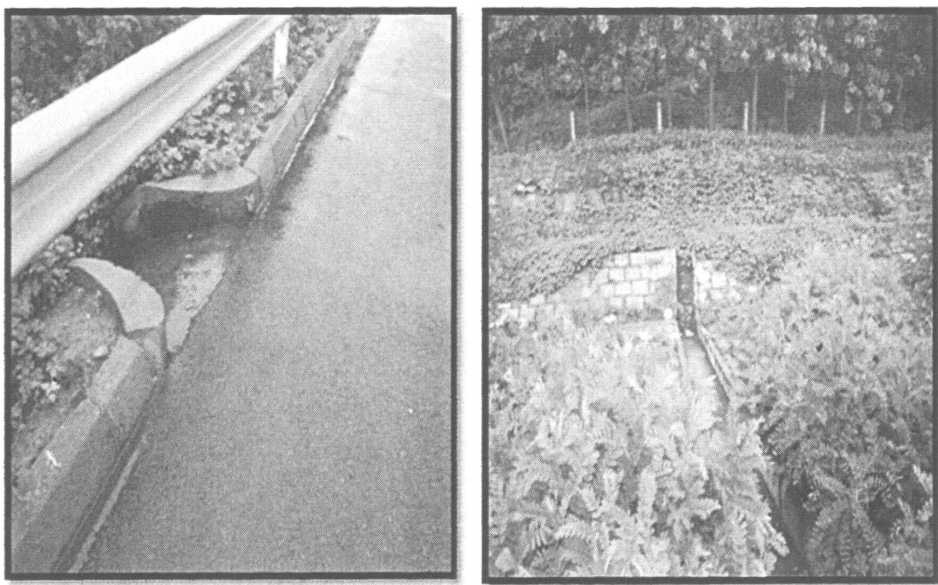


图 6-5 原道路设置的急流槽

但路面拦水缘石的客观上增加了路表水的滞留时间，减缓了路表水的排除。由于受到拦水缘石开口数量的限制，经常会造成路肩甚至行车道部分积水，不仅增大雨水下渗的可能，也给路面行车带来危险；部分路表水沿硬路肩边缘流向纵坡度部，并在路面边缘的凹处产生积水，如图6-6所示。

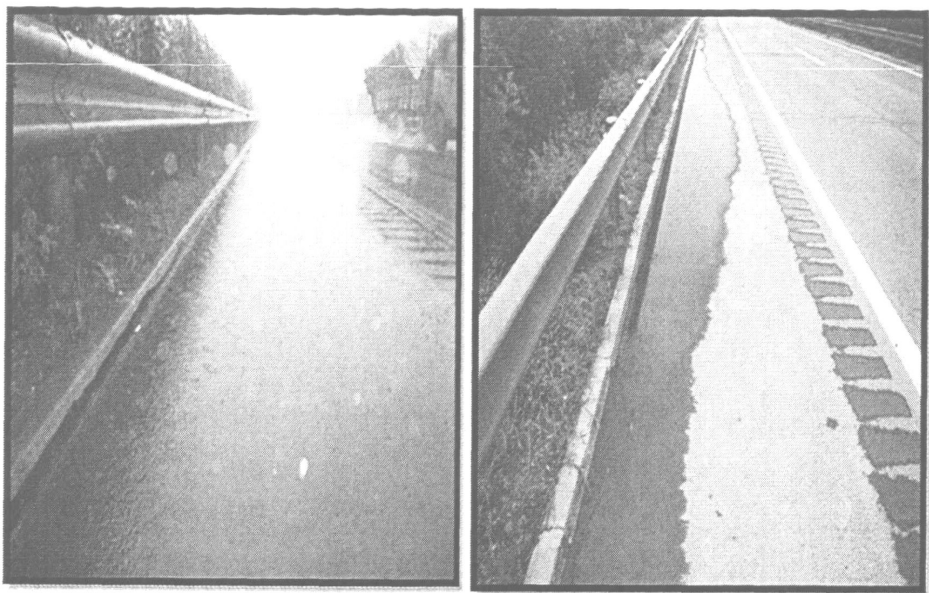


图 6-6 降雨后路面边缘积水

为避免以上现象的发生，建议在填土高度较小的路基部分，不设置排水缘石，采用排散方式，同时对路基边坡加强防护，防止边坡冲刷。

对于高路基，设置路面拦水缘石是非常有必要的，但拦水缘石的具体的布设方法应做一定的调整，如图6-7所示，改进后的设计将拦水缘石设置在路基边坡上，使路肩上不出现纵向排水，让路面汇水直接漫过硬化或绿化后的土路肩，通过边坡拦水缘石形成的纵向边坡集水沟，汇流至边坡急流槽中排至路基外，如图6-8所示。由于拦水缘石设置在路基边坡上，拦水缘石与坡面形成的拦水带纵坡不受路线纵坡的影响，可以根据实际情况做调整，如将设置其纵坡坡度大于路线纵坡或将其纵坡设置为双向纵坡等，增加纵坡，使其满足排水的要求。

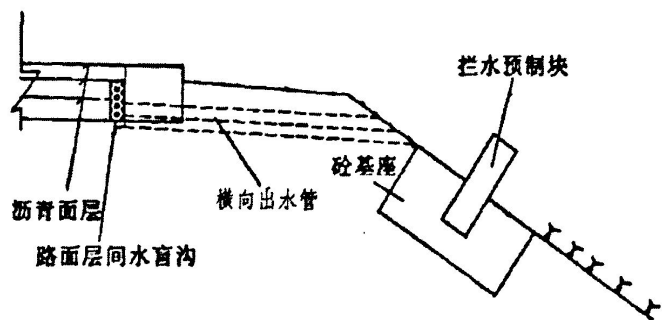


图 6-7 拦水缘石的布设方式

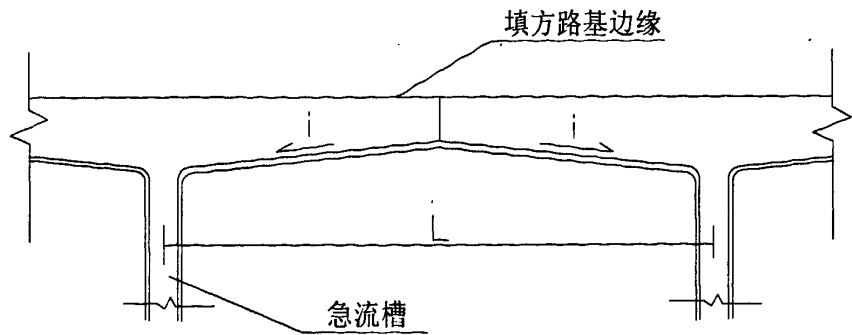


图 6-8 边缘拦水缘石与急流槽排水示意图

下面根据实际工程来计算排水缘石所需的尺寸。确定排水缘石尺寸，主要是确定排水缘石的高度，鉴于这种结构形式类似于三角形边沟，本部分计算采用三角形边沟的计算方法，具体计算方法如下：

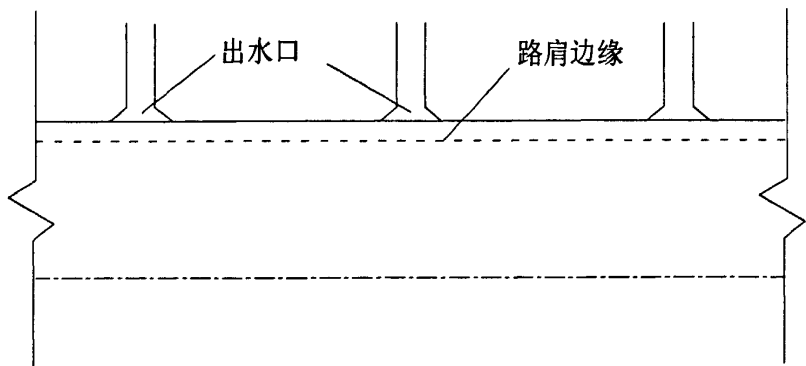


图 6-9 出水口示意图

- 1) 按公路的重要程度，去设计重现期为5年。
- 2) 汇水面积和径流系数

设出水口间距为 l ，两个出水口之间的汇水面积为 $F = l \times 21 \times 10^{-6} \text{ km}^2$

查表得径流系数 $\varphi = 0.95$

- 3) 汇流历时

计算坡面汇流历时 t_1 。沥青混凝土路面地表粗糙度系数为 $n = 0.013$ ，路面横坡为

$i_s = 0.02$ ，坡面流长度为 $L_s = 21\text{m}$ ，可计算得到坡面汇流历时

$$t_1 = 1.445 \times \left(\frac{0.013 \times 21}{\sqrt{0.02}} \right)^{0.467} = 1.96 \text{ min}$$

计算沟内汇流历时 t_2 。设排水缘石与边坡组成的排水带纵坡为 $i_g = 1\%$ ，近似估算到平均流速为：

$$u = 20 \times 0.02^{0.6} = 1.91 \text{ m/s}$$

设出水口间距为 50m，计算的到沟内汇流历时为：

$$t_1 = 50 / (60 \times 1.91) = 0.44$$

由此可得到汇流历时为：

$$t = t_1 + t_2 = 2.4 \text{ min}$$

4) 降雨强度

标准将于强度等值线法确定将于强度。按公路所在地区，查的5年重现期10min降雨历时的降雨强度为 $q_{5,10} = 2.1 \text{ mm/min}$ ；5年重现期时的重现重现期转换系数为 $c_p = 1.0$ ；60min降雨强度转换系数为 $c_{60} = 0.45$ ；5min降雨历时转换系数为 $c_5 = 1.25$

于是，可计算得到降雨强度：

$$q = c_p c_5 q_{5,10} = 1.0 \times 1.25 \times 2.1 = 2.63 \text{ mm/min}$$

5) 设计径流量

$$Q = 16.67 \varphi q F = 16.67 \times 0.95 \times 2.1 \times 50 \times 21 \times 10^{-6} = 0.035 \text{ m}^3/\text{s}$$

6) 应用连续方程式和谢才曼宁公式计算流量和流速：

连续方程式：

$$Q_c = vA$$

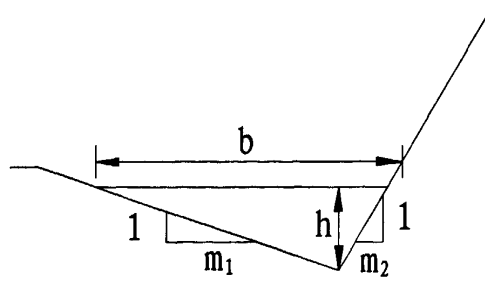


图 6-10 三角形断面图

横断面面积:

$$A = 0.5bh$$

$n = 0.9$; $i = 0.02$; 由图中可得 $b = 2.5h$, $A = 1.25h^2$, 因此只要求得过水断面面积 A , 就能得到路缘石的高度 h' 。

计算得到 $A = 0.018m^2$

$$h' = 0.12m$$

因此建议在高路基边坡设置的排水缘石高度大于 0.12m, 急流槽间距为 50m。

6.1.4 超高段中央分隔带排水的设置方案

由于郑漯高速公路修建较早, 超高段排水设置不合理。超高路段的中央分隔带上设置过水槽, 超高外侧的路表水能通过中央分隔带上设置的过水槽流至超高内测, 由拦水带汇集最后经过急流槽统一排出, 除过水槽外超高路段没有其他任何排水设施。过水槽形式如图 6-11 所示。

