

低功耗公路检测无人机系统设计与应用研究

陆宇

(广西新发展交通集团有限公司,广西 南宁 530029)

摘要: 文章提出了一种低功耗无人机公路巡检系统,重点优化了系统的能耗管理策略。通过集成环境复杂度评估与帧率自适应调整算法,可根据巡检环境动态调整感知精度与计算负荷有效降低系统能耗。应用结果表明,相较现有无人机系统,该系统功耗降低约6%,续航时间显著延长,提升了无人机在公路巡检中的效率。

关键词: 无人机;低空经济;公路巡检;低功耗

中图分类号: U495 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wocst.2025.05.001

文章编号: 1673-4874(2025)05-0001-04

0 引言

随着高速公路网络的快速扩张和交通流量的持续增长,高效、精准的公路巡检与维护成为保障公路安全与运营效率的关键任务。传统人工巡检方式存在成本高、效率低、周期长、精度不足等问题^[1],难以应对复杂路网的巡检需求。近年来,低空经济的蓬勃发展为公路检测领域带来了新的机遇。无人机作为低空经济的重要组成部分,凭借其灵活性强、覆盖范围广、成本低廉等优势^[2],发挥着重要作用,“5G+无人机”方案在高速公路巡检工作中日渐体现出其便利性和应用价值^[3]。同时,无人机技术已经在环境监测领域崭露头角,并迅速成为一项重要的工具,革新了传统监测方法^[4]。此外,无人机用于高速公路监控有低成本、高安全性、体积小、噪声低、不干扰驾驶员的特点,且不占用道路资源^[5]。

然而,现有无人机巡检系统在实际应用中仍面临诸多挑战,尤其是功耗高、续航时间短的问题,严重限制了其在公路检测中的推广。这一问题与低空经济追求的高效、经济、可持续发展理念相悖,成为制约无人机在公路检测领域广泛应用的主要瓶颈。因此,开发低功耗无人机系统,优化其能耗管理策略,成为当前研究的重点方向。

无人机系统的能耗主要由计算能耗与飞行能耗构成。现有研究多集中于飞行能耗的优化。朱江等^[6]中针对无人机数据采集中的动态干扰问题,提出一种无人机飞行轨迹实时优化方案,在采集距离有限的情况下,通过优化无人机飞行轨迹,使无人机在有限任务时间内的能耗最小。但对于公路巡检常用的微型无人机而言,受限于尺寸、载荷及功率,飞行能耗的优化空间有限。同时,为满足巡检精度要求,微型无人机通常需集成复杂的信号处理算法,导致计算能耗与飞行能耗相当^[7]。因此,优化计算能耗成为降低系统整体能耗的关键。然而,当前计算能耗优化面临两大挑战:(1)直接降低算法能耗可能导致无人机无法动态调整感知精度与响应速度,难以适应复杂多变的公路环境;(2)单纯减少计算负荷可能影响无人机对环境的精确感知,无法满足巡检需求。

针对上述问题,本研究构建了一种低功耗公路监测

无人机系统。该系统通过集成环境复杂度评估模型与帧率自适应调整算法,实现了感知阶段能耗的动态优化。具体而言,就是利用无人机视觉传感器获取的环境信息,实时评估环境复杂度,并通过查表构建动态调整帧率,在保证巡检精度的前提下显著降低计算能耗,延长续航时间,提升巡检效率。

1 系统总体设计

1.1 系统框架

低功耗公路检测无人机系统主要由集成平台基础、环境复杂度评估、环境复杂度的帧率自适应调整和多平台协同探索任务验证四部分组成。在设计上,采用模块化独立开发与深度集成相结合的方法,系统总体架构及模块间协同关系如图1所示。整个系统基于机器人操作系统(ROS)构建,以轻量化硬件平台为核心载体,通过多传感器融合与智能算法协同,实现公路检测任务的高效执行。

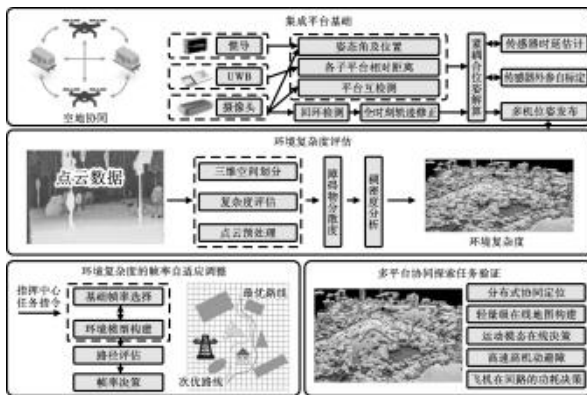


图1 低功耗公路检测无人机系统总体架构图

如图1所示,系统的硬件主体由集成化无人机平台构成,包含低功耗处理器、激光雷达、摄像头及通信模块,确保数据采集与传输的稳定性;软件层通过ROS实现任务调度、资源分配与多设备协同。在功能实现中,需完成硬件选型与算法开发、软硬件联调与能耗优化场景适配与飞行验证三个关键步骤,最终目标是通过动态资源管

作者简介: 陆宇(1989—),工程师,主要从事高速公路运营管理、智能交通方面的研究工作。

理与协同控制,保障无人机在复杂公路环境中实现低功耗、平稳且快速飞行,同时满足高精度检测需求。

1.1.1 集成平台基础

作为系统的硬件与软件核心架构,集成平台基础承担着支撑无人机稳定运行的关键角色。该模块通过高度集成化设计同时基于 ROS 构建标准化数据接口与任务调度框架。能源管理方面采用动态电源分配技术,实时优化感知计算效率。其核心作用是减少计算系统冗余能耗,为上层算法提供统一的控制平台。

1.1.2 环境复杂度评估

作为飞行决策的前置分析模块,环境复杂度评估通过实时量化飞行环境的复杂程度,为后续任务规划提供数据支持。该模块利用激光雷达采集三维点云数据,构建高精度地形模型。结合障碍物密度、地形起伏度等参数,将环境划分为低、中、高三级复杂度。其核心价值在于为帧率调整与路径规划提供量化依据,避免因环境突变导致的能耗激增或飞行失控,从而提升系统的适应性与安全性。

1.1.3 环境复杂度的帧率自适应调整

作为动态资源分配的核心模块,帧率自适应调整通过灵活控制传感器与算力资源,实现检测精度与能耗效率的平衡。在低复杂度环境中,该模块主动降低计算频率,同时通过优先级算法将算力集中分配给避障等关键任务,次要任务则采用轻量化计算。这一策略使无人机在复杂场景中保持高精度检测能力,在简单场景中显著降低功耗,整体续航时间提升 $>30\%$,有效解决了公路长距离检测中的能源瓶颈问题。

1.1.4 多平台协同探索任务验证

作为系统功能闭环的验证模块,其采用多平台协同探索通过空地协同与任务优化,确保多设备联合作业的可靠性与高效性。其核心作用在于验证系统在真实场景中的协同效能,例如将100 km公路检测时间压缩至2 h,同时通过冗余设计保障任务连续性,为大规模公路巡检提供可落地的验证方法。

1.2 基于点云稠密度分析的感知模块

如图2所示,本系统使用的算法框架主要包括环境复杂度评估和帧率自适应调整两个部分。



图2 基于点云稠密度分析的微型无人机低功耗感知算法框架图

1.2.1 环境复杂度评估

环境复杂度评估模块的核心作用在于对无人机所处的环境进行全面、准确的评估,以便根据实际环境条件进行优化调整,从而提升飞行效率、延长续航时间并确保任务完成的精度与安全性。

1.2.2 帧率自适应调整

帧率自适应调整模块利用环境复杂度评估提供的信息,动态生成优化后的感知计算策略。这一过程涉及基础帧率的选择、环境模型的生成,以及通过综合考虑环境复杂度、任务需求、系统能耗等因素,对传感器点云数据的处理帧率进行自适应调整。

1.3 基于空间划分的环境复杂度评估模块设计

如图3所示,基于空间划分的环境复杂度评估算法由点云预处理模块、三维空间划分模块、环境复杂度评估模块组成。

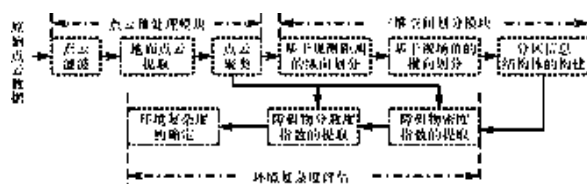


图3 基于空间划分的微型无人机低功耗感知算法框架图

1.3.1 点云预处理算法模块

为提升系统处理效率,本文采用两级点云预处理方案:基于改进 RANSAC 算法实现地面点云提取,通过参数自适应优化确保算法适应性;随后设计轻量级聚类算法,通过障碍物结构体动态更新机制实现高效障碍物识别,为后续环境评估提供高质量数据基础。

1.3.2 三维空间划分模块

为提升环境感知效率,系统采用九宫格空间划分策略:基于相机视场角(水平 X 轴)和观测距离(纵深 Z 轴)将三维空间划分为 3×3 分区。每个分区通过结构体 R 记录空间范围和权重系数,并采用航优先的二维数组进行内存优化存储,如图4所示。

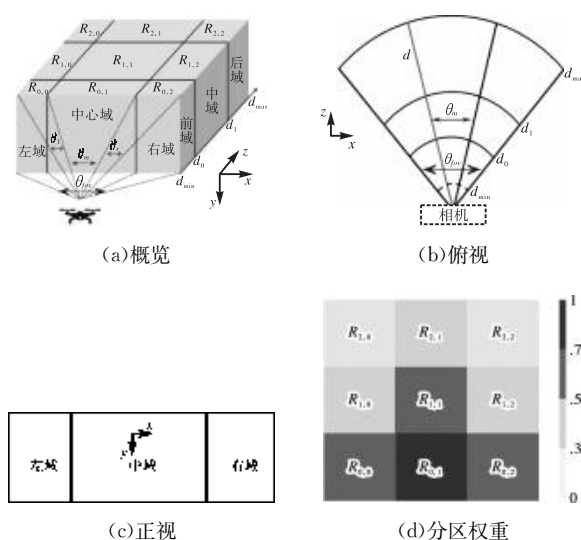


图4 基于相机观测距离和视场角的空间划分方法示意图

1.3.3 环境复杂度评估

环境复杂度评估采用双指标融合策略:通过障碍物

密度指数(ODI)量化空间占用率,结合障碍物分散度指数(OSI)评估分布特征。具体实现中:

ODI 计算:基于九宫格空间划分,加权统计各分区障碍物分布密度,经归一化处理后输出 0~1 标准化值。

OSI 计算:通过动态距离阈值分析障碍物集群特征,提取最大离散距离作为分布评估依据。

1.4 基于环境复杂度的帧率自适应调整模块

基于环境复杂度的帧率自适应调整算法框架如图 5 所示。该框架主要由基础帧率选择、环境模型构建、路径评估以及帧率决策四个模块构成。

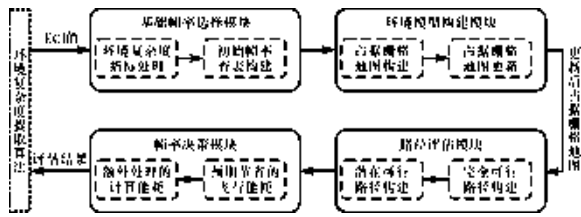


图 5 基于环境复杂度的帧率自适应调整算法框架图

1.4.1 基础帧率选择

无人机在起飞、加速或遭遇不稳定飞行条件时,机身抖动会导致环境复杂度指标产生较大波动,进而影响感知系统的准确性以及任务的执行效果。为此,本文采用滑动窗口均值滤波处理环境复杂度指标,结合密度指数查找表机制,不仅有效地抑制了无人机抖动引起的测量波动,还缩短了帧率调整响应时间。

1.4.2 环境模型构建

传统方法在构建占据栅格地图时主要依赖于传感器的观测数据,并使用贝叶斯滤波算法调整栅格的占据状态,从而确保地图的实时性和准确性。

不过,对于未知状态栅格的处理仍然需要进一步的讨论。例如,其通常将占用和未知状态的栅格视为不可通行区域,这种简化处理方式虽然直观,但忽视了未知状态栅格中可能蕴含的信息。实际上,未知状态的栅格并不直接等同于障碍物,而是在当前传感器观测数据受限的情况下,暂时无法确定其明确状态的栅格。因此,简单地将这些未知状态的栅格排除在可行域之外,其实是限制了算法在寻找路径时的探索空间,可能导致错过潜在的可行路径。

为了解决上述问题,本文创新性地提出“实态”和“虚态”栅格分类模型。实态栅格指的是那些通过后续多帧点云数据的更新,有可能转变为自由状态的栅格。相反,虚态栅格则是指那些持续被占用的障碍物区域。同时,对于未知状态栅格的更新过程,须关注那些从未知状态到自由状态转变的栅格,并将这种转变称为“修复”。修复对于路径规划算法至关重要,因为其意味着相应区域被确认为无障碍物的可通行区域。而“未修复”则与此相反,表示该栅格仍未能被识别为可通行区域。为了描述这一过程,建立了以下观测模型:

$$P(Y(g)=r)=\begin{cases} a & \text{if } S(g)=s \\ 0 & \text{if } S(g)=\bar{s} \end{cases} \quad (1)$$

$$P(Y(g)=\bar{r})=\begin{cases} (1-a) & \text{if } S(g)=s \\ 1 & \text{if } S(g)=\bar{s} \end{cases}$$

式中: $S(g)$ ——栅格的状态;

s 和 \bar{s} ——分别表示实态和虚态;

$Y(g)$ ——栅格状态更新后的观测结果;

r 和 \bar{r} ——分别表示修复和未修复;

a ——在给定栅格为实态的条件下,该栅格能被修复的概率。

该观测模型描述了根据点云数据帧对占据栅格地图中的未知状态栅格进行更新的过程。

对于当前点云数据帧中包含具体信息的栅格,直接更新其被占据的概率。而对于当前点云数据帧中未能更新的栅格,则使用贝叶斯滤波算法,依据其过往占据概率进行更新:

$$p(g)=P(S(g)=s|Y(g)=\bar{r},\bar{r},\dots,\bar{r}) \quad (2)$$

1.4.3 路径评估

该模块计算完全可行路径和潜在可行路径,并计算这些路径的栅格数量以进行排序,作为路径筛选条件。

1.4.4 帧率决策

采用计算-飞行能耗博弈模型,当额外处理引入的计算能耗大于飞行路径优化所节省的能耗时终止。

2 系统仿真与应用

2.1 系统仿真

为了验证系统的工程适用性,本文搭建了硬件在环(HIL)仿真测试平台(图 6)。硬件在环仿真技术能够在真实硬件和仿真环境之间搭建桥梁,使算法开发和测试过程更加高效、安全的同时大幅降低试验成本。此外,该方法还能探索并生成多条由自由状态和未知状态栅格混合组成的潜在可行路径。为了直观地展示该算法在路径探索空间扩展方面的效果,图 6 中给出了算法在迷宫环境和障碍物环境中的运行过程示意图。

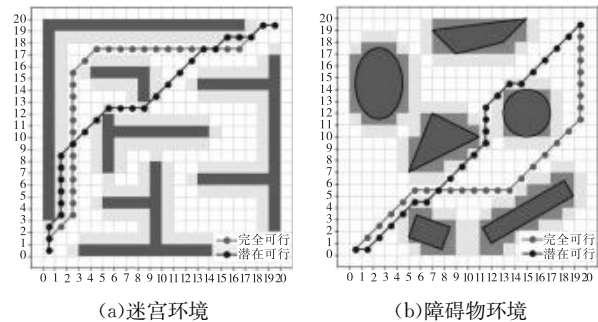


图 6 不同环境下潜在可行路径提取算法运行示意图

2.2 系统应用

为了验证系统的有效性,本文提出的低功耗巡检无人机系统选取广西部分高速公路进行了实地安装运行。根据实地运行测试,巡检文件主要性能如表 1 所示。

(下转第 14 页)

广西湿热环境下的钢渣沥青路面性能研究

吕新潮^{1,2}, 农康¹, 钟诚^{1,2}, 黄荟霖³

(1. 广西交投集团有限公司, 广西 南宁 530007; 2. 广西道路结构与材料重点实验室, 广西 南宁 530007; 3. 崇左市交通工程质量监督站, 广西 崇左 532200)

摘要: 文章以广西湿热环境为背景, 对钢渣替代石灰石粗集料的沥青混凝土路面开展路用性能研究。通过原材料试验、混合料配合比设计、混合料试验, 结合实体工程试验段路用性能试验, 对比分析石灰石沥青路面和钢渣沥青路面的抗滑、耐磨、抗车辙和抗水损性能。结果表明: 钢渣集料表观密度与力学性能显著优于石灰石, 其作为粗集料成型的钢渣沥青混合料的残留稳定度、冻融劈裂强度比及动稳定度均优于石灰石沥青混合料; 钢渣沥青路面试验段的抗滑性能显著高于石灰石路面, 1 年跟踪数据显示钢渣沥青路面抗滑摆值衰减速率慢于石灰石路面, 其棱角磨损和细料流失程度也低于石灰石沥青路面, 且钢渣沥青路面抗滑性能更持久。研究表明钢渣沥青混凝土具有更优的抗车辙性、抗滑性和长期抗滑性, 在湿热环境下, 可作为广西湿热环境下沥青路面高性能表面层的解决方案之一。

关键词: 钢渣; 湿热环境; 长期抗滑性; 耐磨性能

中图分类号: U416.217 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.002

文章编号: 1673-4874(2025)05-0004-04

0 引言

截至 2023 年底, 全国公路通车总里程为 543.68 × 10⁴ km, 比上年增加 8.2 × 10⁴ km, 高速公路里程 18.36 × 10⁴ km, 比上年增加 6 300 km。2024 年, 我国全年完成公路建设固定资产投资 2.577 万亿元, 繁重的建养任务需要消耗大量的天然矿质原材料。同时, 全国普遍对天然集料开采限制越来越严, 沥青混凝土制备所需要的粗、细集料(包括砂、矿粉等)日益紧缺, 价格也越来越高。广西国省干线公路绝大多数采用石灰石, 石灰石耐磨性较差, 在重载交通道路路面抗滑性能严重不足^[1]。而钢渣是炼钢过程产生的一种工业副产品, 其产量约占粗钢产量的 10%~15%^[2], 是我国产量最大的固体废弃物之一。目前我国钢渣综合利用率 ≤ 30%, 累计堆存的钢渣已 > 10 × 10⁸ t, 且每年仍以约 1 × 10⁸ t 的增量递增。钢渣具有优良的耐磨性能, 钢渣作为集料在路面磨耗层中有极大的应用潜力^[3]。

目前针对钢渣集料大量研究集中于钢渣沥青混合料的力学特性、功能特性、体积安定性方面。Ahmedzade 等^[4]在研究了钢渣骨料对沥青混合料的各项试验指标的影响之后, 发现钢渣沥青混合料的力学性能要优于普通沥青混合料。Ibrahim 等^[5]分别评价了钢渣替代 0、25%、50%、75% 和 100% 的石灰石粗骨料后沥青混合料性能指标的变化, 推荐钢渣对粗骨料的替代率为 25%。陈宗武^[6]分析了钢渣的陈化机理, 探究了陈化钢渣沥青混合料的体积稳定性和路用性能。叶勇等^[7]指出钢渣拥有比天然集料更为优异的力学强度、耐磨耗和棱角性, 且与沥青较好的黏附性能提升钢渣沥青混合料的水稳定性能。针对沥青路面服役期间的水损害和疲劳开裂问题, 申爱琴等^[8]对钢渣沥青混合料的体积参数、水稳定性、疲劳性能、抗滑性能进行了系统研究, 发现上述性能指标均满足常规

热拌沥青混合料的性能标准。

目前, 钢渣集料沥青路面在北方产钢大省中已有小规模应用, 而在南方湿热地区应用相对较少, 研究多集中在钢渣集料及沥青混合料的功能特性方面, 在广西湿热地区规模化应用尚缺乏较长时间的路面性能观测数据支持。本文针对广西湿热地区普通国省干线公路, 对比分析了钢渣沥青混合料和石灰石沥青混合料的各项性能指标; 选择重载交通环境路段, 铺筑了钢渣沥青路面及石灰石沥青路面观测试验段; 对试验段路用性能进行检测对比, 评估其在湿热环境下应用状况; 根据抗滑性能组成, 选择宏观构造及微观纹理变化速率指标开展较长时间的湿热重载地区路面抗滑耐磨性能观测研究, 为钢渣在湿热地区大规模应用提供数据支撑。

1 原材料

1.1 沥青

采用 70[#] A 级道路石油沥青进行室内试验及观测路段铺筑, 沥青指标如表 1 所示。

表 1 沥青性能指标表

试验项目	单位	试验结果	技术要求
针入度(25℃, 100 g, 5 s)	0.1 mm	64	60~80
软化点(环球法)	℃	48.0	≥46
延度(15℃, 5 cm/min)	cm	>100	≥100
相对密度(25℃)	—	1.035	实测记录

所用沥青符合规范要求。

1.2 集料

室内试验及试验路段细集料采用石灰石, 粗集料采用石灰石、钢渣, 其密度指标如表 2 所示。

由表 2 可知, 钢渣密度普遍大于石灰石和辉绿岩, 其平均表观密度约为石灰石的 1.26 倍, 辉绿岩的 1.14 倍,

基金项目: 广西科技计划项目“湿热环境下‘抗滑-延寿’功能一体化钢渣超薄冷拌罩面技术研究”(编号: 桂科 AB25069402)

第一作者简介: 吕新潮(1993—), 硕士, 工程师, 主要从事公路工程研究工作。

平均毛体积密度约为石灰石的 1.22 倍,辉绿岩的 1.10 倍;钢渣吸水率大于辉绿岩和石灰石,平均吸水率为 1.4%,因此在进行混合料设计及施工进料时,应注意密度差导致的级配差异和油石比差异。

表 2 不同岩性集料密度及吸水率测试结果表			
集料规格	表观密度/ (g·cm ⁻³)	毛体积密度/ (g·cm ⁻³)	吸水率/%
10~20 mm 钢渣	3.451	3.300	1.33
5~10 mm 钢渣	3.462	3.295	1.46
10~20 mm 辉绿岩	3.032	3.007	0.28
5~10 mm 辉绿岩	3.011	2.966	0.51
10~20 mm 石灰石	2.728	2.703	0.27
5~10 mm 石灰石	2.722	2.689	0.32
机制砂	2.735	2.686	—
矿粉	2.713	—	—

1.3 粗集料性能指标比较

室内试验及观测试验路段采用的石灰石、钢渣粗集料技术指标如表 3 所示,同时对比检测辉绿岩技术指标。

表 3 技术指标对照表					
指标	单位	钢渣	辉绿岩	石灰石	技术要求
石料压碎值	%	9.1	13.5	22.2	<26
洛杉矶磨耗损失	%	11.3	13.1	25.6	<28
磨光值	—	44	44	42	>42
对沥青的黏附性	级	5 级	5 级	5 级	>4 级
浸水膨胀率	%	1.5	—	—	<1.8%
游离氧化钙		1.78	—	—	<3%

由表 3 可知,粗集料技术指标均满足规范要求;钢渣的压碎值、磨耗值均远优于石灰石和辉绿岩;磨光值与辉绿岩一致,优于石灰石。所采用钢渣的浸水膨胀率和游离氧化钙等指标均符合规范要求,体积安定性较好。

2 配合比设计

2.1 石灰石沥青混合料配合比

粗集料采用石灰石,按广西国省干线公路常用的 AC-16 沥青混合料类型开展配合比设计并检测其体积指标,结果如表 4、表 5 所示。

表 4 石灰石 AC-16 沥青混合料配合比设计结果表												
项目	下列筛孔/mm 的通过率/%											
	19.0	16.0	13.2	9.5	4.75	2.36	1.18	0.6	0.3	0.15	0.075	
合成级配												
10~20 mm : 5~10 mm : 0~5 mm : 矿粉 (32 : 24 : 42 : 2)	100	93.5	84.7	68.4	44.9	37.3	22.3	15.1	9.8	7.2	6.1	

表 5 石灰石 AC-16 沥青混合料体积指标表						
级配方案	油石比/%	最大理论 相对密度	毛体积 相对密度	空隙率 VV/%	间隙率 VMA/%	沥青 饱和度 VFA/%
石灰石 AC-16	4.5	2.530	2.422	4.3	13.8	69.1
技术要求	—	—	—	3~6	≥13.4	65~75

由表 5 可知,设计的配合比满足相关规范的要求。

2.2 基于体积法的钢渣沥青混合料配合比设计

我国主要的级配设计方案均将不同种类的集料都看作密度相接近的颗粒,按照质量比来设计颗粒级配组成,但如果两种集料之间的密度差别很大,此种方法会造成实际颗粒的体积占比组成与设计级配严重不符。因

此针对钢渣与普通集料密度相差较大的情况,需要对钢渣进行等体积换算,基于体积法开展混合料配合比设计,调整各档集料之间的质量组成比例。

粗集料全部采用钢渣,按体积占比开展钢渣 AC-16 沥青混合料配合比设计并检测其体积指标,结果如表 6 至表 8 所示。

由表 8 可知,设计的钢渣 AC-16 沥青混合料配合比满足相关规范的要求。

综上所述,钢渣 AC-16 沥青混合料毛体积密度是石灰石 AC-16 沥青混合料的 1.12 倍,两者油石比均为 4.5%,从实际单位体积所使用的沥青考虑,钢渣 AC-16 沥青混合料用油量高于石灰石 AC-16 沥青混合料。

表 6 钢渣 AC-16 沥青混合料体积配合比设计结果表												
项目	下列筛孔/mm 的通过率/%											
	19.0	16.0	13.2	9.5	4.75	2.36	1.18	0.6	0.3	0.15	0.075	
合成级配												
10~20 mm 钢渣 : 5~10 mm 钢渣 : 0~5 mm 石灰石 : 矿粉(体积比 32 : 24 : 42 : 2)	100	97.9	88.7	68.7	45.1	37.1	22.4	14.8	9.6	7.6	6.4	

表 7 换算后的质量配合比设计结果表												
项目	下列筛孔/mm 的通过率/%											
	19.0	16.0	13.2	9.5	4.75	2.36	1.18	0.6	0.3	0.15	0.075	
合成级配												
10~20 mm 钢渣 : 5~10 mm 钢渣 : 0~5 mm 石灰石 : 矿粉(质量比 35 : 26 : 37 : 2)	100	97.7	87.7	65.8	40.3	33.0	20.1	13.4	8.8	7.0	6.0	

表8 钢渣 AC-16 沥青混合料体积指标表

级配方案	油石比/%	最大理论相对密度	毛体积相对密度	空隙率 VV/%	间隙率 VMA/%	沥青饱和度 VFA/%
钢渣 AC-16	4.5	2.843	2.712	4.6	14.3	67.9
技术要求	—	—	—	3~6	≥14.1	65~75

表9 室内性能试验结果表

级配方案	马歇尔稳定度 MS/kN	残留稳定度 MS ₀ /%	冻融劈裂抗拉强度比/%	动稳定度 DS/(次·mm ⁻¹)	3 d 膨胀率/%	车辙板试件摆值	车辙板试件构造深度
钢渣 AC-16	15.31	91.3	85.1	2 656	0.4	78	1.26
石灰岩 AC-16	9.08	90.1	81.2	1 342	—	80	1.35
技术要求	≥5.0	≥85	≥75	≥1 000	<1.5	—	—

4 试验段路用性能检测

在广西钦州某普通省道公路养护工程项目中,铺筑了2 km钢渣 AC-16 沥青混凝土路面试验段,其余路段采用石灰石 AC-16 沥青混凝土路面。该路段现场统计大客车及货车日平均交通量达1 500辆左右,试验段范围内存在一河沙场,重载货车比例高,沙场附近路段路面长时间处于刹车滴水影响,试验段路面受重载及水等不利因素影响。

4.1 沥青混合料试验

施工现场取样成型试件,开展试验研究,结果如表10所示。

表10 实体检测结果表

级配类型	残留稳定度 MS ₀ /%	冻融劈裂抗拉强度比/%	动稳定度/(次·mm ⁻¹)
钢渣 AC-16	95.1	86.4	2 248
石灰石 AC-16	87.4	82.6	1 133
技术要求	≥85	≥75	≥1 000

由表10可知,钢渣 AC-16 沥青混合料残留稳定度、冻融劈裂抗拉强度比指标较石灰石 AC-16 沥青混合料有一定幅度提升,原因可能是钢渣集料碱性强于普通石灰石,与沥青结合更紧密,且钢渣 AC-16 沥青混合料的单位体积沥青用量高于石灰石 AC-16 沥青混合料,从而导致其抗水损能力强于普通石灰岩沥青路面。

钢渣 AC-16 沥青混合料动稳定度约为石灰石 AC-16 沥青混合料的2倍,高温稳定性能大幅度提升,究其原因可能是钢渣与普通集料相比颗粒形状更优,棱角性更分明,硬度更高,粗骨料间的相互嵌挤作用更强。

综上,试验段所用钢渣沥青混合料比石灰石沥青混合料具有更好的抗车辙、抗水损能力。

4.2 抗滑性能

试验段施工结束后10 d,对路面构造深度及抗滑摆值进行检测,结果如表11所示。

3 室内试验性能比较

按设计配合比分别成型室内试件,开展试验研究,结果如表9所示。

由表9可知:钢渣沥青混合料残留稳定度、冻融劈裂抗拉强度比指标较石灰石沥青混合料有一定幅度提升;钢渣沥青混合料动稳定度较石灰石沥青混合料有较大幅度提升。钢渣的室内车辙板摆值与石灰石无明显差异,石灰石车辙构造深度略大于钢渣。

表11 构造深度和抗滑摆值试验结果表

类型	钢渣沥青路面	石灰石沥青路面
构造深度/0.01 mm	0.98~1.11	1.14~1.20
摆值平均值/BPN	78.9	75.9

由表11可知,石灰石沥青路面表面整体构造深度大于钢渣沥青路面,主要原因是钢渣石料规格较石灰石偏小,导致钢渣路面初始构造深度不如石灰石路面,摆值平均值大于石灰石沥青路面。

试验段通车90 d后,对试验段进行横向力系数检测,试验结果如图1所示。

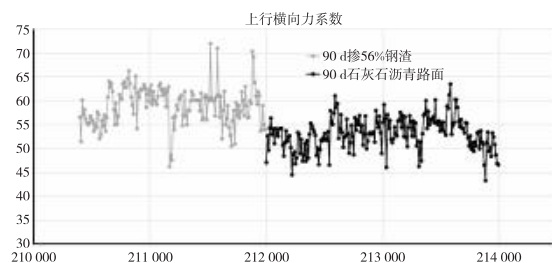


图1 横向力系数对比曲线图

钢渣路面横向力系数整体大于石灰石沥青路面,说明其抗滑性能优于石灰石沥青路面。

4.3 性能跟踪测试

试验段通车后,对抗滑摆值和构造深度进行了1年的跟踪观测,研究钢渣沥青路面的抗滑性能衰减情况。

4.3.1 摆值检测

分别在普通路面、钢渣路面通车10 d、30 d、80 d、310 d检测轮迹带上检测摆值,每次检测的位置均固定。结果如图2、图3所示。

由图2、图3可知,随着通车时间增加,钢渣路面及普通路面摆值均有一定程度下降,且下降速率越来越慢,趋于稳定。分析其可能原因:(1)通车初期,沥青砂浆膜覆盖粗集料表面,砂浆表面纹理丰富,所以摆值较大,之后,裹附在粗集料表面的砂浆被车轮磨耗殆尽,导致摆值下降幅度大;(2)考虑到石料表面由于微观构造下粗上细,微观纹

理越往下越难被磨损,因此摆值下降速率变小。

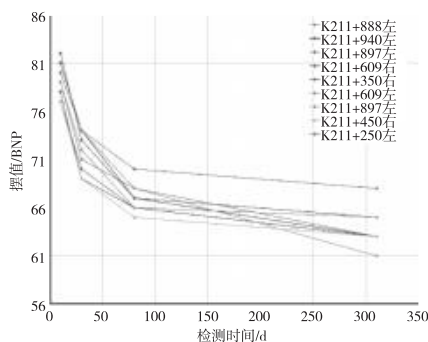


图2 钢渣沥青路面摆值检测结果曲线图

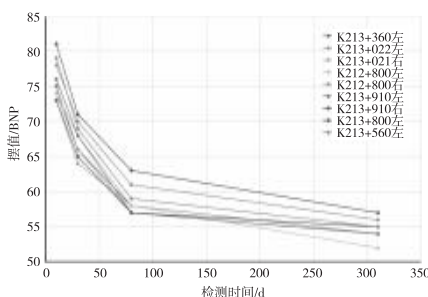


图3 普通路面对比摆值检测结果曲线图

钢渣沥青路面在通车后 10~30 d摆值平均衰减速率为0.34 BPN/d, 30~80 d为0.08 BPN/d, 80~310 d为0.0165 BPN/d;石灰石沥青路面 10~30 d摆值平均衰减速率为0.42 BPN/d, 30~80 d为0.16 BPN/d, 80~310 d为0.0179 BPN/d。可见,钢渣沥青路面抗滑摆值下降速度低于石灰石沥青路面。

综上所述,在1年的跟踪观测中,钢渣沥青路面抗滑性能均好于石灰石沥青路面,且衰减速度也显著低于石灰石沥青路面,表明钢渣沥青混合料的长期抗滑性能优良。

4.3.2 构造深度

分别在石灰石路面、钢渣路面通车 10 d、30 d、80 d、310 d检测轮迹带上检测构造深度,每次检测的位置均固定。结果如表 12 所示。

表 12 构造深度长期观察表 单位:0.01 mm

类型	钢渣沥青路面	石灰石沥青路面
10 d	0.98~1.11	1.14~1.20
30 d	0.81~0.86	0.88~0.94
80 d	0.78~0.82	0.82~0.87
310 d	0.95~1.04	0.72~1.24

由表 12 可知,钢渣沥青路面整体构造深度随着服役时间增加出现先减小后增大现象。对比路肩等位置表面,发现随着服役时间增加到 3 个月左右,路面表面粗集料间填充的细料被车轮带走,从而导致部分路面构造深度增加。因此,沥青路面构造深度变化受填充细料磨损导致

的增加量及粗集料棱角磨损导致的减少量综合影响。

钢渣沥青路面 310 d构造深度最小值>80 d构造深度最小值,说明因细集料被带走导致构造深度的增加量大于轮胎对粗集料构造的磨损量;而石灰石沥青路面 310 d构造深度的最小值<80 d构造深度最小值,说明细集料被轮胎带走导致的构造深度增加量小于轮胎对粗集料构造的磨损量。总体而言,钢渣沥青路面的耐磨性好于石灰石沥青路面。

此外,石灰石沥青路面细集料被带走量大于钢渣细集料被带走量,也侧面证明沥青胶浆对钢渣黏附性优于对石灰岩黏附性,有利于在湿热重载环境下,提升普通公路的抗水损性能。

5 结语

本文通过室内试验、现场试验和 1 年期跟踪检测,验证了在广西湿热环境下的钢渣沥青混凝土表面层性能的优越性,能够满足重载交通压力的要求。得出主要结论如下:

(1)钢渣集料的表观密度、力学性能(如压碎值、磨耗值)显著优于石灰石和辉绿岩。

(2)采用钢渣完全替代石灰石的沥青混合料在残留稳定度、冻融劈裂强度比及动稳定度等关键指标上表现更优,动稳定度提升 1 倍,抗车辙性能优异,钢渣沥青路面在湿热环境下适用性更好。

(3)较长期限的跟踪测试数据表明,钢渣沥青路面的集料棱角磨损和细集料流失速度更慢,抗滑性能更持久,在湿热环境和重载交通的双重不利因素下,钢渣沥青路面具有更好的安全性能。

参考文献

- [1]谢兼量,马健萍,李红杰,等.沥青混合料用粗集料磨光特性研究[J].公路工程,2023,48(5):161-166.
- [2]刘营,涂福运,李瑞娇,等.掺钢渣集料的沥青混合料路用性能试验研究[J].西部交通科技,2023(8):4-7.
- [3]崔培德.钢渣基沥青路面养护材料制备与性能研究[D].武汉:武汉理工大学,2022.
- [4]Ahmedzade P, Sengoz B. Evaluation of steel slag coarse aggregate in hot mix asphalt concrete[J]. Journal of Hazardous Materials, 2009(165):300-305.
- [5]Ibrahim A, Hisham Q, Faisal S. Use of steel slag aggregate in asphalt concrete mixes[J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 2007, 34(8):902-911.
- [6]陈宗武.钢渣理化特性及其沥青混凝土性能研究[D].武汉:武汉理工大学,2017.
- [7]叶勇,周新星,刘全涛.细集料对钢渣沥青混合料粘附性的影响研究[J].武汉理工大学学报(交通科学与工程版),2016,40(3):423-427.
- [8]申爱琴,喻沐阳,郭寅川,等.钢渣沥青混合料疲劳性能及改善机理[J].建筑材料学报,2018,21(2):327-334.

收稿日期:2025-01-22

甘蔗渣灰—石灰综合稳定软质黏性土物理及力学性能研究

张永魁,魏鹏飞,左绍祥,温振国

(广西交通设计集团有限公司,广西 南宁 530029)

摘 要: 针对软质黏土用于路基填筑时含水量大、难压实、荷载下易变形、稳定差等问题,文章研究利用二氧化硅含量高、碳含量低、比表面积大、资源丰富的甘蔗渣灰和传统路基土改良剂石灰对软质黏土进行综合稳定,通过界限含水率试验、稠度试验、击实试验和 CBR 试验对稳定效果进行对比验证。结果表明:掺 7.5% 甘蔗渣灰可使软质黏土的液限和塑性指数分别提高 28% 和 42%,掺 2.5% 石灰 + 7.5% 甘蔗渣灰可使液限提高 40%;2.5% 石灰 + 2.5% 甘蔗渣灰改良剂组合使软质黏土的可塑性大幅度降低,对稠度的改善效果最佳;5% 石灰 + 2.5% 甘蔗渣灰组合对路基承载力贡献最大, CBR 值可提高 69%。研究成果可为提高道路耐久性、节约成本、助力绿色交通建设提供可靠的试验基础。

关键词: 甘蔗渣灰;石灰;综合稳定;软质黏土;物理性能;力学性能

中图分类号: U414.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.003

文章编号: 1673-4874(2025)05-0008-04

0 引言

土是不同等级道路路基填筑的主要原材料之一,在公路建设中发挥了重要作用^[1]。由于地理位置原因,南方多雨潮湿,土质多为软质黏土,其存在含水量大、难压实、荷载下易变形、稳定性差等问题,易造成道路严重损坏和交通安全问题^[2]。

基于以上背景,对软质黏土进行改良一直是公路交通行业相关学者研究的热点^[3]。崔宏环等^[4]研发了一种土凝岩新型固化剂,主要用于改良路基黏土的干缩性能,研究过程中采用 IBM SPSS Statistics 和 MATLAB 等软件对数据进行回归分析,对比发现土凝岩新型固化剂对土干缩性能的贡献显著大于传统改良剂水泥,且有利于工业固废综合利用。牛德华等^[5]针对粉质黏土液限低和膨胀性强等缺点,采用石灰加固的方法进行改良,其试验报告显示,改良后塑性指数大幅降低,同时强度明显得到提升,综合确定最佳石灰掺量应处于 6%~8%。戴元晗^[6]以快速路实体工程为依托,验证得到软质黏土在水泥—聚丙烯纤维复合改良剂作用下抗压强度随干湿循环次数增加而不断降低,在 30 次干湿循环后减小量仅为 0.79 MPa,这是由于水泥与聚丙烯纤维在微观层面对黏土起到相互胶结作用,其认为应进一步考虑此复合改良剂在多影响因素下的作用效果。刘晓林^[7]设计了一种经济高效的软质黏土改良方案,即在 4% 传统固化剂水泥中加入 8% 超细矿粉形成复合固化剂,同时加入 1.8% 的活性因子氢氧化钙,研究报告中指出,超细矿粉水泥土的强度在反复冻融下前期降低幅度较大,而后期由于氧化钙的碳化作用稍有增长。张俊粉^[8]在此基础上发现,经“超细矿粉+水泥”复合改良后的黏土抗压强度随硫酸钠密度呈“减—增—减”的 S 形变化,当密度在 9 g/L 时强度

达到最高点。王建伟^[9]经市场调查发现常用的软黏土改良剂分别为液剂和粉剂两种状态,其对软黏土路基压实特性的作用效果不同,对比试验在降水前后天然土和固化土路基等 4 种实际工况模型下进行,得出液剂和粉剂改良剂对压实特性的影响存在显著不同。

据不完全统计,全球甘蔗产量在 2025 年将达到亿吨,这将导致大量甘蔗渣固体废弃物产生,若不妥善处理其将占用大量地面空间并污染严重。随着社会的发展,目前通常将甘蔗渣作为燃料进行固体废弃物利用,但是这种利用并不彻底,经过 700℃~900℃ 高温燃烧后的甘蔗渣仍将产生大量的甘蔗渣灰,对空间和环境不利,因此对甘蔗渣灰的再利用是必要的^[10-11]。

本研究基于甘蔗渣灰二氧化硅含量高、碳含量低、比表面积特别大、资源丰富等特性^[12],尝试将其与传统路基土改良剂石灰复合对软质黏土进行改良,以达到提高其物理及力学性能、缓解废弃物污染、降低工程成本等目的。此研究成果为提高道路耐久性、节约成本、助力绿色交通建设提供可靠的试验基础。

1 原材料及试样制备

1.1 原材料

本研究涉及的原材料包括软质黏土、熟石灰和甘蔗渣灰。软质黏土取自南方潮湿多雨地区某高速公路施工工地,其基本性质如表 1 所示。熟石灰由当地生产的生石灰熟化形成,经检测满足传统石灰改良剂的技术要求。甘蔗渣灰为工业制糖厂产生的甘蔗渣在 700℃ 燃烧炉内充分燃烧,再经 0.075 mm 土工筛除去未燃烧成分和大颗粒燃烧灰,得到符合本研究试验用甘蔗渣灰,其外观呈土红色,主要化学组成成分见表 2。

第一作者简介: 张永魁(1990—),工程师,主要研究从事道路工程设计工作。

表 1 软质黏土基本性能指标表

指标类型	单位	指标测试值
天然含水率	%	30.68
线缩率	%	21.55
塑限	%	37
液限	%	64
塑性指数	%	27
比表面积	m ² /kg	1 467
土壤比重	—	2.65

表 2 甘蔗渣灰主要化学组成成分表

项目	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	K ₂ O	CaO	MgO	P ₂ O ₅
成分占比/%	77.4	6.0	5.4	3.3	2.5	2.0	1.2

1.2 试样制备

(1)根据预设掺配比例将熟石灰、甘蔗渣灰以及两者复合物等添加到烘干土样中;(2)按照试验要求添加自来水并混合均匀,接着将制备好的土样放在密闭容器内闷料一昼夜,使水分充分润湿土样和改良剂;(3)按照规范要求的方法进行试验。经初步试验判定,总的改良剂掺配比例应>10%,本研究采用改良剂掺配比例及相对应土样代表符号见表 3。

表 3 土样中改良剂掺配比例及代表符号表

序号	代表符号	熟石灰掺量/%	甘蔗渣灰掺量/%
1	L ₀ S ₀	0	0
2	L ₃ S ₀	3	0
3	L ₅ S ₀	5	0
4	L ₇ S ₀	7	0
5	L ₀ S ₃	0	3
6	L ₀ S ₅	0	5
7	L ₀ S ₇	0	7
8	L ₃ S ₃	3	3
9	L ₅ S ₃	5	3
10	L ₇ S ₃	7	3
11	L ₃ S ₅	3	5
12	L ₃ S ₇	3	7

试验方法及评价指标:

本研究采用的试验方法包括界限含水率试验、稠度试验、击实试验、加州承载比(CBR)试验等,这些均属于工程常用土工试验方法,严格按照《公路土工试验规程》(JTG 3430—2020)进行试验操作。

2 试验结果与讨论

2.1 界限含水率试验结果

对改良前后的软质黏土进行界限含水率试验,土样液限、塑限、塑性指数试验结果与改良剂掺配比例的相关性分别如图 1 至图 3 所示。

由图 1 可知,未添加任何改良剂的软质黏土液限为 64.5%,且随着熟石灰掺量的增加而不断降低,添加 5%

熟石灰可使液限降低约 21%,而添加甘蔗渣灰可使液限显著增大。熟石灰-甘蔗渣灰复合改良后,无论两者比例如何,液限均明显降低,低液限土样更脆更易开裂,这说明复合改良后对土样性能起到负面作用,对比来看甘蔗渣灰对液限的影响更为显著。

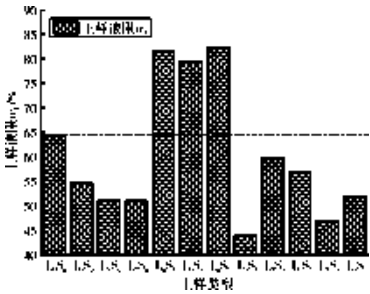


图 1 不同改良剂掺配比例土样液限 w_L 试验结果图

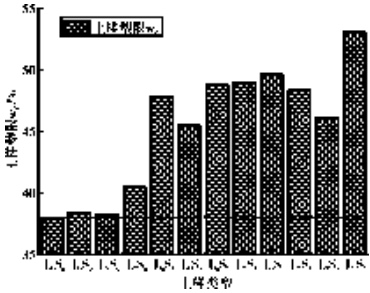


图 2 不同改良剂掺配比例土样塑限 w_P 试验结果图

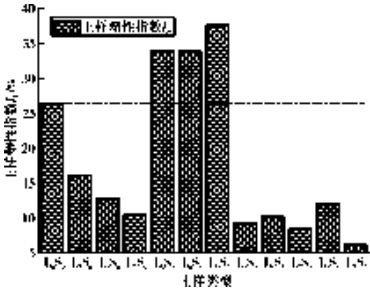


图 3 不同改良剂掺配比例土样塑性指数 I_P 试验结果图

由图 2 可知,单独添加熟石灰或甘蔗渣灰均可使塑限增大,当两种改良剂掺量均为 7% 时,甘蔗渣灰使塑限提升 29%,而熟石灰仅提升 7%,即甘蔗渣灰对塑限的提升作用更明显。熟石灰-甘蔗渣灰复合改良后对塑限的提升作用比熟石灰或甘蔗渣灰单独改良后的效果明显,添加 3% 熟石灰+7% 甘蔗渣灰就可使塑性提升约 40%。3% 甘蔗渣灰改良情况下,无论熟石灰如何变化,塑性至少提升 27%,塑限越大表示土样路基在荷载作用下更不易被压缩,其抗变形能力越强。

塑性指数指的是路基土变形或表现出塑性的含水量范围,塑性指数越大代表土样越接近黏土性质,越小越接近粉土性质,即土壤塑性的衡量标准,由液限减去塑限差值得到。由图 3 可知,添加熟石灰后土样塑性指数显著降低,且随着熟石灰掺量的增加塑性指数降低幅度也

越大,而甘蔗渣灰对塑性指数的影响作用完全相反,因此甘蔗渣灰在改善软质黏土塑性指数方面效果不理想,熟石灰可作为改善塑性指数首选改良剂。无论何种掺配比例的熟石灰-甘蔗渣灰复合改良土,其塑性指数均大幅降低,至少降低 54%,塑性指数越低代表路基土表现出较强的抗剪能力。

以液限为横坐标、塑性指数为纵坐标作土样塑性图,将不同改良剂掺配比例土样的液限和塑性指数结果代入塑性图中,结果见图 4。由图 4 可知,原土样为高液限粉质黏土,这与本研究改良对象一致。土样被甘蔗渣灰改良后,土样在塑性图中向右上角移动,这说明甘蔗渣灰可同时提高土样液限和塑性指数,即甘蔗渣灰对土样塑性有积极影响,而熟石灰的作用与甘蔗渣灰正好相反,使土样在塑性图中向左下角移动,降低土样的塑性。对比来看,添加 3% 熟石灰+3% 甘蔗渣灰土样在塑性图中位于最左下位置,说明此改良剂配比在降低土样塑性方面作用最显著,使土样性质从高液限粉质黏土转为低液限粉质黏土。

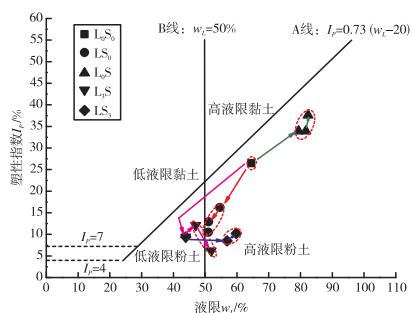


图 4 不同改良剂掺配比例土样塑性图

2.2 击实试验结果

路基土击实试验用于测定土样最佳含水量和最大干密度,用于评价土样的压实特性,熟石灰-甘蔗渣灰复合改良土样击实试验结果见图 5 和图 6。

由图 5 可知,石灰改良软质黏土的最佳含水率随石灰掺量的增加先增大后减小,在拐点 5% 时最佳含水率增加约 17%。甘蔗渣灰改良软质黏土的最佳含水率随其掺量的增加先稍增大后大幅减小,在拐点 5% 时最佳含水率可减小约 24%,这是由于单位体积土样质量减小使土样空隙率增加,减少了水占用的空间。无论何种掺配比例,熟石灰-甘蔗渣灰复合改良土的最佳含水率均较原土样有所增大(除 L_7S_0 、 L_0S_5 、 L_0S_7)。3% 熟石灰+7% 甘蔗渣灰下最佳含水率可增大 71%,这就证明复合改良土样比表面积需要更多水分湿润,从而增加压实最佳含水率。另外,最佳含水率的增加主要归因于石灰中的钙成分或甘蔗渣灰中二氧化硅和氧化铝成分与软质黏土中火山灰成分反应生成水化硅酸钙和水化铝酸钙等化合物,其可充当部分黏合剂,是最佳含水率增加的主要因素。

由图 6 可知,原土样添加熟石灰、甘蔗渣灰或者复合

改良剂后,最大干密度均不同程度减小,且减小幅度随改良剂添加总量增加而变大,7% 甘蔗渣灰改良土样的最大干密度降幅达到 4.8%,相同条件下熟石灰对最大干密度降幅略小于甘蔗渣灰,3% 熟石灰+7% 甘蔗渣灰复合改良土样的最大干密度降幅最大达到约 4%。软质黏土与水混合后许多颗粒以紧密的方式自然絮凝,这些紧密的颗粒由于范德华力而结合形成一个域,而水穿插于紧密颗粒之间使域发生轻微膨胀,随着更多水的加入使絮凝团空间体积不断扩大且空气体积非常小,所以在击实过程中土体发生轻微膨胀,但是击实压实仅发生在絮凝团平移或旋转时(絮凝团重组排列),这就是最大干密度不会随熟石灰和甘蔗渣灰改良剂掺量增加而增大的原因。另外,蔗渣灰和石灰的密度相对较低,这也进一步导致最大干密度的降低。

综合来看,熟石灰+甘蔗渣灰复合改良土样的最佳含水率增大,同时最大干密度减小,这有助于软质黏土在潮湿状态下更易压实,因此减少了在压实之前需要降低土样含水率的需求。

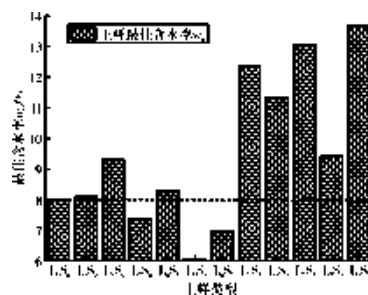


图 5 不同改良剂掺配比例土样最佳含水率 w_0 试验结果柱状图

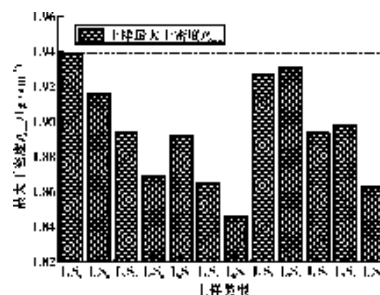


图 6 不同改良剂掺配比例土样最大干密度 $\rho_{d \max}$ 试验结果柱状图

2.3 加州承载比(CBR)试验结果

加州承载比(CBR)是评定土基及路面材料承载能力的重要指标,本研究对熟石灰-甘蔗渣灰复合改良土进行 CBR 试验,试验结果见图 7。由图 7 可知,掺熟石灰改良土样时, CBR 随其掺量呈正比例增大,而甘蔗渣灰改良土样时呈正比例减小,其中 7% 熟石灰时 CBR 提升约 39%,7% 甘蔗渣灰时 CBR 降低约 41%,因此可采用熟石灰来提升甘蔗渣灰改良土样的 CBR 承载力。

熟石灰-甘蔗渣灰复合改良土样方面,除 3% 熟石灰+7% 甘蔗渣灰组合外,其余复合改良土样的 CBR 均有

(下转第 24 页)

不同级配 PE-脱硫橡胶复合改性沥青混合料路用性能研究

何青蓬¹,郑勇¹,刘大路²

(1. 广西交通设计集团有限公司,广西 南宁 530029;2. 广西交科集团有限公司,广西 南宁 530007)

摘要: 为全面评价 PE-脱硫橡胶复合改性沥青路用性能,文章基于车辙试验、冻融劈裂试验、低温小梁弯曲试验及四点弯曲疲劳寿命试验等,开展了不同级配下 PE-脱硫橡胶复合改性沥青混合料路用性能的研究,并对 TRSMA-13 复合改性沥青混合料试验路段应用进行验证。结果表明,对比普通 AC-13 沥青混合料,经 PE 与脱硫胶粉复合改性后,TRHMA-13、AR-AC-13、TRSMA-13 三种沥青混合料的高低温性能、水稳定性能及抗疲劳性能均显著提升,各项性能均达到规范要求;对比在连续级配 TRHMA-13 和间断级配 AR-AC-13、TRSMA-13 三种混合料的应用,以 TRSMA-13 的综合路用性能最佳。根据复合改性沥青在 TRSMA-13 试验路段的长期监测结果,其路面综合性能良好,无明显病害,具有良好的工程应用价值。

关键词: 复合改性沥青;级配类型;沥青混合料;路用性能

中图分类号: U414.1 文献标识码: A DOI: 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.004

文章编号: 1673-4874(2025)05-0011-04

0 引言

近年来,随着废胶粉改性沥青的广泛应用,其自身易离析、高黏度等缺陷正日益突出^[1-3]。众多研究表明^[4-5]胶粉经过脱硫活化处理再制备脱硫改性沥青可有效改善普通橡胶沥青的缺陷,并提高其低温性能,但高温性能会有所下降不足。针对这一情况,选用双改性剂脱硫胶粉和聚乙烯(LLPE),制备 PE-脱硫橡胶复合改性沥青,在保证原良好的低黏度、低温柔韧性、抗老化和储存稳定性的前提下,又能有效提升其高温性能^[6]。目前,针对 PE-脱硫橡胶复合改性沥青混合料路用性能的研究相对缺乏,尤其缺少必要的针对不同级配下复合沥青混合料性能的系统性研究,同时也缺少相关的工程应用案例。

本文通过室内试验对比研究了 TRHMA-13、AR-AC-13、TRSMA-13 三种常用级配下 PE-脱硫橡胶复合改性沥青混合料的路用性能,并对 TRSMA-13 开展试验路段监测和验证,可为其在实际工程中的应用提供参考。

1 试验部分

1.1 试验原材料

1.1.1 PE-脱硫橡胶复合改性沥青

PE-脱硫橡胶复合改性沥青采用湿法工艺进行制备。原材料为:壳牌 70# 基质沥青、30 目脱硫胶粉及聚乙烯(LLPE)。具体制备工艺^[7]如下:

(1)采用 135℃烘箱对基质沥青进行加热软化,时间约 1 h;(2)将基质沥青在油浴锅中加热并保持温度恒定在 175℃,启动高速剪切机,设置转速为 5 000 r/min,加入沥青质量分数 2% 的聚乙烯进行高速剪切,时间为 30 min;(3)待完成初步剪切后,加入沥青质量分数 18% 的脱硫胶粉进行再次改性剪切融合,时间为 45 min;(4)完成后将复合改性沥青放置于 165℃烘箱中,待气泡消失

发育约 45 min,即完成 PE-脱硫橡胶复合改性沥青的制备。测得其各项常规性能指标见表 1。

表 1 PE-脱硫橡胶复合改性沥青常规性能指标表

试验项目	测值	规范要求
针入度(25℃)/0.1 mm	46.6	40~80
软化点/℃	68.3	≥50
延度(5℃)/cm	24.1	≥10
旋转黏度(177℃)/(Pa·s)	1.1	≤3.0
弹性恢复(25℃)/%	88	≥60
旋转薄膜质量损失/%	0.56	≤(±1)
加热试验 25℃残留针入度比/%	91	≥55
(85 min, 163℃) 残留延度比(5℃)/%	82	—

1.1.2 集料

本试验采用的粗细集料为辉绿岩碎石,矿粉采用石灰石矿粉,相关试验性能指标见表 2 至表 4。

表 2 粗集料技术指标表

粒径范围/mm	压碎值/%	针片状颗粒含量/%	吸水率/%	洛杉矶磨耗损失/%	表观相对密度	对沥青黏附性
10~16	12.8	7.2	0.56	16.9	2.845	5 级
5~10	13.5	10.2	0.76	15.6	2.798	5 级
规范标准	≤26	≤15	≤2	≤28	≥2.6	≥5 级

表 3 细集料技术指标表

检测项目	检测结果	规范要求
毛体积相对密度	2.638	—
表观相对密度	2.739	≥2.5
吸水率/%	0.81	≤2
含泥量/%	2.1	≤3

第一作者简介:何青蓬(1992—),工程师,主要从事道路工程材料研究及道路路面设计工作。

表 4 矿粉技术指标表

检测项目	检测结果	规范要求
表观密度/(g·cm ⁻³)	2.745	≥2.5
含水率/%	0.4	≤1
亲水系数	0.71	≤3

1.2 配合比设计

1.2.1 矿料级配

根据规范,选用连续级配 AC-13、TRHMA-13 和间断级配 AR-AC-13、TRSMA-13 进行室内混合料配合比设计,得到最终合成级配见表 5。

表 5 沥青混合料合成级配表

单位: %

级配类型		通过以下筛孔的质量百分率									
		16 mm	13.2 mm	9.5 mm	4.75 mm	2.36 mm	1.18 mm	0.6 mm	0.3 mm	0.15 mm	0.075 mm
AC-13	级配范围	100	90~100	68~85	38~68	24~50	15~38	10~28	7~20	5~15	4~8
	设计级配	100	95.8	68.6	38.8	25.5	19.8	12.3	8.9	6.2	5.6
TRHMA-13	级配范围	100	90~100	68~85	38~68	24~50	15~38	10~28	7~20	6~16	4~8
	设计级配	100	97.2	82.3	55.1	32.7	21.1	12.1	9.3	7.5	6.2
AR-AC-13	级配范围	100	90~100	50~70	20~38	15~28	12~24	8~18	5~14	3~11	2~7
	设计级配	100	95	60	29	21.5	18	13	9.5	7	4.5
TRSMA-13	级配范围	100	90~100	50~75	20~34	15~26	14~24	12~20	10~16	9~15	8~12
	设计级配	100	96	63	24	19	17	15	14	13	10

1.2.2 最佳沥青用量确定

根据上述级配,通过马歇尔试验确定各级配最佳油石比依次为 4.9%、5.5%、5.7%、6.5%。具体试验结果详见表 6。

表 6 马歇尔试验结果表

级配类型	最佳沥青用量/%	空隙率/%	稳定度/kN	流值/mm	饱和度/%	间隙率/%	毛体积相对密度
AC-13	4.90	4.30	8.53	4.69	71.40	15.10	2.34
TRHMA-13	5.50	4.20	10.87	3.82	77.50	17.10	2.36
AR-AC-13	5.70	4.50	12.72	3.10	73.30	16.80	2.39
TRSMA-13	6.50	4.48	11.56	3.79	81.30	17.50	2.45

2 试验结果分析

2.1 高温稳定性

车辙试验动稳定度作为沥青混合料高温稳定性的重要指标,其试验结果见表 8。

表 8 车辙试验结果表

单位:次/mm

混合料类型	动稳定度 DS	规范要求
AC-13	1 023	≥1 000
TRHMA-13	4 214	
AR-AC-13	4 589	≥4 000
TRSMA-13	5 368	

1.3 试验方法

为验证 PE-脱硫橡胶复合改性沥青在不同级配下的混合料路用性能,参照相关规范^[8-10],对复合改性沥青在 TRHMA-13、ARAC-13、TRSMA-13 三种常用级配下的混合料进行试验,以 70# 基质沥青混合料 AC-13 为基础参照组对比分析。具体试验见表 7。

表 7 沥青混合料性能检测试验方案表

试验方案	试验条件	试件尺寸/mm ³	评测指标
高温车辙	温度 60℃, 轴载 0.7 MPa	300×300×50	动稳定度
低温小梁弯曲	温度 -10℃, 加载速率 50 mm/min	250×250×35	弯拉破坏应变
冻融劈裂	冷冻温度 -18℃±2℃	φ101.6×63.5	冻融劈裂强度比
四点弯曲疲劳寿命	温度 15℃, 加载频率 10 Hz	380×50×63.5	疲劳寿命

试验结果表明,相较于基质沥青 AC-13 沥青混合料,TRHMA-13、AR-AC-13、TRSMA-13 三种混合料的动稳定度 DS 均具有明显提升,满足规范在特重交通下的要求^[11-12]。这说明通过掺入 PE 和脱硫胶粉进行复合改性后,其沥青混合料表现出优异的高温抗车辙能力。这主要原因在于胶粉的改性,增加了沥青黏度,降低了改性沥青的高温流动性;同时加上聚乙烯的复合改性,极大地提高了改性沥青高温性能,使得混合料抗高温变形能力提升。

此外,对比连续级配 TRHMA-13 和间断级配 AR-AC-13、TRSMA-13 三种混合料的动稳定度 DS,可以明显看出 PE-脱硫橡胶复合改性沥青高温稳定性在间断级配中表现更优,尤其是应用于 TRSMA-13 中较 TRHMA-13 提升了 27.4%。这得益于 TRSMA 中含较多的粗集料,能够互相嵌挤构成良好骨架。脱硫胶粉比普通废胶粉更加分散并溶于沥青,填充于混合料间隙中,有效提高了混合料的密实度和整体性能^[13]。

2.2 低温抗裂性

低温小梁弯曲试验常用于评价沥青混合料低温强度及变形能力,其试验结果见表 9。

表 9 小梁弯曲试验结果表 单位:με

混合料类型	弯拉破坏应变	规范要求
AC-13	2 135	≥2 000
TRHMA-13	3 254	
AR-AC-13	2 935	≥2 500
TRSMA-13	4 197	

由表 9 可知,四种沥青混合料均满足规范低温性能技术要求,经复合改性后,TRHMA-13、AR-AC-13、TRSMA-13 的弯拉破坏应变相较于 AC-13 分别提高了 51%、37.5%与 96.6%,低温抗裂性显著改善,其中以 TRSMA-13 最优。低温抗裂性能改善的原因是脱硫胶粉的掺入带来良好低温柔韧性,对于低温受力具有缓冲消能作用;TRSMA-13 的特殊级配结构^[14-15],较 AR-AC-13、TRHMA-13 含更多的细集料及沥青,可进一步缓解混合料内部的温度应力,从而一定程度上显著提高低温抗裂性能。

2.3 水稳定性

水稳定性是沥青混合料耐久性的关键影响因素,冻融劈裂试验结果详见表 10。

表 10 冻融劈裂强度试验结果表 单位:%

混合料类型	TSR	规范要求
AC-13	78	≥75
TRHMA-13	89	
AR-AC-13	87	≥80
TRSMA-13	91	

由表 10 可知,四种混合料冻融劈裂强度比 TSR 均满足规范要求,相比于基质沥青 AC-13 沥青混合料,TRHMA-13、AR-AC-13、TRSMA-13 的 TSR 分别提高 14.1%、11.5%、16.7%,其水稳性能提升明显,但三种混合料的提升的幅度相差不大。这主要是因为 PE-脱硫橡胶复合改性沥青在连续级配中有较好的空隙率和矿料间隙率,但间断级配形成的嵌挤结构略优于连续级配 AC 的悬浮密实结构,从而导致三种沥青混合料 TSR 提升幅度相差不明显,这为 PE-脱硫橡胶复合改性沥青混合料连续级配在多雨地区的应用提供可行性。

2.4 抗疲劳性能

采用四点弯曲小梁疲劳试验方法测定沥青混合料的疲劳寿命,试验结果见表 11。

表 11 沥青混合料疲劳寿命试验结果表 单位:次

混合料类型	疲劳寿命
AC-13	10 876
TRHMA-13	16 795
AR-AC-13	19 894
TRSMA-13	22 112

由表 11 的试验结果表明,与基质沥青 AC-13 沥青混合料相比,经复合改性后 TRHMA-13、AR-AC-13、TRSMA-13 三种沥青混合料疲劳寿命均大幅提升,这因

为经历青复合改性后,尤其是胶粉的掺入,提升了混合料的弹性和韧性,从而显著提高疲劳性能^[16-17]。

此外,间断级配 AR-AC-13、TRSMA-13 的疲劳寿命要略优于连续级配 TRHMA-13,这是因为在间断级配下混合料的最佳沥青用量及胶粉掺入量提高,加上间断级配粗骨料偏多,整体模量更大,其疲劳特性表现更优。

3 试验路段应用

3.1 试验路段设计与检测

PE-脱硫橡胶复合改性沥青在间断级配中具有良好的路用性能,尤其在 TRSMA-13 中表现优异,因此本研究在防城港市某新建城市主干路开展试验路段铺筑。所采用的路面结构见表 12,试验路段路线长 200 m,面层由原 AC-13C SBS 改性沥青混合料变更为 TRSMA-13 PE-脱硫橡胶复合改性沥青混合料,现场材料、配合比参数与室内试验保持一致,现场验收检测结果见表 13。

表 12 路面结构设计表

结构类型	厚度/cm
TRSMA-13 PE-脱硫橡胶复合沥青混凝土 表面层(辉绿岩骨料)	4
AC-20 SBS 改性沥青混凝土中面层	6
AC-25 沥青混凝土下面层	8
5%水泥稳定碎石基层	36(双层摊铺)
4%水泥稳定碎石底基层	18
级配碎石垫层	18
总厚度	91

表 13 验收现场检测结果表

检测项目	检测结果	规范要求
平整度/mm	0.6	≤1.2
构造深度/mm	0.89	≥0.55
压实度/%	98%	≥96%
渗水系数/(mL·min ⁻¹)	68	≤80
弯沉值/0.01 mm	10.8	≤13.2

3.2 试验路段监测与评价

本试验路段为防城港市重要城市主干路,交通量为重交通,所在地区常年高温多雨。项目于 2019 年建成完工,通车 3 年内对本试验路段及相邻路段进行连续路面状况监测,监测数据显示本试验路段路面平整度良好,路面抗滑有略微下降,暂无车辙、网裂、坑槽、松散等沥青路面病害,而相邻路段则出现有轻微的车辙、裂缝,这表明 TRSMA-13 PE-脱硫橡胶复合改性沥青混合料综合路用性能优良,耐久性好,具有良好的工程应用价值。

4 结语

本文深入研究了不同级配下的 PE-脱硫橡胶复合改性沥青混合料路用性能,得出以下结论:

(1)对比普通沥青混合料,经 PE 及脱硫胶粉复合改性后,TRHMA-13、AR-AC-13、TRSMA-13 三种沥青混合料高温性能、水稳定性能及抗疲劳性能均显著提升。

(2)将 PE- 脱硫橡胶复合改性沥青应用于常见的连续级配 TRHMA- 13 和间断级配 AR- AC- 13、TRSMA- 13 混合料,其各项性能均达到规范要求,但相对而言,间断级配 TRSMA- 13 的综合路用性能最佳。

(3)验证了 PE- 脱硫橡胶复合改性沥青在间断级配 TRSMA- 13 中的应用,经长期监测,其试验路段路面综合性能良好,无明显病害,具有良好的工程应用价值。

参考文献

[1]夏娟,吴旷怀,凌宏杰.脱硫过程对废胶粉改性沥青粘度的影响[J].石油沥青,2009,23(3):21-24.

[2]刘大路,陈辉强,何青蓬,等.PE- 脱硫橡胶复合改性沥青高温性能研究[J].中外公路,2018,38(4):303-306.

[3]郭豪.橡胶沥青改性机理及储存稳定性研究[D].重庆:重庆交通大学,2018.

[4]杨法勇.脱硫胶粉/SBS 复合改性沥青及其混合料性能研究[D].西安:西安科技大学,2022.

[5]赵安东,李晓林,郑广宇,等.不同脱硫度橡胶对橡胶改性沥青性能的影响及应用[J].特种橡胶制品,2015,36(3):23-26.

[6]李朝利.HDPE- 脱硫橡胶粉复合改性沥青制备及其路用性能研究[D].长沙:湖南大学,2019.

[7]何青蓬.PE- 脱硫橡胶复合改性沥青制备及改性机理分析[D].

重庆:重庆交通大学,2018.

[8]李国.不同级配橡胶沥青混合料的路用性能研究[J].山西交通科技,2024(5):82-85.

[9]谭继宗,刘靖,徐升,等.级配橡胶沥青混合料高温性能影响研究[J].中外公路,2021,41(2):301-306.

[10]刘旭.微波活化胶粉改性沥青及其混合料路用性能研究[J].交通世界,2024(25):20-22.

[11]交通部公路科学研究所.公路沥青路面施工技术规范:JTG F40—2004[S].北京:人民交通出版社,2005:28-30.

[12]交通运输部公路科学研究院.公路工程沥青及沥青混合料试验规程:JTG E20—2011[S].北京:人民交通出版社,2011:265-270.

[13]张惠民.橡胶/SBS 复合改性 SMA- 13 结构参数及路用性能研究[J].山西交通科技,2024(5):44-47,53.

[14]贺文栋.高性能橡胶/SBS 复合改性沥青 SMA- 13 制备与性能研究[J].山西交通科技,2020(4):76-79.

[15]李晓燕,平路,汪海年,等.基于国内外试验方法的橡胶沥青性能测试[J].交通运输工程学报,2015,15(1):10-17.

[16]黄明,汪翔,黄卫东.橡胶沥青混合料疲劳性能的自愈合影响因素分析[J].中国公路学报,2013,26(4):16-22,35.

[17]尹涛.基于不同评价方法的沥青混合料疲劳寿命及其影响因素分析[J].交通科技,2024(6):152-156.

收稿日期:2025-01-22

(上接第 3 页)

表 1 不同复杂度环境下两种方法的巡检结果表

项目	CPU 使用率/%			任务完成时间/s			系统整体能耗/J		
	简单	中等	复杂	简单	中等	复杂	简单	中等	复杂
baseline 方法	136.9	136.5	138.5	241.41	250.72	267.94	1 180.12	1 270.54	1 385.47
本文方法	117.60	117.90	120.90	213.14	217.97	243.22	1 109.31	1 181.60	1 302.34
性能提升	14.01%	14.03%	12.97%	-12.12%	-12.78%	-9.12%	-6.08%	-7.43%	-6.34%

如表 1 所示,在不同复杂度环境下的高速公路巡检任务中,本文方法的 CPU 利用率提升最高达 14%,这是由于本文采用了帧率划分与选择的方法,只对关键帧进行感知和处理,降低了 CPU 的使用率;任务完成时间提升了 10%左右,这是因为该系统对环境进行划分,并通过查表进行选择,可以很好地选择最优路径和降低计算时间;通过减少飞行时间和 CPU 的使用率,本文最终的整体能耗降低了 6%,这是由于和飞行功耗相比,算法功耗还是相对较低。结果表明,本文的方法可以有效地提高计算效率、降低功耗,达到提升巡检效率的目标。

3 结语

本文提出了一种低功耗公路巡检无人机系统,以解决传统公路巡检方法效率低、成本高、间隔长的问题,并克服现有无人机巡检系统功耗高、续航时间不足的局限。该系统结合帧率自适应调整技术、环境复杂度评估以及能耗优化策略,显著提升了无人机在复杂交通环境中的适应性和巡检效率。本研究为无人机在高速公路巡检中的应用提供了一种新思路,也为公路安全和交通管理

贡献更多力量。

参考文献

[1]兰建雄,潘勇.基于无人机的高速养护智能巡检系统设计[J].中国公路,2023(8):50-53.

[2]靳朝,林富生,宋志峰,等.基于 A 星算法的无人机高速公路巡检应用研究[J].江苏科技信息,2022,39(6):32-35.

[3]权德强.“5G+ 无人机”技术在高速公路巡检中的应用探索[J].中国交通信息化,2023(11):96-96.

[4]孔慧.无人机在环境监测中的应用与创新[J].上海轻工业,2024(2):138-140.

[5]宋世伟.小型无人机高速公路监控系统应用研究[D].石家庄:石家庄铁道大学,2025.

[6]朱江,王彦敏.无人机数据采集系统中基于动态干扰的轨迹优化方案[J].数据采集与处理,2024,39(5):1271-1286.

[7]Sudhakar S, Karaman S, Sze V. Balancing actuation and computing energy in motion planning[C]//2020 IEEE International Conference on Robotics and Automation(ICRA). IEEE, 2020:4259-4265.

收稿日期:2025-01-22

冰雪冻雨条件下的积雪凝冰监测预警与主动处置系统设计研究

黄承磊, 赖锬
(广西交通设计集团有限公司, 广西 南宁 530029)

摘要: 文章依托龙胜—峒中口岸公路龙胜芙蓉至县城段项目, 设计与研究积雪凝冰监测预警与主动处置方法, 借助先进的交通气象环境传感器技术, 实时监测路面温度与结冰情况, 并通过预测算法实现精确短临预警, 依据监测与预警结果, 适时启动智能融雪除冰处置系统; 通过泵站和喷洒终端机构, 将适量环保融雪剂均匀喷洒于路面, 降低路面液体冰点, 预防并及时消除积雪凝冰。系统经实装测试, 具备较强实用性, 能够有效降低冰雪天气下因道路结冰而发生交通事故的概率。

关键词: 积雪凝冰监测预警; 融雪剂喷洒装置; 行车安全

中图分类号: U418.3+26 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.005

文章编号: 1673-4874(2025)05-0015-04

0 引言

冬季在广西北部部分地区易出现冰雪、冻雨等天气, 严重时会造成部分公路路面结冰, 影响交通行车安全。2008年、2011年、2018年冬季, 桂北地区发生了严重的低温冻雨灾害, 每次灾害均导致上百条道路封闭, 数以千计车辆与上万名人员受困滞留, 并引发多起交通事故, 对公路交通造成严重影响, 给人民生命与财产安全带来极大损害。

据统计, 冰雪天气条件下, 每公里每百万车辆发生碰撞、刮擦事故 5.86 起, 是正常天气 0.41 起的 14.3 倍。冰雪天路面结冰致使路面摩擦系数降低, 导致车辆难控或失控是造成事故的最主要原因。而且路面冰雪处置往往发生在路面结冰以后, 此时道路结冰已形成, 车辆通行困难, 处置车辆需要花费较长时间才能到达现场, 延缓了处置时间, 增大了发生事故的风险。因此, 研究如何提前预警, 及时并高效地消除路面结冰, 对降低冰雪天事故率有着重要意义。

1 应用场景特点分析

龙胜—峒中口岸公路龙胜芙蓉至县城段项目全线位于龙胜县内, 地处桂北山区, 于 2023-12-26 建成通车。在建设及运营期间, 发现义西大桥在冬季易出现路面结冰情况。义西大桥与云盘隧道相接, 处于深谷风口, 当环境温度 $< 0^{\circ}\text{C}$ 时, 大桥下方架空, 相比于有地温的路基段, 大桥的温度会更快降到 0°C 以下, 更易结霜。若此时发生降雨, 过冷雨滴接触到 0°C 以下的桥面, 会立刻冻结成光滑的冰层, 导致桥面整体结冰, 且此处为桥隧相接路况, 白洞效应会导致事故概率成倍增加^[1]。

2 常用融冰方法

在桂北地区, 常用的除冰或融冰方法主要是机械除

第一作者简介: 黄承磊(1992—), 工程师, 主要从事智能交通、公路机电设计工作。

冰、抛撒氯盐融雪剂、人工除冰的方法, 部分试点路段采用添加了低冰点材料的新型抗凝冰路面。机械除冰效率高, 但会影响车辆通行, 并可能损坏路面; 氯盐融雪剂作业简单, 能有效降低冰点, 但会侵蚀路面与护栏, 并污染环境; 人工除雪灵活精细, 但效率低下且安全风险较高; 新型抗凝冰路面较普通路面除冰效率更高^[2], 但沥青混合料拌和工艺较复杂, 不利于后期养护, 且必须在通车前完成建设, 无法根据运营期间道路结冰情况精准部署。因此, 本文提出一种积雪凝冰监测预警与智能处置系统, 系统部署于特定易结冰路段, 能够及时、高效地预防并消除路面积雪凝冰, 且易操作维护, 不会损伤路面、造成环境污染。

3 积雪凝冰监测预警与主动处置系统设计

系统由道路气象监测子系统、融雪剂溶液喷洒子系统、控制及管理子系统三大子系统构成, 如图 1 所示。

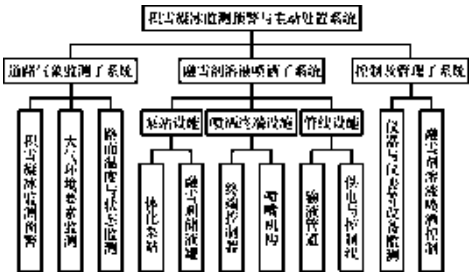


图1 系统构成示意图

3.1 道路气象监测子系统设计

该子系统负责实时监测大气环境和路面状况信息, 为预警和处置提供数据支持, 主要包括以下内容:

大气环境传感器: 监测大气温度、相对湿度、露点温度、风速风向、气压、天气与降水等。

路面状态传感器: 监测路面温度、路面冰点温度、路

面状态(干燥、潮湿、积水、积雪、结冰等)。

监测预警系统:收集传感器数据,利用监测预警模型发出预警信息。

3.1.1 传感器布置与数据采集

布置间距:根据道路长度和气象条件的变化,传感器的布置间距一般为500~1 000 m。对于桥梁、隧道等易结冰路段,布置间距可缩短至200 m。

数据采集频率:传感器每分钟采集一次数据,并通过专用光纤网络上传至云平台。

3.1.2 路面结冰预测模型

路面结冰的预测基于热传导模型和气象数据。路面温度 T_s 的计算公式如下:

$$T_s = T_a + \frac{Q_{net}}{h_c} \quad (1)$$

式中: T_a ——大气温度/ $^{\circ}\text{C}$;

Q_{net} ——路面净热流量,包括太阳辐射、长波辐射、显热和潜热等/ $(\text{W} \cdot \text{m}^{-2})$;

h_c ——对流换热系数/ $[\text{W} \cdot (\text{m}^2 \cdot \text{K})^{-1}]$ 。

冰点温度 T_f 的计算公式为:

$$T_f = 0 - K_f \times \frac{C}{m} \quad (2)$$

式中: K_f ——水的冰点降低常数,为 $1.89^{\circ}\text{C} \cdot \text{g/mol}$;

C ——融雪剂的浓度/ $(\text{g} \cdot \text{kg}^{-1})$;

m ——融雪剂的摩尔质量/ $(\text{g} \cdot \text{mol}^{-1})$ 。

结冰预警信息流程判定如图2所示。

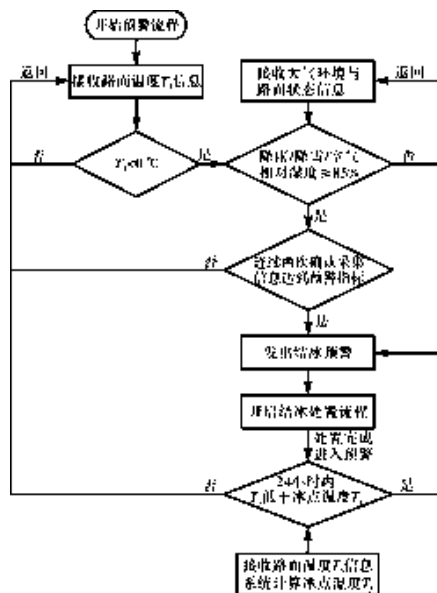


图2 结冰预警信息流程图

当系统连续两次监测到路面温度 $T_s < 0^{\circ}\text{C}$, 且监测系统监测到降雨或降雪或空气相对湿度较高($\geq 85\%$)时,系统发出结冰预警,并进入积雪凝冰处置流程。处置完成后,重新进入监测预警流程,24 h内若监测到路面温度 $T_s < \text{冰点温度 } T_f$ 时^[2],再次发出预警并进入处置流程,若无异常则返回起点流程。

3.2 融雪剂溶液喷洒子系统设计

该子系统负责将融雪剂均匀喷洒于路面,以降低路面冰点,防止结冰。该子系统包括泵站、喷洒终端和管线设施。

融雪剂喷洒系统设计需根据道路条件(宽度、纵横坡率等)、环境条件(结冰厚度、路面温度),用以确定融雪剂类型、浓度及泵站的输出压力、流量。

3.2.1 融雪剂选择

据调查,桂北地区高寒山区冬季下雪时平均气温多在 $-5^{\circ}\text{C} \sim 0^{\circ}\text{C}$,个别极端低温可达 -11°C 左右。表1为常见环保非氯融雪剂的冰点^[3]。

表1 公路常用环保型融雪剂冰点一览表 单位: $^{\circ}\text{C}$

浓度/%	甲酸钾	丙二醇	乳酸钾	柠檬酸钾
10	-4	-3	-3	-2
20	-12	-8	-10	-8
30	-25	-15	-20	-15
40	-40	-25	-35	-25
50	-50	-40	-50	-35

根据表1,桂北地区融雪剂配备浓度建议为30%,即 30 kg/m^3 。

3.2.2 喷洒子系统设计

根据雪量的不同,融雪剂的用量也有所差异。表2为常见的降雪量范围及对应的融雪剂用量。

表2 常见降雪量范围及对应融雪剂用量表

降雪量/ $(\text{mm} \cdot \text{h}^{-1})$	融雪剂用量/ $(\text{g} \cdot \text{m}^{-2})$	说明
1~3	20~50	小雪
3~5	50~80	中雪
5~10	80~120	大雪
>10	120~200	暴雪

在融雪剂浓度为30%的情况下,系统应能在2 h内满足最大 120 g/m^2 的喷洒用量,即大雪情况下保证路面不结冰。如发生暴雪或暴雪以上的极端天气,则需结合交通管制、机械除冰等多种手段进行管控。

3.2.2.1 喷洒终端

喷洒终端安装于路侧护栏,包含箱体、控制阀、电动步进式喷嘴装置及相关固定件与管线。单侧路基宽度为10.5 m的高速公路,喷洒终端一般间隔20 m安装,安装高度距地面30 cm,并确保不入侵行车建筑限界,义西大桥全长320 m,单侧安装16个喷洒终端。

图3为喷洒终端布置设计图,喷嘴装置可旋转,工作压力为 1.0 MPa ,工作半径为12 m,工作模式为逐个喷洒,融雪剂喷洒直接覆盖率应 $\geq 85\%$,对于不能直接覆盖到的地方,通过路面横坡和纵坡,以及车辆的甩溅作用,确保融雪剂完全覆盖路面。由于喷嘴为逐个工作,故单个喷嘴最大应满足按 120 g/m^2 用量在0.125 h内完成覆盖面积为 $10.5 \times 20 \text{ m}^2$ 的融雪剂喷洒工作,喷嘴为直径1.5 cm圆孔,经计算得喷嘴最大输出流量 $Q_z = 6.72 \text{ m}^3/\text{h}$ 。

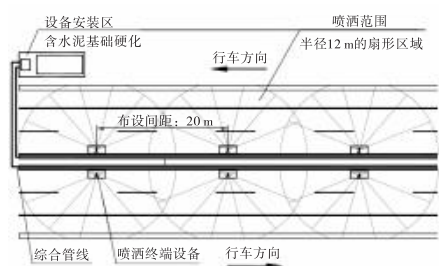


图3 喷洒终端布置设计图

3.2.2.2 储液罐及泵站

储液罐及泵站一般设置于距离取电点较近的桥头处,场地应具备安装罐体的条件。义西大桥全长320 m,根据前文最高用量要求,按一次大雪及一次中雪用量存储融雪剂,经计算得理论储量为44.8 m³,现场配备50 m³储液罐。图4为设备安装设计图。

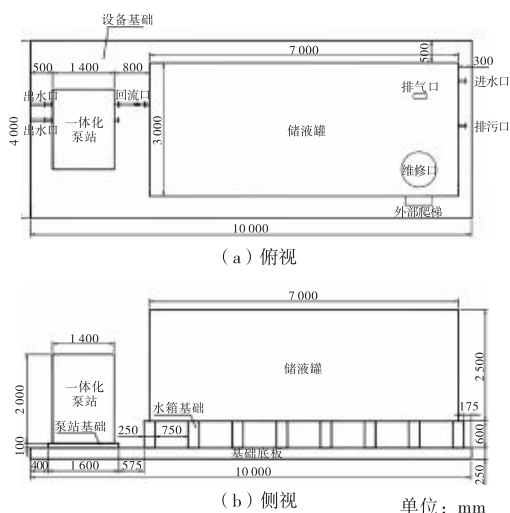


图 4 设备安装设计图

大雪工况下,泵站单侧出水口流量 Q_b 计算公式如下:

$$Q_b = \frac{V}{T} \quad (3)$$

式中: V ——消耗融雪剂体积/ m^3 ;

T ——工作时长/h。

经计算, $Q_b = 6.72 \text{ m}^3/\text{h}$, 即泵站单侧出水口最大输出流量应 $\geq 6.72 \text{ m}^3/\text{h}$ 。

泵站需满足末端喷嘴装置压力要求, 泵站出水口输出压力 P_b 计算公式如下:

$$P_b = P_n + \Delta P - \rho gh \quad (4)$$

式中: P_n ——喷嘴工作压力/MPa;

ΔP ——压力损失/MPa,本次设计采用内径为50 mm聚乙烯管;

ρ ——融雪剂溶液密度,表 1 中常用浓度为 30% 的融雪剂密度约为 1 250 g/L;

g ——当地重力加速度,广西地区为

9. 787.7 m/s^2 ;

h ——泵站出水口与喷嘴高度差,本次设计

为 0.6 m。

经计算, $P_b = 1.082 \text{ MPa}$, 即泵站出水口最大输出压力应 $\geq 1.082 \text{ MPa}$ [4]。

3.2.2.3 设备选型

根据项目具体情况及设计计算结果,设备最终选型见表 3。

表3 喷洒子系统设计主要设备选型表

设备名称	规模	额定压力
泵站	额定流量:15 m ³ /h	1.6 MPa
储液罐	额定容积:50 m ³	—
管道	单侧管道长度:350 m	1.6 MPa
喷洒终端	布设间距:20 m	1.6 MPa

3.3 控制及管理子系统设计

3.3.1 系统功能

控制及管理子系统负责系统的整体运行控制、数据管理和用户交互。该子系统包括以下功能模块：

仪器、仪表等设备监测:对泵、管道压力、管道流量、储液罐液位、电磁阀、气象传感器等仪器仪表进行状态监测及异常报警。

融雪剂溶液喷洒控制: 根据需求实现自动喷洒、定时喷洒、手动喷洒、喷洒量调节、喷洒距离调节、喷洒量限额设置等功能。

管理平台:通过 Web 或 APP 对整个系统进行运行监测、操作控制、维护管理、用户管理、日志记录等,如图 5 所示。



图 5 管理平台界面图

3.3.2 喷洒控制设计

3.3.2.1 喷洒用量

预设喷洒用量按三级划分,低用量为 50 g/m^2 ,中用量为 80 g/m^2 ,高用量为 120 g/m^2 。各用量按表4的判定条件使用,判定条件数据由道路气象监测子系统提供。

表 4 融雪剂预设用量判定条件表

判定条件	用量等级
系统发出结冰预警	低用量
$3 \text{ mm/h} < \text{持续降雪量} < 5 \text{ mm/h}$	中用量
路面出现结冰	中用量
$\text{持续降雪量} > 5 \text{ mm/h}$	高用量
路面结冰厚度 $> 5 \text{ mm}$	高用量

(下转第 27 页)

山区高速公路岩溶路基注浆参数研究

凌永毅,白献萍

(广西交通设计集团有限公司,广西 南宁 530029)

摘要:文章基于梧州—乐业公路乐业至望谟(乐业段)高速公路项目,针对沿线“南强北弱”的岩溶发育特征,研究了不同岩溶发育强度条件下的路基注浆参数优化方法,提出了基于岩溶发育等级的注浆参数分区优化方案,建立了注浆效果的动态评价与反馈机制。注浆参数应根据岩溶发育强度进行分区设计,并通过实时监测进行动态优化。对于Ⅰ—Ⅱ级岩溶区,注浆压力宜控制在1.5~2.5 MPa,在Ⅲ—Ⅳ级岩溶区则宜采用0.5~1.5 MPa的注浆压力,可有效提高注浆质量并降低工程成本。

关键词:山区;高速公路;岩溶路基;注浆参数;效果评价

中图分类号: U416.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.006

文章编号: 1673-4874(2025)05-0018-04

0 引言

岩溶是山区高速公路建设的常见不良地质情况,科学的注浆参数选择直接关系到岩溶路基处治的效果及工程造价。目前,国内外对岩溶路基注浆参数的研究多基于经验及规范,缺乏针对不同岩溶发育特征的系统性研究。本文基于梧州—乐业公路乐业至望谟(乐业段)高速公路工程实践,系统研究了岩溶发育强度对注浆参数的影响规律,提出了注浆参数分区优化方法,为类似工程提供了新的技术参考。

1 工程案例

1.1 工程概况

梧州—乐业公路乐业至望谟(乐业段)是广西高速公路网规划“横5”的重要组成部分,路线起点位于乐业县新化镇谐里村附近,终点位于红水河特大桥处,衔接贵州省罗甸至望谟高速公路。项目全长59.415 km,设计速度为100 km/h,双向四车道高速公路标准。项目总投资为122.47亿元,工程计划工期为4年。

1.2 地质条件

根据工程地质资料,项目沿线地层主要由第四系残坡积黏性土及全风化,强风化基岩组成,基岩以三叠系、二叠系碳酸盐岩为主,局部夹有第三系、侏罗系等其他岩性。沿线地貌单元以岩溶洼地、峰丛洼地、溶蚀峰林等岩溶地貌为主,间夹余积丘陵、溶蚀谷地等。区域内岩溶发育,对工程建设的影响较大。

1.3 岩溶发育特征

经调查分析,项目沿线岩溶发育强度总体呈现“南强北弱”的特点,K36~K59路段岩溶发育强度最强,岩溶发育强度等级以Ⅱ级为主(65%),局部路段达Ⅰ级(10%)。其次是位于中部的K22~K36路段,以Ⅲ级为主(60%)。北段K3~K22岩溶发育相对较弱,以Ⅳ级为主(70%)。具体而言,南段岩溶多以溶沟、落水洞、暗河等大中型岩

溶形态为主,并常与溶蚀洼地、漏斗等组合分布,局部还发育大型溶洞、暗河系统。中段以峰丛洼地、溶蚀峰林地貌为主,溶沟、落水洞、小型溶洞发育。北段多为残丘、漏斗等小型岩溶地貌,仅局部见溶沟、落水洞。沿线岩溶发育的详细特征如表1所示。

表1 项目沿线岩溶发育特征表

桩号区间	岩溶发育强度	主要岩溶形态	地貌单元
K3~K22	Ⅳ级(70%)	残丘、漏斗、溶沟	余积丘陵、溶蚀谷地
K22~K36	Ⅲ级(60%)	溶沟、落水洞、溶洞、峰丛洼地	岩溶洼地、溶蚀峰林
K36~K59	Ⅱ级(65%), Ⅰ级(10%)	溶沟、落水洞、暗河、溶洞、大型溶蚀洼地	岩溶洼地、溶蚀峰林、漏斗

1.4 岩溶路基注浆加固设计思路

针对沿线岩溶发育的实际情况,设计拟对评价为Ⅱ级及以上的岩溶路基采取注浆加固处理。根据岩溶类型、发育规模,结合路基埋深,采取帷幕注浆、固结灌浆、回填注浆、跨洞注浆等不同的注浆加固方式^[1]。其中,溶沟、落水洞等线状岩溶采用跨洞注浆,溶蚀洼地、峰丛洼地等面状岩溶采用帷幕灌浆+回填注浆,对于规模较大的暗河、溶洞则辅以固结灌浆。

注浆材料拟选用水泥浆、水泥—水玻璃浆等常规注浆材料,并通过现场注浆试验优化浆液配合比。在注浆施工过程中,严格控制注浆压力、注浆量等关键参数,对浆液扩散半径进行跟踪监测,并结合钻探、物探等手段对注浆范围进行复核,以确保岩溶路基注浆加固的施工质量^[2]。

2 岩溶路基注浆参数影响因素分析

2.1 岩溶发育特征对注浆参数的影响

岩溶发育特征是影响岩溶路基注浆加固效果的关键因素。不同类型岩溶的发育模式及规模差异较大,因而需采取针对性的注浆参数^[3]。线状岩溶需要较大的注

基金项目:广西科技计划项目“岩溶路基塌陷加固垫层防控与光纤传感监测体系集成研发与应用示范”(编号:桂科AB24010043);

广西交通运输科技成果推广项目“岩土与地下工程灾害安全监测预警及防治技术”(编号:GXJT-CXLHT-2023-02-01)

第一作者简介:凌永毅(1991—),工程师,主要从事路基路面工程设计工作。

浆压力及注浆量,而面状岩溶则更侧重于注浆的均匀性。沿线不同路段的岩溶发育程度差异明显,南段较强,注浆范围及用量大于北段。岩溶发育程度越高,所需注浆的工程量大。岩溶分布的空间展布特征,如发育深度、连通性等,也会影响注浆孔布设方式及注浆顺序等参数。对于垂向发育的溶洞,应适当加密注浆孔的间距。对于溶隙连通性好的区域,应采取由浅入深,由单孔向多孔的顺序注浆。

2.2 注浆材料对注浆参数的影响

该项目注浆材料的选择,需充分考虑沿线岩溶发育特征的差异性^[4]。南段 K36~K59 岩溶发育强度大,以溶洞、暗河等大型岩溶为主,应采用水泥-水玻璃浆进行注浆加固。该浆液在水泥浆中掺加水玻璃,可有效缩短凝结时间,提高注浆压力,快速封堵大型溶洞及暗河,确保注浆加固效果。而北段 K3~K22 岩溶规模相对较小,以溶洞、裂隙等小型岩溶为主,注浆宜采用普通水泥浆。虽然化学浆液如聚氨酯、环氧树脂等在理论上可用于微小溶隙的渗透与充填,但考虑到成本及环保因素,不予采用。综上所述,该项目注浆材料应根据岩溶发育特点因地制宜选择,南段重点采用水泥-水玻璃浆,北段主要采用普通水泥浆,以兼顾注浆效果与成本。不同注浆材料的基本性能参数与适用条件如表 2 所示。

表 2 常用注浆材料性能参数与适用条件表

注浆材料	初始黏度/ (MPa·s)	凝结时间/ min	28 d 抗压 强度/MPa	适用条件
普通水泥浆	50~200	180~300	20~50	一般溶洞, 溶沟,落水洞
水泥- 水玻璃浆	20~100	10~60	30~60	大型溶洞, 暗河
聚氨酯 化学浆液	10~50	5~20	10~30	微小溶隙, 裂隙

2.3 注浆工艺对注浆参数的影响

注浆工艺的选择是影响注浆加固质量与效率的重要因素^[5]。常用的注浆工艺主要包括孔洞注浆、管袖注浆及高压喷射注浆 3 种。其中,孔洞注浆是最常用的方式,即通过在岩溶发育区布设注浆孔,直接向岩溶空洞内注入浆液。该工艺对注浆压力及注浆量的控制要求较高,施工难度相对较大。管袖注浆是在孔洞注浆的基础上,在注浆孔内设置注浆管及管袖,通过控制管袖的开启及关闭,实现分段注浆。与孔洞注浆相比,管袖注浆可以有效提高注浆的均匀性及准确性,但工艺相对复杂,成本也较高。高压喷射注浆则利用高压泵将水泥浆喷射入岩溶空洞,可有效扩大注浆的范围,缩短注浆时间。但该工艺对注浆设备的要求较高,能耗大,实际适用性受到一定限制。

综合考虑注浆效果及成本等因素,该项目拟采用以孔洞注浆为主、管袖注浆为辅的注浆工艺。在实际注浆施工过程中,应根据不同路段的岩溶发育特征,对注浆压力、注浆速度等关键参数进行优化,以确保注浆加固的施

工质量。

3 注浆参数选择原则与优化

3.1 注浆压力

注浆压力的选择需综合考虑岩溶发育特征、注浆材料性能及施工工艺等因素^[6]。一般而言,注浆压力越大,浆液的渗透扩散能力越强,但同时也可能导致岩溶溶隙被过度扰动及破坏。因此,注浆压力应控制在一个合理的范围内。以 K45+200 段大型溶洞处治为例,采用水泥-水玻璃双液浆,初始压力为 1.5 MPa,随充填程度提高逐步增加至 2.3 MPa。监测显示,当压力达到 2.0 MPa 时注入率显著下降,表明溶洞充填已基本完成。

根据该项目不同路段的岩溶发育特征,建议南段 K36~K59 的注浆压力宜为 1.5~2.5 MPa,以满足大型溶洞、暗河的充盈需求。北段 K3~K22 的注浆压力则可相对较低,控制在 0.5~1.5 MPa 即可。在实际注浆过程中,应根据压力、流量等动态参数的反馈情况,及时优化注浆压力,确保注浆的安全性及有效性。

3.2 注浆量

注浆量的确定需要综合考虑岩溶发育规模、注浆范围及注浆材料的扩散能力等因素。结合该项目不同路段的岩溶勘查结果,估算单位注浆量如表 3 所示。由表 3 可以看出,南段单位注浆量明显高于北段,平均为北段的 2.5 倍左右。在实际注浆施工中,应加强注浆量的动态控制。以 K28+500 溶蚀带处治为例,通过压力-流量监测确定最佳注浆量:当注入率降至 0.3 m³/h 且维持 30 min 时,检测显示注浆体充填率达 92%,满足设计要求。这说明合理控制注浆量既可确保充盈度,又能避免过量注浆导致的浆液损失。

表 3 不同路段单位注浆量估算表

路段	岩溶体 积率/%	设计注浆 范围/m	不均匀 系数	单位注浆量/ (m ³ ·m ⁻¹)
K3~K22	5~10	1.5~2.5	1.2	0.09~0.30
K22~K36	10~20	2.0~3.0	1.3	0.26~0.78
K36~K59	20~30	2.5~4.0	1.5	0.75~1.80

3.3 注浆孔距

注浆孔距的选择主要取决于岩溶发育的类型及规模。对于溶沟、暗河等线状岩溶,孔距宜取 1.5~3.0 m。对于岩溶洼地等面状岩溶,孔距可适当加大,一般为 3.0~5.0 m。同时,注浆孔的角度也应根据岩溶发育的倾向适当调整。如南段 K36~K59 路段以发育近垂直节理,溶洞的灰岩为主,注浆孔角宜为 70°~90°;北段 K3~K22 路段节理,裂隙倾向较缓,注浆孔角可放缓至 45°~60°。

3.4 注浆顺序

注浆顺序的优化可有效提高注浆效率,减少浆液损失。该项目应遵循“先揭后封,先浅后深,先易后难”的基本原则,合理安排注浆顺序。对于溶沟、暗河等线状岩

溶,应采取由两侧向中间,由浅入深的注浆顺序,即沿岩溶发育方向在两侧进行注浆封堵,形成注浆帷幕,然后再向中部溶沟、暗河进行注浆充填。

对于岩溶洼地等面状岩溶,注浆顺序应由外围向中心,由浅入深进行,即先在洼地边缘进行环状注浆,限制浆液的外流,再向洼地中心及深部注浆,最后进行回填注浆。对于发育有多个溶洞、落水洞的岩溶区域,应先注浆浅部溶洞,待封堵溶洞后再注浆深部溶洞,最后注浆落水洞等贯通型岩溶。在注浆过程中,应根据钻孔揭示的岩溶发育情况,动态调整注浆顺序,优先注浆导水性强,规模大的岩溶,需再注浆次要岩溶,以提高注浆效率。

4 注浆效果评价

4.1 注浆效果评价指标体系

岩溶路基注浆加固效果的评价需建立在一套科学、完善的指标体系之上。该项目拟从岩溶充填率、注浆加固强度、注浆范围三个方面,构建注浆效果评价指标体系,具体如表4所示。其中,岩溶充填率反映了注浆对岩溶空隙的充盈程度,是评价注浆效果的基础指标;注浆加固强度反映了注浆加固后岩溶路基的整体性及稳定性;注浆范围则反映了注浆加固的广度及均匀性。三个指标可以较为全面地评判注浆加固的效果。

表4 注浆效果评价指标体系表

评价指标	指标含义	指标含义	评价标准
岩溶充填率	注浆加固后岩溶残余空隙率	钻芯观察法,物探法	$<10\%$
注浆加固强度	注浆加固后路基承载力,整体稳定性	载荷试验,钻芯抗压试验	大于设计要求值
注浆范围	注浆加固的空间范围,均匀性	钻探复核,物探检测	满足设计要求

4.2 注浆效果检测方法

为保证注浆效果评价的可靠性,应采用多种检测手段,全面评判注浆加固质量。常用的注浆效果检测方法主要有钻探芯样观察法、物探法、载荷试验及室内试验等^[7]。

4.2.1 钻探芯样观察法

通过在注浆加固范围内进行钻探取芯,观察芯样的完整性、岩溶充填情况等,可直观评判注浆效果。在南段K36~K59路段的126个钻探检测点中,94.5%的样本充填率 $>90\%$,注浆体28d抗压强度平均达到35.6 MPa。该方法虽简单直接,但需注意钻孔位置的代表性。

4.2.2 物探法

利用物探技术手段,如高密度电阻率法、瞬变电磁法等,对注浆范围进行探测,分析注浆前后岩溶发育情况的变化,评价注浆充盈效果。该方法快速、无损,可实现对注浆范围的整体评价。

4.2.3 载荷试验

在注浆加固路基上布设载荷板,通过加卸载试验测定路基承载力及变形特性,评判注浆加固强度。该方法

可直接获取路基力学性能指标,但测试范围较局部。

4.2.4 室内试验

对钻芯样进行抗压、抗拉、抗剪等力学试验,测定注浆加固体的力学性能指标,评价注浆加固质量。该方法可获得定量的评价指标,但试样制备难度较大。

在实际评价工作中,应根据工程的重要性及复杂程度,合理选用检测方法。一般宜采取钻探芯样观察与物探法相结合,重要路段辅以载荷试验及室内试验,以提高评价结果的可靠性。

4.3 注浆效果评价标准

注浆效果评价应以设计要求为基本准则,并参考既有工程经验,建立定量与定性相结合的评价标准。该项目拟采用的注浆效果评价标准,如表5所示。岩溶充填率应满足 $<10\%$ 的残余空隙率要求,注浆加固强度应满足路基承载力及变形要求,注浆范围应达到设计要求,且加固均匀,无明显缺失,最终评价等级分为优良、合格、不合格三级。

表5 注浆效果评价标准表

评价指标	优良	合格	不合格
岩溶充填率	$<5\%$	5%~10%	$>10\%$
注浆加固强度	大于设计要求值的120%	满足设计要求值	小于设计要求值
注浆范围	符合设计要求,分布均匀	基本符合设计要求,存在局部缺失	明显小于设计要求,分布不均

4.4 注浆参数优化与效果评价的关系

注浆参数的选择是影响注浆效果的关键因素,而注浆效果评价则是指导注浆参数优化的重要依据^[8]。二者互为因果,动态调整。只有选择合理的注浆材料、注浆压力、注浆顺序等关键参数,才能确保注浆的充盈度及强度,实现良好的注浆效果。通过对已完成注浆路段的效果评价,可以及时发现参数选择的不足,指导后续路段注浆参数的动态优化及调整。

在实际施工中,应加强注浆效果的跟踪评价,通过合理布设监测断面,定期开展注浆效果检测,并结合效果评价结果,及时优化注浆工艺及参数,形成“评价→优化→再评价→再优化”的动态循环,不断提高注浆加固效率及质量,确保岩溶路基处治的整体效果。同时,注浆效果评价还应纳入项目的后期运营管理及养护决策中,指导运营期岩溶路基病害的预防及处治,提高路基的耐久性及安全性。

5 结语

科学合理地确定岩溶路基注浆参数是保证注浆加固质量、控制工程造价的重要环节。针对不同的岩溶发育特征,因地制宜地选择注浆材料及工艺,并在此基础上优化注浆压力、注浆量、注浆孔距、注浆顺序等参数,才能达到理想的注浆加固效果。本文基于梧州—乐业公路乐业

(下转第47页)

平原区城镇段一级公路快速化改造路线设计要点分析

余承喜, 曾勇, 魏鹏飞, 李佳航
(广西交通设计集团有限公司, 广西 南宁 530029)

摘要: 文章结合工程实例, 以保证交通服务功能及节约工程造价为基本原则, 从平、纵、横、互通立体交叉设计等方面, 详细论述了平原区城镇段一级公路快速化改造路线设计要点, 为今后类似项目的勘察设计提供参考。
关键词: 城镇段一级公路; 快速化改造; 路线设计
中图分类号: U412.36 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.007
文章编号: 1673-4874(2025)05-0021-04

0 引言

一级公路的主要功能是连接各大地区的主要城镇、通往重要工业区域或交通枢纽, 具有技术指标高、部分控制出入、设置标准中央分隔带、可供车辆快速通行等特征^[1]。随着城镇化及经济的快速发展, 城镇不断向外扩张, 凭借交通便利的优势, 一级公路两侧土地开发强度不断增强; 一级公路单一的服务功能、部分控制出入的管理措施等特性满足不了城镇多元化的交通出行需求, 对地块的分割也影响了两侧区域的发展。另外, 一级公路较高的运行速度和重型车辆比例在人口密集区也容易引发交通事故^[2]。因此, 城镇段一级公路的快速化改造具有必要性和紧迫性, 尤其是对于经济发展较快的平原地区显得更加迫在眉睫。平原地区具有地势平坦、降雨多、借方困难、地下水丰富等特征, 该地区一级公路具有技术指标高、沿线平交路口多等特征。因此, 本文结合工程实例, 从平、纵、横、互通立体交叉设计等方面详细论述平原区城镇段一级公路快速化改造路线设计要点, 为以后类似项目提供参考和依据。

1 项目概况

该项目地处长江下游冲击平原地区, 沿线整体地势较为平坦, 项目沿线以农田、水体为主, 局部分布路段存在一定的建筑物, 主要为厂房、住宅等。项目所在地年平均无霜期为 219~240 d, 年平均降雨量为 1 200~1 400 mm, 地表水和地下水资源丰富。现状一级公路为双向四车道, 沥青混凝土路面, 设计速度为 80 km/h, 路线全长为 14 km, 沥青混凝土路面; 现状平、纵面指标较高, 全线共设置 4 个交点, 最小平曲线半径为 8 029 m, 满足不设超高的最小平曲线半径要求, 最小纵坡为平坡, 最大纵坡为 0.75%。路基宽 26.5 m = 0.75 m 土路肩 (已硬化) + 3.5 m 硬路肩 + 2 × 3.75 m 行车道 + 0.5 m 路缘带 + 2 m 中央分隔带 + 0.5 m 路缘带 + 2 × 3.75 m 行车道 + 3.5 m 硬路肩 + 0.75 m 土路肩 (已硬化), 如图 1 所示。

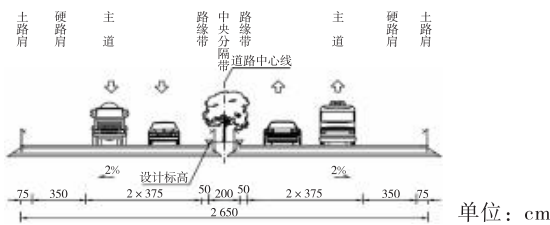


图 1 现状路基标准横断面图

项目主要建设内容包含道路工程、桥涵工程、排水工程、交叉工程、交通工程、绿化工程、照明工程等。

2 技术标准及设计原则

由于现状一级公路平、纵指标较高, 为提高通行效率, 该路段将主线设计速度调整为 100 km/h, 主要技术标准详见表 1。

表 1 主要技术标准表

序号	项目	标准
1	道路等级	一级公路, 兼城市快速路功能
2	设计速度	主路 100 km/h; 地面层道路 60 km/h; 辅路 40 km/h
3	一般路基宽度	48.5 m
4	设计荷载等级	公路 - I 级
5	地震动峰值加速度	0.05 g
6	路面类型	沥青路面, 路面结构荷载 BZZ - 100
7	净空标准	一、二级公路 ≥ 5 m
		三、四级公路、城市道路 ≥ 4.5 m

3 路线设计要点分析

3.1 设计原则

项目采用地面双侧拼宽新建辅道快速化 + 节点上跨、辅道平交 + 局部连续高架桥的方式实现主交通流方向快速化, 本次快速化改造共设互通立交 4 处, 全线共设置 10 对出入口。

第一作者简介: 余承喜 (1992—), 高级工程师, 主要从事道路工程设计研究工作。

根据项目一级公路改城市快速路的特征,总体设计主要遵循以下设计原则:

(1)总体要求:贯彻“六个坚持,六个树立”的勘察设计新理念,坚持“安全、耐久、节约、和谐”的指导思想,将项目建设成“技术高、质量优、投资省、效益好、示范性强”的优质工程。

(2)加强总体设计,在不占用基本农田及生态红线的前提下,充分利用现状公路,有效降低工程建设及运营成本,同时兼顾交通需要和城市发展。

(3)总体设计应符合城镇路网规划,尤其应注意市政配套设施与规划的符合性。

(4)主线平、纵面设计尽量拟合现状,并严格按照《公路路线设计规范》(JTG D20—2017)执行,同时采取灵活指标,不盲目追求高指标。

(5)地面两侧拼宽新建辅道路段,辅道及人行道宽度、标高灵活处理,尽量减少拆迁,并注意与规划及周边地块衔接。

3.2 平面设计

(1)主线平面线型设计:为充分利用旧路,主线平面完全拟合现状公路中线,项目全线共设置4个交点,最小平曲线半径为8 029 m,满足不设超高的最小平曲线半径要求,最大直线长度为2 217.936 m,平面技术指标详见表2。

表2 主线平面技术指标表

项目	规范值	设计值
平曲线半径/m	700(一般值) 440(极限值)	8 029
缓和曲线长度/m	85	300
最短直线长度/m	200(反向) 600(同向)	2 217.936 (同向)
路线增长系数/%	—	1.025
平曲线比例/%	—	45.7

(2)辅道平面线型设计:两侧辅道按城市道路,设计速度为40 km/h,单独设计。平面技术指标详见表3。

表3 辅道平面技术指标表

项目	规范值	设计值
平曲线半径/m	150(一般值) 70(极限值)	255
缓和曲线长度/m	35	35
最短直线长度/m	240(同向) 80(反向)	0
路线增长系数/%	—	1.019
平曲线比例/%	—	51.723

(3)加宽设计:设计速度为100 km/h,内侧车道视距加宽,最小半径为1 220 m,主线平曲线最小半径为8 029 m,不需加宽;辅道最小平曲线半径为255 m,满足不设加宽的最小半径要求。

(4)主线路拱横坡设计:根据现场检测结果,现状路拱基本为0~2%,局部位置由于重车碾压、不均匀沉降等原因,路拱横坡达到3%。由于路面采用旧路病害处

置后整体加铺的方案,因此主线路拱横坡应根据实测结果按1.5%~2%控制。通过调整路拱横坡尽量减少路面调平层或铣刨厚度,降低投资;同时又需保证路面横向排水需求,路拱渐变率控制在1/175~1/200。

(5)辅道路拱设计:设计速度为40 km/h,最小平曲线半径为255 m,最大横向力系数为 $\mu=0.99$,而规范及研究表明^[3-4],当 $\mu<0.1$,转弯不感觉到有曲线存在,很平稳。因此,为便于道路排水及远期沿线地块的开发利用,辅道统一采用2%路拱横坡,不设超高。

3.3 纵断面设计

由于项目采用旧路两侧拼宽的快速化改造方案,因此纵断面的设计原则及方案如下:

(1)主线与辅道单独拉坡设计。

(2)主线满足一级公路的纵断面线形标准及防洪水位高度要求,在拟合旧路纵断面的基础上,本着经济环保的原则,灵活运用技术指标,尽可能提高旧路利用率,同时兼顾平、纵线形组合设计。

(3)主线结合路基路面修补方案拟合纵面,尽可能减少对现状道路的改造,降低路面及土方工程量。

(4)在桥涵构筑物区段,尽量维持现有纵面,保留桥梁构筑物。

(5)辅道在满足地区市政规划防洪、构筑物及管道覆土前提下,尽可能降低标高,降低土方工程量。

(6)下穿高压杆线净空:110 kV ≥ 7.0 m,220 kV ≥ 8.0 m,500 kV ≥ 14.0 m。

(7)二级及以上公路、城市主干路 ≥ 5.0 m,三级公路、城市次干路及以下 ≥ 4.5 m,通道 ≥ 3.5 m。

本次改建后主线与辅道的纵断面技术指标详见表4与表5。

表4 主线纵断面技术指标表

项目	规范值	设计值
最大纵坡/%	3	3
最小纵坡/%	0.3	0
最小坡长/m	250	251.143
竖曲线最小半径/m	凸形 10 000(一般值) 6 500(极限值) 凹形 4 500(一般值) 3 000(极限值)	6 500 6 500
竖曲线比例/%	—	38.1

表5 辅道纵断面技术指标表

项目	规范值	设计值
最大纵坡/%	3.5	0.4
最小纵坡/%	0.3	0
最小坡长/m	110	110
竖曲线最小半径/m	凸形 600(一般值) 400(极限值) 凹形 700(一般值) 450(极限值)	3 000 3 000
竖曲线比例/%	—	56.1

由于地势平坦,现状道路局部路段为平坡,因此本次改造维持现状纵坡不变,通过横向切缝加强路面横向排水。在主线上跨辅道平交的菱形立交处,为减小桥梁及引道长度,降低投资,采用3%纵坡及6 500 m的竖曲线半径极限值,同时能够满足停车视距要求。

3.4 路幅标准横断面设计

《城镇化地区公路工程技术标准》(JTG 2112—2021)^[5]与《城市快速路设计规程》(CJJ 129—2009)^[6]分别规定了一级公路及城市快速路的路幅布置,具体详见表 6。

表 6 路幅布置参数表

项目	城市快速路	一级公路
车道宽度/m	货车 3.75 小汽车 3.5	3.75(一般值) 3.5(极限值)
中间带/m	2×0.5 路缘带+2=3	2×0.75 路缘带+2=3.5
硬路肩/m	0.5	1

由于该项目设计速度较高,且标准 JTG 2112—2021 第 4.2.1 条规定:机动车车道宽度应按《公路工程技术标准》(JTG B01)的规定,只有以通行中、小型客运车辆为主的公路或改扩建时用地严重受限的公路才能使用极限值。研究表明,车身尺寸、轨迹偏移行为和侧向安全余宽是车道宽度的决定因素,80~120 km/h 设计速度范围高速公路的小客车行车道宽度为3.6 m^[7]。由于该项目货车比例超过 20%,且车速较快,主线路幅布置严格按照一级公路标准执行,辅道按照城市快速路标准执行。由于项目为改扩建,因此路幅布置尽量完全利用。

(1)地面快速路段:采用主线双向六车道、辅路采用双向两车道,标准路基宽54 m,两侧各拓宽13.75 m,其中主线需在现状旧路基础上拓宽0.75 m作为硬路肩。横断面布置为:2 m中分带+2×(0.75 m路缘带+3×3.75 m行车道+1 m硬路肩+4 m侧分带+6.5 m辅路+2.5 m人行道)=54 m。设置4 m侧分带目的是为了辅道与主线单独设计,如图 2 所示。

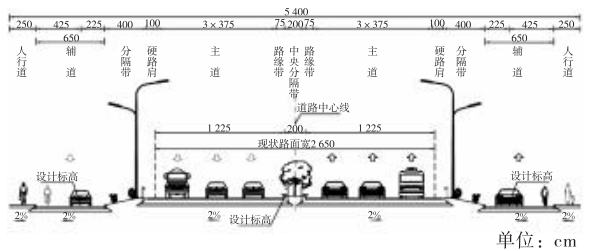


图 2 地面快速化路段路幅标准横断面图

(2)跨线桥路段:采用双向六车道,分幅桥梁宽29 m=0.5 m(防撞护栏)+1 m(硬路肩)+3×3.75 m(主车道)+0.75 m(路缘带)+0.25 m(C 值)+1.5 m(0.5 m(防撞护栏)+0.5 m(护栏间隙)+0.5 m(防撞护栏)+0.25 m(C 值)+0.75 m(路缘带)+3×3.75 m(主车道)+1 m(硬路肩)+0.5 m(防撞护栏),辅道宽9.5 m=2.5 m人行道+6.5 m车行道+0.5 m路缘带,路幅总宽 48 m,如图 3 所示。

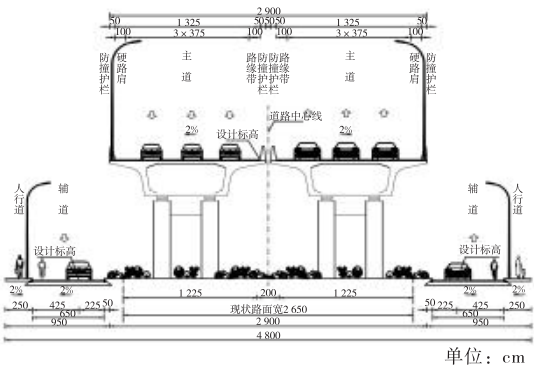


图 3 跨线桥路段路幅标准横断面图

(3)连续高架路段:路基宽49.5 m,两侧各拓宽 11.5 m。高架采用整幅桥梁宽28 m=0.50 m(中央隔离墩)+2×(1.0 m+3×3.75 m行车道+1 m硬路肩+0.5 m护栏);地面主道路双向 4 车道,设计速度60 km/h,宽26.5 m(利用现状路基,具体布置为:2×(0.5 m路缘带+2×3.75 m行车道+0.5 m路缘带)+9.5 m中央带=26.5 m),如图 4 所示。

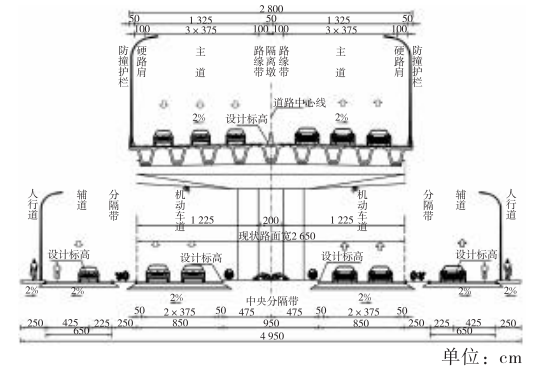


图 4 连续高架路段路幅标准横断面图

3.5 互通立体交叉设计

项目与等级道路交叉采用主线上跨辅道平交的方式实现快速化,辅道进口增加一个排队车道,出口道增加一个车道,实现港湾式公交车站与加速车道的一体化设计,同时为提高通行效率,桥底增设小汽车提前掉头口,如图 5 所示。

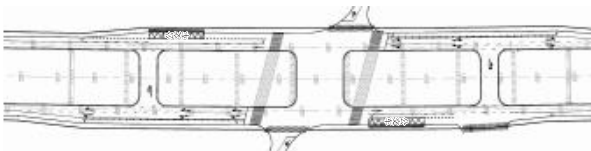


图 5 互通立体交叉设计示意图

4 结语

本文结合实体工程,通过城市快速路与公路设计规范对比,从平、纵、横、互通立体交叉设计等方面,详细论述了平原区城镇段一级公路改快速路总体设计要点,主要结论如下:

(1)主线行车道宽度、路缘带宽度、建议采用公路设

计规范的高指标,不同路段路幅布置应实现旧路利用的最大化。

(2)平面线位应尽量拟合旧路,在满足排水及行车安全前提下,主线可通过调整 1.5%~2% 路拱横坡,减少路面调平层或铣刨厚度,降低工程造价;但路拱渐变率宜控制在 1/175~1/200 之间,保证路面排水及行车安全。

(3)主线与辅道纵断面单独设计,主线应严格满足一级公路的纵断面线形标准及防洪水位高度要求,但需灵活运用技术指标,尽可能提高旧路利用率;辅道在满足地区市政规划防洪、构筑物及管道覆土前提下,尽可能降低标高,降低土方工程量。

参考文献

[1]中华人民共和国交通运输部.公路工程技术标准:JTG B01—

2014[S].北京:人民交通出版社,2014:53.

[2]魏海波,李江凤.浅谈一级公路兼顾城市快速路功能设计标准[J].智能城市,2020,6(8):175-176.

[3]中华人民共和国住房和城乡建设部.城市道路路线设计规范: CJJ 193—2012[S].北京:中国建筑工业出版社,2012:73-74.

[4]劳光宁.基于横向力系数的高速公路互通段平曲线拼宽论证分析[J].西部交通科技,2017(4):51-52.

[5]中华人民共和国交通运输部.城镇化地区公路工程技术标准: JTG 2112—2012[S].北京:人民交通出版社,2012:7-8.

[6]中华人民共和国住房和城乡建设部.城市快速路设计规程: CJJ 129—2009[S].北京:中国建筑工业出版社,2009:10-12.

[7]张高峰.山区高/快速路车道保持行驶时的车辆轨迹行为特性研究[D].重庆:重庆交通大学,2024.

收稿日期:2025-01-22

(上接第 10 页)

不同程度提升,这是由于甘蔗渣灰添加比例过大造成的。*CBR* 提升幅度最大为 69%,此时改良剂组合为 5% 熟石灰 + 3% 甘蔗渣灰,其机理为石灰中的钙成分和甘蔗渣灰中二氧化硅和氧化铝成分相互作用形成水化硅酸钙和水化铝酸钙等水泥类化合物,使土样强度大幅提升。

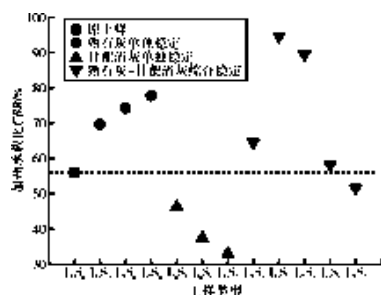


图7 不同改良剂掺配比例土样 *CBR* 试验结果示意图

3 结语

(1)熟石灰改良剂或熟石灰-甘蔗渣灰复合改良剂使软质黏土的液限均降低,而单掺甘蔗渣灰改良剂使软质黏土的液限增加,液限减少最大幅度发生在 3% 熟石灰 + 和 3% 甘蔗渣灰组合下,增加最大幅度发生在 7% 甘蔗渣灰改良时。无论何种改良方式,原土样塑限随改良剂总量增加而增大,最大增加发生在 7% 甘蔗渣灰及 3% 熟石灰 + 7% 甘蔗渣灰。

(2)塑性指数随熟石灰或熟石灰-甘蔗渣灰增加而降低,随着甘蔗渣灰增加而显著增加,因此可用任何掺比的熟石灰-甘蔗渣灰来降低软性黏土塑性指数,同时可将高塑性土变成低塑性土。

(3)熟石灰、甘蔗渣灰及两者复合改良软质黏土的最大干密度稍降低 4.8%,而最佳含水率大幅增加 71%。

(4)熟石灰改良或熟石灰-甘蔗渣灰复合改良软质

黏土的 *CBR* 随改良剂掺量增加而增加,而甘蔗渣灰改良土样的 *CBR* 显著降低,*CBR* 在 5% 熟石灰 + 3% 甘蔗渣灰时提升幅度最大。此研究成果为提高道路耐久性、节约成本、助力绿色交通建设提供可靠的试验基础。

参考文献

[1]刘升传,蒋光远.高速公路路基压实低液限粉质黏土动力特性分析[J].路基工程,2022(4):69-76.

[2]王欢,曹义康,任俊玺,等.干湿循环下粉砂土改良膨胀土强度特性分析[J].科学技术与工程,2021,21(26):11336-11342.

[3]刘富晓.低液限粉质黏土公路路基压实控制指标的对比优化[J].武汉理工大学学报(交通科学与工程版),2023,47(5):947-951.

[4]崔宏环,刘卫涛,张立群.土凝岩新型固化剂稳定路基粉质黏土的干缩性能[J].科学技术与工程,2019,19(14):320-328.

[5]牛德华,高攀.路基工程中粉质黏土的石灰加固技术研究[J].交通节能与环保,2019,15(3):87-90.

[6]戴元皓.干湿循环下水泥/纤维改良路基粉质黏土力学特征研究[J].科学技术创新,2023(3):141-144.

[7]刘晓林.超细矿粉+水泥改良粉质黏土路基填料试验研究[J].公路与汽运,2023(3):57-60.

[8]张俊粉.矿粉及水泥复合剂改良粉质黏土路基填料的试验分析[J].交通世界,2024(21):29-31.

[9]王建伟.基于固化技术的粉质黏土填方路基压实特性研究[J].交通世界,2023(26):82-84.

[10]RIVERA J F, OROBIO A, CRISTELO N, et al. Fly ash - based geopolymers as A4 type soil stabiliser[J]. Transportation Geotechnics, 2020(25): 100409.

[11]TAHER Z J, SCALIA J, BAREITHER C A. Comparative assessment of expansive soil stabilization by commercially available polymers[J]. Transportation Geotechnics, 2020(24): 100387.

[12]SILVANI C, DASILVA J C, GUEDES J. Sugarcane Bagasse Ash as a Green Stabilizer for Swelling Soil[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2024(42): 1459-1470.

收稿日期:2025-01-22

已通车高速公路服务区新增收费站设计研究

赖锟, 欧剑聪, 莫新强, 黄承磊

(广西交通设计集团有限公司, 广西 南宁 530029)

摘要: 文章以广西崇左至水口高速公路的花山服务区改造工程为例, 在传统改造方案基础上, 提出了通过车道管控实现单边开通收费站服务区双边车辆均可通行的设计方案, 并总结了收费车道选型原则、收费站位置选址、服务区车流引导的经验, 可为将来已通车高速公路服务区增设收费站工程提供参考。

关键词: 高速公路; 服务区; 交旅融合; 收费站

中图分类号: U491.8 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.008

文章编号: 1673-4874(2025)05-0025-03

0 引言

截至2023年, 广西已通车高速公路里程 $>9\,300\text{ km}$, 已开通运营服务区381处。广西北靠云贵高原, 南临北部湾海, 区内高速公路服务区各具特色, 有的依山傍水, 风景优美, 适合旅游开发, 有的毗邻乡镇, 适合产业融合。伴随着经济的发展, 原有依靠匝道收费站作为封闭高速公路出入口的单一模式已经无法满足人民群众日益增长的出行需求, 因此在现有高速公路资源的基础上, 通过在服务区增设收费站, 既是对高速公路服务水平的进一步提升, 也为高速公路实现交旅融合、产业协同提供新的方向。

广西已通车运行的金田服务区收费站, 虽然为单边服务区与收费站相结合的模式, 但服务区内采用护栏进行硬隔离, 分离了双向车流, 实际等同于一个双边服务区, 并在设计阶段已综合考虑服务区与收费站相结合的问题^[1]。花山服务区建设过程中也提出了多种建设方案, 但总体还是以双边服务区均增设收费站为思路, 只是收费站选址的位置有所不同^[2]。通过分析花山、金田服务区增设收费站设计中遇到的主要问题, 总结相应的经验, 以花山服务区为实例, 归纳了三种已通车运行服务区新建收费站的设计方案, 为将来已通车运营的服务区增设收费站设计提供参考。

1 项目背景

花山服务区位于S62崇左至水口高速公路K28+200段, 与上金收费站出口K29+719隔江相对。服务区坐落于风景优美的左江江畔, 不但建设有四星级汽车旅游营地, 周边还拥有世界文化遗产左江花山岩画、“人间仙境”景区、弄岗国家级自然保护区、紫霞洞、红八军军部旧址、龙州起义纪念馆等知名景区。在地理位置上, 服务区沿江向南3 km是上金乡, 总人口数约2万人。服务区收费站开通运行后, 可以提高两岸居民的出行效率, 同时提升上金乡农业产品运输能力, 促进左江沿线旅游经济的开发^[3-5]。

2 设计原则

2.1 收费车道选型

已通车高速公路服务区新增收费站车道规模的确定应根据服务区周边交通出行需求选择。花山服务区周边主要城镇为上金乡, 经测算, 收费站开通后, 2020年起始交通量为210辆/d, 按进出口交通量年平均增长率6.6%计算, 2040年花山服务区收费站交通量预计为740辆/d, 折算高峰小时交通量为59辆/h。结合收费车道的通行能力计算^[6], 设计考虑收费站车道规模采用1入1出ETC/自助车道。服务区收费站通行的车辆类型以当地村民的私家车、小型农产品车、自驾小汽车为主, 因此收费站考虑只允许小型客货车通行, 并设置小型称重检测设施。

2.2 收费站选址

收费站的选址不应影响服务区主线交通流向, 增设收费站后, 进出收费站的交通流流向应与原服务区主线交通流流向一致。花山服务区综合楼采用后置式布局, 前面是车辆停放区, 后面则是大型车辆的绕行通道和汽车旅游营地。因此, 收费站选址采用后置, 优先考虑设置在服务区综合楼后方与地方道路连接处, 收费广场不占用服务区内的场地, 进出收费站车流采用逆时针流向, 不影响服务区内原有的车流动线轨迹。

2.3 管理模式

服务区增设收费站后, 不应改变原有的高速公路管理模式。管理模式与一般匝道收费站一致, 应禁止车辆利用服务区“U转”调头, 按新增收费站申请开通运营。

3 方案比选情况

3.1 方案布置情况

方案一: 在服务区南区与北区分别设置收费站, 禁止车辆利用联络通道。崇左往龙州方向的车辆通过北区设置的收费站驶出高速公路; 龙州往崇左方向的车辆通过南区设置的收费站驶出高速公路; 地方车辆通过南区收费站入口驶入高速公路往崇左方向, 通过北区收费站入口驶入高速公路往龙州方向^[7]。如图1所示。

第一作者简介: 赖锟(1992—), 硕士, 工程师, 主要从事道路交通机电、智能化设计等工作。

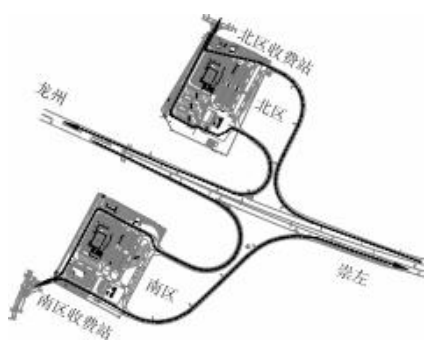


图1 方案一车辆流向示意图

方案二:只在服务区南区设置收费站,禁止车辆利用联络通道。崇左往龙州方向的车辆需要往前行驶2 km驶出上金匝道收费站,掉头再从南区设置的收费站驶出高速公路;龙州往崇左方向的车辆过南区设置的收费站驶出高速公路;地方车辆通过南区收费站入口驶入高速公路往崇左方向。如图2所示。

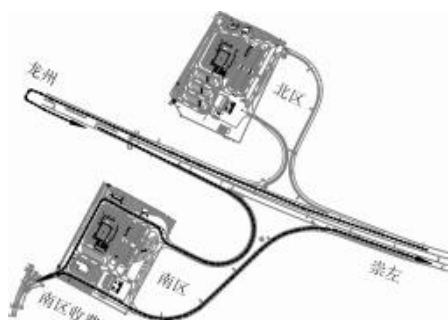


图2 方案二车辆流向示意图

方案三:只在服务区南区设置收费站,利用双侧服务区的联络通道,通过车道管控,实现收费站单侧开通双侧通行。崇左往龙州方向的车辆穿过联络通道通过南区设置的收费站驶出高速公路;龙州往崇左方向的车辆通过南区设置的收费站驶出高速公路;地方车辆通过南区收费站入口驶入高速公路往崇左方向,穿过联络通道驶入高速公路往龙州方向。如图3所示。

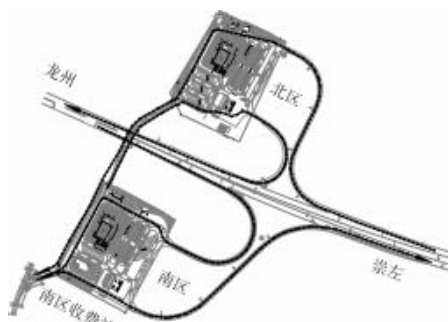


图3 方案三车辆流向示意图

因为开通了服务区联络通道,方案三通过机电设施结合护栏与地面标线引道的方式,实现服务区内车流的

车道级管控,避免出现车辆串行、“U转”的情况。如图4所示,通过隔离护栏隔离出车道①和车道②,车道①为北区通过联络道出收费站的车流,车道②是南区出收费站的车流。由于采用护栏硬隔离的方式,车道①和其他车道不交叉,车辆有且只有一个行驶路线。通过实线隔离出了车道②、车道③和车道④,车道③为收费站进入往北区上高速公路的车流,车道④为原服务区车流。设置车道④保留了服务区原有的车流路线。在车道③设置一套车道管控系统,该系统在收费站入口处通过高清车牌识别摄像机录入车辆信息,车辆从收费站驶入后如需通过联络通道驶入北区往龙州方向行驶,需要在联络道核验处核对车辆信息,查验与入口录入的车辆信息一致后,车辆才可通行。

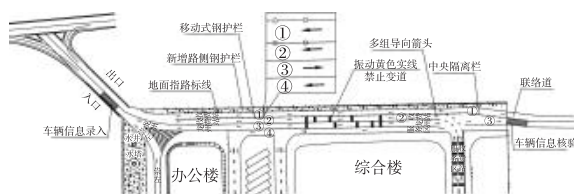


图4 车道管控示意图

3.2 方案比选情况

表1 各方案主要工程规模对比表

	规模	工程造价
方案一	双侧开通 1入1出 ETC/自助收费站	总价:841万元;
		土建建安部分:388万元;
方案二	单侧开通 1入1出 ETC/自助收费站	机电部分:453万元;
		总价:560万元;
方案三	开通 1入1出 ETC/自助收费站	土建建安部分:209万元;
		机电部分:351万元;
		总价:580万元;
		土建建安部分:215万元;
		机电部分:366万元;
		(较方案二增加了车道管理系统及建安设施)

注:3个方案均不包含ETC门架建设费

(1)方案一优势:实现全方向的车辆通行,服务区内交通组织简单,依托服务区综合楼,充分拓展利用综合楼后与汽车营地相结合的地块,对原有服务区内的车流及用地影响小。

缺点:建设规模大、投资高,在两侧服务区分别设置收费站,增加运营管理的成本。

(2)方案二优势:集约用地、节约投资,与相邻收费站联动,实现了高速公路两个方向到上金乡、汽车旅游营地的出行。

缺点:不能满足全部方向的道路出行需求,缺少车辆往龙州方向的交通流。

(3)方案三优势:功能齐全,可以满足全部方向的交通流,管理集中,投资少。

缺点:交通组织较其他方案复杂,存在交通流交叉,

占用服务区联络通道。

经分析比选,方案一是最常用的服务区增设收费站的模式,适合收费站开通后交通量大、投资充足的情况。方案二适合单方向通行需求强,对向通行需求较弱的情况。方案三适用于投资、建设土地受限,但各方向出行要求均需要满足的情况。因此花山服务区收费站建设时综合各方面因素,采用了方案三。收费站建成开通后,吸引了大量到服务区旅游、购物、加油的旅客,实现了“让游客下得去、群众上得来、农产品运得出”的预期目标,成为广西区内高速公路开放式服务区建设的示范项目。

4 结语

目前广西高速公路建设已放缓,在路网基本饱和的情况下,许多出行需求需要通过创新机制去满足。后续在已建成高速公路服务区增设收费站的过程中,设计者在进行方案设计时,需要结合项目特点,包括出行需求分析、收费车道规模的选择、对服务区内部车流组织的影响、项目投资规模、征地风险,后期运营管理水平等因素,合理选择方案,以提高服务区的使用效率,充分

发挥其价值。

参考文献

- [1]万谦,刘明,刘健锋,等.高速公路服务区文旅融合选型设计探讨[J].西部交通科技,2023(5):169-171.
- [2]郑义恒,庞广强.高速公路服务区ETC车道建设探讨[J].西部交通科技,2023(1):165-166.
- [3]韦增平,黄德欢.促进交通建设与旅游融合发展的探索与实践[J].西部交通科技,2019(11):181-183.
- [4]黄德欢.“花山服务区+旅游”让出行更美好! [J].中国公路,2019(18):76-77.
- [5]王继华.高速公路ETC电子不停车系统在花山服务区的创新应用分析[J].西部交通科技,2021(2):161-163.
- [6]北京中交国通智能交通系统技术有限公司.收费公路联网收费技术标准:JTG 6310—2022[S].北京,人民交通出版社,2022:32-37.
- [7]陈峰标.高速公路服务区拓展收费节点设置探讨[J].西部交通科技,2022(2):35-38.

收稿日期:2025-01-22

(上接第17页)

3.3.2.2 喷洒流程

喷洒控制流程设计如图6所示。

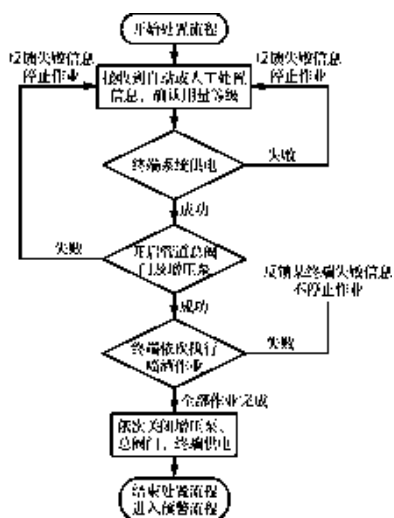


图6 喷洒处置流程图

4 应用效果分析

积雪凝冰监测预警与主动处置系统于2024年在龙胜—峒中口岸公路龙胜芙蓉至县城段义西大桥按设计要求进行了施工安装并投入使用。2025年1月,龙胜地

区气温骤降,高寒山区最低气温降至 -5.2°C ,系统接收到预警信号立即自行启动,经人工确认后按低用量进行喷洒作业,及时有效预防了路面结冰,降低交通事故风险。该系统具备远程操控、模块化设计的特点,便于维护管理,在高速公路冬季运营养护中取得了一定实效。

5 结语

本研究是积雪凝冰监测预警与主动处置技术方案在广西的首次设计与应用,目前广西高速公路建设蓬勃发展,桂北高寒山区高速公路数量逐步增加,该技术可为桂北地区冬季易结冰路段的运营处置提供新的思路与方法,后续可根据系统的使用效果、经济性、实用性等进一步开展研究,并可以拓展系统在日常桥梁养护、夏季路面降温中的相关应用,为切实解决道路运营养护问题提供更多的智慧途径。

参考文献

- [1]杨成里.复杂路况与不良气候条件耦合作用下的公路行车风险分级研究[J].交通世界,2023(27):22-24.
- [2]邹晓明,陈君炜.抗凝冰路面在广西高速公路的应用研究[J].西部交通科技,2022(8):49-50.
- [3]李爽爽,崔嫣,尚晓敏.有机环保型融雪剂的研制[J].山东化工,2023,52(15):15-17.

