

高速铁路Ⅱ型板路桥过渡段底座劣化整治技术研究

赵虎¹, 杨怀志², 代冲², 谭诗宇³, 洪剑⁴

(1. 西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031;

2. 京沪高速铁路股份有限公司, 北京 100038;

3. 中铁第四勘察设计院集团有限公司, 湖北 武汉 430063;

4. 中国铁路上海局集团有限公司, 上海 200071)

摘要: CRTSⅡ型板式无砟轨道在中国高速铁路应用较多,为解决该型轨道在路桥过渡段端刺区底座板混凝土劣化的问题,建立了路桥过渡段端刺区段有限元仿真模型,计算得到由混凝土劣化导致混凝土强度等级从C30下降到C15时,轨道结构应力增大约9%;底座板受力截面减小30%时,轨道结构应力增大约9%。研究了对底座板外露部分进行局部凿除重筑的技术方案可行性,并通过分布式混凝土应变监测技术对目标病害区段进行长期监测。结果表明,局部凿除重筑后病害区段整体结构稳定,混凝土应力变化可控,对运营条件下该类问题的解决有一定指导意义。

关键词: 高速铁路;路桥过渡段;混凝土劣化;修复;监测

中图分类号: TU216 **文献标志码:** A **文章编号:** 2095-0373(2025)01-0059-05

0 引言

无砟轨道技术自中国引进之后发展迅速,在高速铁路及城市轨道交通线路中应用广泛。针对无砟轨道的病害整治理论与技术,国外虽研究较早,但将研究焦点主要集中在结构材料强度、结构耐久性等方面,对无砟轨道结构在极端温度等特殊条件下的稳定性及变形控制等的研究很少。为满足中国高速铁路快速发展的需求,中国研究人员针对无砟轨道在服役过程中所表现出的道床板开裂问题^[1-3],轨道板层间离缝及上拱的整治技术^[4-8],轨道结构的疲劳破坏特征及疲劳损伤发展规律^[9],以及温度荷载下轨道结构的变形响应^[10]进行了有针对性的研究。CRTSⅡ型板式无砟轨道在中国应用较早,规模较大,在高速铁路网中总体运营表现良好,实现了无砟轨道“高稳定性、高平顺性和少维修性”的设计目标和应用需求。但随着运营年限的增长,轨道结构病害逐年增加,给线路正常运营带来一定隐患。桥上无砟轨道底座板是连接桥梁和轨道的重要受力部分,也是该型轨道连续铺设机制的重要体现,其运营状态直接关系桥上无砟轨道的整体受力及安全性。近年来,铁路运营管理部门在巡检中发现某线路在桥梁及路基结合部上下行各约100 m范围底座板(含端刺区过渡板)肩部外露部分混凝土粉化剥落掉块,如图1所示。轨道板下遮蔽部分经钻芯取样发现多孔隙且强度不足,且病害程度不断发展。路桥结合部纵连底座板受力极其复杂,且钢筋密布,受限于现阶段整治技术、工艺工装等因素,针对运营繁忙高铁干线,目前尚不具备中断线路运营进行完全断道施工修复的条件。为了避免病害进一步发展,保证线路运营安全,有必要对该型病害的影响规律及整治方法进行针对性研究。

收稿日期: 2024-08-16 责任编辑: 车轩玉 DOI: 10.13319/j.cnki.sjztdxzbzrb.20240210

基金项目: 京沪高铁重大课题(2022-20)

作者简介: 赵虎(1986—),男,高级工程师,研究方向为铁路工程。E-mail: 443569156@qq.com

赵虎,杨怀志,代冲,等. 高速铁路Ⅱ型板路桥过渡段底座劣化整治技术研究[J]. 石家庄铁道大学学报(自然科学版), 2025, 38(1): 59-63.