超高段排水方式应做改进, 尤其在道路加宽后, 如果将降落在外侧半幅路面上的水都排到内侧半幅路面, 将会严重影响内侧半幅道路的行车安全。《公路排水设计手册》明确提出, 在高速及一级公路不允许采用这种排水方式。因此, 超高段的排水方式应该从新设计。

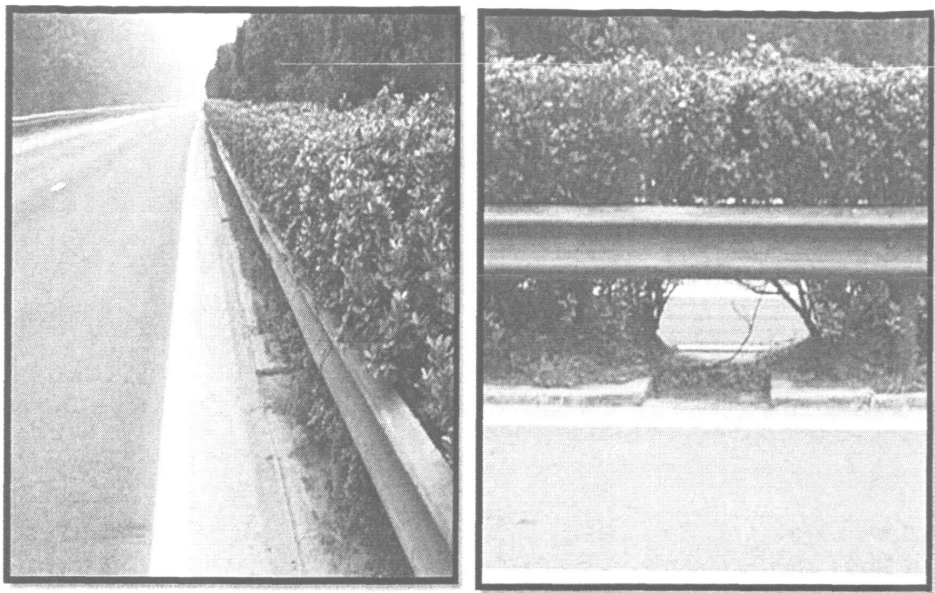
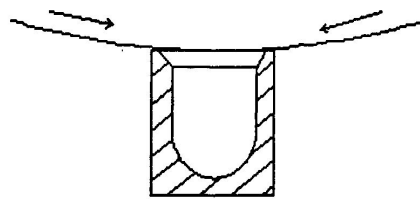
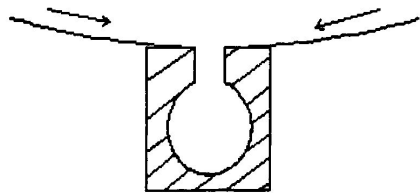


图 6-11 原来超高段中央分隔带排水形式

建议采用的方法为，在超高段中央分隔带外侧边缘设置汇集和排泄外侧半幅路面表面水的排水设施，如碟形或三角形混凝土边沟、者带格栅的 U 形或带缝隙的圆形混凝土边沟，然后将水汇集到间隔一定距离设置的集水井中，最终通过设置在集水井底端的排水管将汇集的水排除路基。



带格栅U型边沟



带缝隙的圆形边沟

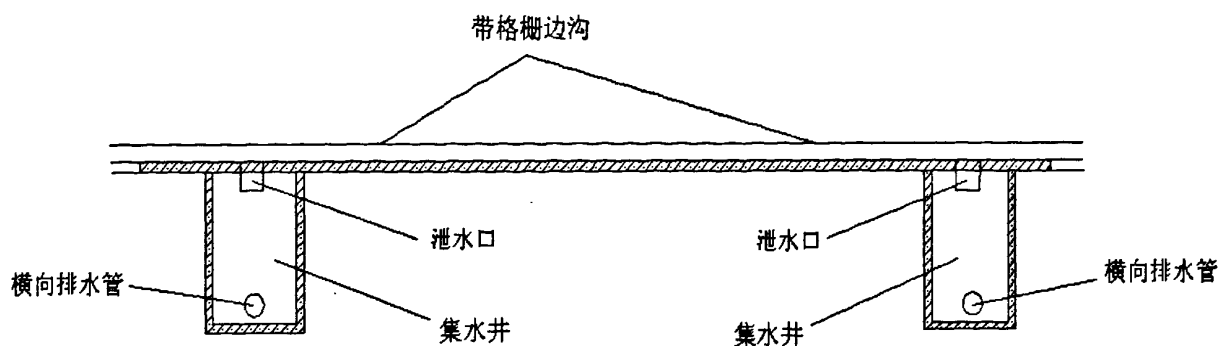
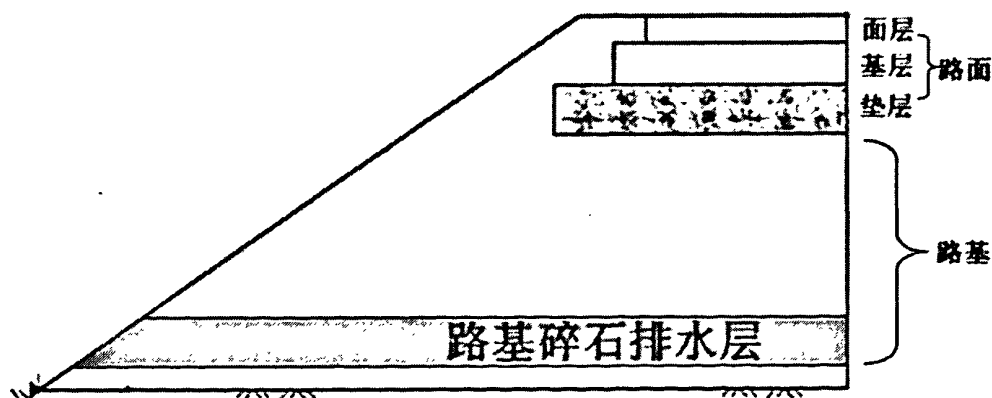


图 6-12 超高端分隔带边沟和集水井布设示意图

各种构造物的尺寸可根据《排水设计手册》确定。

6.1.5 路基碎石排水层

路基排水基层位于人工填筑的路堤下部，天然地基之上，如图 6-13 所示。其主要作用是保证地下高水位或者路基两侧的河流、池塘和灌溉用水不会经由地下迁移进入路基土体，确保的路基土的含水量不会过大、影响强度和稳定性。



6-13 路基碎石排水层的示意图

由于在郑漯高速公路部分路段两侧有河流、池塘等，因此应在路基两侧有积水时布设路基碎石排水层。

6.2 改扩建工程中防护与加固处理措施

6.2.1 坡面防护

坡面防护，主要是保护路基边坡表面，免受雨水冲刷，减缓温差及湿度变化影响，防止和延缓软弱岩土表面的风化、碎裂、剥蚀演变过程，从而保护路基边坡的整体稳定性，在一定程度上还可兼顾路容美化和协调自然环境。常用的坡面防护设施有植物防护和工程防护两种。

植物防护，可美化路容，协调环境，调节边坡土的湿度，起到固结和稳定边坡的作用。它对于坡高不大，边坡比较平缓的土质坡面，是一种简易有效的防护设施，其方法有种草、铺草皮和植树；对于不适宜于草木生长的较陡的岩石边坡，可以采用抹面、锤面、喷浆、勾(灌)缝。

常见的边坡排水方式有三种，即集中式排水、横向漫流式排水和边坡设置吊钩，这三种排水方式的优缺点如表6-4所示。

表6-4 边坡处理方案对比

排水方式	集中式排水	横向漫流式排水	边坡设置截水沟配合吊钩
适用情况	路堤较高	纵坡平缓、路堤较低	路堤较高、路线纵坡较小
优点	边坡冲刷较小	不会形成路面积水	不会形成路面积水；不会冲刷边坡
缺点	需要设置拦水带急流槽；易形成路面积水	会冲刷边坡；需要在坡面做全防护	施工相对较繁琐

原郑漯高速公路采用的边坡排水形式有集中式和横向漫流两种方式。集中是设置排水缘石将水汇集到急流槽排出路基范围。横向漫流式排水的关键部分时坡面防护，郑漯高速公路采用的形式有植物防护和浆砌片石防护两种形式。



图 6-14 浆砌片石防护

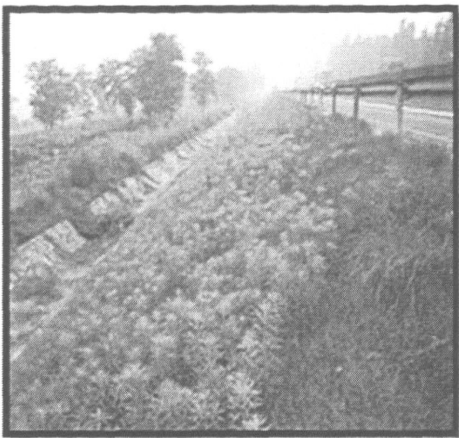


图 6-15 植物防护

坡面防护主要是保护路基边坡表面，免受雨水冲刷，从而保护路基边坡的整体稳定性，在一定程度上还可兼顾路容美化和协调自然环境。上图为原来郑漯高速公路的边坡防护形式，调研显示边坡防护起到了很好的效果，道路并没有产生由于边坡水入渗而引起的病害，因此，在改扩建中还可以采用原来的坡面防护形式。

在路基较高时，原路面采用集中式排水这种方法在一定程度上能减轻边坡冲刷，但当边坡较高时，坡面的汇水面积依然很大，还是会造成对边坡的冲刷，尤其在接近坡脚时，这种冲刷现象更加明显。为避免这种现象的发生，特推荐边坡设置截水沟配合吊钩的方案，布设方法如图 6-16 所示，当边坡特别高时可设置多级截水沟。