收稿日期:2025-01-22

生态选线理念在滨海公路线位设计中的应用探讨

谌楹, 韦锦帆

(广西交通设计集团有限公司, 广西 南宁 530029)

摘要: 为建设绿色生态公路, 严格执行生态选线理念, 文章结合滨海公路线位设计避让红树林实例, 基于生态选线理念, 论述生态选线原则, 并从滨海环境敏感因素、港口航道规划、交通路网衔接等方面对生态选线理念在滨海公路建设中如何应用进行了探讨, 总结滨海环境下公路的生态选线要点, 为生态选线理念在滨海公路线位设计中的应用实践提供参考。

关键词: 生态选线; 滨海公路; 线位设计; 红树林

中图分类号: U412.36 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.009

文章编号: 1673-4874(2025)05-0028-04

0 引言

近年来, 国家对生态环境保护极为重视, 生态文明建设属于国家建设总体布局之一。在滨海地区进行公路建设时, 怎样严格执行生态选线理念, 如何做到“最大限度的保护、最小限度的破坏”, 已成为公路建设是否可行的重要考量因素。

广西作为沿海省区, 海洋生态环境保护尤为重要。广西沿海地区属亚热带季风区, 气候温暖, 雨水充沛, 在防城港、钦州和北海等城市的海岸潮间带分布着大量红树林。红树林并非仅一种植物, 而是一个包括动植物、微生物、盐碱环境、适宜的温度和涨落潮等多个要素在内的生物群落, 生态价值和保护意义重大。红树林在净化海水、防风消浪、固碳储碳和维护生物多样性方面发挥着关键作用, 被誉为“海岸卫士”和“海洋绿肺”, 其不仅能够吸附和沉淀有毒物质, 净化水体, 同时为多种生物提供栖息地, 对维护生态平衡和保护生物多样性有着不可替代的作用。

广西红树林资源广泛分布于滨海地区, 对滨海公路工程选线影响巨大。如何落实生态选线理念, 成为滨海公路工程建设可行性的决定性因素。

1 工程概况

G228 山口至兴港段改线是沿海国道 G228 线位于北海市境内的一段, 列入交通运输部综合交通运输规划, 属于国家重大项目, 符合占用红树林先决条件。项目起于北海市与湛江市交界的合浦县山口镇境内, 路线自东南往西北方向布设, 与 G75 兰海高速公路并行至龙港新区产业园后折向西南方向, 跨越铁山港湾, 穿越石头埠作业区, 终于已营运的向海大道。项目路线全长约 19 km, 铁山港湾内设置铁山港向海大桥一座, 桥梁全长 4.9 km。工程按一级公路标准实施, 路基宽度为 33.5 m, 设计时速为 80 km。

铁山港是北海市发展临港大工业的主阵地, 西港和东港规划面积 200 km², 至少可以承载 1 万亿元以上的工

业产值。由于受铁山港海域阻隔, 西港和东港隔海约 4 km, 不能连成一片整体, 严重影响了临海产业布局。

但是, 项目属于滨海公路工程, 需穿越铁山港东岸红树林区域, 工程建设对生态环境有一定影响, 如何从生态选线理念的角度, 确保项目实施的可行性, 需深入思考和分析。

2 生态敏感因素

2.1 红树林分布情况

铁山港两岸潮间带分布有红树林, 铁山港东岸由于淤泥覆盖层厚度大, 特别适宜红树林生长。项目建设区域红树林分布特点如下: (1) 随机无序性。铁山港东岸分布大面积的滩涂, 水流冲刷小, 只需气候、水文和土壤适宜, 红树林即可快速成长, 分布区域有片状、带状、点状等, 其生长具有随机无序性, 对线路避让造成阻碍。(2) 时间变化性。红树林生长区域不具备固定性, 红树林种子在海流作用下随波逐流, 从孕育、成长阶段到成熟状态, 生长周期一般为 5~10 年。由于自然环境及人为干扰等因素影响, 会有新的生长区域诞生, 同时也可能伴随原生长区域的红树林枯萎死亡等。项目规模大、投资高, 前期工作推进受到诸多因素影响, 可能花费 3~5 年才能真正落地施工。随时间推移, 零星红树林种子不断发育成长, 逐渐连成带状、片状, 成为新线位上的“拦路虎”。

2.2 其他敏感因素

铁山港东岸滩涂浅滩处存在重要湿地, 陆海交界存在自然岸线、人工岸线等, 东岸陆域还分布有大量永久基本农田, 对工程选线均有一定影响。

2.3 法律政策规定

为推进生态文明建设, 加强生态环境保护, 国家和广西地方均相继出台了法律规定和政策要求。《中华人民共和国湿地保护法》规定确因国家重大项目、防灾减灾等需要占用的, 应当依照有关法律规定办理, 并做好保护和修复工作。国家自然资源和环保部门等强调对于占用

第一作者简介: 谌楹(1982—), 硕士, 高级工程师, 主要从事道路与桥梁工程设计与咨询等研究工作。

生态红线的国家重大项目,须做好用途管制审查,完成不可避让论证。《广西壮族自治区红树林资源保护条例》和《广西壮族自治区“三线一单”环境管控单元及生态环境准入清单(试行)》(2021)对近岸海域总体准入及管控提出了要求:工程建设项目应当避让红树林地,确实无法避让的,当依法进行生态环境影响评价,完善占用手续。《环境影响评价技术导则 公路建设项目》(HJ1358—2024)明确要求:建设绿色公路,强化公路选线生态优化,依法依规避让各类生态保护区域、环境敏感区域,实在难以避让的以地下或空中穿(跨)越等低影响方式通过^[1]。

综上,无论是国家法律层面、标准政策规定,还是广西地方相关要求,对工程选线需要避让滨海地区生态敏感因素、切实落实生态选线理念提出了更高的要求。

3 生态选线原则

3.1 尊重自然、协调环境的原则

温暖潮湿的自然条件催生了广西滨海地区丰富多样的生物群体。滨海地区地理环境复杂,地形变化多样,建设禁止因素、限制因素繁杂。在开展滨海公路线位设计时,要充分意识到自然条件的复杂性及多变性。工程建设不可避免地影响到滨海地区的环境状况,要充分掌握自然规律,充分利用自然界本身具有自动调节的功能^[2-3],在复杂的滨海环境下寻找与自然环境相协调的线位,建设与自然和谐共生的绿色公路。

3.2 不破坏即最大保护的原则

由于红树林生长的随机性和分布的无序性,在滨海工程线路设计中,应以最大限度保护、最低程度破坏、最有利于生态修复为出发点,以红树林分布为抓手,结合其他环境敏感因素,将路线平纵线形、桥梁、路基及沿线设施等与周边海域特点、人文景观有机结合,使公路建设更好地顺应自然、融入自然。具体包含三个方面:(1)避让。这是生态选线最主要的执行方式,尽量避免占用生态保护红线内区域,减少甚至消除路线对沿线生态敏感区的干扰。(2)降低。在设计过程中,线路实在难以避让的,合理规划路线纵面,以桥梁跨越、隧道穿越等低影响方式通过。(3)恢复。因工程建设占用的红树林,按3倍的占用面积进行异地补种恢复,并做好管护工作,保证生态功能不降低。

3.3 生态与规划相协调的原则

国土空间规划是国家空间发展的指南、可持续发展的空间蓝图,是各类开发保护建设活动的基本依据^[4]。国土空间规划是总纲领,对滨海公路选线至关重要,其余各类控制性规划、港口航道规划等对线位也有一定影响。生态选线方案应考虑生态与规划协调性,做好生态与规划的统一、互动,平衡与未来发展的长远考虑。

3.4 生态与经济相平衡的原则

在工程建设过程中,如果过度破坏自然资源、忽视生态环境保护,就会导致生态环境恶化,进而影响经济

发展的可持续性和稳定性。反之,如果过分强调生态环境保护而忽视经济投入,也可能引起工程无法实施,导致地区经济滞后、民生问题难以解决。因此,生态选线过程中,需要在生态与系统经济之间找到平衡点,实现两者的协调发展,既能达到保护生态环境的目标,又能推动工程建设合理投入,兼顾项目全生命周期的社会效益。

4 生态选线应用

4.1 生态选线过程

生态选线流程如图1所示。

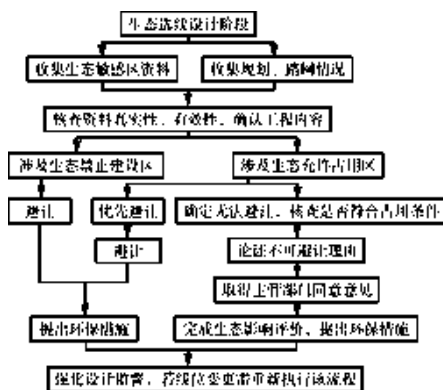


图1 生态选线流程图

结合国土空间规划、产业园规划,路网建设现状和地区未来发展趋势等,避开铁山港作业区范围,比选三个路线方案。

方案一:国土空间规划线位。

优势:(1)线位顺直,通行效率高,顺接东港区路网,有利于铁山港未来繁忙的港口物流运输。东岸龙港新区榄根片区布局为二类工业用地,并完成多数企业的签约进驻,形成一定发展规模。从龙港新区南北两个片区中间穿过,既能快速串联东西港区的交通物流,又符合产业规划要求。(2)榄根片区已建成龙腾路、海发路和榄根路,在建丰宁路、那谭路等,该方案直接与现状路网完成衔接,极大地提升项目服务产业能力。(3)不仅能直接为现状榄根片区服务,同时后期产业园交通流量增长,可向北延长榄根路、丰宁路,兼顾充美片区发展,且两个片区的规划路网不受影响,交通能得到快速疏解。

不足之处:占用红树林面积为30 050 m²,对生态影响最大。

方案二:线位走向与方案一基本一致,为执行生态选线理念,往北绕避红树林成片生长区域,沿充美片区规划海港路布线。

优势:(1)根据规划,未来铁山港向海大桥将会有运输石油化工原料、成品等大量危化品货车通行。方案二路线虽往北绕行,但桥梁长度短,运输危化品车辆快速落地,即使发生泄漏,相比海上应急预案,陆域应急处置预

案能更快响应,且对海洋生态影响小。(2)大桥所在地周边历史上发生过雷电、暴雨、台风、大风、冰雹等气象灾害,曾造成房屋垮塌、人员伤亡事故等;所在地属多雷区、雷电灾害次高危险区、雷电高易发区,雷击风险较高;该地区汛期降水强度较大、降水分配不均,强降雨天气较多,汛期容易发生洪涝灾害;所在地历年大雾日数呈增多趋势。方案二的线路桥梁短,更快落地,有利于降低海洋极端恶劣气候对行车安全的影响。(3)占用红树林面积相比于方案一大大减少,占用红树林图斑面积仅为263 m²,且路线抬高纵断面,以桥梁跨越的低影响形式占用,同时占用自治区级重要湿地里程最短、面积最小,对生态环境保护意义重大。

不足之处:(1)干扰充美片区路网规划,与榄根片区路网规划衔接少,对榄根片区交通物流能力提升不强,线路辐射能力一般;(2)绕行距离长,燃油经济性差;(3)与海岸线距离较近,对岸线保护不利。

方案三:为执行生态选线理念,完全绕避红树林,沿充美片区和榄根片区中间的海汊布线。

优势:不占用红树林图斑,只占用零星红树林植株,对红树林生长区域起到最大程度绕避。

不足之处:(1)线位平面曲线半径小,存在多处反向弯曲,路线指标差;(2)位于海汊区域,与现状道路衔接困难,且后期道路交叉改造难度大、代价高,对产业园交通物流发展辐射能力差;(3)路线弯曲,桥梁长度最长,若在海汊处发生危化品泄漏甚至爆炸事故,应急处置预案比陆域响应时间久、难度大,应急成本会大幅提升,对下游的生态水域(红树林)影响很大;(4)虽避开红树林大量生长区,但海汊间分布有零星红树林植株,方案也涉及到占用问题,距离两岸红树林较近,桥梁施工过程中,施工栈桥、桩基开挖、物料运输等势必对红树林生长造成长时间大范围影响,对生态保护不利;(5)占用自治区级重要湿地里程最长、面积最大。

表 1 三个路线方案对比表

项目	方案一	方案二	方案三
里程长度	18.863 km	19.185 km	19.073 km
桥梁长度	6 310 m	4 908 m	8 315 m
规划符合性	符合国土空间总体规划要求	线位有偏移,需论证国土空间总体规划符合性	线位有偏移,需论证国土空间总体规划符合性
线路技术指标	平曲线最小半径为5 000 m,指标好	平曲线最小半径为1 500 m,指标较好	平曲线最小半径为750 m,多处反向弯曲,指标较差
占用红树林	30 050 m ²	263 m ²	零星红树林植株,未在图斑范围内
占用自治区级重要湿地	11.835 hm ²	4.74 hm ²	21.127 hm ²
占用岸线	不占用自然岸线	不占用自然岸线,但与岸线相距较近	不占用自然岸线
占用永久基本农田	0.549 hm ²	0	0.428 hm ²
投资规模	39.6 亿元	40.8 亿元	42.9 亿元

4.2 生态选线结果

近年来,国家对生态环境保护越来越严格,特别是《中华人民共和国湿地保护法》的颁布,更是将红树林湿地保护的层级提升至法律的高度,生态选线也是今后线性工程最具决定性的因素之一。

方案一是国土空间总体规划的线位,符合规划要求,技术指标好,路线长度短,线位顺直,能迅速提升龙港新区产业物流运输能力;同时,线路能大大疏解国道过境交通量,项目整体投资造价也是最低的,从经济性、公路功能和对铁山港东岸未来发展等诸多方面具有压倒性优势。但是方案一占用红树林面积达到30 050 m²,对红树林湿地保护和生态环境影响高,违背不破坏即最大保护原则,没有做到以“最大限度保护、最低程度破坏”为出发点,从生态优先角度不宜选择该方案。

方案二占用红树林图斑面积263 m²,占用面积少,路线位于开阔水面,施工污染易于扩散,并优化路线纵断面设计,采用桥梁一跨而过的方式上跨占用区域,总体来说对红树林影响最小,且方案桥梁长度短,工程投入不高,

经济性较好,满足生态与经济相平衡原则,从生态选线角度,推荐该方案。

方案三完全绕避红树林生长区,只占用零星红树林植株,但线路沿海汊布设,对产业园两个片区辐射能力差。路线靠近两侧红树林生长区,施工过程势必对红树林生长造成影响。不符合生态与规划相协调的原则,同时,方案建设成本高,不符合生态与经济相平衡原则,从生态选线角度不宜选择该方案。

综上所述,在执行生态选线理念要求下,项目综合分析了生态与规划、生态与经济相互关系,最终选择方案二完成滨海公路线路生态选线的主要过程。后续还需要加强生态影响评价分析,落实保护措施,强化设计线位变更监督,不得随意更改线位方案,确保生态选线成果实现。同步加快推进项目前期设计工作,尽快完成项目落地实施,减少红树林随时间无序生长迁移对工程实施的制约。

(下转第 36 页)

聚丙烯纤维改性橡胶混凝土力学及耐久性能研究

周虹伶
(广西交通职业技术学院,广西 南宁 530023)

摘 要: 为探究聚丙烯(PP)纤维对桥面铺装改性橡胶混凝土性能的影响,文章针对 PP 纤维的改性橡胶混凝土的耐久性能和力学性能开展了研究。结果表明:PP 纤维的掺入均有利于提升混凝土抗压强度和抗折强度,且对混凝土的韧性提升效果显著;PP 纤维可抑制或延缓混凝土内部裂缝的产生及扩展,对其抗冲击性能的提升起重要作用,且掺量在 0.05%~0.1% 时,抗冲击性能增幅最显著;适量 PP 纤维的掺入能有效改善改性橡胶混凝土抗氯离子渗透性能及抗冻融循环性能,且最佳 PP 纤维掺量为 0.1%。
关键词: 聚丙烯纤维;力学性能;抗氯离子渗透性能;抗冻融循环性能
中图分类号: U414.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.010
文章编号: 1673-4874(2025)05-0031-03

0 引言

随着我国公路建设总里程的快速攀升,当前对已建成公路病害的处理面临巨大挑战。例如,当前桥面铺装层开裂问题层出不穷,严重影响行车舒适性及桥梁耐久性。桥面铺装层开裂的主要原因有:在移动荷载的作用下,容易在桥面铺装层处产生应力集中现象;桥梁跨中大挠度变形与铺装层变形不协调,导致主梁与铺装层脱空^[1];桥面铺装层混凝土耐久性不足,在荷载作用下极易开裂,难以适用于复杂工况。为缓解桥面铺装层的开裂问题,提出使用 PP 纤维改性橡胶混凝土代替传统的普通混凝土桥面铺装层。

徐国平^[2]探究了不同聚丙烯纤维、橡胶颗粒掺量下的聚丙烯橡胶混凝土力学性能,结果表明聚丙烯纤维和橡胶颗粒协同作用,能有效提升混凝土韧性和抗冻融循环性能。张振雷^[3]认为聚丙烯纤维在橡胶混凝土中能够起到桥接作用,弥补橡胶颗粒导致的混凝土抗拉强度的损失。苏有文等^[4]通过探究聚丙烯纤维的体积掺量对橡胶混凝土力学及抗冻性能的影响,认为聚丙烯纤维掺量在 1.80%~2.25% 时,其力学及抗冻性能最优。杨春春^[5]从微观角度探究了混凝土内部中聚丙烯纤维的作用机制,聚丙烯纤维在混凝土内部与水泥石交叉分布,形成网状三维结构,犹如多根微细筋,乱向分布的纤维可以起到加筋作用从而有效抑制微裂缝的发展。徐国

平等^[6]开展了聚丙烯纤维橡胶混凝土的静态和动态力学性能试验,发现聚丙烯纤维橡胶混凝土韧性指数与橡胶颗粒大小呈明显幂指数关系。朱叶等^[7]认为在再生橡胶粉混凝土中加入 PP 纤维可以改善材料的抗压强度和抗折强度,且当 PP 纤维质量分数为 1.0% 时,导热性能较优。

当前对 PP 纤维改性橡胶混凝土作为桥面铺装层时的路用性能认识不足。为此,本文针对不同掺量下的 PP 纤维改性橡胶混凝土力学性能及耐久性能开展了系列研究,为代替传统桥面铺装层材料提供一定的参考及借鉴依据。

1 试验材料及试验方法

1.1 原材料

主要原材料有:I级粉煤灰、普通硅酸盐 P.O 42.5 水泥、河砂、粒径为 5~20 mm 的级配碎石、粒径为 2~4 mm 的橡胶颗粒、1% 的 KH570 溶液、5% 的 NaOH 溶液和聚羧酸高效减水剂。

1.2 配合比

混凝土强度等级为 C40,橡胶掺量 8% 等体积替代砂子,粉煤灰 20% 替代水泥质量,聚丙烯纤维掺量分别按体积分数的 0、0.05%、0.1%、0.15%、0.2% 掺入。基准配合比见表 1。

表 1 基准配合比表

水/ (kg·m ⁻³)	水泥/ (kg·m ⁻³)	砂/ (kg·m ⁻³)	石/ (kg·m ⁻³)	橡胶掺量/ (kg·m ⁻³)	粉煤灰/ (kg·m ⁻³)	纤维/%	减水剂/ (kg·m ⁻³)
130	325	577	1 287	46.16	81	0	1.54

1.3 试验方法

(1)改性橡胶颗粒。将清洗后的橡胶颗粒晾干,依次放入 NaOH 溶液、KH570 溶液中各浸泡 24 h,完成橡胶颗粒的改性处理。

(2)试样成型。为防止橡胶颗粒和纤维成团,先将称好的骨料和水泥在搅拌锅干拌,搅拌过程将橡胶颗粒分 3 次加入,待橡胶颗粒搅拌均匀;再将聚丙烯纤维,分 3 次入搅拌锅中搅拌,纤维加入的时机以上一次纤维搅拌

作者简介:周虹伶(1984—),高级工程师,主要从事试验检测工作。

均匀为准;然后按试验操作规程将纤维橡胶混凝土拌和料进行装模,静置48 h后脱模,并养护至28 d。

(3)力学性能试验。采用标准试样,并参照混凝土相关试验规程进行力学性能试验。

(4)抗冲击性能试验。采用直径150 mm、厚度65 mm的圆饼进行试样,试验参照《纤维混凝土试验方法标准》(CECS13—2009)试验规程进行。

(5)抗氯离子渗性能试验。参照《混凝土耐久性检验评定标准》(JGJ/T193—2009)试验方法进行。

(6)抗冻性能试验。采用长方体试样,尺寸为100 mm×100 mm×400 mm。

2 试验结果分析及讨论

2.1 抗压强度

由图1可知,当PP纤维掺量由0增至0.2%时,抗压强度随PP纤维掺量的增加,呈现先上升后下降的变化趋势。由图1试验结果可知:PP纤维的掺入可提升改性橡胶混凝土的抗压强度,且PP纤维的最佳掺量为0.1%,相较基准组其抗压强度增加了11.5%。究其原因,橡胶混凝土在水化初期及自由水分蒸发的过程中伴随混凝土体积的收缩,内部形成大量的不规则孔洞和微细裂缝。而适量PP纤维的掺入,可形成相互交错的空间网状结构包裹在水泥石周围,能够有效阻止水泥水化初期的干缩及持荷过程中微裂缝的产生及扩展。随着PP纤维掺量的增大,当其掺量>0.1%时,PP纤维在混凝土内部产生团聚现象,无法有效分散,导致混凝土强度下降。

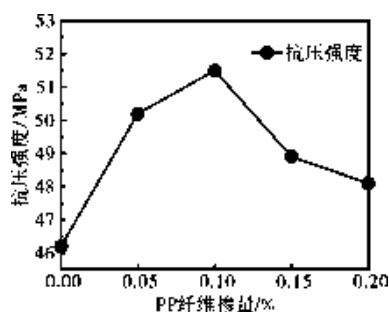


图1 抗压强度随PP纤维掺量的变化曲线图

2.2 抗折强度及韧性指标

由图2可以看出,当PP纤维掺量由0增至0.2%时,抗折强度随PP纤维掺量的增加,呈现先快速上升后缓慢下降的变化趋势。结果表明:PP纤维掺量的增加能够有效提高橡胶混凝土的抗折性能,且最佳纤维掺量为0.1%时,相较基准组其抗折强度最大增幅为19.8%。究其原因,PP纤维如同多根微细筋与基体有效的结合,能够限制裂缝的产生及扩展,起到“桥接作用”^[8]。且由于PP纤维自身弹性模量较低,当受到外荷载的作用时,

能够更好地吸收一部分能量,进而阻止了裂缝的产生及扩展,因此宏观性能上表现为抗折强度随PP纤维掺量的增大而提高。当PP纤维掺量>0.1%时,由于PP纤维分散不均匀而引起抗折强度下降。

如图3所示为聚丙烯纤维改性橡胶混凝土折压比随PP纤维掺量的变化规律。从图3可以看出,PP纤维改性橡胶混凝土折压比随PP纤维掺量的增加呈先快速增大,后趋于平缓的变化趋势。结果表明,PP纤维掺量越大,聚丙烯纤维改性橡胶混凝土韧性越高。

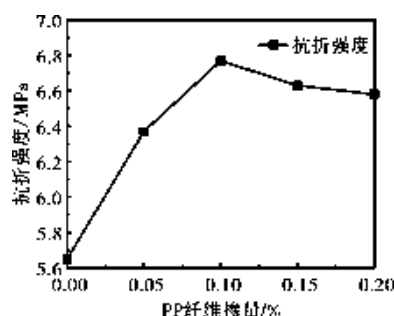


图2 抗折强度随PP纤维掺量的变化曲线图

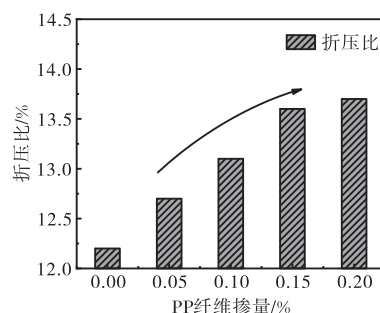


图3 折压比随PP纤维掺量的变化柱状图

2.3 抗冲击性能

由图4可知,当PP纤维掺量由0增至0.2%时,抗冲击耗能随PP纤维掺量的增加,呈现先增大后平缓的变化趋势。当PP纤维掺量为0.05%、0.1%、0.15%、0.2%时,抗冲击耗能比基准组分别提高了37.9%、100.1%、115.5%、116.9%。结果表明,PP纤维可有效改善其抗冲击性能,且掺量在0.05%~0.1%时,抗冲击性能提增

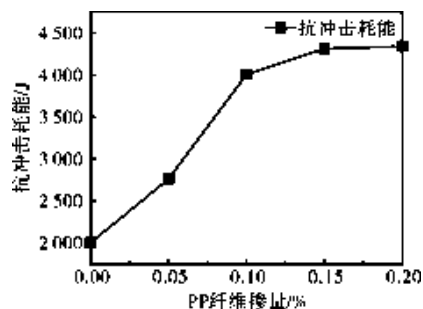


图4 抗冲击耗能随PP纤维掺量的变化曲线图

幅最显著。究其原因:(1)当混凝土受到冲击荷载的作用时,混凝土内部出现微裂缝,掺入橡胶混凝土中的 PP 纤维能起到桥接作用,阻止裂缝的产生及扩展,有利于基体的整体性能的提升^[9];(2)由于 PP 纤维分散在混凝土内部,相比混凝土基体材料弹性模量小很多,在混凝土内部能够吸收一部分能量。同时分散在混凝土内部的纤维能够有效缓解混凝土内部应力集中现象,防止混凝土脆性破坏,从而提高了其整体韧性。

2.4 抗氯离子渗透性能

根据混凝土耐久性评定标准可知,电通量越高,混凝土抗氯离子渗透性越差。如图 5 所示,电通量随 PP 纤维掺量的增大呈先减小后上升的趋势。其中,当 PP 纤维掺量为 0.1% 时,其电通量处于谷底,表明抗氯离子渗透性最优。分析结果可知,改性橡胶混凝土中掺入适量的 PP 纤维对抗氯离子渗透性能的提升有利。分析原因,少量 PP 纤维掺入混凝土中,可在一定程度上减少混凝土凝固初期内部自由水分的蒸发,减少微裂缝的生成,使整个混凝土内部更加密实,从而阻止了氯离子的扩散,宏观上表现为电通量的下降^[10]。而当 PP 纤维掺量 $>0.1\%$ 时,纤维团聚会导致增加孔隙率,导致混凝土电通量的上升。

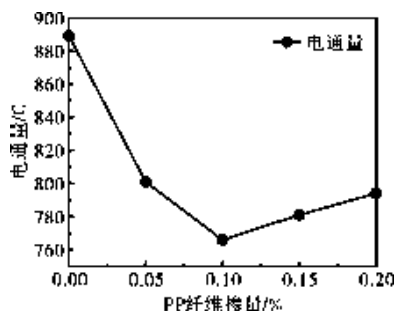


图5 抗氯离子渗透性能随 PP 纤维掺量的变化曲线图

2.5 冻融循环性能

对聚丙烯纤维改性橡胶混凝土分别进行 25 次、50 次、75 次、100 次、125 次冻融循环试验,如图 6 所示,聚丙烯纤维改性橡胶混凝土质量损失率随 PP 纤维掺量的增大呈先下降后上升的趋势。适量 PP 纤维的掺入对橡胶混凝土抗冻性能的提升起重要影响,且 PP 纤维最佳掺量

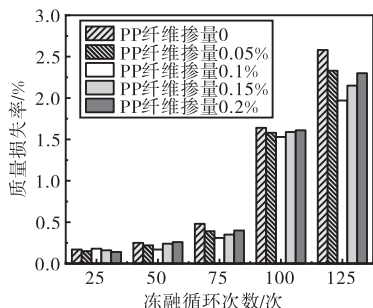


图6 抗冻性能随 PP 纤维掺量的变化柱状图

为 0.1%。主要原因是,混凝土内部存在大量不同尺寸的孔隙,在冻融循环的作用下,这些孔隙中的固态水反复产生膨胀力,而纵横交错的 PP 纤维在混凝土内部,可有效抑制裂纹扩展,抑制基体的进一步劣化,保证了混凝土的完整性^[11]。同时,适量 PP 纤维的掺入,可有效改善混凝土内部孔隙的分布,起到细化孔径的作用,提高其抗冻性能^[12]。

3 结语

(1)PP 纤维的掺入对改性橡胶混凝土抗压强度和抗折强度的提升有利,对提升改性橡胶混凝土的韧性具有重要影响,最佳纤维掺量为 0.1%。

(2)混凝土内部的 PP 纤维犹如多根微细筋,在其内部起桥接作用,对其抗冲击性能的提升起重要作用,且掺量在 0.05%~0.1% 时,抗冲击性能增幅最显著。

(3)适量 PP 纤维的掺入能有效改善改性橡胶混凝土抗氯离子渗透性能及抗冻融循环性能,且最佳 PP 纤维掺量为 0.1%。

(4)该混凝土具有良好的力学性能、耐久性能均能及优异的韧性,可满足桥面铺装材料的要求。

参考文献

- [1]代腾飞.水泥混凝土桥面铺装层早期开裂控制及层间粘结性能提升研究[D].南宁:广西大学,2021.
- [2]徐国平.聚丙烯纤维橡胶混凝土力学特性及其冻融性能试验研究[D].淮南:安徽理工大学,2024.
- [3]张振雷.混杂纤维橡胶混凝土基本力学性能试验研究[J].建筑与预算,2024(6):22-24.
- [4]苏有文,杨戟,吕雄飞.聚丙烯纤维橡胶混凝土的力学及抗冻性能研究[J].混凝土与水泥制品,2024(3):53-56,61.
- [5]杨春春.硅灰聚丙烯纤维改性橡胶混凝土力学性能研究[D].淮南:安徽理工大学,2023.
- [6]徐国平,庞建勇,郑瑞琪,等.橡胶粒径对聚丙烯纤维混凝土力学性能的影响[J].重庆科技学院学报(自然科学版),2023,25(4):107-112.
- [7]朱叶,宋跃军,王英俊.聚丙烯纤维/再生橡胶粉改性混凝土的性能研究[J].塑料科技,2024,52(10):78-81.
- [8]肖成明,胡邦胜,洪星架,等.路面 PVA 纤维混凝土抗裂夹层性能研究[J].西部交通科技,2023(9):7-9.
- [9]孙泽南.HPP 混杂纤维混凝土抗冲击性能及应用于桥墩防撞研究[D].沈阳:沈阳工业大学,2024.
- [10]冯晨璐,夏冬桃,李欣怡.复合盐侵蚀环境下聚丙烯纤维混凝土耐久性研究[J].混凝土,2023(12):16-20.
- [11]程功,程亚丽,赵立财,等.冻融循环作用下聚丙烯纤维混凝土抗拉性能及孔隙结构特征[J].辽宁工程技术大学学报(自然科学版),2024,43(6):662-670.
- [12]陈榆.改性橡胶混凝土的力学及耐久性能研究[J].西部交通科技,2024(10):12-13,78.

收稿日期:2025-01-22

水泥混凝土路面板角断裂沥青修补工艺研究

廖汉祥¹, 陈富强², 陆忠廖¹, 陈杰³, 罗棉¹

(1. 广西壮族自治区田东公路养护中心, 广西 百色 533299; 2. 广西壮族自治区百色公路发展中心, 广西 百色 533000; 3. 广西道路结构与材料重点实验室, 广西 南宁 530007)

摘要: 针对传统水泥混凝土路面板角断裂修补工艺存在的养护成本高、修复效果不理想等突出问题, 文章依托国道 G243 线江城段采用切割机定向切割、炮头剥离及沥青材料分层铺筑等技术开展混凝土路面修复研究。结果表明, 改进后的修补工艺较传统方案每平方米节省 100.5 元, 节省率达 41.8%, 工作效率提升 66.7%, 且修复后路面平整度良好, 一年使用期内未出现明显沉陷、坍塌现象。该工艺具有施工便捷、养护成本低、路面平整度好等优势, 为混凝土路面板角断裂修补提供了新的技术方案。

关键词: 混凝土路面; 板角断裂; 修补工艺; 沥青材料; 养护技术

中图分类号: U416.216 文献标识码: A DOI: 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.011

文章编号: 1673-4874(2025)05-0034-03

0 引言

水泥混凝土路面因其承载能力强、耐久性好等特点在公路建设中得到广泛应用, 但在使用过程中常出现板角断裂问题, 严重影响行车安全和舒适性。研究表明, 混凝土材料的性能与环境因素共同作用, 路面容易出现裂缝现象^[1]。随着公路路面使用年限的增加, 在外部因素、材料因素、施工工艺因素等多重因素的联合影响下, 路面不可避免地会出现裂缝, 从而缩短使用寿命, 影响车辆行驶的安全性^[2]。当前路面裂缝修补工作中, 摊铺处理均为独立环节, 处理速度较慢, 导致后期测定的渗水系数增大^[3]。探索研究经济、高效、实用的板角断裂修补新工艺, 对提高公路养护质量、降低养护成本具有重要意义。

1 工程概况

1.1 路面结构

G243 线江城段设计标准为二级公路, 路基宽度为 8.5 m, 路面宽度为 7.5 m, 设计时速 60 km。路面结构由上至下依次为: 24 cm 水泥混凝土面层、1 cm 沥青碎石封油层、20 cm 4% 水泥稳定碎石基层、15 cm 级配碎石基层及 15 cm 未筛分碎石垫层。

1.2 地质条件

该路段地质条件复杂, 大部分路线经过软土、高液限黏土和膨胀土地质区域。在长期运营过程中, 受膨胀土土基影响, 局部路段出现路基下沉、水泥混凝土路面板角断裂及错台等病害。

1.3 传统修补工艺存在的问题

传统水泥混凝土路面板角断裂修补主要采用换板法进行处理, 包括切割破除破损板块、清理基层、现浇混凝土及养护等工序。修补后的路面需要经过检验, 验证其满足承载力和黏结力要求^[4]。这种传统工艺存在施工周期长、养护期限制等突出问题。施工过程需 7 d 以上养护期, 严重影响道路通行效率。同时, 由于采用现浇混

凝土材料, 每平方米材料费用高达 168 元, 大幅增加了养护成本。此外, 传统工艺在施工质量方面也面临诸多挑战, 新旧混凝土结合面容易出现开裂现象, 修复效果往往不尽如人意。更重要的是, 传统工艺对天气条件要求严格, 特别是在雨季施工困难, 极大地限制了养护工作的开展。

2 新型沥青修补工艺设计

针对传统换板法问题, 本研究提出运用沥青材料替代现浇混凝土的新型修补工艺。新工艺运用改性沥青材料作为修补主材, 创新运用精确切割与平头锤剥落组合工艺, 并引入分层铺筑技术确保结构稳定性。在修补工艺设计时, 需要重点考虑沥青材料的高温稳定性和低温抗裂性^[5]。施工流程如图 1 所示, 主要包括现场勘测、修补范围划定、混凝土切割、剥离破碎、清理基层、沥青透层施工、第一层 AC-16 沥青铺筑、第二层 AC-13 沥青铺筑、碾压整形、开放交通。

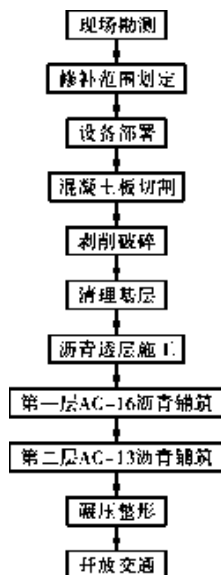


图 1 混凝土路面板角断裂修补工艺流程图

第一作者简介: 廖汉祥(1993—), 助理工程师, 主要从事公路养护管理工作。

3 修复技术要点

3.1 切割线形与深度控制

路面板角断裂修补采用精确切割技术,通过切割机对混凝土板破损区域进行规范化处理。切割深度严格控制在6~8 cm,确保切割面垂直度。切割线形设计时,相邻切割线夹角应>90°,避免产生尖角区域。线形布置需考虑后期沥青料铺筑和压实要求,切割边缘应保持平顺。切割作业温度对切割效果影响显著,实践数据显示最佳切割温度区间为15℃~25℃,此温度范围内切割效率提升30%,刀片磨损降低25%。切割作业中采用水冷系统,冷却水流量保持在8~12 L/min,有效防止切割片过热变形,延长使用寿命2.5倍。切割深度控制对路面修补效果有重要影响,这是因为局部水泥混凝土板厚度不足会导致路面早期破裂。

3.2 破碎层处理标准

混凝土破碎层处理采用平头锤剥削工艺,确保混凝土层破碎均匀。破碎深度以切割深度为准,对深度不足区域采用冲击钻补充破碎。现场剥削作业时,挖掘机炮头保持45°角入射,单点破碎时间控制在8~12 s。施工数据分析显示,平头锤破碎效率比尖头锤提升35%,碎片均匀度提高40%,如图2所示。破碎后及时清除钢筋网片,人工清扫碎石块,采用高压吹风设备清理底层灰尘。破碎作业要求分区进行,单个破碎区域面积控制在5 m²以内,避免大面积同时破碎造成基层松动。现场监测数据显示,破碎区域的振动频率控制在35~45 Hz,可使90%以上的破碎料粒径在2~5 cm。实测数据表明,采用该工艺处理的路段,后期沉降量减少50%,路面使用寿命延长2年以上。

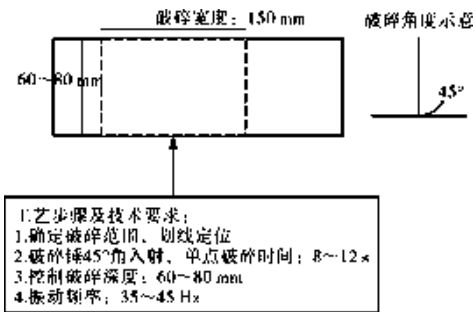


图2 混凝土破碎处理工艺流程图

3.3 沥青层铺筑要求

混合料摊铺温度严格控制在165℃~175℃,当温度<155℃时立即停止施工。透层油洒布量控制在0.6~0.8 L/m²,黏层油洒布量为0.3~0.4 L/m²,油料喷洒均匀,无漏喷、重喷现象。铺筑工艺采用分段控制法,单段铺筑长度≤50 m,确保温度和压实度均匀性。压实工艺采用“双轮双振”模式,新旧路面衔接处采用热熔封缝技术,封缝带宽度为2.5~3 cm。

4 应用效果

4.1 经济效益对比

混凝土路面板角断裂新型修补工艺在G243线试验路段的经济效益显著。新工艺的投资节约率按式(1)计算:

$$ISR = [(C_t - C_n) / C_t] \times 100\% \quad (1)$$

式中:ISR——投资节约率(Investment Saving Rate)/%;

C_t ——传统方案单位面积修补成本(Traditional cost)/元/m²;

C_n ——新工艺单位面积修补成本(New process cost)/元/m²。

新工艺将修补成本控制在140元/m²以内,较传统修补方案240.5元/m²降低41.8%。成本节约主要体现在施工材料和工序优化两方面,如表1所示。材料费用降低源于改性沥青替代商品混凝土,机械使用费减少归因于施工工序简化。实际施工中对1622.9 m²路面的修复总投资为22.72万元,较传统方案节约投资16.31万元,投资回收期缩短至1.2年。工程资金使用效率分析表明,新工艺在材料采购环节节约成本10.56万元,机械设备使用费用减少4.86万元,人工成本略有提高但总体可控。整体投资节约率达41.8%,按年均养护量1000 m²计算,可节约养护经费10.05万元,经济效益显著。

表1 新旧修补工艺成本对比表

工序项目	传统方案/ (元·m ⁻²)	新工艺/ (元·m ⁻²)	节约率/%
切割破碎	20	20	0
材料费用	168	80	52.4
机械费用	50	30	40.0
人工费用	2.5	10	-300.0
合计	240.5	140	41.8

4.2 施工效率分析

新工艺通过优化施工工序,显著提升施工效率。破碎工序的作业效率由传统方案的15 m²/h提升至25 m²/h,提高66.7%。现场监测数据显示,施工进度控制情况良好,如表2所示。机械设备利用率提升35%,人工工时减少45%。路面修复完成后可立即通车,免除传统方案7 d养护期,有效降低了交通管制时间,减少社会影响成本约8.6万元。工序优化后施工工期由原来的10 d缩短至6 d,大幅提高了施工效率。施工组织管理更加灵活,机械设备调配更为合理,现场施工人员配置减少30%。综合施工记录分析,新工艺在恶劣天气条件下仍可保持较高施工效率。

表2 施工效率指标对比表

工序名称	传统工艺/ (m²·h ⁻¹)	新工艺/ (m²·h ⁻¹)	提升率/%
破碎清理	15	25	66.7
面层铺筑	66	66	0
养护时间/d	7	0	100

4.3 使用性能评价

路面检测数据显示,修复后路段的使用性能指标全面提升,如表3所示。由表3可知,修复一年后路面动态弯沉值较修复前降低42.5%,抗滑性能提高28.6%。路面平整度 IRI 值保持在2.8 mm/m以内,较传统修补方案改善34.9%。现场检测发现破损率降低65%,车辙深度控制在4 mm以内。路表温度监测显示,改性沥青路面在35℃高温环境下变形量较传统修补减少52%,低温状态下开裂风险降低38%。长期性能监测结果表明,修复路段经过120万当量轴载作用后,路面结构完整性保持良好,未出现修补边缘脱空和局部沉陷现象。雨季检测数据显示,路面渗水系数较修复前降低56%,排水性能提升45%,有效解决了传统修补易产生的积水问题。

表3 路面性能检测结果表

检测指标	修复前	修复后	改善率/%
弯沉值/0.01 mm	87	50	42.5
抗滑系数	42	54	28.6
$IRI/(mm \cdot m^{-1})$	4.3	2.8	34.9
车辙深度/mm	8.5	4.0	52.9

5 结语

(1)改进后的混凝土路面板角断裂修补工艺在实际应用中取得显著成效,不仅降低了修补成本,提高了施工效率,而且修复后路面质量稳定。

(2)该工艺通过创新性采用改性沥青材料替代传统水泥混凝土,解决了换板修补中存在的养护难度大、修复效果差等问题。实践证明,这种修补工艺具有较强的推广价值,可为类似工程提供技术参考。

参考文献

- [1]吴德胜.市政道路沥青混凝土路面裂缝修补技术解析[J].建材发展导向,2024,22(17):31-33.
- [2]薛奋德.公路沥青路面裂缝原因及标准化修补技术探讨[J].大众标准化,2024(23):26-28.
- [3]叶挺,张敏.沥青路面就地热再生技术在路面裂缝修补中的应用[J].建设机械技术与管理,2024,37(4):98-100.
- [4]张惠.基于沥青混凝土的公路沥青路面裂缝修补技术研究[J].工程机械与维修,2025(1):95-97.
- [5]居玮.公路沥青路面裂缝成因及修补技术研究[J].交通科技与管理,2024,5(12):29-32.

收稿日期:2025-01-22

(上接第30页)

4.3 生态选线注意事项

执行生态选线理念,应当在完成以下工作的基础上进行综合比选:

(1)详实齐全的前期资料收集和工程环境调查,对沿线生态敏感因素的全面掌握。

(2)对国家法律政策、地区生态保护要求的清晰把握,牢牢记住生态保护红线的底线思维,不得随意突破。

(3)对地域规划、交通路网的整体认知,做到生态与规划相互协调统一。

(4)生态选线并不是一味地强调保护,也不是只追求经济利益,而是在生态与经济之间找寻平衡点。

5 结语

新时期,在交通强国、西部陆海新通道和向海图强等建设发展要求下,广西滨海工程建设迎来快速发展契机。滨海环境存在红树林、自然岸线、重要湿地等诸多生态敏感因素。如何做到在满足生态环境保护要求的同时,还能兼顾经济发展,使生态敏感因素不成为制约工程

建设、地区经济发展需求的瓶颈,这就要求在滨海工程建设过程中严格执行好生态选线理念,秉承可持续发展与最大限度保护原则,做好路线方案比选优化,把滨海工程建设成自然和谐的绿色之路、生态之路。

参考文献

- [1]交通运输部公路科学研究所,生态环境部环境工程评估中心.环境影响评价技术导则 公路建设项目: HJ 1358—2024[S].北京:中国环境科学出版社,2024:4-5.
- [2]盛兴翔.生态选线理念在高速公路路线设计中的应用探讨[J].工程与建设,2021,35(6):1196-1222.
- [3]钟柯.生态选线理念在高速公路路线设计中的应用探讨[J].工程建设与设计,2023(11):92-94.
- [4]中华人民共和国中央人民政府.中共中央国务院关于建立国土空间规划体系并监督实施的若干意见[N/OL].[2019-05-23].
https://www.gov.cn/zhengce/2019-05/23/content_5394187.html.

收稿日期:2025-01-22

RAP 掺量对热再生沥青混合料性能的影响分析

韦权峰
(广西路产建设投资有限公司,广西 南宁 530025)

摘要: 文章为研究不同再生沥青混合料(RAP)掺量对厂拌热再生沥青混合料性能的影响,通过制备 RAP 掺量分别为 20%、40%、50%、80%和 90%的沥青混合料,采用低温弯曲试验、车辙试验、马歇尔试验和冻融劈裂试验,进行低温抗裂性、高温稳定性和水稳定性测试,评估各 RAP 掺量对混合料在不同气候条件下的耐久性和稳定性。结果表明,随着 RAP 掺量的增加,混合料的低温抗裂性和水稳定性显著降低,高温稳定性也有所减弱。
关键词: 厂拌热再生;再生沥青混合料(RAP);低温抗裂性;高温稳定性;水稳定性
中图分类号: U414.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10. 13282/j. cnki. wccst. 2025. 05. 012
文章编号: 1673 - 4874(2025)05 - 0037 - 03

0 引言

近些年来,我国早期建设的公路损坏严重,大中修、改扩建工程较多,据数据统计,在翻修养护过程中,我国公路每年至少会产生 2 亿吨的废旧沥青混合料(RAP),且这一数量在逐年增大^[1]。RAP 的回收再利用能够有效减少新沥青材料的消耗,降低工程成本,并减少废旧沥青混合料对环境的污染,因此对 RAP 厂拌热再生沥青混合料的性能进行研究,具有重大的经济、环保效益。

目前,国内对于 RAP 厂拌沥青混合料进行了广泛的研究。万丽霞^[2]对不同 RAP 掺量天然高模量沥青热再生混合料的性能进行了研究,主要探讨了其抗裂性和耐久性等指标。仇金^[3]针对基于温拌再生剂的高掺量 RAP 沥青混合料性能进行分析,探讨了将温拌技术应用于厂拌沥青混合料中以提升其路用性能。申峰^[4]提出在厂拌沥青混合料中加入玻璃纤维改善其抗裂性能,结果表明随着玻璃纤维掺量的增加,混合料的抗裂性能先增强后减弱。总结以往研究及工程,发现工程中厂拌热再生混合料中 RAP 掺量通常都在 30% 以下,性能满足要求,但经济效益不佳,因此文章对不同 RAP 掺量的混合料,通过试验检测的方法对其低温抗裂性。

1 原材料及试验方法

1.1 原材料

选用的沥青需符合标准要求,沥青的性能指标要求见表 1。

表 1 沥青性能指标要求表			
性能指标	单位	测试结果	标准要求
针入度	0.1 mm	65	60~70
软化点	℃	48	46~50
延度	cm	120	≥100
135 ℃黏度	Pa·s	0.3	≤0.5

RAP 主要从工厂获得的废旧沥青混合料,经加热后进行筛分处理。获得的 RAP 材料加热至一定温度,使其

沥青部分软化,而后对 RAP 进行筛分,将其按粒径分级,确保混合料的均匀性。

粗集料、细集料和填料是沥青混合料中的骨架材料,粗集料的压碎值反映其抵抗破碎的能力,相对密度和吸水率则影响混合料的密实度和耐久性。细集料的性能与粗集料类似,但因粒径较小,压碎值和吸水率相对较高。填料主要起填充作用,增强混合料的整体密实性和稳定性。选用的集料和填料的性能指标如表 2 所示。

表 2 粗集料、细集料和填料性能指标表								
材料类型		压碎 值/%	表面 相对 密度	毛体积 相对 密度	吸水 率/%	坚固 性/%	塑性 指数	亲水 指数
粗集 料	5~10 mm	20	2.65	2.70	0.5	98	—	0.6
	10~20 mm	18	2.68	2.72	0.4	97	—	0.5
	20~30 mm	15	2.70	2.75	0.3	99	—	0.4
细集 料	0~5 mm	22	2.63	2.68	1.0	95	1	0.7
填料	矿粉	10	2.50	2.55	0.6	96	—	0.8
	粉煤灰	8	2.20	2.25	0.3	94	—	0.5

1.2 试验方法

1.2.1 各 RAP 掺量沥青混合料的制备

选用不同 RAP 掺量的混合料进行制备,掺量分别为 20%、40%、50%、80%和 90%。根据掺量的不同,调整各组分比例,具体配合比见表 3。

表 3 混合料配合比表								
RAP 掺量/%	沥青/ %	粗集料/%			细集料/%		填料/%	
		5~ 10 mm	10~ 20 mm	20~ 30 mm	0~ 5 mm	矿粉	粉煤灰	
20	7	20	15	15	18	0.8	0.2	
40	6	15	13	12	12	0.8	0.2	
50	6	12	10	10	10	0.8	0.2	
80	5	4	3	3	4	0.8	0.2	
90	5	2	2	2	3	0.8	0.2	

作者简介: 韦权峰(1980—),工程师,主要从事道路工程施工管理、道路工程计量管理工作。

制备方法如下:

(1)材料准备:根据试验所需的不同 RAP 掺量,分别称取所需的 RAP、沥青、粗集料(按 5~10 mm、10~20 mm、20~30 mm 分级)、细集料(0~5 mm)和填料,材料提前预热至指定温度,确保混合时温度均匀,沥青流动性良好。

(2)RAP 预处理:将 RAP 加热至适宜温度(120℃~140℃),使其原有沥青软化并具有一定流动性,然后对 RAP 进行筛分,剔除大块及杂质,确保粒径符合要求。

(3)混合料搅拌:将预处理后的 RAP 与新鲜沥青按照配比加入搅拌机中进行搅拌,搅拌时间为 1~2 min,依次加入粗集料、细集料和填料,继续搅拌 3~5 min,直至混合料颜色均匀,无明显颗粒聚集或结块。

(4)混合料出料:搅拌完成后,将混合料从搅拌机中取出,放入容器中,保持混合料温度在 140℃~160℃,防止温度过低导致沥青失去流动性。

1.2.2 低温抗裂性检测

采用低温弯曲试验对各 RAP 掺量的沥青混合料进行检测,模拟低温环境下,通过施加逐渐增加的弯曲力,观察和记录沥青混合料试样的抗裂性能。低温弯曲试验能够有效模拟寒冷条件下,路面在低温收缩和交通荷载的双重作用下的开裂行为。通过对不同 RAP 掺量混合料的试验结果进行对比分析,研究其低温抗裂性的变化趋势,评估 RAP 掺量对混合料性能的影响。

(1)试样制备:将制备好的不同 RAP 掺量的沥青混合料,制备成标准尺寸的弯曲试样,形状为长条形,尺寸规格为 250 mm×30 mm×35 mm,每种 RAP 掺量的混合料需制备多个平行试样。

(2)试样养护:制备好的试样在低温试验前进行养护,养护条件为 20℃ 的恒温环境下放置 48 h,消除残余应力。

(3)试验环境准备:将试样置于低温试验箱中,降温至规定的低温条件(-10℃),并在此温度下保持 2 h。

(4)加载试验:在低温弯曲试验装置上固定好试样,逐渐施加弯曲荷载。加载速度 50 mm/min,加载过程中实时记录试样的弯曲变形和施加的荷载,直至试样发生裂缝或断裂。

(5)数据采集:试验过程中,通过测量设备记录试样在弯曲荷载作用下的最大应力和相应的变形量。

(6)试验结束:试样断裂后,试验即告结束。记录试样的断裂荷载及对应的变形值,并对试样的断裂面进行观察,分析其断裂特征^[5]。

1.2.3 高温稳定性检测

采用车辙试验对各 RAP 掺量的沥青混合料进行检测,通过模拟实际交通荷载在高温条件下对沥青路面的反复作用,测定混合料的变形量及其变化规律。通过测试不同 RAP 掺量混合料的动稳定度,分析 RAP 掺量对混合料高温稳定性的影响。

1.2.4 水稳定性检测

采用马歇尔试验和冻融劈裂试验对各 RAP 掺量的混合料进行水稳定性检测。马歇尔试验中每种 RAP 掺量的混合料需制备至少 6 个马歇尔试样,对试样进行压缩试验,记录试样的最大压实荷载,计算浸水前后的稳定度。通过对比浸水前后的马歇尔稳定度,计算残留稳定度。冻融劈裂试验中 3 件试样放入水中浸泡 24 h 后,进行冻融循环处理,在 -18℃ 下冻 24 h,随后在 60℃ 的水中融化 24 h,完成一个冻融循环,进行 3 个冻融循环,模拟道路在寒冷气候下的冻融条件^[6]。

2 厂拌热再生沥青混合料性能研究

2.1 低温抗裂性能分析

通过低温弯曲试验,对不同 RAP 掺量(20%、40%、50%、80%、90%)的厂拌热再生沥青混合料进行了低温抗裂性测试。通过测量试样在低温下的最大弯曲应力和相应的变形量,分析不同 RAP 掺量对混合料低温抗裂性能的影响。试验结果见图 1、图 2。由图 1、图 2 可知:RAP 掺量的增加会显著降低厂拌热再生沥青混合料的低温抗裂性能。较高的 RAP 掺量(80%及以上)会导致混合料在低温下的脆性增强,抗裂能力减弱,容易产生裂缝。因此,在寒冷地区应用时,应控制 RAP 的掺量,以保证沥青混合料具有足够的低温抗裂性能。

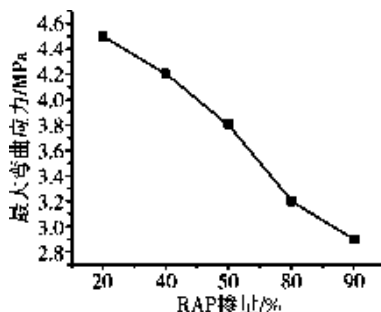


图 1 不同 RAP 掺量下的最大弯曲应力变化曲线图

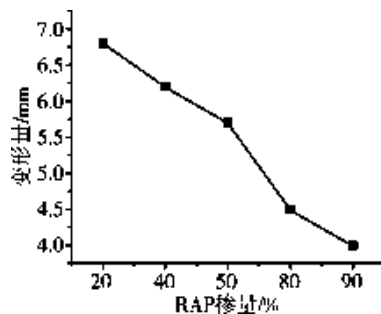


图 2 不同 RAP 掺量下的变形量变化曲线图

2.2 高温稳定性分析

通过车辙试验,本研究对不同 RAP 掺量的厂拌热再生沥青混合料进行高温稳定性测试,结果见表 4。

表 4 车辙试验结果表

RAP 掺量	车辙深度/mm	动稳定度/(次·mm ⁻¹)
20%	3.24	4 215.7
40%	3.57	3 896.3
50%	3.82	3 624.8
80%	4.41	3 147.2
90%	4.76	2 798.5

由表 4 可知:在 RAP 掺量为 20%时,车辙深度最小,为3.24 mm,在高温下具有较好的抗变形能力。当 RAP 掺量增加至 40%和 50%时,车辙深度分别增至3.57 mm和3.82 mm,混合料的高温稳定性有所减弱。当 RAP 掺量达到 80%和 90%时,车辙深度分别增至4.41 mm和4.76 mm,高温永久变形较大,混合料在高温条件下的抗车辙能力显著下降。在 RAP 掺量为 20%时,动稳定度为 4 215.7次/mm,表现出较强的高温抗车辙性能,随着 RAP 掺量增加至 40%和 50%,动稳定度分别降低至 3 896.3次/mm和3 624.8次/mm,混合料的高温稳定性逐步减弱,当 RAP 掺量达到 80%和 90%时,动稳定度进一步分别降至3 147.2次/mm和2 798.5次/mm,此时的混合料在高温条件下易发生明显的永久变形。由数据分析可以得出,随着 RAP 掺量的增加,厂拌热再生沥青混合料的高温稳定性逐渐降低。特别是在 RAP 掺量达到 80%及以上时,混合料的车辙深度显著增加,动稳定度显著降低,表明高温条件下混合料的抗车辙能力大幅减弱。

2.3 水稳定性分析

通过马歇尔试验和冻融劈裂试验,对不同厂拌热再生沥青混合料进行了水稳定性测试,主要分析指标为残留稳定度和冻融劈裂强度比(TSR),评价混合料在水侵蚀和冻融循环条件下的性能表现。不同 RAP 掺量的沥青混合料在水稳定性方面存在显著差异,具体如表 5 所示。

表 5 马歇尔试验与冻融劈裂试验结果表

RAP 掺量	残留稳定度/%	冻融劈裂强度比/%
20%	88.6	85.3
40%	85.2	82.7
50%	81.9	78.4
80%	75.7	71.2
90%	72.3	68.9

由表 5 可知,随着 RAP 掺量的增加,厂拌热再生沥青混合料的水稳定性逐渐降低,在 RAP 掺量达到 80%及以上时,混合料的残留稳定度和冻融劈裂强度比显著降低,其在水环境和冻融条件下的耐久性大幅下降。在多雨或寒冷地区应用时,应控制 RAP 的掺量,以确保沥青混合料具有足够的水稳定性,防止路面在水侵蚀和冻融循环中发生早期损坏。

3 结语

本文通过试验分析,通过低温弯曲试验、车辙试验、马歇尔试验和冻融劈裂试验对不同 RAP 掺量(20%、40%、50%、80%、90%)下的厂拌沥青混合料的低温抗裂性、高温稳定性和水稳定性进行了研究,得出结论如下:

(1)随着 RAP 掺量的增加,沥青混合料在低温条件下的抗裂性能显著减弱,特别是 RAP 掺量较高(80%以上)时,混合料表现出较高的脆性,易在低温环境中发生开裂。在寒冷地区应用此类再生混合料时,应适度降低 RAP 的掺量,以确保其低温抗裂性能满足实际需求。

(2)在高温条件下,RAP 掺量的增加导致混合料的高温稳定性逐渐下降。动稳定度随 RAP 含量的增加而显著降低,表明混合料在高温下更易产生车辙变形。建议在高温地区控制 RAP 的使用比例,避免因 RAP 掺量过高而引发路面变形问题。

(3)高 RAP 掺量对混合料的水稳定性产生负面影响,当 RAP 掺量达到 80%以上时,混合料的残留稳定度和冻融劈裂强度比明显下降,显示出较差的耐水性和抗冻融能力。

参考文献

[1]景广涛,陈海强,张婷.厂拌热再生沥青混合料 RAP 合理掺量与路用性能研究[J].中国水运(下半月),2024,24(3):132-134.
[2]万丽霞.RAP 掺量对 AC-13 再生沥青混合料性能影响研究[J].重庆:交通节能与环保,2024,20(1):160-163.
[3]仇金.基于温拌再生剂的高掺量 RAP 沥青混合料性能研究[D].重庆:交通大学,2024.
[4]申峰.玻璃纤维对掺 RAP 沥青混合料抗裂性能的影响[J].交通世界,2024(8):41-43.
[5]周洲.厂拌热再生沥青混合料抗裂性能和开裂机理研究[D].南京:东南大学,2020.
[6]艾欣满.基于物理精细分离工艺的再生沥青混合料性能评价[D].哈尔滨:哈尔滨工业大学,2021.

收稿日期:2025-01-22

甘蔗糖蜜改性沥青性能研究

王子威,陈海萍

(广西新发展交通集团有限公司,广西 南宁 530029)

摘要: 文章为提高道路工程材料的性能,探究甘蔗糖蜜作为改性剂对沥青性能的影响,通过内掺法制备不同掺量(5%、10%、15%、20%)的甘蔗糖蜜改性沥青,并对其进行针入度、软化点、延度、动态剪切流变性能、多重应力蠕变恢复性能及傅里叶红外光谱分析。结果表明:甘蔗糖蜜的加入可改善沥青的高温性能,当掺量为20%时,甘蔗糖蜜改性沥青针入度下降了28.5%,而软化点提高了6.0%,延度则与基质沥青相当,但与甘蔗糖蜜掺量呈负相关;甘蔗糖蜜改性沥青的车辙因子($G^*/\sin\delta$)随其掺量增加而提高,具有优于基质沥青的抗车辙性能,同时增强了其在受到荷载后的恢复能力。此外,红外光谱分析揭示了甘蔗糖蜜与沥青基质之间的化学键合作用机制,为甘蔗糖蜜在道路工程中的高值化利用提供了科学依据。

关键词: 道路工程;甘蔗糖蜜;改性沥青;流变特性

中图分类号: U414.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.013

文章编号: 1673-4874(2025)05-0040-04

0 引言

随着道路工程技术的不断发展,对沥青材料性能的要求也日益提高。传统沥青材料在极端气候与繁重交通条件下易出现性能衰退现象,尽管常规聚合物改性剂能在一定程度上提升其性能,但伴随着成本高昂、能耗巨大及资源不可再生等弊端。因此,探索高效、经济的改性剂以提升沥青综合性能,已成为当前研究的重点方向。

在可持续发展策略的探索中,生物沥青因其天然可再生性而备受瞩目,常用的生物改性剂包括生物油、重油及食用油等^[1-3]。广西作为我国甘蔗种植的核心区域,其种植面积与产量长期占据全国领先地位。有研究表明,甘蔗中的纤维、渣灰等成分在改善沥青及沥青混合料性能方面展现出巨大潜力^[4-5]。刘卫东等^[6]通过结合室内试验和实际工程应用及检测评价,证实了蔗渣纤维沥青混合料在路面工程中的优异性能。王靖等^[7]则进一步研究了蔗渣纤维对高黏复合改性沥青性能的影响,并确定了最佳配合比(6%高黏剂+5%SBS+0.9%蔗渣纤维),满足了实际应用需求。

在“双碳”战略的大力推动下,绿色道路材料的研发成为交通基础设施可持续发展的重要趋势。甘蔗糖蜜作为制糖工业的副产品,富含多种化学成分,展现出较高的潜在利用价值。近年来,甘蔗糖蜜在土木领域的应用研究日益增多。李伟峰等^[8]的研究表明,甘蔗糖蜜对水泥物理性能具有显著的提升作用,特别是在助磨性能及抗压强度方面。此外,甘蔗糖蜜还能改善水泥的分散性能^[9]。现有研究表明,糖类物质可通过氢键作用改善沥青流变性能,不仅对环境与健康影响较小,且施工成本相较于传统沥青更低^[10]。然而,甘蔗糖蜜对沥青高温性能的增强机制及其化学改性机理仍需进一步深入探究。

为此,本研究采用内掺法,制备了不同掺量(5%、10%、15%、20%)的甘蔗糖蜜改性沥青,进行了针入度、软

化点、延度等常规性能测试。同时,通过动态剪切流变性能及多重应力蠕变恢复性能试验,深入探究了甘蔗糖蜜改性沥青的高温性能。并借助傅里叶红外光谱试验,揭示了甘蔗糖蜜对沥青的改性机理,以期甘蔗糖蜜的高值化利用提供参考,同时推动道路工程材料的创新发展。

1 原材料与试验方法

1.1 原材料

1.1.1 沥青

所用沥青为A级70#基质沥青,参照《公路工程沥青及沥青混合料试验规程》(JTGE20—2011)进行相关性能测试,结果如表1所示,满足规范要求。

表1 A级70#基质沥青的主要技术指标表

项目	试验结果	技术要求
针入度(25℃,100g,5s)/0.1mm	64.5	60~80
延度(15℃,5cm·min ⁻¹)/cm	116.5	≥100.0
软化点/℃	48.6	≥46
运动黏度(135℃)/(MPa·s)	498.6	—
溶解度/%	99.9	≥99.5
质量变化/%	0.04	≤±0.80
RTFOT 残留针入度比(25℃)/%	72.3	≥61
后残留物 残留延度(10℃)/cm	21.2	≥15.0

1.1.2 甘蔗糖蜜

甘蔗糖蜜取自广西南宁某制糖厂,为棕色的浓稠液体,主要成分为蔗糖、果糖、葡萄糖等糖类和其他有机物质,密度和含水量分别为1.32g/cm³和18.5%,pH值为4.9,溶解固体百分比为79.5%。

1.2 甘蔗糖蜜改性沥青的制备

以等质量的甘蔗糖蜜替代基质沥青,采用内掺法,设置甘蔗糖蜜掺量分别为5%、10%、15%、20%,制备4种甘蔗糖蜜改性沥青;同时,选取基质沥青作为空白对照组,为便于分析,以甘蔗糖蜜含量为后缀,分别记为SM-0、

第一作者简介: 王子威(1994—),硕士,工程师,主要从事高速公路工程建设管理工作。

通信作者简介: 陈海萍(1993—),硕士,工程师,主要从事高速公路建设管理工作。

SM-5、SM-10、SM-15、SM-20。改性沥青的具体制备流程为:(1)将基质沥青置于140℃烘箱中加热20 min,直至沥青呈现流动状态;(2)把加热后的沥青倒入钢杯,并将钢杯放置于140℃数显控温电热套中;(3)按照预设掺量将甘蔗糖蜜倒入钢杯,并将温度升高至150℃,将高速剪切仪转速设定为2 500 r/min,进行40 min的剪切操作,若甘蔗糖蜜改性沥青未出现明显离析分层现象,则表明试样制备完成。

1.3 试验方法

1.3.1 常规性能试验

根据《公路工程沥青及沥青混合料试验规程》(JTG E20—2011),对甘蔗糖蜜改性沥青依次进行针入度、软化点和延度测试。

1.3.2 动态剪切流变试验

通过动态剪切流变仪(DSR)测定甘蔗糖蜜改性沥青在高温下的流变性能,包括复数剪切模量 G^* 、相位角 δ 和车辙因子 $G^*/\sin\delta$ 。测试温度为46℃~82℃,所选平行板的直径和间距分别为25 mm和1 mm,施加正弦剪切应力。

1.3.3 多重应力蠕变恢复试验

依据美国国家公路和运输官员协会 AASHTO 规范开展多重应力蠕变恢复试验,弥补传统车辙因子评价改性沥青高温性能的不足^[11]。试验温度为64℃,第一阶段以0.1 kPa剪切应力模拟沥青在线黏弹性范围内的流变响应,第二阶段将剪切应力提升至3.2 kPa,探究非线性黏弹性范围内的流变特性。两阶段各10 s加载周期(1 s加载与9 s卸载恢复),采用蠕变恢复率 R 与不可恢复蠕变柔量 J_{ir} 为评价指标。

1.3.4 傅里叶红外光谱试验

采用 Nicoletis 50 型傅里叶变换红外光谱仪进行傅里叶红外光谱(FTIR)测试,以确定不同甘蔗糖蜜掺量改性沥青的官能团变化,探究其改性机理。扫描波数范围为500~4 000 cm^{-1} ,扫描次数为64次。

2 试验结果与分析

2.1 常规性能

2.1.1 针入度

图1展示了不同掺量甘蔗糖蜜改性沥青的针入度试验结果。由图1可知,随着甘蔗糖蜜掺量的逐步增加,改

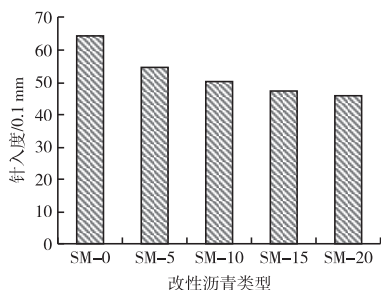


图1 不同甘蔗糖蜜掺量改性沥青针入度变化柱状图

性沥青的针入度呈现出明显的降低趋势。当甘蔗糖蜜的掺量从0提升至20%时,改性沥青的针入度值下降了28.5%。这一现象的产生,主要归因于糖蜜中所含的固体颗粒(如矿物质)在沥青中的分散作用。这些固体颗粒作为填料,有效地填充了沥青基体的空隙,提高了其密度,阻碍了沥青分子链的自由移动,导致了针入度的降低,即沥青流动性的减弱。

2.1.2 软化点

图2呈现了甘蔗糖蜜改性沥青软化点随甘蔗糖蜜掺量变化的规律。由图2可知,改性沥青的软化点随甘蔗糖蜜掺量的增加而逐步上升。当甘蔗糖蜜掺量从0增加至15%时,软化点显著上升了5.6%;而当掺量进一步增加至20%时,软化点的增长趋于平缓,总体增幅为6.0%。这一现象的主要成因在于,甘蔗糖蜜中富含的多糖、酚类化合物以及矿物质等大分子物质,在沥青基体中充当了刚性填料的角色。这些刚性填料在沥青中均匀分散,形成了物理交联点,有效阻碍了沥青分子链的滑移运动,进而提升了沥青体系的黏度与热稳定性。

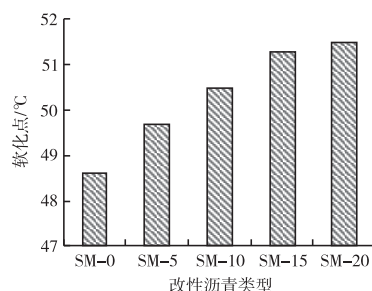


图2 不同甘蔗糖蜜掺量改性沥青软化点变化柱状图

2.1.3 延度

图3展示了在5种不同甘蔗糖蜜掺量条件下改性沥青的延度测试结果。由图3可知,随着甘蔗糖蜜掺量的逐步增加,改性沥青的延度呈现出逐渐降低的趋势。当甘蔗糖蜜的掺量从5%提高至20%时,改性沥青的延度下降了4.6%,其延度值仍然高于未改性的基质沥青。这一现象表明,在适度掺量范围内,甘蔗糖蜜能够提升基质沥青的延度性能;然而,当掺量超过一定限度时,则会产生负面影响。这种负面影响可能源于甘蔗糖蜜中碳水化合物的聚合作用,该作用增强了沥青的刚度,降低了其延展性。

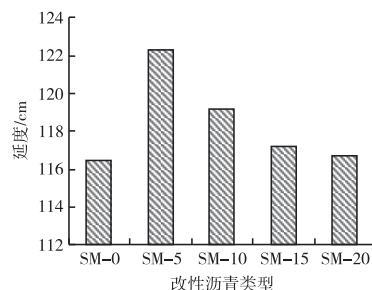


图3 不同甘蔗糖蜜掺量改性沥青延度变化柱状图

2.2 动态剪切流变性能

沥青的高温稳定性与其车辙因子($G^*/\sin\delta$)呈显著正相关关系。图4描绘了不同甘蔗糖蜜掺量改性沥青的车辙因子 $G^*/\sin\delta$ 随温度变化的曲线。由图4可知,随着温度的持续攀升,甘蔗糖蜜改性沥青的 $G^*/\sin\delta$ 值先经历急剧下降,随后逐渐趋于平稳。这一变化趋势可归因于温度升高导致沥青软化,进而削弱了其抗车辙性能。通过对比分析SM-10与SM-0(基质沥青)可知,在46℃、52℃、58℃、64℃、70℃、76℃及82℃的温度条件下,SM-10的 $G^*/\sin\delta$ 值相较于SM-0分别提升了59.1%、42.4%、58.6%、52.1%、75.0%、138.5%和120.8%。这表明甘蔗糖蜜的掺入有效增强了沥青的抗车辙能力。

在相同温度条件下,甘蔗糖蜜改性沥青的 $G^*/\sin\delta$ 值均高于基质沥青。以64℃为例,4种不同甘蔗糖蜜掺量的改性沥青,其 $G^*/\sin\delta$ 值相较于基质沥青的提升幅度分别达到了26.4%、52.1%、190.4%和270.1%,表明甘蔗糖蜜改性沥青具备优于基质沥青的抗车辙性能。这种性能提升可能归因于沥青中的酚基与甘蔗糖蜜中的碳水化合物之间发生的相互作用,生成的化合物能够增强黏结剂的硬度,有效减轻高温软化效应,并维持更高的刚度,显著增强沥青对永久变形的抵抗能力。

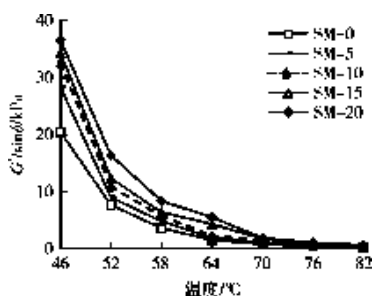


图4 不同甘蔗糖蜜掺量改性沥青车辙因子随温度变化曲线图

2.3 多重应力蠕变恢复性能

蠕变恢复率 R 可有效表征沥青于测试环节的弹性形变占比情况, R 值越大,表明沥青承受荷载后恢复变形的能力越强;不可恢复蠕变柔量 J_{ir} 反映了沥青在反复荷载作用下的抗变形能力, J_{ir} 越低,沥青的抗变形能力越高。不同掺量甘蔗糖蜜改性沥青的 R 和 J_{ir} 如图5所示。

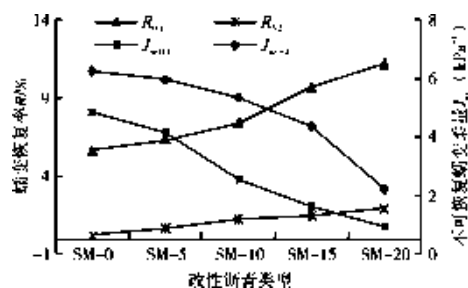


图5 R 和 J_{ir} 与不同甘蔗糖蜜掺量改性沥青的关系曲线图

图5揭示了在不同应力水平(0.1 kPa与3.2 kPa)下,甘蔗糖蜜掺量对改性沥青蠕变恢复性能的影响规律。随着甘蔗糖蜜掺量的增加,改性沥青的蠕变恢复率 R 呈现出稳步上升的趋势,而不可恢复蠕变柔量 J_{ir} 则相应地表现出逐步下降的特征。相较于基质沥青,当甘蔗糖蜜掺量分别为5%、10%、15%和20%时,改性沥青在0.1 kPa应力水平下的蠕变恢复率 R 分别提升了11.5%、31.4%、70.9%和98.1%;在3.2 kPa应力水平下,这一提升幅度更是分别达到了1.8倍、4.5倍、5.3倍和7.3倍。与此同时,不可恢复蠕变柔量 J_{ir} 在两种应力水平下均有所降低,具体降幅在0.1 kPa时分别为14.2%、47.1%、65.8%和80.4%,在3.2 kPa时则分别为4.6%、14.4%、30.2%和64.3%。表明甘蔗糖蜜的掺入能够显著增强沥青在承受荷载后的恢复能力,进而提升其高温条件下的抗车辙性能。

2.4 傅里叶变换红外光谱

对SM-5和基质沥青(SM-0)进行红外光谱分析,以确定甘蔗糖蜜部分替代沥青时其化学成分的变化,相应光谱图如图6所示。

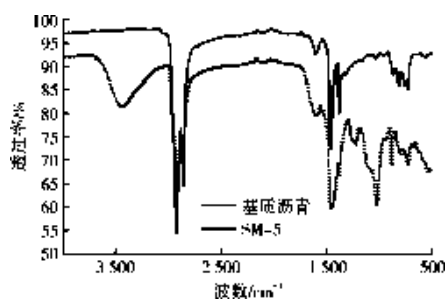


图6 不同沥青的红外光谱图

由图6可知,甘蔗糖蜜改性沥青在3300~3500 cm^{-1} 波数范围内展现出了显著的羟基吸收峰衰减特征。相较于未改性的基质沥青,改性材料在1000~1200 cm^{-1} 波段内的特征峰呈现出峰形单一化及宽化特征,且在720~760 cm^{-1} 范围内观察到了多个新出现的吸收带。这些新增谱带与烯烃及芳香烃结构中平面外C-H键的弯曲振动模式相关。此现象表明,在糖蜜改性沥青的制备过程中,糖蜜所含的羟基组分在热氧环境下发生了氧化反应,生成了醛基官能团($\text{C}=\text{O}$),同时伴随着芳香族化合物特征吸收的增强。这一系列光谱变化揭示了甘蔗糖蜜与沥青基质之间存在的化学键合作用机制。

3 结语

(1)甘蔗糖蜜改性沥青的针入度随甘蔗糖蜜掺量的增加而降低,而软化点则相反,20%掺量的甘蔗糖蜜改性沥青针入度下降了28.5%,软化点提高了6.0%;甘蔗糖蜜对沥青的延度有积极作用,但过量会导致延度降低,可能是由于甘蔗糖蜜中高分子物质提高了改性沥青的热稳定性。

(下转第124页)

极端工况下弃渣场边坡失稳破坏影响分析

官少龙¹, 陈国仕², 郭先清³, 周增辉¹

(1. 广西交投集团有限公司, 广西 南宁 530007; 2. 广西壮族自治区公路发展中心, 广西 南宁 530028; 3. 广西壮族自治区乐业公路养护中心, 广西 百色 533299)

摘要: 文章以某邻近居民区的高速公路弃渣场为研究对象, 基于现场地质调查与岩土参数测试, 综合极限平衡理论、数值模拟(RAMMS)及GIS空间分析技术, 系统揭示“强降雨+地震”极端工况下边坡失稳的动力学响应特征。通过量化碎屑土石流的运动距离、影响范围及冲击能量, 明确其对在建工程与居民区的潜在威胁边界; 结合综合处治方案的效果验证, 提出“机理-预测-防控”一体化的风险管理框架。研究结果不仅弥补了多因素耦合灾害链分析的学术空白, 还可为类似弃渣场的灾害预警阈值设定与韧性防护工程设计提供数据支撑, 对实现“人居安全-工程韧性-生态可持续”协同发展具有重要实践价值, 也为弃渣场选址、堆填设计提供参考。

关键词: 弃渣场边坡; 极端工况; 稳定性分析; 灾害影响; 风险防控

中图分类号: U416.1⁺4 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wocst.2025.05.014

文章编号: 1673-4874(2025)05-0043-05

0 引言

山区基础设施建设规模的持续扩张导致弃渣场边坡稳定性问题日益突出, 尤其在邻近居民区的敏感地带, 其潜在灾害风险对人民生命财产及生态环境构成重大威胁。研究表明, 强降雨与地震等极端工况的耦合作用会显著加剧边坡失稳风险, 可能触发高速远程碎屑土石流, 引发链式灾害效应^[1-2]。针对弃土场稳定性评价方面, 曾亮亮等^[3]提出的动态评价方法显著提升了弃渣场安全评价的系统性与工程适配性, 即空间维度实现“场地-地基-边坡”三位一体安全覆盖; 陈争玉等^[4]利用调查和监测相结合的方法, 综合评估了弃渣整治效果及其对临近工程的影响程度; 徐昕等^[5]以弃渣场特征准则、弃渣场性质准则和弃渣场防护措施准则3个方面构建弃渣场失事危害程度快速评价模型, 并尝试性地确立了各项评价指标的阈值。极限平衡法与数值模拟技术是边坡稳定性分析的常用方法^[6], 但对于极端多因素耦合工况下弃渣场边坡失稳破坏机理及其诱发次生灾害(如碎屑流)的时空演化规律、运动特征与冲击影响的系统性研究, 尤其是定量化评估, 仍显不足。此外, 现有研究多聚焦单一灾害场景或一般工况, 复杂地形与人居环境交互作用下的弃渣场灾害风险防控策略尚需深化。

本文以某邻近居民区的高速公路弃渣场为研究对象, 基于现场地质调查与岩土参数测试, 综合极限平衡理论、数值模拟(RAMMS)及GIS空间分析技术, 系统揭示“强降雨+地震”极端工况下边坡失稳的动力学响应特征。通过量化碎屑土石流的运动距离、影响范围及冲击能量, 明确其对在建工程与居民区的潜在威胁边界; 同时, 结合综合处治方案的效果验证, 提出“机理-预测-防控”一体化的风险管理框架。研究结果不仅弥补了多因素耦合灾害链分析的学术空白, 还可为类似弃渣场的灾害预警阈值设定与韧性防护工程设计提供数据支撑, 对实现“人居安全-工程韧性-生态可持续”协同发展具有重要实践价值, 同时也为弃渣场选址、堆填设计

提供参考。

1 弃渣场工程地质环境概况

1.1 水文气象

项目区位于北回归线以南, 属亚热带季风性气候。太阳热辐射强, 夏季湿热, 冬季干燥, 春秋气候温和, 夏长冬短, 植物生长期长, 树木四季常青, 无霜期长。气温较高, 蒸发量大, 气压较低, 雨量充沛。年均气温为21.6℃, 极端最高气温为40.4℃, 极端最低气温为-2.4℃。年均降雨量达1304~1600 mm。

1.2 地形地貌

项目区主要地貌类型为中低山丘陵地貌, 地形起伏大, 山体陡峭, 自然斜坡坡度一般为18°~55°。山体走向大致呈南-北西向, 山间冲沟较发育, 多呈“V”形分布, 沟内地表水丰富, 雨季水流量较大。山坡上表层多覆盖残坡积土层, 厚度较薄, 植被以桉树、松树等为主, 冲沟地表多分布冲洪积粉质黏土、砂及卵石等, 局部分布薄层软弱土。

K34+251左侧73 m处弃土场主要沿原始地形的冲沟进行堆填, 主要堆填在冲沟的东南侧斜坡, 堆填深度为10~42.5 m。填筑后弃土场前缘高程为137.5 m左右, 弃土场后缘高程为180 m, 弃土场顺坡填筑, 填筑后弃土场顶部平缓, 呈浑圆状。弃土场填筑后冲沟被填平, 弃土场前缘坡面坡度变陡, 坡度为35°~45°, 坡高为10~42.5 m, 冲沟中前部较原地地面增厚了42 m。现状坡面裸露, 植被较少, 后缘及两侧灌木茂盛。

1.3 地层岩性及区域地质构造

根据地质调查及钻探结果, 场地内出露的地层主要是第四系人工堆积层(Q_4^{ml}), 第四系残积层(Q_4^{el})。下伏基岩年代为泥盆系(D)全风化砂岩等。

1.3.1 第四系人工堆积层(Q_4^{ml})

素填土, 杂色, 湿, 松散-稍经压实, 主要由全-强风化泥质粉砂岩组成, 含少量粉质黏土及角砾, 由人工修建高速公路回填而成。岩块粒径为1~7 cm, 棱角分明, 无

第一作者简介: 官少龙(1990—), 工程师, 主要从事岩土灾害防治、智能监测预警等工作。

分选,碎石的含量为8%~10%,素填土堆积过程中未经严格压实,密实程度不一,多呈松散-稍密状,回填年限为1~3年,未完成自重固结。钻探揭示该层厚度为21.3 m,该层分布在弃土场范围内,根据实测地形与原地形及钻探资料综合对比,该层分布最大厚度为25 m。

1.3.2 第四系残积层(Q_4^{el})

粉质黏土,褐色,黄褐色,硬塑,主要由粉黏粒组成,干强化中等,韧性中等,土质不均,含有较多砂粒。本次钻孔揭露层厚为6 m。

1.3.3 泥盆系(D)

全风化砂岩,褐黄色,原岩结构构造已基本被风化破坏,岩芯多呈半岩半土状,遇水易软化崩解,局部夹中风化岩,块径为2~6 cm。本次钻孔揭露层厚为2 m。

弃土场及附近50 km范围内全新世活动断裂为博白~梧州断裂⑧、灵山~藤县断裂⑨、南丹~昆仑关断裂⑩。

1.4 场地水文地质特征

1.4.1 地表水

弃土场及其周边无地表水体。弃土场区域前缘为低洼地带。坡面汇水易往低洼地带汇集,弃土场周边冲沟谷底高程为147~165 m,沟谷截面近呈“V”形,沟谷深度为10~25 m,沟谷宽度为10~20 m,冲沟勘察期间无水流。

雨季时,弃土场冲沟区域的山体大气降水的地表水体仍然向冲沟内汇集。由于弃土场周边未施工截排水沟,因此,汇集的地表水一部分向素填土内入渗,并沿原始冲沟素填土交界面处径流排泄,会影响弃土边坡的稳定性。还有一部分水体沿弃土场坡面向下游排泄,对弃土坡面存在一定的冲刷作用,对弃土坡面的水土流失影响较大。

1.4.2 地下水

勘察期间未揭露地下水,雨季时弃土场区内可能汇集地下水类型主要为赋存于弃土场素填土层中的上层滞水,主要为大气降雨补给下渗形成。

第四系人工素填土层(Q_4^{ml})成分不均,由粉质黏土和砂岩等岩块组成,属强透土层。第四系残积层粉质黏土层属于弱透土层。

1.5 地震及地震动效应

根据《广西通志·地震志》资料及收集到的区域资料,评估区属于桂东南强震地震构造区,地震活动主要受控于博白~梧州断裂⑧、灵山~藤县断裂⑨、南丹~昆仑关断裂⑩,在东西向或近东西向的主压应力作用下,区内的北东向和北北向断裂有较大的剪应力和中等强度的正(压)应力,有中等偏高的破裂强度,具备发生强烈地震的地质条件和力学条件,在强烈活动的北东向和北北向断裂的交汇部位形成强震构造区。史料记载该区4.75级以上地震13次,占全广西4.75级以上地震的32.5%。其中最大的是1936年灵山6.75级地震,也是广西有地震记载以来最强烈的一次地震。

依据《中国地震动参数区划图》(GB18306—2015),

项目区域地震动峰值加速度为0.20 g,对应的地震基本烈度为Ⅷ度,基本地震动加速度反应谱特征周期为0.35 g。

2 稳定性计算分析

根据《水土保持工程设计规范》(GB 51018—2014)5.7.4中,采用简化毕肖普法、摩根斯顿-普赖斯法计算时,弃土场正常工况安全系数取1.20,非正常工况取1.05。

综合室内试验、勘察结果及反演成果,结合地方工程经验,滑坡各土层物理力学参数如表1所示。

表1 相关岩土层物理力学参数表

岩土层名称	天然重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	饱和重度 $\gamma'/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	抗剪强度指标	
			黏聚力天然/饱和 c/kPa	内摩擦角天然/饱和 $\varphi/^\circ$
Q_4^{ml} 素填土	18.4	20.4	18.73/16	18.30/16
Q_4^{el} 粉质黏土	18.2	20.2	26.7/24	16.5/14
D全风化砂岩	19.0	20.0	17/15	21/20

2.1 现状稳定性分析

对弃土场1-1'剖面在正常工况和非正常工况下的稳定性进行计算,结果如图1、图2所示。

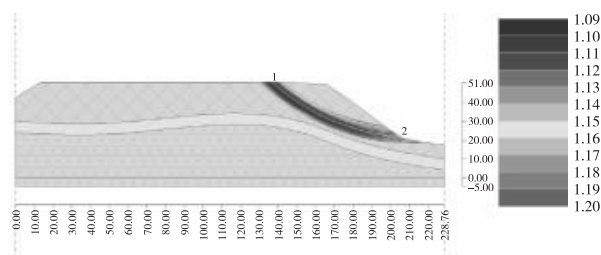


图1 1-1'剖面稳定性计算结果图(正常工况)

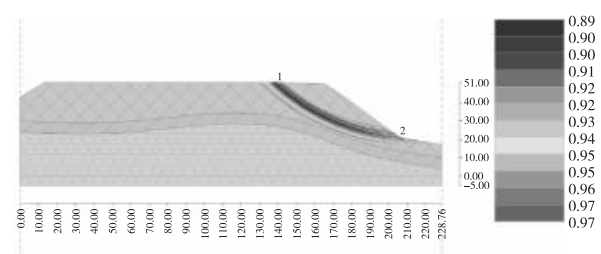


图2 1-1'剖面稳定性计算结果图(非正常工况)

由图1、图2可知,弃土场1-1'剖面在正常工况下稳定性系数为1.0, < 1.20,处于失稳状态;非正常工况下稳定性系数为0.89, < 1.05,处于失稳状态。K34+251左侧73 m弃土场受滑坡的危害程度高。弃土场坡体未经压实处理,在长期雨水冲刷及特殊恶劣天气条件下,弃土场有可能产生滑坡,建议对弃土场前缘坡脚修建挡土墙,增加坡体的稳定性。

2.2 处治建议及稳定性分析

从下往上按1:2、1:2、1:2、1:2分四级填方边坡,台阶宽度为6 m,坡高为10~11 m,坡顶按高程180~

184 m整平,设置成4%坡度,坡脚设置4 m高(入土1 m,顶宽1 m)重力式挡土墙支挡,坡面及平台采取截排水措施,坡面挂铁丝网植草防护。1-1'剖面处治后在正常和非正常工况下的稳定性计算结果如图3、图4所示。

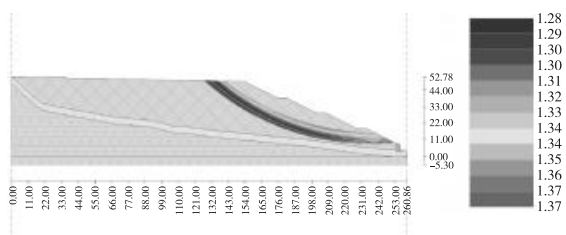


图3 处治后稳定性计算结果图(正常工况)

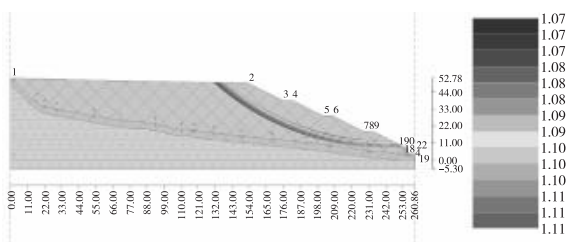


图4 处治后稳定性计算结果图(非正常工况)

分析可知,处治后弃土场(剖面1-1')正常工况稳定性系数为1.28, > 1.20;非正常工况稳定性系数为1.07, > 1.05。两种情况稳定性系数均满足4级弃渣场要求。

3 弃土场边坡失稳模拟计算

项目区地震基本烈度为Ⅷ度,下游为居民区,有必要研究分析“强降雨+地震”极端工况下弃土场边坡失稳破坏影响范围及冲击能量。

3.1 分析原理

本次分析采用RAMMS (Rapid Mass Movements Simulation)软件对碎屑土石流进行分析。RAMMS是一款综合性地质三维地质灾害分析软件,能够针对落石、崩塌、雪崩、泥石流、碎屑流及土石流等地质灾害在三维空间内进行数值分析,给出相应的定性及定量结果,最终后处理支持各类专业图标及动态视频的制作。

碎屑土石流的分析类型属于流变分析,但由于自然条件的复杂性,土石流发生的过程中受众多因素的控制,其特性在不断变化。基于对大量工程实例的研究,RAMMS采用Voellmy-Fluid摩擦模型,该模型采用Voellmy-Salm的优化模型。模型中将摩擦阻力分为两部分考虑:(1)静摩擦阻力,含干-库仑型摩擦系数(u);(2)动阻力,与速度和黏性湍流摩擦系数(ξ)相关。总阻力的表达式为:

$$S = \mu \rho H g \cos(\phi) + \frac{\rho g U^2}{\xi} \quad (1)$$

式中: S ——总阻力;

g ——重力加速度;

ϕ ——坡角;

H ——流动高度;

U ——流速;

ρ ——土石流密度。

Voellmy-Salm流变模型的摩擦阻力 $S_f = (S_{fx}, S_{fy})$ 由式(2)确定:

$$\begin{aligned} S_{fx} &= n U_x \left[\frac{\mu g_z H + g \parallel U \parallel^2}{\xi} \right] \\ S_{fy} &= n U_y \left[\frac{\mu g_z H + g \parallel U \parallel^2}{\xi} \right] \end{aligned} \quad (2)$$

3.2 计算模型选取和建立

主要步骤如下:

(1)基于测绘地形图提取等高线,使用ArcGIS软件转化为TIN格式,然后转化为栅格,最终转化为DEM文件。

(2)检查网格的划分精度,充分考虑后期拦截坝尺寸等约束条件。

(3)生成物源区和分析主控范围shp文件备用。

(4)启动RAMMS软件,导入DEM文件。

(5)在ARCMAP软件中进行地表影像图的地理校准,并导入Ramms。

(6)选取合适的灾害评估范围,分析区域包含勘察涉及的整个渣土物源区、流通沟道区、可能波及的堆积区,并包含土石流治理重点考虑的构筑物及交通基础设施。

本次分析选定的分析区域,其重点防护的公路及建筑物关键边界均已包括在分析范围内。

基于前文对于处治后最不利工况稳定性分析的结果,非正常工况计算稳定系数为1.07,本次模拟计算假定发生了最不利情况,在非正常工况下沿最危险滑动面发生失稳破坏(挡墙破坏或滑坡越顶)形成土石流。选定滑动范围内滑体最大厚度为20 m,体积估算为96 164 m³,选定发生土石流概率较大位置设定为物源区。

(7)分析区域内模型单元数量102 578个,节点数量103 248个,网格平均精度为1.5 m × 1.5 m。分析最小单元与整体模型比例为1:150 000~1:200 000。

(8)设定分析范围,确定分析参数。

(9)进行分析并提取相关结果。

3.3 主要模拟计算参数选取

根据弃土场稳定性评估报告及相关现场勘察及获取的资料,数值模拟设置参数包括:

(1)土石流密度为2 g/cm³(现场试验及经验获取),重力加速度为9.8 m/s²。

(2)土压力系数(也即放大系数),Lambda设置为1.0,按原地实际大小计算。

(3)保持零深度截止值(0.0001 m),用于保证计算精确度。

(4)物源量,即土石流体积,取96 164 m³。

(5)土石流历时给定极限收敛时间为1 000 s,依据计算自行控制结束时间。

(6)摩擦系数 $\mu = 0.14$,湍流系数 $\xi = 175$ 。(μ取填

土材料 $0.5 \tan \varphi, \xi$ 通常为 100~200)。

(7)收敛准则精度控制 5% (动量控制), 即上下震荡误差在 5% 以内时认为计算误差在允许范围内。

其余相关岩土参数指标参考表 1 选取。

4 模拟计算结果与分析

4.1 边坡失稳破坏形成土石流运动过程及影响

对弃土场边坡失稳的模拟分析显示, 图 5 至图 7 分别揭示了第 5 s、100 s、200 s 时间点土石流运动路径, 最终在 375 s 基本完成全过程运动, 影响范围如图 8 所示。

结果显示, 其运动方向受主沟道控制, 能有效偏离, 在建高速公路、村道及居民建筑均位于土石流影响范围外, 且土石流影响边界距离最近民房约 25 m, 民房地面与土石流堆积存在一定高差, 避开对周边建筑结构物产生破坏。



图 5 边坡失稳破坏后 5 s 云图



图 6 边坡失稳破坏后 100 s 云图



图 7 边坡失稳破坏后 200 s 云图



图 8 边坡失稳破坏后 375 s 云图

4.2 土石流堆积高度与冲击能量分布

沿冲沟中心线下游方向土石流堆积高度分布如图 9 所示。

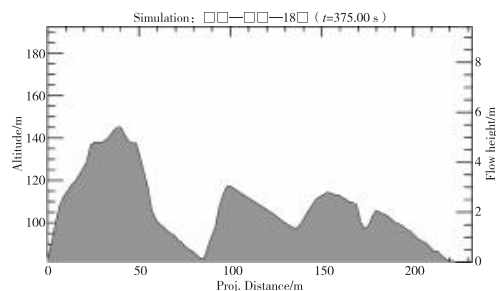


图 9 沿冲沟中心线下游方向土石流堆积高度分布图

破坏形成的土石流体先向北西方向滑动到冲沟弯道部位, 再向南西方向运动至冲沟口部位停止, 土石流主要堆积于坡脚浅水塘范围和冲沟弯道位置, 运动距离为 233 m, 影响面积为 8 338. 7 m², 最大堆积厚度为 5. 5 m。

对土石流堆积区前端约 40 m 范围纵剖面进行分析, 从土石流的高度、速度、动能三方面进行分析, 图 10 至图 12 结果显示, 在靠近建筑区位置附近, 土石流的能量已经衰竭, 对周边影响有限。

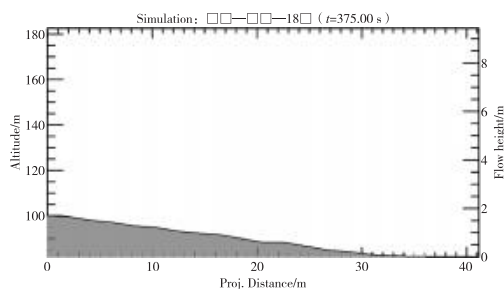


图 10 土石流堆积高度分布图

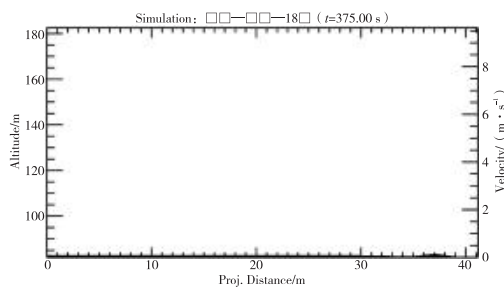


图 11 土石流速度分布图

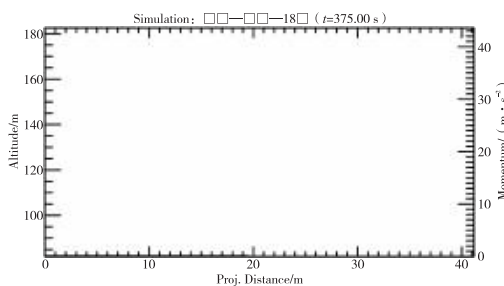


图 12 土石流动能分布图

对土石流前沿堆积区进行分析,从土石流的高度、速度、动能三方面分析,在靠近建筑区位置附近,在最不利情况下分析,土石流的能量已经衰竭,对周边影响有限。

4.3 无限逼近液态流向分析

将分析参数中的 μ 和 ξ 不断降低,虽然最终强度参数已经失真(即实际中不可能达到此状态),其分析的影响范围不具实际意义,但可以模拟出土石流无限接近液态时的流动路径。



图 13 土石流体无限逼近液态情况下影响范围和方向云图

如图 13 所示,即使不断趋向液态情况下,其运动路径及影响范围距离建筑物仍有一定距离,由此可见即使在理想状态下的极端灾害情况下,土石流仍不会影响构筑物的安全。

5 结语

(1)现状弃渣场边坡在各种工况下均不满足稳定性安全系数要求,进行边坡分级、设置支挡结构、截排水等综合处治后天然与暴雨工况下基本达到稳定性安全系

数要求。

(2)极端条件下,假定边坡沿最危险滑动面失稳破坏,形成土石屑流运动时间为375 s,距离为233 m,影响面积达8 338.7 m²,主要堆积于坡脚浅水塘范围和冲沟弯道位置,最大堆积厚度为5.5 m。

(3)在靠近建筑区位置附近,土石流的能量已经衰竭,对周边影响有限,对耕地和农作物有掩埋影响。

(4)即使土石流不断趋向液态情况下,其运动路径及影响范围距离建筑物仍有一定安全距离。

综上所述,在建高速公路、村道及居民建筑均位于在土石流影响范围外,且民房地面与土石流堆积存在一定高差,避免了对周边建筑结构物产生破坏。

参考文献

- [1]胡凯衡,陈成,等.地震区降雨作用下泥石流易发性动态评估[J].中国地质灾害与防治学报,2018,29(2):7-14.
- [2]陈宁生,田树峰,等.泥石流灾害的物源控制与高性能减灾[J].地质学前沿,2021,28(4):337-348.
- [3]曾亮亮,刘海明,等.山区公路弃渣场动态稳定性评价方法及工程应用[J].水利与建筑工程学报,2025,23(2):82-88.
- [4]陈争玉,肖玲,等.某山区公路弃渣场稳定性评价及邻近工程影响[J].水利与建筑工程学报,2021,19(5):40-45.
- [5]徐昕,刘昱,等.弃渣场失事危害程度快速评价体系研究[J].水土保持应用技术,2023(4):30-32.
- [6]郑颖人,陈祖煜,王恭先,等.边坡与滑坡工程治理(第二版)[M].北京:人民交通出版社,2015:94-95.

收稿日期:2025-01-22

(上接第 20 页)

至望谟(乐业段)项目的经验,总结了山区高速公路岩溶路基注浆参数选择的一般性原则。研究表明,该项目南段Ⅰ-Ⅱ级岩溶区采用 1.5~2.5 MPa 注浆压力,北段Ⅲ-Ⅳ级岩溶区采用 0.5~1.5 MPa 注浆压力,可有效保证注浆质量。项目南段 115 处岩溶体处治的检测合格率>95%,为后续类似工程提供了可靠参考。但岩溶路基处治仍需根据实际情况开展必要的现场试验,动态优化注浆参数,以实现岩溶路基注浆加固的最佳性价比。

参考文献

- [1]刘秋宇.基于注浆管幕法的岩溶路基加固机理与优化设计[D].南昌:华东交通大学,2015.
- [2]周建波.公路岩溶路基注浆加固工法研究[J].西部探矿工程,

2011,23(4):182-184,186.

- [3]陈伟强.高速公路岩溶区岩溶路基处理设计参数数值分析[D].成都:西南交通大学,2012.
- [4]任星义.岩溶路基注浆设计与施工[J].交通世界(建养·机械),2010(8):211-212.
- [5]李艳霞.路基岩溶注浆施工分析与应用[J].上海建材,2024(1):97-100.
- [6]毕诗月.压力注浆技术及其在岩溶路基处理中的应用[J].水利与建筑工程学报,2008(1):82-83,94.
- [7]胡熠,谢强,李朝阳,等.岩溶路基注浆质量综合物探检测方法与评价研究[J].工程地质学报,2015,23(2):344-351.
- [8]孟林涛.浙西山区高速公路隐伏岩溶路基处治及评价方法研究[D].西安:长安大学,2015.

收稿日期:2025-01-22

石灰或水泥改良膨胀土的稳定性和施工工艺研究

赵毅, 付孝康

(广西中铁南新高速公路有限公司, 广西 崇左 532399)

摘要: 文章从室内试验到实际工程应用, 系统分析了石灰或水泥改良膨胀土的稳定性能及施工工艺。通过室内试验研究了石灰和水泥改良膨胀土的稳定性和超固结性, 着重考虑了不同掺量、不同压实度和不同类型膨胀土因素对改良效果的影响; 依托南宁至大新高速公路工程实践, 探讨并优化了改良膨胀土的施工工艺流程, 优化后的改良工艺相比传统换填法节约成本 1.46 亿元, 在确保路基稳定性的同时取得了显著的经济效益。研究成果为膨胀土地区工程建设提供了兼具技术可行性和经济合理性的解决方案。

关键词: 膨胀土; 石灰; 水泥; 体积膨胀率; 施工工艺

中图分类号: U414.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.015

文章编号: 1673-4874(2025)05-0048-04

0 引言

膨胀土的矿物成分通常含有较高成分的蒙脱石和伊利石^[1], 导致膨胀土具有极强的亲水性、反复胀缩特性和超固结性^[2], 进而引发膨胀土路基发生严重的不均匀沉降、边坡滑塌以及路面拱胀等工程病害^[3]。然而, 膨胀土在全球分布广泛且膨胀土病害具有隐蔽性和长期性, 全球每年不得不花费数十亿美元修复膨胀土所产生的工程病害^[4]。因此, 为合理利用膨胀土需提前对其进行改良处理。

近年来, 国内外学者为了改良膨胀土遇水膨胀和失水收缩的特性开展了大量的研究, 国内外学者通过向膨胀土添加石灰、水泥等化合物, 通过水化反应和胶结填充作用, 改变膨胀土内部的矿物成分, 从而实现改良膨胀土的目的, 该方法通常被称为化学改良法^[5-6]。Zhang Y 等、Jangid K A 等以及 Por S 等发现石灰和水泥对膨胀土的工程特性和胀缩特性均产生了积极的影响^[7-9]。

然而, 在膨胀土改良工程实践中发现, 由于不同成因类型膨胀土的矿物组分存在显著差异, 相同掺量的改良剂对不同类型膨胀土的作用效果呈现显著差异^[10]。同时, 路基填筑工程中不同结构层位对压实度的差异化要求, 使得改良土的工程性能在施工过程中呈现显著的非均质特征^[11]。为解决这一工程技术难题, 本研究采用室内试验与工程验证相结合的方法, 重点针对不同矿物组成的膨胀土开展改良剂掺量梯度试验, 并设置不同压实度等级进行对比分析, 以广西南宁至大新高速公路为依托探讨了改良膨胀土的施工工艺流程。

1 试验材料和方法

1.1 试验材料

本文试验所用的两种膨胀土样来自广西南宁至大新高速公路, 分别记为 S-1 和 S-2。将取回来的土样筛除多余杂质后进行烘干处理, 测得 S-1 和 S-2 土样

的天然含水率分别为 38.4% 和 36.8%。为进一步分析 S-1 和 S-2 土样的基本物理性质, 本研究参照《公路土工试验规程》(JTJ 3430—2020)^[12]进行了击实试验、液塑限试验和体积膨胀率试验, 试验结果如表 1 所示。为研究不同改良剂对膨胀土固化效果的影响, 本研究选取了石灰、水泥和碎石作为两种膨胀土的改良材料。

表 1 膨胀土基本物理指标表

土样	最大干密度	最佳含水率	塑限	液限	塑性指数	体积膨胀率
S-1	1.68 g/cm ³	19.1%	36.4%	76.1%	39.7	2.19%
S-2	1.71 g/cm ³	20.8%	39.8%	86.8%	47	4.35%

1.2 试验方法

1.2.1 膨胀土预处理

将现场取样的膨胀土样品筛除树叶、碎石等多余杂质后, 进行机械破碎和烘干处理。其中破碎后的膨胀土需通过 2 mm 筛孔, 烘干温度和时间分别为 105 ℃ 和 24 h。随后, 预处理后的土样和不同质量分数的石灰和水泥置于混合料拌和器中, 并采用机械搅拌装置以 60 r/min 的转速拌和 15 min, 确保混合料均匀分布。然后, 在拌和均匀的混合料中加入一定质量的去离子水, 使得混合料达到最佳含水率。将制备好的混合料置于恒温恒湿环境中确保石灰和水泥与膨胀土充分反应, 其中设置养护温度、湿度和时间分别为 25 ℃、95% 和 24 h。

1.2.2 体积膨胀率

将预处理完成的土样制备为直径 $R = 61.8$ mm、 $H = 20$ mm 的环刀试件并利用固结仪使其固结完全; 将试件进行泡水处理并每隔 2 h 记录一次试样高度, 直至前后高度差值 < 0.01 mm; 采用式 (1) 计算其体积膨胀率:

$$E_R = \frac{(H_1 - H_0)}{H_0} \times 100\% \quad (1)$$

式中: H_1 、 H_0 ——试件初始高度和最终高度。

由于路基不同深度的压实度存在一定的差异性, 为

第一作者简介: 赵毅 (1976—), 高级工程师, 主要从事工程技术、工程经济管理工作。

了更加符合路基结构内部的真实压实度,本文在研究不同水泥、石灰和碎石掺量对膨胀土改良效果的基础上,还着重不同压实度下水泥、石灰和碎石的改良效果,具体试验方案如表2所示。

表2 试验方案表

土样	石灰掺量/%	水泥掺量/%	压实度/%
S-1	0,6,8	0	94,96
	0	0,3,5	94,96
S-2	0,6,8	0	96
	0	0,3,5	96

2 结果与讨论

2.1 石灰改良效果评价

图1为不同掺量和压实度下石灰改良S-1膨胀土体积膨胀率的试验结果。由图1可以发现,随着石灰的掺量增加,S-1改良土的体积膨胀率均呈现下降趋势。例如,当压实度为94%时,石灰掺量为6%和8%时,其体积膨胀率分别为0.57%和0.56%;同比天然膨胀土的体积膨胀率分别下降了73.97%和74.53%。同时,当压实度为96%时,此时不同石灰掺量下的体积膨胀率分别为0.53%和0.52%,同比天然膨胀土的体积膨胀率分别下降了74.42%和76.26%。可以说明,石灰可以有效抑制膨胀土的体积膨胀率。此外,进一步分析可以发现,随着压实度的增加,改良土的体积膨胀率呈现微小的下降趋势。例如,当石灰掺量为6%时,随着压实度的增加,改良土的体积膨胀率下降了0.04%。

2.2 水泥改良效果评价

图2为不同掺量和压实度下水泥改良膨胀土S-1体积膨胀率的试验结果。由图2可以发现,随着水泥的掺量增加,S-1改良土的体积膨胀率均呈现下降趋势。例如,当压实度为94%、水泥掺量为3%和5%时,其体积膨胀率分别为0.60%和0.57%;同比天然膨胀土的体积膨胀率分别下降了72.60%和73.97%。同时,当压实度为96%时,此时不同水泥掺量下的体积膨胀率分别为0.57%和0.55%,同比天然膨胀土的体积膨胀率分别下降了73.51%和74.88%。可以说明,水泥可以有效抑制膨胀土的体积膨胀率。此外,进一步分析可以发现,随着压实度的增加,改良土的体积膨胀率呈现微小的下降趋势。例如,当石灰掺量为8%时,随着压实度的增加,改良土的体积膨胀率下降了0.02%。

总的来说,石灰和水泥能够有效抑制膨胀土的体积膨胀率,且改良完成后的膨胀土按照《公路路基设计规范》(JTG D30—2015)^[13]已经不属于膨胀土的范畴,其体积膨胀率已经低于规范要求的0.7%。同时,压实度在一定程度上会影响改良土的体积膨胀率,由于其影响效果并不明显,在工程上可忽略改良土路基不同层位的体积膨胀率的差异性。

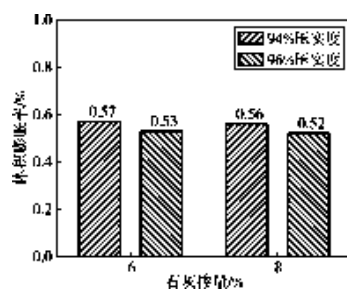


图1 石灰改良土体积膨胀率随压实度的变化柱状图

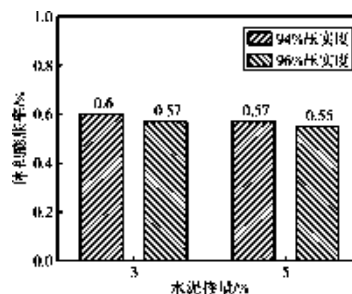


图2 水泥改良土体积膨胀率随压实度的变化柱状图

2.3 不同类型膨胀土改良效果评价

为了进一步分析石灰和水泥改良效果是否适用于其他类型的膨胀土,本研究基于上述分析对改良后的S-2土样测试其体积膨胀率,结果图3和图4所示。由图3和图4可以发现,当石灰掺量为6%和8%时,此时S-2改良土的体积膨胀率分别为0.69%和0.6%;同比天然膨胀土的体积膨胀率分别下降了85.28%和86.20%。同时,当水泥掺量为3%和5%时,S-2改良土的体积膨胀率分别为0.64%和0.6%;同比天然膨胀土的体积膨胀率分别下降了85.29%和86.20%。说明石灰和水泥改良同样也适用于S-2膨胀土。进一步分析可以发现,同一掺量下的石灰和水泥,在两种膨胀土的固化效果也存在一定的差异性,例如,当石灰掺量为6%时,S-1和S-2改良土的体积膨胀率分别为0.53%和0.69%;当水泥掺量为3%时,S-1和S-2改良土的体积膨胀率分别为0.57%和0.64%。这是因为S-1和S-2土样分别属于低膨胀土和中膨胀土,使得S-2土样中的蒙脱石和伊利石含量高于S-1土样,导致同一掺量下S-2改良土的体积膨胀率略高于S-1土样。因此,在实际工程中针对中-高性膨胀土可适当提高石灰或水泥掺量。

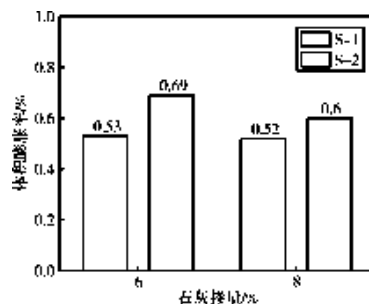


图3 石灰改良土体积膨胀率随掺量变化柱状图

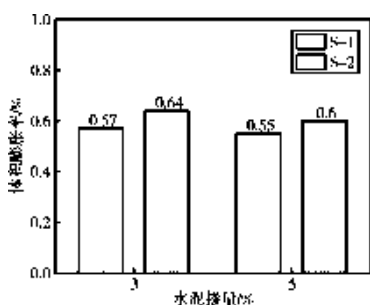


图4 水泥改良土体积膨胀率随掺量变化柱状图

3 工程应用

3.1 项目概况

项目位于南宁至大新高速公路工程段,沿线分布 16 处膨胀土地质区,累计长度为54 km,最大厚度达 18 m,总挖方量约 $312 \times 10^4 \text{ m}^3$ 。经室内土工试验检测,部分区段显示显著膨胀特性:液限峰值达 80%,自由膨胀率为 75%,标准吸湿含水率为 6.7%,具有弱—中膨胀潜势。此类高液限、高塑性、高含水率、低 CBR 值的特殊土质易引发路基不均匀沉降,危及路面平整度及整体稳定性。项目考虑到依托工程的实际填挖及缺方情况,采用水泥对大量缺方路段的弱膨胀土、中等膨胀土进行改良处理后用作沿线的路基填筑材料。

3.2 施工流程

3.2.1 施工前准备

为保证良好的施工的效果,改良土铺筑前需将地基进行整平处理。在开挖过程中可采取人工和机械相结合的方式开挖。将现场堆砌的建筑废料、杂草、树根等影响基础平整度的垃圾进行清洁和整平处理,确保基础表面平整。此外,当整平完成后,需对多余土体进行清除,并对进行夯实处理,使其承载能力 $> 100 \text{ MPa}^{[14]}$ 。

3.2.2 填料摊铺

采用分层摊铺法进行填筑,将膨胀土均匀铺设在合格地基或已填筑改良土路基上,控制松铺厚度在 30~40 cm。采用推土机或平地机进行初步整平,整平后立即检测膨胀土天然含水率,根据检测结果确定是否进行雾化水喷洒补水或晾晒。

3.2.3 混合料拌和、闷料

摊铺完成的膨胀土含水率满足要求后,通过机械或人工方式均匀撒布设计用量的水泥。拌和设备优先选用带有深度控制功能的灰土拌和机或路拌机,确保拌和深度达到设计改良层底部要求、且能破碎结块的膨胀土。拌和作业需进行 2~3 遍交叉处理,每遍拌和后都要仔细检查是否存在素土夹层或水泥结块现象,直至混合料颜色均匀一致、无明显团粒不均匀情况。拌和完成后需立即检测混合料含水率,采用喷洒雾化水或掺入干土的方式将含水率精确调整至最佳值 $\pm 1\%$ 的范围内。随后,进入闷料养护阶段,将拌和完成的混合料静置 4~6 h,期间需覆盖土工布或塑料薄膜以防止水分蒸发。闷料过程中水泥会发生水化反应,生成胶结物质填充土体孔隙,这

个阶段要严格禁止任何机械碾压或扰动作业。

3.2.4 改良土碾压

闷料完成后,采用振动压路机进行碾压,进行静压达到初平的目的,然后进行振动碾压,碾压的遍数根据试验确定。为提高碾压功效,碾压设备配备智能控制传感器,及时收集碾压参数,根据碾压参数的变化规律,及时组织压实度检测,检测合格后即可开展下一层填筑。

3.3 经济效益评价

图5为项目采用传统换填法和改良拌和法的工程费用对比情况。由图5可以发现,采用换填法的总费用约 2.81 亿元,根据设计方案采用水泥改良拌和法的总费用约 1.35 亿元,节约成本约 1.46 亿元。

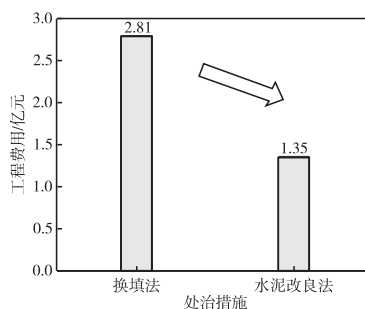


图5 不同处治措施的经济效益对比图

4 结语

本文从室内试验到实际工程应用,系统分析了石灰或水泥改良膨胀土的稳定性评价及施工工艺。通过室内试验研究了石灰和水泥改良膨胀土的稳定性,着重考虑了不同掺量、不同压实度和不同类型膨胀土因素对改良效果的影响;结合实际工程案例探讨了改良膨胀土的施工工艺流程并对其经济效应进行了评级。得到如下结论:

(1)石灰和水泥能够有效抑制膨胀土的体积膨胀率,且改良完成后的膨胀土按照《公路路基设计规范》(JTG D30—2015)已经不属于膨胀土的范畴,其体积膨胀率已经低于规范要求的 0.7%。

(2)石灰和水泥改良膨胀土经过水化反应和填充等作用,有效抑制了膨胀土的体积膨胀率。随着石灰和水泥的掺量增加,石灰和水泥改良膨胀土的体积膨胀率呈现降低的变化趋势。当石灰掺量分别为 6% 和 8% 时,此时的体积膨胀率最大分别降低了 73.97% 和 74.53%。同时,当水泥掺量分别为 3% 和 5% 时,此时的体积膨胀率最大分别降低了 73.51% 和 74.88%。

(3)随着压实度的增加,改良土的体积膨胀率仅下降了 0.02%~0.04%,因此可以说明压实度的影响效果并不明显,在工程上可忽略改良土路基不同层位的体积膨胀率的差异性。

(4)不同类型的膨胀土对其石灰和水泥的改良效果不同。当石灰掺量为 6% 时,S-1 和 S-2 改良土的体积膨胀率分别为 0.53% 和 0.69%;当水泥掺量为 3% 时,

(下转第 84 页)

SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青关键性能影响因素研究

全桂专¹, 禚炜安^{2,3,4}, 韦万峰^{2,3,4}

(1. 广西壮族自治区灵川公路养护中心, 广西 桂林 541200; 2. 广西道路结构与材料重点实验室, 广西 南宁 530007; 3. 高等级公路建设与养护技术、材料及装备交通运输行业研发中心, 广西 南宁 530007; 4. 广西交投集团有限公司, 广西 南宁 530007)

摘要: 针对传统微表处黏聚力低、抗松散能力不足的问题, 文章以 SBR 丁苯胶乳为改性剂提升乳化沥青基本路用性能, 研究了 SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青的关键影响因素。通过 4 因素 4 水平正交试验, 分析沥青温度、皂液 pH 值、SBR 丁苯胶乳含量及稳定剂含量对乳化沥青筛上剩余量、储存稳定性、蒸发残留物基本性能的影响规律。结果表明: SBR 丁苯胶乳含量对蒸发残留物基本性能影响最显著; 沥青温度会影响沥青乳化效果和沥青-水界面稳定性, 对筛上剩余量和储存离析影响较大。结合综合性能与经济性, 推荐 SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青制备最优配比及工艺为沥青温度 140 ℃、皂液 pH 值 2、SBR 丁苯胶乳含量 4.5%、稳定剂含量 0.2%。

关键词: 道路工程; SBR 丁苯胶乳; 改性; 乳化沥青; 影响因素

中图分类号: U414.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.016

文章编号: 1673-4874(2025)05-0051-04

0 引言

随着经济的快速发展, 我国道路里程得到大幅增长, 道路养护道路里程也逐渐增加, 道路养护已成为道路基础设施可持续性发展的重点任务。据《2023 年交通运输行业发展统计公报》显示, 我国已建成的公路大部分进入养护维修期, 公路养护里程占公路总里程 90% 以上, 图 1 所示为近年我国公路里程及养护比重^[1]。

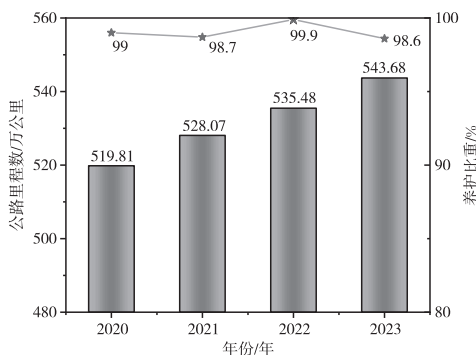


图 1 我国公路里程及养护比重图

微表处可以有效处理路面表层混合料松散及裂缝病害, 增强路面抗滑性能, 提升路面行车安全性, 是我国道路预防性养护的常用手段^[2]。微表处是由乳化沥青、集料、水泥、矿粉等组成的薄层混合料, 且乳化沥青性质对微表处路用性能有重要影响。我国乳化沥青的研究始于 20 世纪初, 在微表处推广与应用中发现, 基质乳化沥青制备的微表处混合料整体黏聚力较低, 抗松散能力较差, 已无法满足道路日常养护^[3]。研究者开始以添加改性剂的方式增强乳化沥青的道路使用性能, 乳化沥青中常用的改性剂包括 SBR 丁苯胶乳、SBS 热塑性弹性体、橡胶粉、SBS 胶乳等, 其中 SBR 丁苯胶乳的使用效果较好、施工方便, 是乳化沥青改性中使用最广的改性剂^[4]。

第一作者简介: 全桂专 (1974—), 工程师, 主要从事普通国省干线公路养护管理等方面工作。

杨同伟^[5]研究了 SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青的路用性能, 表明 SBR 丁苯胶乳改性剂能够有效增强乳化沥青的高温稳定性、低温抗裂性及同集料的整体黏附性, 并推荐 SBR 丁苯胶乳掺量为 4%。SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青是热沥青、SBR 丁苯胶乳同乳化剂皂液混合, 在胶体研磨、剪切作用下得到的, 其中热沥青以沥青微粒的形式分散在含有乳化剂的水及 SBR 丁苯胶乳中, 形成一种水包油的结构状态。SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青制备涉及多种影响因素, 制备工艺、材料配合比对其性能都会产生重要影响^[6]。孟岩^[7]研究了乳化沥青关键技术性能影响机制, 分析了工艺参数、基质沥青温度、皂液酸碱度等因素对乳化沥青基本性能的影响, 优化了乳化沥青的制备工艺和材料配合比, 表明基质沥青温度及皂液酸碱度对沥青乳化效果及稳定性影响较大。赵品晖^[8]分析了乳化沥青体系形成与稳定的影响因素, 表示乳化沥青体系界面张力与稳定性高度相关, 皂液 pH 值及乳化剂类型、活性是影响乳化沥青体系表面张力的关键因素。SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青体系较复杂, 有必要深入分析制备工艺条件、材料配合比对乳化沥青性能的影响规律, 进而提升 SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青的品质及施工稳定性。

本文以沥青温度、皂液 pH 值、SBR 丁苯胶乳含量、稳定剂含量为影响因素, 通过正交试验设计方案, 测试不同设计方案下 SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青乳化效果、稳定性、蒸发残留物延度等指标, 分析以上因素对 SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青性能影响规律, 并推荐 SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青较优的材料配比及制备工艺。

1 原材料与试验

1.1 原材料

原材料包括基质沥青、乳化剂、SBR 丁苯胶乳、稳定剂、浓盐酸等。

1.1.1 基质沥青

基质沥青为东油 70# 道路石油沥青, 沥青技术指标如表 1 所示。

表 1 基质沥青检测结果表

试验项目	单位	测试结果	技术要求
25 ℃ 针入度	0.1 mm	67	60~70
软化点	℃	48.5	>43
15 ℃ 延度	cm	>100	>100
60 ℃ 动力黏度	Pa·s	318	>180
闪点	℃	310	>260
溶解度	%	99.6	>99.5
密度	—	1.043	实测
质量变化	%	-0.005	±0.8
老化试验			
残留针入度比	%	58.2	>58
残留延度 10 ℃	cm	6.0	—
残留延度 15 ℃	cm	75.4	—

1.1.2 乳化剂

采用路兴 LX811G 乳化剂, 参数如表 2 所示。

表 2 路兴 LX811G 乳化剂基本参数表

项目	参数
类型	阳离子慢裂快凝沥青乳化剂
活性物含量	≥80%
pH 值(1%水溶液)	10.0~11.0

1.1.3 SBR 丁苯胶乳

采用路兴 LX65 阳离子 SBR 丁苯胶乳, 其技术指标如表 3 所示。

表 3 SBR 丁苯胶乳技术指标表

指标名称	单位	技术参数
外观	—	乳白色液体
固含量	%	65
pH 值	—	4.5~5.5
黏度	MPa·s	1 500
粒子电荷	—	阳离子
低温柔性(绕 φ10 mm 棒弯 180°)	—	-42 ℃, 无裂纹
机械稳定性(2 500 r/min 0.5 h)	—	不破乳, 无明显絮凝物
稀释稳定性	—	无分层、无沉淀, 无絮凝
拉伸强度 TL	MPa	>12
断裂伸长率 E	%	>1 300

1.1.4 稳定剂

采用 NaCl 稳定剂。

1.2 试验方案

采用 4 因素 4 水平正交试验方法, 设计沥青温度、皂液 pH 值、SBR 丁苯胶乳含量、稳定剂含量的搭配方式, 并测试不同搭配方式下乳化沥青的基本性能。因素水平表如表 4 所示, 4 因素 4 水平共有 16 组正交试验, $L_{16}(4^4)$ 正交试验安排表如表 5 所示。SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青制备流程如图 2 所示。

表 4 因素水平表

水平因素	A 沥青温度/℃	B 皂液 pH 值	C SBR 丁苯胶乳含量/%	D 稳定剂含量/%
1	100	1	0	0
2	120	2	2.5	0.1
3	140	4	4.5	0.2
4	160	5	6.5	0.4

表 5 $L_{16}(4^4)$ 正交试验安排表

试验编号	A 沥青温度/℃	B 皂液 pH 值	C SBR 丁苯胶乳含量/%	D 稳定剂含量/%
1	100	1	0	0
2	100	2	2.5	0.1
3	100	4	4.5	0.2
4	100	5	6.5	0.4
5	120	1	2.5	0.2
6	120	2	0	0.4
7	120	4	6.5	0
8	120	5	4.5	0.1
9	140	1	4.5	0.4
10	140	2	6.5	0.2
11	140	4	0	0.1
12	140	5	2.5	0
13	160	1	6.5	0.1
14	160	2	4.5	0
15	160	4	2.5	0.4
16	160	5	0	0.2

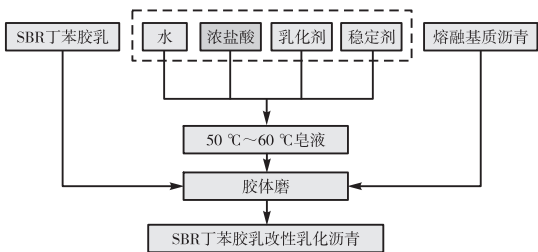


图 2 SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青制备流程图

2 结果分析与讨论

2.1 SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青性能测试结果

按表 5 的材料配合比及工艺制备 SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青, 并测试每组试验乳化沥青的筛上剩余量、存储稳定性、软化点、5 ℃ 延度、黏韧性, 结果如表 6 所示。

2.2 正交试验结果分析

2.2.1 筛上剩余量结果分析

筛上剩余量可以有效评价沥青的乳化效果, 其数值越小, 表示乳化程度越高, 乳化效果越好。本文通过计算沥青温度、皂液 pH 值、SBR 丁苯胶乳含量、稳定剂含量各水平下对应筛上剩余量平均值(k_i , i 表示水平编号), 分析影响因素不同水平对乳化沥青筛上剩余量的影响; 通过各水平下对应筛上剩余量平均值的极差 R , 分析各影

响因素对乳化沥青筛上剩余量的影响程度及相关性大小,极差 R 越大,说明对应影响因素的影响程度越显著。5 d 储存稳定性、软化点、5℃ 延度、黏韧性结果分析同理,筛上剩余量分析结果如表 7 所示。

表 6 SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青性能测试结果表

试验 编号	筛上 剩余量/%	储存 稳定性/℃	软化点/ ℃	5℃ 延度/cm	黏韧性/ (N·m)
1	4.8	7.6	47.2	0	5.8
2	3.6	8.1	54.4	6.8	10.6
3	3.6	8.4	57.9	35.1	18.3
4	4.2	9.8	60.7	132.4	23.4
5	3.6	6.5	56.5	5.6	11.3
6	2.9	6	46.1	0	4.2
7	3.2	6.9	60.9	124.7	21.8
8	3.7	6.7	57.5	37.4	17.6
9	0.78	3.9	56.1	38.7	18.0
10	0.08	1.8	61.5	104.5	22.0
11	0.67	1.6	46	0	5.3
12	1.04	4.1	54	6.7	10.8
13	0.98	5.6	61.3	129.8	23.9
14	0.07	4.2	57.1	37.4	17.7
15	1.09	3.9	54.7	6.4	10.1
16	1.37	1.7	46	0	5.1

表 7 筛上剩余量分析表

分析值 因素	A 沥青 温度/℃	B 皂液 pH 值	C SBR 丁苯 胶乳含量/%	D 稳定剂 含量/%
K_1	4.05	2.54	2.44	2.28
K_2	3.35	1.67	2.33	2.24
K_3	0.64	2.14	2.04	2.16
K_4	0.87	2.58	2.12	2.24
R 极差	3.41	0.91	0.40	0.12

由表 7 可知,沥青温度同乳化沥青筛上剩余量的相关性最大。沥青温度较低,整体较黏稠,难以乳化,乳化沥青中含有较多的残渣;提升沥青温度,增加整体流动性,有利于沥青微粒在皂液中分散;沥青温度较高,虽然提升了整体流动性,但是乳化沥青体系布朗运动增强,会破坏沥青、皂液的界面膜,且导致水分快速蒸发,乳化效果降低。当沥青乳化温度在 100℃~120℃,乳化沥青中为乳化残渣值较高;当沥青乳化温度达到 140℃,乳化沥青筛上剩余量显著降低。皂液酸碱度也是影响筛上剩余量的重要因素,其主要影响乳化剂活性。本文中的乳化剂属于阳离子慢裂快凝乳化剂,需要在酸环境下才能激发活性。由表 7 可知,路兴 LX811G 乳化剂在皂液 pH 值为 2 的酸性环境中效果较好。

2.2.2 5 d 储存稳定性分析

5 d 储存稳定性为试验管上下层乳化沥青蒸发残留物含量差值,可以有效反映乳化沥青的离析及团聚情况,为合理制定乳化沥青的储存、运输、施工时间提供参考。5 d 储存稳定性分析结果如表 8 所示。

表 8 5 d 储存稳定性分析表

分析值 因素	A 沥青 温度/℃	B 皂液 pH 值	C SBR 丁苯 胶乳含量/%	D 稳定剂 含量/%
K_1	8.48	5.90	4.23	5.70
K_2	6.53	5.03	5.65	5.50
K_3	2.85	5.20	5.80	4.60
K_4	3.85	5.58	6.03	5.90
R 极差	5.63	0.88	1.80	1.30

由表 8 可知,沥青温度对 5 d 储存稳定性试验结果的影响最大,其次是 SBR 丁苯胶乳含量。沥青温度较低或较高,沥青乳化效果较差,未乳化的残渣或聚结的沥青会越多,导致乳化沥青在重力作用下离析越严重。SBR 丁苯胶乳作为一种改性剂,在胶体磨的研磨、剪切作用下,起初能在乳化沥青中均匀分散,随着时间的延长,SBR 丁苯胶乳将逐渐析出,进而增加试验管上下层乳化沥青蒸发残留物含量的差距,故 SBR 丁苯胶乳含量对乳化沥青储存稳定性影响也较大。

2.2.3 蒸发残留物软化点分析

软化点可反映乳化沥青蒸发残留物的高温稳定性,对微表处的抗变形能力影响较大。蒸发残留物分析结果如表 9 所示。

表 9 蒸发残留物软化点分析表

分析值 因素	A 沥青 温度/℃	B 皂液 pH 值	C SBR 丁苯 胶乳含量/%	D 稳定剂 含量/%
K_1	55.05	55.28	46.4	54.8
K_2	55.25	54.78	54.9	54.8
K_3	54.40	54.88	57.2	55.5
K_4	54.78	54.55	61.1	54.4
R 极差	0.85	0.73	14.7	1.1

由表 9 可知,SBR 丁苯胶乳含量对蒸发残留物软化点影响程度最大,稳定剂含量、皂液酸碱度、沥青温度对蒸发残留物软化点影响程度较小,随着 SBR 丁苯胶乳含量提高,蒸发残留物软化点之间增大。SBR 丁苯胶乳的苯环极性基团与沥青中的芳香分、胶质组分具有较好的亲和性,可均匀分散于乳化沥青中。SBR 是苯乙烯-丁二烯嵌段共聚物,其中苯乙烯是刚性链段(硬相),SBR 丁苯胶乳可增强乳化沥青蒸发残留物的强度及高温稳定性;在 SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青水分蒸发过程中,SBR 丁苯胶乳颗粒在基质沥青中通过物理缠结形成互穿网络结构,进而限制基质沥青的流动性,如图 3 所示。增强沥青的弹性模量,蒸发残留物的软化点会得到显著提升。

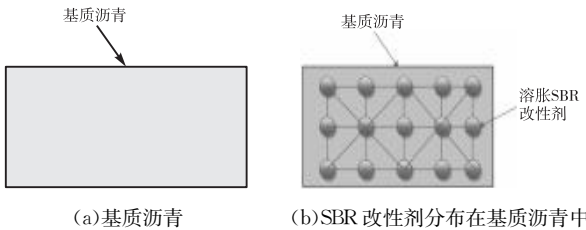


图 3 SBR 丁苯胶乳对基质沥青的改性过程示意图

2.2.4 蒸发残留物 5℃延度分析

5℃延度可反映乳化蒸发残留物的低温延展性,其对微表处的低温抗裂性有重要影响。分析结果如表 10 所示。

表 10 蒸发残留物 5℃延度分析表

分析值 因素	A 沥青 温度/℃	B 皂液 pH 值	C SBR 丁苯 胶乳含量/%	D 稳定剂 含量/%
K ₁	43.6	43.5	0	42.2
K ₂	41.9	37.2	6.38	43.5
K ₃	37.5	41.6	37.2	36.3
K ₄	43.4	44.1	122.8	44.4
R 极差	6.1	6.9	122.8	8.1

由表 10 可知,SBR 丁苯胶乳含量对蒸发残留物5℃延度影响最大,其余因素对蒸发残留物的延展性影响较小。从中还可以发现,当 SBR 丁苯胶乳含量为 4.5%时,蒸发残留物5℃延度为37.2 cm;SBR 丁苯胶乳含量增加到 6.5%,蒸发残留物延度将会突变,低温延展性大大增加。丁二烯是柔性链段,赋予 SBR 改性剂高弹性、延展性和低温抗裂性。SBR 丁苯胶乳作为“柔性增强相”,可以降低沥青低温下的脆性收缩应力。

2.2.5 蒸发残留物黏韧性分析

黏韧性可有效反映乳化沥青蒸发残留物黏滞流动阻力和弹性形变恢复能力,是评价沥青材料抵抗变形、破坏综合能力的指标。蒸发残留物黏韧性分析结果如表 11 所示。

表 11 蒸发残留物黏韧性分析表

分析值 因素	A 沥青 温度/℃	B 皂液 pH 值	C SBR 丁苯 胶乳含量/%	D 稳定剂 含量/%
K ₁	14.5	14.8	5.1	14.0
K ₂	13.7	13.6	10.7	14.3
K ₃	14.0	13.8	17.9	14.2
K ₄	14.2	14.2	22.8	13.9
R 极差	0.8	1.2	17.7	0.4

由表 11 可知,SBR 丁苯胶乳含量与沥青蒸发残留物黏韧性相关性最大。SBR 丁苯胶乳主要通过物理共混提升基质乳化沥青的性能,在基质沥青中构成了网状的微观结构,形成“弹性增强相”与“黏弹性基体”的复合体系,SBR 构成的网状结构增加了基体的黏滞流动阻力,也增强了基体的形状记忆能力,弹性形变恢复能力得到提升,因此 SBR 丁苯胶乳可以大幅提升沥青蒸发残留物的黏韧性。

2.2.6 综合分析

对筛上剩余量、5 d储存稳定性、蒸发残留物性能进行综合分析,进而得出 SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青较优的材料配合比和制备工艺。

表 12 影响因素综合分析表

评价指标	影响程度排序	较优方案
筛上剩余量	沥青温度>皂液 pH 值> SBR 丁苯胶乳含量>稳定剂含量	A3B2C3D3
5 d 储存稳定性	沥青温度>SBR 丁苯胶乳含量> 稳定剂含量>皂液 pH 值	A3B2C1D3
蒸发残留物 软化点	SBR 丁苯胶乳含量>稳定剂含量> 沥青温度>皂液 pH 值	A2B1C4D3
蒸发残留物 5℃延度	SBR 丁苯胶乳含量>稳定剂含量> 皂液 pH 值>沥青温度	A1B4C4D3
蒸发残留物 黏韧性	SBR 丁苯胶乳含量>皂液 pH 值> 沥青温度>稳定剂含量	A1B1C4D2

通过对筛上剩余量、储存稳定性、蒸发残留性能等五项指标进行综合分析,可知对 SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青性能影响最大的因素是 SBR 丁苯胶乳含量,其次是沥青温度,皂液 pH 值与稳定剂含量影响相当。通过分析 SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青性能指标,并结合材料经济成本,推荐 SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青较优的材料配比和制备工艺为 A3B2C3D3,即沥青温度为 140℃、pH 值为 2、SBR 丁苯胶乳含量为 4.5%、稳定剂含量为 0.2%。

3 结语

(1)SBR 丁苯胶乳含量是 SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青性能的核心影响因素,SBR 丁苯胶乳能显著提升乳化沥青蒸发残留物的高温稳定性、低温延展性及弹性恢复能力,归因于 SBR 的物理缠结网络与柔性链段协同作用。

(2)结合综合性能与经济性,推荐 SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青制备配合比及工艺为沥青温度 140℃、皂液 pH 值 2、SBR 丁苯胶乳含量 4.5%、稳定剂含量 0.2%。该研究为 SBR 丁苯胶乳改性乳化沥青的工程应用提供了理论依据与技术支撑。

参考文献

[1]交通运输部.2023 年交通运输行业发展统计公报[R].2024.
[2]任瑞波,张正男,赵品晖,等.沥青路面微表处研究综述[J].石油沥青,2020,34(5):4-8.
[3]江文凌,禚炜安,熊剑平,等.基于正交试验的乳化沥青材料配方研究[J].西部交通科技,2023(11):4-6.
[4]石志欣.复合胶乳改性乳化沥青的制备及性能研究[D].重庆:重庆交通大学,2024.
[5]杨同伟.丁苯胶乳改性乳化沥青常规性能及流变性能研究[J].粘接,2022,49(12):31-35.
[6]念志伟,马航,宗世荣,等.乳化沥青的制备及其性能研究进展[J].云南化工,2024,51(1):10-16.
[7]孟岩.乳化沥青关键技术性能影响机制研究[D].大连:大连理工大学,2021.
[8]赵品晖.乳化沥青体系形成与稳定的影响因素研究[D].青岛:中国石油大学(华东),2013.

