

环境温差对桥梁交接墩偏移及应力影响研究

王树奎¹, 秦 波², 朱 磊¹

(1. 东北林业大学 工程咨询设计研究院有限公司, 黑龙江 哈尔滨 150036;

2. 黑龙江 农垦建工路桥有限公司, 黑龙江 哈尔滨 150000)

摘要:为了揭示季冻区连续梁桥交接墩在复杂温度场下的偏移病害机理,采用工程实测与数值模拟相结合的方法,建立考虑钢筋-混凝土界面热阻效应及接触非线性的实体有限元模型。经现场监测数据与热弯曲解析解的双重校核,验证模型的有效性(误差<5%)。在此基础上,定量分析了阴阳面温差效应、日温差效应及“土体侧移-温度”耦合作用对交接墩偏移和应力的影响规律。结果表明:阴阳面温差效应是导致墩顶偏移的主要热工因素,其影响显著大于日温差效应。随着阴阳面温差由0增至20℃,墩顶位移、墩底混凝土应力及钢筋应力分别激增至不考虑温度效应时的9.38倍、12.77倍和2.45倍;在“土体侧移+温差”多场耦合工况下,环境温差对总偏移量的贡献率约为36.8%,而这种耦合作用显著放大了结构累积损伤。此外,钢混导热系数失配导致的局部热应力集中,是墩顶锚固区潜在开裂的重要诱因。本文研究成果明确了温度荷载在桥墩偏移病害中的量化权重,可为季冻区桥梁健康监测系统的阈值设定及预防性维护策略的制定提供理论依据。

关键词:交接墩; 季节冻土区; 阴阳面效应; 日温差; 偏移量

中图分类号:U445.7

文献标志码:A

文章编号:1673-8993(2026)02-0031-08

doi:10.13402/j.gcjs.2026.02.016

Study on impact of environmental temperature differences on offset and stress of bridge transition piers

WANG Shukui¹, QIN Bo², ZHU Lei¹

(1. Engineering Consulting & Design Research Institute Co., Ltd., Northeast Forestry

University, Harbin 150036, Heilongjiang, China; 2. Heilongjiang Agricultural Reclamation Construction

Engineering Road & Bridge Co., Ltd., Harbin 150000, Heilongjiang, China)

Abstract: In order to reveal the mechanism of offset defect in transition piers of continuous girder bridges in seasonally frozen soil area under complex temperature fields, a method combining engineering field measurements and numerical simulation was adopted to establish a solid finite element model that thermal resistance effect at the steel-concrete interface and contact nonlinearity is considered. The validity of the model was verified through dual verification using on-site monitoring data and analytical solutions for thermal bending (error < 5%). Based on this, a quantitative analysis is conducted on the influence patterns of sun-shade surface temperature difference effects, daily temperature difference effects, and the coupling effect of “soil lateral displacement-temperature” on the offset and stress of transition piers. The results indicate that the sun-shade surface temperature difference effect is the primary thermal factor leading to pier top offset, and its impact is significantly greater than that of the daily temperature difference effect. As the sun-shade surface temperature difference increases from 0 to 20℃, the pier top displacement, concrete stress at the pier base, and steel stress

收稿日期: 2025-11-26

基金项目: 重庆市教育委员会科学技术研究计划资助项目(KJQN202503821)

作者简介: 王树奎(1980—),男,高级工程师,从事公路工程方面的研究。

surge to 9.38 times, 12.77 times, and 2.45 times, respectively, compared to when temperature effects are not considered. Under the multi-field coupling condition of “soil lateral displacement + temperature difference”, the contribution rate of environmental temperature difference to the total offset is approximately 36.8%, and this coupling effect significantly amplifies the cumulative structural damage. Additionally, the local thermal stress concentration caused by the mismatch in thermal conductivity coefficients between steel and concrete is an important trigger for potential cracking in the pier top anchorage zone. The findings of this study clarify the quantitative weight of temperature load in bridge pier offset defects, providing a theoretical basis for setting thresholds in bridge health monitoring systems and formulating preventive maintenance strategies in seasonally frozen areas.