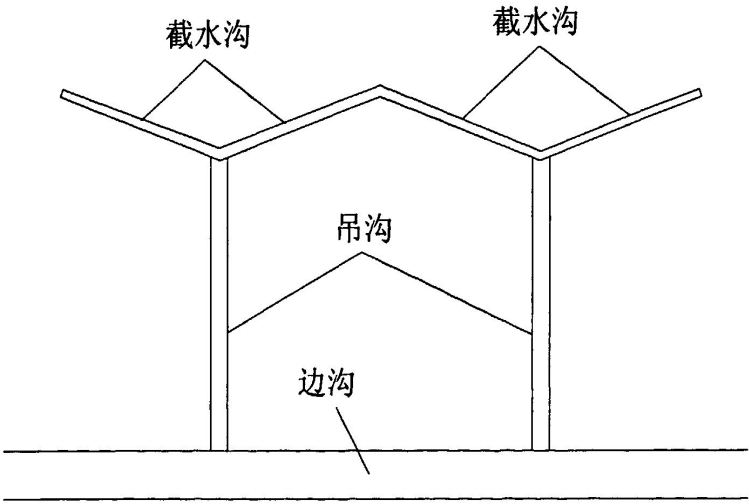


图 6-16 截水沟配合吊钩示意图

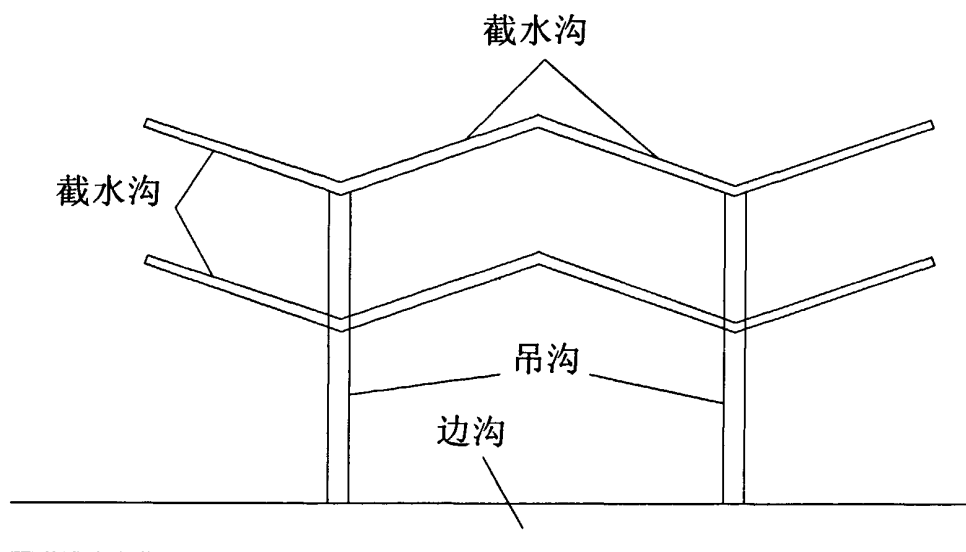


图 6-17 多级截水沟配合吊钩示意图

6.2.2 冲刷防护

沿河路基直接承受水流的冲刷，为了保证路基坚固、稳定，必需采取措施予以防护。防止冲刷的措施有两种：一种是加固岸坡的直接防护，直接防护措施除前面讲的坡面防护和石砌护坡外，还有抛石、石笼、柔性混凝土块板及浸水挡土墙等；另一种是改变水流性质的间接防护，间接防护措施包括各种导流构造物，如丁坝、顺坝及拦河坝等。在其体工程实践中，应根据河流情况、水流性质及岸坡受冲刷现状，单独使用一种，或同时使用两种，进行综合治理。本文简单阐述加固岸坡的直接防护中的抛石防护。抛石主要用于受水流冲刷和淘刷的路基边坡和坡脚，最适于沿砾石河床路基的防护，且不受气候条件限制，对于季节性浸水和长期浸水的情况均适用。一般在枯水季节施工，附近盛产大块砾石、卵石以及废石方较多的路段，应优先考虑采用此种防护措施。

常用的抛石类型有两种，即适用于新筑路堤的抛石垛和适用于旧路堤的抛石垛。抛石粒径应大于0.3m，并小于设计抛石厚度的 $1/2$ 。抛石厚度一般为粒径的3~4倍，或为最大粒径的2倍。石料要求质地坚硬、耐冻且不易风化崩解。为了在洪水下降后，路堤迅速干燥，减少冲刷，应在抛石背后设置反滤层。抛石时，宜用不小于计算尺寸且大小不同的石块掺杂抛投，使抛石保持一定的充实度。如采用嵌固的抛石防护类型，宜采用打桩嵌固方法效果较好。

6.2.3 支挡构筑物

支挡构筑物的作用是支挡路基体，以保证路基在自重及各种自然围素作用下保持稳定。常用的支挡构筑物主要是挡土墙。挡土墙是支承路基填土或山坡土体，以防止其变形失稳的结构物，可以利用石料修建干砌或浆砌石料挡土墙，也可以利用水泥及钢筋、砂石材料修建混凝土挡墙及钢筋混凝土挡墙。由于挡土墙的种类不同，其施工方法也千差万别，在此不在赘述。

6.3 本章小结

本章分析原有排水设施排水不良的原因，结合新建道路排水设施的布设方法，对郑漯高速公路改扩建涉及的排水设施提出布设方案，主要得到以下结论：

1、原道路超高段采用中央分隔带预留过水槽的方法排除外侧半幅路基的降水，这种排水方法易使内侧半幅路面表面积水，威胁内侧行驶车辆的行车安全。因此在超高段应采用本文提出的中央分隔带外侧边沟结合集水井的方案。

2、原道路采用的拦水缘石布设方法易在路面两边积水，使路面长期浸泡在水中发生破坏并影响行车安全，为避免以上现象的发生，应采用本文提出的将路缘石设置在边坡上的方法。

第七章 改扩建整体排水方案推荐

根据水文条件选择合理的排水设施组合，不但能够有效阻止和排除路基水，而且能够实现节省工程成本、控制工程造价的目的。本部分结合前面几章的分析结果，着重就道路内部排水系统和地下排水系统中各种排水设施的适用性进行分析，并对实体工程典型路段提出布设建议。

7.1 各种排水设施的适用性

如前所述，郑漯高速公路改扩建工程中拟采用的道路内部排水设施主要有：路面内部排水基层、中央分隔带碎石排水墙、新旧路拼接处的碎石渗沟、路基碎石排水层、路基两侧边沟下的隔水墙、砂砾垫层等。而影响排水设施选取的因素有：原路基含水量；地下水位高度；原路面结构形式；原路面承载力的大小；原路基填土土质；原中央分隔带排水方式；路基两侧是否有积水等。下面就各种排水设施的适用性进行分析。

7.1.1 路面内部排水层

设置路面内部排水基层，能够将积滞在路面结构内的水分迅速地排出道路结构外，通过前面第四章的数值模拟已经验证了其排水功能，同时路面内部排水基层能够有效防止基层的反射裂缝，防止路面开裂，因此适合用于改扩建的各种方案中，起到改善道路的使用性能，提高路面的使用寿命的作用。

对于本工程，布设排水基层的情况有以下几种：①新建扩宽部分的应加铺排水基层。②原路面为水泥混凝土加铺沥青罩面的，应在原路面上加铺排水基层，与新建扩宽部分的排水基层连为整体，然后统一加铺沥青面层。③原路基承载力和稳定性足够，但路面损害较为严重的，可将原路面挖除，与拓宽部分统一加铺排水基层和面层。

7.1.2 中央分隔带碎石排水墙

如前所诉，中央分隔带排水不良，部分表面水通过中央分隔带内的填土下渗，向两侧渗入，使路面基层和路基在渗水中长期浸泡，在车辆荷载的反复作用下，路基向下沉陷，失去支撑作用，直接影响路基、路面的稳定性。在第三章的对比分析中发现，中央

分隔带碎石排水墙能够有效的排除中央分隔带下渗水，且排水效果明显优于锯槽防渗墙，并且在道路改扩建中有独特的适用性。

对于本工程来说中央分隔带碎石排水墙主要适用于如下情况：①当原有中央分隔带排水不良，且将原有中央分隔带挖除重新布设排水设施较为困难时，可采用这种结构形式。②原路基为亚粘土且中央分隔带改建较困难的，应布设中央分隔带排水碎石墙。

7.1.3 新旧路拼接处的碎石渗沟

新旧路拼接处布设碎石渗沟能有效的排除由于新旧路拼接不良的下渗水，同时能在一定范围内排除渗入到路基内部的水分，经过前面第四章中的软件模拟已验证了这些效果。这种结构形式类似于道路边缘排水系统，其排除效果不及路面内部设置排水基层。

对于本工程，新旧路拼接处的碎石渗沟主要适用于以下两种情况：①新旧路容易产生拼接不良时。②原有路面采用水泥混凝土加铺沥青罩面时。

7.1.4 路基两侧边沟下设置截水碎石墙

路基两侧积水很容易的通过渗透作用进入路基范围内，使路基产生水损害。设置截水墙后，水分无法通过截水墙而不得不向下渗透，在渗透到截水墙以下后才能进入路基范围，因此设置截水墙能在一定程度上降低路基两侧积水进入路基内部的可能性，减少由于路基两侧的积水而产生的路基失稳、边坡滑塌等病害发生的几率。

路基两侧边沟下的截水墙主要适用于路基两侧有积水的情况。

7.1.5 路基碎石排水层

以前的研究认为，路基碎石排水层的主要作用是阻隔地下水通过毛细作用上升进入路基填土中，防止地下水通过毛细水上升到路基，导致路基含水量过大，影响路基结构强度和整体稳定性，同时认为路基碎石排水层能够在一定程度上降低原路基含水量，起到排除路基内部水分的作用。

对于本工程，路基碎石排水层主要适用的情况有：①地下水位较高，毛细作用严重的路基（如填土为亚粘土的路基）。②路基两侧有积水的情况。③原路基含水量较大时可布设路基碎石排水层，排除原有路基的水分。

7.1.6 砂砾垫层

砂砾垫层是一种阻止地下水通过毛细作用上升到基层，防止毛细水对路基产生水损害的措施，在实际中应用较为广泛，技术比较成熟。其主要适于地下水位较高，路基毛细作用明显的情况下。在第四章的模拟中发现，砂砾垫层能够有效的降低路面基层的含水量，并在一定程度上能排除路基内部的水分，起到阻止水损害发生的效果。

本工程中砂砾垫层主要适用情况有：①地下水位较高时。②原路基含水量较大时。

7.2 新郑至许昌段高速公路改扩建工程排水方案推荐

7.2.1 承载力较强时新郑至许昌段高速公路改扩建工程排水方案

该地区地下水位较高，路基土为亚粘土，路基两旁有积水，原路基填土中含水量较大，原路面采用的结构形式如表 2-2 所示：

这种情况下采用的排水措施为：在中央分隔带两侧布设碎石排水墙；新旧路拼接处布设碎石渗沟；路基两侧边沟下布设碎石截水沟；新建路基部分铺设砂砾垫层；新旧道路统一铺设排水基层；新建路基底部布设碎石排水基层的排水方案，如图 7-1 所示。

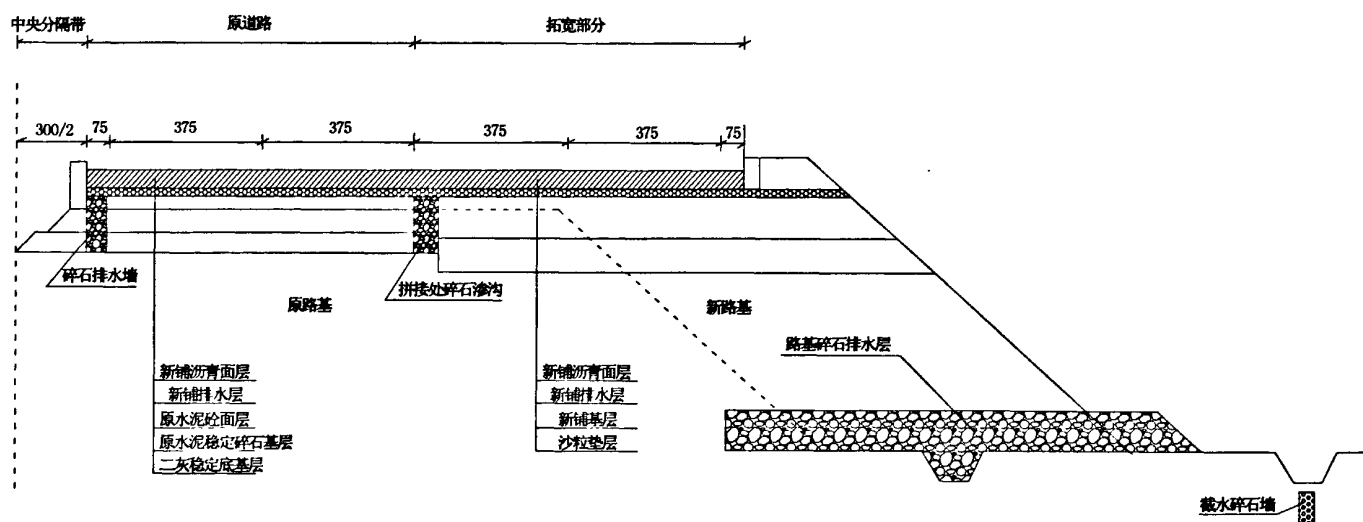


图 7-1 承载力较强时新许段道路横断面大样图

为验证以上方案的可行性，对上述典型环境下的道路排水方案进行数值模拟。

7.2.2 承载力较强时新郑至许昌段高速公路改扩建工程排水方案验证

7.2.2.1 模型边界条件的确定

1) 降雨强度的确定:

