

学校代号 10532

学 号 S220100091

分 类 号 TU398

密 级 公开



湖南大学
HUNAN UNIVERSITY

硕士学位论文

面向 InSAR 变形测试的大跨桥梁 温度驱动结构识别方法研究

学位申请人姓名 徐晓婉

培 养 单 位 湖南大学

导师姓名及职称 周云教授

学 科 专 业 土木工程

研 究 方 向 结构健康监测

论文提交日期 2025 年 5 月 19 日

学校代号：10532

学 号：S220100091

密 级：公开

湖南大学硕士学位论文

面向 InSAR 变形测试的大跨桥梁 温度驱动结构识别方法研究

国家自然科学基金（52278306）

湖南省重点研发计划项目（2022SK2096）

湖南省自然科学基金项目（2023JJ70003）

学位申请人姓名：徐晓婉

导师姓名及职称：周云教授

培 养 单 位：土木工程学院

专 业 名 称：土木工程

论文提交日期：2025 年 5 月 19 日

论文答辩日期：2025 年 5 月 21 日

答辩委员会主席：黄远教授

**Research on temperature-driven structural identification method for
long-span bridges based on InSAR deformation measurements**

by

XU Xiaowan

B.E. (Zhengzhou University)2022

A thesis submitted in partial satisfaction of the
requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Civil Engineering

in the

Graduate School

of

Hunan University

Supervisor

Professor Zhou Yun

May, 2025

湖南大学

学位论文原创性声明

本人郑重声明：所呈交的论文是本人在导师的指导下独立进行研究所取得的研究成果。除了文中特别加以标注引用的内容外，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写的成果作品。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本人完全意识到本声明的法律后果由本人承担。

作者签名：

日期： 年 月 日

学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解学校有关保留、使用学位论文的规定，同意学校保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权湖南大学可以将本学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编本学位论文。

本学位论文属于

1、保密□，在_____年解密后适用本授权书。

2、不保密□。

(请在以上相应方框内打“√”)

作者签名：

日期： 年 月 日

导师签名：

日期： 年 月 日

摘 要

合成孔径雷达干涉 (synthetic aperture radar interferometry, InSAR) 测量技术作为一种轻量化的监测手段, 无需部署传感器, 即可获取具有毫米级精度的桥梁变形时序, 适用于特大桥和大桥的长周期变形观测。桥梁变形时序数据往往受到温度变化的显著影响。温度变化引起的温差效应会导致桥梁构件发生热胀冷缩, 进而改变结构刚度与边界约束条件, 使长周期变形呈现出明显的季节性与日变化特征。为了准确利用 InSAR 变形时序开展结构损伤定位与定量评估, 需要引入温度场数据, 结合构件的热膨胀系数对变形驱动机制进行深入分析, 从而提高损伤识别的可靠性与精度。因此, 本文提出了一种改进的基于温度的结构识别 (Temperature-based structural identification, TBSI) 理论, 结合 InSAR 技术进行桥梁区域的损伤诊断。本文的主要研究内容如下:

(1) 提出一种融合 InSAR 技术的改进 TBSI 方法, 基于温度输入和 InSAR 获取的变形输出解决桥梁结构损伤识别问题。保留原 TBSI 方法流程框架, 基于 InSAR 技术获取桥梁变形时序数据 (输出), 并利用气象共享数据和传热边界条件计算桥梁结构温度场 (输入)。通过 MATLAB-ANSYS 的高效应用程序编程接口, 结合结构识别反问题方法和差分进化算法, 实现输入、输出数据传递, 从而完成桥梁系统损伤定位与定量评估。

(2) 基于 ANSYS 有限元软件建立某大跨桥梁结构三维精细化有限元模型, 结合响应面方法修正关键参数。针对一座大跨悬索桥构建了涵盖钢箱梁、桥塔、主缆及吊杆等构件的 ANSYS 有限元模型 (FEM)。通过热分析单元与结构单元的对应映射, 在同一网格下协同模拟温度场与结构场, 为热-结构耦合计算提供支撑。进一步结合灵敏度分析与响应面法对模型关键参数进行修正, 有效提升了模型精度, 为后续温度效应评估与桥梁损伤识别提供了高可信度的计算工具。

(3) 基于修正后的桥梁结构有限元模型和热交换传递理论, 开展桥梁结构温度分布及位移响应模拟与验证。利用气象共享数据和幂指数辐射计算模型构建传热边界条件, 开展瞬态热分析和结构分析, 模拟桥梁温度分布及位移响应。通过对比模拟结果与实测温度及 InSAR 采集的位移数据, 系统评估了温度场建模与结构响应模拟方法的有效性, 为后续温度驱动的损伤识别提供理论支撑与数据保障。

(4) 在连续梁中验证改进 TBSI 方法的精度, 并将其应用于某大跨悬索桥实现钢箱梁局部损伤识别。通过两跨连续梁模拟验证了改进 TBSI 方法在不同损伤工况下的识别精度与收敛性能。进一步将该方法应用于实际大跨悬索桥, 基于 SAR 成像时刻的温度场与桥梁位移数据, 成功实现对箱梁局部损伤的定位与定量评估,

体现其在复杂工程结构中的适用性与推广潜力，为桥梁长期健康监测提供新思路。

关键词：结构健康监测；基于温度的结构识别；InSAR 技术；有限元模型修正；损伤识别；热-结构耦合分析

Abstract

Synthetic Aperture Radar Interferometry (InSAR) measurement technology, as a lightweight monitoring method, can acquire bridge deformation time series with millimeter-level accuracy without deploying sensors, making it suitable for long-term deformation observation of extra-large and large bridges. Bridge deformation time series data are often significantly influenced by temperature variations. The thermal differential effect induced by temperature changes causes thermal expansion and contraction of bridge components, thereby altering structural stiffness and boundary constraints, resulting in pronounced seasonal and diurnal variation characteristics in long-term deformation. To accurately utilize InSAR deformation time series for structural damage localization and quantitative assessment, it is necessary to incorporate temperature field data and conduct in-depth analysis of the deformation driving mechanism in conjunction with the thermal expansion coefficients of components, thereby improving the reliability and precision of damage identification. Therefore, this paper proposes an improved Temperature-Based Structural Identification (TBSI) theory combined with InSAR technology for damage diagnosis in bridge regions. The main research contents are as follows:

(1) An improved TBSI method integrated with InSAR technology is proposed to address the problem of bridge structural damage identification, using temperature input and deformation output derived from InSAR data. Retaining the original TBSI framework, the method acquires bridge deformation time series data (output) via InSAR technology and calculates the structural temperature field (input) using meteorological shared data and heat transfer boundary conditions. Through an efficient MATLAB-ANSYS application programming interface (API), combined with structural identification inverse problem methods and a differential evolution algorithm, input-output data transmission is achieved, enabling damage localization and quantitative assessment of the bridge system.

(2) A three-dimensional refined finite element model (FEM) of a long-span bridge structure was developed using ANSYS, and key parameters were updated based on the response surface method (RSM). An ANSYS FEM encompassing steel box girders, bridge towers, main cables, and hangers was constructed for a long-span suspension bridge. By mapping thermal analysis elements to structural elements, the temperature

field and structural field were collaboratively simulated under the same mesh, supporting thermo-structural coupling calculations. Further, sensitivity analysis and RSM were employed to calibrate key model parameters, significantly improving model accuracy and providing a high-reliability computational tool for subsequent temperature effect evaluation and bridge damage identification.

(3) Based on the updated FEM of the bridge structure and the theory of heat transfer, the temperature distribution and displacement response of the bridge were simulated and validated. Using meteorological shared data and a power-law radiation model, heat transfer boundary conditions were established to conduct transient thermal and structural analyses, simulating bridge temperature distribution and displacement responses. By comparing simulation results with measured temperature data and InSAR-derived displacements, the validity of the temperature field modeling and structural response simulation methods was systematically evaluated, providing theoretical support and data assurance for temperature-driven damage identification.

(4) The accuracy of the improved TBSI method was validated in a continuous beam, and it was applied to a long-span suspension bridge for local damage identification of the steel box girder. A two-span continuous beam simulation verified the improved method's identification accuracy and convergence performance under different damage scenarios. The method was further applied to an actual long-span suspension bridge, successfully achieving localization and quantitative assessment of local damage in the box girder based on SAR imaging time-stamped temperature fields and bridge displacement data. This demonstrates its applicability and potential for extension to complex engineering structures, offering a new approach for long-term bridge health monitoring.

Key Words: structural health monitoring; temperature-based structural identification (TBSI); InSAR; finite element model updating; damage identification; thermal-structural coupling analysis

目 录

学位论文原创性声明	I
摘 要	II
Abstract	IV
目 录	VI
插图索引	IX
附表索引	XI
第 1 章 绪 论	1
1.1 研究背景及意义	1
1.2 基于星载 InSAR 技术进行桥梁结构变形监测现状	3
1.3 结构识别方法	5
1.3.1 基于静力的结构识别	6
1.3.2 基于动力的结构识别	8
1.3.3 基于温度的结构识别	11
1.4 桥梁结构温度效应研究现状	12
1.5 本文研究内容	15
第 2 章 面向 InSAR 监测的 TBSI 方法理论基础	17
2.1 引言	17
2.2 改进的 TBSI 理论	17
2.2.1 St-Id 基本理论	17
2.2.2 改进的 TBSI 框架	19
2.2.3 TBSI 理论基础	20
2.3 星载 InSAR 工作原理	23
2.3.1 InSAR 干涉解析几何原理	23
2.3.2 PS-InSAR 桥梁结构变形测量原理	25
2.4 桥梁结构温度场理论基础	27
2.4.1 桥梁热传导	28
2.4.2 桥梁热对流	29
2.4.3 桥梁热辐射	29
2.4.4 桥梁结构温度分布数值计算方法	32
2.5 基于 API 的损伤识别方法	33
2.6 本章小结	35

第 3 章 大跨桥梁结构有限元模型修正	36
3.1 引言	36
3.2 ANSYS 软件介绍	36
3.3 有限元模型的建立	37
3.3.1 桥梁概况	37
3.3.2 桥梁结构健康监测系统	38
3.3.3 桥梁构件单元类型及网格划分	40
3.3.4 桥梁构件界面接触及边界条件	42
3.3.5 热力学参数及先验模型	43
3.4 基于响应面法的有限元模型修正	44
3.4.1 响应面法修正原理	45
3.4.2 响应面法的应用	47
3.5 本章小结	53
第 4 章 大跨桥梁结构温度效应计算实例	54
4.1 引言	54
4.2 桥梁温度场的有限元模拟与实测验证	54
4.2.1 现场实测温度数据	54
4.2.2 利用气象共享数据的传热边界条件的计算	57
4.2.3 温度分布的模拟与验证	59
4.3 桥梁温度响应的分析与实测数据比较	61
4.3.1 InSAR 与 GNSS 变形数据比较	61
4.3.2 温度致位移响应的模拟与验证	64
4.4 本章小结	66
第 5 章 基于改进 TBSI 方法的损伤识别实例	67
5.1 引言	67
5.2 两跨连续梁损伤识别模拟实例	67
5.2.1 模型建立	67
5.2.2 损伤工况的设置	68
5.2.3 单一温度作用下的损伤识别结果	69
5.3 钢箱梁局部性能退化下的损伤识别模拟	72
5.3.1 损伤工况的设置	72
5.3.2 真实温度作用下的损伤识别结果	73
5.3.3 模拟损伤前后的位移对比	75
5.4 本章小结	76
结论与展望	77

研究结论	77
研究展望	78
参考文献	79
致 谢	89
附录 A（攻读学位期间所发表的学术论文目录）	90

插图索引

图 1.1 InSAR 系统.....	3
图 1.2 研究内容.....	16
图 2.1 结构识别六个基本步骤.....	17
图 2.2 面向 InSAR 技术的 TBSI 理论框架.....	20
图 2.3 均匀温度作用下的简支梁.....	21
图 2.4 带有纵向弹簧的简支梁.....	21
图 2.5 等价力替代下的简支梁.....	21
图 2.6 杨氏双缝干涉实验原理.....	23
图 2.7 InSAR 干涉几何模型.....	24
图 2.8 卫星几何观测图.....	26
图 2.9 桥梁结构热传递.....	28
图 2.10 目标面与太阳位置关系.....	31
图 2.11 桥梁结构温度分布数值计算方法.....	33
图 2.12 ANSYS-MATLAB 交互示意图.....	34
图 3.1 目标桥梁示意图.....	38
图 3.2 钢箱梁节段横截面传感器布置.....	39
图 3.3 大桥传感器、GNSS 和 CR 布置实况.....	39
图 3.4 SHELL131 和 SHELL181 单元图示.....	41
图 3.5 模型部件示意图.....	42
图 3.6 主梁与桥塔之间的接触条件.....	43
图 3.7 主梁与东、西引桥的伸缩缝边界条件.....	43
图 3.8 三维先验有限元模型.....	44
图 3.9 灵敏度分析曲线.....	47
图 3.10 腹板应变 R_I 响应面.....	50
图 3.11 修正前、后实测应变值与计算应变值对比.....	53
图 4.1 2023.07- 2024.06 月平均气温.....	54
图 4.2 G01 梁段夏、冬季横向温度分布模式.....	56
图 4.3 G01 梁段夏、冬季竖向温度分布模式.....	57
图 4.4 梁段太阳辐射强度分布情况.....	58
图 4.5 梁段综合气温.....	59
图 4.6 7 月 15 日 2 p.m.夏季温度分布云图.....	59

图 4.7 12 月 7 日 2 p.m. 冬季温度分布云图	59
图 4.8 夏季三个代表测点实测温度与模拟温度对比	60
图 4.9 冬季三个代表测点实测温度与模拟温度对比	60
图 4.10 桥梁 PS 点的 LOS 向变形速度 (mm/年)	61
图 4.11 CR1 到 CR9 的 LOS 向位移	61
图 4.12 桥梁 LOS 向位移与气象温度对比图	62
图 4.13 桥址温度与平均位移对比图	63
图 4.14 桥址温度与桥梁三向位移的相关性分析	63
图 4.15 CSK 和 GNSS 竖向位移对比	64
图 4.16 夏季北斗 G02、G03 测点实测位移与模拟位移对比	65
图 4.17 角反射器 CR1~CR3 竖向位移模拟值和实测值对比	66
图 5.1 连续梁仿真模型示意图	68
图 5.2 损失参数识别模拟示意图	69
图 5.3 E5、E9、E14 单元损伤迭代示意	70
图 5.4 损伤识别结果可视化	72
图 5.5 目标桥梁区段划分和损伤区域示意图	73
图 5.6 E3、E8 区段损伤迭代示意	73
图 5.7 E3、E8 区段损伤识别结果	74
图 5.8 损伤前后竖向位移比较	76

附表索引

表 1.1 常见的桥梁健康监测方式对比	2
表 2.1 不同激励方式作用下的结构识别三要素对比	19
表 2.2 各类辐射强度的经验公式	30
表 2.3 典型地表反射率地表环境辐射系数	32
表 2.4 大气浑浊因子	32
表 3.1 热分析单元与结构单元对应关系	40
表 3.2 传热分析材料参数	43
表 3.3 待修正参数表	48
表 3.4 试验样本及结构响应值	48
表 3.5 参数显著性检验值	49
表 3.6 响应面模型的精度验证	51
表 3.7 参数修正前后对比	51
表 3.8 模型测点模拟值修正前后对比	52
表 3.9 修正后应变模拟值与实测值的误差结果	53
表 4.1 夏、冬季温度模拟值与实测值的误差结果	60
表 4.2 位移模拟值与实测值的误差结果	66
表 5.1 类别三 E5、E9、E14 单元热膨胀系数损伤识别结果	70
表 5.2 各区段热膨胀系数损伤识别结果	75

第1章 绪 论

1.1 研究背景及意义

根据《2023年交通运输行业发展统计公报》，截至当年年末，我国公路桥梁总数已达107.93万座，其中包含1.02万座特大型桥梁及17.77万座大型桥梁^[1]。随着桥梁数量与规模的持续增长，桥梁结构的健康监测需求日益突出。2022年交通运输部修订的《公路桥梁结构监测技术规范》对公路桥梁结构监测的技术要求进行了全面规定，鼓励采用北斗卫星导航、5G移动通信、人工智能与大数据等新技术和新设备，提升桥梁结构监测的智能化和信息化水平^[2]。2023年交通运输部印发《关于推进公路数字化转型加快智慧公路建设发展的意见》进一步提出，应实施重大工程数字化监管，深化卫星遥感、视频监控、数字三维呈现等工程应用^[3]。

公路桥梁是交通基础设施的关键构成部分，对国家与地区的经济发展、社会稳定意义重大。桥梁结构健康监测（Structural Health Monitoring, SHM）是一种融合多学科技术的监测手段，能够对桥梁结构的关键指标进行连续采集与自动记录，获取包括环境影响、载荷作用、结构响应以及性能变化等在内的定量数据，实现对关键参数的实时分析、预警判断，并辅助结构状态评估与安全管控^[4]。在当前工程实践中，桥梁健康监测方法大体可以划分为接触式和非接触式两类：接触式监测依赖于直接安装在桥梁结构表面或内部的传感器或人工观测手段，能够提供高精度和高时间分辨率的响应信息；非接触式监测则利用遥感成像、雷达干涉、机器视觉、无人机倾斜摄影等技术，从远距离实现对桥梁结构状态的动态观测，适合覆盖范围广或不便布设传感器的工程场景。此外，现代桥梁监测系统正逐步向系统集成化方向发展，形成了以SHM系统为代表的自动化、智能化监控体系。表 1.1对当前常见的桥梁健康监测方式进行了归类与对比。

尽管现场检测方法和SHM系统在桥梁健康监测中发挥着重要作用，但在桥梁数量日益增多的背景下，探索更加轻量化、覆盖范围更广的监测手段显得尤为重要。遥感技术（如卫星影像、无人机监测）或历史监测数据的再分析，能够在传感器故障或无法进行现场检测的情形下，持续提供可靠的健康状态信息，减少对设备的依赖。这类方法特别适用于长期监测和无法定期到场检查的桥梁，提供持续、广泛的健康评估。

在这一背景下，星载合成孔径雷达干涉（synthetic aperture radar interferometry, InSAR）测量技术^[5]的引入，为实现桥梁结构的广域变形监测提供了重要补充。InSAR技术通过搭载在卫星上的合成孔径雷达系统，利用雷达波对地面目标的反射

进行精准测量。该技术能够在大范围区域内提供高分辨率的地面变形监测，具有全天候、全时段、无需接触等独特优势。尤其在大范围地标变形监测中，星载InSAR能够克服传统地面监测技术的局限，精确测量地表的微小变化。InSAR 技术已广泛用于基础设施变形监测，包括建筑物、高速公路、铁路、水坝和堤坝^[6-9]，也为变形监测提供了一种更具成本效益的解决方案。

表 1.1 常见的桥梁健康监测方式对比

监测方式	代表技术/方法	接触类型	精度等级	优点	局限性
人工检测	目视检查、敲击法、锤击回弹法	接触式	低-中	操作灵活、成本低、设备依赖少	依赖主观判断，无法连续监测
传感器监测	电阻应变计、弦传感器、加速度计等	接触式	高	高频、实时数据采集、精度高	监测范围有限，安装复杂，长期维护成本较高
光纤传感监测	光纤布拉格光栅、分布式光纤	接触式	高-超高	抗干扰强、可长距离分布式布设	成本高，安装和维护要求高
声波与超声检测	超声检测、声发射技术	接触式	中-高	能识别内部损伤，适用于早期检测	接触式，易受噪声干扰
图像识别监测	数字图像相关法、裂缝自动识别	非接触式	中-高	自动识别表面损伤	受光照天气影响，裂缝识别精度有限
激光测量技术	三维激光扫描、激光位移计	非接触式	中高	高精度、快速扫描	成本高，易受环境干扰
雷达遥感技术	合成孔径雷达 (InSAR, GB-SAR)	非接触式	高	大范围覆盖、具备历史变形追踪能力	更新周期较长，数据处理复杂
GNSS 高精度测量	高精度 GNSS 定位技术	非接触式	高	可实时获取三维位移，适应全天候环境	精度受遮挡影响，难以监测局部响应

然而，仅依赖 InSAR 技术获取的时空变形数据，其结果仅反映结构变形反应，无法直接反映桥梁结构内部的受力状态与物理机制，也不能直接解决准确识别和评估桥梁结构状态的问题。为了实现桥梁结构健康状态的准确评估，需要根据不同的监测条件和目标选用适合的结构识别 (Structural Identification^[10], St-Id) 方法，结合监测数据反推结构刚度、边界条件等关键参数，从而为结构评估提供更加全面、精准的分析。

在桥梁结构的实际运行过程中，温度变化是其长期变形的主要驱动因素之一，对InSAR位移结果影响显著，若不加以考虑，将严重干扰结构识别与损伤判断。近期国内外各地均发生一些因温度变化导致桥梁损坏或事故的案例，例如：2022年5月11日，巴基斯坦北部一座碾压混凝土大桥因为高温天气突然坍塌，沉入河中^[11]。2023年6月11日，美国宾夕法尼亚州费城的I-95桥因桥下行驶的油罐车引发火灾而垮塌，事故导致油罐车司机死亡^[12]。2024年7月7日下午，上海内环高架发生四处因连续高温引起的路面拱起变形^[13]。2024年7月8日，美国纽约市第三大道大桥因高温导致钢材膨胀而无法闭合^[14]。2024年9月3日，美国缅因州刘易斯顿发生温度波动导致桥面隆起的情况，迫使该桥被暂时关闭^[15]。由于太阳辐射、大气温度、风速和其他环境条件等因素，桥梁温度分布会发生显著变化^[16]，导致组件之间的温差明显，这种非线性温度分布显著影响了桥梁结构的响应。有研究表明，温度引起的静态响应的日波动幅值与设计车辆载荷的日变化值相当，甚至更高^[17-19]。更值得注意的是，在桥梁结构运行过程中，结构因温度累积产生的位移可能超过局部损伤或者常规运行荷载引起的位移^[20, 21]。因此，引入基于温度的结构识别理论^[22]，深入研究温度变化对桥梁结构性能的影响具有重要意义。

随着气象数据平台的逐步完善和高分辨率卫星技术的快速发展，结合InSAR技术与气象共享数据，利用基于温度变化的结构识别理论，评估桥梁结构是否存在损伤及其程度。这一方法与轻量化发展趋势紧密相连，推动了桥梁监测技术的持续创新与进步。

1.2 基于星载 InSAR 技术进行桥梁结构变形监测现状

根据雷达成像平台的类型，InSAR 系统可划分为三类典型配置：地基、机载和星载三种^[23, 24]。InSAR 系统如图 1.1 所示。地基系统主要用于局部高精度监测，机载系统具备灵活机动的特点，而星载系统依托卫星平台，覆盖范围广且适用于大范围区域的监测^[25]。本文基于星载 InSAR 的优势，研究其在大跨度桥梁长期形变观测中的应用。

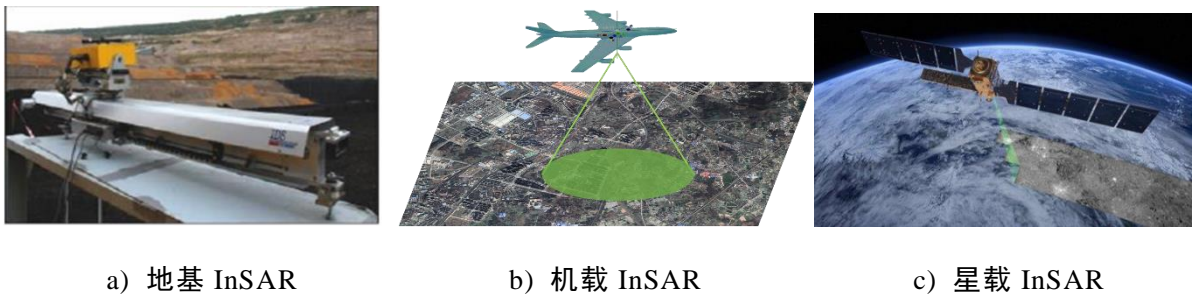


图 1.1 InSAR系统^[26]

轨道卫星搭载的合成孔径雷达（Synthetic Aperture Radar, SAR）传感器，通过周期性地球观测实现数据采集，其独特优势在于建立全球尺度的连续监测网络，

为地表形变分析提供稳定数据源。一些自然和人工物体（例如岩石、路灯杆、房屋屋顶、道路护栏）能够强烈反射雷达传感器发射的电磁信号，这些信号被雷达传感器接收并生成地表的雷达图像，称为 SAR 影像。通过适当的数据集和数据分析技术，可以获得一些反射物体，也称之为持久散射体（Persistent Scatterers, PS）在视线（Line of Sight, LOS）方向上的位移时间序列，精度可以达到毫米级^[27]。InSAR 技术允许大面积基础设施监测，而无需在现场安装传感器。随着卫星技术的发展和数据处理算法的不断优化，InSAR 技术在桥梁健康监测中的应用逐步显现成熟，成为现代桥梁管理系统的重要组成部分。

近年来，国内外一些已发表的使用 InSAR 技术进行桥梁监测的研究，这类研究表明 InSAR 技术在桥梁结构长期变形监测的可行性。

2017 年，黄其欢等^[28]通过利用 Sentinel-1A 卫星的 IW 模式影像，研究了基于 InSAR 技术的南京大胜关大跨桥梁纵向位移监测方法。研究发现，桥梁的纵向位移主要由热膨胀引起，InSAR 技术能精准获取全桥纵向位移，且位于支座处的位移与结构温度的相关性模型与传感器数据一致。

2018 年，Selvakumaran 等^[29]利用 InSAR 技术对存在冲刷风险的桥梁进行监测，分析了桥梁坍塌前两年内获取的 48 个 TerraSAR-X 场景数据。在桥墩倒塌前一个月，观测到桥墩因冲刷作用产生的显著位移行为，表明 InSAR 技术可作为早期预警手段，应用于冲刷风险桥梁的结构健康监测。

2018 年，DePrekel 等^[30]结合永久散射体干涉测量（Persistent Scatterer Interferometry, PSI）和地理信息系统，开展了针对美国加利福尼亚州多个桥梁的变形监测研究。通过构建桥梁位移模型，将监测结果与区域性地面沉降趋势进行对比，识别出不同桥梁的变形模式及其风险等级，实现对区域性沉降与桥梁局部变形的有效区分。

2019 年，Milillo 等^[31]提出了一种结合 SAR 观测与马尔可夫链蒙特卡罗（MCMC）方法的单体结构变形评估方法。该方法应用于意大利 Morandi 桥，能够反演桥梁关键构件的三维变形，识别局部高变形速率区域，有效弥补传统监测方法在捕捉结构细节变形方面的不足。

2019 年，Jung 等^[32]提出基于多时相 InSAR 的桥梁变形监测方法，结合 2013 至 2017 年期间的多轨 Sentinel-1 SAR 数据和单轨 COSMO-SkyMed (CSK) SAR 数据，研究了两座斜拉桥的垂直和纵向位移，进而估算了桥梁热膨胀和长期垂直挠度，验证了 InSAR 在监测桥梁长期挠度方面的潜力。

2019 年，Selvakumaran 等^[33]利用 InSAR 技术对伦敦滑铁卢大桥进行监测，通过安装人工角反射器，改善了混凝土桥梁自然监测点不足的问题。PSI 获取的变形结果表明，InSAR 能反映桥梁在季节变化中的热膨胀行为。同时，利用自动全站仪对人工测点的位移观测与 InSAR 测量结果之间存在一定的相关性，这证实

InSAR 技术可有效应用于桥梁变形的远程监测。

2021 年, Cusson 等^[34]提出利用 InSAR 技术结合位移温度敏感性指标监测桥梁结构行为的方法, 评估不同类型桥梁在温度变化下的响应特征, 提出相应的计算方法。通过卫星观测与计算模型对比, 识别异常位移并实现早期预警, 并展示了用于三维可视化与变形评估的工具平台。