收稿日期:2025-01-22

沿海湿热多雨地区沥青路面抗氯盐侵蚀研究

陆伟铭
(广西北投交通养护科技集团有限公司,广西 南宁 530201)

摘要: 文章通过针入度、软化点、延度等指标分析,结合浸水马歇尔与汉堡车辙试验,分别对 70# 基质沥青、SBS 改性沥青及其制备的沥青混合料在不同盐雾浓度、盐雾作用时间和环境温度下的性能变化进行研究。结果表明:在高盐雾浓度下,SBS 改性沥青的针入度降幅显著低于基质沥青,软化点升幅较基质沥青低 71%;延度测试中,SBS 改性沥青降幅为 38.6%,但其绝对值与衰减速率更优;汉堡车辙试验中,SBS 改性沥青在20 000次碾压下车辙深度增幅为 28.8%,远低于基质沥青的 46.4%。此外,多元回归模型表明,SBS 改性沥青对氯盐浓度、温度及时间的敏感性系数(0.28C+0.22T+0.17Te)仅为基质沥青(0.82C+0.58T+0.47Te)的 1/3,且交互效应显著减弱。

关键词: 沿海道路;沥青路面;氯盐侵蚀;路用性能;耐久性

中图分类号: U416.217 文献标识码: A DOI: 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.017

文章编号: 1673-4874(2025)05-0055-05

0 引言

在“西部陆海新通道”战略实施背景下,北部湾沿海地区公路建设面临严峻的氯盐侵蚀挑战。钦北防区域特有的年降水量大(1 600~2 800 mm)、夏季路面温度高(50℃~60℃)及海盐粒子沉降量高(23~36 mg/m²·d)的多重环境特征^[1],导致沥青路面比内陆地区早衰现象普遍,局部路段使用2年即出现松散、剥落等病害,维护成本高达常规地区的3.8倍^[1-3]。究其机理,Cl⁻在湿热环境下通过液相渗透和盐结晶双重模式,持续破坏沥青-集料界面的黏附作用,造成混合料整体性劣变^[4-6]。然而,现有研究对沿海常用的70#沥青路面与SBS改性沥青路面的氯盐侵蚀过程的作用机制仍缺乏系统性认知,制约了广西北部湾沿海沥青路面养护维修抗盐蚀设计体系的完善。

当前已有文献在单因素作用方面的研究存在一定局限性。韦炜均^[7]的研究表明,70#基质沥青在3%盐雾浓度下软化点升高9.3℃,但测试温度仅固定于25℃,较难全面反映出北部湾地区沥青路面在实际服役温度波动影响下的性能衰变规律。在时间影响维度上,韦耿平^[8]设置7 d周期的加速腐蚀试验,对于氯盐长期侵蚀下路面性能的系统衰变规律尚未建立。与此形成对比的是,SBS改性沥青因苯乙烯-丁二烯嵌段共聚物的三维

网络结构,理论上可约束Cl⁻迁移,但其耐盐雾性能梯度响应阈值及时间效应尚未量化^[9]。

基于此,本文采用氯盐浓度、作用时间、温度梯度等3个因素作为试验变量,分别对70#基质沥青、SBS改性沥青及其混合料在上述因素作用下进行沥青性能及路用性能试验,研究70#基质沥青与SBS改性沥青及其混合料对上述影响因素的敏感性差异,以期能为广西钦北防等沿海地区沥青路面的设计与养护提供理论依据。

1 试验材料及方法

1.1 试验材料

基质沥青选用AH-70#基质沥青,改性沥青采用道可道SBS I-D型,其各项主要性能指标符合相关标准要求。SMA-13混合料采用木质素纤维作为稳定剂,掺加比例为沥青混合料总质量的0.4%,粗集料须选用石质坚硬、耐磨、清洁、不含风化颗粒、近立方体颗粒的碎石,细集料采用石灰岩等碱性硬质碎石轧制的机制砂,采用洁净石灰岩轧制的碎石石料经研磨得到的矿粉作为填料,配合比设计采用马歇尔试件体积设计方法,SBS改性沥青SMA-13沥青混合料油石比为5.8%,基质沥青AC-13沥青混合料油石比为4.6%,各类混合料相关级配如表1所示。

表1 混合料矿料级配表

沥青类型	混合料类型	下列筛孔/mm的通过百分率/%									
		16.0	13.2	9.5	4.75	2.36	1.18	0.6	0.3	0.15	0.075
SBS改性沥青	SMA-13	100.0	94.7	64.4	27.8	21.4	19.3	17.5	13.2	10.6	8.2
基质沥青	AC-13	100.0	95.8	78.6	52.8	36.5	23.7	16.6	12.5	8.9	6.3

1.2 试验方法

1.2.1 试验环境工况

为覆盖广西北部湾沿海地区沥青路面在湿热多雨环境下的典型工况,采用盐雾试验箱模拟沿海地区的氯盐侵蚀环境,试验设计覆盖以下三组变量,具体工况组合见表2。

表2 试验模拟工况表

试验工况类型	单位	变量				其余试验条件
盐溶液浓度	%	0	3	6	9	7 d+20℃
作用时间	d	0	4	8	12	3%+20℃
环境温度	℃	20	40		60	3%+7 d

作者简介:陆伟铭(1988—),工程师,主要从事公路养护、道路工程方向的研究工作。

(1)盐溶液浓度:0(对照组)、3%、6%、9%(模拟不同潮汐带盐雾沉积梯度)。

(2)作用时间:0 d(初始状态)、4 d、8 d、12 d(模拟短期至中长期侵蚀周期)。

(3)环境温度:20 ℃(常温)、40 ℃(夏季日间高温)、60 ℃(极端高温)。

1.2.2 沥青性能测试

对经过不同盐溶液浓度、不同作用时间、不同环境温度等条件处理后的 70# 基质沥青和 SBS 改性沥青,测试其针入度、软化点和延度三大指标。在延度试验温度选择方面,由于 70# 基质沥青与 SBS 改性沥青的低温延展性差异较大,5 ℃ 下基质沥青较难测出准确结果,15 ℃ 测试温度下,SBS 改性沥青延度值过大。因此分别在 15 ℃ 下测试 70# 基质沥青延度,在 5 ℃ 下测试 SBS 改性沥青延度,分析各项工况下延度衰减程度。

1.2.3 沥青混合料路用性能测试

(1)浸水马歇尔试验:制备 70# 基质沥青 AC-13、SBS 改性沥青 SMA-13 马歇尔试件,测试经过不同盐溶液浓度、作用时间、环境温度等试验工况条件作用后的残

留稳定度,评估沥青混合料在水损害条件下的稳定性。

(2)汉堡车辙试验:制备相应的汉堡车辙试件,测试经过不同盐溶液浓度、作用时间、环境温度等试验工况条件作用后的车辙深度,评估沥青混合料在高温和重复荷载作用下的抗永久变形能力,反映其高温稳定性与水稳定性。

1.2.4 试验流程

表 3 试验流程表

项目	试验流程
沥青性能测试	盐雾试验箱预处理沥青 针入度、软化点、延度测试 三大指标数据
沥青混合料路用性能测试	沥青混合料试件制备→盐雾试验箱预处理 浸水马歇尔试验 汉堡车辙试验 残留稳定度 动态车辙深度数据

2 试验结果与分析

2.1 沥青性能试验分析

70# 基质沥青与 SBS 改性沥青在多种工况下的氯盐侵蚀作用后的性能衰变如图 1 至图 3 所示。

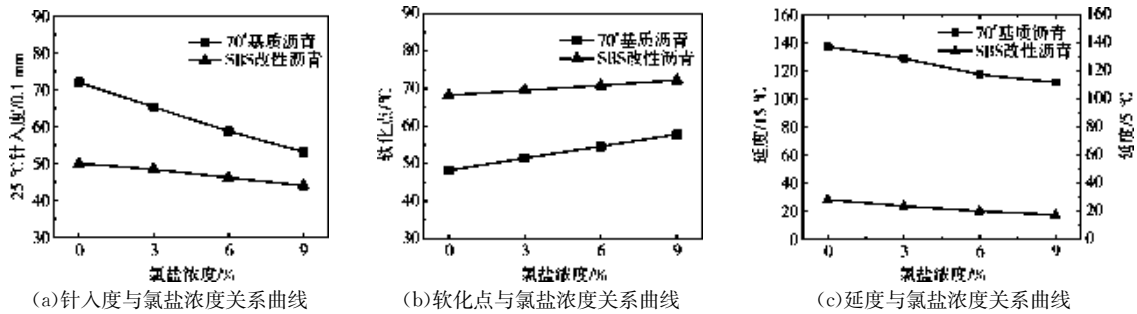


图 1 氯盐浓度影响下的沥青性能衰变曲线图

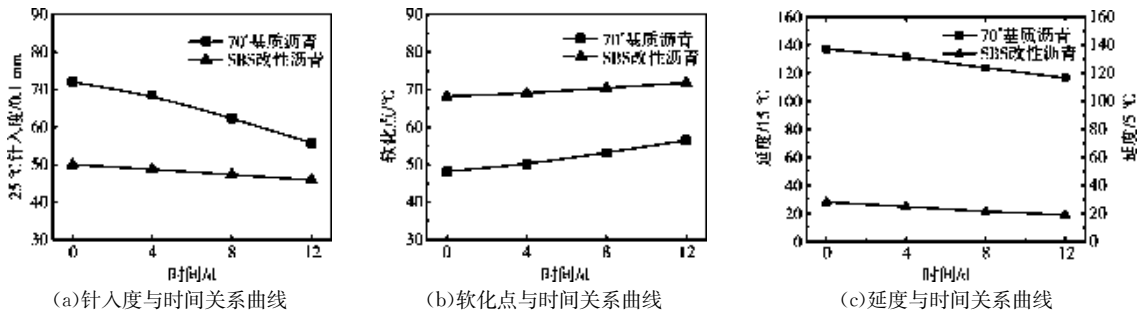


图 2 作用时间影响下的沥青性能衰变曲线图

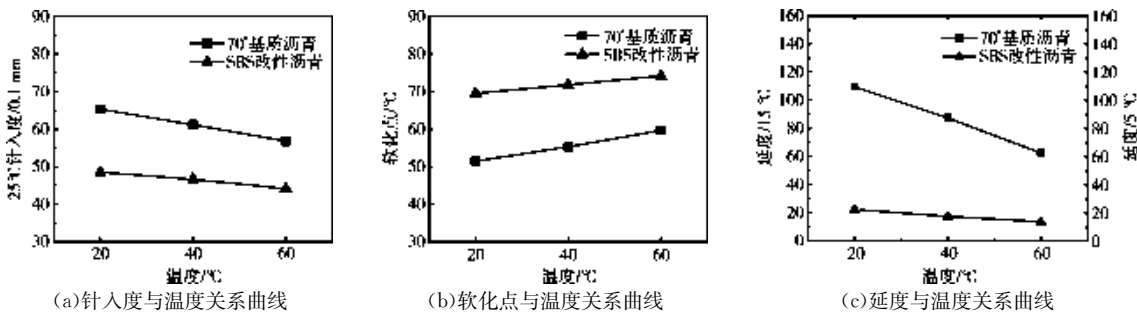


图 3 环境温度影响下的沥青性能衰变曲线图

在氯盐浓度影响方面,由图 1 可知,70# 基质沥青的针入度随盐雾浓度升高显著下降,表明其黏度增加,抗变形能力降低;SBS 改性沥青降幅较小(0~9% 降幅 12.0%),显示其抗盐蚀能力更优;两种沥青的软化点均随盐雾浓度增加而升高,基质沥青升幅 19.9%,SBS 改性沥青升幅 5.9%,说明盐分加速沥青老化,但 SBS 改性沥青热稳定性更佳;基质沥青延度下降 18.6%,SBS 改性沥青下降 38.6%。SBS 改性沥青延度绝对值较低,但其下降速率低于基质沥青,表明其抗裂性在盐蚀环境下相对稳定。

在作用时间影响方面,由图 2 可知,随作用时间延长,基质沥青针入度下降 22.5%,软化点升高 17.2%,延

度下降 15.0%;SBS 改性沥青针入度下降 8.2%,软化点升高 5.3%,延度下降 32.5%。表明长期盐雾作用下,基质沥青性能退化更显著。

在环境温度影响方面,由图 3 可知,环境温度升高加剧沥青性能退化。基质沥青在 60℃ 时,针入度较 20℃ 下降 13.0%,延度降幅 42.9%;SBS 改性沥青针入度下降 9.1%,延度降幅 39.0%。两种沥青的软化点均随盐雾浓度增加而升高,高温环境下盐分与沥青交互作用增强,加速性能劣化。

2.2 浸水马歇尔试验分析

基质沥青 AC-13 与 SBS 改性沥青 SMA-13 马歇尔试件在多种工况下的氯盐侵蚀作用后的性能衰变如图 4 所示。

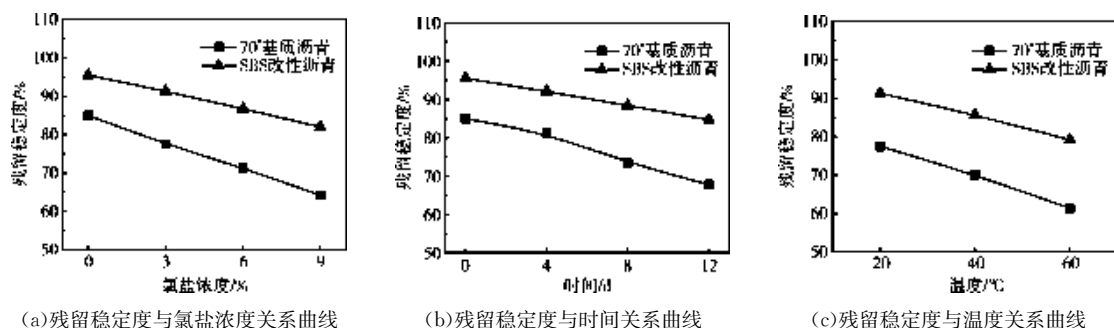


图 4 多种工况下氯盐侵蚀作用后的性能衰变曲线图

在氯盐浓度影响方面,由图 4(a) 可知,基质沥青 AC-13 的残留稳定度在 9% 盐雾浓度下下降 24.5%,SBS 改性沥青 SMA-13 下降 14.1%。SBS 改性沥青混合料抗水损能力更强。

在作用时间影响方面,由图 4(b) 可知,基质沥青 AC-13 12 d 时残留稳定度下降 20.2%,SBS 改性沥青 SMA-13 下降 11.3%。长期盐雾侵蚀下,SBS 改性沥青 SMA-13 混合料耐久性更稳定。

在环境温度影响方面,由图 4(c) 可知,温度升高至 60℃ 时,基质沥青 AC-13 残留稳定度下降 20.8%,SBS 改性沥青 SMA-13 下降 13.3%。高温与盐蚀协同作用会显著降低混合料稳定性。

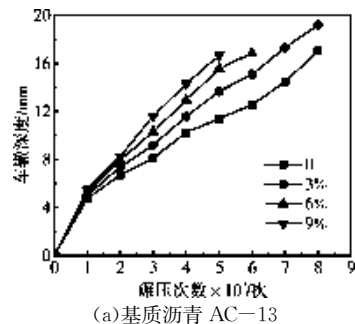
2.3 汉堡车辙试验分析

基质沥青 AC-13 与 SBS 改性沥青 SMA-13 车辙试件在多种工况下的氯盐侵蚀作用后的性能衰变如图 5~7 所示。

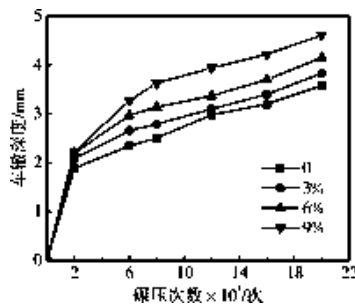
2.3.1 单因素影响分析

在氯盐浓度影响方面,由图 5 可知,基质沥青 AC-13 在氯盐浓度从 0 增至 9% 时,车辙深度显著增加。例如:碾压 5 000 次时,车辙深度从 11.40 mm 增至 16.69 mm,增幅达 46.4%。SBS 改性沥青 SMA-13 在碾压 20 000 次时车辙深度从 3.58 mm 增至 4.61 mm,增幅仅 28.8%,高盐浓度(6%→9%)下增幅仅 11.1%,表明 SBS 改性沥青 SMA-13 在高盐环境下仍保持稳定。

在作用时间影响方面,由图 6 可知,基质沥青 AC-13 随着作用时间延长,车辙深度大幅增加,碾压 5 000 次



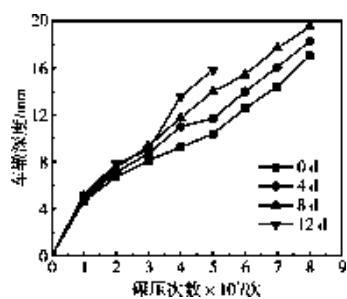
(a) 基质沥青 AC-13



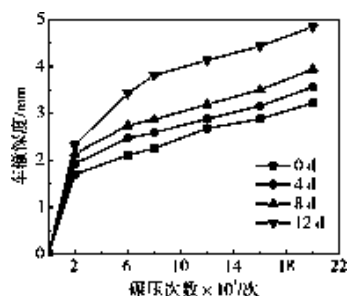
(b) SBS 改性沥青 SMA-13

图 5 车辙深度与氯盐浓度关系曲线图

时,车辙深度从 11.40 mm 增至 15.86 mm,增幅为 39.1%。盐雾作用超过 8 d 后,车辙增速显著加快。而盐雾作用时间对 SBS 改性沥青 SMA-13 影响相对较小,碾压 20 000 次时车辙深度从 3.22 mm 增至 4.84 mm,增幅为 50.3%,但绝对值仅为基质沥青 AC-13 的 1/3。SBS 改性沥青 SMA-13 的长期稳定性更优。



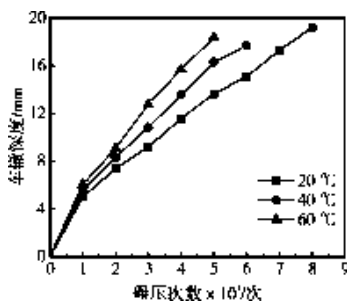
(a) 基质沥青 AC-13



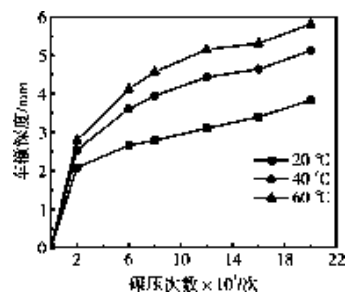
(b) SBS 改性沥青 SMA-13

图6 车辙深度与时间关系曲线图

在环境温度影响方面,由图7可知,基质沥青 AC-13 在温度从20℃升至60℃时,车辙深度急剧增加,碾压5 000次时,车辙深度从13.66 mm增至18.36 mm,增幅为34.4%。高温软化沥青叠加盐雾侵蚀,导致结构加速破坏。SBS 改性沥青 SMA-13 高温下表现优异,碾压20 000次时车辙深度从3.83 mm增至5.81 mm,增幅为51.7%,但绝对值仅为基质沥青的1/3, SBS 改性沥青 SMA-13 的高温抗变形能力更强。



(a) 基质沥青 AC-13



(b) SBS 改性沥青 SMA-13

图7 车辙深度与温度关系曲线图

2.3.2 变量间交互作用量化分析

通过多元回归模型对基质沥青 AC-13 车辙深度 (Y) 与氯盐浓度 (C)、作用时间 (T)、环境温度 (Te) 的关系进行建模,根据系数结果,得到以下方程:

$$Y = 3.85 + 0.82C + 0.58T + 0.47Te + 0.05C \times T + 0.18C \times Te + 0.03T \times Te + 0.004C \times T \times Te \quad (1)$$

式中: C ——氯盐浓度,每增加1%盐浓度,车辙深度增加0.82 mm(独立效应);

T ——作用时间,每延长1 d,车辙深度增加0.58 mm;

Te ——温度,每升高1℃,车辙深度增加0.47 mm;

$C \times Te$ ——交互项,高温环境下,盐浓度的破坏效应被放大,每1%盐浓度+1℃升温额外增加0.18 mm车辙深度;

$T \times Te$ ——交互项,高温环境下,作用时间的破坏效应被放大,每1 d作用时间+1℃升温额外增加0.03 mm车辙深度;

$C \times T$ ——交互项,高氯盐浓度下,作用时间的破坏效应被放大,每1%盐浓度+每1 d作用时间额外增加0.21 mm车辙深度;

$C \times T \times Te$ ——交互项,氯盐浓度、作用时间、温度三者共同作用的复杂效应,每1%盐浓度+每1 d作用时间+1℃升温额外增加0.004 mm车辙深度。

同理构建 SMA-13 回归方程:

$$Y = 1.12 + 0.28C + 0.22T + 0.17Te + 0.02C \times T + 0.06C \times Te + 0.01T \times Te + 0.002C \times T \times Te \quad (2)$$

对两种混合料的量化分析模型进行对比分析,在回归系数方面, SBS 改性沥青 SMA-13 的回归系数普遍低于基质沥青 AC-13,表明其对盐雾、温度敏感性更低,在交互项系数方面,氯盐浓度 (C)、作用时间 (T)、环境温度 (Te) 的协同效应在基质沥青中尤为显著,而改性沥青的协同破坏效应较弱,建议在高温高盐环境下优先采用 SBS 改性沥青。

在车辙深度增长速率的动态演化方面,通过对两种混合料的量化分析模型进行导数计算,分析碾压次数与车辙深度的关系。基质沥青 AC-13 的初期碾压阶段 (0~1 000次) 速率高达4.74 mm/千次,后期 (5 000~8 000次) 降至1.05 mm/千次,表明混合料在加载过程中经历了从初始压密阶段向稳定变形阶段的转变。初始阶段的高变形速率主要由空隙压缩和集料骨架调整引起,而非材料破坏;后期速率降低则表明混合料已进入稳定变形阶段,其抗车辙性能更多依赖于沥青胶结料的黏弹性和级配骨架的稳定性。SBS 改性沥青 SMA-13 全程速率平稳 (平均0.25 mm/千次),且后期 (16 000~20 000次) 速率仅为0.12 mm/千次,反映了 SBS 改性沥青 SMA-13 混合料在骨架嵌挤结构稳定性、SBS 改性剂黏弹性强化、纤维抗剪切增强三者的协同效应下,具有显著的弹性恢复能力。

(下转第209页)

基于 RAP 高效利用的泡沫沥青冷再生混合料及施工工艺研究

杨梦,陈星鸿,韦文权,苏耿臣

(广西路桥工程集团有限公司,广西 南宁 530200)

摘要: 文章以南宁某高速公路路面养护工程为依托,通过室内试验和现场施工实践,优化泡沫沥青冷再生混合料的配合比设计,并提出施工控制措施。结果表明,最佳配合比参数为:泡沫沥青用量 2.7%,水泥用量 1.5%,最佳含水率 5.2%,发泡温度 155℃,发泡用水量 3.0%;优化后的混合料具有良好的水稳定性、抗冻融性能和高温稳定性,冻融劈裂强度比为 85.5%,60℃ 动稳定度为 5 572 次/mm;施工过程中应严格控制铣刨、拌和、摊铺、碾压等关键工序,以确保施工质量;相比传统沥青路面,泡沫沥青冷再生技术可显著降低施工成本,减少资源消耗和碳排放,具有重要的推广价值,可为广西地区高速公路路面养护提供技术支持,为废旧沥青混合料循环利用提供科学依据。

关键词: 泡沫沥青冷再生;配合比设计;施工工艺;水稳定性;经济效益

中图分类号: U414.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.018

文章编号: 1673-4874(2025)05-0059-04

0 引言

随着我国交通基础设施的快速发展,高速公路网的建设规模不断扩大,养护需求也随之增加。广西作为我国西南地区的重要交通枢纽,其高速公路网建设进入快速发展阶段。截至目前,该地区高速公路路网建设已完成 80%,道路已逐步从建设转向养护阶段^[1]。在长期行车荷载、雨水侵蚀等不利因素作用下,路面病害逐渐显现,如龟裂、纵横裂缝、块状裂缝等,道路性能逐渐衰减进入养护期。同时,每年产生的废旧沥青混合料和基层粒料高达数百万吨,如何高效利用这些废旧材料成为亟待解决的问题^[2]。

传统的路面养护方式通常采用铣刨旧料后废弃,再重新铺筑新料,这种方式不仅浪费资源,还增加施工成本和环境负担。为了实现可持续发展,泡沫沥青就地冷再生作为一种环保型养护技术,逐渐受到广泛关注,该技术通过现场铣刨废旧沥青混合料(RAP),并加入泡沫沥青和水泥等再生剂,将其重新拌和成具有路用性能的冷再生混合料,从而实现废旧材料的 100% 再利用^[3]。近年来,国内外学者对泡沫沥青冷再生技术进行了大量研究^[4-6],但在大规模工程实践和施工工艺优化方面仍存在一定不足,特别是在广西地区,由于气候条件特殊,对冷再生混合料的水稳定性和耐久性提出了更高的要求。因此,研究探索适用于广西地区的泡沫沥青冷再生技术,优化施工工艺与混合料设计具有重要实践价值。本文以南宁某高速公路路面养护工程为依托,通过分析原路面病害特征和材料性能,结合室内试验和现场施工实践,优化泡沫沥青冷再生混合料的配合比设计,并提出标准化施工工艺,同时从节能减排和经济效益的角度,对其应用效果进行全面评估,以期为实现废旧沥青混合料循环利用,有效降低资源消耗和碳排放等提供技术支持。

第一作者简介: 杨梦(1993—),工程师,主要从事公路工程施工管理工作。

1 工程概况

南宁某高速公路路面养护工程,该工程路段全长为 56.8 km,设计时速为 120 km,为双向四车道高速公路。项目区域地势平坦,气候属于亚热带季风气候,雨量充沛,年平均降雨量为 1 300 mm,且雨季集中,对路面结构性能有一定侵蚀作用。该路段自 2008 年通车以来,长期承受重载交通荷载,部分路段沥青路面出现不同程度的病害,严重影响道路的使用性能和行车舒适性。

根据 2023 年最新路况调查结果,结合路面结构性能检测数据,研究选取病害较为严重的 K1897+200~K1902+200 段,其路面结构为沥青混凝土路面。经过多年使用,原路面沥青混合料老化严重,集料棱角性降低,黏结性能减弱,导致路面结构整体强度不足。同时,由于雨水渗透作用,部分路段基层出现软化现象,进一步加剧了路面病害的发展。针对上述问题,拟采用泡沫沥青就地冷再生技术对原路面进行修复。

2 材料与混合料设计

2.1 原材料及性能

研究选用昆仑牌高富 90# 道路石油沥青,其具有良好的黏结性、耐久性和力学性能。水泥采用 P·O 42.5,以增强混合料的水稳定性和抗剪切能力。

采用 W380CR 就地冷再生机进行现场取样,其铣刨速度为 4 m/min,铣刨深度为 10 cm,通过泡沫沥青就地冷再生实现 RAP 材料(回收沥青路面材料)的 100% 再生利用。

然后将 RAP 按 9.5 mm 筛孔分为两档进行筛分试验,如表 1 所示,以更精准地控制级配,为后续混合料设计提供科学依据。

表 1 各矿料筛分试验检测结果表

矿料规格	通过下列筛孔/mm 的质量百分率/%						
	26.5	19	9.5	4.75	2.36	0.3	0.075
9.5~37.5 mm 铣刨料	100	83.5	0	0	0	0	0
0~9.5 mm 铣刨料	100	100	100	58.1	41.3	15.6	4.2

2.2 混合料配合比设计

(1)目标级配。采用中粒式级配进行设计,其材料组成比例及合成级配如表 2 所示。该级配能够在保证路面平整度的同时,提供良好的抗滑性能和承载能力。

表 2 各矿料质量比例表

项目	下列筛孔/mm 的质量百分率/%						
	26.5	19	9.5	4.75	2.36	0.3	0.075
目标级 上限/%	100	100	80	60	45	22	12
配范围 下限/%	100	85	55	35	25	8	4
合成级配/%	100	93.8	65.0	37.7	27.0	10.8	4.1
占比/%		35			63.5		1.5

(2)水泥用量确定。《公路沥青路面再生技术规范》推荐水泥用量为 1.5%~1.8%,考虑到水泥用量过低(<0.5%)则无法有效提升混合料性能,而过高则会导致混合料脆性增加。经过综合考虑,本研究选定水泥用量为 1.5%,在保证早期强度和水稳定性的同时,避免对混合料性能的负面影响。

(3)含水率确定。通过重型击实试验,按照 3.5%、4.2%、5.2%、5.8%、6.3%不同含水率进行试件的制备,经 24 h 闷料和击实成型测定含水率(见表 3),结合击实曲

线和试验数据确定最佳含水率为 5.2%,该条件下的最大干密度为 2.187 g/cm³。

表 3 击实试验结果表

含水率/%	3.5	4.2	5.2	5.8	6.3
干密度/(g·cm ⁻³)	2.126	2.161	2.187	2.160	2.153
最佳含水率/%	5.2				
最大干密度/(g·cm ⁻³)	2.187				

(4)泡沫沥青用量确定。为了确定最佳用量,本研究通过调整水泥和 RAP 的掺配比例,结合最佳含水率的拌和用水量,分别在 2.1%、2.4%、2.7%、3.0%用量下进行成型,经马歇尔击实成型后养生 48 h,随后进行干劈裂和湿 24 h 劈裂强度测试,见表 4。

表 4 不同泡沫沥青用量下的劈裂试验结果表

试验项目	泡沫沥青用量/%				技术要求
	2.1	2.4	2.7	3.0	
干劈裂强度/MPa	0.64	0.77	0.86	0.80	≥0.60
湿劈裂强度/MPa	0.54	0.68	0.79	0.72	—
干湿劈裂强度比/%	82.77	86.63	90.11	88.29	≥80

由表 4 可知,再生混合料干湿劈裂强度比随着泡沫沥青用量的增加呈现先升后降的趋势,峰值出现在 2.7%,故选定 2.7%为最佳用量,对应的干、湿劈裂强度为 0.86 MPa、0.79 MPa,干湿强度比 91.11%,从而在强度和水稳定性之间实现良好的平衡。

(5)发泡条件确定。研究选择 150℃、155℃、160℃不同温度和 2.0%、2.5%、3.0%、3.5%、4.0%不同发泡用水量,试验测定各组的膨胀率与半衰期,见图 1。

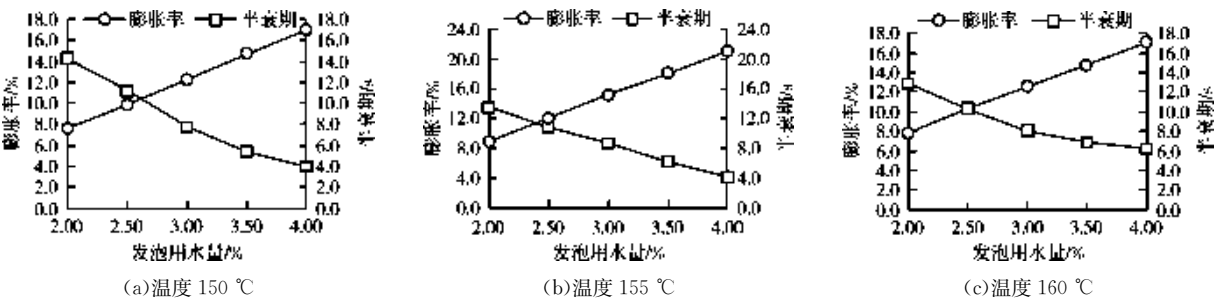


图 1 膨胀率和半衰期曲线图

由图 1 可知,在 155℃ 条件下的泡沫沥青膨胀率明显高于提高 150℃ 和 160℃,泡沫消逝速度较慢。综合考虑膨胀率和半衰期,确定最佳发泡温度为 155℃,发泡用水量为 3.0%,对应膨胀率为 15.2,半衰期为 8.7 s,可以确保泡沫沥青在混合料中的均匀分散和良好结合,明显提升混合料的整体性能。

2.3 最优配合比混合料性能

根据以上试验数据确定最优配合比如表 5 所示,然后按照标准化试验方法制备试件,并进行冻融劈裂和车辙试验,以全面评估混合料的抗裂性能和高温稳定性,如表 6 所示。

表 5 最优配合比表

掺配比例		最佳含水率/%	泡沫沥青用量/%	沥青发泡条件	
0~9.5 mm 铣刨料	9.5~26.5 mm 铣刨料			温度/℃	用水量/%
63.5%	35%	1.5	5.2	155	3.0

表 6 目标配合比沥青混合料性质表

试验项目	冻融劈裂强度比/%	60℃动稳度/(次·mm ⁻¹)
试验结果	85.5	5 572
技术要求	≥75	≥2 000(面层)

由表 5 和表 6 可知,当泡沫沥青用量为 2.7%时,混合料的冻融劈裂强度比为 85.5%,60℃动稳定度为 5 572次/mm,表明设计的配合比能够满足泡沫沥青冷再生路面的路用性能要求,具有良好的抗冻融性能 and 高温稳定性。

3 施工工艺与质量检测

3.1 施工流程

(1)施工准备。在施工开始前,首先进行交通封闭,确保施工期间的安全性和连续性,避免交通干扰。然后清除路表杂物和积水,为铣刨作业创造良好的施工条件。同时,对施工设备(W380CR 就地再生机和 ABG423 摊铺机)进行性能检查和参数调试,确保设备正常运行。

(2)旧路面铣刨。冷再生机通过铣刨头对旧路面进行铣刨,将铣刨下来的旧路面材料与新添加的结合料(泡沫沥青)进行拌和,形成再生混合料。为了有效提高冷再生施工的质量和效率,可以结合再生深度和路面损坏状况合理调整铣刨速度,一般控制在 6~10 m/min。在网裂严重地段,适当降低铣刨速度,以减少铣刨料级配的波动范围,确保混合料的均匀性。铣刨过程中,需定期检查铣刨料的级配,避免因铣刨速度波动导致混合料不均匀。

(3)混合料拌和与摊铺。采用 W380CR 就地再生机进行泡沫沥青再生混合料的现场拌和,再生机将铣刨后的旧料与新添加的泡沫沥青、水泥等材料充分拌和,形成均匀的再生混合料。再生好的混合料通过再生机机载输料带输送至 ABG423 摊铺机料斗中,在摊铺过程中严

格控制摊铺速度(3~5 m/min)和厚度,确保混合料的连续、均匀摊铺。同时,保持混合料在布料槽中的高度,避免因料斗空料导致摊铺不连续。

(4)混合料碾压。碾压作业遵循“紧跟慢压”的原则,控制初压速度≤3 km/h,复压和终压≤6 km/h。碾压过程中,严格控制碾压速度和遍数,确保混合料的密实度和稳定性达到设计要求。

(5)纵向接缝处理。在每日完工后需设置纵向施工接缝,确保施工段落之间的衔接质量,具体步骤:使用切割机进行精确切割,确保接缝平直且垂直;在后续施工时,于接缝处涂布不黏轮乳化沥青,以增强接缝处的黏结性能,避免因黏结不足导致的结构分离问题;对切割后的接缝区域进行人工补填,确保接缝处的级配组成和压实度与整体路面一致,保证接缝处的力学性能与整体路面相当。

(6)养生与开放。路面养生期≥7 d,在此期间应定期检测压实度,确保施工质量达到设计要求。养生结束的判定依据为:压实度符合规范要求,可取出完整芯样,或路面含水率<2%,这也是开放交通的前提条件^[7]。随后喷洒不黏轮乳化沥青,铺筑中面层。养生结束后,进行路面性能检测,包括干湿劈裂强度、冻融劈裂强度比、60℃动稳定度等,确保路面性能符合规范要求。

3.2 质量检测与分析

在广西南宁市某高速公路 K1897+200~K1902+200 路段,实施泡沫沥青就地冷再生试验段施工,施工完成后进行路用性能检测,结果如表 7 所示。

表 7 水洗干筛筛孔通过率检测结果表

桩号	通过下列筛孔的质量百分率/%							压实度 (要求≥95%)
	26.5 mm	19 mm	9.5 mm	4.75 mm	2.36 mm	0.3 mm	0.075 mm	
K1897+200	91.6	87.2	71.4	45.1	35.1	16.4	8.6	99.4
K1897+275	92.5	86.1	70.9	47.0	35.8	16.6	8.5	99.5
K1897+350	93.8	86.9	69.8	47.9	35.8	17.9	9.3	99.9
K1897+425	94.0	87.5	71.0	48.0	35.8	17.3	8.3	99.2
K1897+500	91.7	88.2	72.3	46.5	35.9	16.9	8.5	99.7
K1897+775	91.2	88.6	72.2	47.4	35.5	16.8	8.9	99.7
K1897+850	92.8	87.8	73.8	46.1	35.6	17.1	7.5	99.5
K1897+925	92.6	86.2	73.1	46.2	36.0	17.6	8.6	99.5
K1898+000	91.8	85.7	72.7	48.4	38.8	17.9	7.9	99.3
K1898+075	93.0	85.4	71.1	47.3	39.0	18.2	8.7	99.8
上限	100	100	80	60	45	22	12	—
下限	100	85	55	35	25	8	4	—

由表 7 可知,26.5 mm筛孔的通过率为 92.5%,略高于技术要求的 90%,混合料的级配控制良好,施工质量稳定。压实度检测结果表明,各施工位置的压实度均达到 99%以上,远高于技术要求的 95%,这表明施工过程中碾压作业控制得当,混合料的密实度和稳定性良好。

水洗筛分试验表明,再生混合料的筛孔通过率总体

评分为 99.96 分,表明其级配分布优异。具体而言,19 mm筛孔通过率评分为 99.75 分,9.5 mm、4.75 mm、2.36 mm、0.3 mm和0.075 mm筛孔均为 100 分,表明细集料的分布均匀性达到设计要求,能够满足再生路面的路用性能要求,如表 8 所示。

表 8 水洗筛分筛孔通过率质量评分表

评分指标	对应下列筛孔的计算指标及评分					
	19 mm	9.5 mm	4.75 mm	2.36 mm	0.3 mm	0.075 mm
上限	100	80	60	45	22	12
下限	85	55	35	25	8	4
样本数量	10	10	10	10	10	10
均值	88.31	73.11	47.86	37.86	17.57	8.83
标准差	1.06	1.17	1.00	1.73	0.54	0.50
路面层 上层评分	100	100	100	100	100	100
路面层 下层评分	99.5	100	100	100	100	100
路面层 评分	99.75	100	100	100	100	100
综合评分	99.96					

3.3 效益分析

为了更直观地展示泡沫沥青就地冷再生技术的经济效益与环境效益,将其与普通沥青 AC-25 进行对比分析,结果如表 9 和表 10 所示。

表 9 泡沫沥青冷再生与普通沥青 AC-25 的节能减排效益对比表

材料类型	能耗/ (MJ · t ⁻¹)	单位热值消耗 (kgce · t ⁻¹)	CO ₂ 当量/ (kg · t ⁻¹)
就地冷再生混合料	267.43	9.14	29.91
普通沥青 AC-25	471.04	16.09	37.56
节能量及减排量	203.61	6.95	7.65

表 10 不同结构每公里费用成本表

结构类型	综合单价/ (元 · m ⁻³)	8 年内费用 成本/万元
改性 SMA-13	1 870	380
改性 AC-16	1 430	340
改性 AC-20	1 320	300
AC-20	1 210	260
AC-25	1 100	240
就地冷再生沥青混合料	460	190.75

泡沫沥青就地冷再生技术通过就地利用旧路面材料,减少新集料和新沥青的使用量,从而节约自然资源,降低资源开采对环境的影响。根据测算结果,单位质量泡沫沥青就地冷再生单位热值消耗节能量为 6.95 kgce/t,二氧化碳减排量为 7.65 kg/t,减少旧路面材料的废弃和新材料的生产过程中的环境污染,特别是减

少沥青生产和运输过程中产生的温室气体排放和有害物质释放。此外,通过减少材料运输和施工过程中的能源消耗,还可以降低对生态环境的影响,促进绿色可持续发展。

由表 10 可知,就地冷再生沥青混合料的综合单价为 460 元/m³,远低于普通沥青 AC-25 的综合单价 1 100 元/m³。在 K1897+200~K1902+200 段施工中,其 8 年内费用成本明显低于其他结构类型。泡沫沥青就地冷再生技术可减少铣刨、运输、拌和等环节的施工成本,其施工周期较短,所形成的再生路面具有优异的力学性能和结构稳定性,能够显著提升路面的承载能力和耐久性,有效延长路面的服役年限,并显著降低后期维护成本,从而为道路工程的可持续发展提供有力的技术支撑。

4 结语

优化后的泡沫沥青冷再生混合料配合比参数为:泡沫沥青用量 2.7%,水泥用量 1.5%,最佳含水率 5.2%,发泡温度 155 ℃,发泡用水量 3.0%。该配合比下能够满足广西地区特殊气候条件下的路用性能要求。通过严格控制铣刨、拌和、摊铺、碾压等关键工序,以确保施工质量。施工检测结果显示,混合料的级配控制良好,压实度均达到 99% 以上,施工质量稳定。泡沫沥青冷再生技术相比传统沥青路面技术,可显著降低施工成本,减少资源消耗和碳排放,具有良好的环保效益和社会效益,可以为广西地区高速公路路面养护提供技术支持。

参考文献

[1]彭干凯.泡沫沥青冷再生工艺在高速公路改扩建施工中的应用[J].西部交通科技,2021(3):71-73.
[2]王立超,郝鹰鹏.泡沫沥青就地冷再生技术在哈同高速养护工程中的应用[J].黑龙江交通科技,2024,47(4):5-9.
[3]曾文彤.不同 RAP 含量的泡沫沥青混合料力学性能评估分析[J].西部交通科技,2024(3):8-11,60.
[4]林洁海.高性能泡沫沥青就地冷再生技术在路面修复工程中的应用[J].交通世界,2021(29):43-45.
[5]肖敏.沥青面层和水稳基层就地冷再生双层连铺工艺在国省干线公路养护工程中的应用[J].中国公路,2024(20):98-100.
[6]李鹏飞,韩占闯.泡沫沥青就地冷再生混合料力学性能影响因素研究[J].中外公路,2019,39(2):260-264.
[7]唐泽斌.泡沫沥青就地冷再生大中修工程中的应用[J].黑龙江交通科技,2017,40(1):38-39.

收稿日期:2025-01-22

连续强降雨作用下高速公路陡坡路堤变形动态监测及病害处治研究

尹成

(广西高速公路投资有限公司, 广西 南宁 530029)

摘要: 文章以广西某高速公路陡坡路堤变形病害为例, 结合动态监测数据, 系统分析了强降雨条件下陡坡路堤变形机理及成因, 并提出基于动态监测与数值模拟的处治方案。研究表明, 长期强降雨导致岩土体软化、地下水位上升及原设计水文地质调查不足是病害主因; 通过“临时卸载+疏通挡墙泄水孔+监测”的应急处治方案与“抗滑桩+注浆+深层泄水孔”的综合处治技术, 能显著提升边坡稳定性。

关键词: 陡坡路堤; 变形病害; 数值模拟; 动态监测; 协同加固

中图分类号: U416.1+2 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.019

文章编号: 1673-4874(2025)05-0063-04

0 引言

高速公路陡坡路堤多建于山岭、重丘等复杂地形区, 受地质构造、水文条件及极端气候影响, 极易发生滑坡、裂缝等病害, 进而引发安全事故并造成人员伤亡。如2024年5月1日广东省梅州至大埔高速公路发生路堤塌方灾害, 导致23辆车掉落, 造成52人死亡, 30人受伤。经调查, 该塌方灾害系长时间持续性降水与多种因素共同作用引发的特别重大安全事故。因此深入剖析连续强降雨作用下陡坡路堤变形病害成因, 并制定科学有效的处治方案, 是道路工程建设重点之一。

目前, 国内学者对陡坡路堤病害成因和解决措施进行了一定的研究, 如邓卫东^[1]研究了雨水在路堤边坡上的渗流浸润特性, 分析了雨水渗流对路堤稳定的影响, 提出了考虑雨水渗流的稳定性计算方法; 张鹏等^[2]根据高填路堤的特点及其变形破坏的表现形式, 深入分析了高填路堤变形破坏的主要原因, 并提出了相应处理对策; 王志斌等^[3]结合山区高速公路建设实践, 采用大型室内模型试验, 分析了荷载作用下陡坡地基上高填方路堤滑动破坏面出现的位置及形态; 李敦仁^[4]结合病害案例, 分析了陡坡高填路堤病害产生的原因, 提出了相应的处治方案, 并对方案的实施要点及效果进行了阐述; 廖军等^[5]以饱和与非饱和渗流理论、FREDLUND非饱和土双应力变量强度理论为基础, 建立路堤填筑前后计算模型, 分析了某路堤工程在第四系堆积体上填筑前后的稳定性; 鱼安卿等^[6]运用岩土变形的监测数据, 准确判断出潜在滑动面深度、滑坡类型及稳定状态, 推测岩土变形趋势及其对路基的影响程度; 张平松等^[7]分析了路基变形测试技术类型及其优缺点, 进一步讨论了对全周期智慧监测体系的认识及其发展趋势。

本文以某高速公路陡坡路堤变形病害为例, 应用全过程动态监测技术, 深入分析病害成因, 并提出“临时卸载+疏通挡墙泄水孔+监测”的应急处治方案与“抗滑

桩+注浆+深层泄水孔”的综合处治技术, 旨在为类似工程提供理论与实践指导。

1 工程概况

1.1 地质与设计背景

广西某高速公路互通A、E匝道及其合流段为陡坡路堤, 其中A匝道路基宽度为10.5 m, 填方数量为23 781 m³, 挖方数量为967 m³, 最大填筑高度为12.78 m; E匝道路基宽度为19.5 m, 填方数量为22 788.3 m³, 挖方数量为3 841.9 m³, 最大填筑高度为11.633 m。填方路堤分为2级, 第一级高度为8 m, 坡率为1:1.5, 坡面防护为人字格梁; 第二级为衡重式路堤挡墙, 挡墙高6.5~10.5 m, 挡墙基础埋深为2~3 m。

该互通地处内陆低纬度高原, 属北亚热带季风气候, 年均降雨量为1 149.3 mm, 降雨主要集中在5~9月份。其中, A、E匝道位于倾斜北东的斜坡上, 自然坡度为25°~35°, 属构造剥蚀-侵蚀中低山地貌。分布地层主要有第四系人工填筑土(Q₄^{ml})、第四系残破积层(Q₄^{dl+el})和三叠系中统新苑组一段(T₂x1)砂岩、泥岩、泥质砂岩。

1.2 病害状况

2024年5~7月, 受连续强降雨影响, 该互通A、E匝道红线范围外山体地质稳定性变差, 发生蠕动变形, 导致红线范围外山体滑移, 牵引A、E匝道路堤挡墙向外推移、沥青混凝土路面开裂, 引发地质灾害。路面裂缝涉及A、E、B三条匝道, 路堤挡墙变形段落涉及A、E匝道合流段。

2 前期动态监测与应急处置

2.1 动态监测方案

项目采用GNSS、裂缝计、倾角计、雨量计、深孔位移计、位移计及声光报警器相组合的形式对变形坡体展开监测与预警, 同时对工后稳定性评价提供数据支撑。具体布设情况见表1。

作者简介: 尹成(1993—), 硕士, 工程师, 主要从事高速公路工程管理工作。

表 1 监测设备布设情况表

序号	设备名称	布设位置	布设数量	布设作用
1	GNSS 监测仪	布设于挡墙、边坡平台地表或滑坡主轴断面	12 套	监测坡体地表变形及挡墙位移
2	裂缝计	布设于不影响道路通行并可代表裂缝发展特征的位置	12 个	监测路面及坡体裂缝发展
3	倾角计	布设于坡脚挡墙	11 个	对坡脚挡墙进行倾斜监测,与挡墙位移监测相互验证,多重保障监测的准确性
4	深孔位移计	布设于坡体内部	150 m	监测边坡深部位移变化
5	正弦式位移计	布设于边坡附近的桥台位置	8 个	监测桥梁桥台位置处梁体与桥台的纵向位移
6	气象雨量站	布设于边坡变形区域	1 套	实时采集并传输降水量等数据
7	声光报警器	布设于距变形影响区域一定安全距离的各路段	6 套	监测数据达到预警阈值时进行现场预警,通过可变情报板发布报警信息

2.2 前期动态监测与应急处治

项目于 5 月底布设监控点,6~7 月持续对关键变形位置进行动态监测,并依据监测结果开展应急处治,明确了“临时卸载+疏通挡墙泄水孔+监测”的应急处治方案,详见表 2。

3 病害成因分析

经现场勘查,根据该段陡坡路堤病害演化特征及前期监测数据分析,判定地质灾害与工程质量无直接关联,其主要致灾机制为长期强降雨触发作用下暴露的原设计缺陷。

表 2 动态监测结果与应急处治措施表

时间	动态监测结果	应急处置措施
6 月 3~4 日	挡墙顶水平方向往路外侧位移趋势逐渐明显,靠桥台侧挡墙水平位移变化最为明显,最大达到 2.51 cm,累积最大为 3.67 cm,变形趋势于 4 日下午放缓,沉降变化未见突变	全面排查疏通挡墙泄水孔,其中疏通旧孔 48 个,出水孔 11 个;新钻挡墙泄水孔 69 个,出水孔 15 个
6 月 9~13 日	挡墙顶水平方向往路外侧方向出现变化趋势,每日变化 1~2 cm,沉降变化缓慢。截至 13 日,挡墙水平方向最大位移为 11.77 cm,沉降最大为 5.5 cm,均发生在 A 匝道靠桥台侧	
6 月 14 日	挡墙水平位移及沉降开始剧烈变化	根据挡墙位移监测结果,现场立即采取反压回填
6 月 16 日	单日水平位移最大达到 26.57 cm,单日沉降变形最大达到 19.1 cm	明确导改方案,并实施交通导改。断开桥台后路基与桥梁及填平区的连接,临时卸载坡顶填方
6 月 21 日	恢复稳定,桥台裙墙累积最大水平位移为 94.14 cm,累积最大沉降为 49.92 cm	
7 月 14 日	坡体中下部 GS8 测点水平位移累计到 53.47 cm,沉降累计为 18.6 cm;该处深层水平位移监测显示潜在滑动面在测深 2.5~3.8 m 位置,由于发生浅层滑坡,测斜管已有 3 处被剪断,破坏前累积最大水平位移为 19.2 cm;A 匝道 7 号桥台与梁体位移累计为 -0.001~0.003 cm,基本无变化	开展地勘钻孔工作,同步加强现场巡视工作,检查排水系统通畅性
7 月 15~31 日	该滑坡体主滑段中下部(GS8、GS11、GS12)位置一直处于滑动状态,随时会发生浅层滑坡;滑坡体靠近 A 匝道桥台位置的深层水平位移、表面位移、裂缝和倾角数据均持续增大,处于不稳定状态;整个滑坡体中上部的监测数据变化较小,基本处于稳定状态	组织专家踏勘现场并研讨最终处治方案

3.1 直接原因:长期强降雨,不利天气的影响

该互通区域 5~7 月发生多轮强降雨,持续时间长,降雨量大,较以往同期显著偏多。长期的强降雨致使 A、E 匝道及其合流段下边坡斜坡面受雨水大面积冲刷,雨水大量下渗,不断软化岩土体。同时,该段陡坡路堤切断了斜坡地表水和地下水的排泄通道,导致雨水在层间、原地面附近大量汇集,持续软化岩土体,进而影响挡墙基础及坡体的稳定性,引发挡墙外移、路基沉降、沥青混凝土路面开裂。

3.2 客观原因:地层岩性及岩层产状不利的影响

A、E 匝道路段均属陡坡路堤,挡墙红线范围外下边坡原地表为顺层坡,地层为泥质砂岩、泥岩,斜坡体风化层厚。顺层斜坡地段上部填方加载,挤压下部坡体产生变形,不断发生溜塌、滑坡及开裂等,进而直接影响挡墙基础稳定性。而持续性的降雨导致地下水位升高,形成较大水势差,产生较大静水压力,挡墙的失稳又接续引发大范围填方体产生蠕滑变形,同时伴随着大量雨水沿裂缝的下渗,变形趋势持续加剧。

3.3 间接原因:区域水文地质调查不充分,对陡坡路堤设计重视度不够

原设计地勘未能揭露地下水位情况,且未充分考虑在连续强降雨等极端天气下,雨水下渗对陡坡路堤稳定性产生的不利影响,也未考虑水软化挡墙基础所产生的连锁反应。

4 后期综合处治及稳定性分析

4.1 综合处治方案

根据地质勘察报告、前期动态监测数据以及病害成因分析,对 A、E 匝道及其合流段陡坡路堤变形病害采取“抗滑桩+注浆+深层泄水孔”的综合处治技术。具体处治方案:

(1)在挡墙外侧设置 20 根直径 2.2 m 抗滑桩,11 根

直径 2.6 m 抗滑桩;抗滑桩顶采用 3 m×2 m 的冠梁连接,按锚拉抗滑桩设计;挡墙与抗滑桩间空隙采用挡墙植筋后整体浇筑钢筋混凝土填充。

(2)A 匝道下边坡采用喷射混凝土封面,挡墙基底采用仰斜式排水孔排水,三角区设置排水沟。

(3)路面开裂处采用钢管桩浅层注浆,按梅花形布设,间距为 1.5 m。

(4)待路基稳定后,按填石路堤回填,最后再恢复路面结构。详见图 1、图 2。

4.2 数值模型计算分析

根据典型横断面图,采用库仑岩土计算分析软件建立模型。模型中采用的土体物理力学参数依据地质灾害路段补充勘察结果和室内土工试验数据确定,详见表 3。

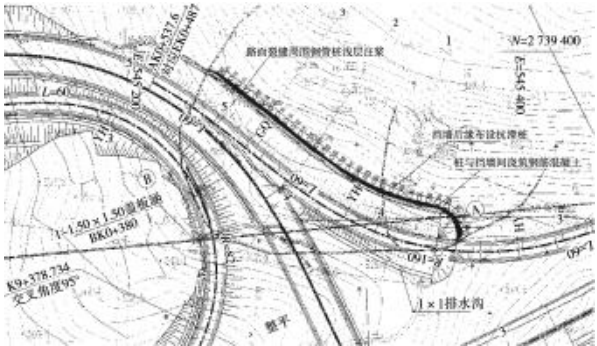


图 1 处治方案平面图

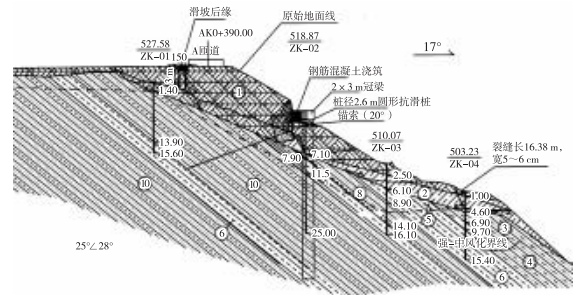


图 2 处治方案典型横断面图

表 3 材料物理力学参数表

单元层	土层	状态	天然密度/ (g·cm ⁻³)	黏聚力/kPa	内摩擦角/°	承载力基本 容许值/kPa	桩侧土摩阻力 标准值/kPa	基底摩擦 系数
①	填土	稍密	2.03	10	35	—	—	—
②	粉质黏土	硬塑	1.97	25	22	220	70	0.30
③	泥质砂岩	强风化	2.5	50	43	400	130	0.42
④	泥质砂岩	中风化	2.62	—	65	800	160	0.60

分 3 个不同的工况对处治前后的 A 匝道滑坡体进行分析,工况 1 为边坡处于天然状态下的工况,工况 2 为边坡处于暴雨或连续降雨状态下的工况,工况 3 为边坡处于地震等荷载作用状态下的工况。暴雨工况下的分析模型见图 3、图 4,各工况计算结果见表 4、表 5。

表 4 处治前剩余下滑力计算结果表

计算断面	剩余下滑力/(kN·m ⁻¹)		
	工况 1	工况 2	工况 3
A 匝道 1-1 断面	1 432	1 725	1 616
A 匝道 2-2 断面	1 236	1 478	1 353
A 匝道 3-3 断面	1 196	1 489	1 411

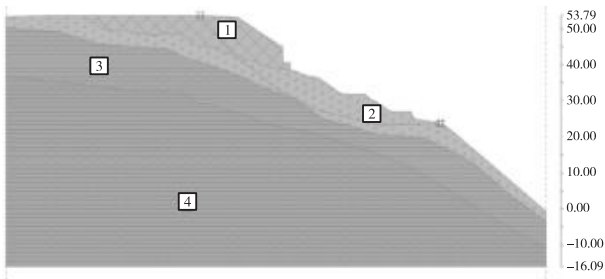


图 3 A 匝道处治前剩余下滑力计算模型图(暴雨工况下)

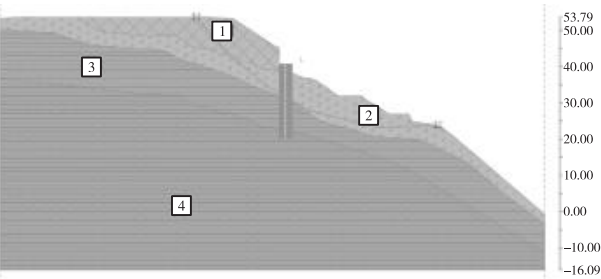


图 4 A 匝道处治后稳定性计算模型图(暴雨工况下)

表 5 处治后稳定性计算结果表

计算断面	稳定性系数		
	工况 1	工况 2	工况 3
A 匝道 1-1 断面	1.36	1.25	1.31
A 匝道 2-2 断面	1.42	1.33	1.36
A 匝道 3-3 断面	1.63	1.39	1.45

根据《公路滑坡防治设计规范》(JTG T3334—2018),在工况 1~3 下安全系数分别取 1.25、1.2、1.15。从稳定性计算结果上看,经抗滑桩支护处治后,在各工况下滑坡稳定系数均大于规范值,滑坡体均处于稳定状态,处治方案在理论上是可行的。

4.3 后期动态监测

项目于 2024 年 7 月底按处治方案开展综合处治施工,2024 年 11 月基本完成处治,期间持续对变形位置进行动态监控。

根据 12 月份监测报告,滑坡体中上部地表位移 GNSS 监测点数据整体变化量很小,裂缝、倾角监测点的数据基本无变化,各项监测数据已趋于收敛,说明滑坡治理工程取得了不错的效果,滑坡体中上部处于稳定状态。GS4、GS8 和 GS11 号监测点的水平位移持续缓慢增大且还未收敛,其原因为滑坡体下部国道旁的重力式挡土墙还未完成施工,须加快重力式挡墙修建进度,同步持续监测滑坡体不同位置处地表位移变化情况。GS1~GS12 累计水平位移、竖向位移随时间变化曲线图见图 5、图 6。

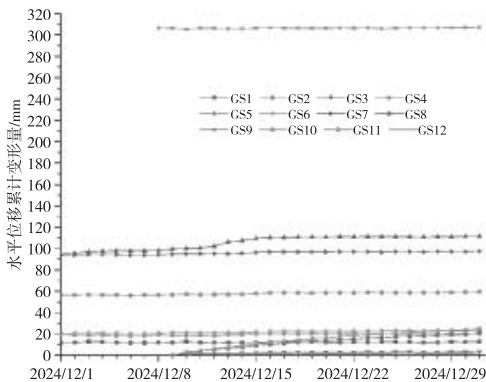


图 5 GS1~GS12 累计水平位移随时间变化曲线图

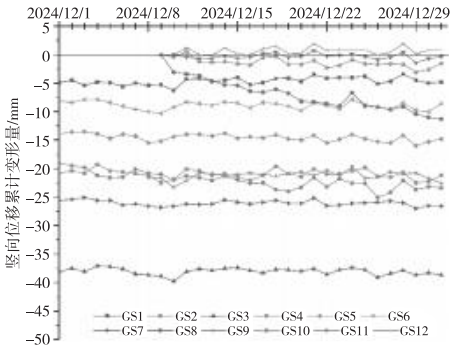


图 6 GS1~GS12 累计竖向位移随时间变化曲线图

5 结语

本文基于全过程动态监测数据与数值模型计算结果,综合分析了陡坡路堤变形成因,科学、客观地提供了应急处治方案和综合处治技术,得出以下结论:

- (1)陡坡路堤变形是水文-力学-地质多因素耦合作用的结果,动态水压力与填挖交界效应为关键诱因。
- (2)设计阶段应重视陡坡路堤的水文地质调查,充分考虑雨水下渗对陡坡路堤稳定性的不利影响。
- (3)基于全过程动态监测的“抗滑桩+注浆+深层泄水孔”协同加固技术,能显著提升陡坡路堤处治效率与长期稳定性。
- (4)动态监控与数值模拟的融合分析,能客观分析路堤变形规律,及时研判处治时机,为工程决策提供科学依据。

参考文献

[1]邓卫东.高填路堤稳定性研究[D].西安:长安大学,2004.
[2]张鹏,於永和.高填路堤变形破坏的原因及对策[J].广西工学院学报,2005,16(3):27-31.
[3]王志斌,李亮,杨小礼.陡坡地基上高填路堤极限承载力研究[J].铁道科学与工程学报,2007(1):33-38.
[4]李敦仁.高速公路陡坡高填路堤病害原因及处治探讨[J].西部交通科技,2012(8):1-3.
[5]廖军,邓涛,周越良,等.降雨作用下第四系堆积体路堤稳定性[J].科学技术与工程,2021,21(23):10090-10097.
[6]鱼安卿,陈川,罗安民.变形监测在滑坡处治中的应用[J].西部交通科技,2022(5):66-69.
[7]张平松,余宏庆,许时昂,等.公路路基变形破坏及其测试技术研究进展与展望[J].科学技术与工程,2024,24(15):6134-6145.

收稿日期:2025-01-22

防城港市国门大道路面抗裂型水泥稳定碎石设计及路用性能研究

韦柳好,文红日,廖春仁,童凯,刘耀文

(广西路桥工程集团有限公司,广西 南宁 530200)

摘要:文章以防城港市国门大道工程为依托,围绕基层裂缝控制与性能提升需求,开展了抗裂型水泥稳定碎石的材料设计、性能试验与工程应用研究,以期提出适用于该地区环境与交通条件的抗裂型水泥稳定碎石材料方案。结果表明:振动搅拌显著提升了混合料均匀性和致密性,优化水泥掺量在3.0%~3.5%时,材料抗压、抗裂和抗水性能最优;现场应用中裂缝率降低超80%,工程效果显著。研究成果可为湿热环境下道路基层材料的优化设计提供技术支撑。

关键词:抗裂型水泥稳定碎石;振动搅拌;配合比设计;力学性能;抗水性能

中图分类号: U416.216 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.020

文章编号: 1673-4874(2025)05-0067-04

0 引言

水泥稳定碎石因其良好的承载能力、力学性能与经济适用性,广泛应用于各等级道路的基层结构中,尤其在城市道路与快速通道建设中具有重要地位^[1-2]。然而,该材料也存在显著的缺陷,特别是早期干缩与温缩引发的基层开裂问题,易导致上层路面产生反射裂缝,进而诱发沉陷、唧浆与结构性破坏,严重影响路面的结构稳定性与使用寿命^[3]。

裂缝的产生主要源于材料级配结构不合理、水泥掺量偏高、混合不均匀等因素,加之环境温湿变化剧烈,更加剧了基层的体积变形与开裂风险^[4-5]。近年来,国内外学者围绕材料配合比优化、添加膨胀剂与纤维、改进施工与养护工艺等方面展开了大量研究,在提升抗裂性能方面取得了积极进展^[6-7]。然而,多数研究成果仍存在适用性局限,缺乏面向典型气候环境下的材料设计与验证体系,特别是在高温高湿、降雨频繁等复杂气候条件下的抗裂性能研究仍显不足。为提升水泥稳定碎石基层的抗裂能力,有必要从材料源头出发,开展针对性强、应用导向明确的抗裂型材料研究。

本文以防城港市国门大道某段路面工程为背景,通过优化水泥稳定碎石配合比设计,结合室内力学与抗水性能试验,系统评估其抗裂性能表现,旨在提出一种性能稳定、施工适应性强的抗裂型水泥稳定碎石材料方案,为道路工程中基层结构的抗裂设计与耐久性提升提供理论支撑与工程参考。

1 工程背景

防城港市国门大道是连接市区与中越边境的重要快速通道,路线全长31.68 km,沿线交通荷载大、车流密集,且处于典型的亚热带湿热气候区,降雨频繁、湿度大。项目路段采用水泥稳定碎石作为基层结构层,面临早期干缩开裂、水稳定性差、施工适应性不佳等问题,亟须通

过材料优化提升基层的抗裂性与路用性能。基于此,本文选取典型路段,开展水泥稳定碎石配合比设计与多项性能试验研究,以期提出适用于该地区环境与交通条件的抗裂型水泥稳定碎石材料方案,为工程建设与推广应用提供技术支撑。

2 水泥稳定碎石级配设计

2.1 原材料

本研究所用原材料均选自防城港市国门大道工程项目实际施工所用材料,确保试验结果具备良好的工程适用性与代表性。所用材料包括水泥、粗集料及细集料。

2.1.1 水泥

选用P·O 42.5普通硅酸盐水泥,具有早期强度高、稳定性良好等特点,适应南方沿海地区潮湿、多雨环境下的施工要求。水泥应符合《通用硅酸盐水泥》(GB 175—2023)相关技术指标,且出厂时间≤3个月,强度和安定性满足设计要求。

2.1.2 粗集料

采用5~20 mm连续级配的碎石,来源于当地机制石料,坚固耐磨、颗粒形状较好,针片状含量控制在15%以内,压碎值≤26%,满足《公路工程集料试验规程》(JTG E42—2005)相关技术要求。

2.1.3 细集料

选用天然中砂,颗粒级配良好,细度模数控制在2.3~2.8之间,泥含量≤3%。砂料洁净、干燥,无有害杂质,确保良好的黏结性能与混合料密实度。

2.2 水泥稳定级配碎石配合比设计

为提高水泥稳定碎石基层的抗裂性能与力学性能,结合防城港市国门大道项目施工区域的气候环境与交通荷载特点,本研究在传统级配基础上进行了优化设计,采用骨架密实型结构,控制适宜的水泥掺量和含水率,以兼顾强度、抗裂性与施工适应性。

本研究选用连续级配碎石(5~20 mm)与中砂设计

第一作者简介: 韦柳好(1986—),工程师,主要从事市政工程造价变更管理工作。

合理配合比,控制粗细集料比例在 65:35 左右,形成良好的骨架嵌挤结构。本试验的级配曲线如图 1 所示。该级配范围参考《公路路面基层施工技术细则》(JTGF20—2015)中的Ⅱ类水稳碎石配比要求,并结合现场施工经验加以微调。

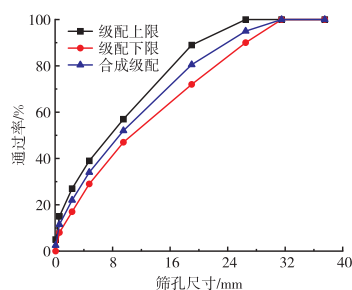


图1 级配曲线图

水泥掺量对混合料的强度和收缩性能影响显著。本试验设置 5 种水泥掺量 (2%、2.5%、3%、3.5% 和 4%), 用于分析其对力学性能与抗裂性的影响。通过重型击实试验测定不同配合比下的最大干密度与最佳含水率, 试验结果如图 2 所示。由图 2 可知最优含水率为 4.35%, 最大干密度为 2.41 g/cm^3 。

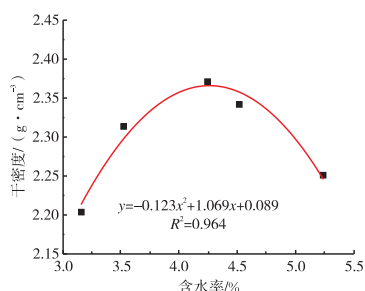


图2 击实试验结果曲线图

2.3 试验方案

本研究设置了两类试验组: 抗裂型水泥稳定碎石组与普通水泥稳定碎石组。前者采用振动搅拌工艺制备, 通过高频振荡提高水泥颗粒分散性与混合料均匀性, 改善微观结构以提升抗裂能力; 后者则采用常规强制式静力搅拌方式, 模拟目前工程中普遍使用的施工工艺。试验共设置 5 种水泥掺量水平, 分别为 3.0%、3.5%、4.0%、4.5% 和 5.0%。各组试件均按照标准重型击实法确定最佳含水率, 并进行标准养护后开展相关力学性能、抗水稳定性及抗裂性能试验。

3 路用性能试验研究

3.1 力学性能

水泥掺量对 28 d 无侧限抗压强度的影响如图 3 所示。由图 3 可知, 水泥掺量对 28 d 龄期无侧限抗压强度具有显著影响。试验结果表明, 随着水泥掺量由 2.0% 提升至 4.0%, 普通搅拌组与振动搅拌组的强度均呈上升趋势, 其中振动搅拌组在各掺量水平下均优于普通搅

拌组, 最大提升幅度达 62.5%。特别是在低掺量 (2.0%~3.0%) 范围内, 振动搅拌显著改善了混合料均匀性与水泥颗粒分散效果, 强度提升更为显著, 表现出良好的节材增效潜力。当水泥掺量 $> 3.5\%$ 后, 强度增长趋于平缓, 边际效益下降, 说明过量掺入对性能提升贡献有限。综合分析表明, 采用振动搅拌工艺并控制水泥掺量在 3.0%~3.5%, 可在保证强度的基础上有效提升材料致密性与耐久性, 具有良好的工程适用性与推广价值。

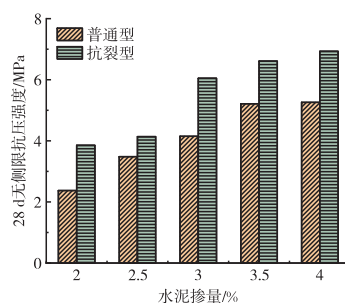


图3 水泥掺量对 28 d 无侧限抗压强度的影响柱状图

水泥掺量对 28 d 劈裂强度的影响如图 4 所示。由图 4 可知, 试验结果表明, 随着水泥掺量由 2.0% 增加至 4.0%, 普通搅拌组劈裂强度由 0.317 MPa 提升至 0.657 MPa, 增幅为 107%; 振动搅拌组则由 0.458 MPa 提升至 0.858 MPa, 增幅为 87%, 总体高于普通搅拌组。在同一水泥掺量条件下, 振动搅拌试件的劈裂强度均高于常规搅拌, 尤其在 2.0%~3.0% 范围内表现最为显著, 其中 3.0% 掺量时提升幅度达 20.6%。这说明振动搅拌有助于改善胶结料分布与界面黏结性能, 提高混合料整体的抗拉能力。随着水泥掺量增加至 3.5% 和 4.0%, 强度提升幅度趋缓, 反映出水泥剂量对劈裂强度的边际贡献逐步减弱。因此, 在满足强度要求的前提下, 建议结合振动搅拌工艺, 将水泥掺量控制在 3.0%~3.5%, 可有效提升材料的抗拉性能与结构完整性, 为路面结构提供更优的抗裂基础。

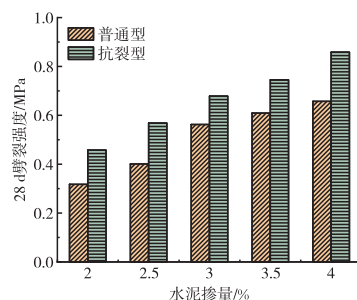


图4 水泥掺量对 28 d 劈裂强度的影响柱状图

3.2 抗水性能

评价抗水性能时, 从水泥掺量对冲刷质量损失率的影响和冻融试验两个角度进行评价。水泥掺量对冲刷质量损失率的影响如图 5 所示。由图 5 可知, 随着水泥掺量由 2.0% 增加至 4.0%, 普通搅拌组损失率由 0.811%

下降至 0.32%,而振动搅拌组则由 0.70%降至 0.29%,前者下降幅度为 60.4%,后者为 57.3%。特别是在掺量为 3.0%及以上时,振动搅拌组的冲刷抗力优势更为突出,表现出更优的结构稳定性和耐水侵蚀性能。

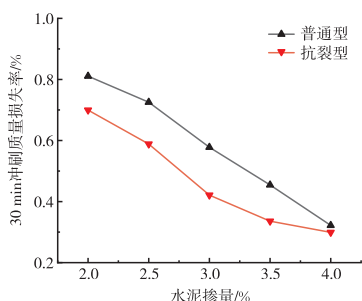


图5 水泥掺量对冲刷质量损失率的影响曲线图

依据《公路工程无机结合料稳定材料试验规程》(JTG E51—2009)进行冻融循环试验,设定循环次数为 10 次,评价不同水泥掺量与搅拌工艺对强度保持率的影响。水泥掺量对冻融前后抗压强度比影响如图 6 所示。由图 6 可知,在水泥掺量为 2.0%~4.0%时,普通搅拌组强度保持率由 68.63%提升至 80.54%,振动搅拌组由 77.00%升至 92.53%,最大提升幅度达 24.2%。特别是在 3.5%以上掺量区间,振动搅拌组表现出更强的耐冻融能力,强度保持率明显高于 80%,说明其结构密实性与水稳定性更优,更适合用于需抵抗多次冻融循环的地区。

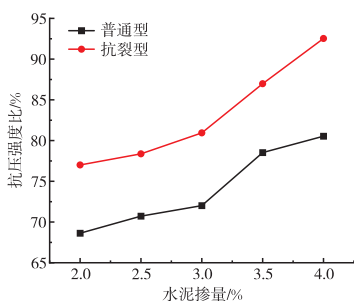


图6 水泥掺量对抗压强度比的影响曲线图

综上所述,水泥掺量对水泥稳定碎石的力学性能与抗水性能均有显著影响,振动搅拌工艺可在保证强度的基础上进一步提升抗拉、抗冲刷及抗冻融能力。综合考虑强度与耐久性,推荐水泥掺量控制在 3.0%~3.5%,效果最优,具有良好的工程适应性。

4 抗裂型水泥稳定碎石在防城港市国门大道应用研究

4.1 施工工艺

抗裂型水泥稳定碎石在防城港市国门大道工程中应用于基层结构施工,采用“集中拌和、运输入场、分层摊铺、振动碾压、及时养护”的工艺流程。混合料拌和环节选用双卧轴振动搅拌设备,通过高频振荡确保水泥与集料充分包裹、均匀分散,显著改善混合料均匀性与微观结

构密实性。拌和后混合料运输时间控制在 90 min 以内,严禁离析与初凝。摊铺采用全幅摊铺机一次成型,分层厚度严格控制在设计值 ± 1 cm 范围内。碾压工艺采取“初压—复压—终压”三阶段碾压模式,优先使用振动压路机进行重型碾压,确保压实度满足规范要求。成型后基层应在 4 h 内进行洒水养护,并设置土工布覆盖养护 7 d 以上,避免早期失水收缩,最大程度抑制干缩裂缝的产生。

4.2 裂缝检测

为评估抗裂型水泥稳定碎石在实际工程中的裂缝控制效果,选取防城港市国门大道 K6+040~K6+500 段作为现场试验路段,分别对普通水泥稳定碎石基层和振动搅拌抗裂型水泥稳定碎石基层进行裂缝观测与统计。检测时间为养护完成后第 28 d,采用“目测+钢尺+裂缝定位记录表”相结合的方法,对裂缝数量、宽度和分布进行全面调查。

检测结果显示:普通水泥稳定碎石段内共发现干缩裂缝 12 条,裂缝宽度多集中在 0.5~1.2 mm,最大宽度达 1.5 mm,平均每百米裂缝长度为 4.6 m,主要为纵向与网状裂缝;而抗裂型水泥稳定碎石段仅发现 2 条轻微裂缝,最大宽度 ≤ 0.3 mm,平均每百米裂缝长度为 0.7 m,未出现贯通性裂缝。

由此可见,振动搅拌抗裂型水泥稳定碎石在实际工程中显著减少了裂缝数量和宽度,裂缝率较常规材料降低 84.8%,表明其在抑制早期收缩、改善结构完整性方面具有显著优势,能有效延缓基层开裂进程,为提升路面整体耐久性提供了有力支撑。

5 结语

本文以防城港市国门大道典型路段为研究对象,围绕基层裂缝控制与性能提升需求,开展了抗裂型水泥稳定碎石的材料设计、性能试验与工程应用研究。研究成果可为湿热环境下道路基层材料的优化设计提供技术支撑。主要结论如下:

(1) 基于骨架密实型配合比设计与适宜水泥掺量控制,构建了适用于南方沿海地区的水泥稳定碎石材料体系。试验表明,控制水泥掺量在 3.0%~3.5% 可在保证强度的同时,有效提升抗裂性与施工适应性。

(2) 与常规搅拌方式相比,振动搅拌工艺显著提升了混合料的均匀性与致密性。在 28 d 龄期下,振动搅拌试件无侧限抗压强度最高提升达 62.5%,劈裂抗拉强度提升达 87%,展现出更优的承载能力与抗裂性能。

(3) 抗水稳定性试验结果表明,随着水泥掺量的提高,材料的冲刷质量损失率和冻融强度保持率显著改善。其中,振动搅拌组在 4.0% 掺量下冻融强度保持率可达 92.53%,显著优于普通搅拌组,具备良好的耐久性表现。

(4) 现场试验段应用效果表明,抗裂型水泥稳定碎石可有效抑制基层裂缝的发展。与普通水稳材料相比,裂缝数量减少 83%,裂缝宽度普遍 < 0.3 mm,未发现贯通裂缝,验证了材料体系在实际工程中的抗裂性能与推广价值。

(下转第 97 页)

膨胀土地区高速公路下伏采空区路基处治方案研究

刘家庆^{1,2}, 王冠杰²

(1. 长沙理工大学, 湖南 长沙 410114; 2. 广西新发展交通集团有限公司, 广西 南宁 530029)

摘要: 文章依托百色市南北过境线公路(百色市南环线)K20+480~K20+660 段路基工程, 通过地质勘察、理论分析及强夯试验等多种手段, 分析了采空区的分布特征及稳定性, 并针对工程特点提出了四种处治方案。通过技术可行性、经济性 & 施工可控性等方面进行综合对比, 确定采用“局部挖除回填+强夯+注浆”组合方案对膨胀土下伏采空区进行处治。研究成果可为类似工程提供参考。

关键词: 膨胀土; 采空区; 挖除回填; 注浆; 方案比选

中图分类号: U416.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.021

文章编号: 1673-4874(2025)05-0070-05

0 引言

采空区是地下矿产资源开采后形成的不良地质场地, 由此引发的路基沉降、路面开裂和积水破坏等问题, 严重威胁高速公路的安全与耐久性^[1]。膨胀土具有吸水膨胀软化、失水收缩开裂的特性, 填筑在膨胀土地基上的路堤易发生开裂、变形甚至垮塌的现象^[2-3]。在膨胀土地区下伏采空区路段修建高速公路时, 路基稳定性面临严峻挑战。如何科学评估膨胀土地区采空区稳定性并制定经济高效的处治方案, 成为公路工程领域亟待解决的难题。

本文以百色市南北过境线公路(百色市南环线)K20+480~K20+660 段路基工程为研究对象, 该路段穿越膨胀土分布区及那怀煤矿采空区, 施工期间出现塌陷变形, 膨胀土采空区处治的复杂性凸显。为此, 通过高密度电法、微动法及钻探等综合勘察方法^[4], 查明采空区的空间分布情况; 通过强夯试验, 评估现有处治技术的可行性。在此基础上, 提出四种处治方案并进行多维度综合比选。研究成果以期类似复杂路基工程提供参考。

1 工程概况

1.1 工程地质条件

百色市南北过境线公路(百色市南环线)K20+480~K20+660 采空区路段位于百色市右江区龙景街道那怀村, 处于那怀煤矿采空区范围内。该路段路基主要以填方形式通过, 最大填方高度为 18.39 m, 位于桩号 K20+580 处, 路面设计宽度为 26 m。场区属于剥蚀丘陵冲沟地貌, 山体相对高差为 50~70 m, 自然坡度为 10°~30°。采空区路段岩层产状大致为 10°/17°。覆盖层主要由第四系人工填土层(Q₄^m)素填土、第四系残坡积层(Q₄^{el+d})黏土构成, 下伏古近系那读组(E_{2-3n})泥岩、煤层及粉砂岩, 其中素填土呈弱-中等膨胀性, 黏土具有中等-强膨胀性, 泥岩具有弱膨胀性。该路段膨胀土厚度平均值为 7 m, 自由膨胀率平均值为 39.75%, 胀缩总率平均值为 5.3%, 相对膨胀率平均值为 1.11%。

1.2 采空区工程地质情况

经调查, 该路段存在多层采空现象。基于采空区规模和深度, 可划分为主采空区和次采空区。主采空区由百色市煤田东怀矿区三号、四号井田那怀煤矿深部开采形成, 属于中深层采空区, 分布于线路桩号 K20+100~K21+900, 已于 1994 年停采封闭, 处于稳定状态。次采空区为上部采空区, 在 K20+480~K20+660 路段有零星分布, 是由民采小煤窑对地表浅部煤层露天开采后沿煤层倾向形成的小洞掏采采空区, 属浅层采空区, 开采时间为 2010—2012 年左右。次采空区覆岩为古近系泥岩及粉砂岩, 属软弱覆岩。

2023 年 4 月施工期间, 在 K20+550~K20+600 段发生地表塌陷和沉陷, 如图 1 所示。塌陷桩号为 K20+505~K20+575, 最大深度为 3.0 m, 塌陷面积为 2 745 m²; 地表沉陷范围桩号为 K20+490~K20+510, 沉陷位移 0.3~0.5 m, 沉陷面积为 325 m²。现场采取临时支护与排水措施后, 变形未进一步扩展。

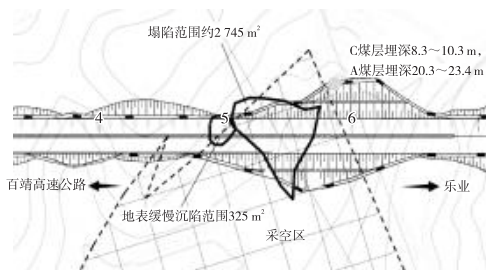


图 1 K20+480~K20+660 段采空区平面图

2 采空区勘察情况

为更准确掌握采空区空间分布情况, 施工期间开展了大量工程物探、钻探等补充勘察工作。

2.1 工程物探

采用高密度电法和微动法相结合的综合物探方法, 布设 4 条高密度电法测线(纵向测线 3 条, 单长为 600 m; 横向测线 1 条, 单长为 300 m)及 2 条微动法测线(纵、横

第一作者简介: 刘家庆(1984—), 博士研究生, 高级工程师, 主要从事特殊路基处治研究工作。

向各 1 条,单长为 100 m)。物探结果初步揭示了采空区空间展布的三维特征:纵向分布于 K20+500~K20+680 段,横向贯穿路基全断面,垂向为双层结构,其中第一层顶板埋深为 5~15 m,第二层顶板埋深为 15~25 m,且埋深沿路线前进方向呈递增趋势。

探区内高密度电法低阻异常及微动法低波速异常较明显且分布广泛,但部分物探异常区经钻孔验证未发现采空区,推测其异常可能源于煤层结构、岩性完整性差异或节理裂隙发育等因素,表明物探异常区与采空区并非完全对应,需结合钻探获取详细的采空区空间分布。

2.2 工程钻探

基于物探结果,针对性布设 43 个钻孔(如图 2 所示,钻孔编号为 PZK1~PZK38、ZK1~ZK5)。钻探结果显示,采空区层呈灰黑色,钻进较快,充填煤渣,采取率低,岩芯为煤块。其中 PZK4、PZK6 等 20 个钻孔揭露了采空区或坍落带,其他钻孔未揭露。

根据补勘结果,该区域次采空区形态较为杂乱,总体向北倾斜,埋深和厚度极不规则,开采深度为 4.20~25.40 m,揭露的煤层厚度为 0.50~5.80 m,平均层厚为 3.21 m。

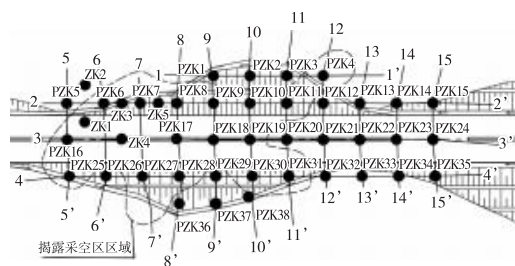


图 2 采空区补充钻探钻孔布置图

3 采空区稳定性评价

根据《采空区公路设计与施工技术规范》(JTG/T 3331-03-2024)^[5],参照单一巷道顶板采用极限平衡分析方法对采空区稳定性进行快速评估。其中,覆岩视为非松散岩体,维持稳定的顶板临界深度(H_{cr})采用式(1)计算:

$$H_{cr} = \frac{B\gamma + \sqrt{B^2\gamma^2 + 4BP_0\gamma\left(\frac{\mu}{1-\mu}\right)\tan\varphi}}{2\gamma\left(\frac{\mu}{1-\mu}\right)\tan\varphi} \quad (1)$$

相关参数取值及计算结果如表 1 所示,代入式(1)计算 H_{cr} 为 18.73 m。

采用极限平衡分析方法时,根据顶板稳定系数 F_s ($F_s = H/H_{cr}$,其中 H 为采空区顶板厚度)确定的相应采空区场地稳定性分级如表 2 所示。

根据 H_{cr} 计算值反推,该路段采空区顶板厚度 $H \geq 37$ m 为稳定, $37 \text{ m} > H \geq 28$ m 为基本稳定, $H < 28$ m 为不稳定。结合补勘开采深度(4.20~25.40 m),实际顶板厚度均处于不稳定区间($H < 28$ m)。此外,该段采空区不

规则,局部巷道群相互作用会进一步增大临界高度 H_{cr} ,并相应地导致所需安全顶板厚度增加;同时,施工期 K20+550~K20+600 段曾发生地表塌陷和沉陷。因此可判断采空区处于不稳定状态,亟须进行妥善处治。

表 1 采空区顶板临界深度计算表

序号	参数	含义	计算值	备注
1	B	采空区巷道宽度/m	2.0	询问村民+经验取值
2	P_0	公路路基基底压力/kPa	360	按路基填高 18 m 计算
3	γ	上覆岩层加权平均重度/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	23	参考相邻那怀大桥报告取值
4	φ	上覆岩层加权平均内摩擦角/°	20	参考相邻那怀大桥报告取值
5	μ	上覆岩层加权平均泊松比	0.35	按《工程地质手册》经验值

表 2 按顶板稳定系数确定采空区场地稳定性等级表

$F_s \geq 2.0$	$1.5 \leq F_s < 2.0$	$F_s < 1.5$
稳定	基本稳定	不稳定

4 强夯试验情况

2024 年 11 月,针对塌陷区邻近采空区地基进行强夯试验。采用夯击能为 6 000 kJ 的强夯机,配置直径为 1.5 m、质量为 40 t 的圆柱式夯锤,夯点按 2 倍锤径间距布设,分两遍夯击,每遍夯击 5 次,落距为 15 m,夯击后及时往夯坑里补充碎石土填料,累计夯沉值为 3 m。

对采空区强夯部位进行钻芯取样,钻孔岩芯如图 3 所示。取芯情况显示顶部 3 m 厚置换土夯实效果良好,极为密实;往下为中风化泥岩夹煤层,原 6 m 左右位置的采空区塌落带被夯实挤密,芯样显示为煤层充填且连续性较好;埋深 14 m 左右的 3 m 厚采空区仍为空洞状态,几乎无充填物,无法取出完整芯样。

根据强夯及复查钻探结果可知,直接强夯对浅层不存在完整基岩顶板的采空坍落带有较好的处治效果,但对埋深较大、顶部有中风化岩层的采空层,由于上部泥岩强度较高、柔韧性好,夯击能无法破坏该泥岩层,无法夯实挤密下部采空区。

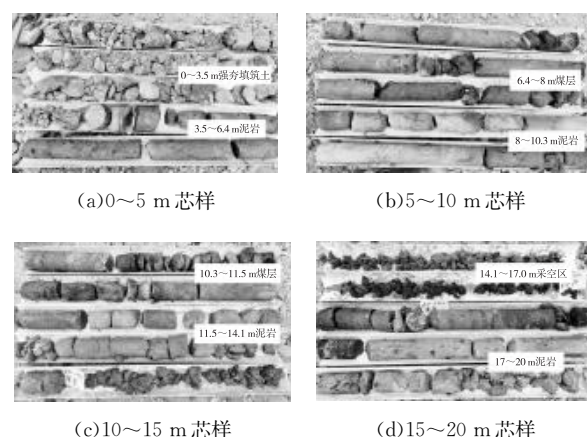


图 3 采空区试夯后钻孔岩芯示例图

5 方案比选论证

5.1 处治方法选择

采空区的处治方法主要有开挖回填法、强夯法、注浆法、路基桩体穿越法和桥梁跨越法等。膨胀土在干湿循环的情况下会出现强度显著降低,可采用挖除换填、化学改良、注浆等方法处治。基于《采空区公路设计与施工技术规范》(JTG/T 3331-03-2024)^[5]与《公路膨胀土路基设计与施工技术规范》(JTG/T 3331-07-2024)^[6]的技术要求,综合考虑采空区影响范围及膨胀土地基土的特性,结合现场实际情况制定了以下四种处治方案。

5.2 方案一

采用“地基浅层挖除回填+预制管桩”的处治方案,如图4和图5所示。步骤如下:

(1)在需要处理的采空区路基范围,开挖临时排水沟对场地表面水进行疏排,向下挖台阶放坡,挖除约5 m的上覆膨胀性素填土及软土层。

(2)对路堤下采空区范围及深厚软弱地基土层范围,采用旋挖引孔方式埋入预制管桩进行处治。

(3)对挖除部分进行分层回填,回填至原地面附近,设置纵横向渗沟。



图4 方案一采空区处治平面图

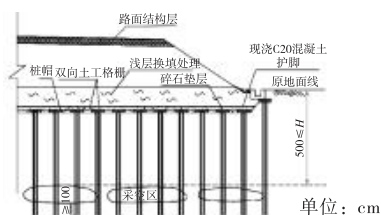


图5 方案一预制管桩处治示意图

5.3 方案二

采用“地基浅层挖除回填+基底强夯+孔内强夯”的处治方案,如图6和图7所示。步骤如下:

(1)对需处理的采空区路基范围,开挖临时排水沟对场地表面水进行疏排,向下挖台阶放坡,挖除约5 m厚的上覆膨胀性素填土及软土层。

(2)开挖底面,在采空区范围通过旋挖钻孔穿透采空区顶板,在孔内回填5%水泥稳定土后,再用1 000 kN·m能级圆锥形夯锤进行孔内强夯夯实,形成孔内强夯水泥稳定土桩。

(3)对厚度>5 m的软弱土、填土范围,在开挖底面采用2 000 kN·m能级强夯处治。

(4)在开挖底面采用2 000 kN·m能级强夯满夯一遍。

(5)将挖除的部分分层回填至原地面附近,设置纵横向渗沟,并在路堤底部及挖台阶处横向连续铺设3层土工格栅。

(6)路堤两侧各加宽填筑1 m,预留后期沉降补填空间,路床设置两层土工格栅,减少不均匀沉降。

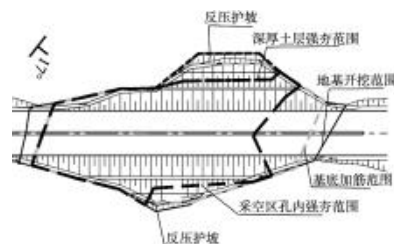


图6 方案二采空区处治平面图

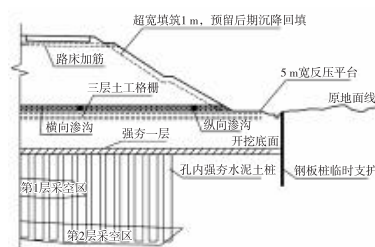


图7 方案二孔内强夯处治示意图

5.4 方案三

采用“局部挖除回填+强夯+注浆”的处治方案,如图8和图9所示,步骤如下:

(1)开挖临时排水沟对场地表面水进行疏排,对局部含水量高、不宜强夯和注浆的表层淤泥质土或流塑状黏土进行分块挖除,并采用井填方式回填合格土。

(2)对处理范围内地表松散覆盖层采用2 000 kN·m能级强夯满夯一遍,主要包括黏土、填土及采空沉陷土。

(3)在注浆处治边界布置两排帷幕注浆钻孔,优先对路段岩层倾向下山方向进行帷幕注浆。帷幕注浆钻孔按等边三角形布置(下山方向1.5 m,上山方向2.0 m),深度钻至采空层底板以下1 m,未遇采空层时 ≥ 27 m。注浆浆液为纯水泥浆,水泥为复合硅酸盐水泥 32.5,选择水玻璃和膨胀剂作为外加剂,水固比为1:1,膨胀剂掺量为3%,水玻璃掺量为3%,注浆压力为0.5~1 MPa。

(4)在帷幕范围内,注浆分下伏基岩和覆盖土层两个阶段进行。先对下伏基岩进行充填式注浆,浆液为水泥粉煤灰混合液,水泥为复合硅酸盐水泥 32.5,水泥与粉煤灰质量比为2:8,水固比为1:1.2,外加膨胀剂为3%,注浆压力为0.5~1.5 MPa;基岩注浆完成后对表面覆土层进行固结式注浆,浆液为纯水泥浆,水泥为复合硅酸盐水泥 32.5,水固比为0.7:1,注浆压力为0.1~1 MPa;注浆孔采用梅花形布置,孔间距3 m,深度钻至采空层底板以下1 m,未遇采空层时 ≤ 27 m,注浆管直径为

50 mm;基岩注浆顺序为先对采空确认区进行钻孔注浆,注浆顺序由外及内,由低至高,后对采空排查区进行试探性钻探和注浆,钻孔顺序由内及外,当排查区连续多排多孔(≥ 3 排,每排各 10 孔以上)均未遇到开采空洞时可停止向外排查,只对上覆土层注浆;基岩注浆终止条件为孔口持续返回与原浆液质量相同的浆,且保持时间 >10 min,覆盖层段注浆时,若地面冒浆、鼓起,即可停止注浆。

(5)路堤两侧坡脚设5 m宽、5 m高的反压护道,反压护道边沿设纵向截水沟及截水盲沟;路堤底部设置横向排水盲沟,引排路基渗水;路堤填筑至路床后,在路床设置三层土工格栅,以减少不均匀沉降。

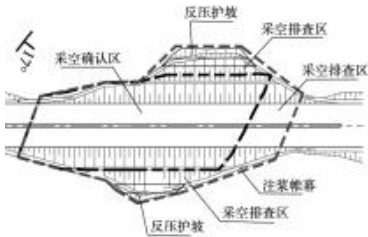


图 8 方案三采空区处治平面图

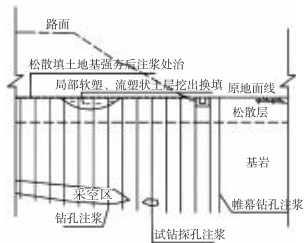


图 9 方案三注浆处治示意图

5.5 方案四

采用“桥梁桩基穿越”的处治方案,如图 10 和图 11 所示。在该段采空区布置一联 4×40 m 大桥,起终点桩号为 K20+473.5~K20+642.5。上部结构采用 40 m 预应力混凝土简支 T 梁,桥台采用柱式桥台,桥墩采用矩形盖梁柱式墩,桩基础。柱式桥台及桥墩桩基直径为 1.8 m,桩基础按摩擦桩设计,桩基长度在桥梁钻孔后进行适当调整。在采空区沉陷区,1[#]墩小桩号侧布置一排 9 根抗滑桩,桩长 30 m,防止后期采空区沉降变形对桥梁桩基施加剪切应力,影响桩基安全性;桥尾处纵断面较陡难以设置锥坡,需在 K20+638~K20+660 段左侧及 K20+638~K20+646 段右侧设置路肩墙收坡。

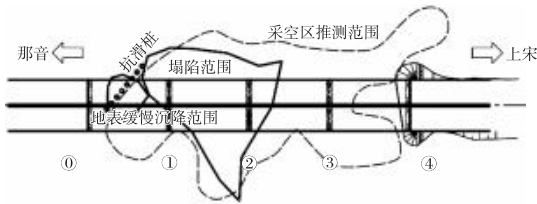


图 10 方案四桥位平面图

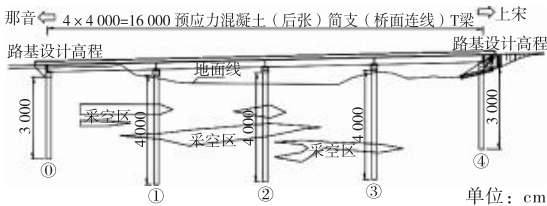


图 11 方案四桥位立面图

5.6 方案综合比选

各处治方案优缺点及估算造价对比见表 3。由于该采空区路段处治时,前后段路基已施工至路床,左侧临近学校,右侧为施工便道,采用大面积挖除回填可能形成深基坑或破坏施工便道,导致施工不便,且施工安全风险较高。综合考虑,方案三在经济性、工期和安全方面具有优势,且注浆法在工程中被广泛应用,积累了大量经验,技术较为成熟。虽施工过程中存在质量把控和注浆效果检验难度大的难题,但通过严格监控注浆工艺、加强注浆质量验收等措施,能够有效应用于该工程。

表 3 处治方案综合比选表

项目	方案一	方案二	方案三	方案四
优点	①施工过程可控性强;②质量效果相对较好;③工期相对较短	质量效果相对较好	①造价低;②工期短;③安全风险低	跨越采空区,安全可靠
缺点	①造价高;②安全风险高	①钻孔施工,可能出现塌孔,施工难度较大;②施工工艺较复杂;③工期相对较长;④造价较高;⑤安全风险高	①施工过程质量把控难度大;②注浆效果检验难度大	①造价较高;②工期长;③桩基可能受采空区地基变形影响
估算	造价 1 890.8 (万元)	1 602.4	1 202.9	1 743.2

6 采空区处治检测验收

基岩层内采空区注浆处治完成后的检测验收,应在施工完成 28 d 后实施,并采用钻探取芯、室内试验、孔内电视、孔内波速测试等方法综合评估。钻孔检测时,钻孔定位在相邻注浆孔中间的位置,采用双管钻进,孔数不少于注浆孔数的 2%,且 ≥ 3 个。必检项目及验收指标见表 4。覆盖层注浆效果采用钻芯取样、标准贯入试验及室内土工试验等方法检验,与基岩层内注浆检测采用相同钻孔,对一半以上的试验钻孔进行标准贯入试验,在覆盖层内每 1~1.5 m 深度做 1 次,击数 ≥ 15 。

经检测,该段采空区基岩层注浆处治必检项目验收指标满足要求;覆盖层钻孔芯样水泥加固体均匀分布,地基承载力满足要求。采空区处治效果较好,达到了处治的目的。

(下转第 77 页)

废旧橡胶粉改性生物沥青流变性能及其混合料路用性能研究

杨湘宁

(广西北投交通养护科技集团有限公司, 广西 南宁 530299)

摘要: 为研究废旧橡胶粉与生物油对石油沥青化学组成、流变性能、抗老化性能及其混合料路用性能的影响,文章通过四组分试验、流变性能试验以及沥青混合料的路用性能试验对废旧橡胶粉改性生物沥青进行测试。研究表明:石油沥青掺入蓖麻油后,沥青中的饱和分与芳香分组分含量明显提高,而沥青质组分含量明显降低,胶质含量变化幅度较小,废旧橡胶粉对沥青的化学组分影响不显著;废旧橡胶粉能改善生物沥青的高、低温流变性能与抗老化性能,而且废旧橡胶粉改性生物沥青混合料具备良好高温抗车辙性能、低温抗裂性与水稳定性。

关键词: 生物沥青;沥青混合料;废旧橡胶粉;化学组成;路用性能

中图分类号: U414.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.022

文章编号: 1673-4874(2025)05-0074-04

0 引言

近年来,随着石油资源的大量开采,储量不断下降且日渐枯竭,石油沥青价格不断攀升,沥青路面建设成本大幅增加,因此亟须开发一种新型可再生黏结材料作为石油沥青的替代品^[1]。研究人员发现,通过裂解提炼农业、林业、工业副产物等生物质原材料可获得具备一定胶结能力的生物油^[2]。生物油是一种和石油沥青化学组成相近的沥青类物质,将生物油与石油沥青在一定条件下进行混合可获得具备良好相容性和稳定性的混合物,即生物沥青(Bio-asphalt/Bio-binder)。与传统石油沥青相比,生物沥青具有绿色环保、经济效益良好、发展前景广阔等优点,但存在高温易老化、抗高温剪切变形能力较差、水稳定性较差等问题,限制了其在道路建设领域的推广应用^[3]。

废旧橡胶粉作为一种通过废旧橡胶轮胎加工得到的废旧利用再生材料,将其与石油沥青一同搅拌剪切、溶

胀发育后,可显著提高石油沥青的高温抗变形性能、弹性形变性能以及抗老化性能,能促进废旧轮胎的回收利用^[4]。若采用废旧橡胶粉对生物沥青进行改性,将可能解决单一生物沥青路用性能缺陷的问题,并契合绿色环保、再生利用的可持续发展主题,有望推动生物沥青的推广运用,减少我国对于石油沥青的依赖^[5]。基于此,本文通过沥青胶结料的四组分试验、流变性能试验以及沥青混合料的路用性能试验,研究不同掺量下的废旧橡胶粉改性生物沥青化学组成、流变性能、抗老化性能及其混合料路用性能,为生物沥青的应用提供参考。

1 原材料

1.1 石油沥青

基质沥青为埃索 70# 石油沥青,其技术指标试验结果如表 1 所示。

表 1 埃索 70# 沥青技术指标试验结果表

技术指标	针入度(25℃, 5 s,100 g)/ 0.1 mm	软化点 (环球法)/ ℃	60℃动力 黏度/ (Pa·s ⁻¹)	相对 密度 (25℃)	10℃ 延度/ cm	闪点/ ℃	溶解度/ %	RTFOT 残留物		
								质量变化/ %	残留延度 (10℃)/cm	残留针入度 (25℃)/%
试验结果	63.4	49.6	203.6	1.037	75.2	303	99.91	0.065	7.3	67.8

1.2 生物油

采用由蓖麻油生产副产品加工得到的生物油,常温下为黑褐色黏稠状液体,技术指标试验结果如表 2 所示。

表 2 生物油技术指标试验结果表

技术指标	闪点/℃	60℃黏度/ (Pa·s ⁻¹)	密度/ (g·cm ⁻³)	溶解率(三氯 乙烯)/%
试验结果	298	0.99	0.974	86.2

1.3 橡胶粉

采用由废旧子午线轮胎经常温研磨制备的 60 目橡

胶粉(Crumb Rubber, CR),其技术指标试验结果如表 3 所示。

表 3 橡胶粉技术指标试验结果表

技术指标	纤维 含量/ %	炭黑 含量/ %	拉伸 强度/ MPa	丙酮 抽出物/ %	灰分/ %	橡胶烃 含量/ %	金属 含量/ %
试验结果	0.18	33	16.5	9	3.6	45	0.03

1.4 粗集料

采用辉绿岩作为废旧橡胶粉改性生物沥青混合料的粗集料,其技术指标试验结果如表 4 所示。

作者简介: 杨湘宁(1993—),工程师,主要从事路基、路面、养护工程研究工作。

表 4 辉绿岩粗集料主要技术指标试验结果表

测试项目	软石含量/%	压碎值/%	黏附性/级	洛杉矶磨耗损失/%	坚固性/%	表观相对密度	磨光值/PSV	吸水率/%	粒径			
									<0.075 mm 颗粒含量/%	针片状颗粒含量/%		混合料
										粒径 >9.5 mm	粒径 <9.5 mm	
试验结果	0.4	9	5	12	6	2.86	52	1.2	0.8	8	3	4

1.5 细集料

采用辉绿岩作为废旧橡胶粉改性生物沥青混合料的细集料,其技术指标试验结果如表 5 所示。

表 5 辉绿岩细集料主要技术指标试验结果表

测试项目	砂当量/%	亚甲蓝值/(g·kg ⁻¹)	表观相对密度	棱角性/s	坚固性/%	含泥量(粒径<0.075 mm 颗粒含量)/%
试验结果	79	1.2	2.76	41	2.9	1.5

1.6 填料

本文采用由石灰岩磨细得到的矿粉作为废旧橡胶粉改性生物沥青混合料的矿料,其技术指标试验结果如表 6 所示。

表 6 矿粉主要技术指标试验结果表

测试项目	含水率/%	塑性指数/%	表观相对密度	亲水系数	粒度范围/%			
					<0.075 mm	<0.15 mm	<0.30 mm	<0.60 mm
试验结果	1.3	2.6	2.76	1.2	87	93	98	100

2 废旧橡胶粉改性生物沥青制备

将埃索 70[#] 石油沥青加热至 140 ℃,按其质量 20% 的比例加入蓖麻油进行混溶,采用高速搅拌剪切机以 4 000 r/min 转速持续剪切 30 min,即得到蓖麻油生物沥青。将蓖麻油生物沥青加热至 175 ℃ 后,掺入预先称量好质量的废旧橡胶粉,使用高速搅拌剪切机以 5 000 r/min 转速持续剪切 60 min,并将其置于 120 ℃ 烘箱中溶胀发育 60 min,即制得不同掺量的废旧橡胶粉改性生物沥青^[6]。

3 废旧橡胶粉改性生物沥青化学组成

为研究废旧橡胶粉与蓖麻油对埃索 70[#] 石油沥青化学组成的影响,本文通过 SARA 沥青四组分试验对废旧橡胶粉改性,测试结果如表 7 所示。

表 7 废旧橡胶粉改性生物沥青化学组成测试结果表

类型	饱和分/%	芳香分/%	沥青质/%	胶质/%
埃索 70 [#]	25.3	36.2	16.3	22.2
20% 蓖麻油+埃索 70 [#]	30.4	38.5	8.3	22.8
10% 胶粉+20% 蓖麻油	31.8	36.1	8.7	23.4
20% 胶粉+20% 蓖麻油	27.4	41.5	7.8	23.3
30% 胶粉+20% 蓖麻油	25.6	43.4	8.6	22.4

由表 7 可知,埃索 70[#] 石油沥青与蓖麻油充分混合后,沥青中的饱和分与芳香组分含量明显提高,而沥青质组分含量明显降低,胶质含量变化幅度较小,这可能是

蓖麻油中含有的大量轻质组分使得蓖麻油生物沥青的轻质组分含量相较埃索 70[#] 石油沥青明显提高,同时一定程度上降低了埃索 70[#] 石油沥青的沥青质组分含量。宏观上表现为埃索 70[#] 石油沥青加入蓖麻油后,黏度明显降低、流动性增大。当蓖麻油生物沥青中继续加入废旧橡胶粉后,沥青试样的化学组分均未出现明显变化,说明废旧橡胶粉对蓖麻油生物沥青的改性作用主要为物理溶胀作用,可能有部分化学反应存在,但对蓖麻油生物沥青的化学组分影响较弱。

4 废旧橡胶粉改性生物沥青流变性能

为研究废旧橡胶粉与蓖麻油对埃索 70[#] 石油沥青高温流变性能与老化特性的影响,使用动态剪切流变仪开展原样沥青与 RTFOT 老化沥青试样的单点温度扫描试验,并采用流变老化指数 h_{RAI} (式 1) 评价废旧橡胶粉改性生物沥青的老化特性,结果如图 1 至图 3 所示。

$$h_{RAI} = ((G^* / \sin \delta)_{aged} - (G^* / \sin \delta)_{unaged}) / (G^* / \sin \delta)_{unaged} \quad (1)$$

式中: h_{RAI} ——流变老化指数;

$(G^* / \sin \delta)_{aged}$ ——老化前沥青抗车辙因子/kPa;

$(G^* / \sin \delta)_{unaged}$ ——老化后沥青抗车辙因子/kPa。

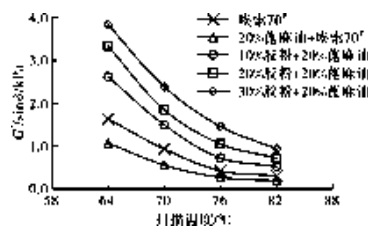


图 1 原样沥青抗车辙因子试验结果曲线图

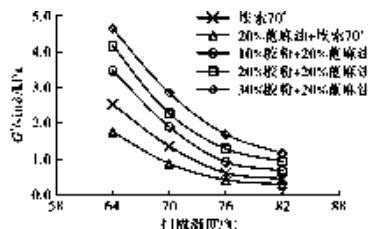


图2 RTFOT 后沥青抗车辙因子试验结果曲线图

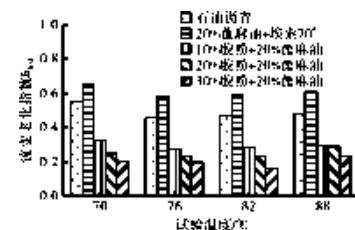


图 3 沥青流变老化指数试验结果柱状图

根据图 1、图 2 可知,埃索 70# 沥青掺入蓖麻油后,在相同试验温度下的抗车辙因子降低 37.6%,掺入 10%~30% 质量分数的废旧橡胶粉进行复合改性后,抗车辙因子分别提高 66.3%、122.5%、186.6%,改性沥青抗车辙因子随橡胶粉的掺量增大而提高。抗车辙因子主要表征沥青胶结料在高温条件下抵抗剪切变形的能力,其值越大则说明沥青的高温抗车辙变形能力越强、高温流变性能越好。结果表明蓖麻油对埃索 70# 石油沥青的高温流变性能存在一定的负面影响,蓖麻油生物沥青在高温荷载共同作用下更容易产生车辙变形,结合化学组分试验结果分析,可能是由于蓖麻油中大量的轻质组分降低了埃索 70# 石油沥青的黏度与弹性特征,使蓖麻油生物沥青高温流变性能弱于埃索 70# 石油沥青。在蓖麻油生物沥青中掺入废旧橡胶粉后,橡胶颗粒能够吸附蓖麻油生物沥青中的轻质组分形成稳定的空间交联结果,从而明显改善蓖麻油生物沥青的弹性特征、降低发生车辙变形的可能性。

由图 3 可知,埃索 70# 石油沥青在掺入蓖麻油后流变老化指数 h_{RAI} 提高 5.7%,而继续掺入废旧橡胶粉后流变老化指数 h_{RAI} 降低 9.6%~14.2%。 h_{RAI} 主要表征沥青老化前后性质的变化程度, h_{RAI} 越小则抗老化能力越强。结果表明掺入蓖麻油会降低埃索 70# 石油沥青的抗老化能力,这是由于蓖麻油中较高的轻质组分含量一定程度上促进了热氧作用下埃索 70# 石油沥青组分的降解程度,加快了埃索 70# 石油沥青的老化进程,而采用废旧橡胶粉后,橡胶颗粒的吸附作用则可能延缓了热氧老化过程中轻质组分的挥发、降解,从而提高蓖麻油生物沥青的抗老化特性。

为研究废旧橡胶粉与蓖麻油对埃索 70# 石油沥青低温流变性能的影响,本文开展低温弯曲梁流变试验,测试废旧橡胶粉改性生物沥青的蠕变速率 m 与蠕变劲度 S ,结果如图 4、图 5 所示。

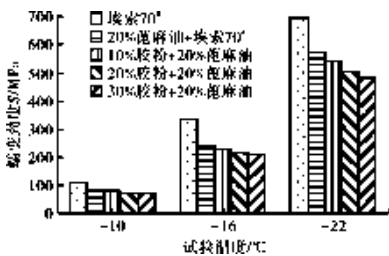


图 4 蠕变劲度测试结果图

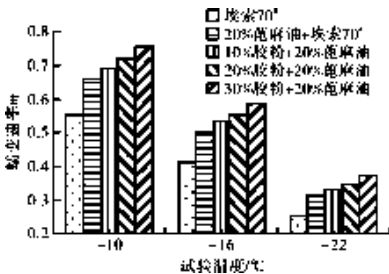


图 5 蠕变速率测试结果图

根据图 4 与图 5 可知,与埃索 70# 石油沥青相比,蓖麻油生物沥青与废旧橡胶粉改性生物沥青在相同测试温度下均具备更低的蠕变劲度与更高的蠕变速率,其中掺入 20% 蓖麻油后沥青蠕变劲度下降 17.2%~28.2%、蠕变速率提高 18.9%~23.7%;继续掺入 10%~30% 废旧橡胶粉后沥青蠕变劲度下降 21.8%~37.3%、蠕变速率提高 24.6%~46.2%。蠕变劲度越小、蠕变速率越大则说明沥青胶结料在低温环境下具备更好柔韧变形能力与减少材料温度应力积累的可能性。结果表明蓖麻油与废旧橡胶粉均能改善埃索 70# 石油沥青的低温流变性能,提高埃索 70# 石油沥青低温环境下的应力松弛与抗裂能力,这可能是由于蓖麻油中含量较高的轻质组分与橡胶颗粒的吸附作用增强了埃索 70# 石油沥青的低温抗裂性能。

5 废旧橡胶粉改性生物沥青混合料路用性能

为研究废旧橡胶粉与蓖麻油对埃索 70# 石油沥青混合料路用性能的影响,本文通过高温车辙试验、低温小梁弯曲试验与冻融劈裂试验对废旧橡胶粉改性生物沥青混合料路用性能进行测试,所采用的混合料级配如表 10 所示(油石比为 5.6%),试验结果如表 11 所示。

表 10 废旧橡胶粉改性生物沥青混合料级配表

规格	各筛孔/mm 通过质量百分率/%										
	16	13.2	9.5	4.75	2.36	1.18	0.6	0.3	0.15	0.075	
ARAC-13	100	94.8	67.2	35.6	20.3	17.1	12.5	3.9	6.3	4.8	

表 11 废旧橡胶粉改性生物沥青混合料试验结果表

沥青类型	60℃动稳定度/ (次·mm)	破坏应变/ $\mu\epsilon$	冻融劈裂 强度比/%
埃索 70#	2 144	2 727.5	71.2
20% 蓖麻油 + 埃索 70#	1 791	3 642.4	66.8
10% 胶粉 + 20% 蓖麻油	3 367	3 795.4	80.7
20% 胶粉 + 20% 蓖麻油	4 988	4 149.4	84.2
30% 胶粉 + 20% 蓖麻油	6 182	4 628.8	87.5

规范要求	夏炎热区	冬严寒区	年降雨量 ≥ 600 mm 地区
	改性沥青混合料 $\geq 2 800$	改性沥青混合料 $\geq 2 800$	改性沥青混合料 ≥ 80

由表 11 可知,与埃索 70# 石油沥青混合料相比,蓖麻油生物沥青混合料动稳定度下降 16.5%、低温破坏应变提高 33.5%、冻融劈裂强度比下降 6.2%,表明蓖麻油生物沥青混合料高温抗车辙性能与水稳定性劣于埃索 70# 石油沥青混合料,而低温抗裂性能优于埃索 70# 石油沥青混合料。废旧橡胶粉改性生物沥青混合料的动稳定度、低温破坏应变与冻融劈裂强度比均高于埃索 70# 石

油沥青混合料和蓖麻油生物沥青混合料,其中动稳定度高出埃索 70[#] 石油沥青混合料 57%~188%、低温破坏应变高出埃索 70[#] 石油沥青混合料 39%~70%、冻融劈裂强度比高出埃索 70[#] 石油沥青混合料 13%~23%,表明废旧橡胶粉能有效改善蓖麻油生物沥青混合料的高温抗车辙性能、低温抗裂性与水稳定性,且均满足规范对于改性沥青混合料路用性能的相关要求。

6 结语

(1)埃索 70[#] 石油沥青与蓖麻油充分混合后,沥青中的饱和分与芳香分含量明显提高,沥青质组分含量明显降低,胶质含量变化幅度较小,而废旧橡胶粉对沥青的化学组分影响不显著。

(2)蓖麻油对埃索 70[#] 沥青的高温流变性能存在一定的负面影响,蓖麻油生物沥青在高温荷载共同作用下更容易产生车辙变形,而掺入 10%~30% 质量分数的废旧橡胶粉进行复合改性后,抗车辙因子提高 66.3%~186.6%,废旧橡胶粉能改善生物沥青的弹性特征、降低发生车辙变形的可能性。

(3)掺入蓖麻油将会降低埃索 70[#] 石油沥青的抗老化能力,而掺入 10%~30% 废旧橡胶粉后沥青流变老化指数 h_{RAI} 降低 9.6%~14.2%,废旧橡胶粉能延缓蓖麻油生物沥青在热氧老化过程中轻质组分的挥发、降解,从而提高蓖麻油生物沥青的抗老化特性。

(4)蓖麻油与废旧橡胶粉均能改善埃索 70[#] 石油沥

青的低温流变性能,提高埃索 70[#] 石油沥青低温环境下的应力松弛与抗裂能力,掺入 10%~30% 废旧橡胶粉后沥青蠕变劲度下降 21.8%~37.3%、蠕变速率提高 24.6%~46.2%。

(5)蓖麻油生物沥青混合料高温抗车辙性能与水稳定性劣于埃索 70[#] 石油沥青混合料,而低温抗裂性能优于石油沥青混合料;废旧橡胶粉能有效改善蓖麻油生物沥青混合料的高温抗车辙性能、低温抗裂性与水稳定性,且均满足规范对于改性沥青混合料路用性能的相关要求。

参考文献

- [1]代金洪,赵毅,王刚,等.生物基聚氨酯改性沥青研究进展[J].化工新型材料,2024,52(9):222-227.
- [2]胡隆,邵鹏坤,吕大春.再生炭黑改性生物沥青流变性能研究[J].西部交通科技,2023(6):28-30,175.
- [3]李宁利,常紫攀,栗培龙.稻壳油生物沥青老化条件及老化机理研究[J].材料科学与工艺,2024(3):1-13.
- [4]兰伟伟,殷卫永.橡胶复合改性沥青制备工艺优化及规模化应用[J].合成材料老化与应用,2024,53(2):76-79.
- [5]李宁利,梁文鑫,栗培龙,等.铅锆偶联剂改善生物沥青混合料水稳定性研究[J].大连理工大学学报,2024,64(2):213-220.
- [6]姚汉敏,陆江银.SBS/橡胶粉复合改性混合植物沥青的制备及其性能研究[J].化工新型材料,2024,52(4):254-263,267.

收稿日期:2025-01-22

(上接第 73 页)

表 4 采空区注浆处治检测项目及验收指标表

序号	必检项目	检测标准	检测方法
1	充填率 $\eta/\%$	≥ 80	钻探取芯
2	结石体无侧限抗压强度 R_c/MPa	≥ 0.3	取样室内试验
3	横波波速 $v_s/(\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	≥ 250	孔内波速测试

7 结语

(1)采用高密度电法、微动法及钻探相结合的复合勘察技术,可有效识别采空区空间分布特征,为后续方案制定提供准确依据。

(2)直接强夯法在处理浅层不存在完整基岩顶板的采空塌落带时效果较好,但对埋深较大、顶部有中风化岩层的采空层,其处治效果有限,在实际工程应用中需谨慎考虑。

(3)“局部挖除回填+强夯+注浆”组合方案适用于处治膨胀土特殊地质及采空区,能够较好地平衡工程成本和工期要求,但施工过程中要高度重视注浆质量的把控,采取防排水措施,避开雨季施工,以确保处治效果达到预期目标。

(4)K20+480~K20+660 段施工处治完成后,通过现场检测,处治效果能达到规范及设计要求。后续研究将结合工后沉降监测数据,建立沉降预测模型与工程验证的联动机制,优化处置方案的时效性评估体系。

参考文献

- [1]童立元,刘松玉,邱钰,等.高速公路下伏采空区问题国内外研究现状及进展[J].岩石力学与工程学报,2004(7):1198-1202.
- [2]李建文,唐咸远,肖杰,等.公路膨胀土地基下伏采空区勘察及处治[J].中外公路,2013,33(4):14-17.
- [3]唐咸远,李用鹏.膨胀土地基失稳引起路堤滑坡的综合处治技术[J].公路,2011(12):6-10.
- [4]何伟兵.河南鹤壁某高速公路煤矿采空区综合勘察方法及稳定性评价应用研究[J].公路,2025(2):48-57.
- [5]中华人民共和国交通运输部.采空区公路设计与施工技术规范:JTG/T 3331-03—2024[S].北京:人民交通出版社股份有限公司,2024:26-27,41-59.
- [6]中华人民共和国交通运输部.公路膨胀土路基设计与施工技术规范:JTG/T 3331-07—2024[S].北京:人民交通出版社股份有限公司,2024:22-38.

收稿日期:2025-01-22

基于多尺度模型的竖转施工拱脚铰有限元分析

凌塑奇, 张晓宇, 李芳园, 杨浩, 余庭嘉

(广西交通设计集团有限公司, 广西 南宁 530029)

摘要: 文章采用多尺度建模方法建立完整拱肋拼装节段模型, 分析了拱脚铰及相关构件的受力性能、接触面摩擦系数敏感性以及拱脚钢板的必要性。结果表明: 各工况下拱脚构件受力及弹性稳定满足要求; 拱脚构件受力对接触面摩擦系数不敏感; 不设置拱脚钢板会导致主弦管应力增大, 建议拱脚处设置钢板以避免施工阶段产生过大应力。

关键词: 钢管混凝土拱桥; 竖转施工; 多尺度模型; 实体有限元

中图分类号: U445.4 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.023

文章编号: 1673-4874(2025)05-0078-05

0 引言

竖转施工法相比其他常见的拱桥施工方法, 例如缆索吊装法和整体提升法, 具有对施工场地要求更低、施工限制较少、对跨线航道或道路的影响更小等特点^[1], 在拱桥建设中得到快速发展^[2-4]。本文依托工程平陆运河航道跨线桥梁——南珠大街跨江桥位于钦州市中心城区交通繁忙路段, 周边建筑密度大, 桥梁与航道改造同步进行, 桥梁施工需尽量减少对通航的影响。多种限制条件下, 竖转施工法成为该桥建设的最优选择。

作为竖转过程中的关键构件, 拱脚铰的安全性是竖转施工成功的关键, 有必要对拱脚铰的受力情况进行分析。目前相关的研究倾向于对拱脚铰建立精细的局部模型进行分析^[5-9]。这虽然可以较好地模拟拱脚铰的接触问题, 但是对于模型的边界条件模拟不够准确, 且不能反映拱脚铰对拱脚腹杆、主弦管等桥梁永久结构的影响。针对这些问题, 本文拟采用多尺度建模的方法解决。多尺度建模方法能够平衡建模精度和计算代价, 可更加逼真地模拟复杂受力构件的边界状况及其在整体结构响应中的性能, 已在多个领域得到广泛应用^[10]。

本文将建立多尺度的完整拱肋拼装节段模型, 开展如下研究: (1) 考察拱脚铰受力情况及其对拱脚腹杆、主弦管等桥梁永久结构的影响; (2) 分析拱脚铰对接触面的摩擦系数取值变动的敏感性, 施工中对摩擦面的处理可能导致摩擦系数与计算假定有差异, 而现有研究尚未明确该变动对结构受力的影响, 因此本文将对此问题进一步分析; (3) 分析设置拱脚钢板的必要性, 在部分项目中, 拱脚处设置三角钢板与拱脚腹杆焊接, 以增强拱脚处的整体性, 但这也会增加拱脚的加工难度, 经查阅多个类似项目的设计图纸及相关研究, 拱脚钢板的必要性尚未有定论, 值得深入研究。

1 工程概况

依托工程南珠大街跨江桥为中承式钢管混凝土提篮拱桥, 计算跨径为 180 m、计算矢高为 45 m、矢跨比为

1/4。拱轴线采用悬链线, 拱轴系数 $m = 1.5$ 。拱肋为钢管混凝土桁架式结构, 共两片拱肋, 拱铰铰心横桥向中心间距为 36.5 m, 两拱肋在竖直面内向桥轴线侧倾斜 15° , 形成提篮式。单片拱肋采用变高度四管桁式截面, 拱顶截面径向高 3.6 m, 拱脚截面径向高 5 m, 单肋宽 2.4 m。每肋上弦、下弦均为两根 $\phi 900$ mm 钢管混凝土弦管, 壁厚分 16 mm、20 mm、24 mm 三种规格, 主拱弦管采用 Q345qC 钢材, 管内混凝土采用 C50 自密实补偿收缩混凝土。主拱肋通过缀管 $\phi 630$ mm 和竖向两根腹杆 $\phi 480$ mm 钢管连接主管而构成矩形截面。拱脚段的主弦管壁厚为 24 mm, 与铰轴连接的腹杆内灌 C50 混凝土。

拱脚铰座由弧形板、支撑板、底钢板和加劲肋等组成, 材料为 Q345qC 钢材。弧形板厚度为 30 mm、内径为 1 000 mm、圆心角为 172.4° ; 支撑板厚 30 mm; 底钢板厚 30 mm、宽 1 900 mm、长 2 400 mm。铰轴由外径为 1 000 mm、壁厚为 24 mm 的钢管与端部封板组成, 材料为 Q345qC 钢材, 内灌 C50 混凝土。如图 1 所示。

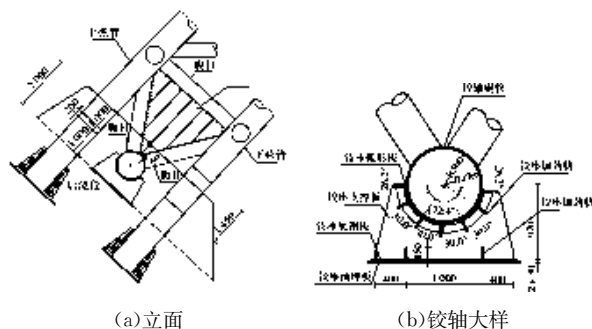


图 1 拱脚铰示意图

2 计算模型

建立如图 2 所示的多尺度有限元模型。模型建模范围包括一岸的完整拱肋拼装节段。拱脚部分采用微观尺度模型, 钢管与钢板构件采用壳单元, 管内混凝土采用六面体实体单元建模, 模型网格尺寸为 0.1 m; 其余部分采用宏观尺度模型, 钢管构件采用梁单元建模, 拉索与拱脚

基金项目: 广西科技重大专项资助项目“平陆运河跨线桥梁拆建再利用及交通组织优化关键技术研究”(编号: 桂科 AA23062022)

第一作者简介: 凌塑奇 (1994—), 硕士, 工程师, 研究方向: 桥梁工程。

临时拉杆采用桁架单元建模,模型网格尺寸为2 m。

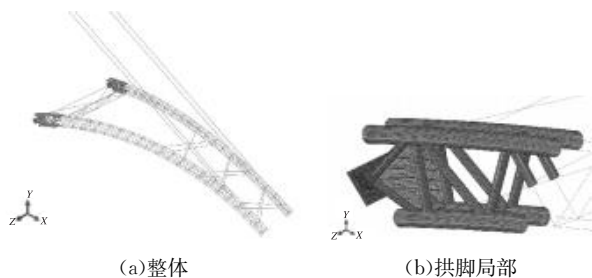


图2 有限元模型图

模型钢管与钢板采用 Q345qC 钢材;拉索与拱脚临时拉杆采用钢绞线,抗拉强度标准值为1 860 MPa;管内混凝土采用 C50 混凝土。模型材料参数取值如表 1 所示。

表 1 模型材料参数取值表

构件	强度等级	弹性模量/MPa	密度/(kg·m ⁻³)	泊松比
钢管/钢板	Q345qC	2.06e5	8 005	0.3
拉索/拱脚临时拉杆	1 860	1.95e5	8 005	0.3
管内混凝土	C50	3.45e4	2 653	0.2

微观尺度模型与宏观尺度模型的连接处采用耦合约束(Coupling),连接端部的梁单元节点作为主节点与对应位置的壳单元节点耦合。钢管与管内混凝土之间采用共节点连接。微观尺度模型的腹杆与主弦管、拱脚钢板与腹杆、缀管与主弦管之间在交界处用绑定(tie)连接。

拱脚铰轴钢管与铰座弧形板之间设置接触,接触面法向为“硬接触”,切向为库仑摩擦,摩擦系数取 0.1^[11]。

模型约束拱脚铰座的底钢板节点和拉索锚固端节点的全部自由度。

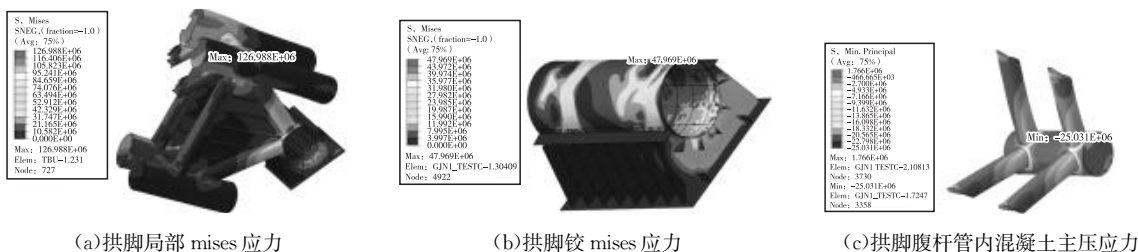


图3 拱脚构件应力分布云图

从上述结果可以看出,各工况的拱脚构件的最大 mises 应力均出现在主弦管,位于主弦管与拱脚腹杆相交处,最不利工况为竖转结束考虑风荷载的工况,最大应力为142.9 MPa,小于钢材屈服强度。拱脚腹杆最大 mises 应力出现在拱脚腹杆与拱脚铰轴相交处,最不利工况为竖转开始工况,最大应力为121.0 MPa,小于钢材屈服强度。拱脚铰的最大 mises 应力出现在拱脚铰轴与拱脚腹杆相交处,最不利工况为竖转结束工况,最大应力为59.7 MPa,小于钢材屈服强度。拱脚腹杆管内混凝土主压

3 静力分析

3.1 计算工况

结合转体施工过程的结构受力特点,考虑三种较为不利的工况:

(1)竖转开始工况,此时已撤除拱肋支架、张拉拉索,拱肋节段即将向上转动。该工况考虑结构自重、拉索和临时拉杆的预拉力等,拉索预拉力每根1 572 kN,临时拉杆预拉力每根500 kN。

(2)竖转结束工况,此时拱肋节段已转动到位,两岸主拱肋尚未合龙。该工况考虑结构自重、拉索和临时拉杆的预拉力等,拉索预拉力每根1 165 kN,临时拉杆预拉力每根500 kN。

(3)竖转结束,此时拱肋节段已转动到位,两岸主拱肋尚未合龙,可能承受较大风荷载。该工况考虑结构自重、拉索和临时拉杆的预拉力以及风荷载(按照 11 级风, C 类地表计算)等,拉索预拉力每根为1 165 kN,临时拉杆预拉力每根为500 kN,主弦管风荷载为710.7 N/m、腹杆风荷载为379.1 N/m。

3.2 计算结果

本节分析主要关注拱脚构件的受力情况,各工况的应力结果如表 2 所示,应力分布(以竖转开始工况为例)如图 3 所示。

表 2 各工况的拱脚构件应力汇总表 单位:MPa

编号	工况	主弦管 mises 应力	拱脚腹杆 mises 应力	拱脚铰 mises 应力	管内混凝土 主压应力
1	竖转开始	127.0	121.0	48.0	25.0
2	竖转结束	119.1	113.7	59.7	26.2
3	竖转结束 考虑风荷载	142.9	119.2	58.9	27.0

应力最大值为27 MPa,小于混凝土的抗压强度标准值。

静力分析结果表明,拱脚构件受力满足要求。

4 弹性稳定性分析

从静力分析的结果中发现,竖转结束考虑风荷载工况下拱脚构件的 mises 应力最大。该工况下前三阶失稳模态如图 4 所示,失稳位置包括拱脚铰座的支撑板、拱脚三角钢板等。最小弹性稳定系数为 22.2,满足要求。

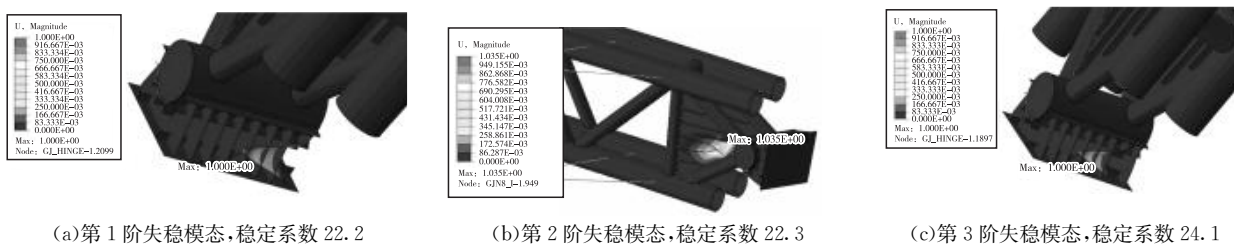


图4 弹性稳定失稳模态云图

5 摩擦系数敏感性分析

上述分析中,铰轴与铰座弧形板之间的摩擦系数取值是在缺乏试验数据下的假定值,参考自《公路桥涵施工技术规范》(JTG T3650—2020),实际施工中可能会与计算假设存在差异。为探究摩擦系数变动对结构受力的

影响,本文对摩擦系数取值进行敏感性分析。以原假定的摩擦系数上下浮动 50%,分别取 0.05、0.1 和 0.15,施加竖转开始工况的荷载进行分析,结果如图 5 至图 8 所示。

由图 5 可知,摩擦系数越大,拱脚铰轴与铰座之间的相对位移越小。

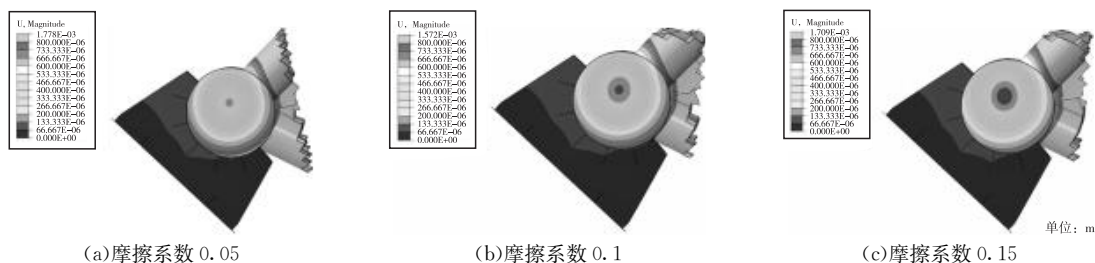


图5 总位移云图

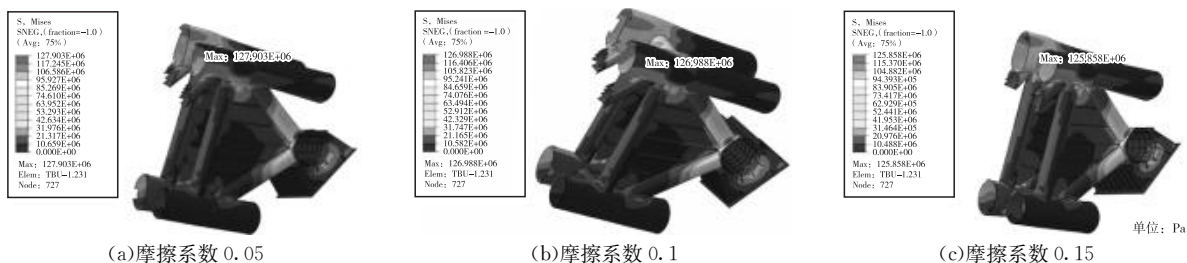


图6 拱脚部分 Mises 应力云图

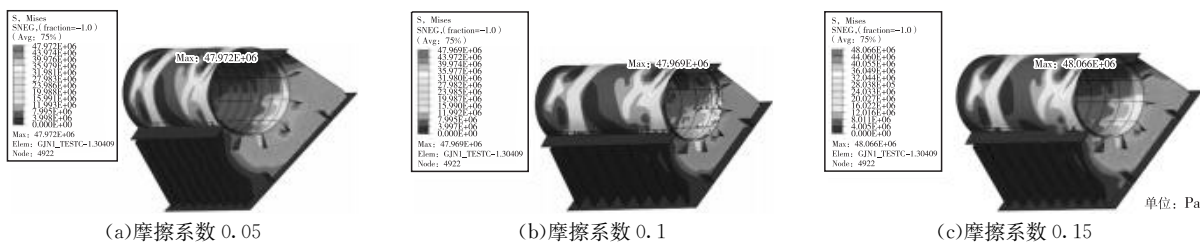


图7 拱脚铰 Mises 应力云图

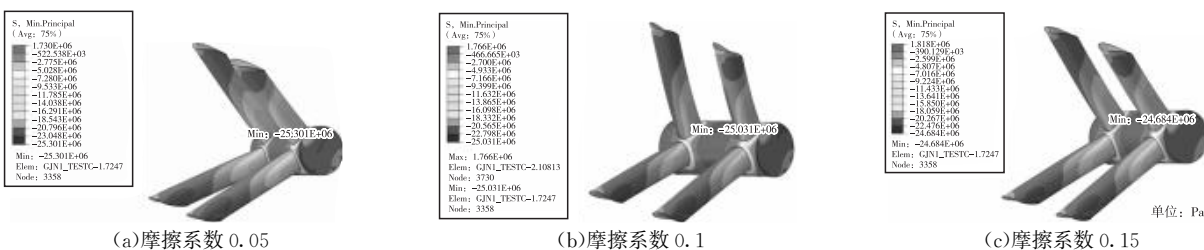


图8 管内混凝土主压应力云图

由图 6 至图 8 可知,不同摩擦系数取值的拱脚构件应力分布没有明显区别。应力结果汇总如表 3 所示。

由表 3 可知,以原假定摩擦系数 0.10 为基准,上下

浮动 50%(即 0.05 和 0.15)的情况下,各构件的应力变化均<2%,各构件的应力对摩擦系数的变化不敏感。

表 3 不同摩擦系数取值的拱脚构件应力汇总表

单位:MPa

摩擦系数	主弦管 mises 应力		拱脚腹杆 mises 应力		拱脚铰 mises 应力		管内混凝土主压应力	
	应力值	变化量	应力值	变化量	应力值	变化量	应力值	变化量
0.10(基准)	127.0	—	121.0	—	48.0	—	25.0	—
0.05	127.9	0.7%	122.3	1.1%	48.0	0	25.3	1.2%
0.15	125.9	-0.9%	120.1	-0.7%	48.1	0.2%	24.7	-1.2%

6 拱脚钢板作用分析

原拱脚设计中,拱脚腹杆与三角钢板焊接。经查阅多个类似项目的设计图纸及相关研究文献,拱脚钢板的必要性尚未有定论。设置拱脚钢板,有利的是可以使拱脚上下腹杆共同受力,不利的是增加了拱脚处的加工难度。本文对设置拱脚钢板的必要性展开分析,对比了有无拱脚钢板情况的各构件应力,结果如图 9 至图 11 所示。

由图 9 至图 11 可知,有无拱脚钢板的拱脚构件应力分布没有明显区别。应力结果汇总如表 4 所示。

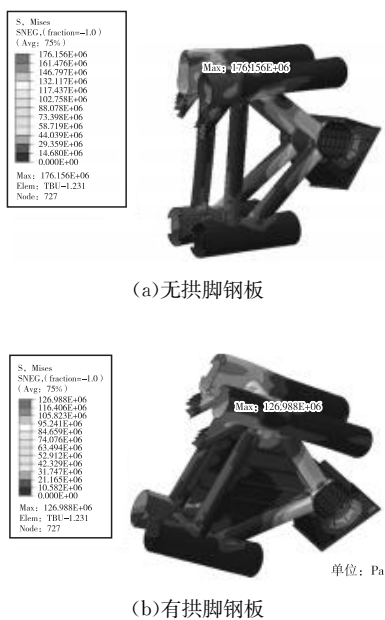


图 9 拱脚部分 Mises 应力云图

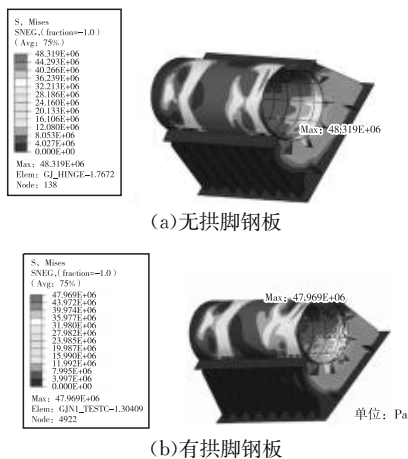


图 10 拱脚铰 Mises 应力云图

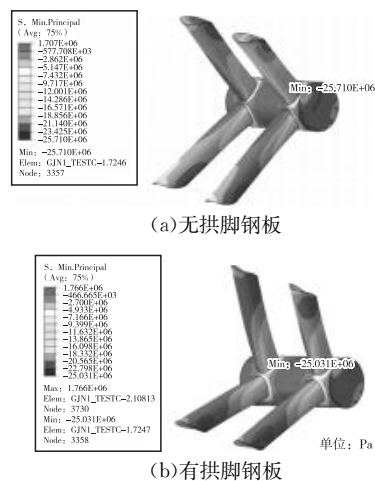


图 11 管内混凝土主压应力云图

表 4 有无拱脚钢板情况下的拱脚构件应力汇总表

单位:MPa

拱脚钢板 设置情况	主弦管 mises 应力		拱脚腹杆 mises 应力		拱脚铰 mises 应力		管内混凝土主压应力	
	应力值	变化量	应力值	变化量	应力值	变化量	应力值	变化量
无拱脚钢板	176.2	38.9%	131.9	9%	48.3	0.6%	25.7	2.8%
有拱脚钢板	127.0		121.0		48.0		25.0	

由表 4 可知,无拱脚钢板的情况下,主弦管应力增大了 38.9%,拱脚腹杆应力增大了 9%,拱脚铰的应力仅增大 0.6%,管内混凝土应力仅增大 2.8%。不设置拱脚钢板,主要对主弦管的受力产生不利影响,对其余构件的应

力影响不大。考虑到主弦管在封拱脚后仍是主要受力构件,应避免在施工阶段产生过大的应力,因此建议拱脚处设置拱脚钢板。

(下转第 185 页)

纳米硅负离子涂料在公路隧道中的应用分析

陈远志¹, 李光运², 彭晓春²

(1. 广西新发展交通集团有限公司, 广西 南宁 530029; 2. 广西交通设计集团有限公司, 广西 南宁 530029)

摘要: 为提升驾驶员在隧道内行驶的安全性与舒适性, 降低运营单位的维护频次, 同时契合节能环保等理念, 文章研究了一种创新型功能材料——纳米硅负离子涂料在隧道场景中的应用, 该涂料具备高反射率、耐沾污性、强附着力与耐久性以及防火阻燃等特点。结合高速公路隧道工程案例, 表明纳米硅负离子涂料能够辅助隧道照明, 实现隧道内的节能降本, 并显著改善隧道内的行车环境。

关键词: 隧道; 节能环保; 创新型功能材料; 纳米硅负离子涂料

中图分类号: U454.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.024

文章编号: 1673-4874(2025)05-0082-03

0 引言

隧道内环境封闭, 车辆行驶排放的尾气、扬尘等污染物容易在隧道内聚集, 加上湿度较高, 对隧道衬砌面装饰及保护性涂层的性能要求较高。隧道传统防火涂料在实际应用的过程中存在一系列问题, 如容易结尘、表面发乌情况严重、难以清理等, 严重影响隧道内的照度, 也在一定程度上使行车安全受到影响。同时, 传统防火涂料因隧道渗漏水、施工质量参差不齐等容易出现脱落现象, 进而直接威胁行车安全。纳米硅负离子涂料的出现为隧道内壁涂装提供了新的和有效的解决方案。纳米硅负离子涂料综合利用了纳米硅特殊的材料性能, 具有多种优良的功能, 具有一定的应用价值。

1 国内外研究现状

国外隧道涂料的研究相对较早, 研究较为成熟, 如日本千叶大学的研究团队开发一种基于 TiO_2 的可见光分解有害气体光催化涂料, 在隧道内部作墙面涂料时具有降低隧道内有害气体浓度和较强抗菌功能等效果; 德国巴斯夫公司(BASF)针对隧道内特殊环境研发了系列水性涂料, 具有耐久性高、挥发性有机物(VOC)低的特点。

近年来, 国内在公路隧道涂料研究方面也取得了进展。冯守中等^[1]提出了一种多功能储能发光涂料, 该涂料可以提升壁面与地面的亮度比, 从而提升驾驶人员的视觉功效; 黄灵娟等^[2]研发出一种添加了纳米沸石粉的瓷化涂料, 将隧道亮度提高了近3倍, 这一成果不仅大幅提升了隧道的安全运行能力, 还能降低照明灯具的瓦数, 实现绿色节能。

本文所提出的纳米硅负离子涂料, 是一种现代化高科技制备的新型易清洗、耐污染、防霉抗菌、释放负氧离子、绿色环保、防火阻燃的复合功能型涂料^[3], 其独特的性能优势和广阔的应用前景也吸引了国内外学者和科研机构的关注。目前针对该涂料的研究正逐步深入, 以实现更广泛、高效的应用。

2 涂料的物理特性

2.1 高反射率

纳米硅负离子涂料的可见光反射率相较于传统的隧道涂料提高了20%~30%。纳米硅负离子涂料中含有纳米级的硅颗粒, 这些颗粒的粒径通常在1~100 nm。由于纳米的小尺寸效应及量子尺寸效应^[4], 硅颗粒对光线具有较高的反射和散射特性, 这种高反射和散射特性能够有效提高隧道内的整体亮度, 减少照明死角。

2.2 耐沾污性

纳米硅负离子涂料的表面具有较低的表面能, 使得灰尘、油污等污染物难以附着在涂层表面。同时, 涂料中释放的负离子能够与空气中的水分子结合, 形成具有氧化性的羟基自由基, 这些自由基能够分解有机污染物, 实现涂层的自清洁功能。在实际应用中, 采用纳米硅负离子涂料的隧道壁面在经过一年的使用后, 表面污染程度明显低于传统涂料。有关测试结果表明, 隧道内涂装纳米硅负离子涂料后, 其侧壁的清洗费用可降低80%^[5]。

2.3 强附着力与耐久性

纳米硅负离子涂料在涂刷时能够进入到基层的微裂纹和孔隙中, 与基层材料反应形成稳定的化学键, 从而提高涂层的附着力^[6]。此外, 该涂料具有优异的耐久性, 能够抵御紫外线、高温、潮湿等恶劣环境因素的侵蚀, 长期保持涂层的性能稳定。

2.4 防火阻燃

纳米硅负离子涂料具有良好的防火阻燃性能。在高温环境下, 涂料中的硅元素能够形成一层致密的二氧化硅保护膜, 隔绝氧气和热量的传递, 从而阻止火焰的蔓延。根据相关标准测试, 该涂料的防火等级可达A级, 能够有效提高隧道在火灾发生时的安全性。

3 涂料节能特性与原理

3.1 高反射率与照明节能

纳米硅负离子涂料在公路隧道节能方面发挥着关

基金项目: 广西科技计划项目“低碳纳米硅负离子涂料在公路隧道中的应用研究(自筹)” (编号: 桂科 AB22080002)

第一作者简介: 陈远志(1987—), 工程师, 主要从事高速公路运营管理工作。

键的作用。在隧道照明系统中,传统涂料的低反射率导致大量光线被吸收或散射损耗,而使用纳米硅负离子涂料后,由于涂层对光线的高效反射,原本被吸收或散射损耗的光线能够被重新利用,增强了隧道内的整体光照效果。纳米硅负离子涂料的可见光反射率 ≥ 0.8 ,根据《公路隧道照明设计细则》(JTG/T D70/2-01—2014)^[7]第9.3.6条,当墙面反射率达到0.7时,路面亮度可提高10%。据此可在运营期间通过降低隧道照明灯具功率,在满足照度基本要求前提下实现节能降本。

3.2 负离子释放与通风节能

公路隧道环境中,车辆尾气排放会产生大量的污染物,例如 NO_x 、颗粒物等。这些污染物排放不仅污染空气环境,还会使通风设施过滤装置阻塞,增大通风阻力,从而增加通风能耗。

纳米硅负离子涂料中含有特殊的负离子发生剂,其释放的负离子能够与空气中的污染物发生一系列物理和化学反应。负离子活性强,与污染气体分子结合后,改变了颗粒物的物理特性,使颗粒物之间的相互吸附、凝聚和降落,隧道内空气中污染物含量降低之后,减少了隧道通风运行系统的运行负荷,降低了隧道通风系统能耗。

4 工程实例应用

4.1 辅助隧道照明节能

广西贺州至巴马高速公路是《广西高速公路网规划修编(2010—2020)》“6横7纵8支线”布局方案中“横3”线,是广西东西向重要的公路通道之一。该路线全长约480 km,道路为双向四车道,设计时速为100 km/h。广西贺州至巴马高速公路(来宾至都安段)中的红渡二号隧道全长1 160 m,隧道边墙及拱部均使用纳米硅负离子涂料装饰,图案采用“蓝天白云”方案。

由于纳米硅负离子涂料的高反射率和散射率特性,当红渡二号隧道的各照明段灯具功率通过智能调光系统下调到85%时,各照明段在晴天正午的地面平均亮度实测值如表1所示。

表1 红渡二号隧道亮度标准值与实测值表(85%功率)

项目	单位: cd/m^2						
	入口 段1	入口 段2	过渡 段1	过渡 段2	中间 段	出口 段1	出口 段2
标准要求亮度值(左线)	129.5	64.8	19.4	6.5	2.5	7.5	12.5
实测亮度值(左线)	142.7	77.6	21.2	6.8	2.7	8.8	15.3
标准要求亮度值(右线)	97.1	48.6	14.6	4.9	2.5	7.5	12.5
实测亮度值(右线)	100.7	62.8	17.8	5.5	2.7	8.7	14.3

根据表1数据可知,该隧道各照明段灯具功率下降15%时,照明实际亮度值仍能满足标准亮度要求。由此可知,当隧道侧壁采用纳米硅负离子涂料涂装时,灯具功率可按未涂装时的85%进行调整。

红渡二号隧道各照明段的灯具功率设计值详见表2。

表2 红渡二号隧道灯具功率设计值表 单位: kW

项目	入口 段1	入口 段2	过渡 段1	过渡 段2	中间 段	出口 段1	出口 段2	总计
左线照明段功率	22.8	12.8	4.4	1.2	8.5	0.5	0.8	51
右线照明段功率	18.0	10.4	3.4	1.2	8.6	0.5	0.8	42.9

当实际运营方案按照8:00—20:00全部照明段灯具点亮,20:00到第二天8:00只点亮中间段照明时,全天隧道照明灯具的电能总消耗为(按灯具最大可能功率):

$$W_1 = (51 + 42.9) \times 12 + (8.5 + 8.6) \times 12 = 1\,332 \text{ kW} \cdot \text{h}$$

当灯具功率下调15%时,灯具电能总消耗为:

$$W_2 = 1\,332 \times 85\% = 1\,132.2 \text{ kW} \cdot \text{h}$$

采用365 d作为年度计算基准,年节约电量为:

$$W_a = (1\,332 - 1\,132.2) \times 365 = 72\,927 \text{ kW} \cdot \text{h}$$

根据目前广西的电价标准,按照0.95元/kW·h,则该隧道年节约照明电能费用为:

$$C_1 = 72\,927 \times 0.95 = 69\,280.65 \text{ 元}$$

4.2 辅助隧道通风节能

与红渡二号隧道同路段、交通量与长度相当的龙燕隧道(未采用纳米硅负离子涂料涂装)全长1 180 m。红渡二号隧道与龙燕隧道均设置了16台隧道射流风机,每台风机功率为30 kW。根据运营单位的统计数据,两座隧道在一季度的风机启动次数详见表3。

表3 红渡二号隧道与龙燕隧道风机启动次数对比表

隧道名称	1月风机 启动次数	2月风机 启动次数	3月风机 启动次数	合计
红渡二号隧道	2 232	2 016	2 232	6 480
龙燕隧道	2 976	2 688	2 976	8 640

由表3数据可知,单个季度红渡二号隧道相较于龙燕隧道风机启动次数减少: $8\,640 - 6\,480 = 2\,160$ 次,则全年减少次数约为: $2\,160 \times 4 = 8\,640$ 次。

以通风换气作为隧道的主要工况,换气时隧道左右洞各启动1台30 kW的射流风机,每次换气时间以10 min计,则红渡二号隧道年节约通风电量为:

$$W_b = 8\,640 \times 30 \times 2 \times 10/60 = 86\,400 \text{ kW} \cdot \text{h}$$

根据目前广西的电价标准,按照0.95元/kW·h,则该隧道年节约通风电能费用为:

$$C_2 = 86\,400 \times 0.95 = 82\,080 \text{ 元}$$

4.3 安全性与舒适度

红渡二号隧道采用纳米硅负离子涂料进行涂装,装饰后的洞内整体亮度得到了明显的提升。同时,通过涂装各类样式的景观图案,形成不同的视觉场景特效,可以缓解驾驶员行经隧道的疲劳感,减少烦躁、焦虑等不良感觉,给其带来积极、轻松的情绪,从而提高行车的安全性和舒适度。

4.4 小结

红渡二号隧道采用纳米硅负离子涂料涂装之后,在隧道照明及隧道通风方面都展现了优异的节能效果,每年节约电量为159 327 kW·h,可节省运营费用151 360.65元。此外,装饰后的隧道也可以舒缓司机在高速公路上长时间行驶的紧张感,减少隧道内的事故发生率。

5 结语

(1)本文研究了一种纳米硅负离子涂料在公路隧道中的应用,基于其独特的物理特性,可以有效缓解隧道内光照不均匀、隧道壁易污染的问题。

(2)与传统涂料相比,纳米硅负离子涂料具备更强的耐久性与防火阻燃特性,提升了隧道内的行车安全性,减少了运营单位的维护频次。

(3)基于涂料高反射性的特性,通过实际测算与理论分析表明,涂装纳米硅负离子涂料的隧道,可减少隧道内照明能耗15%,减少通风能耗25%。

(4)纳米硅负离子涂料在实际应用中可较大程度增加隧道内的整体亮度,同时涂装的景观图案可以增强行车的安全性和舒适性。

纳米硅负离子涂料除了上述的优势外,其实际应用中仍面临着一些挑战。其释放负离子的量会随着运营时间的增长而衰减,难以保持在一个稳定的水平来净化空气;由于该涂料对配制的环境和工艺有较高的要求,其

生产成本相对较高,导致隧道涂装初始投资较大。

未来,可以从提升纳米硅负离子涂料稳定性以及降低生产成本出发展开研究。随着技术的不断进步,其应用前景极为广阔,有望在诸多领域推广应用。

参考文献

- [1]冯守中,陈雪峰,冒卫星,等.多功能储能发光材料辅助隧道照明光环境研究[J].地下空间与工程学报,2021,17(6):2030.
- [2]黄灵娟,杨志义,张云.公路隧道提质升级新技术[C]//中国公路学会养护与管理分会.中国公路学会养护与管理分会第十一届学术年会论文集.福建路达交通设施有限公司,2021:454-462.
- [3]邱昊田.公路隧道照明环境改善技术研究[D].南京:东南大学,2022.
- [4]张翠,吴燕,张洋,等.纳米二氧化硅对涂料的改性研究现状[J].林业机械与木工设备,2013,41(8):16-22.
- [5]付义书,聂易彬,史玲娜,等.基于纳米硅负离子涂料的公路隧道侧壁耐污亮化技术研究与应[J].隧道建设(中英文),2023,43(S2):107-114.
- [6]张学明,罗昌信.纳米涂料在城市隧道涂装工程的应用[J].市政技术,2017,35(1):46-48,57.
- [7]中华人民共和国交通运输部.公路隧道设计规范 第二册 交通工程与附属设施:JTG D70/2—2014[S].北京:人民交通出版社,2014:30.