为更好的模拟现实中的降雨情况,本部分降雨边界条件取郑州和许昌两地的降雨强度作对比,取两地区降雨强度较大者为本次模拟的降雨强度。降雨强度计算过程如下:

郑州降雨强度由原机械工业部第四设计研究院总结 26 年的降雨资料采用数量统计法计算得到^[7],公式如下:

$$I = \frac{18.43(1 + 0.892 \lg P)}{(t + 15.1)^{0.824}} \quad (7-1)$$

P——设计降雨重现期 (a);

t——降雨历时 (min)

由上式计算得到,郑州地区五年一遇两小时降雨历时的降雨强度为 8.75e-6 (31.5mm/h)。

许昌降雨强度由南京市建筑设计院总结 29 年的降雨资料采用 CBA 法计算得到,公式如下:

$$I = \frac{11.92(1 + 0.747 \lg P)}{(t + 11.7)^{0.75}} \quad (7-2)$$

由上式计算得到,许昌地区五年一遇两小时降雨历时的降雨强度为 7.78e-6mm/s (28mm/h)。

经比较郑州的降雨强度略高于许昌,因此本课题雨型最终采用郑州地区五年一遇两小时降雨历时的降雨强度。

2) 基于路面结构的对称性,两幅路中心线处交界面没有水流交换,即此边界设定为流量 $Q=0$ 。

3) 路面为降雨边界,即 q =降雨强度 i ,当 q 大于面层材料饱和渗透系数 k_s 时,则此边界设定为定水头边界 $H=z$ (高程,此时的压力水头为 0),多余的水沿着横坡以漫流的形式排出路面结构。降雨停止后路面变为自由边界。

- 4) 路面裂缝的位置和第四章模拟时的设置位置相同, 见图 4-11。
- 5) 降雨与雨停瞬态流分析中, 路基边坡设定为不透水边界, 即 $Q=0$ 。
- 6) 假定初始地下水位 $h=4\text{m}$ 。

本文在建立渗流模型时未考虑蒸发的影响。

7.2.2.2 模型的建立

分别建立两个模型, 模拟设置排水设施和不设置排水设施两种情况, 对比布设排水设施对路基含水量的影响, 网格划分如图 7-2、7-3 所示。

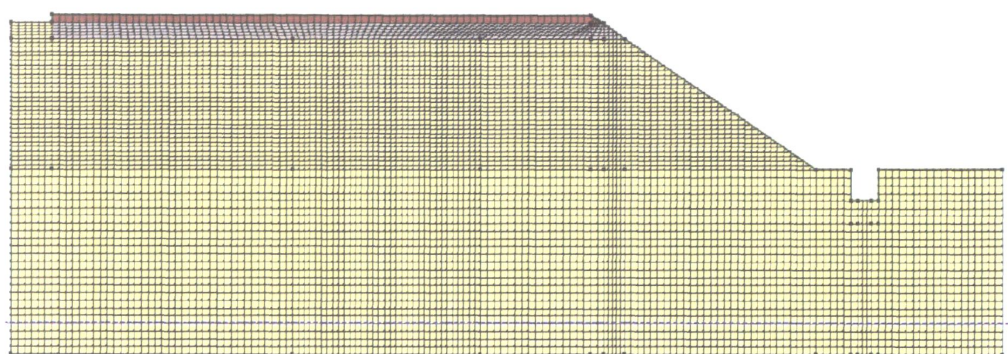
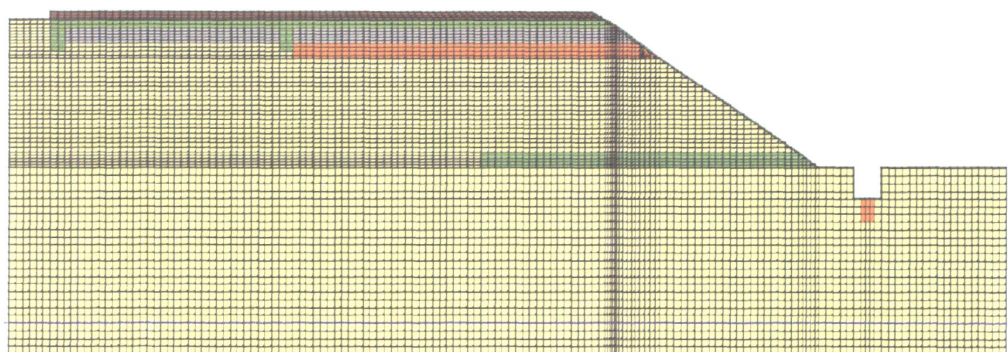


图 7-2 未加排水设施路基整体模型



7-3 布设排水设施后路基整体模型

7.2.2.3 模拟结果的比较

图 7-4 和图 7-5 分别为布设排水设施和未布设排水设施两种情况下, 降雨 2H 后路基含水量图。

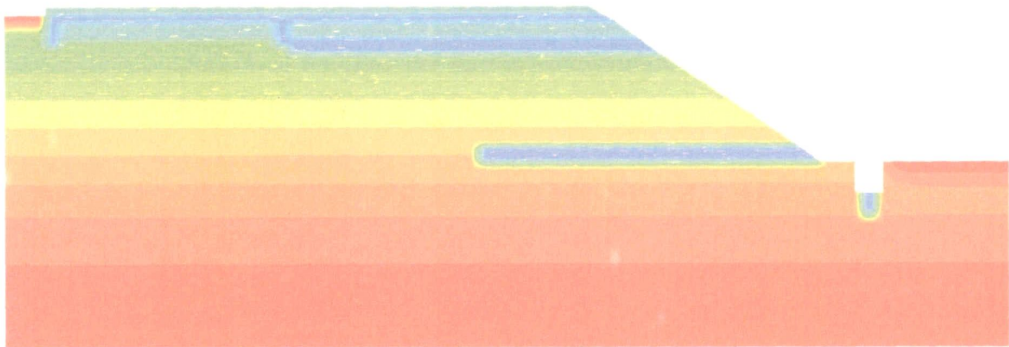


图 7-4 布设排水设施降雨 2H 后路基含水量图

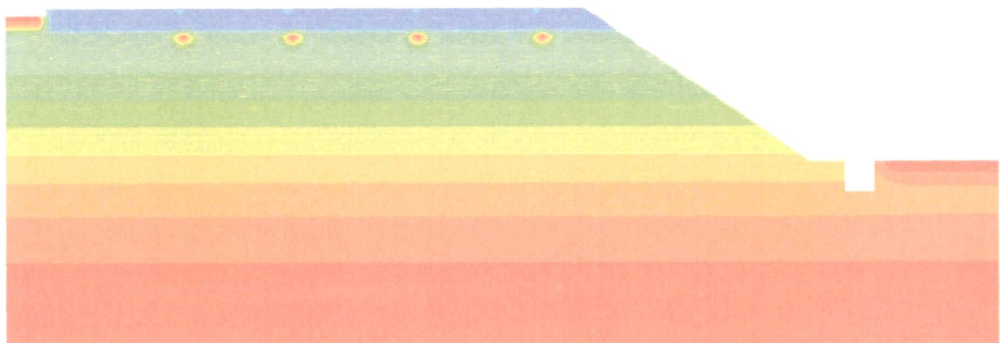


图 7-5 未布设排水设施降雨 2H 后路基含水量图

由图 7-4、7-5 中可以看出，降雨结束后，未布设排水设施的路基含水量明显高于布设排水设施的路基含水量。尤其在路面裂缝处，未设置排水基层的路基顶面的含水量接近饱和状态，而设置排水基层的则变化不大。路基整体的含水量分布基本相同，布设排水设施前后未发生较大变化。

图 7-6 和图 7-7 为降雨停止 48H 后的路基含水量图，由图可知，裂缝处的路基顶面含水量有所降低，但是还能明显的看出路基的含水量高于不设排水设施时的含水量。

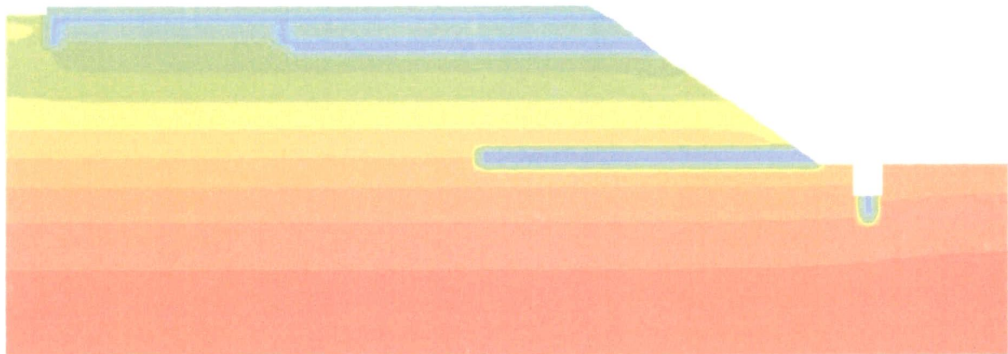


图 7-6 布设排水设施雨后雨 48H 路基含水量图

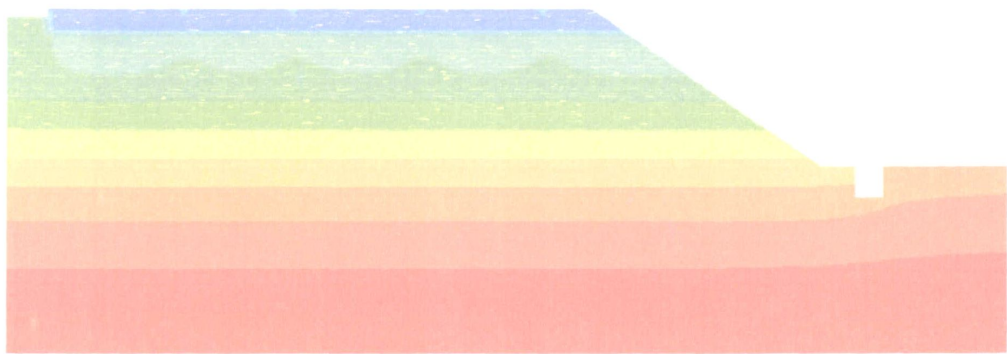


图 7-7 未布设排水设施雨后雨 48H 路基含水量图

图 7-4~7-7 从宏观上反映了路基含水量的变化，可以看出排水设施对路基含水量的影响是很明显的，为更好的说明问题，下面从路基的不同部位分析路基含水量的变化，来验证排水设施布设的有效性和必要性，具体位置包括中央分隔带两侧路基顶面、路面裂缝下的路基顶面和路基底部三处。