2021 年, Qin 等^[35]将 InSAR 技术用于跨海桥梁高精度变形监测与风险识别, 构建了跨海桥梁的前向-后向散射模型, 并结合桥梁结构力学分析, 研究了不同桥梁构件(如桥塔、缆索和主梁)的力学响应特征, 有效抑制了传统 InSAR 技术在风险预警中的误判现象, 解决了传统 InSAR 方法在跨海大桥变形监测中的低密度与低精度问题。

2022 年, Farneti 等^[36]提出了一种用于桥梁监测的 InSAR 后处理方法, 旨在通过卫星数据实现桥梁变形的二维重建, 并量化误差(包括随机误差和系统误差)。该方法考虑了桥梁的方向性和假设的变形平面, 有效解决传统 InSAR 技术无法准确反映桥梁运动方向的局限。将该方法应用于意大利 Albiano-Magra 桥, 成功识别出坍塌前的变形趋势, 提供了结构健康监测的前兆信号。

2023 年, Tonelli 等^[37]提出了一种基于星载 InSAR 的道路桥梁监测方法, 通过多时序 InSAR (MT-InSAR) 分析, 处理了 8 年间 COSMO-SkyMed X 波段 SAR 卫星获取的 109 张图像, 成功解决了温度变化引起的桥梁位移监测问题, 并探索了桥梁位移与环境荷载之间的关系, 为大规模监测桥梁异常行为提供了有效的技术手段。

2023 年, 危俊杰等^[38]以国内某高速铁路钢拱桥为例, 利用 PSI 技术获得桥梁 LOS 向位移, 并根据 SAR 成像几何关系计算支座纵向位移, 从而验证了该技术在桥梁结构位移测量中的准确性。

2024 年, Lorenz 等^[39]测试星载 InSAR 在大型弯曲公路桥梁变形监测中的适用性, 并将获得的结果与经典大地测量等替代测量技术和先进的计算机模拟进行比较, 指出 InSAR 技术适用于监测由于损伤或沉降引起的季节性弹性变形和长期非弹性变形。

上述研究证实了星载 InSAR 技术在现场无需安装任何传感器的情况下对道路桥梁及周边地区的变形进行远程监测的潜力, 有效克服传统接触式传感器的高成本问题, 为桥梁结构变形监测提供无需接触、轻量化的解决方案。

1.3 结构识别方法

1978年, Liu和Yao在其研究中详细描述了土木工程中的结构识别 (Structural Identification, St-Id) 过程, 提出该过程结合了实验研究、数值有限元分析与直接测量, 主要用于校准有限元模型 (Finite Element Model, FEM) 和进行结构评估,

这一方法迅速引起了土木工程领域的广泛关注^[10]。1999年，Doebbling等^[40]进一步明确结构识别的定义：通过实验修正的模型进行参数相关的结构预测。2005年，成立的St-Id技术委员会就St-Id的六个基本步骤达成共识，这六个步骤并非按固定顺序进行，而是根据具体的系统特性和St-Id问题的驱动因素进行适应性调整。结构识别过程的基本步骤如下：观察与概念化、先验建模、控制实验、数据处理与解释、模型更新和模型应用^[41]。

2008年，Morassi等^[42]指出结构识别的目的是从实验数据中提取信息，并使用这些数据来调整数值模型的惯量和刚度参数，使模拟数值结果与实测结果之间更好的吻合。2013年，Hudson^[43]指出结构健康监测系统是通过测量数据（静态或动态）和分析模拟来识别和跟踪结构性能。随着传感器技术与数值分析方法的进步，结构识别方法根据结构响应的激励源差异，形成了基于静力、动力与温度的不同分支，共同构建了结构状态评估体系。

1.3.1 基于静力的结构识别

基于静力的结构识别用于披露各种类型的信息，包括桥面和大梁的复合作用、中性轴位置、活荷载分布系数^[44]、跨度连续性、额定荷载^[45]和承载能力。在使用静力数据进行结构损伤识别方面，许多研究人员做了大量的工作。

2015年，Shan等^[46]提出了一种结合子结构模型更新与响应面模型更新的方法，应用于组合斜拉悬索桥的FEM更新。该方法通过划分子结构和选择更新参数，结合方差分析和显著性检验，利用响应面模型和遗传算法实现了静态和动态实验数据与FEM之间的最小误差。

2017年，He等^[47]提出一种基于准静态移动荷载响应的两阶段损伤识别方法，通过位移影响线特征提取实现结构损伤的快速定位与定量评估，解决了传统方法中损伤指标与损伤程度缺乏明确对应关系的问题。

2018年，Hua等^[48]提出了一种基于静态方法的损伤检测技术，通过监测缆索力变化来识别缆索桥梁主梁的损伤。将损伤识别转化为优化问题，最小化测量的缆索力与分析模型预测值之间的误差。通过计算缆索力相对于桥梁主梁结构参数的灵敏度，结合正则化技术来减轻优化过程中的病态问题，从而提高计算的稳定性和准确性。

2020年，Erdenebat等^[49]提出了一种新的损伤检测与定位方法——变形区域差异法（DAD），用于桥梁结构的损伤定位。该方法基于静态荷载-挠度实验，要求高精度的挠度测量。通过对一座预应力混凝土桥梁进行荷载-挠度试验，并结合现代测量技术，成功地检测和定位了结构刚度变化及损伤。

2021年，Wei等^[50]提出了一种基于静态测量数据的结构模型更新方法，用于识别销钉连接网架结构中因杆件弯曲变形造成的损伤，并通过更新后的模型评估

结构的剩余承载力，提供了针对变形结构的精准评估工具，尤其是针对受压杆件的提前失效问题。

2021 年，Xu 等^[51]提出了一种基于车辆诱发的桥梁响应提取影响线的方法，进而识别桥梁的支持转动刚度和梁的弯曲刚度。与传统方法依赖健康基准状态进行识别不同，该方法无需基准状态即可直接估计桥梁的刚度，有效克服了基准状态依赖带来的局限性。

2022 年，He 等^[52]提出了一种基于车辆诱导响应识别桥梁柔度矩阵的静态结构识别方法，通过提取准静态分量并与影响线建立比例关系，可在不依赖复杂模态参数的前提下，实现高精度、低成本、抗干扰的桥梁柔度识别，为桥梁的静位移估算、损伤检测与结构状态评估提供了有效手段。

2023 年，Chen 等^[53]提出了一种基于准静态位移线性误差曲线（QSDIL）与小波包能谱相对能率（RES）的桥梁结构损伤识别方法，以解决复杂工况下桥梁单点与多点损伤定位精度不足的问题。该方法通过 QSDIL 实现损伤初步定位，再结合 RES 实现高精度定位。此外，系统分析了损伤位置、噪声水平、车道位置及车重等因素对损伤识别方法的影响。

2023 年，Deng 等^[54]提出了一种基于概率分布与监测准静态响应相关性的大跨度桥梁结构损伤识别统计表示模型。该模型通过分析多个准静态响应数据的概率分布相关性变化，推断结构条件的变化。引入表示概率分布相关性变化的指标 EMD 定量衡量损伤，成功识别了钢箱梁和斜拉索的损伤情况。

2024 年，Guan 等^[55]使用随机车辆诱导的静态响应监测数据更新桥梁有限元模型。将具有已知概率特征的随机交通载荷作为静态载荷，通过减小实际响应概率特征和有限元模型预测响应概率特征的误差，可以很好地实现模型更新，避免了负载试验带来的不便和较大的成本。

然而，传统的静力方法进行结构识别时，加载需中断交通，无法实现长期监测，且对环境干扰较为敏感。近年来，一些研究者将基于静力的 St-Id 方法与人工智能算法相结合，例如遗传算法、粒子群优化和深度学习等，以提高识别的精度和计算效率，开展了新的研究探索。

2015 年，Chisari 等^[56]采用基于遗传算法（GA）的反向识别方法，对基础隔震桥梁进行静态和动态识别。通过静态和动态加载条件下的现场测试数据，成功识别了桥梁的主要参数，如支座刚度和弹性模量。与传统方法相比，遗传算法能够识别更多的材料参数，并有效评估识别精度，从而提供了一种高效的桥梁结构识别方法。

2018 年，Proverbio 等^[57]提出了一种基于稀疏静态测量数据的异常值检测方法，该方法采用错误域模型伪造（EDMF）的多模型方法，并结合传感器网络的预期性能，能够在少量测量数据下有效识别潜在异常值，从而提高结构识别的准确

性。

2022 年, Wang 等^[58]提出了一种基于 PSO-Kriging 模型和 Levenberg - Marquardt (LM) 算法辅助的 FEM 更新策略, 分为两阶段进行: 第一阶段采用 LM 算法进行全局刚度识别, 第二阶段利用 PSO-Kriging 模型提高每段梁体刚度识别精度。该方法提高了损坏预应力混凝土 (PC) 连续梁桥的刚度识别精度和效率。

2024 年, Wu 等^[59]提出了一种结合蜉蝣智能搜索算法和静位移响应面的结构刚度识别方法, 实现了对结构损伤位置和程度的高效识别。利用数值算例和悬臂梁实验进一步验证该方法可以得到准确的损伤因子。

2024 年, Sun 等^[60]提出了一种结合深度学习与有限元静力模拟的桥梁损伤定位与量化方法。通过更新基线 FEM 的刚度参数, 利用静力模拟, 建立健康状态下的桥梁基函数, 结合监测点动态响应训练深度神经网络, 实现损伤定位。通过计算不同损伤程度下的损伤指数曲线, 实现桥梁损伤程度的量化。

上述智能算法赋能的静力识别方法, 虽然突破了传统反问题求解框架, 但仍存在测量数据受限于传感器布设、算法收敛稳定性和泛化能力不足等问题, 这限制了其在复杂桥梁结构健康监测中的应用推广。

1.3.2 基于动力的结构识别

基于动力的识别方法, 频率、振型、模态阻尼及其导数 (如模态曲率) 是最常用的动力特征^[4], 大多数刚度损伤信息可以通过分析振动数据来获得。

2013 年, Costa 等^[61]采用基于环境振动测试的动态识别方法评估修复后的百年钢桥动态性能变化。通过模态分析, 结合实验数据和数值模型, 成功评估了修复前后桥梁的结构行为变化, 尤其是振动模式、刚度和阻尼等动态特性的变化, 从而有效验证了修复策略的效果。

2018 年, Dan 等^[62]提出了一种多步骤、多参数识别方法, 使用 PSO 算法对复杂缆索系统进行参数识别。通过建立包含边界条件、侧向力等多种因素的普适特征频率方程, 将复杂的求根问题转化为参数识别优化问题。该方法避免了传统方法对频率顺序的依赖, 显著减少了识别误差, 提高了识别精度。

2018 年, Bagheri 等^[63]提出了一种利用测量的加速度数据提取模态频率的方法, 该方法结合了人工神经网络 (ANNs) 与变分模态分解 (VMD) 算法, 能够有效提取桥梁的模态频率和阻尼比, 并确定弯曲刚度。该方法解决了在缺乏完整结构信息的情况下, 评估桥梁弯曲刚度的问题。

2018 年, Weinstein 等^[64]提出了一种基于 ANNs 的桥梁损伤识别方法, 利用 ANNs 模型对桥梁的动态行为进行概率建模, 从而评估桥梁的健康状况。该方法通过分析桥梁在交通事件中的应变数据, 能够在无需具体加载信息的情况下有效识别桥梁的损伤。

2021年, Hou等^[65]系统总结了2010–2019年间的基于动力的结构损伤识别方法, 涵盖了模态参数、频响函数、信号处理特征等损伤指标, 以及时域、频域、时频域的分析技术, 并从数据驱动和模型驱动两类算法进行了梳理, 进一步讨论了温度变化、非线性行为等特殊条件下的识别挑战。

2023年, Zhang等^[66]提出了一种基于极端梯度提升(XGBoost)算法的桥梁缆索多参数识别方法。该方法通过缆索的自然频率数据, 利用XGBoost算法建立了缆索张力、弯曲刚度和边界条件等多个参数之间的映射关系。与传统的振动方法相比, 该方法能够更加准确地同时识别多个缆索参数, 并有效避免了传统方法中假设和简化所带来的误差。

2023年, Quqa等^[67]提出了一种基于加速度信号的桥梁结构识别方法。通过滤波器组分离出动态模态参数和交通荷载诱导的准静态响应, 利用Kalman滤波融合模态曲率与曲率影响线, 获得分布广泛的曲率分布作为损伤敏感特征。该方法解决了稀疏传感器布设下, 传统依赖模态或影响线单一参数的结构识别方法在空间分辨率和抗噪性上的不足。

这些研究主要集中于利用环境振动产生的动态数据进行结构识别, 从这些振动测量中, 可以通过多种参数估计方法获得结构的真实信息。此外, 另一些学者进行基于动力的结构识别时, 采用FEM作为协同工具, 用于识别结构参数并定位损伤。

2012年, Zhou等^[68]提出了一种结合静态位移、应变测量和多参考冲击测试(MRIT)的结构识别方法, 应用于一座退化的钢筋混凝土桥梁。通过静态荷载下的位移应变测量和MRIT数据, 结合复杂模态指示函数法(CMIF)解决了高阻尼模式识别问题, 并通过FEM更新和MATLAB编程接口克服了模型更新的挑战, 成功实现了桥梁的结构健康评估。

2013年, Zhang等^[69]提出了一种针对大跨桥梁的基于环境振动测试的结构识别方法, 重点解决实验过程中数据质量评估、不确定性降低及结果可靠性问题。作者以一座悬索桥为例, 通过多参考测量设计、传感器布置、现场质量控制、数据预处理以及三种后处理方法, 有效降低了结构识别中的不确定性, 并结合三维FEM对识别结果进行验证, 为大跨桥梁的动力特性评估提供了可靠的方法框架。

2014年, Costa等^[70]通过环境振动测试获取了桥梁加固前后的动态响应数据, 并结合FEM进行分析, 从中提取桥梁的模态参数。研究发现加固措施显著改变了桥梁的动态特性, 尤其是刚度和模态参数, 进而推测了桥梁在新工作条件下的动态性能。

2015年, Pešić等^[71]通过模态测试和非线性FE分析, 研究了损伤对钢筋混凝土结构动态特性的影响。实验中, RC梁的自然频率随着损伤增加最大下降了25%, 且非线性FEM分析与实验结果高度一致, 验证了FEM模型能够准确捕捉裂缝引

起的动态刚度退化。因此，结合模态测试和 FEM 分析为 RC 结构的损伤识别提供了有效手段。

2016 年，Moon 等^[72]提出了一种基于环境振动的迭代结构识别方法，结合模态参数和响应幅值信息，用于诊断大跨度桥梁的结构性能。该方法通过两轮识别过程，首先建立桥梁的 FEM，验证响应幅值与交通荷载的匹配，然后识别出引桥设计引起的不对称振动问题，成功避免了误判桥梁主体损伤或老化的风险。

2017 年，Zhou 等^[73]提出了一种结合环境振动测试和遗传退火混合算法进行结构识别的方法，用于校准大跨度拱桥的 FEM。通过模态参数识别和 FEM 更新，解决了拱桥模型中不确定参数的校准问题，提高了模型的准确性，为结构健康监测和性能预测提供了可靠依据。

2019 年，Alamdari 等^[74]提出了一种基于桥梁支座位置旋转影响线（RIL）的新型损伤识别方法，该方法仅依赖桥梁两端的两个测量点，能够有效识别远离传感器的损伤。通过利用 FEM 进行数值模拟和现场测试，验证了该方法在斜拉桥上的有效性。结果表明，相比传统应变测量方法，该方法能在更广泛的情况下准确识别桥梁损伤，特别是在缆索损失等极端情况下。

2022 年，Cho 等^[75]对短跨度混凝土桥梁进行了长期监测和模态识别，发现温度是对动力特性变化影响最大的因素，结构基频与温度变化呈显著负相关特性。利用桥梁的 FEM 验证了这种模态变化是由混凝土弹性模量的温度依赖性引起的。

2022 年，Salehi 等^[76]提出了一种结合结构识别和人工神经网络（ANNs）的铁路桥梁边界条件识别方法。通过 24 小时振动数据采集，采用频域分解和随机子空间辨识方法，获得了桥梁的模态频率和模态形状。进一步通过灵敏度分析确定初始 FEM 中的关键参数，并创建 300 个样本 FEM，采用 ANNs 训练并成功更新模型，从而识别桥梁边界条件。

2024 年，Shi 等^[77]提出了一种用于连续梁桥 FEM 更新的高阶响应面方法。该方法通过目视检查和环境振动测试，结合峰值拾取法和随机子空间识别法，对结构的动力学参数进行识别。随后，基于三阶响应面法更新连续梁桥的 FEM，从而有效解决模型更新过程中的随机性和不确定性问题。

2024 年，Gigliani 等^[78]提出了一种基于领域自适应的迁移学习方法，通过整合标注桥梁结构数据中的信息，实现未知目标域的精确识别。所述方法在瑞士 Z24 基准桥梁、奥地利 S101 基准桥梁及其有限元模型两个案例中得到验证。研究团队利用加速度计长期采集的振动信号提取模态参数，从固有频率集中筛选具有显著损伤敏感性的特征子集。该方法成功实现了配备 SHM 系统的桥梁群体间的健康状态标签迁移，可准确识别损伤类别。

实际上进行桥梁的动态激励需要大量的仪器，有时也需要交通中断，频繁的测试始终不是一件简单的事情^[79]。同时，基于动力特性的损伤识别还容易受到外

界环境因素的干扰,环境噪声、周边其他振动源等都会污染测量数据,降低数据质量,进而影响结构识别的准确性和可靠性。这些基于动力的结构识别也存在最优解非唯一性的问题。振动中反问题的唯一性结果通常需要了解大量甚至无限量的数据,而这些数据在实际应用中是无法获得的,缺乏足够的数据会产生非凸误差函数,出现非唯一的局部和全局最小值,并且最小化算法对数据的微小变化可能不稳定性^[80]。大多数这些基于动力特性的方法都没有考虑温度效应,而温度效应会极大地影响结构的动态响应^[81]。因此,如果不考虑温度效应,基于振动的方法可能变得不可靠^[82]。

1.3.3 基于温度的结构识别

1.3.1 和 1.3.2 节中的文献所使用的激励方式,或使用静力,或使用动力,考虑温度效应时仅作为辅助影响因素,通常并未单独考虑温度作为外部荷载因素。Yarnold^[22]在 2015 年提出“基于温度的结构识别 (Temperature-Based Structural Identification, TBSI)”这一概念,这是一种定量评估手段,它依赖于温度变化产生的响应,将监测数据和实际的 FEM 相结合。温度作为输入的好处在于,它作为准静态环境激励,具有连续时变特性与周期性循环特征,几乎不需要研究人员的干预。此外,对于大跨度桥梁而言,温度作为永久荷载组合的基本变量,引起的响应(例如应变和位移)通常较大且相对容易测量。

在后续的研究中,越来越多的研究者陆续开展了温度作用下的结构识别研究。这些研究集中于探索温度变化对结构响应的影响,并基于此发展了新的损伤识别方法,以提高在温度变化条件下的结构健康监测效果。

2017 年,Jesus 等^[83]采用模块化贝叶斯方法对受到温度作用的缩尺铝制桥梁模型进行结构识别。通过使用多个响应来识别模型的现有差异,校准桥梁支撑的刚度并确定预测响应的不确定性。强调了基于温度的贝叶斯结构识别的可行性。

2017 年,Xia 等^[84]结合大跨度悬索桥的数值模拟分析,采用集合经验模态分解 (EEMD) 技术将温度引起的应变从测量的应变响应中分离,利用温度变化和温度诱导应变识别桥梁结构主梁刚度,并通过监测数据评估船只碰撞前后桥梁的服役状态。同时,基于长期监测数据评估了桥梁在正常运营条件下的性能。

2018 年,Yarnold 等^[85]对带整体桥台的钢梁 Route 61 桥进行温度驱动的结构识别,创建单元级 FEM,使用现场的监测定量结果校准模型并反映桥梁的当前状况,通过多次数值模拟确定损坏的根本原因,并为桥梁结构的长期修复和保护提供建议。

2018 年,Jesus 等^[86]基于精细化 FEM,对 Tamar 桥进行了概率化结构识别研究。研究将温度效应与交通荷载共同作为激励源,联合分析其对桥梁位移及固有频率响应的驱动作用,采用模块化贝叶斯框架实施结构识别,引入 Metropolis-

Hastings 算法实现多参数协同识别。

2019 年, Huang 等^[87]提出了一种在噪声和温度环境下采用粒子群优化结合布谷鸟搜索 (PSO-CS) 的损伤识别方法。作者将温度变化与弹性模量变化相结合, 解决 FEM 中的温度效应, 通过对简支梁的数值分析进行验证。

2019 年, Sun 等^[88]开发了一种面向桥梁结构健康监测的实时损伤识别技术, 该方法将温度效应纳入分析体系, 结合了基于 FEM 的基函数和偏最小二乘回归算法, 整合了全局与局部结构响应。仿真结果表明, 该方法具有良好抗噪性能。

2021 年, Huang 等^[89]创新性融合支持向量机与仿生优化算法, 构建了温度补偿损伤识别模型, 识别温度作用下的结构损伤。该方法被应用于 I-40 桥, 不仅能够定量分析环境温度的影响, 还可以检测损伤位置和程度, 进一步证实了该方法的可行性。

2021 年, 韩庆华等^[90]在 Yarnold^[22]提出的 TBSI 理念基础上, 通过融合优化后的布谷鸟搜索算法, 基于温度场及其诱导应变数据对有限元模型损伤参数进行迭代修正, 有效提升了损伤识别的精度。

2024 年, Ye 等^[91]引入卷积神经网络来补偿温度影响, 提出的方法采用特征提取网络和解码网络组成的框架, 以包含温度信息的原始导纳信号作为输入, 输出导纳信号消除了温度影响, 提高了结构识别的鲁棒性。通过空间网格结构 FEM 模拟的导纳数据验证了所提方法的有效性。

上述研究证明现有的将温度单独作为荷载识别结构参数损伤过程的有效性, 但该过程依靠于现场传感器测点所获取的实测数据, 而在实际监测过程中, 传感器测点有限, 且采集的数据量非常庞大, 导致依赖传感器进行桥梁结构状态监测并不便捷。因此, 将 InSAR 技术引入结构识别过程, 研究一种轻量化、监测范围广的结构识别过程具有重要意义。这一方法通过遥感技术获取大范围的结构变形信息, 能够有效克服传统方法对传感器依赖的限制, 为桥梁及其他结构的健康监测提供了一种新的途径。

1.4 桥梁结构温度效应研究现状

桥梁温度效应包括温度分布和温度响应^[92]。从十九世纪中叶到目前, 国内外学者对桥梁结构温度效应进行了大量的研究。根据不同的假设, 温度场经历了从一维、二维、局部三维到精细化三维 FEM 的过程, 模拟桥梁的真实温度分布, 从而对 FEM 进行温度场分析和结构分析, 计算温度引起的响应。

20 世纪 70 年代以来, 基于传热分析理论, 数值分析方法逐渐发展起来, 用于计算桥梁的温度分布。在桥梁温度效应研究中, 温度场的准确获取是分析温度响应的前提。目前, 评估温度效应的主要方法有两种: 一种是基于现场实测数据, 直接通过传感器获取温度场和结构响应; 另一种是利用气象数据, 通过气象站提供

的温度、湿度等信息，结合数值模型推算温度场。

Xia 等^[93, 94]针对大跨度悬索桥的温度效应开展了系统研究。2013 年，他们首次采用三维有限元法研究青马悬索桥的温度分布，分别对主梁段和桥塔段的精细模型进行传热分析。基于环境温度测量数据和太阳辐射模型，结合瞬态传热分析计算各部件随时间变化的温度分布。获取构件温度场，进而推演结构力学响应，模拟结果与现场监测数据表现出良好的一致性。2017 年，Xia 等对江苏江阴长江大桥进行了为期一年的长期监测，研究了该桥在运行条件下的温度分布与结构响应。通过对温度、应变、位移等数据的统计分析，揭示了主梁纵向温度分布和温度梯度对结构性能的影响，并利用测得的应变数据计算了温度引起的位移和内部力。这项研究弥补了现有研究中在大跨度桥梁热性能评估方面的不足。

2017 年，Zhu 等^[95]对斜拉桥主梁和塔进行了精细建模，基于射线追踪法开发了三维遮光算法，考虑了风速、大气环境和地面热性质等因素的影响，从而更精确地预测温度场。将该技术应用于斜拉桥的季节性温度效应分析，揭示了温度和应力的非均匀分布特征。

2017 年，Zhou 等^[96]提出了一种无需现场测量的桥梁热分析数值方法，并研究了其在晴天天气条件下的应用。该方法利用附近机场的气象数据计算热边界条件，建立了大跨度悬索桥箱梁典型截面的 FEM，并将热边界条件施加于该 FEM 进行瞬态热分析，从而计算温度变化及分布。此外，本文还与采用现场气象测量的传统方法进行了比较，验证了所提方法的可靠性和有效性。

2019 年，Li 等^[97]以港珠澳大桥为例，建立了跨海斜拉桥热力学耦合模型和桥塔的太阳辐射温度场计算模型。通过实体单元模拟青州大桥单塔，结合太阳高度角、方位角、辐射吸收系数、悬挑长度等关键参数，计算其三维温度分布。分析结果与监测数据较为一致，表明数值分析与现场监测数据相结合，证实太阳辐射热效应对斜拉桥塔柱结构性能具有显著调控作用。

2019 年，Zhou 等^[98]通过上海长江大桥实测数据，量化了温度变化对以下关键参数的关联性：主梁跨中截面竖向位移量、桥塔距离、主梁跨中区段综合应变响应（含弹性应变分量）以及中跨拉索平均缆索张力变化等关键参数的影响规律。

2020 年，Zhou 等^[99]提出了分析悬索桥温度引起的变形的通用解析解，并通过青马大桥的现场监测数据进行了验证。研究通过分离主跨缆索、边跨缆索和桥塔的温度变化，建立了桥梁中跨挠度和塔顶水平位移的解析解。此外，提出了温度有效长度的概念，并得出了一种统一的温度引起桥梁响应的公式。

2022 年，Xia 等^[100]以香港理工大学的拱形人行桥为试验平台，建立了桥梁的详细 FEM，开发了一种统一的传热和结构分析方法，通过三维整体热传递分析，获得整座桥梁的温度分布。计算出的桥梁温度数据自动输入到桥梁的同一有限元模型中，通过结构分析计算温度引起的桥梁响应。

2022 年, Wang 等^[101]基于苏通大桥现场测量的桥梁环境变量, 提出了预测扁平钢箱梁中有效温度和垂直温差的回归模型。该模型使用了通过桥梁健康监测系统和哥白尼气候变化服务收集的 2 年数据样本(包括温度、太阳辐射、湿度、风速和风向)进行训练, 从而预测桥梁结构的温度场。

2023 年, Shan 等^[92]以港珠澳大桥航道桥为试验平台, 建立了全桥的整体三维精细 FEM, 并结合现场监测数据, 输入结构内外表面的热边界条件, 计算了不同季节下桥梁的详细温度分布。研究发现, 环境温度、风速及太阳辐射对温度分布具有显著影响, 主梁的纵向温差较小, 而横向温差则不可忽视。

2023 年, 郑佳缘等^[102]针对大跨钢桁架桥, 基于气象大数据平台, 采用改进辐射模型计算构件表面辐射强度, 结合热交换理论确定热边界条件。通过有限元瞬态热分析获得关键构件时变温度场, 并将其应用于整体结构模型, 所得温度分布及支座变形与实测数据高度一致。