Key words: transition pier; seasonally frozen soil area; sun-shade surface effect; daily temperature difference; offset value

桥墩偏移是桥梁工程中典型的结构损伤现象,指桥墩实际位置与原始设计坐标之间的空间偏差或发生的结构性形变。桥墩偏移的成因涉及外部荷载、自然环境等多因素,现有学者已围绕该问题进行了大量研究^[1-2]。钱盈^[3]针对周家冲大桥运营期病害开展研究,发现该桥存在桥墩偏移、支座滑移等典型损伤,并提出山区桥梁设计需强化对复杂荷载工况的适应性。刘辉等^[4]以李家湾大桥为对象,采用数值模拟方法揭示桥墩高度、纵坡坡度与支座选型的耦合效应,提出三者协同设计可显著降低墩身内力异常风险。孙文龙等^[5]通过中台坡大桥案例分析,证实桥墩偏移是温度效应与车辆制动荷载等多重因素共同作用的结果。韩晓强等^[6]针对高铁简支梁桥墩顶横向偏移现象展开溯源,发现邻近弃渣堆积诱发岩堆体蠕变滑移,形成地基非对称推力场,最终导致桥墩基础累计位移达 12~18 mm 的工程病害。郭献戌^[7]分析了日温差达 40~50℃叠加大风环境下桥梁混凝土结构的损伤过程及其受环境因素影响的程度。张俊光^[8]概括了干旱、大温差复杂环境下桥梁结构裂缝的发展成因,并提出相应防治措施。

综上所述,桥梁交接墩偏移及由此引发的应力变化均会受到外界温度变化的影响,进而影响桥梁自身的安全与稳定性,尤其在温度差异显著的季节性冻土地区。因此,针对辽宁省某季节性冻土地区连续梁桥交接墩偏移问题,结合设计资料和数值模拟,研究不同阴阳面温差和日温差变化情况下连续梁桥交接墩的偏移和应力变化规律,以期对季冻区桥梁结构健康监测系统的阈值设定及预防性维护策略制定提供定量化理论依据。

1 工程概况

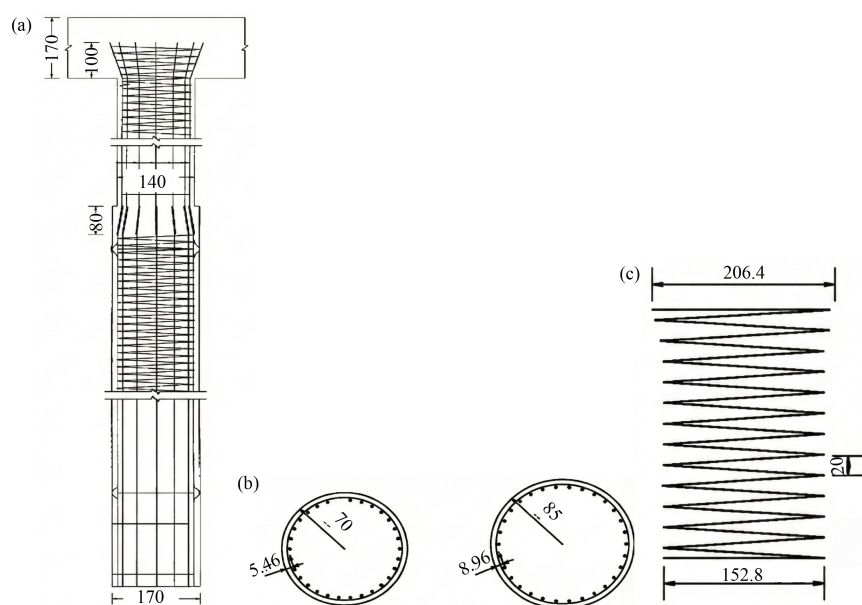
某季节性冻土地区高速公路高墩连续梁桥出现结构异常,经检测发现其过渡段高交接墩偏移量达到警戒值,支座滑移值超出设计容许值 2.3 倍,已完全丧失承载功能。该连续梁桥中心桩号为 K11+235.168,全长 203.45 m,单幅桥面净宽 10.7 m。全桥采用三联布置(3×27 m+2×32 m+3×27 m)。上部结构为 C50 预应力混凝土 T 梁刚性连接体系,桥台处设置 HXF-80 型伸缩装置,过渡墩处采用 HXF-160 型多向变位伸缩装置。病害最为突出的桥墩为变截面双柱式圆墩,采用 C30 混凝土浇筑,其构造特征:上部柱段直径为 1.4 m、柱高为 18 m、下部柱段直径为 1.7 m、柱高为 12 m。配筋体系:HRB335 级主筋(30 Ø 25 mm)环形分布,箍筋 Ø10 mm@100 mm;墩顶钢筋以 15°喇叭形斜向锚入盖梁(图 1)。该桥墩墩顶采用 KZQZ 系列抗震支座,横向布置:固定型(KZQZ-II 1.5GD)、固定型(KZQZ-II 1.5GD)、单向型(KZQZ-II 1.5DX)、固定型(KZQZ-II 1.5GD)、固定型(KZQZ-II 1.5GD)。