1) 中央分隔带两侧路基顶面含水量对比

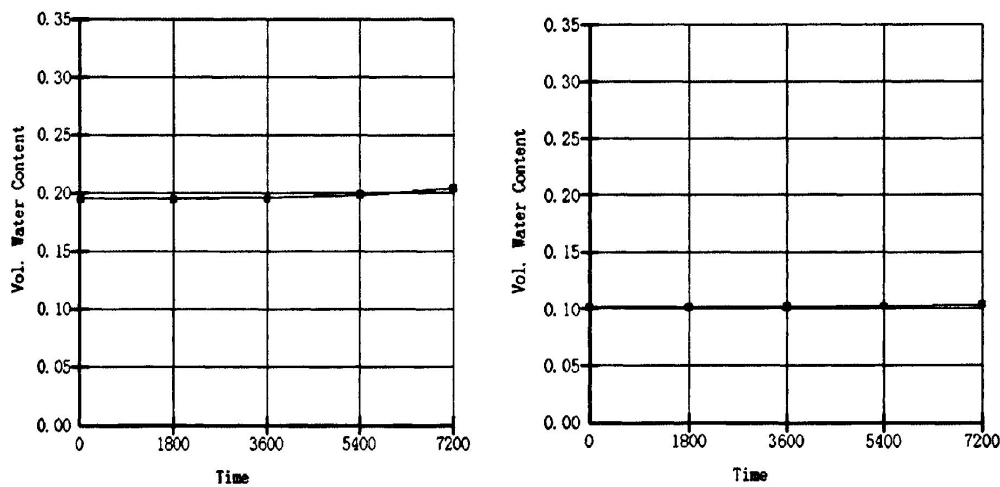


图 7-8 2H 降雨过程中路基含水量变化图

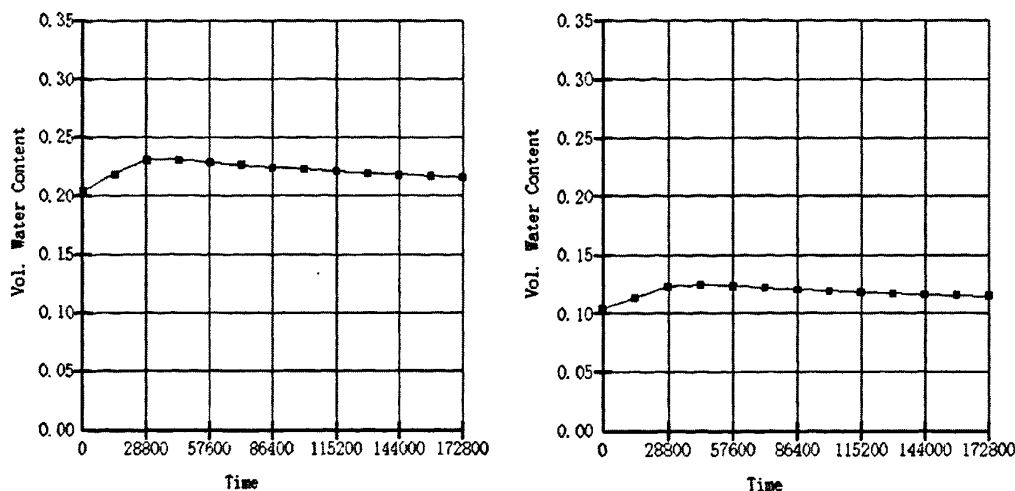


图 7-9 降雨停止 48H 内路基含水变化图

由图 7-8 可以看出，中央分隔带两侧的路基顶面含水量在降雨过程中并没有发生太大的变化，始终保持在一个定值，布设排水设施的路基含水量明显低于不布设排水设施的含水量，约为其含水量的一半；在降雨停止后的 48H 中，路基含水量发生了一定的变化，由图 7-9 可以看出，在雨停后 8H 该处的路基含水量达到最大，两种情况下含水量的变化呈现出相同的变化规律，但布设排水设施的路基含水量始终保持在较低的水平。从这两个过程中我们可以看出，布设在排水设施能够有效的降低中央分隔带附近路基的含水量，证明了排水设施布设的必要性。同时也可以看出，水分在路基土中的渗流速度是非常缓慢的，水分一旦进入路基，将很难排出。

2) 路面裂缝下的路基顶面含水量对比

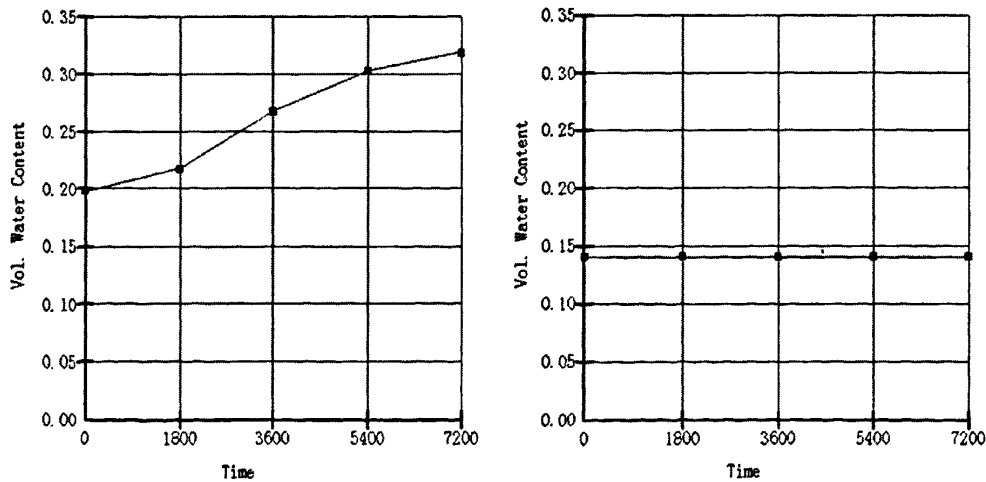


图 7-10 2H 降雨过程中路基含水量变化图

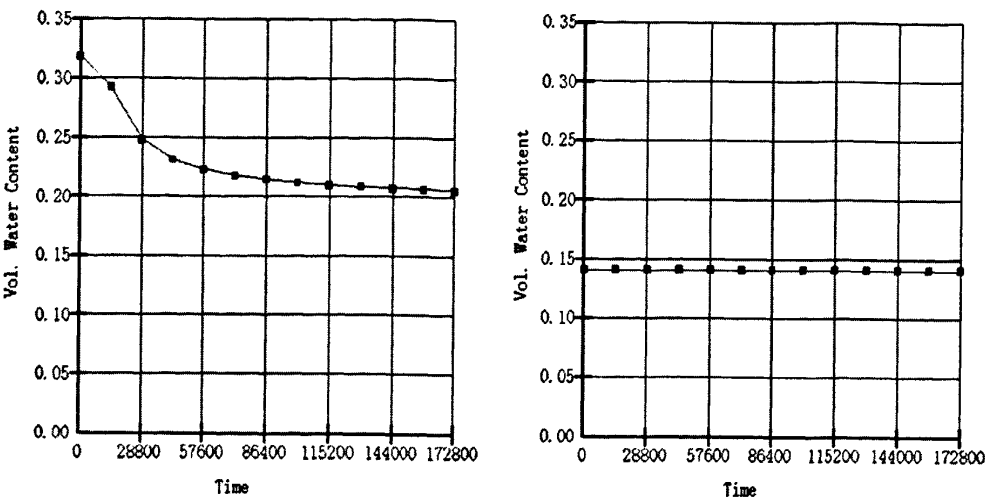


图 7-11 降雨停止 48H 内路基含水变化图

由图 7-10、7-11 中可以看出，两种不同情况下路面裂缝下的路基顶面的含水量变化有明显的不同。在降雨过程中，未设置排水设施的路基顶面含水量有明显变化，在降雨 2H 后，路基顶面的含水量接近饱和含水量，在降雨停止后的排水过程中，大约 4H 小时后该处路基顶面的含水量才降低到路基饱和含水量的 85%左右，不符合道路排水的要求。对于设置排水设施后的路面裂缝下的路基顶面含水量在降雨前后并无明显变化。由此我们可以得出，布设排水设施对阻止水分进入路基的作用巨大，从而证明了布设排水设施的必要性。

3) 路基地部含水量对比

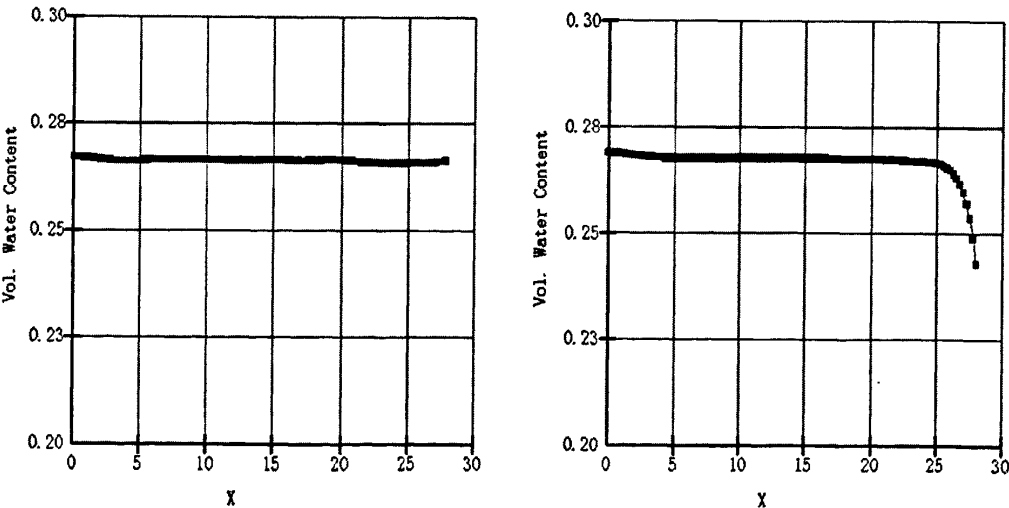


图 7-12 路基渗流 48H 后路基地部含水量图

模拟中发现，在降雨前后路基地部含水量变化并不明显，降雨对路基地部的含水量影响并不大。为说明路基地含水量的变化规律，取在降雨停止后 48H 的半幅路基地面整

体含水量来做分析。从图 7-12 中可以看到，布设排水设施前后路基地部的含水量并没有太大变化，路基碎石排水层并未像我们想象的那样能降低整幅路基的含水量。但路基碎石排水层并非没有用处，由图 7-12 可知，路基碎石排水层能有效降低路基坡脚处的含水量，但对于离路基坡脚较远的路基含水量影响较小，由此可知在本工程中布设碎石排水基层的主要作用是降低坡脚处的路基含水量，增加边坡的稳定性，并非阻隔毛细水上升。分析产生这种现象的原因，是因为在道路扩宽中只在新建部分的路基下布设了碎石排水基层，虽然地下水不能通过这部分毛细作用进入路基，但可以通过老路基部分进入，再渗透到新路基部分，因此才产生了以上结果。