2023 年, Zhong 等^[103]利用有限的实测温度数据, 建立全桥完整的仿真温度场, 并基于深度学习的温度空间扩展方法, 对主梁和桥塔进行验证和应用, 从而建立整桥完整的实测温度场, 基于结构热分析、数值模拟技术等方法更新有限元模型。

2024 年, Jing 等^[104]分析了青州大桥现场监测的气象数据与桥梁结构健康监测系统采集的结构响应, 重点对比了台风海高斯(9 号信号)期间与台风过后典型晴天的结构响应。研究对比了温度与台风引起的梁体纵向位移、跨中挠度及应力响应, 结果表明: 无论是典型晴天还是台风期间, 温度引起的准静态响应在总记录中均占较大比重, 而台风则主要引发显著动力响应。

2024 年, Zhang 等^[105]构建了一种基于长短期记忆(LSTM)网络的钢桁梁温度预测模型, 通过整合桥梁环境参数、光照条件及主梁结构特征, 系统分析了公铁两用钢桁梁的温度分布规律, 并提出改进的有效温度(ET)与温差(TD)计算方法, 实现了公铁两用钢桁梁 ET 及 TD 的精准预测。

2024 年, Zhou 等^[5]通过利用气象共享数据获取温度场, 克服了现场传感器不足的限制。结合来自气象数据共享平台的环境气温和 FEM, 进行联合分析, 研究了桥梁主要结构构件的温度效应。同时, 提出了一种将持久散射体干涉术(PSI)与结构温度场相结合的大跨度桥梁长期变形监测方法。

现有关于桥梁结构温度效应的研究大多依赖于布设在桥梁上的温度或其他相关传感器数据, 受限于测点数量, 难以全面反映桥梁的整体温度分布。鉴于当前桥梁数量庞大、分布广泛, 基于易获取的气象共享数据, 结合数值模型以实现轻量化桥梁健康评估, 推算桥梁温度场并分析结构响应, 为大规模桥梁结构健康监测提供了一种可行的解决方案。

1.5 本文研究内容

本课题研究依托于国家自然科学基金资助项目《基于星载 InSAR 变形测量和信息共享平台数据的大跨度桥梁结构状态评估方法》(52278306)和湖南省重点研发计划项目《基于星载 InSAR 技术的城市桥梁群多灾害条件下状态评估与预警研究》(2022SK2096)。两者旨在开发高效、低成本、轻量化、可持续的大跨度桥梁结构测量方法,结合星载 InSAR 变形识别与气象信息共享平台数据,开展大跨度桥梁结构的状态评估方法研究。

针对 InSAR 技术在大跨度桥梁监测中仅能获取变形数据、无法实现评估结构状态的局限性,本文引入结构识别理论。考虑到温度对桥梁位移的显著影响,以及基于气象共享数据计算温度效应符合轻量化研究目标,故结合桥梁温度场理论,提出了一种面向 InSAR 变形测试的大跨桥梁温度驱动的结构识别方法,从而实现基于 InSAR 技术的桥梁结构健康状态评估,主要包括以下研究内容:

(1) 提出一种融合 InSAR 技术的改进 TBSI 方法,基于温度输入和 InSAR 获取的变形输出解决桥梁结构损伤识别问题。基于 InSAR 技术获取桥梁变形时序数据(输出),并利用气象共享数据和传热边界条件计算桥梁结构温度场(输入),无需安装传感器。通过 MATLAB-ANSYS 的高效耦合接口,结合 St-Id 反问题方法和差分进化算法,实现输入、输出数据传递,完成桥梁系统损伤定位与定量评估。

(2) 基于 ANSYS 有限元软件建立某大跨桥梁结构三维精细化有限元模型,结合响应面法修正关键参数。建立湖南省长沙市某大跨悬索桥的三维精细化 FEM (ANSYS 18.0),涵盖钢箱梁、桥塔、主缆及吊杆等关键构件。通过热-结构单元耦合映射,确保温度场与结构场的协同计算。进一步采用响应面方法^[106]对模型进行参数更新,具体包括:利用灵敏度分析确定模型更新的关键参数,通过 F 检验验证参数显著性,结合最小二乘法构建二次多项式响应面函数,验证优化响应面函数,完成模型更新。

(3) 基于修正后的桥梁结构有限元模型和热交换传递理论,开展桥梁结构温度效应模拟与验证。结合温度场理论与幂指数辐射模型,利用气象共享数据推算桥梁结构传热边界条件,模拟桥梁的温度分布,并与有限测点获得实际数据对比,验证模型精度。通过热-结构耦合分析,计算桥梁温度致竖向位移,并基于高精度 CSK 卫星获取的 LOS 向变形数据,三维分解提取竖向位移分量,对比模拟结果,验证温度效应模型的可靠性。

(4) 在连续梁中验证改进 TBSI 方法的精度,并将其应用于某大跨悬索桥实现钢箱梁局部损伤识别。利用 St-Id 反问题方法,设置局部损伤、多位置损伤等工况。选取代表系统损伤的热膨胀系数参数,以卫星影像拍摄时刻的气象数据计算的桥梁温度为输入,CSK 卫星 LOS 向变形数据通过三维分解得到竖向位移为输

出，进而识别出桥梁结构系统出现的损伤问题。通过 MATLAB 与 ANSYS 高效交互，实现损伤定位和量化，提升 InSAR 技术在大跨度桥梁损伤状态评估中的精度和可靠性。

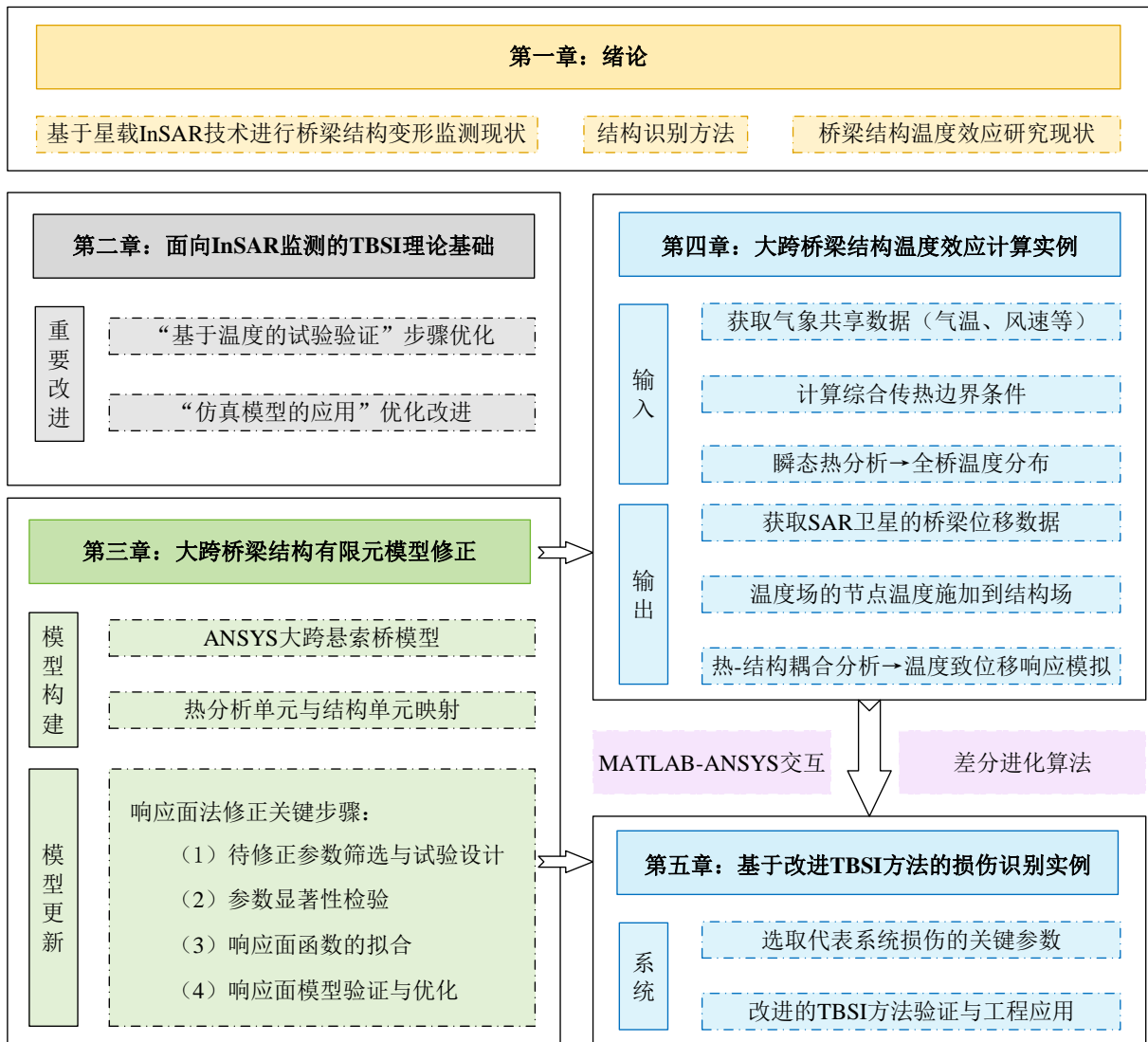


图 1.2 研究内容

第2章 面向 InSAR 监测的 TBSI 方法理论基础

2.1 引言

随着大跨度桥梁建设和交通网络的快速发展，如何高效、准确地评估其健康状态已成为确保结构安全、延长使用寿命的关键。桥梁结构健康监测主要通过变形、应力、应变等参数的实时监测，评估桥梁的健康状态，并及时发现潜在的结构损伤。由于传统的监测方法可能涉及复杂的安装和现场测量，InSAR 技术因其能够无接触、远程监测桥梁变形，成为近年来被广泛应用于大尺度桥梁变形监测的技术之一。尽管 InSAR 技术能够提供毫米级的变形数据，单纯依靠这些数据进行结构损伤状态评估仍存在一定的挑战，尤其是在复杂温度效应的情况下。为此，本章节提出了一种面向 InSAR 技术的桥梁 TBSI 方法，通过引入基于温度的结构识别理论，弥补了 InSAR 技术在结构状态评估中的不足。本章将详细阐述该方法的理论基础，重点介绍 InSAR 技术的工作原理、TBSI 方法的核心思想及其与结构健康监测的结合方式。

2.2 改进的 TBSI 理论

2.2.1 St-Id 基本理论

2005 年，Aktan 和 Moon^[41]将 St-Id 概念发展为一个综合框架，将系统建模与实测数据相结合，用于评估结构系统。该技术通过单一的结构模型即可反映结构行为。2013 年，Catbas 等^[107]全面概述了 St-Id 的六个步骤，如下图所示：

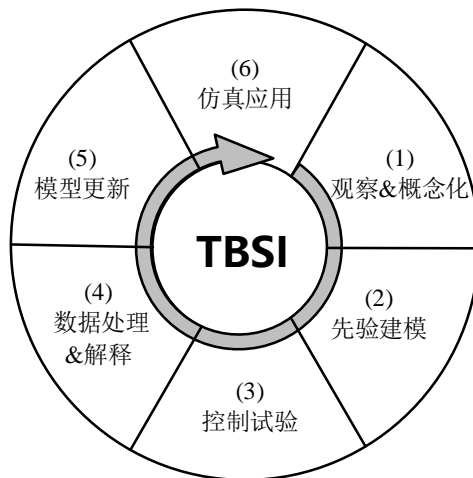


图 2.1 结构识别六个基本步骤

步骤 1：观察与概念化。这一步旨在全面了解目标结构的背景和相关因素。在许多情况下，损伤的出现会引发对其成因或进展速度的深入分析。此外，缺乏对结

构完整性和性能的信息也是进行结构识别的常见原因。例如，老化的桥梁或经历大规模改造的桥梁，其结构性能可能与原始设计存在显著差异甚至更为复杂。因此，必须对这类桥梁进行评估，以明确其具体结构特性。在这一阶段，应尽可能收集所有与结构及其行为相关的信息，例如原始设计图纸、修复记录、检查报告和现场考察数据等。

步骤 2：先验模型。通过几何方法（如有限元模型或模态模型），构建基于物理学的模型，以模拟结构的设计行为或理论行为。根据所评估结构的特性和目标，先验模型的范围可以从低分辨率的现象学模型扩展到高分辨率的有限元模型。其主要目的是为结构设计建立基准，同时识别出结构中最适合监测的敏感区域。基于这些敏感区域，在步骤 3 “控制实验”中进一步设计并实施监测桥梁结构。

步骤 3：控制实验。传统的 St-Id 方法在此步骤中需要安装监测系统并进行现场测试，例如静荷载试验或振动试验，以获取结构在荷载作用下的静态响应或模态参数。静荷载试验包括驻车试验和爬行试验，以静态或低速荷载作为输入，通过结构的响应评估其性能和特性。动荷载试验则以车辆荷载、行人或环境因素（如风、海浪或低强度地震荷载）为输入，用于确定结构的模态参数，从而反映其动力特性和状态。

步骤 4：数据的处理与解释。从监测系统中收集数据并进行质量检查。对于因传感器故障或电磁干扰等导致的错误数据，应及时识别并从分析中剔除。此外，在此阶段可以采用窗口化、过滤或平均等方法提取特定信息，并在适当情况下直接解读数据。同时，利用人工神经网络和自回归模型等非物理基础的数值模型对数据进行分析和处理，并基于数据得出相应的结论。

步骤 5：模型校准和参数识别。在第 5 步中，需要确定边界条件或连续性条件等变量参数，以进行校准过程。通过优化算法（第三章利用响应面方法进一步讨论），将步骤 2 构建的初始模型与步骤 4 获取的测量结果进行校准，最终确定一个能够反映结构当前状态及其行为的模型。校准后的模型参数用于评估结构的状态。

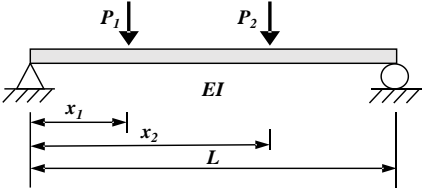
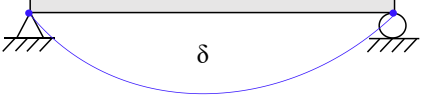
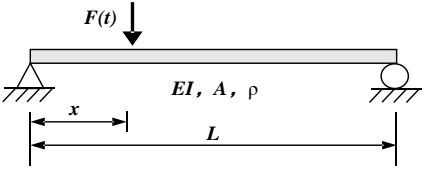
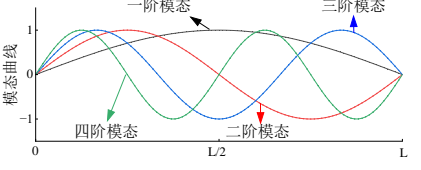
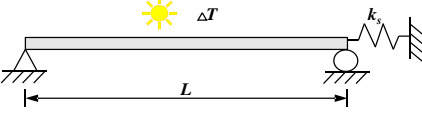
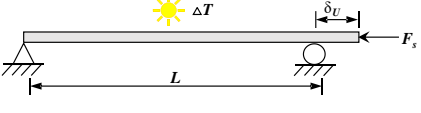
步骤 6：模型在仿真中的应用。利用校准后的模型进行仿真分析，以深入了解结构的当前状态，并预测其响应。基于校准模型提供的信息，工程师可以对结构的行为和完整性进行准确评估。该模型旨在为工程师和业主在制定维护、修复或加固方案时提供有力支持。

总的来说，St-Id 框架通过系统性的方法，将物理建模与实测数据结合，提供了全面评估结构健康状态的手段。其六个步骤紧密相连，从初步观测到模型应用，形成了完整的工作流程，对结构的状态评估和决策制定具有重要指导意义。

在结构识别的研究中，依据激励源类型的不同，通常可分为三类：基于静力、动力或温度的结构识别。其本质旨在研究激励方式、响应特征与结构本身的相互

关系，通常被称为“输入”、“输出”和“系统”（三要素）^[4]。为便于说明，本文采用一根具有不同边界条件的梁模型来模拟三种激励方式下的结构识别三要素，具体对比如下表所示。

表 2.1 不同激励方式作用下的结构识别三要素对比

场景	输入	输出	系统	关键系统参数
1	 <p>静荷载</p>	 <p>位移...</p>	梁/桥梁 /框架...	刚度 EI
2	 <p>动荷载</p>	 <p>振型...</p>	梁/桥梁 /框架...	刚度 EI
3	 <p>温度作用</p>	 <p>位移、应变...</p>	梁/桥梁 /框架...	热膨胀 系数 α

注：场景 1 中： P_1 、 P_2 代表静荷载； L 为梁的全长； x_1 、 x_2 为作用位置； EI 是简支梁的刚度； δ 是静荷载作用下的位移。场景 2 中： $F(t)$ 代表动荷载； x 为作用位置； A 和 ρ 分别代表简支梁的横截面积和密度；场景 3 中： ΔT 代表温度荷载； k_s 是弹簧刚度； δ_U 是等效弹簧力 F_s 和 ΔT 同时作用下的位移。

对于大跨度桥梁，温度显著影响了桥梁结构的力学性能。后续重点围绕基于温度的结构识别展开深入研究，提出改进方法以更好实现桥梁结构健康状态评估。

2.2.2 改进的 TBSI 框架

Yarnold^[22]提出的 TBSI 理念，延续 St-Id 的框架，利用温度替代静力或动力荷载，并将其与相应的静态响应关联，从而改进了传统 St-Id 方法的不足。本文基于 TBSI 框架，将其与 InSAR 技术相结合，弥补了 InSAR 技术获取变形数据但无法进行结构状态评估的局限性。主要改进如下：

(1) 步骤 3 “基于温度的试验验证”的改进。在此步骤中，与 TBSI 方法不同，面对目标桥梁，无需在桥梁上进行全面的现场测试或大量安装传感器。通过 InSAR 技术，可利用卫星观测直接获取目标桥梁的变形数据，通过气象共享数据

和传热边界条件计算得到温度数据，从而在满足监测需求的同时，大幅减少传感器的使用量，提高了方法的经济性和可操作性。

(2) 步骤 6 “仿真模型的应用”的优化改进。在这一阶段，结合结构识别反问题的方法，通过输入温度数据和输出 InSAR 位移数据实现系统损伤的识别。具体而言，利用气象共享数据与传热边界条件计算得到的温度作为输入变量，并采用 SAR 卫星分解获得的竖向位移数据作为输出响应，完成对结构系统损伤位置和损伤程度的精确识别。这一改进不仅提升了模型对实际工况的适应性，还进一步验证了温度变化与桥梁变形之间的关联性，为后续桥梁维护和修复提供了科学依据。

改进后的 TBSI 方法具体框架如图 2.2 所示。框架依然沿用原有的六个步骤，仅在具体内容上进行了相应的调整，以更好地适应 InSAR 技术与桥梁结构状态评估的结合需求。

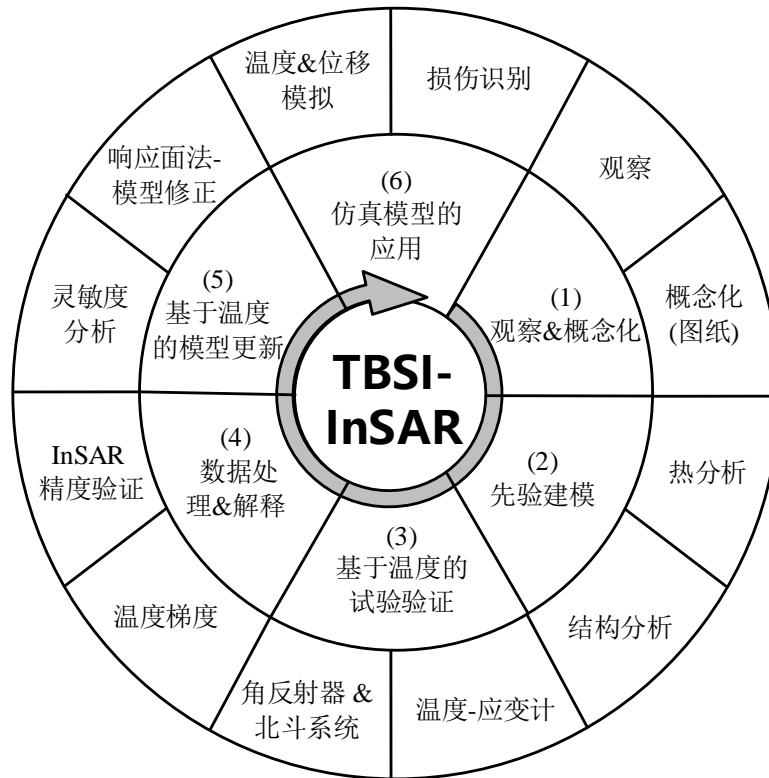


图 2.2 面向InSAR技术的TBSI理论框架

2.2.3 TBSI 理论基础

TBSI 的基本原理以带有纵向弹簧的简支梁为例，说明如下：在均匀温度变化 ΔT 下，对于弹性模量为 E 、横截面积为 A 、线膨胀系数为 α 、原长度为 L 的简支梁，梁的热膨胀导致自由伸长量 δ_T 和自由热应变 ε_T ，两者变形用示意图说明见图 2.3，可以分别表示为：

$$\delta_T = \alpha(\Delta T)L \quad (2.1)$$

$$\varepsilon_T = \alpha(\Delta T) \quad (2.2)$$

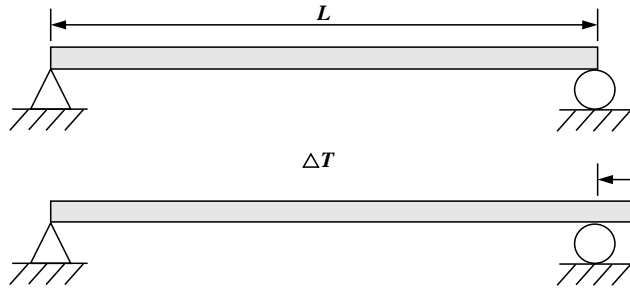


图 2.3 均匀温度作用下的简支梁

在均匀温度变化下，对于简支梁来说，不受约束的构件只会产生自由热应变，不会产生相关的应力。热应力由限制热变形的边界约束产生，故为了更好地说明 TBSI 原理，考虑一端带有纵向弹簧支撑的简支梁模型，如图 2.4 所示。假设该弹簧为线性弹簧系统，弹簧刚度为 k_s 。

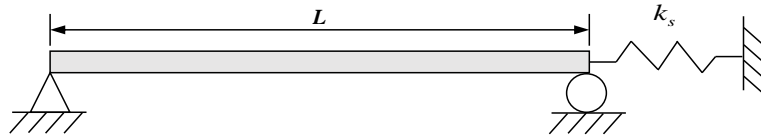


图 2.4 带有纵向弹簧的简支梁

该模型为超静定结构，研究上述模型均匀温度变化下的变形时，取下弹簧，将其作为冗余反作用力 F_s 施加在简支梁右端，等价弹簧力产生的约束应变 ε_R 如式 (2.3) 所示，等价弹簧力产生的约束变形 δ_R 如式 (2.4) 所示，示意图如图 2.5 所示。

$$\varepsilon_R = \frac{F_s}{AE} \quad (2.3)$$

$$\delta_R = \frac{F_s L}{AE} \quad (2.4)$$

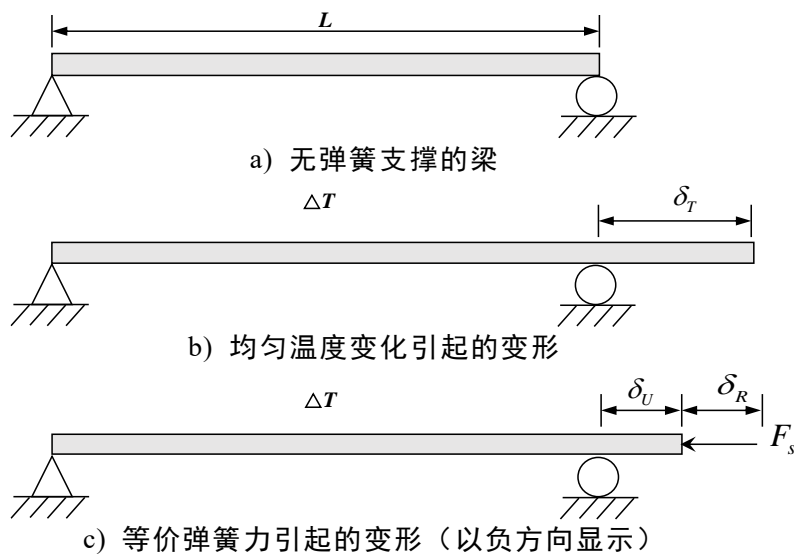


图 2.5 等价力替代下的简支梁

实际上，附带弹簧的简支梁在弹簧的作用下，无约束变形 δ_U 产生无应力的应变，约束变形 δ_R 产生应力而不产生应变，因此，附带弹簧的简支梁在均匀温度作

用下产生的热应力如式(2.5)所示，热变形如式(2.6)所示。

$$\sigma_T = E\varepsilon_R = \frac{F_S}{A} \quad (2.5)$$

$$\delta_U = \delta_T - \delta_R = \alpha(\Delta T)L - \frac{F_S L}{AE} \quad (2.6)$$

该弹簧为线性弹簧系统，等价弹簧力的表达式如式(2.7)所示。

$$F_S = k_s \delta_U \quad (2.7)$$

将式(2.7)带入式(2.6)整理得：

$$\delta_U = \frac{AE\alpha(\Delta T)}{\frac{AE}{L} + k_s} \quad (2.8)$$

根据式(2.8)，温度诱导的热变形与各个参数之间的关系显而易见，与热膨胀系数 α 和温度变化 ΔT 之间存在明显的正相关性。

将式(2.8)整理得：

$$\alpha = \frac{(\frac{AE}{L} + k_s) \cdot \delta_U}{AE(\Delta T)} \quad (2.9)$$

式(2.9)等式左侧热膨胀系数 α 代表“系统”，等式右侧的 ΔT 代表“输入”， δ_U 代表“输出”。在已知“输入” (ΔT) 和“输出” (δ_U) 的情况下，能够通过反向求解“系统” (α)，从而实现了对梁的热膨胀系数损伤的识别。这一原理同样适用于简支梁两端受到约束（如固定）或其他超静定结构的情况，在这些情况下，变形包括轴向和弯曲分量，相同的反问题方法可用于诊断结构单元的损伤位置。在实际应用中，该方法不仅限于上述给出的热膨胀系数 α 作为“系统”进行反向求解，其他参数如弹性模量 E 、刚度矩阵等，也可作为系统参数进行类似的反向求解。不同的系统参数可以根据实际的结构特性和损伤模式进行选择，从而提供更加灵活和广泛的适用性。

常规损伤不会导致材料的热膨胀系数 α 出现变化，故定义等效热膨胀系数 α_{eff} ，如式(2.10)所示，其用于表征结构在损伤状态下的热力学行为异常。当结构无损伤时，其值等于热膨胀系数，反之，则不等。后续的第 2.3 节和第 2.4 节将分别对式(2.9)中等式右侧的温度和位移相关理论进行详细阐述。

$$\alpha_{eff} = \frac{\delta_{damaged}}{\delta_{healthy}} \cdot \alpha \quad (2.10)$$

式中： $\delta_{damaged}$ 和 $\delta_{healthy}$ 分别代表损伤和健康状态下的位移。

2.3 星载 InSAR 工作原理

InSAR 技术凭借其无接触、远程监测桥梁变形，成为近年来被广泛应用于大尺度桥梁变形监测的技术之一。与传统点式监测方法相比，InSAR 技术能够在无需布设传感器的情况下，获取桥梁表面连续的空间变形信息，具有成本低、覆盖广的优势。为了更好理解其在桥梁监测中的应用基础，接下来，将对星载 InSAR 技术的工作原理进行详细介绍。