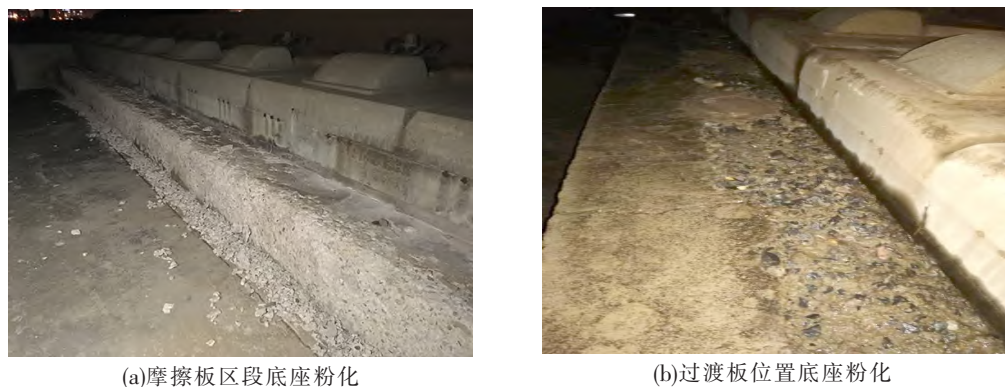


图 1 无砟轨道混凝土劣化现场状态

1 路-桥过渡段底座板混凝土劣化整治技术研究

某干线高铁在路基-桥梁过渡段内,在桥台后设置端刺结构,摩擦板宽度一般为 9 m,厚度为 0.4 m,长度根据不同桥梁结构设计确定,一般为 50 m 或 100 m;标准倒“T”形大端刺尺寸,上部结构沿线路纵向厚度为 1 m,沿线路横向宽度为 9 m,高度为 2.75 m;下部结构沿线路纵向为 8 m,沿线路横向为 9 m,厚度为 1 m;摩擦板范围设小端刺 11 个,小端刺尺寸为 1 m $\times$ 1 m $\times$ 9 m。摩擦板后设 5 m 长过渡板。摩擦板、端刺和过渡板混凝土采用 C30,钢筋采用 HRB500。摩擦板、端刺、底座及过渡板在交界处全部固结,底座与摩擦板距大端刺 1 m 进行锚固处理。除底座下设置“两布”滑动层外,摩擦板及端刺区 CRTS II 型板式无砟轨道结构与桥梁地段相同,如图 2 所示。

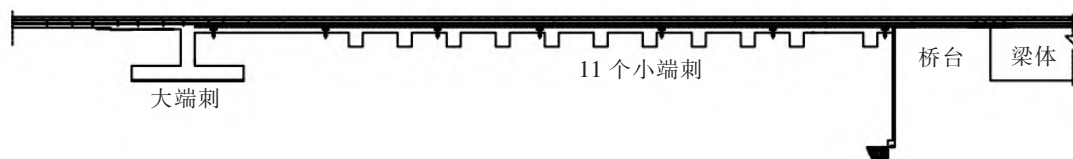


图 2 路桥过渡段结构示意图

建立路桥过渡段端刺区有限元模型,模型中考虑 10 跨简支梁,整体桥轨模型如图 3 所示,并在两端设置端刺结构,如图 4 所示。根据现场轨道板下实际离缝状态,假定砂浆层对轨道板仅起支承作用,不考虑二者之间的黏结;由于模型计算主要提取不同荷载条件下的结构响应增量变化,即 2 次计算响应做差值计算,理论上消除了钢筋等结构恒定量的影响,因此分析中可不考虑钢筋的影响。由于该型轨道的连续性机制及结构特征,模型中主要考虑温度荷载,通过近年来对病害区段所处地理区域的气温及轨道结构温度观测结果,取温度荷载为系统升温 50 $^{\circ}\text{C}$ +轨道板正温度梯度 50 $^{\circ}\text{C}/\text{m}$ 。模型中对图 1 中所示的无砟轨道结构混凝土的劣化伤损进行模拟,采用线弹性模型,分别以不同的混凝土强度等级以及底座板有效受力截面的减小进行模拟。根据现场近年来实地钻芯取样得到的混凝土强度测试结果以及底座板劣化趋势,底座板混凝土强度等级考虑从 C30 下降到 C15,在数值模型中以弹性模量降低进行模拟;根据底座板现场粉化剥落不同程度,考虑底座板有效受力截面减小比例从 0 增大到 30%。为消除仿真分析边界效应,过渡段中底座板单元内力提取时选择距离模型边界至少 20 m 以外的分析单元,模型中底座板应力提取点选择在桥台以外至倒 T 型大端刺区段的中点位置。