以上分析可知，布设排水设施后靠近面层的路基内部含水量明显降低，排水基层对于路面开裂产生的下渗水排出作用尤其明显；路基碎石排水层的主要作用是降低边坡坡脚处的含水量，增加边坡稳定性；新路基下的碎石排水基层和设置在边沟下的碎石截水沟，能有效阻隔路基两侧的积水进入路基内部，在一定程度上降低了路基的含水量。综上所述，以上排水设施的布设方案是合理有效的。

7.2.3 承载力较弱时新郑至许昌段高速公路改扩建工程排水方案

该地区地下水位较高，路基土为亚粘土，路基两旁有积水，原路基填土中含水量较大，原路面采用的结构形式如表 2-2 所示，在原路基结构强度破坏较严重时，推荐采用如图 7-13 所示的排水方案：

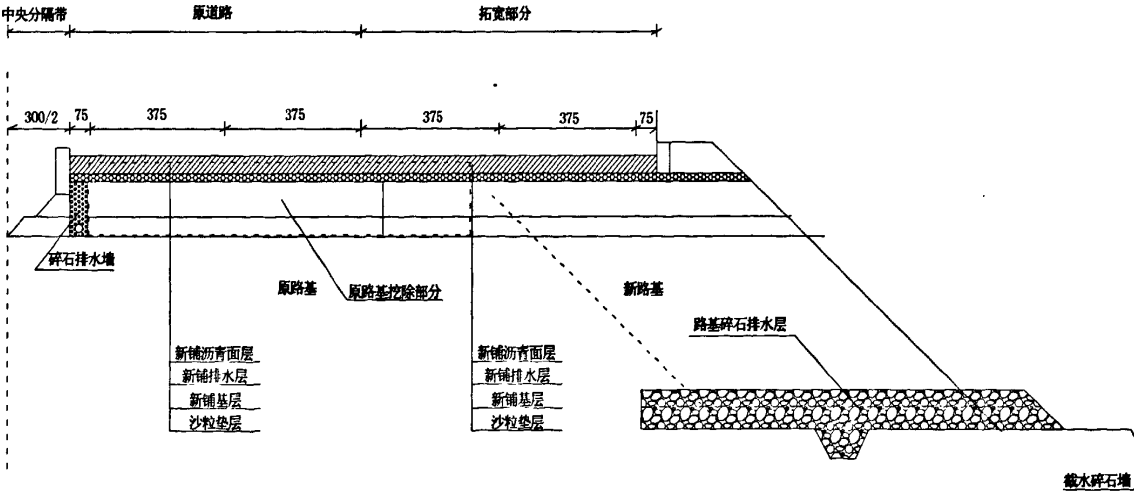


图 7-13 承载力较弱时新许段道路横断面大样图

由于该方案与新建道路布设排水设相同，排水效果好，不再做数值模拟。

7.3 许昌至漯河段高速公路改扩建排水方案推荐

7.3.1 承载力较强时许昌至漯河段高速公路改扩建工程排水方案

该地区地下水位较低，路基土为砂性土，原路基填土中含水量较小，原路面采用的结构形式如表 2-3，在原路基结构强度尚好，推荐采用如图 7-14 所示的排水方案：

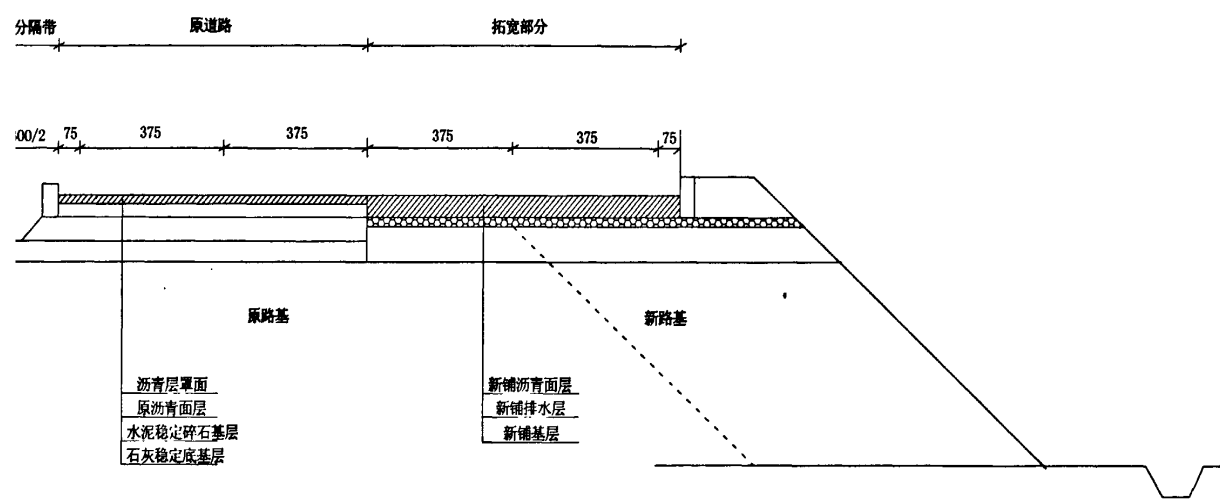


图 7-14 承载力较强时许漯段道路横断面大样图

7.3.2 承载力较强时许昌至漯河段高速公路改扩建排水方案效果验证

7.3.2.1 模型边界条件的确定

模拟中的边界条件与 7.2.2.1 基本相同，不同的是设定初始地下水位 $h=6\text{m}$ ，本文在建立渗流模型时未考虑蒸发的影响。

7.3.2.2 模型的建立

为分析设置排水设施后路基含水量的变化情况，建立模型如图 7-15 所示。

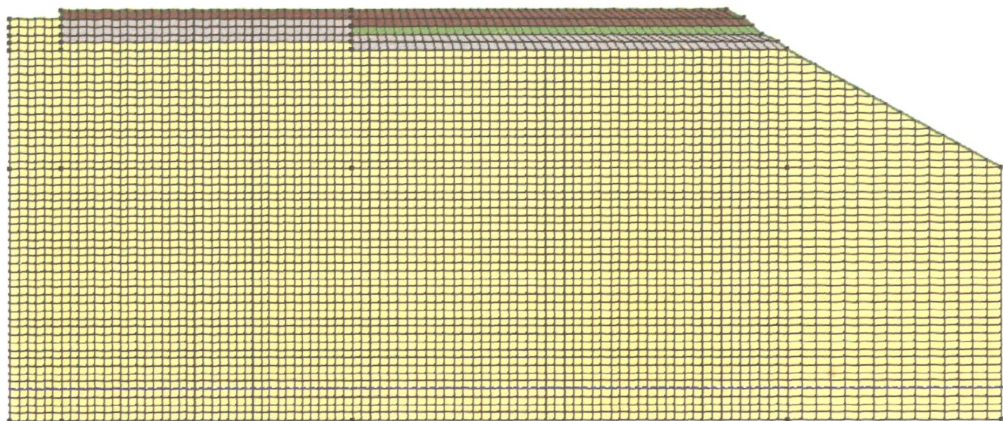


图 7-15 布设排水设施后路基整体模型

7.3.2.3 模拟结果的比较

图 7-16 为采用上述排水方案的情况下，降雨 2H 后路基含水量图。

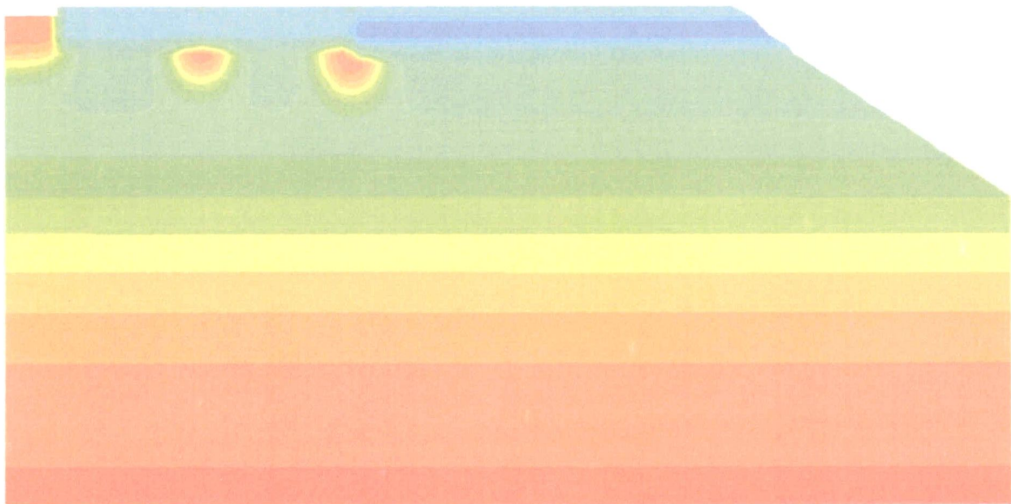


图 7-16 降雨 2H 后路基含水量图

由图 7-16 中可以看出，降雨结束后，没有布设排水基层的半幅路基含水量明显高于布设排水基层的半幅路基含水量。尤其在路面裂缝处，未设置排水基层的路基顶面的含水量接近饱和状态，而设置排水基层的则变化不大。由于砂性土的渗透系数较粘性土高，所以在降雨停止后的路面裂缝处下渗水的影响范围较粘性土的大。

图 7-17 为降雨停止 48H 后的路基含水量图，由图可知，裂缝处的路基顶面含水量与其它部分的路基顶面含水量基本相同，路基顶面含水量下降速度较快。

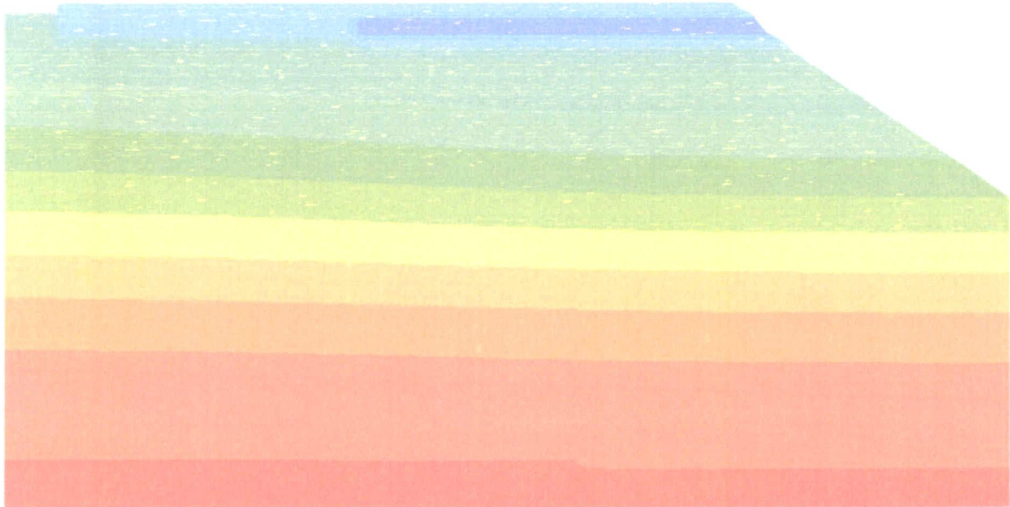


图 7-17 布设排水设施雨后雨 48H 路基含水量图

图 7-16~7-17 从宏观上反映了路基含水量的变化，可以看出布设排水基层对路基含水量的影响是很明显的，为更好的说明问题，下面从路基的不同部位分析路基含水量，具体位置包括中央分隔带两侧路基顶面、路面裂缝下的路基顶面和路基地底部三处。