2.3.1 InSAR 干涉解析几何原理

InSAR 技术利用雷达波的相干干涉现象，能够高精度地测量地表微小位移。其基本原理基于 19 世纪初英国物理学家托马斯·杨（Thomas Young）开创的“杨氏双缝干涉实验”^[108]，图 2.6 展示了实验的基本原理，光源 O 点发出的光波通过两个相邻狭缝（ S_1 和 S_2 ），这两个狭缝作为新的光源向前传播。两束光波在相遇时相互叠加，产生干涉现象，形成明暗交替的条纹图案，条纹的分布反映了路径间的相位差，如式(2.10)所示。其中右侧白屏为成像板；光波干涉形成的明暗条纹示意图显示在最右边； P 为目标点； r_1 和 r_2 为通过双狭缝到目标点 P 的传输斜距；二者的差值定义为平行基线，以 Δr 描述。

$$\varphi = \frac{2\pi}{\lambda}(r_2 - r_1) = \frac{2\pi}{\lambda} \Delta r \quad (2.11)$$

式中： λ 代表光波波长。

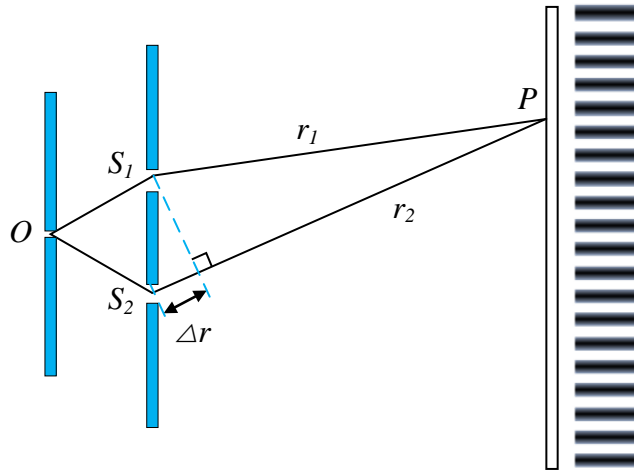


图 2.6 杨氏双缝干涉实验原理

现代 InSAR 技术需克服地形起伏、时空失相关及大气扰动等多重干扰因素。图 2.7 表示卫星沿轻微偏离轨道 S_1 和 S_2 位置，针对特定地表目标点 P ，星载雷达系统实施两次主动遥感观测，首次探测时，传感器向该目标点定向辐射特定频段电磁能量；二次观测时，系统再次发射相干微波脉冲并同步接收目标区域的后向散射信号。两次观测获取的主影像与副影像形成一个干涉对。通过差分处理干涉对中的同一像素点，可以获得目标的高程或形变信息。

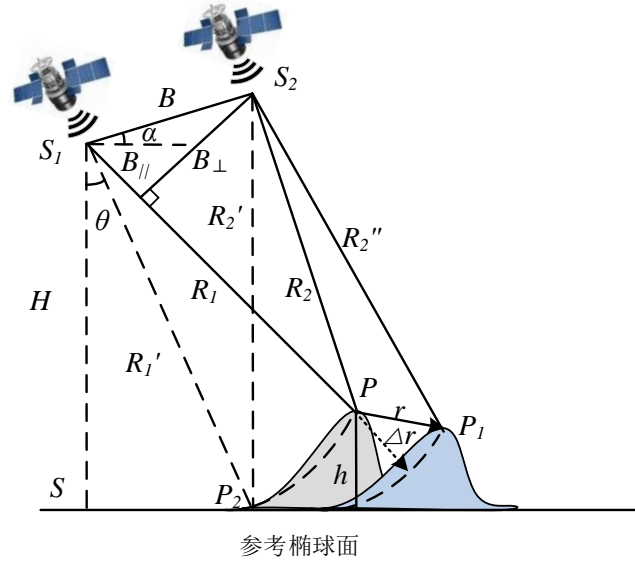


图 2.7 InSAR干涉几何模型

图 2.7中，在星载SAR系统对选定地表区域实施双时相观测过程中，若监测区域发生位移场变化，原始目标点 P 将沿位移向量 r 产生空间位置迁移至 P_1 点。具体的几何参数定义如下： h 表征目标点 P 至参考椭球面的大地高程（法线方向垂直距离）； H 表示首次卫星过境时轨道面与参考椭球面的间距； R_1 和 R_2 分别对应两次成像位置 S_1 和 S_2 至点 P 的实际斜距； P_2 为 P 点在参考椭球面的等斜距投影点，对应投影斜距 R_1' 和 R_2' 分别表示 S_1 和 S_2 到 P_2 的距离， R_2'' 表示 S_2 到 P_1 的距离； B 为干涉空间基线，即 S_1 到 S_2 之间的距离，分解为沿雷达视线向（LOS）的平行分量 B_{\parallel} 和垂直分量 B_{\perp} ； θ 为雷达侧视角参数； Δr 则表征位移向量 r 在雷达卫星视线方向的投影长度。若两次雷达卫星观测同步发生，地表散射特性保持不变，由于信号的往返传播，目标 P 的回波信号相位差对应的实际距离为斜距的两倍，如式(2.12)所示。

$$\varphi = \frac{2\pi}{\lambda}(2R_2 - 2R_1) \quad (2.12)$$

式中： λ 为雷达波长。

根据图 2.7 可知，干涉斜距差异受双重因素调控：目标点与参考椭球面的空间几何关系及基准面选取策略。此外，由于两次成像间隔内的地表位移变化，同时大气扰动，也会导致电磁波传播路径延迟效应。故理论上讲，完整 InSAR 干涉相位 φ 可分解为五类变量：参考椭球面相位 φ_{ref} 、地形相位 φ_{top} 、形变相位 φ_{def} 、大气相位 φ_{atm} 和噪声相位 φ_{nosie} ^[26]，具体如式(2.13)所示：

$$\varphi = \varphi_{\text{ref}} + \varphi_{\text{top}} + \varphi_{\text{def}} + \varphi_{\text{atm}} + \varphi_{\text{nosie}} \quad (2.13)$$

实际干涉相位中，前三者为相位主控要素。

参考椭球面相位 φ_{ref} 表征卫星轨道与参考面相对位置关系，如式(2.14)所示：

$$\varphi_{\text{ref}} = \frac{4\pi}{\lambda} B_{\parallel} \quad (2.14)$$

地形相位 φ_{top} 量化地表真实高程 h 与参考面偏差，如式(2.15)所示：

$$\varphi_{\text{top}} = \frac{4\pi}{\lambda} \frac{B_{\perp} \varepsilon}{R_1 \sin \theta} \quad (2.15)$$

形变相位 φ_{def} 直接关联监测时段内的形变位移量。由于SAR侧视成像的原理，形变相位与 Δr 成正比，如式(2.16)所示：

$$\varphi_{\text{def}} = \frac{4\pi}{\lambda} \Delta r \quad (2.16)$$

由式(2.16)可得，当目标点发生形变且形变方向与视线方向不垂直时，变形信号会通过干涉相位反映出来。测量灵敏度与雷达工作波长存在显著负相关特性。

大气相位 φ_{atm} 源自两次成像期间大气条件（如温度、湿度、气压等）的变化，影响雷达波在传播过程中的相位，导致干涉图像中的相位偏差。噪声相位 φ_{noise} 通常是指多普勒频移和系统噪声引起的相位波动。

2.3.2 PS-InSAR 桥梁结构变形测量原理

在PS-InSAR技术实施框架中，其核心流程包含双重技术层级：基于时序SAR影像集与散射体振幅稳定性分析，通过设定离差阈值遴选具备稳定后向散射特性的永久散射体(PS)；继而构建差分干涉网络，经相位解缠与参数优化模型解算，实现线性位移场与高程残差的精准解耦，生成去趋势化残差相位场。该技术路径通过时序相位重构算法消除大气扰动、轨道偏移及非线性形变干扰，最终融合多维度位移分量完成时序形变场重构，建立毫米级精度的位移时间序列数据库。后续将从影像获取、PS点探测、干涉相位参数建模及求解等三个方面，详细阐述PS-InSAR桥梁结构变形测量的原理。

(1) 影像获取

合成孔径雷达采用侧视几何成像机制获取地表反射信息。因此，通过时序InSAR技术观测得到的地表变形是沿视线方向（LOS）的一维变形，实际上是地表目标空间三维变形在视线方向的投影^[26]。图 2.8 a)所示为卫星侧视成像几何图，以星下点 O 为地心坐标系原点，构建LOS向的空间几何投影关系。目标点 P 与雷达的连线定义LOS矢量方向。

目标点 P 的三维位移在LOS向投影满足矢量叠加原理，如式(2.17)所示：

$$D_{\text{LOS}} = D_V \cdot \cos \theta - D_N \cdot \sin \theta \cdot \sin \alpha + D_E \cdot \sin \theta \cdot \cos \alpha \quad (2.17)$$

式中： D_V 为 P 点沿垂直方向的变形分量； D_N 为 P 点沿南北方向的变形分量； D_E 为 P 点沿东西方向的变形分量； θ 为卫星侧视角； α 为卫星航向角。

图 2.8 b)为桥梁平面观测几何图，由图中展示的投影关系可知，桥梁的三维变形和LOS变形之间的关系如式(2.18)所示：

$$D_{\text{LOS}} = D_z \cdot \cos \theta + D_x \cdot \sin \theta \cdot \sin(\alpha + \beta) + D_y \cdot \sin \theta \cdot \cos(\alpha + \beta) \quad (2.18)$$

式中： D_x 为沿纵向的变形分量； D_y 为沿横向的变形分量； D_z 为沿竖向的变形分量； β 为桥梁纵向与南北方向的夹角。

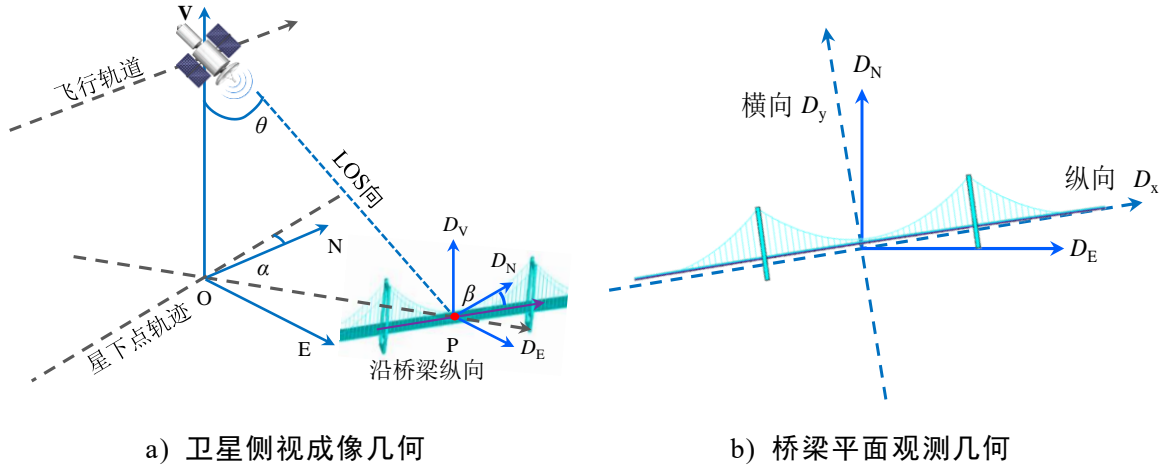


图 2.8 卫星几何观测图

现代SAR卫星系统多采用准极地轨道设计，其航向角通常设定为升轨 350° 或降轨 190° （与经线存在约 10° 偏角），配合 $20^\circ\sim 45^\circ$ 侧视角配置形成最优观测几何。通过式(2.18)计算，LOS观测对垂直向位移的敏感系数达 $0.71\sim 0.94$ 区间，东西向为 $0.34\sim 0.70$ ，而南北向仅 $0.06\sim 0.12$ ^[25]。显然，观测结果对垂直向变形的敏感度最高，因此估算精度也相对较高。在实际桥梁变形估算中，如果忽略其他两个方向的位移，则垂直向变形可以通过LOS向位移来表示，如式(2.19)所示：

$$D_V = \frac{D_{\text{LOS}}}{\cos\theta} \quad (2.19)$$

(2) PS点探测

在大跨桥梁的PS点探测方面，既要保证点数足够，以便全面识别桥梁的变形特征，又要确保点的质量，以保证变形信息的准确性。因此，本研究基于振幅离差指数阈值法，基于PS点的强反射特征，遴选高振幅特征像素构建初始候选集；继而通过评估PS点散射特性的稳定性，结合桥梁几何信息去除异常点，实施双重质量控制（空间分布合理性与信号连续性），最终基于振幅离差指数阈值^[109]实施二次优选，确保PS点集更有效。

振幅离差指数阈值 D_{amp} 的表达式如下所示：

$$D_{amp} = \frac{\sigma_{amp}}{\bar{m}} \leq 0.25 \quad (2.20)$$

式中： σ_{amp} 和 \bar{m} 分别为时序振幅标准差和平均值。 D_{amp} 值越小，时序约稳定。

(3) 干涉相位参数建模及求解

影像数据采集完成后，采用主从影像配准策略构建干涉网络。采用单一主影像法^[110]进行干涉配对，从 $N+1$ 幅 SAR 影像集中选定基准主影像，通过几何校正与重采样实现 N 组干涉像对的空间一致性配准。PS 点的差分干涉相位模型包含线

性变形、高程残差以及残留相位^[112]，表示为：

$$\varphi = \frac{4\pi}{\lambda} t \cdot v + \frac{4\pi}{\lambda R \sin \theta} B \cdot h + \varphi_{res} \quad (2.21)$$

式中： λ 代表电磁波波长， R 表征传感器至监测目标的直线距离， θ 为雷达波束入射角； h 为高程校正残差项； t 和 B 分别对应影像获取时间间隔和空间垂直基线距； v 为沿视线向的形变速率； φ_{res} 为残留相位，依据其在时空域的不同特性，可分离出非线性变形、大气相位和噪声。

式(2.21)可用来估算桥梁结构的线性形变速率，但由于大跨度桥梁的长期变形通常呈非线性，且与温度密切相关，且大跨度桥梁结构中的高耸部位与地表之间存在较大的高程差，因此在估算桥梁的温度非线性变形时，式(2.21)会产生较大的偏差。使用 InSAR 技术进行桥梁变形监测时，必须考虑温度和高程差。调整后的干涉相位参数模型如式(2.22)所示。

$$\varphi = \frac{4\pi}{\lambda} t \cdot v + \frac{4\pi}{\lambda R \sin \theta} B \cdot h + \frac{4\pi}{\lambda} T \cdot \alpha + \varphi_{res} \quad (2.22)$$

式中： T 为主、副影像获取时段内的热力学温度变化量， α 为材料热膨胀系数。

为准确估算模型参数，对干涉图中相邻的两个 PS 点进行二次差分运算，得到的干涉模型如式(2.23)所示：

$$\Delta\varphi = \frac{4\pi}{\lambda} t \Delta v + \frac{4\pi}{\lambda R \sin \theta} B \Delta h + \frac{4\pi}{\lambda} T \Delta \alpha + \Delta\varphi_{res} \quad (2.23)$$

式中： $\Delta\alpha$ 、 Δv 、 Δh 、 $\Delta\varphi_{res}$ 分别表示相邻 PS 点的热膨胀系数差异值、形变速率变化值、高程残差修正量和残余相位变化值。

式(2.24)可将上述求解变形的问题转化为以相干系数 γ 最大化为目标的参数优化问题，目标函数最大时对应的 Δv 、 Δh 、 $\Delta \alpha$ 即为最优解。

$$\gamma = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \exp(j\Delta\varphi_{obs}^i - \Delta\varphi_m^i(\Delta v, \Delta h, \Delta \alpha)) \quad (2.24)$$

式中： γ 为相邻 PS 点的模型相干系数； $\Delta\varphi_{obs}^i$ 和 $\Delta\varphi_m^i$ 分别是观测值和拟合值； N 为 PS 点数。

在实际应用中，需结合不同桥型的力学响应特性，优先选取监测区域内形变幅值较小的 PS 点作为基准点。该策略可有效降低参考点参数解算结果与桥梁实体结构参数之间的系统偏差。进一步地，通过量化分析 PS 点参数解算结果的空间分布模式与桥梁几何构型、结构力学行为之间的耦合关系，可系统评估形变反演结果的置信度。

2.4 桥梁结构温度场理论基础

结构与其周围环境之间时刻存在热交换，这种热交换是热能从一个物理系统

到另一个物理系统的传递，因此，当桥梁结构与周围环境处于不同温度时，会发生热传递，从而达到热平衡。桥梁结构的热传递示意图如图 2.9 所示。

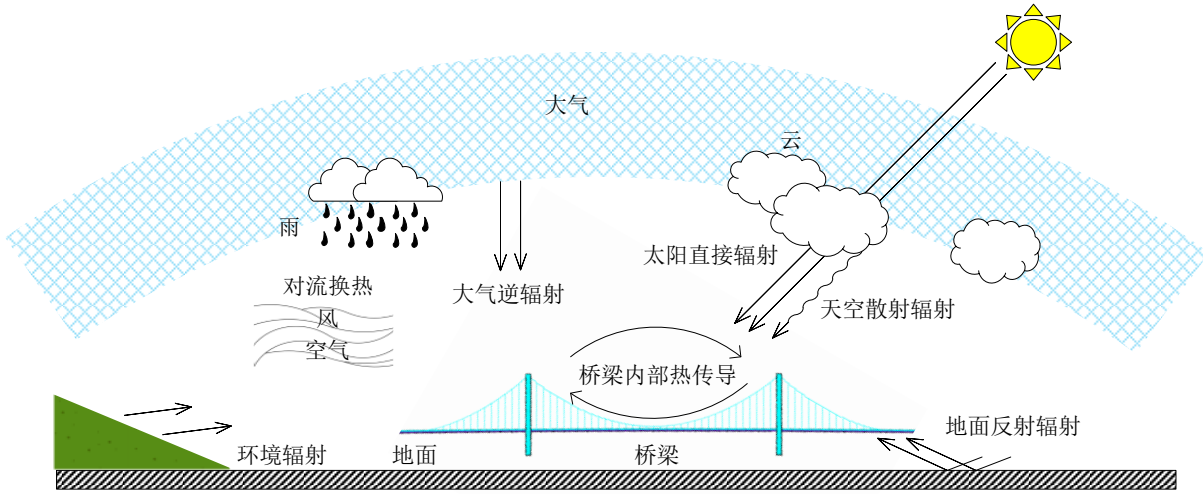


图 2.9 桥梁结构热传递

热力学能量转移的基本作用机制可归纳为三种形式：热传导、热对流和热辐射。前者主要在结构内部之间发生，后两者主要表现在结构与外界环境之间。对于桥梁结构而言，与外界环境之间的热传递称作桥梁表面热流 q ，它由三部分组成：热对流引起的 q_c 、周围环境辐射引起的 q_r 和太阳辐射引起的 q_s ，后两者统称为热辐射。 q_c 和 q_r 与环境温度与结构温度之差成正比，而 q_s 可以根据太阳辐射数据计算得出。

后续将从热传导、热对流和热辐射三个方面详细分析桥梁结构温度场的理论基础。

2.4.1 桥梁热传导

在热传导过程中，热量通过物体的内部或两个接触物体的界面传递。一般来说，时刻 t 时桥梁结构中空间坐标为 (x, y, z) 的点，其内部热量传导过程由傅里叶微分方程^[111]控制，一般形式如式(2.25)所示：

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial z} \right) + \phi = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \quad (2.25)$$

式中： λ 表征材料等效各向同性导热系数； ϕ 是结构内部单位时间、单位体积中的热源强度； ρ 是密度； c 是材料的比热容。

在桥梁工程热分析中，沿纵桥向的热传导效应通常可忽略^[112]，式(2.25)可以进一步简化为二维或一维分析。需要指定初始条件和边界条件来求解简化后的偏微分方程。传热分析的边界条件可分为三类条件：

- (1) 边界处的结构温度分布情况已知；
- (2) 边界处的热流密度已知；

(3) 边界处的热流温度和对流传热系数已知。

目前桥梁结构的边界条件为第二类和第三类边界条件^[113]的组合，将式(2.25)进一步简化处理，如下式(2.26)和(2.27)所示：

$$\lambda \frac{\partial T_s}{\partial n} = h[T_a - T_s] + q_s \quad (2.26)$$

$$h = h_c + h_r \quad (2.27)$$

式中： n 为结构边界的外法线方向； T_s 和 T_a 分别对应结构表面与空气接触面温度和环境气温； q 为结构边界外部的热流密度； h 为总传热系数，其数值由对流传热系数分量 h_c 和辐射传热系数分量 h_r 组合而成。

2.4.2 桥梁热对流

热对流是发生在桥梁结构与环境之间的能量传递，这归功于流体的运动。因此，桥梁的温度分布受到其表面与周围空气之间的对流热传递的影响。对流传热的基本方程式如式(2.28)所示^[114]：

$$q_c = h_c s (T_s - T_a) \quad (2.28)$$

式中： h_c 为对流传热系数； s 为表面积。

影响热传递系数 h_c 的主要因素包括风速、表面粗糙度以及暴露在环境中的表面形状等。因此，不同类型桥梁的对流热传递特性会有显著差异。本研究中采用应用广泛的经验公式计算对流传热系数^[115]，如式(2.29)所示：

$$h_c = \begin{cases} 5.6 + 4v & v < 5m/s \\ 7.15v^{0.78} & v \geq 5m/s \end{cases} \quad (2.29)$$

式中： v 为风速。

2.4.3 桥梁热辐射

桥梁结构在温度场作用下会通过电磁波辐射实现能量交换，该物理过程符合热辐射定律。而同时，桥梁结构也会受到来自外界的辐射作用，主要包括以下两部分：一是来自太阳的直接辐射，这通常是桥梁温度场变化的主要外部驱动力；二是来自周围环境的辐射，包括大气逆辐射和环境辐射等，这些辐射通过与桥梁表面进行能量交换，进一步影响其温度分布。两种辐射作用共同构成了桥梁温度场变化的重要外部因素。

(1) 周围环境辐射

桥梁结构与环境空气之间的辐射热传递如式(2.30)所示：

$$q_r = h_r (T_r^4 - T_s^4) \quad (2.30)$$

式中： h_r 为辐射传热系数； s 为表面积； T_r 为表面外部辐射源温度。

辐射传热系数主要受结构材料表面的发射率、几何形状系数等的影响，本研

究中采用 Fernando^[116]提出的经验公式计算，如式(2.31)所示：

$$h_r = \varepsilon [4.8 + 0.075(T_a - 5)] \quad (2.31)$$

式中： ε 为结构材料的发射率。

(2) 太阳辐射

对于桥梁结构而言，影响桥梁温度的太阳辐射包括太阳直接辐射、太阳散射辐射和地面反射辐射三项主要成分。本研究获取辐射强度的方式是利用 Elbadry 等^[117]改进过的 Kehlbeck^[118]模型中的经验公式进行计算，结合桥梁附近的气象站获得的气象共享数据（温度、风速和降水等）。太阳辐射引起的辐射热传递如下式所示：

$$q_s = \alpha_m I_t \quad (2.32)$$

式中： α_m 是表面材料的吸收系数， I_t 是结构表面接收的总太阳辐射强度。

国内外学者^[119-121]广泛研究了桥梁结构辐射强度的计算方法。综合考虑计算模型的普适性，本文选择幂指数模型用于计算各类辐射强度，各类辐射强度的经验公式如表 2.2 所示。

表 2.2 各类辐射强度的经验公式

分类	经验公式表达式
太阳直接辐射 I_n	$I_n = I_{sc} P^h \cos \alpha$
太阳散射辐射 I_w	$I_w = 0.25 I_{sc} \sin \beta \frac{1 - P^h}{1 - 1.4 \ln P} (1 + \cos \theta)$
地面反射辐射 I_r	$I_r = 0.5 r_e (I_n + I_w) (1 - \cos \theta)$
大气逆辐射 I_d	$I_d = E_a C_s (T_k + T_a)^4 0.5 (1 - \cos \theta)$
地表环境辐射 I_e	$I_e = (E_u / E_a - E_u + 1) I_d$

表 2.2 中涉及的辐射角度 α 、 β 、 θ 分别表示太阳入射角、太阳高度角、目标面倾角，目标面与太阳位置的关系如图 2.10 所示。以下是一些特定角度的计算公式^[118]：

$$\delta = 23.45 \sin \left[\frac{2\pi(284 + N)}{365} \right] \quad (2.33)$$

$$\omega = 15(12 - T) \quad (2.34)$$

$$\sin \beta = \cos \omega \cos \delta \cos L + \sin L \sin \delta \quad (2.35)$$

$$\sin \gamma = \frac{\sin \omega \cos \delta}{\cos \beta} \quad (2.36)$$

$$\cos \alpha = \cos \theta \sin \beta + \sin \theta \cos \beta \cos(\gamma - \eta) \quad (2.37)$$

式中： N 为日序数； δ 为赤纬角； T 为真太阳时； ω 为太阳时角； L 为目标点纬度； γ 、 η 分别表征太阳方位角参数和法线方向 \vec{n} 与正南方向的夹角。

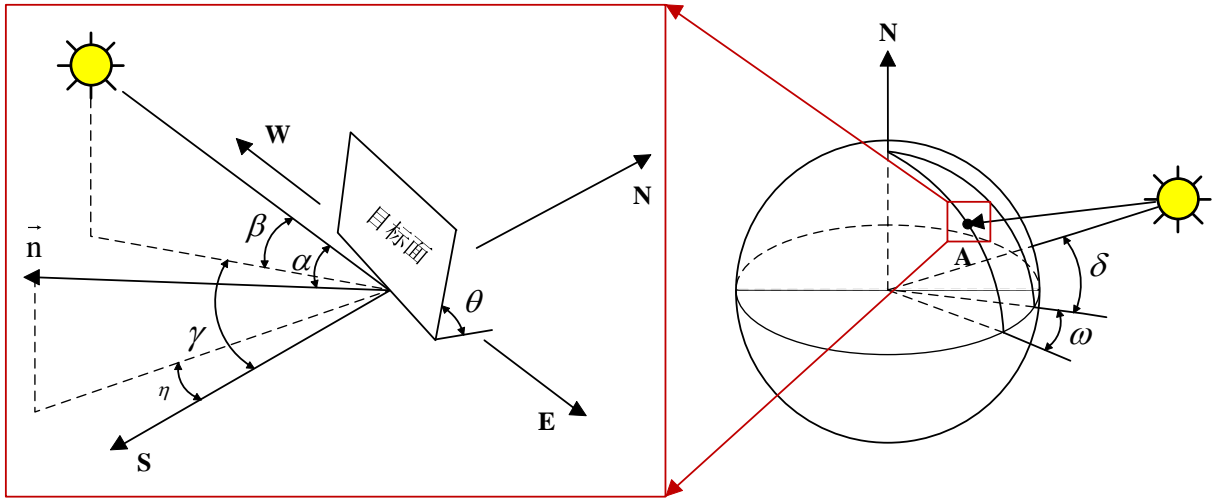


图 2.10 目标面与太阳位置关系

表 2.2 中经验公式中涉及的太阳常数 I_{sc} 、复合大气透明度系数 P 、光线路程 h 、林克氏浑浊度系数 t_u 、大气逆辐射系数 E_a 的表达式如式(2.38)~式(2.42)所示。 C_s 为斯忒藩-玻尔兹曼常数标准值 $5.6689 \times 10^{-8} \text{W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K}^4)$ ； T_k 为温标换算常数 273.15K ； T_a 为气温； r_e 和 E_u 分别为地表反射率和地表环境辐射系数^[122]，取值见表 2.3。

$$I_{sc} = 1367 \left[1 + 0.033 \cos \left(\frac{2\pi N}{365} \right) \right] \quad (2.38)$$

$$P = 0.9^{t_u k_a} \quad (2.39)$$

$$h = \frac{1}{\sin \beta} \quad (2.40)$$

$$t_u = A - B \cos \frac{2\pi N}{365} \quad (2.41)$$

$$E_a = 1 - 0.216e^{(-7.776 \times 10^{-4} \times T_a^2)} \quad (2.42)$$

式中： k_a 为目标桥梁所在地的大气相对气压； A 、 B 为大气浑浊因子，如表 2.4 所

示； δ 为赤纬角； T 为真太阳时； ω 为太阳时角； L 为目标点纬度； γ 为太阳方位角。

表 2.3 典型地表反射率地表环境辐射系数

地表类型	一般地面	草地	水面	雪地	冰面
地表反射率 r_e	0.08-0.20	0.14-0.26	0.20	0.81	0.69
地表环境辐射系数 E_u	0.92-0.98	0.98	0.96	1.00	0.97