2 有限元模型建立及本构模型

2.1 有限元模型建立与单元选型

2.1.1 模型建立

采用有限元分析软件 ABAQUS 建立该季节性冻土区连续梁桥的全桥模型。其中,钢筋笼结构采用 T3D2 两节点线性桁架单元,其余主体构件均选用 C3D8R 六面体实体单元。通过集成全局种子布设策略、单元尺寸优化算法及扫掠网格生成技术,构建具备严格中性轴校准特征的六面体主导

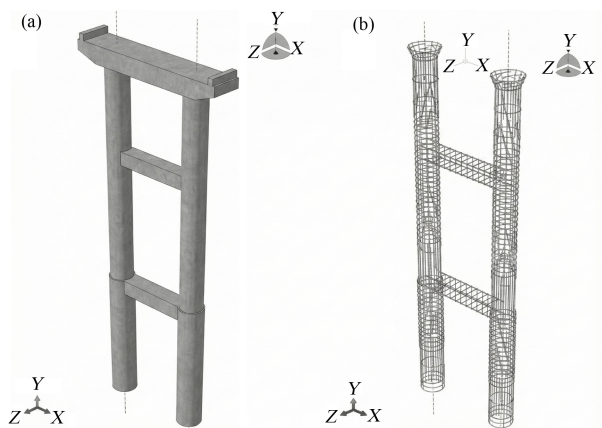


(a) 墩柱钢筋立面; (b) 墩柱钢筋立面; (c) 异形钢筋

图1 墩柱钢筋布置

cm

网格系统。为满足桥梁结构弹塑性分析的收敛性和准确性要求,经多轮网格敏感性分析,最终确定全域特征单元尺寸为 40 mm 量级,该网格系统的单元质量系数均达到 0.8 以上。该季节性冻土区连续梁桥过渡段高交接墩病害最为突出,因此选择该高交接墩对应的双柱式圆墩模型进行数据分析,如图 2 所示。本文聚焦桥梁交接墩顶纵向位移演变机制,重点解析双向活动(DX)与单向活动(ZX)盆式橡胶支座耦合作用引发的结构响应特征。基于 ABAQUS 非线性分析平台,构建包含滑动界面精细化建模的数值模型,其中支座上座板与下座板间采用面-面接触算法,并定义摩擦系数为 0.05 的库伦摩擦本构关系。



(a) 桥墩; (b) 桥墩钢筋

图2 双柱式圆墩模型

2.1.2 单元选型

在桥梁结构温度效应分析中,单元类型的选择对计算精度影响显著。尽管梁单元在计算效率上具有优势,但本文选用实体单元(C3D8R)而非传统的板壳或梁单元,主要考量如下:

泊松比效应:混凝土泊松比约为 0.2。在三维温度场中,结构受热不仅产生轴向伸长,还会引发横向膨胀。梁单元通常对横向变形约束进行简化处理,易低估泊松比效应引起的横向热应力。而 ABAQUS 的 C3D8R 单元可精确计算 σ_{yy} (横向) 和 σ_{zz} (竖向) 方向的耦合变形。同时,交接墩顶部是典型的应力扰动区,存在复杂的应力集中现象。对比试算表明,采用梁单元计算的墩顶位移虽与实体单元接近(误差 < 6%),但无法捕捉墩顶喇叭形锚固区混凝土的局部拉应力峰值(实体单元计算的峰值较梁单元高出约 18%)。

因此,为精确捕捉阴阳面温差导致的截面畸变及局部损伤(图 4),采用计算成本较高但精度更优的实体单元建模,并通过沙漏控制技术增强刚度矩阵的稳定性。

2.2 材料本构模型

2.2.1 混凝土

本构模型框架基于混凝土塑性损伤(concrete damaged plasticity, CDP)理论^[9-10]。该模型引入双硬化准则(含拉伸开裂准则与压缩屈服准则),

构建损伤演化方程,并结合等效塑性应变与损伤因子的耦合算法,精确模拟混凝土在循环荷载作用下的滞回特性及刚度退化规律。

在数值实现方面,采用受拉区指数型软化本构与受压区抛物线型硬化本构的组合形式。通过单轴循环加载数值试验确定损伤演化参数,确保混凝土非线性力学响应的仿真精度满足工程分析要求。