图 3 桥轨模型三维图

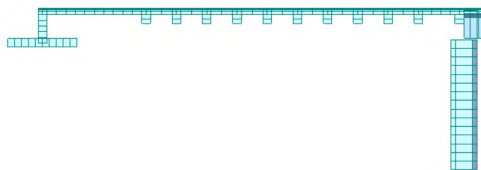


图 4 路桥过渡段轨道结构图

通过有限元仿真分析,可得到在不同混凝土强度等级下,路-桥过渡段底座板内的温度应力变化如图 5 所示;底座板粉化后,考虑不同比例的截面减小后,底座板内温度应力变化如图 6 所示。

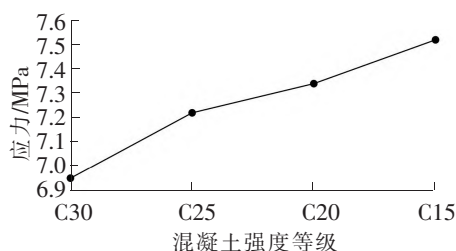


图 5 强度等级下降引起的温度应力变化

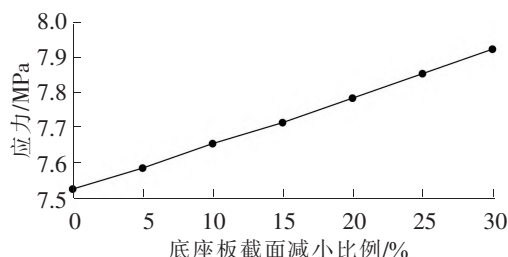


图 6 截面粉化减小引起的温度应力变化

仿真计算结果表明,随着混凝土强度等级的下降,路桥过渡段底座板中的混凝土应力略有增加,但增加的比例很有限,当考虑强度等级从 C30 下降到 C15 时,结构应力增大约 9%;另外,由于混凝土粉化破碎剥落,有效截面也在减小,随着底座板有效受力截面减小比例从 0 增大到 30%,同等温度力条件下,结构应力增大约 6%。

近几年的跟踪调研情况表明,劣化区段混凝土的粉化大致存在 3 个发展过程。初期,混凝土表面起皮,开裂,混凝土强度不足;进入快速发展期后,混凝土表层开始粉化,局部剥落,掉块,开裂深度增加;进入粉化后期,混凝土整体强度基本丧失,深度粉化,混凝土成块剥落,钢筋外露锈蚀。现场凿开后观察发现,混凝土外露部分劣化发展速率明显快于内部被遮蔽部分,外部混凝土对内部混凝土有一定保护作用,内部混凝土虽强度较设计值有所不足但状态总体尚属稳定,如图 7 钻芯取样结果所示。混凝土包裹状态下的钢筋锈蚀尚不显著,总体呈现由外向内的劣化发展趋势,如图 8 所示,且劣化趋势不可逆。



图 7 轨道板下劣化区钻芯取样结果



(a)内部钢筋状态



(b)内部混凝土状态

图 8 混凝土内外劣化发展状态特征

综合有限元仿真理论分析结果及现场调研及取样结果,在Ⅱ型板这类主要承担竖向轮载及纵向温度内应力的无砟轨道结构中,由于混凝土病害导致混凝土强度等级的降低与有效承力截面的减小对结构受力有较为显著的叠加效应;因此,在不具备中断行车进行断道施工彻底修复时,利用天窗修时间在结构外露部分采取局部凿除重筑,可有效保护无砟轨道内部混凝土及钢筋,对提高无砟轨道结构总体稳定性和耐久性有实际意义。