表 2.4 大气浑浊因子

地区分类	山区	乡村	城市	工业区
A	202	2.8	3.7	3.8
B	0.5	0.6	0.5	0.6

综上所述，桥梁结构所受的总辐射强度 I 包括太阳辐射 I_n 、 I_w 和 I_r ，周围环境辐射 I_d 和 I_e ，即：

$$I = I_n + I_w + I_r + I_d + I_e \quad (2.43)$$

公式(2.33)~式(2.42)对天气、云层、雾或黑暗敏感，只适用于晴朗天气中太阳辐射强度的计算，所以本文中暂时只对晴朗天气下桥梁温度场进行研究。

2.4.4 桥梁结构温度分布数值计算方法

工程实践中，直接求解瞬态热传导偏微分方程获取结构温度场存在较大实施障碍。随着计算机技术的突破性进展和有限元算法的持续革新，现代工程仿真软件已构建起多物理场耦合的数值模拟技术体系。以 ANSYS、ABAQUS 为代表的商用有限元平台，通过集成太阳辐射、对流传热等环境载荷参数，能够有效模拟结构与环境的热交换机制及内部热传导过程，从而获得高精度的三维温度场分布。既有研究^[92, 94, 95, 100, 102, 104]基于此类平台开展关键构件温度场的时变特性研究，本研究借助 ANSYS 软件进行桥梁结构的温度分布数值模拟计算。

研究桥梁结构的传热分析时，需要提供边界条件，包括桥址温度、风和太阳辐射数据。在使用 ANSYS 对桥梁模型进行传热分析时，需要对模型施加对流荷载和辐射荷载以模拟热传递过程。然而，如果这两种荷载分别进行单独施加，ANSYS 默认会仅采用最后一次施加的荷载进行分析，而忽略之前的荷载。这种行为可能导致分析结果不准确，无法真实反映对流和辐射共同作用下的热传递过程。因此，为了得到全面的分析结果，需要在施加荷载时特别注意设置方式，确保两种荷载同时被纳入计算，将式(2.26)进一步简化，如下式(2.44)所示。基于能量守恒原理，将辐射传热热流密度等效转换为对流传热，从而假定综合气温和综合传热系数，即综合传热边界条件^[123]：

$$\lambda \frac{\partial T_s}{\partial n} = h[T_k - T_s] \quad (2.44)$$

$$h_k = h_c + h_r \quad (2.45)$$

$$T_k = T_a + \frac{\alpha_m I}{h} \quad (2.46)$$

式中： T_k 为综合传热系数； T_k 为综合气温，结合了环境空气温度和太阳辐射，作为结构外部假定等效流体的综合温度。

为清晰展示上述公式的应用逻辑，将关键方程按照实际计算流程进行梳理，并构建方法流程图，如图 2.11 所示。

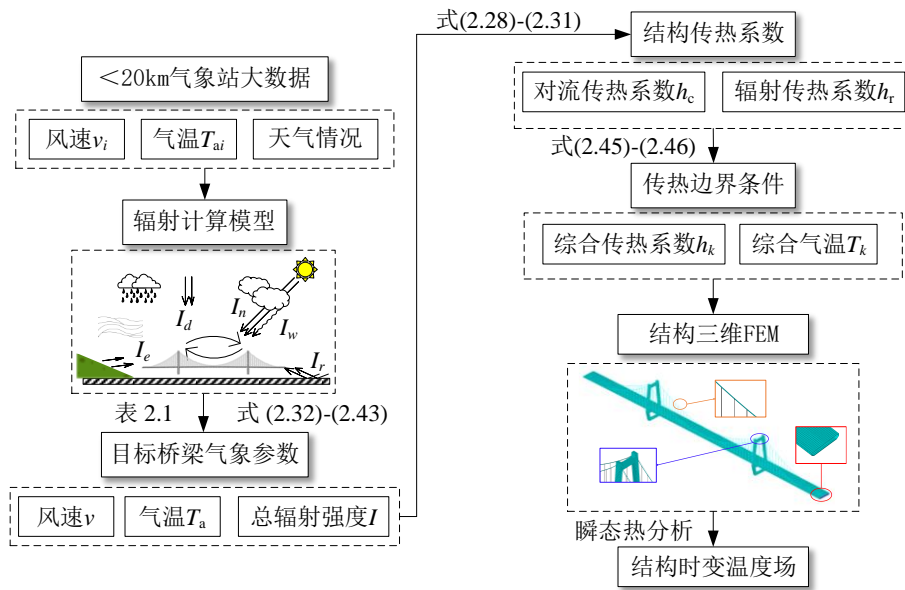


图 2.11 桥梁结构温度分布数值计算方法

2.5 基于 API 的损伤识别方法

2.3 和 2.4 节分别阐释了 InSAR 技术获取位移和结构温度场的理论基础，两者分别作为式(2.9)中的输出与输入。为获取式(2.9)等式左侧的系统参数，利用 ANSYS Mechanical APDL 的 MATLAB 应用程序编程接口（Application Programming Interface, API），实现了包含损伤定位和定量分析的 TBSI 方法。该 API 允许 MATLAB 直接调用 ANSYS 内核的 APDL 指令（如模型定义、求解控制及结果提取），并实时读写内存中的节点响应数据（位移等），摒弃了传统文件交互模式中频繁导出 .rst 文件的冗余操作，从底层规避了数据转换误差。实际工程应用中，ANSYS 计算得出的温度效应下的位移被传输到 MATLAB，并与 InSAR 测得的位移通过目标函数进行比较。通过不断调整热膨胀系数 α 来最小化目标函数，并将更新后的值反馈到 ANSYS 中。MATLAB 与 ANSYS 的 API 将有限元分析与基于进化过程和随机搜索的差分进化算法相结合。这种方法不仅提升了仿真效率，还

充分利用了 MATLAB 的数据处理和可视化能力。ANSYS 与 MATLAB 数据交互的工作流程如图 2.12 所示。

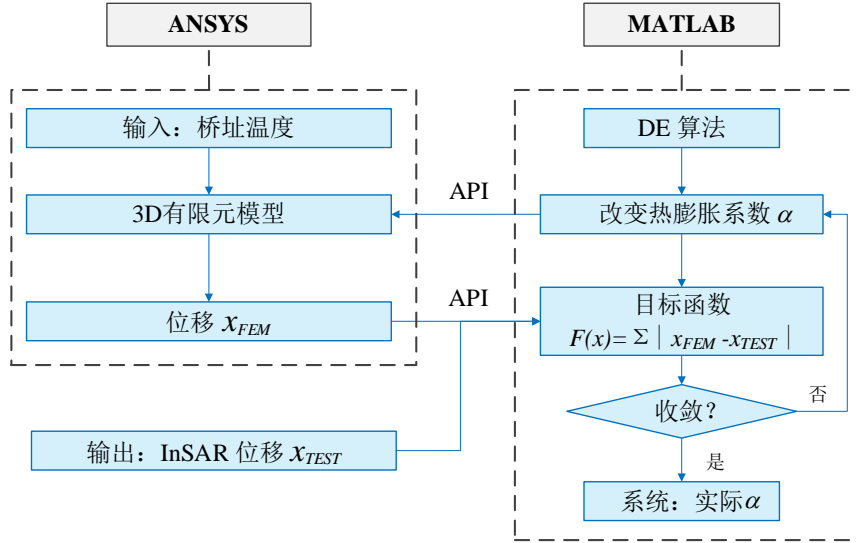


图 2.12 ANSYS-MATLAB交互示意图

1997年, Storn 和 Price 共同研发出差分进化 (DE) 算法^[124], 该算法采用群体搜索策略, 具有全局优化特性, 主要通过个体间的差异生成新的候选解。每个候选解被视为一个向量, 算法通过变异和交叉过程不断生成新的解, 最终逐步逼近最优解。相较于遗传算法的随机扰动与复杂交叉操作, DE 算法因其简单易实现而有效, 特别适合处理连续参数优化的目标函数。DE 算法的核心迭代流程包括变异算子、交叉算子及选择算子三个阶段。对于种群中的每个个体 x_i , 变异过程如式 (2.47) 所示。其通过随机选择不同的个体, 生成新的候选解 (变异向量)。

$$v_i^{(g+1)} = x_{r_1}^{(g)} + F \cdot (x_{r_2}^{(g)} - x_{r_3}^{(g)}) \quad (2.47)$$

式中: $v_i^{(g+1)}$ 为第 i 个个体在第 $g+1$ 代中的变异向量; F 为差分权重, 通常在 0 到 1 之间, 控制向量差异的放大程度; $x_{r_1}^{(g)}$ 、 $x_{r_2}^{(g)}$ 、 $x_{r_3}^{(g)}$ 为从当前种群中随机选择的三个不同个体; $x_{r_2}^{(g)} - x_{r_3}^{(g)}$ 为两个个体之间的差向量。

变异后的向量 $v_i^{(g+1)}$ 不能直接作为新个体, 还需要与当前个体 $x_i^{(g)}$ 进行交叉, 以确保新的解既包含新的信息, 也保留原有个体的某些特征。该机制有效维持种群多样性特征, 并降低算法陷入局部最优解的概率。交叉操作通过式 (2.48) 实现:

$$u_i^{(g+1)} = \begin{cases} v_i^{(g+1)} & \text{if } \text{rand}(j) \leq CR \text{ or } j = j_{rand} \\ x_i^{(g)} & \text{otherwise} \end{cases} \quad (2.48)$$

式中: $u_i^{(g+1)}$ 为第 i 个个体在第 $g+1$ 代中的试验向量; CR 为交叉概率, 决定从变异向量中继承多少成分; $\text{rand}(j)$ 为 0 到 1 之间的随机数, 用于决定是否从变异向量继承该分量; j_{rand} 确保至少有一个维度来自变异向量。

最后是选择操作, 该步骤决定了是否保留试验向量。算法通过比较试验向量 $u_i^{(g+1)}$ 和当前个体 $x_i^{(g)}$ 的目标函数值, 将适应度更好的个体保留到下一代, 其公式

如下：

$$x_i^{(g+1)} = \begin{cases} u_i^{(g+1)} & \text{if } f(u_i^{(g+1)}) \leq f(x_i^{(g)}) \\ x_i^{(g)} & \text{otherwise} \end{cases} \quad (2.49)$$

式中： $x_i^{(g+1)}$ 为第 i 个个体在第 $g+1$ 代中的新解； $f(\cdot)$ 为目标函数。

通过这种选择机制，算法能够确保每一代种群的整体适应度逐步提高，向最优解逐渐收敛。

2.6 本章小结

本章节提出了一种改进的 TBSI 方法，该方法专门针对 InSAR 技术进行了优化，以弥补其在变形数据获取后难以开展结构状态评估的不足。该方法的创新设计为后续实际桥梁案例的损伤识别提供了坚实的理论支持。主要得到了以下结论：

(1) 提出融合 InSAR 技术的改进 TBSI 理论框架。在保留原 TBSI 方法六个核心步骤的基础上，针对步骤 3 和步骤 6 进行了优化升级。在步骤 3 中，通过 InSAR 技术获取桥梁变形数据，温度数据由气象共享数据和传热边界条件计算得到。在步骤 6 中，结合 St-Id 反问题，利用桥梁结构温度数据作为输入，InSAR 分解的竖向位移数据作为输出，从而识别损伤位置和程度。

(2) 阐述星载 InSAR 和桥梁结构温度场的理论基础。从影像获取、PS 点检测、以及干涉相位参数建模与解算三个关键环节，深入解析了 PS-InSAR 在桥梁结构变形监测中的测量原理。从热传导、热对流和热辐射三个方面展开分析桥梁结构温度场。结合 ANSYS 实际施加荷载的需求，将对流和辐射荷载统一纳入分析，计算得到综合气温与总传热系数，从而为温度场的精确模拟提供理论支持。

(3) 基于 ANSYS-MATLAB API，定位和量化损伤。通过 ANSYS Mechanical APDL 的 MATLAB 接口，允许 MATLAB 直接调用 ANSYS 内核指令。结合 ANSYS 有限元分析和差分进化算法，在温度作用下将 ANSYS 计算得到的位移数据传递至 MATLAB，与 InSAR 测得的位移数据进行对比，通过最小化目标函数，实现损伤的精准识别与量化评估。

第3章 大跨桥梁结构有限元模型修正

3.1 引言

悬索桥作为一种典型的大跨度桥梁结构，其设计与健康监测对于确保桥梁的安全性和长期运营至关重要。为了准确评估桥梁的热行为与力学响应，本章基于 ANSYS 软件构建了某大跨度悬索桥的三维精细有限元模型，该模型能够全面反映桥梁的几何形状、材料属性及边界条件的影响。模型的建立过程中，结合实际工程数据，并通过该模型探讨了悬索桥在不同温度下的结构温度分布、响应与力学特性。这一分析为后续的健康监测与损伤识别奠定了坚实的基础。

3.2 ANSYS 软件介绍

ANSYS 作为工程仿真领域的通用有限元分析平台，具有强大的模拟和分析功能，能够精确模拟复杂结构在多种工况下的响应。该软件通过多物理场耦合求解技术，可精确模拟机械、土木、航空航天等领域的复杂工程问题，尤其在桥梁工程中，提供了高效的分析工具，支持结构力学、热力学、电磁学等多领域的耦合分析。ANSYS 能够执行从静力学到动力学、热传导到热-结构耦合分析等多种模拟类型，是桥梁工程中进行优化设计、健康监测和损伤识别的重要工具。

在桥梁工程分析中，热-结构耦合分析是一个至关重要的功能。通过 ANSYS 软件，可以实现结构响应与温度场之间的耦合效应分析，进而评估温度变化对桥梁结构的影响。温度变化引起的膨胀或收缩，常常会导致桥梁结构的内力变化，这对桥梁的安全性和长期运营提出了更高的要求。通过热-结构耦合分析，ANSYS 能够提供更加精确的结构温度分布、应力应变分析和位移响应，为桥梁的设计优化、状态评估以及健康监测提供可靠依据。

ANSYS 作为业界领先的大型有限元分析平台，其功能架构由三个核心模块构成：前处理、分析求解和后处理模块。

(1) 前处理模块。该模块集成了全面的几何建模工具、高效的网格划分系统以及灵活的边界条件定义功能，为用户提供强大的预处理能力。用户可通过该模块导入 CAD 模型，并进行必要的几何修复或简化，以满足有限元分析要求。该模块支持多种几何形状的处理，包括曲面和实体的创建及网格生成。用户还可利用自动网格生成工具，根据结构的复杂性生成高质量的网格。前处理模块能够通过局部加密网格或渐变网格等策略，提高分析精度，特别是在应力集中的区域。此外，该模块还允许用户设置多种边界条件，如固定支座、荷载作用和温度分布，为

后续的分析提供准确的物理模型。

(2) 分析求解模块。分析求解模块是 ANSYS 的核心, 支持结构静、动力学、传热学及流固耦合等问题的求解。该模块采用高效的求解算法, 能快速解决复杂的工程问题。在热-结构耦合分析中, ANSYS 能够模拟温度场与结构响应之间的相互作用, 预测温度变化对结构物理特性的影响。这种分析方法使得用户能够准确评估温度引起的热膨胀、应力变化及其对结构安全性的影响, 特别适用于桥梁、航空航天等领域的设计优化和健康监测。

(3) 后处理模块。该模块配备通用后处理器与时间历程后处理器, 提供丰富的可视化工具与数据解析功能。通用后处理模块不仅能够展示应力、位移等力学响应, 还可用于分析温度场的分布, 帮助用户评估温度变化对结构的影响, 特别是在热-结构耦合分析中。此外, 时间历程后处理模块支持动态分析中的温度负载变化, 用户可以跟踪结构在不同时间步长下的温度响应, 进一步探讨温度对结构行为的动态影响, 为工程决策提供全面依据。

本章依托 ANSYS 热-结构耦合求解器, 模拟温度场和结构场之间的相互作用。瞬态热分析是热-结构耦合分析中的关键步骤之一, 它能够模拟温度随时间的变化对结构的影响。在该过程中, 温度场的计算通过求解热传导方程, 结合结构的边界条件、热源以及材料的热物理特性, 得到整个结构在不同时间点的温度分布。瞬态热分析能够反映温度场的动态演变, 特别是在桥梁等大型结构中, 考虑温度变化对材料和结构的影响具有重要意义。

基于瞬态热分析结果, 结构响应分析可进一步揭示温度引起的应力、位移等力学行为。由于温度的变化会导致材料的热膨胀, 结构内部的温度梯度可能导致变形、应力集中及位移的发生, 尤其是在大跨度结构中, 这种影响尤为显著。通过 ANSYS 的热-结构耦合分析功能, 温度场与结构响应相互作用, 实现了温度场变化对结构位移、应力的实时反馈, 确保分析结果的高精度和真实性。

3.3 有限元模型的建立

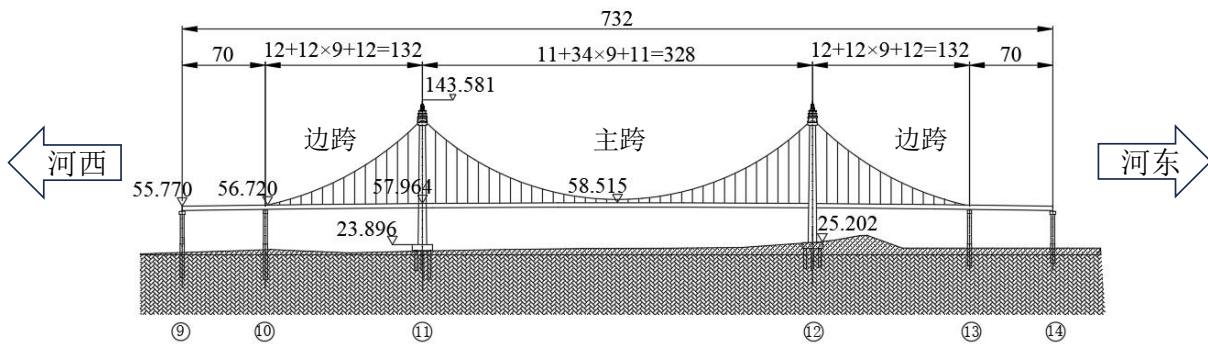
3.3.1 桥梁概况

本文研究对象是位于湖南省长沙市的某座大跨度悬索桥, 见图 3.1 a), 该桥是长沙二环跨湘江的重要工程, 于 2006 年 9 月建成。研究对象为双塔自锚式悬索桥, 主跨布置为五跨连续梁形式 (70+132+328+132+70m), 钢箱梁段总长 732m, 全桥长度 1577m。主梁宽度为 35m, 设有 2% 的横坡和 1.5% 的纵坡, 中心梁高度为 3.6m, 采用单箱五室闭合截面, 钢箱梁为正交异性板 (顶面板厚 14mm, 底板厚 10mm, 设 4 道竖直腹板, 风嘴下端与底板之间设 6mm 厚的斜腹板)。主桥与东西引桥通过伸缩缝连接。桥梁配有 2 根主缆, 每根主缆由 37 股预制平行钢丝索股组成, 主

缆与吊索的中心距离为 25m。桥塔为变截面钢筋混凝土结构，截面为空心箱形，上塔柱正常截面壁厚为 70cm，下塔柱为 100cm。在塔顶、塔底及塔柱与钢箱梁的交界处均设有加厚段，使壁厚的变化平缓。9#-14#墩支座采用双向活动支座与横向限位支座结合的约束形式。目标桥梁的主桥部分的立面布置图如图 3.1 b)所示。



a) 全景图



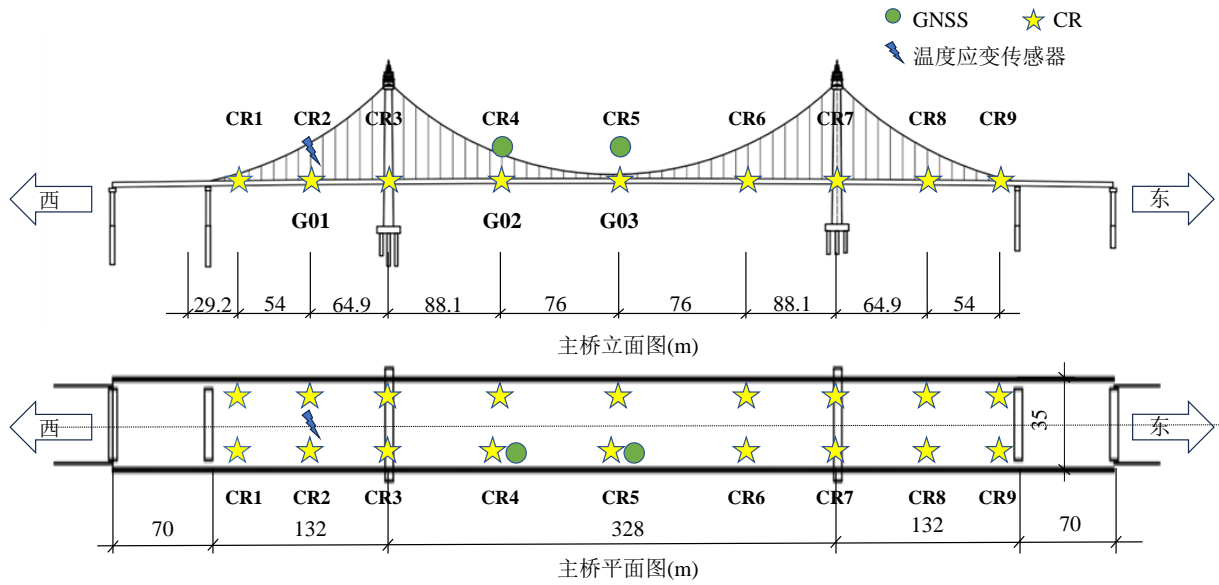
b) 主桥立面布置图 (单位: m)

图 3.1 目标桥梁示意图

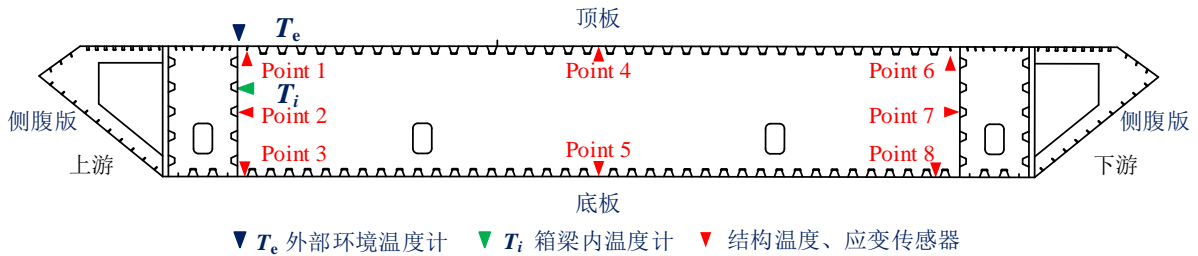
3.3.2 桥梁结构健康监测系统

为研究温度效应对悬索桥结构的影响，同时验证利用气象共享数据计算桥址温度和 InSAR 技术获取的位移数据的准确性，我们在桥梁钢箱梁安装了有限数量的温度计、应变传感器、人工角反射器 (CR) 和全球导航卫星系统 (GNSS)，对桥梁边跨梁段 G01 横截面的温度、应变，以及主跨梁段 G02 和 G03 的位移进行长期监测。温度、应变传感器、角反射器以及北斗测点位置布置如图 3.2 a)所示，用于测量桥梁内外部环境温度和梁段 G01 结构温度的温度传感器布置如图 3.2 b)所示。

温度传感器和应变传感器安装在边跨的 G01 截面，其中 1-8#测点用于测量结构温度和应变，以验证基于气象共享数据的温度计算的准确性。钢箱梁截面环境



a) 大桥传感器及角反射器的布置



b) 钢箱梁梁段 G01 上温度传感器的布置

图 3.2 钢箱梁节段横截面传感器布置



图 3.3 大桥传感器、GNSS和CR布置实况

温度由悬空粘贴布置于箱梁内部 (T_i)、外部 (T_e) 的 JMT-36C 电阻式温度传感器测量 (量程: $-50^{\circ}\text{C}\sim 150^{\circ}\text{C}$)。18 个人工角反射器 (CR) 底座固定于桥面吊索间隔内, 根据雷达卫星的成像参数调整反射器最佳朝向, 进而增强桥梁的散射效率。用于验证 InSAR 位移的 UM2410-GNSS 设备安装在 G02 和 G03 截面, 除此之外, 在距离桥梁一定范围的稳定区域设置一台 GNSS 作为固定基准站。GNSS 具备毫米级监测精度, 并配备太阳能供电系统和数据采集箱。温度、应变和位移传感器的数据每 30 分钟采集一次。JMZX212HAT 应变传感器 (量程: $\pm 1500\mu\epsilon$, 灵敏度: $1\mu\epsilon$) 于 2023 年 7 月安装, 此时桥梁已经投入使用约 18 年, 传感器无法监测恒载引起的初始应变, 仅可反映活载及环境温度变化等因素引起的应变响应。因此, 测量的应变仅由温度变化引起的弹性应变和自由热膨胀应变组成。计算测量的热应力时应去除后者^[104]。图 3.3 给出了该悬索桥上具体的传感器及角反射器布置。

3.3.3 桥梁构件单元类型及网格划分

利用商业有限元分析软件 ANSYS 18.0, 本文建立了目标桥梁的先验有限元模型, 该模型摒弃了以往简化的二维或三维桥梁节段模型, 旨在全面、准确地模拟全桥的温度分布。常用的桥梁结构分析通常采用“杆系级”和“板壳级”建模方法, 这两种方法主要关注桥梁的整体刚度、受力分布和变形等力学特性。然而, 在进行复杂的热-结构耦合分析或局部损伤分析时, “实体级”建模能够更精确地模拟结构内部的力学行为和热传导特性, 从而为精细化分析提供更加可靠的数据支持^[125]。

本文所建立的三维精细模型将分别用于传热分析和结构分析。在两次分析之间, 网格划分保持一致, 单元类型则从热分析中的热分析单元转换为结构分析中的结构单元。传热分析中计算出的温度将自动分配给有限元模型中的节点, 以获得因温度变化引起的响应。这种方法不仅保证了模型的一致性, 还提高了分析过程的效率和准确性。

(1) 单元类型设定

传热分析的有限元模型由包含热边界条件的热分析单元构成。采用 SHELL131 热壳单元对钢箱梁的各构件进行模拟, 包括顶板 (含沥青)、底板、斜腹板及纵横隔板; 使用 SOLID70 热实体单元模拟主梁塔柱; 通过 LINK33 热传导杆单元模拟主缆和吊杆; 利用 MASS71 热质量单元对主梁配重块进行建模。