收稿日期:2025-01-22

(上接第50页)

S-1和S-2改良土的体积膨胀率分别为0.57%和0.64%。因此,在实际工程中针对中-高性膨胀土可适当提高石灰或水泥掺量。

(5)依托南宁至大新高速公路工程,分析了改良膨胀土的经济效益,同比换填法,其可节约成本1.46亿元。

参考文献

- [1]高大钊,袁聚云.土质学与土力学[M].北京:人民交通出版社,2006:30.
- [2]韦晨.NaCl溶液对改性陕南膨胀土强度变形特性研究[D].西安:西安工业大学,2020.
- [3]郑健龙,胡卫娜.攻克“工程癌症”[J].中国科技奖励,2010(增刊1):70-71.
- [4]Jones, L.D., & Jefferson, I. Expansive soils: Problems and practice in foundation and pavement engineering [J]. Springer Science & Business Media, 2012(1): 1-46.
- [5]张伟刚,王瑞虎,朱经亮,等.高速公路膨胀土边坡化学改良试验研究[J].合成材料老化与应用,2022,51(3):86-88.
- [6]赵辉.复合改良膨胀土工程性质及微观机理试验研究[D].合肥:合肥工业大学,2023.
- [7]Zhang Y, Zhao C, Zhang Z, et al. Study on Engineering Characteristics and Mechanism of Expansive Soil Improved by Lime-zeolite Powder [J]. Academic Journal of Architecture and Geotechnical Engineering,

2024, 6(4): 060409.

- [8]Jangid K A, Khattij J, Grover S K. Effect of multicollinearity in assessing the compaction and strength parameters of lime-treated expansive soil using artificial intelligence techniques [J]. Multiscale and Multidisciplinary Modeling, Experiments and Design, 2024, 8(1): 68.
- [9]Por S, Nishimura S, Likitlersuang S. Deformation characteristics and stress responses of cement-treated expansive clay under confined one-dimensional swelling [J]. Applied clay science, 2017(146): 316-324.
- [10]Barman D, Dash S K. Stabilization of expansive soils using chemical additives: A review [J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2022, 14(4): 1319-1342.
- [11]Chen R P, Wang H L, Hong P Y, et al. Effects of degree of compaction and fines content of the subgrade bottom layer on moisture migration in the substructure of high-speed railways [J]. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit, 2018, 232(4): 1197-1210.
- [12]交通运输部公路科学研究院.公路土工试验规程:JTG 3420—2015[S].北京:人民交通出版社,2020:122.
- [13]中交第二公路勘察设计研究院.公路路基设计规范:JTG D30—2015[S].北京:人民交通出版社,2015:72-76.
- [14]中华人民共和国交通运输部.公路沥青路面设计规范:JTG D50—2017[S].北京:人民交通出版社,2017:7-12.

收稿日期:2025-01-22

行人激励下城市钢箱梁天桥的振动舒适度分析

廖肇乾,陈今东,宋族栏,刘明

(广西交通设计集团有限公司,广西 南宁 530029)

摘要:针对传统规范基于敏感频率规避和静力指标的舒适度评价方法存在的局限性,文章选取某城市钢箱梁天桥为依托工程,通过系统分析各国规范评价体系差异,结合有限元建模分析,对比了不同行人荷载模式下的桥梁动力响应特性。结果表明该天桥在竖向和侧向振动舒适度方面均未能满足规范要求。同时还研究了不同规范下桥梁舒适度的计算方法,可为同类桥梁的舒适度设计提供理论依据和技术参考。

关键词:钢箱梁;城市天桥;舒适度;频率;动力响应

中图分类号: U448.21⁺3 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.025

文章编号: 1673-4874(2025)05-0085-03

0 引言

人行天桥最初的设计目的是实现人车分流,缓解交通拥堵,并保障行人安全。随着城市现代化进程的推进,人行天桥逐渐成为城市景观的重要组成部分,涌现出大量兼具功能性与艺术性的地标性景观桥^[1]。在满足景观需求的同时,现代天桥设计趋向轻质、大跨、纤柔化发展,这得益于新材料与施工技术的进步^[2]。然而,结构截面的减小与刚度的降低导致桥梁固有频率下降,而行人步行荷载同样具有低频特性。当两者频率接近时,可能引发共振现象,进而导致桥梁出现过大的振动加速度幅值。这种共振不仅威胁结构安全,还可能引发行人心理和生理上的不适,如眩晕或恐慌感^[3]。因此,提高人行桥舒适性的关键在于控制结构振动,确保其在绝大多数工况下不会对行人造成显著影响。振动舒适度主要与振动方向、人体频率敏感区间以及振动加速度幅值有关。

本文系统梳理了国内外人行桥振动舒适性评估的相关研究和技术规范,重点对比分析了英国 BS 5400^[4]、欧洲 EN 1990^[5]、瑞典 BRO 2004^[6]、国际 ISO 10137^[7]、法国指南^[8]、德国 EN 03^[9]以及中国 CJJ69—1995^[10]等主要规范标准。研究从理论框架、方法体系和工程应用三个方面开展多维度对比分析,通过揭示不同规范体系的差异性特征,为人致振动舒适度研究提供了理论框架,也为建立适应现代桥梁工程需求的动力性能评估方法体系奠定了技术基础。

1 工程概况

本文依托项目为某城市钢箱梁人行天桥,桥梁全长为50.2 m,宽度为4 m,主梁高度为1.9 m。主桥下部结构采用V形钢管混凝土墩。桥墩与混凝土承台相连,承台底部设置两根直径为1.0 m的混凝土桩作为基础。桥墩与主梁之间连接采用球形支座,型号为QZ2000DX。梯道

段的桥墩采用钢管混凝土结构,钢管外径为800 mm,壁厚为20 mm,基础采用 ϕ 1.0 m的混凝土桩。同时,为满足桩基础与钢管墩的连接要求,在桩基础顶部1.3 m范围内直径扩大到1.5 m。桥墩与梯道之间通过板式橡胶支座连接,型号为GBZYH 300 \times 65。梯道梯脚处设混凝土桥台,梯道采用锚栓与桥台连接。全桥设计图详见图1至图3。

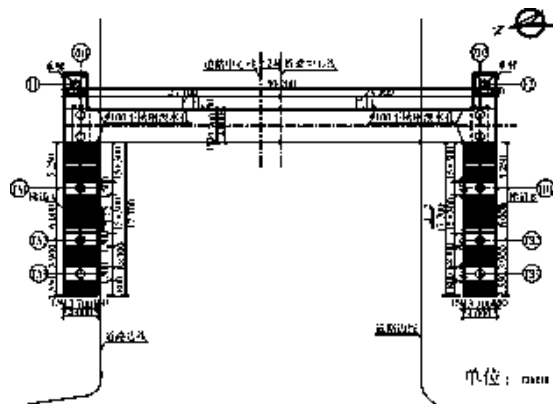


图1 桥型平面布置图

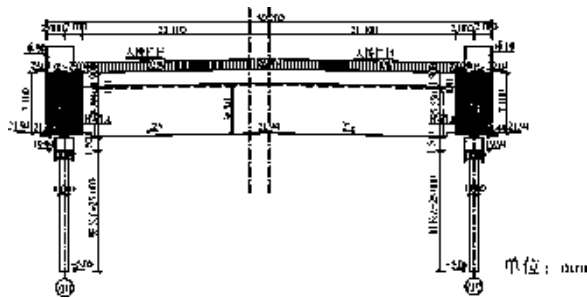


图2 桥型立面布置示意图

基金项目:2021年度广西交通运输行业重点科技项目“常规跨径钢-混凝土组合桥梁建设成套技术和标准体系研究”(桂交便函〔2021〕148号-NO.60);2022年度广西交通运输标准化项目“钢-混凝土组合梁桥技术规程”(桂交科教发〔2022〕27号-2022-12)

第一作者简介:廖肇乾(1991—),硕士,工程师,主要从事桥涵勘察、设计工作。

表3 人行天桥模态频率分析结果表

模态号	模态频率/Hz	是否满足最小频率要求
1	1.81	否
2	3.73	是
3	6.78	是
4	11.42	是

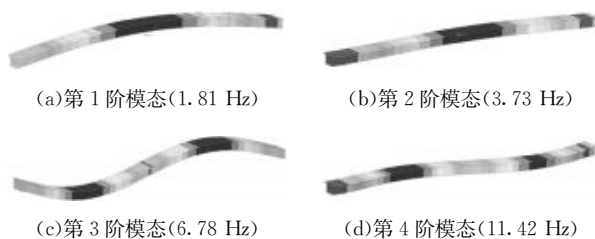


图5 人行天桥前四阶模态频率云图

3.3 分析工况

基于该项目运行下的荷载状态,人群荷载工况较单人荷载更具工程实际意义。本研究选取了5种国际主流规范的人群荷载模型进行对比,包括国际ISO以及德国、法国、瑞典、中国规范,并结合表1的人群荷载模型,建立了对应的5种分析工况,各工况对应规范见表4。

表4 不同规范对应的荷载工况表

工况号	规范	荷载方向
工况一	德国 EN03	竖向
工况二	国际 ISO 10137	竖向
工况三	法国指南	竖向
工况四	瑞典 Bro 2004	竖向
工况五	中国 CJJ69—201X	竖向

3.4 舒适度分析结果

为了便于对比,提取了在不同工况下钢箱梁天桥跨中处的峰值加速度,如表5及图6所示。

表5 不同工况下的峰值加速度及舒适度验算表

工况号	峰值加速度/ ($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$)	加速度限值/ ($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$)	是否满足 舒适度
工况一	1.572	0.50	否
工况二	3.655	0.52	否
工况三	1.09	0.50	否
工况四	1.117	0.50	否
工况五	1.572	0.4	否

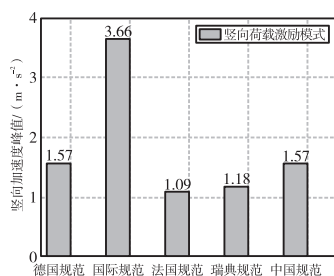


图6 不同规范对应工况下的竖向加速度峰值柱状图

由图6可知,在不同规范荷载激励下,该天桥的跨中峰值加速度均显著超出规范限值,表明其振动舒适度无法满足要求。其中最不利工况为国际ISO规范,法国规

范和瑞典规范计算加速度相对较小,中国规范和德国规范计算结果接近。

4 结语

本文依托国内某城市钢箱梁天桥,结合国内外主流规范对人行荷载计算模式和舒适度限值做了分析研究,同时结合规范分析方法对天桥做了舒适度分析,主要结论如下:

(1)目前国内外主流规范中均采用简谐波的方式模拟人群荷载,其主要简谐波的频率和天桥一阶频率保持一致。

(2)规范舒适度的主要差异在于评价指标和限值规定。部分规范采用峰值加速度作为评价指标,而另一部分规范采用频率均方根加速度;限值规定上,国际标准基于频率给出加速度限值曲线,其他国家多规定固定范围。

(3)分析表明,该项目天桥在竖向和侧向振动舒适度方面均未能满足要求。在不同规范荷载激励下,该天桥的跨中峰值加速度均显著超出规范限值,表明其振动舒适度性无法满足要求,需要采取相应的控制振动措施。

(4)法国和瑞典规范的荷载模型计算结果最低,相比之下,国际ISO规范最为保守,中国规范的荷载模型与德国规范较为接近。

参考文献

- [1]张慰.人行绿道桥人致振动及减振分析[J].西部交通科技,2024(10):162-164.
- [2]陈政清,华旭刚.人行桥的振动与动力设计[M].北京:人民交通出版社,2009:17-18.
- [3]李镛.人行斜拉桥舒适度分析及减振设计[D].成都:西南交通大学,2022.
- [4]Steel concrete and composite bridges:BS 5400[S].1978:33-34.
- [5]European Committee for Standardization[S].EN 1990:2002/A1:2005.Eurocode Basis of structural design. Application for bridges. 1990:60-79.
- [6]Bro 2004.Vagverkets allmänna tekniska beskrivning för nybyggande och förbättring av broar[S].Svensk Byggtjänst, Stockholm, Sverige.2004:54-56.
- [7]ISO.Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibration[S].Geneva, Switzerland.2007:19-25.
- [8]Setra.Footbridges - assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading[S].technical guide,2006:211-229.
- [9]Design of Footbridges Guideline; EN 03[S].Aachen:Research Found for Coal and Steel,2008:8-22.
- [10]北京市市政工程研究院.城市人行天桥与人行地道技术规范:CJJ 69—1995[S].北京:中国建筑工业出版社,1995:8-19.
- [11]童汉元,游科华.大跨异形人行拱桥舒适度分析及 TMD 减振控制[J].城市道桥与防洪,2023(2):78-82,86,15.
- [12]乐小刚.城市人行天桥舒适性设计标准探讨[J].中国市政工程,2016(6):23-24,28.
- [13]Dallard P, Fitzpatrick T, Flint A, et al.The London millennium foot-bridge[J].Structural Engineer,2001,79(22):17-21.
- [14]Winter D A.Biomechanics and Motor Control of Human Movement [M].Hoboken,N.J.:Wiley,2009:107-137.

收稿日期:2025-01-22

公路隧道下穿冲沟超浅埋段暗挖方案研究

韦国耀, 邓胜强

(广西交通设计集团有限公司, 广西 南宁 530029)

摘要: 文章针对某隧道下穿冲沟超浅埋段的实际工程开展研究, 提出了穿越冲沟超浅埋段暗挖方案, 并通过数值计算分析与现场监控量测进行验证。结果表明, 下穿冲沟超浅埋段采用地面截排水、地表保护壳加固、洞内超前预加固、加强衬砌结构等综合措施的暗挖方案可行, 位移变形数据均在可控范围内, 可为类似项目提供思路和借鉴。

关键词: 公路隧道; 冲沟; 浅埋暗挖; 监控量测

中图分类号: U455.4 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.026

文章编号: 1673-4874(2025)05-0088-03

0 引言

随着国家的快速发展, 乡村振兴的稳步推进, 为服务群众出行, 我国公路建设逐渐往山区发展。受地形条件、生态环境以及路线指标等因素的制约, 公路常以浅埋隧道下穿低洼沟谷区。此类低洼沟谷地表水系多较发育, 第四系松散覆盖层相对较厚, 下伏基岩风化程度高、裂隙发育, 由于隧道埋深浅, 极易引发地表沉降、坍塌、冒顶、涌水等事故^[1-2], 对隧道设计、施工及运营构成极大的挑战。浅埋地下工程的施工方法主要包括明挖法(盖挖法)、盾构法、浅埋暗挖法^[3]。浅埋暗挖法相对明挖法对环境更友好, 相对盾构法造价更低廉, 随着注浆、超前管棚、超前小导管等预加固技术的发展, 浅埋暗挖法被广泛运用于各类隧道建设中^[4-5]。本文以某高速公路下穿冲沟超浅埋段隧道实际工程为背景, 提出了下穿冲沟超浅埋段暗挖方案, 并通过数值计算分析以及监控量测验证效果, 可为类似项目提供思路和借鉴。

1 工程概况

某隧道为双向四车道高速公路分离式中隧道, 左线设计长度为513.5 m, 右线设计长度为525 m, 设计速度为100 km/h, 隧道建筑限界净宽为10.75 m, 净高为5 m。

隧道区属溶蚀峰丛洼地地貌, 地形坡度为 $20^{\circ}\sim 55^{\circ}$, 局部较陡峭, 沟谷发育, 植被较发育。地层岩性主要由第四系残坡积(Q^{+dl})角砾土与石炭系上统(C_3)灰岩组成。隧道区发育冲沟, 冲沟总体上为北高南低, 雨季期间, 地表水沿山坡向冲沟汇集。地下水主要为岩溶水。第四系角砾土覆盖层渗透性较好, 降雨后雨水直接下渗至岩溶裂隙中, 岩溶水水量受季节影响较大, 雨季补给量大, 旱季补给量小。

路线穿越两座山峰, 隧道中部下穿浅埋冲沟, 隧道拱顶与冲沟现状地面基本平齐, 冲沟段围岩岩性主要为角砾土, 局部为中风化灰岩。角砾土厚度大, 钻孔揭露最大厚度约20 m, 结构较松散, 自稳性较差。围岩等级为V级。如图1所示。

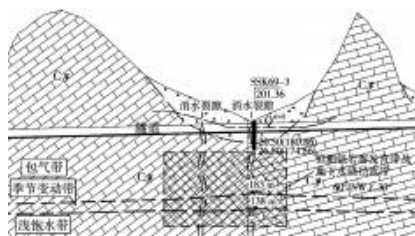


图1 隧道下穿冲沟纵断面示意图

2 下穿冲沟超浅埋段方案

如采用明挖法施工该超浅埋段, 需要开挖深基坑。该段处于冲沟地段, 地表水容易汇集, 在水土压力作用下, 基坑失稳风险较高, 施工安全风险高。另外, 需要新修临时便道, 以满足大型机械进场施工, 综合成本较高。综合考虑施工风险、投资等因素, 决定对该冲沟超浅埋段采用暗挖方案下穿。

2.1 地表水处理方案

该处冲沟为两侧山体地表水汇集地带, 为减少冲沟汇水往隧道范围下渗, 减轻隧道支护所承受的压力, 对地表汇水采用底宽3 m、深2 m的梯形混凝土水沟改沟处理(见图2), 截流地表水, 为洞内施工创造有利条件。

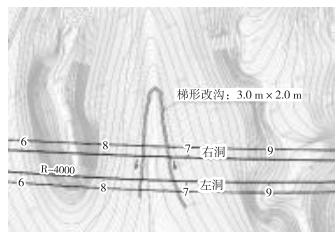


图2 超浅埋段冲沟地表水处理示意图

2.2 地表保护壳加固方案

由于地表土体较松散, 围岩在开挖过程中容易坍塌,

基金项目: 广西科技计划项目“降雨致灾型岩溶隧道地下水控制关键技术研究”(编号: 桂科 AB25069104); 广西科技计划项目“花岗岩山区公路隧道变形失稳机理与智能监测研究及应用”(编号: 桂科 AB22080024); 广西交通运输科技成果推广项目“岩土与地下工程灾害安全监测预警及防治技术”(编号: GXJT-CXLHT-2023-02-01)

第一作者简介: 韦国耀(1991—), 硕士, 工程师, 主要从事公路勘察及岩土设计工作。

对超浅埋段埋深 $\leq 5\text{ m}$ 的段落,采用 10% 的水泥土进行回填加固。水泥土顶面浇筑30 cm厚 C25 混凝土,混凝土内铺设 $\phi 8\text{ mm}$ 钢筋网,钢筋网间距为 $20\text{ cm}\times 20\text{ cm}$ 。并在上部回填30 cm黏土用于隔水,进一步阻止地表水下渗影响洞内结构的稳定。施工完成后回填30 cm厚的种植土,在地表影响范围植草恢复绿化,减少施工对生态环境的影响。

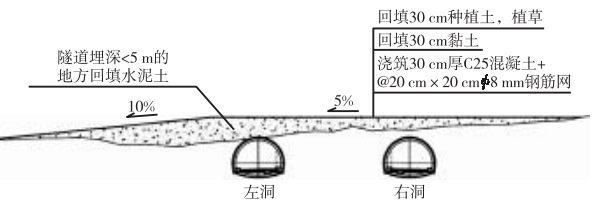


图3 地表保护壳加固断面示意图

2.3 洞内超前预加固方案

为保障施工安全,在隧道围岩开挖前,下穿冲沟段洞内采用双层注浆小导管对围岩进行预加固。相对于传统超前支护方法,该浅埋段增大超前小导管长度以及角度,以增大隧道外侧围岩注浆加固范围,有利于增加围岩的自稳能力,保障施工期间的安全。

小导管采用 $\phi 50\text{ mm}\times 5\text{ mm}$ 无缝钢管,长度为6 m,环向间距为40 cm;小导钢管壁钻注浆孔,孔径为8 mm,间距为15 cm。

每循环超前小导管分两层进行施工,第一层小导管角度为 60° ,第二层小导管设在第二榀钢架,角度为 30° ,每循环超前小导管纵向间距为1.5 m。

2.4 锁脚支护方案

隧道穿越段围岩岩性主要为角砾土,为减少初期支护钢架基础不稳定带来的风险,保障洞内施工安全,加强该段锁脚支护,每榀钢架左右各设置上下两层锁脚,每处锁脚支护采用2根6 m长、 $\phi 89\text{ mm}\times 6\text{ mm}$ 的钢管与初期支护钢架连接牢固。钢管采用无缝钢管,插入隧道围岩中,钢管内部采用42.5级水泥浆液填满。

2.5 衬砌结构方案

为确保隧道衬砌结构长期耐久性,下穿冲沟段衬砌支护结构采用V级围岩加强型,衬砌结构主要参数如下:

- (1)二次衬砌:C35 钢筋混凝土,厚度为50 cm。
- (2)初期支护:C25 喷射混凝土,厚26 cm;I20b 工字钢,纵向间距为50 cm; $\phi 8\text{ mm}$ 钢筋网,间距为 $20\text{ cm}\times 20\text{ cm}$; $\phi 25\text{ mm}$ 中空注浆锚杆,长度为4 m,间距为 $120\text{ cm}\times 50\text{ cm}$ (环 \times 纵)。
- (3)预留变形量15 cm。

2.6 洞内排水方案

该隧道处于岩溶区,冲沟段地表水和地下水均较发育,为避免降雨期间在隧道范围形成高压水,减少水对隧道的影响,下穿冲沟段加强隧道排水措施。环向排水管采用 $\phi 50\text{ mm}$ HDPE 单壁打孔波纹管,纵向间距为5 m;纵向排水管采用 $\phi 100\text{ mm}$ HDPE 双壁打孔波纹管,纵向间距为5 m;同时在隧道左右边墙衬砌结构外侧设置 $\phi 100\text{ mm}$ 的泄水孔,孔深6 m,内插硬质透水管,并包裹无纺土工布,纵向间距为5 m。

2.7 施工要求

- (1)洞内施工前应对地表完成处理,对地表冲沟进行截流引排,施作地表保护壳。
- (2)重视超前预加固,施工前,采取必要的试验验证注浆参数,以期达到良好的围岩加固效果。
- (3)重视开挖方法,尽量采用人工和机械开挖,避免使用炸药爆破,减少对围岩的扰动。
- (4)及时施作锁脚支护,减少钢架不稳带来的风险。
- (5)严格按照施工规范进行施工,加强地表及洞内监控量测,及时掌握地表沉降、洞内位移情况。

3 数值计算

3.1 模型建立

选用 Midas GTS NX 软件进行数值模拟仿真计算,以隧道所处实际地形、地质条件为基础,建立二维数值计算模型,模型长160 m、高80 m。模型左右设置水平约束,底部设置竖向约束,顶部不设置约束。

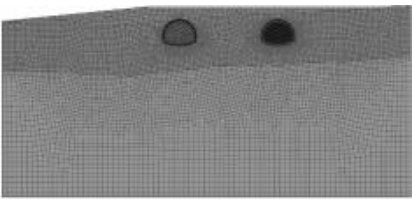


图4 计算模型图

回填水泥土、角砾土和中风化灰岩采用摩尔-库仑本构模型,初期支护、二次衬砌采用弹性模型^[6-7]。围岩和衬砌结构材料物理力学参数见表1。

表1 围岩和衬砌结构材料物理力学参数表

材料	重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	弹性模量 E/MPa	泊松比 μ	内摩擦角 $\varphi/^\circ$	黏聚力 c/kPa
水泥土	22.5	100	0.3	30	100
角砾土	22	50	0.35	26	8
灰岩	24.5	4 200	0.3	35	500
初期支护	25	28 000	0.2	—	—
二次衬砌	25	31 500	0.2	—	—

3.2 结果分析

隧道开挖后,右洞拱顶最大沉降量为83.3 mm,左洞拱顶最大沉降量为68.7 mm,处于可控范围。由此可以看出,左洞的拱顶沉降量小于右洞拱顶沉降量,主要原因为左洞拱顶全部为水泥土保护壳,而右洞拱顶部分为角砾土,部分为水泥土,说明地表保护壳的加固作用对隧道结构产生有利影响。

4 监控量测

4.1 监测方案

施工期间根据隧道左右洞所处的浅埋段情况,按照每隔5 m布置一个断面进行监控量测,断面测点测线布置如图5所示。图中 AB 为上台阶水平测线,CD 为下台阶水平测线,E 为拱顶沉降观测点。

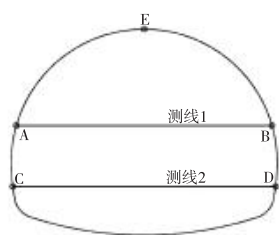


图5 监控量测断面布置图

4.2 结果分析

根据监控量测结果,隧道施工过程中引起的位移和变形均在可控范围内,选取冲沟中心处典型断面进行分析,左右洞拱顶沉降及台阶水平变形值如图6、图7、图8所示。

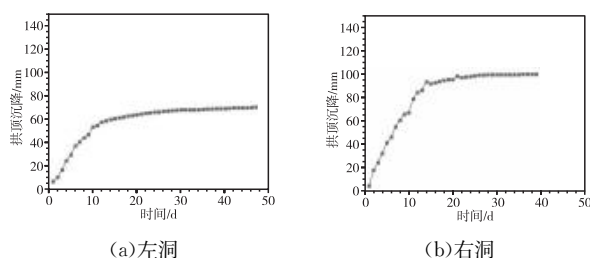


图6 拱顶沉降曲线图

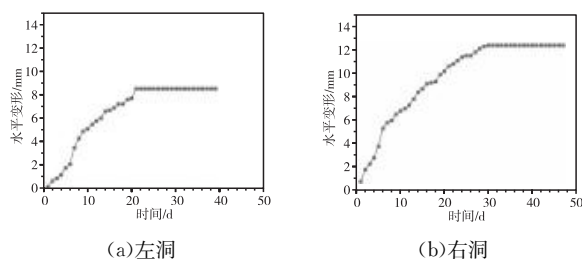


图7 上台阶水平变形曲线图

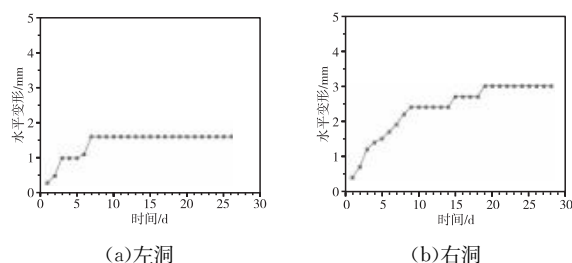


图8 下台阶水平变形曲线图

由图6可知,右洞拱顶沉降最大100.1 mm,左洞拱顶沉降最大70 mm,均处于可控范围内。监控量测结果大于数值计算结果,造成该结果的主要原因:(1)数值计算无法完全模拟现场实际施工情况,由于围岩较松散,随着各开挖工序进行,开挖扰动会造成拱顶沉降进一步增大;(2)由于隧道围岩主要为角砾土,土体较松散,在施作锁脚支护前以及初期支护闭合成环前均会发生一定的沉降变形。故施工期间应重视开挖方法,尽量采用人工和机械开挖,减少对围岩的扰动,及时施作锁脚支护,并使初期支护早日闭合成环。

由图7可知,上台阶水平变形在初始监控量测10 d内快速增长,10 d后上台阶水平变形曲线变缓,变形增长速度变慢,左洞监测20 d后逐渐趋于稳定,右洞监测30 d后逐渐趋于稳定,主要是由于地表保护壳的加固作用,使隧道左洞先于右洞稳定。

由图7、图8可知,上台阶水平变形大于下台阶,因下台阶开挖之前,上台阶开挖过程中已经将隧道围岩大部分应力释放,下台阶应力释放小于上台阶,故下台阶水平变形更小。因此,施工过程中应特别注意上台阶开挖过程中造成的变形。

由图6、图7、图8可知,拱顶沉降和台阶水平变形规律基本一致,都在监控量测前期急剧增大,随着隧道开挖往前推进,变形增长速度变缓,最终沉降和变形趋于稳定。左洞的拱顶沉降和台阶水平变形均小于右洞拱顶沉降和台阶水平变形,主要因为地表保护壳的加固作用对隧道结构产生有利效果。

5 结语

通过采用地面截排水、地表保护壳、洞内超前预支护、加强衬砌结构等综合措施的暗挖方案,隧道成功下穿冲沟超浅埋段。结合数值计算分析及现场监控量测成果,主要结论如下:

(1)地面截排水与地表保护壳的施工消除了洞外的不良环境因素,为洞内施工创造了有利条件。

(2)上台阶开挖过程中将隧道大部分应力释放,位移和变形前期急剧增大,施工过程中应特别注意上台阶开挖过程中造成的变形。

(3)随着各开挖工序进行,开挖扰动会造成位移变形进一步增大,在施工期间应重视开挖方法,减少对围岩的扰动,及时施作锁脚支护,并使初期支护早日闭合成环。

(4)采用暗挖方案,隧道位移变形均在可控范围内,下穿冲沟超浅埋段方案可行,可为类似项目提供思路和借鉴。

参考文献

- [1]王绍君,刘宗仁,陶夏新.浅埋暗挖隧道施工性态的数值模拟与分析[J].土木工程学报,2007,40(6):75-79.
- [2]牟星宇,李昌龙,张剑锋.浅埋岩溶段隧道开挖变形特征[J].交通科技,2024(6):121-124.
- [3]王梦恕.隧道工程浅埋暗挖法施工要点[J].隧道建设,2006,26(5):1-4.
- [4]周顺华.软弱地层浅埋暗挖施工中管棚法的棚架原理[J].岩石力学与工程学报,2005,24(14):2565-2570.
- [5]洪开荣.我国隧道及地下工程发展现状与展望[J].隧道建设,2015,35(2):95-107.
- [6]宋伟.公路隧道岩溶管道水处治技术研究[J].西部交通科技,2024(2):91-93.
- [7]孙朋雷.山岭隧道洞口浅埋偏压段施工平台反压作用效果探讨[J].西部交通科技,2024(5):95-97.

收稿日期:2025-01-22

不同施工工法对软弱围岩隧道变形的影响及控制研究

梁庆庆

(柳州铁道职业技术学院,广西 柳州 545616)

摘要: 文章以某实际低山丘陵隧道工程变形段为研究对象,通过数值模拟的方法探究了不同施工工法对软弱围岩隧道变形的影响,并深入分析了不同控制措施的支护效果。结果表明:采用双侧壁导坑法进行施工开挖时,隧道拱顶沉降、拱底隆起和拱腰水平收敛监测值最小,故采用该工法施工最为合理;数值模拟结果略小于实际监测结果,但各项监测量趋势与现场监测结果基本一致,验证了数值模拟方法的可靠性,说明模型能够较好地反映实际工程中的围岩变形特征和力学行为;在优化支护设计方面,综合考虑安全性、经济性和施工工期,最优锚杆长度为0.5倍隧道直径,最优锚杆间距为1 m,最优钢桁架间距为0.8 m,最优喷射混凝土厚度为25 cm。研究结果为低山丘陵区软弱围岩隧道的施工提供了重要参考,为类似工程的施工工法选择和支护设计提供了科学依据。

关键词: 软弱围岩;施工工法;隧道围岩变形;支护措施优化;FLAC 3D

中图分类号: U455.4 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.027

文章编号: 1673-4874(2025)05-0091-04

0 引言

随着现代交通网络的快速发展,隧道工程在山区的应用日益广泛。然而,软弱围岩的地质条件对隧道的稳定性和安全性提出了严峻挑战。软弱围岩通常表现出强度低、变形大、稳定性差的特性,在隧道施工过程中容易发生围岩大变形、塌方等问题,严重影响工程进度和安全。因此,研究不同施工工法对围岩隧道变形的影响,具有重要的理论和工程意义。

目前,已有大量学者针对这一问题进行了深入研究。赵亮亮等^[1]通过室内模型试验和数值模拟,研究了施工工法和支护方式对层状软岩隧道力学行为的影响,并针对不同大变形等级的层状软岩隧道提出了相应的施工工法。李志厚等^[2]采用数值模拟对比分析了有无中导洞施工工法对隧道围岩变形、支护结构主应力以及围岩塑性区分布的影响,认为无中导洞连拱隧道工法适用于浅埋软弱地层的施工。王锋^[3]通过数值模拟方法对交叉中隔壁法、双导洞超前法和双立柱法三种工法在富水粉细砂隧道施工中的应用进行了模拟对比研究,结果显示双导洞超前法效果较佳。王怀正等^[4]提出了一种适用于富水砂岩地层隧道施工的工法,并通过数值模拟和现场监测手段验证了该施工工法的有效性和合理性。董增春等^[5]基于某实际工程,建立了三维偏压山体与三洞并行模型,深入分析了其合理开挖顺序、施工工法和明洞施工的影响。邹小双等^[6]基于现场监测数据,采用数值模拟和机器学习的方法反演了地层参数,并对施工工法进行了优化,认为六导洞工法施工效率最高。

本文依托实际低山丘陵隧道变形段,通过数值模拟方法,探究了不同施工工法对软弱围岩隧道变形的影响,以期类似工程提供科学的施工方案和支护设计建议。具体而言,通过建立数值模型,对比分析不同工法在低山

丘陵地形下隧道施工中的适应性,评估其对围岩变形的控制效果,为工程实践提供有力的技术支持和理论依据。

1 数值模拟模型及参数

依托工程为某低山丘陵区隧道变形段,该隧道变形段围岩覆盖厚度较薄,且受到风化作用的影响,整体完整性较差,节理裂隙发育,其等级为V级。此外,由于变形段所处位置地表存在冲沟,受到季风性气候的影响,雨季会形成地表径流,而大量雨水下渗会导致围岩进一步软化,增加失稳风险。

本文选用FLAC 3D软件进行数值模拟,该软件是一款三维有限差分软件,在模拟岩土工程地下结构的力学行为时具有准确、灵活、高效及可视化等优势。考虑到边界条件对模型的影响,一般地层模型尺寸设置为隧道直径的3~5倍,本文设置为隧道直径的4倍。实际工程中隧道跨度为12 m,故模型水平方向(X 轴)宽度设置为108 m,垂直方向(Z 轴)高度设置为99 m,深度方向(Y 轴)设置为80 m,三维模型及监测点布置如图1所示。

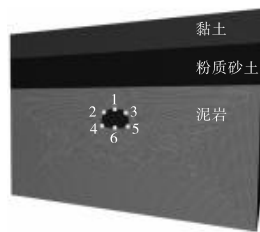


图1 三维模型及监测点布置图

实际工程采用了锚杆、钢拱架和喷射混凝土进行支护,在数值模拟中分别采用FLAC 3D软件中自带的cable单元、beam单元和shell单元这三种结构单元进行模拟。

基金项目: 2025年度广西高校中青年教师科研基础能力提升项目“钢-混梁桥负弯矩区TPE组合桥面结构受力特性及控裂计算”(编号:2025KY1578);柳州市教育科学规划2024年度职业教育课题“数智建造背景下土建类专业BIM混合式‘金课’建设研究”(编号:2024ZJB019)

作者简介: 梁庆庆(1983—),副教授,研究方向:土木工程。

围岩选用摩尔-库仑模型,隧道开挖采用空模型模拟,各结构参数如表 1 所示。

表 1 土体及支护结构参数表

类型	材料	重度/ ($\text{N} \cdot \text{m}^{-3}$)	杨氏模量/ MPa	泊松比	黏聚力/ kPa	内摩 擦角/ $^{\circ}$
围岩	黏土	2 200	30	0.40	25	22
	粉质砂土	2 100	43	0.35	35	30
	泥岩	2 100	260	0.29	135	34
	锚杆	7 850	200	0.3	—	—
支护 结构	钢桁架	8 000	2.0×10^5	0.2	—	—
	喷射/二 衬混凝土	2 500	2.7×10^4	0.2	—	—

本文采用双侧壁导坑法、上下台阶法和预留核心土法三种工法进行隧道开挖施工模拟,研究不同施工工法对隧道变形的影响,施工工序如图 2 所示。



图 2 不同施工工法施工工序图

2 不同施工工法结果分析

通过数值仿真计算模拟采用不同工法进行隧道开挖,可得监测结果如图 3 所示。由图 3 可知,三种不同施工工法下,隧道各监测值均呈现出先迅速增长、后增长缓慢、最后趋于稳定的发展趋势。

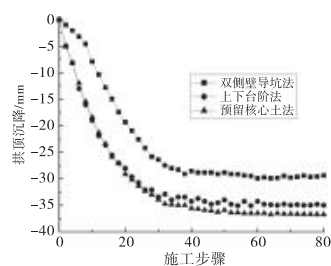
由图 3(a)可知,双侧壁导坑法所得拱顶沉降结果的数量值最小,上下台阶法和预留核心土法的拱顶变形较为接近。主要是由于双侧壁导坑法在开挖左侧土体后就进行了初步支护,而上下台阶法和预留核心土法是在完成整个上部土体开挖后才进行初步支护。

由图 3(b)可知,双侧壁导坑法和上下台阶法拱底最终隆起值较为接近,而预留核心土法隆起值较大,这主要是因为预留核心土法的下部初支略有滞后,要等到上部和中上部土体全部开挖结束后才进行。

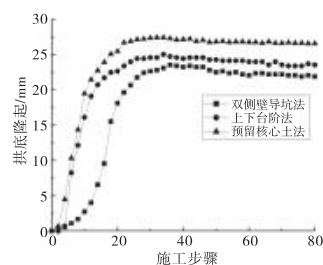
由图 3(c)可知,由于双侧壁导坑开挖法初支及时,故其拱腰水平收敛值最小,而预留核心土法因初支滞后,故收敛值最大。

由图 3(d)可知,采用预留核心土法施工时,隧道拱脚处水平收敛值最小,这主要是与上部开挖完成后进行初支有关。

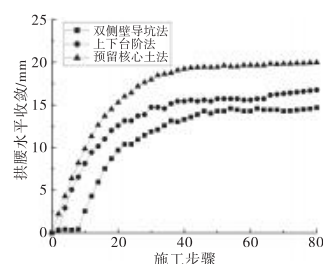
不同施工工法下,隧道各监测量均在 200 mm 限值以内,故可认为三种工法均能满足施工要求,而其中双侧壁导坑法的各项监测值均较小,故认为该方法控制隧道围岩变形效果最好。



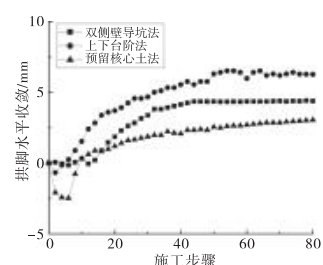
(a) 拱顶沉降对比



(b) 拱底隆起对比



(c) 拱腰水平收敛对比



(d) 拱脚水平收敛对比

图 3 不同施工工法监测结果对比曲线图

3 现场监测对比

为保障隧道开挖施工的安全性,现场采用全站仪监测拱顶沉降和水平收敛,监测点布置与图 1 一致。根据前文分析,现场采用双侧壁导坑法进行施工,将数值模拟与现场监测进行对比,结果如图 4 所示。

由图 4 可知,数值模拟所得隧道拱顶沉降、拱腰水平收敛及拱脚水平收敛值随施工步骤的变化趋势与现场监测结果基本保持一致,根据规范设置拱顶沉降限值和水平收敛限值均为 200 mm,而两者模拟结果均在范围之内,可认为围岩整体处于稳定状态。

而现场监测结果相对数值模拟结果的数值更大,这可能是由于在进行数值仿真计算时,对现场实际情况进

行了一定程度的简化,没有考虑围岩流变特性、地下水位以及节理裂隙等因素的影响,虽然两者在数值上存在一定的差异,但是根据规律上的相似性可认为上述数值模

拟方法所得结果具有一定的可信度,可以用于指导现场施工。故下文采用数值模拟方法对该围岩支护措施进行优化研究。

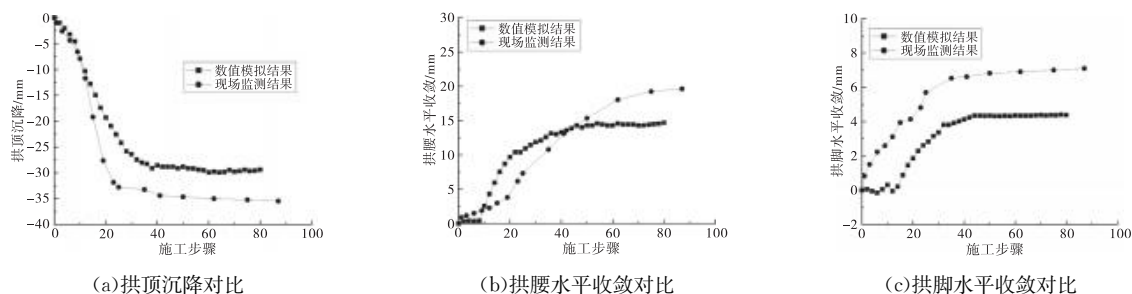


图4 数值模拟与现场监测对比曲线图

4 隧道围岩变形控制

采用双侧壁导坑法进行隧道开挖,以隧道拱顶沉降和拱底隆起为监测量,分别对锚杆长度、锚杆间距、钢桁架间距及喷射混凝土厚度进行设计优化,所得结果如表2所示。

表2 不同支护条件下隧道变形量表

支护参数		拱顶沉降/mm	拱底隆起/mm
锚杆长度/ (隧道直径)	0.3	31.02	24.16
	0.4	29.37	21.94
	0.5	28.42	20.68
	0.6	27.16	20.01
	0.6	28.45	21.5
	0.8	29.09	21.92
锚杆间距/m	1	29.37	21.94
	1.2	32.46	22.06
	0.5	25.45	20.46
钢桁架间距/m	0.8	27.15	21.48
	1	29.37	21.94
	1.3	31.24	22.5
喷射混凝土厚度/ cm	15	30.04	21.94
	20	29.37	21.94
	25	29.18	21.93
	30	29.01	21.93

设置锚杆长度为0.3、0.4、0.5、0.6倍的隧道直径(原锚杆长度为0.4倍隧道直径),由数值模拟结果可知,随着锚杆长度的增加,拱顶沉降量和拱底隆起量均有所减小。当锚杆长度从0.3倍增大至0.5倍隧道直径时,各监测值变化速率较快;而当锚杆长度从0.5倍增大至0.6倍隧道直径时,各监测值变化相对较小。从安全性和经济性考虑,锚杆长度为0.5倍隧道直径时最为合理。

设置锚杆间距分别为0.6 m、0.8 m、1 m和1.2 m(原锚杆间距为1 m),由数值模拟结果可知,锚杆间距对隧道拱底隆起影响较小,而对拱顶沉降影响较大,其值随着锚杆间距的增大而增大,从经济性角度考虑,锚杆间距1 m为最优。

设置钢桁架间距分别为0.5 m、0.8 m、1 m和1.3 m(原钢桁架间距为1 m),由数值模拟结果可知,钢桁架间

距对拱顶沉降和拱底隆起均有较大影响,钢桁架间距越小,各监测值越小。而考虑到钢桁架对施工工期的影响,故钢桁架最优间距应为0.8 m。

设置喷射混凝土厚度分别为15 cm、20 cm、25 cm和30 cm(原喷射混凝土厚度为20 cm),由数值模拟结果可知,喷射混凝土厚度的变化对隧道拱底隆起影响较小,而对拱顶沉降影响较大,其值随着喷射混凝土的增大而减小,而从经济性角度考虑,喷射混凝土厚度25 cm为最优。

5 结语

本文以某实际低山丘陵隧道工程变形段为载体,通过数值模拟手段研究了不同施工工法对软弱围岩隧道变形的影响,并深入分析了不同支护措施下隧道围岩的变形情况。得到如下结论:

(1)不同施工工法对隧道变形的影响存在显著差异。采用双侧壁导坑法进行施工开挖时,隧道拱顶沉降、拱底隆起和拱腰水平收敛监测值均最小,显示出该工法在控制围岩变形方面的优越性。此外,采用预留核心土法开挖时,拱脚水平收敛值最小,表明该工法在特定部位的变形控制上具有优势。综合考虑各项监测指标,认为双侧壁导坑法在本工程中最为合理,能够有效减少围岩变形,提升隧道结构的稳定性和安全性。

(2)通过对比数值模拟结果和现场监测结果可知,数值模拟所得各项监测量的变化趋势与现场监测结果基本一致,表明数值模拟能够较好地反映隧道施工过程中围岩的变形规律。然而,由于数值模拟对实际工况进行了一定程度的简化,其所得各项监测值要小于实际监测结果。因此,尽管数值模拟结果存在一定偏差,但仍具有较高的可靠性,可用于指导实际施工。

(3)在双侧壁导坑法施工工况下,综合考虑安全性、经济性和施工工期,确定了最优的支护参数:最优锚杆长度为0.5倍隧道直径,最优锚杆间距为1 m,最优钢桁架间距为0.8 m,最优喷射混凝土厚度为25 cm。这些支护参数在保证施工安全的前提下,能够提高施工效率和经济效益,提供了一个优化的支护设计方案。

(下转第106页)

考虑拉索可靠度的大跨径斜拉桥索力优化研究

莫凯波, 黄懿

(广西交通设计集团有限公司, 广西 南宁 530029)

摘要: 为实现大跨度斜拉桥的索力优化, 文章提出了考虑拉索结构可靠度的优化方法。基于结构可靠度原理建立斜拉索结构功能函数, 考虑斜拉索结构可靠度和成桥状态下的斜拉桥结构响应构建多目标索力优化模型, 采用改进的 NSGA-II 算法进行索力的优化求解。结果表明: 基于自适应交叉变异改进的 NSGA-II 算法可以高效地求解斜拉桥索力优化问题; 优化后的索力、主梁弯曲应力和主梁挠度均更符合斜拉桥实际情况, 边跨与中跨跨中位置索力相较原索力小幅增长, 远离跨中位置部分索力小幅下降; 成桥状态下的主梁挠度相较于优化前明显减小, 其中边跨跨中挠度由 0.084 m 降低到 0.057 m, 中跨跨中挠度由 0.117 m 降低到 0.086 m, 最大挠度降幅为 32.1%。

关键词: 桥梁工程; 斜拉桥; 索力优化; 结构可靠度; 非支配排序遗传算法

中图分类号: U448.27 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.028

文章编号: 1673-4874(2025)05-0094-04

0 引言

斜拉桥因其承载能力强、自重轻、构造稳定等优点, 成为大跨径及特大跨径桥型中被广泛建设应用的桥型之一。斜拉桥通过梁和斜拉索的相互作用来承受桥面荷载, 具有跨越能力强、经济性好等显著特点, 然而斜拉桥的设计和施工也面临诸多挑战, 其中索力优化是一个关键问题。索力优化通过调整斜拉索的张力, 使桥梁整体受力更加均匀、更加合理, 进而提高桥梁的使用寿命和安全性能。由于主梁的受力状态受斜拉索索力的影响较大, 因此如何通过索力的优化调整实现桥梁成桥状态的结构优化, 是近年来专家学者们关注的问题之一。韦奕朴^[1]基于最小弯曲能量法建立了斜拉桥索力优化的有限元计算模型, 得到了成桥状态下的建议索力安全系数。韩若愚等^[2]基于非线性影响矩阵建立了索力优化模型, 其考虑集合非线性的影响, 对比了索力控制法和索长控制法下的优化索力结果, 得到了实际工程中的索力优化方法。付春雨等^[3]基于弹性支承连续梁法建立了考虑桥塔偏位的斜拉桥索力优化模型, 通过计算恒载下的斜拉索分力推导了合理成桥状态下的索力初始值, 并考虑桥塔偏位确定了索力优化结果。占玉林等^[4]通过粒子群算法实现了索力优化, 且优化后的索力使得桥梁最大弯矩及挠度都得到了明显改善。李鹏飞等^[5]通过二次型规划对空间异形斜拉桥进行了索力二次调整控制, 大大降低了传统调索方法的繁琐性。

从相关研究可以发现^[6-8], 目前针对斜拉桥的索力优化中对于斜拉索本身结构可靠性的考虑较少, 在实际工程中进行索力调控时, 斜拉索的结构安全性不可忽视。基于此, 本文引入索力可靠度指标构建了索力优化模型, 并采用改进的 NSGA-II 算法进行了求解, 在确保拉索结构安全的前提下为斜拉桥的索力优化提供了一种新的思路。

1 拉索可靠度计算原理

斜拉索作为斜拉桥的主要承重部件, 将桥面及主梁的竖向荷载直接传递到索塔上, 从而使斜拉桥能够跨越较大的距离, 同时保持结构的稳定性和安全性, 故斜拉索结构的结构可靠性直接影响了斜拉桥的使用性能, 本文采用结构可靠度原理评价斜拉索的可靠性能。

结构的特征状态可采用多种变量进行组合描述, 对于斜拉索结构而言, 影响其结构状态的因素有材料性能、环境因素、荷载效应等。假设影响斜拉桥拉索响应的随机变量为 X_1, X_2, \dots, X_n , 根据结构可靠度原理, 其结构功能函数可描述为一系列随机变量的复合函数形式, 如式(1)所示:

$$Z = g(X) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (1)$$

式中: $Z = g(X)$ ——结构功能函数。

为进一步描述斜拉索结构的特征状态, 采用拉索结构抗力与拉索承受荷载指标表征斜拉索的功能函数形式, 此时斜拉索的功能函数模型可定义为其结构抗力与荷载效应的差值, 如式(2)所示:

$$Z = g(R, S) = R - S \quad (2)$$

式中: R ——斜拉索结构抗力;

S ——斜拉索受到的荷载效应。

根据结构可靠度原理, 拉索结构的可靠概率可通过式(3)计算得到:

$$P_r = P(Z > 0) = \int_{Z>0} \dots \int f_X(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (3)$$

式中: P_r ——斜拉索结构处于可靠状态的概率;

$f_X(x)$ ——随机变量的概率密度函数。

根据结构可靠性的定义, 失效概率可通过式(4)求得:

$$P_r = P(Z > 0) = \int_{Z>0} \dots \int f_X(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (4)$$

第一作者简介: 莫凯波 (1990—), 工程师, 主要从事桥梁设计工作。

在实际求解过程中,式(3)的多重积分求解较为困难,设斜拉桥拉索功能函数服从 $Z \sim N(\mu_z, \sigma_z)$ 的正态分布,则拉索可靠度可通过式(5)计算得到:

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial \mu_{x_i}} \right)^2 \sigma_{x_i}^2}} \quad (5)$$

式中: μ_z ——正态分布的均值;
 σ_z ——正态分布的方差。

2 考虑拉索可靠度的索力优化模型

定义设计变量为待优化的斜拉桥索力向量,如式(6)所示:

$$S = (s_1, s_2, \dots, s_n)^T \quad (6)$$

式中: S ——待优化的索力向量。

斜拉桥主梁在使用期间处于复合受力模式,为使优化后的索力能改善斜拉桥主梁的内力分布,提高桥梁使用的安全性能,选取斜拉桥主梁内部应变能作为目标函数进行控制。斜拉桥主梁主要承受较大的弯曲应力和部分拉压应力,故其主梁应变能组成形式如式(7)所示:

$$Q = \int \left[\frac{M^2}{2EI} + \frac{N^2}{2EA} \right] ds \quad (7)$$

式中: E ——弹性模量;

I ——惯性矩;

A ——截面积;

M, N ——弯矩和轴力。

在有限元分析中,考虑离散单元表示的主梁应变能目标函数如式(8)所示:

$$\min Q = \min \sum_{i=1}^n \left[\frac{L_i}{4E_i^L I_i^L} (M_i^L)^2 + \frac{L_i}{4E_i^R I_i^R} (M_i^R)^2 + \frac{L_i}{4E_i^L A_i^L} (N_i^L)^2 + \frac{L_i}{4E_i^R A_i^R} (N_i^R)^2 \right] \quad (8)$$

式中: E_i, I_i, A_i ——单元 i 的弹性模量、惯性矩和截面积;

M_i, N_i ——单元 i 的弯矩、轴力;

L_i ——单元长度;

L, R ——单元的左、右端。

除了主梁应变能外,斜拉桥主梁线形挠度也是其能否保证安全使用的重要前提,成桥下过大的主梁挠度会显著影响桥梁结构安全和行车安全。故本文考虑将主梁挠度作为索力优化的目标函数,如式(9)所示:

$$\min U = \min \sum_{i=1}^m \delta_i^2 \quad (9)$$

式中: δ ——主梁第 i 个单元的挠度。

斜拉索可靠度直接关系到整座桥梁的安全性、稳定性和使用寿命,为确保优化的索力满足安全使用的要求,保有一定的安全储备,采用拉索可靠度指标确定约束条件。此外,还需保证主梁各节点位置的竖向挠度满足主梁挠度限值的要求,约束条件如式(10)所示:

$$\begin{cases} \beta(x_i) \geq \beta_{\text{target}} \\ \sigma_i \leq \sigma_{\text{max}} \\ u_i \leq u_{\text{max}} \end{cases} \quad (10)$$

式中: $\beta(x_i)$ ——第 i 根拉索的可靠度;

β_{target} ——可靠度的最低限值,本文为 3.7;

σ_i ——第 i 根拉索的应力;

σ_{max} ——第 i 根拉索的应力限值;

u_i ——第 i 个主梁单元的挠度;

u_{max} ——第 i 个主梁单元的挠度限值。

3 基于改进 NSGA-II 的优化索力求解

为求解多目标索力优化模型,本文采用一种改进的非支配排序遗传算法(NSGA-II)进行求解。NSGA-II算法是一种基于遗传算法原理的多目标优化算法,其利用非支配排序特性降低了算法复杂度,从而实现多目标的快速优化。本文对 NSGA-II 算法引入部分改进操作,从而提升其在索力优化问题中的适用性。

针对 NSGA-II 算法对高维优化问题易陷入局部最优的问题,引入自适应算子进行改进。在 NSGA-II 中,交叉算子对种群多样性和收敛性的影响较大,在不同搜索时期采用不同的交叉算子能够大幅提升算法收敛效率。根据索力优化问题的特性,需要在种群分散度较高的时候采用较小的交叉算子,而后期采用较大的交叉算子防止陷入局部最优,改进的自适应交叉算子如式(11)所示:

$$P_c = P_{c,\min} + \frac{t}{T} (P_{c,\max} - P_{c,\min}) \quad (11)$$

式中: P_c ——算法交叉率;

$P_{c,\min}, P_{c,\max}$ ——交叉率的最小、最大值;

t ——NSGA-II 算法迭代轮次;

T ——总进化代数。

为防止 NSGA-II 种群早熟,引入自适应变异算子提高种群寻优能力,自适应变异算子如式(12)所示:

$$P_m = P_{m,\min} + \frac{t}{T} (P_{m,\max} - P_{m,\min}) \quad (12)$$

式中: P_c ——算法交叉率;

$P_{m,\min}, P_{m,\max}$ ——交叉率的最小、最大值。

基于改进 NSGA-II 的斜拉桥索力优化流程如图 1 所示。

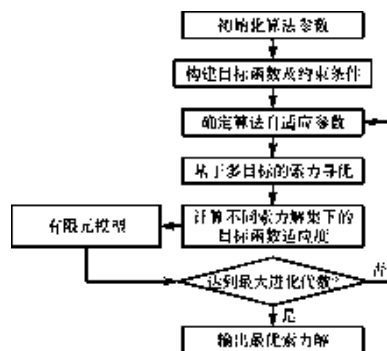


图1 考虑可靠度指标的索力优化流程图

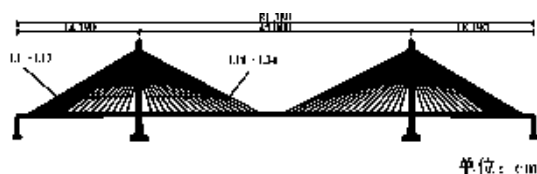
(1)种群初始化。定义 NSGA-II 算法基本参数,将索力向量编译为 NSGA-II 的二进制编码信息,采用随机策略生成初始种群。

(2)根据式(11)、式(12)计算当前自适应交叉、变异率,并进行交叉、变异操作,合并当前种群。

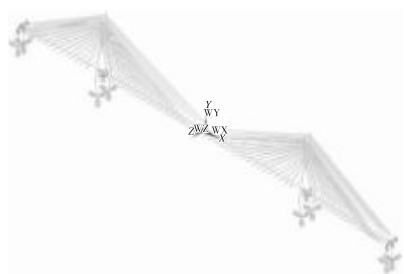
(3)非支配排序和拥挤度计算,根据种群进化代数确定是否进入新的算法迭代循环。

4 工程算例

某斜拉桥跨径布置为(182+450+182)m,采用双塔双索面对称设计,主梁为钢-混组合梁结构,斜拉索采用直径 $\phi^{s15.2}$ 的预应力钢绞线,桥型布置图和桥梁有限元模型如图2所示。



(a)桥型布置



(b)有限元模型

图2 桥型布置有限元模型图

采用 MATLAB 软件编制 NSGA-II 算法程序,并联合 ANSYS 模型进行索力优化,其中最大进化代数取 200,交叉率的最大、最小值分别为 1.0 和 0.5,变异率的最大、最小值分别为 0.7 和 0.1,种群规模设置为 30。如图3所示,给出了改进 NSGA-II 和标准 NSGA-II 算法的归一化收敛曲线。从图3可以看出,改进 NSGA-II 算法大幅提高了对于索力优化问题的收敛精度,相较于标准算法,改进算法在 200 次进化后对于目标函数的寻优效果更好。

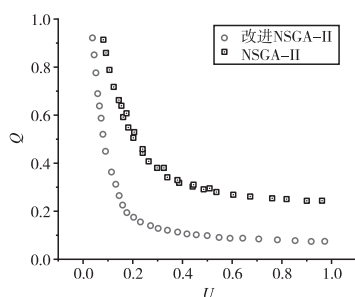


图3 算法优化计算结果曲线图

由于结构具备对称性,本文以单侧单面 34 根斜拉索为例进行分析,如图4所示给出了索力优化前后的索力分布和成桥后的实测索力结果。从图4可以看出,优化后的索力与原设计索力大致呈相同的分布趋势,但部分索力值差异较为明显。边跨远离桥塔侧的索力除了 L1 拉索外,其余各索力优化后均小幅增长,靠近跨中侧索力小幅降低。中跨除跨中 L33、L34 拉索小幅降低外,其余各索力也存在一定的增幅。对比理论索力与实测索力可知,优化索力结果与实测索力结果更为接近,符合成桥后的实际索力分布情况,验证了该索力优化方法的合理性。

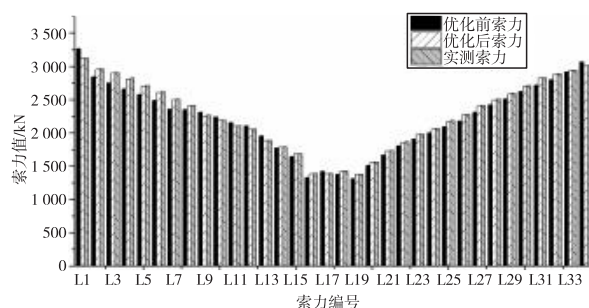


图4 索力优化计算结果柱状对比图

如图5所示给出了优化前后主梁的弯曲应力优化结果。从图5可以看出,考虑结构弯曲应变能目标函数后,主梁整体弯曲应力得到一定程度的降低,边跨跨中弯曲应力峰值由63 MPa降低至55 MPa,其余各部分弯曲应力均存在一定程度的改善。采用成桥监测数据计算主梁理论弯曲应力,对比实测弯曲应力结果可知,索力优化模型计算得到的弯曲应力水平能够较为准确地反映主梁内力分布情况,验证了索力优化目标函数的有效性。

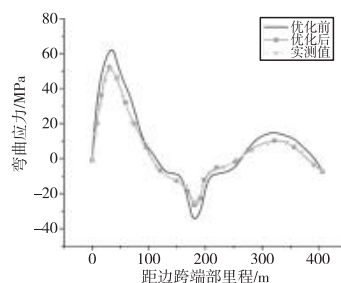


图5 主梁弯曲应力优化计算结果曲线图

如图6所示给出了优化前后主梁挠度的分布结果。从图6可以看出,优化后成桥状态下主梁挠度得到了一定的改善,其中边跨跨中挠度由0.084 m降低到0.057 m,中跨跨中挠度由0.117 m降低到0.086 m,最大挠度降幅约为 32.1%。说明优化后边跨跨中附近和中跨跨中附近索力值的提升对于主梁挠度挠度的改善作用较为明显。对比成桥后的主梁挠度实测值可知,优化索力下主梁的挠度分布曲线与实测挠度曲线更加拟合,各挠度测点的平均相对误差约为 1.05%,说明了索力优化模型的正确性与适用性。

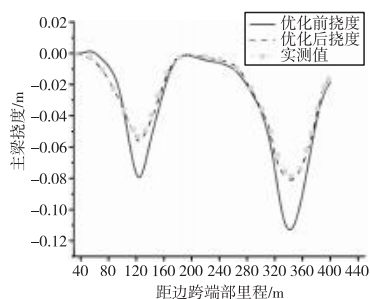


图6 挠度优化计算结果曲线图

根据斜拉索结构功能函数方程计算不同拉索的可靠度指标,如图7所示给出了索力可靠度指标计算结果。从图7可以看出,斜拉索可靠度指标以靠近桥塔侧最高,向两边递减分布。各斜拉索可靠度指标均位于可靠度指标限值以上,说明考虑可靠度指标后,优化后的斜拉索索力均能保证其结构可靠性,确保优化索力的可行性。

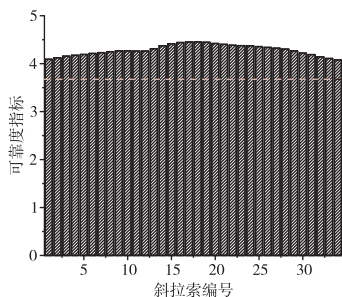


图7 索力可靠度计算结果柱状图

5 结语

为实现大跨度斜拉桥的索力优化,改善斜拉桥成桥线形,提出了考虑斜拉索结构可靠度的索力优化模型,基于斜拉索可靠度指标约束建立了斜拉桥索力优化数学模型,并采用改进的NSGA-II算法进行了求解,得到结论如下:

(1)自适应交叉变异策略可以显著提高NSGA-II算法的寻优能力,改进NSGA-II算法相较于标准NSGA-II算法在斜拉桥索力优化问题上的收敛精度更高,与优化前相比,优化后模型的斜拉索索力、主梁弯曲应力和主梁挠度均更符合工程实测结果。

(2)优化后边跨与中跨跨中位置索力相较原索力小幅增长,远离跨中位置部分索力小幅下降。斜拉索可靠度指标以靠近桥塔侧最高,向两边递减分布,各斜拉索可靠度指标均位于限值以上。

(3)优化后主梁弯曲应力得到一定的降低,边跨跨中应力峰值由63 MPa降低至55 MPa。成桥状态下的主梁挠度相较于优化前明显减小,其中边跨跨中挠度由0.084 m降低到0.057 m,中跨跨中挠度由0.117 m降低到0.086 m,最大挠度降幅约为32.1%。

参考文献

- [1] 韦奕朴.某高速公路双塔斜拉桥成桥状态与断索工况有限元数值模拟分析[J].西部交通科技,2024(7):194-196.
- [2] 韩若愚,苑仁安.斜拉桥非线性索力优化的影响矩阵构建方法研究[J].桥梁建设,2023,53(增刊2):97-103.
- [3] 付春雨,高振锋,严鹏,等.基于弹性支承连续梁法的混凝土斜拉桥合理成桥索力计算方法[J].桥梁建设,2022,52(6):124-130.
- [4] 占玉林,侯之瑶,邵俊虎,等.基于响应面法及粒子群算法的异形斜拉桥索力优化[J].桥梁建设,2022,52(3):16-23.
- [5] 李鹏飞,王石磊,魏思聪,等.大型空间异形钢塔斜拉桥索力张拉控制[J].公路交通科技,2022,39(10):49-58.
- [6] 暨仕瑀,吴海军,王邵锐,等.矮塔斜拉桥合理成桥状态及二次张拉力的确定[J].公路,2022,67(6):122-128.
- [7] 覃木宝,王华,王龙林.基于改进海狮算法优化支持向量机的斜拉桥索力优化研究[J].森林工程,2023,39(4):160-169.
- [8] 王桢,张劲泉,周建庭,等.基于影响矩阵的斜拉桥合理成桥状态索力优化[J].公路工程,2021,46(4):31-38,45.

收稿日期:2025-01-22

(上接第69页)

参考文献

- [1] 葛冬冬,刘定远,吕松涛,等.变温变湿条件下早强水泥稳定碎石的断裂性能[J].中外公路,2025,45(1):31-41.
- [2] 杨伟军,金振洲,杨建宇,等.基于灰色关联分析的碱激发锂渣再生水泥稳定碎石混合料性能研究[J].重庆交通大学学报(自然科学版),2025,44(2):68-74.
- [3] 王名侠.浅谈水泥稳定碎石基层裂缝病害及防治[J].城市道桥与防洪,2016(10):126-127,16.

- [4] 柴海成.膨胀剂对水泥稳定碎石温缩性能及干缩性能的影响研究[J].路基工程,2018(3):95-99.
- [5] 张立亭.振动搅拌水泥稳定碎石施工技术探讨[J].西部交通科技,2019(5):26-28.
- [6] 雷蕾,姜慧,顾万,等.外掺剂改良再生水泥稳定碎石基层材料试验研究[J].公路,2022,67(2):31-37.
- [7] 俄广迅,曹卫东,钟国强,等.掺加细粒风化料的水泥稳定碎石级配优化设计方法[J].新型建筑材料,2024,51(8):142-146.

收稿日期:2025-01-22

双线盾构下穿既有地铁隧道变形研究

杨富山¹, 卢波², 覃丽君³, 李晓峰¹

(1. 南宁轨道交通建设集团有限公司, 广西 南宁 530029; 2. 广西交通设计集团有限公司, 广西 南宁 530029; 3. 贵港市新发展投资集团有限公司, 广西 贵港 537100)

摘要: 文章以南宁地铁3号线某区间双线盾构隧道下穿既有运营1号线为工程依托, 通过有限元数值模拟, 研究双线盾构下穿对既有地铁运营线路隧道的变形影响。结果表明: 单线盾构下穿引起的既有隧道沉降变形呈“V”形分布; 双线盾构下穿引起的既有隧道(加固后)沉降变形呈“倒梯形”曲线分布; 双线盾构下穿引起的既有隧道水平位移具有叠加效应。

关键词: 盾构下穿; 数值分析; 结构变形; 监测

中图分类号: U455.43 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.029

文章编号: 1673-4874(2025)05-0098-03

0 引言

随着城市轨道交通快速发展, 新建地铁与既有隧道空间交错难以避免, 变形控制不当将引发安全风险^[1-2], 盾构隧道近接施工引发的既有线路变形控制成为关键难题。近年来, 许多专家学者对盾构下穿、侧穿既有线路施工做了大量研究, 并取得了一定的成果。谭忠宏^[3]通过数值模拟与现场监测对比分析, 揭示了昆明地铁4号线盾构隧道重叠下穿既有2号线的变形规律。张好旗^[4]基于Midas GTS软件构建新建隧道下穿既有三维静力模型, 揭示施工引发的既有隧道位移与力学响应规律。施柳盛等^[5]以上海北横通道大直径盾构下穿地铁10号线为例, 分析软土特性下盾构掘进对运营隧道的影响机制, 据此提出沉降控制与施工优化方案。姚德峰^[6]依托郑州地铁某下穿工程, 综合数值模拟与现场监测, 揭示富水砂层盾构掘进诱发既有隧道变形机理, 并制定针对性控制技术。本文以南宁地铁3号线某区间双线盾构隧道先后下穿既有运营的1号线为工程依托, 通过有限元数值模拟, 将仿真计算数据与现场监测数据进行验证分析, 研究双线盾构下穿对既有地铁运营线路隧道变形的影响规律, 以期类似工程提供有效参考。

1 工程概况

南宁地铁3号线某区间隧道线路出金湖广场站后依次下穿金湖东地道、既有1号线区间隧道、市地税局, 并侧穿金湖南广场和圣展独立公社后到达琅西站。下穿段与既有1号线区间隧道垂直间距为5.7~5.9 m, 且地质条件复杂, 是该区间施工的高风险点。新建3号线区间隧道埋深为11.3~22.6 m, 采用泥水平衡式盾构法施工, 盾构管片厚0.3 m、环宽1.5 m、外径6 m、内径5.4 m。既有1号线区间隧道为管片外径为6 m的盾构施工隧道。下穿段主要地层从上到下依次为粉土层、粉砂层、圆砾层泥和质粉砂岩。新建3号线区间隧道与既有1号线区间隧道平面相互位置关系如图1所示。



图1 新建隧道与既有隧道的平面位置关系图

2 数值模拟

2.1 模型的建立

2.1.1 计算模型基本假设

考虑到新建3号线双线区间隧道施工引起的既有1号线区间隧道结构变形及内力变化均与地层关系密切, 采用地层-结构模型进行分析, 本研究基于以下假设建立数值模型:

- (1) 假定区间结构为线弹性材料, 土体为弹塑性材料。
- (2) 通过刚度等效的方法, 将轨道交通结构、建筑物基础结构及临时支护结构分别等效为同刚度材料。
- (3) 假定金湖东地道、轨道交通结构及土体之间符合变形协调原理。

2.1.2 几何模型及参数选择

考虑到施工过程中的空间效应, 新建3号线区间隧道管片、既有1号线区间隧道管片、金湖广场站车站结构、金湖东地道采用板单元模拟, 其余单元采用实体单元模拟。计算模型见图2, 土层计算参数和结构材料力学参数分别见表1和表2。

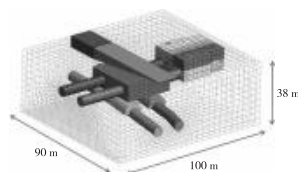


图2 计算模型整体网格划分图

第一作者简介: 杨富山(1988—), 硕士, 工程师, 研究方向: 轨道交通工程。

表 1 土层计算参数表

土层名称	厚度/m	天然重度/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	黏聚力/ kPa	内摩擦角/ $^{\circ}$
素填土	2	19.4	16	11
粉质黏土	3	20.0	25	13.5
粉土	1	20.5	6	17
粉砂	7	21.0	2	20
圆砾	8	20.6	0	34
泥岩	17	21.3	85	17.5

表 2 结构材料力学参数表

结构名称	重度/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性模量/MPa	泊松比
管片	25	27 600	0.18
注浆加固	20	1 700	0.25

根据施工组织方案,分为以下 4 个施工工况进行数值模拟:

- (1)初始平衡(形成初始应力场)。
- (2)既有 1 号线隧道与金湖东地道开挖(位移清零)。
- (3)3 号线左线隧道开挖,开挖步距为 1 m。
- (4)3 号线左线通过后,右线开挖,开挖步距 1 m。

2.2 盾构左线施工

新建 3 号线区间盾构左线下穿既有 1 号线区间隧道后,既有 1 号线隧道变形云图如图 3 所示,既有 1 号线区间隧道竖向和水平向位移云图分别如图 4 和图 5 所示。从变形云图(图 3)可看出,3 号线区间盾构左线下穿后,既有 1 号线左右区间隧道变形最明显的位置均出现在 3 号线左线区间隧道正上方,其中既有 1 号线左线区间隧道最大沉降量为 2.12 mm,右线区间隧道最大沉降为 2.41 mm。从竖向位移云图(图 4)可看出,沿既有 1 号线区间纵向,竖向变形曲线近似正态分布,大致呈“V”形,沉降范围沿既有 1 号线纵向影响长度两侧各约为 $2D$ (D 为隧道直径)。从水平位移云图(图 5)可看出,盾构左线通过后,既有 1 号线区间隧道水平位移最大值为 1.03 mm,水平位移最大值出现在 3 号线左线盾构处。

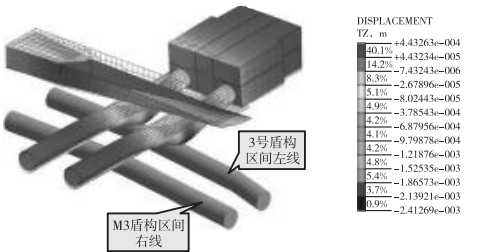


图 3 左线通过后金湖东地道、1 号线变形云图

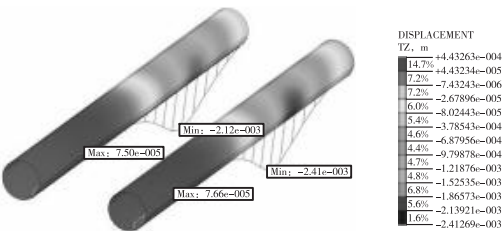


图 4 左线通过后 1 号线隧道竖向位移云图

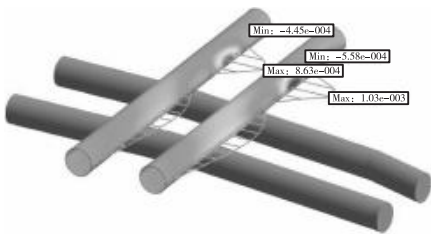


图 5 左线通过后 1 号线隧道水平位移云图

2.3 盾构右线施工

新建 3 号线区间盾构右线下穿既有 1 号线区间隧道后,既有 1 号线隧道变形云图如图 6 所示,既有 1 号线区间隧道竖向和水平向位移云图分别如图 7 和图 8 所示。从竖向位移云图(图 7)可看出,3 号线区间盾构右线下穿后,既有 1 号线左线区间隧道最大沉降量由 2.12 mm 增大到 2.55 mm,右线区间隧道最大沉降量由 2.41 mm 增大到 2.73 mm。右线通过后,既有线路沉降主要集中于沿既有线路纵向 $8D$ (约 48 m) 范围内,3 号线左、右线正上方及中间部分共约 $4D$ 范围内沉降最大,且较均匀。同时可看出,沿既有 1 号线区间纵向,竖向沉降变形曲线呈明显的“倒梯形”曲线分布。从水平位移云图(图 8)可看出,盾构右线通过后,既有 1 号线区间隧道水平位移最大值由 1.03 mm 增大到 1.72 mm,水平位移最大值位置由 3 号线左线盾构挪动至 3 号线左线与右线之间。

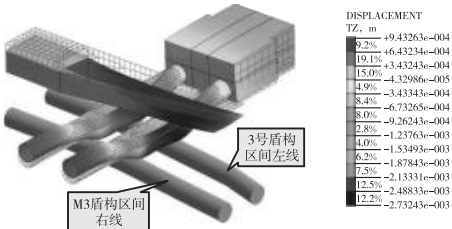


图 6 右线通过后金湖东地道、1 号线变形云图

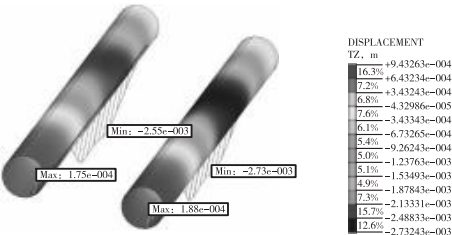


图 7 右线通过后 1 号线隧道竖向位移云图

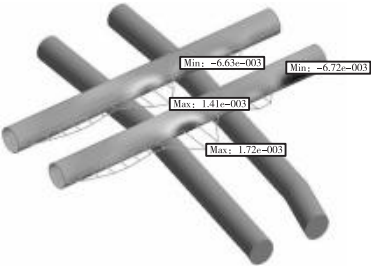


图 8 右线通过后 1 号线隧道水平位移云图

3 现场监测

双线盾构下穿期间,对位于施工影响范围内的既有 1 号线运营隧道进行自动化监测。

既有 1 号线隧道最大竖向和水平位移实测数据与数值计算结果对比如表 3 所示。由表 3 可知,盾构左线施工时,既有 1 号线隧道实测最大竖向和水平位移分别为 2.28 mm 和 0.92 mm,数值计算最大竖向和水平位移分别为 2.41 mm 和 1.03 mm;盾构右线施工时,既有 1 号线隧道实测最大竖向和水平位移分别为 2.60 mm 和 1.61 mm,数值计算最大竖向和水平位移分别为 2.73 mm 和 1.72 mm。实测数据与模拟结果的误差 $<10\%$ 。实测数据验证了数值分析模型的可靠性,下一步基于数值分析的成果进行规律总结及分析。

表 3 实测数据与数值计算数据对比表

施工工况	最大竖向位移/mm		最大水平位移/mm	
	实测	数值计算	实测	数值计算
左线开挖	2.28	2.41	0.92	1.03
右线开挖	2.60	2.73	1.61	1.72

4 结果分析

根据前文数值分析结果,总结得到双线盾构下穿对既有隧道的变形影响规律并分析如下:

(1)单线盾构下穿引起的既有隧道沉降变形呈“V”形分布。

基于 Peck 公式理论,在不排水情况下,隧道开挖所形成的地表沉降槽的体积应等于地层损失的体积,地层损失在整个隧道长度上均匀分布,隧道施工产生的地表沉降横向分布近似为正态分布曲线^[7],如图 9 所示。

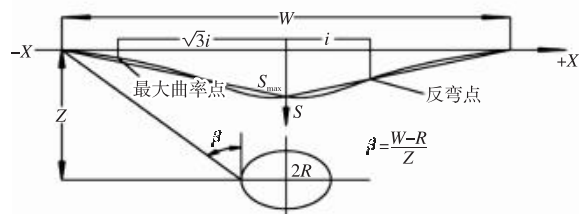


图 9 单线盾构隧道上方地面横向沉降槽图

单线盾构下穿引起其上方土体沉降变形,土体沉降变形带动土体内部的既有隧道变形,故隧道沉降变形曲线与土体沉降槽保持一致,近似正态分布并呈“V”形。

(2)双线盾构下穿引起的加固后的既有隧道沉降变形呈“倒梯形”曲线分布。

双线盾构下穿时,基于 Peck 公式得到的沉降槽叠加,最终引起的地表沉降如图 10 所示近似“W”形^[8]。

双线盾构下穿引起其上方土体沉降变形,土体沉降变形带动土体内部的既有隧道变形,故隧道沉降变形曲线与土体沉降槽保持一致,理论上应呈“W”形。但如前文所述,该工程双线盾构下穿后,上方既有隧道竖向沉降变形曲线呈“倒梯形”分布,与理论分析存在差异。出现

该差异的原因,推测是因为该工程既有隧道周边土体均进行注浆加固(如图 2 所示),周边土体加固后,约束了既有隧道的不均匀沉降,从而导致隧道沉降变形由“W”形转为“倒梯形”,最大沉降值有一定程度减小。该变化同时印证了既有隧道周侧土体加固措施的对控制沉降变形的有效性。

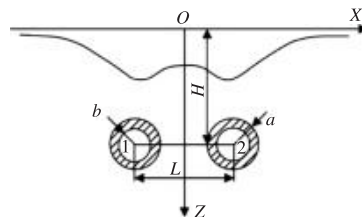


图 10 双线盾构隧道上方地面横向沉降槽叠加示意图

(3)双线盾构下穿引起的既有隧道水平位移具有叠加效应。

由数值分析成果可知,3 号线左线与右线先后下穿,右线通过后,既有 1 号线区间隧道水平位移最大值由 1.03 mm 增大到 1.72 mm,最大值位置由 3 号线左线盾构移动至 3 号线左线与右线之间。该情况表明,双线盾构下穿引起的既有隧道水平位移有叠加效应,水平位移最大值处为先后实施的左右线盾构刀盘推力对其前方土体的影响程度最大叠加点。

5 结语

本文结合相关文献,对双线盾构下穿既有地铁区间隧道进行数值模拟,用现场监测数据对模型分析结果进行验证,基于数值模拟分析成果,总结了单线、双线盾构下穿对既有地铁运营线路隧道沉降变形的影响规律,指出了双线盾构下穿对既有隧道水平位移的叠加效应。以上成果可为后续类似工程分析及实施提供参考。

参考文献

- [1]孙国庆.深圳地铁盾构隧道接收端近距离下穿既有有线加固技术[J].隧道建设,2015,35(10):86-90.
- [2]杜棣宾.盾构隧道下穿铁路桥梁影响分析[J].工程技术研究,2023,8(146):9-12.
- [3]谭忠宏.昆明轨道交通 4 号线下穿对既有 2 号线的影响及变形控制技术[D].成都:西南交通大学,2021.
- [4]张好旗.新建隧道下穿对既有运营地铁隧道影响及控制研究[D].重庆:重庆交通大学,2022.
- [5]施柳盛,程子聪,谢小创.大直径盾构隧道下穿既有地铁隧道影响分析及控制[J].建筑施工,2023,45(12):2386-2388,2392.
- [6]姚德峰.盾构法施工在富水砂层条件下穿越既有地铁隧道变形研究[J].建筑技术开发,2024,51(6):75-77.
- [7]段绍伟,黄磊,鲍灶成,等.修正的 Peck 公式在长沙地铁隧道施工地表沉降预测中的应用[J].自然灾害学报,2015,24(1):164-169.
- [8]芮勇勤,袁健玮,范文举,等.双线隧道施工过程中地层变形控制数值分析[J].公路,2023,68(6):455-462.

收稿日期:2025-01-22

某景观人行索道桥受力分析及稳定性优化研究

刘梦麟, 欧阳平, 黄珠

(广西交通设计集团有限公司, 广西 南宁 530029)

摘要: 文章以某景观人行索道桥为工程背景, 开展该类桥型设计及受力分析研究。结果表明: 根据有限元数值模拟分析, 人行索道桥需充分考虑主索、副索和稳定索的协同受力; 由于结构柔性大, 活载占比高, 需重点关注结构的稳定性问题; 全桥半布人群荷载和横向风荷载是影响结构整体稳定性的关键控制荷载; 合理布置稳定索可有效提升人行索道桥的结构整体稳定性。本研究可为今后类似桥梁分析计算提供参考和借鉴。

关键词: 人行索道桥; 桥梁结构设计; 整体稳定性分析; 稳定索; 参数分析

中图分类号: U448.11 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.030

文章编号: 1673-4874(2025)05-0101-03

0 引言

现代索道桥最早在国内应用于军队中的临时便桥。由于其跨越能力大、造型美观、环境协调性好、造价经济、架设方便等优点, 逐渐转为民用, 在山区和景区得到较多的应用^[1-4]。该桥型通常供人行为主, 结构柔性大, 稳定性要求高, 但其设计计算尚无针对性的规范可依循^[5-7]。本文以某景观人行索道桥为例, 探讨其设计及受力分析要点, 为今后类似桥梁分析计算提供参考和借鉴。

1 项目概况

某人行索道桥位于广西某规划旅游景区。大桥是连接两岸景点的重要通道, 为游客专用桥梁。大桥跨越红水河一支流, 桥址区属河流阶地地貌, 地形起伏较大, 地面高程在 139~169 m, 相对高差约 30 m。该人行桥采用计算跨径为 150 m 的索道桥, 如图 1、图 2 所示。根据景区规划, 在索道桥两端桥台上设置行人栖息亭榭。

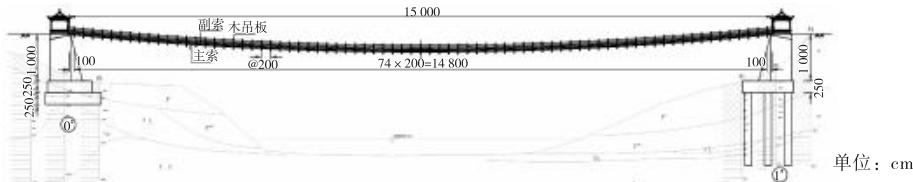


图 1 桥型布置立面图

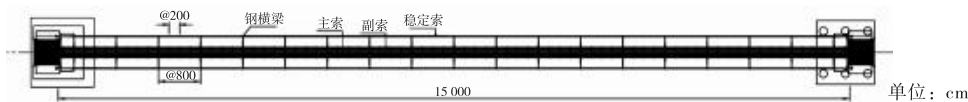


图 2 桥型布置平面图

2 技术标准

- (1) 理论计算跨径: 单跨 150 m。
- (2) 桥宽: 总宽 2.06 m, 净宽 1.70 m。
- (3) 设计荷载: 人群荷载按 1.5 kN/m²。
- (4) 垂跨比: 成桥恒载状态下, 垂跨比 $f/L = 1/40$ 。

3 设计要点

该桥为景观人行索道桥, 理论计算跨径 $L = 150$ m, 桥宽 2.06 m (净宽 1.70 m)。成桥状态下主索、副索和稳定索垂度均为 3.75 m, 垂跨比为 1/40。

桥梁采用钢丝绳作主要承重索, 桥面铺设木板, 两侧设置钢丝绳副索兼作栏杆, 每隔 2 m 采用木吊板将主索、副索及桥面板联结一起; 在距离桥梁中线 3 m 的两侧各设置两根同主索规格的稳定索, 稳定索在任何一处均

高出主索 0.5 m, 每隔 8 m 采用八字形钢横梁将稳定索、主索及桥面系联结在一起, 如图 3 所示。主索及稳定索采用直径为 48 mm 的 6×36WS+IWR(钢芯) 钢丝绳, 最小破断拉力为 1 450 kN; 副索采用直径为 30 mm 的 6×36WS+IWR(钢芯) 钢丝绳, 最小破断拉力为 567 kN。

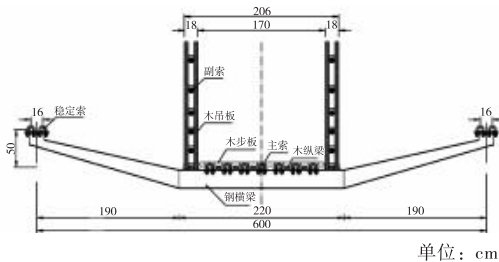


图 3 钢横梁处桥梁横断面图

第一作者简介: 刘梦麟(1987—), 硕士, 高级工程师, 主要从事大跨与新型桥梁结构设计研究工作。

两侧桥台采用重力式桥台。索体均锚固于桥台顶部,其中主索锚固于桥台后部,在桥台前端设置转向滑轮装置,稳定索及副索采用钢管混凝土柱作锚固。

4 结构受力性能分析

4.1 结构有限元模型

采用有限元软件 Midas Civil 建立三维空间杆系计算模型(如图 4 所示)。主索、副索和稳定索均采用索单元模拟,保证刚度、重量和设计一致;木吊板、木横梁和钢横梁等采用弹性梁单元模拟;木步板采用四节点板单元模拟。全桥共计 6 034 个节点,6 472 单元。

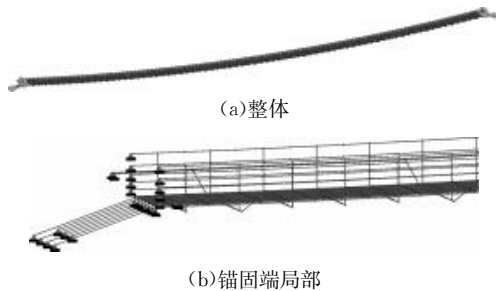


图 4 全桥整体计算有限元模型图

4.2 静力分析荷载步

由于索道桥直接采用索体承载,无加劲梁,结构整体柔性较大,在静力计算中考虑结构的几何非线性,按施工阶段迭代计算活载效应,如表 1 所示。

表 1 静力计算分析阶段表

编号	阶段描述	备注
CS1	成桥	施加所有恒载,达到成桥设计线形
CS2	满布人群荷载	考虑活载布置的最不利情况

4.3 静力分析计算结果

静力分析计算结果如表 2 所示。根据计算结果可知:
(1)由于人行索道桥通过木吊板、钢横梁等将主索、副索、稳定索及桥面板联结成整体,三类索体共同承受活载,以主索受力为主。各索体受力的最小安全系数达 $5.6 > 3.5$,安全性均满足要求。
(2)各索体的活载(人群荷载)效应占比最高达 48.9%。在满布人群荷载作用下,全桥最大竖向位移为 $0.82\text{ m} > L/250 = 0.6\text{ m}$,超出常规悬索桥加劲梁竖向挠度控制值。可见,人行索道桥结构刚度较小,需引起重视。

表 2 静力分析计算结果表

项目	主索索力/ kN	主索安全 系数	副索索力/ kN	副索安全 系数	稳定索索力/ kN	稳定索安全 系数	全桥最大 竖向位移/m
CS1(恒载)	132.6	10.9	62.1	9.1	141.0	10.3	0
CS2(恒载 + 满布人群)	259.3	5.6	94.9	6.0	206.5	7.0	0.82
活载效应占比	48.9%	—	34.6%	—	31.7%	—	100%

5 结构整体稳定性优化研究

5.1 稳定索对结构整体稳定的影响分析

人行索道桥由于刚度较小,当跨径越大时,其稳定性问题越突出^[8-9]。为提高全桥整体稳定性,本文开展了稳定索布置的参数化分析。重点研究稳定索与桥中心线距离 S_0 、稳定索规格(含直径 D 、根数 n)对结构整体稳定性的影响,控制参数见图 5。结构稳定性分析考虑“全桥满布人群荷载工况”和“全桥一侧半布人群荷载工况”,荷载布置如图 6 所示。

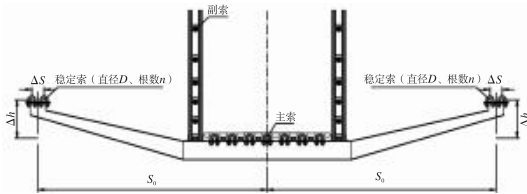


图 5 结构整体稳定性分析控制参数示意图



图 6 全桥一侧半布人群荷载工况加载示意图

结合表 3 至表 4 可知,全桥满布人群荷载工况对结构整体稳定性影响较小,即使不布置稳定索,也不容易发生结构整体失稳;对于全桥一侧半布人群荷载工况,合理布置稳定索可有效提高结构的整体稳定性,稳定索与桥中心线距离 S_0 越大、稳定索规格越大(直径 D 越大或根数 n 越多),则结构整体稳定系数越高。

表 3 S_0 对结构稳定性的影响工况验算表

稳定索与桥中心线 距离 S_0/m	桥梁结构整体稳定系数 λ	
	全桥满布人群 荷载工况	全桥一侧半布人群 荷载工况
无稳定索时	310.5	0.53
1.5	108.1	0.61
2.5	260.7	1.20
3.5	不失稳	3.21

注:参数 S_0 分析时, $n = 1$, $\Delta S = 0\text{ m}$, $\Delta h = -0.075\text{ m}$, $D = 60\text{ mm}$

表 4 D 对结构稳定性的影响工况验算表

稳定索直径 D/mm	桥梁结构整体稳定系数 λ	
	全桥满布人群 荷载工况	全桥一侧半布人群 荷载工况
48	不失稳	5.12
60	不失稳	7.57

注:参数 D 分析时, $n = 2$, $S_0 = 3.5\text{ m}$, $\Delta S = 0.3\text{ m}$, $\Delta h = -0.075\text{ m}$

经反复试算分析,综合考虑结构受力及经济性,最终采用前文描述的推荐设计方案(控制参数为: $S_0 = 3.0\text{ m}$, $\Delta S = 0.16\text{ m}$, $\Delta h = 0.5\text{ m}$, $n = 2$, $D = 48\text{ mm}$)。

5.2 优化方案的结构整体稳定性分析结果

针对推荐的优化设计方案,本文采用四种工况对结构整体稳定性进行深入分析。具体工况如下:

- (1) 工况 1: 全桥满布人群荷载。
- (2) 工况 2: 全桥一侧半布人群荷载。
- (3) 工况 3: 全桥一侧半布人群荷载 + 十年一遇横向风荷载。
- (4) 工况 4: 百年一遇横向风荷载。

其中,十年一遇风荷载基本风速考虑为 20.3 m/s ;百年一遇风荷载基本风速考虑为 25.6 m/s 。



图7 工况 1 全桥整体第一阶失稳模态图($\lambda = 240.4$)

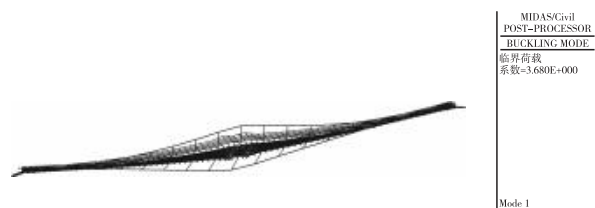


图8 工况 2 全桥整体第一阶失稳模态图($\lambda = 3.68$)



图9 工况 3 全桥整体第一阶失稳模态图($\lambda = 2.836$)

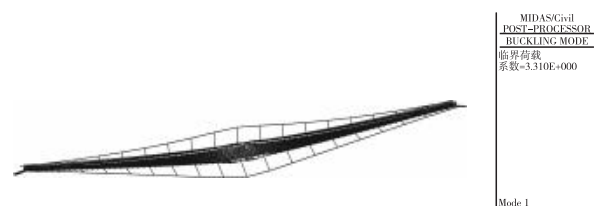


图10 工况 4 全桥整体第一阶失稳模态图($\lambda = 3.31$)

全桥整体稳定性分析结果如图7至图10所示。由分析结果可知:

(1) 在人群荷载及横向风荷载作用下,桥梁结构整体一阶失稳模态均以侧翻失稳为主。

(2) 在全桥满布人群荷载工况下,稳定系数为240.4,桥梁基本没有整体失稳的风险。

(3) 全桥一侧半布人群荷载和横向风荷载及其组合工况,是人行索道桥稳定性分析的控制工况。采用该桥的优化设计方案,桥梁结构最小整体稳定系数在2.5以上,结构整体稳定性满足要求,能确保全桥在不超载的情况下,运营期间不会发生全桥整体失稳。

6 结语

本文通过对某景观人行索道桥进行设计分析研究,可得出下述结论:

(1) 由于主索、副索和稳定索通过木吊板、钢横梁等构造联结成整体,人行索道桥的结构受力分析需考虑三类索体的协同受力。

(2) 人行索道桥的活载效应占比高,结构刚度较小,活载作用下全桥竖向位移大,建议运营期间控制上桥通行人数不超过设计标准。

(3) 由于人行索道桥结构柔性较大,需重点关注结构稳定性分析。“全桥一侧半布人群荷载”和“横向风荷载”及其组合工况是人行索道桥结构整体稳定性的关键控制荷载工况,设计计算时需充分考虑其不利影响。

(4) 合理布置稳定索对于提高人行索道桥的结构整体稳定性具有较大的作用。

参考文献

- [1] 黄绍金, 刘陌生. 现代索道桥[M]. 北京: 人民交通出版社, 2004: 1-7.
- [2] 杜俊波, 杨萍, 刘新华. 双堡特大桥索道桥设计与施工技术探讨[J]. 公路, 2024, 69(4): 102-109.
- [3] 陶小兰, 孙军举. 景区人行索道桥设计[J]. 公路交通科技, 2022, 38(2): 104-109.
- [4] 马蕾, 胡隽, 何志勇. 人行索桥合理结构形式研究[J]. 世界桥梁, 2012, 40(3): 50-53.
- [5] 王磊, 刘晓健, 韩之江, 等. 人行索道桥主缆计算及成桥状态分析[J]. 工程设计, 2019, 34(2): 68-72, 99.
- [6] 刘钰杰, 王文雅, 邱玲玲. 大跨径人行索道桥舒适度评价及振动控制[J]. 建筑结构, 2021, 51(增刊2): 684-688.
- [7] 刘琪, 周水兴, 陈湛荣. 索道桥静力与横向稳定性分析[J]. 重庆交通大学学报(自然科学版), 2008, 27(3): 335-337.
- [8] 项海帆. 高等桥梁结构理论[M]. 北京: 人民交通出版社, 2001: 262.
- [9] 廖宸锋, 马耀宗, 冯彩霞. 某人行悬索桥总体设计及受力分析[J]. 西部交通科技, 2022(4): 92-94.

收稿日期: 2025-01-22

倾斜摄影技术在基岩裸露岩溶隧道勘察中的应用研究

覃家琪,唐正辉,邓曦

(广西交通设计集团有限公司,广西 南宁 530029)

摘要:针对基岩裸露岩溶山区隧道勘察中地表岩溶隐蔽性强、常规勘察效率低的问题,文章系统分析了无人机倾斜摄影技术的适用性与应用路径,并以崇左至水口高速公路特长隧道(上金隧道)为例开展实践研究。基于倾斜摄影的三维实景模型,精准识别溶洞93处、岩溶裂隙166组,结合地质统计分析揭示岩溶在空间上的分布规律,优化隧道选线,在平面上避开岩溶相对发育的区域,垂向上将设计高程调整至127~142 m以规避高风险区。研究和实践证明,倾斜摄影技术可为基岩裸露岩溶隧道的智能化勘察提供高效、高精度的多维度数据支撑。

关键词: 倾斜摄影;岩溶隧道;工程勘察

中图分类号: U452.1⁺1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.031

文章编号: 1673-4874(2025)05-0104-03

0 引言

岩溶是高速公路工程建设中常见的不良地质之一,岩溶地区隧道施工中80%遇到水害,因水文、地质问题导致的停工时间约占施工总工期的30%,岩溶问题导致的突水突泥等灾害严重威胁施工安全^[1]。工程勘察成果的准确性依赖于翔实的地质资料,但岩溶发育及分布具有隐蔽性,同时岩溶区地形地貌复杂,进一步增加了工程地质勘察的难度,传统且单一的勘察方法难以更全面的对岩溶发育情况进行判断。倾斜摄影技术已经广泛应用于测绘、工程等行业中,如公路交通、地理测绘、地质勘察、地灾识别方面^[2],是综合勘察技术中未来发展的方向之一,可以进一步提升勘察技术体系^[3]。

1 倾斜摄影技术在基岩裸露山区岩溶隧道工程勘察的适用性

1.1 基岩裸露山区岩溶特点及技术适用性分析

岩溶区隧道工程勘察通常具有地形地貌复杂,通常地形陡峭、岩溶峭壁裸露等条件限制,人员及勘察设备进出难度非常大,且岩溶及地下水发育情况等关键工程地质问题存在以下特点:具有区域性规律、局部随机发育、隐蔽不易探查等特点,使得传统的钻探勘察、地质调查等方法需要投入大量人力物力,效率不高且获取的信息不全面,勘察资料来源相对单一。

倾斜摄影技术作为新技术被引入工程勘察中,具有精度高、可视性好、信息量大、坐标准确、易于展示、工期短、成本低等优势。倾斜摄影面分辨率一般优于0.05 m^[4],岩溶隧道区通常基岩裸露、植被较少,地表岩溶地质现象较易识别,能最大化地利用倾斜摄影技术开展勘察工作,对岩溶区进行地质调绘,识别可视的地表岩溶等地质信息,并进行立体建模和相关计算^[5],减少信息采集的难度,增加地质信息获取的广度,可为岩溶水文地质分析提供丰

富而准确的资料。

1.2 倾斜摄影技术用于勘察工作的流程

倾斜摄影技术在岩溶隧道勘察中进行数据采集分析的工作流程如下:

- (1)倾斜摄影外业,获取照片数据。
- (2)外业数据处理,生成三维实景模型、正射影像、高程云图等数字成果。
- (3)利用三维实景模型,对地层产状、岩溶位置、形状与规模、节理裂隙等信息进行数据获取及记录。
- (4)基于正射影像、遥感影像、地形等数据,进一步分析地层分布、区域构造等地质规律。
- (5)整理及分析获取的数据,并结合其他勘察手段获取的信息对勘察区进行分析,若有必要,对关键地质问题采用其他方法进行现场复核。

1.3 可获取主要信息

通过倾斜摄影技术对目标区域进行数据采集及建模后,可通过数字模型对目标区域进行数字化地质调查,主要获取可被识别的地形、地物、地质现象等信息,如图1采集过程所示,通过数字模型,可精准地识别信息的坐标及高程(精度受倾斜摄影模型控制)。主要可观察的岩溶类型主要为地层厚度、岩溶裂隙、构造节理、落水洞、洼地、溶洞口、积水点及其他需要记录的地质现象等,根据不同的地质现象可以获取如表1所示的数据作为后续分析的基础数据。

表1 倾斜摄影技术数字化地质调查主要获取信息表

序号	地质观测点	可获取信息(数据)
1	地层	产状、底层厚度、地层分界线等
2	岩溶裂隙	产状、岩体体积节理数等
3	节理裂隙	产状、岩体体积节理数等
4	地表溶洞	溶洞顶底标高、溶洞大小、坐标、形态等
5	岩溶洼地	洼地形态、洼地底部标高、植被发育情况等
6	其他可观测地质现象	泉点、积水点等

基金项目: 广西交通运输科技成果推广项目“岩土与地下工程灾害安全监测预警及防治技术”(编号:GXJT-CXLHT-2023-02-01);广西科技计划项目“岩溶路基塌陷加筋垫层防控与光纤传感监测体系集成研发与应用示范”(编号:桂科AB24010043)

第一作者简介:覃家琪(1991—),硕士,工程师,主要从事工程地质勘察、岩土工程工作。



图1 基于倾斜摄影技术的溶洞信息采集过程图

2 倾斜摄影技术在岩溶隧道勘察应用实例

以崇水高速公路(崇左至水口高速公路)上金隧道工程勘察为例,对倾斜摄影技术在岩溶隧道勘察中的应用进行研究。

2.1 隧道基本情况

上金隧道为特长隧道,隧道整体走向近西南,采用分离式设计,右线全长3 006 m,最大埋深256.405 m,最小埋深25.366 m;左线全长3 015 m,最大埋深257.9 m,最小埋深28.6 m^[6]。路基高程采用人字坡设计,设计路基高程区间为 129~143 m。

上金隧道地处左江南岸构造-溶蚀峰丛洼地地貌,隧址区北侧与左江直接相连,测区内山峰整体呈中部高、四周低的趋势。山峰陡峭,峰顶标高为 223.6~412.4 m,相对高差为 100~220 m,多为直立陡崖;洼地直径为 50~100 m,最大达300 m左右,洼地底部高程为 111.6~299.7 m,洼地底部或近底部常见消水洞和溢洪洞,形态多样。地表植被主要分布于洼地、缓倾斜坡上,以灌木为主,多生杂草、杂木。

隧址区基岩主要为二叠系下统茅口阶中厚层-巨厚层状灰岩,岩层整体产状较平缓,倾角约为 6°~11°,倾向北东。区域地质构造整体上以北东东向、北西西向为主。隧址区主要地质构造受区域性的芹院断层控制,路线附近走向北西 330°,倾向西南,倾角为 60°~85°,断距为 0.9 km,属压扭性逆断层。

根据拟建隧道和隧址区地形特点,上金隧道隧址具有以下的特点使其可最大化地利用倾斜摄影技术开展勘察工作:(1)地形条件复杂,野外调查无法完全覆盖隧址区,钻探、地面物探等勘察手段实施困难;(2)岩溶发育在区域上受构造控制,平面和垂向分布具有规律性,但局部存在随机性,摸清区域规律能有效推测岩溶发育的情况,指导隧道选线 and 设计;(3)地表基岩裸露,岩溶陡崖上可直接观测到岩溶现象,便于通过三维实景模型识别及采集信息。

2.2 倾斜摄影及数据采集

针对上金隧道的限制条件,提出结合三维实景建模与统计分析进行补充勘察,主要完成的工作量为:航空倾斜摄影及数字化建模 9.2 km²,结合数字三维实景模型工程地质及水文地质调绘 7.6 km²,采集信息溶洞 93 处,岩溶裂隙 166 组,岩层产状及构造等其他信息 10 条。该工

作通过倾斜摄影技术获取的主要信息为:溶洞洞口坐标、洞口底高程、岩溶裂隙产状、岩体体积节理数、节理产状、地层产状及地质描述等信息。

该倾斜摄影外业所用天数为 3 d,数字模型生成及校准为 5 d,通过室内模型采集数据的时间 5 d,投入倾斜摄影技术人员 2 人,地质专业技术人员 1 人。若采用常规地质调查,在投入同等资源的情况下,获取同等量的地质信息需要 30 d 或更长的时间。倾斜摄影技术显著增加了外业勘察的效率。

2.3 数据分析及岩溶发育规律

为探查隧址区岩溶在平面和垂向空间上的分布规律,该案例对通过倾斜摄影采集的信息进行数据分析,可绘制出溶洞分布平面位置示意图、溶洞底部高程出现频率直方图、节理走向玫瑰花图等相应的图表,从中探查勘测区域的构造及岩溶发育规律。

2.3.1 构造发育规律

测区内碳酸盐岩节理裂隙发育,从节理裂隙野外调查及统计成果,可以发现测区内以垂直节理、裂隙为主。如图 2 节理走向玫瑰花图所示,节理走向以北西 320°~340°、北东 20°~40° 两个方向为主,倾向主要以北西 280°~300° 为主,倾角在 50°~80° 之间。可以看出,隧址区构造走向主要受北西向芹院断裂体系影响。

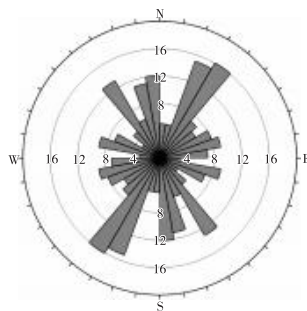


图2 节理走向玫瑰花图

2.3.2 岩溶平面分布规律

根据获取的岩溶信息,通过坐标绘制其平面分布情况,并根据溶洞宽度和高度的平均值,按照 10~20 m、1~10 m、<1 m 的分组进行统计,如图 3 所示,溶洞在隧址区内均有分布,岩溶在平面上的发育也受区域性断层

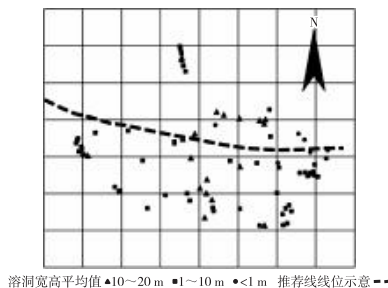


图3 溶洞分布平面位置示意图

控制,整体呈现出自南向北、自两侧向中间逐渐减少的趋势,且区域性的芹院断裂附近岩溶发育程度更高。根据岩溶平面分布的情况,在选线阶段,拟建隧道对溶洞发育密集的地方进行了绕避。

2.3.3 岩溶垂向分层规律

溶洞分布于测区峰丛石山中,通过对可见地表溶洞进行观测统计,隧址区峰丛洼地按高程可分为 110~180 m、180~260 m、260~300 m 三层,地表溶洞在高程 100~120 m、180~200 m、240~260 m 发育程度较高,溶洞发育与岩溶洼地的垂向分层性高度一致,也反映在这区间的岩溶发育程度更高。附近的左江水位一般在 100~120 m,正好位于岩溶发育第一阶梯高程阶梯(100~130 m),故推测第一阶梯的岩溶与左江存在较为紧密的水文联系,为隧址区大气降雨主要向左江排泄的主要通道。

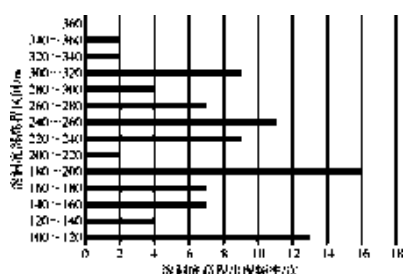


图4 溶洞底部高程出现频率直方图

2.4 岩溶发育规律对隧道选线的影响

针对芹院断裂带两侧岩溶密集发育的情况,结合地形条件实施横向偏移避让,减少穿越高密度岩溶区以及隧道开挖过程中遇到岩溶的概率。并根据垂向岩溶阶梯发育特征(100~120 m为强发育带),将隧道路基设计高程提升至 127~142 m,与第一岩溶发育层形成 7~22 m垂直安全间距。针对可能存在的底部隐伏溶洞,也在设计中加强了岩溶地板探测、超前地质预报等技术的要求,并对可能存在的风险提前做好工程处治的准备。

3 结语

(1)倾斜摄影技术在基岩裸露岩溶山区隧道勘察中展现出显著优势,其通过三维实景建模高效识别地表岩溶,在本文依托工程中,识别溶洞 93 处、岩溶裂隙 166 组及其他地质信息,结合统计分析揭示了岩溶平面分布与垂向分层规律,为优化隧道选线避开高风险岩溶区提供了关键依据。

(2)相较传统勘察手段,倾斜摄影技术能显著缩短地质调查的工作周期,降低高位地形作业风险,解决复杂地形条件下地质调查工作时间久、成本高的难题,为复杂岩溶区智能勘察提供了新范式。

(3)倾斜摄影技术对隐蔽性岩溶(如暗河、深层溶洞)识别有局限性,且对植被覆盖区溶洞识别率不足。未来研究应整合“空-天-地-深”探测技术(如航片解译、三维激光扫描、瞬变电磁法),完善岩溶隧道智能勘察技术体系。

参考文献

- [1]李术才,薛翊国,张庆松,等.高风险岩溶地区隧道施工地质灾害综合预报预警关键技术研究[J].岩石力学与工程学报,2008(7):1297-1307.
- [2]陈云生,邓胜强,覃家琪.论岩溶区公路地质选线[J].西部交通科技,2018(4):27-31.
- [3]吴大鸿,曾耀,邓家喜,等.岩溶地区公路工程未来攻关方向[J].中国公路,2022(15):31.
- [4]刘传志,王兵.倾斜摄影实景三维模型在高速公路改扩建勘察设计中的应用[J].公路,2022,67(8):69-73.
- [5]冯涛,蒋良文,曹化平,等.高铁复杂岩溶“空天地”一体化综合勘察技术[J].铁道工程学报,2018,35(6):1-6.
- [6]陈琳,胡文学.岩溶隧道施工中溶洞跨越技术方案研究[J].西部交通科技,2019(11):60-62,65.

收稿日期:2025-01-22

(上接第 93 页)

综上所述,本文通过数值模拟和现场监测相结合的方法,系统研究了不同施工工法和支护措施对软弱围岩隧道变形的影响,提出了较优的施工和支护方案。研究结果为低山丘陵区软弱围岩隧道的施工提供了科学指导,具有重要的工程应用价值,可为类似工程的施工工法选择和支护设计提供参考。

参考文献

- [1]赵亮亮,杨文波,潘文韬,等.不同大变形等级的层状软岩隧道施工模型试验与数值模拟研究[J].岩石力学与工程学报,2024,43(2):454-467.
- [2]李志厚,全跃,陈树汪,等.浅埋软弱地层中连拱隧道有无中导洞

- 施工工法对比研究[J].现代隧道技术,2022,59(增刊 1):59-73.
- [3]王锋.富水粉细砂地层隧道施工工法研究及应用[J].现代隧道技术,2023,60(增刊 1):26-32.
- [4]王怀正,宋战平,张学文,等.富水弱胶结地层大断面隧道施工方案优化与工程应用研究[J].现代隧道技术,2022,59(2):210-219.
- [5]董增春,毛文涛,潘文韬,等.浅埋偏压小净距三洞并行隧道合理开挖顺序、工法与明洞施工研究[J].公路,2023,68(3):389-399.
- [6]邹小双,阳军生,谢亦朋,等.长沙典型地层参数反演及隧道施工工法优化[J].华中科技大学学报(自然科学版),2023,51(7):55-62.

收稿日期:2025-01-22

沿海高烈度区下承式刚架系杆拱桥抗震性能研究

何琦琪, 龙波, 刘丽芳, 来永

(广西交通设计集团有限公司, 广西 南宁 530029)

摘要: 文章依托某下承式钢管混凝土拱桥, 采用 Ritz 向量法得到该桥的动力特性, 并利用时程分析方法对该桥进行地震响应分析。结果表明: 主桥主要上部结构由于质量较轻, 整体基本处于弹性工作范围, 对于高烈度区的适应性较强; 主墩采用门式分肢墩形式能够有效降低由于墩柱与拱肋刚结对下部构造造成的抗震不利影响, 同时采用纵向半漂浮体系 + 阻尼器的减隔震体系可进一步减少主梁对下构的不利影响, 以达到桥梁的抗震设防目标。

关键词: 下承式; 钢管混凝土拱桥; 动力特性; 抗震性能分析

中图分类号: U448.22⁺5 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.032

文章编号: 1673-4874(2025)05-0107-04

0 引言

凭借跨越能力大、经济性好、外观优美等诸多优点, 拱桥在我国道路建设中的应用较为广泛^[1]。根据桥面梁所处的位置不同, 拱桥可分为上承式、中承式及下承式。其中, 下承式拱桥通常为无推力或者少推力结构, 依靠系杆平衡结构的水平推力。凭借这一优势, 下承式拱桥在基础条件较差的地区也有较强的适应性。下承式拱桥主要有下承式简支系杆拱桥和下承式刚架系杆拱桥两种类型, 其中, 简支系杆拱多用于小跨径桥梁, 在桥梁跨径较大时多采用刚架式系杆拱桥。作为道路交通网络的重要节点, 桥梁是保证整个交通网络顺畅运行的关键。随着近年来地震活动的愈发频繁, 尤其是在汶川大地震之后, 桥梁抗震已成为工程师们首要解决的难题之一。与汶川等西部山区不同, 我国大部分沿海地区第四纪覆盖层广布, 覆盖层较厚。钦州位于广西南部沿海地区, 是广西境内知名的地震高烈度区, 本文以钦州市某下承式拱桥项目为背景, 对沿海高烈度区下承式刚架系杆拱桥的抗震受力特性进行研究分析, 为同类项目提供有益的参考。

1 项目概况

该桥梁全长 1 274.6 m, 其中主桥长 191 m, 为主跨 180 m 的下承式钢管混凝土刚架系杆拱桥。拱肋矢高为 40 m, 矢跨比为 1/4.5, 如图 1 所示。桥梁两片拱肋横向中心间距为 18.9 m, 其哑铃型主拱截面高 3.2 m, 由上下两根管径为 1.3 m 的钢管和缀板构成, 如图 2 所示。



图 1 主桥立面布置示意图

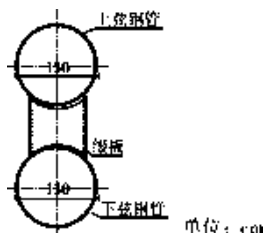


图 2 主桥拱肋截面示意图

2 结构抗震分析方法

到目前为止, 桥梁抗震主要的分析方法有静力法、反应谱法、动力时程法和功率谱法^[2]。

作为早期的结构抗震分析方法, 静力法因未考虑地面运动特性、结构动力特性等关键因素^[3], 与实际差异较大, 因此在工程应用中具有明显的局限性。反应谱法则是在静力法的基础上考虑了结构的动力特性, 使抗震分析更加接近实际情况^[4]。动力时程法则进一步考虑了地震动的时程特性和结构的非线性特性, 提供了更为精确和全面的抗震分析结果, 一般多用于比较复杂及重要桥梁的抗震计算。功率谱法基于随机振动理论, 将地震激励视为随机过程, 通过功率谱密度函数刻画其统计特性, 并以此作为地震输入, 对结构进行随机振动响应分析^[5]。功率谱法的计算结果受到频率成分、能量分布、结构的动力特性等多种因素的影响, 因此在实际应用中对计算资源的需求较高。

目前, 确定性的桥梁抗震设计分析方法主要是反应谱和动力时程分析两类^[6]。该项目主桥采用半漂浮的支座约束体系, 在主桥两侧的端横梁处设置竖向支座与阻尼器进行纵向约束。反应谱虽然计算量少, 概念清晰, 但其本质属于线性叠加原理, 无法考虑桥梁结构的非线性关系。因此针对本桥的特点, 采用动力时程分析法能够更适合, 更全面地分析其在地震作用时的结构性能。

3 结构动力特性

结构的动力特性是进行抗震分析的基础, 其主要由结构的自振周期、振型和阻尼构成, 在桥梁抗震分析中,

第一作者简介: 何琦琪(1980—), 高级工程师, 主要从事大型桥梁结构设计与研究工作。

可利用结构的动力特性分析结果来识别桥梁结构体系中的薄弱点^[7],以便进行有针对性的加强。

自由振动方程为:

$$[M]X''_{(t)} + [K]X_{(t)} = 0 \quad (1)$$

式中:[M]——质量矩阵;

[K]——刚度矩阵。

对式(1)进行数学变换,可将其转化为以质量矩阵和刚度矩阵为参数的广义特征值方程:

$$([K] - \omega^2[M])A = 0 \quad (2)$$

由上述广义特征值方程计算出来正实数集 $\{\omega\}$ 为结构的特征值, ω_i 表示结构的各阶振动频率,其中 ω_1 为结构的基频。因此,求解结构的固有振动频率、周期和振型等结构动力特性可通过求解特征值实现^[8]。

在结构动力学和数值分析中,Ritz 向量法、子空间迭代法和 Lanczos 法是常用的几种求解特征值方法。其中,Ritz 向量法是由 Wilson 等人在 20 世纪 80 年代提出的^[9],最早用于地震动力响应的求解。在相关研究中,Yuan M W 等^[10]将该方法运用于大型特征值问题的分析,证实了其作为特征值求解的一种高效算法。基于此,本文通过 Ritz 向量法对项目主桥进行动力性能分析。鉴于篇幅限制,本文仅给出前六阶主桥的振型分析结果,如图 3 至图 8 和表 1 所示。

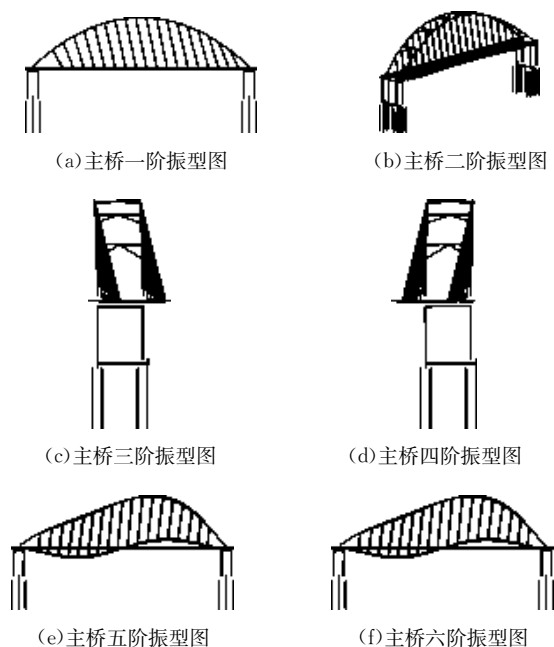


图3 主桥前六阶振型示意图

表1 主桥前六阶动力特性表

振型阶数	周期/s	频率/Hz	振型特征
1	9.322 8	0.107 3	主梁纵飘
2	2.467 3	0.405 3	主拱侧倾
3	1.612 2	0.620 3	主梁横弯
4	1.601 3	0.624 5	主梁横弯
5	1.562 2	0.640 1	主拱竖弯
6	1.526 8	0.654 9	主拱竖弯

由图 3 和表 1 的主桥动力特性可知:

(1)主桥的第一阶自振周期为9.322 8 s,这一结果表明其为长周期的柔性结构。其第一阶的振型显示为主梁纵飘,与主桥支座体系在顺桥向无约束是相符的。

(2)根据相关研究,汽车的自振频率为2~5 Hz,人感频率范围为2.5~3.5 Hz,该桥前六阶的振动频率<2 Hz,这表明无论当汽车还是行人通过该桥时,都不会发生明显的共振和产生明显的不适。

(3)该桥第二阶振型为主拱侧倾,第五阶振型为主拱竖弯,主拱的面外振型先于主拱面内振型出现,表明主拱的面外刚度低于面内刚度,需要对该桥的横向稳定性引起重视。

(4)该桥前六阶的振型主要是主梁的纵飘和横弯、主拱的侧倾和竖弯,低阶振型较为简单,未出现扭转振型,说明该桥的抗扭刚度大,整体性较好。

4 地震响应结果分析

4.1 地震输入

根据桥梁抗震规范要求,该桥的地震作用应根据地震安全性评价报告的结果确定。因此,本文的地震输入采用项目地震安全性评价报告中 E1、E2 的设计地震加速度时程参数,限于篇幅,本文仅分别给出 E1、E2 两水准地震的其中一条设计地震加速度时程曲线,如图 4、图 5 所示。

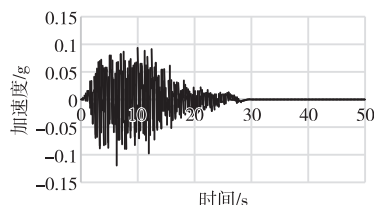


图4 50年超越概率10%地震加速度时程曲线图(E1地震)

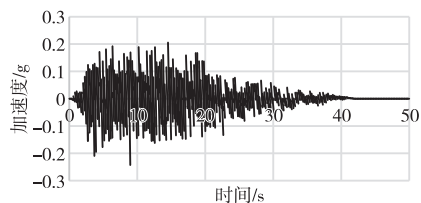


图5 50年超越概率2%地震加速度时程曲线图(E2地震)

4.2 地震结果分析

4.2.1 上部构造地震响应

基于前述的动力特性分析结果,通过采用空间有限元分析软件 Midas Civil 进行主桥的地震时程分析,其主要上部结构的地震响应如表 2 和表 3 所示。

根据表 2 和表 3 的分析结果,在发生 E1、E2 两水准地震作用时,项目上部构造所产生的结构响应均低于材料强度理论设计值,表明结构承载能力符合规范要求。

表 2 主桥上部构造 E1 地震响应计算结果表

部位	σ_{\max}/MPa	σ_{\min}/MPa	设计值/MPa
主拱	27. 1	- 105. 9	295
横撑	63. 5	- 72. 7	275
钢格构梁	93. 1	- 84. 7	270

表 3 主桥上部构造 E2 地震响应计算结果表

部位	σ_{\max}/MPa	σ_{\min}/MPa	设计值/MPa
主拱	88. 5	- 171. 0	295
横撑	155. 7	- 162. 0	275
钢格构梁	143. 7	- 121. 3	270

根据表 4 至表 7 的分析结果,主桥的系杆和吊杆的承载力远大于其地震响应,具有较大的安全储备。

表 4 主桥吊杆 E1 地震响应计算结果表

编号	地震响应/kN	编号	地震响应/kN	设计值/kN
1	1 318. 1	10	1 105. 4	3 819. 2
2	1 259. 0	11	1 131. 8	3 819. 2
3	1 205. 1	12	1 144. 1	3 819. 2
4	1 223. 3	13	1 125. 1	3 819. 2
5	1 233. 4	14	1 102. 1	3 819. 2
6	1 215. 5	15	1 121. 8	3 819. 2
7	1 195. 0	16	1 159. 9	3 819. 2
8	1 177. 0	17	1 226. 2	3 819. 2
9	1 119. 9	18	1 292. 4	3 819. 2

表 5 主桥吊杆 E2 地震响应计算结果表

编号	地震响应/kN	编号	地震响应/kN	设计值/kN
1	1 614. 1	10	1 244. 3	3 819. 2
2	1 612. 3	11	1 351. 1	3 819. 2
3	1 552. 5	12	1 398. 8	3 819. 2
4	1 457. 9	13	1 362. 7	3 819. 2
5	1 549. 2	14	1 249. 1	3 819. 2
6	1 569. 5	15	1 297. 6	3 819. 2
7	1 485. 0	16	1 399. 0	3 819. 2
8	1 490. 3	17	1 452. 5	3 819. 2
9	1 383. 0	18	1 517. 8	3 819. 2

表 6 主桥系杆 E1 地震响应计算结果表

编号	地震响应/kN	编号	地震响应/kN	设计值/kN
1	3 142. 6	5	3 134. 5	6 423. 2
2	3 143. 5	6	3 132. 6	6 423. 2
3	3 141. 6	7	3 140. 8	6 423. 2
4	3 133. 6	8	3 131. 7	6 423. 2

表 7 主桥系杆 E2 地震响应计算结果表

编号	地震响应/kN	编号	地震响应/kN	设计值/kN
1	3 594. 1	5	3 578. 4	6 423. 2
2	3 592. 6	6	3 581. 5	6 423. 2
3	3 595. 7	7	3 540. 8	6 423. 2
4	3 579. 9	8	3 531. 7	6 423. 2

4. 2. 2 下部结构地震响应

根据表 8 至表 11 可知,主墩及桩基在 E1、E2 两水准地震作用下其截面仍然处于弹性工作范围,这一结果表明刚架下承式钢管混凝土拱桥由于墩柱与拱肋刚性连接的特点虽然会造成下构在地震作用下的响应较大,但由于本桥采用了门式分肢墩,能够有效地降低这一不利影响。

表 8 主墩 E1 地震响应计算结果表

位置	内力	N/kN	M_y/kN	M_z/kN	安全系数
主桥侧墩顶	$N(\max)$	- 13 857. 9	- 14 792. 7	17 141. 1	6. 8
	$N(\min)$	- 1 283. 6	14 068. 7	- 1 417. 2	3. 1
	$M_y(\max)$	- 12 857. 4	- 22 675. 0	2 572. 5	3. 9
	$M_z(\max)$	- 10 666. 2	- 2 772. 1	- 21 394. 0	5. 4
主桥侧墩底	$N(\max)$	- 20 399. 7	12 742. 4	- 15 160. 5	6. 6
	$N(\min)$	- 7 168. 0	- 18 221. 4	3 039. 3	3. 9
	$M_y(\max)$	- 17 986. 9	20 729. 1	- 8 035. 8	4. 8
	$M_z(\max)$	- 15 796. 7	2 697. 9	20 699. 3	6. 3
引桥侧墩顶	$N(\max)$	- 30 386. 5	12 869. 9	- 11 338. 3	5. 2
	$N(\min)$	- 16 026. 6	- 22 354. 8	- 1 329. 8	4. 3
	$M_y(\max)$	- 17 164. 3	- 22 677. 6	10 270. 7	4. 3
	$M_z(\max)$	- 25 101. 4	- 1 024. 2	- 23 764. 1	5. 0
引桥侧墩底	$N(\max)$	- 36 528. 9	- 16 521. 2	9 075. 1	4. 3
	$N(\min)$	- 22 274. 5	20 437. 6	- 1 704. 1	4. 8
	$M_y(\max)$	- 22 350. 3	20 738. 6	- 85. 8	4. 7
	$M_z(\max)$	- 31 112. 3	- 2 214. 4	25 744. 9	4. 3

表 9 主墩 E2 地震响应计算结果表

位置	内力	N/kN	M_y/kN	M_z/kN	安全系数
主桥侧墩顶	$N(\max)$	- 19 959. 5	- 39 050. 2	- 12 380. 3	2. 8
	$N(\min)$	2 581. 4	20 700. 1	- 1 336. 3	2. 9
	$M_y(\max)$	- 18 745. 4	- 49 091. 4	- 5 231. 9	2. 0
	$M_z(\max)$	- 16 020. 3	- 22 169. 3	50 021. 2	2. 2
主桥侧墩底	$N(\max)$	- 26 977. 1	38 248. 4	8 055. 2	3. 1
	$N(\min)$	- 1 328. 4	- 28 409. 9	16 244. 2	1. 9
	$M_y(\max)$	- 24 987. 8	48 716. 0	2 991. 5	2. 3
	$M_z(\max)$	- 14 305. 9	28 107. 0	- 53 918. 4	1. 8
引桥侧墩顶	$N(\max)$	- 39 955. 1	35 182. 7	- 6 237. 4	3. 0
	$N(\min)$	- 6 876. 4	- 47 620. 1	17 841. 8	1. 3
	$M_y(\max)$	- 7 044. 8	- 49 096. 4	23 200. 0	1. 3
	$M_z(\max)$	- 25 383. 6	- 20 440. 5	46 688. 3	3. 0
引桥侧墩底	$N(\max)$	- 46 363. 4	- 41 620. 3	1 872. 2	2. 6
	$N(\min)$	- 13 108. 4	47 050. 9	- 12 867. 4	1. 8
	$M_y(\max)$	- 13 616. 2	48 727. 1	- 23 814. 0	1. 7
	$M_z(\max)$	- 31 486. 6	18 267. 6	- 54 847. 9	4. 8

表 10 主墩桩基 E1 地震响应计算结果表

内力	N/kN	M_y/kN	M_z/kN	安全系数
$N(\max)$	- 23 536. 1	- 4 142. 5	- 1 010. 9	1. 7
$N(\min)$	- 895. 0	- 3 193. 6	- 358. 2	3. 3
$M_y(\max)$	- 20 899. 9	- 5 504. 1	- 1 235. 7	1. 7
$M_z(\max)$	- 13 792. 8	- 618. 3	2 860. 8	2. 8

表 11 主墩桩基 E2 地震响应计算结果表

内力	N/kN	M_y/kN	M_z/kN	安全系数
$N(\max)$	-31 544.0	2 954.6	2 803.0	1.7
$N(\min)$	6 603.3	3 418.0	469.2	1.2
$M_y(\max)$	-18 364.9	-5 883.6	-2 385.4	2.2
$M_z(\max)$	-15 887.4	671.7	6 712.5	2.3

4.2.3 附属设施结果

根据表 12 和表 13 可知,主桥支座体系在 E1、E2 两级地震荷载工况下,其竖向承载力能均满足规范要求;然而,单向活动支座的水平向承载力远比地震响应小,表明该方向上的抗震性能不足。目前,常见的抗震型单向活动支座的水平向承载力约为竖向承载力的 20%,在面对较大地震作用时,常常难以满足使用需求。因此,结合该桥特点,通过在单向支座横桥向处采用缓冲橡胶垫+抗震挡块组成的限位装置与支座共同传递水平地震力,可满足其使用需求。

表 12 主桥双向活动支座 E1 地震响应计算结果表

支座型号	竖向响应/ kN	横向响应/ kN	支座承载力/ kN
QZ2.5DX	1 051.7	1 256.5	2 500(横向 500)
QZ2.5SX	895.9	—	2 500

表 13 主桥双向活动支座 E2 地震响应计算结果表

支座型号	竖向响应/ kN	横向响应/ kN	支座承载力/ kN
QZ2.5DX	1 209.7	2 955.9	2 500(横向 500)
QZ2.5SX	1 055.3	—	2 500

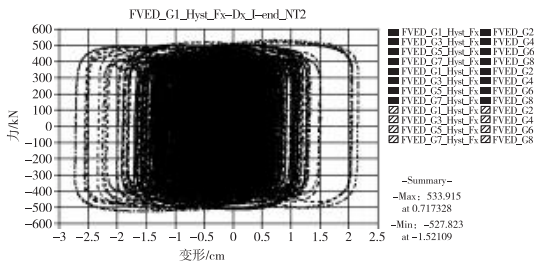


图 6 E1 水准地震作用下阻尼器滞回曲线图

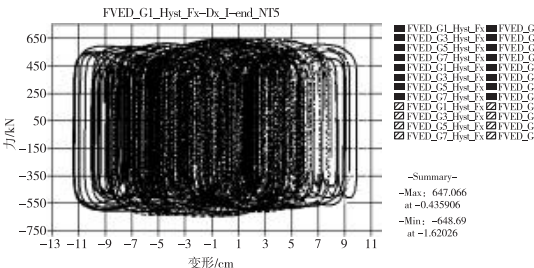


图 7 E2 水准地震作用下阻尼器滞回曲线图

由图 6 和图 7 可知,该项目阻尼器在地震作用时的响应均小于其设计位移与阻尼力,表明阻尼器在地震发

生时仍可正常发挥作用。

5 结语

本文通过对主桥的动力特性及地震响应进行分析可知:

(1)该桥主拱的面外振型先于主拱面内振型出现,且自振频率较小,表明主拱的面外刚度较弱,需要注意加强主拱横向联系。

(2)在 E1、E2 两水准地震作用时,该桥上部构造所产生的结构响应均低于材料强度理论设计值,表明结构承载能力符合规范要求。

(3)该桥为刚架式下承式钢管混凝土拱桥,主拱与主墩固结,在地震高烈度情况下,下构的地震响应往往较大,采用减隔震的条件较为有限。因此,为了达到经济和抗震的双重目的,主墩采用门式分肢墩形式,以减少主墩在强震作用的地震响应。此外,采用纵向半漂浮体系+阻尼器的减隔震体系,能够进一步有效减少主梁对下部结构的地震作用,以满足桥梁的抗震设防目标。

(4)常见的抗震型单向活动支座的水平承载力约为竖向承载力的 20%,在面对较大地震作用时,常常难以满足使用需求,而通过采用缓冲橡胶垫+抗震挡块组成的限位装置与支座共同传递水平地震力是一种有效且经济的做法。

参考文献

[1]黎栋家,杨盼杰,曾有凤.倒 T 型钢+UHPC 桥面结构研究[J].西部交通科技,2022(11):153-156.
[2]贡金鑫,王雪婷,张勤.从汶川地震灾害看现行国内外桥梁抗震设计方法[J].大连理工大学学报,2009,49(5):739-747.
[3]刘金成.摩擦摆支座隔震梁桥地震碰撞反应分析及粘滞阻尼器防撞控制研究[D].北京:北京交通大学,2012.
[4]刘齐茂,燕柳斌.基于零阶和一阶优化算法的建筑物抗震优化设计[J].华南地震,2008,28(4):27-34.
[5]何晗欣.桥梁抗震与抗风及其影响因素分析研究[D].西安:长安大学,2011.
[6]龙波,梁若洲,曾有凤.钢箱提篮拱桥动力特性及抗震性能分析[J].西部交通科技,2024(8):136-139.
[7]谭聊.桥面建有风雨楼的四跨钢筋混凝土板拱桥动力性能研究[D].重庆:重庆交通大学,2013.
[8]谢礼立.结构动力学理论及其在地震工程中的应用[M].北京:高等教育出版社,2007:83-85.
[9]Wilson E L, Yuan M W, Dickens J M. Dynamic analysis by direct superposition of Ritz vectors[J]. Earthquake Eng. Struct. Dyn., 1982(10): 813-832.
[10]Yuan M W, C Pu, S Xiong, et al. The WYD method in large eigenvalue problems[J]. Eng. Comput., 1989(6): 9-57.