1) 中央分隔带两侧路基顶面含水量分析

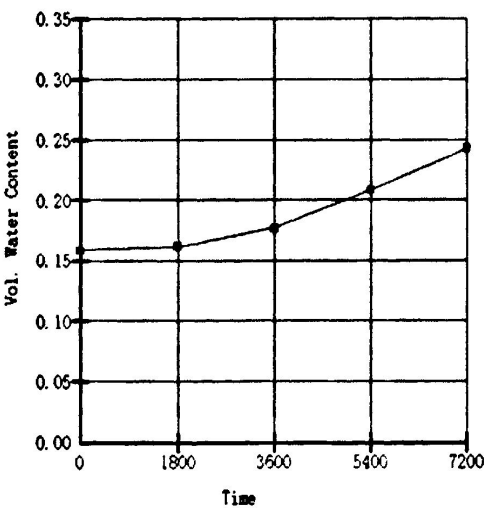


图 7-18 2H 降雨过程中路基含水量变化图

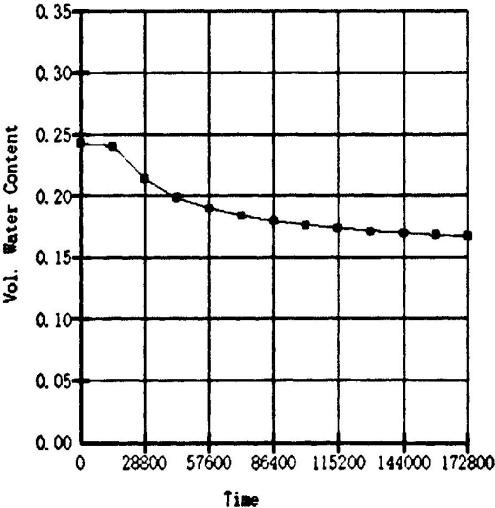


图 7-19 降雨停止 48H 内路基含水变化图

由图 7-18 可以看出，在降雨过程中中央分隔带两侧的路基顶面含水量逐渐增加，在降雨停止后，该处的路基含水量约为饱和含水量的 70%，不会对路基产生动水冲刷作用；由图 7-19 可以看出，在雨停后 4H 内，该处的含水量始终保持在一个恒定的水平，在 4H 后逐渐降低，48H 后基本恢复到降雨前的含水量水平。由此可以看出，水分进入砂性土后，渗流速度相对粘性土较快，水分较易排出。

2) 路面裂缝下的路基顶面含水量对比

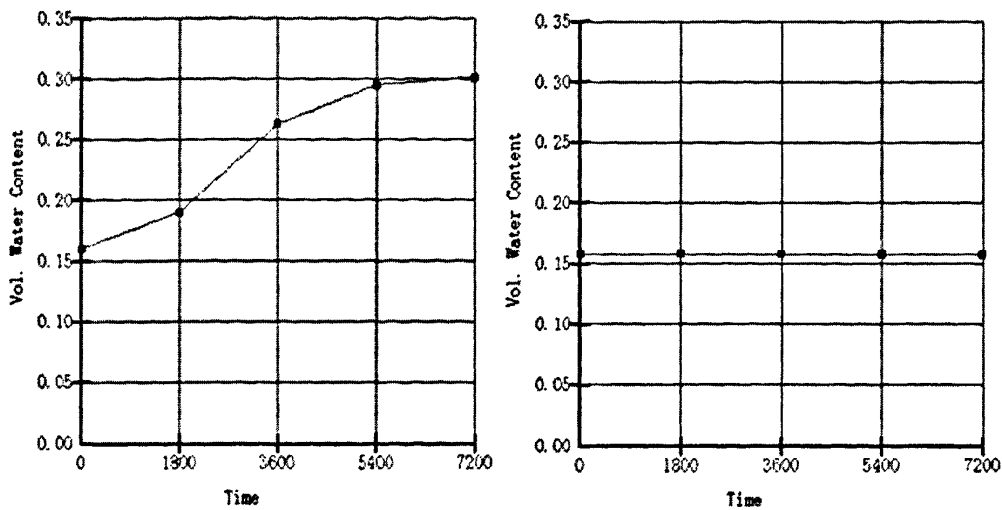


图 7-20 新旧路基 2H 降雨过程中含水量变化图

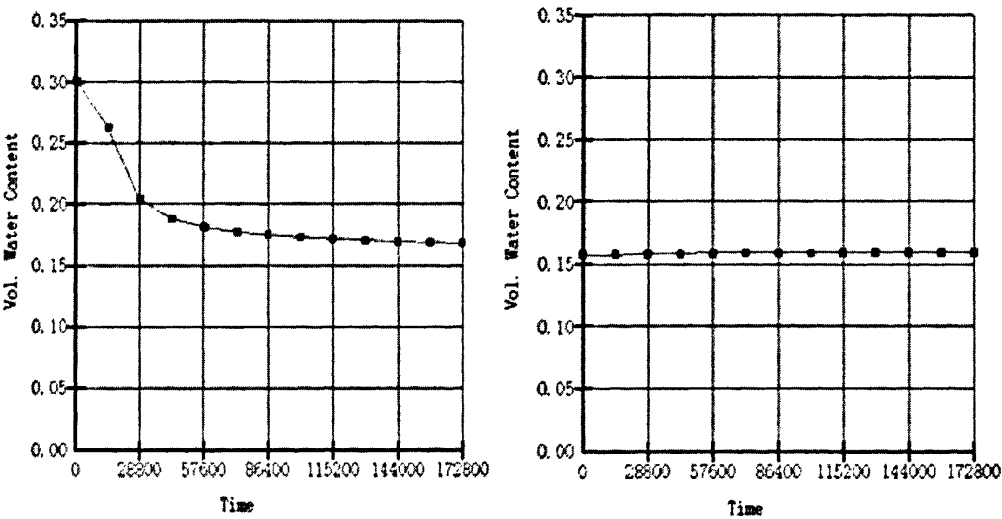


图 7-21 新旧路基降雨停止后 48H 含水变化图

由图 7-20、7-21 中可以看出，两种情况下路面裂缝下的路基顶面的含水量变化有明显的不同。在降雨过程中，未设置排水基层的路基顶面含水量有明显变化，在降雨 2H 后，路基顶面的含水量接近饱和含水量，在降雨停止后的排水过程中，大约 4H 小时后该处路基顶面的含水量才降低到路基饱和含水量的 85%左右，不符合道路排水的要求，但较粘性土而言，在降雨停止 4H 后的路基含水量下降速度较快。对于设置排水基层后的路面裂缝下的路基顶面含水量在降雨前后并无明显变化。由此我们可以得出，布设排水基层对阻止水分进入路基的作用巨大，从而证明了布设排水基层的必要性。

3) 路基底部含水量对比

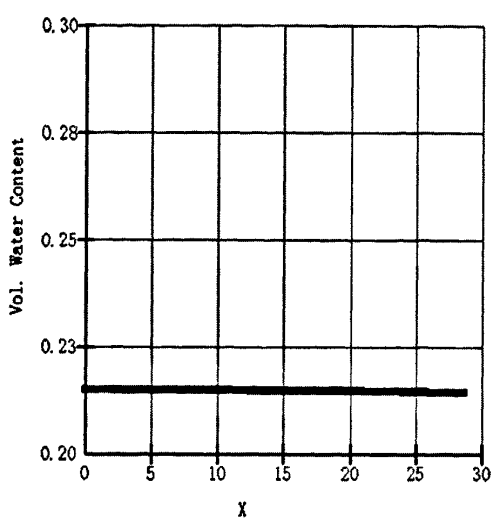


图 7-22 降雨前路基底部含水量图

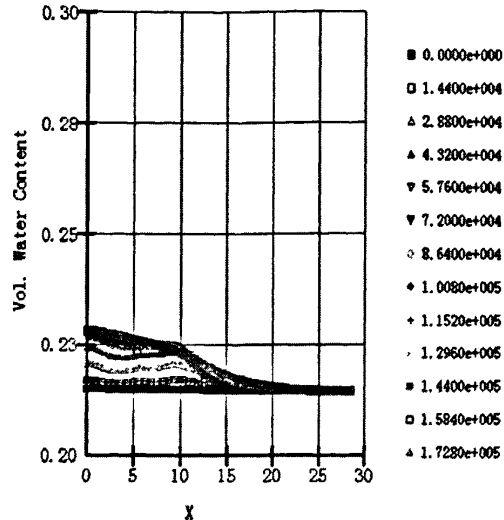


图 7-23 降雨停止后 48H 内路基底部含水量图

模拟中发现，在降雨前后路基底部含水量有一定的变化，但降雨对路基底部的含水量影响并不大。为说明路基底含水量的变化规律，取降雨前和降雨停止 48H 内半幅路基底面整体含水量来做分析。由图 7-22、7-23 可知，在降雨过程中路基含水量始终保持在一个定值，没有发生变化；在降雨结束后的排水过程中该处的含水量发生了一定的变化，但变化幅度并不大，在降雨停止后 32H 时达到最大含水量。由图 7-23 还可以看出，造成该处含水量变化的原因是中央分隔带的下渗水，因此影响范围主要是道路的中间部分，对道路两侧靠近边坡的部分影响较小。

以上分析可知，该排水方案适用于许昌至漯河段高速公路改扩建工程。

7.3.3 承载力较弱时许昌至漯河段高速公路改扩建排水方案

该地区地下水位较低，路基土为砂性土，原路基填土中含水量较小，原路面采用的结构形式如表 2-3，在原路基结构强度破坏较严重时，采用如图 7-24 所示的排水方案：

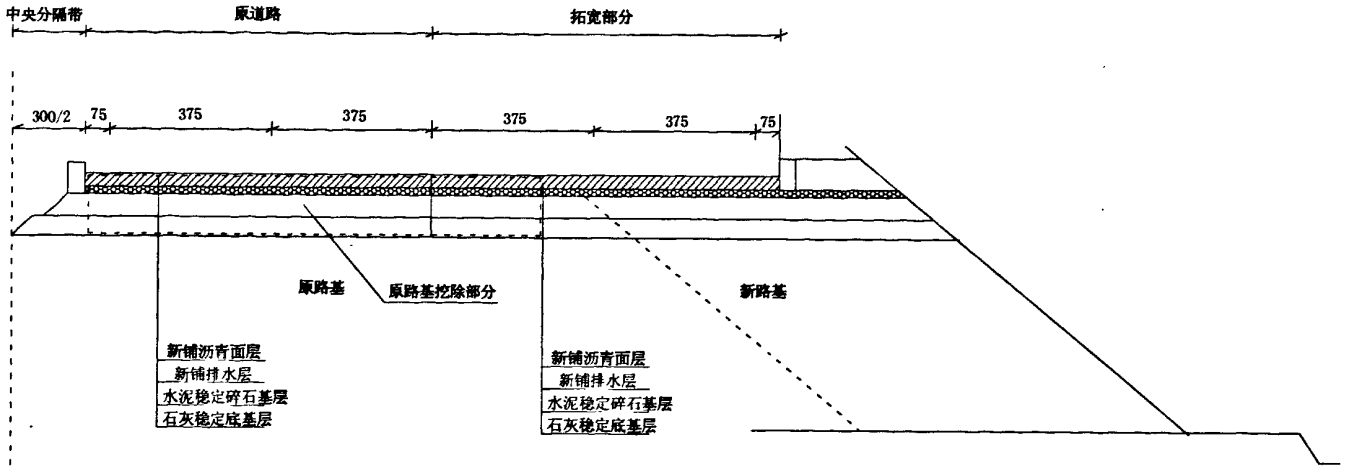


图 7-24 承载力较弱时许溧段道路横断面大样图

由于该方案与新建道路布设排水设相同，排水效果好。

7.4 本章小结

1、路基碎石排水层对阻隔地下水有一定的作用，但当只在半幅路基布设碎石排水基层时，其阻隔作用并不明显，由数值模拟的结果可以看出，路基碎石排水层的主要作用是降低路基边坡附近的含水量，提高路基边坡的稳定性，其排除路基内部水分的作用和阻隔毛细水上升的作用在该工程中不明显。