混凝土应力-应变曲线遵循《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)规定的应力-应变本构关系。单轴受压和单轴受拉情况下的应力-应变表达式:

$$y_1 = \begin{cases} \frac{nx_1}{n-1+x_1^n} & (x_1 \leq 1) \\ \frac{x_1}{\alpha_c(x_1-1)^2+x_1} & (x_1 > 1) \end{cases} \quad (1)$$

$$y_2 = \begin{cases} 1.2x_2 - 0.2x_2^6 & (x_2 \leq 1) \\ \frac{x_2}{\alpha_t(x_2-1)^{1.7}+x_2} & (x_2 > 1) \end{cases} \quad (2)$$

式中: y_1 为混凝土单轴受压时,压应力与轴心抗压强度的比值(即 $y_1 = \sigma_1/f_c$, σ_1 为单轴受压应力, f_c 为混凝土轴心抗压强度, MPa); x_1 为混凝土压应变与混凝土轴心抗压强度对应应变的比值; y_2 为混凝土单轴受拉时,拉应力与轴心抗拉强度的比值(即 $y_2 = \sigma_2/f_t$, σ_2 为单轴受拉应力, f_t 为混凝土轴心抗拉强度, MPa); x_2 为混凝土拉应变与混凝土轴心抗拉强度对应应变的比值; α_c 、 α_t 为应力-应变本构关系的常数; ε_c 为混凝土轴心抗压强度对应的应变; ε_t 为混凝土轴心抗拉强度对应的应变; n 为单轴受压应力-应变曲线上升段的形状参数,按 $n = E_c \varepsilon_c / (E_c \varepsilon_c - f_c)$ 计算,其中 E_c 为混凝土弹性模量。

2.2.2 钢筋

钢筋本构关系采用三线性强化模型进行参数化表征,其本构曲线依次划分为线弹性变形、屈服平台及强化阶段 3 个特征阶段,各阶段由关键

应力-应变控制点确定:线弹性变形阶段(弹性模量 E_s)、屈服平台阶段(恒定屈服强度 f_y)及非线性强化阶段(强化模量 E_p)。该模型通过分段函数精准描述钢筋在弹性变形、塑性流动及强化阶段的连续力学响应特性,其中强化段斜率根据标准取 $0.01E_s$ 进行模拟,表达式如下:

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon & |\varepsilon| < \varepsilon_y \\ f_y + 0.01E_s(\varepsilon - \varepsilon_y) & \varepsilon_y \leq |\varepsilon| < \varepsilon_u \\ f_u & |\varepsilon| > \varepsilon_u \end{cases} \quad (3)$$

式中: σ_s 为钢筋的应力; E_s 为钢筋弹性模量(HRB335 钢筋取 200 GPa); f_y 为屈服强度, MPa; f_u 为抗拉强度, MPa; ε_y 为屈服应变; ε_u 为极限应变。

2.3 材料热工性能及界面热耦合分析

考虑到交接墩及上部结构中混凝土与钢筋(或预埋钢板)等不同材料需协同工作,不同材料间的热工性能差异是导致界面热应力集中的关键因素。混凝土与钢材的导热系数差异悬殊,钢材的导热系数[约为 $48 \text{ W}/(\text{m} \cdot \text{K})$]远高于 C30 混凝土[(约为 $2.5 \text{ W}/(\text{m} \cdot \text{K})$)]。这种导热性能的失配导致在快速升降温过程(如日照突变)中,钢筋骨架与周围混凝土之间产生明显的瞬态温度梯度。本文的 ABAQUS 热传导分析重点考虑了这种异质界面的热阻效应。对于墩顶钢筋喇叭形锚固区(图 1),由于钢筋密集,该区域的热扩散率明显高于素混凝土区域。

根据傅里叶导热定律,界面热流密度 q 定义为

$$q = -k \nabla T \quad (4)$$

式中: k 为导热系数, $\text{W}/(\text{m} \cdot \text{K})$; ∇T 为温度梯度。

由于钢筋的导热系数大于混凝土的导热系数,界面处的热应变差 $\Delta \varepsilon_{th}$ 为

$$\Delta \varepsilon_{th} = (\alpha_s \Delta T_s - \alpha_c \Delta T_c) \quad (5)$$

式中: α_s 、 α_c 分别为钢筋和混凝土的线膨胀系数。尽管两者线膨胀系数接近($\approx 1.0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$),但由于导热速率不同而导致同一时刻 $\Delta T_s \neq \Delta T_c$,从