收稿日期:2025-01-17

软土深基坑支护方案比选分析

宋元平^{1,2,3},陈梅^{1,2,3}

(1. 广西交通设计集团有限公司,广西 南宁 530029;2. 广西智慧交通安全咨询有限公司,广西 南宁 530029;3. 广西交通安全研究中心,广西 南宁 530029)

摘要: 城市软土地区基坑工程施工面临的环境保护要求日趋严峻。文章结合某深厚软土地铁深基坑工程实例,探讨深厚软土层深基坑在综合考虑自身稳定及保护周边环境的条件下,对基坑支护方案进行了详细的比选分析,阐述深基坑支护方案选型的方法、保护周边环境及确保安全高效施工所采取的综合措施,可供类似工程借鉴。

关键词: 深厚软土深基坑;支护方案选型;环境保护

中图分类号: U291.69 文献标识码: A DOI: 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.033

文章编号: 1673-4874(2025)05-0111-04

0 引言

随着大型城市对地下空间的持续开发,涌现了大量的深基坑工程。这些深基坑工程大多周边环境复杂,如邻近建构筑物、地下管线及基坑实施过程中占用城市道路等。因此,城市深基坑工程实施面临的环境保护要求日趋严峻,特别是当基坑邻近湖泊,地层多为富水地层,基坑开挖深度大且地下水位较高^[1],进一步增加了基坑支护的技术难度。本文结合武汉轨道交通某深厚软土地铁深基坑工程实例,探讨深厚软土地层深大基坑在综合考虑自身稳定及保护周边环境的条件下,支护方案选型的方法、保护周边环境及确保安全高效施工所采取的综合措施,以供类似工程借鉴。

1 工程概况

文章所述武汉轨道交通某地铁站为地下两层双跨岛式车站,采用明挖法进行施工。基坑总长为610 m,一般开挖深度为17.9 m,基坑宽度为21.1 m。车站主体沿二环快速路珞狮南路段南北向布置。基坑周边房屋建筑密集,距离基坑最近为9 m;基坑东侧紧邻市政雨水箱涵。见图1。



图1 基坑总体平面布置图

由于历史原因,站址南段现状地面为南湖原湖滩的淤泥地层中填筑而来,因此站址范围存在深厚的软土地层;因站位紧邻南湖水域,地下水丰富且补给充足。以上因素均不利于该工程深基坑支护结构设计,实施风险较大。

此外,珞狮南路段道路交通疏解、市政综合管线、沿岸建构筑物等受深基坑开挖的不利影响问题将更加突出。

因此,合理选择适宜的围护结构及支护型式将非常关键。针对该站基坑所在场地环境采取配套的综合辅助措施也是工程成功的重要一环;围护结构选型和辅助措施应充分考虑施工的便利性,提高基坑开挖出土效率。

2 工程、水文地质

勘察报告揭示站址范围存在深厚淤泥层。基坑场地范围地层从上至下依次为①杂填土层、②素填土层、③淤泥层、④淤泥质黏土层、⑤黏土层、⑩粉质黏土层以及下覆⑭岩层等。中部约200 m范围车站底板主要位于④地层,部分位于⑤地层。根据勘察报告所提供的土层物理力学参数,③淤泥层及④淤泥质黏土层强度指标很低,对于基坑的实施及周边环境保护不利。各地层物理力学参数见表1。

基坑场地紧邻湖滨,场地内地下水主要为潜水、上层滞水、孔隙水及基岩裂隙水。其中潜水水位基本与邻近湖水水位一致,高程为18.49~19.28 m,随湖水水面涨落而变化。

表1 各地层物理力学参数表

土层代号	天然重度	承载力特征	压缩模量	抗剪强度指标(快剪)		水平渗透系数K
	$\gamma / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	f_{ak} / kPa	$E_{s(1-2)} / \text{MPa}$	c / kPa	$\varphi / ^\circ$	
①	19.9	—	—	8	18	5.0
②	18.9	90	6.1	13	10	0.50
③	15.8	40	2.0	8	3	0.02
④	18.0	60	3.1	14	5	0.01
⑤	18.8	90	5.2	15	8	0.02
⑩	21.0	200	11.2	33	17	0.10
⑭	21.2	300	40.3	11	22	0.18

基坑开挖影响范围主要不良地质为深厚淤泥及淤泥质软弱土层,其分布范围较大,基坑开挖时易造成基坑支护结构产生较大变形、附近建筑物沉降变形等。

第一作者简介:宋元平(1983—),高级工程师,主要从事隧道与地下结构工程设计及研究工作。

3 基坑支护结构方案分析

3.1 基坑总体支护方案选型

为提高城市轨道交通综合效益,规划地铁线路一般沿城市繁华地段主干道敷设,深基坑施工期间需要综合考虑基坑自身稳定、周边环境保护以及实施期间的交通组织等。根据我国地铁建设经验,结合总体的技术要求,在主城区软土地层条件下,可供选择的基坑支护形式主要有两种:排桩方案与地下连续墙方案^[2]。

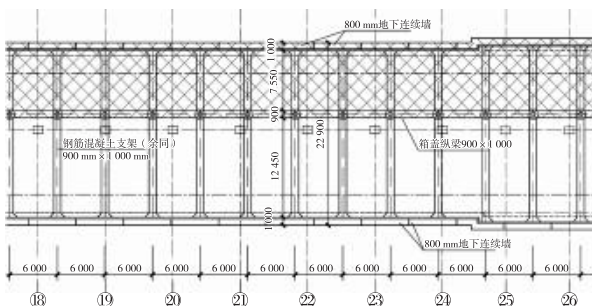


图2 基坑第一道支撑及铺盖系统平面布置示意图(局部)

理论上,钻孔灌注桩+桩间止水方案与地下连续墙两种方案均可满足基坑承载力及刚度要求,且均能确保基坑的整体稳定性。虽然钻孔灌注桩相对来说施工较为方便,且造价相对较低,但是考虑到本站周边复杂的环境条件,如临近南湖水域,地下水量丰富,且具有承压性,若桩间止水帷幕出现渗漏,将大大增加基坑实施的风险;本基坑两侧建构物密集,对变形非常敏感;基坑上方设置半幅交通疏散铺盖系统,基坑支护方案的选择必须更加慎重。而地下连续墙具有止水效果好、刚度大、整体性好等突出的优点,该基坑应优先考虑该方案。综上,拟采用地下连续墙+内支撑的总体设计方案。根据项目特点,为确保连续墙成槽施工中槽壁稳定,槽壁范围软土选择三重管高压旋喷桩进行加固^[3]。

3.2 基坑详细支护方案及加固措施比选分析

该基坑重要性等级为一级,环境保护等级为一级,根据规范^[4-5],需控制基坑支护结构最大水平位移 ≤ 40 mm。地下连续墙厚度应能满足承载力要求,控制基坑水平位移,并符合经济原则,根据以往经验采用800 mm或1 000 mm,最终结合详细支护方案并计算确定;连续墙嵌固深度除符合基坑稳定要求外,尚应考虑对基坑地下水进行隔断,防止基坑内疏干降水时对周边环境造成不良影响。工程靠近建筑地段需严格控制支护结构变形,由于该段恰为淤泥等软弱土深厚地段,长度为200 m,将该范围定义为“加强段”,将重点对加强段基坑支护结构方案进行探讨。

如上所述,在总体方案选择地下连续墙+内支撑方案的前提下,对加强段拟定如下三个方案进行比较分析。

3.2.1 方案一：五道支撑方案

连续墙墙厚采用较为经济的800 mm,设置五道内支撑,第一、三、五道支撑采用800 mm×1 000 mm钢筋混凝土

土内支撑,第二、四道支撑及换撑采用 $D=800\text{ mm}$, $t=16\text{ mm}$ 钢支撑。基坑中部结合地面交通铺盖系统设置一道格构式中立柱。为便于成槽,对软土范围连续墙槽壁采用双轴搅拌桩加固。见图 3。

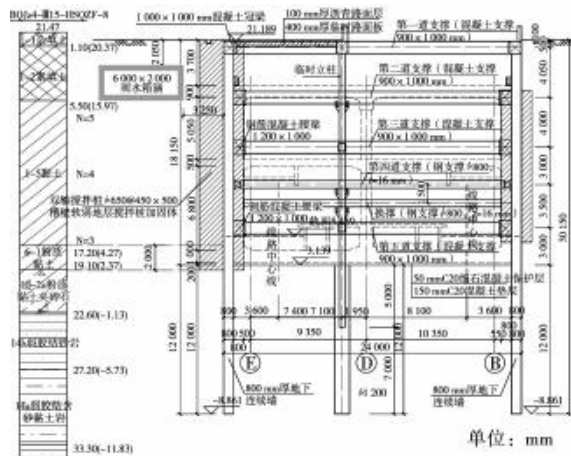


图3 方案一基坑支护横断面示意图

3.2.2 方案二:被动区加固方案

支护结构采用800 mm厚的地下连续墙+四道内支撑。方案二与方案一对比减少一道内支撑。基坑底部被动区软土采用搅拌桩加固,提高被动区地层参数,同样可以达到控制连续墙水平位移的效果^[6]。

3.2.3 方案三:加厚连续墙方案

采用1 000 mm厚连续墙+四道内支撑。为突出对比的效果,方案三不考虑对基坑被动区软土进行加固,而是通过增加连续墙自身厚度来提高其刚度,控制变形。

针对以上三个方案,分别采用天汉深基坑及理正深基坑软件 7.0 进行单元分析,选取加强段两侧最不利钻孔进行计算。针对方案一,详细对比了两款软件的计算结果,考虑到理正深基坑计算结果相对保守,采取 0.85 的刚度折减系数后,与天汉深基坑计算结果基本一致。同时,经过试算可知,深厚软土一侧钻孔起控制作用,方案二及方案三仅列出该钻孔计算结果。在考虑被动区加固体的抗剪强度参数指标时,偏于安全参考本地区地方标准的推荐取值。计算分析结果见图 4 至图 8,通过计算结果对比表(表 2)不难看出,三个方案均可满足要求。

方案一采用800 mm墙厚,由于墙身设计弯矩及剪力较大,连续墙的配筋较大,需采取并筋的配筋形式。因基坑竖向设置了五道内支撑,开挖工序增加,且出土不便,在半盖挖的情况下,效率较低,工期较长。

方案二对坑内被动区软土进行加固,提高了被动区的嵌固效果,在提供弹性反力的情况下变形较小,可有效控制墙身位移。相较于增加一道内支撑,被动区搅拌桩加固造价相对较高;坑内搅拌桩加固后便于机械开挖施工,且少一道支撑后将较大幅度提高出土效率,可缩减基坑施工占用道路的时间,综合效益相对方案一要好。

方案三连续墙墙厚增加至1 000 mm,费用将是三个

方案中最高的。但围护结构刚度大,采用四道内撑,利于施工。

表 2 各方案计算结果对比表

方案	方案简述	墙身最大 弯矩 $M/$ ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	墙身最大 剪力 $V/$ kN	最大水平 位移/ mm
方案一	墙厚800 mm,五道支撑	1 517	769	33.6
方案二	墙厚800 mm,四道支撑, 被动区加固	1 631	927	35
方案三	墙厚1 000 mm,四道支撑	2 164	839.9	29.6

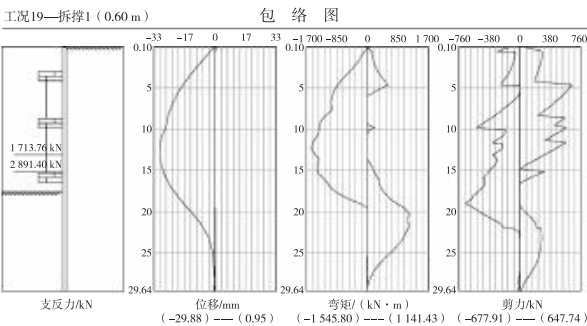


图 4 支护方案一理正软件计算结果包络图(深厚软土钻孔)

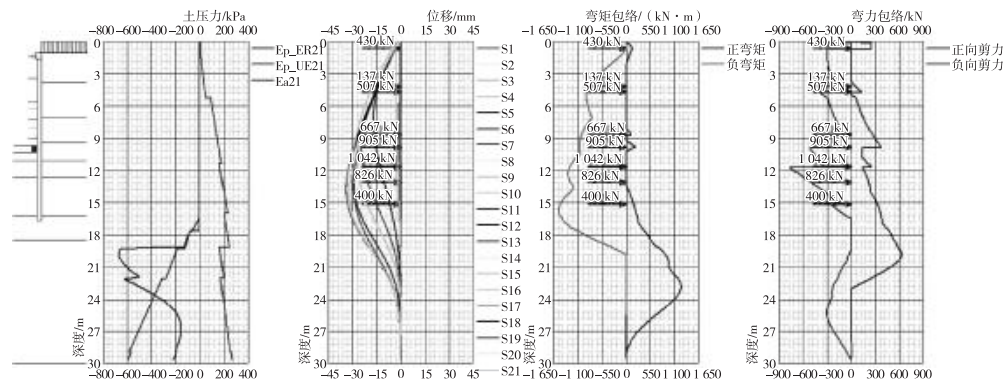


图 5 支护方案一天汉软件对比计算结果包络图(深厚软土钻孔)

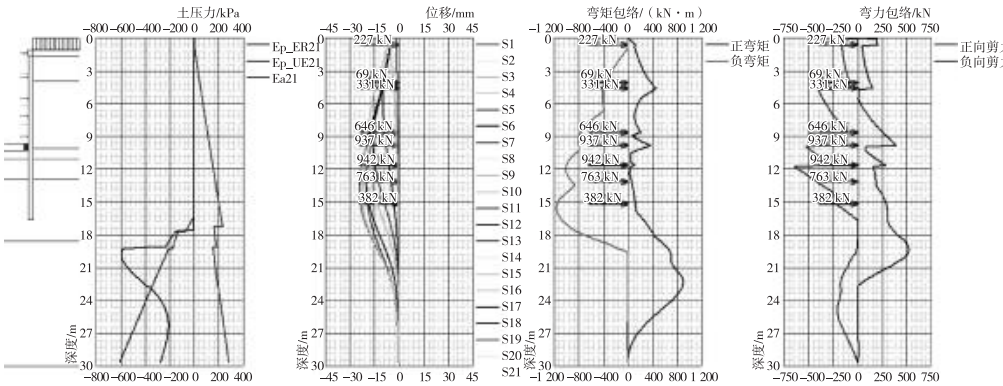


图 6 支护方案一天汉软件计算结果包络图(建筑一侧钻孔)

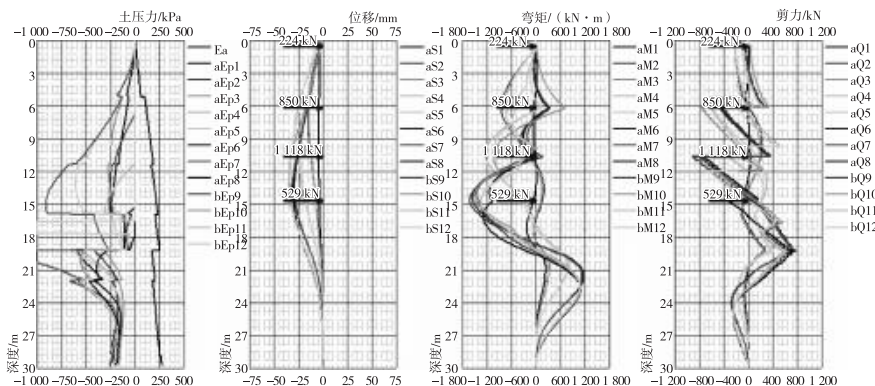


图 7 支护方案二天汉软件计算结果包络图(深厚软土钻孔)

(下转第 166 页)

城市复杂环境下悬索桥锚碇基坑支护技术研究

陈科桦,周龙,林云

(广西交通设计集团有限公司,广西 南宁 530029)

摘要:文章以钦州市区临近高层建筑的悬索桥深基坑为研究对象,针对悬索桥主缆施工、城区施工、高地下水位等约束条件,研究基坑支护形式。通过方案比选,提出基坑北侧采用双排桩(内排咬合桩)与钢管斜撑组合、其余侧采用咬合桩+预应力锚索+钢管斜撑组合的支护体系。同时,结合理正和 Midas Civil 等数值分析软件,对支护结构的变形与受力特性进行了分析。研究表明,采用该支护方案,围护桩在开挖过程中桩顶位移和桩身弯矩均在控制范围内,支护结构稳定可靠,对周边建筑和市政设施的影响较小。研究成果可为城市复杂环境下的悬索桥锚碇基坑支护工程提供技术参考。

关键词:悬索桥;基坑支护;复杂环境;锚碇基坑;双排桩;咬合桩

中图分类号: U445.55 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.034

文章编号: 1673-4874(2025)05-0114-04

0 引言

悬索桥作为一种高效的桥梁结构形式,其锚碇基坑的设计与施工因受主缆锚固体系的限制,具有施工量大、技术难度高、不可预见因素多等特点。在常规条件下,锚杆与支护桩组合形式已被广泛应用于锚碇基坑支护,然而在城区区域,锚杆应用往往受到地下空间限制,且内支撑布置也因空间受限而难以实施。因此,如何根据城区复杂环境的约束条件,选择科学合理的基坑支护形式,并在确保基坑变形可控的同时,降低对周边设施的影响,成为研究的重点和难点。基坑工程是一项复杂的系统工程,需要综合运用支护桩技术、锚索技术、测量技术、施工技术等方面综合知识。悬索桥重力锚碇基坑应根据桥址区域的地质情况,选择科学合理的开挖和支护方案,确保施工安全^[1]。

近年来,国内外学者在基坑支护设计方面开展了广泛研究。徐鹏等^[2]通过数值模拟与实测对比,研究了基坑开挖对邻近建筑变形的影响,提出增加支护数量可有效减小附加沉降的措施;潘有旺等^[3]结合复杂地层的数值分析与现场监测,优化了基坑支护设计方案,显著降低了变形与施工成本;张勇等^[4]验证了双排悬臂桩在深基坑支护中的适用性,并总结了高效的支护施工经验;刘成军等^[5]通过数值模拟分析了双排桩边坡支护结构的受力性能,并验证了合理桩排距和后排桩间距的优化设计;郭桂松^[6]提出双排支护桩结合预应力钢管斜撑和坑内加固技术,提高了边坡稳定性,降低了施工成本并增强了安全性;林宇亮等^[7]针对深基坑桩-撑-土组合支护结构进行了系统研究,发现反压土高度对限制支护结构变形具有最显著影响。然而针对悬索桥锚碇基坑在复杂城区环境中支护优化的研究较少,尤其是针对高层建筑、地下水丰富区域的支护方案仍缺乏系统性研究。

本文依托钦州市区某悬索桥锚碇基坑工程,研究在高层建筑邻近、地下水位高以及多种施工约束条件下的基坑支护设计问题。研究成果可为类似复杂城市环境

中的基坑支护设计提供技术参考。

1 工程概况

本文依托项目为主跨270 m地锚式悬索桥锚碇基坑支护工程,位于钦州市钦南区。锚碇基坑地坪标高为9.5 m,基底设计标高为-5.5 m和-7.5 m,基坑平面尺寸为43.5 m×56.5 m,基坑开挖面积为2 457.75 m²。勘察区周边建筑密度较大,主要为民房、住宅小区,其中锚碇基坑北侧高层建筑距基坑最近处约10 m,为桩筏基础,其筏板底部标高为3.65 m;锚碇基坑南侧为桥梁施工期保通道路;锚碇基坑东西侧为新建桥梁,限制条件较少。

锚碇基坑开挖后,表层的素填土、淤泥质粉质黏土、细砂、粉质黏土、中粗砂将被开挖。基底为中风化泥岩,采用中风化泥岩作为桩端持力层。

锚碇基坑场地周边环境复杂,地下分布有自来水管、排污管、电缆、燃气管、通信光缆等市政管线,且周边有中高层建筑、保通道路等限制因素,因此在开挖过程中,应严格控制基坑周边土体变形。目前,常用的城市基坑支护形式为锚桩或桩与内支撑的组合形式,但锚杆的应用严重受限于已有地下结构,同时受限于地锚式悬索桥主缆锚固施工所需空间,内支撑布置同样受到较大约束。

2 工程地质水文条件

根据工程地质钻探结果,项目所在地属侵蚀-堆积河谷阶地地貌,地层主要由第四系人工填土层、第四系冲洪积层和中生代侏罗系上统碎屑沉积岩层组成。

拟建场地区域内主要河流为钦江,水面宽约125 m,水位受降水及潮汐影响,低潮时水深为0.4~4 m,水位为0.6 m,高潮时河水深为4~7.6 m,水位为3.6 m,基坑附近地下水最高达6.2 m。枯水期江水流速缓慢,暴雨后水位迅猛上涨,淹没现状地面。根据地下水赋存条件、含水介质及埋藏条件,场地自上而下划分为第四系松散岩类孔隙水、碎屑岩类裂隙水两种类型的地下水。土层物理力学参数具体情况如表1所示。

第一作者简介:陈科桦(1991—),硕士,工程师,主要从事桥梁结构设计工作。

表 1 锚碇基坑土层物理力学参数表

指标	$\gamma /$ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	$\gamma_{\text{sat}} /$ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	$c /$ kPa	$c_{\text{sat}} /$ kPa	φ	φ_{sat}	$E_{\text{d}, 1-0.2} /$ MPa
素填土	18.8	19.2	10	8	7	6	3
淤泥质粉质黏土	17.5	17.9	9	7	8	6	3
粉质黏土	19.0	19.3	15	13	14	12	7
全风化岩层	19.6	19.9	16	14	17	14	6
强风化泥质粉砂岩	21.6	21.9	80	65	26	23	—
中风化泥质粉砂岩	25.8	26.0	350	320	35	32	—

3 城市复杂环境悬索桥锚碇基坑支护方案比选研究

3.1 锚碇基坑设计条件

该工程锚碇基坑具有以下特点:

(1)周边环境较复杂,路线两侧均有民房,其中西岸锚碇基坑北侧距离高层住宅楼最近约10 m,住宅楼基础形式为桩筏基础,需采用适当的支护措施,降低锚碇基坑开挖及支护对高层楼房的影响。

(2)两岸锚碇基坑开挖深度较大,最大开挖深度达18.5 m,锚碇基坑平面呈矩形,长边为56.5 m,短边为43 m,锚碇基坑底部设计高程为-7.5 m,地下水位最高时高于锚碇基坑底部高程13.7 m。同时锚碇基坑开挖面积较大,且边线较长,对围护设计要求较高。

(3)两岸锚碇基坑形状规则,但面积较大,且临近江边,地下水丰富,施工期间可能处于雨季,给锚碇基坑支护与稳定性控制带来一定难度。

可见,项目锚碇基坑设计受约束条件较大,属于城市复杂环境悬索桥锚碇基坑,需采用适当支护形式以满足工程实际实施要求。

3.2 支护方案比选分析

经过前文的分析,采用单排桩支护需要设置额外的隔水帷幕,且适用于地下水位较深的支护条件。西岸锚碇基坑北侧楼房对于降水、地面沉降等因素较为敏感,建议采用隔水及防护性能较好的咬合桩或地下连续墙。

针对城市复杂环境下的锚碇基坑支护问题,特别是高楼房侧,本研究对比分析了多种支护方案的适用性,主要包括以下几种:

(1)单排桩咬合桩+锚索/锚杆支护方案:常规方案,具有施工简便、成本较低的优点,但受锚碇基坑北侧高层建筑基础影响,锚杆无法延伸至建筑基础下方,存在安全隐患。

(2)单排咬合桩+多道内支撑方案:内支撑可有效控制围护结构位移,但多道内支撑严重影响锚碇施工空间,导致后续悬索桥主缆锚固施工困难,且拆除过程对围护结构稳定性要求高。

(3)地下连续墙+内支撑方案:支护刚度大,变形控制效果好,但施工周期长,成本高,不适应项目工期及成本控制要求。

(4)双排桩(内侧咬合)+斜撑组合支护方案:创新性方案,双排桩通过刚度互补有效控制变形,钢管斜撑支护减少内支撑数量,为后续施工创造有利空间,在施工阶段易于拆除,同时能有效应对高层建筑邻近区域的严格变形控制要求。

通过综合分析各方案的技术可行性、经济性、施工便捷性和对后续工程的影响,最终确定双排桩+钢管斜撑组合支护方案作为锚碇基坑关键区域(北侧高层建筑邻近区)的最优支护形式,其余区域则采用咬合桩+预应力锚索+钢管斜撑的组合设计。方案比选结果如表2所示。

表 2 支护方案比选分析表

方案类型	变形控制效果	对高层建筑影响	施工难度	经济性	对后续施工影响	综合评价
单排桩+锚索/锚杆	较差	风险大	低	较好	较小	不适用
单排桩+多道内支撑	一般	一般	中	一般	较大	不适用
地下连续墙+内支撑	很好	小	高	差	较大	较差选择
双排桩+钢管斜撑	好	小	中	一般	小	最优选择

4 锚碇基坑支护方案总体设计

经方案比选,项目锚碇基坑最终确定以下支护方案:锚碇基坑北侧采用双排桩(内排咬合桩)+斜撑结构,其余三侧均采用咬合桩+预应力锚索+内支撑的组合设计,同时双排桩冠梁采用大型混凝土冠梁,显著提高了锚碇基坑支护结构的安全性与稳定性,同时兼做施工便道。锚碇基坑工程及支护结构总体布置如图1所示,高层建筑侧双排桩布置剖面如图2所示。

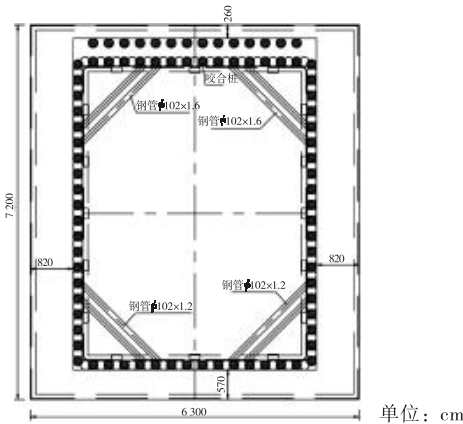


图 1 锚碇基坑平面布置图

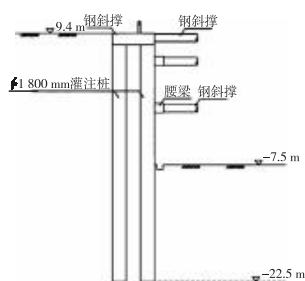


图2 高层侧双排桩结构剖面图

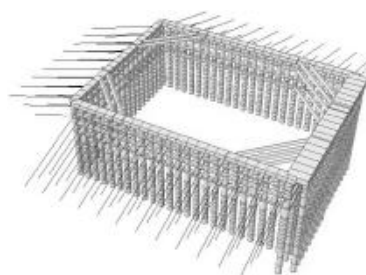


图3 锚碇基坑支护有限元模型图

4.1 主要设计参数

支护结构主要采用 $\phi 1800$ mm咬合桩,其标准桩间距为1.5 m,钢筋混凝土桩与素桩之间咬合30 cm。除双排桩侧外,钢筋混凝土桩嵌入坑底 ≥ 7 m,双排桩侧钢筋混凝土桩嵌入坑底 ≥ 15 m。桩顶设置冠梁,其中双排桩顶部冠梁尺寸宽5.4 m、厚1.5 m,采用钢筋混凝土结构。支护结构混凝土均采用标号为C30的混凝土。

在支护结构四角处设置钢管斜撑,采用 $\phi 1020$ mm空钢管,其中高楼侧竖向设置3道斜撑,斜撑壁厚16 mm,其余位置于基坑顶部设置1道斜撑,斜撑壁厚12 mm。斜撑在安装同时施加300 kN顶推力,增强斜撑支护效果。除高楼双排桩侧外,其余侧布置锚索对排桩支护进行加固,锚索采用4- $\phi_{15.2}$ 钢绞线,设计锚固力为300 kN。

4.2 基坑主要施工工序

- (1)场地平整、围挡、平台硬化。
- (2)素混凝土桩和钢筋混凝土桩施工。
- (3)锚碇基坑开挖、冠梁施工及第一道斜撑施工。
- (4)逐级开挖至锚碇基坑底,并及时架设各道腰梁、锚索、横撑、斜撑。
- (5)锚碇基础混凝土浇筑。
- (6)锚碇基础混凝土浇筑完成且达到强度后可择机拆除第三道、第二道斜撑。
- (7)锚碇锚室施工完成后,拆除第一道斜撑。
- (8)恢复场地。

5 方案分析与计算

5.1 计算模型

为了全面评估所选支护方案的受力性能,重点考虑双排桩的空间效应及内支撑系统的作用,设计结合常规基坑计算分析软件理正和有限元软件 Midas Civil 对支护结构进行数值模拟分析。理正软件主要用于二维平面计算,可快速评估桩顶位移和桩身弯矩,而 Midas Civil 软件可建立三维数值模型,能够更精确地模拟复杂支护体系的空间效应,并验证设计方案的安全性和可靠性。

在数值模拟中,围护桩、冠梁、腰梁及斜撑采用梁单元模拟,锚索采用桁架单元模拟,土体部分根据工程勘察报告设置水平弹性约束。荷载方面,除了考虑围护桩和土体的自重外,还施加开挖卸荷效应以及锚索的预应力张拉力,北侧高层建筑基础荷载则设置为线荷载,模拟建筑荷载对锚碇基坑支护结构的影响。有限元模型如图3所示。

5.2 主要计算结果及分析

在开挖至锚碇基坑底部时,支护桩顶部达到最大位移,桩身弯矩也达到最大值。本研究通过理正和有限元两种计算方法,对咬合桩的位移与弯矩进行分析。

如图4和图5所示分别为最不利工况下单排桩和双排桩的有限元计算结果,如图6和图7所示为最不利工况下单排桩的理正计算结果。有限元计算和理正计算的主要结果如表3所示。

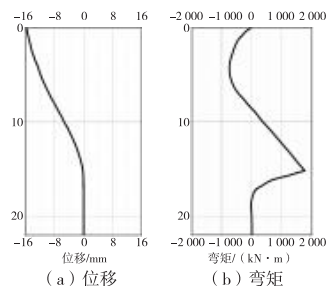


图4 最不利工况单排桩有限元计算结果曲线图

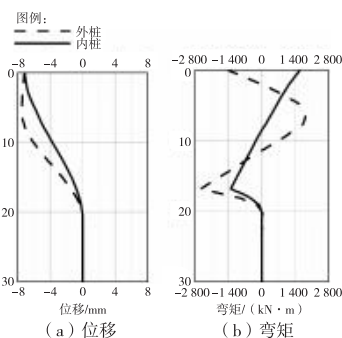


图5 最不利工况双排桩有限元计算结果曲线图

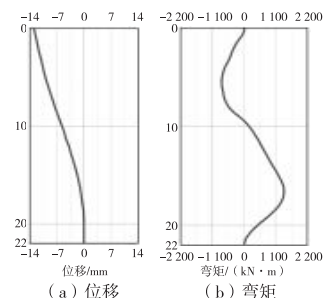


图6 最不利工况单排桩理正计算结果曲线图

(下转第 169 页)

武宣黔江特大桥主梁高效建造技术方案研究

杨盼杰¹, 刘梦麟¹, 李芳园¹, 来永²

(1. 广西交通设计集团有限公司, 广西 南宁 530029; 2. 广西新发展交通集团有限公司, 广西 南宁 530029)

摘要: 文章以位于山区、跨越黔江且主跨为618 m的武宣黔江特大桥为例, 分析主梁高效施工的限制因素及相互关系, 针对各限制因素分别提出创新性的解决方案, 并对所提方案进行可行性研究分析。结果表明, 采用所述新方案提高了施工效率, 减少了施工费用, 实现了主梁高效施工, 可在类似工程中推广运用。

关键词: 高效建造; 支架拆除; 钢箱梁吊装; 主梁运输

中图分类号: U448.27 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.035

文章编号: 1673-4874(2025)05-0117-04

0 引言

山区大跨径斜拉桥常受地形、水运枢纽等影响导致施工周期长、施工效率不高。特别是大跨径钢-混凝土组合梁斜拉桥, 边跨为较大跨径的现浇混凝土梁, 通常需要满堂支架施工, 而山区地形陡峭, 支架量大, 支架拆除繁琐, 将严重影响大桥建设进度。中跨钢箱梁通常为吊装施工^[1], 钢箱梁的吊装效率受吊装工艺及钢主梁供应匹配性等因素限制, 从而导致吊装周期较长, 主梁施工缓慢。故需采取有效的方法解决山区大跨径钢-混凝土组合梁斜拉桥主梁施工繁琐的问题, 进而提高全桥的施工效率。

本文以武宣黔江特大桥为例, 阐述山区大跨径斜拉桥主梁高效建造面临的问题及采取的技术方案创新思路。

1 工程概况

位于广西的武宣黔江特大桥是武宣—合山—忻城高速公路跨越黔江的控制性工程, 大桥跨越黔江, 下距大藤峡水利枢纽坝址96.0 km, 主跨为618 m的双塔双索面混合梁斜拉桥, 中跨钢箱梁采用流线型分离式双边钢箱PK形截面, 边跨为(55+48+87) m混凝土箱梁, 与中跨钢箱梁相匹配, 箱梁梁高为3.5 m, 宽31.0 m, 并在桥塔处设置钢混结合段(见图1)。全桥钢箱梁共划分43个梁段, 包含2个钢混结合段及1个合龙段, 钢箱梁主梁标准节段长度为15 m。

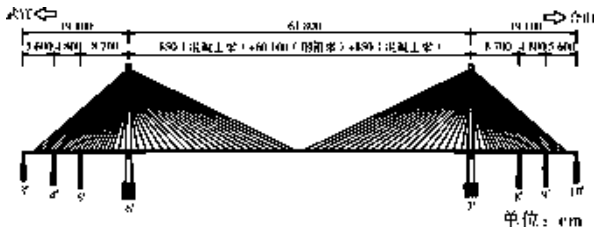


图1 桥梁立面图

考虑到大桥横跨黔江, 原设计钢箱梁采用工厂预制运输至现场吊装拼接的施工方式; 而对于边跨混凝土梁, 由于单跨跨径较大, 故需采用满堂支架现浇施工, 待全桥斜拉索全部张拉完成、中跨钢箱梁合龙后方可拆除边跨满堂支架, 且边跨主梁现浇施工需在中跨第一片钢箱梁吊装前施工完毕, 以便边主跨斜拉索的同步张拉。

2 限制因素分析及方案研究

2.1 主梁建造效率限制因素分析

主梁高效建造受边跨混凝土主梁和中跨钢箱梁施工共同影响。由图2可知, 中跨钢箱梁的建造效率直接受钢箱梁安装工艺和主梁的运输效率影响; 由于边跨主梁现浇施工需在中跨首片钢箱梁吊装前完成, 所以边跨满堂支架拆除成为边跨主梁施工效率的主要影响因素。边跨混凝土梁需张拉足够根数的斜拉索, 储备较大压应力后, 方可适时拆除边跨满堂支架, 故边跨支架拆除时机受斜拉索的张拉进度限制, 而斜拉索张拉和钢箱梁吊装同步, 即边跨支架拆除时机本质上受限于中跨钢箱梁吊装效率。故本文需从钢箱梁运输效率、钢箱梁安装工艺及边跨满堂支架拆除时机三个方面分析对主梁施工效率的影响。

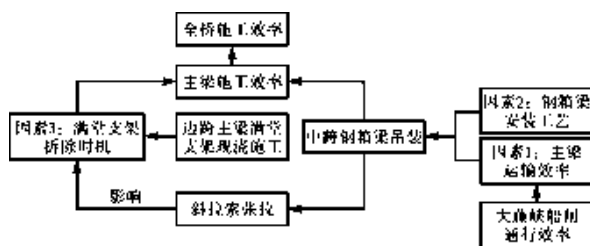


图2 主梁建造效率影响因素及关系图

2.1.1 钢箱梁运输效率

全桥斜拉索的张拉速度和中跨钢箱梁吊装效率有着直接的关系。由于该桥钢箱梁采用工厂预制, 船运至

基金项目: 广西交通运输行业重点科技项目清单“主跨600 m级混合梁斜拉桥设计及施工关键技术研究”(编号: QD2022-174-036)

第一作者简介: 杨盼杰(1993—), 硕士, 工程师, 主要从事大跨与新型桥梁结构设计研究工作。

现场的施工方法,钢箱梁在江门市加工完成,船运所经过的大藤峡船闸只有一个闸室,船闸尺寸较窄^[2],平均单艘船等待时间为12 d,钢箱梁从造船厂运至现场双程往返需44 d。采用传统的驳船运输方案,单艘船能运输两片钢箱梁,而单片钢箱梁最慢吊装时间为7 d,这就造成了现场出现无梁可吊装的局面,故该桥钢箱梁运输效率严重影响着钢箱梁安装效率,进而影响主梁的建造效率。

2.1.2 中跨钢箱梁安装工艺

钢箱梁安装效率还与安装工艺有着直接的关系。该桥桥塔均位于岸侧,若采用传统的“浮吊+存梁支架+桥面吊机”^[3]方案,即将钢箱梁平移存放在安装位置下方进行垂直起吊安装,钢箱梁吊装定位后先完成相邻钢箱梁接缝位置全断面连接,待接缝位置连接完成后方可张拉斜拉索,随后放松吊点,进入下一节段钢箱梁吊装施工。该施工方法单片钢箱梁吊装时间为7 d,而接缝位置全断面连接需要3 d,钢箱梁吊装施工周期较长。故钢箱梁的安装工艺直接影响着主梁的建造效率。

2.1.3 边跨满堂支架拆除时机

该桥边跨满堂支架高度达56 m,宽28 m,长约190 m,支架体量大。为确保边跨满堂支架拆除前斜拉索对边跨混凝土主梁已施加足够的压力,保证主梁始终受压不开裂,原设计施工工序中,需待中跨钢箱梁合龙后方可拆除两岸满堂支架,而拆除全部满堂支架尚需120 d,此方案将严重影响整体施工进度,造成施工费用增加。因此,若能实现斜拉索快速张拉,给予边跨主梁足够的压力储备,则能实现边跨满堂支架的尽早拆除,故边跨满堂支架的拆除时机尤为重要,是影响主梁建造效率的重要因素。

2.2 限制因素方案研究

结合前文分析可知,影响主梁施工效率的主要因素为钢箱梁运输效率与现场安装进度不匹配、钢箱梁安装工艺效率低及边跨满堂支架拆除滞后。针对以上问题,本文分别提出创新性的解决方案,以实现整个主梁的高效建造。详见图3。

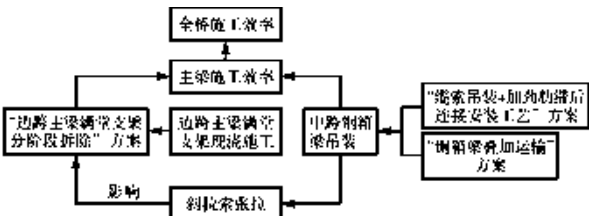


图3 主梁高效建造方案及关系图

2.2.1 钢箱梁叠加运输

为了确保钢箱梁运输与吊装效率相互匹配,常规方案需增加至4艘驳船间隔往返运输,但该方案船舶数量多,往返频繁,租赁费用及通航费用高。如图4所示,本文提出一种叠加运输方案,即在传统一船两片梁的基础上,通过设置支墩再叠放两片钢箱梁,从而实现一船四片梁的高效运输,确保钢箱梁运输与吊装效率相互匹配。

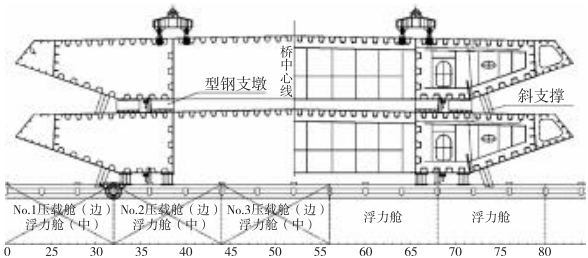


图4 钢箱梁叠加运输示意图

2.2.2 加劲肋滞后连接安装

为了提高钢箱梁吊装效率,该工程结合缆索吊装系统起吊钢箱梁,创新性地提出加劲肋滞后连接安装工艺。如图5和表1所示,在实际吊装时,钢箱梁运至桥位处,缆索吊装系统垂直起吊钢箱梁定位后,焊接顶板、底板及腹板环焊缝,在张拉斜拉索部分索力后放松缆索系统吊点,缆索系统退出该岸钢箱梁安装,起吊对岸钢箱梁,随后连接本岸钢箱梁内部U肋及I肋,最后张拉本岸拉索索力至设计值,完成本岸钢箱梁的安装。该方案通过加劲肋滞后连接工艺实现了较早放松吊点,可提高钢箱梁吊装效率。

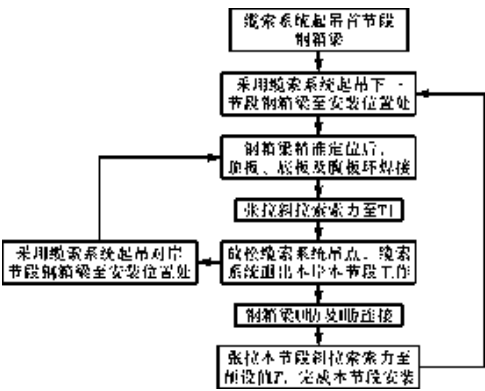


图5 加劲肋滞后连接安装方案流程图

表1 钢箱梁安装方案对比表

工序	原设计钢箱梁安装方案	加劲肋滞后连接方案
1	缆索起吊	缆索起吊
2	焊接环焊缝(含加劲肋)	焊接顶底腹板环焊缝
3	张拉100%索力	张拉60%索力并松吊点
4	放松吊点	连接U肋及I肋
5	—	张拉100%索力

2.2.3 边跨主梁满堂支架分阶段拆除

边跨满堂支架拆除受限于斜拉索张拉进度,为了尽可能提前拆除边跨满堂支架,本文创新性地提出分阶段拆除方案,即随着中跨钢箱梁的吊装,当斜拉索张拉至一定根数后,通过控制边跨混凝土主梁力学性能可以实现先行拆除已张拉斜拉索下方的支架。具体如表2所示。

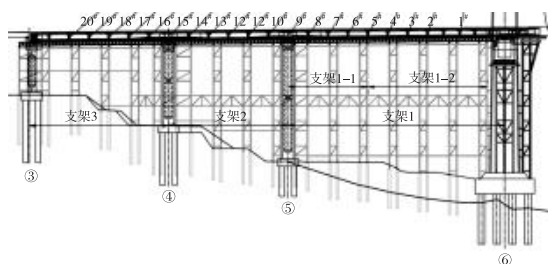


图6 边跨满堂支架示意及编号图

表2 满堂支架拆除方案对比表

工序	原设计支架拆除方案	分阶段拆除方案
10# 拉索张拉完毕	—	拆除边跨支架 1-1
16# 拉索张拉完毕	—	拆除边跨支架 2
20# 拉索张拉完毕	—	拆除边跨支架 3 和 边跨支架 1-2
斜拉索张拉完成	一次拆除支架	—

3 方案可行性研究分析

前文提出的解决限制性因素的方案,主要涉及结构受力安全论证,具体施工措施均为成熟的、可重复性操作,故本文仅从结构受力角度进行详细的可行性分析,不再进行可施工性论证分析。

3.1 钢箱梁叠加运输方案研究分析

3.1.1 模型的建立

本文采用大型有限元软件 ANSYS 15.0 建立实体模型进行分析^[4]。钢箱梁及底部钢支墩采用 Shell63 单元,箱梁层间枕木采用 Solid186 单元。施加钢箱梁自重,并采用 1.2 倍放大系数考虑船舶晃动产生的冲击效应^[5]。如图 7 所示。

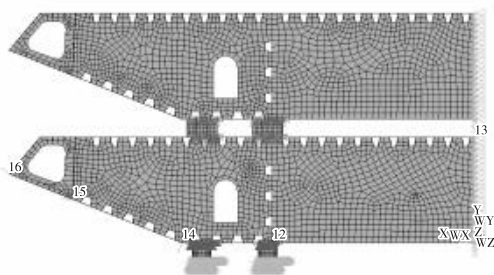


图7 钢箱梁叠加运输有限元模型图

3.1.2 计算结果分析

由图 8 和图 9 可知,采用两片钢箱梁竖向叠加的方式进行运输,钢箱梁在钢支墩位置(支点)会出现较大应力,最大应力为 135 MPa,小于 270 MPa 设计值。钢支墩作为临时构件,最大应力为 281 MPa,小于屈服强度 345 MPa,且考虑到最大应力仅为较小部分集中应力,支墩基本处于较低应力水平。因此,通过叠梁的方式利用船舶进行运输方案结构受力安全。

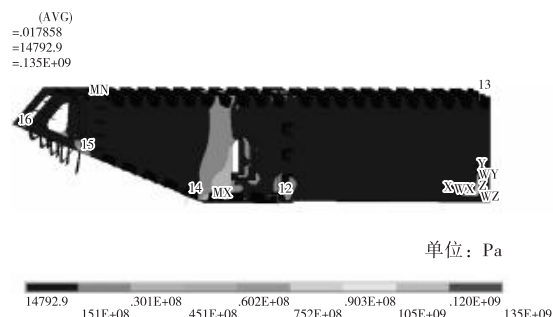


图8 钢箱梁最大应力云图

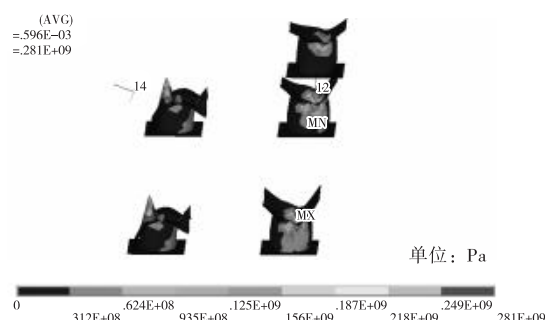


图9 支墩最大应力云图

3.2 钢箱梁加劲肋滞后连接方案研究分析

3.2.1 模型的建立及荷载工况

本文采用大型有限元软件 ANSYS 15.0 进行分析,建模范围为四个标准梁段沿结构中线对称的 50%,材料均为理想弹性模型,弹性模量为 2.06×10^5 MPa,泊松比为 0.3^[6]。见图 10。

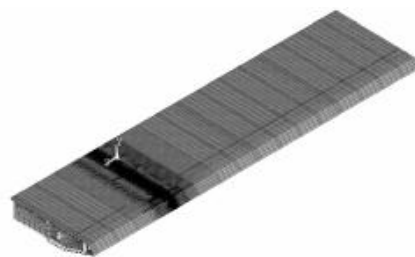


图10 有限元模型图

3.2.2 计算结果分析

由图 11 可知,采用加劲肋滞后连接方案和原设计方案常规连接对 N2 节段(近桥塔段)、N20 节段(近跨中段)各结构应力水平不会产生较大影响,采用加劲肋滞后连接方案后加劲肋应力仅比原设计小 14 MPa,加劲肋滞后连接方案中加劲肋应力为 36.3 MPa,应力水平较低,且随着后期二期荷载和活载的施加,由加劲肋滞后连接所产生的应力梯度差会逐渐减小,故采用加劲肋滞后连接方案对结构受力基本无影响,可作为钢箱梁实际安装方案。

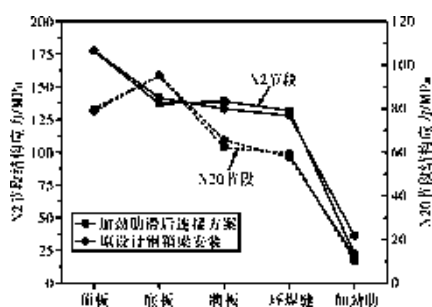


图 11 N2 和 N20 节段构件永存应力曲线图

3.3 边跨主梁满堂支架分阶段拆除研究分析

3.3.1 模型的建立

本文采用 Madis Civil 软件进行有限元模拟分析,主梁采用梁单元,拉索采用桁架单元^[7]。其中,边跨支架通过弹性支撑模拟,通过改变施工阶段施工步骤模拟不同方案的施工过程。如图 12 所示。

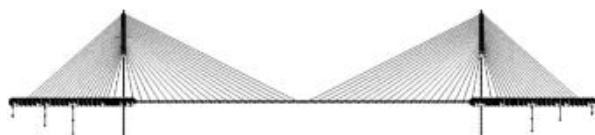


图 12 整体计算分析模型图

3.3.2 计算结果分析

结合图 13 可知,原设计和满堂支架分阶段拆除方案中混凝土箱梁最不利应力均出现在底板,而顶板压应力均 > -2.0 MPa,满足要求。满堂支架分阶段拆除方案中混凝土箱梁底板最不利应力为 -1.1 MPa,为压应力,与原设计中混凝土箱梁底板最不利应力水平基本相同,不会明显降低结构应力水平,应力安全可控。故采用满堂支架分阶段拆除方案能确保主梁受力结构安全,具有可实施性。

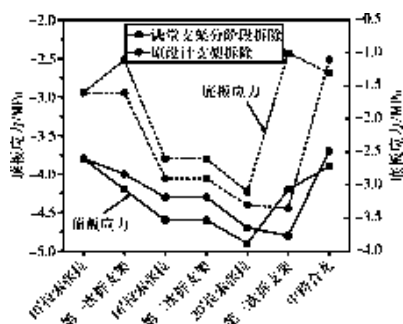


图 13 各阶段混凝土箱梁应力曲线图

4 方案应用效益分析

由前述可知,本文所提解决方案具有较强的可实施性,武宣黔江特大桥实际施工中也均采用本文所述方案,综合效益显著,极大地提高了主梁的施工效率。

结合现场实际情况,采用叠梁运输方案保证了钢箱

梁吊装与主梁运输的匹配性,直接节省租船费用 105 万元,平均单片钢箱梁运输时间从 22 d 减少为 11 d,全桥钢箱梁运输与原方案相比可减少 64 d。由于箱梁 U 肋和 I 肋数量较多,焊接或栓接施工受箱内空间限制,连接耗时较长,通过采用加劲肋滞后连接方案,实现了平均单片梁 3 d 放松吊点,全桥钢箱梁吊装完成时间节约 33 d,直接节省临时措施费 248 万元。采用分阶段支架拆除方案实现了提前 69 d 拆除高大钢支架,并直接节省租赁资金 400 余万元。

表 3 方案实施效果汇总表

解决方案	节约时间/d	节省费用/万元
支架提前拆除	69	400
缆索吊装+加劲肋滞后连接	33	248
叠梁运输	64	105
3 个方案同步实施综合效益	81	652

而现场实际施工时,由于三个影响因素相互关联,存在先后施工顺序限制,现场实际节约时间为 81 d,节省费用 652 万元。

故通过采用优化方案,在保证质量安全的前提下,实现了主梁施工费用减少、快速施工的目的,提高了主梁施工效率。

5 结语

本文以武宣黔江特大桥为例,分析了山区大跨径混合梁斜拉桥主梁高效施工的限制性因素及相互关系,并针对各限制性因素分别提出创新性解决方案,对其进行可行性研究分析,结合实桥应用表明:采用优化方案能极大地节省工期和施工费用,提高主梁施工效率,可为同类桥梁建设提供借鉴。

参考文献

- [1]成海伟.桥梁工程钢箱梁吊装施工技术[J].运输经理世界,2024(21):103-105.
- [2]马军,王谊,邓森.大藤峡水利枢纽工程勘测规划设计综述[J].中国水利,2023(21):30-35.
- [3]章斌,左翼,王昌喜,等.嘉鱼长江公路大桥钢箱梁施工关键技术研究[J].中外公路,2021,41(3):165-170.
- [4]黎栋家,杨盼杰,曾有凤.倒 T 型钢+UHPC 桥面结构研究[J].西部交通科技,2022(11):153-156.
- [5]吴敌,王佳宾,周慧超.采用有限元局部模型分析不同腹板和顶板厚度下曲线箱梁桥面板局部冲击效应[J].建设机械技术与管理,2024,37(5):149-153,156.
- [6]缪星.钢箱梁桥面板横向挠度研究[J].交通科技与管理,2023,4(24):85-87,91.
- [7]刘巍,周东松.双塔双索面 PC 斜拉桥结构参数敏感性分析[J].西部交通科技,2024(11):141-143,147.

收稿日期:2025-01-16

龙定隧道进口端二次衬砌开裂成因及处治方案研究

陈广深¹,周祥²,默润杰¹

(1. 广西交通设计集团有限公司,广西 南宁 530029;2. 南宁学院,广西 南宁)

摘要:针对贺州至巴马高速公路龙定隧道进口端二次衬砌开裂的问题,文章基于该隧道的工程地质条件、设计与施工、隧底钻探勘察结果和监控量测信息,分析了二次衬砌开裂的成因是施工扰动和降雨的影响,上层滞水经地表向隧道区域汇集,使围岩力学性能变差,基底承载力不足。为此,制定了钢管桩注浆加固隧道仰拱地基的处治方案,并通过数值模拟对处治效果进行研究,分析加固完成后的结构受力情况,可为后续类似病害处治提供参考。

关键词:二次衬砌开裂;处治措施;钢管桩;地基加固;数值模拟

中图分类号: U457+.2 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.036

文章编号: 1673-4874(2025)05-0121-04

0 引言

随着我国交通基础设施的快速发展,公路隧道修建数量迅速增长,软岩、岩溶、断层、软弱地基等不良地质隧道数量也日益增加^[1-2]。因地基承载力不足而引起的隧道病害时有发生,给隧道的建设和运营产生了巨大的影响^[3-8]。本文以贺州至巴马高速公路龙定隧道为例,对洞口段二次衬砌开裂的成因及处治措施进行研究,为其他工程类似病害处治提供参考。

1 工程概况

龙定隧道位于广西壮族自治区来宾市象州县罗秀镇西屯抱以北约200 m处,为分离式小净距隧道,隧道总体走向为279°。隧道右线起止桩号为YK187+970~YK188+515,全长为545 m;左线起止桩号为ZK187+966~ZK188+535,全长为569 m。隧道洞身段围岩以泥盆系中统东岗岭阶(D2d)中风化泥质灰岩为主,岩体破碎—较完整。隧道洞口段地层为泥盆系上统榴江组硅质岩碎石土覆盖层,黏土含量较高,浅部土质结构较松散,围岩稳定性极差。洞口地形坡度较平缓,地势上右洞高于左洞。岩层产状为280°/SW∠32°,岩层从右洞倾向左洞。

2 隧道衬砌开裂情况

在连续强降雨后进行现场巡查发现:隧道右洞进口段二次衬砌出现多处裂缝,主要集中在边墙和仰拱,发育范围为YK187+985~YK188+006段。其中桩号YK187+988.5处二次衬砌裂缝贯穿仰拱施工缝,导致仰拱施工缝拉大。在左洞ZK187+990初期支护左侧边墙处发现环向裂缝,钢拱架上喷射混凝土局部剥落。

地表裂缝在隧道开挖施工过程中以及经强降雨后逐步形成,随着时间的延长以及雨水的下渗裂缝逐渐扩大。隧道洞顶有多处裂缝,主要为纵向裂缝。

隧道右洞洞口左、右侧边坡中部及坡脚、左洞仰坡均出

现裂缝,左右洞之间的鼻端土体被剪切推移,并出现长裂缝。

3 二次衬砌开裂成因分析

根据洞口段围岩地质条件和现场施工情况,结合补充地质勘察以及监控量测资料,对二次衬砌开裂成因进行分析研究。

3.1 影响因素

(1)岩层产状的影响:洞口段围岩岩层倾角为280°/SW∠32°,从右洞倾向左洞,形成向左洞的顺向坡结构。雨水经地表下渗后向左洞聚集,严重软化左洞围岩,导致基底承载力不足。左洞初期支护钢拱架拱脚开始下沉,引起地表开裂,并且牵引右洞向左洞方向下沉偏移。

(2)岩土体性质的影响:洞口段围岩岩土体为泥盆系榴江组硅质岩碎石土,黏土含量较高,且左洞右侧边墙拱脚揭示黏土层。在旱季时,该土层尚可勉强达到承载力要求,但雨季时在雨水的下渗软化作用下,土层物理力学强度迅速下降,易引起初期支护拱脚下沉,导致二次衬砌开裂。

(3)受强降雨天气因素的影响:隧道洞口地质条件产生了劣化,地表出现裂缝后,雨水渗透至地下岩土层中,进一步饱和软化土层,同时形成向下的渗透力,增加土层的有效应力,导致作用在初期支护与二次衬砌结构上的荷载增加。

(4)隧道施工因素的影响:右洞进口端YK187+985~YK188+006段二次衬砌已先行施工完毕,随后进行左洞的开挖,施工过程中引起围岩应力重分布,减弱了对右洞的支撑作用。

3.2 隧底钻探勘察情况

为了对隧道病害处治方案设计提供相关依据,查明隧道病害段的工程地质条件,在施工现场进行钻孔取样,以进一步探明仰拱底板基础软化情况。

隧道左、右线进口路基设计高程分别为164.717 m和164.685 m。钻探揭示地下水位为164.19 m,与路基标高基本持平。钻孔取芯结果表明,隧道路基填筑土以下以全风化、中风化泥质灰岩为主,局部夹黏土。其中,全风

基金项目:广西科技计划项目“花岗岩山区公路隧道变形失稳机理与智能监测研究及应用”(编号:桂科AB22080024);广西交通运输科技成果推广项目“岩土与地下工程灾害安全监测预警及防治技术”(编号:GXJT-CXLHT-2023-02-01)

第一作者简介:陈广深(1992—),工程师,主要从事隧道工程设计工作。

化泥质灰岩呈浅黄色,岩石大部分已风化成坚硬土状,风化不均匀,夹少量强风化块,岩芯呈土柱状;中风化泥质灰岩呈深灰、灰黑色,夹炭质泥岩、页岩,泥晶质结构,薄—中厚层状构造,岩质较软,岩体较完整,炭质泥岩及页岩遇水易软化,岩芯呈短—长柱状。

3.3 沉降监测情况

(1)右洞洞口段监控量测数据见表1。根据2021年4月的监测月报,右洞在施工开挖YK188+010~YK187+985段时拱顶下沉量为17.8~31.4 mm,明显大于YK188+070~YK187+020段的拱顶下沉量(6.9~10.1 mm)。

表1 右洞洞口段监控量测数据表

量测断面桩号	1#测线		2#测线		3#测线		4#测线		拱顶下沉	
	累计位移 值/mm	变形速率/ (mm·d ⁻¹)	累计位移 值/mm	变形速率/ (mm·d ⁻¹)	累计位移 值/mm	变形速率/ (mm·d ⁻¹)	累计位移 值/mm	变形速率/ (mm·d ⁻¹)	累计位移 值/mm	变形速率/ (mm·d ⁻¹)
YK188+060	8.9	0.1	6.9	0.1	5.5	0.1	7.5	0.1	8.0	0.1
YK188+050	9.3	0.1	6.6	0.1	6.4	0.1	5.0	0.1	6.9	0.0
YK188+040	10.6	0.1	8.9	0.1	6.7	0.1	6.1	0.2	8.8	0.1
YK188+030	7.5	0.0	7.0	0.1	9.6	0.1	8.0	0.2	10.1	0.1
YK188+020	11.0	0.1	10.1	-0.1	9.7	0.0	6.9	0.2	8.4	-0.1
YK188+010	18.2	-0.1	15.4	0.1	11.8	0.2	11.1	0.5	22.4	0.1
YK188+000	27.4	0.8	18.9	0.5	31.3	0.3	4.9	0.3	27.7	0.3
YK187+995	21.3	0.3	15.2	0.4	22.3	0.5	7.2	-0.6	31.4	0.7
YK187+990	19.4	0.6	17.7	0.5	15.2	0.8	2.5	-2.0	20.4	0.6
YK187+985	16.6	-0.4	14.0	0.9	8.4	-1.6	7.1	1.8	17.8	0.9
YK187+980	10.2	-0.6	7.9	-2.8	7.3	0.3	4.0	1.5	11.5	1.7

(2)左洞洞口段监控量测数据见表2。根据2021年5月的监测月报,当初左洞在施工开挖洞口段ZK187+976~ZK187+992时,拱顶下沉量为15.2~20.7 mm,明显大于ZK187+032~ZK188+092段的拱顶下沉量

(3.7~7.8 mm)。隧道左、右洞初期支护变形量大的范围(ZK187+976~ZK187+992段、YK187+985~YK188+010段)与右洞二次衬砌开裂的范围(YK187+985~YK188+006段)基本一致。

表2 左洞洞口段监控量测数据表

量测断面桩号	1#测线		2#测线		3#测线		4#测线		拱顶下沉	
	累计位移 值/mm	变形速率/ (mm·d ⁻¹)	累计位移 值/mm	变形速率/ (mm·d ⁻¹)	累计位移 值/mm	变形速率/ (mm·d ⁻¹)	累计位移 值/mm	变形速率/ (mm·d ⁻¹)	累计位移 值/mm	变形速率/ (mm·d ⁻¹)
ZK188+092	4.1	-0.1	3.8	0.1	6.5	0.1	4.4	0.3	5.9	-0.1
ZK188+082	5.6	0.1	6.2	0.2	7.6	-0.1	8.3	0.3	6.5	0.1
ZK188+072	8.9	0.1	7.4	0.1	7.6	0.2	3.6	0.5	7.8	0.1
ZK188+062	6.6	0.2	5.7	0.1	6.4	0.0	4.0	1.0	7.5	0.2
ZK188+052	7.8	0.3	7.3	0.7	6.5	0.5	—	—	5.6	0.6
ZK188+042	5.3	0.4	5.0	0.5	5.1	0.8	—	—	7.3	0.7
ZK188+032	2.4	0.8	0.9	-0.3	2.8	1.3	—	—	3.7	1.3
ZK187+976	8.2	0.6	12.3	0.3	13.2	0.7	—	—	18.3	0.2
ZK187+981	14.8	0.8	7.2	0.5	9.3	0.6	—	—	19.6	0.8
ZK187+986	10.5	0.1	4.5	1.2	7.3	0.7	—	—	20.7	0.9
ZK187+992	9.7	0.5	9.4	1.5	9.7	0.8	—	—	15.2	1.2
ZK187+997	—	—	—	—	—	—	—	—	9.0	1.4

综合上述分析可知,该隧道二次衬砌裂缝产生的主要原因是:受雨季降雨较多因素的影响,上层滞水经地表向隧道区域汇集,软化初期支护拱脚及仰拱底板基础,引起基底承载力下降,进而造成初期支护拱脚及仰拱下沉,再加上左洞贯通开挖扰动的影响,导致洞顶山体受牵引向左洞洞外方向侧推隧道,造成右洞二次衬砌向洞口方向产生大变形开裂。

4 病害处治方案

为避免洞口段二次衬砌病害加剧导致隧道失稳,采取如下抢险措施:

(1)左洞停止开挖仰拱施工作业,左、右洞内增加临时支撑,并加强警戒。

(2)洞口鼻端土体增加反压措施,右洞明洞两侧边墙回填混凝土。

(3)左洞初期支护钢拱架拱脚采用 ϕ 108 mm钢管桩,对拱脚基础进行加强,钢管桩桩端必须支撑于稳定基岩上,以稳定支撑变形。

(4)对地表裂缝进行大范围巡查,对裂缝采用混凝土封闭隔水,并完善洞顶截排水设施,保证顺畅排水。

(5)加强左、右洞洞内及地表的变形监测。

当采取抢险措施初步稳定山体后,结合二次衬砌开裂病害的成因分析,需提高隧道洞口段仰拱地基承载力。洞内软弱地基段落采用钢管桩^[9-11]进行基底注浆加固,钢管桩桩长 ≥ 8 m,且嵌入完整基岩的深度 ≥ 0.5 m。方案布置如图1至图5所示。

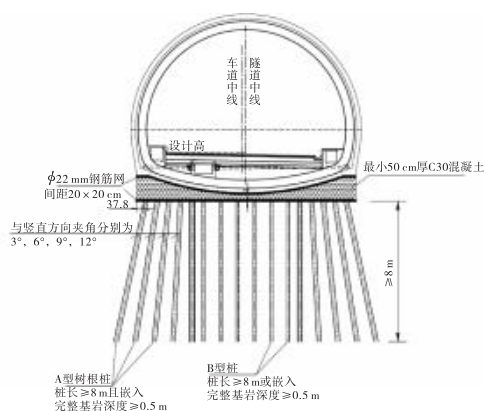


图1 立面图

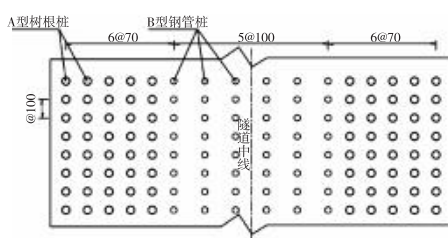


图2 布孔平面图

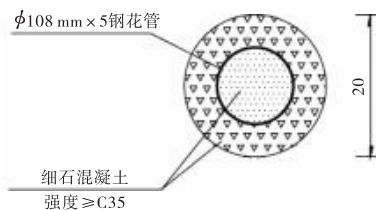


图3 A型桩断面图

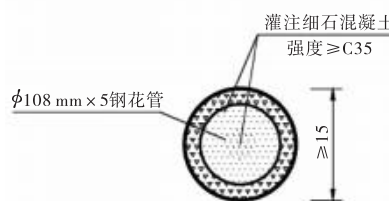


图4 B型桩断面图

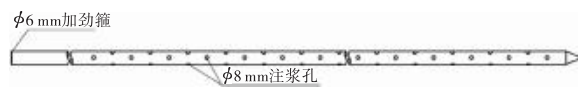


图5 钢管管开孔示意图

5 隧道仰拱加固数值模拟分析

5.1 计算模型

为更好地进行隧道病害处治效果分析,利用 Midas GTS NX 有限元软件建立数值模型,对隧道仰拱基础加固后,在车辆荷载、自重与围岩压力作用下加载梁和钢管桩的变形和受力情况进行分析。建模时采用弹性本构模型。模型中的弹性模量方面,初期支护取29.5 GPa,二次衬砌取30 GPa,仰拱回填取26 GPa,承台取30 GPa,加载梁取1 MPa,钢管桩取285 GPa。用曲面弹簧功能设置模型的边界条件,并定义模型所承受的重力、车辆荷载、垂直土压力和水平土压力。计算模型如图6所示。



图6 计算模型图

5.2 计算结果分析

A型桩、B型桩与加载梁所受轴力如图7所示。

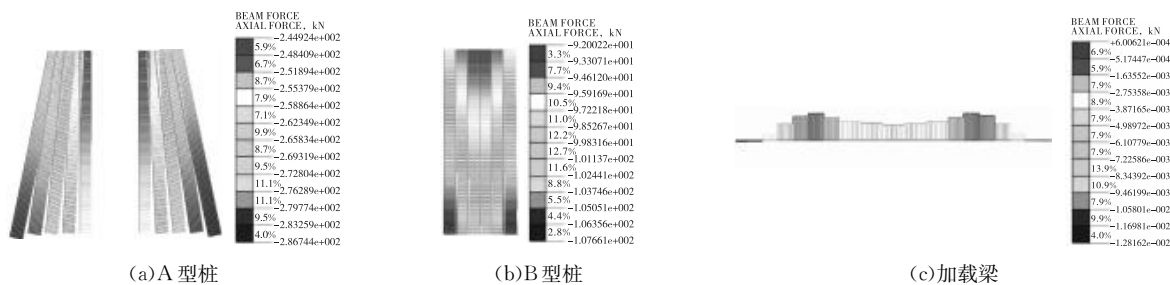


图7 轴力云图

由图7可知A型、B型钢钢管桩轴力分布整体呈中心小并向两侧逐渐增大的趋势,且单根桩桩身轴力自桩顶到桩端逐渐增大,所受轴力均为压力。其中A型桩轴力最大、最小值分别为286.7 kN、244.9 kN;B型桩轴力最大、最小值分别为107.7 kN、92.0 kN;加载梁所受轴力最大值为 1.28×10^{-2} kN。

A型桩、B型桩与加载梁所受弯矩如图8所示。

由图8可知,A型桩所受弯矩呈对称分布,最大正弯矩分布在右侧,最大负弯矩位于左侧,最大弯矩分别为2.5 kN·m、2.9 kN·m;B型桩所受弯矩分布不均匀,且

弯矩值较小,负弯矩主要分布在顶部左侧,正、负弯矩最大值分别为0.018 kN·m和0.39 kN·m;加载梁所受弯矩呈对称分布,且弯矩值较小,正、负弯矩最大值分别为0.014 kN·m和0.016 kN·m。

因此,从结构受力角度来说,两侧A型桩所受轴力、弯矩较大,B型桩和加载梁所受轴力、弯矩较小。采用钢管桩加固后有利于改善仰拱基底受力条件,提高地基承载力,增强隧道支护结构的稳定性,从而确保隧道底部地基强度能满足设计要求。

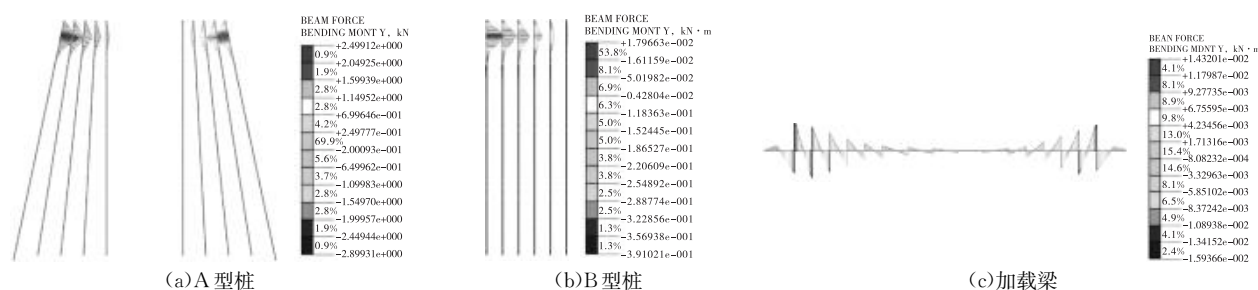


图8 弯矩图

6 结语

本文以龙定隧道进口端二次衬砌开裂为工程背景,综合分析其地质条件、监控量测数据以及数值模拟结果,得到如下结论:

(1) 病害发生的主要原因是受左洞施工扰动的影响,围岩应力与周边水系产生重分布,加之隧址区降雨量较大,上层滞水经地表向隧道区域汇集,在隧道初期支护拱脚处积水,严重软化左洞土层,导致基底承载力不足。左洞初期支护钢拱架拱脚开始下沉,引起地表开裂,并且牵引右洞向左洞方向下沉偏移。

(2) 根据现场情况采用钢管桩对隧道仰拱软弱地基进行加固处治,可改善仰拱基底受力状态,提高地基承载力,保证隧道结构的稳定性,为类似工程病害处治提供参考和借鉴。

参考文献

- [1] 马清祥,赵永虎,高腾,等.软弱地基参数对隧道施工稳定性的影响研究[J].甘肃科技,2018,34(21):127-131.
- [2] 伍毅敏.软基隧道支护机理与病害防治技术研究[D].西安:长安

大学,2008.

- [3] 林运飞,黎峰铭.隧道拱底软弱地基沉降处治措施探讨[J].西部交通科技,2023(1):101-103.
- [4] 彭星,饶军应,陈朝颖.某公路隧道衬砌开裂机理及处治措施研究[J].水利规划与设计,2022(11):146-152.
- [5] 韦猛,袁晨瀚,蒋勇,等.隧道衬砌开裂机理及加固措施研究[J].煤矿安全,2019,50(1):52-57.
- [6] 许建,李戈.雪峰山隧道二次衬砌、仰拱开裂及方案处理[J].科技资讯,2011(18):90-91.
- [7] 李富明,肖洋,花晓鸣.坪田浅埋偏压隧道二次衬砌开裂机理及处治措施[J].铁道建筑,2018,58(3):43-45.
- [8] 邓少军,苟德明,春军伟.高速公路隧道边墙开裂下沉机理分析及处治措施[J].公路,2020,65(2):301-307.
- [9] 刘耿仁,龙称心.甜永高速公路某黄土隧道仰拱开裂原因分析及处置措施[J].路基工程,2020(3):230-234.
- [10] 屈宏录.中(卫)—兰(州)客运专线尖山隧道软弱地基加固技术研究[D].兰州:兰州交通大学,2018.
- [11] 李建合,伍锦智.山区公路隧道充填型溶洞软弱地基注浆钢管桩加固施工技术[J].西部交通科技,2022(9):115-117,182.

收稿日期:2025-01-16

(上接第42页)

(2) 流变特性和多重应力蠕变恢复性能试验结果表明,在64℃、10%掺量时车辙因子较基质沥青提升52.1%,3.2 kPa应力下不可变柔量降低14.4%,表明糖蜜改性可显著增强沥青的弹性恢复能力和抗永久变形特性。

(3) 傅里叶变换红外光谱结果显示,3 300~3 500 cm⁻¹处羟基特征峰衰减,同时在720~760 cm⁻¹出现芳香烃新吸收带,揭示改性过程中糖蜜羟基与沥青组分发生氧化键合反应,形成稳定的物理化学交联网络结构。

参考文献

- [1] 蒙治光.蓖麻油生物沥青/聚氨酯复合改性沥青流变性能研究[J].西部交通科技,2024(12):97-100.
- [2] 高俊峰,周奕池,储晨骏,等.生物沥青的制备方法与性能研究进展[J].石油炼制与化工,2024,55(11):162-170.
- [3] 卢运准,韩会生.多聚磷酸/生物油复合改性沥青流变性能研究[J].西部交通科技,2024(6):18-20,41.
- [4] 刘卫东,张洪刚,熊剑平,等.NaOH改性蔗渣纤维及其沥青胶浆

性能研究[J].公路,2023,68(1):294-301.

- [5] 禚炜安,彭佳慧,张茂霖,等.蔗渣纤维乳化沥青吸附机制[J].北京工业大学学报,2024,50(10):1219-1227.
- [6] 刘卫东,黄志鹏,张仰鹏,等.路用蔗渣纤维制备及应用研究[J].公路,2024,69(9):28-36.
- [7] 王靖,黄元辉,曾庆华,等.高黏复合改性沥青性能的影响因素分析[J].西部交通科技,2024(7):17-20.
- [8] 李伟峰,张胜标,程云川,等.甘蔗糖蜜改性及对硅酸盐水泥性能的影响[J].新型建筑材料,2013,40(3):11-13,18.
- [9] 刘金芝,冉千平,张建纲,等.甘蔗糖蜜减水剂的催化氧化改性及其性能研究[J].绿色建筑,2012,4(5):66-68.
- [10] Mehta D, Saboo N. Use of sugarcane molasses for preparation of bio-asphalt: Effect of source [J]. Construction and Building Materials, 2024(421):135691.
- [11] 王超,方凯,钟鑫阳,等.高黏高弹改性沥青的高低温流变性能研究[J].公路与汽运,2025,41(2):51-56.

收稿日期:2025-01-22

山区高速公路小箱梁与 T 梁对比分析

韦冬梅,刘玉梅,何琦琪
(广西交通设计集团有限公司,广西 南宁 530029)

摘要: 文章以桂林市某高速公路项目为背景,对山区高速公路预制小箱梁与 T 梁进行了对比分析,从两者的结构形式、施工情况及经济性等方面进行综合比较,认为 T 梁作为一种常见的桥梁结构形式,具有自重轻、施工方便,后期维护费用较低、跨越能力较强等优点,更适应山区高速公路的建设。

关键词: 山区高速公路;T 梁;小箱梁;优势
中图分类号: U448.21⁺8 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.037
文章编号: 1673-4874(2025)05-0125-03

0 引言

近年来,我国桥梁建设飞速发展,考虑到施工的便捷性,装配式桥梁得到了大范围推广。预制小箱梁和预制 T 梁都属于装配式桥梁,为研究更适用于山区高速公路建设的桥梁方案,本文结合桂林市某高速公路项目,从结构形式、施工情况及经济性等方面进行综合论述。

1 工程概况

某项目起点位于桂林市全州县凤凰镇,与 G72 泉南高速公路及 G76 灌阳至凤凰高速公路相接。路线全长 95.18 km,采用双向四车道山区高速公路技术等级设计,设计速度为 100 km/h,路基宽度为 26 m。该标段共设置桥梁 26 610.19 m/37 座,共设置隧道 50 851.35 m/17 座,桥隧比为 81.4%。拟建项目地处桂东北构造侵蚀中低山地貌区,路线总体为东西走向,地势总体为东低西高。根据地形地貌特征,项目沿线地貌类型以构造侵蚀低山地貌为主,累计分布长度为 76.8 km,占全线的 80.7%。沿线涉及国家森林公园以及饮用水源保护区。

针对该项目桥梁工程特点,制定了以下的桥梁总体设计原则:该项目涉及国家森林公园、饮用水源保护区,需要特别注意合理安排跨河桥梁施工期;在生态环境保护方面,需要严格控制施工占地,不能随意砍伐树木;由于耕地保护,沿线水系路系调整恢复,生态环境保护恢复等要求都相当高。因此,在桥型选择时,应综合考虑安全性、适用性、施工便利性及经济性^[1],优先采用施工经验丰富成熟的预制装配施工工法,在确保工程质量的情况下,加快建设项目的进度。预制小箱梁和预制 T 梁是两种常见的装配式桥梁,本文将从结构形式、施工情况及经济性等方面具体分析这两种桥梁的适应性和优劣势,并最终确定 T 梁的结构型式。

2 小箱梁与 T 梁优劣对比分析

通过现场调研以及参考部颁通用图,整理出了不同跨径下的小箱梁和 T 梁预制梁高、预制梁宽以及最大吊装重量的数据(见表 1),T 梁和小箱梁边梁和中梁的剖面图见图 1 至图 4。

第一作者简介: 韦冬梅(1991—),工程师,主要从事工程造价研究工作。

表 1 小箱梁与 T 梁基本信息表

跨径/ m	预制梁高 H/m		预制梁宽 L/m		预制梁最大 吊装重量/t	
	小箱梁	T 梁	小箱梁	T 梁	小箱梁	T 梁
20	1.3	1.5			61	49
30	1.75	2.0	边梁:2.85 中梁:2.4	边梁:2.05 中梁:1.7	106	86
40	2.2	2.5			167	132

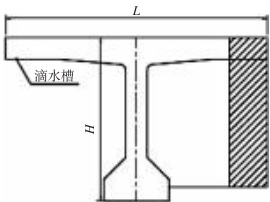


图 1 T 梁边梁剖面图

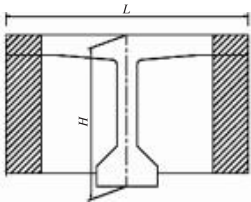


图 2 T 梁中梁剖面图

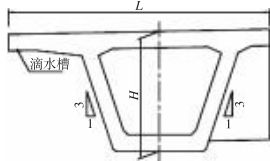


图 3 小箱梁边梁剖面图

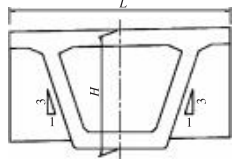


图 4 小箱梁中梁剖面图

2.1 结构型式

2.1.1 梁高

从表 1 来看,在相同跨径下,T 梁所需设置的梁高较小箱梁高,因此在梁高受限或建设项目有净空控制的要求时,采用小箱梁比 T 梁有一定优势,但在山区高速公路桥梁的建设中,一般对桥梁净空控制没有太高的要求,因此小箱梁在山区高速公路建设中的优势不明显。

2.1.2 美观

在美观方面,小箱梁的侧面封闭,整体为箱型构造,结构暴露面较 T 梁少,负弯矩钢绞线锚头位于箱内;而 T 梁梁底纵横梁交错密布,梁底视觉效果较为凌乱,美观效果不佳。因此,从美观方面来看,在城市桥梁的建设中小箱梁略有优势,但山区高速公路选线一般是荒郊野岭,美观性不作重点考虑,小箱梁在山区高速公路桥梁建设中的优势不大。

2.2 施工

2.2.1 施工质量控制难易程度

小箱梁薄壁构件倾斜的预制施工比较复杂,箱内钢筋绑扎、混凝土浇筑及模板的拆除都容易给施工带来不便^[2]。且小箱梁腹板薄、有效截面小,而预应力管道主要布置在腹板内,对腹板截面削弱较大,因此对腹板模板的定位要求较高。如果定位不准,腹板厚度减弱,其抗剪能力储备不足,易产生腹板裂缝,甚至会造成裂缝扩宽、增长,导致整个梁体刚度下降,承载能力降低^[3]。根据运营期对小箱梁的使用情况调查发现,小箱梁易出现沿波纹管的纵向裂缝,箱梁顶板与腹板交接处出现裂缝、蜂窝、气泡等问题。T梁的结构设计和施工过程相对简单,施工质量控制点相对明确,包括模板的搭设、钢筋的布置、混凝土的浇筑等关键步骤,这使质量控制更加有针对性,更容易实现,因此,从施工质量控制难易程度上看,T梁更具有优势。

2.2.2 湿接缝设置

湿接缝是指在预应力混凝土梁体分块预制过程中,采用现浇混凝土将梁块连接成整体的接缝。现浇湿接缝往往是结构受力的薄弱部位^[4],因此现浇施工的质量相对于预制部位更易出现问题,其施工质量和构造方面的缺陷都可能对桥梁的安全性和耐久性产生影响。从表1来看,在相同跨径下,T梁边梁及中梁的预制梁宽较小箱梁窄,说明若达到同等桥宽,小箱梁所需的梁片数较T梁少,则小箱梁湿接缝设置的数量较T梁少,在一定程度上降低了此类风险,因此,从湿接缝的设置上考虑,小箱梁优于T梁。

2.2.3 模板

T梁上构的线条流畅、简洁,模板搭设时较简单,脱模时较为方便。而小箱梁为箱型结构,浇筑混凝土时需设内模,模板投入较大,且对模板施工工艺要求较高,箱内空间小,拆除内模相对麻烦,内腔的外观、质量易受到影响,当施工控制和管理不到位时,容易导致蜂窝麻面。因此,从模板搭拆方面考虑,T梁优于小箱梁。

2.2.4 运输及吊装

小箱梁与T梁均可采用架桥机架设。从表1可知,在同一种跨径下,小箱梁单片梁的自重比T梁大,因此小箱梁单片梁所需的吊装设备的吊重也比T梁高,小箱梁

在运输和吊装过程中需要的机械设备、预制场地的面积等方面的要求都较T梁高。在山区高速公路建设中,由于地势条件较为复杂,便道的修建较为弯曲,大型机械设备进出场困难,大面积平地较少,大型预制场选址较为困难,若项目涉及国家森林公园、饮用水源保护区,因为生态环境保护的问题,更需要严格控制施工占地。而T梁自重相对较轻,在运输机械设备和吊装设备的选择上,山区高速公路桥梁选择T梁更有优势。

2.2.5 施工工期

T梁和小箱梁通常在工厂预制,然后运输到现场进行安装。小箱梁由于结构相对T梁复杂,在施工过程中需要进行更多的材料连接和组装工作,如钢筋的绑扎、模板的安装、混凝土的浇筑等,这些步骤都需要精准的现场操作,以确保箱梁的质量,使小箱梁的施工周期相对较长,质量控制更为复杂。T梁由于其结构的简洁性,这些步骤通常更为直接和简单,每片梁从预制梁体到吊装完毕所需时间比小箱梁节约0.5~1 d^[5]。但相同桥宽下,T梁吊装后现浇混凝土横隔板数量相应比小箱梁多,则现浇所需时间较T梁长,因此在施工工期方面T梁与小箱梁的差异不显著。

2.2.6 养护与维护

小箱梁内部为空心箱形,上部两侧有翼缘,形状类似箱子,建成后人员难以到达箱内,常规的桥检设备不易全面反映结构运营状态,需要相对复杂的检测。T梁的结构较为简单,其截面形状如英文字母T,结构各部分均可见,可以方便地检查梁体和翼板的形状、尺寸和质量,以此为依据的养护、维护加固有据可依,安全可靠。根据以往工程实例调研,小箱梁在运营期出现的结构性损伤远远多于T梁^[2]。因此,T梁在山区高速公路工程的建设中更具有优势。

2.3 经济性

通过现场调研以及参考部颁通用图,收集、整理了高速工程T梁与小箱梁一孔边跨+一孔中跨上构数量(见表2),采用专业公路工程计价软件,并根据交通部颁布的概预算编制办法^[6]、预算定额^[7]及广西补充规定(桂交管发[2019]39号)等文件的有关要求,在相同费率、相同单价下进行建安费测算。

表2 小箱梁与T梁一孔边跨+一孔中跨上构数量表

跨径	高速路路基 宽度/m	梁片数/片		湿接缝宽度/cm		混凝土/m ³		普通钢筋/t		钢绞线/t	
		小箱梁	T梁	小箱梁	T梁	小箱梁	T梁	小箱梁	T梁	小箱梁	T梁
20 m	24.5	4	5	50.0	63.8	204.9	220.1	53.4	61.5	5.5	4.8
	26.0	4	5	66.7	82.5	208.9	228.4	55.1	63.1	5.8	5.0
	26.5	4	5	75.0	88.8	210.9	230.9	55.6	63.4	5.8	5.0
	33.5	5	7	83.8	60.8	266.8	308.1	70.1	83.8	7.3	6.3
30 m	24.5	4	5	50.0	63.8	347.2	384.6	82.1	94.8	11.4	11.5
	26.0	4	5	66.7	82.5	353.2	397.8	84.7	97.3	12.6	11.9
	26.5	4	5	75.0	88.8	356.0	402.0	85.4	97.9	12.6	11.9
	33.5	5	7	83.8	60.8	449.9	539.3	107.6	129.6	15.7	14.8
40 m	24.5	4	5	50.0	63.8	535.0	571.7	111.0	135.1	20.3	19.1
	26.0	4	5	66.7	82.5	542.8	589.0	114.3	138.1	22.3	19.6
	26.5	4	5	75.0	88.8	546.9	594.9	115.2	138.8	22.3	19.6
	33.5	5	7	83.8	60.8	688.5	821.8	144.0	184.8	27.9	25.9

结合本文案例提到的项目情况,本次建安费测算材料原价采用桂林市 2023 年 7 月份高速公路工程材料指导价,经调查钢材、砂石、水泥运距分别为 150 km、58 km、74 km,工地转移里程数为 510 km,综合里程为 5.2 km,混

凝土搅拌运输车运距为 5 km。
经测算后得到表 3 的结果,T 梁一孔边跨+一孔中跨上构每平方米经济指标比小箱梁略贵,小箱梁较 T 梁略有优势。

表 3 小箱梁与 T 梁一孔边跨+一孔中跨上构技术经济指标表

跨径	高速公路路基宽度/m	单位	预应力混凝土小箱梁			预应力混凝土 T 梁		
			数量	金额/元	技术经济指标/ (元·m ⁻²)	数量	金额/元	技术经济指标/ (元·m ⁻²)
序号	1	2	3	4	5=4÷3	6	7	8=7÷6
20 m	24.5	m ²	470	645 149	1 373	470	715 133	1 522
	26.0	m ²	500	662 688	1 325	500	736 064	1 472
	26.5	m ²	510	667 922	1 310	510	740 730	1 452
	33.5	m ²	650	842 584	1 296	650	982 987	1 512
30 m	24.5	m ²	705	1 073 502	1 523	705	1 204 981	1 709
	26.0	m ²	750	1 107 694	1 477	750	1 238 635	1 652
	26.5	m ²	765	1 115 022	1 458	765	1 247 063	1 630
	33.5	m ²	975	1 404 734	1 441	975	1 655 810	1 698
40 m	24.5	m ²	940	1 558 656	1 658	940	1 765 039	1 878
	26.0	m ²	1 000	1 606 931	1 607	1 000	1 807 292	1 807
	26.5	m ²	1 020	1 616 911	1 585	1 020	1 818 268	1 783
	33.5	m ²	1 300	2 027 002	1 559	1 300	2 439 925	1 877

综上所述:
(1)在梁高、美观、湿接缝设置、经济性等方面小箱梁优于 T 梁。但在山区高速公路桥梁的建设中,一般对桥梁净空控制、美观方面没有太大的要求。在经济性方面,小箱梁略优于 T 梁,但二者单价指标差别不大。而山区高速公路桥梁建设受限于地形地貌等因素,小箱梁在施工运输及吊装时相对于 T 梁难度更大,在施工质量控制难易程度、模板、养护与维护等方面小箱梁都略逊于 T 梁,经济性并不是确定山区高速公路桥梁方案的关键性因素。因此,小箱梁在山区高速公路建设中优势不明显。
(2)在施工质量控制难易程度、模板、运输及吊装、养护与维护方面等 T 梁更有优势。T 梁的施工工艺没有小箱梁那么繁琐,T 梁的施工质量和模板搭设质量更易控制、养护与维护更简单。而且山区高速公路多为地势条件复杂,运梁条件较苛刻,大型机械设备进出场较为困难,因此在 T 梁和小箱梁两种常见的装配式结构形式中,T 梁的结构型式更适合山区高速公路桥梁建设。

3 结语

本文对山区高速公路预制小箱梁与 T 梁进行了较为全面的对比分析,通过对比分析两者的结构形式、施工情况及经济性等,最后得出了山区高速公路更适合采用 T 梁的结论。T 梁作为一种常见的桥梁结构形式,具有自重轻、施工方便,后期维护费用较低、跨越能力较强等优点,更适应山区高速公路的建设。

在实际应用中,相同条件下,T 梁相对于小箱梁来说能够有效减少桥梁自重,因此能降低对地基承载力的要求。同时,T 梁的施工速度快、工期短,有利于缩短山区高速公路建设周期,提高建设效率。随着山区高速公路建设的不断推进和桥梁技术的不断创新,T 梁将在更多的山区高速公路项目中得到应用。

参考文献

[1]邵旭东.桥梁工程[M].北京:人民交通出版社股份有限公司,2016:25-26.
[2]高衡,孔海霞.装配式结构 T 梁与小箱梁对比研究[J].公路,2018,63(6):125-128.
[3]吴海灵.道路桥梁结构病害及加固技术分析[J].黑龙江交通科技,2011,34(10):296.
[4]李勋.宽幅箱梁湿接缝早期裂缝成因分析[D].长沙:长沙理工大学,2019.
[5]孙鹏.普通公路桥梁 T 梁与小箱梁适应性比较分析[J].北方交通,2016(5):43-46,50.
[6]交通运输部路网监测与应急处置中心.公路工程项目概算预算编制办法:JTG/T3830—2018[S].北京:人民交通出版社,2018:9-20.
[7]交通运输部路网监测与应急处置中心.公路工程预算定额:JTG/T3832—2018[S].北京:人民交通出版社,2018:715-776.

收稿日期:2025-01-22

多跨连续石拱桥拆除方案研究

林云,杨浩,余庭嘉,梁若洲

(广西交通设计集团有限公司,广西 南宁 530029)

摘要: 文章探讨了一座 5×27 m石拱桥的拆除方案。通过对桥梁现状评估和拆除方法的比较,提出了采用机械拆除法的建议;通过Midas Civil软件进行拆桥全过程的模拟计算,发现在逐跨拆除桥梁的过程中,偏心受压破坏和整体失稳的概率较大,剪切破坏的概率较小,并据此编制了桥梁拆除施工方案,可为同类桥梁拆除方案提供参考。

关键词: 石拱桥;机械拆除;破坏形式;拆除施工

中图分类号: U448.22 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.038

文章编号: 1673-4874(2025)05-0128-04

0 引言

随着城市建设的快速发展,许多老旧桥梁由于设计标准低、承载能力有限或已无法满足通航需求,面临拆除重建的选择。旧桥的拆除不仅关系到城市交通的顺畅与安全,更涉及环境保护、文化遗产保护等多重问题。因此,如何科学、高效、安全地拆除旧桥,并合理利用拆除材料,成为当前亟待解决的问题。

1 工程概况

本文以一座始建于20世纪60年代,结构形式为 5×27 m的连续拱石拱桥为研究背景。桥梁全长为148.4 m,桥面宽度为13 m,其中机动车道为8.9 m,两侧人行道各2.05 m。旧桥1#~3#主墩位于水中,其余墩台位于岸上。桥位周边建筑物离桥位约40 m,上游东侧及下游西侧建筑物密度均较大,同时现有道路、人行道地下分布有水管、排污管、电缆、燃气、通信光缆等管线。

2 拆除方案比选

旧桥拆除的方案选择通常需要综合考虑桥梁的结构类型、地理位置、交通状况、环境因素、安全要求、经济成本预算以及对周围环境的影响等多个方面。常见的旧桥拆除方案^[1-2]及其优缺点如下:

(1)机械拆除^[3-4],采用挖掘机、长臂炮机、破碎锤、切割机等设备直接拆除桥梁结构。这种方案适用于大多数桥梁类型,特别是混凝土、砖石结构,其效率高,成本相对较低。

(2)切割法^[3],使用金刚石锯切片、水射流等专业切割设备将桥梁结构分割成小块,便于搬运。适合钢结构和预应力较小的混凝土结构,可减小振动和噪音,对周边环境影响小,但效率低。

(3)爆破拆除,通过控制爆破拆除技术精准控制炸药量,使桥体解体。适用于大型、结构简单、地处开阔地带且周围环境允许的桥梁。这种方式成本较低,但在城市中心区安全隐患极大,震动、噪声和飞石可能伤及周边建

筑,且对环境破坏严重,审批手续复杂,风险高。

(4)人工拆除,主要人工或辅助以小型工具逐步拆除,适合小规模或特殊敏感环境对于历史文化或环境要求极高区域。该方法成本高,耗时长,劳动力密集。

该桥为多跨连续石拱结构,规模大,机械拆除法可以快速、连续作业,利用长臂炮机等设备精准高效清除石砌体,满足大规模、复杂结构的拆除需求。对于交通繁忙的城市中心,高效施工能尽快恢复交通,减少对市民生活影响。机械拆除法能快速完成施工,减少对城市交通和商业活动的长期干扰,间接节省了社会成本,并可控制施工风险,减少施工人员直接接触危险,特别是针对水下或高空作业。

3 拆桥破坏分析

该桥为五跨连拱桥,采用机械拆除法拆除。拆桥的关键问题在于确定凿除第一跨主拱圈后,桥梁整体结构失去平衡会不会引起其他桥跨连续垮塌。若连续垮塌,将能节省施工工期,减小施工人员操作风险。否则,需要逐跨机械拆除,直至全桥垮塌。本节运用有限元计算方法分析逐跨拆除过程中桥梁可能出现的破坏形式,以便准确判断连续垮塌的可能性。

3.1 计算模型

桥梁采用Midas Civil软件建模进行总体计算,主拱、桥墩、拱上立柱以及桥面系均采用梁单元模拟,桥梁荷载主要包括桥梁自重及二期恒载。详见图1。

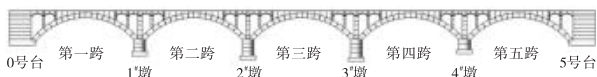


图1 桥梁计算总体模型图

3.2 施工阶段

拆除桥梁共划分6个施工阶段计算:

阶段1:桥梁未拆除。

阶段2~阶段6:依次拆除第5跨~第1跨拱肋及拱上建筑。见图2。

基金项目: 广西科技重大专项项目“平陆运河跨线桥梁拆建再利用及交通组织优化关键技术研究”(编号:AA23062022)

第一作者简介: 林云(1985—),硕士,高级工程师,主要从事桥梁设计、管理工作。



图2 典型施工阶段示意图(阶段3:拆除第4跨)

表1 施工阶段各桥墩墩内力计算结果表

桥墩编号	1	2	3	4
施工阶段	轴心/kN	剪力/kN	弯矩/(kN·m ⁻¹)	
1 未拆桥	22082/379/—	22010/60/—	22083/56/—	22347/383/—
2 拆除第5跨	22102/263/—	22030/152/—	22329/736/—	12368/6907/7956
3 拆除第4跨	22070/334/—	22375/559/—	12170/6480/10947	—
4 拆除第3跨	22408/311/—	12129/6719/10366	—	—
5 拆除第2跨	12302/7292/9303	—	—	—

桥梁拆除前,桥面荷载通过拱上立柱传递给主拱肋,主拱肋将自重及立柱传递过来的竖向荷载转换为轴力传递到桥墩。由于桥梁为等跨,因此桥墩两侧承担的拱肋传来的荷载大小基本一致,方向相反,维持桥墩的平衡稳定。第一跨和第五跨两个边跨的拱肋荷载则传递到重力式桥台上,由桥台承担。

在逐跨拆除拱肋的过程中,由于维持桥墩平衡的一侧拱肋轴力卸载,此时桥墩处于受力不平衡状态,如图3所示。拆桥过程中可能出现的破坏形式主要有以下三类:(1)桥墩剪切破坏;(2)桥墩偏心受压破坏;(3)失稳破坏。

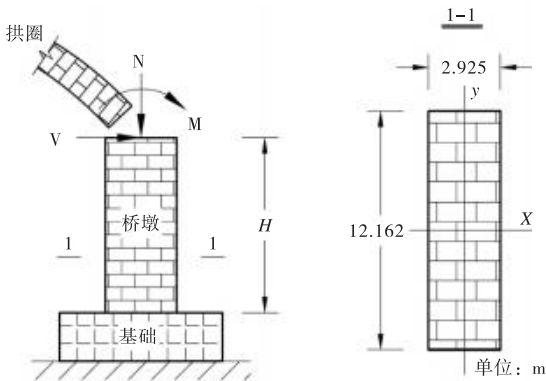


图3 拆除阶段桥墩受力示意图

3.4.1 桥墩剪切破坏

砌石之间只能承受压力和剪力,抗拉承载力很小,具有明显的非匀质、各向异性特点^[5-6]。砌体材料性能,尤其是砌缝的界面力学性能对石拱桥的极限承载力及其破坏形态有较大影响^[7]。《公路圬工桥涵设计规范》规定,砌体构件直接受剪时,抗剪承载力按式(1)计算:

$$\gamma_0 V_d \leq A f_{vd} + \frac{1}{1.4} \mu_f N_k \tag{1}$$

由于式(1)用于判别桥梁破坏,因此式中内力设计值均取标注值,γ₀取1.0,本文后续验算均按此原则取值。

由于本桥修建年代久远,较难获得所采用砂浆的抗剪强度。根据《公路圬工桥涵设计规范》中给出的M5~

3.3 内力计算结果

提取 Midas Civil 有限元计算结果,各施工阶段桥墩内力见表1。

3.4 桥梁破坏分析

该桥主拱肋为主要承重结构。桥墩、拱肋、拱上建筑材料均采用砌石。砌石通过砂浆黏合形成整体。

M20 砂浆强度 f_{vd} (分别为0.052 MPa、0.063 MPa、0.073 MPa、0.09 MPa、0.104 MPa),摩擦系数 μ_f 取为0.7,面积 A 为35.57 m²,计算各墩的抗剪承载力见表2。

表2 各桥墩抗剪承载力计算结果表

墩号	剪力/kN	抗剪承载力/kN					安全系数
		M5	M7.5	M10	M15	M20	
1	7 292	8 001	8 392	8 748	9 353	9 851	1.10
2	6 719	7 914	8 306	8 661	9 266	9 764	1.18
3	6 480	7 935	8 326	8 682	9 287	9 785	1.22
4	6 907	8 034	8 425	8 781	9 386	9 884	1.16

申抗兵、韩汤益等^[8]对湘粤古驿道石拱桥进行了压剪试验,通过数据比对、归纳总结、拟合分析等方式研究砌缝厚度、侧压力等参数对石砌体材料力学性能的影响规律。结果表明,石砌体构件抗剪强度与侧压力呈正相关,符合摩尔-库仑准则特征,可以通过式(2)计算:

$$\tau_{max} = c + \mu \sigma_n \tag{2}$$

根据拟合结果,砌缝厚度为10 mm的石砌体试件黏聚力系数 c 为0.082 MPa,砌缝抗剪摩擦系数 μ 为0.473。将式(2)代入该桥计算1#~4#桥墩抗剪承载力安全系数分别为1.20、1.29、1.34、1.27。

综上所述,采用规范或文献^[8]试验的参数取值,本桥桥墩抗剪承载力均满足要求,大概率不会出现桥墩剪切破坏。

3.4.2 桥墩偏心受压破坏

由图3可知,逐跨拆除桥跨过程中,桥墩还承受主拱肋传来的弯矩和轴力,属于典型的偏心受压构件。根据《公路圬工桥涵设计规范》4.0.10条,砌体结构承受单向偏心荷载,其承载力可按式(3)计算:

$$\gamma_0 N_d \leq \varphi \frac{A f_{md}}{A_e / W - 1} \tag{3}$$

式中:φ_y为砌体 y 方向偏心受压构件承载力影响系数,根据《公路圬工桥涵设计规范》4.0.6及4.0.8条计算而得。砂浆的弯曲抗拉强度 f_{md} 与砂浆标号有关,根据《公路圬工桥涵设计规范》中给出的M5~M20砂浆弯曲抗拉强度(分别为0.061 MPa、0.074 MPa、0.086 MPa、

钢纤维对超高性能混凝土力学性能的影响研究

申鼎宇,余庭嘉,李云飞,江鑫

(广西交通设计集团有限公司,广西 南宁 530029)

摘要: 文章通过试验研究超高性能混凝土(Ultra-High Performance Concrete,后文简称 UHPC)的立方体抗压强度和弹性模量,以钢纤维掺量及钢纤维类型为变量,对比分析不同钢纤维参数条件下 UHPC 的性能差异。结果表明:UHPC 立方体抗压强度受钢纤维掺量影响明显,在相同钢纤维类型条件下,当纤维掺量从 2% 增加到 3.5% 时,抗压强度随之增长;钢纤维类型对 UHPC 立方体抗压强度也有显著影响,当钢纤维含量一定时,端钩型纤维对抗压强度的提高效果最好,混合型次之,长直型最差;在不同钢纤维类型及掺量条件下,UHPC 材料的弹性模量数值虽有不同,但总体差距相对较小,可认为纤维类型及掺量对弹性模量影响较小。

关键词: 超高性能混凝土;钢纤维;立方体抗压强度;弹性模量

中图分类号: U414.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.039

文章编号: 1673-4874(2025)05-0131-03

0 引言

UHPC 是一种极具创新性的建筑材料,众多学者对 UHPC 材料组成和配合比、基本力学性能、耐久性能和基于实际工程的结构力学性能等方面进行了诸多研究^[1]。

UHPC 是基于最大堆积密度理论及纤维增强技术形成的一种具有高模量、高抗压强度、超高耐久性和低徐变性能等优点的水泥基复合材料^[2],在实际工程中得到了较多应用,取得了良好的效果。其配置原则如下^[3]:(1)不使用粗骨料以增强材料匀质性;(2)优化细骨料颗粒级配尽可能满足最紧密堆积原理以增强材料密实度;(3)采用热养护以改善微观孔隙结构并减少后期收缩变形;(4)为提高材料韧性,掺加一定体积分量的钢纤维。

UHPC 在我国得到了广泛利用。2011 年广东省肇庆市马房大桥再次翻修时在第 11 跨上采用了 UHPC 和钢箱梁组合形成的轻型组合梁,目前运营状态良好^[4]。2018 年,梧州市藤县西江二桥南主桥(斜拉桥)采用创新的钢-UHPC 轻型组合梁,相对传统组合梁,大幅度降低了主梁自重,节约了工程造价^[5]。2020 年,湖南省建设了 18 座 UHPC 人行天桥,其主要有结构重量小、现场安装施工快捷、结构耐久性优良、运营维护费用低、结构使用寿命超长(可达 200 年)等优点^[6]。2023 年,广西象来高速公路建成一座 50 m 预应力 UHPC 鱼腹式 U 形简支梁桥,该桥结构新颖、施工便捷、具有良好应用推广前景^[7]。

随着 UHPC 在实际工程中的应用愈加广泛,对材料基本性能的研究则显得尤为重要,弹性模量和抗压强度是描述 UHPC 基本性能的关键指标,也与 UHPC 材料抗剪、抗冲击等性能密切相关,因此研究 UHPC 的弹性模量及抗压强度有着重要的实际意义。本文以纤维类型及纤维含量作为试验变量,对 12 组试件进行试验,得到了在不同纤维含量及纤维类型情况下 UHPC 材料的弹性模量和抗压强度,以便为结构设计分析与实际工程项目应用提供数据参考。

1 试验材料及试验方案设计

1.1 试验原材料及其配合比

材料基本性能试验是土木工程结构试验的关键基础,只有在了解 UHPC 基本材料性能的基础上,方可对 UHPC 构件或结构反应进行准确预测和计算。在实际试验中,能对 UHPC 材料性能造成影响的因素很多,但原材料的组成和配合比是最关键的内在因素。UHPC 是一种复合材料,由多种材料组成,因此选择合适的原材料是保证制备出性能优异的 UHPC 的必要条件之一。

UHPC 主要组成原材料包括水泥、硅灰、石英粉、石英砂、高效减水剂以及一定体积分量的钢纤维,适宜水胶比的水。本试验所用 UHPC 原材料配合比如表 1 所示。

表 1 UHPC 原材料配合比表

材料组分	水泥	硅灰	石英砂	石英粉	水	高效减水剂	水胶比
质量比	1	0.25	1.1	0.3	0.225	1.875%	0.18

1.2 试验参数设计及试件制作与养护

本次试验以钢纤维掺量及钢纤维类型为变化参数,共设置 12 组试件,每组试件包含 6 个立方体抗压试件(100 mm×100 mm×100 mm)和 6 个弹性模量试件(100 mm×100 mm×300 mm)。试件具体参数设计如表 2 所示。

试件的制作过程与养护条件将会对试验结果产生较为显著的影响,本次试验试件的制作过程与养护条件如下:

(1)干混料搅拌,用水打湿搅拌机内壁,避免内壁沾水,导致实际加水量低于理论值。将干混料倒入搅拌机,搅拌 3 min 待干混料充分搅匀,再用钢丝网筛入钢纤维并同时搅拌,此种搅拌方法可使钢纤维在材料中的分布更加均匀,钢纤维全部加入以后,干搅 5 min,然后加水湿搅 15 min。

第一作者简介: 申鼎宇(1992—),硕士,工程师,主要从事桥梁设计工作。

表2 弯曲试验钢纤维参数设计表

试件组别	钢纤维直径/mm	钢纤维长度/mm	种类	钢纤维含量/%
长直型	0.2	13	长直型	2
	0.2	13	长直型	2.5
	0.2	13	长直型	3
	0.2	13	长直型	3.5
混合型	0.12	8	长直型	1
	0.2	13	端勾型	1
	0.12	8	长直型	1
	0.2	13	端勾型	1.5
	0.12	8	长直型	1.5
	0.2	13	端勾型	1.5
	0.12	8	长直型	1.5
	0.2	13	端勾型	2
端勾型	0.2	13	端勾型	2.5
	0.2	13	端勾型	3
	0.2	13	端勾型	3.5

(2)使用塑料模具来制作混凝土试件,浇筑前对模具内壁进行涂油,涂油之后在模具底部中央贴干净白纸,可使后期脱模更为方便。浇筑试件时应全部采用水平分层浇筑方法,尽可能避免因浇筑方式不一致而对结果产生不利影响^[3]。

(3)完成试件浇筑后,先自然养护2 d。将所有试件集中有序一起摆放,盖上塑料薄膜。每隔3 h对试件进行喷水,保证试件的湿润。

(4)自然养护2 d完成后,试件脱模,并进行蒸汽养护,蒸养温度控制在90℃,蒸养时间为48 h。

(5)蒸养完成后,试件表面和边缘会有不同程度的粗糙和凸起,应对试件进行打磨处理,方便试验操作,保证试验结果的精度。

1.3 立方体抗压试验及弹性模量试验设计

立方体抗压强度及弹性模量试验方法均采用《活性粉末混凝土》(GB/T 31387—2015)所推荐的试验方法进行试验。抗压强度试验应采用100 mm×100 mm×100 mm立方体试件,弹性模量试验采用100 mm×100 mm×300 mm棱柱体试件,规范中建议两种试验加载速率均采用1.2~1.4 MPa/s,因此本文采用加载速率为1.2 MPa/s,即12 kN/s。

2 试验结果分析

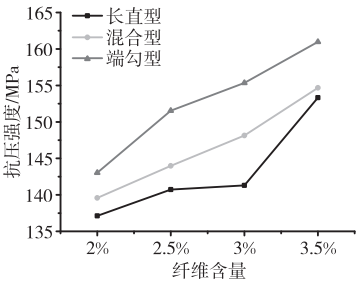
在抗压试验加载过程中,当荷载较小时,试件无明显反应;当荷载达到极限荷载的60%左右,试件表面开始出现斜向裂缝,裂缝数量随着荷载加大而不断增加,且不断有碎屑掉落;当荷载接近极限值时,局部混凝土发生剥落,荷载达到极限值时,试件发生脆性破坏,并伴随较大的爆裂声,但并不会像普通混凝土一样被压溃,而是在试件上出现贯通主裂缝、若干条小裂缝以及混凝土残渣掉落现象,且裂缝处钢纤维基本被拔出或拔断,表明UHPC中的钢纤维发挥了阻裂效应,改善了UHPC的抗压性能。

试验测得立方体抗压强度及弹性模量如表3及图1、图2所示。

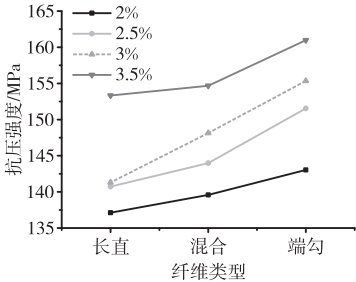
表3 UHPC立方体试件抗压强度及弹性模量试验值表

纤维类型	纤维含量/%	抗压强度/MPa	弹性模量/GPa
长直型	2	137.12	42.65
	2.5	140.73	43.89
	3	141.30	44.84
	3.5	153.32	44.76
混合型	2	139.59	42.45
	2.5	143.98	45.31
	3	148.14	45.61
	3.5	154.68	45.82
端勾型	2	143.03	42.81
	2.5	151.54	45.34
	3	155.34	44.51
	3.5	160.98	45.16

当纤维种类不变时,分别以三种纤维类型的2%含量组别的立方体抗压强度为参照,长直型纤维在2.5%、3%、3.5%掺量下,抗压强度分别提高2.64%、3.05%、10.35%;混合型纤维分别提高3.14%、6.13%、10.81%;端勾型纤维分别提高5.95%、8.60%、12.55%。当纤维含量不变时,以长直型纤维的抗压强度为参照,在2%纤维含量下,混合型与端勾型纤维分别提高1.80%、4.31%;在2.5%纤维含量下,分别提高2.31%、7.68%;在3%纤维含量下,分别提高4.84%、9.94%;在3.5%纤维含量下,分别提高2.22%、6.38%。

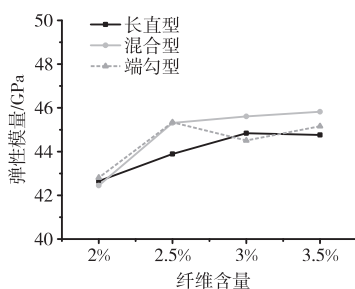


(a)不同纤维含量

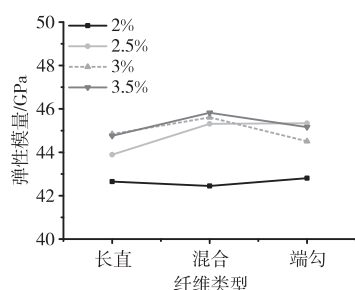


(b)不同纤维类型

图1 钢纤维对UHPC立方体抗压强度的影响曲线图



(a) 不同纤维含量



(b) 不同纤维类型

图2 钢纤维对UHPC弹性模量的影响曲线图

由图1、图2可知,当纤维类型不变,纤维掺量增大时,立方体抗压强度随着升高,证明了纤维的掺入可有效增强UHPC的抗压强度。而当纤维含量不变,以纤维类型进行对比,发现端勾型纤维对抗压强度增强效果最好,混合纤维次之,长直型纤维相对较差。究其原因,在受荷初期,UHPC基体材料虽与钢纤维共同受力,但钢纤维参与程度较低,故对材料性能影响较小;构件受压开始产生微裂缝之后,处于微裂缝两侧的钢纤维起到了锚固基体材料作用并传递荷载,当荷载持续增大,裂缝逐步扩大,钢纤维被拔出时吸收大量能量并起到了连接断裂面的作用,限制裂缝发展,当纤维含量提高,在断裂面处两侧钢纤维分布也更多,吸收的能量也越多,材料能承受的荷载也越大;相比于直线型纤维,端勾型纤维由于其端部弯钩的形状,在材料中的锚固黏结能力更强,对裂缝扩展的限制作用也更好,因此对材料的抗压强度增加效果更为显著。

弹性模量方面,UHPC不同纤维掺量及类型下,有着不同的弹性模量值,且纤维含量为2%时,材料弹性模量稍低,但各纤维参数条件下的弹性模量试验值差距较小,基本在44 GPa左右,可认为纤维类型对弹性模量影响并

不明显。分析原因,往UHPC中掺加钢纤维,主要是可以显著提高材料的裂后韧性和强度,但对材料弹性阶段的性能提升并不明显,而弹性模量试验所施加的最大荷载为棱柱体抗压强度的1/3,即仍处于材料的受压弹性阶段,此时构件并未产生裂缝,钢纤维也并未发挥其限制裂缝发展的作用,故所得弹性模量数值无明显差距。

3 结语

本文研究了不同钢纤维类型及掺量对UHPC材料基本力学性能的影响,得出如下结论:

(1)UHPC立方体抗压强度受纤维掺量影响明显,当纤维掺量从2%逐步递增至3.5%,三种不同纤维类型材料的抗压强度也随之增长。

(2)纤维类型是影响UHPC立方体抗压强度另一关键因素,且端勾型纤维对抗压强度增强效果最好,混合纤维次之,长直型纤维相对较差。

(3)随钢纤维掺量及类型变化,超高性能混凝土的弹性模量也随之变化,但实际数值相差并不明显,可认为钢纤维对弹性模量影响较小。

(4)在弹性受力阶段,钢纤维对UHPC材料性能增强效果并不明显,在基体材料产生裂缝之后,均匀分布的钢纤维可抑制裂缝发展并传递荷载,提高了材料的裂后强度和韧性。

参考文献

- [1]陈宝春,韦建刚,苏家战,等.超高性能混凝土应用进展[J].建筑科学与工程学报,2019,36(2):10-20.
- [2]成鑫磊,穆锐,刘晓英.超高性能混凝土的制备及力学性能研究进展[J].硅酸盐通报,2024,43(12):4295-4312.
- [3]何峰,黄政宇.活性粉末混凝土原材料及配合比设计参数的选择.新型建筑材料,2007(3):74-77.
- [4]邵旭东,邱明红,晏班夫,等.超高性能混凝土在国内外桥梁工程中的研究与应用进展[J].材料导报,2017,31(23):33-43.
- [5]陈鑫,欧阳平,刘梦麟.藤县西江二桥南主桥总体设计分析[J].西部交通科技,2020(4):89-92,100.
- [6]2020年中国超高性能混凝土(UHPC)技术与应用发展报告[J].混凝土世界,2021(4):20-29.
- [7]龙诚壁,覃誉瑶.UHPC预制I型梁的工艺研究[J].西部交通科技,2024(4):99-101.

收稿日期:2025-01-22

混凝土深梁结构拓扑优化算法研究

张小华,王子滨,刘多贵

(广西交通设计集团有限公司,广西 南宁 530029)

摘要: 为了给混凝土深梁结构的配束设计提供参考,文章基于 ANSYS APDL 语言开发了深梁结构拓扑优化程序,并以双开洞深梁这一复杂传力结构进行了拓扑优化算法的验证。结果表明:所开发的深梁结构拓扑优化算法可以优化掉静力荷载计算中对结构受力贡献较少,单元应变能灵敏度低的单元,并迭代出符合结构实际应力分布的关键传力路径。

关键词: 混凝土深梁;结构拓扑优化;应变能灵敏度;双柱式桥墩;配束设计

中图分类号: U443.35 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.040

文章编号: 1673-4874(2025)05-0134-05

0 引言

随着车流量的不断增大,城市高架桥的需求也日益增加。城市高架桥通常既要保证桥面有足够的行车道宽度,又要预留更多桥下空间,尽可能减小对桥下道路通行的影响^[1],大悬臂盖梁也得以被越来越多地应用。为了保证大悬臂结构的安全性,盖梁根部通常截面高度较大,使得在根部的一定区域内受力具有深梁特性,层间剪应力的影响不能再忽略,应力分布不再满足于浅梁的平截面假定,这也使得传统的正截面抗弯与斜截面抗剪设计理论不再适用。而国内外规范在针对深梁构件设计时通常采用拉压杆模型来简化其应力分布及关键传力路径,并在此基础上进行深梁的纵向钢束配束设计。大悬臂盖梁由于其结构特性,上部架设主梁较多,结构荷载工况复杂,也增大了对应的拉压杆模型的建立难度。因此,本文针对大悬臂盖梁这类复杂混凝土深梁结构,基于应变能灵敏度及结构受力原理,利用拓扑优化的迭代获取其荷载传力路径,从而为复杂深梁受力构件的拉压杆模型设计及配束优化提供相应的基础^[2]。

1 拓扑迭代理论

1.1 结构拓扑优化性能指标

为了获得与结构传力路径较为相符的拓扑图像,需要通过对结构的受力过程进行解析,通过循环中不断删除掉对结构受力贡献较小的单元,最终达到获取传力路径的目的。而为了实现这一过程,需要选取合适的舍弃标准,通过舍弃标准来判断结构中的单元对受力的贡献大小。由于深梁结构的受力复杂性,不能单一地以单元应力作为舍弃标准,而考虑到需要在循环迭代的过程中能较好地反映结构的受力性能,最终选取应变能灵敏度作为这一舍弃标准^[3-5]。在每次迭代循环结束后,保证舍弃掉的单元对结构的整体平均应变能影响较小,从而最终获得能符合结构实际传力路径的拓扑优化结果^[6-7]。由有限单元法可知,可以通过刚度矩阵与位移的向量积求得结构的平均应变能:

$$\bar{E} = \frac{1}{2} u^T D u / n = \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{2} u_i^T D_i u_i \right) / n = \sum_{i=1}^n E_i / n \quad (1)$$

式中: D_i ——结构单元 i 的刚度矩阵;

u_i ——单元 i 的位移向量;

\bar{E} ——所求深梁结构的平均单元应变能。

同时,结构单元的刚度矩阵与位移的乘积又可以表示为单元的荷载向量,对每个荷载上的单元向量求导,假定荷载与单元的优化过程无关,则可以得到:

$$\frac{\partial D}{\partial x_i} = -D^{-1} \frac{\partial D}{\partial x_i} u \quad (2)$$

将式(1)中对单元求导,并将式(2)代入式(1)中可得:

$$\frac{\partial \bar{E}}{\partial x_i} = \sum_{i=1}^n \left(-\frac{1}{2} F^T D^{-1} \frac{\partial D}{\partial x_i} u_i \right) / n = \sum_{i=1}^n \left(-\frac{1}{2} u_i^T \frac{\partial D}{\partial x_i} u_i \right) / n \quad (3)$$

在拓扑优化的过程中,删除深梁结构单元所产生的平均应变能变化可以通过泰勒公式展开为:

$$\Delta \bar{E} = \sum_{i=1}^n \frac{\partial E_i}{\partial x_i} (x'_i - x_i) / n = \frac{1}{2} u_i^T \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial D}{\partial x_i} - (x'_i - x_i) \right) u_i / n \quad (4)$$

由于拓扑优化主要反映结构对于外部施加荷载的单元敏感性,而对于自重荷载工况的传力路径反映并不明显,因此可以忽略掉拓扑优化过程中因删除单元带来的结构自重荷载变化,基于这一条件可以将式(4)简化为:

$$\Delta \bar{E} = -\frac{1}{2} u_i^T \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial D}{\partial x_i} \right) u_i / n \quad (5)$$

1.2 优化效果及收敛指标

为了能够较为准确地判定每一步迭代后的优化效果,需要确定相应的优化效果评价指标。而本文拓扑是以单元应变能为基准进行优化,同时在优化过程中也希望结构能保持一个较大的刚度。因此在程序初始时,需要首先设计相应的临界重量 G^* ,以保证单元优化后的结构刚度,在每一次静力计算完成并迭代优化后,通过将当前步骤的优化质量 G_n 与设置的临界结构质量 G^* 的比值作为等效化参数,将等效化系数与当前优化后的平均应变能 \bar{E}_n 的乘积作为优化评价指标,可以得到相应的初始结构平均应变能 \bar{E}_0^s 及当前迭代步骤的等效平均应变能 \bar{E}_n^s 分别为:

第一作者简介: 张小华(1984—),高级工程师,主要从事桥梁工程、结构工程和岩土工程设计工作。

$$\bar{E}_0^* = \left(\frac{G_0}{G^*} \right) \bar{E}_0 \quad (6)$$

$$\bar{E}_n^* = \left(\frac{G_i}{G^*} \right) \bar{E}_n \quad (7)$$

在每一次迭代优化完成后,通过当前步骤的等效平均应变能与结构初始等效应变能的比值即可评价每一步的拓扑优化效果:

$$\xi = \frac{G_0 \bar{E}_0}{G_n \bar{E}_n} \quad (8)$$

拓扑优化只是反映结构的传力路径,在静力计算时并不会加载至结构极限,采用的材料也为线弹性本构,同时单元也为匀质弹性体,因此可以采用容易导出计算的单元体积来代替质量,以初始结构体积 V_0 与当前步骤优化后的结构体积 V_n 之比来表征每一次迭代后的结构性能评价指标:

$$\xi = \frac{V_0 \bar{E}_0}{V_n \bar{E}_n} \quad (9)$$

在拓扑优化过程中,当某一步骤的结构性能指标达到收敛范围或两次优化前后的结构优化性能指标变化率小于收敛值时,说明结构的拓扑优化已经达到极限,此时循环迭代结束。当结构优化性能指标在预设的循环结束后仍未达到收敛值时,可以尝试增加循环次数或调整加载值,或是在已导出的优化结果中寻找局部最优解。

2 结构优化计算流程

在完成前述的循环次数、结构优化性能指标的设定后,便需要进行相应的前处理模型建立、静载分析求解以及结构状态后处理等步骤。即在每次循环中首先对深梁进行加载及分析,然后进行后处理模块提取本次循环计算后的所有单元的结构状态,按照式(4)计算其应变能

灵敏度,并根据应变能灵敏度的大小依次排序,灵敏度较低的单元说明对结构的整体荷载变化响应不敏感,改变该单元的状态值并进行变异以及交叉处理,在此次循环中删除相应单元,进行相应约束,同时按照式(9)计算本次循环的结构优化性能指标,判断拓扑优化是否结束,随后进入下一循环。其相应的拓扑优化流程(见图1)如下:

(1)根据目标设计结构的材料特性、尺寸参数、加载及约束边界建立对应的有限元模型。

(2)针对优化区域进行单元划分,为每个单元赋予其对应的单元编号,初始排序(初始为缺省)以及单元状态值(初始为1),该单元信息可包含在一个不断更新的三维信息数组中。

(3)对混凝土深梁有限元进行静力计算分析,依据编制算法计算各单元在经历计算分析中的应变能,并将计算得到的应变能储存在单元的三维信息数组中,同时根据应变能灵敏度的大小对单元进行排序,并更新其相应的排序信息。

(4)将应变能灵敏度较小的一部分单元的状态值由1改写为0,同时实施变异处理,随机将其中一部分已改写为0的单元状态值重新转化为1,以避免局部最优解的出现^[8]。

(5)实施交叉处理,在应变能灵敏度较小的单元中,随机交换一部分单元的状态值,以避免局部收敛。

(6)对所有单元的单元状态值进行检查,删除所有单元状态值为0的单元,并进行相应约束,以保证后续静力分析的进行。

(7)计算当前优化的结构性能指标以及变化率,当任意一项达到预设的收敛值时停止循环并输出相应拓扑优化结果,否则进行下一循环。

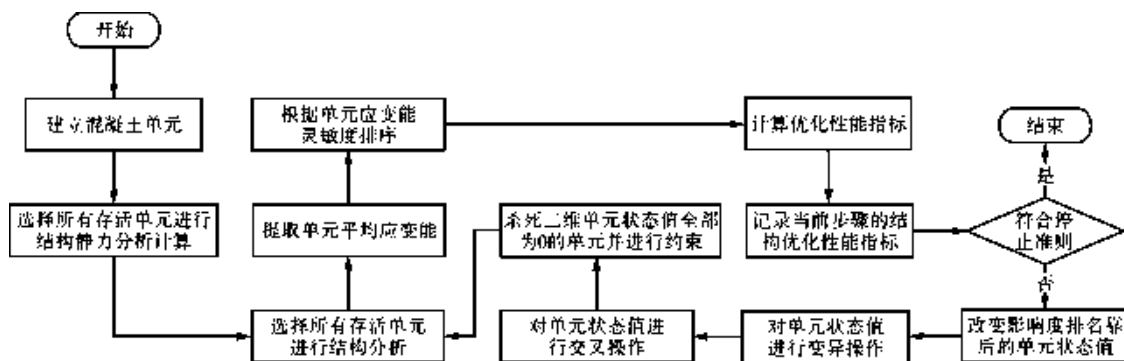


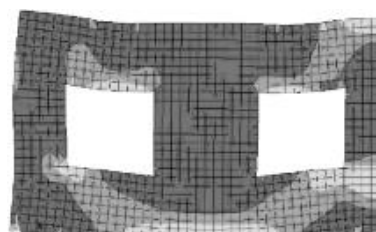
图1 整体模型优化流程图

3 结构优化计算方法的验证

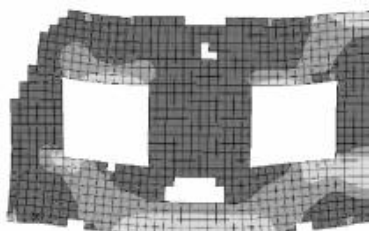
在完成拓扑优化程序的设计后,本节将使用 ANSYS APDL 程序使用前处理模块建立双开洞深梁的有限元模型,编制求解及后处理模块的迭代算法,来对这一复杂混凝土深梁结构进行拓扑优化,并将优化结果与试验数据进行对比,来验证本文拓扑优化算法的有效性。

由于只需要得到结构的关键传力路径,因此选取较为方便处理的 PLANE82 平面单元来模拟混凝土,并根据结构尺寸,选取25 mm作为合适的单元划分。在 ANSYS 软件中建立双开洞的对称模型并在模型右侧施加对称边界,同时根据试验布置在模型左右两侧底部分别铰支与滑动线约束边界,对应的线约束长度分别为120 mm与180 mm。在顶部两个洞口斜上方180 mm的范围内施加

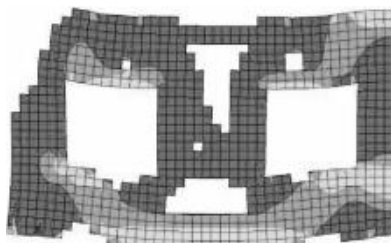
线荷载,来模拟试验的加载工况。本次拓扑优化设计的最大循环次数 $n = 100$,同时为了防止局部收敛的情况发生,在每次循环后将单元灵敏度排序后 20% 的单元进行变异与交叉处理,设定变异与交叉发生的概率为 30%。为了直观体现结构的传力路径,在每次循环结束后输出结构的主压应力云图,其中云图中的深色部分为结构的压力传递路径,浅色部分为结构拉力传递路径。选取拓扑优化过程中具有代表性的主压应力云图如图 2 所示。



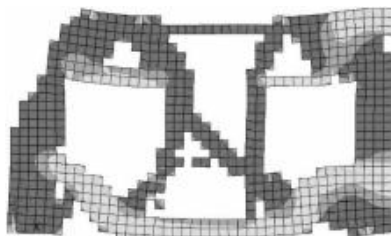
(a)第 1 次迭代



(b)第 18 次迭代



(c)第 36 次迭代

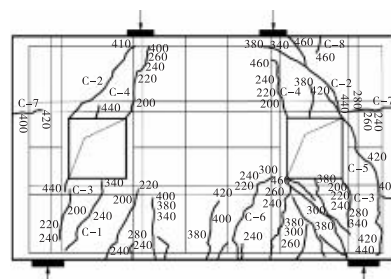


(d)第 50 次迭代

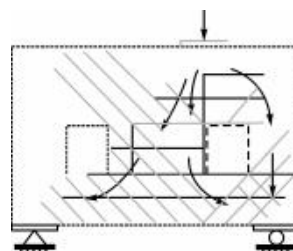
图 2 开洞深梁迭代主压应力云图

由图 3(a)裂缝分布可以看出,在洞口的上下两侧裂缝分布较为密集,说明此处为主要的受拉区域,而裂缝的延伸可以认为沿着试件的主压应力方向,因此可以由裂缝分布简化出相应的如图 3(b)所示的应力传力路径。以一侧加载点为例,试验中深梁的传力路径主要由加载

点向洞口的两侧位置延伸,其中由一侧加载点至对向支座的荷载路径直接完成斜向传递,而加载侧支座的荷载路径则由洞口两侧的应力流汇集后传递至支座。



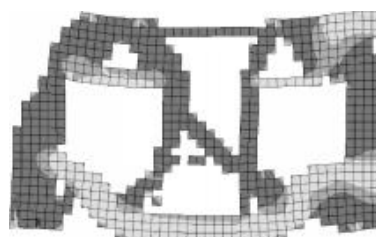
(a)裂缝分布



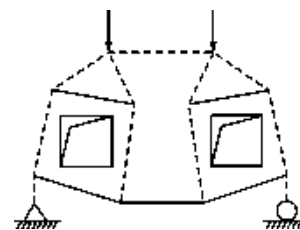
(b)荷载传力路径(一侧荷载)

图 3 双侧开洞深梁裂缝分布及荷载传力路径示意图

将第 50 次迭代得到的桁架结构与图 3 中的试验裂缝分布及传力路径进行对比发现,其浅色区域代表的拉杆主要分布在开洞的上下两侧,以及两个洞口之间的底缘位置,这也与裂缝的发展及分布走势相同。而深色区域代表的拉杆也基本与图 3(b)所示的荷载传力路径一致:在加载点分流绕着洞口后,斜向传递至两侧的支座区域,验证了拓扑优化程序的有效性,由此可以得到该开洞深梁的拉压杆模型如图 4 所示。



(a)最终迭代结果



(b)拉压杆模型

图 4 双侧开洞深梁的最终迭代结果与拉压杆模型图

4 桥墩盖梁结构优化计算及配筋设计

前文通过对双开洞深梁的拓扑优化验证了迭代算法的有效性,因此本节将使用该算法对大悬臂盖梁这一复杂混凝土深梁结构进行拉压杆模型的拓扑以及相应的配束优化设计。

4.1 盖梁缩尺模型结构拓扑优化

选取长850 cm、宽64 cm的大悬臂盖梁缩尺模型,同样使用 PLANE82 平面单元建立有限元模型,该缩尺模型的截面高度由悬臂端部(40 cm)至根部(100 cm)分两段式变化,因此其根部区域深梁特征明显。在盖梁的上部结构施工过程中,主梁通过架桥机架设在盖梁固定的支座位置上,因此该缩尺模型的加载工况也相应简化为对应加载点分别为 $a_1 = 2.75$ m、 $a_2 = 7.95$ m、 $a_3 = 14.5$ m 的6个集中荷载(见图5)。集中荷载加载值为50 kN。

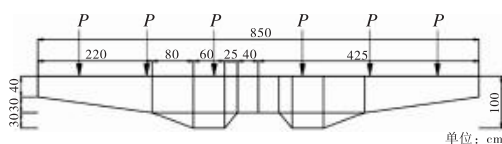


图5 大悬臂双柱式桥墩缩尺模型构造尺寸图

根据缩尺模型的尺寸及加载条件,在 ANSYS 软件中建立相应的有限元模型,通过静力计算分析与深梁拓扑优化,最终得到优化后的主压应力云图,结构应力迹线分布如图6所示。

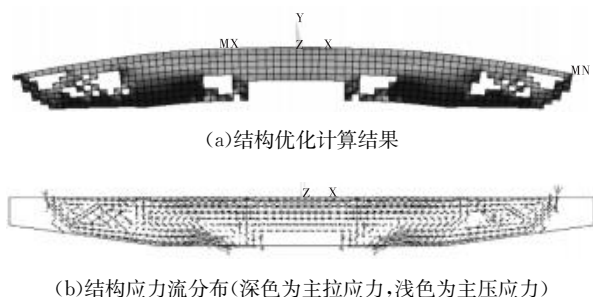


图6 盖梁结构优化计算结果及应力流分布图

分析图6(b)的应力流分布情况可知,由加载点至受压边倾角及支座区域是主压应力的主要传力路径,因此将盖梁顶部的加载点作为顶部节点。同时,可以注意到在顶部加载点之间也存在着应力流的传递,因此在顶部加载点之间设置节点作为盖梁内部拉压杆的传力过渡点,并由一根拉杆将顶部所有节点及斜腹杆连接起来,而底部的应力流则主要以压应力传递为主,因此只在底缘的悬臂端部、变受压边倾角处以及支座位置设置底部节点,同时在顶底板节点之间,根据拓扑结果及应力流分布设置相应的拉杆及压杆传递应力,得到大悬臂盖梁缩尺模型的拉压杆模型(见图7)。

4.2 盖梁缩尺模型配束设计与受力校核

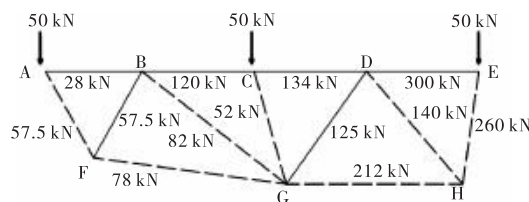
根据图7所示的拉压杆模型及加载工况对杆件内力

及角度进行计算,计算结果如图8所示,并在此基础上进行相应的配束设计与受力校核^[9]:

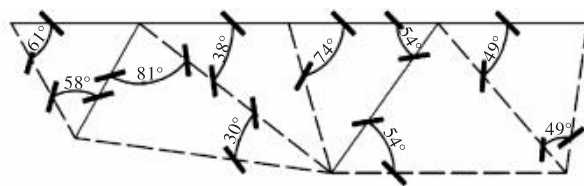


图7 盖梁拉压杆模型图(虚线代表压杆,实线代表拉杆)

- (1)节点面积设计及受力校核。
- (2)顶缘受拉钢筋配束设计及拉杆受力校核。
- (3)底缘受压钢筋配束设计及压杆受力校核。
- (4)拉压杆模型节点锚固校核。



(a)杆件内力



(b)杆件角度

图8 拉压杆模型计算分析图

4.2.1 节点尺寸设计与受力校核

拉压杆模型中,根据节点连接的杆件类型不同,其相应的极限承载力也存在差异,需要对其进行相应的折减,受拉、受压与拉压结合的连接类型其相应的折减系数 μ 分别为 0.65、0.85、0.75;同时考虑节点的安全容许度,在进行节点受力校核时,还需要考虑极限承载力安全系数 φ ,该系数一般取值为 0.7。因此可得节点的极限承载力为 $\varphi\mu f'_c$ 。

顶部加载点位置所在的节点连接着顶部的拉杆,同时由于其直接承受荷载,因此这部分节点为拉压杆模型设计中最为重要的节点。根据其受拉节点的类型,确定其相应极限承载力为 $0.65\varphi f'_c$,则其对应的最小承载面积为 $P_u/(0.65\varphi f'_c)$ 。

由此可以计算得到 C 节点面积为 $P_u/(0.65\varphi f'_c) = 2747 \text{ mm}^2$,该加载点的加载区域为 $60 \times 100 = 6000 \text{ mm}^2$,满足 C 节点的最小承载面积的要求。

4.2.2 顶缘受拉钢筋设计

在完成顶部节点设计后,需要进行相应的受拉钢筋配束设计。首先需要根据拉压杆模型的计算结果确定顶部拉杆的最大拉力 P_0 ,然后根据安全系数与钢筋的屈服强度计算得到其最小抗拉面积:

$$A_{st} = \frac{P_0}{\varphi f_y} \quad (10)$$

由图 8 可知,顶部最大拉力为 DE 拉杆中的 300 kN,由式(10)计算得到顶部钢束所需的最小抗拉面积为 $A_{st} = 1\,809\text{ mm}^2$,因此可确定在顶部的根部区域需要最少配置 12 根直径为 12 mm 的钢筋来满足抗拉设计。

同时,为了满足抗剪需求,需要在盖梁中配置弯起钢束,因此通过对拉压杆模型中的斜腹杆进行最小抗拉面积的计算,来完成弯起钢束的配束设计。拉压杆模型中的受拉斜腹杆为 BF 与 GD ,其中 GD 的杆件拉力较大,为 125 kN,根据式(10)计算得到其所需的最小抗拉面积为 $A_{st} = 532\text{ mm}^2$,因此在 D 节点处配置 6 根弯起钢筋来满足该处的抗剪受力要求。同样的,根据斜腹杆 BF 的拉力计算得到其最小抗拉面积 $A_{st} = 244\text{ mm}^2$,在 B 节点配置两根弯起钢筋来满足抗剪受力要求,最终在顶缘剩余 2 根通长的 12 mm 受拉钢筋。最终的顶缘受拉钢筋配束设计如图 9 所示。

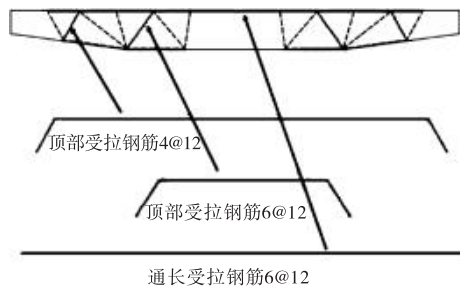


图 9 受拉钢筋配束设计示意图

4.2.3 底缘抗压钢筋设计

与顶缘配束设计类似,首先根据底缘压杆中的最大压应力来确定相应的受压钢筋配束设计,如图 8 所示的拉压杆模型计算结果中,由受压边倾角至支座区域的 GH 杆件承受 212 kN 的压应力,且 G 节点为拉压复合型节点,当底缘 GH 压杆承受极限压应力时,计算得到的压杆应变即为节点 G 在此处的应变,则有:

$$\epsilon = P_u / A_{st} E_{st} = 8 \times 10^{-4} \quad (11)$$

根据该应变计算节点 G 位置的主压应变可得:

$$\epsilon_1 = \epsilon_s + (\epsilon_s + 0.002) \cot^2 \alpha_s = 1.74 \times 10^{-3} \quad (12)$$

则相应的,可以计算得到压杆 FG 的极限强度 f_{cu} 为:

$$f_{cu} = f'_c / (0.8 + 170\epsilon_1) \leq 0.85f'_c \quad (13)$$

在确定底部压杆的极限强度 f_{cu} 后,还需要确定压杆尺寸,该尺寸取决于底部节点 G 的节点宽度 ω 以及压杆厚度 δ ,根据拉压杆模型的节点宽度计算公式,分别取 G 节点宽度 $\omega = 81\text{ mm}$,压杆厚度 $\delta = b/4 = 160\text{ mm}$,最终可以计算得到压杆 GH 的最大抗压承载力为:

$$P_n = \varphi A_{cs} f_{cu} = 0.7 \times 34\text{ MPa} \times 160\text{ mm} \times 81\text{ mm} = 308.5\text{ kN} \quad (14)$$

底缘压杆的最大抗压承载力要大于拉压杆模型中计算所得到的杆件内力,满足底部受压杆件的校核要求,由此可得底部的配束如图 10 所示。

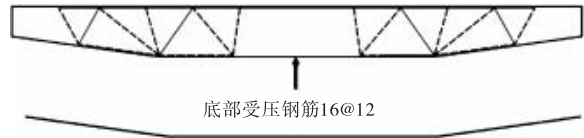


图 10 受压钢筋设计示意图

5 结语

(1)基于 ANSYS APDL 程序及单元应变能灵敏度准则,开发了混凝土深梁结构的拓扑优化计算方法,通过循环迭代优化对受力及刚度贡献较小的单元,最终得到结构的关键受力桁架。

(2)本文提出的结构拓扑优化算法能较为准确地迭代并反映出双开洞深梁的传力路径及应力分布,与试验结果基本相符。

(3)针对大悬臂盖梁结构进行结构拓扑优化,优化结果为结构拉压杆模型的确定提供了参考,并基于拉压杆模型进行了相应的配束设计。

参考文献

- [1]朱珊莹,杨莉婕,吴应升.某滨海公路独柱预应力盖梁设计[J].交通科技与经济,2013,15(1):106-108,113.
- [2]张鹤志,刘霞,易伟建,等.复杂应力构件多荷载工况下的配筋优化[J].湖南大学学报(自然科学版),2014,41(9):42-47.
- [3]刘霞,易伟建,沈蒲生.钢筋混凝土深梁的拓扑优化模型[J].工程力学,2006(9):93-97.
- [4]傅其信,张旋明.钢筋混凝土悬臂深梁的抗剪研究[J].华南理工大学学报(自然科学版),1992(1):9-15.
- [5]刘颖,谷寅,张春平.梁内塑性内力重分布的浅析[J].交通科技与经济,2002(3):21-22,24.
- [6]刘霞,易伟建.开孔深梁压杆-拉杆模型构造[J].工程力学,2012,29(12):141-146.
- [7]张鹤志,黄焱森,郭原草,等.荷载工况多目标下钢筋混凝土深梁的拓扑拉压杆模型设计[J].河海大学学报(自然科学版),2021,49(5):433-440.
- [8]易伟建,刘霞.基于遗传算法的结构损伤诊断研究[J].工程力学,2001(2):64-71.
- [9]郝芳敏,陈幼佳,焦晋峰.拉压杆模型在桥墩盖梁中的应用[J].中国科技论文,2016,11(7):760-764,771.

收稿日期:2025-01-19

南宁沙井至吴圩公路终点互通选址方案研究

冯啸天,唐国才,宋元平,王刘振

(广西交通设计集团有限公司,广西 南宁 530029)

摘要: 文章依托南宁沙井至吴圩高速公路项目,结合路网结构、城镇规划及环境敏感点分布等情况,从交叉方式、受控因素、土地节约、工程规模等方面论述终点互通方案选址理念,经过对比分析各个方案的优缺点,最终提出错位交叉互通设计为推荐方案。

关键词: 错位交叉;互通形式;方案设计;对比分析

中图分类号: U412.36 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.041

文章编号: 1673-4874(2025)05-0139-03

0 引言

随着高速公路网建设的突飞猛进,高速公路相互交叉更加频繁,但受到地形、地质、地物、基本农田等环境敏感点的影响,两条高速公路十字交叉困难时需要采用错位交叉的方式,形成共线路段^[1-3]。

当共线路段 >3 km时,可以按整体式横断面设计,如图1所示。当共用路段长度 ≤ 3 km,两条高速公路的直行车道应该分开设置^[4],如图2和图3所示。图2是将高速公路A的直行车道放在高速公路B的外侧分开设置,图3是将高速公路A直行车道放在高速公路B的内侧分开设置。

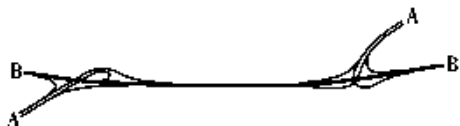


图1 共用路段长度 >3 km时的设计示例图



图2 共用路段长度 ≤ 3 km时的设计示例图(外侧)



图3 共用路段长度 ≤ 3 km时的设计示例图(内侧)

受到地形等客观条件的限制,错位交叉互通间距很难达到3 km的间距要求,而且直行车道单独分开设置也困难,当不得已形成交织共线段时,需要进行交织段的通行能力计算分析^[5-7]。

本文根据南宁沙井至吴圩公路(下文简称沙吴高速公路)终点互通选址实例,从多条走廊带论证,到详细的互通位置优化,用以面带线、以线控点的方式,从受控因素以及工程规模比较等方面做具体对比论证,形成错位交叉的枢纽互通推荐方案,为类似新建与已建高速公路

交叉位置的选择,以及需要设置共线段的枢纽互通工程设计提供参考。

1 项目概况

沙吴高速公路是广西高速公路网布局方案中“纵6”全州(黄沙河)至友谊关高速公路(下文简称南友高速公路)支线,是南宁市城市进出主要通道,是广西第三机场高速公路,可有效解决机场高速公路和G72泉南高速公路共线客货混行产生的各类问题,提高客货车的行车效率及行车安全。

2 互通方案位置初选

新建高速公路与已建高速公路交叉,交叉点的选择应建立在充分的路线走廊带论证基础上,其要求路线走廊应与路网规划基本相符,充分考虑地方政府等相关方的需求,避让环境保护敏感点、地质不良带等各类障碍,得出工程可行及经济合理的线位走向,从而得到互通方案的初步位置。

项目终点附近有南友高速公路、吴圩机场至大塘高速公路(下文简称吴大高速公路)、吴圩机场至隆安高速公路(下文简称吴隆高速公路)交叉。本文分别基于新建公路路线里程短、避让城区规划、路网互通间距控制、市县发展需求四个因素选出四条终点面域内有价值的走廊带,从而形成了如图4所示的终点一至终点四的互通初步位置方案。



图4 终点一至终点四位置示意图

第一作者简介: 冯啸天(1988—),硕士,高级工程师,研究方向:公路工程勘察设计。

2.1 基于新建公路路线里程短的走廊带选择

方案一终点位于吴圩镇坛学村附近接入南友高速公路,距离吴圩机场最近。沙吴高速公路主线最短,路线长约20.252 km。

但该方案终点段走廊部分路线经过《南宁吴圩空港新城概念性总体规划》(2012年批复)中的二类工业用地。南宁市交通运输局邀请南宁市相关部门及业主单位,召开沙吴高速公路方案专题研究会,会议认为该方案与《南宁吴圩空港新城概念性总体规划》(2012年批复)存在冲突,不同意该方案。

2.2 基于避让城区规划的走廊带选择

方案二终点位于吴隆高速公路与南友高速公路交叉的吴圩西枢纽互通处,形成五肢枢纽互通。

优点:(1)方案二沙吴高速公路主线长约23.120 km,建设里程相对较短;(2)消除了沙吴高速公路与南友高速公路、吴隆高速公路构成的“三角”区。

缺点:(1)五肢枢纽互通形式复杂,各向交通组织转换困难,可能为后期运营中的事故多发点及交通新堵点;(2)增加长隧道(1760 m)一座,增加了实施难度;(3)因吴大高速公路吴圩西互通设计已经完成,且部分匝道已施工,吴大高速公路已在2018年底通车。若沙吴高速公路终点设于此,将形成五肢枢纽互通,增加了项目协调和实施难度。具体表现为:吴圩西互通需要拆除重建,对刚通车的吴大高速公路造成较大的社会影响。经沟通,吴大高速公路与吴隆高速公路业主不同意该方案。

2.3 基于路网互通间距控制的走廊带选择

方案三终点位于南友高速公路的苏圩互通处,与原有的苏圩互通(原位改建)构成复合式互通式立体交叉。互通式立交范围内的技术指标满足接线要求。

优点:路线顺畅,南友高速公路的交通流在吴大高速公路、吴隆高速公路衔接的吴圩西枢纽互通前进行了有效分流,吴圩西互通方案不受干扰、可维持不变。

缺点:(1)方案三沙吴高速公路主线长约26.619 km,修建里程较长,总投资增加;(2)现有苏圩落地互通(含收费站)设计指标偏低,需要拆除重建,施工过程中会对南友高速公路产生一定影响,增加了交通组织难度;(3)拟建道路与南友高速公路、吴隆高速公路形成了“三角”区域,不利于“三角”区域土地开发利用及周边经济发展。

2.4 基于市县发展需求的走廊带选择

方案四终点位于南宁市与崇左市市界附近的更坡附近,新建三岔T形枢纽互通接入南友高速公路。互通式立交范围内的技术指标满足接线要求。

优点:该方案终点更接近扶绥县城,为扶绥县后期发展提供一定的便利。

缺点:(1)方案四沙吴高速公路主线长约30.573 km,建设里程长,造价高;(2)部分路段进入江南区苏圩镇六思水库饮用水源二级保护区;(3)终点与南友高速公路为新建T形立交,比方案二与方案三多1次互通节点的交通转换。

经过以上对项目终点方案的比选,终点三方案与其他三个终点方案相比,优势明显,故初步推荐终点三方案。

3 互通选址的优化

在充分论证终点区域范围有价值的走廊带比选后,可以排除欠合适的走廊,进一步缩小方案比选的范围,考虑交叉点及交叉方式的比选,最终形成推荐方案。

因终点三方案存在建设路程长、投资高、与南友高速公路及吴隆高速公路形成“三角”区域等缺点,需要进行优化补充论证,形成基于消除“三角”区域的方案五和基于延长高速公路共线距离的方案六终点位置。

3.1 基于消除“三角”区域的终点位置选择

方案五(终点五)将原推荐方案三终点位置前移至沙吴高速公路与吴隆高速公路交叉的那洋枢纽互通处,设T型枢纽接入吴隆高速公路,后与吴隆高速公路共线至吴圩西互通,与南友高速公路、吴大高速公路构成吴圩西枢纽互通。具体设计如图5所示。



图5 方案五与方案六示意图

优点:(1)方案五沙吴高速公路路线长25.778 km(含与吴隆高速公路共线段4.8 km),方案五比原推荐终点三方案短0.841 km,整体造价低于原推荐终点三方案;(2)消除了沙吴高速公路与南友高速公路、吴隆高速公路形成的“三角”区;(3)方案五未设隧道,建设难度小,且便于后期维护。

缺点:(1)方案五多绕行3.4 km,车辆运输费用增加;(2)考虑到南友高速公路“4改8”已经列入《广西高速公路网规划》(2018—2030)规划等原因,为避免沙吴高速公路与吴隆高速公路的共线段(长约4.1 km)成为交通拥堵点,共线段需拓宽至八车道。

3.2 基于延长高速公路共线距离的终点位置选择

如图5所示,方案六沙吴高速公路直接贯通至终点五(图5虚点线线位),然后以沙吴高速公路为被交主线,将吴隆高速公路改线(图5虚点线线位)至北侧,设置T型互通接入沙吴高速公路。

优点:

(1)方案六比原推荐终点三方案(吴隆高速公路与沙吴高速公路合计)建造里程短7.3 km,整体造价少6.6亿元。其中,沙吴高速公路改线后比原推荐方案造价少4.3亿元;吴隆高速公路改线后比原推荐终点三方案造

价少2.3亿元。

(2)消除了沙吴高速公路与南友高速公路、吴隆高速公路构成的“三角”区。

(3)吴隆高速公路与沙吴高速公路共线的长度比方案五长了3 km,缓解了交通流共线压力。

缺点:因吴隆高速公路工可已批复,多个专题已经完成,且基本农田补划论证也编制完成上报区国土厅,并获得自然资源部意见。方案六对吴隆高速公路影响巨大,若对吴隆高速公路进行改移,改变原有高速公路布局,影响吴隆高速公路进度,导致吴隆高速公路重新修编工可报告及所有相关专题,吴隆高速公路业主不赞同该方案,项目实施协调难度大。

3.3 方案比较分析

经过方案一至方案四的选址初步分析,以及方案五至方案六的优化比较,终点方案五消除了沙吴高速公路与南友高速公路、吴隆高速公路构成的“三角”区,利于区域内后期土地利用开发,对待建项目吴隆高速公路干扰较小,同时全线未设置隧道等复杂构造物,综合考虑,推荐终点五方案作为本项目的终点。

高速公路交叉时有条件宜采用十字交叉的形式,条件困难可以采用错位交叉的形式,利用共线段形成两个交叉点枢纽互通,共线路段宜 >3 km。该项目沙吴高速公路与吴隆高速公路共线段为4.8 km,满足错位交叉枢纽互通间距要求。

4 结语

本文用面带线,以线控点的方式,对走廊带选择、消除高速公路交叉“三角”区域、延长高速公路共线距离等问题做了研究分析,从大范围到小区域逐步选出互通交叉的推荐位置,为类似新建高速公路与已建高速公路交叉位置选址提供了思路及方法参考。

参考文献

- [1]刘子剑.互通式立体交叉设计原理与应用[M].北京:人民交通出版社股份有限公司,2015:78-82.
- [2]张帅,韩胜利,赵光德,等.既有高速公路增设互通立交方案比选分析[J].西部交通科技,2023(10):64-66.
- [3]张金,潘丹.高速公路错位交叉复合式互通设计思路探讨[J].中外公路,2022(3):259-263.
- [4]中国公路工程咨询集团有限公司.公路立体交叉设计细则:JTGD21—2024[S].北京:人民交通出版社有限公司,2014:26-27.
- [5]张帅,韩胜利,赵光德,等.山区高速公路枢纽互通式立体交叉设计方案探讨[J].西部交通科技,2023(5):117-118.
- [6]王刘振,赵伦,王史记.既有T型枢纽互通立交改造方案设计研究[J].西部交通科技,2023(5):114-116.
- [7]周荣贵,钟连德.公路通行能力手册[M].北京:人民交通出版社股份有限公司,2017:25-31.

收稿日期:2025-01-17

(上接第130页)

步骤三:利用炮机对1#墩第一跨侧拱脚进行凿除,使第一跨拱倒塌;根据前文计算,由于桥梁整体处于不平衡状态,此时其他桥跨可能由于偏心受压破坏及整体失稳而发生连续垮塌。若连续垮塌发生,则进行步骤四;若未发生,则继续对2#拱脚进行凿除,如此往复。

步骤四:清理垮塌的石块,并进行河道疏通。

5 结语

(1)机械拆除具有施工效率高、成本可控、环境影响小、安全保障高等优点。在实际操作中,通过合理布置施工设备、优化施工方案、加强安全监管等措施,可以保障拆除工作的顺利进行。

(2)通过对桥梁逐孔拆除过程中破坏形式的分析可知,由于偏心受压破坏及整体失稳而发生桥梁连续垮塌的概率较大,能够为施工单位编制可靠的施工组织方案提供理论依据,从而有效缩短工期并显著降低施工风险。

参考文献

- [1]方智程,劳政煥.平陆运河那路大桥旧桥拆除施工技术研究[J].西部交通科技,2024(4):4-6.
- [2]王浩浩,李健.西溪特大桥拆除方案研究[J].西部交通科技,2023(11):174-176.
- [3]何振东.浅谈市政道路旧桥拆除施工关键技术[J].城市道桥与防洪,2022(11):192-195.
- [4]赵亮,张晓波.桥梁拆除中的机械拆除法及其施工要点[J].公路交通科技(应用技术版),2012,8(5):157-159.
- [5]张文朋.花鱼洞桁式组合拱桥旧桥拆除技术设计[J].中国水运,2022(11):120-122.
- [6]郑明保.上跨既有高速公路拱桥拆除模拟与优化分析[J].四川水泥,2024(10):253-258.
- [7]李亮.旧石拱桥设计荷载等级提升的承载力评定[J].山西交通科技,2023(3):87-91.
- [8]申抚兵,韩汤益.石砌体材料力学性能研究——以湘粤古驿道石拱桥为例[J].河南科技,2024(5):59-62.