在结构分析中, 相应的结构单元与热分析单元有所不同。钢箱梁的各构件采用 SHELL181 单元进行模拟, 主梁塔柱使用 SOLID45 实体单元, 主缆和吊杆则通过 LINK180 杆单元进行模拟, 主梁配重块使用 MASS21 点单元。这些结构单元能够精确反映各构件的力学行为和物理特性。

所使用的传热分析与结构分析中的单元类型对比见表 3.1。

表 3.1 热分析单元与结构单元对应关系

分析类型	壳单元	块单元	杆单元	点单元
传热分析	SHELL131	SOLID70	LINK33	MASS71
结构分析	SHELL181	SOLID45	LINK180	MASS21

后续的一系列研究分析均围绕主梁钢箱梁展开，因此此处着重阐述有限元模型中模拟钢箱梁涉及的单元类型：热分析单元 SHELL131 和结构分析单元 SHELL181。两者在几何上保持一致，如图 3.4 所示。两种单元均由四节点拓扑结构（I、J、K、L）和壳体截面信息定义。

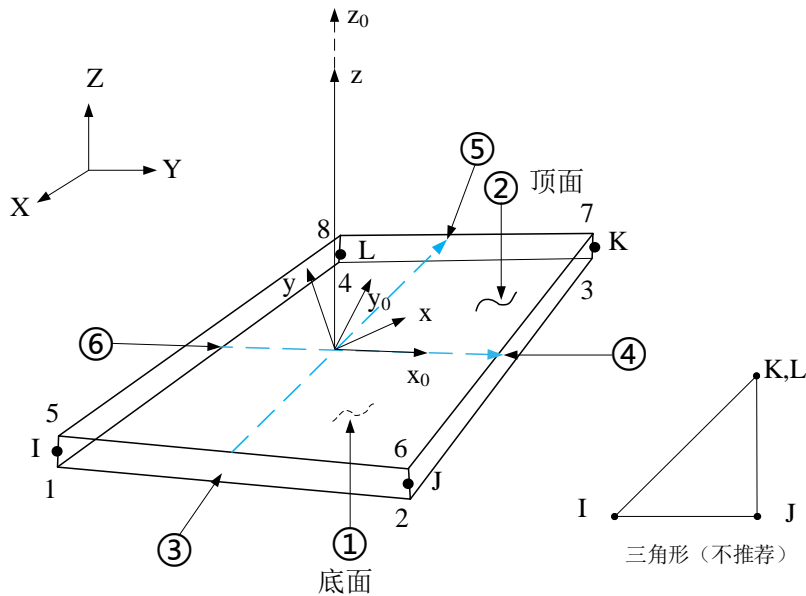


图 3.4 SHELL131和SHELL181单元图示

SHELL131 单元是一种支持三维分层壳结构热传导分析的有限元类型，支持平面与厚度方向的热传导模拟，每个节点配置多达 32 个温度自由度，适用于稳态或瞬态热分析。在热力学分析中，SHELL131 单元可用于模拟钢箱梁截面的温度场分布，并将计算结果传递至结构壳单元，实现热致弯曲效应的精确模拟。SHELL131 的设计使其能够有效处理温度引起的热膨胀效应，在钢箱梁的温度变化分析中发挥重要作用。

SHELL181 作为结构分析中 SHELL131 的等效单元，每个节点具备平动与转动共六个自由度。与 SHELL131 相比，SHELL181 主要用于结构响应分析，能够处理复杂几何形状以及非线性行为。SHELL181 在模拟大变形、非均匀载荷以及复杂约束条件下的结构响应时展现出优越的能力，特别适合用来模拟主梁这类需要考虑大变形和非线性效应的结构部件。SHELL181 不仅适用于线性问题，还能够处理高度非线性的分析，适合在钢箱梁主梁等关键构件的性能分析中应用。

通过将这两种单元类型结合，有限元模型能够同时考虑热效应与结构响应，

确保在分析过程中准确反映出钢箱梁在复杂工况下的实际表现。

(2) 网格划分

建立几何模型之后，需进行网格划分将其转化为有限元模型方可进行分析。本研究采用映射网格技术对钢箱梁进行四边形单元划分，以确保结构几何形状的精确模拟。桥塔等较为复杂的块状结构则采用了六面体单元，这种划分方式有助于更好地模拟这些部件的力学行为，提高计算的精度与稳定性。同时，缆索系统采用了两点式杆单元，简化了模拟的复杂性，并保持了计算的高效性。通过映射网格技术，在结构规则的几何区域内建立了节点的有序排列与映射关系，保证了网格的整体质量和单元形状的均匀性，从而有效提高了几何精度与后续计算的收敛性。

本文初步使用 2m 网格对钢箱梁和桥塔进行试算，计算结果和计算时间均较为合理；随后改为 1m 网格，尽管计算结果接近，但计算时间翻倍。因此，最终选择 2m 网格尺寸，模型各部件示意图见图 3.5。

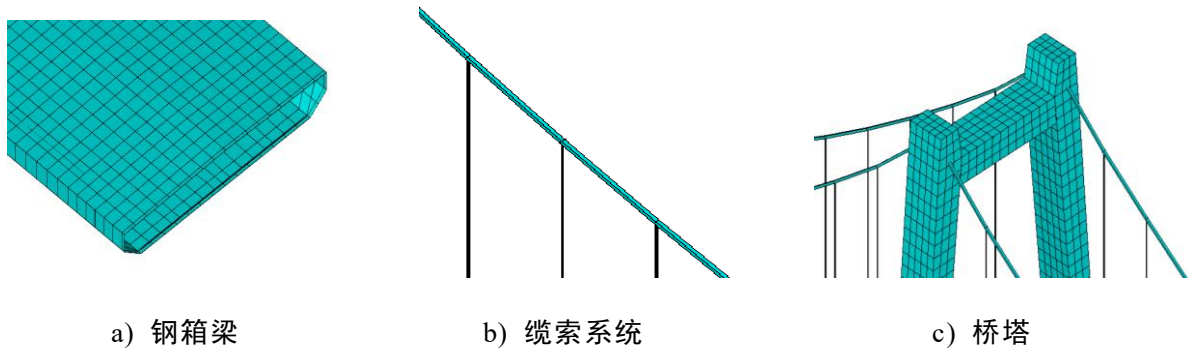


图 3.5 模型部件示意图

3.3.4 桥梁构件界面接触及边界条件

在有限元模型中，支座与主梁底部的接触关系是通过 CONTA175 和 TARGE170 单元来模拟的，如图 3.6 所示。横向限位支座通过约束桥梁横向的平动自由度及所有转动自由度实现，双向活动支座通过约束桥梁竖向的平动自由度及所有转动自由度实现。选取钢箱梁底板区域对应的壳单元节点定义为 CONTA175 单元的接触面，支座则定义为 TARGE170 单元的目标面。CONTA175 单元通常用于处理接触面上的非线性行为，能够模拟两表面之间的接触与滑动，考虑到接触状态的变化，如接触、分离和滑动等。TARGE170 单元则用作目标面单元，与 CONTA175 单元共同配合，形成接触对，准确描述支座与主梁底部之间的相互作用力。这一组合不仅能够反映实际结构中支座的约束作用，还能考虑接触压力的分布以及接触面的变化对结构响应的影响。

同时，主梁与东、西引桥之间的连接通过释放沿桥梁纵向和横向平动自由度，设置竖向位移约束来实现，见图 3.7。此方式有效地模拟了伸缩缝的作用，其中竖向位移约束确保了主梁与引桥之间的相对运动，避免了因温度变化或其他因素引

起的过大位移，从而保证了模型的稳定性与计算精度。在这一连接方式中，伸缩缝的模拟不仅考虑了结构的物理连接，还考虑了应力和位移的合理分配，以反映实际施工中伸缩缝对主梁和引桥之间相对位移的限制作用。

通过这种方式，模型能够更准确地模拟主梁与支座、主梁与引桥之间的相互作用，确保了在不同工况下的计算精度和可靠性，为后续的分析 and 优化提供了坚实的基础。

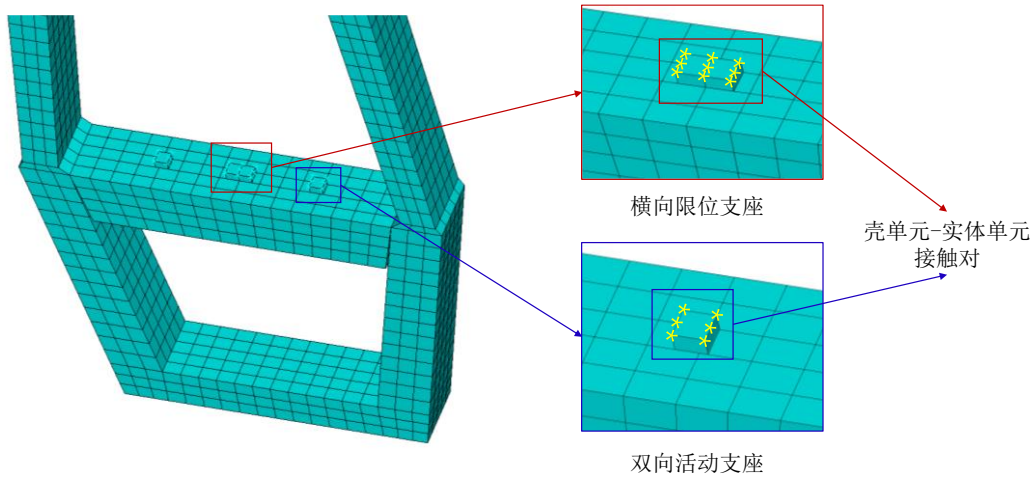


图 3.6 主梁与桥塔之间的接触条件

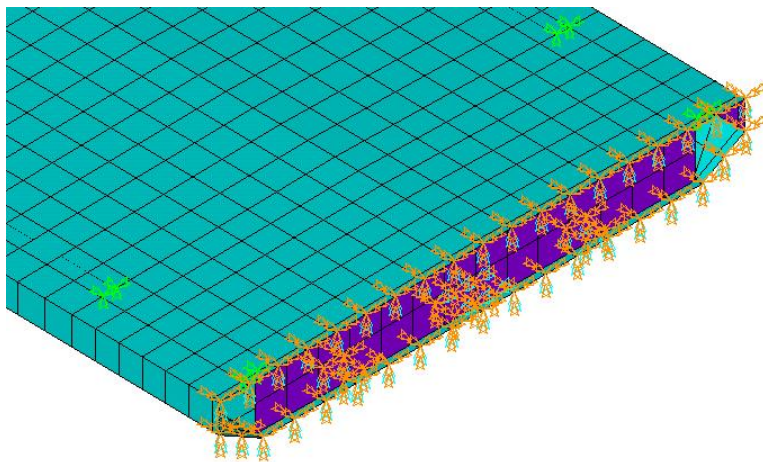


图 3.7 主梁与东、西引桥的伸缩缝边界条件

3.3.5 热力学参数及先验模型

在传热分析中，准确地描述热力学参数对于评估热传递过程至关重要。热力学参数如热导率、比热容和温度梯度等，直接影响着热流的传递效率和系统响应的准确性。这些参数不仅决定了材料在温度变化下的行为，还影响到最终结构的热响应性能。目标桥梁中的传热分析参数见表 3.2。

表 3.2 传热分析材料参数

参数	钢	混凝土	沥青
密度 ρ (kg/m^3)	7850	2650	2365
比热容 c ($\text{J}/\text{kg}\cdot^\circ\text{C}$)	460	925	1075
热传导率 k ($\text{W}/\text{m}\cdot^\circ\text{C}$)	60	2.71	1.80
发射率系数 ε	0.80	0.88	0.92
吸收系数 α	0.69	0.65	0.90

图 3.8 展示完整的有限元模型，以便直观地呈现模型的整体结构和各部件的配置。精细三维模型由 24964 个单元和 30129 个节点组成，包含六种不同类型的单元。

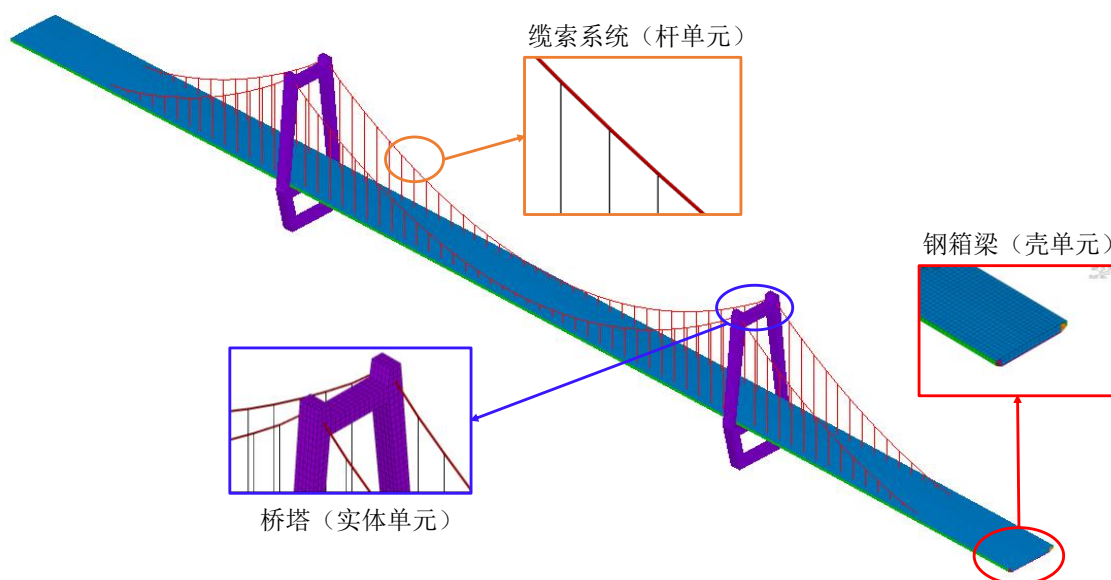


图 3.8 三维先验有限元模型

后续的有限元模型更新采用统一的热-结构耦合分析方法，该方法在同一个有限元模型中同时建立传热分析与结构分析所需的单元，通过 APDL 命令（如 ETCHG, TTS 等）实现热单元到结构单元的自动转换，使温度场中的节点温度能够直接作用于结构单元，实现热-结构耦合分析。相比传统的分而治之的方法，即将组件单独建模、单独分析并手动输入温度数据，统一耦合方法省去了重建有限元模型和手动输入温度数据的步骤，同时，三维传热模型显著提升了温度分布模拟精度。具体实施时，计算温度场后保存结果文件，清除物理环境变量，随后转换单元类型并重置边界条件进行结构力学求解。计算得到的温度作为节点荷载输入有限元模型，确保时间步长和时间间隔与温度场计算保持一致，最终输出结构响应，为后续分析提供数据支持。

3.4 基于响应面法的有限元模型修正

在有限元分析中,由于结构复杂性、材料特性以及边界条件等因素的影响,模型通常与实际结构之间存在偏差。为提高有限元模型的预测精度,进行模型修正是必不可少的步骤。响应面方法(Response Surface Methodology, RSM) [106]作为一种基于实验数据的优化工具,在模型修正中有着广泛的应用,它通过建立输入与输出之间的近似关系,减少了高维参数优化带来的计算负担。

3.4.1 响应面法修正原理

RSM 是一种基于统计学的模型修正方法,通过构建设计参数与结构响应的数学近似关系,替代复杂的有限元计算,从而显著提高计算效率。基于 RSM 的模型修正主要包括以下四个步骤:

(1) 待修正参数筛选与试验设计

模型修正的首要任务是确定需要修正的参数。基于结构工程经验,通常选择对结构响应影响较大的参数,如材料弹性模量 E 、密度 ρ 、几何尺寸等。通过灵敏度分析方法筛选这些参数,可以使得修正过程更为集中,避免无关参数对修正结果的影响。

试验设计方法的选择直接影响响应面模型的精度和计算效率。典型试验设计方法包括全因子设计 [126]、中心复合设计 (Central Composite Design, CCD)、BBD 设计 (Box-Behnken Design)、D-最优设计 [127]、正交设计 [128] 和均匀设计 [129] 等。不同的设计方法适用于不同结构和修正目标。在本文中,采用了 CCD 方法。该方法是在全因子设计的基础上,通过在实验的中心位置和各变量方向上额外增加一些实验点,来更全面地捕捉不同因素对结果的影响。通过对响应的多次插值,能够较好地构建出响应面模型。其中,中心点位于各因素水平的中间位置,用于估计实验误差和检验模型的拟合效果;轴点则位于各因素轴线上,用于探索各因素在较高或较低水平时对结果的变化情况。通过这种设计,CCD 方法能够建立包含二次项的数学模型,从而更准确地拟合真实情况。CCD 方法特别适用于具有较少设计变量的实验问题(通常小于 6 个变量),并能在较小的实验样本下有效拟合结构的响应。其主要优点是能够同时考虑因素的主效应与二次效应,且设计点数较为经济,适合工程应用。

(2) 参数显著性检验

确定待修正参数后,剔除不必要的的数据干扰,筛选出对结构响应影响显著的关键参数,提高修正效率。常用的参数显著性检验方法包括工程经验法、灵敏度分析法和 F 检验法 (ANOVA)。其中, F 检验法 [130] 通过比较不同模型的误差平方和来判断新增自变量是否对模型有显著贡献。具体来说, F 检验的核心是比较包含新

增自变量前后的模型误差平方和的变化。假设我们有一个包含 $m-1$ 个自变量的回归模型，当我们加入第 m 个自变量时，F 统计量可以通过以下公式计算：

$$F = \frac{(SSE_{previous} - SSE_{new}) / 1}{SSE_{new} / (n - m - 1)} \quad (3.1)$$

式中： $SSE_{previous}$ 是包含 $m-1$ 个自变量的模型的误差平方和； SSE_{new} 是包含 m 个自变量的模型的误差平方和； n 是样本数量。

F 检验的原假设 H_0 是新增自变量的系数为零，即该自变量对响应变量没有显著影响。在给定的显著性水平 δ （通常为 0.05）下，检验法则为：

$$P\{F \geq F_{1-\delta}(1, n-m-1)\} = \delta \quad (3.2)$$

如果计算得到的 F 值大于或等于临界值 $F_{1-\delta}(1, n-m-1)$ ，即 $P \leq 0.05$ ，认为该自变量对响应变量有显著影响。反之，认为该自变量的影响不显著。

(3) 响应面函数形式的选择与拟合

响应面函数的形式直接影响模型精度和计算效率。响应面模型包括多项式模型（一阶、二阶或多阶）、Kriging 模型、BP 神经网络模型和径向基函数（RBF）等^[126]。在桥梁工程中，二阶多项式模型因其形式简单、计算效率高而被广泛采用，其一般形式为：

$$y = \beta_0 + \sum_{i=1}^k \beta_i x_i + \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k \beta_{ij} x_i x_j + \epsilon \quad (i \neq j) \quad (3.3)$$

式中： y 为结构响应； $x_i \in [x_i^l, x_i^u]$, ($i \in (1, k)$)， x_i^l 、 x_i^u 分别为输入参数 x_i 取值范围的上边界和下边界； β 为待定系数； ϵ 为误差项。

选择二阶多项式模型时，常常通过最小二乘法来拟合回归系数，从而得到结构响应与设计变量之间的关系。这种形式能够较好地处理多参数优化问题，并且适合于有限元模型修正中参数较少的情形。

(4) 响应面模型验证与优化

响应面模型建立后，需对其精度进行验证。模型验证指标包括残差正态性检验、残差均值、EISE 检验、 R^2 检验和相对均方根误差（RMSE）等^[128, 129]。其中， R^2 检验是最常用的评价指标，其计算公式为：

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{j=1}^n [y_{RS}(j) - y(j)]^2}{\sum_{j=1}^n [y(j) - \bar{y}]^2} \quad (3.4)$$

式中： $y_{RS}(j)$ 、 $y(j)$ 分别是响应面模型和相应有限元模型的计算结果； \bar{y} 是有限元结果的平均值； n 代表样本总数。

R^2 值域 $[0, 1]$ 反映模型拟合优度。 R^2 越接近 1，模型精度越高，反之，精度越低。

3.4.2 响应面法的应用

在有限元模型的修正过程中，实测数据是优化和修正的关键依据。本文所使用的实测数据来源于主梁的边跨和主跨部位。在主梁边跨的中部截面四周安装了温度、应变测量点，用以获取该位置的结构温度和应变数据；而在主梁主跨的中部，则安装了位移测量点，记录了该位置的位移数据。选取夏季某晴天下午 16 点的数据进行修正，通过这些实测数据，可以为有限元模型提供真实的响应信息，从而为修正过程中的优化提供重要的参考。应变测点的布置情况见图 3.2 b)。

(1) 待修正参数筛选与试验设计

基于结构工程经验和实际情况，选取了以下可能对桥梁修正结果产生显著影响的参数：缆索弹性模量 E_1 、桥塔弹性模量 E_2 、主梁密度 ρ_1 、桥塔密度 ρ_2 以及主梁四周弹性模量。通过灵敏度分析（图 3.9），识别出对模型输出具有显著影响的参数，并对其进行调整优化。假设初始有限元模型（即弹性模量和密度）的参数设置为 1，标准化参数定义为修改后参数与其初始值的比值。图 3.9 所示结果表明，目标函数对主梁密度和主梁弹性模量表现出较高的敏感性，而对主缆及桥塔相关参数的敏感性较低。此外，密度对目标函数的影响具有明显的局部敏感性，仅在密度为原密度 1.1 倍时，目标函数表现出显著变化，而在其它值附近变化较小。因此，将密度修正为该特定值。这一修正不仅简化了模型更新过程，还确保了模型精度与计算效率的平衡。确定钢箱梁四周（即顶板、底板、斜腹板）弹性模量及其密度为模型更新的关键不确定性参数。后续的试验设计仅针对钢箱梁四周弹性模量展开。

为避免修正参数超出合理范围，确保其具有实际物理意义，本研究对参数调整幅度进行了限制。鉴于施工材料特性及工艺过程存在的不确定性，弹性模量的变化范围被设定为 $\pm 30\%$ ^[131]，待修正参数的初始值和范围如表 3.3 所示。

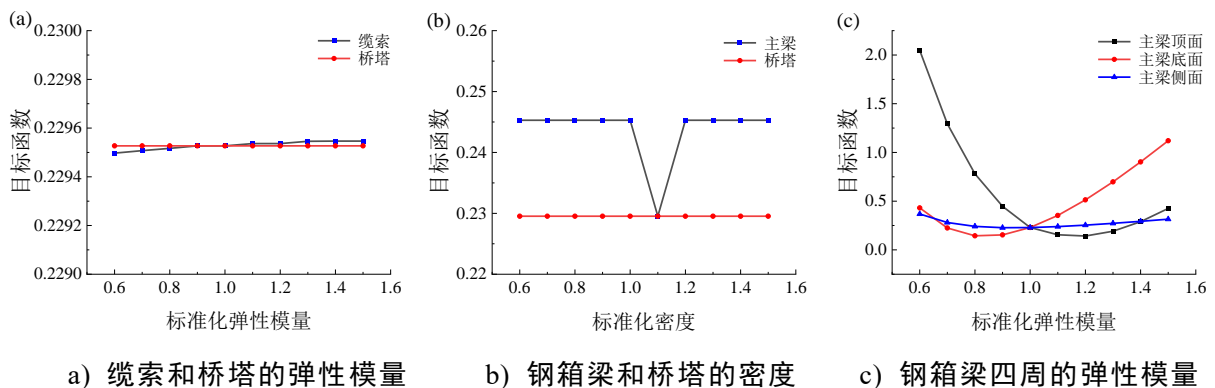


图 3.9 灵敏度分析曲线

表 3.3 待修正参数表

待修正参数	主梁顶板弹性模量	主梁底板弹性模量	主梁斜腹板弹性模量
	$X_1 (\times 10^{11} \text{N/m}^2)$	$X_2 (\times 10^{11} \text{N/m}^2)$	$X_3 (\times 10^{11} \text{N/m}^2)$
初始值	2.060	2.060	2.060
上限值	2.678	2.678	2.678
下限值	1.442	1.442	1.442

基于 Design Expert 软件进行试验设计并采集样本数据（即主梁顶板弹性模量 X_1 、主梁底板弹性模量 X_2 、主梁斜腹板弹性模量 X_3 ），并选取腹板 2#测点 R_1 、顶板 4#测点 R_2 和底板 5#测点 R_3 的应变作为相应的结构响应值。通过初始有限元模型对试验样本进行数值模拟，获得了结构响应参数，并以此建立了响应面模型的样本数据，具体数据见表 3.4。

表 3.4 试验样本及结构响应值

样本点号	X_1	X_2	X_3	R_1	R_2	R_3
	$(\times 10^{11} \text{N/m}^2)$	$(\times 10^{11} \text{N/m}^2)$	$(\times 10^{11} \text{N/m}^2)$	$(\mu\epsilon)$	$(\mu\epsilon)$	$(\mu\epsilon)$
1	1.442	1.442	1.442	-53.857	-14.887	80.542
2	2.678	1.442	1.442	-53.496	-15.856	83.518
3	1.442	2.678	1.442	-53.868	-13.476	76.639
4	2.678	2.678	1.442	-53.857	-14.887	80.542
5	1.442	1.442	2.678	-53.857	-14.887	80.542
6	2.678	1.442	2.678	-53.496	-15.856	83.518
7	1.442	2.678	2.678	-53.868	-13.476	76.639
8	2.678	2.678	2.678	-53.857	-14.887	80.542
9	1.021	2.060	2.060	-53.761	-13.238	76.032
10	3.099	2.060	2.060	-53.578	-15.562	82.601
11	2.060	1.021	2.060	-53.484	-15.964	83.855
12	2.060	3.099	2.060	-53.996	-14.022	78.082
13	2.060	2.060	1.021	-53.857	-14.887	80.542
14	2.060	2.060	3.099	-53.857	-14.887	80.542
15	2.060	2.060	2.060	-53.857	-14.887	80.542

(2) 参数显著性检验

通过试验设计获得样本点及其响应值数据。为量化参数对响应的贡献度，运用方差分析（ANOVA）中的 F 检验进行显著性评估，并计算各参数的 P 值。当 $P \leq 0.05$ 时，表明该参数对响应具有显著影响；反之，其影响程度相对较小。各参数的结果列于表 3.5。从表 3.5 结果中可以看出：所选择的参数均具有显著敏感性。

表 3.5 参数显著性检验值

响应 参数	R_1 ($\mu\epsilon$)	R_2 ($\mu\epsilon$)	R_3 ($\mu\epsilon$)
A= X_1	< 0.0001	< 0.0001	< 0.0001
B= X_2	0.4124	< 0.0001	< 0.0001
C= X_3	< 0.0001	< 0.0001	0.0013
AB	0.1103	0.9760	0.9036
AC	0.0215	0.8760	0.5801
BC	0.0326	0.1609	0.0580
A ²	0.7695	< 0.0001	< 0.0001
B ²	0.0080	< 0.0001	< 0.0001
C ²	< 0.0001	0.5115	0.7942

(3) 响应面函数的拟合

基于前期试验设计获取的样本数据及其对应的结构响应结果，通过 Design Expert 软件的响应面分析功能，采用逐步回归法进行处理，并采用最小二乘法确定回归系数。经过上述分析过程，构建了待修正参数与结构响应之间的响应面模型。其具体表达式见式(3.5)~式(3.7)所示。

1) 截面腹板 2#测点应变 R_1

$$R_1 = -62.22 - 29.72 * X_1 + 2.80 * X_2 + 32.59 * X_3 + 2.68 * X_1 * X_2 + 4.17 * X_1 * X_3 + 3.80 * X_2 * X_3 + 0.34 * X_1^2 - 3.77 * X_2^2 - 8.01 * X_3^2 \quad (3.5)$$