表 1 混凝土 CDP 模型参数

弹性模量	流动势偏心率	剪胀角/(°)	双轴与单轴 压缩强度比	拉压应力下第二 应力不变量的比率	黏滞系数
0.1	0.1	30	1.15	0.557	0.001

而在接触界面产生微观次生应力, 这是导致墩顶微裂缝萌生的潜在机理之一。

2.4 边界条件与计算工况

2.4.1 荷载计算

结合工程实测数据, 交接墩处梁底楔形预埋钢板呈现特殊构造特征: 上表面与梁底面平行, 下表面与支座上钢板形成 1.72° 倾角。数值模拟中通过调整相邻墩柱高度差, 精确复现该几何关系。

采用多工况耦合分析方法, 重点考察两类温度作用(阴阳面温差、日温差)对墩顶纵向位移的影响。依据《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2015), 对车道荷载标准值进行计算, 综合考虑 3 500 kN 恒载、公路—I 级车道荷载(均布荷载为 9.55 kN/m)等桥梁服役运营期荷载效应。其中, 集中荷载分量如式(6)所示。

$$P_K = 2 \times (L_0 + 130) = 324 \text{ kN} \quad (6)$$

式中: P_K 为集中荷载, kN; L_0 为计算跨径, 取 32 m。荷载按双车道偏载工况布置。

制动力计算采用控制值法, 如式(7)所示。该荷载体系通过接触算法与支座摩擦模型(摩擦系数为 0.05)耦合传递至墩顶。

$$F_b = (q_k \times 80 + P_K) \times 10\% = 108.8 \text{ kN} \quad (7)$$

式中: q_k 为均布荷载, 取 9.55 kN/m。该值小于单车道制动力限值 165 kN, 故全联制动力取 $F_b = 2 \times 165 = 330 \text{ kN}$ 。

2.4.2 温差工况计算

桥梁线路呈东南—西北轴向布置, 且夏季强日照期间太阳运行轨迹为东北升—西北落。午后热辐射峰值时段, 交接墩下坡侧(西北向)受晒、上坡侧(东南向)背阴, 因此该高交接墩存在明显阴阳面效应, 实测数据显示其温度差值可达 10°C 以上。对于季节冻土区而言, 阴阳面效应和当日温度变化均会产生温差影响。现场数据显示该桥梁当日温差可达 23°C , 故需同步考虑当日气温对桥梁结构偏移及应力的影响。据此设置阴阳面温差、日温差变化的计算工况, 如表 2 所示。

表 2 温度变化计算工况 $^\circ\text{C}$

计算工况	计算数值
阴阳面温差	0.5、10、15、20
日温差	0、10、20、30、40

2.4.3 热分析参数敏感性分析

准确的热边界条件是温度场模拟的关键。参考 JTG D60—2015, 模型中混凝土表面短波辐射吸收率取 0.65, 表面对流换热系数取 $15 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ (对应平均风速为 $3 \sim 4 \text{ m/s}$)。

沥青铺装层对梁体热传导有阻滞作用, 其厚度 h_p 为敏感性参数。对 h_p (8、10、12 cm) 进行敏感性分析, 结果显示: 铺装层每增厚 2 cm, 梁体竖向温度梯度最大值下降约 1.5°C 。然而, 铺装层厚度变化对墩身阴阳面温差的影响较小(敏感度系数 < 0.1), 表明对交接墩偏移而言, 墩身直接日照辐射参数比桥面铺装参数更关键。因此, 模型重点精准模拟墩身随太阳方位角变化的遮挡关系, 以确保阴阳面温差加载的真实性。

2.5 模型有效性验证

为确保有限元模拟的准确性, 采用“实测数据校核”与“解析法验证”相结合的策略验证模型有效性。首先选取该桥春季某典型日(日温差为 12°C)的健康监测数据, 提取墩顶实测位移时程曲线并与模拟结果对比。ABAQUS 计算的墩顶日最大位移为 6.8 mm, 实测峰值为 7.1 mm, 相对误差仅为 4.2%, 吻合度良好。

同时, 针对规则圆形截面墩柱, 利用悬臂梁热弯曲解析公式[式(8)]进行复核。

$$\Delta = \frac{\alpha \Delta T H^2}{2d} \quad (8)$$

式中: Δ 为墩顶水平位移, mm; H 为墩高, 取 30m; d 为直径, m (圆形变截面取均值 1.52 m); ΔT 为等效线性温差(当环境日温差为 12°C 时, 结合热传导理论, 截面顺桥向有效线性温差梯度约为 2.4°C)。解析解计算的理论偏移量为 7.11 mm, 与 ABAQUS 数值模拟结果(6.8 mm)非常接近, 相对偏差仅为 4.36%。