收稿日期:2025-01-16

基于 Mohr - Coulomb 准则的隧底隐伏溶洞安全顶板厚度研究

林云彦¹, 谭涌², 覃丽君³, 周祥⁴

(1. 广东省路桥建设发展有限公司, 广东 广州 510635; 2. 广西交通设计集团有限公司, 广西 南宁 530029; 3. 贵港市新发展投资集团有限公司, 广西 贵港 537100; 4. 南宁学院, 广西 南宁 530299)

摘要: 文章以工程案例为依托, 基于 Mohr - Coulomb 准则, 采用数值分析的方法, 研究隧底隐伏溶洞的塑性区扩展及溶洞顶板受力特点, 在此基础上提出了溶洞顶板安全厚度计算模型, 并采用极限平衡方法推导了隧底隐伏溶洞安全顶板厚度计算公式, 该公式表明隧底隐伏溶洞的安全厚度与溶洞几何尺寸、溶洞壁岩体力学参数以及溶洞顶部上覆荷载有关。采用该公式计算依托工程隧底溶洞顶板的安全厚度, 结果表明该工程隐伏溶洞需要处治, 且其计算值与工程经验值较为接近, 具有一定的准确性和应用价值。

关键词: 隧道; 隐伏溶洞; 塑性区; 受力特点; 安全厚度

中图分类号: U457+.2 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.042

文章编号: 1673-4874(2025)05-0142-05

0 引言

随着国家基础设施向山区的推进, 隧道工程穿越岩溶区不可避免。岩溶是以碳酸岩为主的可溶岩在水的作用下形成空洞、充填物、石牙、溶蚀漏斗、溶蚀洼地、落水洞等的地质现象。隧道穿越岩溶区时, 往往需要处理复杂的岩溶不良地质病害。岩溶不良地质造成的隧道病害可归为三类, 分别为岩溶空洞、岩溶充填物和岩溶水问题。岩溶空洞问题中, 因为隧道底部的隐伏岩溶难以发现, 存在扰动塌落、掉块、应力重分布等现象, 对隧道的施工及运营安全影响巨大, 是需要重点关注的岩溶不良地质现象。关于隧道隐伏溶洞与隧道的相互影响, 目前国内有众多学者进行了研究, 李坤等^[1-2]对不同方位隐伏溶洞下隧道衬砌结构受力特性进行研究, 揭示溶洞对隧道的影响规律; 赵新琛^[3]通过建立隧道与溶洞模型, 分析了溶洞在隧道顶部、右侧面和底部时的溶洞几何参数、隧道埋深和岩体性质包含的八个主要因素对安全距离的影响规律; 邓杰夫等^[4-5]对不同位置溶洞与隧道之间的安全距离进行了研究, 揭示了岩溶安全厚度的影响因素; 符策简^[6]对桩基下的隐伏溶洞进行了分析, 揭示了桩基下隐伏溶洞的稳定性影响因素。但这些学者的研究并未提出隧道底部隐伏溶洞的安全顶板厚度, 对隧道的建设及运营缺乏指导性。本文以工程案例为依托, 采用数值模拟的方法, 得到了溶洞塑性区、拱脚破裂角、中部截面受力特点, 以此为基础, 推导并计算出隐伏溶洞的最小安全顶板厚度, 为建设和运营管理技术人员提供参考。

1 工程概况

某高速公路隧道为分离式隧道, 隧道左线长2.1 km, 隧道右线长2.2 km, 隧道开挖宽度为13.52 m, 开挖高度

为8.2 m。隧道穿越围岩为灰岩。施工过程中结合周围溶洞揭露及钻孔验证情况, 发现隧道底部有一隐伏溶洞。隐伏溶洞整体呈现椭圆形, 溶洞整体宽度较隧道宽, 溶洞高度逐步变化, 与隧道仰拱底部的高度 h 在3~22 m变化。主要典型断面如图1所示。

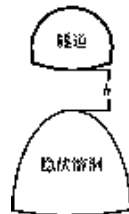


图1 隐伏溶洞典型断面图

2 安全顶板厚度的确定方法

在隧道岩溶病害处治过程中, 溶洞的破坏往往是逐步剥落的过程, 整体上符合 Mohr - Coulomb 准则的剪切破坏。逐步剥落的过程本质上是溶洞壁塑性区的出现及扩展过程, 溶洞壁塑性区发展到一定程度后, 即可认为其因塌落而退出承载, 此时隧道底部剩余的溶洞顶板厚度将成为承受隧底荷载的主体。据此, 基于 Mohr - Coulomb 准则, 根据公路隧道的建设特点, 可采取如下方法来确定隧底隐伏溶洞的顶板安全厚度:

(1) 研究围岩自重平衡、溶洞形成、隧道开挖、隧道支护、持续弱化等不同阶段可能产生的最大塑性连片区域, 确定塑性区的发展趋势线。

(2) 研究围岩自重平衡、溶洞形成、隧道开挖、隧道支护、持续弱化等不同阶段塑性区退出承载后, 岩溶剩余顶板的受力特点, 据此总结归纳出溶洞顶板的承载特点。

(3) 去掉塑性连片区, 根据剩余溶洞顶板的受力特点,

基金项目: 广西交通运输科技成果推广项目“岩土与地下工程灾害安全监测预警及防治技术”(编号: GXJT - CXLHT - 2023 - 02 - 01)

第一作者简介: 林云彦(1986—), 工程师, 主要从事路桥建设管理工作。

建立极限平衡公式,推导出隧道底板的安全厚度公式。

(4)根据安全厚度公式,结合围岩情况,计算并确定该工程的隧底隐伏溶洞顶板的安全厚度。

由于隧道与溶洞均处于围岩之中,其形状为不规则的圆形,无法根据几何方程、物理方程、平衡方程确定其解析公式,此时可采用数值分析的方式确定塑性连片区及溶洞顶板的受力特点,并据此采用理论分析的方法建立溶洞顶板安全厚度公式。

3 数值模型

为了分析溶洞的塑性退出区及剩余溶洞顶板的承载特点,按照如下原则建立数值分析模型:

(1)假定沿隧道纵向分布,溶洞长度较长,其中部力学反应接近平面应变。

(2)围岩本构关系符合 Mohr-Coulomb 准则。

(3)数值模型采用平面应变模型,模型侧边和底部 ≥ 3 倍隧道洞径,平面应变数值模型见图 2。

(4)结合溶洞的破坏阶段,数值模型对自重平衡 \rightarrow 溶洞形成 \rightarrow 隧道开挖 \rightarrow 隧道支护 \rightarrow 持续弱化 5 个阶段进行数值分析。

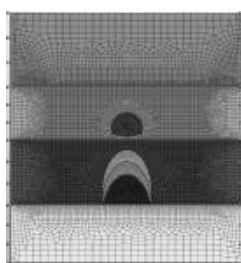


图 2 平面应变数值模型图

模拟参数主要以《公路隧道设计规范》(JTG3370. 1—2018)经验值为参考,根据五个阶段的特点及影响情况,按照如下原则选取物理力学参数,其中自重平衡和溶洞形成阶段,隧道开挖和支护阶段的力学参数相同,按照同一原则选择参数,则力学参数选择可按以下三类进行确定:

第一类:自重平衡、溶洞形成,经过溶蚀、坍塌等过程,溶洞周边与周边围岩相同,围岩力学性能较好,取高值。

第二类:隧道开挖、支护阶段,由于爆破、应力释放重分布等原因,隧道及溶洞周边的岩体受到扰动,对强度进行折减。

第三类:持续弱化阶段,隧道及溶洞周边的岩体,受到相邻隧道段的爆破施工扰动,以及在溶洞周边岩体的长期风化塌落,需要对强度进行折减。

相关参数根据经验值取值,取值结果见表 1。

表 1 数值模拟参数取值表

类型	重度/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性 模量/Pa	内摩 擦角/ $^\circ$	黏聚力/ kPa	泊松 比
第一类	25	6e9	39	700	0.25
第二类	25	3e9	30	300	0.3
第三类	25	2e9	27	200	0.35

4 塑性区分析

根据数值模拟结果,溶洞形成阶段的塑性应变情况见图 3,隧道开挖扰动阶段的塑性应变情况见图 4,溶洞扰动风化阶段的塑性应变情况见图 5。由图 3 和图 4 可知,溶洞形成阶段及隧道开挖扰动阶段溶洞的塑性应变主要分布在拱脚,此阶段受到隧道开挖扰动,造成强度衰减,但并未引起塑性区的大面积扩展。如图 5 所示,随着强度衰减,溶洞周边形成连片塑性区,具备周边破坏的特征,从形态上来看此时溶洞拱脚形成了一个类似平面滑移面。

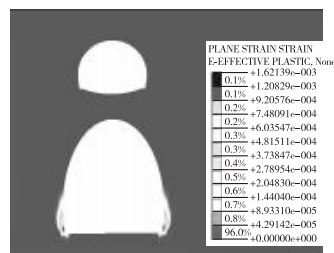


图 3 溶洞形成阶段的塑性应变云图

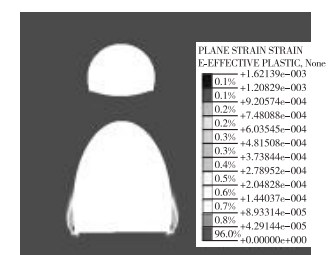


图 4 隧道开挖扰动阶段的塑性应变云图

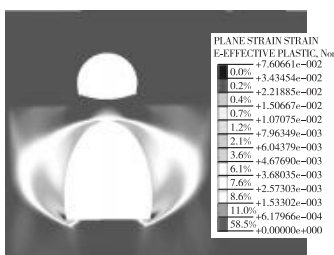


图 5 溶洞扰动风化阶段的塑性应变云图

根据不同阶段的塑性区情况可知,溶洞壁的塑性区是一个逐步扩展的过程,在充分扰动后会形成一个连片的塑性区。根据该塑性区的特点,可得出以下结论:

(1)连片塑性区脚部为倾斜状,拱脚的塑性区形状与一般无支护隧道的拱脚破坏特征相符,拱脚破裂区可认为是直线,溶洞拱脚的破裂角可近似为 $\theta = 45^\circ + \frac{\varphi'}{2}$,其中 φ' 为隧道壁岩体的计算内摩擦角。

(2)拱脚的塑性趋势线有向上发展的趋势,可近似认为拱脚破裂线可向上延伸。

根据塑性区分析的结果,在进行极限平衡推导安全

厚度公式时,可将拱脚破裂线假设为直线,向上延伸,塑性区退出承载,拱脚破裂角为 $\theta = 45^\circ + \frac{\varphi'}{2}$ 。

5 溶洞顶板受力特点分析

根据数值模拟结果,溶洞形成阶段的最大主应力矢量图及最小主应力矢量图分别见图 6 和图 7;隧道开挖扰动阶段的最大主应力矢量图及最小主应力矢量图分别见图 8 和图 9;溶洞扰动风化阶段的塑性最大主应力矢量图及最小主应力矢量图分别见图 10 和图 11。

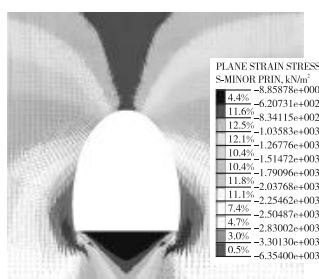


图 6 溶洞形成阶段的最大主应力矢量图

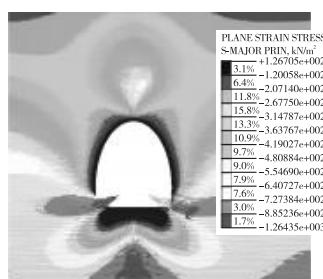


图 7 溶洞形成阶段的最小主应力矢量图

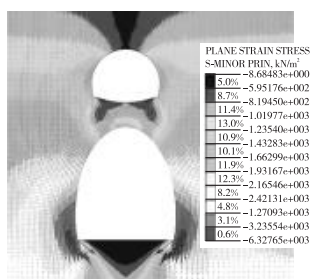


图 8 隧道开挖扰动阶段的最大主应力矢量图

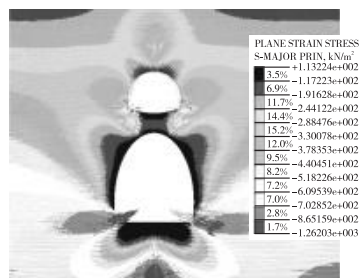


图 9 隧道开挖扰动阶段的最小主应力矢量图

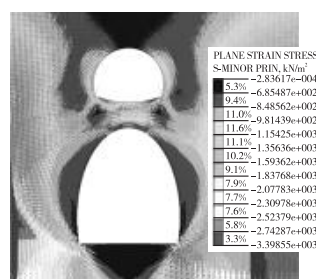


图 10 溶洞扰动风化阶段的塑性最大主应力矢量图

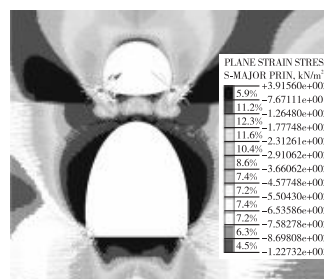


图 11 溶洞扰动风化阶段的塑性最小主应力矢量图

由图 6 和图 7 可知,溶洞形成阶段,此时围岩应力重分布,溶洞拱顶荷载向两侧传递,溶洞壁周边形成接近平行于溶洞壁的大主应力,溶洞壁周边的最小主应力接近垂直于溶洞壁,最大主应力为压应力,最小主应力为拉应力。由图 8 和图 9 可知,隧道改变了应力分布形态,隧道顶部的荷载向两侧传递,此时溶洞顶部的顶板厚度分为两个部分:(1)一部分与隧道周边的围岩形成承载拱圈;(2)一部分与溶洞周边围岩形成承载拱圈。根据最大主应力情况,此时溶洞顶板处最小主应力为拉应力,形成连片状。

由图 10 和图 11 可知,溶洞壁周边塑性区充分发展后,溶洞壁的应力传递方式出现了重大变化,此时溶洞周边岩体因为塑性变形而退出了承载,应力向远离边界端传递,溶洞壁周边以受拉为主。同时,隧道拱顶的荷载向两侧传递,溶洞顶板与隧道周边围岩并未形成有效承载拱圈,溶洞顶部形成了较为平坦的承载拱。

针对岩体自重平衡—溶洞形成—隧道开挖—隧道支护—持续弱化五个阶段提取溶洞顶部的水平应力、竖向应力、最大主应力、最小主应力绘制曲线见图 12。根据图 12 可知,在隧道开挖阶段溶洞顶部的竖向应力与最小主应力接近重合,最大主应力与水平应力接近重合。结合图 10 和图 11 分析来看,溶洞周边塑性区充分发展后,溶洞合力接近水平。

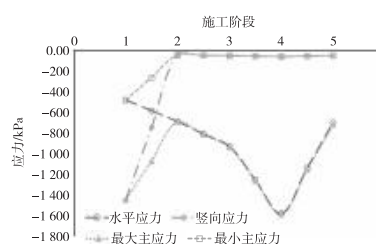


图 12 不同施工阶段溶洞顶部应力变化曲线图

从以上分析可以看出,在围岩强度较高时,溶洞部分顶板与隧道拱圈周边围岩、溶洞部分顶板与溶洞壁周边围岩,均能形成较好的承载拱,此时溶洞的稳定性较好。随着围岩强度指标的衰减,溶洞壁周边塑性区快速扩展,传力方式发生变化,溶洞的稳定性较差。在充分扰动以后,溶洞顶板形成了比较平缓的承载拱。

结合溶洞顶板的受力特点分析,可以得出以下结论,并作为利用极限平衡方法推导隐伏溶洞安全顶板厚度的基础条件:

(1)溶洞顶部的中部截面主要受到轴力作用,剪力可忽略不计。

(2)最大主应力为水平方向,最小主应力为竖直方向,竖向主应力可忽略不计。

6 隐伏溶洞顶板安全厚度计算

6.1 计算模型

根据塑性区分析及溶洞顶板受力特点分析,并假设塑性区退出承载,隧道设有仰拱,建立如图 13 所示的计算模型。

在模型中,沿隧道底面作水平线与溶洞拱脚潜在破裂面相交,沿溶洞中分线切割,即可得到 A 分隔块和 B 分隔块。取 A 分隔块进行受力分析,截面 E 上存在 N_1 、 T_1 两个力,截面 F 上存在 N_3 、 T_3 两个力,截面 G 上存在 N_2 、 T_2 两个力,潜在扰动区向上延伸破坏,破坏角为 θ 角,隧道底部顶板厚度为 h ,溶洞宽度为 $2b$,溶洞底部到隧道底部高度为 d 。

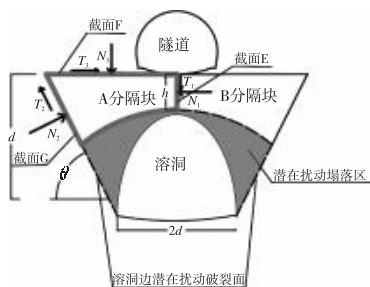


图 13 隧底溶洞顶板安全厚度计算模型图

6.2 安全厚度推导

如图 13 所示,对 A 分隔块进行力学平衡分析:

竖向受力平衡:

$$T_2 \sin \theta + N_2 \cos \theta - T_1 - N_3 = 0 \quad (1)$$

水平向受力平衡:

$$-T_2 \cos \theta + N_2 \sin \theta - N_1 + T_3 = 0 \quad (2)$$

根据假设条件(1),溶洞拱脚破裂面有延伸的趋势,此时在截面 G 上可根据摩尔-库仑准则等效摩擦角为 φ' ,则确定式(3):

$$T_2 \leq N_2 \tan \varphi' \quad (3)$$

式(3)代入式(1)得:

$$N_2 \geq \frac{N_3 + T_1}{(\tan \varphi' \sin \theta + \cos \theta)} \quad (4)$$

式(3)代入式(2)得:

$$N_1 \geq N_2 (\sin \theta - \tan \varphi' \cos \theta) + T_3 \quad (5)$$

则可求得:

$$N_1 \geq \frac{(\sin \theta - \tan \varphi' \cos \theta)}{(\tan \varphi' \sin \theta + \cos \theta)} (N_3 + T_1) + T_3 \quad (6)$$

设溶洞顶部中部截面达到塑性破坏状态时的最大主应力为 σ_1 ,最小主应力为 σ_3 ,则要使得溶洞稳定,其最大主应力不能达到最大值,结合图 12 的分析结果,可求得式(7):

$$\sigma_1 h \geq N_1 \quad (7)$$

将式(5)代入式(7)可求得式(8):

$$h \geq \left[\frac{(\sin \theta - \tan \varphi' \cos \theta)}{(\tan \varphi' \sin \theta + \cos \theta)} (N_3 + T_1) + T_3 \right] / \sigma_1 \quad (8)$$

根据摩尔-库仑准则,在溶洞底部达到破坏时,其最大主应力为 σ_1 ,最小主应力为 σ_3 满足式(9),其中 c 为黏聚力, φ 为内摩擦角。

$$\sigma_1 \leq \frac{2c \times \cos \varphi + (1 + \sin \varphi) \sigma_3}{1 - \sin \varphi} \quad (9)$$

则将式(9)代入(8),可求得式(10):

$$h \geq \frac{\left[\frac{(\sin \theta - \tan \varphi' \cos \theta)}{(\tan \varphi' \sin \theta + \cos \theta)} (N_3 + T_1) + T_3 \right] \times (1 - \sin \varphi)}{2c \times \cos \varphi + (1 + \sin \varphi) \sigma_3} \quad (10)$$

根据摩尔-库仑破坏准则,结合图 12 的分析结果,当溶洞与隧道位置对称时,此时截面 E、截面 G 上没有剪力,则:

$$T_1 = 0, T_3 = 0 \quad (11)$$

在极限状态下,溶洞两边及拱顶部分塑性区充分发展,出现扰动塌落区,此时可认为截面 E 已发展为塑性区。根据边界关系,截面 E 上的最小主应力为:

$$\sigma_3 = 0, \theta = 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \quad (12)$$

则可推导出式(13):

$$h \geq \frac{\left(\sin \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) - \tan \varphi' \cos \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \right)}{2c \times \cos \varphi \left(\tan \varphi' \sin \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) + \cos \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \right)} \quad (13)$$

$N_3 \times (1 - \sin \varphi)$

假设隧道底部受到的平均压力为 q ,则 N_3 可近似取式(14):

$$N_3 = q \left[b + \frac{d}{\tan \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right)} \right] \quad (14)$$

将式(14)代入式(13),则可求得隧底隐伏溶洞顶板最小安全厚度 h_{\min} 如下:

$$h_{\min} = \frac{\left(\sin \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) - \tan \varphi' \cos \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \right)}{2c \times \cos \varphi \left(\tan \varphi' \sin \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) + \cos \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \right)} \times q \left[b + \frac{d}{\tan \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right)} \right] \times (1 - \sin \varphi) \quad (15)$$

(下转第 224 页)

预应力 UHPC 弧形下承式梁桥设计及应用分析

卢志远¹, 欧阳平², 黄道斌²

(1. 广西新发展交通集团有限公司, 广西 南宁 530029; 2. 广西交通设计集团有限公司, 广西 南宁 530029)

摘要: 超高性能混凝土(UHPC)因其高抗压强度和轻质特性,被应用于下承式梁桥的主梁,以减小尺寸、节省材料和减轻自重。文章以广西象来高速公路茶花山跨线桥为例,分析了预应力 UHPC 弧形下承式梁桥结构的设计及其工程应用,介绍了该桥的总体设计和结构设计及施工方案,并通过结构计算与荷载试验验证了桥梁结构设计的合理性,为类似桥梁工程应用提供参考。

关键词: 预应力; UHPC; 弧形下承式梁桥; 结构计算; 荷载试验

中图分类号: U448.53 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.043

文章编号: 1673-4874(2025)05-0146-04

0 引言

下承式梁桥通常也称为“U形梁桥”或“槽形梁桥”,由布置于两侧的主梁和布置于主梁下部的桥面板组成桥梁上部结构,该下承式桥梁结构具有结构高度小,可有效节省桥下净空,尤其适合应用在桥下净空受限的情况^[1]。该结构形式桥梁目前在轨道交通项目中应用较多^[2-3],由于桥面窄,一般主梁和桥面板一体化,U形结构整体浇筑施工。

UHPC(超高性能混凝土)具有优良的力学性能,尤其是抗压承载力高,可达 120~200 MPa,是普通混凝土的 2~4 倍^[4]。下承式梁桥一般只有两根主梁承载,且由于桥面板位于主梁下部(简支梁的受拉区),主梁顶部压应力显著,因此将 UHPC 应用于下承式梁桥的主梁可以充分发挥材料的抗压性能^[5],减小主梁尺寸,节省材料和减轻自重,具有施工便捷和经济节约等优点^[6-7]。如湘潭市芙蓉大道某人行天桥采用 UHPC 下承式梁桥结构,该天桥中跨跨径为 36 m,U 型梁重 130 t,采用吊车整体吊装施工。

目前 UHPC 下承式梁桥在公路桥梁中应用较少,因为 UHPC 是一种新材料,在桥梁工程中的应用尚在探索阶段^[8];同时,由于公路桥梁一般桥面较宽,整体预制的 U 型梁重量较大,不便于施工^[9]。广西象来高速公路茶花山跨线桥采用了一种新型的预应力 UHPC 弧形下承式梁桥结构,开展了 UHPC 下承式梁桥在公路桥梁中的工程应用尝试和探索研究。该新型桥梁结构由梁片弧形 UHPC 主梁、若干 UHPC 横梁及混凝土桥面组成 U 形承载结构。UHPC 主梁分片、分段预制后再进行拼装,显著减轻了构件自重,便于运输和安装;桥面板采用 UHPC 横梁和叠合桥面板组合体系可有效节省材料,便于施工,且适用于更宽的桥面结构;弧形主梁截面高度由跨中向支点逐渐减小,与简支梁结构受力特点相适应,充分发挥材料的性能,且结构轮廓外形美观。从茶花山跨线桥工程应用效果来看,预应力 UHPC 弧形下承式梁桥结构具有结构高度小、受力合理、施工便捷、经济美观等优点,工程应用前景良好。

1 项目概况

茶花山跨线桥位于象州至来宾高速公路 K199+970 处,桥梁上跨高速公路主线,跨径为 50 m,桥面净宽为 7.5 m,设计荷载为公路 I 级。该桥采用预应力 UHPC 弧形下承式梁桥结构,桥梁上部结构每平方米结构自重为 1.16 t,UHPC 用量为 0.247 m³,混凝土用量为 0.21 m³,预应力钢筋用量为 17.5 kg,钢筋及其他钢材用量为 145.9 kg,具有良好的技术经济指标。

本文以茶花山跨线桥为例说明预应力 UHPC 弧形下承式梁桥设计及其工程应用,为此类桥梁工程应用提供参考。

2 总体设计

2.1 桥型布置

茶花山跨线桥为地方道路上跨高速公路主线桥梁,按公路 I 级荷载设计。桥址位于挖方路段,主线为双线四车道,路基宽度为 26.5 m。跨线桥桥面净宽为 7.5 m,双向两车道。跨线桥采用 50 m 跨径简支梁,一跨过主线高速公路,避免在中分带设墩,提高了行车安全性和景观视觉效果。两侧桥台均采用桩柱式桥台。见图 1。

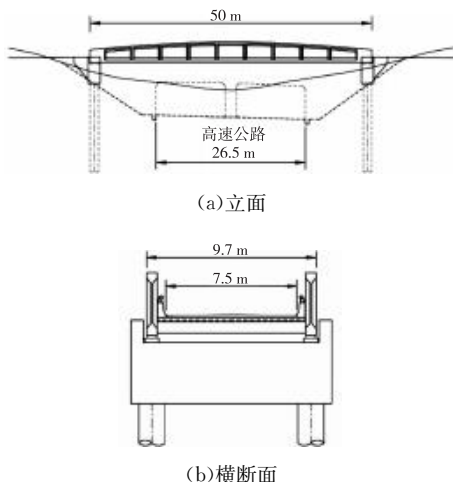


图1 茶花山跨线桥桥型布置图

第一作者简介: 卢志远(1988—),工程师,主要从事公路桥梁隧道施工、科研及技术管理工作。

2.2 上部结构布置

上部结构由主梁、横梁和桥面板组成, 两片主梁布置于外侧, 横梁和桥面板布置于主梁梁下马蹄, 构成 U 形断面的下承式上部结构(见图 2)。

全桥布置 12 道横梁, 横梁标准间距为 5 m, 端部两道横梁间距为 1.7 m。全桥布置 6 道钢管 X 撑增强施工阶段结构稳定性, 钢管直径为 180 mm, 壁厚为 8 mm。

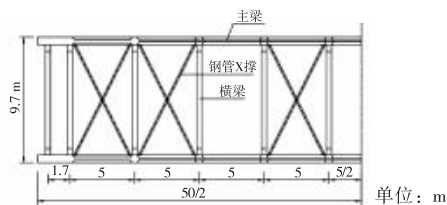


图2 茶花山跨线桥桥上部结构布置图(1/2平面)

3 结构设计

3.1 主梁

采用 Midas 梁格模型, 全桥共划分 416 个节点、853 个单元, 计算模型如图 3 所示。加载时, 按双车道布载, 加载工况为中心加载。

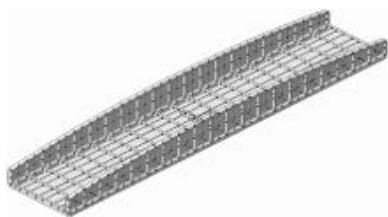
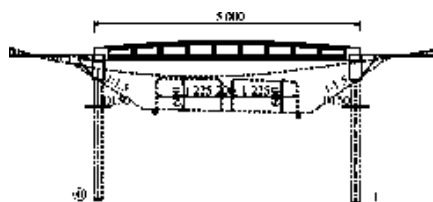
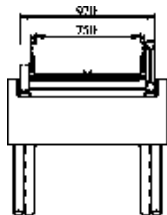


图3 上部结构梁格计算模型图

主梁采用 UHPC 材料, 强度等级为 UC120, 轴心抗压强度标准值 $f_{ck} = 84 \text{ MPa}$, 轴心抗拉强度标准值 $f_{tk} = 7 \text{ MPa}$, 弹性模量 $E_c = 41.9 \text{ GPa}$, 钢纤维体积掺量为 2.5%。主梁、横梁按预应力 A 类构件设计(见图 4)。



(a) 1/2 立面



(b) 横断面

图4 主梁一般构造图

主梁采用弧形 I 梁, 端部梁高 1.95 m, 跨中梁高 3.2 m, 梁顶面为弧线形, 半径为 250.6 m。主梁为 I 形截面, 梁端 2.5 m 范围局部为矩形截面, I 形截面上、下马蹄宽 600 mm, 上马蹄高 300 mm, 下马蹄高 450 mm, 中间 35 m 长梁段腹板厚 100 mm, 端部 5 m 长梁段腹板厚 200 mm。在主梁中间对应横梁位置布置 8 道腹板加劲肋, 加劲肋厚度与马蹄宽度一致, 顺桥向宽度为 400 mm。主梁端部截面局部加大主要为预应力钢束弯起和锚固提供足够空间; 加劲肋设置主要为满足主梁与横梁连接节点构造和受力要求, 此外也提高了主梁的抗剪承载力。

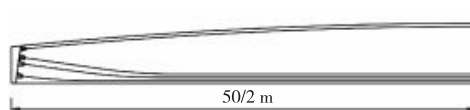


图5 主梁预应力钢束布置示意图

主梁分 3 段预制, 边段长 16 m, 中段长 18 m。接缝采用胶接斜接缝, 斜接缝倾角为 92° 。斜接缝在预应力张拉后形成“锥形锁”效应(见图 6), 提高接缝抗剪承载力。接缝在梁底采用钢板搭接补强(见图 7), 以满足 A 类预应力构件的受力要求。

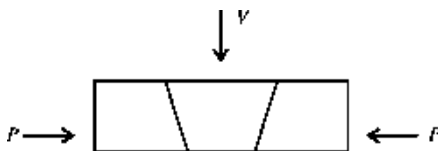


图6 斜接缝“锥形锁”效应示意图

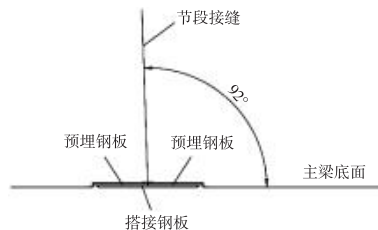


图7 接缝梁底搭接钢板构造示意图

3.2 横梁

横梁采用 UHPC 材料, 材料等级力学性能与主梁相同。横梁为矩形截面, 梁高 650 mm, 宽 400 mm。每道横梁布置 1 束 $7\phi_{15.2}$ 钢绞线束, 预应力束穿过主梁马蹄锚固在主梁上(见图 8)。横梁按预应力 A 类构件设计。

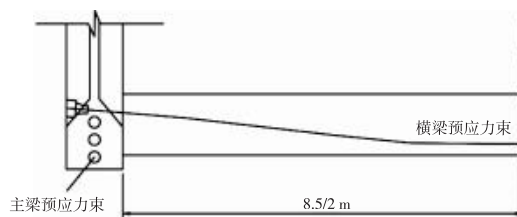


图8 横梁预应力束布置示意图

3.3 主梁—横梁连接节点

主梁—横梁节点除采用横梁预应力束贯穿主梁马蹄加强节点承载力外,另外还在预制主梁预埋 40b 槽钢加强节点抗剪承载力。槽钢焊接剪力钉增强与 UHPC 连接(见图 9)。

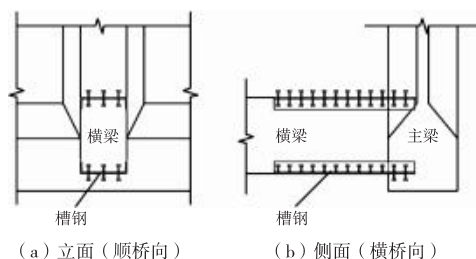


图 9 主梁—横梁节点槽钢加强构造示意图

3.4 桥面板

桥面板采用叠合桥面板,预制板厚 75 mm,现浇板厚 165 mm,预制板置于底部,兼做现浇板浇筑混凝土施工底模(见图 10)。预制板顶面预埋 H 型钢,H 型钢横桥向布置,间距为 560 mm(见图 11)。H 型钢主要作用:(1)作为施工模板的加劲,增强施工阶段预制板的刚度和承载力;(2)作为桥面板横向抗弯承载受拉的主要构件;(3)增强现浇板与预制板连接整体性。

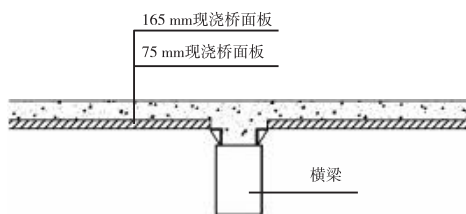


图 10 桥面板构造示意图

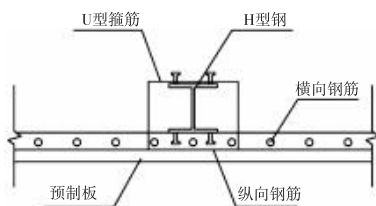


图 11 预埋 H 型钢构造示意图

4 结构计算

4.1 总体计算

建立梁—板单元模型进行计算分析,按正常使用极限状态和承载力极限状态对主梁、横梁和桥面板等构件进行验算,同时计算施工阶段和运营阶段结构整体稳定性。

正常使用极限状态抗裂验算主梁最大拉应力为 3.41 MPa,横梁最大拉应力为 1.56 MPa,承载力极限状态主梁最大主压应力为 41.7 MPa,横梁最大主压应力为 27.0,均满足规范要求。施工阶段结构整体稳定系数为 5.6(考虑钢管 X 撑作用),运营阶段整体稳定系数为 17.2

(未考虑钢管 X 撑作用)。

4.2 局部计算

局部计算考虑腹板局部屈曲稳定及主梁—横梁节点横向预应力锚下局部受力两种不利工况。

经计算,腹板局部屈曲稳定系数为 18.2,局部屈曲发生在整体屈曲之后,腹板局部屈曲满足要求。

锚具规格及布置间距参考 C80 混凝土要求进行设计,由于 UHPC 抗压及抗拉强度均比 C80 混凝土高,锚下局部受力满足要求。由于该桥横向预应力与纵向预应力交叉处距离较近,因此需考虑张拉横向预应力时纵向预应力预留管道的局部受力情况(见图 12),避免张拉横向预应力引起纵向预应力管道局部坍塌破坏。横向预应力锚下局部计算结果表明,在 1.2 倍张拉控制应力作用下,纵向预应力管道最大局部主压应力为 28.9 MPa,小于 UHPC 材料抗压强度;考虑 UHPC 弹塑性本构关系后预应力管道最大主拉应力为 7.0 MPa,未出现计算不收敛情况;纵向预应力管道最大变形为 0.34 mm,该工况局部受力满足要求。

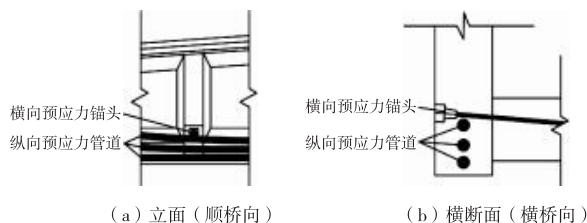


图 12 横向预应力张拉工况预应力布置示意图

5 施工方案

UPHC 主梁节段采用卧式浇筑施工,节段安装施工考虑两种方案:

方案一:吊装方案,节段在主线路基上预制,在桥位搭设支架,采用汽车吊吊装节段就位拼接。

方案二:顶推方案,节段在跨线桥路基上预制,在路基上拼接,并安装横梁和临时横撑形成稳定 U 型结构后顶推就位。

方案一对吊车能力要求较高,但预制场可直接利用主线路基,施工较方便,工期较短;方案二对吊车能力要求相对较低,但需要改造引道路基,施工工艺相对复杂,工期较长。经综合比较,最终选择方案一吊装方案。

6 荷载试验

该桥建成通车前进行了荷载试验,试验结果表明该桥在动、静载作用下具有良好的力学性能,满足公路 I 级荷载标准的正常使用要求。跨中截面梁底、梁顶的实测应变值与理论计算值,绘制如图 13 所示,图中应变受拉为正。此外,桥梁结构一阶竖向振动频率实测值为 2.156 Hz,大于其对应理论计算值 1.480 Hz,桥跨结构的整体刚度正常。

(下转第 193 页)

长大隧道巷道式通风粉尘分布及运移规律研究

梁宏浩¹, 兰素恋², 宾海锋¹, 朱东东¹

(1. 广西交通设计集团有限公司, 广西 南宁 530029; 2. 广西交通职业技术学院, 广西 南宁 530023)

摘要: 为优化隧道施工环境, 控制施工粉尘对作业人员的影响, 文章以雪山梁隧道为工程依托, 结合数值模拟与现场试验, 对采用巷道式通风的隧道沿程粉尘分布规律进行了研究。结果表明: 在出渣和喷浆阶段, 可吸入粉尘量最大, 粉尘浓度与距掌子面距离呈非线性变化; 巷道式通风可使隧道区间粉尘总量明显降低, 掌子面前方1 500 m范围内, 粉尘量可减少约 14.94%, 但掌子面前方约600 m区域内粉尘浓度仍处于较高水平, 需辅以洒水、除尘器等措施进一步控制。研究结果对于指导、优化长大隧道施工通风具有一定的实际意义。

关键词: 隧道; FLUENT 模拟; 施工粉尘; 巷道式通风

中图分类号: U453.5 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.044

文章编号: 1673-4874(2025)05-0149-04

0 引言

建筑的修建都会对周围环境有不同程度的影响, 如施工粉尘, 施工噪声以及建筑垃圾等。目前我国山岭隧道大多采用矿山法施工, 其在施工过程中会产生大量粉尘, 在整个施工过程中的大部分时间里, 作业人员都处于粉尘环境中进行施工作业, 因此研究粉尘在空间上的分布, 对于指导隧道施工, 做好施工防尘措施具有重要意义。当前如何对粉尘进行妥善处理越来越得到国内外的重视, 为此, 国内相关部门专门针对隧道施工粉尘环境制定了明确标准。该标准明确规定: 在隧道内部, 当每立方米空气中游离二氧化硅含量 $>10\%$ 时, 粉尘浓度上限为2 mg; 若游离二氧化硅含量在 10% 及以下, 每立方米空气中的粉尘浓度则应 ≤ 4 mg。

当前针对粉尘通风方面的研究, 有关人员开展了大量的研究工作。周刚等^[1]运用颗粒相的动力学理论, 建立了“气相湍流-颗粒相湍流”的双流体模型, 运用 simple 算法对综放工作面产生的气体颗粒两相流动进行数值计算。潘洁^[2]采用数值模拟和模型试验对射流风机通风开展了研究。汤万钧^[3]运用 CFD 软件就粉尘分布与运移规律进行了研究。王洪涛^[4]对长大隧道高强度施工通风进行了研究, 采用数值模拟和现场测试等方法, 讨论了通风方式对隧道洞身有害气体分布的影响。吴应豪^[5]针对巷道内粉尘受力及运动模式进行了理论分析和数值模拟, 以研究粉尘在不同风速下的沉降规律。Pritchard Christopher 等^[6]对除尘和转运系统进行了一定的研究。陈建平等^[7]对特长隧道巷道式通风效果进行了研究。

上述研究虽均以矿山或者隧道内的粉尘为研究对象开展通风研究, 但有各自的应用范围和适用性。因此, 为进一步研究隧道内通风粉尘的分布规律, 以更好地指导隧道施工, 优化隧道施工环境, 控制施工粉尘对作业人员的影响, 本文以雪山梁隧道为工程依托, 基于典型施工通风工况, 构建巷道式通风条件下的粉尘输运数值计算模型, 系统分析隧道内部粉尘的空间分布特征及演化过

程, 探讨其形成与迁移的分布机理。同时, 结合现场实测数据对模拟结果进行验证, 以提升数值计算模型的准确性和工程适用性。

1 理论方法

为研究巷道式通风隧道内的粉尘运移沉降规律, 需综合考虑粉尘在空气中的运行规律, 即考虑气固两相物质的耦合作用, 以建立气固两相流的理论模型。

1.1 分析粉尘在空气中的分布数学模型的建立

为在模型中考虑隧道内空气的流动特性, 研究所建立的模型主要基于气体流动控制方程组, 采用稳态不可压 Navier-Stokes 方程^[8]; 针对湍流流动, 选用工程领域广泛应用的双方程湍流模型, 模型内仅考虑流体动量传输过程, 暂不考虑传热效应。所建方程具体形式如下:

连续方程:

$$\frac{\partial}{\partial x_i}(pu_i) = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial}{\partial x_i}(pu_i u_j) = -\frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_i} \left[(u + u_i) \left(\frac{\partial u_j}{\partial x_i} + \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) \right] \quad (2)$$

粉尘的平衡:

$$\frac{du_p}{dt} = F_D(u - u_p) + \frac{g_x(\rho_F - \rho)}{\rho_p d_p^2} + F_x \quad (3)$$

k 方程:

$$\frac{\partial}{\partial x_i}(pu_i k) = \frac{\partial}{\partial x_i} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_i} \right] + G_k - \rho \epsilon \quad (4)$$

ϵ 方程:

$$\frac{\partial}{\partial x_i}(pu_i \epsilon) = \frac{\partial}{\partial x_i} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\epsilon} \right) \frac{\partial \epsilon}{\partial x_i} \right] + \frac{C_{g1}}{k} G_k - C_{g2} \quad (5)$$

式中: $C_{\epsilon 1}$ 、 C_{g2} 、 C_μ 、 σ_g 、 σ_k ——常数, 分别取 1.44, 1.92, 0.09, 1.3, 1.0。

1.2 气固耦合离散相模型

由于空气是均匀的流体, 粉尘在空气中以离散态分布的固体颗粒形式存在, 因此粉尘的运动特性会受到气固两相流相互作用的显著影响^[9-10]。

第一作者简介: 梁宏浩(1992—), 硕士, 工程师, 主要从事公路隧道设计工作。

1.2.1 隧道内空气的运动

本次研究认为空气属于不可压缩均质黏性气体^[11],其运动方程为:

$$\rho_g \frac{d\vec{U}_g}{dt} = \vec{F} + \vec{P} + \mu_g \Delta \vec{U}_g \quad (6)$$

式中: ρ_g —— 气体密度/($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$);

t —— 气体运动时间/s;

\vec{U}_g —— 气体的运动速度矢量/($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$);

\vec{P} —— 气体的压力矢量;

Pa —— 气体的压力矢量/ Pa ;

\vec{F} —— 单位体积气体的质量力矢量/($\text{N} \cdot \text{m}^{-3}$);

μ_g —— 气体的黏性系数, ($\text{N} \cdot \text{s})/\text{m}$ 。

$$\nabla = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \quad (7)$$

1.2.2 粉尘颗粒的运动方程

由于隧道施工过程中所产生的粉尘颗粒,其粒径普遍较小,因此可近似将粉尘颗粒视为球形,以简化计算过程。球形颗粒的运动方程为:

$$\frac{1}{6} \pi d_p^3 \rho_g \vec{U}_r | \vec{U}_r | \quad (8)$$

式中: d_p —— 粉尘直径/m;

ρ_g —— 粉尘密度/($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$);

\vec{U}_p —— 粉尘颗粒的运动速度矢量/($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$);

C_p —— 阻力系数;

\vec{U}_r —— 气体与粉尘颗粒之间的相对速度/($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)。

2 雪山梁隧道通风模式分析

2.1 项目概况

雪山梁隧道全长7 966 m,隧道平导8 086 m,每隔200 m设置一个联络横通道,主洞的断面大小为107 m^2 ,平导的断面大小为76 m^2 (如图1所示)。模型中,隧道主洞长度为2 000 m,每隔200 m设置人行或车行横通道。主洞过风面积为79 m^2 ,周长为34 m;平导过风面积为37 m^2 ,周长为23 m。

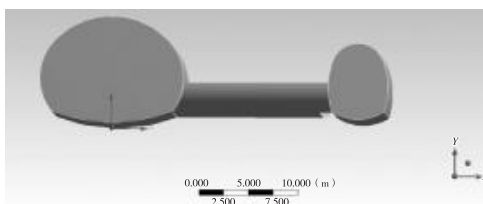


图1 雪山梁隧道通风数值模拟三维模型图

隧道通风前期采用压入式通风,后期采用巷道式混合通风(如图2所示)。平导先行,主洞与平导开挖距离控制在40 m以上。其中,压入式风机采用轴流风机。

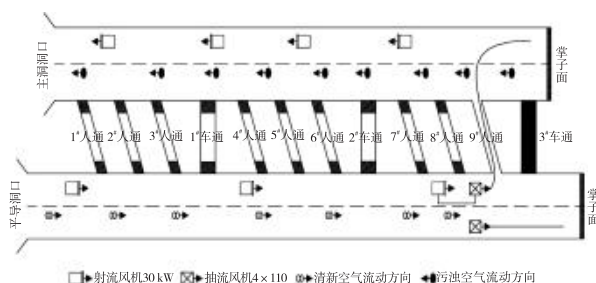


图2 雪山梁隧道巷道式通风风机布置示意图

由于隧道平导与主洞每隔220 m设置有人行或车行横洞,因此在施工过程中,及时将隧道之间的横洞打通,形成双巷道,采用“平导压入,主洞抽出”的双巷道混合式通风措施。具体施工步骤为:

(1)在平导安装压入式风机,作为进风隧道。利用新鲜空气将施工工作面的混浊气体搅浑均匀。

(2)在主洞隧道安装大功率的射流风机,作为污浊空气的出风通道,将污浊空气抽排到隧道外。

(3)靠近掌子面的第一个联络横洞及时打通,其他横洞封闭。

2.2 数值计算模拟

运用有限元软件 FLUENT 进行数值模拟计算。由于隧道是一个长细结构,结合式(1)至式(8),建立数值模型(如图3所示)。隧道断面与实际隧道断面保持一致,采用单层边界,厚度为0.4 m,单元长度为0.5 m。

计算时,将平导作为进风通道(图2),以确保主洞的通风。主洞设置4台30 kW轴流风机、2台185 kW轴流风机;1#~8#人行通道、1#~2#车行通道完全封闭,9#人行通道打开。粉尘的喷射源设置为面喷射源,粉尘采用离散相模型,初始速度设为5 m/s。由于巷道式通风除了第一个巷道都堵死,边界采用墙体(wall)边界。平导的入口采用速度入口,出口采用压力出口。

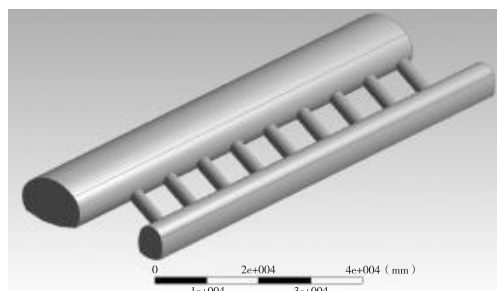


图3 隧道模型及横通道设置示意图

为研究掌子面前方1 000 m的粉尘运移状况,从掌子面开始,每隔100 m提取一次沿程粉尘浓度。由于采用巷道式通风,靠近掌子面的第一个联络横通道及时打通,其他的横通道封闭,衬砌结构假定为单层,厚0.4 m,洞室之间充满空气,墙体边界采取无滑移边界,掌子面设置为离散相(Discrete Phase)颗粒喷射源,如图4所示。

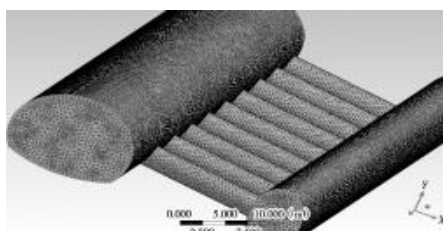


图4 隧道网格划分示意图

粉尘条件为面尘源,颗粒粒径为 $10\ \mu\text{m}$,入口粉尘速度为 $5\ \text{m/s}$ 。由于颗粒与流体之间、颗粒与 k 之间存在双向耦合,在计算过程中,采用 SIMPLE 算法求解压力耦合方程组。计算迭代步数设置为 1 500 步。由于粉尘颗粒直径为 $10\ \mu\text{m}$,墙壁边界设置为 Trap 边界,因此运动时间步长设置为 $1\ \text{s}$,即计算通风 25 min 后的粉尘分布状况。

模拟时间对应粉尘产生至粉尘离开时间,粉尘的运移速度为 $5\ \text{m/s}$ 。通过现场的风速计测得实际隧道内的风速。

对粉尘颗粒进行模拟。求解器设置为非稳态,采用

双方程湍流模型,利用离散相模型 (Discretephase) 计算尘粒的运动过程。在数值算法上,压力计算选取 Standard 算法,以保障计算的准确性与稳定性。应用 SIMPLE 算法求解压力和速度耦合。入口边界设定为入口湍流强度和入口水力直径;DPM 墙壁边界条件由 FLUENT 软件内部边界条件自动生成。

由于风速可以客观地反映出粉尘的运移速率,因此在模型中设置 10 个横断面,其间隔取值 $200\ \text{m}$,并对其风速(湍流强度)进行分析。记录掌子面 $50\ \text{m}$ 处和主洞每隔 $200\ \text{m}$ 处断面的截面数值,分析总结数据,获得巷道式通风粉尘的运移规律。距掌子面不同距离的湍流强度和粉尘运移速度分别如图 5 和图 6 所示。

根据相关公式,将湍流强度转化为粉尘浓度^[12]。鉴于隧道内粉尘的浓度,将人体上呼吸道的高度设定为 $1.60\ \text{m}$,选取 $Y = 1.60\ \text{m}$, $X = 5\ \text{m}$,沿程 $1\ 400\ \text{m}$ 的位置(右墙腰)作为监测断面,记录沿程断面的粉尘浓度,并绘制曲线如图 7 所示。

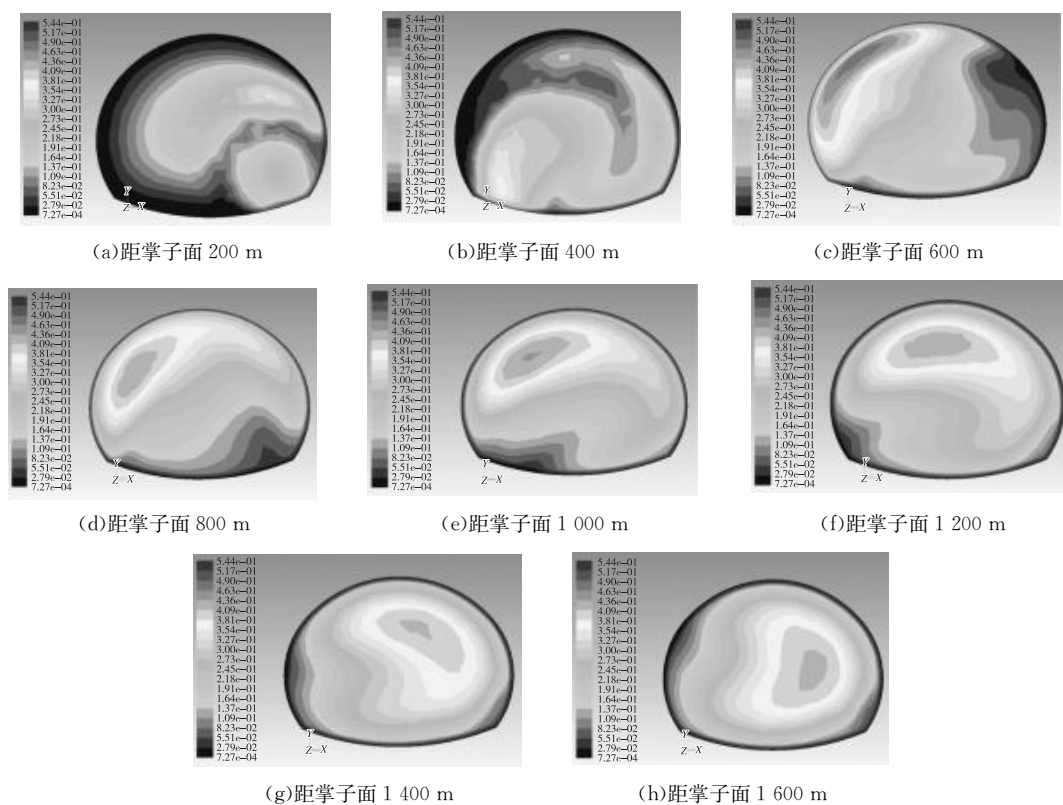


图5 距掌子面不同距离的湍流强度云图

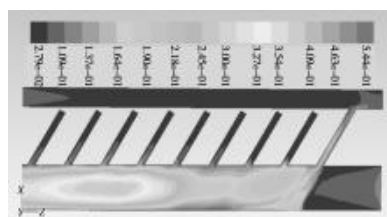


图6 粉尘运移速度示意图

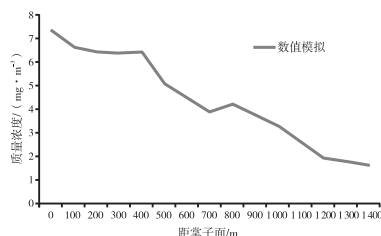


图7 巷道式通风尘量和数值模拟曲线图

根据沿程的数值模拟结果(图5至图7)可知,从小里程段到大里程段,巷道的位置处于隧道的右侧,部分粉尘被吹至隧道左侧并聚集,因此隧道前1 000 m左侧区域的粉尘浓度较高,左右粉尘浓度均匀化;由于粉尘会黏附于隧道衬砌,因此越靠近隧道边缘处,粉尘浓度则越高。沿着隧道的沿程,粉尘浓度均匀降低,降低规律呈线性,在掌子面前方400 m处,粉尘浓度处于较高的水平,400 m后有所衰减;掌子面前方1 200 m之后,粉尘浓度趋于稳定,保持恒定且处于较低水平。

2.3 现场试验

为测量隧道内的可吸入粉尘浓度(PM₁₀),在隧道内采用LD-5激光粉尘仪进行粉尘的采集,并用风速计记录隧道内的风速状况,进行粉尘运移速度的研究。

试验分别采集了春季、夏季的雪山梁隧道修建过程中的数据。在春季时,并未采用巷道式通风。在夏季时,雪山梁隧道整体采用了巷道式通风,隧道内的粉尘环境得到了很好的改善。将数值模拟结果与现场实测结果进行对比,得到粉尘的运移沉降规律。图8为采用巷道式通风前后雪山梁隧道的粉尘量沿掌子面前方的分布曲线图。

由图8可知,设置巷道式通风后,掌子面前800 m粉尘浓度得到了改善,距离掌子面距离越远,粉尘的浓度越低。位于掌子面后方200~300 m的粉尘浓度会有一个增长。当距离掌子面>900 m时,设置巷道式通风的粉尘浓度低于未设置巷道式通风的粉尘浓度,产生该现象的原因可能是由于巷道式通风效果更高,隧道开挖时,掌子面所产生的粉尘多数会被带出。积分计算沿程1 500 m总尘量表明,采用巷道式通风后,粉尘量同比减少了14.94%。

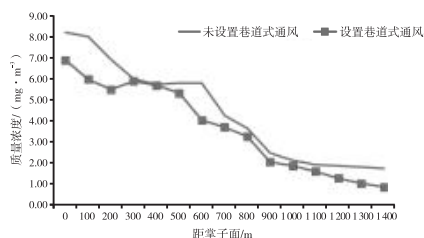


图8 设置巷道式通风前与设置巷道式通风后尘量的对比曲线图

2.4 现场试验以及数值结果分析

取现场测量值与数值模拟结果进行对比,如图9所示。数值模拟和实际测量的粉尘浓度沿掌子面前方分布趋势基本一致,对尘量进行积分计算,当距离掌子面>900 m时,数值模拟的尘量比实际测量的尘量高出25%,这是因为掌子面前1 000 m处设置了射流风机,增强了通风效果,因此实际测量的粉尘量低于数值模拟。从数值结果和现场试验结果可以看到,即便采用巷道式通风,隧道中掌子面前方约600 m范围内的粉尘浓度仍维持在较高水平,常规通风手段难以实现有效稀释与排放。因此,为进一步降低粉尘浓度、改善作业环境,需辅以洒水降尘、设置除尘器等辅助控尘措施,以实现对粉尘排放的有效控制。

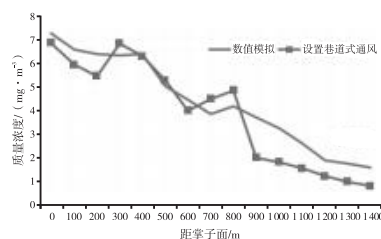


图9 数值模拟结果及现场试验结果对比曲线图

3 结语

本文为研究巷道式通风对隧道粉尘分布及运移的影响规律,采用气固耦合离散相模型进行数值模拟,并结合现场试验结果予以论证,得到以下结论:

(1)巷道式通风可使隧道区间粉尘总量明显降低,掌子面前方1 500 m范围内尘量减少约14.94%,但前方约600 m区域内粉尘浓度仍处于较高水平,需辅以洒水、除尘器等措施进一步控制。

(2)模拟结果与现场实测的掌子面沿程粉尘分布趋势基本一致,表明所构建的数值模型在预测粉尘迁移特性方面具有良好的工程适用性,可为类似通风工况下的粉尘控制提供理论支持与技术参考。

参考文献

- [1]周刚,程卫民,陈连军,等.综放工作面粉尘浓度空间分布规律的数值模拟及其应用[J].煤炭学报,2010,12:2094-2099.
- [2]潘洁.城市隧道射流通风的模型实验及数值模拟[D].成都:西南石油大学,2015.
- [3]汤万钧.露天矿剥离工作面粉尘分布与运移规律模拟研究[D].徐州:中国矿业大学,2014.
- [4]王洪涛.长大隧洞施工高强度通风技术研究[D].成都:西南交通大学,2013.
- [5]吴应豪.巷道粉尘沉降规律与转载点喷雾降尘系统研究[D].太原:太原理工大学,2007.
- [6]Pritchard Christopher, Zhou Lihong, Zheng Yi. CFD modeling of methane distribution at a continuous miner face with various curtain setback distances[J]. International Journal of Mining Science and Technology, 2015(4): 635-640.
- [7]陈建平,方晓睿,张旺兴,等.大坪山特长隧道巷道式通风应用评价[J].铁道建筑,2013(4): 65-67.
- [8]廖贤鑫,蒋仲安,牛伟,等.采场爆破粉尘运移规律的Fluent数值模拟[J].安全与环境学报,2012(6): 43-46.
- [9]龚剑,胡乃联,林荣汉,等.高海拔矿山掘进面长压短抽式通风粉尘分布数值模拟[J].金属矿山,2014(12): 203-208.
- [10]王健波,王江峰,付宏平,等.基于FLUENT模拟的综掘工作面粉尘运移规律研究[J].内蒙古煤炭经济,2015(8): 115-116.
- [11]张原,桂祥友,徐佑林.基于FLUENT软件的粉尘在筛分车间除尘管道内沉降规律的研究[J].水力采煤与管道运输,2010(4): 11-15.
- [12]马伟伟.大梁隧道出口巷道式通风方案设计与实施[J].山西建筑,2012(12): 235-236, 288.

收稿日期:2025-01-18

超高性能混凝土在桥面相邻板不协调病害处治中的应用探讨

周北¹, 黄星鸿², 黄英²

(1. 广西交通职业技术学院, 广西 南宁 530023; 2. 广西鹿寨公路养护中心, 广西 鹿寨 545699)

摘要: 文章以 G322 线鹿寨境内 K1783+437 长塘桥为例, 探讨超高性能混凝土在中、小桥梁桥面开裂与破碎病害处治中的应用。针对该桥施工缝处相邻 5#、6# 板变形不协调而导致对应混凝土桥面出现严重纵向开裂及破碎病害的情况, 提出采用超高性能混凝土(Ultra-high Performance Concrete, UHPC)对其进行桥面修复, 并对板底进行结构补强加固的病害处治方案。结果表明, 该桥加固后荷载横向分布及结构承载能力得到了明显提升, 施工缝处相邻 5# 板、6# 板相对变形最大值仅为 0.067 mm; 采用 UHPC 加固修复可以发挥其优异的力学性能和耐久性能, 且在修复后经 3 d 养生即可开放运营, 对解决在役中、小型桥梁桥面的开裂、破碎等病害处治提供了新的材料解决方案, 也为 UHPC 在公路养护中的推广应用提供实践指导。

关键词: 超高性能混凝土; 空心板; 变形; 不协调; 病害处治

中图分类号: U443.31 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.045

文章编号: 1673-4874(2025)05-0153-03

0 引言

随着社会经济的发展, 公路交通运输量得到了快速增长, 也使在役中、小桥梁在使用过程中常常出现各种病害^[1]。空心板梁桥采用半幅现浇施工工艺时, 纵向施工缝是桥梁结构中的薄弱环节, 其对应的邻板间混凝土桥面容易产生纵向裂缝与破碎病害, 这种现象在地方公路桥梁养护中表现得较为突出, 在一定程度上影响了桥梁的使用寿命、行车舒适性和安全性^[2]。

UHPC 作为一种新型水泥基材料, 是一种创新性的工程材料, 具有超高的耐久性和超强的力学性能(抗压、抗拉、抗渗以及高韧性), 实现了工程材料性能的巨大跨越^[3-5]。与传统混凝土相比, UHPC 通过提高组分的细度与活性, 不使用粗骨料, 使材料内部的缺陷(孔隙与微裂缝)减少, 以获得超高强度与耐久性。UHPC 的这些特性非常适合用于桥梁病害的处治和结构补强加固^[6-7]。杜永超研究使用 UHPC120 对一座桥跨 20 m 的多跨连续梁桥 31# 墩进行加固, 显著提升了桥梁的承载能力和稳定性^[8]。使用 UHPC 对空心板纵向施工缝处相邻板混凝土桥面病害进行修复加固, 目前在广西还没有相关案例。

本文旨在探讨 UHPC 在中、小桥梁桥面开裂与破碎病害处治中的应用。为此, 以 G322 线鹿寨境内 K1783+437 长塘小桥为案例, 采用强度等级为 120 MPa 的 UHPC 材料修复因相邻板不协调导致桥面纵向开裂破碎区域, 以提高桥面的局部刚度与承载性能; 同时在桥面板施工缝处相邻空心板板底进行植筋后安装倒梯形钢模板, 进而在内部灌注高流态的 UHPC 以提高相邻板的变形协调能力。通过处治前后静载试验比较, 可明显提升空心板的整体承载能力和相邻板竖向位移协调能力, 可望彻底解决采用半幅现浇法施工的空心板施工缝处相邻板沉降变形不协调而产生病害的问题。

1 桥梁基本情况

本次工程应用研究选择的长塘桥位于国道 G322 线上, 桥梁中心桩号为 K1783+437, 桥梁全长 37 m。长塘桥在 2017 年进行改建施工时, 采用一边通车一边施工半幅空心板现浇的施工方法重新浇筑空心板, 在 5# 板、6# 板之间形成了一道施工缝(见图 1)。

经过多年的通车运营, 施工缝处相邻的 5# 板、6# 板出现在了车辆荷载作用下, 主梁下挠变形不协调, 导致混凝土桥面沿纵向开裂、破碎, 桥面伸缩缝处混凝土损坏等病害。

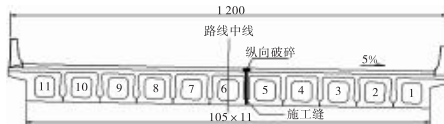


图 1 长塘桥横断面及施工缝示意图

1.1 桥梁设计信息

设计标准: 二级公路; 与路线斜交角度 135°。

设计荷载: 汽-20, 挂-100。

设计宽度: 桥宽 12 m, 桥面宽 11 m, 两边设 50 cm 防撞墙。

设计跨径: 1×20 m。

上部构造: 预制混凝土简支空心板; 桥面采用 C30 防水混凝土。

下部构造: 明挖扩大基础, U 形桥台。

1.2 桥梁病害情况

运营以来, 随着社会交通的高速发展, 国道 G322 线重载车辆快速增加, 桥梁 5# 板与 6# 板之间的施工缝(铰缝)相邻板桥面发生破碎损坏, 破碎带宽 20~50 cm, 影响行车舒适性, 也对桥梁的使用耐久性与结构安全构成了影响。

桥面病害状况: 纵向开裂贯穿全桥, 并出现了破碎现象, 碎块介于 5~20 cm, 贯穿至空心板顶面。

第一作者简介: 周北(1969—), 教授级高级工程师, 研究方向: 道路与桥梁工程教学与科研。

相邻板施工缝病害状况:从桥面贯穿至空心板底,并出现明显渗漏水现象。

1.3 桥梁病害产生原因分析

(1)施工缝处结构刚度不足。施工缝相邻的5#板、6#板之间混凝土的结合,往往难以达到整体浇筑的效果,造成了结构的不连续,车辆偏载作用时荷载作用力集中,施工缝相邻空心板(5#、6#)沉降变形不协调,从而造成混凝土桥面疲劳,产生纵向裂缝和破碎。

(2)超重车辆多。长塘桥路段车货总重超过55 t六轴超载车非常多,在超载车的不断作用下,施工缝处相邻5#板、6#板的下挠变形超出设计,导致接缝处桥面变形过大集中,加剧施工缝处桥面的开裂与破碎,形成纵向裂缝和破碎带。

2 施工缝病害处治

针对施工缝相邻板桥面产生病害的具体情况,采用在桥面及空心板的底部同时进行补强与加固的处治方案。对桥面破碎带,采用 UHPC 材料进行挖补;为提升施工缝处的结构整体刚度、整体承载能力以及荷载横向分布能力,对5#板、6#板侧底部采用底部植筋、倒梯形钢模内灌 UHPC 的方式进行加固。

2.1 施工缝处桥面破碎处治设计

先将施工缝相邻板破碎桥面混凝土清除,利用原有桥面钢筋并按纵向间距10 cm进行加密,采用 UHPC120 对该区域进行修复补强,修复宽度为以施工缝为中心,每侧50 cm,共1 m宽(详见图2)。

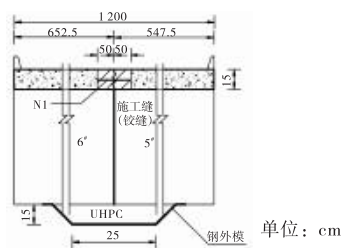


图2 桥面修复断面图

2.2 5#板、6#空心板底部加固设计

在施工缝相邻5#板、6#板的板底两侧腹板底部密集植筋,跨缝倒梯形钢模内灌 UHPC120 进行加固,在施工缝处板的底部,形成一个上大下小的梯形配筋 UHPC 结构(详见图3),增大了梁高,加强了施工缝左右幅空心板的整体性,从而增加5#板、6#板的整体刚度,提高桥梁的承载能力,加强荷载在左右幅的横向分布能力。

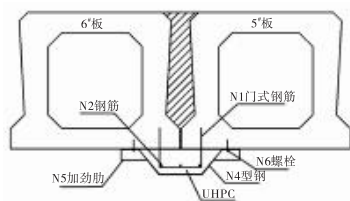


图3 板底加固断面图

2.3 UHPC 配合比设计

本次加固采用的 UHPC 配合比设计主要依据为《活性粉末混凝土》(GBT 31387—2015)。UHPC 设计抗压强度为120 MPa,抗折强度为14 MPa,扩展度控制在 ≥ 600 mm。具体配合比如表1所示。

表1 UHPC 120 配合比表

序号	材料	用量/kg
1	水泥(P0525)	800
2	硅灰(一级)	200
3	0.315~0.16 mm	450
4	石英砂 0.63~0.315 mm	450
5	1.25~0.63 mm	200
6	钢纤维	120
7	外加剂(自配)	37
8	水	190

2.4 病害处治施工

使用 UHPC120 对桥面破碎带处治修复,对5#板、6#空心板间施工缝进行加固。UHPC120 采用后场配料,现场搅拌浇筑的工艺。在工厂按比例将 UHPC 干粉配好并搅拌均匀,拉至施工现场存放。施工前,在现场首先按比例将外加剂与水按190:37的比例调兑均匀形成混合浆,然后根据配比使用强制式搅拌机将 UHPC 干粉与混合浆一起搅拌,搅拌时间控制在5~10 min,直至混合料成熟且颜色均匀,和易性好即可进行浇筑。

浇筑完成后,尽快使用薄膜将 UHPC 覆盖保水,防止表面开裂,30 min内加盖土工布养生,防止水分流失。

UHPC120 养护采用自然养护,期间保持表面湿润,防止早期开裂。养生时间为7 d。现场抽取混凝土试件强度检测结果如表2所示。

表2 UHPC 120 现场试件强度检测结果表

强度类别	7 d	28 d
抗压/MPa	91.1	120.7
抗折/MPa	17.0	22.3

桥面破碎带修复:以施工缝为中心,沿横断面方向每侧宽50 cm,凿除总宽度为1 m的桥面破碎带混凝土;清洗干净后,使用直径为12 mm的 HRB400 钢筋按纵向间距10 cm对原桥面钢筋进行加密;浇筑 UHPC120,使用薄膜、土工布养生3 d后开放交通。

5#板、6#空心板间施工缝加固:清理干净5#板、6#板底部因漏水造成的污渍,在相邻的腹板底植入直径为12 mm的 U 形 HRB400 钢筋,在 U 形钢筋底部布设3根直径为16 mm的 HRB400 钢筋,利用倒梯形 Q235 钢板作为模板,并将其跨缝安装在5#板、6#板底部,利用压浆机将 UHPC120 灌入倒梯形钢模内,养生3 d后开放交通。

3 静载试验

3.1 5#板、6#空心板下挠变形协调校验

模型建立:采用 Midas Civil 软件对5#板、6#空心板进行全部的静载试验理论计算。试验车辆数2辆,每辆

车的车货总重370 kN,轴数为六轴车辆。偏载为两辆车尾对尾沿施工缝单侧在跨中处加载;正载为两辆车尾

对尾沿施工缝两侧在跨中处车道中间加载。如图4所示。

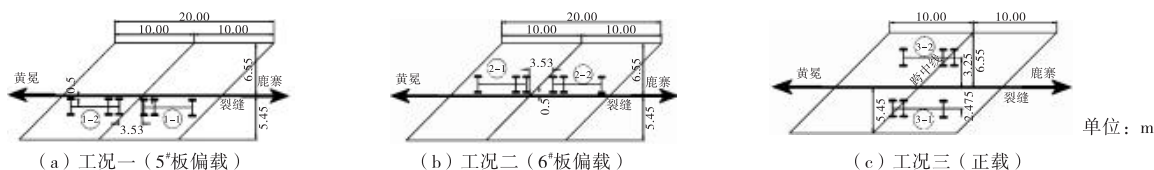


图4 加载平面示意图

计算5#板、6#空心板的跨中位置在正载、偏载时最大挠度如表3所示,计算的最大裂缝值如表4所示。

表3 5#板、6#空心板计算最大挠度计算结果表 单位:mm

空心板编号	正载	差值	5#板偏载	差值	6#板偏载	差值
5#	6.005	0.626	11.902	5.173	6.681	5.320
6#	5.379		6.729		12.001	

表4 5#板、6#空心板计算最大裂缝计算结果表 单位:mm

空心板编号	正载	5#板偏载	6#板偏载
5#	0.152	0.196	0.156
6#	0.147	0.156	0.194

下挠变形协同静载试验^[9]:采用在5#板、6#空心板下安装百分表、在空心板施工缝下跨缝安装千分表两种方式,同时分别对5#板、6#空心板在偏载、正载加载状态下的下挠协调量进行测量。试验分加固前与加固后两次进行。试验结果如表5、表6所示。

表5 加固前5#板、6#空心板试验最大挠度值计算结果表

单位:mm

空心板编号	正载	差值	5#板偏载	差值	6#板偏载	差值
5#(百分表)	1.227	0.173	2.148	2.118	0.001	2.809
6#(百分表)	1.400		0.030		2.810	
施工缝(千分表)	0.406		1.020		2.775	

表6 加固后5#板、6#空心板试验最大挠度值计算结果表

单位:mm

空心板编号	正载	差值	5#板偏载	差值	6#板偏载	差值
5#(百分表)	1.39	0.03	1.44	0.180	1.200	0.22
6#(百分表)	1.42		1.26		1.420	
施工缝(千分表)	0.056		0.067		0.002	

3.2 变形协调分析

根据结果分析,使用UHPC120加固后,在偏载作用状况下,相邻5#板、6#板的下挠变形差值最大值分别为0.067 mm、0.002 mm。施工缝处的相邻5#板、6#板下挠变形是协调的。

4 结语

在采用UHPC修复后,长塘桥施工缝处由于相邻板下挠不协调造成的桥面开裂以及破碎问题得到彻底解

决,处治区域与原有桥面结合良好,无明显色差和接缝。通车三个月后现场调查发现处治区域未出现新的裂缝或破损。由此得出以下结论:

(1)使用UHPC修复可以有效地解决桥梁施工缝处因相邻板下挠变形不协调的问题,不会再产生桥面板开裂的病害,从而提高桥梁的使用耐久性。

(2)使用UHPC进行桥面修复后,在施工缝处形成了高强度、高韧性的连接区域,提高了桥面的整体性和连续性。这种连续性增强有效分散了荷载,提高了桥面局部承载能力,提高了桥梁的承载能力。

(3)使用UHPC在空心板缝下进行加固,可有效地提高空心板的刚度与荷载横向分布能力,同时也可以提高桥梁结构的整体性。

(4)UHPC施工简便,养生期较短,养生3 d后即可开放交通,显著缩短了施工周期,减少了对交通的影响。

本应用为中、小桥梁施工缝病害处治提供了新的解决方案,具有重要的工程应用价值。未来可进一步研究UHPC在不同类型桥梁病害处治中的应用,以及UHPC与其他修复材料的复合使用效果,为桥梁养护和加固提供更多选择。

参考文献

- [1]杨文渊,徐犇.桥梁维修与加固[M].北京:人民交通出版社,1992:5-10.
- [2]康永亮,李雪峰,李海翔,等.装配式空心板梁铰缝加固后抗剪性能的试验研究[J].工程抗震与加固改造,2024,46(6):103-110.
- [3]清华大学.活性粉末混凝土:GB/T 31387—2015[S].北京:中国标准出版社,2015:2.
- [4]邵旭东,邱明红,晏班夫,等.超高性能混凝土在国内外桥梁工程中的研究与应用进展[J].材料导报,2017,31(23):33-43.
- [5]阎培渝.超高性能混凝土(UHPC)的发展与现状[J].混凝土世界,2010(9):36-41.
- [6]赵筠,廉慧珍,金建昌.钢-混凝土复合的新模式—超高性能混凝土(UHPC/UHPFRC)之一:钢-混凝土复合模式的现状、问题及对策与UHPC发展历程[J].混凝土世界,2013(10):56-69.
- [7]赵筠,廉慧珍,金建昌.钢-混凝土复合的新模式—超高性能混凝土(UHPC/UHPFRC)之四:工程与产品应用,价值、潜力与可持续发展[J].混凝土世界,2014(1):48-64.
- [8]杜永超.桥墩UHPC加固技术研究及应用[J].市政技术,2025,43(3):58-66.
- [9]长安大学.公路桥梁荷载试验规程:JTG/T J21-01—2015[S].北京:人民交通出版社,2015:9.

收稿日期:2025-01-16

危旧桥梁养护加固技术及应用效果分析

王诗海,廖杰森,彭立伟,畅振超,卢火伦

(广西北投交通养护科技集团有限公司,广西 南宁 530201)

摘要: 桥梁病害的增多与桥梁使用年限以及车流量的不断增加密不可分。文章通过对位于 G358 线上的郁江大桥主要病害及原因进行分析,阐述了该桥加固方法和质量控制措施及检测情况,并对该桥加固后的实际应用效果进行了评价,可为同类型桥梁的加固改造提供借鉴。

关键词: 危旧桥梁;养护;加固方法;施工工艺

中图分类号: U445.7⁺2 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.046

文章编号: 1673-4874(2025)05-0156-03

0 引言

近几年来,我国交通基础设施建设得到了飞速发展,新建的公路桥梁日益增多^[1-2]。在此期间,车辆的使用率得到了有效提高,而部分路段的车辆超载超重现象时有发生,加重了公路桥梁的损坏程度,降低了公路桥梁的服役年限^[3-4]。由于部分桥梁自使用距今已有多年,虽能满足当时的通车条件,但已不能满足当前日益变化的交通情况,大部分旧桥处于超负荷工作状态,在日积月累的使用下,出现了裂缝、破损、渗水、变形等多种桥梁病害,严重影响了行车和人身安全^[5-6]。因此,有必要对损坏较大、病害较多的桥梁进行加固处治,从而保证桥梁安全不影响正常的交通出行。对于桥梁存在的病害要进行针对性原因分析,在保证桥梁加固安全的前提下,提出的加固改造方案应结合施工的便捷性和经济性进行考虑。

1 工程概况

郁江大桥修建于 1986 年,由空腹式钢筋混凝土双曲拱桥和箱型拱桥组成,桥梁全长 487.6 m,跨径组合为:40 m(双曲拱)+4×90 m(箱拱)+25 m(双曲拱),为正交桥梁。上部构造中 90 m 跨箱拱均由 12 榀拱箱拼接而成,主孔矢跨比为 1/8,箱拱高均为 1.6 m,边箱宽 0.97 m,中箱宽 0.845 m,顶底板厚 0.14 m,边箱外侧腹板厚 0.1 m,内侧腹板厚 0.04 m,中箱腹板厚均为 0.04 m。25 m 跨为 9 肋 8 波等截面双曲拱,矢跨比为 1/4;40 m 跨采用 8 肋 7 波等截面双曲拱,矢跨比为 1/5。下部结构为重力式墩台。该桥所属道路等级为二级公路,设计时速为 40 km。桥梁立面图和断面图分别如图 1、图 2 所示。

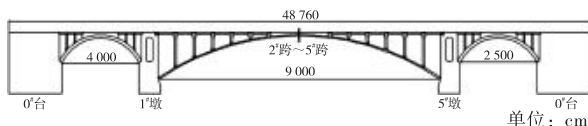


图 1 桥梁立面图

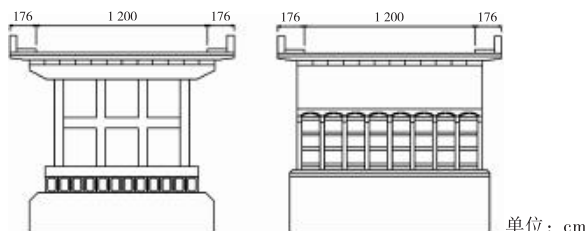


图 2 桥梁断面图

2 主要病害及原因分析

桥梁主腹拱圈为混凝土结构,底面存在横向和竖向裂缝;桥墩部位产生剥落、空洞;桥台发生破损、水渍污染;桥面铺装存在纵向、横向裂缝以及破损等病害。由于桥梁建设距今已有 36 年,建设年代较为久远,桥梁部分结构部位发生老化和锈蚀现象,桥面铺装下方空心板大量开裂后刚度减小、变形增大,导致桥梁病害逐渐增多。同时该桥为进出市区的主要交通要道,日益增长的交通车流量加速了桥梁损坏的进程。当前对桥梁的正常使用要求也越来越高,依据《公路桥涵养护规范》(JTG 5120—2021)规定^[7],郁江大桥被认定为三类桥,需要进行维修加固。

3 加固方法

桥梁加固方法应根据桥梁病害程度大小进行选择,合理的加固方法不仅可以提高桥梁加固后的强度和稳定性,还能节约维修成本、提高施工效率以及桥梁的美观程度,最大程度保障桥梁的加固效果。根据郁江大桥病害调查分析,该桥主要采用裂缝修补、主梁底板和引桥拱肋耐久性涂装、挑梁部位黏贴钢板以及更换旧人行道板等养护加固技术方法。

3.1 裂缝修补

3.1.1 修补方法选择

裂缝宽度大小对裂缝修补所采用的施工工艺有一定的要求。当裂缝宽度 <0.15 mm时,应采取表面封闭法的处治措施,同时清理外表颜色较深的原封缝物,涂刷修补材料或改性环氧胶泥并适当加压刮抹,要求颜色与

第一作者简介: 王诗海(1995—),工程师,主要从事公路工程施工管理及科研相关工作。

原混凝土颜色相差不大, 封闭后的表面应当平整, 如图 4 所示。当裂缝宽度 ≥ 0.15 mm时, 应通过压力灌浆的方法来处治, 灌浆所用胶宜选择质量较好的 A 级环氧灌缝胶, 并保证胶体具有一定的流动性, 可以均匀密实地入渗至裂缝内, 且不得在灌缝胶内掺入任何溶剂。

3.1.2 质量控制

施工前应对裂缝表面封闭胶和灌注胶等产品进行质量检验, 灌缝用胶必须为已配制好的成品, 禁止现场配置, 并按要求在规定使用期内使用完毕。裂缝修补应事先对裂缝口表面进行清理, 随后黏贴注浆和灌浆嘴, 封闭裂缝口, 继而进行裂缝密封性检查, 开始压力灌浆, 注浆完成后对裂缝口进行封闭。除有特殊要求处理的裂缝之外, 修补前的裂缝均要保持干燥无水的状态, 且采用打磨机在修补前的裂缝表面两侧各 30~50 mm 位置处打磨出均匀的表面, 并把表层面的灰尘清理干净。裂缝注浆完成后要按设计规定养护, 当注浆液完全凝固后才可对灌浆嘴进行拆除, 且最后要对裂缝口处的混凝土表面修理平整。当部分修补完成后的裂缝存在其他开裂或不密实等情况时, 要重新进行修补, 直至符合设计验收为止。

裂缝修补施工完成后, 分别对裂缝表面封闭涂敷厚度、黏结强度以及灌胶嘴间距进行了检测, 结果显示, 表面封闭涂敷厚度实测值为 1~2 μm , 黏结强度实测值 >2.5 MPa, 灌胶嘴间距实测值为 300~350 mm, 均满足设计规范要求。检测结果如图 3 至图 5 所示。

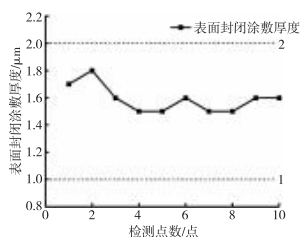


图3 裂缝表面封闭涂敷厚度检测结果曲线图

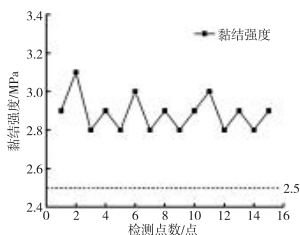


图4 裂缝表面黏结强度检测结果曲线图

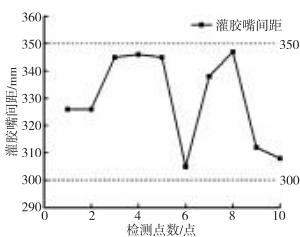


图5 灌胶嘴间距检测结果曲线图

3.2 主梁底板和引桥拱肋耐久性涂装

3.2.1 施工准备

主梁底板和引桥拱肋采用耐久性涂装, 可防止钢筋发生锈蚀, 提高桥梁的整体耐久性能。在进行耐久性涂装之前, 应对涂装部位混凝土表面的病害、附着物及油污等进行修补和清理, 确保涂刷表面干净和平整, 同时按照比例要求对当前涂层的涂料进行配制。

3.2.2 质量控制

耐久性涂装采用的防腐蚀涂料品质与涂层性能应符合设计规定以及国家或行业的标准, 选用的配套涂料之间应具有相容性, 且经检验合格后方可用于施工。涂装宜在无雨时进行, 并按照设计要求的涂装道数和涂膜厚度进行施工, 严格控制每一涂层的均匀性和厚度, 每道涂层施工前应对上一道涂层进行全面排查, 确保涂层表面均匀、无气泡、裂缝等质量缺陷。要及时对存在漏涂、少涂、涂刷不均匀等部位进行补涂。郁江大桥涂装材料如表 1 所示, 该桥涂层道数共 5 层, 每一层要求的涂层厚度和材料均不同, 施工时应重点关注。

主梁底板和引桥拱肋耐久性涂装施工完成后, 分别对涂层干膜厚度和涂层附着力进行检测, 结果显示, 涂层干膜厚度实测值为 10~20 μm , 涂层附着力 >1.5 MPa, 均满足设计规范要求。检测结果如图 6 和图 7 所示。

表 1 涂装材料表

序号	涂层名称	涂层厚度	材料
1	界面补强层	40~50 μm	复合型补强剂
2	防护腻子层	1~2 mm	复合型高强腻子
3	底涂层	50 μm	环氧封闭漆
4	中涂层	80 μm	环氧树脂漆
5	面涂层	70 μm	丙烯酸聚氨酯面漆

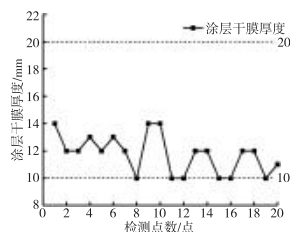


图6 涂层干膜厚度检测结果曲线图

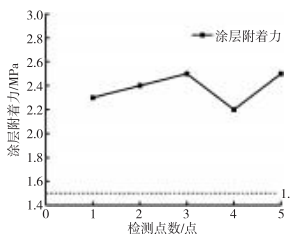


图7 涂层附着力检测结果曲线图

3.3 挑梁部位黏贴钢板

3.3.1 材料要求

桥梁挑梁部位存在破损剥落的情况, 需对挑梁部位进行黏贴钢板的加固处理措施, 用以提高挑梁部位的强度和

稳定性。挑梁钢板所用材料为 Q345C, 由于桥梁部分挑梁宽度不一致, 故现场加固采用的钢板尺寸有两种规格, 即 $1\,900\text{ mm} \times 500\text{ mm} \times 10\text{ mm}$ 和 $1\,900\text{ mm} \times 680\text{ mm} \times 10\text{ mm}$ 。螺杆钻孔的直径和深度分别为 16 mm 、 120 mm , 锚栓等级为 5.8 级 M12 的高强化学螺栓。

3.3.2 质量控制

钻孔前应采用钢筋探测仪探明挑梁钢筋分布的位置, 若与挑梁内部钢筋产生冲突应及时进行适当调整, 避免钻孔造成挑梁部位钢筋的破损, 影响挑梁的强度。黏贴钢板前, 需采用砂轮对钢板黏贴表面及与挑梁接触表面区域进行打磨, 以增大接触黏贴的摩擦力, 提高黏贴效果。钢板与混凝土之间灌注胶厚为 3 mm 。钢板黏贴施工完成后, 需采取防锈处理措施对钢板进行防锈保护, 以保障钢板长期的受力性能。

3.4 更换旧人行道板

3.4.1 更换概况

由于该桥人行道板损坏较多, 同时为了拓宽人行道宽度以及加固人行道内侧防撞栏, 对该桥两侧的人行道板进行了重新更换。人行道板和外侧枕梁均在预制场内进行预制, 再吊装至施工现场进行组装, 内侧枕梁为施工现场现浇枕梁。人行道板和内外侧枕梁的混凝土强度均为 C30。内侧枕梁采用钻孔植筋的方式与桥梁内侧主体稳固连接。内外侧枕梁均完成之后, 就可进行下一步的人行道板吊装拼接。

3.4.2 质量控制

内侧枕梁植筋钻孔应与桥梁主体钢筋错开, 成孔后要严格检查孔深和孔径是否满足设计要求, 植筋前应把孔内的积灰清理干净, 可采用压缩空气的方法进行清理, 确保孔内清洁、干爽。黏结胶可采用注胶枪注射, 当注入的黏结胶占孔内深度 $2/3$ 时即可停止注胶。植入的钢筋应旋转缓慢放至孔内, 尽量排除注胶时堵塞在孔内的空气, 在黏结胶固化之前禁止对钢筋进行任何的转动移位, 否则会降低黏结强度, 影响植筋的效果。人行道板的预制应严格控制好模板尺寸的拼接, 吊装时的构件与平面夹角应 $\geq 45^\circ$ 。安装前要支承处的建筑垃圾清理干净, 并用水泥砂浆找平, 保证人行道板构件与横梁之间不留缝隙。若放置的人行道板存在错位问题, 可用撬棍垫放木块的方式缓慢移动至预定位置, 不可用力挪动, 以免损坏人行道板。

人行道内侧枕梁钻孔植筋后, 对其抗拔力进行了 5 个测点检测, 结果显示, 抗拔力实测值均 $> 49.45\text{ kN}$, 满足设计规范要求, 如图 8 所示。人行道栏杆内侧施工完

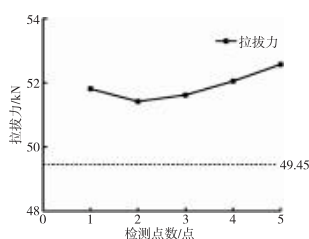


图 8 枕梁植筋抗拔力检测结果曲线图

成后, 检测 5 个测点的横梁中线高度, 实测值均在设计值 $550 (\pm 20)\text{ mm}$ 以内, 满足设计规范要求, 如图 9 所示。

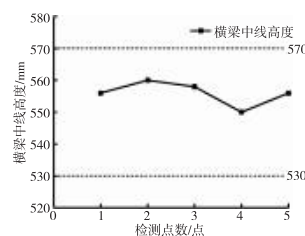


图 9 人行护栏横梁中线高度检测结果曲线图

4 加固效果分析

该桥通过对已有裂缝进行修补, 防治裂缝发生和进一步的扩展及风化; 耐久性涂装提高了主梁底板和引桥拱肋的耐久性能; 对所有挑梁进行钢板黏贴, 提高了挑梁与桥梁主体之间的强度和稳定性; 更换旧人行道板之后, 不仅加强了人行道板的稳固和防撞的性能, 而且为行人的通行提供了安全保障。通过定期对修补部位进行现场观察, 桥面板及拱肋部位没有发生渗水现象, 裂缝没有继续延展迹象; 人行道板相比之前更加稳定和美观, 车辆行驶在桥上产生的异常振动声减弱。这一系列的加固措施提高了桥梁整体的稳定性和安全性。由此可知, 针对桥梁的病害应进行针对性处治, 选择合适的加固方法不仅可以节约成本开支, 还能达到理想的加固效果。

5 结语

危旧桥梁改造加固后不仅可以提升原旧桥的强度和稳定性, 还能使得桥梁继续发挥长期的运营作用。对于资金有限的桥梁养护管理部门来说, 改造相比新建的投资成本更小。因此, 合理选择加固维修方案对于提升危旧桥梁整体服役性能至关重要。该桥虽然进行了一系列的加固措施, 但日常的交通流量仍旧较大, 建议养护管理部门定期开展桥梁的巡视和检测。

参考文献

- [1] 李国良, 王磊, 杨晓严, 等. 我国交通基础设施发展水平比较研究[J]. 公路交通科技, 2021, 38(11): 97-105.
- [2] 张刚. 高速公路桥梁检测分析评价与维修加固措施[J]. 西部交通科技, 2019, 139(2): 94-96.
- [3] 帅一师, 周亮. 高速公路服役连续梁桥质量评价及病害修复[J]. 公路工程, 2021, 46(3): 308-313.
- [4] 徐鸿晨. 公路桥梁施工技术探讨[J]. 西部交通科技, 2017(11): 99-101.
- [5] 徐建军. 危旧桥加固施工技术[J]. 科技信息, 2013(13): 362, 364.
- [6] 李百建, 符铎砂, 江孝礼. 波纹钢板-混凝土钢梁在旧桥加固中的应用技术[J]. 公路, 2016, 61(10): 77-81.
- [7] 中交第一公路勘察设计研究院有限公司. 公路桥涵养护规范: JTG 5120—2021[S]. 北京: 人民交通出版社, 2021: 17-18.

收稿日期: 2025-01-18

特长公路隧道风渠底板材料通风性能优化分析

黄华¹, 杨猛³, 白伟振², 杨志峰²

(1. 广西壮族自治区高速公路发展中心, 广西 南宁 530012; 2. 广西北投公路建设投资集团有限公司, 广西 南宁 530025; 3. 广西桂通工程管理集团有限公司, 广西 南宁 530029)

摘要: 为研究施工隧道风渠底板材料对通风效果的影响, 文章基于 Fluent 软件分析 7 种材料相应的流速分布、相对总压力分布及沿程阻力变化规律。结果表明: 不同材料用于风渠底板材料时流场通风特性均会受到显著的影响; 相较于混凝土以及大波、深波、中波型号的镀锌钢波纹板, 浅波镀锌钢波纹板通风性能更为优良; 随着波深和波距的逐渐减小, 通风阻力相应减小, 流场特征趋于稳定; 当波深增大时, 近壁面的流动分离现象愈发显著, 导致流速和压力差异化交错分布, 并伴随着空气波动性的产生。研究结果可为公路隧道风渠底板材料的选择提供借鉴。

关键词: 公路隧道; 风渠通风; 工程优化; 数值模拟; 沿程阻力

中图分类号: U453.5 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.047

文章编号: 1673-4874(2025)05-0159-05

0 引言

风渠式通风作为特长隧道施工通风的重要形式, 能极大提高通风断面面积和需风量。然而混凝土底板具有成本高、难拆除、施工周期长等缺点, 因此限制了风渠式通风的使用场景。为了克服以上缺点, 施工过程中常常使用钢波纹板来代替混凝土材料^[1]。因此, 在考虑成本控制的同时优化钢波纹板风渠的通风阻力至关重要。

国内外学者对隧道通风系统进行了广泛研究。陈小峰等^[2]从通风性能、力学性能、耐火性能等多个角度综合分析特长公路隧道通风平导钢波纹板中隔墙技术的可行性, 研究耐久性、密封性、通风效果等关键性能, 指出钢波纹板中隔墙技术在理论上具有可行性。龙开天等^[3]基于数值模拟对 3 种不同隧道断面形式(半圆拱形、三心圆形、直墙式)分别采用混凝土、钢板和钢波纹板平导中隔墙下的通风效果进行对比分析, 研究了隧道平导中隔板结构及平导断面形式对通风效果的影响。赵威等^[4]以东天山隧道 1 号斜井为依托, 提出了节能型全拼装式钢波纹板中隔墙技术, 通过数值模拟以及理论计算的方法验证其在单洞四风道通风斜井中的可行性。李永生^[5]指出中隔板风道式通风适合于辅助坑道断面净空较小且较长、开挖工作面多需风量大、送风距离较远的条件, 正洞为单洞或双洞均可采用。黎爱清等^[6]依托关角隧道证明了采用中隔板的风渠通风方式在高原缺氧环境特长隧道中仍具有良好的实施效果。

本研究针对钢波纹板风渠底板通风阻力进行研究, 旨在提高通风效率并降低能耗。基于数值模拟方法优化特长隧道风渠底板钢波纹板参数, 根据沿程阻力进行了优化研究, 取得了显著成果。这些成果不仅为隧道通风系统的设计提供了重要参考, 也为节能减排和可持续发展做出了贡献。

1 工程概况

西部某黄土特长隧道采用双向四车道分离式设计,

左线全长 30.2 km(ZK324+150~ZK354+350), 右线全长 30.5 km(YK324+145~YK354+645), 设计时速为 100 km。隧道横穿黄土梁峁区, 沟壑纵深, 地表支离破碎, 最大埋深达 120 m, 年均降水 < 300 mm 且风沙侵蚀作用强烈。针对超特长隧道极端通风需求(最大需风量为 470.19 m³/s), 项目创新提出“风渠+风仓”组合通风体系, 突破性采用钢波纹板替代传统钢筋混凝土结构。新型通风系统沿隧道布设横洞风渠, 通过横向排列的波纹钢板(厚 6 mm, 单板长度 8 m)构建模块化风道, 板间采用高强螺栓连接并内置三元乙丙密封胶条, 配合热浸镀锌防腐处理, 形成兼具柔韧性、气密性与耐久性的底板结构。洞内风仓射流风机通过风渠引入洞外新鲜风引入洞内, 构建“动态感知-智能决策-精准调控”的智能通风系统, 实时根据各掌子面施工情况匹配通风需求。

2 数值模型

2.1 数学控制

基于 Fluent 软件, 根据流动控制方程和 Navier-Stokes 方程求解风渠流体运动, 求解方程采用 Standard $k-\epsilon$ 湍流模型, 湍流动能 k 及其耗散率 ϵ 分别见式(1)、式(2)。

k 方程:

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho k) + \frac{\partial}{\partial x_i}(\rho k u_i) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] + G_k + G_b - \rho \epsilon - Y_M + S_k \quad (1)$$

ϵ 方程:

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho \epsilon) + \frac{\partial}{\partial x_i}(\rho \epsilon u_i) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\epsilon} \right) \frac{\partial \epsilon}{\partial x_j} \right] + C_{1\epsilon} \frac{\epsilon}{k} (G_k + C_{3\epsilon} G_b) - C_{2\epsilon} \rho \frac{\epsilon^2}{k} + S_\epsilon \quad (2)$$

式中: G_k ——平均速度梯度产生的湍流动能;

G_b ——浮力作用产生的湍流动能;

Y_M ——可压缩湍流中的波动膨胀率对总体耗

第一作者简介: 黄华(1983—), 高级工程师, 主要从事高速公路建设管理工作。

散率的贡献;
 $C_{1\epsilon}, C_{2\epsilon}, C_{3\epsilon}$ ——常数;
 σ_k —— k 的湍流普朗特数;
 σ_ϵ —— ϵ 的湍流普朗特数;
 S_k, S_ϵ ——用户自定义的源项。

2.2 模型构建及边界条件

隧道数值模拟试验模型如图 1 所示,其中混凝土的厚度为30 cm,钢波纹板厚度为 3~12 mm。在研究中选取混凝土底部截面作为钢波纹板的修筑空间,并充分考虑三心圆截面对于摩擦的影响。求解过程中隧道进口为 velocity-inlet 边界条件,风速为 2~16 m/s。出口为 Pressure-outlet 边界条件,外界压力为 101 325 Pa。隧道内混凝土墙壁和钢波纹板按相应粗糙度分别赋值 Roughness Height(粗糙高度)和 Roughness Constant(粗糙常数),采用增强型壁面处理并结合局部网格细化模型。为减少网格数量,加快求解速度,将中间面设为 symmetry 边界条件,对称面两侧流体特性相同,呈对称分布。边界条件选取见表 1。

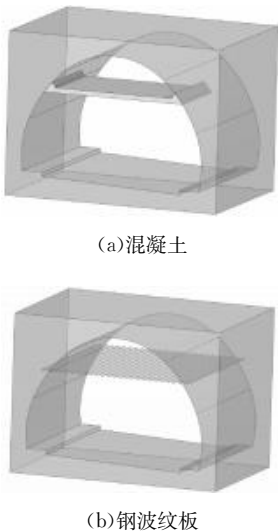


图 1 隧道试验模型图

表 1 模型边界条件表

序号	边界名称	边界类型	参数设置
1	隧道进风口	Velocity-inlet	风速 2~16 m/s
2	隧道出风口	Pressure-out	表压=0
3	混凝土壁面/地面	Wall	$\Delta=7\text{ mm}$ (绝热壁)
4	镀锌钢波纹板壁	Wall	$\Delta=0.15\text{ mm}$ (绝热壁)
5	镀锌钢板壁面		
6	对称面	symmetry	—

钢波纹板形状见图 2,钢波纹板尺寸参数见表 2。其中,试验钢波纹板共有 6 种,按照波深和波距又可分为大波(A1)、深波(A2、A3)、中波(A4、A5)以及浅波(A6)。定义混凝土材料模型为 A0 模型。

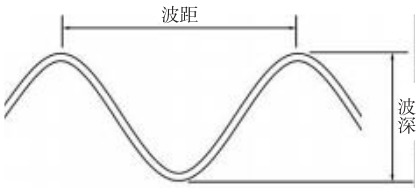


图 2 钢波纹板形状示意图

表 2 钢波纹板尺寸参数表

钢波纹板类型	序号	波深/mm	波距/mm
大波	A1	150	400
	A2	140	380
深波	A3	110	300
	A4	64	230
中波	A5	40	150
	A6	13	68

2.3 网格无关性验证

结合纵向周期性模型特征,采用结构化网格+平移周期方法划分 100 m 隧道模型。考虑到流场稳定性,研究选取风渠中间 20 m 的区域进行分析。可以发现,随着网格密度的增加,风速值逐渐趋于稳定,尤其是近壁面风速梯度变化趋势更加明显,如图 3 所示。最终确定的横向网格大小为 10 mm,纵向网格为 1.4 mm,浅波钢波纹板网格模型如图 4 所示。

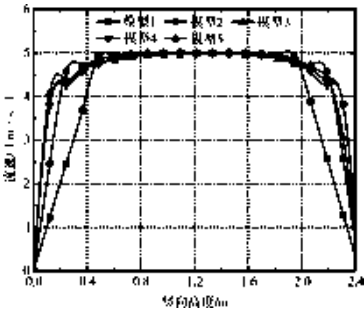


图 3 网格相关性验证图

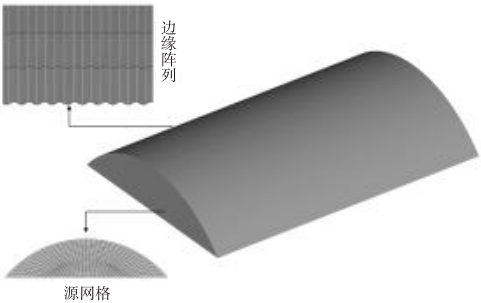


图 4 浅波钢波纹板网格模型图

2.4 阻力系数定义

根据伯努利方程,沿程阻力压降计算见式(3)。
$$\zeta = \Delta p$$
 (3)
式中: Δp ——进出口之间的压力差。

3 结果分析

3.1 不同风速下的流场特征

不同隧道模型沿程阻力压降损失随来流速度的变化规律如图5所示。由图5中不同来流速度下模型的沿程阻力压降变化规律可以看出:A0至A6模型在来流速度0~16 m/s范围内,通风阻力呈现出逐渐增加的趋势且沿程阻力压降基本呈二次函数关系增大。当来流速度为0 m/s时,A0~A6模型的通风阻力都为0 Pa。当来流速度增加到16 m/s时,A0~A6模型的通风阻力分别为68.25 Pa、252.27 Pa、241.46 Pa、203.85 Pa、199.24 Pa、172.3 Pa、40.87 Pa。通风阻力在各个模型之间有明显的差异,其中当采用A6型号镀锌钢波纹板时模型通风阻力最小,其次为采用混凝土的模型,当采用A1型号镀锌钢波纹板时模型通风阻力最大。不同模型在相同来流速度下的模型通风阻力存在差异的主要原因是不同模型在阻力方面的设计特点或性能差异,从而造成不同模型通风阻力的增长速率和相对大小存在差异。镀锌钢波纹板纵向排列时对于流体具有阻碍作用,但当采用A6型号镀锌钢波纹板时,其虽然有一定的阻碍作用,其阻碍作用小于混凝土,因此通风阻力最小。观察各来流速度下A1~A6模型通风阻力的变化规律,发现随着波深和波距的减小,通风阻力逐渐减小。

分别选取4 m/s和16 m/s的来流速度工况进行研究,研究不同来流速度、不同试验模型条件下横向流速分布规

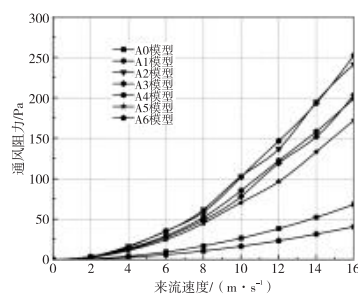


图5 沿程阻力压降随来流速度的变化规律曲线图

律如图6所示。由图6可知,当采用A0试验模型、A2试验模型、A4试验模型、A6试验模型作为建筑材料时,在4 m/s的条件下,最大流速分别为4.31 m/s、5.44 m/s、4.86 m/s、4.07 m/s,最小风流速度均为0 m/s。当采用A0试验模型、A2试验模型、A4试验模型、A6试验模型作为建筑材料时,在16 m/s的条件下,最大流速分别为17.27 m/s、20.21 m/s、18.58 m/s、16.26 m/s,最小风流速度均为0 m/s。由此可知,流场内的最大流速均大于来流速度。其主要原因是由于流体受到镀锌钢波纹板的结构特征影响,流体流向在横向方向上发生偏移,与纵向方向上的流体流速形成叠加效应,并产生正向的流速梯度,从而产生研究流域内最大流速大于来流速度的现象^[7]。进一步地,随着来流速度的增大在监测面上所体现出的流速变化明显更为复杂,湍流强度更为强烈,紊流发育程度更加剧烈。

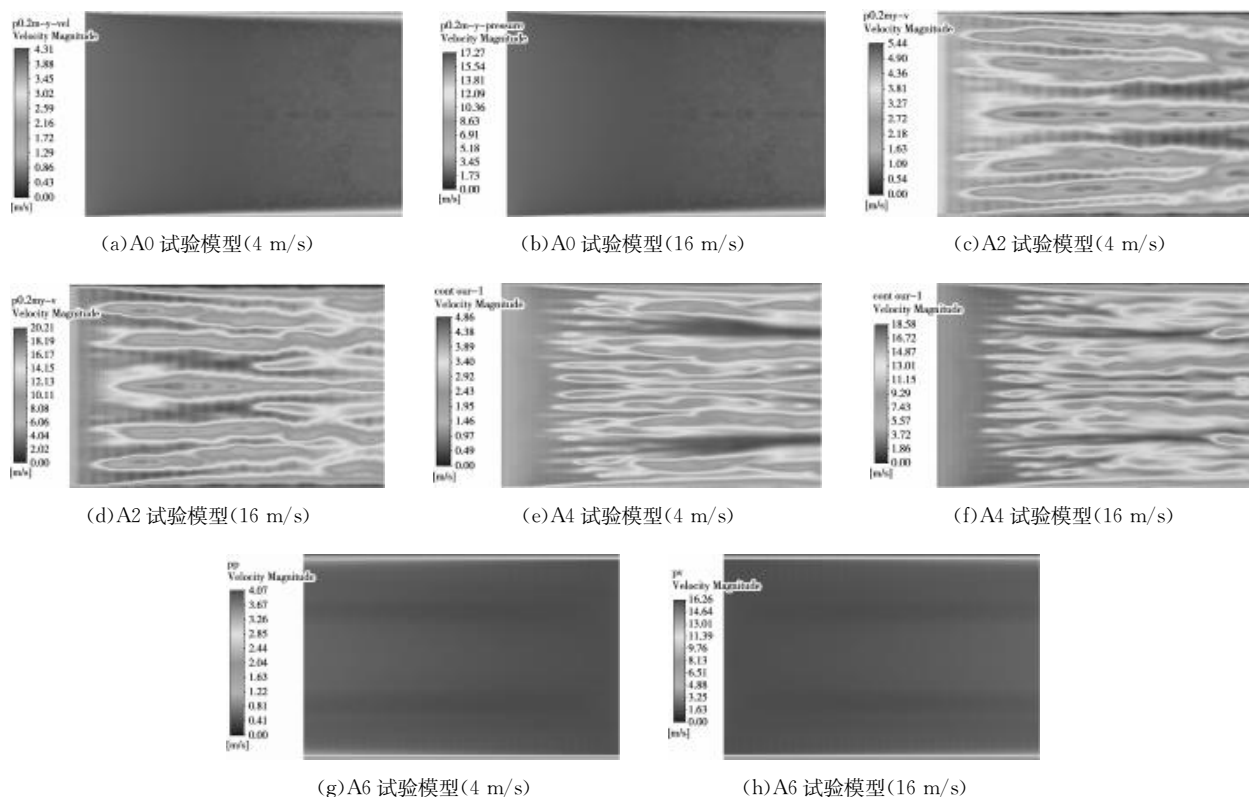


图6 不同流速下的横向流场流速分布云图

3.2 相同风速下的流场特征

为深入研究镀锌钢波纹板纵向排列时近壁面流场变化,选取不同模型来流速度为6 m/s时进行综合分析,以研究区域横向方向上的0.2 m高截面作为监测面,得到流场相对总压力云图如图7所示。由图7可知,当采用混凝土和镀锌钢波纹板材料作为建筑材料时,流场特别是近壁面处流场发生明显变化。当采用混凝土时监测面上相对总压力基本不发生变化,其最大相对总压力、最小相对总压力分别为28.42 Pa、2.75 Pa。同时,A1~A6模型中最大相对总压力分别为44.31 Pa、45.34 Pa、38.69 Pa、37.29 Pa、36.71 Pa、26.18 Pa;最小相对总压力分别为0.44 Pa、0.06 Pa、-0.21 Pa、0.76 Pa、1.10 Pa、

13.59 Pa。同时可以发现针对不同结构特征的镀锌钢波纹板材料作为建筑材料时,流场横向相对总压力分布发生明显变化,加之隧道拱顶从侧边到中间位置的高度递增,相对总压力发生明显变化。其中,流场内形成局部条纹状的相对高压区域,且随着波深和波距的减小,高压区域逐渐扩散到整个监测面的区域。进一步地,随着波深和波距的减小,紊流发育程度降低,因此更接近于采用混凝土作为建筑材料时的相对总压力分布规律。波深和波距的增大使得紊流发育程度增大,流场变化更加复杂,较大的波深使得空气受到波动性影响,从而偏离近壁面并形成强烈的流动分离现象,因此相对总压力增大。

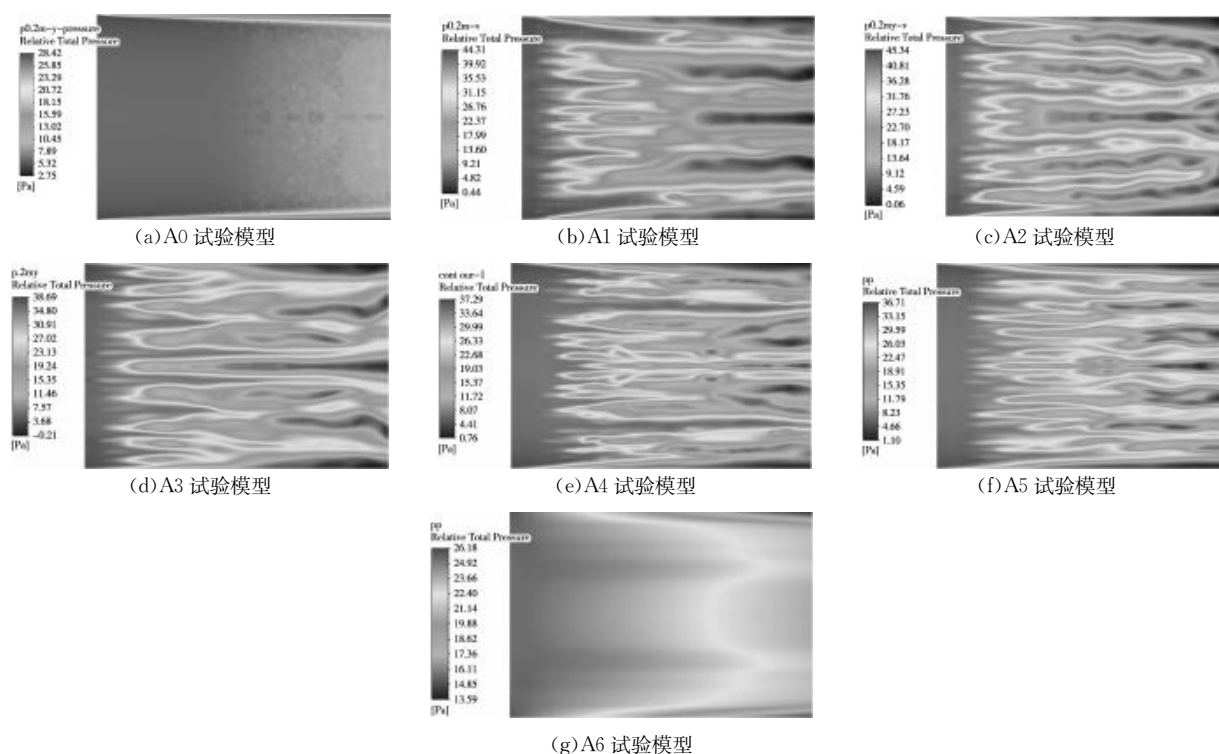


图7 隧道流场横向相对总压力分布云图

流场横向流速分布如图8所示。由图8可知,当采用混凝土作为建筑材料时,最大流速和最小流速分别为6.47 m/s、0.00 m/s;当采用镀锌钢波纹板材料作为建筑材料时,A1~A6模型中最大流速分别为8.01 m/s、7.93 m/s、7.10 m/s、7.53 m/s、7.02 m/s、6.11 m/s,最小流速均为0.00 m/s。同时,相对横向相对总压力分布规律,在监测面区域内流速也具有局部条纹状的相对较高速率区域,且随着波深和波距的减小,高速率区域逐渐扩散到整个监测面的区域。随着波深和波距的减小,结构特征对于流场的干扰作用减小,因此受干扰的流场区域减小,进而出现流速逐渐均匀的现象。波深的增大使得近壁面流动分离现象愈发明显,从而体现出高流速、低流速相对交错的分布规律。

4 结语

本文基于Fluent软件研究西北某黄土特长隧道风渠通风效果,分析混凝土及镀锌钢波纹板共7种材料作为底板时的流体特征及沿程阻力大小,得到以下结论:

- (1)当采用混凝土或不同型号的镀锌钢波纹板作为风渠底板材料时,流场特性(包括流速分布、相对总压力分布及沿程阻力)会发生显著变化。
- (2)相比混凝土及大波、深波、中波镀锌钢波纹板,浅波镀锌钢波纹板通风性能更加优良。随着波深和波距的减小,通风阻力逐渐减小,流场特征趋于均匀。
- (3)波深的增大使得近壁面流动分离现象愈发明显,导致高流速和低流速、高压力和低压力交错分布,并产生空气波动性,形成强烈的壁面流动分离现象。

(下转第215页)

表 1 8 个试验点的岩体参数试验结果表

项目	试验点							
	1	2	3	4	5	6	7	8
岩体描述	中-强风化粉砂质泥岩	中-强风化粉砂质泥岩	中风化粉砂质泥岩	中-强风化粉砂质泥岩	中-强风化粉砂质泥岩	中风化粉砂岩	中风化粉砂质泥岩	中风化粉砂岩
变形模量/GPa	0.543	0.382	0.851	0.385	0.528	1.133	0.961	0.746
弹性模量/GPa	0.81	0.836	1.462	1.182	0.82	1.514	1.743	1.514

表 2 岩体力学参数试验结果汇总表

岩石类型	变形模量/GPa	弹性模量/GPa	黏聚力/kPa	内摩擦角/°	密度/(kg·m ⁻³)	强度/MPa
粉砂质泥岩	0.382,0.961	0.810,1.743	180,220	14,21	2 550,2 660	35.2,52
粉砂岩	0.746,1.133	1.462,1.514	300,400	23,26	2 450,2 630	32.5,61.5
不均匀地层	0.382,1.133	0.810,1.743	180,400	14,26	2 450,2 660	32.5,61.5

1.3 参数选择依据

前文通过试验给出了砂泥岩不均匀地层的关键岩体参数,选择合适的参数是计算不均匀地层变形的关键,特别是变形模量的取值。现有方法一般采用取平均值的方式来计算,这种方法在处理砂泥岩不均匀地层上具有极大的缺陷,其无法考虑地层的不均匀性,计算结果的精度也较差。图 2 和图 3 分别给出了现场试验变形模量的分布范围以及变形模量与地基最大变形的关系曲线。由图 2 和图 3 可知,变形模量分布较为均匀,随着变形模量的增加,最大变形呈抛物线形减小。若仅取场地变形模量的平均值 0.69 GPa 进行分析,与其对应的最大位移仅为 0.076 mm,而实测场地的实际最大位移为 0.135 mm。

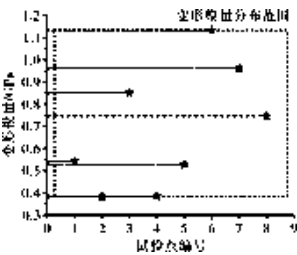


图 2 试点变形模量分布范围示意图

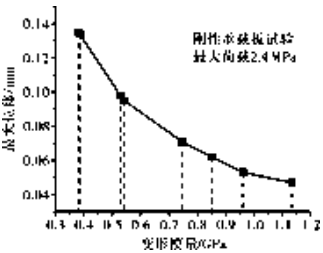


图 3 试点变形模量与最大位移关系曲线图

为此,本文拟通过概率分布的方法考虑地层不均匀性,将上述参数视为随机变量,模拟其概率分布,以提升计算精度。从实测的场地变形模量来看,在 0.385~1.133 GPa 范围内变形模量未显著地集中在平均值附近,呈近似均匀分布(见图 4),其概率密度函数 $f(x)$ 可以假定为式(1):

$$f(x)=\begin{cases} \frac{1}{b-a} & a\leq x\leq b \\ 0 & \text{其他} \end{cases} \quad (1)$$

式中: a ——均匀分布变形模量的下限,此处取 0.382 GPa;
 b ——均匀分布变形模量的上限,此处取 1.133 GPa。

以上概率分布仅考虑了试点测出的变形模量范围,由于试验的局限性不可能对场地全部点位进行测试,因此也存在考虑不全的可能。为此,本文提出采用修正 β 分布来模拟试点范围外的变形模量概率分布,作为保守变形计算的依据(见图 5),其修正概率密度函数 $g(x)$ 为式(2):

$$f(x)=\frac{x^{a-1}(1-x)^{\beta-1}}{\int_0^1 t^{a-1}(1-t)^{\beta-1}dt} \quad 0\leq x\leq 1 \quad (2)$$
$$g(x)=a+(b-a)f(x)$$

式中: α ——形状参数,一般取 5;
 β ——形状参数,一般取 2;
 a ——变换范围后的下限,此处取 0.04 GPa,即场地估计最差的变形模量;
 b ——变换范围后的上限,此处取 0.382 GPa,即试验测得的最小变形模量。

表 3 为范围 1 和范围 2 的变形模量的概率分布情况。

表 3 变形模量的概率分布表

范围编号	变形模量	概率分布	计算用途
范围 1	0.382~1.133	均匀分布	用于精确计算变形
范围 2	0.040~0.382	修正 β 分布	用于保守估计变形

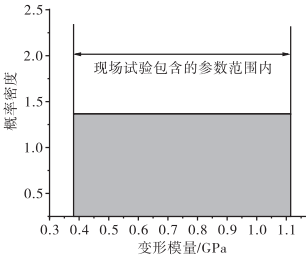


图 4 范围 1 变形模量概率假定分布示意图

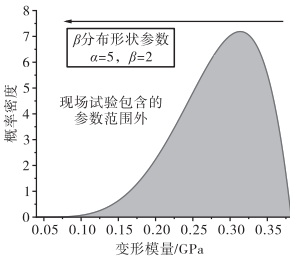


图 5 范围 2 变形模量假定分布示意图

2 数值模型的建立

2.1 数值模型的验证分析

结合表3中两种变形模量的概率分布范围进行计算分析,其余计算参数均根据表2采用均匀分布。模型验证按照刚性承载板试验过程进行建模,采用Python语言指定概率分布的关键参数得到随机变形模量,循环遍历每一个单元赋值,得到不均匀地层数值模型,导入数值软件中进行计算。

图6给出了8次仿真的结果。由图6可以看出范围1计算出的最大位移的上限和下限分别为0.11 mm、0.67 mm。通过与现场试验数据对比,可以看出范围1的概率分布参数能够反映地基的主要变形特征,另外随着模拟次数的增加,结果出现显著波动性。如图7,范围2采用与范围1同样的荷载条件与模型,变形模量的取值则采用了修正 β 分布,其8次结果中最大位移的上限和下限分别为0.25 mm、0.22 mm,该分布范围则是考虑了试样数据外可能出现的不利地层参数情况,因此其最大位移上限为范围1的2.27倍,也在合理范围内。

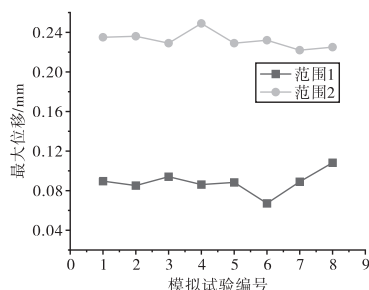


图6 范围1与范围2模拟试验结果曲线图

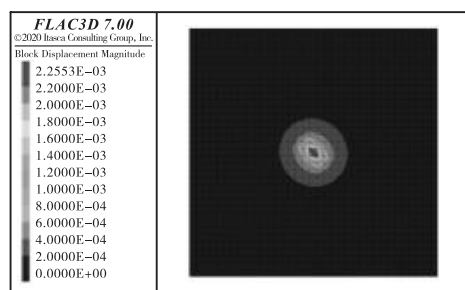


图7 模拟试验数值模型图

2.2 拱桥地基变形分析

结合拱桥地基实际案例,利用本文提出的概率参数分布模型进行计算分析。图8给出了基于概率分布生成的不均匀地层模型,并考虑拱桥的异性基础,在基础上施加桥梁上部结构的荷载。由于变形模量的取值数量较多,图例中仅显示了部分数值。图9为拱桥基础及上部结构荷载作用下基坑的变形状态,可以看出最大位移出现在基坑的第一个台阶处,该部位承载面相对较小,又受到基础的挤压产生了显著斜向下的位移,因此施工及运营过程需要重点关注此处。

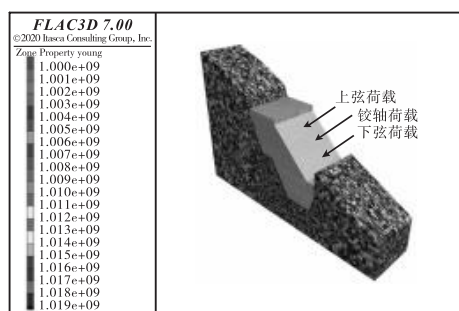


图8 拱桥异形基础与不均匀地层模型云图

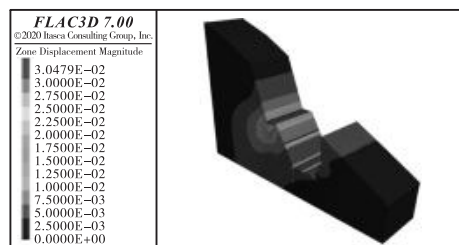


图9 拱桥地基变形模式云图

图10和图11给出了采用表3中两种概率分布范围进行8次拱桥地基仿真的结果。从图10和图11可以看出,采用均匀分布参数计算,不均匀地层的最大位移范围为30.17~31.00 mm,极差为0.83 mm。采用修正 β 分布参数计算,不均匀地层的最大位移范围为79.58~82.30 mm,极差为2.72 mm。因此,拱桥上部结构施工时需考虑地基的沉降变形,并采取一定的工程措施予以加固。通过进一步分析可知,基于概率分布进行变形计算,不均匀地层的最大位移依然会稳定在一定区间内,采用试点内均匀分布(范围1)计算的稳定性更高些,其计算的地基变形也显著地小于采用试点范围外修正 β 分布

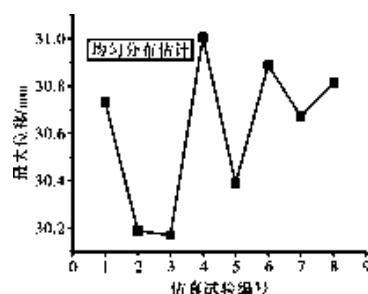


图10 基于试验数据范围内的均匀分布的计算结果曲线图

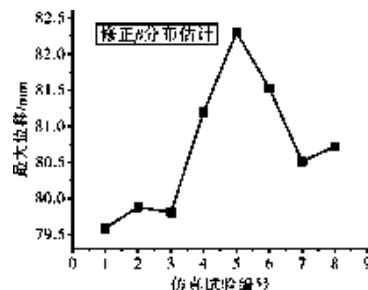


图11 基于试样数据范围外的修正 β 分布计算结果曲线图

(范围2)计算的地基变形,因此需要谨慎评估是否需要采用后者进行保守变形计算。但修正 β 分布(范围2)考虑了中强风化岩石至风化土层之间的参数分布,可用于计算极易风化崩解的泥岩,为最不利地层条件的变形计算提供参考。

3 结语

本文通过对不均匀地层刚性板承载试验数据进行分析,结合概率分布理论,提出了一种基于概率分布计算不均匀地层变形的的方法,通过数值模型进行了仿真验证,并对超大跨径拱桥不均匀地基进行了变形分析,得到以下结论:

(1)由于不均匀地层的力学参数具有显著不均匀性,采用取平均值法计算会导致计算结果失真。本文提出的基于概率分布的不均匀地层参数取值方法,界定了试验参数内和试验参数外两个关键范围,分别对前者取均匀分布,对后者取修正 β 分布,能够完整考虑地层力学参数的不均匀性,对于工程应用具有一定参考价值。

(2)基于概率分布进行变形计算不均匀地层的最大位移依然会稳定在一定区间内,采用试点内均匀分布计算的稳定性更高,但修正 β 分布考虑了中强风化岩石至

风化土层之间的参数分布,可为最不利地层条件的变形计算提供参考。

(3)基于概率分布计算方法的超大跨径拱桥不均匀地基在上部荷载作用下的正常变形估计为30.17~31.00 mm,保守变形估计为79.58~82.30 mm,应采用必要的地基加固措施,避免过大沉降为特大拱桥后续施工、运营带来的风险。

参考文献

- [1]梁靖,郑寰宇,廖翼强.炭质泥岩隧道岩类力学性质分析及变形控制措施[J].西部交通科技,2024(4):142-144.
- [2]张林.砂岩泥岩互层地质隧道变形分析及控制技术研究[J].现代隧道技术,2020,57(增刊1):1080-1085.
- [3]李剑伟,何勇,杨培果,等.某砂岩互层缓倾长大顺层边坡稳定性分析[J].水运工程,2023(增刊1):143-149.
- [4]何茂维,李松.砂泥岩互层缓倾切向边坡应力特征及变形机理研究[J].城市道桥与防洪,2023(6):213-216,25-26.
- [5]宋健,李鸿盛,胡风明,等.砂泥岩互层区超深锚碇基坑施工技术变形监测[J].施工技术,2021,50(7):26-30.

收稿日期:2025-01-17

(上接第113页)

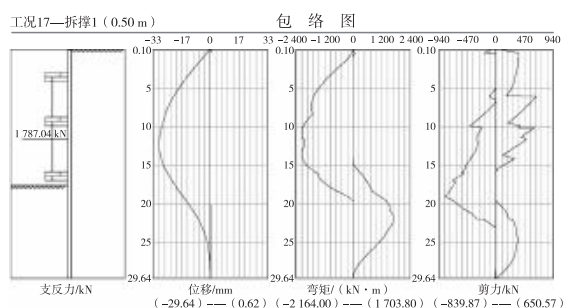


图8 支护方案三理正软件计算结果图(深厚软土钻孔)

综上所述,三个方案均可满足基坑承载力、刚度及稳定的要求,三个方案中方案一造价最低,方案三造价最高,方案二通过对基坑被动区软土地层进行加固,在有效控制变形的同时,相对方案一减少一道支撑,在造价小幅度高于方案一的情况下,大大提高了基坑开挖出土的效率,因此推荐采用方案二,即被动区加固方案。

4 结语

地下连续墙具有刚度大、整体性好、止水效果好等突出优点,深厚软土地区深基坑应优先选用地下连续墙作为围护结构,特别在水文地质情况复杂的情况下,更能确保基坑施工的安全。在软土地层条件下,基坑被动区加固对于控制基坑开挖引起的变形具有较好的效果,目前已应用于多个软土深基坑工程中,积累了较多的应用

经验,值得推广。

该工程地质及水文地质条件均较复杂,基坑深度范围存在深厚的软土层,紧邻南湖,且周边环境复杂,道路交通量大,基坑采取半盖挖法施工,因此通过详细计算分析,并综合考虑基坑安全、环境保护、控制造价及工期等因素,最终选择800 mm厚地下连续墙+四道内支撑+坑内被动区加固的支护方案及技术措施。实施期间应严格按照设计及规范要求适时进行监控量测及预警。

参考文献

- [1]李定有.临湖富水地层地埋水厂深基坑支护技术[J].施工技术,2024(1):111-113.
- [2]陈晓东.复杂条件下超深基坑支护方案比选及优化设计[J].福建建设科技,2023(1):48-52,66.
- [3]苏小龙.不均匀软土地质中槽壁加固关键技术研究[J].施工技术,2022(12):40-44.
- [4]中南勘察设计院集团有限公司.基坑工程技术规范:DB42/T 159—2024[S].武汉:2024:8-9,59-61.
- [5]中国建筑科学研究院.建筑基坑支护技术规程:JGJ 120—2012[S].北京:中国建筑工业出版社,2012:8-10.
- [6]杨树芳,高勒德其,白璐.软土地质深基坑变形控制要点探讨[J].内蒙古公路与运输,2024(6):22-27.

收稿日期:2025-01-17

桥梁伸缩缝与沥青基层衔接排水综合施工技术研究

王福瑛^{1,3},寇殿海²,杨华清^{1,3},魏春雷²,杨钢锋²

(1. 中国建设基础设施有限公司,北京 100029;2. 中建交通建设集团有限公司,北京 100166;3. 广西中建林宁高速公路有限公司,广西 南宁 530599)

摘要: 桥梁伸缩缝与沥青路面衔接部位的积水问题严重威胁桥面结构耐久性与行车安全。文章以城市快速路高架桥工程为研究对象,提出一种集横向盲槽、层间导排系统及钢纤维高性能混凝土于一体的综合治理工法。通过工程实践验证,该工法可显著降低积水发生率至5%以下,排水效率提升至95%,桥面使用寿命延长至15年,具有显著的经济、社会及环保效益,可为类似工程提供科学参考。

关键词: 桥梁伸缩缝;层间排水;镀锌盲槽;钢纤维混凝土;耐久性

中图分类号: U443.31 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.049

文章编号: 1673-4874(2025)05-0167-03

0 引言

桥梁伸缩缝作为连接梁端的关键构造,需适应温度变化及车辆荷载引起的位移,但其与沥青铺装层衔接部位常因排水不畅导致层间积水,在车辆荷载反复作用下易引发沥青剥落、坑洞等病害,显著缩短桥面使用寿命。国内外调查数据表明,该问题具有普遍性,如南宁市东西向快速路通车后伸缩缝处积水发生率高达33%;美国联邦公路管理局(FHWA)统计显示约40%的桥面损坏与排水系统失效相关;我国华南多雨地区桥梁伸缩缝渗水率更>50%。现有排水技术存在明显局限性,传统盲沟排水效率<60%且易堵塞,桥面横坡与泄水孔设计难以克服材料透水性差异导致的层间水积聚;虽有排水花管、透水混凝土层等改良方案,但多孔混凝土存在强度缺陷,导水板系统面临施工复杂问题^[1],仍缺乏“渗-集-导-排”一体化解决方案。针对上述问题,本研究提出融合横向集水槽、钢纤维混凝土及协同排水技术的综合治理工法^[2],通过系统性优化排水路径与材料性能,旨在突破层间积水技术瓶颈,研究成果将为提升桥面耐久性提供新思路,对推动绿色低碳桥梁建设具有重要工程价值。

1 工程概况与病害分析

南宁市某工程主线桥全长1 883.8 m,采用双向六车道设计,桥面纵坡为3%、横坡为2.5%,由于桥面纵坡影响导致降雨后大量汇水集中于伸缩缝处,虽然铺装面层积水可沿横坡排入下侧边部排水孔,但因横向设置的型钢伸缩缝及其钢纤维混凝土填充层与沥青混凝土铺装层存在显著透水性差异,致使渗透至沥青层内部的层间积水难以有效排出,在车辆荷载作用下产生的动态水压力(峰值达0.5 MPa)造成沥青-混凝土界面剥离^[3],加之冻融循环促使微裂缝扩展,长期积水环境更使混凝土碳化深度年均增长0.5 mm、钢筋锈蚀速率提高3倍以上。在车辆荷载反复冲击、碾压及温湿度变化共同作用下引发沥青路面松散、剥落、拥包等病害。通车后调查显

示,伸缩缝处沥青层剥落率达22%且67%病害与积水直接相关。为响应国家“双碳”战略并满足工程实际需求,亟须开发排水效率>90%、材料寿命>15年且能缩短施工周期30%、降低碳排放强度20%的新型综合治理技术。

2 设计理念与关键技术

2.1 总体设计思路

基于“渗-集-导-排”一体化理念,结合横向集水槽、排水管与高性能混凝土,构建协同排水系统(图1)。

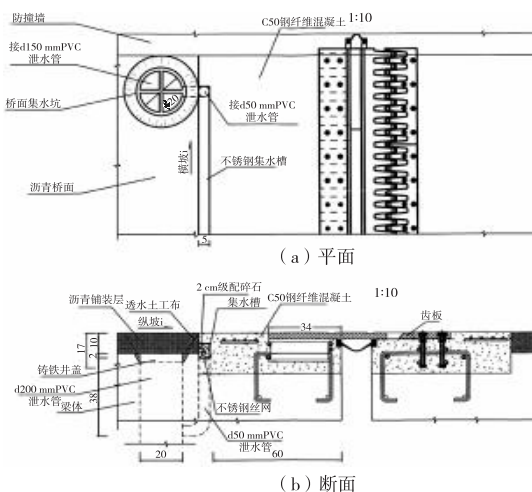


图1 工法设计原理示意图

2.2 关键技术

2.2.1 横向镀锌集水槽

结构参数:采用50 mm×50 mm镀锌方钢管,单侧打孔(孔径为10 mm,间距为40 mm×40 mm)。

排水效率:通过流体力学模拟(CFD)验证,其导水能力较传统盲沟提升70%。

抗腐蚀性:镀锌层厚度>80 μm,耐盐雾试验>1 000 h。

2.2.2 钢纤维混凝土回填

材料配合比:C50强度,水泥(P.O.42.5):硅灰:钢

第一作者简介:王福瑛(1987—),高级工程师,主要从事公路工程建设工作。

通信作者简介:杨钢锋(1987—),高级工程师,主要从事公路工程技术质量管理工作。

纤维:碎石=1:0.1:0.15:2.5,水胶比0.28;钢纤维掺量65 kg/m³(波形纤维,长径比60);

性能优势:抗压强度≥50 MPa,抗裂性提升50%。

表1 普通混凝土与钢纤维混凝土力学性能对比表

指标	普通混凝土	钢纤维混凝土	提升率
抗压强度/MPa	35	52	48.6%
抗折强度/MPa	4.2	6.8	61.9%

2.2.3 协调排水系统

导排管设计:PVC-d50排水管按1.0%坡度连接至泄水管(PVC-d150 mm),坡度误差≤0.2%。

防堵措施:集水槽端部安装316 L不锈钢滤网(孔径5 mm),耐腐蚀性优于传统镀锌网。

2.3 工艺创新点

立体排水网络:集水槽与导排管协同导水。

结构-功能一体化:钢纤维混凝土兼顾承载与耐久性。

施工标准化:采用预制模块化集水槽,现场安装误差≤3 mm。

3 施工工艺与质量控制

3.1 总体工艺流程

工程采用“测量放线→开槽清理→集水槽安装→导排管敷设→混凝土回填→养护验收”的标准化施工工艺流程(图2)。各工序间采用流水作业方式组织施工,确保施工效率与质量。施工前需对作业人员进行专项技术交底,重点明确各环节质量控制要点。

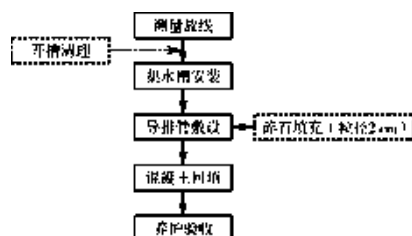


图2 施工工艺流程图

3.2 关键工序控制要点

3.2.1 伸缩缝开槽处理

(1)精度控制:采用金刚石锯片切割机进行开槽作业,严格控制切缝宽度为18 cm±1 mm,深度应达到箱梁顶面标高。施工过程中采用激光测距仪实时监测,确保垂直度偏差≤2 mm。

(2)基底处理:开槽完成后,采用20 MPa高压水枪对槽底进行冲洗,重点清除松动混凝土颗粒;使用大功率鼓风机(风量≥5 000 m³/h)进行干燥处理,确保基底无浮浆、无积水。基底处理完成后需经监理工程师验收合格方可进入下道工序。

3.2.2 集水槽安装工艺

(1)土工布包裹:选用200 g/m²聚酯长丝土工布进行双层包裹,搭接宽度≥10 cm,接缝处采用热熔焊接处理。土工布包裹应确保完全覆盖集水槽外表面,且保持平整

无褶皱。

(2)固定安装:将集水槽与伸缩缝预埋钢筋采用φ2 mm镀锌铁丝进行绑扎固定,绑扎间距≤30 cm。安装过程中使用电子水准仪实时监测,确保纵向排水坡度误差控制在0.2%以内。安装完成后需进行通水试验,验证排水通畅性。

3.2.3 钢纤维混凝土施工

(1)浇筑工艺:采用C50钢纤维混凝土(钢纤维掺量1.2%),分层浇筑厚度严格控制在15 cm以内。使用50型插入式振捣器进行振捣,振捣间距≤40 cm,振捣时间控制在20~30 s,以表面泛浆且无气泡逸出为度。

(2)标高控制:混凝土终凝前,采用铝合金刮杠进行表面整平,确保顶面标高低于沥青铺装层1~2 mm。使用3 m直尺检测平整度,偏差控制在≤2 mm/2 m。浇筑完成后及时覆盖土工布进行保湿养护。

3.3 质量控制体系

3.3.1 材料质量控制

(1)镀锌钢管:进场前需提供质量证明文件,现场抽样检测抗拉强度≥310 MPa,镀锌层厚度≥80 μm。每批次抽检比例≥5%。

(2)钢纤维混凝土:采用磁铁吸附法检测钢纤维分布均匀性,要求≥90%。每工作班至少制作3组试块,分别用于7 d、28 d强度检测和耐久性试验。

3.3.2 施工验收标准

(1)排水系统:采用全站仪测量排水坡度,偏差≤0.2%。通水试验时,要求排水效率达到设计要求的90%以上。

(2)混凝土结构:28 d抗压强度≥50 MPa,碳化深度≤2 mm/年。采用超声波检测仪进行密实度检测,要求无缺陷面积占比≥95%。

4 工程应用与效果分析

4.1 应用案例

4.1.1 南宁市某东西向快速路立交工程

工程规模:处理伸缩缝486 m,原积水率33%。

应用效果:积水率降至6.7%,沥青层病害减少85%。

4.1.2 桂林市某市政道路项目

工程规模:处理伸缩缝长61 m。

应用效果:运营两年之久无质量投诉,同时获得参建单位高度评价。

4.2 效益分析

该综合治理工法在经济效益、社会效益和环保效益三个方面均取得了显著成效。从经济效益来看,该技术实现了单项目直接维修费用节约20万元,同时通过延长桥面使用寿命至15年,使全生命周期维护成本降低30%。在社会效益方面,工程实施后行车舒适性大幅提升,跳车现象减少90%,相关投诉率显著下降,其技术创新性和工程价值获得行业高度认可^[4],荣获“国家优质工程奖”等多项权威奖项。在环保效益上,该工法采用可回收材料设计,钢纤维与镀锌钢管回收率达到95%以上,

同时通过优化施工工艺,使施工阶段碳排放强度降低20%,充分体现了绿色建筑理念。综合评估表明,该技术不仅具有良好的经济回报,同时实现了安全性能提升和环境保护的多重目标,为类似工程提供了可持续发展方案。

5 结语

本研究提出的综合治理工法通过优化排水系统与结构设计,显著提升了桥梁伸缩缝的排水性能和结构耐久性。试验及工程应用表明,该技术可实现渗水导排效率提升80%,钢纤维混凝土抗冲击性增强50%,有效解决了层间积水导致的沥青剥落和坑洞等病害问题^[5]。然而,该工法仍存在一定局限性,如集水槽安装精度需控制在3 mm以内,且镀锌钢管与钢纤维材料的应用使初期成本增加约15%。未来研究应重点关注以下方向:(1)智能化监测技术,通过嵌入传感器实时监测排水状态,提高维护效率;(2)低成本复合材料研发^[6],以替代镀锌钢管,降低工程成本。总体而言,本研究成果为桥梁伸缩缝排

水问题提供了系统性解决方案,具有重要的工程应用价值,未来需进一步结合智能化与低碳化技术,推动桥梁工程的可持续发展。

参考文献

[1]黄宇鲜.现代桥梁伸缩缝设计与施工技术[J].工程建设,2012,45(1):39-42.
[2]陈荣刚,杨益伦,王振海.桥梁伸缩缝排水技术研究与应用[J].土木工程学报,2023,56(24):82-86.
[3]张纬.车辆荷载作用下桥梁伸缩缝强度与疲劳问题研究[D].宁波:宁波大学,2017.
[4]张景会,杨晨霞,苏国宏.桥梁伸缩缝损坏原因及防治[J].中国市政工程,2004(2):24-25,29,69.
[5]程永振.桥面沥青铺装层水损害机理研究[D].西安:长安大学,2011.
[6]刘莉萍.沥青桥面铺装水损害防治技术[J].中国建材科技,2015,24(4):50-53.

收稿日期:2025-01-17

(上接第116页)

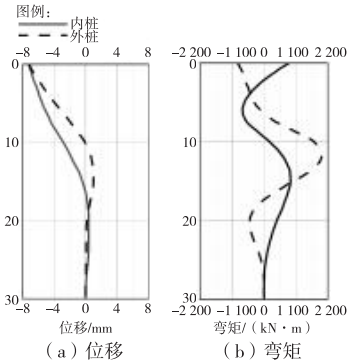


图7 最不利工况下双排桩理正计算结果曲线图

表3 最不利工况计算结果对比表

计算	单排桩		双排桩	
	理正	有限元	理正	有限元
桩顶位移/mm	13.1	15.6	7.2	7.5
桩基弯矩/(kN·m)	1 400	1 767	1 992	2 561

计算结果表明,最不利工况下,靠近高层建筑侧的桩顶最大位移为7.5 mm,满足高层建筑基础位移控制要求,对建筑物结构影响较小。同时桩身弯矩分布均匀,最大弯矩仅2 561 kN·m,满足设计要求。

6 结语

(1)城市复杂环境(高层建筑邻近、地下水位高、市政管线密集等)对悬索桥锚碇基坑支护提出了严格要求,传统支护技术难以同时满足变形控制和施工可行性需求。本研究提出的基于双排桩与咬合桩组合的优化支护体系,

在控制变形的同时,为后续锚碇施工创造了有利条件。

(2)通过对多种支护方案的系统比选,确定基坑北侧采用双排桩(内排咬合桩)+钢管斜撑结构,其余三侧采用咬合桩+预应力锚索+钢管斜撑的组合支护体系,形成了完整的支护结构设计体系。

(3)本研究提出的支护技术优化方法对类似城市复杂环境下的深基坑工程具有重要参考价值,特别是对于需要严格控制变形、保护周边建筑和设施的工程,双排桩+支护体系具有显著优势。未来研究可进一步结合现场监测数据,完善支护参数与变形控制的理论模型。

参考文献

[1]蔡雪娜.悬索桥重力锚基坑支护方案[J].交通世界,2023(8):109-111.
[2]徐鹏,陈磊,赵志峰.城市深基坑开挖对邻近多层建筑物的影响[J].武汉大学学报(工学版),2023,56(6):694-699.
[3]潘有旺,王楠,张宗盛,等.复杂地层中深大基坑开挖变形特征和优化设计[J].建筑结构,2024,54(13):141-148.
[4]张勇,胥慧.双排悬臂桩在深基坑支护中的应用[J].四川地质学报,2023,43(4):652-656.
[5]刘成军,王一兆,陈俊生,等.基于桩-土接触面的双排桩边坡支护结构受力性能研究[J].土工基础,2023,37(1):68-73.
[6]郭桂松.双排支护桩+预应力钢管斜撑+坑内加固组合基坑支护施工技术研究[J].江西建材,2023(8):269-271.
[7]林宇亮,程勇,刘玮,等.深基坑桩-撑-土组合支护结构的受力特性与优化设计[J].中南大学学报(自然科学版),2024,55(6):2162-2174.