2 路-桥过渡段底座板整治后监测数据验证

对某高铁一路-桥过渡段无砟轨道底座板进行局部凿除修复重筑,将底座板超出轨道板的两侧肩部外露部分进行彻底凿除清理,并向轨道板下方遮蔽部分延伸凿除至少 10 cm 直至坚硬混凝土面,如图 9 所示;为实现在本区段底座板局部换填整治后的状态进行空间上的连续性监测,建立如图 10 所示的在线监测系统,混凝土应力测点如图 11 所示,数字采集与传输系统如图 12 所示。



图 9 底座板局部凿除重筑

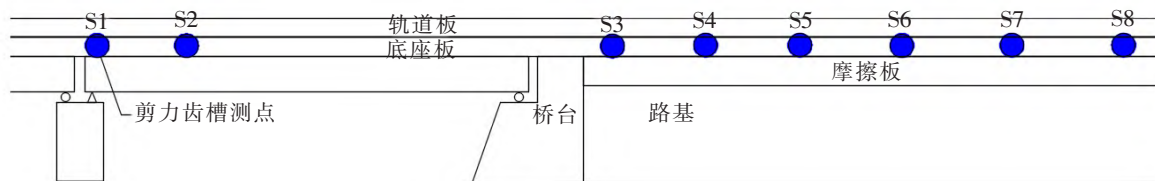


图 10 路桥过渡段混凝土应力在线监测系统布置图



图 11 底座板混凝土测点



图 12 测点采集传输系统

通过对局部凿除重筑区段内混凝土的内部纵向应力状态进行连续在线监测,代表性测点 2023 年度测试结果曲线如图 13、图 14 所示。

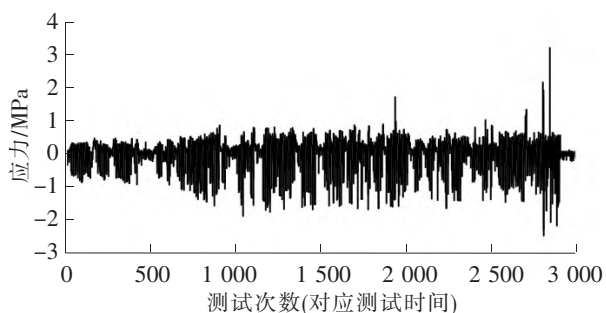


图 13 测点 4 年度测试曲线

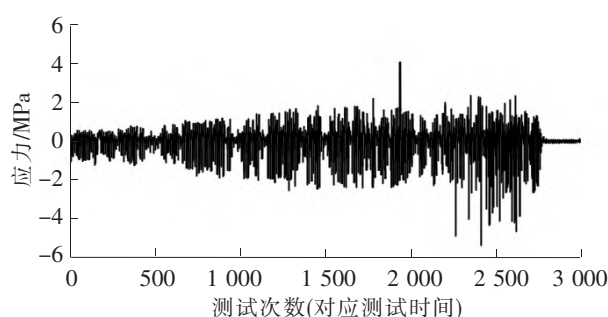


图 14 测点 5 年度测试曲线

监测系统的布设与现场病害整治工作同步开展,监测数据起始时间即为现场整治完成时间。

从图 13、图 14 的结果可以看到,在连续劣化区段换填的新混凝土中,混凝土内部应力应变波动较为稳定,测点 4 中混凝土 2023 年度应力变化最大幅值约为 5.5 MPa,而测点 5 中混凝土 2023 年度应力变化最大幅值约为 9 MPa。图 5、图 6 中得到的混凝土应力理论计算结果基准值均为 7 MPa 左右,计算的假定温度荷载即系统升温最大幅值 $50\text{ }^{\circ}\text{C}$ + 轨道板正温度梯度 $50\text{ }^{\circ}\text{C}/\text{m}$ 也与现场温度测试结果总体吻合。由此表明,通过局部换填整治后,现场实测应力变化结果能够与仿真分析理论状态达到吻合,由此表明采取底座板局部凿除换填对该类型病害进行整治可行。