上述结果表明, 建立的本构模型能够较为准确地描述桥墩的温度变形特征。

3 温度荷载对交接墩偏移及应力状态分析

3.1 阴阳面温差对交接墩偏移及应力影响

以 10°C 温度梯度作为基本控制荷载, 综合考虑 3 500 kN 恒载、公路—I 级车道荷载(均布荷载为 9.55 kN/m, 集中荷载为 324 kN)及 330 kN 制动力

组合作用,开展该桥梁交接墩力学响应研究。该连续梁桥的位移和应力计算云图如图 3、4 所示。由图 3、4 可知:在温度梯度(温差为 10 ℃)与运营荷载协同作用下,交接墩呈现显著纵向位移响应。位移云图显示,最大变形位于墩顶悬臂端,墩顶累计位移达 21.62 mm。最大应力集中于交接墩底部,其中混凝土最大主拉应力为 0.82 MPa(远低于 C30 混凝土极限抗拉强度 2.5 MPa);钢筋网最大米塞斯应力为 35.42 MPa(亦远低于 HRB400 级钢筋屈服强度标准值 400 MPa)。综上表明,结构处于弹性工作状态。

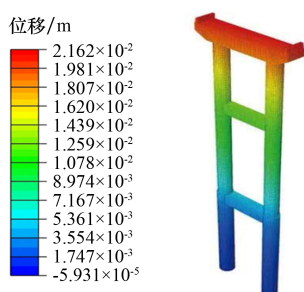
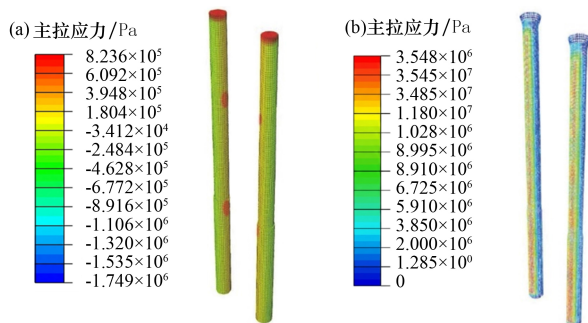


图 3 墩顶偏移值云图



(a) 混凝土;(b) 钢筋

图 4 墩底主应力云图

3.2 日温差对交接墩偏移及应力影响

进一步将该连续梁桥的计算边界设置为降温 23 ℃,分析交接墩的偏移和应力分布。位移和应力计算云图如图 5、6 所示。由图 5、6 可知:经历外界气温急剧降温后,交接墩的最大位移仍发生在墩顶,达 13.47 mm。最大应力集中于交接墩底部,混凝土最大主拉应力为 0.65 MPa,钢筋网最大米塞斯应力为 23.22 MPa。上述应力结果表明,结构仍处于弹性阶段。

3.3 多场耦合作用及温差贡献率分析

既有研究表明,邻近弃渣堆积诱发的地基非对称推力场是导致桥墩偏移的重要因素。为量化环境

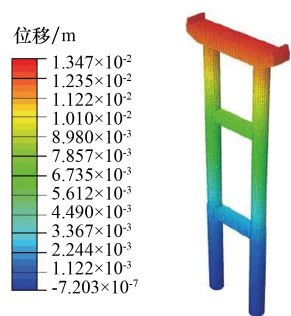
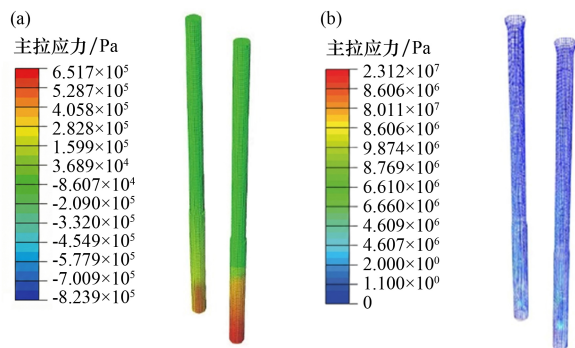


图 5 墩顶偏移值云图



(a) 混凝土;(b) 钢筋

图 6 墩底主应力云图

温差对总偏移量中的贡献,引入土体侧移荷载与温度荷载的耦合工况。假设地基蠕变产生的等效侧向土压力为 F_{soil} ,建立“恒载+车道荷载+土体侧移+温差”的综合工况。