收稿日期:2025-01-17

岩溶地区布袋桩成桩及承载机理模型试验研究

张福友¹, 陆志宇¹, 马凤杰¹, 甘丽鹏²

(1. 广西新发展交通集团有限公司, 广西 南宁 530029; 2. 广西交通工程建设保障中心, 广西 南宁 530012)

摘要: 文章针对交通工程领域岩溶区桩基施工成桩质量差的技术难题, 讨论一种采用钢筋笼外裹弹性土工布袋的异型钻孔灌注桩——岩溶地区布袋桩, 该桩型通过注浆鼓胀形成枝状体结构充填溶洞, 旨在提高桩体质量可靠性。通过可视化模型试验演示布袋桩的成桩过程, 验证其在岩溶环境中的施工可行性。同时, 通过5组对比模型试验量化分析布袋桩与传统桩型的承载性能差异, 结合荷载传递特性阐释其分段受载的力学响应机制。结果表明: 岩溶地区布袋桩的设计具有防止浆液渗漏效果, 枝状体结构能够起到充堵溶洞的作用, 试桩的成桩效果良好; 布袋桩的荷载—沉降关系表现为缓变型, 无明显陡降点, 极限承载力依桩顶沉降最大容许值判定; 与传统桩呈抛物线形的桩身—轴力曲线不同, 荷载沿布袋桩桩身自上而下传递时, 经枝状体段轴力发生陡降; 枝状体承载能力的发挥存在明显的传递效应。

关键词: 交通工程; 布袋桩; 岩溶地区; 成桩试验; 承载特性

中图分类号: U443.15 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.050

文章编号: 1673-4874(2025)05-0170-05

0 引言

在交通工程中, 岩溶地貌发育区广泛分布的土洞、溶洞等隐伏地质缺陷, 常导致桥梁桩基偏移、桩身完整性劣化等工程灾害^[1-2]。这类隐伏地质灾害可能引起的工程质量隐患严重威胁交通基础设施的长期稳定性, 尤其在岩溶强发育区的大跨度桥梁、深水基础等控制性工程中更为突出。为解决此类问题, 有团队基于岩溶地质特性和工程桩基承载需求, 参考支盘桩分级承载的受力特征, 创新性提出了一种适用于复杂岩溶环境的新型灌注桩——布袋桩^[3], 如图1所示。其技术特征为: 预先将柔弹性布袋(包覆件)套至钢筋笼外, 连同钢筋笼共同吊入桩孔, 注浆时, 布袋在混凝土注浆压力下在桩身溶洞处突起形成枝状体结构。既可以通过浆液充填溶洞空腔, 又借助枝状体延伸实现桩侧摩阻力强化, 适用于工程中穿越溶洞群地段的桩基施工。

新型桩基础具有较强的地形针对性, 通常起到加强桩—土联系、提高桩基承载能力的作用, 具有广泛的应用前景。曾森华等^[4]设计室内模型试验, 研究了荷载作用下水泥搅拌桩的单桩承载力特性, 发现持力层刚度通过影响桩身侧摩阻力而影响该桩型的 $Q-s$ 曲线。杨柏等^[5]为研究高嵌岩比条件下溶洞顶板厚度对基桩竖向承载特性的影响, 开展了嵌岩比为0.5时溶洞顶板厚度由1倍桩径逐步增加至5倍桩径情况下基桩模型荷载试验, 结果表明嵌岩桩桩顶 $Q-s$ 曲线呈“陡变型”, 陡变点出现前荷载—位移关系呈线性特征。刘铁雄等^[6]提出了一种岩溶地区模型试验开展方法并进行了模型试验研究, 以相似理论推导原型与模型间的相互转化关系, 并用于指导岩溶桩基、溶洞顶板模型简化后的模型建立, 在保证边界条件的情况下, 开展3组溶洞顶板静载模型试验, 得到模型顶板的 $Q-s$ 曲线。就岩溶地区布袋桩而言, 工程实际先于科学研究, 其承载机制尚未被揭示。

本研究通过设计可视化成桩模型试验, 展示岩溶区

布袋桩的成桩过程; 基于5组对比模型试验, 对比布袋桩与传统桩型的竖向承载力差异, 结合加载过程中桩身轴力的动态变化规律, 揭示布袋桩分段受载的桩身承载特性。见图1。

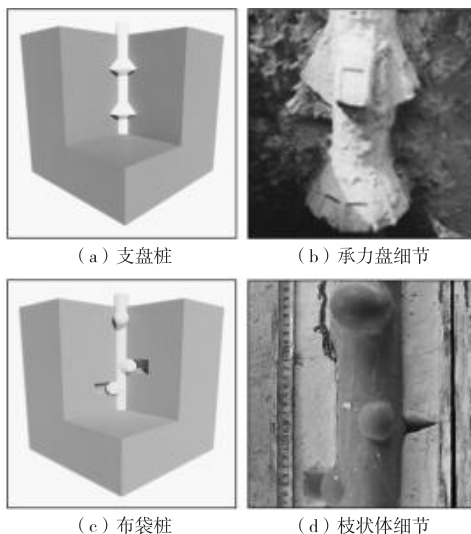


图1 支盘桩与布袋桩示意图

1 岩溶地区布袋桩成桩研究

1.1 模型制备

布袋桩成桩可视化模型试验设计为: 在模型地基中浇筑半桩, 可视化面以有机玻璃密封, 便于观察布袋桩(半桩)浇筑过程。模型箱内部尺寸为300 mm(长)×200 mm(宽)×650 mm(高), 由20 mm厚的木板制成, 模型箱木板与木板的接缝处分2次涂抹环氧树脂, 防止浇筑模型地基时浆液渗漏。为预留溶洞位置特制的模具由钢管制成, 其外尺寸与模型箱内部尺寸一致(刚好能放入模型箱内), 该模具设2道横杆以预留溶洞位置。见图2。

第一作者简介: 张福友(1994—), 硕士, 工程师, 主要从事公路工程管理工作。

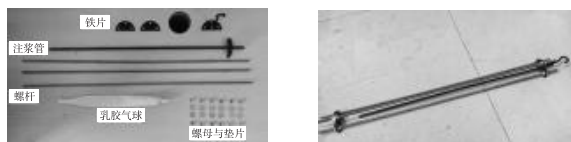
本次成桩试验不考虑材料的力学性能,参考 C20 混凝土比例配置地基浇筑材料,将称重配置好材料依次倒入塑料桶中,手持电锤将材料搅拌均匀,如图 2(b)所示。在模型箱内钉入小钢钉,让地基模具借钢钉架于模型箱内,如图 2(c)所示。此时可向模型箱中倒入搅拌好的混凝土浆液,直至浆液高度到达箱口,用刮刀抹匀、刮平后覆上塑料薄膜,如图 2(d)所示。



(a)地基模具 (b)搅拌浆液 (c)模具安装 (d)地基浇筑

图2 成桩试验地基制备示意图

成桩试验所使用的模型钢筋笼拼装前后分别如图 3(a)、图 3(b)所示,该模型钢筋笼由 4 块半圆形铁片(模拟夹持件)、1 根注浆管(模拟 PPR 注浆花管)、3 根螺纹杆(模拟纵向钢筋)及 6 对螺母(含垫片)组成。乳胶气球模拟包裹桩体的弹性布袋,该乳胶膜材料的泊松比 ν 为 0.45,弹性模量 E 为 3.6 MPa,薄膜厚度 h 为 0.3 mm。



(a)钢筋笼(零件) (b)钢筋笼(拼装后)

图3 钢筋笼拼装前后示意图

模拟地基在塑料布内养护成型后,将模型箱端部一块 300 mm(长)×200 mm(宽)的木板拆卸,正面用 300 mm(长)×650 mm(高)的有机玻璃板密封,密封前应在有机玻璃板内侧涂抹硅油,减小试验时有有机玻璃板与乳胶膜摩擦对试验结果产生的影响。试验装置如图 4 所示,吊缆自支架横杆向下连接拉力计和拼装完毕的钢筋笼,拉力计线缆外接数显仪方便读取拉力值;钢筋笼的注浆管通过软管接出并连接至注水泵,设置压力表实时测量注浆压力。

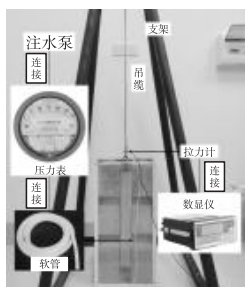


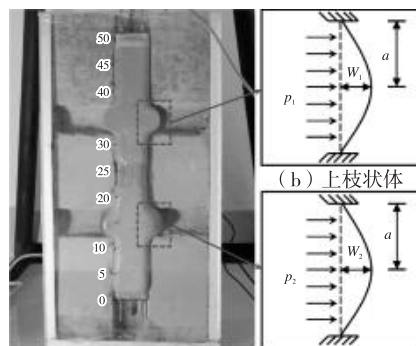
图4 布袋桩成桩可视化模型试验装置图

1.2 试验注浆方案

预先向水泵内加入染色水($V_{\text{墨水}} : V_{\text{水}} = 1 : 50$)便于更清晰地观测注浆液面高度,试验时借助注水泵向注浆管中缓慢泵送染色水,实时记录拉力计、压力表读数,同时用数码相机连续捕捉注浆影像。受注水仪器最大量程限制,为保护试验仪器,当泵送压力达到 8 kPa 时即可停止试验。

1.3 试验结果

成桩效果如图 5 所示,图中布袋桩模型桩身完整,桩径尺寸均匀,包覆件完好未见破损,无浆液渗漏。在模拟溶洞处,乳胶膜鼓起形成枝状体结构,验证了岩溶地区布袋桩的设计具有防止浆液渗漏效果,枝状体结构能够起到充堵溶洞的作用,成桩效果良好,具备实际应用前景。



(a)成桩效果 (b)上枝状体 (c)下枝状体

图5 成桩效果示意图

2 静载模型试验

2.1 模型简化

考虑模型为按比例收缩而成的试验代表物,无法全盘模拟原型所有参数,结合研究内容,确定本次试验需严格控制模型几何相似、物理相似和材料相似。将模型试验作如下简化:(1)假设溶洞大小与桩径相近,成桩前溶洞内无填充,成桩后溶洞被枝状体结构充堵;(2)模拟灰岩由同一配合比的水泥砂浆浇筑而成,整块地基物理力学性质相同;(3)枝状体结构前端近半球形结构不起承载作用,故此处之后提到“枝状体长度”概念均指枝状体圆柱段(参与承载)长度。

结合试验设备与场地条件确定本次试验所需材料,进而得出几何相似比 C_l 为 16,密度相似比 C_ρ 为 1.2,代入相似比公式算得:应力相似比 $C_\sigma = 19.2$,弹性模量相似比 $C_E = 19.2$,黏聚力相似比 $C_c = 19.2$,内摩擦角相似比 $C_\varphi = 1$ 。

2.2 试验准备

2.2.1 模拟地基、试桩材料配比及参数

以常见灰岩地基及常用桩基参数为模板,分别用上述相似比对试验原型地基的各项物理力学指标进行折算以确定概化值。地基概化值:容重 γ 为 20~21.7 kN·m⁻³,抗压强度 f_{cc} 为 1.7~2.3 MPa,弹性模量 E 为 0.21 ×

$10^4 \sim 0.36 \times 10^4$ MPa,黏聚力 c 为 $0.3 \sim 0.32$ MPa,内摩擦角 φ 为 $39.9^\circ \sim 41.6^\circ$ 。桩基概化值:容重 γ 为 $20.83 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$,抗压强度 f_{cc} 为 1.4 MPa,弹性模量 E 为 0.17×10^4 MPa。

试验地基浇筑材料配合比为 $m_{\text{中砂}} : m_{\text{水泥}} : m_{\text{石膏}} : m_{\text{水}} = 6 : 0.7 : 0.3 : 0.8$ 。通过土工试验测得地基浇筑材料容重 $\gamma = 20.4 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$,抗压强度 $f_{cc} = 2.10$ MPa,弹性模量 $E = 0.24 \times 10^4$ MPa,黏聚力 $c = 350$ kPa即 3.5 MPa,内摩擦角 $\varphi = 40.3^\circ$ 。


试桩材料未有配置先例,本研究通过试验概化值,发现试桩、地基材料概化参数相近,以地基材料配合比为基础,调整石灰比多次试验后将本试验试桩浇筑材料配合比确定为 $m_{\text{中砂}} : m_{\text{水泥}} : m_{\text{石膏}} : m_{\text{水}} = 6 : 0.7 : 0.3 : 1.2$ 。测得试桩浇筑材料容重 $\gamma = 20.67 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$,抗压强度 $f_{cc} = 1.30$ MPa,弹性模量 $E = 0.19 \times 10^4$ MPa。

2.2.2 试验模型制备

试验所用的模型箱长、宽、高分别为 900 mm 、 900 mm 、 1200 mm ,由厚 20 mm 的木板制成,模型箱水平向的长、宽尺寸约为 20 倍桩径 D ;纵向桩底距地基地部 50 mm ,大于 10 倍桩径 D 。地基浇筑前,在箱体内壁涂刷凡士林,并覆盖一层塑料薄膜以满足静载试验的边界条件^[7-8]。

试桩均借助模具进行浇筑,桩型如表 1 所示,传统圆柱形试桩 TCP(Test Common Pile)不设置枝状体结构,不覆盖胶膜(包覆件);试桩 TBPa(Test Bag-sealed Pile a)、TBPb 为对称布袋桩,桩身 230 mm 与 430 mm (对应埋深 200 mm 、 400 mm)处对称设置两对枝状体,两根试桩的枝状体长度分别为 15.1 mm ($1/3 D$)、 22.6 mm ($1/2 D$);试桩 TBPC、TBPd 为枝状体缺失的非对称布袋桩,TBPC 左上侧枝状体缺失,TBPd 左侧枝状体缺失,两根试桩的枝状体长度均为 15.1 mm ($1/3 D$)。

表 1 试桩桩型参数表

桩号	桩型	枝状体长度/mm	枝状体数量/个	深度 y (距地面)/mm
TCP		—	—	—
TBPa	桩 	15.1($1/3 D$)	4	-200、-400
TBPb	底 	22.6($1/2 D$)	4	-200、-400
TBPC	侧 	15.1($1/3 D$)	3	-200(单)、-400
TBPd		15.1($1/3 D$)	3	-200(单)、-400(单)

试验借助千斤顶与反力架加载并布置监测系统,如图 6 所示。测量系统由 4 部分组成:(1)百分表(量程: $0 \sim 50 \text{ mm}$,分辨率: 0.1 mm),通过测量加载板下降高度得到模型桩桩顶沉降值;(2)测力计(量程: $-1000 \sim 1000 \text{ kg}$,精度: 1 kg)与数显仪;(3)应变片(测量精度: $1 \times 10^{-4} \text{ kPa}$)与应变分析仪;(4)土压力盒(量程: $0 \sim 6.0 \text{ MPa}$,精度: $\leq 1\% \text{ F.S.}$)与数据采集仪,用于测量桩端阻力。

2.2.3 试验加载方案

参照《建筑基桩检测技术规范》(JGJ 106—2014),以

0.3 kN/级 进行加载,首级荷载 0.6 kN 。每级荷载施加后的 $1/12 \text{ h}$ 、 $1/4 \text{ h}$ 、 $1/2 \text{ h}$ 、 $3/4 \text{ h}$ 、 1 h ,每 $1/2 \text{ h}$ 记录一次桩顶沉降。当沉降连续两次 $\leq 0.01 \text{ mm}/0.5 \text{ h}$ 时,即可加下一级荷载。满足以下任一条件则停止试验:(1)某级荷载作用下,桩顶沉降量大于上一级荷载作用下沉降量的 2 倍;(2)加载达设备最大加载值或者试验仪器量程范围;(3)桩体或地基发生破坏,无法继续加载。

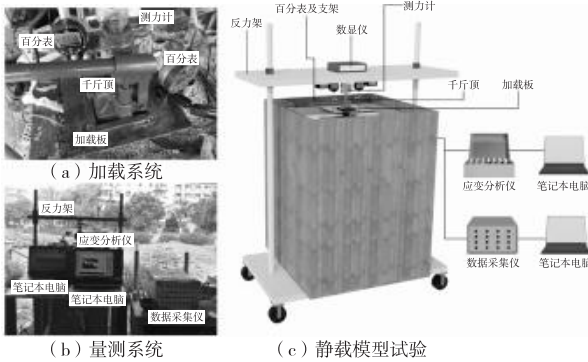


图 6 模型试验装置示意图

2.3 试验结果及数据分析

2.3.1 布袋桩荷载传递规律分析

根据试验结果绘制 5 根试桩的 $Q-s$ 曲线,如图 7 所示。试桩的极限承载力根据《建筑基桩检测技术规范》(JGJ 106—2014)确定,普通试桩 TCP 的 $Q-s$ 曲线有明显的陡降段($4.2 \sim 4.5 \text{ kN}$),根据曲线陡降位置判断,TCP 的极限承载力为 4.2 kN ;而根据桩顶允许最大沉降值判定,桩顶沉降 s 达到桩顶位移最大值 2.5 mm (规范值 $40 \text{ mm}/$ 几何相似比 C_I)时所对应的荷载为 3.9 kN ,综合取保守值,TCP 的极限承载力为 3.9 kN 。布袋桩型试桩 TBPa、TBPb、TBPC、TBPd 的 $Q-s$ 曲线有明显缓变型特征,根据沉降判断标准,当 $s = 2.5 \text{ mm}$ 时,此 4 桩的单桩极限承载力分别为 4.5 kN 、 5.4 kN 、 4.5 kN 、 4.2 kN 。此外,布袋桩型试桩 TBPC、TBPd 的 $Q-s$ 曲线与 TCP 对比表明,即使枝状体存在非对称分布这一不利情况,但只要枝状体结构存在,对桩基的承载力就有提升作用。

可见,采用布袋桩桩型可使桩基承载能力得到提高,从材料损耗角度看,布袋桩桩身体积仅比等直径普通桩大不到 10% ,因此布袋桩桩型的应用具有显著的经济效益。

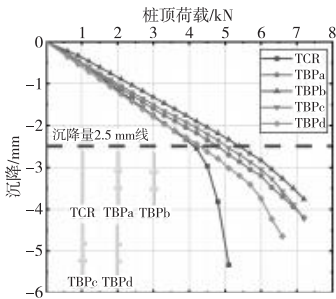


图 7 试桩 $Q-s$ 曲线图

2.3.2 布袋桩荷载传递规律分析

读取试桩 TCP、TBPa 桩身应变值 ϵ_i 计算得到桩身轴力值,并分别绘制成各级荷载作用下的轴力-深度关系曲线,如图 8 所示。对比图 8(a)与图 8(b)发现,TBPa 直杆段(无枝状体桩段)轴力变化趋势与 TCP 基本一致;而在含枝状体段,TBPa 的轴力陡降,且随着荷载级数增加,这种陡降的幅度也逐渐增大。因枝状体参与共同承载,传至桩底的轴向力大幅减小,这是布袋桩沉降量远小于普通桩的原因。

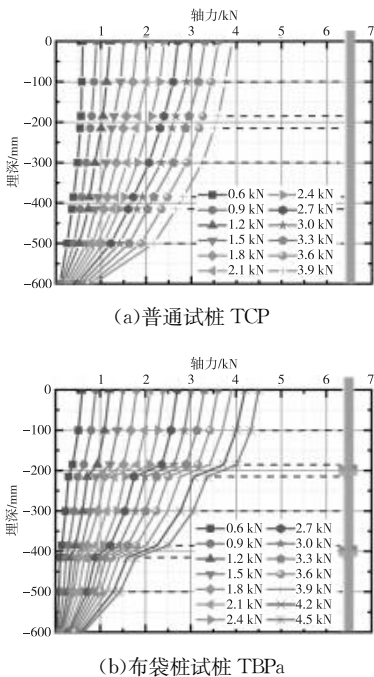


图 8 试桩轴力-埋深关系曲线图

2.3.3 桩身各部位受力分析

为方便描述,将 TBPa 桩身分段命名,如表 4 所示(按桩顶至桩底排),其中桩身深度 y 为针对地表而言。

表 4 TBPa 桩身分段表

桩身深度 y /mm	是否含有枝状体	桩段命名
0~185	否	上摩擦段
185~215	是	上枝状体段
215~385	否	中摩擦段
385~415	是	下枝状体段
415~600	否	下摩擦段

图 9(a)展示了枝状体阻力(上、下枝状体阻力和)、桩侧摩阻力(上、中、下三段摩擦段阻力和)与桩端阻力的承力值及其走势。桩侧摩阻力在整个加载过程中分担最多的荷载,增长趋势极其稳定,为近线性增长;枝状体阻力值始终处于三者的中间地位,在加载前中期,枝状体阻力值增长趋势为近线性增长,增速慢于桩侧摩阻力,以桩顶荷载达到 3.0 kN 为界,增长趋势逐渐放缓,在加载末期,枝状体阻力值有逐渐平稳的趋势;桩端阻力值为三者中最小,虽呈近线性增长趋势,但增速缓慢。

图 9(b)揭示了上、下枝状体段与桩端阻力的变化规律。在加载初期,上枝状体段率先发挥支承作用,其承力值以极快的速率线性增长,下枝状体段与桩端阻力的承力值交替上升,增长速率缓于上枝状体段;以桩顶荷载达到 2.7 kN 为界,上枝状体段阻力发挥已临近极限,增速明显放缓,走势趋于稳定,下枝状体段接替上枝状体段开始承担更多荷载,桩端阻力值也稳步增长,二者在数值上较为接近;在加载末期,下枝状体段承力值大于上枝状体段,且增长势头未见衰减。

图 9(c)揭示了 3 段摩擦段阻力值的变化规律。加载初期,上摩擦段率先发挥作用,中、下摩擦段侧摩阻力值均小于上摩擦段;随着桩顶荷载增大,相较于增速增长的上摩擦段阻力值,中、下摩擦段阻力增长速率快,当桩顶荷载达到 1.5 kN 时,中、下摩擦段承力值已高于上摩擦段,且增长势头未见衰减;至加载末期,三者承力值排序与加载初期完全相反,从大到小依次为下摩擦段、中摩擦段、上摩擦段。

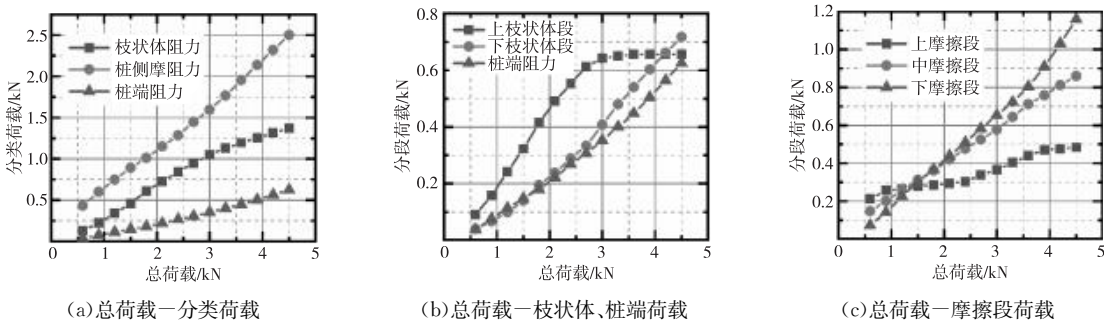


图 9 TBPa 总荷载-分段荷载曲线图

综上,试桩 TBPa 受荷时,桩侧摩阻力承担大量荷载,尤其在加载后期,桩侧摩阻力的增幅明显大于枝状体阻力,下枝状体仍有承载余力,说明 TBPa 桩型未能充分发挥枝状体结构的承载优势。此外,上、下枝状体与桩端

承载行为存在传递效应,沿桩身纵深方向依次承载,该现象在其他变截面桩承载特性中也有体现^[9-11]。

图 10(a)展现了枝状体、桩侧与桩端承力值与总荷载值的比例关系。桩侧摩阻力自加载初期便发挥主要作

用,施加第一级荷载时,桩侧摩阻力承担近 72% 的总荷载,后逐步下降,最终稳定在 55% 左右;从加载开始至加载中期,枝状体阻力占比从 20.85% 提升至 35.21%,这说明枝状体的承载作用受桩顶荷载影响,随荷载增加逐步发挥。此外,枝状体阻力与桩侧摩阻力分担比之和高达 86.11%,体现了布袋桩优越的摩擦性能。

结合图 10(b),进一步验证了桩段受荷的传递效应。上枝状体在大部分时间里的承担比远高于其余二者,在加载前、中段,上枝状体阻力占比从 15.14% 提升至 22.96%,之后逐步下降,至桩顶荷载达到极限承载力

4.8 kN 时,稳定在 15% 左右;加载初期,下枝状体、桩端阻力占比在 6% 左右,整个加载过程中二者稳步提升,增长趋势无明显改变,这说明上部枝状体的设计对承载能力的影响较大,在布袋桩桩型设计时应重点考虑上部枝状体的承载性能。

结合图 10(c),施加第一级荷载时,上、中、下摩擦段分担比呈逐个递减排列,依次为 35.17%,24.61% 和 12.22%。上、中摩擦段承载力占比随荷载增加有下降趋势。随荷载逐级增加,摩擦段由上而下依次发挥承载性能。

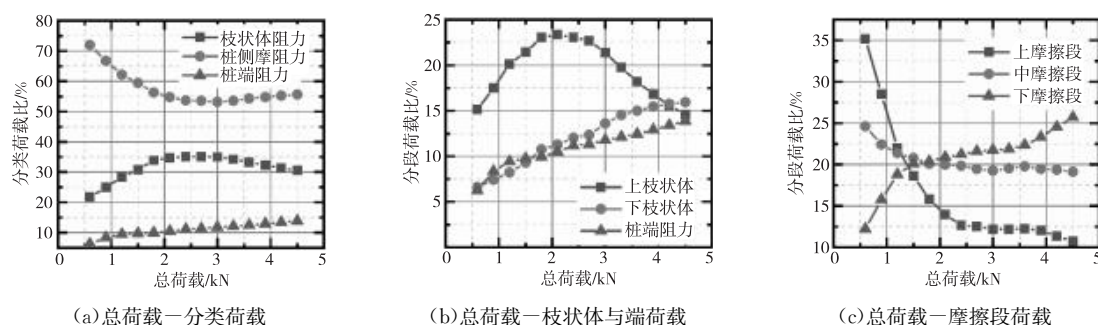


图 10 TBP 总荷载一分段荷载分担比曲线图

3 结语

(1) 布袋桩模型桩身完整,桩径尺寸均匀,包覆件完好未破损,无浆液渗漏。在溶洞处,乳胶膜鼓起形成枝状体结构,验证了岩溶地区布袋桩的设计具有防止浆液渗漏效果,枝状体结构能够起到充堵溶洞的作用,试桩的成桩效果良好,布袋桩具有应用前景。

(2) 布袋桩的荷载-沉降关系表现为缓变型,无明显陡降点,极限承载力依桩顶沉降最大容许值判定。通过不同枝状体分布情况下布袋桩与传统圆柱形桩承载极限承载力的对比,验证了岩溶地区布袋桩的承载能力有 7.69%~23.08% 的提升。

(3) 与传统桩近抛物线形的桩身-轴力曲线不同,荷载沿布袋桩桩身自上而下传递时,经枝状体段轴力发生陡降。可以推断,布袋桩所特有的枝状体结构改变了布袋桩的承载特性。

(4) 枝状体承载能力的发挥存在明显的传递效应。加载初期由上侧枝状体率先发挥承载作用,随桩顶荷载增加,上部枝状体承载能力逐渐发挥至极限,此时由更下方枝状体接替发挥承载作用,达到一种补偿平衡。

参考文献

[1] 李天雨,范秋雁,韩伟,等.覆盖岩溶临空面对水平承载桩嵌固端承载力的影响试验研究[J].工程力学,2020,37(10):192-199.

- [2] 龚哲.岩溶区复合梁板式桩板结构在铁路路基中的应用与研究[D].广州:华南理工大学,2018.
- [3] 梅国雄,赵艳林,姚锐丹,等.一种适用于具有连通性通道的岩溶地区的灌注桩:CN201520986959.7[P].2016-05-04.
- [4] 曾森华,郝文拯.水泥搅拌桩承载力特性的模型试验研究[J].重庆建筑,2025,24(3):92-94.
- [5] 杨柏,覃超,张银海,等.下伏溶洞的高嵌岩比基桩承载特性模型试验[J/OL].岩土力学,2025(6):1-13[2025-04-11].https://doi.org/10.16285/j.rsm.2024.1050.
- [6] 刘铁雄,彭振斌,安伟刚,等.岩溶地区桩基特性物理模拟[J].中南工业大学学报(自然科学版),2002(4):339-343.
- [7] 马永峰,冉万云,周丁恒,等.岩溶地区大型炼厂地基钻孔灌注桩处理的现场试验[J].土工基础,2015,29(5):70-75.
- [8] 陶景晖,金如元,陆飞,等.岩溶地区高层建筑刚性桩复合地基现场试验研究[J].建筑结构学报,2017,38(6):163-174.
- [9] Ma Hong-wei, Wu Yi-ying, Tong Yu, et al. Research on Bearing Theory of Squeezed Branch Pile[J]. Advances in Civil Engineering, 2020(26):6637261.
- [10] Minxia Zhang, Ping Xu, Wenjie Cui, et al. Bearing behavior and failure mechanism of squeezed branch piles[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2018(5):935-946.
- [11] Song Tao Tang, Li Hong Chen. Field Test of DX Pile Group[J]. Advanced Materials Research, 2011(5):2451-2455.

收稿日期:2025-01-22

大体积混凝土内部拉应力与环境温度场间的关系研究

周海峰, 马瞻, 闫勇
(中铁四局集团第五工程有限公司, 江西 九江 332005)

摘 要: 桥塔大体积混凝土结构常裸露于自然环境中, 极易受到环境温度场变化的影响。这些温度变化会在混凝土中产生显著的拉应力, 增加了开裂的风险, 严重威胁到结构的安全性与使用寿命。为此, 文章采用数值模拟分析方法, 从外部温度场变化的角度探讨了大体积混凝土在不同温度变化工况下的拉应力响应, 对其开裂的可能性进行分析评估, 旨在深入了解温度变化对混凝土结构的影响, 为实际工程中的改进温控策略提供科学依据, 进而确保工程质量, 延长结构寿命。

关键词: 桥塔大体积混凝土; 数值分析; 温度场; 拉应力

中图分类号: U455.57 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.051
文章编号: 1673-4874(2025)05-0175-04

0 引言

桥塔大体积混凝土结构常常裸露于自然环境中, 极易受到环境温度场变化的影响。环境温度变化会在混凝土内部产生显著的拉应力, 易造成混凝土开裂, 损害结构的完整性, 严重威胁到结构的安全性与可靠性^[1]。朱伯芳^[2]特别指出, 要有效预防实际工程中混凝土的裂缝问题, 关键在于深入掌握温度变化引起的应力产生和演变的规律。因此, 探究大体积混凝土内部产生的拉应力与环境温度场变化间的关系, 提出合理的温控策略, 进而提高结构的耐久性十分重要。王文旭等^[3]通过试验和数值分析探讨了环境温度对大体积混凝土温度变化的影响, 分析了不同环境温度条件下混凝土温度变化的特性。陈龙^[4]以南沙港铁路西江特大桥承台施工为背景, 对自然冷却时温度场的变化规律进行了数值分析。李永乐等^[5]以某大跨悬索桥为工程背景, 分析了极端天气下该桥混凝土桥塔的温度场以及温度应力分布特征, 并提出了相应的抗裂优化措施。然而, 现有研究主要集中在单一温度变化对混凝土性能的影响, 而未考虑昼夜温差而导致的外界温度升降温循环问题, 未深入探讨温度循环对内部应力的累积效应以及外部温度场变化引起大体积混凝土内拉应力数值变化的规律。因此, 本研究采用数值分析方法, 通过模拟对比分析两种温度循环变化工况下, 大体积混凝土内部拉应力的数值变化情况, 探讨了大体积混凝土产生的拉应力与温度变化间的关系, 为实际工程中制定有效的温度控制措施提供了科学依据, 进而提高结构的耐久性, 保障桥梁安全。

1 有限元模拟与温度工况设置

采用 ANSYS 有限元软件建立瞬态热分析模型, 具体如图 1 所示, 模型包括桥塔及下方塔墩。模型单元数量共计 9 588 个, 节点数量为 48 160 个。材料根据施工图纸选取 C50 等级混凝土, 其物理和力学性能参数见表 1。



图 1 桥塔大体积混凝土瞬态热分析模型图

表 1 材料参数表

性能参数	密度/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	热传导 系数/ $\text{W}/(\text{m} \cdot \text{K})$	比热/ $\text{J}/(\text{kg} \cdot \text{K})$	弹性 模量/ MPa	热膨胀 系数	泊松比
C50 混凝土	2 500	3.14	950	34 500	1.0×10^{-5}	0.20

在考虑昼夜温差变化对大体积混凝土结构影响的基础上, 本文的工况设置采用了周期性的升温 and 降温循环模式, 详见图 2。模拟研究的对象是位于广西地区的某斜拉桥桥塔。该地区气候特征为全年最高气温接近 $40\text{ }^{\circ}\text{C}$, 日间平均温度约为 $30\text{ }^{\circ}\text{C}$, 而夜间平均温度则降至 $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ 。为了深入研究昼夜温度交替变化对大体积混凝土内部拉应力的影响规律, 模拟时间设定为 48 h, 涵盖两次完整的昼夜温度循环, 以此作为有限元分析的终止点。综上, 本研究特别设计了两种工况, 以模拟实际环境中的平均温度交替变化和极端温度交替变化情况, 旨在评估桥塔施工过程中大体积混凝土因温度变化而产生开裂的风险, 并深入探讨温度循环作用对大体积混凝土内部

第一作者简介: 周海峰(1987—), 高级工程师, 主要从事道路桥梁施工管理及技术研究工作。

拉应力数值变化的影响规律,为大体混凝土结构的温度控制和抗裂设计提供科学依据。

工况一:初始模型及环境温度均设定为20℃,从初始温度开始12 h匀速升温10℃,即至12 h时环境温度上升至30℃,此后12 h再匀速降温10℃,即至24 h环境温度恢复到20℃,以24 h为一个循环,到48 h终止有限元计算。

工况二:初始模型及环境温度均设定为20℃,从初始温度开始12 h匀速升温20℃,即至12 h时环境温度上升至40℃,此后12 h再匀速降温20℃,即至24 h环境温度恢复到20℃,以24 h为一个循环,到48 h终止有限元计算。

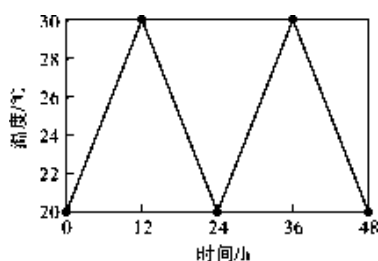


图2 升降温循环模式工况示意图(以工况一为例)

温度控制部分,桥塔表面及塔墩顶面为温度控制面,塔墩其余面进行完全隔热设置,具体边界条件及荷载施加情况见图3。其中,斜线阴影部分为温度隔热面,其余部分为温度控制面(仅外表面)。



图3 温度控制面及隔热面选取示意图

2 数值模拟分析

2.1 工况一结果分析

(1)在施加外界温度荷载12 h后,桥塔混凝土内部应力分布见图4。由图4可知,最大拉应力出现在桥塔的横梁区域,最大拉应力为1.222 8 MPa,远低于C50混凝土的抗拉强度 $f_{tk}=2.64$ MPa。这一结果表明,在仅由外界温度从20℃升至30℃引起的均匀升温情况下,桥塔结构既不会形成内部裂缝,也不会存在开裂风险,桥塔结构的安全性得到了保证。

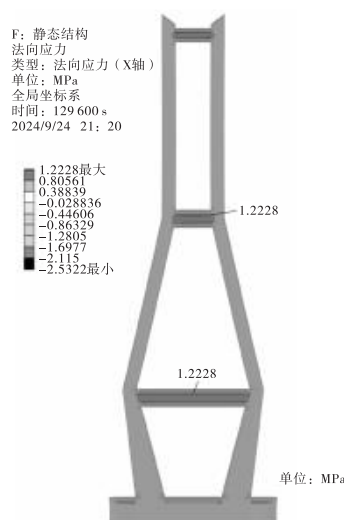


图4 施加外界温度荷载12 h后应力云图

(2)图5展示了在24 h外界温度荷载影响下,特别是在后12 h外界温度从30℃降至20℃的过程中,桥塔混凝土内部应力云图。由图5可知,桥塔内部的最大拉应力出现在塔顶位置仅为0.351 09 MPa。进一步分析揭示了一个重要现象,对于同等幅度的温度变化,混凝土因升温而产生的内部拉应力是降温时产生拉应力的3倍以上。这强调了在温度控制策略中,应对升温过程投入更多的关注,以确保桥塔的结构完整性和长期稳定性。

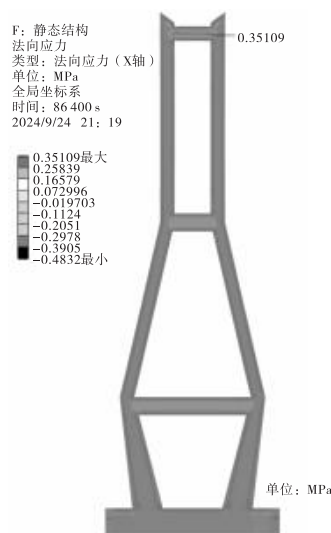


图5 施加外界温度荷载24 h后应力云图

(3)在经过36 h的外界温度荷载作用后,桥塔混凝土内部的应力分布如图6所示。图6清晰地展示了桥塔混凝土在经历首轮温度循环后,再一次从20℃均匀升温至30℃(在24~36 h期间)的内部应力分布。由图6可知,此次循环中的最高拉应力出现在横梁位置达到了1.318 9 MPa,这一数值超出了初始升温阶段的应力值,揭示了温度循环对混凝土内部应力具有明显的累积效应。

尽管出现了应力累积效应,但累计所得最大拉应力值仍远低于 C50 混凝土的抗拉强度 f_{tk} ,因此可以得出结论,即使在外界温度经历了一轮升降温循环后,桥塔在再次升温至 30 ℃ 的情况下,其结构也不会出现裂缝。这说明本工程桥塔混凝土在设计抗拉强度范围内具有足够的韧性和稳定性,能够承受温度变化带来的应力,从而保证结构的安全性和耐久性。

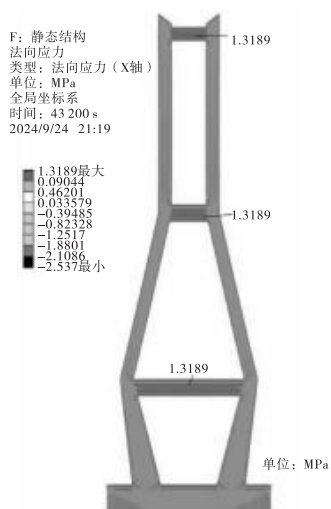


图6 施加外界温度荷载 36 h后应力云图

(4)48 h外界温度荷载作用后桥塔混凝土的应力分布见图7。由图7可知,在经历了先升后降再升的温度循环过程后,桥塔在36~48 h内再次经历从30 ℃ 降至20 ℃ 的降温阶段。这一阶段,桥塔混凝土的最大拉应力出现在塔顶位置,达到0.458 7 MPa,超过了之前相同降温阶段的应力峰值。进一步证实了温度循环可能导致混凝土应力的累积增加,且升温对混凝土的影响相较于降温更为显著。尽管如此,桥塔混凝土的应力水平仍然低于其安全阈值,显示出结构具备良好的温度适应性和

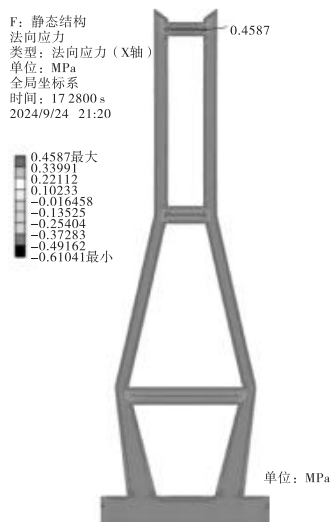


图7 施加外界温度荷载 48 h后应力云图

稳定性。

2.2 工况二结果分析

(1)在工况二温度荷载作用下,12 h后桥塔的应力分布如图8所示。由图8可知,当环境温度从20 ℃ 升至40 ℃ 时,上横梁区域的混凝土具有最大的拉应力,达到1.543 4 MPa。与工况一对比分析表明,随着环境温度变化幅度的增大,混凝土内部因温变产生的拉应力也相应增加,证实了外界温度变化幅度与混凝土温度拉应力之间存在正相关关系。尽管在该工况下桥塔最大拉应力增大,但鉴于该应力水平远低于 C50 混凝土的2.64 MPa的抗拉强度 f_{tk} ,可以确信在仅考虑外界温度荷载的情况下,桥塔不会出现裂缝。

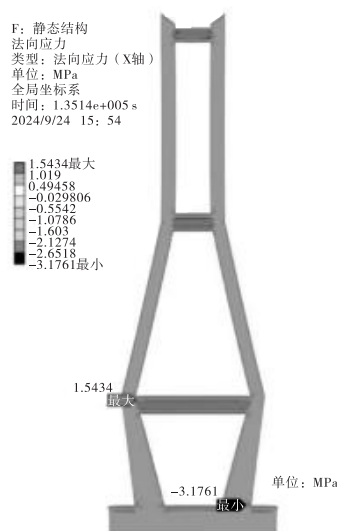


图8 施加外界温度荷载 12 h后应力云图

(2)图9展示了工况二作用24 h后桥塔的应力分布云图。由图9可知,在12~24 h期间,环境温度从40 ℃ 降至20 ℃ 时,桥塔混凝土的最大拉应力为0.502 56 MPa。

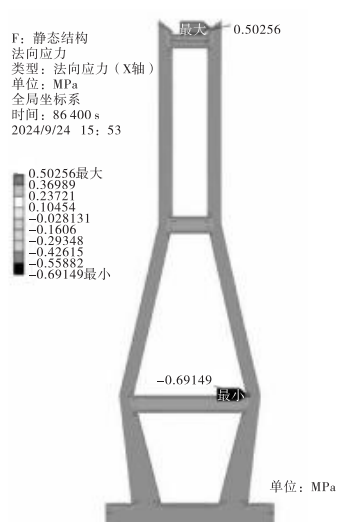


图9 施加外界温度荷载 24 h后应力云图

这一数据再次验证了升温对混凝土拉应力的影响大于降温的影响,且当温差增大时,升温引起的拉应力同样是降温时的3倍以上。此外,从40℃均匀降温至20℃产生的拉应力高于从30℃降温至20℃的情况,这进一步证实了降温幅值越大,大体积混凝土内部拉应力越大的结论。

(3)经过36 h温度荷载作用后桥塔应力分布见图10。由图10可知,在经历了一次完整的温度循环后,当桥塔混凝土再次从20℃均匀升温至40℃时(在24~36 h期间),其承受的最大拉应力达到了1.621 MPa,这一数值同样超过了最初从20℃均匀升温至30℃过程中产生的拉应力。考虑到C50混凝土的抗拉强度 f_{tk} 为2.64 MPa,可以推断,在仅由外界温度引起的升降温循环后,桥塔混凝土在再次从20℃均匀升温至40℃的情况下,其内外表面均不存在开裂风险。

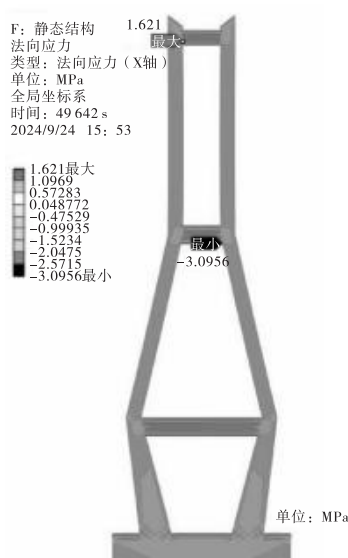


图10 施加外界温度荷载36 h后应力云图

(4)图11展示了桥塔在工况二温度荷载作用48 h后的应力分布云图。由图11可知,在经历了温度升降升循环之后,桥塔混凝土再次从40℃降至20℃(在36~48 h内)的过程中,其最大拉应力达到了0.656 25 MPa,这一数值高于最初从40℃降至20℃时产生的拉应力。再次证实了温度循环对增加混凝土应力的累积效益,并且表明升温对混凝土的影响显著超过了降温状态。

4 结语

本研究依托广西某斜拉桥桥塔施工工程项目展开研究,采用数值模拟分析方法,模拟实际环境中可能遇到的极端温度变化,从外部温度场变化角度探讨了大体积混凝土产生的拉应力与温度变化间的关系,评估大体积混凝土开裂的可能性,为大体积混凝土结构的温度控制提供科学依据,保障结构安全。具体结论如下:

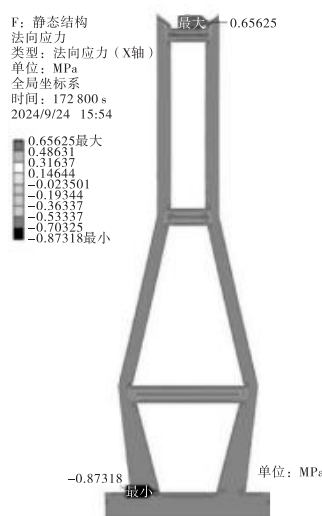


图11 施加外界温度荷载48 h后应力云图

(1)当桥塔混凝土经历同等幅度的温度变化时,混凝土因升温而产生的内部拉应力是降温时产生拉应力的3倍以上。这强调了在温度控制策略中,应对升温过程投入更多的关注,以确保桥塔的结构完整性和长期稳定性。

(2)当混凝土经历均匀的温度升降时,随着环境温度变化幅度的增加,混凝土内部因温度变化而产生的拉应力也相应增加,进一步证实了外界温度变化幅度与混凝土温度拉应力之间存在正相关关系。

(3)温度循环对混凝土内部应力具有明显的累积效应。因此,在制定温度控制策略时,为了维护桥塔的结构完整性并确保其长期的稳定性,应特别关注温度循环对混凝土内部应力的累积效应,并采取相应的控制措施来减轻这些效应。

温度变化对大体积混凝土内部应力有显著影响,上述结论对于实际工程中的温度控制和结构设计具有重要意义,建议在设计和施工过程中充分考虑温度昼夜升降温循环以及温度变化的影响,以确保结构的长期稳定性和安全性。

参考文献

- [1]朱伯芳.大体积混凝土温度应力与温度控制(第二版)[M].北京:中国水利水电出版社,2012:1-8.
- [2]朱伯芳.混凝土坝的温度计算[J].中国水利,1956(11):8-20.
- [3]王文旭,张英硕,陈辉,等.环境因素对大体积混凝土温度变化影响规律试验与数值分析研究[J].工业建筑,2024,54(7):223-231.
- [4]陈龙.大体积承台混凝土施工温度场及温控技术研究[J].中外公路,2021,41(3):83-88.
- [5]李永乐,黄旭,朱金,等.极端天气下桥塔温致效应及抗裂性能优化[J].西南交通大学学报,2023,58(5):975-984,1036.

收稿日期:2025-03-01

广西某高速公路隧道初衬支护时机优化设计分析

姚宇洪¹, 张红星², 冷先伦^{3,4}

(1. 广西交通投资集团有限公司, 广西 南宁 530028; 2. 河南省路桥建设集团有限公司, 河南 商丘 476000; 3. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071; 4. 中国科学院大学, 北京 100049)

摘要: 文章以广西某高速公路隧道为研究对象, 分别采用数值模拟和收敛-约束方法, 分析了隧道开挖过程中不同应力释放系数对围岩变形和支护结构性能的影响, 提出了对象工程的最优支护时间和与之对应的变形控制值。结果表明: 基于现场监测数据确定现场施工的支护时间, 当围岩应力释放率为45%时, 支护时间过早, 初衬混凝土可能会出现压-弯破坏; 基于收敛-约束法提出了对象工程的最优支护时间, 即围岩应力释放率为55%~75%、初衬结构与掌子面的最大距离为2~4 m, 此时能充分发挥初衬支护结构性能; 在最优支护时间范围内, 隧道围岩初衬顶拱沉降控制值为7.0 mm、收敛变形控制值为6.2 mm。

关键词: 公路隧道; 初衬结构; 支护时机; 变形控制值; 数值模拟

中图分类号: U455.91 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.052

文章编号: 1673-4874(2025)05-0179-04

0 引言

我国西部地区的高速公路多修建于地质结构复杂的山岭区域, 而复杂地质环境必然严重威胁穿越于山岭的长隧道施工安全。隧道施工后的初期支护是保障安全、避免灾害的重要结构, 因而合理确定初衬支护时机、评价其支护性能是保障施工期安全的关键。

针对支护结构性能, C. Carranza-Torres^[1]基于等效原理将复合衬砌分解为钢拱架和混凝土, 并采用强度包络线对两者的安全性能进行评价。基于此, N. Vlachopoulos 在完善收敛-约束法的基础上, 以衬砌强度性能为指标, 提出了基于纵向位移剖面(longitudinal displacement profiles, LDP)的隧道开挖与支护结构交互设计方法, 进而形成了以控制隧道开挖后围岩应力释放率为基础的初衬支护时机确定方法^[2]。因该方法能综合考虑围岩自身承载能力和初衬结构的支护性能, 故在确定隧道支护时间的研究中得到较为广泛的应用。如周小生^[3]、王瑞雄等^[4]将该方法与弹塑性数值解相结合, 并结合现场监测变形, 分析了隧道初衬和二衬的最佳支护时机; 娄渊涛^[5]采用该方法分析了隧道开挖过程中塑性区和变形的发展规律, 并基于初衬结构强度性能确定了围岩应力释放系数和最佳支护时机; 肖景红等^[6]采用该方法分析了隧道穿越地质弱带的支护结构性能, 提出了在弱带与围岩相交处增加临时素混凝土仰拱的支护优化措施, 用以控制支护结构弯矩和围岩变形与破坏范围; 傅鹏^[7]、梁译文^[8]、夏才初等^[9]亦采用该方法研究了围岩应力释放系数对围岩变形

和支护结构受力的影响, 并以衬砌性能或位移控制或围岩塑性区等为指标, 提出了隧道衬砌时机的确定方法。

本文以上述研究为基础, 以广西天峨至北海公路的东兰1号隧道为对象, 以现场监测变形为依据, 分析应力释放率对围岩变形的影响, 确定实际施工过程中的支护时机; 进而基于收敛-约束法, 以初衬结构的支护性能为指标, 分析对象工程的最优支护时机, 并与现场施工的支护时机进行对比, 提出对象工程的支护时机优化方案, 给出基于最优支护时机的初衬变形控制值。

1 工程简介

1.1 地质与施工条件

天峨至北海公路(天峨经凤山至巴马段)东兰1号隧道, 位于东兰县金谷乡巴独屯南约100 m。设计隧道为分离式长隧道, 左洞隧道设计长度为1 180 m、最大埋深为249.00 m; 右洞隧道设计长度为1 265 m、最大埋深为240.00 m。隧道区属岩溶峰丛洼地地貌, 隧址区地势高低起伏, 局部为直立陡崖, 隧道基岩出露。根据物探及地质调查, 隧道区地层主要为第四系溶蚀残余堆积层(Q_4)及石炭系上统(C_3)灰岩。采用半航空瞬变电磁探测法和高密度电法对隧道轴线区域的地下水和岩溶分布进行了探测, 见图1。由图1可知: 隧道沿线含水层主要分布在上覆层的全强风化区, 隧道穿越区域存在少量溶洞, 无明显富水现象, 故针对围岩变形稳定研究时可不考虑水的影响。

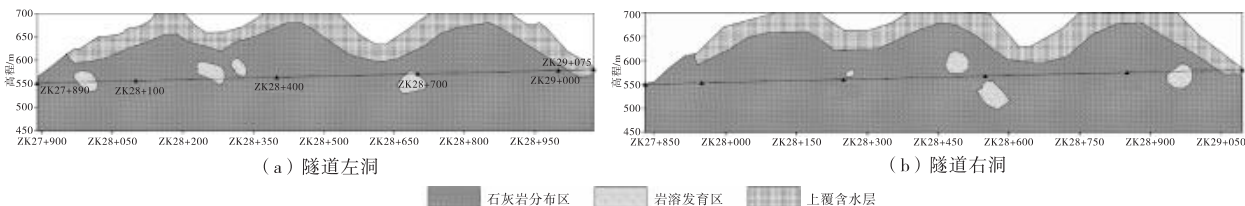


图1 隧道轴线纵断面含水地层地质探测剖面图

第一作者简介: 姚宇洪(1997—), 工程师, 主要从事交通岩土工程工作。

1.2 现场监测变形分析

在施工过程中对隧道围岩的初衬结构开展了变形监测,K28+150断面的监测曲线见图2。由图2可知:隧道开挖且完成初衬支护后围岩的变形量值在最初5 d呈近线性增加趋势,而后基本趋于平稳,顶拱最大沉降变形为8.3 mm,拱腰处的最大收敛变形为6.4 mm,施工过程中未出现大变形失稳现象。

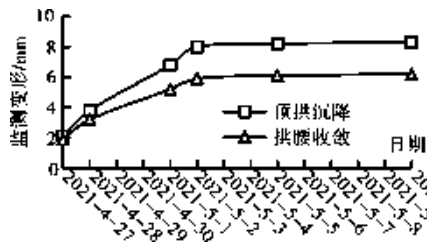


图2 隧道右洞开挖完成后初期衬砌变形随时间变化曲线图 (K28+150断面)

1.3 岩体力学参数取值

根据区域地质资料,隧道区东侧400 m处发育两条向西倾的逆断层。这两条断层在第四系以来未有活动迹象,处于相对稳定阶段,不属活动性断裂。隧道沿线发育两组节理裂隙,对围岩完整性具有一定影响,且沿线局部存在弱带(见图3)。采用围岩分级方法,将节理裂隙对围岩的影响转移至围岩,体现于岩体力学参数中。依据现场勘察并结合岩体力学分级将隧道围岩分为IV类和V类,在K28+150断面处无弱带,围岩类别为IV类。

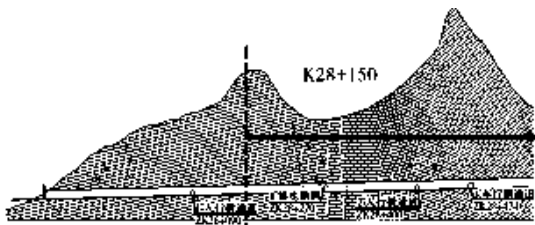


图3 隧道地质剖面图(K28+150断面)

以现场勘察设计成果资料为基础,结合《公路隧道设计规范》(JTG3370.1—2018)表A.0.7-1,给出了隧道区域围岩力学强度参数,见表1。

表1 隧道区域岩体力学参数取值表

类别	弹性模量/ GPa	泊松比	密度/ (g·cm ⁻³)	黏聚力/ MPa	内摩擦 角/°
V类围岩	1.0	0.38	2.25	0.2	25
IV类围岩	5.0	0.32	2.45	0.6	35

2 基于实测变形的支护时机分析

2.1 数值模型

选取桩号K28+150作为研究断面,采用Phase2有限元分析软件建立了包含左右隧道、两类围岩和锚杆与初衬的数值模型与网格,见图4。图4中模型底部长

200 m、高240 m;左洞埋深为160 m、右洞埋深为150 m、左右洞距离为30 m、最大洞径为15.5 m、面积为124 m²;锚杆为4.5 m长的φ25 mm中空注浆锚杆,初衬为纵向间距为50 cm的I22b钢拱架和双层20 cm×20 cm的钢筋网与厚度为28 cm的C25混凝土组合成的复合初衬结构。支护结构参数按照规范规定的设计值选取,见表2。

表2 隧道围岩支护结构数值模拟参数取值表

支护结构	弹性模量/ GPa	密度/ (g·cm ⁻³)	抗压强度/ MPa	抗拉强度/ MPa	抗拉承载力/ MN
I22b工字钢	200	7.85	420	420	—
C25混凝土	28	2.40	11.9	1.27	—
φ25 mm锚杆	200	—	—	—	0.1

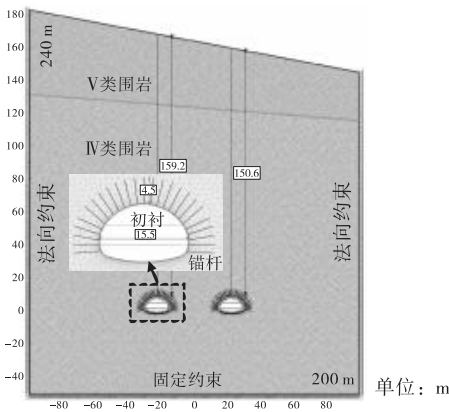


图4 数值模型与网格示意图

2.2 研究条件

采用Phase2软件开展隧洞开挖与支护过程模拟分析。模拟分析条件为:

- (1)约束条件,在模型两侧施加法向约束,在模型底部施加固定约束,模型顶部为自由端。
- (2)应力条件,施加自重应力和水平构造应力,在垂直于洞轴线方向的水平构造应力系数为0.8,平行于洞轴线方向的水平构造应力系数为1.1。
- (3)岩体参数,按照表1和表2取值。
- (4)分析步骤,按高程从上至下、从左至右分3台阶开挖。
- (5)支护施加,对开挖后的隧道施加反力用以控制围岩开挖的应力释放,当达到释放系数后施加支护结构,而后完全释放围岩应力,之后进入下一台阶开挖,直至开挖完成。

2.3 研究方案

为优化隧洞开挖过程中的支护时机,采用围岩开挖的应力释放率为控制量开展研究,即当释放率为0时表示开挖后及时施加支护、释放率为100%时表示围岩变形稳定后施加支护,以10%为间隔,设计了11种方案,即释放率分别为0、10%、20%、30%、40%、50%、60%、70%、80%、90%和100%。

2.4 释放率对开挖变形的影响分析

对11种不同围岩应力释放率条件下的隧洞开展了

施工过程模拟分析,绘制了左洞拱顶和拱腰处围岩和初衬的沉降变形和收敛变形与释放率的关系曲线,见图5。由图5可知:

(1)左洞拱顶处围岩的沉降变形随着释放率的增加呈近线性增加,量值从12 mm增加至14.5 mm,而初衬拱顶沉降变形的变化趋势与之相反,随着释放率的增加而降低,量值从12 mm降低至3.85 mm。

(2)左洞拱腰处围岩的收敛变形随着释放率的增加而增加,量值从7.35 mm增加至13.75 mm,而初衬拱腰处收敛变形的变化趋势与之相反,随着释放率的增加而降低,量值从7.35 mm降低至2.75 mm。

(3)将施工过程中的监测位移与数值分析结果进行对比,发现实际施工时的支护时间出现在释放率为40%~50%,在此取为45%。

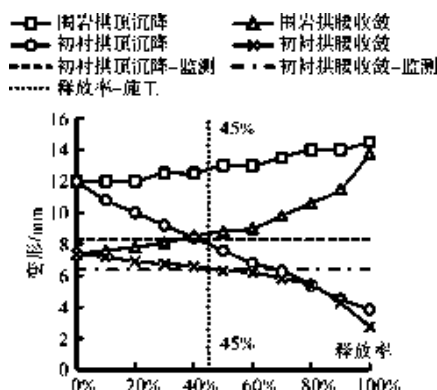


图5 释放率对围岩和初衬拱顶与拱腰变形的影响曲线图

3 基于收敛-约束方法的支护时机分析

3.1 收敛-约束方法

N. Vlachopoulos 基于收敛-约束方法提出了改进的纵向位移剖面(longitudinal displacement profiles, LDP)隧道开挖与支护结构交互设计方法。该方法认为掌子面处围岩顶拱沉降变形与隧道开挖后最大变形的比值和衬砌至掌子面的距离与隧道半径的比值、塑性区半径与隧道半径的比值之间存在相互关系,见式(1)。当确定无支护时隧道开挖的塑性区半径和衬砌距离掌子面的最小距离后,即可确定掌子面开挖过程中围岩的变形量值,据此实现支护结构的支护时机优化。

$$\begin{cases} u_0^* = \frac{u_0}{u_{\max}} = \frac{1}{3} \exp(-0.15R^*) \\ u^* = \frac{u}{u_{\max}} = u_0^* \exp(X^*) X^* \leq 0 \\ u^* = 1 - (1 - u_0^*) \exp(-\frac{3X^*}{2R^*}) X^* \geq 0 \end{cases} \quad (1)$$

式中: u_0 ——掌子面顶拱位移/mm;

u_{\max} ——无支护开挖完成后的最大位移/mm;

u^* ——纵向剖面顶拱变形与最大变形比值;

R^* ——开挖后的塑性区半径与隧道半径比值;

X^* ——距掌子面距离与隧道半径比值。

3.2 无支护下围岩塑性区分析

依托工程的隧道形状近圆形,在此将其等效为半径为6.3 m的圆形隧道,开展基于收敛-约束法的支护时机分析。采用前文给出的11种应力释放率,分析无支护条件下围岩变形与塑性区分布。开挖完成后围岩的塑性区分布见图6。由图6可知:

(1)在无支护条件下隧道开挖完成后围岩的塑性区距离隧道边界的最大距离约为3 m,则开挖后的塑性区半径与隧道半径比值 $R^* = (6.3 + 3)/6.3 = 1.48$ 。

(2)在无支护条件下隧道开挖完成后顶拱围岩的最大变形为14.5 mm,即 $u_{\max} = 14.5$ mm。

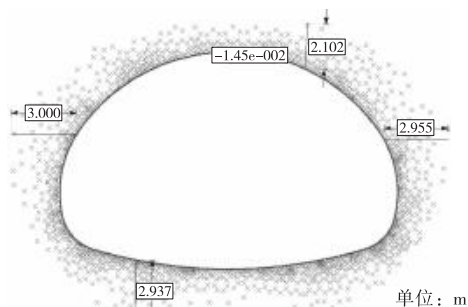


图6 无支护下隧道开挖完成后围岩塑性区分布示意图

3.3 基于收敛-约束法的围岩支护时机分析

隧道施工过程中初衬支护距离掌子面的距离与施工进尺相关,该工程值为2~4 m,则距掌子面距离与隧道半径比值 X^* 为0.32~0.64,代入式(1),可求得掌子面顶拱控制位移 u 为6.8~8.9 mm。绘制基于收敛-约束方法的围岩应力释放系数与围岩顶拱变形的关系曲线,并将该工程计算得到的控制位移值加入其中进行对比分析,见图7。由图7可知:基于收敛-约束方法的隧道支护时机为围岩应力释放系数为55%~75%时。

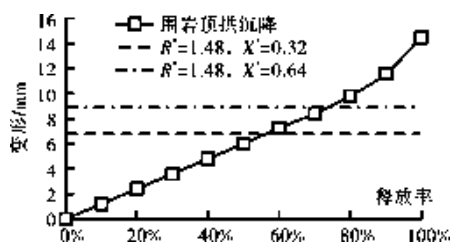


图7 基于收敛-约束法的围岩顶拱沉降与释放率关系曲线图

4 支护结构性能分析

4.1 初衬钢拱架支护性能

采用 C. Carranza-Torres 提出的基于等效原理的复合衬砌结构受力状态和强度校核方法,绘制初衬钢拱架强度包络线,见图8。由图8可知:在不同的隧道围岩应力释放率下初衬钢拱架的压-弯和压-剪强度裕度较高,施工过程中不会出现破坏,支护性能良好。

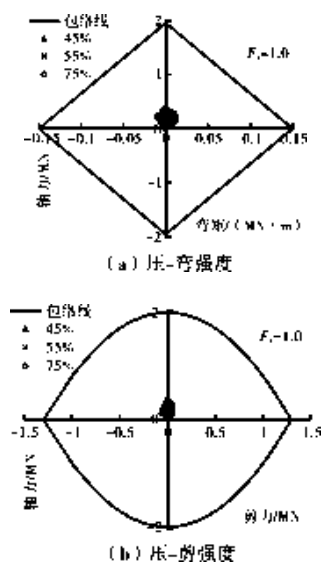


图8 初衬钢拱架在不同释放率下的强度包络线图

4.2 初衬混凝土支护性能

采用 C. Carranza - Torres 提出的基于等效原理的复合衬砌结构受力状态和强度校核方法,绘制初衬混凝土强度包络线,见图9。由图9可知:

- (1)在不同的隧道围岩应力释放率下初衬混凝土的压-剪强度未超出强包络线,不会出现压-剪破坏现象。
- (2)当围岩应力释放率为45%时,超出了压-弯强度包络线,初衬混凝土将出现压-弯破坏,当释放率为55%和75%时,初衬混凝土压-剪强度处于临界状态,强度裕度较低,充分发挥了初衬支护结构性能。

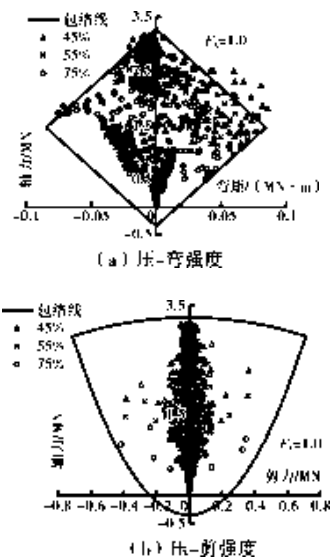


图9 初衬混凝土在不同释放率下的强度包络线图

4.3 围岩变形控制值分析

将3种围岩应力释放率下初衬混凝土的变形进行对比(见表3),结合前文关于初衬支护性能的分析结果,认为围岩应力释放率范围为55%~75%、初衬与掌子面距离为

2~4 m时,初衬混凝土顶拱沉降变形的控制值为7.0 mm、拱腰收敛变形的控制值为6.2 mm。现场变形监测值(见图2)略大于控制值,说明现场施工中支护时间较早,初衬承担了大部分围岩释放的应力,可能在初衬混凝土上出现裂缝,应适当延迟支护时间或加强初衬支护结构。

表3 不同释放率下初衬混凝土变形量值一览表

释放率	距掌子面距离/m	初衬顶拱沉降/mm	初衬拱腰收敛/mm
45%	2~4	8.00	6.45
55%		7.00	6.20
75%		5.85	5.40

5 结语

针对广西某高速公路隧道的初衬支护时机问题,本文分析了不同支护时机下围岩变形和支护结构性能,提出了初衬结构的位移控制量值,得出主要结论如下:

- (1)现场施工中的支护时间为围岩应力释放率达45%时,支护时间略早,可能在初衬混凝土上出现压-弯破坏。
- (2)基于收敛-约束法提出了对象工程的最优支护时间为围岩应力释放率达55%~75%,此时能充分发挥初衬支护结构性能。
- (3)提出了对象工程最优支护时机的变形控制值,即初衬顶拱沉降控制值为7.0 mm、收敛变形控制值为6.2 mm。

参考文献

[1] C. Carranza - Torres, M. Diederichs. Mechanical analysis of circular liners with particular reference to composite supports. For example, liners consisting of shotcrete and steel sets[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2009(24): 506 - 532.

[2] N. Vlachopoulos, M. S. Diederichs. Improved Longitudinal Displacement Profiles for Convergence Confinement Analysis of Deep Tunnels[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2009(42): 131 - 146.

[3] 周小生, 陈嘉臻, 李宇峰, 等. 基于收敛-约束法的广西某隧道围岩支护时机研究[J]. 西部交通科技, 2023(7): 174 - 177.

[4] 王瑞雄, 张国铭, 鲍桂勇, 等. 基于收敛约束法的软岩隧道支护特性研究[J]. 公路, 2022, 67(9): 451 - 457.

[5] 姜渊涛. 基于围岩变形的隧道支护时机数值模拟研究[J]. 西部交通科技, 2022(12): 162 - 164, 168.

[6] 肖景红, 王敏, 冷先伦, 等. 岗岭隧道穿越破碎带的衬砌结构性能研究[J]. 公路, 2022, 67(3): 336 - 342.

[7] 傅鹏. 基于应力释放的某隧道围岩变形破坏与加固措施的数值模拟分析[J]. 西部交通科技, 2022(8): 120 - 122.

[8] 梁译文, 查文华, 吴波, 等. 基于收敛-约束法的软岩隧道初支时机估算——以义永公路枫坑隧道为例[J]. 科学技术与工程, 2023, 23(2): 810 - 822.

[9] 夏才初, 卞跃威, 彭裕闻. 广梧高速公路隧道二衬合理支护时机确定方法[J]. 西部交通科技, 2009(12): 1 - 5.

收稿日期: 2025 - 01 - 16

深水硬质裸岩钻孔灌注桩成套施工关键技术

饶坤荣,梁健,韦权,韦昌宏

(广西航务建设工程有限公司,广西 南宁 530012)

摘要: 文章以中楞左江大桥为工程实例,针对主墩桩基护筒无法在硬质岩层下放、护筒密闭性差、导管内部高压气囊导致混凝土离析等问题,创新提出“裸岩钢护筒引孔嵌固—泥浆防渗调控—抽浆法高效清孔—压力平衡灌注”的成套施工技术体系,有效解决深水裸岩条件下钢护筒下放困难,桩基成孔沉渣过厚,水下混凝土浇筑易离析等问题,对类似环境下桩基施工具有一定参考价值。

关键词: 深水;硬质裸岩;引孔;钻孔灌注桩;高压气囊

中图分类号: U443.15⁺4 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.053

文章编号: 1673-4874(2025)05-0183-03

0 引言

随着我国跨江桥梁建设日益增多,水下桩基工程施工日益增多。由于水下桩基施工不可预见因素多,施工受地质、水文条件等因素影响大^[1-2],对施工组织、施工技术、施工装备等要求高,因此传统桩基施工采用振动锤下沉钢护筒、正循环清孔等常规工艺并不适用或效果欠佳,尤其是在深水硬质裸岩条件下实施钻孔灌注桩。主要存在以下几个难点:(1)硬质岩层强度高,振动锤难以将钢护筒穿透岩体,形成有效嵌固^[3];(2)护筒与岩层间易形成渗漏通道,导致护壁泥浆性能下降;(3)钻孔沉渣堆积在孔底,采用正循环换浆法清孔效率低,沉渣过厚,清孔困难^[4];(4)灌注混凝土时,导管内气压积聚形成0.2~0.3 MPa高压气囊,造成桩底混凝土离析率高,易造成堵管^[5-6]。

本文以中楞左江大桥为研究对象,针对传统工艺在深水硬质裸岩地层中钻孔成桩存在的问题,创新提出“裸岩钢护筒引孔嵌固—泥浆防渗调控—抽浆法高效清孔—压力平衡灌注”的成套施工技术体系,最终形成完整的深水硬质裸岩桩基施工解决方案。研究成果可为类似地质条件下的桥梁基础施工提供重要技术参考。

1 工程概况

1.1 桥梁桩基概况

拟建中楞左江大桥跨桥型布置方案为单孔双向通航,通航净宽为161 m,净高为10.53 m,最高通航水位为5%洪水水位83.67 m,施工水位采用5年一遇洪水水位76.60 m。施工水域平均水深为14 m,最深处达16.6 m。中楞左江大桥设计有两个主墩,每个主墩分别布置9根直径为2.5 m的桩基,共计18根,其中1#主墩桩基长13 m,2#主墩桩基长10 m。主墩承台被岩层覆盖,需进行水下爆破后才能进行桩基施工。

1.2 工程地质概况

根据地质勘查及钻探揭示,1#、2#主墩场地地层主要为第四系冲洪积土层,二叠系下统茅口组灰岩,地层分述如下:

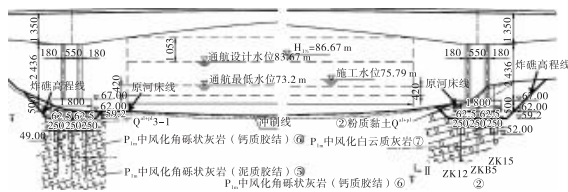


图1 1#~2#主墩承台桩基设置示意图

(1)冲洪积土。粉质黏土,呈现灰褐色,具有流塑性,内含有机质并具有腥臭气,夹杂10%~30%细砂成分,主要覆盖在1#、2#主墩承台区域,其厚度介于0.5~2 m;粉质黏土,同样为灰褐色,但表现为可塑性质,主要由黏粒构成,并含有少量细砂与角砾,该土层更集中地分布在2#主墩承台区域,其厚度范围在1.50~5.50 m。

(2)二叠系下统茅口组灰岩。中度风化角砾灰岩(钙质胶结),呈现灰白色,具备角砾状构造特征,中厚层状构造,角砾成分以灰岩为主,厚度为1~5 cm,节理面偶见铁锰质渗透痕迹,固化良好,钻探取样多为块状,少量为柱状形态;中度风化白云灰岩,色泽灰白,具有隐晶质构造,中层至厚层结构特点,裂隙发育程度适中,局部区域出现溶解现象,裂隙多由闭合的方解石脉填充,岩石质地坚硬,岩体完整性较好,钻探获取岩芯以短柱状和柱状为主。

2 施工关键技术

2.1 施工工艺流程

桩基施工工艺流程:施工准备→埋设钢护筒→冲进施工→清孔→下放钢筋笼→检查沉淀、二次清孔→灌注水下混凝土→桩基验收(28 d后)。

2.2 施工准备

(1)按规范要求做好桩基础水下混凝土的试配工作,确定合理的配合比。设置闭合导线网,经验收合格后,导线点作为桩位点放样的基准点。

(2)钢护筒加工。钢护筒标准节段的长度为1.5 m,钢护筒在钢平台上分两节进行加工,首节钢护筒长度为15 m,第二节钢护筒长度为10 m,钢护筒的焊接均采用坡口焊。在首节钢护筒底部往上1 m处安装遇水膨胀止水条,围绕钢护筒外部贴满一圈;遇水膨胀止水条与钢护筒

第一作者简介: 饶坤荣(1984—),高级工程师,主要从事桥梁、隧道、港航施工管理工作。

之间涂上万能胶进行固定。

2.3 埋设钢护筒——裸岩钢护筒引孔嵌固技术

针对钢护筒无法有效嵌入硬质岩层的问题,中楞左江大桥在钢护筒的埋设过程中,利用钢平台设置的导向架定位及临时固定钢护筒,一次完成钢护筒的下放及接长。钢护筒下放至与岩面接触后,冲击钻机就位。然后通过牙轮钻头预钻孔穿透表层风化岩,分阶段扩大孔径形成阶梯状孔洞结构,为钢护筒逐级下沉创造空间。待桩位处岩面钻孔2 m深后,再利用振动锤对钢护筒进行复振下沉,确保其在硬质岩层中的有效穿透与稳固安装。钻孔完成后,在护筒底部与岩层间隙注入微膨胀水泥浆,利用材料膨胀特性实现岩体与护筒的力学校合。钢护筒下放过程如图2所示。

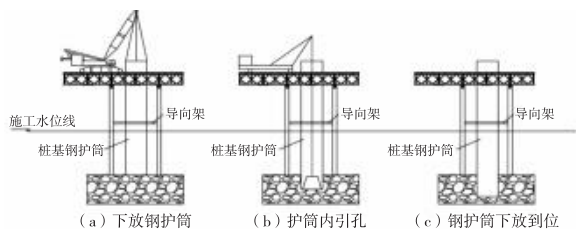


图2 钢护筒下放过程示意图

钢护筒下放到位后,用吊车在其内部投放袋装水泥,再利用冲锤对底部的水泥进行冲锤,静置10 h,待水泥终凝硬化后,观察护筒内泥浆液面(高于水面)是否下降来判断水泥及膨胀止水条是否能有效封堵钢护筒与岩层缝隙,当泥浆液面不再下降,则可进行下一步桩基冲孔施工。

2.4 冲进施工——泥浆防渗调控技术

在钢平台上安装好冲孔机并校准孔位。冲孔阶段应按时检查孔位,确保冲锤中心与桩孔中心误差在容许范围。

在冲进过程中构建高性能泥浆循环净化体系,选择有机添加剂与膨润土复配,形成高黏度的泥浆配方,以确保在冲孔过程中孔壁稳固,可悬浮带出泥渣。冲进时应根据地质情况采取不同的冲击方式,同时根据不同地质情况选择合适的护壁泥浆配合比,孔内水位宜控制低于护筒顶30 cm以内。在施工过程中进行泥浆关键参数动态追踪并及时反馈调节,防止孔壁坍塌。

2.5 清孔——抽浆法高效清孔技术

待冲孔机冲孔完成并经验收合格后,进行清孔作业。通过引进黑旋风“ZX-200型”泥浆净化装置,采用反循环抽浆法进行清孔。将待处理的泥浆引入设备,通过振动筛分去除较大的颗粒;泥浆进入旋流分离器,净化后的泥浆可继续用于冲孔护壁。在设备使用过程中应注意及时补充孔内泥浆,保持泥浆液面高度,避免孔壁坍塌。

同时,在清孔过程中应密切关注护壁泥浆各项指标,若不符合要求时,则需加入适量膨润土及添加剂,通过造浆机进行造浆。造浆的过程要使泥浆相对密度控制在1.15~1.30,黏度宜为17~24 Pa·s,且含砂率≤2%,胶体率宜>98%,以保证水下混凝土的灌注质量。

2.6 下放钢筋笼

钢筋骨架检验合格后,利用运输车及吊车配合采用平衡吊具(扁担梁)辅助起吊,避免直接将钢丝绳绑在钢筋笼加劲箍上,导致钢筋笼受力变形。钢筋笼在安装入孔过程中,应保持垂直状态,对准孔位徐徐轻放,避免碰撞孔壁,若遇阻碍不得强行下放,应查明原因并妥善处理后再继续下放。应将钢筋笼悬挂于孔口的护筒上,不得直接将钢筋笼支承于孔底。

钢筋笼安装过程应采取定位措施,保障钢筋笼骨架中心与桩中心偏位符合要求,确保保护层厚度满足规范要求。完成安装经验收符合要求后,固定钢筋笼吊筋,避免浇灌混凝土时钢筋笼上浮和钢筋笼偏位。

2.7 二次清孔

浇筑混凝土前,应再次检查孔底沉渣,若沉渣厚度>50 mm时,应进行二次清孔。将钢筋笼吊出,加入膨润土调整泥浆浓度,配合清孔设备重复清孔,直至成渣厚度≤50 mm。重新安装钢筋笼和导管,准备浇筑混凝土。

2.8 水下灌注混凝土——压力平衡灌注

为防止混凝土浇筑过程中,导管内的空气形成高压气囊影响桩基质量,中楞左江大桥采用提升泥浆面高度的方法,通过注浆管往钢护筒内注入泥浆,将导管内泥浆面高度提升至与料斗底部平齐,建立导管内外压力平衡机制,实现灌注过程的全周期压力平衡,避免高压气囊外逸导致的混凝土离析现象(见图3)。混凝土浇筑过程中,还应控制钢筋笼底部与混凝土顶面距离及灌入速率,均匀灌入,进一步保证桩基浇筑质量。

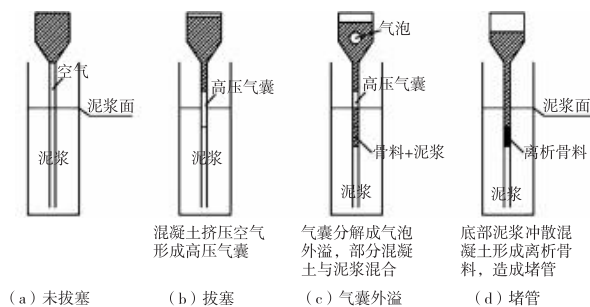


图3 高压气囊堵管原理示意图

2.9 桩基检验及验收

桩基终孔后,应对桩孔的孔位、孔径、孔形、孔深和倾斜度进行检验。

待桩基混凝土龄期达到28 d后进行桩基混凝土强度、桩身完整性验收。桩基混凝土强度应达到C30设计强度。桩身完整性采用低应变反射波法或超声波投射法,每桩均满足设计要求。

3 效益分析

中楞左江大桥应用深水裸岩大直径钻孔灌注桩施工工艺,有效解决深水裸岩条件下钢护筒下放难、桩基成孔后沉渣过厚不易清孔、桩底混凝土浇筑易离析等问题。其经济效益具体数据详见表1。

表 1 经济效益对比分析表

对比项	深水裸岩大直径钻孔 灌注桩施工工艺	传统钻孔灌注桩 成孔工艺	差额
优势	施工效率高,绿色 施工	—	—
规模	18根2.5m桩基,总长207m	—	—
主要内容	1. 下放钢护筒(引孔 植入) 2. 冲孔 3. 清孔(黑旋风反循环) 4. 混凝土浇筑	1. 下放钢护筒(振动 锤振入) 2. 冲孔 3. 清孔(正循环换浆 法) 4. 混凝土浇筑	—
施工时间	1. 下放钢护筒:18 d 2. 冲孔:36 d 3. 清孔:15 d 4. 混凝土浇筑:18 d 合计:87 d	1. 下放钢护筒:30 d 2. 冲孔:70 d 3. 清孔:25 d 4. 混凝土浇筑:18 d 合计:143 d	56 d
主要材料、 机械费用	材料费 3 870 000 元 机械 1 200 000 元 人工费 230 元/人· d×16人× 87 d= 320 160元 合计 5 390 160 元	材料 4 500 000 元 机械 1 500 000 元 人工费 230 元/人· d×16人× 143 d= 526 240元 合计 6 526 240 元	1 136 080 元
分析	相比传统施工工艺,本工艺可节约1 136 080元,节约工期56 d		

由表 1 可知,采用传统工艺进行桩基施工工期为 143 d,本工法工期 87 d,节约工期 56 d;传统工艺桩基施工总费用为 6 526 240 元;本工法施工总费用为 5 390 160 元,共节约成本 1 136 080 元。

(上接第 81 页)

7 结语

本文针对钢管混凝土拱桥竖转施工的拱脚铰建立了多尺度的有限元模型,在此基础上考察了拱脚构件的受力情况和弹性稳定性;分析了拱脚构件受力情况对拱脚铰接触面摩擦系数的敏感性;对比了有无拱脚钢板对拱脚构件受力的影响。主要得出以下结论:

- (1)各工况作用下拱脚构件的应力均小于限值,最不利工况作用下拱脚构件的弹性稳定性满足要求,拱脚构件的整体力学性能满足施工安全要求。
- (2)拱脚构件受力情况对拱脚铰接触面的摩擦系数不敏感。施工中由于对摩擦面处理工艺导致摩擦系数与计算假定不一致引起的拱脚构件受力变化处于可接受的范围。
- (3)不设置拱脚钢板会对主弦管的受力产生不利影响,对其余构件的应力影响不大。考虑到主弦管在封拱脚后仍是主要受力构件,应避免在施工阶段产生过大的应力,因此建议拱脚处应该设置拱脚钢板。

参考文献

[1]陈宝春.钢管混凝土拱桥施工问题研究[J].桥梁建设,2002(3):

4 结语

中楞左江大桥主墩桩基施工通过研发成套施工关键技术,保障了钢护筒在硬质岩层中的有效嵌固,大幅减少了钢护筒冲孔、清孔作业时间,缩短了施工工期;提高了桩底混凝土浇筑质量,有效防止了孔内泥浆的渗漏,提高了砂石、岩屑的悬浮和携带效果,践行了绿色施工的理念;有效保障了桥梁基础的施工质量,具有良好的经济效益和环保效益,对同类型项目的施工具有较强的指导和参考价值。

参考文献

[1]张刚,吴进良,李康.苏通长江大桥深水超长大直径钻孔灌注桩施工[J].公路交通技术,2005(3):103-107.
[2]刘耀东,余天庆,白应华,等.深水超长大直径钻孔灌注桩施工关键技术研究[J].华中科技大学学报(城市科学版),2009,26(2):57-60.
[3]宁桂锋.深水裸岩地层 3 m 大直径桩基施工关键技术[J].西部交通科技,2023(8):112-113,119.
[4]陶庭震.深水裸岩地质钻孔灌注桩施工关键技术探究[J].中国公路,2021(13):101-105.
[5]雷锐锋.桥梁钻孔桩施工过程中若干技术问题探析[J].山西建筑,2018,44(17):171-172.
[6]付祖良,文银平.钻孔桩水下混凝土灌注时导管操作关键技术[J].土工基础,2006(5):65-68.

收稿日期:2025-01-17

55-59.
[2]李德彪,何旭飞,夏焕文,等.大理至保山铁路澜沧江大桥施工测量技术[J].世界桥梁,2020,48(3):32-37.
[3]薛志武,周明生.沪苏通长江公铁大桥大跨柔性拱拼装与竖转过程分析[J].世界桥梁,2021,49(4):77-83.
[4]魏宇,金正凯.大跨钢管混凝土劲性骨架拱桥拱肋竖转施工抗风性能研究[J].桥梁建设,2023,53(2):75-81.
[5]冯飞.城际铁路连续梁拱桥铰座受力分析[J].铁道标准设计,2015,59(7):105-108.
[6]程振宇,周志祥,朱世峰,等.桥梁竖转施工转动铰力学性能有限元分析[J].公路交通技术,2008(增刊 2):76-80.
[7]宋渊.竖转法施工钢箱拱提篮系杆拱桥转动铰受力精细化分析[D].武汉:武汉理工大学,2018.
[8]姚国文,陈生华,周志祥.竖转施工刚构拱桥转动铰接触应力有限元分析[J].重庆建筑大学学报,2008(3):59-62.
[9]杨武,姚文娟,刘小渝.重庆万盛藻渡大桥竖转施工转动铰受力性能分析[J].土木工程与管理学报,2012,29(1):52-55.
[10]陆新征,林旭川,叶列平.多尺度有限元建模方法及其应用[J].华中科技大学学报(城市科学版),2008(4):76-80.
[11]中交一公局集团有限公司.公路桥涵施工技术规范:JTGT 3650—2020[S].人民交通出版社股份有限公司,2020:253.

收稿日期:2025-01-22

小断面长距离引水隧洞支护方案研究

郑寰宇^{1,2}, 罗崇俊¹, 熊成¹, 朱俊生¹, 黄春龙¹

(1. 广西路桥工程集团有限公司, 广西 南宁 530200; 2. 广西壮族自治区公路隧道安全预警工程研究中心, 广西 南宁 530007)

摘要: 文章以某引水隧洞工程为研究背景, 针对小断面长距离引水隧洞的支护方案展开研究, 重点探讨素混凝土和钢筋混凝土两种支护方案的力学性能与变形特征。研究采用数值模拟的方法, 通过 Midas GTS 有限元软件建立模型, 分析素混凝土支护与钢筋混凝土支护状态下围岩的位移变化规律。数值模拟结果表明, 素混凝土支护围岩在拱顶和墙体位置变形显著, 位移超出合理限值; 而采用钢筋混凝土支护下的围岩位移得到有效控制, 最大位移显著降低且处于安全范围内。基于数值模拟结果, 现场采用钢筋混凝土支护方案, 监控量测数据验证了数值模拟结果的准确性, 也验证了钢筋混凝土支护的优越性。该研究成果可为类似工程提供理论依据和技术参考。

关键词: 小断面隧洞; 长距离引水; 围岩支护; 监控测量; 数值模拟

中图分类号: U455.7⁺2 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.054

文章编号: 1673-4874(2025)05-0186-04

0 引言

随着我国地下工程规模变大, 出现越来越多小断面长距离引水隧洞, 隧洞长度的增长必然会导致隧道埋深的增大。在项目现场施工中, 若增大隧道埋深, 施工往往面临诸多问题, 如出现高压涌水、岩爆以及软弱围岩大变形等^[1]。因此, 小断面长距离隧洞面临支护难题, 支护设计对工程质量起到重要作用。

相关研究者对隧洞开挖方法与支护技术进行相关研究。Hsiao F Y 等^[2]通过有限元软件, 考虑不同支护条件和岩体强度, 对隧道的通道进行了力学性能研究, 得出不同支护条件对衬砌应力和围岩的影响; 王克忠等^[3]对隧洞交叉段的初期支护条件做了应力变形分析, 并总结不同结构部位分担压力的占比; 王鑫^[4]通过对隧道矩形断面现场施工技术的可行性研究, 得出最优设计参数。

基于此, 本文以某小断面长距离引水隧洞工程为背景, 采用数值模拟对比分析素混凝土和钢筋混凝土两种隧洞支护方案的力学性能和变形特征, 并通过现场监控数据验证所选方案的可行性。

1 工程概况

1.1 工程地质

某引水工程项目全长 25 km, 其中隧洞长 20.19 km, 起始点桩号为 K4+040, 终点桩号为 K24+230。该隧洞洞底的进口高程为 110 m, 出口高程为 90.56 m。该隧洞工程采用无压过流, 设计流量为 12.3 m³/s。

该工程将隧洞工程分为 I 区、II 区、III 区。I 区桩号为 K4+040~K4+220, 地面高程为 130.25~135.45 m, 洞底高程为 111.63~113.45 m, 围岩类别主要为 IV 类围岩。II 区桩号为 K4+220~K24+180, 地面高程为 135.45~460.63 m, 洞底高程为 107.43~146.34 m, 围岩类别主要为 III 类围岩。III 区桩号为 K24+180~K24+230, 地面高

程为 105.93~161.54 m, 洞底高程为 106.71 m, 围岩类别主要为 IV 类围岩, 并含有少量 III 类、V 类围岩。

1.2 交叉隧洞空间布置

本文以主隧洞与 2[#]支洞为研究对象。主隧洞的截面类型为半圆拱形, 其宽度、墙高、直径分别为 4.5 m、3.5 m、4.5 m, 其形状与尺寸具体如图 1 所示。2[#]支洞的截面类型同样为半圆拱形, 其宽度、墙高、直径分别为 4.3 m、3.7 m、4.3 m, 其形状与尺寸具体如图 2 所示。主隧洞与 2[#]支洞平面布置图如图 3 所示。

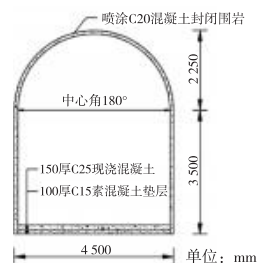


图 1 主隧洞断面图

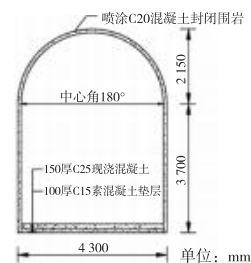


图 2 支洞断面图

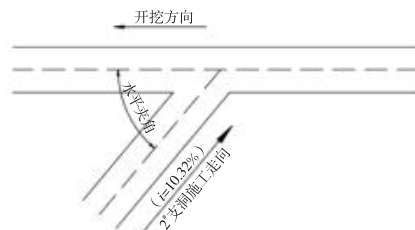


图 3 主隧洞与 2[#]支洞平面布置图

1.3 洞身开挖及支护

主隧洞与 2[#]支洞位于 II 区, 原方案为光面爆破 + 素混凝土支护。II 区的 III 类围岩尽管质量较好, 但勘探结果表明, 岩石微风化或弱风化, 因此需要分析素混凝土支护是否满足工程要求。

第一作者简介: 郑寰宇(1986—), 高级工程师, 主要从事公路、水利水电、隧道(洞)等工程的施工和建设管理工作。

2 不同支护方案数值模拟分析

2.1 建立计算模型

本研究采用 Midas GTS 有限元软件建模, 隧洞开挖模型和网格划分如图 4 所示。围岩本构采用摩尔-库仑模型, 摩尔-库仑模型的屈服函数如式(1)所示^[5]:

$$f_s = \sigma_1 - \sigma_3 \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} + 2c \sqrt{\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}} \quad (1)$$

式中: σ_1 ——最大主应力;

σ_3 ——最小主应力。

当 $f_s > 0$, 则发生剪切破坏。

参考其他研究成果得出围岩的物理力学参数如表 1 所示^[6-7]。

表 1 模型物理力学参数表

材料参数	弹性模量/ GPa	泊松比	密度/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	黏聚力/ MPa	内摩擦 角/ $^\circ$
II类围岩	5.5	0.19	2 750	2.4	42
III类围岩	4	0.24	2 600	1.7	37
IV类围岩	3	0.31	2 580	0.5	35
混凝土	28	0.20	2 600	—	—

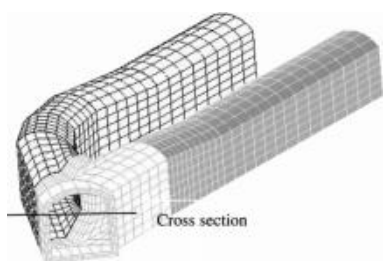


图 4 隧洞开挖模型和网格划分图

2.2 素混凝土支护围岩位移分析

取主隧洞与 2# 支洞交叉段断面 K14+096, 对其拱顶位移及拱腰位移进行分析, 结果如图 5 所示。从图 5 可以得出, 围岩位移最大值主要集中在拱顶和墙体位置, 为 7.25 mm。这是因为随着隧洞的开挖, 拱顶和墙体位置的沉降值逐渐增大; 随着隧洞的开挖, 由于应力得到充分释放, 拱顶和墙体位移值、沉降值变小, 最后趋于稳定。

从图 5 还可以得出, 拱顶和墙体的位移曲线趋势是一致的, 施工未到达该断面时, 该断面已经发生轻微变形, 拱顶各点位移值已经超过相应限值(7 mm), 采用素混凝土支护方案不能满足要求。

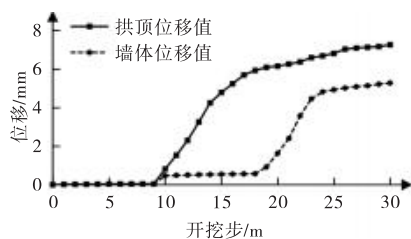


图 5 素混凝土支护围岩位移随开挖步的变化曲线图

2.3 钢筋混凝土支护围岩位移分析

数值模拟结果见图 6 所示。从图 6 可知, 采取钢筋混凝土支护后, 围岩位移值比素混凝土支护围岩位移值更小, 围岩位移最大值主要分布在拱顶位置, 分布状态更合理。从图 6 还可以得出, 围岩最大位移值出现在拱顶位置, 为 3.91 mm, 拱腰最大位移值为 2.98 mm。此外, 从图 6 可知, 围岩位移值的变化趋势基本一致。对比素混凝土支护围岩位移值, 施工未到达该断面时, 监测点已经开始发生变形。当采取了钢筋混凝土支护方案后, 围岩变形量明显减小, 且位移值在限值(7 mm)范围内。因此, 采用钢筋混凝土支护方案能够满足要求。

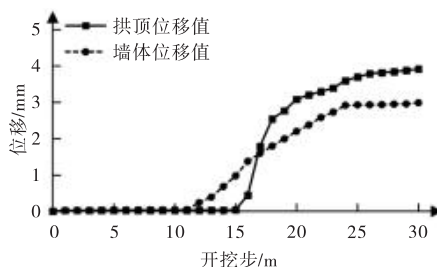


图 6 钢筋混凝土支护围岩位移随开挖步的变化曲线图

3 钢筋混凝土支护施工

根据前文数值模拟结果, II区围岩采用钢筋混凝土支护。该方案的施工工艺流程为: 施工台车精准就位→精准标记孔位→实施钻孔作业、进行注浆处理→锚杆安装到位→封闭孔口→完成验收→循环。

3.1 材料选择与准备

为确保支护体系的强度与耐久性, 选用 42.5 MPa 硅酸盐水泥作为主要胶凝材料, 其具有较高的早期强度和良好的后期稳定性。为了保证混凝土的和易性和抗渗性能, 骨料细度模数 < 2.5 , 含水量 $\leq 6\%$ 。锚杆在钢筋加工场预制, 并通过自卸汽车运输至施工现场进行人工安装。此外, 根据隧洞围岩的实际情况, 合理选择锚杆的长度和直径, 以满足支护设计要求。

3.2 钻孔施工技术

在施工过程中, 根据锚杆的排距、桩号以及围岩结构, 精确确定锚杆孔位, 并使用红油漆进行标记。采用 YT28 手风钻进行钻孔作业, 严格控制钻孔深度和角度。钻孔角度根据现场情况分为 0° 、 30° 、 45° 和 90° , 并可根据锚杆型号进行适当调整。钻孔过程中, 钻头需对准孔位标记点, 确保孔位偏差控制在 80 mm 以内。同时, 安排专人使用 DQL-15 地质罗盘仪实时监测钻杆方向, 确保钻孔角度不发生偏差。

3.3 注浆

锚杆孔验收合格后, 使用注浆机往锚杆孔注入砂浆, 并且严格控制砂浆配合比以确保砂浆强度达到要求。注入砂浆过程中, 注浆管插入孔内, 距离孔底约 0.8 m 处开始注浆, 直至孔口出现溢流现象为止。注浆过程中避免杂物和石块混入砂浆中, 确保砂浆的均匀性和密实性。

3.4 锚杆安装与固定

施工人员将锚杆插入锚杆孔后,使用水泥纸封堵孔口,防止浆液倒流,并用木楔子固定锚杆。当砂浆强度满足强度要求时,方可拔出木楔子。若插入过程中孔口未见砂浆溢出,需适当补充砂浆,以确保锚杆与围岩的紧密接触。插入锚杆的长度应达到设计长度的 95% 以上,以保证锚杆的支护效果。

3.5 钢筋网施工与连接

将直径为 8 mm 的光圆钢筋加工成 3 m × 3 m 的钢筋网,并运输至施工现场。钢筋网通过锚杆头部点焊固定,并使用铆钉进行加密固定,钢筋网间用钢丝绑扎。安装过程中,钢筋网应尽量贴近围岩面,并与锚杆进行电焊或绑扎连接,无锚杆部位则采用铆钉固定,确保钢筋网与围岩形成一个整体,增强支护体系的整体稳定性。

3.6 喷射混凝土施工

在喷射混凝土前,需清除喷射面的杂物,确保喷射面的清洁和干燥。选用 C20 混凝土进行喷射,分两次完成,每次喷射厚度控制在 5~8 cm。第一次喷射完成后,需要等待混凝土终凝后再进行第二次混凝土喷射。喷射过程中,严格控制混凝土的配合比和喷射工艺参数,确保喷射混凝土表面基本平整,形成稳定的支护层。

4 监控量测与分析

为了精准把握钢筋混凝土支护方案下隧道掌子面的变形特征,施工现场的监测工作主要是对净空收敛以及围岩内部位移的测量。对监测数据与数值模拟结果进行比对以验证数值模拟结果。

4.1 内部位移监控及分析

该项目采用三点位移计法测出主隧洞与 2# 支洞交叉段断面 K14+096 的位移状况,根据位移计数据可以汇总拟合得出位移-时间曲线,从而可以准确分析不同深度围岩是否存在强度下降、岩土松动等情况。位移计具体布置如图 7 所示。

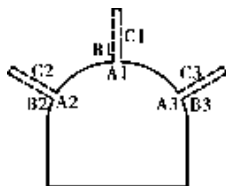


图 7 位移计具体布置图

本文取断面两侧拱腰和拱顶监测围岩的位移状况进行分析。将图 7 由内到外对监控点进行编号(分别编号为 A、B、C),位移测量以 C 点作为位移不动点,当向内部位移时取“+”,向外部位移时取“-”,内部位移监控数据如表 2 所示。由表 2 可知:监控数据测出主隧洞与 2# 支洞交叉段断面 K14+096 的最大位移值为 4.10 mm,虽然该值大于模拟位移最大值,但仍处于合理限值范围内,并相较于未对围岩进行支护的最大位移值明显减小,因此钢筋混凝土可应用于围岩支护。断面拱顶和断面两

侧拱腰的位移增量可以忽略不计,表明这些位置处于稳定状态。此外,从表 2 还可知,监控点埋深越大,其位移值越小,这是由于浅部围岩对深部围岩的变形起到了约束作用。

表 2 内部位移监控数据表

监控位置	监控点 编号	监控点 埋深/m	位移量/ mm
断面拱顶	A ₁	0.0	4.10
	B ₁	3.0	4.04
	C ₁	6.0	3.92
断面左拱腰	A ₂	0.0	3.12
	B ₂	3.0	3.09
	C ₂	6.0	2.83
断面右拱腰	A ₃	0.0	3.21
	B ₃	3.0	2.99
	C ₃	6.0	2.97

4.2 内空收敛监控及分析

隧道施工会改变原有岩石的力学性能,使围岩应力二次重分布、围岩发生变形,洞壁发生不同程度的位移。为此,在项目每个监测断面拱脚处设置监测点,主隧洞与 2# 支洞交叉段断面 K14+096 的具体监测数据如表 3 所示,内空收敛曲线累计值及收敛速率如图 8 和图 9 所示。

表 3 断面 14+096 内空收敛监测数据表

累计 测量 时间/d	内空 收敛 值/mm	当日内空 收敛速率/ (mm · d ⁻¹)	累计 测量 时间/d	内空 收敛 值/mm	当日内空 收敛速率/ (mm · d ⁻¹)
0	0.00	—	13	0.02	0.02
1	0.72	0.72	14	0.03	0.03
2	0.74	0.74	15	0.03	0.03
3	0.71	0.71	16	0.04	0.04
4	0.54	0.54	17	0.002	0.002
5	0.50	0.50	18	0.001	0.001
6	0.53	0.53	19	0.03	0.03
7	0.55	0.55	20	0.00	0.00
8	0.52	0.52	21	0.00	0.00
9	0.50	0.50	22	0.00	0.00
10	0.42	0.42	23	0.00	0.00
11	0.43	0.43	24	0.00	0.00
12	0.37	0.37			

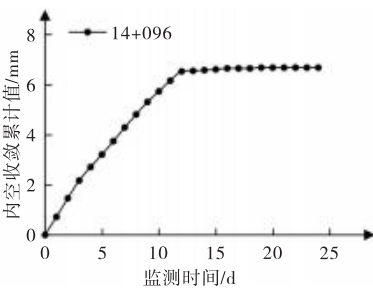


图 8 内空收敛累计值随时间的变化曲线图

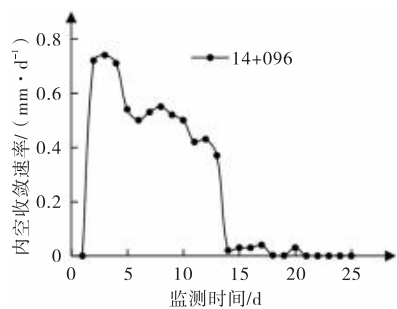


图9 内空收敛速率随时间的变化曲线图

使用回归分析法对内空收敛值进行回归值计算,具体回归函数如下:

$$Y = ae^{-\frac{b}{X}} \tag{2}$$

$$-b = \frac{\sum(\frac{1}{X_i} - \frac{1}{\bar{X}})(\ln Y_i - \ln \bar{Y})}{\sum(t_i - \bar{t})^2} \tag{3}$$

$$\ln a = \ln \bar{Y} - \frac{\sum(\frac{1}{X_i} - \frac{1}{\bar{X}})(\ln Y_i - \ln \bar{Y})}{\sum(t_i - \bar{t})^2} \cdot \bar{t} \tag{4}$$

式中: Y——回归位移值/mm;
X——累计测量时间/d;
a,b——调整参数。

通过计算得出回归函数如式(5)所示,通过式(5)得出拟合结果如表4及图10所示。

$$Y = 5.2435e^{-\frac{2.0268}{X}} \tag{5}$$

将现场监测数据和拟合结果进行对比分析得出:
当累计测量时间到达13 d之后,内空收敛速率<0.1 mm/d,并在20 d之后趋于零。

表4 断面K14+096内空收敛监测数据拟合结果表

累计测量时间/d	内空收敛累计值/mm	回归值	差值	累计测量时间/d	内空收敛累计值/mm	回归值	差值
0	0.00	0.00	0	13	6.55	4.49	2.06
1	0.72	0.69	0.03	14	6.58	4.54	2.04
2	1.46	1.90	-0.44	15	6.61	4.58	2.03
3	2.17	2.67	-0.5	16	6.65	4.62	2.03
4	2.71	3.16	-0.45	17	6.65	4.65	2
5	3.21	3.50	-0.29	18	6.65	4.69	1.96
6	3.74	3.74	0	19	6.68	4.71	1.97
7	4.29	3.93	0.36	20	6.68	4.74	1.94
8	4.81	4.07	0.74	21	6.68	4.76	1.92
9	5.31	4.19	1.12	22	6.68	4.78	1.9
10	5.73	4.28	1.45	23	6.68	4.80	1.88
11	6.16	4.36	1.8	24	6.68	4.82	1.86
12	6.53	4.43	2.1				

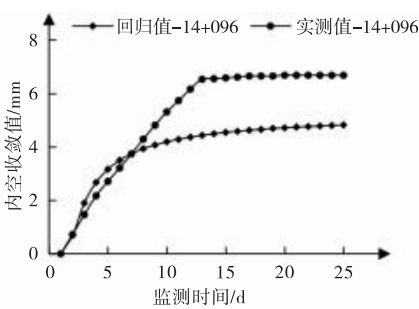


图10 断面内空收敛回归值及实测值的拟合曲线图

从图10可以看出,随着监测时间的增加,内空收敛累计值的增长速率越来越缓慢,这也侧面说明了位移值在测量后期趋于平稳状态。

5 结语

本文依托某引水隧洞工程,通过数值模拟对小断面长距离引水隧洞交叉处的素混凝土和钢筋混凝土支护两种方案下的力学性能和变形特征进行了深入研究,得出以下结论:

- (1)围岩在素混凝土支护状态下,其变形量较大,尤其在拱顶和墙体位置,位移值显著超出合理限值,表明围岩稳定性较差,需采取更有效的支护措施。
- (2)采用钢筋混凝土支护后,围岩位移得到有效控制,最大位移值显著降低,且处于合理范围内。此外,现场监控量测结果与数值模拟结果基本一致,证明采取钢筋混凝土可以进行有效支护。

参考文献

[1]苏兴彬,李艳梅,蓝天缘,等.长距离小断面引水隧洞施工技术[J].广西水利水电,2022(6):51-53,67.
[2]Hsiao F Y, Wang C L, Chern J C. Numerical simulation of rock deformation for support design in tunnel intersection area[J]. Tunneling & Underground Space Technology, 2009, 24(1): 14-21.
[3]王克忠,刘耀儒,王玉培,等.引水隧洞复合支护钢拱架变形特性及围岩稳定性研究[J].岩石力学与工程学报, 2014, 33(2): 217-224.
[4]王鑫.西山特长隧道斜井进入正洞交叉口施工技术[J].现代隧道技术, 2011, 48(4): 122-125.
[5]李治. Midas/GTS 在岩土工程中的应用[J].岩土力学, 2013(8): 2413-2413.
[6]董林伟.数值模拟中常用岩土本构模型及其参数研究[D].青岛:青岛理工大学, 2011.
[7]王冬. Midas/GTS 软件在工程实例中的应用研究[J].人民珠江, 2014, 35(2): 100-103.

收稿日期:2025-01-16

基于 5S 的道路拥堵综合评价模型研究

李文勇, 陆宇, 廉冠

(桂林电子科技大学, 广西 桂林 541004)

摘要: 为了实现对城市道路交通拥堵的识别和改善, 文章基于 5S 要素模型, 探究各个交通参与部分之间的关联性, 分析交通拥堵成因, 从产生交通拥堵的行驶车辆、道路状况以及交通参与者等多角度综合选取评价指标, 构建基于 5S 的道路拥堵模糊综合评价模型, 并通过实例研究, 验证了该模型的有效性与合理性, 为后续道路运营规划提供参考依据。

关键词: 交通拥堵; 拥堵评价; 5S 理论; 道路交通; 模糊评价

中图分类号: U491.2⁺65 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.055

文章编号: 1673-4874(2025)05-0190-04

0 引言

在我国经济持续稳健增长的背景下, 居民生活水平显著提升, 人均机动车保有量也逐步走向历史新高, 随之而来的就是交通拥堵的日益严重, 解决交通拥堵是每一个城市在发展过程中共同面临的挑战。如今, 交通拥堵不仅在一线城市长期存在, 在许多二三线城市也愈演愈烈, 逐渐从偶发状况转变为日常出行常态, 且有进一步恶化的趋势, 这些城市正快速步入“拥堵时代”。

交通拥堵产生的负面影响是多方面的。从出行效率看, 道路通行速度大幅下降, 导致人们在路途上耗费大量不必要的时间, 增加了出行成本; 从经济层面而言, 汽车长时间低速行驶或怠速等待, 使得燃油消耗大幅增加, 加重了居民的经济负担; 在环境方面, 汽车尾气排放量随着拥堵状况的加剧而增多, 严重破坏了城市空气质量, 危害居民健康; 交通拥堵还使得交通事故发生的概率上升, 一旦造成交通事故, 便会对路段反作用交通拥堵, 形成恶性循环。因此, 从多角度全面评价道路拥堵现状, 是深入剖析交通拥堵问题根源、探寻有效治理策略的基础, 对于交通拥堵的治理有着深远意义。

目前国内外学者对于交通拥堵成因以及如何解决交通拥堵已有以下成果: 诸云等^[1]构建了基于 BP 神经网络的评价模型用以评价交通拥堵; 王妍颖等^[2]基于环路检测器数据构建一套针对北京交通特征的城市拥堵指标体系; Levionson^[3]通过拥堵收费降低出行成本, 运用非合作博弈理论解决交通拥堵问题; 黎符忠^[4]结合信息熵赋权法与灰色系统理论建立交通拥堵评价指标体系; 熊励等^[5]在大数据的背景下, 将 5S 要素与传统交通结合, 构建出道路交通参与者行为模型; 王庞伟等^[6]利用车路协同系统, 获得更方便的实时信息, 对路段交通拥堵进行实时评分。

现有研究对交通拥堵评价指标的选取, 大部分都是以车辆速度或延误时间等单一要素为评价指标, 对于复杂的道路来说所获得的交通拥堵评价与实际的道路拥

堵状况存在误差, 传统的单一评价指标不能多维度地对交通拥堵现状进行评价, 特别是特殊天气或者发生交通事故等特殊情况下路段的交通状况难以精准评价。针对这种情况, 本文从行驶车辆、道路运行情况以及交通参与者本身出发, 以基本数据采集为支撑, 构建了基于 5S 的道路拥堵模糊综合评价模型。此模型通过 5S 层面, 对基础交通数据进行组合研究, 多维度多视角对道路拥堵情况做出更为精准和贴切的交通拥堵评价, 为后续道路运营规划提供依据, 帮助交管部门及时发现并疏散交通拥堵路段。

1 5S 模型定义

1999 年, Edward 教授基于计算机科学理论, 从系统全局视角出发, 提出了一种用于分析事件要素构成及其相互关联的模型, 即 5S 模型^[7]。5S 要素主要是从流体、空间、结构、情景、社会五个不同的层面对事物进行的分析。Marcos 等^[8]通过对 5S 模型的深入研究, 对于 5S 模型的 5S 要素做出具体定义。详见表 1。

表 1 5S 要素及其定义表

5S 要素	定义
Streams	在数字图书馆 DL(Digital Library) ^[9] 的体系里, Streams 是数字图书馆的基础要素, 是 DL 中的所存在的基础数字信息单位, 是基础单位构成复杂的数字信息。从技术实现的底层逻辑来看, 这些信息对象本质上是由字符串序列或者字节流组成
Structures	数字图书馆(DL)中, 海量信息对象和用户信息需有效组织, 这便是 Structures。借助组织系统的规划与索引, 原本无序、孤立的信息个体才能构成有结构关系的有序整体
Spaces	Spaces 指的是一种形式化空间, 它由实体以及在这些实体上所进行的各类操作共同构建而成
Scenarios	Scenarios 主要关注的是任务程序发生的不同场景。服务得以实现的必备前提条件, 所处的特定情境要求, 参与各方的独特特征与行为模式, 操作开展的先后顺序和具体流程, 被操作对象具备的显著特征, 以及操作进程中所面临的各类约束条件等
Societies	Societies 指参与数字图书馆(DL)各层面事务的各类主体

基金项目: 广西重点研发计划“基于文旅融合大数据的交通智慧监管服务系统研发及示范应用”(编号: 桂科 AB24010124); 广西重点研发计划“农村公路交通事故防治与交通安全智慧管控系统研发”(编号: 桂科 AB24010221)

第一作者简介: 李文勇(1976—), 博士, 教授, 研究方向: 交通规划与管理、智慧交通。

2 基于 5S 的交通拥堵评价模型

道路交通系统作为一个复杂的综合体系,涉及多个组成部分和多种管理手段。道路交通拥堵的形成与交通参与者的主观性以及外部环境等因素紧密相连,不同道路交通系统的时空分布特性进一步增加了评价的难度。因此简单零散的评价指标已经不能够满足对如今城市交通拥堵评价的需求,对于道路交通拥堵的评价需要从不同角度考虑多种因素,5S 要素模型则突出表现了系统构成和基本要素之间的关系。本文基于 5S 要素构建更加全面的交通拥堵评价指标,更加准确地对交通拥堵进行评价,如表 2 所示。

表 2 交通拥堵评价 5S 要素及其定义表

5S 要素	交通拥堵要素与关系定义	评价指标
交通流线性要素	交通流是道路交通实现的最底层要素,而流量作为交通流的一个度量,用于评价交通拥堵,反映交通流的数量和密度特征	交通流量
交通结构性要素	交通密度体现单位长度道路上的车辆数量,反映了道路结构在承载交通流时的状态	交通密度
交通空间性要素	Space 反映交通系统在空间维度上的运行情况,能够反映整个空间内车辆的分布情况以及道路容量的有效利用	交通容量利用率
交通情景性要素	交通拥堵多发生在早晚高峰或者特殊天气、节假日期间等特殊的情景下	TTI
交通社会性要素	“Societies”的概念定义为各个层面或环节的交通参与者对交通拥堵排队时间的感受	排队时间指数

3 交通拥堵 5S 模型的评价指标与评判标准

交通拥堵状态等级是衡量路网运行效率的重要指标。交通拥堵程度参考《道路通行能力手册》^[9]中“道路服务水平”的分级标准,可划分为五个等级:I级(非常畅通)、II级(畅通)、III级(轻度拥堵)、IV级(中度拥堵)以及V级(严重拥堵)。其中,等级数值与交通拥堵的严重程度呈正相关关系。

3.1 交通流量评判标准

交通流代表了车辆在道路上的运动,包括车辆的速度、密度和间距等信息,其共同形成了整个道路交通系统的基础,决定了道路的使用效率和交通流动性。因此,交通流是构成道路交通系统的基础,其描述了交通参与者在道路上的实际运动情况,而道路交通则包括了所有与道路和交通有关的元素,共同构成了一个城市或地区的交通生态系统。

根据《城市道路工程设计规范》(CJJ 37—2012)^[10],以及国内交通科研院所的研究结论,确定交通流量评判标准如表 3 所示。

表 3 交通流量评价指标表 单位:百辆/h

项目	非常畅通	畅通	轻度拥堵	中度拥堵	严重拥堵
交通流量	(0,20)	(20,35)	(35,45)	(45,55)	(55,+∞)

3.2 交通密度评判标准

交通密度直观体现了单位长度道路上的车辆数量,这一指标反映了道路结构在承载交通流时的状态,是衡量道路结构是否合理、能否有效容纳车辆行驶的关键指标。

根据《城市道路交通组织设计规范》^[11](GB/T 36670—2018)里对道路负荷区间的划分,确定交通密度的评价指标如表 4 所示。

表 4 交通密度评价指标表 单位:辆/km

项目	非常畅通	畅通	轻度拥堵	中度拥堵	严重拥堵
交通密度	(0,10)	(10,25)	(25,40)	(40,60)	(60,+∞)

3.3 交通容量利用率评判标准

交通容量直接涉及交通系统的容量和效率,能够反映整个空间内车辆的分布情况以及道路容量的有效利用。交通容量利用率在空间角度上提供了一个更全面的视角,能够更好地理解交通拥堵的程度和影响。

交通容量利用率指的是研究路段上的实际的交通流量与该路段最大可通过的交通流量的比值,该指标可以用来反映道路负荷情况,如表 5 所示。

表 5 交通容量利用率评价指标表 单位:%

项目	非常畅通	畅通	轻度拥堵	中度拥堵	严重拥堵
交通容量	(0,25)	(25,40)	(40,55)	(55,70)	(70,100)

3.4 TTI 评判标准

TTI 指标是指在特殊时段(如早晚高峰)或特殊情景下,车辆的行驶时间和无其他因素干扰即自由流行驶时间的比值。TTI 指标很好地考虑到特殊道路情况或者特殊时段所带来的交通拥堵情况,能够有效地反映此类情况带来的数据上的异常。

根据交通运输部颁布的《城市道路交通拥堵指数评价方法》以及《公路工程技术标准》(JTJ 001—97),确定 TTI 指标如表 6 所示(结果×0.1):

表 6 TTI 评价指标表

道路状态	非常畅通	畅通	轻度拥堵	中度拥堵	严重拥堵
TTI	(10,12)	(12,14)	(14,15)	(15,18)	(18,+∞)

3.5 排队时间指数的评判标准

在交通运输领域,可以将“Societies”的概念定义为各个层面或环节的交通参与者对排队时间的感受。其中包括驾驶员、乘客等具有直观感受的交通参与者,其直接受到排队时间的影响。排队时间指数指当行驶车辆在到达信号控制路口首次停车开始,到车辆行驶过停止线通过路口的过程所消耗的时间。

根据相关文献^[12],确定排队时间指数(QTI)指标如表 7 所示(结果×0.1):

表 7 排队时间指数评价指标表

道路状态	非常畅通	畅通	轻度拥堵	中度拥堵	严重拥堵
TTI	(0,6)	(6,8)	(8,15)	(15,21)	(21,+∞)

4 模糊综合评价模型的建立

4.1 模糊综合评价建模机理

(1)确定评价对象的因素集和评语集:在构建评价体系时,需依据实际情形,明确对评价对象结果产生影响的各项因素,进而组建因素集 X 。因素集中的各个因素,通常存在一定程度的模糊特性,依照特定要求,把评价等级细分为 n 个层级,以此确定评价对象所对应的评语集合:

因素集: $X = \{x_1, x_2, x_3, x_4, x_5\}$

评判集: $Y = \{y_1, y_2, y_3, y_4, y_5\}$

(2)确定评价因素的权重系数分配矩阵:

$$W = (W_1, W_2, W_3, \dots, W_m) \quad (1)$$

根据归一化原则,需符合 $W_1 + W_2 + W_3 + \dots + W_m = 1$

式中: w_i ——第 i 个评价因素的权重程度。

(3)确定单因素评价矩阵:

$$R = \begin{bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ \vdots \\ R_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} r_{11} & r_{12} & \cdots & r_{1n} \\ r_{21} & r_{22} & \cdots & r_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ r_{m1} & r_{m2} & \cdots & r_{mn} \end{bmatrix} \quad (2)$$

(4)计算模糊综合评价结果矩阵:对所得到的 W 和 R 进行 δ 运算得到结果矩阵,计算评价对象的综合分值,确定评价对象的水平。

4.2 确定评价指标权重向量 (SPSSAU, Mpai)

确定交通流量、交通密度、交通容量利用率、TTI、排队时间指数依次代表评价因素集 $x = \{x_1, x_2, x_3, x_4, x_5\}$;交通拥堵的五种分级即非常顺畅、顺畅、轻度拥堵、中度拥堵和严重拥堵依次代表批判集 $Y = \{y_1, y_2, y_3, y_4, y_5\}$ 。

为了让权重比例科学恰当,本研究借助层次分析法的原理,对交通流量、交通密度、交通容量利用率、TTI 以及排队时间指数这五个指标的权重展开计算。一致性检验过程如下:

(1)计算出一致性检验指标 CI :

$$CI = \frac{\lambda_{\max} - n}{n - 1} \quad (3)$$

(2)通过一致性检验后^[19],利用式(4)进行单位化:

$$w = \frac{W}{\sum w_i} \quad (4)$$

(3)对所得到的判断矩阵进行一致性经验,步骤为:计算一致性指标 CI ,通过代入数据,求得 CI 值为 0.055。

表 8 判断矩阵构建表

	W_1	W_2	W_3	W_4	W_5
W_1	1	7	9	4	3
W_2	1/7	1	3	1/3	1/5
W_3	1/9	1/3	1	1/5	1/7
W_4	1/4	3	5	1	1/3
W_5	1/3	5	7	3	1

(4)根据 RI 表查得对应的 RI 值为 0.11。 $CR = CI/RI = 0.05, < 0.1$,通过一致性检验。

因此交通流量、交通密度、交通容量利用率、TTI、排

队时间指数指标的权重向量为:

$$W = (0.49, 0.06, 0.03, 0.13, 0.29) \quad (5)$$

4.3 确定指标隶属度

在确定指标隶属度的过程中,针对那些数值越大,表明效果越优的指标,会运用升半梯形法;反之,对于数值越小,实际变现效果越优的评价指标,运用降半梯形法。本研究所涉及的五个指标,即交通流量、交通密度、交通容量利用率、TTI、排队时间指数,从数值上看均属于数值越小越优的类型,因此采用越小越优隶属度函数:

$$r(x) = \begin{cases} 1 & x_{ij} \leq H_{ij} \\ \frac{H_{ij} - x_{ij}}{H_{ij} - I_{ij}} & H_{ij} > x_{ij} > I_{ij} \\ 0 & x_{ij} \geq H_{ij} \end{cases} \quad (6)$$

5 实例分析

本文基于南宁交通现状,研究选取了南宁交通状况复杂且具有代表性的明秀路、朝阳路以及民族大道作为分析对象,从南宁市交通管理部门、高德地图实时路况数据以及相关城市规划资料等多渠道获取了 5S 要素数据集(见表 9)。

表 9 5S 要素数据集表

影响因素	代号	明秀路	朝阳路	民族大道
流量	S1	5 200	6 100	5 700
交通密度	S2	47	63	58
交通容量利用率	S3	0.62	0.89	0.81
TTI	S4	1.68	1.96	1.89
排队时间指数	S5	1.87	2.23	2.06

明秀路交通拥堵指数: $b_1 = 1 - \max\{b_{11}, b_{12}, b_{13}, b_{14}, b_{15}\} = 0.62$ 。

朝阳路交通拥堵指数: $b_2 = 1 - \max\{b_{21}, b_{22}, b_{23}, b_{24}, b_{25}\} = 0.83$ 。

民族大道交通拥堵指数: $b_3 = 1 - \max\{b_{31}, b_{32}, b_{33}, b_{34}, b_{35}\} = 0.79$ 。

通过分析,发现传统交通拥堵指数仅从单一少数要素组合出发,得出的明秀路、朝阳路、民族大道交通拥堵指数分别为 0.57、0.89、0.82,与实际拥堵状态存在一定误差。本文所采用的基于 5S 的道路拥堵模糊综合评价模型更为全面涵盖了交通流体性要素(交通流量)、结构性要素(交通密度)、空间性要素(交通容量利用率)、情境性要素(TTI)以及社会性要素(排队时间指数)等交通全要素。利用该模型对南宁这三条主要道路进行分析,模型计算所得到的评价结果与实际道路拥堵状况高度一致,充分验证了模型的有效性与准确性。

6 结语

本研究致力于研究城市交通拥堵难题,通过创新性地将 5S 理论融入交通拥堵评价领域,从全局出发,对交通参与者的研究以及各个要素之间的组合联系,分析交通拥堵成因,从产生交通拥堵的行驶车辆、道路状况以及

交通参与者等多角度综合选取评价指标,构建基于 5S 的道路拥堵模糊综合评价模型。在深入研究过程中,以南宁交通特征明显的明秀路、朝阳路和民族大道为主要研究对象,全面采集了 5S 要素的详尽数据,进行更准确的交通拥堵评价。

本研究成果为南宁以及有相似道路特征的其他城市对交通拥堵评价提供更系统更精确的方法,根据主要影响要素有助于城市交通管理部门制定更为科学、有效的交通疏导策略,缓解城市交通拥堵状况,系统地提升城市交通运行效率,优化交通参与者的出行体验,推动城市交通实现高效运转。

未来,随着交通数据的不断丰富与技术的进步,基于 5S 的交通拥堵评价模型有望在更多领域得到拓展与应用。

参考文献

- [1] 诸云, 王建宇, 杨莹, 等. 城市道路交通拥堵的模糊神经网络评析[J]. 北京理工大学学报, 2018, 38(5): 487-492.
- [2] 王妍颖, 黄宇. 基于大数据下的北京交通拥堵评价指标分析[J]. 交通运输系统工程与信息, 2016, 16(4): 231-240.
- [3] Levinson D. Micro-foundations of congestion and pricing: A game theory perspective[J]. Transportation Research, 2005, 39(7-9): 691-704.
- [4] 黎符忠. 基于灰色关联模型的城市道路交通拥堵评价研究[J]. 重庆建筑, 2018, 17(5): 38-40.
- [5] 熊励, 薛珊, 张芸. 大数据环境下基于 5S 理论的城市智能交通用户行为模型研究[C]//管理科学与工程学会. 管理科学与工程学会 2013 年年会暨第十一届中国管理科学与工程论坛. 北京: 经济管理出版社, 2013.
- [6] 王庞伟, 于洪斌, 张为, 等. 城市车路协同系统下实时交通状态评价方法[J]. 中国公路学报, 2019, 32(6): 176-187.
- [7] Edward A. Fox. The 5S framework for digital libraries and two case studies: NDLTD and CSTC[C]. NIT'99: international conference on new information technology, 1999.
- [8] Marcos André Gonçalves, Moreira B L, Fox E A, et al. "What is a good digital library" - a quality model for digital libraries[J]. Information processing & management, 2007, 43(5): 1416-1437.
- [9] 张文萍, 邓仲华, 黎春兰. 基于 5S 模型的数字图书馆本体模型研究[J]. 图书馆杂志, 2013, 32(7): 57-62.
- [10] 北京市市政工程设计研究总院. 城市道路工程设计规范: CJJ 37-2012[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012: 35-37.
- [11] 公安部交通管理科学研究所. 城市道路交通组织设计规范: GB/T 36670-2018[S]. 北京: 中国标准出版社, 2018: 56-57.
- [12] 顾金刚, 付强, 胡建伟. 基于排队时间指数的信号控制路口交通拥堵评价方法[J]. 交通信息与安全, 2020, 38(6): 80-86.
- [13] 龙小强, 谭云龙. 基于模糊综合评价的城市道路交通拥堵评价研究[J]. 交通标准化, 2011(11): 114-117.

收稿日期: 2025-01-16

(上接第 148 页)

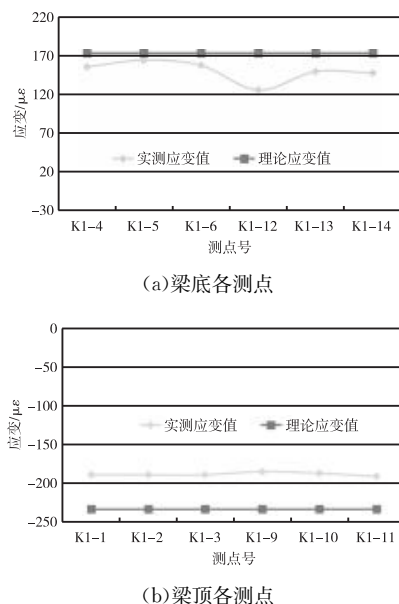


图 13 正载工况梁底和梁顶各测点实测与理论应变对比曲线图

7 结语

(1) 预应力 UHPC 弧形下承式梁桥结构具有结构高度小、受力合理、施工便捷、经济美观等优点, 工程应用前景良好。

(2) 茶花山跨线桥建成通车为预应力 UHPC 弧形下承式梁桥工程应用积累了经验, 为同类项目的设计及施工提供参考, 也为相关科研工作提供了宝贵的试验数据。

参考文献

- [1] 胡匡璋, 江新元, 陆光阗. 槽形梁[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1987: 124-130.
- [2] 贺恩怀. 槽形梁在城市轨道交通工程中的应用形式[J]. 城市轨道交通研究, 2003(3): 68-70, 75.
- [3] 黄侨, 陈卓昇, 杨明. 槽型梁桥力学性能的研究现状与展望[J]. 中外公路, 2013, 33(6): 131-136.
- [4] 王德辉, 史才军, 吴林妹. 超高性能混凝土在中国的研究和应用[J]. 硅酸盐通报, 2016, 35(1): 141-149.
- [5] 邵旭东, 曹君辉. 面向未来的高性能桥梁结构研发与应用[J]. 建筑科学与工程学报, 2017, 34(5): 41-58.
- [6] Graybeal B, Brühwiler E, Kim B, et al. International Perspective on UHPC in Bridge Engineering[J]. Journal of Bridge Engineering, 2020, 25(11): 4020094.1-4020094.16.
- [7] 邵旭东, 邱明红, 晏班夫, 等. 超高性能混凝土在国内外桥梁工程中的研究与应用进展[J]. 材料报, 2017, 31(23): 33-43.
- [8] 邵旭东, 樊伟, 黄政宇. 超高性能混凝土在结构中的应用[J]. 土木工程学报, 2021, 54(1): 1-13.
- [9] 覃誉瑶, 龙诚璧. UHPC 单跨下承式槽型梁吊装施工技术研究[J]. 西部交通科技, 2024(4): 131-133.

收稿日期: 2025-01-16

公路工程施工全过程进度多维管控平台构建研究

蒋志强¹, 吴昌松¹, 彭林峰¹, 申威²

(1. 广西新发展交通集团有限公司, 广西 南宁 530029; 2. 广西交通设计集团有限公司, 广西 南宁 530029)

摘要: 针对当前公路工程施工进度管理业务的特征与不足, 文章基于数字化技术提出集工程实际进度填报、多维进度展示以及风险管控于一体的多维施工进度管控平台, 围绕公路实体施工、内业资料以及计量支付等方面, 以 WBS 工作分解结构与统一标识码作为载体, 实现多源进度数据的关联与集成展示, 通过施工进度风险影响程度算法开展全过程动态风险管控与进度优化, 并在实际工程施工进度管理中开展实践应用, 验证平台应用的科学有效性, 可为实现公路工程施工进度管理模式的升级提供支撑。

关键词: 公路工程; 数字化技术; 施工全过程; 多维呈现; 风险管控

中图分类号: U495 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.056

文章编号: 1673-4874(2025)05-0194-04

0 引言

近年来, 我国公路工程建设如火如荼, 面临着巨大的工程进度管理压力, 也伴随着不可预见、不可控制的施工过程进度风险, 而传统公路工程施工进度仅从甘特图、时标网络图、双代号图以及 PERT 图等二维平面比较方法进行检查与调整, 存在着形象度不高、针对性不强、缺乏对项目重要控制性工程精细化管控手段、管理方式单一^[1]以及无法及时规避施工延误风险等问题; 同时工程内业资料完成情况与实际施工脱节、工程计量支付严重滞后等整个施工过程中普遍存在着的“重外业、轻内业”^[2]现象也极大影响工程进度, 导致无法如期完工。

针对上述问题, 众多学者利用三维信息化技术开展公路工程施工进度管控能力的提升研究, 白宇等^[3]围绕 WBS 建立统一的 BIM 建模与进度管理数据结构, 将计划与实际进度数据集成, 同时提出进度管控算法, 实现施工进度度的精细化管控, 但该研究方法适用对象有限。汪军等^[4]通过建立进度数据共享通道, 与 BIM 模型进行关联, 同时借助“BIM + GIS”技术实现了工程进度的可视化表达, 但缺少有效的施工进度管控方法。王嘉晨^[5]利用数字孪生模型和数据采集技术实时获取现场进度影像信息数据, 通过数据驱动的方式构建进度推演模型, 实现了合理的施工进度安排, 但该技术复杂且流程时间过长, 无法保证对施工进度管控的及时性。此外, 陈秋霞等^[6]利用 BIM 技术结合 GIS 平台, 开展施工进度形象展示, 亦未实现对施工全过程进度的精细化管理。

由此可见, 现有关于公路工程全过程施工进度展示与管控的研究, 大都以 BIM 模型为载体关联施工进度数据, 虽实现了三维形象进度展示与局部工程进度管理, 但公路工程包含专业较多、覆盖范围较广, 在工程实体施工进度管控工作中仍然暴露出“重效果、轻管控”^[7]的弊端, 且均不涉及对后续施工内业进度的有效管理。本文从公路工程进度管理业务逻辑出发, 深度应用数字化技术提升施工进度管控质量和优化效率, 构建了以多级进度管理为核心功能的公路施工全过程进度多维呈现与管控优化机制, 实现对公路工程施工进度管控模式的转型升级。

1 总体建设思路

1.1 技术路线

为规避新理念、新方法的应用与实际进度管理业务脱节, 造成技术应用与现场实施“两张皮”的问题。在设计阶段构建统一分类编码及构件标识码^[8]的基础上, 进一步根据施工台账、检验批的要求拆分为 WBS 工作分解结构^[9], 将 BIM 设计成果进行拆分, 研发工程进度填报系统并接入内业资料系统数据、计量支付系统数据, 与公路工程各专业信息模型关联融合, 创新性构思出总体级、段落级、细部级的多级一体化形象进度展示方式, 构建起了一套可实现设计、施工、项目管理数据传递的实时进度管控优化机制(如图 1 所示), 为确保公路全线施工进度管控与及时优化提供支撑。



图1 机制技术路线图

1.2 实现方法

1.2.1 BIM 模型结构拆分与编码

充分考虑进度管理业务特征及公路工程全生命周期

数字化应用的数据传递与协同, 对 BIM 设计成果参照 WBS 工作分解结构进行拆分并创建模型结构树, 可实现较高的拆分精度, 使公路工程信息模型成为结构化数据。

第一作者简介: 蒋志强(1975—), 高级工程师, 主要从事公路工程建设管理工作。

针对公路工程项目施工单位不同,工程划分不一致的问题,提出“项目码+单位工程码+构件分类码+位置码”的公路工程信息模型构件唯一标识编码^[10](如表1所示),引导WBS分解直接指向公路工程信息模型建立关联,将BIM

构件与项目进度、内业资料以及计量支付等多源业务数据进行关联,同时与工程划分体系中单位工程、分部工程、分项工程以及工序建立良好的映射关系,满足公路工程各专业信息模型数据的结构化管理及进度管理业务的需求。

表1 各专业模型构件标识码示例表

标段	分部	单位工程	分部工程	分项工程	唯一标识编码
No1	一分部	XX大桥	基础及下部构造	1#-1桩基	S75WX+60-03.0006.00.00+18-04.02.03.01+61-01.00.000
No2	二分部	XX段路基工程	XX段路基土石方工程	XX段土石路基	S75WX+60-01.0001.00.00+18-02.01.04.10+61-01.01.001
No3	三分部	XX隧道右线	XX段洞身衬砌	XX段喷射混凝土	S75WX+60-04.0001.00.00+18-06.04.05.00+61-01.00.000

1.2.2 多源数据接入

根据公路工程施工进度全程管控的需要,综合利用施工进度计划、工程实际进度填报、内业资料子系统、计量支付子系统等多源数据,实现进度数据的多样与互补,用于公路工程实体施工、内业资料、计量支付等各阶段进度的集成与对比。主要包括以下几个方面:

(1)施工进度计划数据,包括各单位工程、分部工程以及分项工程的计划开始时间与计划结束时间,作为施工进度是否发生延误的主要依据。

(2)工程实际进度填报数据,主要提供各分项工程施工实际开始时间、实际结束时间的填报,并根据填报数据自动统计相应分部工程、分项工程的完成进度和提前、正常、滞后等施工状态,以及由人工填报存在的施工进度风险影响因素,如恶劣天气和突发事件对进度的影响、施工设备损坏、施工材料不齐全、施工人员缺乏积极性以及施工子项目间交叉实施不合理等进行判定。

(3)内业资料系统数据,主要包含公路工程项目各标段下的单位工程、分部工程以及分项工程的施工资料完成进度、监理资料完成进度等数据,用于展示构件施工内业资料的进度。

(4)计量支付系统数据,接入参建各方签认确定的台账,质量检验凭证、中间交工证书,以及计量支付报表等工程计量单元资料审批时间,用于各构件施工计量支付状态的判定。

1.2.3 多维进度展示

利用所接入的施工进度计划数据与各阶段实际进度数据,进行数据处理、统计分析后,按照施工标段、施工专业以及各阶段进度结果划分,将结果推送至App、Web等展示端开展多维度的进度情况可视化展示,辅助项目建设管理者远程了解公路进度情况,为公路工程施工进度的数字化、无缝化管理提供实时有效的支撑奠定基础。

(1)驾驶舱展示,主要为项目总体进度总览,提供各个专业与标段的工程完成量、完成百分率以及各分项当前进度状态(提前、正常、滞后)的显示。

(2)二维总体展示。主要为项目段落施工进度总览,可自定义桩号起讫范围,查看关注范围内的项目主体工程的施工进度状态及相应完成比例。

(3)三维精细展示。融合BIM与GIS技术,将公路工程三维信息模型、地理空间数据以及施工进度业务数据

三者直接关联起来,准确定位展示每一个分项构件的进度情况,辅助建设管理者更好地了解公路项目的施工进度,及时准确地规避可能出现的施工延误风险。

1.2.4 施工过程进度动态优化

在传统的施工进度管理过程中,工程进度延误往往都是事后发现处理,极易导致项目工期的顺延。为保证对施工过程中产生的进度延误风险进行事前及时处理,利用施工进度影响因素具有多样性、频发性、整体性、规律性的特征,建立了施工过程进度动态优化机制,以期为公路工程项目全过程进度的有效管控提供支撑。

1.2.4.1 施工全过程进度风险影响因素收集

通过分析公路工程建设领域相关研究资料,收集公路工程施工全过程进度风险影响因素,经公路项目建设管理者、各参建单位业务人员以及一线工人讨论、筛选与整理,得到施工全过程进度风险影响因素^[11]。

1.2.4.2 进度风险影响度计算

公路工程项目从实体施工开始至质检验收,到最终计量支付的过程中,面临诸多影响整体进度的风险因素,且各因素之间相互关联,产生聚合作用,造成不可逆的进度延误。为解决此问题,本文在工程实际进度填报数据的基础上,综合考虑各进度风险影响因素间的耦合作用,设置风险影响度计算公式:

$$F_i = G_i + \sum (\bar{\omega}_{ij} H_{ij}) \quad (1)$$

式中: F_i ——考虑耦合作用下的风险影响因素*i*的风险影响度;

G_i ——风险影响因素*i*在实际工程进度填报数据中的风险影响度;

$\sum (\bar{\omega}_{ij} H_{ij})$ ——风险影响因素*i*和*j*由于交互关系产生的风险值;

$\bar{\omega}_{ij}$ ——对因素*i*存在影响的因素*j*的整体权重系数;

H_{ij} ——对因素*i*存在影响的因素*j*的风险影响度。

1.2.4.3 施工延误风险管控

确定各构件施工过程中各级风险影响权重后,将影响程度较高的施工进度影响因素在各级展示层中进行推送,并提醒相关建设管理者若未对存在的进度风险进行及时的控制,施工进度延误的可能性较大,项目整体极有可能延期完工,应采取调整施工资源配置或施工组织

工程结构划分表结构开展模型结构划分与工程进度填报系统中结构树建立,通过自研的编码工具程序对模型进行批量赋予唯一标识编码,构建出一套可实现设计、施工、进度管理数据传递的全过程信息模型,为后续平台业务应用提供支撑。

3.2.2 进度风险影响程度确定

项目工程共划分为3个施工标段、7个施工分部,将各标段工程结构划分数据导入工程进度填报系统中,由监理方督导各施工分部开展实际进度数据与存在的进度风险影响因素的日报填报,通过分析各分项工程在实体施工、内业资料、计量支付等阶段填报的风险影响因素^[15],采用风险影响度计算公式,动态确定各分项工程存在的风险影响程度。以本项目施工№1标段七分部长岭高架大桥(左线)为例,计算结果如表2所示。

表2 长岭高架大桥(左线)部分分项工程一级风险影响程度表

分项工程	施工管理 (A)	工程投资 (B)	施工环境 (C)	施工资源 (D)	施工技术 (E)
0# 台背填土	0.126	0.073	0.473	0.238	0.090
1# 墩-0# 桩基 钢筋加工及安装	0.023	0.125	0.546	0.183	0.123
3# 墩墩身钢筋 加工及安装	0.536	0.070	0.208	0.093	0.093
4# 墩-1# 桩基	0.401	0.215	0.127	0.127	0.130
2# 跨-1# T梁 预制	0.157	0.486	0.158	0.121	0.078
3# 跨-5# T梁 预制预应力筋的 加工及张拉	0.228	0.128	0.372	0.132	0.140
7#-5# T梁预制 预应力管道压浆	0.101	0.507	0.139	0.149	0.104
桥面铺装	0.412	0.189	0.157	0.092	0.150

3.2.3 平台应用

将公路施工进度管控平台在项目全线进行推广使用,利用平台中移动端进度总览、二维平面动态进度、三维 BIM+GIS 形象进度等功能模块查看各阶段、各专业以及各构件的进度状态;同时依据平台推送的各分项工程影响程度最大的风险影响因素,按照项目建立的建设单位-监理单位-施工单位三级管控流程,提醒相关管理者及时进行处置。

3.3 验证结果

通过本文自研平台,在项目伊始,采用工程进度填报系统开展项目施工实际进度数据的填报,并借助多维度的展示手段对全过程进度状态进行了展示,提高了工程实际进度数据的及时性与形象程度。在项目进度优化过程中,全线基本做到事前处理,合理规避了大量频发性、规律性的进度风险,因自然原因、技术原因等不可控风险导致的施工进度延误,仍在平台中保持优先级提醒,待问题解决通过调整施工资源、施工计划等,确保如期完

工。实践证明,本研究充分借助了数字化信息技术,在无显著增加施工进度管理工作量的基础上规范了业务流程,提高了管控水平。

4 结语

本文针对具有长距离、多工点以及大范围等特点的公路工程项目,建立基于数字化信息技术的公路工程施工全过程进度多维管控平台,借助 BIM、GIS 以及信息化等新兴技术与多源数据融合、大数据计算等先进手段创新进度状态展示方式,基于工程实际填报数据与施工进度风险影响体系提出风险影响度算法,依据计算结果开展施工进度风险处置与优化工作,实现施工全过程施工进度的及时精细化管控。研究方法从进度业务流程化的特点出发,解决了当下施工进度管理中“重外业,轻内业”的问题,也在一定程度上辅助项目避免了因多类风险影响因素导致的进度延误现象的发生,切实提升了工程建设进度,可在类似项目中推广使用。

参考文献

[1]徐圆圆.高速公路项目建设进度风险耦合研究[D].郑州:郑州大学,2022.

[2]杨军红,陈宝光,陈国龙,等.基于 BIM 技术的高速公路施工进度管理实施框架研究[J].施工技术,2021,50(12):25-28,46.

[3]白宇,刘洁,王欣南.基于 BIM 的施工进度精细化管控方法研究与实践[J].公路,2023,68(4):267-274.

[4]汪军,黎丁实,乔科.基于双“核心结构树”的公路工程建设 BIM 数据协同研究[J].公路,2022,67(3):247-253.

[5]王嘉晨.基于数字孪生的山岭地区高速公路施工进度管理研究[D].武汉:华中科技大学,2022.

[6]陈秋霞.基于 BIM 技术的高速公路工程施工进度管理优化研究[D].重庆:重庆大学,2023.

[7]张华,彭朝晖,张强,等.基于 DBN 的艾尔西亚高等级公路施工进度风险评估[J].郑州大学学报(工学版),2023,44(5):108-113.

[8]张琪峰,袁超,黄杰.基于 EBS 构件编码的工程进度可视化管控方法[J].城市道桥与防洪,2022(8):156-159,22-23.

[9]汪军,何刚,乔科,等.基于“BIM+GIS”的公路工程建设进度管理[J].中国公路,2022(18):108-109.

[10]梁才,王长海.公路工程信息模型标识编码结构研究[J].深圳大学学报(理工版),2022,39(4):424-431.

[11]白礼彪,张璐瑶,孙怡晨,等.公路工程项目组合施工进度风险防范策略[J].中国公路学报,2021,34(9):203-214.

[12]郭士礼,侯卫生,李修忠,等.基于 3D GIS 的高速公路施工进度管理系统研究[J].公路,2016,61(5):130-134.

[13]谢灿荣,王建军,聂少君.基于 WBS 与形象量控制的高速公路施工进度管理研究[J].西部交通科技,2023(2):185-188.

[14]罗淑贤.BIM 技术在 G 工程项目进度管理优化中的研究[D].广州:广州大学,2023.

[15]王仁超,宋亮.基于改进模糊层次分析法的施工进度风险分析[J].水电能源科学,2017,35(11):141-144,157.