2) 截面顶板 4#测点应变 R_2

$$R_2 = -17.32 + 19.81 * X_1 - 16.14 * X_2 - 2.29 * X_3 + 0.01 * X_1 * X_2 - 0.04 * X_1 * X_3 + 0.38 * X_2 * X_3 - 2.43 * X_1^2 + 1.87 * X_2^2 + 0.13 * X_3^2 \quad (3.6)$$

3) 截面底板 5#测点应变 R_3

$$\begin{aligned}
 R_3 = & 87.04 + 53.34 * X_1 - 53.92 * X_2 - 3.26 * X_3 + \\
 & 0.09 * X_1 * X_2 - 0.41 * X_1 * X_3 + 1.55 * X_2 * X_3 \\
 & - 6.71 * X_1^2 + 5.96 * X_2^2 - 0.14 * X_3^2
 \end{aligned} \tag{3.7}$$

响应面图作为一种三维可视化工具，可有效呈现变量间的关联特性。以响应面函数 R_I 举例，可视化显示其与显著影响的交叉项的线性和非线性关系，如图 3.10 所示。在该图中，水平面的两个坐标轴表示输入参数，垂直轴则对应输出响应值，通过空间曲面的形式直观展现多变量对目标响应的综合影响。

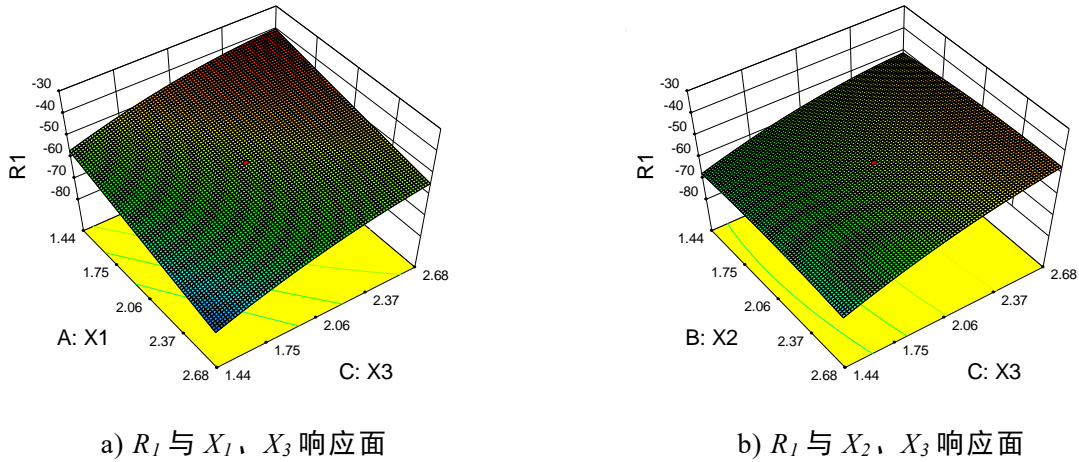


图 3.10 腹板应变 R_I 响应面

图 3.10 a) 表示当 $X_2=2.06$ 时 R_I （腹板 2#测点应变）与 X_1 （主梁顶板弹性模量）、 X_3 （主梁斜腹板弹性模量）之间的响应曲面关系，图 3.10 b) 表示当 $X_1=2.06$ 时 R_I 与 X_2 （主梁底板弹性模量）、 X_3 （主梁斜腹板弹性模量）之间的响应曲面关系。图中结果显示， R_I 随 X_1 的增大而减小，随 X_3 的增大而增大。这是因为随着主梁顶板弹性模量的增加，刚度提高，使得顶板对外力的抵抗能力增强，从而减少变形，进而减小腹板的应变。而随着主梁斜腹板弹性模量的增加，腹板刚度增大，尽管局部变形能力减小，但由于刚度的提高，外部载荷通过腹板传递的力增大，导致腹板应变增大。

（4）响应面模型验证与优化

利用响应面模型替代复杂的桥梁有限元模型进行迭代运算，可获得待修正参数的最优值。将该优化结果代入初始有限元模型，即可实现模型更新，进而改善结构性能指标。

在实施模型修正前，必须对响应面模型的准确性进行可靠性验证，以确保修正结果的合理性。根据前一小节的理论，我们通过 R^2 检验来评估模型的拟合效果，验证结果如表 3.6 所示。

表 3.6 响应面模型的精度验证

响应面模型精度	R_1	R_2	R_3
R^2	0.9895	0.9991	0.9991

具体来说,结合式(3.5)~式(3.7)获得的桥梁响应面模型,选取主梁顶板 4#测点、腹板 2#测点、底板 5#测点的截面应变值,以及主跨中部处的竖向位移实测数据,设定修正目标值,并构建优化目标函数。其构建思路是最小化各结构响应的相对误差平方和。在悬索桥有限元模型修正中,目标函数即为响应面模型值与实测值之间相对误差平方和的函数,如式(3.8)所示:

$$\min f(a) = \sum_{i=1}^k \left(1 - \frac{R_{fi}}{R_{ti}}\right)^2 \quad (3.8)$$

式中: R_{fi} ($i = 1, 2, \dots, k$) 是响应(位移或应变)模拟值(即式(3.5)~式(3.7)), R_{ti} 是截面 i 测点的实测值。

在响应面模型的迭代优化过程中,采用 MATLAB 中的最小化函数对目标函数进行求解。通过使用 MATLAB 的 fmincon 等优化工具,迭代计算目标函数的最小值,并根据目标函数最小值对应的参数,确定修正后的 X_1 、 X_2 和 X_3 。关键参数修正前后的对比见表 3.7。修正前后的测点应变和位移对比如表 3.8 所示。

表 3.7 参数修正前后对比

参数	主梁顶板弹性模量	主梁底板弹性模量	主梁斜腹板弹性模量	密度
	X_1 ($\times 10^{11}$ N/m ²)	X_2 ($\times 10^{11}$ N/m ²)	X_3 ($\times 10^{11}$ N/m ²)	(kg/m ³)
修正前	206	206	206	7850
修正后	229.7	181.3	197.4	8698.4
相对误差(%)	11.5%	-11.9%	-4.1%	10.8%

注:表中的相对误差为:(修正后-修正前)/修正前

表 3.8 模型测点模拟值修正前后对比

参数	4#测点应变	2#测点应变	5#测点应变	主跨中部竖向位移
	($\mu\epsilon$)	($\mu\epsilon$)	($\mu\epsilon$)	(mm)
测量值	-10	-50	69	6.1
修正前	-15	-59	93	6.9
修正后	-11	-54	81	6.8
相对误差(%)	4.7%	8.0%	17.3%	13.3%

注:表中的相对误差为:(修正后-测量值)/测量值

修正后,因建模时将沥青混凝土层和顶板合并处理,主梁顶板弹性模量有所

增大；主梁底板和斜腹板的弹性模量则因时间推移而出现刚度退化。选取该晴天前后五天数据直观呈现修正前后对比，如图 3.11 所示。模型修正后，其应变计算结果与实测数据的一致性显著提高。

通过计算平均绝对误差（MAE）和均方根误差（RMSE），评估修正后应变模拟值与实测应变结果之间的差异（式(3.9)-式(3.10)）。误差结果总结于表 3.9。结果表明，修正后的应变误差满足 $MAE \leq 5\mu\epsilon$ ，修正效果较好。

$$MAE = \sum_{i=1}^n |N_i - M_i| / n \tag{3.9}$$

$$RMSE = \sqrt{\sum_{i=1}^n (N_i - M_i)^2 / n} \tag{3.10}$$

式中： N_i 为实测值； M_i 为模拟值； n 为样本总量。

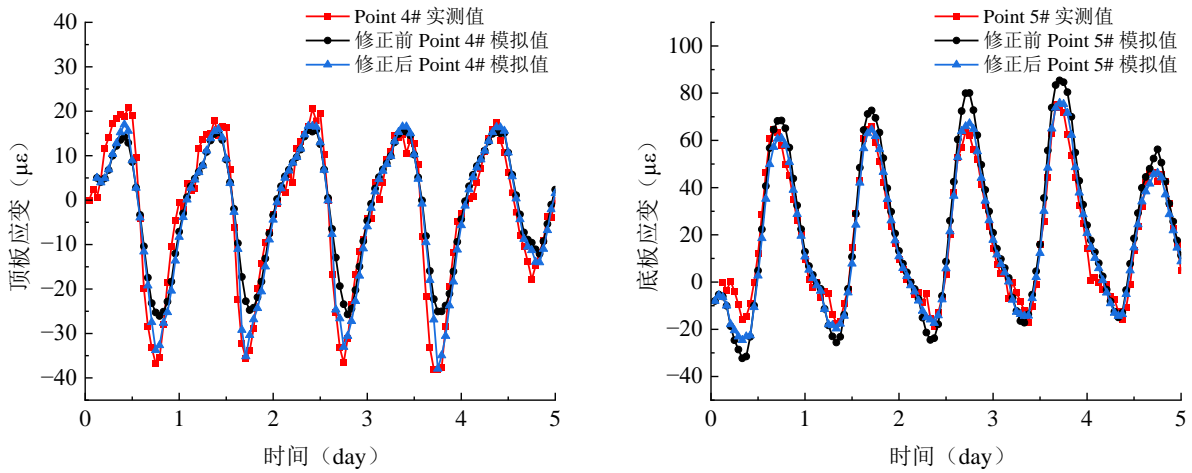


图 3.11 修正前、后实测应变值与计算应变值对比

表 3.9 修正后应变模拟值与实测值的误差结果

评价指标	顶板应变(με)	底板应变(με)
MAE	4	5
RMSE	5	6

3.5 本章小结

本章基于 ANSYS 软件平台，针对湖南省长沙市某大跨悬索桥，结合桥梁实际工程数据，建立了包含钢箱梁、桥塔、主缆及吊杆等关键部件的三维实体模型，后续系统开展了三维精细 FEM 的修正研究，主要结论如下：

(1) 利用 ANSYS 软件的热-结构耦合分析功能，成功建立了目标桥梁的三维精细有限元模型。通过合理选择单元类型（如 SHELL131、SOLID70、LINK33 等热分析单元和 SHELL181、SOLID45、LINK180 等结构单元）与网格划分策略（2m

全局网格)，构建了能够准确反映悬索桥几何特征、材料属性及边界条件的先验精细 FEM，为后续开展桥梁热-结构耦合分析奠定坚实基础。

(2) 通过响应面法进行模型修正，提升了已有模型精度。利用灵敏度分析方法筛选关键修正参数（主梁顶板、底板及斜腹板弹性模量和密度），并基于中心复合设计（CCD）进行试验设计，成功构建了高精度的响应面模型，结合 F 检验（模型 R^2 精度达 0.9895~0.9991），显著降低了模型误差。在此基础上，修正后的关键参数使模型的应变与位移相对误差分别降至 4.7%和 13.3%，大幅提高了模型的预测准确性。

第4章 大跨桥梁结构温度效应计算实例

4.1 引言

前文已详细阐述了桥梁结构温度效应的理论基础，以及某实际大跨度桥梁的模型建立与修正过程。为了更深入地研究大跨度桥梁在实际温度环境下的温度效应，包括温度分布和温度响应，以及基于 InSAR 技术的结构识别过程，本章将在前文理论框架的基础上，结合精细有限元模型，利用气象共享数据和 InSAR 卫星获取的位移数据，计算桥梁结构温度场的传热边界条件，通过热-结构耦合分析方法，将温度场转换为结构单元上的温度载荷，得到结构在温度作用下的位移响应，开展大跨桥梁温度效应的数值模拟和对比验证。通过验证模拟结果的准确性，为后续第五章准确识别桥梁损伤的位置和程度提供数据支持。

4.2 桥梁温度场的有限元模拟与实测验证

4.2.1 现场实测温度数据

选取结构健康监测系统自安装以来一年的气温监测数据，图 4.1 为 2023 年 7 月至 2024 年 7 月桥梁处月平均气温与气象数据测得温度的对比。从图中可知，桥梁实测温度与气象站温度趋势呈现良好的一致性，但气象站温度值相对较小；年度最低温度通常出现在 2 月，而最高温度则出现在 7 月。

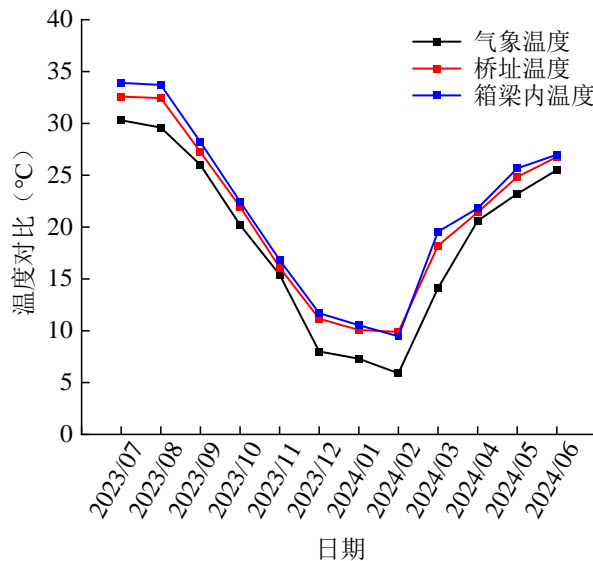


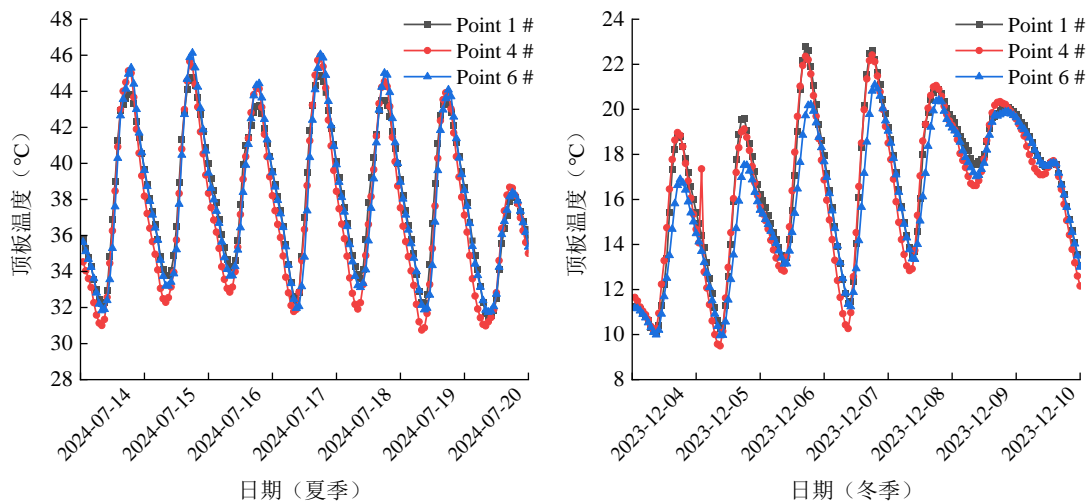
图 4.1 2023.07- 2024.06月平均气温

为了研究主梁构件截面的温度分布，取 G01 梁段的温度测量数据。该悬索桥位于湖南省长沙市，当地的气候表现为夏季和冬季较长，而春季和秋季相对较短。

故选取 2024 年夏季 7 月 14 日至 20 日和 2023 年 12 月 4 日至 10 日冬季 G01 断面连续七天温度数据进行分析。

图 4.2 展示了 G01 梁段主梁的横向温度分布情况，包含夏季和冬季 7 日的温度变化曲线。分析表明：（1）由于环境温度、太阳辐射等外界因素的作用，桥梁结构温度表现出明显的周期性变化特征；（2）钢箱梁顶板测点 1#、4#、6# 的温度变化曲线在夏季时基本相近，冬季时 6# 测点（下游）的白天最高温度略低于其他测点，但温差不大，通常在 2°C 以内；夜晚各测点的温度变化曲线几乎一致；（3）钢箱梁腹板测点 2#、7# 的温度变化曲线在夏季和冬季均表现出一致的趋势；（4）钢箱梁底板测点 3#、5#、8# 的温度变化曲线规律表现为夏季白天时，测点 5#（桥梁中部）温度最高，测点 8#（下游）次之，测点 3#（上游）温度最低；而在夏季夜晚，各底板测点的温度则趋于一致。冬季时，测点 3# 温度最低，测点 5# 与测点 8# 的温度则基本接近。

总体而言，主梁 G01 截面的横向测点未表现出明显的时滞现象。由于钢材具有较高的热传导速率，图 4.2 中各测点的日温度峰值时刻大致一致，横向温度曲线相似。该桥为东偏北走向，湘江水流方向由南向北，故下游测点的日照时间长于上游测点，温度高于上游测点；但冬季下游顶板测点温度低于其余顶板测点，原因在于冬季太阳高度角较低，上游顶板测点始终处于太阳直射范围内，日照时间长，温度高于下游测点；底板测点均处于钢箱梁闭合截面内，与外界热交换相对较弱，两侧远离跨中的测点，距离风嘴近，风速较大，带走部分热量，其温度低于中部测点。



a) 顶板

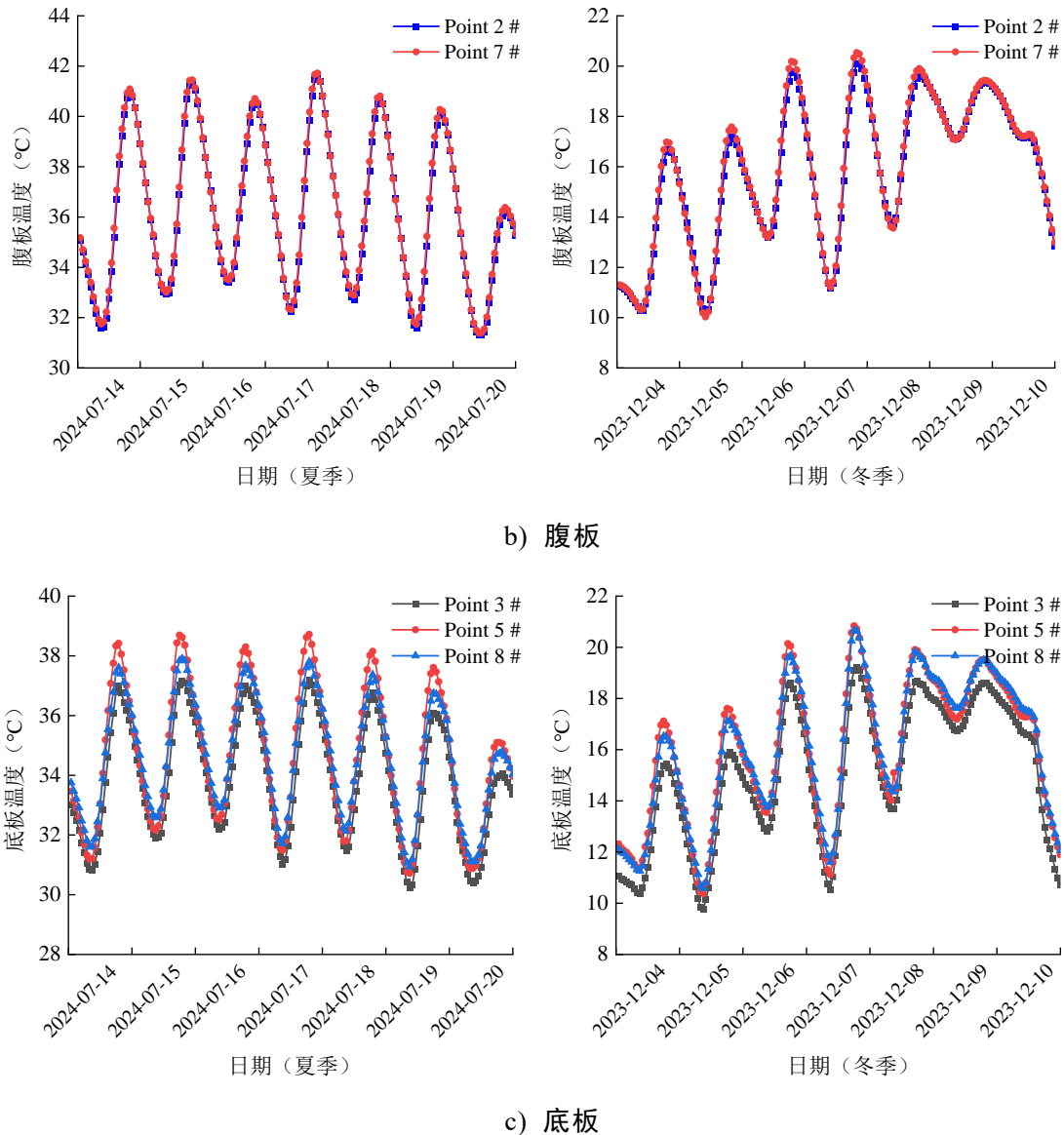


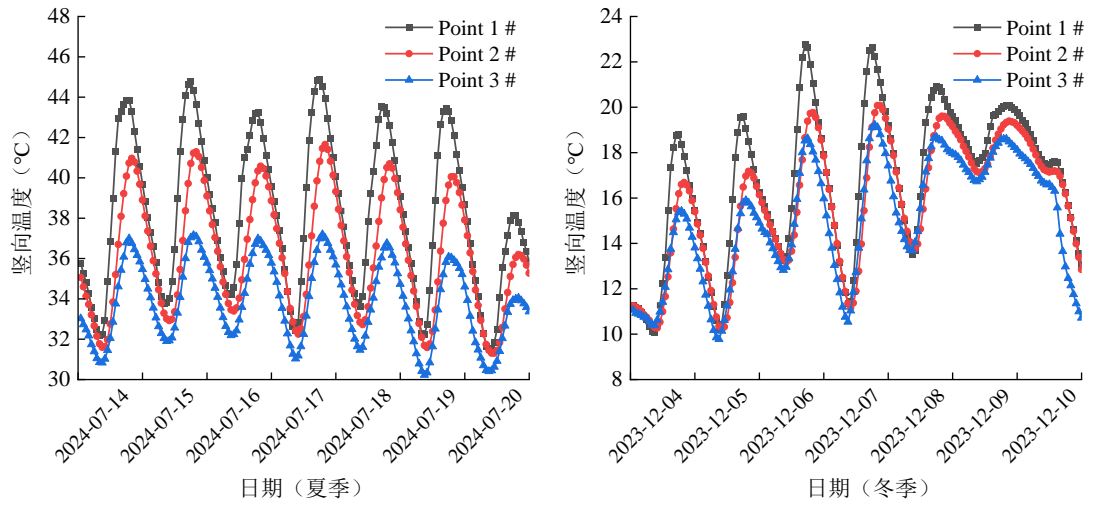
图 4.2 G01梁段夏、冬季横向温度分布模式

图 4.3 展示了 G01 梁段主梁夏季和冬季 7 日的竖向温度分布情况。分析表明：

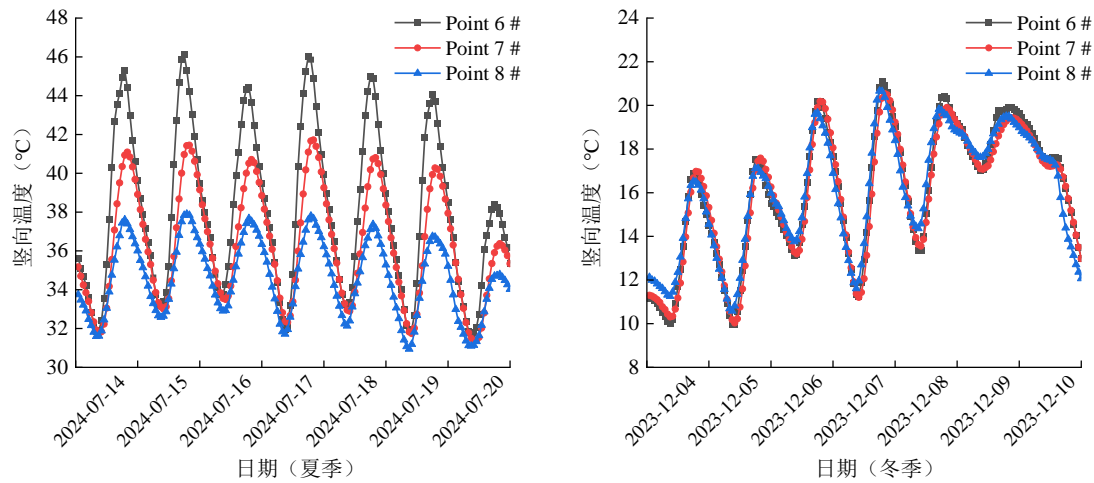
(1) 在钢箱梁上游侧，测点 1#、2#、3# 的温度变化曲线在冬季和夏季均表现出显著的温度梯度，白天 1# 测点（顶板）的温度最高，而 3# 测点（底板）的温度最低；夜间，各测点温度趋于接近；

(2) 在钢箱梁下游侧，测点 6#、7#、8# 的温度在夏季同样显示出明显的温度梯度，但在冬季未出现显著的温度梯度。这一现象的原因在于冬季太阳高度角较低，导致下游侧测点长期处于桥塔阴影的遮挡范围内。

通过对主梁 G01 梁段横向和竖向测点温度分布模式的分析得出，横向测点的温差较小，最大差异为 2°C；而竖向测点则表现出显著的温度梯度。竖向温度梯度对主梁结构的影响不可忽视，需在后续分析中予以充分考虑。



a) 上游

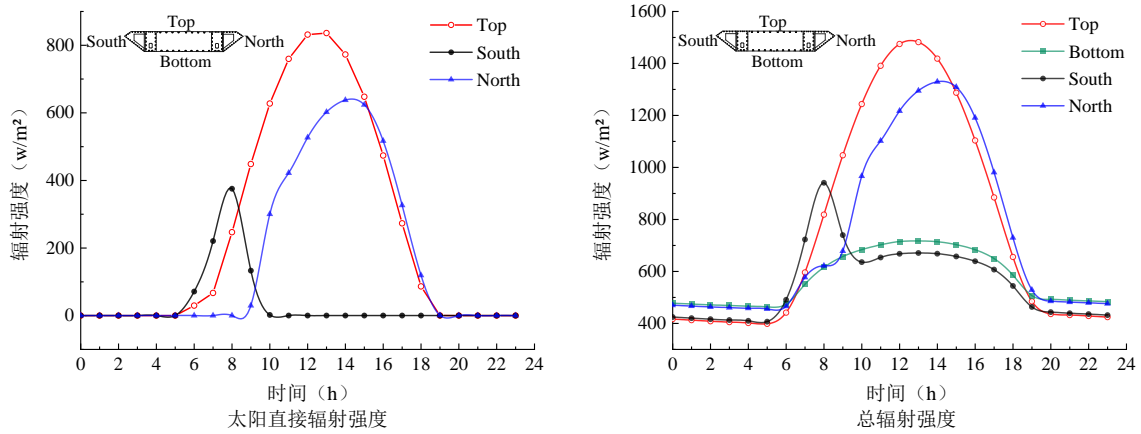


b) 下游

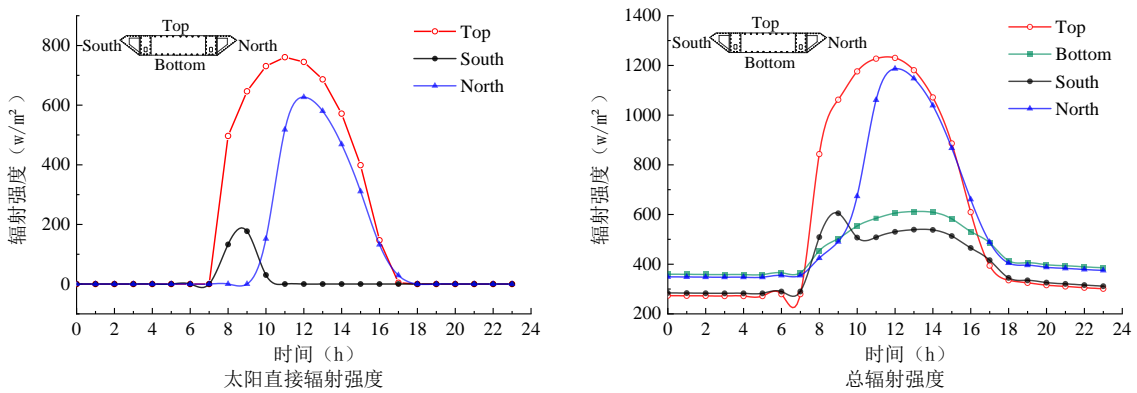
图 4.3 G01梁段夏、冬季竖向温度分布模式

4.2.2 利用气象共享数据的传热边界条件的计算

根据第二章图 2.11 的桥梁结构温度分布数值计算方法，进行桥梁传热分析。基于纵向桥梁温度分布一致的假设^[112]，温度场分析稍作简化。考虑到研究桥梁未安装风速计和日辐射强度计，参考本研究团队已发表文献[5]的结论：当目标地点与最近气象站的距离小于 20 km 时，可直接使用该气象站测得的气温和风速的平均值进行计算。本文采用 Meteostat 气象数据平台 (<https://meteostat.net>) 收集的数据，该平台距离研究桥梁最近的气象站为 9.91 km。基于此，计算在冬夏季选择的天数中某一天的桥梁结构构件的太阳直接辐射强度和总辐射强度，结果如图 4.4 所示。



a) 夏季 7 月 15 日



b) 冬季 12 月 7 日

图 4.4 梁段太阳辐射强度分布情况

基于 Meteostst 气象数据平台收集的数据，夏季 7 月 15 日的日出和日落时间分别为 5: 41 和 19: 26。从图 4.4 a)可见，日出至 8: 51 期间，构件南侧会受到太阳直接辐射，计算出的总太阳辐射强度最大值为 $14.82\text{MJ}/\text{m}^2$ ，而当日桥梁所在市区测得的总太阳辐射强度最大值为 $14.69\text{MJ}/\text{m}^2$ （数据来源：羲和能源气象大数据平台），二者基本一致。冬季 12 月 7 日的日出和日落时间分别为 7: 06 和 17: 32。从图 4.4 b)可知，日出至 9: 30 期间，构件南侧同样会受到太阳直接辐射，计算出的总太阳辐射强度最大值为 $12.31\text{MJ}/\text{m}^2$ ，而当日桥梁所在市区的总太阳辐射强度最大值为 $13.66\text{MJ}/\text{m}^2$ ，虽有少许偏差，但仍在合理范围内。