定义温差效应对桥墩偏移的贡献率 η_T :

$$\eta_T = \frac{\delta_{\text{couple}} - \delta_{\text{mech}}}{\delta_{\text{couple}}} \times 100\% \quad (9)$$

式中: δ_{couple} 为多物理场耦合作用下的总偏移量; δ_{mech} 为仅考虑机械荷载(不含土体侧移)时的偏移量。

计算结果表明:未考虑土体侧移时,温差是主导因素;叠加 20 kN/m 的模拟土体侧向推力后,墩顶总偏移量增至 38.5 mm。此时,阴阳面温差(20 ℃)导致的附加位移约为 14.2 mm,贡献率约为 36.8%。这表明,土体侧移虽为基础病害,但环境温差会显著放大累积损伤,尤其在季节性冻土区,叠加效应可能导致支座滑移量突破设计阈值(2.3 倍容许值)。

4 不同温度变化下交接墩偏移及应力发展规律

4.1 不同阴阳面温差下的偏移及应力规律

不同阴阳面温差下连续梁桥交接墩的位移和

应力计算结果如图 7、8 所示。

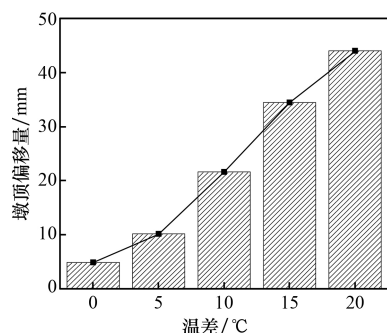
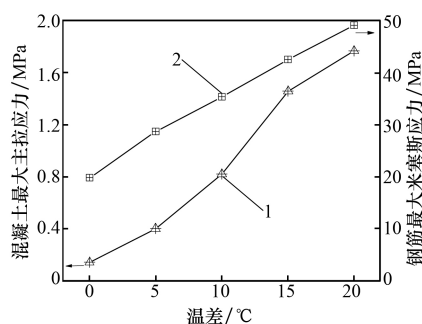


图 7 不同阴阳面温差下墩顶偏移值



1—混凝土结构；2—钢筋结构。

图 8 不同阴阳面温差下墩底最大应力

由图 7、8 可知：对于交接墩顶偏移量而言，考虑温度效应（阴阳面温差由 5 °C 开始增大）时，墩顶偏移值基本呈线性增长趋势。这表明温度荷载与其他荷载（如车辆荷载）对桥梁结构偏移的影响机制存在差异。当阴阳面温差从 0 增至 20 °C 时，交接墩顶偏移量由 4.7 mm 增至 44.1 mm。考虑阴阳面温差效应后，墩顶偏移量是不考虑温差效应的 9.38 倍，说明阴阳面温差对季节冻土区连续梁桥的交接墩偏移影响显著，因此在设计和运营阶段需予以考虑，避免因偏移过大导致桥梁运营失效。

进一步分析交接墩底部混凝土和钢筋的应力变化：当阴阳面温差由 0 增至 20 °C 时，墩底混凝土最大主拉应力由 0.139 MPa 增至 1.775 MPa，为不考虑温差效应时的 12.77 倍；钢筋网最大米塞斯应力由 20.03 MPa 增至 49.15 MPa，为不考虑温差效应时的 2.45 倍。可见，阴阳面温差效应下墩底应力变化主要体现在混凝土结构中。尽管墩柱结构应力仍体现在弹性状态，但是混凝土结构的拉主应力已经接近极限拉应力的 50%，运营过程中需要加强对混凝土结构本身的监测。

4.2 不同日温差下的偏移及应力规律

不同日温差下连续梁桥交接墩的偏移量和应力计算结果如图 9、10 所示。

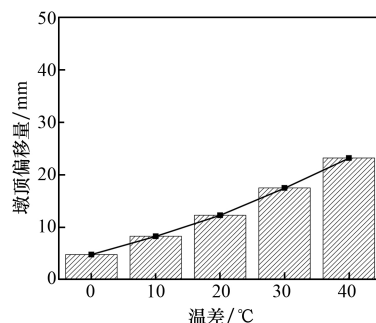
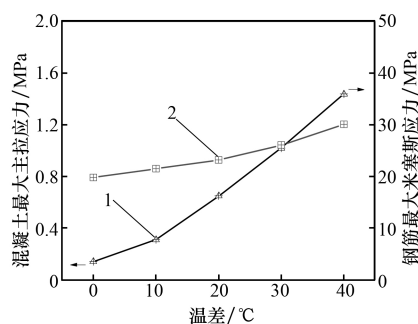