收稿日期:2025-01-18

广西交通运输科技治超系统技术研究

梁宇

(广西壮族自治区交通运输综合行政执法局, 广西 南宁 530021)

摘要: 文章深入剖析广西交通运输科技治超系统的建设背景、目标、软硬件基本架构、信息系统平台架构、建设技术以及实施效果等, 展现其在提升治超精准度、保障交通设施安全、推动行业信息化发展等方面的重要意义和成效, 旨在为交通治超领域的技术研究与实践提供参考范例。

关键词: 交通运输; 科技治超; 系统建设; 技术成效

中图分类号: U495 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.057

文章编号: 1673-4874(2025)05-0198-03

0 引言

广西地处我国西南地区, 其交通枢纽地位在区域经济发展格局中举足轻重。随着经济的蓬勃发展, 货物运输需求持续攀升, 但超限现象日益严重成为交通运输领域的突出问题, 不仅对公路基础设施造成严重破坏, 使公路维护成本逐年递增, 而且极大地增加了交通安全事故的发生风险, 严重威胁人民群众的生命财产安全。以前“人海战术”的治超模式已不能满足现行需求^[1]。在此背景下, 广西在全区规划建设 307 个不停车超限检测点, 并同步建设广西交通运输治超联网系统平台。目前, 检测点建成 282 个、在建 19 个、待建 6 个, 检测点监控网络基本成型。通过软硬件结合, 借助物联网、大数据、人工智能等前沿技术, 已实现全区“一张网”“一把尺”“一盘棋”的治超新模式, 成为广西治理超限问题、提升交通运输智能化与安全水平的关键举措。本文将从建设目标、软硬件基本架构、实施情况与效果等方面介绍广西交通运输治超联网系统平台, 为广西交通治超领域的技术探索与实践应用提供借鉴案例。

1 建设目标

通过整合全区不停车超限检测点、公路超限检测站、源头场站、高速公路出入口、高速公路龙门架等前端设备和软件系统, 打破数据壁垒, 汇聚至广西治超系统联网平台, 全面打造广西交通运输科技治超系统, 使执法数据可视化、提升一线执法效率、加强信用监管, 提高服务质量。

2 软硬件基本架构与建设技术剖析

广西交通运输科技治超系统凭借软硬件架构的紧密协同, 为高效开展治超工作给予了坚实保障。在硬件构成上, 囊括动态监测设施、抓拍监控设备、信息发布装置以及安全防护设施。软件部分则包含监测采集系统、基本信息管理系统以及线索筛查管理系统。

2.1 硬件架构及建设技术剖析

2.1.1 公路与货运车辆超限动态监测设备

动态称重设备是不停车超限检测的核心技术支撑,

分为压电式、弯板式、石英式等^[2], 可自动检测车辆多类信息, 能准确分类车辆, 有异常驾驶行为检测功能, 具备自动缓存、数据重发、故障自检功能^[3]。

建设技术剖析: 动态称重设备安装时, 路面切割误差需控制在 ± 2 mm, 压电式传感器安装角度与车辆行驶方向垂直度偏差 $< \pm 0.5^\circ$, 通过全站仪校准。传感器线缆采用双层屏蔽双绞线, 屏蔽层接地电阻 $\leq 4 \Omega$, 且与强电路间距 ≥ 1 m。弯板式和石英式设备安装基础混凝土强度等级 $\geq C30$, 厚度 ≥ 300 mm, 地脚螺栓埋深 ≥ 500 mm。设备内置温湿度传感器, 温度 $> 0^\circ\text{C} \sim 40^\circ\text{C}$ 或湿度 $> 85\%\text{RH}$ 时, 自动启动补偿和调节装置, 温度补偿精度可达 $\pm 0.5\%\text{FS}$ 。

2.1.2 抓拍与视频监控设施

抓拍与视频监控设施应能清晰、多方位抓拍检测车辆, 并快速检测输出车辆信息, 有行驶轨迹分析功能, 可叠加字符、信息等, 具备喊话器、补光装置, 有开放接口和协议, 有 3D 定位、断电记忆、IP 地址访问控制功能, 可正常工作于特定电源条件, 支持预置位设置。

建设技术剖析: 摄像头按每 100 m^2 至少 1 个的标准布局, 弯道处水平视角 $\geq 120^\circ$, 垂直视角 $\geq 45^\circ$ 。采用运算能力 $\geq 8\text{ Tops}$ 的图像处理器与 YOLOv5 算法, 识别准确率超 95%, 处理速度达 30 FPS 以上。补光 LED 灯色温 $5\,000 \sim 6\,000\text{ K}$, 亮度 $0 \sim 2\,000\text{ Lux}$ 自动调节, 照射范围不小于摄像头视野的 80%。

2.1.3 信息发布显示屏

信息发布显示屏主要有双立柱门架型和悬臂式 LED 可变信息显示标识两种^[4]。悬臂式显示格式为 4 行 9 列, 门架式显示格式为 2 行 14 列。采用可拆装模块化结构, 接口多样化, 安装连接件可调节视认角度 (视认角 $\geq 30^\circ$, 静态视认距离 $\geq 250\text{ m}$), 控制箱安装于立柱或箱体内部, 依车辆情况用不同颜色字体提示, 显示亮度 $\geq 5\,000\text{ cd/m}^2$ 且可自动调节。

2.1.4 安全设施

在检测区前方 200 m 处, 设置“前方进入非现场治超监测点”反光标识; 在检测区前方 150 m 位置设置“禁止压线”“禁止变道”“限速”等标志; 在检测区后方 150 m 处设置对应的解除标志。此外, 检测区域两边应设置隔离设

作者简介: 梁宇 (1988—), 工程师, 主要从事治超、交通运输综合行政执法相关工作。

施和安全护栏,隔离设施用于分隔检测区与其他车道,安全护栏可以防止货车故意绕开磅秤逃避检测。

建设技术剖析:“前方进入非现场治超监测点”标识采用反光系数 $\geq 350 \text{ cd} \cdot \text{lx}^{-1} \cdot \text{m}^{-2}$ 的材料。交通标志按照 GB5768 标准设置,限速标志直径为 600 mm^[5]。隔离设施采用屈服强度 $\geq 235 \text{ MPa}$ 的金属栏杆,高 1.2 m。安全护栏采用镀锌层平均厚度 $\geq 85 \mu\text{m}$ 的波形梁钢护栏^[6]。施工对标线宽度严格控制,误差 $\leq \pm 5 \text{ mm}$,确保设施精准安装且与环境适配。

2.2 软件架构及建设技术剖析

2.2.1 监测采集系统

可实现通过前端不停车超限检测点硬件设备,采集检测车辆经过的照片、视频、车辆总重量、轴数、超限率、检测地点名称等信息,并能自动区分行驶车道,具备识别跨车道行驶功能^[7]。

建设技术剖析:(1)传感器埋于路面下,将压力信号转为电信号,经数字化处理后,分析信号计算车辆重量和轴数;(2)各车道部署地磁传感器,依地磁变化判断行驶轨迹,分析信号区分车道,用算法识别跨车道行驶;(3)运用 YOLO、Faster-RCNN 等深度学习算法,从多场景收集海量车辆图像,如不同时段、天气、路况下的画面,模型借卷积神经网络提取车辆特征,以此从复杂交通场景图像精准识别目标车辆,提升检测的准确率与效率;(4)采用 OCR 与深度学习算法结合的方法,由 OCR 初步识别车牌字符,而深度学习算法基于大量样本训练,对 OCR 结果优化校正,从而提高车牌识别准确率。

2.2.2 基本信息管理系统

实现对检测地点名称、检测地点简称、检测方向、检定信息、所在行政区划代码、所属管理机构、路线编号、线路名称、站点桩号、经纬度、车道数量、总投资、建成日期、投入使用日期等基本信息进行增加、删除、修改和查看,并能导出电子表格类型(Excel)数据信息内容,以便于超限车辆数据分析,科学决策。拥有用户权限分级、安全管理、参数设置以及时间校准等方面的功能。

建设技术剖析:(1)数据操作功能实现需依托强大的数据库管理系统,如 MySQL 或 Oracle,利用 SQL 语句实现对检测地点等各类基本信息的增删改查操作,确保数据的高效处理与存储;(2)利用集成的数据转换工具,将数据库数据精准转为 Excel 格式,便于数据分析;(3)采用基于角色的访问控制(RBAC)技术,设定不同角色并赋予特定权限,保障系统安全;(4)安全管理方面,运用加密技术,如 SSL/TLS 对数据传输加密,采用定期备份与灾难恢复技术防止数据丢失;(5)参数设置功能通过配置文件管理技术实现,允许管理员便捷调整系统参数;(6)时间校准功能,能借助网络时间协议(NTP),确保系统时间准确,为数据记录提供精确时间戳,从而全方位保障基本信息管理系统的稳定运行与功能实现。

2.2.3 线索筛查管理系统

其主要依托大数据,自动筛查各项检测数据是否符合规范性以及完整性要求,针对车牌号码信息无法核实的情况将会建立专门的无效信息台账,在此情况下执法

人员可以采取手动方式上传数据材料,复核相关线索信息的有效性,及时排除无效线索以及重复数据,利用有效信息支持后续数据管理。

建设技术剖析:(1)需借助大数据分析技术,依据预设规则库,对数值型数据使用数据类型校验、范围判断算法,对文本型数据采用正则表达式匹配技术,检测数据规范性;(2)运用数据库技术,明确各字段属性,在关系型数据库如 MySQL 中建立专门台账,合理设计索引,方便查询管理,实现无效信息台账建立;(3)采用 HTML5、CSS3 和 JavaScript 等 Web 前端开发技术,构建便捷上传界面,支持多格式文件上传,并进行数据校验,实现手动数据上传;(4)通过相似度匹配算法(如余弦相似度算法)及机器学习算法(如决策树算法),综合判断线索有效性,排除无效线索,实现线索复核。

3 广西交通运输治超系统平台基本架构与功能应用

广西交通运输治超系统平台以软硬件为基础,通过网络各前端系统数据的汇聚、整合、分析,使数据在各部门和环节之间实现流转与共享。通过大数据与 AI 算法,实现跨区域、跨部门的协同工作,形成一个高效、统一的治超工作平台^[8]。见图 1。

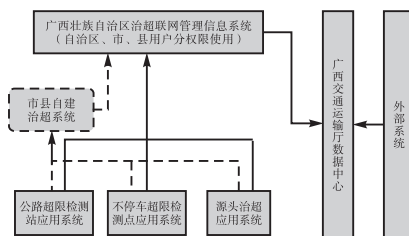


图 1 广西交通运输治超系统平台逻辑框架图

3.1 总体架构

广西交通运输治超系统平台由 7 个子系统组成,分别为:执法调度与应急指挥系统、执法取证系统、超限运输运行监管系统、执法数据分析系统、执法监督考评系统、大件运输监管系统、信用治超系统。

3.1.1 执法调度与应急指挥系统

执法调度与应急指挥系统接收线索筛查管理系统筛选的不停车超限检测点记录的违法行为,并具备超限预警功能,能够根据预警阈值设置,筛选特定信息,实现系统自动预警并关联电子围栏,辅助执法人员进行有效布控,同时也促进现场执法向非现场执法转化。

3.1.2 执法取证系统

执法取证系统是科技治超理念的核心功能,通过监测采集系统采集不停车超限检测点过车检测数据,判断超限违法行为,开展治理超限执法处罚。系统分析超限违法行为的过车图片、视频和检测数据,关联运政数据获取当事人联系方式,由执法人员对不停车超限检测点的超限违法行为进行技术审核,通过发送短信告知当事人违法情形,审核制作并推送到“综合执法系统”进行立案处罚。

3.1.3 超限运输运行监管系统

超限运输运行监管系统对已接入广西交通运输治超联网平台的公路不停车超限检测点的日常运行进行监控,执法人员可及时查看到所属辖区内站点的运行情况,包括数据传输、数据质量、站点设备状态等信息。当站点运行异常时,超限运输运行监管系统会及时展示异常信息,协助前端站点快速解决问题,保障站点数据稳定传输。

3.1.4 执法数据分析系统

执法数据分析系统主要通过整合分析全区经过不停车超限检测点的车辆检测数据,运政系统人、车、企数据,卫星定位数据,实现对数据的挖掘分析,为治理超限管理提供辅助决策支持。

3.1.5 执法监督考评系统

执法监督考评系统旨在实现上级部门对下级机构或行业监管机构的线上督办,数据源为经执法人员审核通过的有效数据,通过综合治超督办、专项治超督办、单项治超督办,实现现行的静态、阶段性执法监督转变为全过程的动态执法监督,如实动态反映执法规范和执法质量。

3.1.6 大件运输监管系统

大件运输监管系统主要实现跨省市的大件运输许可查询和为执法数据分析系统提供许可信息,并可以根据运输许可证记录的通行路线,进行文本识别,配合卫星定位数据与高速公路龙门架通行数据,匹配大件运输车辆实际行驶路线,实现大件运输预警提醒。

3.1.7 信用治超系统

信用治超系统通过接入广西交通运输综合执法系统等外部系统获取治超案件数据,经过整理分析,生成失信行为名单或根据预定义的规则生成黑名单,推送指挥调度与应急指挥系统进行消息预警和提醒。

4 广西交通运输科技治超系统实施情况与效果

4.1 实施情况

广西自2022年开启科技治超系统建设征程,规划的307个不停车超限检测点建设稳步推进,同步搭建的治超联网系统平台逐步完善。前端硬件设备与软件系统深度融合,构建起全方位的监测与管理系统。硬件设备精准采集车辆信息,软件系统高效处理、分析和数据,各子系统协同运作,形成了从检测到执法、监管、分析的完整链条,实现了全区治超工作的信息化与智能化管理。

4.2 实施效果

4.2.1 提高超限车辆的检测率,有效降低了货车超限率

广西治超联网系统平台建成启用后,全区构建起“全站点覆盖、全过程记录、全业务上线、全链条管理、全方位服务”的科技治超新模式。2024年,全区自动检测违法超限货车达937万辆次,是同期通过传统方式发现违法超限货车数量的332倍。并且,2024年全区货车超限率为13.09%,相较于2023年降低了5.35%。这一系列数据表明,系统的识别能力和执法效果得到大幅提升。

4.2.2 减少了公路损坏和交通事故的发生

交通运输部有数据表明,车辆超限30%,碾压一次

水泥路面的损害程度相当于标准轴载碾压100次;超限70%时,碾压一次水泥路面就如同标准轴载碾压7000次;超限100%,碾压一次水泥路面相当于标准轴载碾压7.57万次。实施科技治超系统以来,实现了2024年广西与超限有关的公路桥梁损毁垮塌事件、不稳定事件、重大及以上道路交通事故“三个零发生”,公路路面因超限车辆导致的损坏明显减少,在保障了人民群众生命财产安全的同时,也为交通运输的安全稳定发展创造了良好的环境。

4.2.3 提升了治超工作的信息化和智能化水平

实施科技治超系统后,治超工作达成了全面信息化与智能化。前端检测设备自动采集车辆信息,通过数据传输网络实时传输到后台管理系统,系统自动进行数据分析和处理,生成各类报表和统计数据。执法人员可以通过信息化平台实时了解治超工作的进展情况,及时调整执法策略,使治超工作更加科学、高效。

5 结语

广西交通运输治超系统在治理超限问题上取得了显著成效。通过采用先进的技术手段,从前端检测设备到数据传输网络,再到关键技术应用和系统平台的整体架构设计,实现了对超限车辆的精准监测和有效治理。其在提高检测查处率、减少公路损坏和事故、提升信息化智能化水平以及增强执法公正性和透明度等方面发挥了重要作用。然而,随着交通运输行业的不断发展和技术的持续进步,治超工作仍面临新的挑战。未来,应进一步加强技术创新,不断优化系统功能,提高系统的适应性和可靠性,持续推动治超工作向更高水平发展,为广西交通运输事业的健康、安全、可持续发展提供坚实保障。

参考文献

- [1]曾泯棋.高位推动多路出动科技驱动——广西探索违法超限运输治理新路径[J].中国公路,2023(19):18-21.
- [2]王艳霞,王迎迎,鲍春晖.多传感器数据融合技术在动态称重系统中的应用[J].仪表技术,2014(2):49-51.
- [3]鞠颖.基于多传感器数据融合技术的车载式车辆称重系统研究[D].上海:上海应用技术大学,2020.
- [4]广西壮族自治区交通运输厅.广西壮族自治区公路不停车超限检测点建设技术要求(修订)[EB/OL].[2023-09-04].<http://jtt.gxzf.gov.cn/zfxxgk/fdzdgk/tzgg/t17209831.shtml>.
- [5]交通运输部公路科学研究院.道路交通标志和标线第2部分:道路交通标志:GB 5768.2—2022[S].北京:中国标准出版社,2022:16.
- [6]交通运输部公路科学研究院,国家交通安全设施质量监督检验中心.公路交通工程钢构件防腐技术条件:GB/T 18226—2015[S].北京:中国标准出版社,2015:8-9.
- [7]贺占跃.高速公路入口治超系统车辆识别技术研究[J].交通世界,2024(增刊2):4-6.
- [8]杨顺秀,黄振.广西公路治超联网管理系统方案设计[J].西部交通科技,2024(10):180-182.

收稿日期:2025-01-16

出租汽车行业绿色低碳发展模式与实践分析

周玲玲

(柳州市交通运输综合行政执法支队,广西 柳州 545005)

摘要: 文章以柳州市出租汽车行业改革为例,深入剖析其在深化改革引领、创新发展引领和突出区位引领方面的创新举措与成效。通过建立改革引领机制、创新管理体系、搭建信息化平台、推动绿色发展等一系列措施,柳州出租汽车行业在提升服务质量、优化运营管理、保障驾驶员权益以及推动行业可持续发展等方面取得了显著成效。实践表明,柳州模式为全国出租汽车行业改革提供了可复制、可推广的经验,对推动行业转型升级具有重要的借鉴意义。

关键词: 出租汽车;行业改革;柳州模式;创新发展;绿色低碳

中图分类号: U492.4⁺34 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.058

文章编号: 1673-4874(2025)05-0201-03

0 引言

出租汽车作为城市公共交通的重要组成部分,承担着满足市民多样化出行需求的重要角色。近年来,随着城市化进程的加速和居民生活水平的提高,出租汽车行业面临着诸多挑战,如市场竞争加剧、服务质量参差不齐、驾驶员权益保障不足等。同时,随着互联网技术的快速发展和新能源汽车的广泛应用,出租汽车行业也迎来了新的发展机遇。在此背景下,各地纷纷探索出租汽车行业的改革之路,以期实现行业的可持续发展^[1]。

柳州市作为我国西南地区重要的工业城市,近年来在出租汽车行业改革方面取得显著突破,其创新实践经验为全国行业改革提供了样板。本文通过对柳州市出租汽车行业改革模式的深入研究,具体分析其改革采用的各项举措及取得的成效,旨在为其他城市出租汽车行业的改革与发展提供有益的借鉴和参考。

1 出租汽车行业现状分析

1.1 市场规模与发展趋势

出租汽车作为城市客运的重要组成部分,具有多方面的作用和特点。近年来出租汽车行业虽受到了一定冲击,但随着国内出游人次的增加,2023年市场规模已经回升至3 640.53亿元,数据的有效增长表明了出租汽车行业渐渐复苏。

从长期来看,出租汽车行业市场规模有望持续增长:(1)城市化进程的加速和人口的不断增长,城市出行需求将持续增加;(2)居民收入水平的提高和消费观念的转变,其对出行的高品质需求为行业提供了广阔的发展空间。此外,政府对于出租汽车行业的支持政策也将持续推动市场规模的增长。

在发展趋势方面,出租汽车行业正加速向数字化、智能化转型。网约车平台、智能调度系统等数字化工具的应用,使得乘客出行更加便捷,车辆运营效率显著提升。自动驾驶技术的研发与应用,或将推动出租汽车行业迎来更加智能化的未来。绿色低碳转型方面,新能源

出租汽车具有零排放、低噪音、节能环保等优点,符合绿色出行的需求;政府也在政策上给予一定的支持,如购车补贴、税收减免等,进一步推动了新能源出租汽车行业的发展。

1.2 行业结构与运营模式

出租汽车主要分为巡游出租汽车和网络预约出租汽车两种类型。巡游出租汽车是指在道路上巡游揽客,通过空车待租标志牌招揽乘客的传统出租汽车;而网络预约出租汽车则是依托互联网平台预约出租汽车服务的运营方式。随着互联网技术的发展,网络预约出租汽车逐渐成为城市出行的新趋势,提供了更加便捷、个性化的出行服务^[2]。2022年数据显示,传统巡游方式占据出租车市场主导,份额达90.8%,网约模式仅占9.2%。但随着互联网普及和消费习惯转变,网约市场份额有望逐步扩大。

现有出租汽车行业运营模式主要有公司运营和合作运营两种。公司运营即企业统一管理,对车辆和司机提供标准化服务,其优势在于成本降低、服务较高,但也存在管理成本高、司机收入较低的问题;合作运营则是司机自有或租赁车辆自主经营,虽司机收入较高,但服务质量可能不稳定。目前,越来越多的企业采用“公司+司机”合作模式,兼顾服务质量和司机积极性。

2 柳州出租汽车改革模式剖析

2.1 改革背景与目标

柳州在发展过程中面临着诸多挑战,如传统巡游出租汽车与网络预约出租汽车之间的竞争与融合、服务质量参差不齐、运营管理效率低下等。为了应对这些挑战,柳州市于2022-03-15出台了《柳州市进一步深化城区巡游出租汽车行业改革工作方案》^[3]。

改革的主要目标是实现出租汽车行业转型升级,提升服务质量,满足人民群众多样化的出行需求。目前,主要须解决以下几个关键问题:

(1)提升服务质量。通过规范经营行为、加强驾驶员培训和管理,提高乘客的满意度。例如,通过建立驾驶员

作者简介: 周玲玲(1982—),经济师,主要从事交通运输综合行政执法工作。

“红、黄、黑”名单制度,实现激励惩戒。

(2)优化运营管理。通过数字化手段提升运营效率,减少空驶率,提高车辆利用率。积极引入智能调度系统,实现高效的车辆调度。

(3)促进融合发展。推动巡游网融合发展,实现资源共享、优势互补。

(4)保障驾驶员权益。通过合理的利益分配机制和职业保障措施,提高驾驶员的收入水平和职业认同感。

2.2 主要改革举措与创新点

推动公司化经营与组织化管理。鼓励巡游出租汽车企业公司化治理和个体经营者组织化管理。企业通过兼并、重组实现规模化、集约化经营,提高抗风险能力和统一管理水平和个体经营者组建或加入服务管理公司,实现规范化管理。

规范经营权管理。对巡游出租汽车经营权实行无偿、有期限使用,严禁私自转让、交易和出租,确保公平分配,避免市场投机,为行业健康发展提供制度保障。

健全利益分配制度。建立四方协商机制,支持企业、行业协会与驾驶员、工会组织平等协商承包费用,保障驾驶员权益,提高其积极性。

推动数字化转型。积极推动行业数字化转型,鼓励企业更新车载设备,探索数字技术应用,如智能调度系统等,使运营效率显著提升。

促进新能源化发展。在广西全区率先引入换电模式出租汽车,整合多方优势推动新能源车辆切换,目前新能源巡游车占比达 96%,网约车新能源化率>80%,运营成本显著降低。

加强行业监管。建设巡游出租汽车监管平台,利用信息化手段加强事中、事后监管,打造“移动执法服务工作站”,不断提高执法效率,规范市场秩序。

3 改革成效评估

3.1 市场与运营成效

柳州市出租汽车改革在市场与运营方面取得了显著成效^[4],具体表现如下:

(1)运营效率。通过引入智能调度系统,出租汽车的空驶率从改革前的 30%降低至 20%,车辆利用率显著提高。这一改进不仅减少了车辆的无效行驶里程,还提高了驾驶员的收入水平。

(2)服务质量。改革通过规范经营行为、加强驾驶员培训和管理,显著提高了服务质量。建立驾驶员“红、黄、黑”名单制度,激励驾驶员提供优质服务。据统计,乘客满意度从改革前的 80%提升至 88%,这表明改革在提升服务质量方面取得了显著成效。

(3)企业与驾驶员关系。通过合理的利益分配机制和职业保障措施,有效保障了驾驶员的权益,提高了驾驶员的收入水平和职业认同感。例如,通过四方协商机制,使驾驶员的承包费用得到了合理调整,不仅改善了驾驶员的工作条件,还增强了其对行业的归属感和责任感。

(4)行业稳定性。改革通过规范经营权管理、加强行

业监管等措施,有效维护了市场的公平竞争环境。这使得行业更加稳定,减少了因市场投机行为和不规范经营导致的纠纷。同时,通过建设巡游出租汽车监管平台,利用信息化手段加强对出租汽车的事中、事后监管,进一步规范了市场秩序。

3.2 社会与环境效益

柳州市出租汽车改革在社会与环境方面也产生了积极影响。

3.2.1 社会效益

(1)就业与收入。通过推动公司化与组织化经营管理,创造了更多的就业机会。同时,通过合理的利益分配机制,提高了驾驶员的收入水平。

(2)乘客满意度。通过提升服务质量、优化运营管理等措施,乘客的满意度从改革前的 80%提升至 88%,乘客出行体验显著提升。

(3)社会形象。通过规范经营行为、加强驾驶员培训和管理,提升了整体行业形象。作为城市窗口的出租汽车,其服务质量的提升有助于改善城市的整体形象,增强市民对城市的认同感。

3.2.2 环境效益

(1)新能源化。柳州市在广西率先引入换电模式的出租汽车,推动了网巡一体化智能化新能源车辆的顺利切换。目前,柳州市新能源巡游车占比达到 96%,网约车新能源化率>80%。这一举措不仅符合绿色出行的需求,还通过政策支持和补贴,降低了运营成本。

(2)节能减排。据统计,新能源出租汽车的广泛应用减少了尾气排放,改革后出租汽车行业的碳排放量减少了 20%,为城市的环境保护做出了重要贡献。

4 面临挑战与应对思路

4.1 市场竞争与需求变化

出租汽车行业正面临激烈市场竞争与出行需求变革的双重挑战,亟待通过创新与提升服务质量实现可持续发展。

市场竞争方面,网约车的兴起对传统巡游车造成冲击。凭借便捷预约、灵活定价及高效运营等优势,网约车市场份额从 2022 年的 40%升至 2024 年的 56%,传统巡游车份额相应下滑。同时,共享出行、顺风车等新兴方式的出现,加剧了市场竞争。

需求变化方面,乘客出行追求多样化、个性化。除传统点对点服务外,乘客对舒适性、便捷性、安全性及环保性等方面要求更高。如更多乘客选择新能源车以满足绿色出行需求,同时对车内娱乐、智能导航等增值服务表现出浓厚兴趣。

为应对挑战,出租汽车行业需从两方面发力:(1)加快数字化转型,传统巡游车可与网约车平台合作或自主研发线上预约系统,如柳州市引入智能调度系统后,车辆调度更高效,空驶率显著降低;(2)加强驾驶员培训,提升服务水平以满足多样化需求,积极探索多元化服务模式,推出拼车、包车等个性化服务,满足不同出行需求。

4.2 技术与管理创新压力

在数字化、智能化快速发展的当下,出租汽车行业正承受着巨大的技术与管理创新压力,亟须适应新技术变革以保持竞争力。

从技术层面来看,互联网、大数据、人工智能等前沿技术的日新月异,促使出租汽车行业必须持续更新技术、设备与系统。智能调度系统、车载智能终端等技术的应用,对提升运营效率、优化服务质量有着显著作用。但技术更新需要的资金投入,极大增加了企业成本。数据显示,2022年巡游车在市场占比90.8%,网约模式仅占9.2%,行业数字化率偏低。

管理方面,传统出租汽车管理模式难以满足现代市场的需求,管理创新迫在眉睫。公司化运营模式需要优化升级,个体运营模式也面临规范化管理的挑战。随着数字化转型的推进,出租汽车行业必须构建新的管理与运营机制,以适应线上线下融合的发展趋势。

为应对技术与管理创新压力,出租汽车行业需加强技术研发投入,积极引入新技术、新模式。政府应加大政策支持,提供资金补贴与技术指导,助力企业数字化转型。例如,柳州市建设巡游出租汽车监管平台,进一步提升信息化监管水平。同时,企业应与高校、科研机构合作,培养引进专业技术人员,提升技术创新能力;还应探索新的管理模式与运营模式,如“公司+驾驶员”合作模式,拓展发展路径。

5 未来发展方向与策略

5.1 数字化与智能化发展

出租汽车行业的数字化与智能化发展是未来的重要趋势,转型升级正当其时。

(1)技术应用与创新。随着互联网、大数据、人工智能、自动驾驶等技术的不断进步,出租汽车行业将更加深入地应用这些技术。例如,智能调度系统将通过大数据分析实现更精准的车辆调度,减少乘客等待时间和车辆空驶率。自动驾驶技术的研发与应用预示着出租汽车行业将迎来更加智能化的未来。自动驾驶出租汽车不仅能够降低人工成本,还能提高行车安全性,为乘客提供更加舒适、高效的出行体验^[5]。

(2)服务模式创新。数字化转型将推动出租汽车行业服务模式创新。打车软件与智能调度系统让乘客预约车辆更便捷。此外,出租汽车与旅游行业融合发展,推出联程服务等创新模式,拓宽服务领域,提升盈利能力。

(3)行业竞争格局变化。数字化与智能化发展将改变出租汽车市场竞争格局。网约模式市场份额有望扩大,传统巡游车需加快数字化转型以提升竞争力。同时,技术普及使行业竞争更激烈,企业要提升服务、降低成本,应对新兴出行方式挑战。

5.2 绿色低碳转型

绿色低碳转型是出租汽车行业实现可持续发展的必然选择,这一转型将对行业的运营模式和市场竞争格局产生深远影响。

(1)新能源汽车的普及。随着环保意识的增强和新能源汽车技术的成熟,新能源出租汽车将成为行业主流车型。新能源出租汽车具有零排放、低噪音、节能环保等优点,符合未来绿色出行的需求^[6]。政府也在政策上给予新能源汽车诸多优惠和支持,如购车补贴、税收减免等,进一步推动了新能源出租汽车的发展。例如,柳州市在全区率先引入换电模式的出租汽车,推动了网巡一体化智能化新能源车辆的顺利切换,第一批换电版新能源出租汽车交付后,换电模式备受关注。

(2)运营成本与经济效益。新能源出租汽车的广泛应用将显著降低运营成本。据统计,新能源出租汽车的运营成本比传统燃油车低30%左右。这不仅提高了出租汽车企业的经济效益,还为乘客提供了更优惠的出行价格。

(3)社会与环境效益。绿色低碳转型将为出租汽车行业带来显著的社会与环境效益。新能源出租汽车的广泛应用将显著减少尾气排放,提高城市的空气质量,改善居民的生活环境。

6 结语

本文剖析了出租汽车行业现状、柳州改革模式及成效,探讨了出租汽车行业在数字化、绿色低碳及市场竞争中的机遇与挑战。柳州改革经验为出租汽车行业提供借鉴,成效显著,但仍面临市场竞争加剧、需求多样、技术与管理创新等挑战。应对之策在于加快数字化转型,提升服务质量和多元化服务模式;加强技术研发,引入新技术新模式;政府需提供政策资金支持,助力企业技术升级和管理创新。未来,出租汽车行业应聚焦数字化、智能化转型与绿色低碳发展,应用先进技术,创新服务,提升效率;推广新能源车,降低成本,减少排放,实现可持续发展。同时,优化竞争格局,提升服务质量,应对新兴出行方式挑战。总之,出租汽车行业在改革创新中前行,有望实现高质量发展,为城市居民提供便捷、高效、环保的出行服务。

参考文献

- [1]葛王琦.上海市出租汽车运行特征研究及政策思考[J].城市交通,2017,15(2):60-66.
- [2]杨婷婷.面向出行即服务(MaaS)套餐设计的用户行为偏好调查研究[D].桂林:桂林电子科技大学,2023.
- [3]柳州市人民政府.柳州市人民政府关于印发《柳州市进一步深化城区巡游出租汽车行业改革工作方案》的通知:柳政发〔2022〕9号[Z],2022.http://jtj.liuzhou.gov.cn/zwgk/fdzdgknr/zcwj/bjzfwj/202204/t20220411_3041352.shtml.
- [4]周玲玲,石添元.以深化改革破冰突围 重塑柳州出租车新形象:南国今报[N].2022-10-15.https://gxb.gxb.com.cn/?name=ngjb&date=2022-10-15&code=022&xuhao=1.
- [5]张胜男.基于系统动力学的网约车平台企业服务策略研究[D].西安:长安大学,2021.
- [6]密雅荣.新能源汽车专利技术分析[J].河南科技,2021(10):45-50.

收稿日期:2025-01-16

广西定制客运发展问题及对策研究

王东川

(广西壮族自治区道路运输发展中心, 广西 南宁 530029)

摘要:近年来,随着私人小客车增长和高铁成网运行,群众出行方式发生了重大变化,选择私人小客车自驾、合乘出行和乘坐高铁出行的比例大幅上升,传统道路客运运营模式已无法适应群众需求。为此,交通运输部将发展定制客运作为推进道路客运行业转型升级的重要举措。文章分析了当前广西定制客运发展存在的问题,并从加强政策引导、加强法规体系建设、加强信息聚合平台的应用这三个方面提出了推进广西定制客运发展的对策。

关键词:定制客运;发展;问题;对策

中图分类号: U492.4⁺ 31 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.059

文章编号: 1673-4874(2025)05-0204-02

0 引言

近年来,随着国内私人小客车增长和高铁成网运行,群众出行方式发生了重大变化,选择私人小客车自驾、合乘出行和乘坐高铁出行的比例大幅上升,而道路客运量则持续下降。私人小客车出行灵活方便,可充分满足群众“个性化”出行的需求;高铁出行安全、舒适、快捷,在长途出行中优势明显。“定线路、定班次、定站点、定时间”的传统道路客运运营模式已无法满足群众对出行服务的需求。

2016年12月,交通运输部首次提出了“规范发展道路客运定制服务”^[1],并在后续修订《道路旅客运输及客运站管理规定》(以下简称《客规》)时对定制客运的定义和运营管理要求进行了明确^[2]。广西从2021年开始在全区开展推进定制客运发展的工作。三年来,广西道路客运行业通过加强政策业务指导、积极推广应用先进经验等措施,定制客运得到了长足发展,已成为行业新的增长点。但是,在发展过程中,各地也不同程度地出现了推动发展与维护稳定产生矛盾、法规体系不健全造成无法有效处理违规行为和服务质量问题、定制客运服务信息分散造成旅客使用不便等问题,如何规范发展定制客运,成为影响定制客运持续健康发展的重中之重。

1 广西定制客运现状

2021-07-21,广西壮族自治区交通运输厅印发了《广西壮族自治区交通运输厅关于印发〈广西定制客运发展指导意见〉的通知》(桂交运管函〔2021〕364号,以下简称《指导意见》)。三年来,定制客运得到各地因地制宜的推进发展,呈现出蓬勃发展的形势。截至2024年5月,广西定制客运线路数从2021年的60条增长到239条,增长298%;车辆数从2021年的100辆增长到926辆,增长826%;日发班次从2021年的日均200班增长到日均1100班,增长450%;定制客运量从2021年的日均1千人次增长到日均8千人次左右,增长700%;定制客运量占广西传统道路客运客运量的比重从2021年的0.1%提升到2024年的>1%。从2024年1~5月的情况看,2024年全区定制客运量有望>330万人次。多数开行较早的定制客运班线已基本能实现盈亏平衡,一些热门线路已经呈现出较高的利润水平,成为道路客运企业新的增长点。定制客运“小批量乘车、不定站点、不定

时间、不定班次”的运行方式,可以有效适应旅客出行“门到门”的需求,因此越来越多的旅客选择定制客运出行。尤其是一些原先已经习惯于乘坐私人小客车或高铁出行的旅客,又开始逐步转向选择定制客运出行。在南宁、桂林、钦州、河池等地市,对于出行距离<200 km的城际出行,定制客运已成为旅客的常用选择。

2 当前广西定制客运发展存在的问题

2.1 一些地方在把握发展和稳定的关系上仍存在不足

广西交通运输厅从维护道路客运行业健康稳定发展的角度出发,在《指导意见》中明确对于原先已基本实现供求平衡的客运班线,在发展定制客运时,可在现有线路运力情况的基础上,主要通过调整车型、车辆数来开展定制客运,调整后投入的车辆总座位数原则上不超过调整前的车辆总座位数;同时,也明确随着市场发展、需求上升,可以考虑逐步增加运力,且在增加运力前要先完成相应的新增车辆的许可手续^[3]。但是一些地方的原有传统客运班线经营者因担心定制客运的发展会形成竞争,对发展定制客运持质疑、反对态度;交通运输部门担心发展定制客运会对行业稳定造成影响,等待、观望的态度比较明显;还有一些地市在推进定制客运发展时,只是机械执行调整后投入的车辆总座位数原则上不超过调整前的车辆总座位数的要求,没有随着市场发展相应增加运力,造成一些线路运力供不应求的情况。

2.2 定制客运的法规体系不够健全,对违规行为和服务质量问题缺乏明确的处理规定

个别定制客运经营者在经营过程中,没有严格落实《客规》和交通运输部《班车客运定制服务操作指南》(以下简称《指南》)关于网络平台根据旅客购票信息生成订单及电子客票、随车配备便携式安检设备、按照日发班次下限提供服务等要求^[4]。但是《客规》和现有的地方性法规、规范性文件对这些违规行为或服务质量问题尚缺乏明确的处理规定,存在“无法可依”的情况,影响了定制客运的健康、有序发展。主要问题如下:

(1)没有通过定制客运平台售票,放任客车承包经营者采取微信群组客、街边车头售票等方式经营;个别企业以定制为由,随意变更运行线路,不按照规定的线路

作者简介:王东川(1975—),经济师,研究方向:交通运输管理。

运行。

(2)个别定制客运企业没有按照规定为定制客运车辆配备随车便携式安检设备,驾驶员安检职责不落实,存在安全隐患。

(3)根据《指南》要求,企业在开展定制客运的同时,要安排符合要求的自有营运客车按照班线原批准的配客站点运行不低于“日发班次下限”的班次,或者通过定制客运车辆停靠地点覆盖原批准的配客站点方式运行不低于“日发班次下限”的班次,但个别企业没有落实按照线路核定的“日发班次下限”服务的要求。

2.3 定制客运服务信息未有效聚合

目前,广西尚未建立统一的定制客运服务平台,各客运企业在开展定制客运业务时,主要以企业使用自营平台或签约的电子商务平台独立经营的模式为主,各客运企业、电子商务平台之间缺少业务合作,公众出行信息共享服务不足。各定制客运企业各开各的车、各跑各的线路,无法充分、合理地利用行业资源向社会提供更多的定制车辆运力和更好的乘车信息向导等服务,在一定程度上造成了资源浪费,提高了经营成本。同时,旅客也无法通过统一服务平台在更广的范围内享受规范、便捷的定制客运信息服务,只能通过下载安装多个企业的定制客运 APP 或公众号来获取定制客运服务信息。

3 对策及建议

3.1 进一步加强政策引导

截至 2023 年底,全国已有 1 438 户班车客运经营者开展定制客运经营,投入定制客运车辆 > 3 万辆,完成客运量 > 1 亿人次^[5]。从国内江苏、江西等发展定制客运较早的省份的经验看,定制客运发展起来后,实际上是夺回了许多原先被非法营运的“黑车”抢走的客源,对原有传统客运班车的影响并不大。如果企业的运输组织、协同发展做得好,传统班车和定制客运其实可以形成良好的互补关系。因此,必须进一步加强政策宣传解释,处理好新旧经营模式之间的矛盾:

(1)要积极通过经验交流,向传统道路客运经营者说明定制客运与传统班线客运的互补关系,以及定制客运在满足群众安全、快速、舒适、个性化出行方面的作用^[6],引导传统道路客运经营者正确认识定制客运的发展。

(2)对于条件成熟的地方,可以通过企业与原有承包经营者合作的方式,引导承包经营者转变为定制客运合作经营者,在确保集约化运行的同时,兼顾到原有承包经营者的合法权益和合理利益诉求。

(3)加强对基层交通运输部门、行政审批部门的指导,改变部分基层部门的等待、观望态度,对于定制出行需求量已经呈现出明显增长趋势、原有运力已不能充分满足需求的线路,要适时增加运力供给。

3.2 进一步加强法规体系建设

(1)结合近年来广西定制客运发展的经验和问题,在自治区层面通过修订《广西壮族自治区道路运输管理条例》等地方法规或制定规范性文件等方式,对定制客运的运营管理、行业监管等方面进一步细化管理要求,督促定制客运经营者建立健全相应的经营管理制度,落实车辆调度、驾驶员调度、服务质量投诉处理、互联网售票及退票、违法违规行为处理等相关经营管理职责。

(2)积极向交通运输部提出有关意见建议,推动《客

规》的修改完善,对定制客运经营者没有严格落实《客规》《指南》等运营管理要求的行为明确相关的处理要求和处罚规定,做到“有法可依”。

3.3 加强信息聚合平台的应用

积极引导各地定制客运经营者利用好“一键游广西”交通服务平台(以下简称“一键交通”平台),打通企业之间的信息壁垒,以平台加强企业之间的协同合作,实现跨区域定制客运线路服务信息的整合,实现资源集聚、协同发展,提高运输效率和资源利用,为乘客提供更加便捷和多样化的选择。

“一键交通”平台是“一键游广西”全域智慧旅游综合服务大平台下的配套工程,该平台通过将铁路、民航、道路、水路旅客运输的信息壁垒打通,完成数据的互联互通,整合广西交通出行资源,构建一个面向需求侧公众、供给侧企业和监管侧政府部门的交通出行服务平台。同时,该平台本身也具有定制客运信息服务功能,可以直接为定制客运企业提供服务。广西各定制客运企业可以将本企业的定制客运平台与“一键交通”平台对接,积极用好“一键交通”平台的信息聚合功能,也可以直接选用“一键交通”平台开展定制客运经营。各定制客运企业通过“一键交通”平台与其他交通出行方式进行融合,提供多样化的出行方案一站式的服务,满足不同乘客的需求。通过打造便利的信息共享服务,使旅客可以“一键”获取丰富的定制客运出行服务信息,增强企业线上获客能力和用户黏性,吸引旅客选择定制客运出行。

4 结语

定制客运是班车客运发展的新业态,代表中短途道路客运的发展方向,有望引领整个道路客运行业的转型升级。目前广西定制客运服务在整个道路客运市场上占据的份额还比较低,企业经营、行业监管等方面也还存在不少问题。广西道路客运行业要进一步集思广益、稳中求进、精准施策、盘活资源,继续扩大定制客运转型覆盖面和服务范围,为客运行业向新业态发展探索一条健康转型之路,为道路客运行业的未来注入新的活力。

参考文献

- [1]中华人民共和国交通运输部.关于深化改革加快推进道路客运转型升级的指导意见(交运发〔2016〕240号)[Z].北京:2017-01-03. https://www.gov.cn/xinwen/2017-01/03/content_5156105.htm # 1.
- [2]中华人民共和国交通运输部.道路旅客运输及客运站管理规定[Z].北京:2023-12-01. https://xxgk.mot.gov.cn/2020/jigou/fgs/202312/t20231204_3961964.html.
- [3]广西壮族自治区交通运输厅.关于印发《广西定制客运发展指导意见》的通知(桂交运管函〔2021〕364号)[Z].南宁:2021.
- [4]中华人民共和国交通运输部.班车客运定制服务操作指南[Z].北京:2022-08-16. https://www.gov.cn/zhengce/zhengceku/2022-08/16/content_5705527.htm.
- [5]交通运输部公路科学研究院.中国定制客运发展年度报告(2023)[R].北京:2024-10-09. https://www.rioh.cn/art/2024/10/9/art_17_20069.html.
- [6]黄拥军.定制客运的痛点和发展策略[J].中国道路运输,2024(2):40-42.

收稿日期:2025-01-18

乡村振兴背景下广西城乡交通运输一体化发展探讨

文婧

(广西壮族自治区道路运输发展中心,广西 南宁 530021)

摘要:推进城乡交通运输一体化发展是国家推进城乡统筹发展、实现共同富裕的重要手段。文章围绕城乡交通运输一体化新发展格局,基于实际情况及地域特色分析广西统筹城乡交通运输一体化发展的新挑战,以去存量、控增量、提质量为基准从现状改善、市场环境、政策法规等维度,提出优化广西城乡交通运输一体化发展新路径,积极推进城乡交通运输一体化发展,从基础设施建设、城乡客运融合发展、推进绿色交通工具等方面逐步建立安全、便捷、绿色、高效的现代化城乡交通运输一体化服务体系。

关键词:城乡交通运输一体化;客货邮;融合发展;广西

中图分类号: U126 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.060

文章编号: 1673-4874(2025)05-0206-04

0 引言

城乡交通运输一体化关系着城乡统筹发展,是国家实现乡村振兴、实现共同富裕的基础保障^[1]。近年来,全国在推进城乡交通运输一体化工作上下大力气,出台鼓励措施,引导各地加快推进城乡交通运输一体化,从最初的城乡道路客运一体化发展水平评价到城乡交通运输一体化示范县的创建,再到贴近民生实事中“推进农村客货邮融合发展”等一系列工作,都是围绕人民对美好生活的向往和以建设人民满意交通为宗旨来开展工作^[2]。城乡交通运输一体化在政府层面快速推进过程中,农村民众出行便捷性大幅提高,运输市场也面临着可持续发展的困境。与此同时,当前农村民众出行习惯、生活方式等众多因素已经发生较大变化,在脱贫攻坚战取得全面胜利后,农村道路交通条件已发生质的飞越,为农村民众出行方式提供了更多选择,传统道路运输亟待转型升级;农村生活水平不断提高,对快递下乡进村需求不断增大,城乡交通运输应在新时期中继续发挥引领作用,促进道路客运、城市客运、快递物流、旅游资源等深度融合,打破现有城乡二元结构,成为共同富裕的先行官。

1 城乡交通运输一体化发展基本形势

1.1 城乡客运融合发展基本形成

近年来,广西在脱贫攻坚的基础上,积极响应国家乡村振兴战略,为巩固脱贫攻坚成果,在建制村100%通客车的基础上,注重城乡客运一体化发力,不断优化班线客运、公共汽车、预约响应等通客车的方式,积极引导企业开展农村客运班线公交化改造及城市公交向周边村镇延伸,推进城乡客运融合发展。十四五期间,广西14 229个建制村中城市公交通达率逐年上升,班车客运(含区域经营、预约响应)通达率逐年下降(见图1)。

政府部门通过调整农村客运和城市公交的补贴政策引导企业将客运班线改造成公交线路,提升公交覆盖率。目前,桂林市荔浦市、防城港市东兴市、贺州市富川瑶族

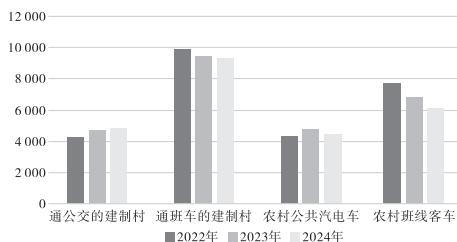


图1 广西农村客运通达情况对比柱状图

自治县等县(市)实现了县(市)域范围内百分之百通公交。以贵港市为典型的中小城市,也不断扩大城市公交覆盖面,提升班线客运服务,让城乡客运服务实现均等化。贵港市2019年投入14辆纯电动公共汽车,开通了贵港城区至中里、奇石的首条城乡公交线路,打破了城乡公交零的历史。在此基础上,通过直接开行公交线路、原有客运班线公交化改造、公交线路延伸、开行公交线路与班线客运并行等多种方式,因地制宜、分步实施。截止到2024年12月31日,贵港市三区共计30个乡镇,已有27个实现公交通行,90%以上的农村客运班线公交化改造,开通了贵港城区到周边村镇15条城乡公交线路,投入216多辆营运车辆,覆盖27个乡镇(街道办),惠及150多万人口。

1.2 道路运输基础地位依然稳固

道路运输以其覆盖广泛、便捷直达、组织灵活、供给充分,成为支持产业发展、畅通经济循环、服务民生改善、促进城乡融合和区域协调发展的重要支撑力量。近年来,道路运输与铁路、水路运输增速虽然下降,但道路运输“体大量足”的基本面没有改变。2022年广西完成公路货运量 16.3×10^8 t,铁路货运量 9805×10^4 t,水路货运量 4.03×10^8 t,民航货邮吞吐量 16.4×10^4 t,港口货物吞吐量 5.68×10^8 t。保障运输服务和物流畅通,对统筹好疫情防控和经济社会发展,有效应对疫情冲击,保障产业链供应链稳定,激发强大国内消费市场潜力意义重大、影响广泛。从客运量看,2022年广西客运量为2.16亿人,其中公路1.45亿人,占比67.1%;铁路0.6亿人,占比27.8%(见图2)。2022年,广西道路运输主体拥有3065条农村客运班线、1788条公交线路和17条国际道

作者简介:文婧(1988—),硕士,高级工程师,研究方向:城市客运行业管理。

路运输线路,道路客运经营者 477 户、货运经营者 16.8 万户、道路运输站(场)经营者 642 户、机动车维修经营者 1.3 万户、机动车驾驶员培训经营者 825 户、汽车综合性能检测站 275 个、道路运输从业人员近 80 万人。因此,“十四五”期间,广西经济韧性强、增长潜力大的基本面没有改变,道路运输需求趋势大。

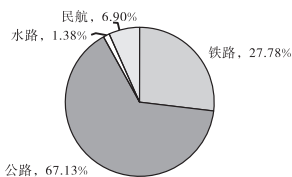


图2 2022年广西交通运输客运量占比情况饼状图

1.3 绿色交通逐步深入

广西贯彻落实国家节能减排的发展战略,在交通运输行业加大推广新能源车辆应用力度,促进交通运输行业车辆转型升级。自2019年起,广西在全区开展新能源汽车推广应用攻坚行动,从政策上引导企业换购新能源汽车。交通运输方面,新增及更换的公共汽车要求100%为新能源车辆,出租汽车不再新增燃油车运力指标,同时通过逐年淘汰燃油车辆、培育新能源汽车企业、做大做强新能源汽车充电桩等措施全面布局新能源汽车运营市场,近五年逐步推广绿色交通,绿色出行逐渐深入人心。尤其是自2024年7月份开始,国家推行大规模设备更新政策以来,对报废更新的新能源城市公交车及动力电池给予资金补贴,城市公交新能源化率不断提升。截止到2024年年底,广西共有城市公共汽车1.36万辆,其中新能源公共汽车1.08万辆,占比79.1%,其中约30%的公交线路延伸到农村,助力城乡交通运输一体化。

2 新发展格局下的挑战与问题

2.1 政府主导模式难以持续

城乡交通运输一体化的基础是道路,在2020年国家完成全面脱贫攻坚任务,交通运输部在全国完成“四通一通”工程,“四通”是指乡乡通二级或三级公路建设工程、农村公路安全生命防护建设工程、农村公路“畅返不畅”整治建设工程、建制村窄路拓宽改造建设工程。“一通”是指建制村通客车工程。国家有关部门要求100%建制村通客车,但企业受疫情影响客运量大幅下降,导致对政府依赖度上升,而政府财政难以支撑农村客运的发展,以政府为主导的城乡交通运输一体化难以得到持续发展。

2.2 运输服务与民众出行需求不匹配

社会公众消费观念变化和社会对个人评价体系的变化带来的公众出行方式结构性改变,导致传统道路客运和城市公交客运量逐年下滑。(1)随着经济发展和社会进步,近年来社会公众的消费观念已经从过去的大众化消费转向了个性化消费,传统城市公交、道路客运班线机动性和灵活性较差,模式单一,难以适应当前群众门对门、点对点出行需求^[3],私家小汽车和电动自行车、互联网租赁自行车、网约车等个性化交通工具的保有量、出行

量出现持续增长;(2)社会对个人评价体系的变化,对青壮年人群普遍要求要有自己的住房和私家车,助推了个性化交通工具的增长。如2022年年底,广西私人汽车保有量已达825万辆,其中私人轿车保有量达486万辆,分别比2019年增长34.1%、44.2%。在2023年的春运中,广西高速公路客车车流量达8267.36万辆次,其中小汽车占比>90%,私人交通出行趋势明显。

2.3 一体化发展模式较为单一

国家层面提出城乡交通运输一体化的概念可以追溯到2011年交通运输部下发的《关于积极推进城乡道路客运一体化发展的意见》(交运发〔2011〕490号),主要推行城乡道路客运一体化,并鼓励推进农村客运线路公交化改造^[4]。2016年10月,交通运输部、国家发展改革委、公安部、财政部、国土资源部等11个部门出台《关于稳步发展城乡交通运输一体化提升公共服务水平的指导意见》(交运发〔2016〕184号),在“十三五”期间推进城乡交通运输一体化,也是为推进城乡协调发展打基础。城乡交通运输一体化主要体现在城乡交通基础设施、客运、货运物流、邮政快递等融合发展^[5]。广西不断推进城乡客运一体化,通过将延伸到农村的公交线路车辆纳入国家下拨的农村客运补助资金补贴对象,从体制政策上引导各地市统筹城乡公交与农村客运线路,进一步促进城乡客运一体化。但建立在城乡道路客运一体化上的货运、邮政、快递等一体化有待进一步完善。

2.4 法规空白制约一体化发展

2.4.1 城乡公交暂无相关法规界定

针对城乡交通运输一体化方面的政策法规,国家目前仅仅是从高质量发展农村客运及乡村振兴方面来提及的指导性、规范性文件居多。在与城乡交通运输一体化相关的政策法规上,依然分为道路旅客运输以及城市公共汽车两个方面。根据《道路旅客运输及客运站管理规定》(交通运输部令2022年第33号),道路旅客运输经营也称之为道路客运经营,包括班车(加班车)客运、包车客运、旅游客运,本文中分析的城乡交通运输一体化主要属于班车客运经营中的农村道路客运范围。而班车客运的定义也在上述部门规章中有明确的规定,即客车在城乡道路上按照固定的线路、时间、站点、班次运行的一种客运方式。根据该管理规定,班车客运必须经行政许可明确起讫地、中途停靠地客运站点等,针对农村道路客运班线,允许经营者自行决定中途停靠地客运站点,而起讫点仍必须是客运站,需要满足“车进站、人归点”的要求。城市公共汽车的定义。在《城市公共汽车和电车客运管理规定》(交通运输部令2017年第5号)中也明确了公共汽车运营的三个必要条件:(1)城市人民政府确定的区域;(2)符合国家有关标准和规定的公共汽车车辆和城市公共汽车客运服务设施;(3)核准的线路、站点、时间和票价运营。尽管此处对城市公交运营的范围确定较为模糊,但是在《机动车运行安全技术条件》(GB 7258—2012)中,该强制性国家标准中对公共汽车有了明确的定义:设有乘客站立区的公共汽车,有固定的线路和车站,主要在城市建成区运

营;未设置乘客站立区的公共汽车,主要在城市道路运营。因此,城市公交的运营范围受到车辆技术条件限制,运营区域应大部分在城市建成区。

目前,广西积极响应国家号召大力推进城乡交通运输一体化,突破城乡二元结构,将城市公交延伸到城市周边村镇,部分步伐较快的地市已将辖区范围内所有的农村道路客运班线改造为城市公共汽车,即常规意义上的城乡公交。但该城乡公交是否适用于《城市公共汽车和电车客运管理规定》或《道路旅客运输及客运站管理规定》,目前国家相关法规、部门规章均未明确,由此导致各地在推进城乡交通运输一体化过程中无法可依,存在较大的安全隐患。图3是广西城市公交行业历年发生1人以上死亡事故路段行政等级情况。由图3可知,延伸到农村的公共汽车是城市公交行业发生安全责任事故的重灾区。

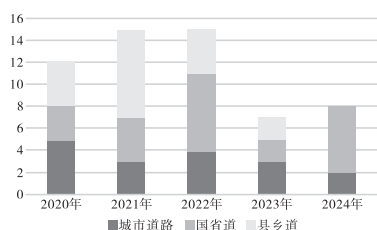


图3 广西城市公交行业1人以上死亡事故路段行政等级情况对比柱状图

2.4.2 客货融合依然存在法规壁垒

针对客运车辆能否载货问题,《中华人民共和国道路交通安全法》第四十九条已经明确规定客运机动车不得违反规定载货。政府在推行城乡交通运输一体化过程中一项重要的工作就是客货邮融合,即通过客运车辆将小件快递包裹、货物等带到客运车辆服务的村、镇,既可以降低快递、货物的运输成本,又可以增加客运车辆的营运收入。目前,农村客运班线车辆因长期以来在行政许可时就已经规定客货不能混装,因此其车辆结构均设计有货仓,在现有法规条件下可以完全实现客货分离。但是公共汽车在车辆设计阶段就是以快速运输旅客为出发点,相关的车辆设计标准规范并未要求有货仓,因此在使用公共汽车开展客货邮融合线路时,企业必须在公共汽车上加装固定的货仓柜,但私自加装货仓柜的做法又涉嫌违规改装车辆,违反《机动车登记规定》中的有关规定。法规上的壁垒极大地限制了客货邮融合发展,亟待国家层面从安全、发展等方面开展更深层次的研究。

3 优化广西城乡交通运输一体化发展路径

3.1 继续探索多样化客运服务

在国家乡村振兴的大背景下,根据人民群众日益变化的个性化出行需求,不断探索个性化客运服务,尤其是原来的客运企业以及城市公交企业不能再采用原来的粗放型经营模式,而应根据地域特色、当地民众出行特点等开通一些适合当地民众出行的线路。例如,针对民众

出行需求较为旺盛的乡镇,可将原农村客运班线进一步提高发班密度,在每个站点公开发车时间及到达时间并按时到达,提高农村客运班线的准点率,用公交化运行的方式来提高农村客运班线的吸引力;道路条件达标的村镇可以将原来的农村客运班线改造为公交延伸线路,引导城乡一体化发展。南宁市、钦州市还可充分利用城乡交通运输一体化政策和平陆运河建设契机,依托《广西壮族自治区农村公路条例》有关城市公交延伸的规定,开通南宁凤岭客运站到平陆运河建设区域的城际公交,实现铁路客运与平陆运河建设区域的无缝衔接和凤岭客运站、沿途便民候车亭的充分利用^[6]。其他地市也可以结合当地产业发展的实际情况,积极开辟同类线路。

针对农村圩日、学校上学客流集中到发的特点,运营企业可以主动对接地方村委、学校,开通定制客运班线或者定制公交。集约式的通行方式可以提高企业的营运收入,也可以提高民众出行效率和降低出行成本。

3.2 盘活现有资产,进一步推行客货邮融合

现存的汽车客运站因客流量大幅减少已有部分荒废,同时受疫情影响,以广州、武汉、三亚等大城市为典型的客运站纷纷出现关停潮,客运站作为城市重要的基础设施,曾经在道路客运经营过程中起到了举足轻重的作用。为充分利用闲置的社会资源,可以在保障运输服务基本功能的前提下有序推进客运站改造,统筹场站空间复合利用,拓展车辆租赁、旅游集散、邮政快递、商务会展、贸易金融、文化休闲、购物餐饮等功能,促进交通运输与关联消费产业集聚发展,利用客运场站设施推进“客货邮融合”“运游融合”等相关工作,实现多元化经营增收。对沿途的便民客运站,可以适时转化为公交停靠点、农产品交易集散地或者客货邮融合集散点,让农村客运基础设施不再成为摆设,也能进一步提升城乡交通运输一体化的融合发展^[7]。

3.3 引入市场化竞争机制

在历年的城乡交通运输一体化的城乡客运发展过程中,出于农村客运班线、城市公交的公益属性考虑,城乡客运一直都是以政府引领为主。政府需要立足城乡交通运输一体化全过程,建立更加开放的管理体系,既要坚持农村道路客运、城市公交公益属性,又要让企业有一定的盈利保持企业可持续发展。比如,将快递、货物运输融入城乡交通运输一体化全过程中,通过运输公司与快递企业合作,将传统客运企业强大的运输网络与快递公司市场空间大的优势融合,引导客运站场通过租赁等方式引进快递公司入驻,让快递公司的市场化行为去带动传统道路客运和城市公交粗放的运营方式,为传统道路客运和城市公交注入新的运营理念,达到共赢的目的。

3.4 完善政策法规体系

针对城乡交通运输一体化过程中遇到的法规界定不明晰、有政策无规章的局面,广西应积极谋划自治区层面的法规及规章制度。目前,广西针对道路运输方面的法规主要执行的是《广西壮族自治区道路运输管理条例》,该条例是在国家道路运输条例的基础上颁布的,在

城乡交通运输一体化方面并未做出较多规定,因此建议进行如下修订:

(1)将城市公交纳入管理范畴,推进城市公交管理体制机制的法治化;进一步科学合理制定公交票价,对城市公交延伸到乡镇、农村的线路实行基于成本定价的价格管理机制。

(2)融入有关旅客联程运输基础设施规划建设、城乡交通运输一体化、运游融合、客货邮融合发展等政策措施,通过地方立法,促进各部门、行业的法规、规章科学衔接,为城乡交通运输一体化提供法律支持。

4 结语

城乡交通运输一体化是国家乡村振兴战略的一部分,也是国家建设交通强国的一项基础性工作,推进城乡交通运输一体化有利于城乡融合,进一步增强人民群众幸福感。然而,城乡交通运输一体化很大程度上基于当地经济水平发展程度,市场内驱力较大。广西作为欠发达地区,要做好城乡交通运输一体化工作难度更大,应打造更加宽松的运输市场、更加完善的法规体系和更加优惠的引导政策,让道路运输及城市客运企业、快递企业和其他市场主体参与到城乡交通运输一体化的建设过程中,让交通运输发展引领乡村振兴,进一步提高人民群众的获得感和幸福感。

参考文献

[1]交通运输部.关于积极推进城乡道路客运一体化发展的意见

[EB/OL].(2011-09-22)[2023-09-14].https://www.gov.cn/zwqk/2011-09/22/content_1953581.htm.

[2]交通运输部 国家发展改革委 公安部 财政部 国土资源部.关于稳步发展城乡交通运输一体化提升公共服务水平的指导意见[EB/OL].(2016-10-25)[2023-09-14].http://www.cca.org.cn/content/details_56_14080.html.

[3]交通运输部.交通运输部办公厅关于印发2021年便利老年人打车出行等5件更贴近民生实事工作方案的通知[EB/OL].(2021-03-30)[2023-09-14].https://xxgk.mot.gov.cn/2020/jigou/ysfws/202103/t20210330_3546169.html.

[4]交通运输部 公安部 财政部 自然资源部 农业农村部 文化和旅游部 国家乡村振兴局 国家邮政局 中华全国供销合作总社.关于推动农村客运高质量发展的指导意见[EB/OL].(2021-12-24)[2023-09-14].http://www.chongxin.gov.cn/zfxxgk/bmxzxxgk/bmxxgk/cxxjtsj/fdzdgnr/lzyj/art/2022/art_64544cbf46464bb580621e89cd1f76a8.html.

[5]中共中央 国务院.关于做好2023年全面推进乡村振兴重点工作的意见[EB/OL].(2023-02-14)[2023-09-14].http://www.moa.gov.cn/ztl/2023yhjw/2023nzyyhjw/202302/t20230214_6420529.htm.

[6]广西壮族自治区交通运输厅 农业农村厅 商务厅 供销合作社邮政管理局.关于印发《广西农村客货邮融合发展示范创建工作方案》的通知[EB/OL].(2021-06-28)[2023-09-14].<http://www.pkulaw.com/lar/1007e6663a0fe33d98546fc72ab5dc17bdfb.html?isFromV5=2>.

[7]李霞.浅析城乡发展统筹的交通运输一体化[J].低碳世界,2016(27):182-183.

收稿日期:2025-01-16

(上接第58页)

3 结语

通过模拟沿海湿热多雨地区氯盐侵蚀环境,系统评估了70#基质沥青与SBS改性沥青及其混合料在盐雾浓度梯度(0~9%)、侵蚀周期(4~12d)和温度梯度(20℃~60℃)作用下的性能衰变规律。采用多项指标测试与多元回归建模相结合的方法,揭示了氯盐侵蚀对沥青及其混合料路用性能的作用机理,主要结论如下:

(1)沥青性能:SBS改性沥青在9%盐雾浓度下针入度降幅为12.0%,较70#基质沥青降幅减少40%,软化点升幅降低71%,且延度绝对值在长期盐蚀下仍优于基质沥青,表明其抗老化与抗裂性能更优。

(2)混合料耐久性:SBS改性沥青SMA-13在12d盐雾侵蚀后残留稳定度下降11.3%,而基质沥青AC-13下降20.2%;60℃高温下,SMA-13车辙深度增幅虽高于常温(51.7%),但绝对值(5.81mm)仅为AC-13(18.36mm)的32%,凸显其高温抗变形能力。

(3)多元回归模型量化分析:氯盐浓度与环境温度的交互效应会显著放大基质沥青混合料的性能衰变,60℃高温下盐浓度每提升1%可使AC-13车辙速率增加0.82mm/d,而SMA-13对应增量仅为0.28mm/d,改性

沥青复合体系对沿海复杂环境条件的适应性更强。

参考文献

[1]李刚.多聚磷酸复合改性甘蔗纤维/SBS沥青及混合料抗盐侵蚀研究[D].南宁:广西大学,2024.

[2]李宁.TLA改性沥青及其混合料氯盐侵蚀下的性能研究[J].石油沥青,2023,37(6):1-6.

[3]于翔飞,吕鹏程,王冬,等.钢渣和镁渣对沿海环境下沥青-集料粘附性的影响研究[J].新型建筑材料,2023,50(1):65-69.

[4]王庆,李文凯.盐-雾耦合作用对沥青混合料路用性能的影响[J].长沙理工大学学报(自然科学版),2020,17(4):9-15.

[5]赵丽华,曾勇银,高亮.盐雾环境作用周期变化对沥青混合料性能影响研究[J].公路工程,2020,45(4):183-188.

[6]孟勇军,韦耿平,李正华,等.TLA改性沥青及其混合料氯盐侵蚀作用下的性能[J].广西大学学报(自然科学版),2020,45(1):61-66.

[7]李炜钧.氯盐侵蚀下沥青与集料界面粘附性能研究[D].南宁:广西大学,2019.

[8]韦耿平.氯盐侵蚀下TLA改性沥青混合料水稳定性及高温性能研究[D].南宁:广西大学,2019.

[9]赵丽华,曾勇银,王耀宇.海洋环境下沥青混凝土耐水稳定性试验研究[J].公路工程,2018,43(5):192-194,255.

收稿日期:2025-01-22

广西高速公路外来入侵植物调查及风险防控对策研究

刘陈鸿¹, 陈淑娟¹, 农丽薇²

(1. 广西交科集团有限公司, 广西 南宁 530007; 2. 广西北投城市环境治理集团有限公司, 广西 南宁 530007)

摘要: 为更好掌握高速公路廊道效应对外来植物入侵的影响, 文章选取了广西 5 条高速公路进行调查, 提出了多项对策和建议, 旨在通过政策支持和技术手段, 减少外来植物对当地生态系统的影响, 保护生物多样性, 确保高速公路建设和运营的可持续性。研究表明, 建成较久的公路两侧出现了大量入侵植物, 如光荚含羞草、三叶鬼针草等; 而新建或在建公路通过有效地绿化措施, 绿化植物为优势种, 覆盖度提高到 90% 以上, 有效抑制了外来植物的入侵。

关键词: 入侵植物; 生物多样性; 广西高速公路

中图分类号: U418.9 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.061

文章编号: 1673-4874(2025)05-0210-03

0 引言

2003 年至今, 我国生态环境部共发布了 4 批中国外来入侵植物名单, 而在广西当前外来植物入侵的形势也十分严峻。近年来, 随着道路生态学的不断发展, 由于公路的连通性, 成为促进邻近生态系统中外来植物入侵的主要通道之一。公路建设已成为引发生态环境和自然景观显著变化的重要人类活动。高速公路的几何设计标准和要求高, 线路短捷是首要考虑因素, 受工程投资、重要节点、工程量、地形等因素制约小; 但在建设期间永久、临时占地大面积开挖, 土石方工程量大。根据上述特点, 新建高速公路廊道涉及原生植被群落、生态敏感区域概率更大, 而入侵植物更容易被交通干扰所携带入侵, 具有更大的潜在风险。因此, 开展在高速公路廊道效应作用下的外来植物入侵扩散调查研究具有实际意义^[1]。

1 广西生物安全与外来物种入侵的形势

广西拥有典型的亚热带季风气候, 年平均气温在 16℃~22℃, 降水量丰富, 年均降雨量为 1 200~1 800 mm, 雨热同期且无霜期较长。在这气候炎热、雨量充沛的条件下为外来植物的定植与扩散创造了有利条件。从地理位置进行考虑, 广西背靠华南和西南, 面向东盟, 交通网络发达, 是我国西南地区通往海洋的重要通道, 其独特的地理位置和便捷的交通体系, 加速了外来植物的引入与传播^[2]。

1.1 入侵方式

外来入侵植物主要通过以下三种途径传入广西并扩散:

(1) 有意引入: 一些植物最初是出于特定用途而被引入的。在西南靠近越南的区域将阔叶丰花草作为禽畜饲料进行引进; 而有“最美”入侵植物之称的马缨丹和长春花

则作为园林植物引入。

(2) 随人类无意地行为活动传入: 广西作为重要的交通交汇处和旅游大省, 为外来植物提供了传播机会。例如, 三叶鬼针草的瘦果带有倒刺, 容易附着在人、动物或货物上, 随之广泛传播。

(3) 借助自然力量传入: 某些植物如紫茎泽兰、飞机草和假臭草, 其种子轻且带有冠毛, 能够随风从边境地区传播进入广西。从形态特征来看, 这些外来入侵植物大多为草本植物, 灌木和藤本较少, 乔木则更为少见。

1.2 种类及分布

文献记载广西入侵动植物在 2003 年仅有 16 种, 目前已上升为约 156 种。而且新归化的外来动植物类还在不断地被发现, 部分新归化动植物具有潜在的入侵风险。

由于广西地貌变化大, 不同地域呈现出入侵植物的明显不同。例如, 飞机草主要集中在左右江河谷即百色市及崇左市; 薇甘菊则主要出现在与广东相邻的陆川、北流和博白等地。此外, 银胶菊、小飞蓬、刺苋和三叶鬼针草在全区范围内均有分布。而互花米草则主要分布在北海、钦州等北部湾沿海地区^[3]。

2 调查路段及方法

为了查明当前广西高速公路临近陆域的入侵植物情况, 选取了荔浦至玉林、贵港至隆安、都安至南宁、柳州(鹿寨)至南宁、河池至百色五条共计 1 052 km 长的高速公路, 涵盖了 2004 年至 2022 年近 20 年间建成的新旧高速公路。沿线地形有喀斯特山区、丘陵、平原, 代表了广西各区域地貌植被特征, 共选取了 45 个样方, 调查植物 188 种, 其中入侵植物共 39 种。

3 调查结果与分析

3.1 建成较久的公路

都南高速公路是兰海高速公路(G75)的其中一段, 为

第一作者简介: 刘陈鸿(1986—), 高级工程师, 研究方向: 交通生态环境保护。

双向四车道,路基宽度为26.0 m,全线长136 km,2001年8月开工,2004年12月完工,开工至今已经超20年。

3.1.1 主要入侵植物

主要入侵植物为光荚含羞草、三叶鬼针草、飞机草、胜红蓟、小飞蓬。公路两侧绿化植物为羊蹄甲、夹竹桃、朱樱花等,边坡绿化植物为雀稗等。而光荚含羞草作为灌木,生长旺盛,较为优势。选取20 km路段,每1 km取一个样方,光荚含羞草频度达75%,甚至在部分边沟中已经深入到周围自然生境中,侵占本土植物的生存环境,有演替本土草本的趋势。

3.1.2 典型样方

采用多优度和群聚度相结合的打分法统计。多优度结合植物的多度和覆盖度,利用野外用目测法,共设6个等级,用数字表示。群聚度主要表现种群的水平分布格局,用5级数字表示。详见表1。

表1 建成较久公路典型样方特征汇总表

编号	优势种	多优度— 群聚度	群落特征
1# 样方	光荚含羞草	3.3	根据样方调查,群落总盖度达90%,群落高2.8 m,灌木层以光荚含羞草为优势种,其他还有黄荆、芒麻分布;草本层主要以类芦为优势种,其他常见植物包括飞机草、五节芒等
2# 样方	光荚含羞草	4.4	根据样方调查,群落总盖度达85%,群落高2.5 m,样方植物多样性低;灌木层物种单一,以光荚含羞草为单一优势种;草本层有阔鳞鳞毛蕨、肾蕨
3# 样方	马尾松	3.3	根据样方调查,群落总盖度达85%,群落高达10 m,该群落分为乔木层、灌木层和草本层;乔木层物种单一,为马尾松林。灌木层也是物种单一,优势种为光荚含羞草;草本层优势种为芒,常见伴生植物有阔鳞鳞毛蕨、乌毛蕨、海金沙等
	光荚含羞草	4.4	
4# 样方	胜红蓟	4.4	根据样方调查,群落总盖度达80%,群落高0.4 m,该群落只有草本层,优势种为胜红蓟,伴生植物有飞机草和小蓬草

3.1.3 入侵植物分布规律

调查显示,该高速公路可以明显看出公路两侧出现大量入侵植物,其中光荚含羞草主要集中分布在公路两侧地形上有凹陷的边沟中,三叶鬼针草、飞机草和胜红蓟大量分布在受人为干扰最为严重的临近公路的两侧,并伴有数量上相对较少的小飞蓬,较少部分侵入到农田中,但对生长旺盛的马尾松林等自然群落影响不大。

3.1.4 植被群落多样性分析

分布在高速公路两侧的马尾松林中出现光荚含羞草的侵入,以光荚含羞草的极强适应性和生长迅速的能

力,如果不采取措施清除,将会继续侵入,对马尾松林的林下植被进行演替,降低马尾松林的生物多样性,同时侵占马尾松的生存空间,进而对马尾松的生长产生不利影响。从实际调查的样方统计中也可以明显看出,高速公路两侧的植物种类稀少,入侵植物在数量上占绝对优势。光荚含羞草等入侵植物的大面积分布挤占了本土植物的生存空间,且传播速度快、生命力强,导致本土物种无法传播生长,进而导致群落的生物多样性降低。分析其原因可能是由于该公路运营近20年,临近道路段受人为干扰时间最长,入侵植物传播时间最长,入侵植物的大量分布对公路两侧的生物多样性影响最大,降低了植被群落的生物多样性。

3.2 近期建成或在建公路

近期建成或在建各条高速公路的入侵植物种类和分布有所不同,但普遍集中在边坡、边沟及施工扰动区域。详见表2。

表2 近期建成或在建公路典型样方特征汇总表

路段	主要入侵植物	绿化植物	多样性分析
荔浦至玉林高速公路	三叶鬼针草、飞机草、胜红蓟、小飞蓬;入侵植物主要分布在边坡两侧及边沟中,边坡上因大面积覆盖绿化植物,几乎未见入侵植物	边坡绿化以雀稗为主,两侧未完工区域暂无绿化植物	人为除去入侵植物和高密度的绿化植物有效阻止了外来植物侵入,整体影响较小
贵港至隆安高速公路	三叶鬼针草、胜红蓟、飞机草、光荚含羞草、小飞蓬;入侵植物主要出现在公路边坡、桉树林下和其他栽培植被中	公路两侧种植朱樱花、光叶子花,边坡有雀稗、铁线草、灰毛豆等	由于大量人工植被和人为干扰,原有生物多样性较低,尽管存在入侵植物,但对本地群落影响不明显
柳州(鹿寨)至南宁高速公路	五爪金龙、薇甘菊、光荚含羞草	光荚含羞草曾被用于该公路的绿化植物	光荚含羞草已开始与绿化植物竞争生存空间,部分路段生长状况类似绿化带,但未深入农田或林地
河池至百色高速公路	银合欢、飞机草数量稳定,胜红蓟逐渐增加,但未进入群落内部	猪屎豆、狗牙根	绿化物种尚未出苗时,有外界先锋种进入,特别是临近农田区域;后期采用撒播猪屎豆、狗牙根成为优势种,覆盖度提高到90%以上,外来入侵植物基本消退

绿化植物的覆盖率和管理措施对抑制外来植物入侵起到了关键作用。对于已经建立良好绿化屏障的路段,入侵植物的影响相对较小;而对于施工初期或绿化未成型的区域,则需要加强管理和监控,防止外来植物进一步扩散。

4 对策及建议

(1) 加快健全地方相关政策制度。尽快建立外来植物的相关管理条例,明确管理权责,就外来植物分类、引入规范、引入风险评估、跟踪监测、防治进行管理。建立引进植物审批制度,并对公路绿化引种进行存档,明确引进外来植物的责任制;建立覆盖全区的外来入侵植物监测体系,形成定期监测、动态报告制度;建立与相邻国家、省份建立外来植物入侵问题双边、多边合作机制。

(2) 组建专业化协同机构。成立由多部门工作人员组成的专业组织,对制定广西外来植物管理、决策、培训和宣传提供技术支撑,协调有关部门及地方政府之间的联系和行动。交通部门建设监测预警体系,纳入生物安全风险监测预警体系;开展外来入侵植物信息普查,建立动态监控数据库,对监测信息进行汇总、分析。

(3) 建立生态经济影响评估体系。根据危害程度将外来入侵植物进行分类;对外来入侵植物生态经济影响指标进行量化,包括直接经济损失和间接经济损失,为公路建设造成的生态损失提供生态补偿依据。建立适宜于广西的外来植物环境风险评估体系。加强外来植物的入侵和爆发机制、扩散方式、危害机理等的研究,分析评估公路绿化引进、建立种群、扩散的可能性及危害程度。

(4) 构建高速公路生态屏障,长效防治入侵。总结方法和经验,编制涵盖公路设计、施工、运营各时期的生态恢复技术规范。将高速公路生态恢复工作纳入“十四五”交通发展规划,在高速公路路域构建形成生态屏障。加强高速公路施工期次生裸地恢复技术研究,在公路路域构建形成稳定性高、多样性好的植物群落。严控临时占地数量,加强入侵植物土壤种子库的除灭、施工便道和施工机械使用等环节的管理,防止外来入侵植物的种子传播。

加强高速公路运营期路域范围外来入侵植物清除、控制、生态系统恢复的技术和方法研究。明确高速运营方防治责任,充分发挥乡土园林植物的适生能力,制定针对性养护方案;并制定应急预案、建立专业队伍、储备相关物资,落实经费保障^[4]。

(5) 加强公众宣传教育工作,提高防范意识。充分利用多种手段宣传外来入侵植物的基本知识;针对不同的公众,制定科学的宣传战略;建设信息平台,确保公众了解入侵植物的信息渠道的畅通;提升高速公路管理人员专业素质。

5 结语

(1) 大多数外来入侵植物更倾向于侵入植物多样性较低的群落,因为这些群落对外来植物的抵抗力较弱。相比之下,植物多样性较高的群落对外来物种具有较强的抵抗能力。特别是在结构复杂、郁闭度大的森林群落中,外来植物很难成功定居和扩散。外来入侵植物主要出现在那些受到人为干扰和破坏较为严重的生境中,例如路旁、弃耕地、林缘和草坪等地方。在本次调查中,多条高速公路的路域50 m范围内是入侵植物的主要分布区域。

入侵植物的化感作用对农作物的幼苗、林地树木的幼苗生长产生直接影响,造成农作物减产、增加除草成本、阻碍树木的更新和森林的恢复。

(2) 公路施工形成的扰动在植被恢复前,可能受到周围外来入侵植物的侵入,需及时采取植被恢复措施,尤其是利用速生灌木物种进行恢复,快速减少裸露时间,降低入侵的可能。

(3) 边坡最初通过人工喷播或种植防护植物进行绿化,但随着时间的推移,这些植物逐渐被本地野草、乔木和灌木所取代。由于边坡具有一定的坡度,养护工作主要依赖人力施工。外来入侵植物的蔓延也给养护工作带来了挑战。一方面,这些植物通常生长迅速、传播广泛且难以根除;另一方面,养护人员往往缺乏对外来入侵植物的认识,在不影响行车安全的情况下,对于一些多刺难处理的植物(如银合欢)或藤本缠绕植物(如五爪金龙、薇甘菊),通常不会特别处理。这进一步加剧了外来物种的扩散风险。^[5]

参考文献

- [1] 徐芳, 吴晓妮, 段昌群, 等. 滇中公路沿线紫茎泽兰入侵对云南松群落属性及土壤养分的影响[J]. 林业与生态科学, 2022, 37(1): 64-70.
- [2] 唐赛春, 李象钦, 韦春强, 等. 广西外来入侵植物的现状及研究进展[J]. 广西科学院学报, 2023, 39(2): 146-155.
- [3] 唐赛春, 吕仕洪, 何成新, 等. 广西的外来入侵植物[J]. 广西植物, 2008(6): 775-779, 815.
- [4] 李建. 深圳市入侵植物构成、分布及其对草本植物群落的影响[D]. 成都: 西南大学, 2023.
- [5] 管俊强. 广东省高速公路主线绿化养护及设计研究[D]. 广州: 华南理工大学, 2016.

收稿日期: 2025-01-17

路产路权维护中的“以修代赔”创新模式研究

黄善东¹,陈富强²,潘超然²,黄慧³,邓运勋¹

(1. 广西壮族自治区西林公路养护中心,广西 百色 533299;2. 广西壮族自治区百色公路发展中心,广西 百色 533099;3. 广西道路结构与材料重点实验室,广西 南宁 530007)

摘要:高速公路项目建设过程中大量重载运输车辆往往对周边在役国省道路基路面等造成严重的损坏,并引发一系列安全问题。文章以西林公路养护中心协调某高速公路总承包项目部修复 G357 线和 G246 线的工作实践为背景,分析“以修代赔”模式在维护公路路产路权实际工作中的应用。通过探索“以修代赔”模式的创新实践、推进实施过程和取得的良好社会效果,为“以修代赔”创新模式在维护公路路产路权提供有益的借鉴思路。

关键词:国省干线;以修代赔;路产路权;协调修复;公路养护

中图分类号: U418.2 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.062

文章编号: 1673-4874(2025)05-0213-03

0 引言

普通国省干线公路是现代综合交通体系中的基础网络,其路产路权的维护占据着举足轻重的地位。然而,传统的路产路权维护方式在实际应用中逐渐暴露出局限性,责任方的赔付资金无法直接用于公路养护修复,在批复专项资金期间,路况质量可能进一步下降,影响道路正常使用及周边居民出行。在此背景下,“以修代赔”模式应运而生,旨在突破传统维护方式的瓶颈,通过让责任方进行路损修复来替代经济赔偿和行政罚金,从而更高效地维护路产路权,保障公路的安全畅通。

本文依托广西壮族自治区西林公路养护中心在路产路权维护工作中协调某高速公路总承包项目部修复国道 357 线和国道 246 线的工程实践,成功运用“以修代赔”模式,是值得深入研究的案例。

1 “以修代赔”模式的背景

1.1 高速公路施工建设基本概况

某高速公路 2020 年初在西林县开工建设,2022 年底建成通车,但该高速公路建设单位因工期缩短、建设运输成本等因素,未在西林辖区内建设单独的施工便道,将国道作为施工便道的一部分,导致众多问题产生。大量施工车辆和重型设备频繁往来在 G357 线和 G246 线上,导致了路基路面病害、道路沿线问题以及交叉平行路段排水问题等众多损害。

1.2 高速公路建设造成的主要损坏

(1)路基路面损害严重。G357 线和 G246 线的多处路基出现大面积沉陷现象,部分路段的路面板块发生位移,甚至出现断板、唧泥。这些病害不仅影响道路的美观,还严重影响了道路的安全畅通^[1]。

(2)私开道口数量众多。某高速公路建设单位为方

便施工,在 G357 线和 G246 线沿线开设了大量的施工道口,这些道口不符合技术规范。许多道口在开设后没有进行妥善的后续处理,导致道路沿线的水沟严重堵塞。

(3)排水附属设施不够完善。高速公路的排水系统未能与国道的排水系统进行合理的衔接和规划,导致高速公路排水直接冲刷国道道路基路面。在雨水长期冲刷下,国道部分路基土壤被冲走,造成路基不稳,进而出现路面下沉的情况。

1.3 传统模式协调修复面临诸多困境

(1)资金难以落实。在传统模式下,即使确定了责任方,但实际执行过程中,涉及众多复杂的因素,难以推动道路修复工作,如某高速公路各项项目的资金分配问题、对赔偿金额的争议等,导致赔偿资金难以按时足额到位。即使赔偿资金到位,西林公路养护中心也无法直接使用该项资金进行专项修复,需要重新申请预算资金,导致公路养护修复工作无法及时开展,路况极有可能继续下降。

(2)责任界定复杂。西林公路养护中心管养辖区某些路段的损坏可能是多种因素共同作用的结果,既有高速公路施工超载车辆的碾压,也有一定程度上是自然因素的影响。在确定赔偿责任时,难以精确划分各方应承担的比例,从而引发争议,进一步阻碍了路产路权维护工作的推进^[2]。

2 “以修代赔”创新模式主要措施

2.1 问题调研与工程统计

为确保辖区道路畅通安全,保障群众出行,拉动地方经济发展,西林公路养护中心组织工作人员积极开展调研工作,将路基沉陷、路面网裂、车辙、水沟堵塞、排水设施损坏等不同类型的的问题分别进行记录。经过反复核对,最终统计出约 14 项修复工程,路损里程为 51.5 km(见表 1)。

基金项目:中央引导地方科技发展资金项目“广西典型固体废弃物道路领域综合资源化利用技术研发中心”(编号:桂科 ZY21195043)

第一作者简介:黄善东(1984—),主要从事公路养护技术管理工作。

通信作者简介:陈富强(1978—),博士,高级工程师,主要从事道路与桥梁工程工作。

表 1 某高速建设造成国省干线公路损坏一览表

序号	路线名称	位置	里程/km	金额/万元	地名
1	G246	路段 A	5.5	119.69	驮牛厂
2	G357	路段 B	2	71.60	土黄村
3	G357	路段 C	8	394.58	那沙
4	G357	路段 D	5	208.07	那劳镇
5	G357	路段 E	11	415.90	
6	G357	路段 F	1	18.73	
7	G357	路段 G	8	267.96	泥洞村街尾
8	G357	路段 H	1	37.96	
9	G357	路段 I	2	279.24	者秀村
10	G357	路段 J	1	48.64	
11	G357	路段 K	1	34.49	
12	G357	路段 L	1	32.69	古障停车区
13	G357	路段 M	4	347.36	罗叶大桥
14	G357	路段 N	1	37.57	那么路口
合计			51.5	2314.48	

2.2 上下联动与部门协同

(1)注重市县中心上下联动。在整个“以修代赔”模式的实施过程中,市级公路发展中心发挥着重要的指导作用。市级公路发展中心凭借其丰富的管理经验和宏观的规划视角,为西林公路养护中心提供政策解读、技术指导等方面的支持,重点对西林公路养护中心提出的初步方案进行审核和优化,确保修复方案符合实际需求。

(2)强化与地方部门横向协同联动。积极与西林县交通运输综合行政执法大队加强联动,共同商讨应对因某高速公路建设单位造成国道损坏的解决方案。双方定期召开会议,交流工作进展情况,分享信息资源。在处理道路沿线开设不规范施工道口的问题时,双方协同工作,执法大队负责对违规行为进行查处,养护中心则提供技术支持和修复建议,形成了有效的工作合力。

2.3 主动作为依法推进协商沟通工作

(1)三方见面与函件通知。西林公路养护中心、某高速公路建设单位和西林县交通运输综合行政执法大队累计进行了 10 次三方会面,各方就国道损坏的责任认定、修复范围、修复标准等关键问题进行深入讨论。西林公路养护中心共发出 6 份告知函、3 份整改通知书,以书面形式敦促某高速建设单位重视国道的修复工作。

(2)达成修复约定协议的曲折过程。在多次的交涉过程中,各方意见存在诸多分歧。经过长时间的协商,西林公路养护中心不断向某高速建设各项目部传达区、市公路发展中心关于运用法律手段维护路产路权的工作要求^[3]。同时展示详细的调研数据和修复方案的必要性。经过长达 8 个月的交涉,其间进行了 5 次沟通、协商和修正,最终各方达成了修复工程协议。

2.4 修复工程的推进

(1)协议的达成与修正。在达成修复工程协议后,随着修复工作的推进,一些新的情况和问题逐渐浮现。例如,在修复过程中发现部分路段的路基损坏程度比预期

更为严重,需要调整修复方案。西林公路养护中心与某高速总承包项目部再次进行协商,对协议中的修复内容、资金预算、工期安排等条款进行修正。

(2)第三方公司的引入与工程进展。某高速公路总承包项目部按照协议引进第三方公司进行修复工程。2023 年至 2024 年,14 项修复工程稳步推进,涉及金额 500 万元。修复过程中,西林公路养护中心对工程质量进行严格监督,定期检查工程进度,确保修复工程质量。

3 “以修代赔”创新模式成效分析

3.1 及时修复,保障公路正常运行

在传统模式中,当公路遭受损害后,往往面临着赔偿资金难以迅速到位、责任方拖延修复等问题^[4]。而“以修代赔”模式则不同,如西林公路养护中心与某高速总承包项目部的合作中,直接确定由项目部引进第三方公司进行修复工程。这种方式避免了冗长的赔偿流程,使得公路能够及时得到修复,在 G357 线和 G246 线出现路基路面沉陷、水沟堵塞等问题后,能够迅速启动修复程序,保障公路的正常使用,减少因道路损坏对交通造成的长时间阻碍。

3.2 简化责任认定流程

传统模式下,确定赔偿责任和筹集赔偿资金的过程十分复杂,其中涉及多方的协商、评估以及可能的法律程序^[5]。“以修代赔”模式将焦点从单纯的赔偿转移到公路的修复上。通过多次的沟通协商,直接达成修复工程协议,由项目部负责引进第三方公司进行修复,涉及金额 500 万元。这一过程无须在责任界定和资金来源上进行过多的纠缠,大大简化了流程,提高了效率。

3.3 提高资源利用效率

在“以修代赔”模式中,某高速总承包项目部利用自身的资源优势,如在工程建设方面的经验、设备以及人力等,进行 G357 线和 G246 线的修复工作。相比于重新寻找其他修复单位,这样可以更好地整合资源。项目部能够利用其熟悉当地工程环境的优势,合理安排修复工程的进度和资源分配,避免资源的浪费,提高了整个修复过程中的资源利用效率。

4 结语

(1)从案例的成功解决来看,“以修代赔”模式在维护路产路权方面成效明显,有效地解决了因高速公路建设对既有公路造成损坏后的修复问题。在这一模式下,道路得到及时修复,路基路面的病害得到及时治理,道路安全性大幅提高,公路服务品质显著提升,为当地经济的发展提供了有力的交通保障。

(2)“以修代赔”创新模式具有可供借鉴参考的广阔前景,解决了“高速公路建好,国道压坏”的老大难问题。随着各地公路建设的不断发展,类似的公路损坏情况可能还会不断出现,而“以修代赔”模式提供了可复制的工程模版。

(3)需要进一步完善相关的制度和机制,主要包括:建立统一标准,明确不同类型公路损坏的修复要求和责

任界定标准^[6];加强对“以修代赔”过程的监督与评估,确保修复工程的质量;在责任方有保险的时候,主动对接保险公司进行修赔,在责任方没有购买保险的情况下,则要进一步积极沟通,签订相关协议,积极取证,为落实“以修代赔”修复项目提供有力支持^[7]。

参考文献

- [1]李迎权.公路病害的诊断与处治[J].科技情报开发与经济,2005(2):279-280.
- [2]杨心壤.路损追赔难与解[J].中国公路,2021(24):30-31.

- [3]黄斐.分析公路赔补偿的完善问题[J].江西建材,2014(11):154.
- [4]郭羽.从法院判例看路损追赔[J].中国公路,2021(24):32-36.
- [5]吴江菊.浅谈公路赔补偿的法属及完善问题[J].新西部(理论版),2013(11):85,73.
- [6]陶含笑.公路路产损害赔偿(补)偿标准化制度研究[D].西安:长安大学,2019.
- [7]范金国.改革视角下的普通公路路损追赔[J].中国公路,2021(24):45-47.

收稿日期:2025-01-18

(上接第 162 页)

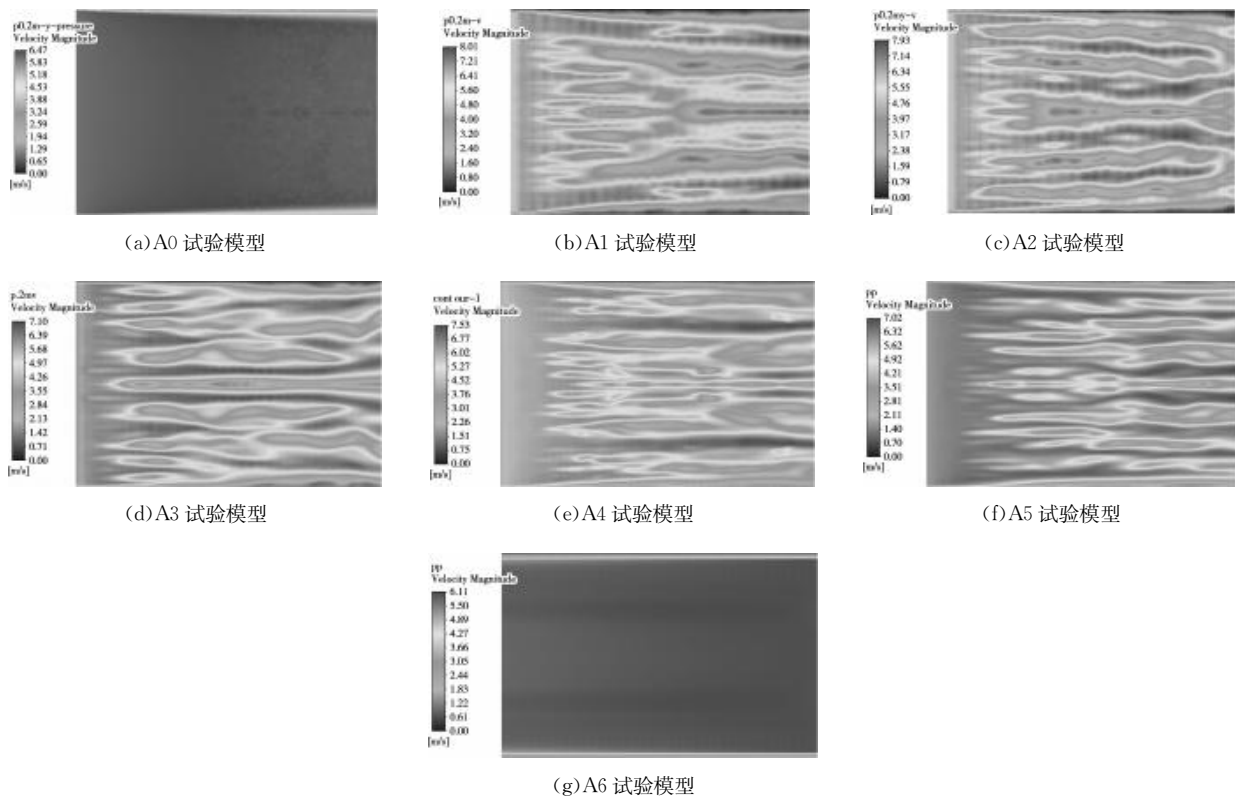


图8 隧道流场横向流速分布云图

参考文献

- [1]孙鹏.大万山隧道通风斜井中隔墙优化设计方案研究[J].北方交通,2024(5):76-78,82.
- [2]陈小峰,王兴平,郭春,等.鹧鸪山特长公路隧道通风平导新型中隔墙技术可行性研究[J].隧道建设(中英文),2020,40(5):702-710.
- [3]龙开天,赵建华,郭春.隧道平导中隔板结构及平导断面形式对通风效果的影响研究[J].隧道建设(中英文),2023,43(4):658-664.

- [4]赵威,张科,郭春.特长高速公路隧道通风斜井钢波纹板式中隔墙技术研究[J].现代隧道技术,2022,59(2):132-140.
- [5]李永生.山岭隧道施工通风方式的发展[J].隧道建设,2010,30(5):569-572,581.
- [6]黎爱清,刘世杰.青藏铁路关角特长隧道通风设计与施工[J].铁道标准设计,2013(6):92-96.
- [7]丁海洋,吴根强,杨继厅,等.分离式公路隧道火灾应急通风联动控制模型试验研究[J].西部交通科技,2023(12):124-127.

收稿日期:2025-01-17

平陆运河建设背景下广西交通物流降本增效对策探讨

王丹丹

(广西交通职业技术学院, 广西 南宁 530023)

摘要:在经济全球化与区域经济一体化加快推进的背景下,平陆运河的建设为广西交通物流发展带来新机遇。文章通过分析广西交通物流成本与效率方面存在的问题,针对性提出加强基础设施建设、推动运输结构优化与多式联运发展等建设性措施,为广西交通物流降本增效提供理论依据与实践指导,助力广西更好地融入区域及全球经济贸易格局,提升综合竞争力。

关键词:平陆运河;交通物流;降本增效;对策研究

中图分类号: U111 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.063

文章编号: 1673-4874(2025)05-0216-03

0 引言

在经济全球化与区域经济一体化加速推进的时代背景下,交通物流作为经济发展的动脉,重要性愈发凸显。广西作为我国连接东盟的前沿阵地和开展经济合作、文化交流的关键枢纽,交通物流的高效发展成为提升区域经济实力、拓展国际市场的核心驱动力。平陆运河是我国交通基础设施建设领域的重大成果之一,为广西交通物流发展带来了全新契机,构建了连接西江与北部湾港口的黄金水道,打破了原来内河航运与海洋运输的壁垒,推动了广西及其周边地区的物流业发展,加强了与周边省份及东盟国家的贸易往来,推动区域经济一体化发展,深化了国际合作^[1]。本文从平陆运河建设实际出发,分析广西交通物流的现状存在的问题,探讨广西交通物流降本增效对策。

1 平陆运河的建设背景

广西是我国唯一兼具海岸线与边境线的自治区,在我国面向东盟的开放战略中处于关键位置,是连接多个地区的重要节点。但长期以来,广西的交通物流发展存在诸多瓶颈,西江航运干线与北部湾沿海港口空间布局不合理,内河货物出海绕道广州,大幅增加运输成本和时间,制约物流效率,原有的运输格局也限制了广西作为西南出海大通道的辐射带动能力,阻碍了区域经济协同发展。为突破这些困境,推动向海经济发展,2020年平陆运河开工建设,预计于2026年通航。平陆运河是新中国成立以来首条江海联通运河,作为西部陆海新通道的骨干工程,是我国交通基础设施领域的重大突破。运河全长约135 km,总投资达 727×10^8 元,挖掘土石方约 $3.29 \times 10^8 \text{ m}^3$,工程量浩大,其通航能力远超京杭大运河。平陆运河建成后,南宁、贵港等城市货物可直运钦州港,为广西及西南地区开辟便捷经济的出海通道,实现河海联通与水陆联运,进一步畅通西部陆海新通道,降低运输成本,促进中国与沿线国家和地区的经贸合作,助力广西形成全方位开放发展新格局^[2]。

2 广西交通物流现状

广西初步构建“四位一体”现代立体交通格局,西部

陆海新通道逐步完善。水运方面,西江航运干线和北部湾港运输能力强劲,航线不断拓展;铁路运输里程增长,海铁联运班列和跨境班列开行量上升;公路通车里程增加,提升了交通互联互通水平;航空运输方面,南宁吴圩国际机场国际货邮吞吐量增长,国际货运航线增多^[3]。

全区A级物流企业数量增多,在全国和西部排名靠前且覆盖各地市,南宁企业优势明显。部分企业引入先进技术和管理模式,拓展新兴业务,冷链物流企业保障了特殊货物运输质量^[4]。

多式联运发展良好,海铁联运班列数量大幅增长,北部湾港码头设施先进;公铁联运稳步发展“百色一号”成效显著,高铁货运基地建设推进;水陆联运基础设施突破,内河港口与其他运输方式衔接加强,综合运输效率提升^[5]。

同时,也存在一些问题,如多式联运货运站场数量不足和利用率低,疏港通道建设滞后,影响货物转运效率^[6];内河港口资源分散,港区物流与地方产业集聚区联系不紧密,缺乏一体化物流供应链路径;沿海与内河航运货流不平衡,回程放空问题导致运输成本增加、效率降低。

3 广西交通物流成本与效率分析

3.1 成本问题分析

3.1.1 物流运输成本

运输环节是物流成本的重要组成部分,广西物流运输成本较高。因为公路运输在广西物流运输中占比较大,而公路运输的成本相对较高。广西地形复杂,山区较多,公路建设和维护成本高,导致公路运输的收费标准相对较高;油价的波动也对公路运输成本产生较大影响,近年来国际油价的上涨使得公路运输成本进一步增加。此外,广西铁路运输存在运输能力不足、线路布局不合理等问题,导致部分货物无法通过铁路运输,只能选择成本较高的公路运输;内河航运虽然成本较低,但由于航道条件限制、港口设施不完善等原因,运输效率较低,也在一定程度上影响了其在物流运输中的应用;航空运输方面,飞机购置与租赁成本高昂,大型客机购置价格可达数亿元,租赁费用也不菲。燃油成本在航空运输成本中占比较

作者简介:王丹丹(1983—),讲师,研究方向:物流管理、邮政快递运营管理。

高,为40%~50%,国际油价大幅波动对其成本影响显著。机场起降费根据飞机型号、重量和起降次数计算,费用较高。航空运输成本高,限制了其在普通货物运输市场的发展,主要适用于高价值、时效性强的货物运输,市场份额相对较小。

3.1.2 物流仓储成本

广西部分地区的仓储设施陈旧,空间利用率低,导致仓储成本增加。一些仓库的建设标准较低,缺乏现代化的仓储设备和管理系统,无法满足货物存储的需求。仓库的选址不合理,与物流需求地的距离较远,增加了货物的短途运输成本。土地租金的上涨也使仓储成本不断攀升,特别是在一些城市中心区域和交通枢纽附近,土地资源稀缺,租金昂贵,进一步提高了仓储成本。

3.1.3 物流管理成本

广西一些物流企业管理水平较低,组织架构不合理,人员冗余,导致管理成本过高。在企业运营过程中,存在决策效率低下、信息传递不畅等问题,影响了企业的运营效率,增加了管理成本。一些企业缺乏有效的成本控制措施,对物流各环节的成本缺乏精细化管理,导致成本浪费现象较为严重。

3.2 效率问题分析

3.2.1 运输效率

通过货物周转量、运输时间、准点率等指标可分析物流运输效率状况。广西货物周转量呈增长态势,2024年达 $5\,854.97 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{km}$,同比增长4.7%,公路运输虽灵活性高,但单位运输成本高且周转量相对水路和铁路小,影响整体效率提升,水路运输在大宗货物长距离运输上优势明显。运输时间上,公路在短距离运输有优势,但长距离受路况等因素影响,运输时间难保证;铁路在中长距离运输时间稳定;水路运输速度慢、时间长,会增加企业库存和资金占用成本。准点率方面,公路受路况等多种因素影响,准点率仅为70%~80%;水路因航道等因素制约,内河航运准点率仅在80%,较低的准点率会影响货物交付与客户满意度,增加企业运营风险;铁路运输准点率相对较高。综上可知,广西交通物流运输效率存在公路运输成本高周转量小、不同运输方式运输时间不稳定、公路与水路准点率较低等问题。

3.2.2 仓储效率

库存周转率和仓库利用率是衡量仓储环节运营管理水平的关键指标。库存周转率体现库存货物周转速度,高周转率可减少库存积压,提升资金使用效率。广西物流企业库存周转率差异显著,管理先进的企业借助先进库存管理系统与物联网技术,能精准控制库存,库存周转率可达每年8~10次;而部分小型企业因管理水平低、缺乏有效控制手段,周转率仅为每年3~5次,导致库存积压,资金占用增加,仓储成本与货物损耗风险上升。

仓库利用率反映仓库空间利用效率,合理提升利用率可降低仓储成本。广西一些现代化物流园区凭借先进仓储设备与合理布局规划,如采用高层货架、自动化立体仓库,依据货物特性分类存储,将仓库利用率从60%提升至80%。但老旧仓库或管理不善的仓库,因设施陈

旧、布局不合理,利用率仅为40%~50%,造成仓库空间浪费,单位货物仓储成本增加。广西物流在成本效率方面存在库存管理水平参差不齐导致库存周转率差异大、仓库设施与管理水平影响仓库利用率等问题,这些问题制约了物流成本的有效控制与效率提升。

广西物流在成本与效率方面存在诸多问题。成本方面,运输成本高,公路运输因地形、油价等因素成本居高不下,铁路和水路运输优势未充分发挥,航空运输成本高昂且市场份额小;仓储成本增加,仓储设施陈旧、选址不合理、土地租金上涨等导致成本上升;管理成本过高,企业管理水平低、组织架构不合理、缺乏成本控制措施,造成成本浪费。效率方面,运输效率有待提升,公路运输成本高周转量小,不同运输方式的运输时间不稳定,公路与水路准点率较低,影响货物交付和企业运营;仓储效率参差不齐,库存管理水平差异导致库存周转率不同,仓库设施与管理水平影响仓库利用率,制约了物流成本控制与效率提升。

这些问题制约了广西物流的发展,降低了其市场竞争力,阻碍了区域经济的协同发展。而广西作为西部陆海新通道的重要节点,应提升交通物流的效率和降低成本,对加强区域经济合作、促进国际贸易发展具有重要意义,更好地服务“一带一路”^[7]。

4 广西交通物流降本增效的对策

4.1 降低物流运输管理成本

广西物流成本高的原因主要在于运输结构不合理,尤其是对公路运输的过度依赖。为降低物流成本,需加大对铁路和水路运输的投入,完善铁路线路布局,提升运输能力,解决部分货物铁路运输受限的问题。同时,改善内河航道条件,完善港口设施,充分发挥水路运输成本低的优势,引导更多货物选择铁路和水路运输,降低公路运输占比。另外,探索建立与油价挂钩的运输价格调整机制,当油价波动超过一定幅度时,合理调整公路运输价格,减少油价波动对运输成本的影响。推广新能源汽车在物流运输中的应用,鼓励运输企业采用节能型车辆,降低对传统燃油的依赖,进一步缓解油价波动带来的成本压力^[8]。

在航空运输方面,政府可通过税收优惠或补贴降低飞机购置与租赁成本,鼓励航空公司优化航线规划,提高飞机利用率,降低单位运输成本,扩大航空运输在高价值、时效性强的货物运输市场中的份额。

为降低管理成本,需引导物流企业优化组织架构,精简人员,去除冗余环节,提高决策效率和信息传递速度。建立健全成本控制体系,对物流各环节成本进行精细化管理,杜绝浪费现象。通过开展物流管理相关培训课程,提高企业管理人员的专业素养和管理能力,培养既懂物流业务又具备先进管理理念的复合型人才,推动企业管理水平的全面提升。

4.2 提升物流效率

提升物流效率的关键在于优化运输方式和加强各环节的协同管理。持续发挥水路运输在大宗货物长距离运输上的优势,提高运输效率;同时,加强公路运输的规

范化管理,提高运输组织水平,降低单位运输成本,提升公路运输周转量。加强公路运输路况监测与维护,及时发布路况信息,合理规划运输车辆路线,减少因路况导致的运输时间不稳定的问题。对于水路运输,加强航道整治,提高航道通行能力,确保运输时间稳定。建立公路和水路运输的准点率考核机制,对运输企业进行监督和考核。运输企业加强车辆和船舶的调度管理,合理安排运输计划,提高准点率,提升货物交付质量和客户满意度。

在仓储环节,推广先进的库存管理系统和物联网技术,帮助小型企业提升库存管理水平,提高库存周转率,减少库存积压和资金占用。老旧仓库进行改造升级,采用先进的仓储布局规划和设备,如高层货架、自动化立体仓库等,提高仓库利用率。同时,加强仓库管理人员培训,提升管理水平,确保仓库高效运营。

4.3 推动运输结构优化与多式联运发展

运输结构优化是降低物流成本、提升效率的核心策略之一。制定内河航运优先发展政策,加大对内河航运基础设施建设的财政支持和政策扶持力度,优化内河航运市场环境,培育壮大内河航运企业,提高内河船舶的标准化、大型化、专业化水平。通过加强内河航运与其他运输方式的衔接配合,形成以内河航运为骨干,铁路、公路、航空运输为补充的综合运输格局,充分发挥各运输方式的优势。

完善多式联运基础设施网络,建设一批具备多种运输方式换装功能的综合交通枢纽,制定统一的多式联运标准规范,包括货物装载标准、运输单证格式、信息交换接口等。鼓励物流企业开展多式联运业务创新,探索发展铁水联运、公水联运、空陆联运等多种联运模式,实现运输资源的高效配置和利用^[9]。

4.4 提升物流信息化与智能化水平

信息化与智能化是提升物流效率的重要手段。整合现有物流信息平台资源,构建覆盖广西全区、连接国内外的综合性物流信息平台,加强物流信息平台与海关、税务、工商、金融等部门信息系统的对接,为物流企业提供一站式政务服务和金融服务。完善物流信息平台的功能模块,增加智能决策支持、运输路径优化、货物跟踪追溯、物流资源交易等功能,提升物流管理的透明度和效率。

加大对智能物流技术研发和应用的投入,鼓励物流企业采用物联网、大数据、云计算、人工智能等先进技术。推广应用智能仓储管理系统、智能运输调度系统、智能装卸设备、无人机配送等智能物流装备和技术,减少人工干预,提升仓储和运输效率。同时,加强智能物流技术的人才培养和技术培训,建立健全智能物流技术标准体系和安全保障机制,为物流行业的智能化转型提供支撑。

4.5 培育壮大物流市场主体与产业协同发展

物流市场主体的壮大和产业协同发展是推动物流行业降本增效的重要保障。出台扶持物流企业发展的政策措施,鼓励本土物流企业通过兼并重组、联盟合作等方式做大做强,支持企业开展技术创新、管理创新和商业模式创新,引导企业向专业化、精细化、特色化方向发展。加强物流企业与制造企业、商贸企业的深度合作,建立长期稳定的战略合作伙伴关系,推动物流服务与产业链的

深度融合。

依托广西的产业优势和资源,围绕平陆运河沿线重点产业园区和港口城市,培育发展物流产业集群。加强物流产业集群内企业之间的分工协作与资源共享,形成产业配套完善、功能互补协同的物流产业生态系统。鼓励物流产业集群与科研机构、高校开展产学研合作,共同开展物流技术研发、人才培养和标准制定等工作,为物流行业的可持续发展提供技术和人才支持。

4.6 加强政策支持与国际合作

政府的政策支持是推动物流行业降本增效的重要推动力。出台相关政策,支持平陆运河的建设与运营,鼓励企业参与到运河经济带的建设中,充分发挥运河在区域物流中的枢纽作用。同时,推动与东盟国家的物流合作,拓展国际市场,提升广西的国际竞争力。通过加强区域合作和政策支持,广西有望构建起一个高效、低成本的综合物流体系,为区域经济发展提供强有力的支撑。

5 结语

平陆运河的建设为广西交通物流降本增效提供了重要机遇。本文通过分析广西交通物流现状,提出加强基础设施建设,推动运输结构优化,发展多式联运;提升物流信息化与智能化水平,整合平台资源、应用先进技术;培育壮大物流市场主体,促进产业协同发展;加强政策支持与国际合作等一系列措施,通过多方面的协同努力,广西交通物流有望实现降本增效,成为区域经济发展的强大动力,在区域及全球经济贸易格局中发挥更为重要的作用。

参考文献

- [1]彭燕.平陆运河对广西北部湾经济开发区区域经济发展的作用探讨[J].西部交通科技,2023,9(3):175-177.
- [2]邢佩旭,潘海涛.新时期运河战略及平陆运河规划建设实践[J].水运工程,2024(1):1-5.
- [3]赵超.广西基本建成“四位一体”现代立体交通网[Z].广西政府网,2023-11-16.<http://www.gxzf.gov.cn/html/gxyw/t17466515.shtml>.
- [4]南宁市人民政府.2024广西物流企业50强榜单发布[Z].南宁市人民政府网,2024-08-02.<https://www.nanning.gov.cn/ywzx/nnyw/2024nzwtd/t5984569.html>.
- [5]阮晓莹.提升“公铁水空”多式联运水平构建高效便捷现代物流体系[N].南宁日报,2023-08-01(001).<https://www.nanning.gov.cn/ywzx/tpxw/t5661123.html>.
- [6]马向荣,占金刚.西部陆海新通道建设下北部湾港集疏运高质量发展研究[J].中国港口,2023(8):11-15.
- [7]杨盛.助推平陆运河建设 共建西部陆海新通道[N].南宁日报,2025-01-14(001).http://www.nnr.com.cn/nnr/20250114/html/page_01_content_001.htm.
- [8]交通运输部.交通物流降本提质增效行动计划[Z].中国政府网,2023-11-01.https://www.gov.cn/zhengce/zhengceku/202411/content_6989629.htm.
- [9]张经阳,杨艳源.平陆运河预期物流效率的影响因素及评价[J].中国商论,2023(16):110-115.

收稿日期:2025-01-17

综合执法改革后广西公路路产赔偿工作研究

李艳

(广西壮族自治区交通运输综合行政执法局, 广西 南宁 530021)

摘要: 本文系统梳理了广西公路路产赔偿工作的历史脉络, 结合实证研究方法, 深入分析了综合执法改革后公路路产赔偿工作面临的主要困境。研究发现, 当前公路路产赔偿工作存在主体法律依据不足、赔偿费定性不准确、收费标准滞后及执行不到位等问题。基于此, 本文提出了调整赔偿工作主体、优化赔偿费定性、修订赔偿标准及探索全链条工作模式等建议, 以期为新形势下公路路产赔偿工作的规范化、法治化提供理论支持和实践指导。

关键词: 综合执法改革; 公路路产赔偿; 法律依据; 收费标准; 全链条模式

中图分类号: U418.2 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.064

文章编号: 1673-4874(2025)05-0219-02

0 引言

公路路产赔偿是指因行为人对公路及公路设施造成损害而依法承担的赔偿责任。2019年, 广西交通运输综合行政执法体制改革全面实施^[1], 自治区、市、县三级均成立了交通运输综合行政执法机构。这一改革打破了原有的公路路产赔偿工作格局, 同时也带来了新的挑战。在新形势下, 如何优化公路路产赔偿工作机制, 解决改革后出现的实际问题, 成为当前亟待研究的课题。本文旨在通过实证分析, 提出具有针对性的解决方案, 为广西公路路产赔偿工作的规范化发展提供参考。

1 公路路产赔偿工作现状

1.1 公路路产赔偿管理体制

目前, 广西公路路产赔偿工作主要由交通运输综合行政执法机构负责。具体而言, 普通国省干线公路及农村公路的路产赔偿工作由市县交通运输综合行政执法支队(大队)承担; 高速公路的路产赔偿工作则由自治区交通运输厅下设的交通运输综合行政执法局负责。赔偿标准仍沿用2006年自治区财政厅颁布的《公路路产赔偿费收费标准》。

1.2 公路路产赔偿工作情况

2022年至2024年, 全区共处理路产赔偿14 190起, 收回路产赔偿金额6 481.235 × 10⁴元。其中, 普通国省干线公路及农村公路共处理路产赔偿1 467起(2022年641件、2023年481件、2024年345件), 收回路产赔偿金额584.39 × 10⁴元(2022年261.62 × 10⁴元、2023年199.783 × 10⁴元、2024年122.987 × 10⁴元); 高速公路共处理路产赔偿12 723起(2022年4 117件、2023年4 639件、2024年3 967件), 收回路产赔偿金额5 896.845 × 10⁴元(2022年2 092.21 × 10⁴元、2023年2 138.856 × 10⁴元、2024年1 665.779 × 10⁴元)。

2 公路路产赔偿费性质分析

《中华人民共和国公路法》第八十五条规定, 对公路造成损害应当依法承担民事责任。民事责任是基于平等主体之间的责任追究, 即行为人与公路养护运营单位在路产赔偿法律关系中具有平等的法律地位。行为人对公路的损害, 侵害了公路养护运营单位的民事权益, 是一

种侵权行为, 应当承担侵权民事责任^[2]。

公路路产赔偿费是损害者向公路养护运营单位支付的修复公路路产的费用, 是承担民事责任的体现。公路路产赔偿费具有以下特点^[1]:

(1) 以公路路产损害的发生为前提。这种路产损害是现实的损害, 是已经发生的而不是未来可能发生的。

(2) 以补偿为目的。即造成公路路产的损害应当获得全部的弥补和恢复。损害赔偿费以公路路产的实际损害为计算标准, 而不以当事人的主观过错作为确定赔偿的标准, 不具有惩罚性。

(3) 赔偿具有一定的任意性。既可以由损害者支付赔偿费, 也可以由保险人支付。

3 改革后公路路产赔偿工作面临的困境

3.1 公路路产赔偿工作主体缺乏法律依据^[3]

当前, 公路路产赔偿工作由交通运输综合行政执法机构负责, 但根据《中华人民共和国民法典》规定, 赔偿法律关系的双方主体应为公路养护运营单位和损害者。目前广西高速公路由运营公司进行养护运营, 国省干线公路由广西交通运输厅下设公路发展中心直属的公路养护中心负责养护, 农村公路由市县交通运输局下属公路处(所)或乡镇人民政府负责养护。综合执法机构作为行政执法主体, 并非公路路产的所有者或经营者, 由其负责赔偿工作缺乏法律依据。

3.2 公路路产赔偿费定性不准确

2006年颁布的《公路路产赔偿费收费标准》将赔偿费定性为“事业性收费”, 这与民事赔偿责任性质相矛盾。事业性收费本质上是国家机关、事业单位等依法实施社会公共管理或提供公共服务而产生的收费。而路产赔偿是以造成公路路产损害为前提, 其对象是特定的责任人, 将赔偿费定性为“事业性收费”并不准确^[4]。此外, 随着BOT、PPP等多元化投资模式的普及, 将赔偿费定性为事业性收费剥夺了企业作为民事主体的权利, 造成企业经营权的不完整, 不利于营商环境的优化。

3.3 赔偿收费标准滞后

现行收费标准制定于2006年, 涵盖项目有限, 无法满足当前公路设施多样化的需求。例如, 新型交通安全

作者简介: 李艳(1970—), 高级经济师, 主要从事交通行政执法工作。

设施(如三波形护栏、防撞垫等)未纳入标准,导致赔偿纠纷频发。2023年3月,G59呼北高速公路荔玉段蒙山往荔浦方向K2413+620发生交通事故,损坏防撞垫(TS级)1个,该防撞垫(TS级)未在2006年颁布的路产补偿费收费标准清单内,执法人员只能依据高速公路运营公司提供的该路段养护工程量清单,要求当事人赔偿24 434.50元。当事人车辆投保的保险公司认为该价格未经过物价部门的认证,单价过高,以当事人名义向南宁铁路运输法院提起诉讼,历时多月方经调解解决。

3.4 普通国省干线公路路产赔偿工作不到位

3.4.1 路产赔偿执行率不高

普通国省干线公路路产赔偿工作由市县交通运输综合行政执法机构负责,而市县交通运输综合行政执法机构目前执法人员缺编率达30%。除路产赔偿工作外,还需要承担辖区交通运输各领域的行政执法工作及当地政府布置的中心工作,面临人少事多的窘境。以2019年国省干线执法体制改革为分界线,路产赔偿案件和赔偿金额都呈断崖式下降:处理路赔案件从2016年至2019年的年平均1 500件以上(2016年1 544件、2017年1 585件、2018年1 743件、2019年1 555件)下降至2020年的113件,2022年至2024年路赔案件平均数为489件(2022年641件、2023年481件、2024年345件);路产赔偿金额从2016年至2019年的年平均729.29 $\times 10^4$ 元(2016年769.81 $\times 10^4$ 元、2017年753.29 $\times 10^4$ 元、2018年766.46 $\times 10^4$ 元、2019年627.63 $\times 10^4$ 元)下降至2020年的23.07 $\times 10^4$ 元,2022年至2024年赔偿金额平均数为194.79 $\times 10^4$ 元(2022年261.62 $\times 10^4$ 元、2023年199.783 $\times 10^4$ 元、2024年122.987 $\times 10^4$ 元)。

3.4.2 路产赔偿费拨付不到位

市县交通运输综合行政执法机构隶属于市县交通运输局,与公路养护中心分属不同性质不同层级部门管辖,也不在同一个部门预算和财政支付系统,导致路产赔偿费收取后无法向公路养护中心拨付,养护中心不能使用赔偿费对受损公路进行修复,只能另行安排修复资金,增加了养护成本。

4 公路路产赔偿工作建议

4.1 调整公路路产赔偿工作主体

建议将公路路产赔偿工作主体调整为公路养护运营单位。公路养护运营单位是公路路产损坏的受害者,由损害者向受损者进行赔偿,符合《民法典》的基本原则,进而实现公路养护运营单位权利义务的统一。对于高速公路而言,由高速公路运营企业负责赔偿工作有利于保护企业经营自主权,降低企业运营成本;对于普通国省干线公路而言,由公路养护单位负责路产赔偿工作既有利于减轻市县交通运输综合行政执法机构负担,也有利于及时收回路产赔偿修复被损坏的公路。这一做法在外省已有先例,云南省在2016年就废止了公路路产损坏赔偿清理费、公路路产占用费等,明确平等主体之间通过市场提供商品、服务所产生的费用市场调节价管理^[5]。

4.2 优化路产赔偿费定性

将公路路产赔偿费从“事业性收费”调整为“政府指导价”,既体现赔偿的民事责任性质,又兼顾公路的公益性特征。政府价格主管部门按照定价权限和范围规定

基准价及其浮动幅度,指导公路经营者和养护单位制定价格标准,既为公路路产赔偿提供了依据,避免双方发生纠纷,也可以适应不同地域经济发展水平和不同公路建设造价的需要,维护双方合法权益^[6]。

4.3 修订赔偿收费标准

建议对现行赔偿标准进行全面修订,增加新型公路设施项目,确保赔偿标准的科学性和实用性。同时,建立动态调整机制,以适应公路技术的快速发展。

4.4 探索路产赔偿工作新机制

在路产赔偿工作主体调整和收费标准获得相关政策法规或上级部门认可前,可以先行探索高速公路路产赔偿全链条工作机制。即引入高速公路运营公司、保险代理机构、保险公司、养护施工单位作为赔偿全链条主体,主要针对那些不在2006年路产补偿费标准内的路产项目,实行全链条赔偿机制,实施链路如下:

(1)起点:养护施工单位到事故现场收集基础资料。

(2)资料传递:养护施工单位将收集的基础资料发送给保险代理机构。

(3)系统审核:保险代理机构把资料上传至涉事车辆承保公司系统进行审核。

(4)反馈与通知:保险代理机构将审核结果反馈给高速公路运营公司,同时通知养护施工单位进行修复。

(5)修复与资料通报:养护施工单位完成修复后,将修复前、修复中、修复后的照片或视频资料通报给保险代理机构。

(6)组织验收:保险代理机构通知高速公路运营公司组织现场验收,验收合格后,保险代理机构安排工作人员将修复的照片视频资料及验收单上传至保险系统。

(7)理赔与支付:保险代理机构跟进理赔工作,并按约定向养护施工单位支付相关费用。

该做法可以在一定程度上解决目前赔偿标准未规定的路产项目产生纠纷问题。

5 结语

本文对综合执法改革后公路路产赔偿工作进行了系统研究,分析了当前面临的困境,提出了调整赔偿工作主体、改变收费性质、修订收费标准、探索路赔工作新模式等方面的建议,对做好新形势下公路路产赔偿工作具有一定的指导意义。

参考文献

- [1]张柱庭.理顺改革后公路管理机构的职能[J].中国公路,2019(15):17-20.
- [2]王利明.侵权责任法[M].北京:中国人民大学出版社,2016:166-168.
- [3]陈广华,时蕾蕾.公路路产损害赔偿问题研究[J].河北法学,2014,32(6):136-141.
- [4]丁勇.高速公路路产赔(补)偿费问题研究[J].交通财会,2006(12):10-18.
- [5]赵晓松,马媛,苏函.云南运营高速公路路产赔偿中的问题分析与研究[J].云南水力发电,2022(3):90-93.
- [6]刘善亮.公路路产保护研究[D].西安:长安大学,2013.

收稿日期:2025-01-16

收费公路债务化解创新模式分析

蒙超荣¹, 蒙焕荣², 张平³

(1. 广西交通设计集团有限公司, 广西 南宁 530029; 2. 贵港市港南区财政局, 广西 贵港 537100; 3. 南宁市交通运输局, 广西 南宁 530600)

摘要: 文章深入剖析公路债务产生原因, 分析交能融合、交旅融合、服务区仓储物流融合、无人值守收费系统、REITs 多种盘活公路资产模式及效益, 提出路产项目联合创收并通过资本运作的模式盘活公路资产, 实施路径为“盘活资产—创造现金流—资本运作—化解债务”的递进策略, 解决收费公路债务问题, 化解债务危机, 为公路管理机构和各地投资平台公司盘活公路资产, 化解收费公路债务风险, 为未来公路资产的运营和发展提供新思路。

关键词: 公路化债; 路衍经济; 盘活资产; 交能融合; 交旅融合; 实施模式

中图分类号: U415.13 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.05.065

文章编号: 1673-4874(2025)05-0221-04

0 引言

20 世纪 80 年代初, 我国出台“贷款修路, 收费还贷”的收费公路政策, 该模式极大促进了我国高等级公路建设和发展, 经历 40 多年发展, 公路总里程和路网密度已位世界前列, 截至 2024 年, 全国收费公路里程逾 21×10^4 km, 其中高速公路里程 18.36×10^4 km, 占比 87.4%。随着公路基础设施日渐完善, 公路建设、运营成本逐年提高, 经营收益差、增长慢, 收支不平衡、债务压力大, 西部地区收费公路债务问题尤为突出^[1-2]。因此, 如何盘活存量收费公路资源, 开发路衍经济, 开拓路产融合模式, 扩大有效投资增加收益, 是当前各省区(市)都在探索的重要课题^[3]。本文在国家加快地方政府化解债务背景下, 聚焦高速公路交通路衍经济发展, 提出盘活公路资产、创收化债的发展路径和对策建议, 为中西部地区收费公路降本、创收、增利、化债提供思路。

1 公路债务及存量资产分析

1.1 公路债务产生的原因

公路行业快速发展的同时积累了大量债务, 多种因素造成收费公路债务难以化解甚至不降返升的局面^[3], 分析近五年全国收费公路统计公报数据, 预判 2024 年末全国收费公路债务总规模超 10×10^{12} 元。本文总结为以下三个方面。

1.1.1 建设运营成本高, 管理养护难度大

目前平原地区建造双向四车道规模高速公路每公里造价为 $0.8 \sim 1.0 \times 10^8$ 元, 而对于地形极为复杂、地质条件恶劣, 有大量的特长隧道、特大型桥梁等关键控制性工程的山区高速公路, 造价则会更高, 西部山区建造高速公路尤为明显。以广西梧州至乐业高速公路(宜州至东兰段)为例, 其沿途群峦叠嶂、地势险要, 桥隧比高达 70% 以上, 造价高达 2.11×10^8 元/km。在过去一段时间里, 国内高速公路多采用“一路一公司”的建设模式和管理体制, 造成运营成本高, 财务管理水平低。存量高速公路受工程规模与材料、交通压力、自然环境、养护技术与

设备等因素影响, 高速公路管理养护费用逐年上涨。

1.1.2 车流不及预期, 营收能力不足

经济发达区域的车流量高, 高速公路创收能力强, 参考近五年数据, 长三角和珠三角等经济发达地区收费公路维持收支平衡或少量盈余。但部分中西部和东北地区, 特别是广西、昆明、内蒙古等公路网交通末梢区域, 收费公路通行费收入无法覆盖运营维护和债务利息支出^[4]。以广西桂林至钦州港高速公路南宁段为例, 由于通车年限较短, 车流入流较少, 从 2023 年度运营情况看, 日均交通量仅达到可研运营初期交通量数据的 1/3, 通行费收入日均为 10.4×10^4 元, 而每日贷款利息为 61×10^4 元, 加上项目公司运营管理经验不足, 沿线广告招租尚未完善, 加油站、充电桩、超市等沿线经营性服务设施建设创收能力不足, 收支不抵已是基本事实^[2-5]。

1.1.3 减费政策频繁出台, 通行费增速缓慢

过路费取决于三个因素, 收费里程、车流量和收费价格^[5]。目前我国收费标准增长幅度远低于建设成本增长幅度。相比 20 世纪 90 年代, 公路建设成本增长 4~8 倍, 而 90 年代一些高速公路收费标准为每公里 0.2~0.3 元, 如今大部分高速公路收费标准在每公里 0.4~0.6 元, 增长不足 1 倍, 受政策限制和社会公众承受能力等因素影响, 收费标准已经没有太多提升空间。此外, 绿通和节假日免费等政策进一步减少了通行费收入。2020 年全国收费公路共减免车辆通行费 2382×10^8 元, 新冠肺炎疫情防控期间免收全国收费公路车辆通行费 79 d, 减免通行费达 1593×10^8 元。2023 年度全年仅高速公路优惠减免车辆通行费达 1461×10^8 元, 减费政策除了减少收入, 新增车流还增加了运营成本。因此, 近十年新建高速收益大部分都无法覆盖贷款利息^[4-7]。

1.2 公路存量资产分析

公路存量资产指已建成并投入使用的公路及其附属设施等经济资源, 在资产负债表中以资产形式体现。按资产性质和功能分为四类^[6-7]。

(1) 公路基础设施资产: 主要包括路基、路面、桥梁、

第一作者简介: 蒙超荣(1993—), 硕士, 工程师, 研究方向: 交通投资、公路规划。

隧道等结构物和构造物,是公路存量资产的重要组成部分,且具有极高的资产价值,也是发挥公路行车功能的主要载体^[8]。

(2)交通工程及沿线设施资产:包括交通安全设施、服务设施、管理设施,具体表现为护栏、交通标志标线、服务区、停车区、收费站、监控中心等。

(3)土地资产:建设公路所占用的土地,通过划拨或征收等方式取得土地使用权。公路沿线土地随公路建设开发,具有一定经济价值,是公路存量资产的重要组成部分。

(4)无形资产:收费权即政府授予公路经营企业在一定期限内收取车辆通行费的权利。

盘活公路存量资产应聚焦在使用效率低、具备支配和处置权、具备收益性的资产,通过对沿线设施场地空间优化调整,提升立体空间利用率,也可以引入新业态开展多元化经营,拓展商业区开发,典型模式主要包括“公路+能源”“公路+旅游”“公路+物流”“公路+新基建”等^[9]。

2 盘活公路资产模式研究

2.1 交能融合

利用高速公路范围内闲置屋顶及地面(建筑、构筑物屋顶、互通枢纽、边坡、隧道隔离带、服务区、收费站、治超站等闲置场地)建设分布式光伏电站及其配套储能充电桩设施,采取“自发自用、余电上网”方案接入高速公路就近用电线路,“光储充”日间光伏所发电量优先供高速公路隧道照明等构造物或服务区、停车区及服务设施使用,其次给储能系统充电,或供服务区充电桩使用,无法消纳的电量送入公共电网^[10]。

光伏发电的收益组成有:(1)电量自发自用,减少原购买商业用电的费用;(2)充电桩供电收益;(3)余电上网,发售收益。高速公路沿线可布设光伏发电的装机容量与路线长度、沿线边坡、隧道数、枢纽互通、收费站的数量有关。以平果至南宁高速公路银岭隧道分布式光伏电站项目为例,利用隧道两端中央分隔带有效闲置用地5 500 m²,布设光伏发电站,总装机容量为532 kW·P,总投资为303×10⁴元,日均发电量为1 410 kW·h,消纳比例为50%,收益分为消纳收益、上网收益,扣除运维成本后日均收益为860元,年均收益为31.4×10⁴元,投资回收期为10.4年。由于闲置用地无须土地费,建造成本低,经济效益高。见表1。

表1 银岭隧道光伏电站发电收益表

年份	日均 发电量/ (kW·h)	装机 容量/ (kW·P)	日均 消纳 比例/%	日均 收益/ 元	全年 收益/ ×10 ⁴ 元	投资 回收期/ 年
2024年	1 410	532	50	860	31.4	10.4

2.2 交旅融合

服务区作为高速公路沿线设施,设置初衷是为过往车辆提供休憩补给场所,其单调的服务功能已不能满足目前多元化市场需求。服务区向融合旅游服务的综合

性平台转变,不仅是对交通资源的深度挖掘与高效利用,更是顺应旅游市场散客化、自驾游趋势的必然选择,对于增加多元化经营收入、拓展旅游发展空间、提升交通服务品质具有广大发展前景。

如江苏京沪高速公路阳澄湖服务区采用“苏州园林、江南水乡”设计风格,采用现代化的建筑技术结合传统的园林艺术进行建设,总建筑面积达50 000 m²,服务功能从高速公路服务区拓展为极具特色的商业旅游区,年接待客流量超过70×10⁴人次。又如广西沙吴高速公路金山服务区增设汽车运动主题设施,配备专业汽车试驾基地,露营地、研学基地等功能区,积极承接各种汽摩主题活动,开业第一年活动直接引流超14 100车次、31 000人次,经济效益显著。

2.3 服务区仓储物流融合

通过进一步开发服务区大车广场、匝道圈、高速公路桥下空间等闲置土地和空间,盘活路域闲置资源改造为仓储物流设施,设置仓储物流中心,实现周转货车不下高速公路就能完成装卸货物的市场需求,将货物进行集中存储和分拣,根据不同目的地进行快速配送,大幅提高了物流配送的效率,缩短了物流时间,同时提高了服务区空间资源的利用效率,避免了土地资源的浪费。

以河北交投雄安北服务区仓储物流中心为例,高速公路业主拥有丰富的高速公路服务区等路域资源和交通行业的运营管理经验,通过与物流领域具备专业的物流运营能力、技术和市场渠道的物流公司强强联合,共同推动仓储物流中心的建设与发展,开业半年,物流运输车辆累计9 000余辆次、转运货物价值近亿元,有效促进了企业利润增长。

2.4 服务区“开口子”工程

高速公路“开口子”工程是通过在服务区增设与地方道路的连接通道,使车辆无须经过主线收费站即可快速上下高速公路,旨在缓解交通压力、提升通行效率并促进区域经济发展。“开口子”工程可实现服务区与地方路网的无缝衔接,实现了普通公路与高速公路共享服务,还提供物流中转、旅游集散等多元化功能,具备便捷性、智能化和绿色环保等优点,不仅优化了出行体验,还推动了“高速+旅游”“高速+物流”新模式的发展,大幅提升了物流效率,带动了周边商业和旅游业。

以福建省福银高速公路上街服务区为例,“开口子”工程建设均在服务区红线范围内,不新增用地,收费道路为服务区内部道路,建设手续简便,收费设施采用“智慧云仓”,无须人员值守,节约利用土地资源和人力资源。项目的建设使上街服务区的作用逐渐从单一的休息点转变为多功能交通枢纽,串联附近乡镇、产业园、工业园、景点、学校、企业,使周边群众体验到“家门口上高速”的便捷,群众上高速公路的路程平均缩短近10 km,诱增车流量大幅上涨。2024年度车流量总排名升至福建省高速公路服务区(共46个)车流量第二名,为区域经济发展注入了新动力,也为全国其他服务区改造提供了示范经验。

2.5 无人值守收费系统

高速公路无人值守收费系统是利用 AI 识别、收费机器人等新兴技术与传统高速公路机电和收费系统充分融合应用,建设机器人自助收费系统、远程集中监视系统、网络对讲及广播系统、行人、车辆检测系统等智能化系统,实现车辆自助放、取卡计费,微信、支付宝等多元电子支付,实现收费站少人化、收费现场无人化、收费车道快捷化,进一步减少收费站人力成本,达到区域路段整体降本增效的目标。高速公路无人值守收费系统的收益主要有系统建设节约投资和每年节省的人力成本,收益大小跟收费站的数量和规模有关。

经调查和测算,以广西平南高速公路为例,一个传统的“3 进 3 出”收费站建设投入 $2\,329.1 \times 10^4$ 元,人员运营费用每年 336×10^4 元,而采用无人值守收费系统的收费站建设投入 $1\,686.1 \times 10^4$ 元,人员运营费用每年约 150×10^4 元。假设一条高速公路收费站有 7 个,统一采用区域集约化管理的标准化无人值守智慧收费站,一次性节省建设投资 $4\,501 \times 10^4$ 元,每年节省人力成本约 $1\,302 \times 10^4$ 元,若收费口越多经济效益越大。见表 2。

表 2 传统收费站与无人值守收费站建设和运营费用对比表

序号	工程项	名称项	传统收费站 估算费用/ × 10 ⁴ 元	无人值守收 费站估算费 用/ × 10 ⁴ 元
1	广场建设	广场土建	583.6	481.4
		收费岛	21	12
		ETC/MTC 混合车道 设备基础	8	6.4
		ETC 车道设备基础	4	2
		防护设施	17.5	7
2	站所建设	监控室	45	45
		宿舍、餐厅	195	97.5
		办公、配套及其他	500	300
3	设备管线 及其他	ETC 车道设备	80	66.7
		ETC/MTC 混合车道 设备	220	201.6
		岛面设备线材布设 管路预埋	655	466.5
建设投入合计		—	2 329.1	1 686.1
		传统收费站 28 人,人力 成本 12× 10 ⁴ 元/人/年	336	150
	人力 投入	无人值守收费站 12 人, 人力成本 15× 10 ⁴ 元/人/年		

注:以 3 进 3 出站所为例(ETC 专用车道 2 条,ETC/MTC 车道 4 条,广场长宽为 $150\text{ m} \times 34\text{ m}$),传统收费站收费员 20 人四班三运转,监控稽核管理员 2~3 人,机电维护员 1~2 人,后勤及其他人员 4 人;无人值守收费站收费员 8 人四班三运转,监控稽核管理人员 1~2 人,机电维护员 1 人 2~3 站,后勤及其他人员 2 人

2.6 收费公路 REITs

收费公路属于国家基础设施领域不动产投资信托基金(REITs)试点行业。基本原理是将收费公路的经营权界定为 REITs 依托的基础资产,收费公路原始权益人联合金融机构设立 SPV 公司进行资产隔离并注入收费

公路资产或权益,通过基金管理人向社会投资人发行收益凭证公开募集资金,委托专业的运营管理机构负责收费公路的日常运营管理,将募集资金用向原始权益人支付对价,而收费公路所得收益将会分配给社会投资者,其实质是将收费公路上市。通过上市获得资金,缓解债务危机,降低负债。REITs 发行条件对收费公路运营年限、权属情况、收益有严苛的要求。此外,投资者更看中项目底层资产自身发展潜力,同时考虑政府化债政策等各类因素。当前收费公路项目发行 REITs,必须同时满足项目三年度内可分配现金流/目标不动产评估净值 $\geq 4\%$,运营期项目的现金流入总额对债券额本息覆盖倍数需要达到 1.2 以上。

3 收费公路化债模式研究

结合当前中西部收费公路的运行状况看,大部分公路项目存在车流小、营收弱、收支不抵的现象,为此需要多渠道、多方式、分阶段开展路衍经济,采取各种降本增效、创收盈利措施,培育提升公路项目车流量增速,提高项目现金流,待条件成熟再通过收费公路 REITs 方式盘活标的公路资产,化解债务^[11-12]。具体实施路径归纳为以下 4 个阶段:

第一阶段:提升资产运营效率与创收能力。通过交能融合、文旅融合、服务区功能开发、无人值守收费系统等多种方式,分阶段、分类型、分方式利用公路项目运营范围内的各种资源,逐步提升资源利用率。

第二阶段:稳定现金流与资产增值。基于第一阶段稳定运营一段时间后,高速公路资产将逐步产生稳定的现金流(如光伏发电收入、服务区商业收入等),无人收费的理念在服务区等区域拓展应用,将进一步降低运营成本,提升净利润。这一阶段的目标是优化资产结构,提升资产价值,为后续资本运作奠定基础。

第三阶段:开展收费公路 REITs。在前两个阶段实现稳定现金流和资产增值后,将收费公路资产打包,发行基础设施公募 REITs(不动产投资信托基金)。通过 REITs 上市,吸引社会资本参与投资,获得一次性融资,用于偿还债务或投资新项目。REITs 的持续分红机制也能为投资者提供稳定回报,形成良性循环。

第四阶段:债务化解与可持续发展。通过 REITs 融资大幅降低债务规模,优化资产负债结构。持续运营交能融合、文旅融合等项目,确保现金流的稳定性和增长性,实现收费公路资产的长期可持续发展,形成“盘活资产—化解债务—提升价值”的闭环。

4 结语

收费公路传统模式下公路资源利用效率低、营收少、投入产出见效慢,加上建设运营成本居高不下,常常出现收不抵支,甚至收不抵息,造成债务缺口逐渐扩大,资金缺口规模往往高达数十亿元,债务问题事关政府财政安全、行业发展前景、公众出行服务,须妥善处理。本文结合路衍经济和公路债务,提出发展收费公路相关产业,多渠道、多方式、分阶段盘活公路资产,创造额外收入来源,降本增效,培育现金流,减轻对传统收费项目的过

度依赖,构建可持续的财务发展模式,并适时开展 REITs/类 REITs 等资本运作,加快债务化解,收回投资成本。这一实施路径通过“盘活资产—创造现金流—资本运作—化解债务”的递进策略,能够有效解决收费公路债务问题,同时为未来公路资产的运营和发展提供可持续的解决方案,预防出现债务违约造成不良社会影响,切实维护政府及企业平台信誉,保障公路交通事业健康可持续发展。⑦

参考文献

- [1]徐丽.化解收费公路债务需要切实创新[J].中国公路,2023(9):30-31.
- [2]韦文婕.我国公路行业发展现状和债务化解分析[J].经济师,2023(7):227-228.
- [3]张娜,常迪.新发展阶段高速公路可持续发展问题及建议[J].综合运输,2022(3):23-30.
- [4]中华人民共和国交通运输部.2022 年全国收费公路统计公报[R].北京,2023.

- [5]中华人民共和国国务院.收费公路管理条例[Z].北京,2004.
- [6]翟新利.盘活高速公路基础设施存量资产问题探索[J].交通财会,2024(7):30-41.
- [7]全万宝.高速公路运营企业存量资产盘活利用创收探讨[J].交通财会,2023(6):34-37.
- [8]交通运输部公路局,中交第一公路勘察设计研究院有限公司.公路工程技术标准:JTGB01—2014[S].北京:人民交通出版社股份有限公司,2014:35-39.
- [9]张学弛,朱志强.促进我国路产融合发展的建议[J].综合运输,2024(7):24-29.
- [10]魏坤,刘洋,周立钦,等.交能融合在高速公路服务区建设中的应用研究[J].交通节能与环保,2023(1):86-91.
- [11]胡璇钰.PPP 模式与基础设施公募 REITs 融合及治理研究[D].北京:中国财政科学研究院,2023.
- [12]马连智.高速公路 REITs 资产证券化案例研究——以浙江沪杭甬为例[D].乌鲁木齐:新疆财经大学,2021.

收稿日期:2025-01-15

(上接第 145 页)

从隧道底板的最小安全厚度公式中可以看出,隧底溶洞顶板的安全厚度与溶洞的几何尺寸、岩土的物理力学参数以及隧底的荷载有关。

6.3 最小安全厚度要求

根据该工程的特点,取隧道底部的荷载 $q = 1\ 500\ \text{kPa}$,内摩擦角 $\varphi = 30^\circ$,黏聚力 $c = 300\ \text{kPa}$,计算内摩擦角 $\varphi' = 55^\circ$,则可根据推导的公式计算出最小安全厚度为:

$$h_{\min} = \frac{(\sin(45^\circ + \frac{55^\circ}{2}) - \tan 55^\circ \cos(45^\circ + \frac{55^\circ}{2}))}{2 \times 300 \times \cos 30^\circ (\tan 55^\circ \sin(45^\circ + \frac{55^\circ}{2}) + \cos(45^\circ + \frac{55^\circ}{2}))} \times 1\ 500 \times \left[13 + \frac{28}{\tan(45^\circ + \frac{55^\circ}{2})} \times (1 - \sin 30^\circ) \right] = 15.85\ \text{m} \quad (16)$$

根据计算结果,该工程的部分段落不满足最小安全厚度要求,且计算的安全厚度没有考虑安全富裕系数的情况。根据安全富裕系数的要求,最小安全厚度至少要达到计算值的 1.5 倍以上,即 23.8 m,可见该工程的隧底隐伏溶洞不满足要求,需要进行处置。

7 结语

以工程案例为依托,本文经数值分析和理论推导得出以下结论:

(1)溶洞壁在充分扰动后存在塑性退出承载,拱脚破裂角可近似为 $\theta = 45^\circ + \frac{\varphi'}{2}$,并具有向上延伸趋势。

(2)溶洞壁充分扰动后,除塑性区外的溶洞顶板呈现平缓承载拱的受力特点,中部以受水平轴力为主,最大主应力水平,最小主应力可忽略不计。

(3)根据数值分析得出的结论,采用极限平衡分析方

法,推导出了隧底隐伏溶洞顶板最小厚度公式。该公式表明隧底隐伏溶洞的顶板厚度与溶度壁围岩力学参数、溶洞几何条件、隧底溶洞荷载有关。

(4)采用隐伏溶洞安全顶板厚度计算公式计算的依托工程的安全厚度,结果表明,该工程隐伏溶洞需要处治,且其计算值与工程经验值较为接近,可见其具有一定的准确性和应用性。

本文推导的溶洞顶板安全厚度是基于隧道与溶洞对称、溶洞椭圆、溶洞宽度大于隧道宽度、隧底荷载均布的基础上推导出来的,然而隧底隐伏溶洞的尺寸、与隧道的位置关系、隧底荷载存在较多的可能性,后续的学者可以进一步根据溶洞形态、溶洞与隧道的位置关系、隧道施工工艺、隧道支护方式等深入研究隧道底部溶洞的安全顶板厚度。⑦

参考文献

- [1]李坤,段志,郭德平,等.不同方位隐伏溶洞对隧道衬砌结构受力特性的影响研究[J].现代隧道技术,2023,60(增刊 1):74-85.
- [2]陈禹成,王朝阳,郭明,等.隐伏溶洞对隧道围岩稳定性影响规律及处治技术[J].山东大学学报(工学版),2020,50(5):33-43.
- [3]赵新琛.隐伏溶洞与隧道安全距离多因素影响研究[J].石家庄铁路职业技术学院学报,2023,22(2):31-35,39.
- [4]邓杰夫,唐国军,唐宇.隧道与隐伏溶洞之间的安全岩层厚度研究[J].西部交通科技,2023(5):93-98.
- [5]李勇海,汪志强,李虎,等.岩溶隧道顶板施工安全厚度参数敏感性研究[J].施工技术(中英文),2022,51(7):30-34.
- [6]符策简.岩溶地区隐伏溶洞顶板稳定性及变形分析[J].岩土力学,2010,31(增刊 2):288-291,296.

收稿日期:2025-01-17