3 结语

通过对 CRTS II 型板式无砟轨道路-桥过渡段端刺区底座板混凝土劣化进行有限元仿真模拟,分析了由于混凝土劣化而导致混凝土强度等级下降及有效受力截面减小对轨道结构整体受力的影响,研究了对底座板外露部分进行局部凿除重筑的技术方案可行性。

(1) 同等温度力条件下,当考虑底座板混凝土强度等级从 C30 下降到 C15 时,结构应力增大 9%;底座板有效受力截面减小比例从 0 增大到 30%,结构应力增大 6%。

(2) 病害区段外部混凝土对内部混凝土有一定保护作用,内部混凝土的状态总体比较稳定,但劣化趋势不可逆。

(3) 对病害区段实施局部凿除重筑后,分布式混凝土应变在线监测结果表明,混凝土应力变化稳定可

控,轨道结构整体稳定性保持良好,说明该方案可行。

参 考 文 献

- [1] 王保江. 兰新铁路 CRTS I 型双块式无砟轨道道床板混凝土抗裂技术[J]. 铁道建筑, 2014, 54(2): 101-104.
- [2] 吴维洲, 章健华. CRTS I 型双块式无砟轨道道床板混凝土开裂分析及控制措施[J]. 中国铁路, 2013(10): 92-95.
- [3] 任娟娟, 刘学毅, 赵坪锐. 连续道床板裂纹计算方法及影响因素[J]. 西南交通大学学报, 2010, 45(1): 34-38.
- [4] 刘英, 冯杰. 京津城际铁路 CRTS II 型板式无砟轨道板拱起病害整治[J]. 铁道建筑, 2016, 56(2): 142-145.
- [5] 王鹏程, 尧俊凯, 陈锋, 等. 无砟轨道路基上拱原因试验研究[J]. 铁道建筑, 2018, 58(1): 43-46.
- [6] 赵磊. 大单元双块式无砟轨道路桥过渡段路基上拱影响研究[J]. 铁道学报, 2018, 40(10): 127-134.
- [7] 王青, 卫军, 董荣珍, 等. CRTS II 型板式无砟轨道结构的疲劳力学性能分析[J]. 铁道工程学报, 2014, 31(5): 41-47.
- [8] 姜子清, 刘浩, 张文达, 等. 双块式无砟轨道路桥过渡段道床板上拱整治技术研究[J]. 铁道建筑, 2019, 59(12): 124-128.
- [9] 姜子清. 路基区段双块式无砟轨道基础上拱整治技术对策[J]. 铁道建筑, 2020, 60(1): 95-98.
- [10] 高亮, 刘亚男, 钟阳龙, 等. 宽窄接缝破损对 CRTS II 型板式无砟轨道无缝线路受力的影响[J]. 铁道建筑, 2016, 56(5): 58-63.

Research on Deterioration Remediation Technology of the Transition Section Base of the High-speed Railway Type II Slab Road Bridge

ZHAO Hu¹, YANG Huaizhi², DAI Chong², TAN Shiyu³, HONG Jian⁴

(1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China;

2. Beijing-Shanghai High Speed Railway Co. Ltd., Beijing 100038, China;

3. China Railway Siyuan Survey and Design Group Co. Ltd., Wuhan 430063, China;

4. China Railway Shanghai Group Co. Ltd., Shanghai 200071, China)

Abstract: The CRTS II slab ballastless track is widely used in high-speed railways in China. To solve the problem of concrete deterioration in the base plate of the track at the transition section between bridge and road-bed, a finite element simulation model of the transition section was established. It was calculated that when the concrete strength grade decreased from C30 to C15 due to concrete degradation, the stress in the track structure increased by about 9%; When the stress cross-section of the base plate decreases by 30%, the stress of the track structure increases by about 9%. The feasibility of a technical solution for locally chiseling and rebuilding the exposed part of the base plate was studied, and long-term monitoring of the target disease section was carried out through distributed concrete strain monitoring technology. The results indicate that the overall structure of the damaged section is stable after local chiseling and reconstruction, and the stress changes in the concrete are controllable, which has certain guiding significance for solving such problems under operating conditions.

Key words: high speed railway; road bridge transition section; concrete deterioration; repairing; monitoring