图 9 不同降温幅度下墩顶偏移值



1—混凝土结构；2—钢筋结构。

图 10 不同降温幅度下的墩底最大应力

由图 9、10 可知：对于交接墩顶偏移值而言，当日温差由 0 增至 40 °C 时，偏移量基本呈线性增长，由 4.7 mm 增至 23.1 mm。考虑日温差效应后，墩顶位移是不考虑温差效应时的 4.91 倍。这表明日温差变化虽会导致墩顶偏移增加，但其影响明显小于阴阳面效应，因此运营中应更关注阴阳面温差。

进一步分析交接墩底部应力变化：当日温差由 0 增至 40 °C 时，墩底混凝土最大主拉应力由 0.139 MPa 增至 1.441 MPa，为不考虑温差效应时的 10.37 倍；钢筋网最大米塞斯应力由 20.03 MPa 增至 30.08 MPa，为不考虑温差效应时的 1.50 倍。这再次印证阴阳面对墩顶偏移的影响显著大于日温差效应，运营中需加强对混凝土结构的监测。

5 结 论

(1) 建立了考虑钢筋与混凝土导热差异的精细化模型，模拟结果与现场实测峰值误差仅为

4.2%，与理论解析解偏差为 4.36%。分析表明，钢材与混凝土导热系数的显著差异会在交接墩锚固区产生界面瞬态温度梯度，诱发局部次生应力，这种差异导致的温度梯度与次生应力是结构微观损伤的成因之一。

(2) 阴阳面温差对结构的致偏作用显著强于日温差。当阴阳面温差从 0 升至 20℃时，墩顶位移量、墩底混凝土拉应力和钢筋应力分别达到不考虑温差效应基准工况的 9.38 倍、12.77 倍和 2.45 倍。此时混凝土最大主拉应力达 1.775 MPa（接近 C30 混凝土极限抗拉强度的 71%），需重点关注背阴侧混凝土抗裂性能。

(3) 当日温差由 0 增至 40℃时，墩顶位移及墩底应力呈线性增长，分别达到不考虑温度效应时的 4.91 倍和 10.37 倍。尽管其绝对影响小于阴阳面温差，但在极端寒潮导致的日温差工况下，仍会显著改变结构应力状态。

(4) 在土体侧移与环境温差的耦合作用下，交接墩偏移量呈叠加放大效应。计算表明，当叠加 20 kN/m 土体侧移时，环境温差（20℃）在总偏移量中的贡献率约为 36.8%。这说明季冻区桥梁病害治理中，除加固地基外，需同步采取温差附加变形控制措施，防止支座滑移量突破设计阈值。

参考文献：

- [1] 严新江,张华杰,谢柯. 堆载作用下桥梁桩基偏移及处治分析[J]. 公路交通科技,2024,41(6):148-155;198.
- [2] 张娜,翁伟. 某桥梁梁体偏移的病害原因及纠偏加固措施[J]. 工程技术研究,2022,7(12):74-76.
- [3] 钱盈. 周家冲大桥病害分析及处理[J]. 交通科技,2013(4):35-37.
- [4] 刘辉,张策. 浅析大纵坡梁桥墩顶偏位影响因素[J]. 黑龙江交通科技,2013,36(4):77-78.
- [5] 孙文龙,李世春. 某桥梁墩柱偏位成因分析及处治建议[J]. 北方交通,2013(7):39-42.
- [6] 韩晓强,何志军,江忠贵,等. 高速铁路桥墩偏移成因分析及防治对策[J]. 铁道建筑,2015(11):30-32.
- [7] 郭献戌. 大温差环境下桥梁结构混凝土的温度响应及损伤研究[D]. 北京:北京交通大学,2022.
- [8] 张俊光. 干旱大温差地区混凝土桥梁裂缝产生机理及防治措施[J]. 内蒙古公路与运输,2017(2):47-49.
- [9] 江胜学,徐军林,汤明生,等. 装配整体式混凝土框架 U 型梁-柱中节点抗震性能研究[J]. 建筑科学与工程学报,2025,42(6):22-34.
- [10] 曹向东,杨剑. 考虑钢筋损伤演化的双钢板-混凝土组合结构受剪性能分析[J]. 建筑机械,2025(5):211-215.