2、路基边沟下的碎石截水沟和路基碎石排水层共同作用，能在一定程度上阻止路基两侧积水进入路基。

结论与展望

一、 主要结论

本文通过对道路各种排水设施的研究,确定了适合郑漯高速公路改扩建工程的排水方案,并通过数值模拟验证了方案的可行性。主要研究结论如下:

1、在保留原有中央分隔带不动的前提下,锯槽防渗墙能有效的阻止中央分隔带下渗水渗透到路面结构下的路基,起到降低路基含水量的作用,尤其在距离路基顶面较近的范围内,效果更为明显;碎石排水墙同样能够起到阻止中央分隔带下渗水的作用,但由于其能将下渗水排出路基范围,因此碎石排水墙的排水效果更优。

2、原有道路承载力良好时采用新旧路统一加铺排水基层的排水效果最好,但投资较大;在新旧路拼接处设置碎石渗沟能够在一定程度上排除旧路基原有的水分,尤其能够排除由于新旧路拼接不良的下渗水,排水效果较好;在新旧路拼接处设置碎石盲沟、在扩宽部分设置砂砾垫层能有效阻隔下渗地下毛细水上升到新建部分的基层,使基层破坏,并能在一定程度上排除老路基原有的水分,当地下水位较高时推荐采用。

3、原有道路承载力较差时,将原有破坏严重的道路结构挖除与新建部分统一加铺路面结构和对原有道路做补强处理再统一加铺路面结构的排水效果相同,挖出方案适合于破坏严重且路基含水量较大的情况,新建方案更适合路基整体性好,且含水量较低的情况。对通过碎石排水桩降低原有路基含水量的方案不推荐采用。

4、通过对排水基层排水效果的数值模拟发现,排水基层能够在较短时间内排除由于路面开裂、路面孔隙等原因下渗到道路结构内部的水分,保证路基的干燥稳定,同时设置大孔隙沥青稳定碎石能够减少半刚性基层的反射裂缝,因此推荐采用该结构。

5、利用 DRIP 软件对影响排水基层厚度的因素进行了分析,得到了排水基层厚度与合成纵坡、渗流长度、降雨入渗率和排水基层渗透系数的关系;同时对影响排水基层排水时间的因素进行了分析,得到了排水基层排水时间与合成纵坡、渗流长度、排水基层渗透系数、排水基层厚度的关系,并对不同方案中的排水基层进行了设计。

6、对原道路排水设施进行分析发现,原道路超高段采用中央分隔带预留过水槽的方法排除外侧半幅路基的降水,这种排水方法易使内侧半幅路面表面积水,威胁内侧行驶车辆的行车安全,建议采用在超高段采用本文提出的中央分隔带外侧边沟结合集水井

的方案；原道路采用的拦水缘石布设方法易在路面两边积水，使路面长期浸泡在水中发生破坏并影响行车安全，为避免以上现象的发生，建议采用将路缘石设于边坡上的方法。

7、路基碎石排水层对阻隔地下水有一定的作用，但当在半幅路基布设碎石排水基层时，其阻隔作用并不明显，由数值模拟的结果可知，路基碎石排水层的主要作用是降低路基边坡附近的含水量，提高路基边坡的稳定性，其对排除路基内部水分的作用和阻隔毛细水上升的作用不明显。

8、路基边沟下碎石截水沟和路基碎石排水层二者共同作用，能在一定程度上阻止路基两侧积水进入路基内部，尤其对路基边坡稳定性的提高有益，因此建议在路基两侧有积水的情况下采用该排水设施。

二、 进一步研究建议

在改扩建过程中合理的布设排水设施，改善原有道路排水不良的状况，提高道路的排水能力，对维持道路使用性能、延长道路使用寿命是非常必要的。对于道路改扩建排水系统的研究，个人认为应从以下几方面进行：

1、借鉴国外道路排水设施管理系统，建立适合我国国情的评估道路排水能力的方法，并针对各种评估结果提出排水设施的改建建议。

2、建立道路改扩建排水设施改建的规范，使道路改扩建排水设施的布设方法系统化。

3、分析各种排水设施对道路含水量的影响范围和影响幅度，建立二者之间的关系，从而利于分析路基水损害的发生的原因，为排水设施设计、维护、改造提过方便。

参考文献

- [1] 于凤河等.道路改扩建工程设计与施工技术[M].北京:人民交通出版社,2004
- [2] 赫磊.路基碎石排水层在高速公路改扩建工程中的应用研究[D].长安大学,2009
- [3] 李家春.黄土山区高等级公路排水技术研究[D].长安大学,2000
- [4] Marie-Odile Cavaillès, Yasmina Boussafir. Road drainage Technical guide[S], FHWA, 2006
- [5] Matthew A. Mabey, Paul R. Wirfs. Drainage Facility Management System[R], FHWA, 2009
- [6] 姚祖康.公路排水设计规范 JTJ018-97.北京:人民交通出版社,1997
- [7] 姚祖康.公路排水设计手册[M].北京:人民交通出版社,2001
- [8] 辽宁省交通勘察设计院.沈大高速公路改扩建工程关键技术[R].南京:2006
- [9] Mathis D.M. Permeable base design and construction proceedings[C]. 4th International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation. Purdue University, 1989
- [10] 郑木莲.多孔混凝土排水基层研究[D].长安大学,2004
- [11] Caleb N. Arika, Dario J. Canelon, John L. Nieber. Subsurface Drainage Manual for Pavements in Minnesota[M], University of Minnesota, 2009
- [12] 姚祖康,谢洪斌.沥青稳定碎石排水基层设计[C].上海市公路学会第四届年会学术论文集,1999
- [13] 姚祖康,谢洪斌.沥青稳定碎石排水基层材料的透水能力[J].中国公路学报,2000
- [14] 姚祖康,谢洪斌.沥青稳定碎石排水基层材料的抗压回弹模量[J].公路交通科技,2001
- [15] 郑木莲,王秉纲等.路面内部排水系统研究[J].西安建筑科技大学学报,2007
- [16] 诸永宁.排水性沥青路面排水性能研究与排水设施的设计[D].东南大学,2004
- [17] 吴东强.高等级公路沥青路面结构内部排水系统设计与应用研究[D].湖南大学,2007
- [18] 刘明.路面结构排水特性的非饱和渗流数值模拟与分析[D].湖南大学,2007
- [19] Ariza P and B Birgisson. Evaluation of Water Flow through Pavement Systems[R]. Civil

and Coastal Engineering Department, University of Florida, 2002

[20] Rabab'ah, Samer R , Liang, Robert Y. Parametric Study of Subsurface Drainage System of Asphalt Pavement[R]. Washington DC, 2007

[21] Rabab'ah, Samer, Liang, Robert Y. Finite element modeling of field performance of permeable bases under asphalt pavement[R]. University of Akron, 2007

[22] Mahboub, K. C, Liu, Y., Allen, D. L. Evaluation and Analysis of Highway Pavement Drainage[R]. Univ. of Kentucky, 2003

[23] Mahboub, K.C, Liu, Y, Allen, D.L. Asphalt overlay and subsurface drainage of broken and seated concrete pavement[R]. Univ. of Kentucky, 2005

[24] 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[J].岩土力学, 1999

[25] 赵江.路基路面在降雨条件下渗流分析及边坡稳定性研究[D].昆明理工大学, 2005

[26] 何要超. 路面结构在降雨条件下的非饱和渗流分析及排水性能评估[D]. 中南大学, 2009

[27] 苑莲菊, 李振栓, 武胜忠.工程渗流力学及应用[M].北京: 中国建材工业出版社, 2001

[28] 朱文彬. 降雨条件下土体滑坡的有限元数值分析[J].岩石力学与工程学报, 2002

[29] Van Genuchten.A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils[J].Soil Science Society of America Journal, 1980

[30] Fredlund DG, AQ Xing.Equation for the soil-water characteristic curve[J].Canadian Geotechnical Journal, 1994

[31] 徐绍辉, 张佳宝, 刘建立. 表征土壤水分持留曲线的几种模型的适应性研究[J].土壤学报, 2002

[32] Ridgeway. Infiltration of water through the Pavement surface. TRR, 1976

[33] AASHTO. AASHTO Guide for Design of Pavement Structures[S]. Washington, D.C.: AASHTO, 1993

[34] Vaughan Voller. Designing Pavement Drainage Systems: The Mndrain Software. University of Minnesota, 2003

[35] 三木五三郎著, 陈世杰译.日本土工试验法[M].北京: 中国铁道出版社, 1985

致 谢

时光如逝，岁月如梭，转眼间三年的研究生生活已接近尾声，三年的研究生生活使我受益匪浅，这与各位老师的教导和同学的帮助是分不开的，在此，我对他们表示衷心的感谢。

在研究生学习阶段我最想感谢的是我的导师郝培文教授，论文的顺利完成离不开郝老师的悉心指导。在这三年的学习生活中，郝老师在学术上对我们严格要求、悉心指导，在做人处事上也同样给予我们指导和帮助，为我们将来能在社会上立足打下坚实的基础。郝老师无私奉献的敬业精神令人钦佩，在此我向您表示我诚挚的谢意。最后我想对老师说：“我不是您最出色的学生，您却是最敬佩的老师”老师您辛苦了！

感谢我远在家乡的父母和亲戚们，他们是最坚实的后盾。无论我遇到什么困难，他们总是给予我无私的帮助，在此，我表示的深深感谢，感谢家人对我多年来的养育之恩，感谢长期以来对我的支持和鼓励，祝愿他们身体健康，工作顺利，谢谢你们！

感谢在这三年中和我一起生活和学习的同学们，尤其是和我一级的十二个同门兄弟姐妹，正是有了你们才使我研究生的生活更加丰富多彩，在此希望你们在今后的生活中能够一帆风顺，实现自己的理想抱负，谢谢你们！

最后，向所有关心和帮助过我的人们致以衷心的感谢！