据前文图 2.11，悬索桥的传热分析需提供边界条件。因此，在计算太阳辐射强度后，结合环境空气温度与太阳辐射，利用式(2.45)-(2.46)得出作为结构外部假定等效流体的综合温度。夏季 7 月 15 日和冬季 12 月 7 日的综合气温见图 4.5。

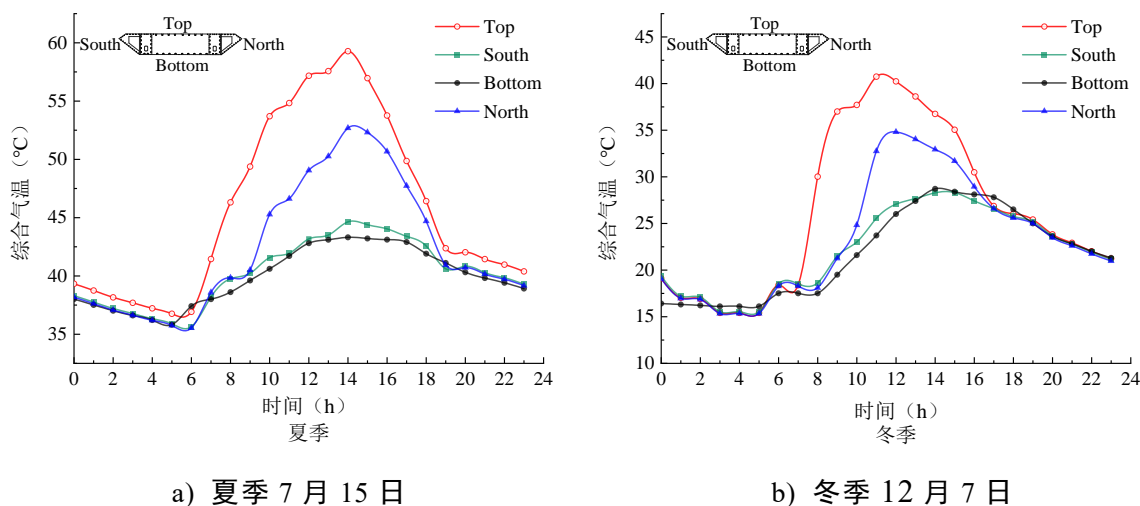


图 4.5 梁段综合气温

由于四个表面的总辐射强度各有差异，顶面通常接收的太阳辐射强度最高，而底面则最低。因此，桥面的综合气温最高，底面的最低，北侧表面的综合气温高于南侧。这种南北差异源于目标桥梁与正东方向的夹角为 $32^{\circ}31'$ ，因此在阳光照射时，北侧表面接收到的太阳辐射量明显大于南侧，尤其是在日落时，太阳的入射角达到最大。

4.2.3 温度分布的模拟与验证

由于模型的初始热条件未知，有研究者表明错误的初始条件对温度分布的影响可以忽略不计^[132]，故此处采用桥梁结构完工时刻的温度作为基准温度。选取 2024 年夏季（7 月 15 日）和冬季（12 月 7 日）各一天晴朗、太阳辐射强烈的天气，基于该日计算得到的热边界条件（见 4.2.2 节），对有限元模型进行传热分析。桥梁模型主梁钢箱梁板采用 SHELL131 单元，利用该热壳单元进行三维瞬态热分析，得到全桥夏季和冬季中的温度分布云图。本文选取下午 2 点典型时刻展示温度分布结果，如图 4.6 和图 4.7 所示。

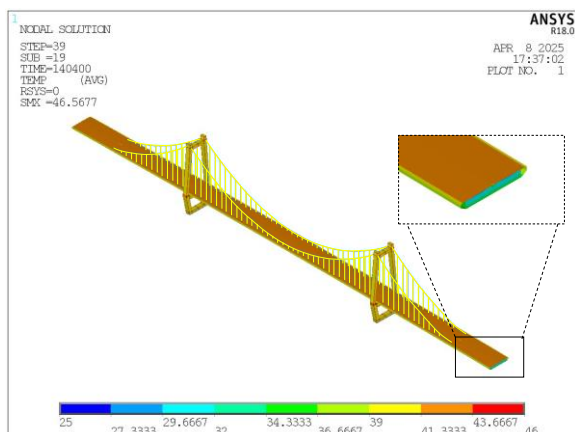


图 4.6 7月15日2 p.m.夏季温度分布云图

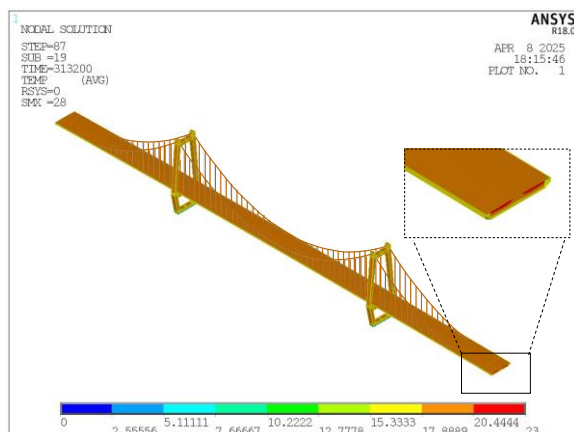


图 4.7 12月7日2 p.m.冬季温度分布云图

选择主梁 G01 截面上的三个典型测点（分别代表顶板、底板和腹板），对比

其在夏季和冬季的实测气温与有限元模型预测的气温（如图 4.8 和图 4.9 所示）。

通过计算 MAE 和 RMSE，评估实测数据与模拟结果之间的差异（式(3.9)-式(3.10)）。误差结果总结于表 4.1。MAE 和 RMSE 的值越小，说明模拟值与实测值的吻合度越高，计算误差越小。由表 4.1 可见，夏季实测气温与模拟气温高度一致，而冬季相较夏季略有偏差。这一差异归因于 2.4 节所述的桥梁温度场相关公式更适用于阳光强烈、天气晴朗的条件，而冬季所选日期的最后两天气温急剧下降并伴有降雨。然而，这仍验证了基于气象数据计算桥梁结构温度的方法的准确性，并进一步证明了有限元模型在传热分析方面的有效性。

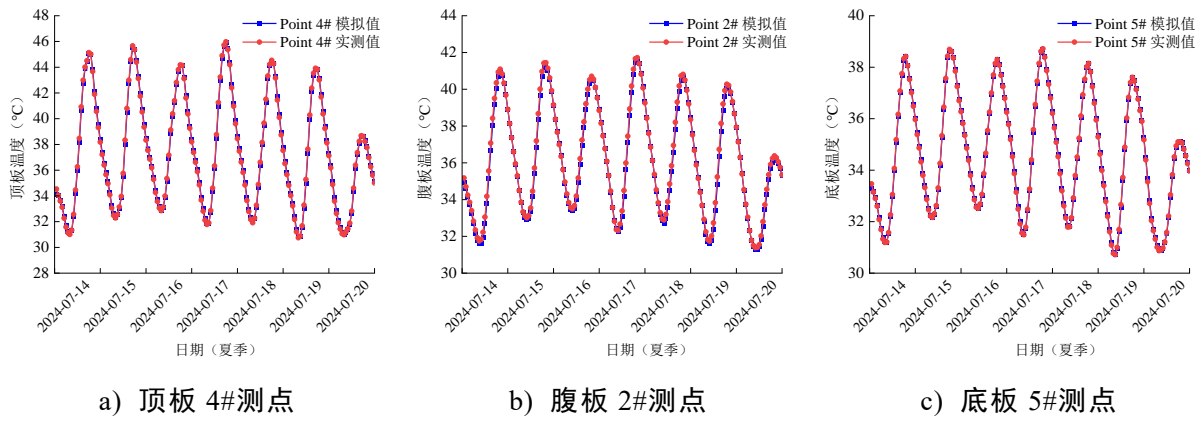


图 4.8 夏季三个代表测点实测温度与模拟温度对比

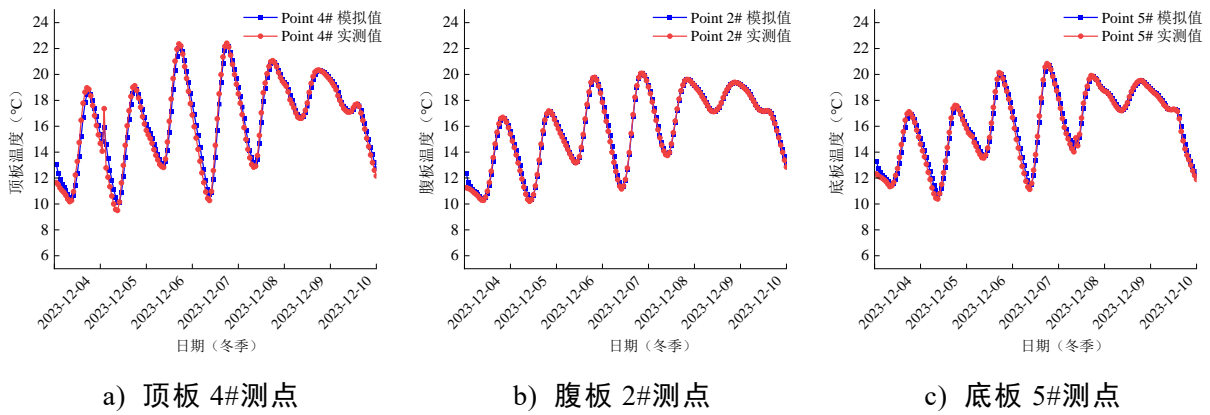


图 4.9 冬季三个代表测点实测温度与模拟温度对比

表 4.1 夏、冬季温度模拟值与实测值的误差结果

评价指标	夏季(°C)			冬季(°C)		
	顶板	腹板	底板	顶板	腹板	底板
MAE	0.155	0.151	0.056	0.472	0.139	0.263
RMSE	0.173	0.196	0.063	0.592	0.194	0.329

4.3 桥梁温度响应的分析与实测数据比较

4.3.1 InSAR 与 GNSS 变形数据比较

自 2022 年人工角反射器 (CR) 安装以来, 已通过 CSK 卫星收集了 22 个月的变形数据, 覆盖了 2022 年 9 月到 2024 年 8 月的时间段 (其中 2024 年 6 月的数据缺失)。数据每月采集一次, 采集时间约为北京时间早上 6:00, 所有呈现的位移值均为相对于初始数据获取时间的变化值。

桥梁 PS 点的 LOS 向 (视线方向) 变形速度如图 4.10 所示。基于 CSK 数据的 PS 点空间分布与桥梁结构高度一致, 最大 LOS 向位移出现在接近伸缩缝的位置, 这与桥梁在温度变化作用下的结构响应一致。变形速度相对于桥梁中心呈现出明显的对称性。图 4.11 展示了桥梁一侧从 CR1 到 CR9 的 LOS 向位移 (CR1~CR9 位置详见图 3.2 a)), 呈现出明显的正弦波形趋势。考虑到 CSK 卫星数据每月采集一次, 并且温度对长期位移变化具有稳定且持续的影响, 因此温度在此过程中起到了主导作用。

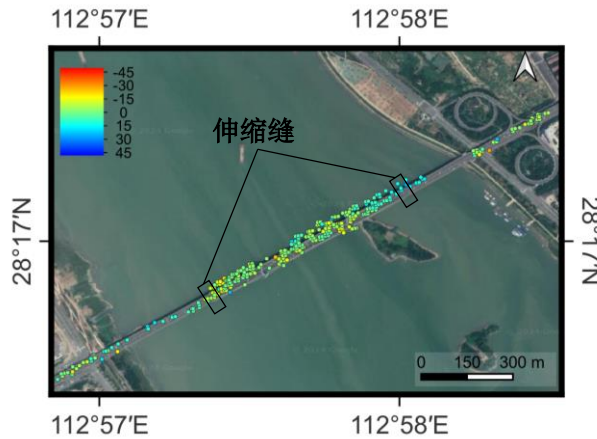


图 4.10 桥梁 PS 点的 LOS 向变形速度 (mm/年)

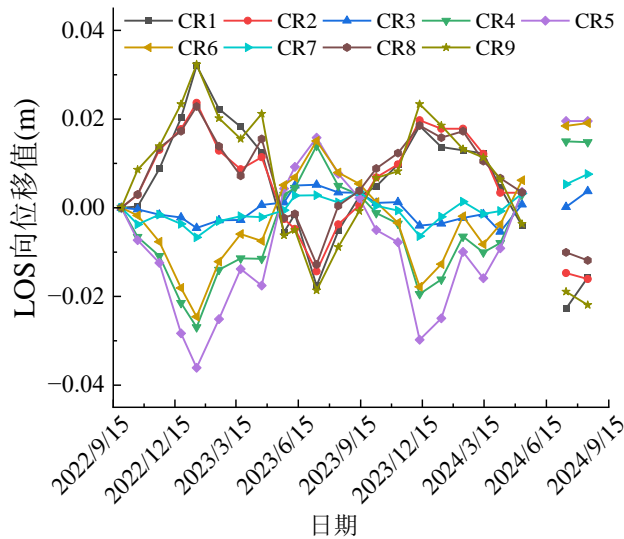


图 4.11 CR1 到 CR9 的 LOS 向位移

为了比较温度与主跨、边跨 LOS 向位移的变化趋势, 相关数据分开展示于图

4.12, 其中红色曲线代表温度变化。结果显示, 主跨 LOS 向位移的变化趋势与温度变化一致, 温度升高, 缆索伸长, 主梁也会因热膨胀而扩展, 然而, 缆索对主梁向下的作用力小于主梁因竖向温度梯度引起的上拱效应, 因此最终导致主梁产生上拱现象, 而边跨则呈现相反的趋势。此外, 位于固定支座附近的 CR3 与 CR7 测点, 其位移在 0 值附近浮动, 正弦趋势较小, 符合桥梁结构位移变化规律。

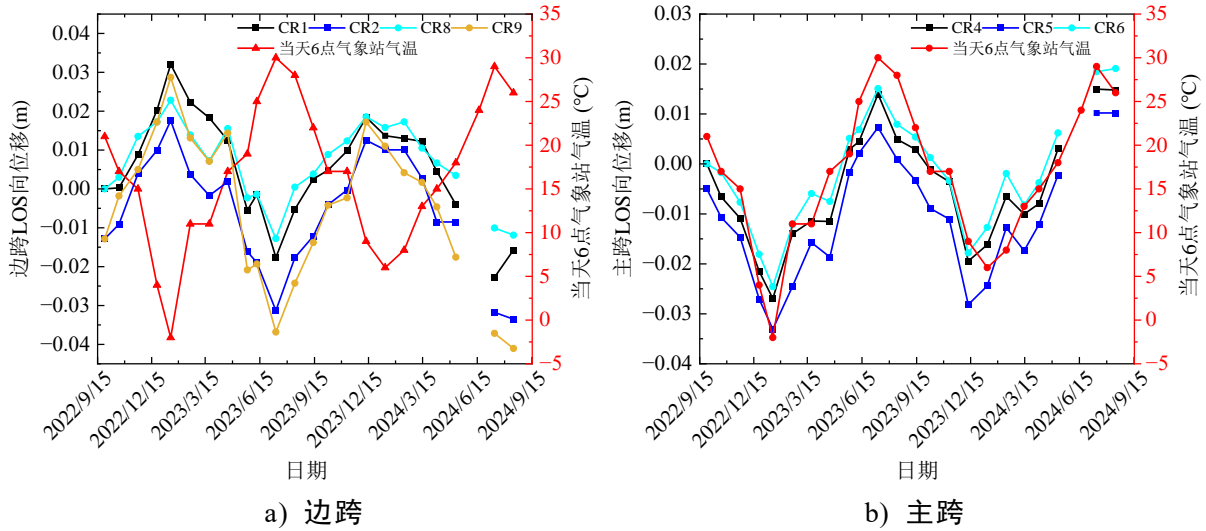
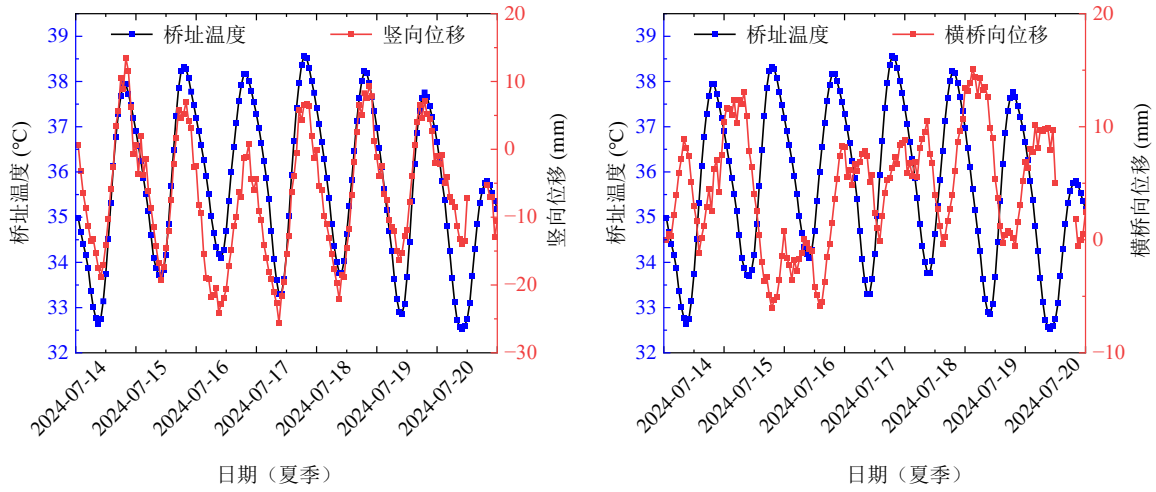


图 4.12 桥梁LOS向位移与气象温度对比图

GNSS 自 2024 年 4 月安装, 旨在验证 InSAR 技术获取的目标桥梁变形数据的准确性。验证准确性之前, 需要对 GNSS 测点三个方向(竖向、横桥向、顺桥向)的位移数据进行分析, 找出与温度相关性最佳的方向, 作为和 CSK 卫星数据对比的基础。本研究采用皮尔逊相关性系数^[133]衡量两个变量之间的线性相关程度, 数值范围为-1 到 1, 分别对应完全负相关、无相关和完全正相关。GNSS 测点位于 G02 和 G03 主跨段, 详见图 3.2 a)。选取夏季 7 月 14 日~20 日 G03 测点连续一周的竖向、横桥向、顺桥向平均位移值与温度进行研究, 位移值均为相对初始时刻的变化值, 见图 4.13 (短时间间隔内温度及响应变化较小, 因此, 研究该桥的温度分布和相应的响应采用一小时内的平均值, 来获得监测数据中的准静态成分)。桥梁温度与三个方向位移的皮尔逊相关性如图 4.14 所示。

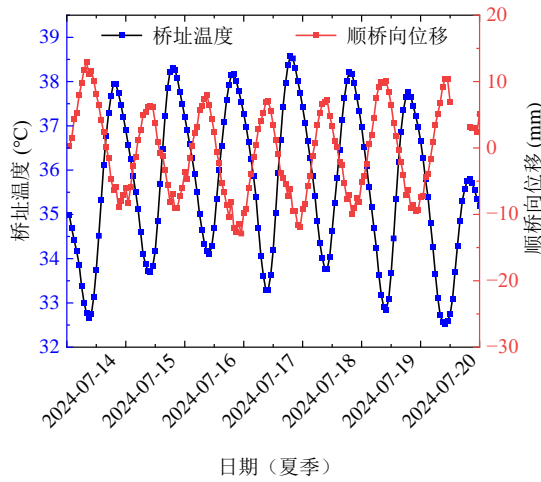
从图 4.13 和图 4.14 中可以看出, 位移值在竖向的变化幅度最大, 顺桥向次之, 横桥向最小。同时, 竖向位移与温度之间有较强的正相关(皮尔逊相关系数为 0.58), 而横向和纵向位移则显示出较弱的负相关(相关系数分别为-0.13 和-0.46)。需说明的是, 图 4.14 相关性分析基于夏季连续 7 天的短期监测数据, 温度变化虽然是重要的因素之一, 但并非唯一影响桥梁位移的因素。桥梁位移受多因素耦合干扰, 包括监测时段的交通荷载、风荷载等, 因此, 温度与位移之间的相关系数未超过 0.6 的情况是合理且符合工程实际的。为进一步提高相关性分析的代表性和准确性, 后续研究可考虑延长观测时间周期, 涵盖不同季节的气候变化过程, 从而提高温度与结构响应之间的相关性。通过分析温度与竖向位移的关联特性, 可更

准确地评估温度效应对桥梁主梁结构性能的作用机制，从而为桥梁工程的设计优化和运营维护提供可靠的理论支撑。



a) 桥址温度与竖向位移

b) 桥址温度与顺桥向位移



c) 桥址温度与横桥向位移

图 4.13 桥址温度与平均位移对比图

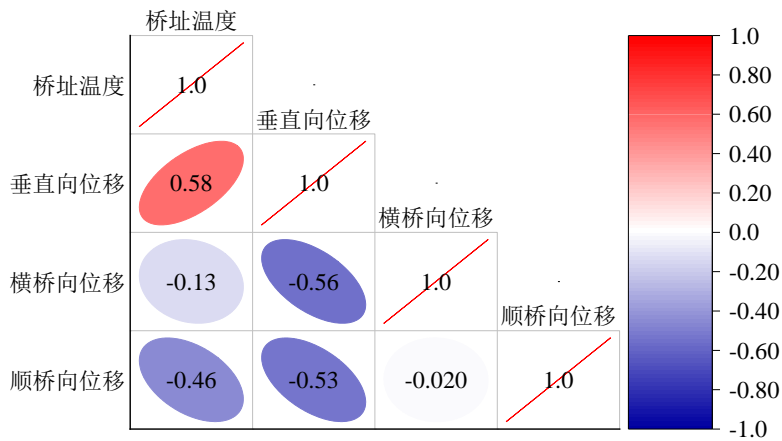


图 4.14 桥址温度与桥梁三向位移的相关性分析

为了进行等效比较,使用式(2.19)对 CSK 卫星的 LOS 位移数据进行了分解,获得相应的竖向位移数据。本文比较了 2024 年 4 月和 5 月期间 GNSS 数据的月均值与 CSK 卫星数据,如图 4.15 所示。在 CR4 和 CR5 位置,GNSS 和 CSK 的竖向位移方向一致。两者之间的差异微小,在 2mm 以内,表明 CSK 数据能够提供精确的桥梁位移测量。

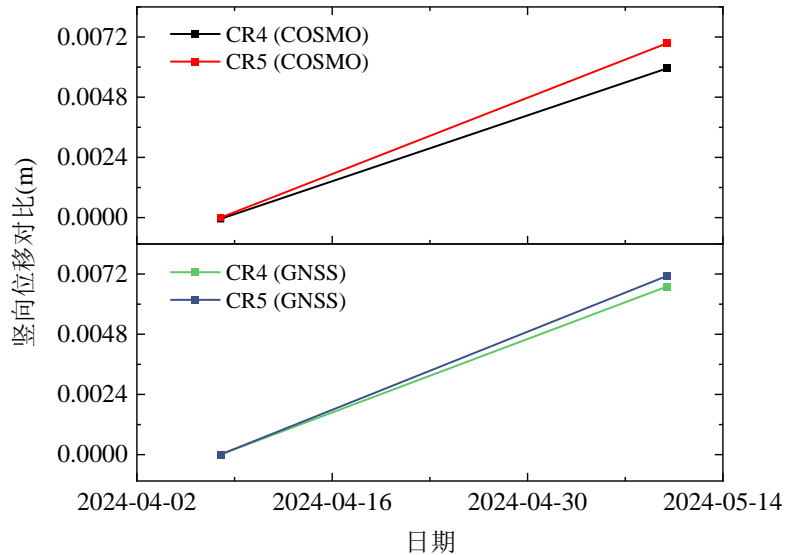


图 4.15 CSK 和GNSS竖向位移对比

4.3.2 温度致位移响应的模拟与验证

该悬索桥的温度响应研究采用同 4.2 节相同的网格划分单元,主梁钢箱梁板的 SHELL131 单元可被等效的结构单元 SHELL181 代替,表 3.1 列出了其他构件的结构单元类型。2.4 节所述桥址温度计算方式目前更适用于主梁,且实桥中未对缆索系统和桥塔结构进行温度监测,因此在进行热-结构耦合分析时(即温度场到结构场分析),利用主梁桥面外的温度对缆索系统进行了松弛处理。在缺乏缆索和桥塔温度监测数据的情况下,采用松弛处理是一种工程上常见的简化方法。这种方法通过忽略缆索和桥塔的温度效应,将分析重点集中在主梁的温度响应上,既保证了计算的可行性,又不会显著影响结果的准确性。

本节内容为 4.2 节温度分布的延续,对夏季 7 日的主梁位移进行每小时的计算,后续天数的结果均相对第一天初始时刻。图 4.16 是夏季对应日期内相对初始时刻时,跨中梁段 G02、G03 北斗测点的竖向实测位移值与模拟位移值对比,可以看出,模拟值与实测值整体趋势较为一致,均呈现周期性波动,但在某些时刻(如第 1 天和第 4 天)存在一定偏差。这种偏差可能是由于测量过程中的环境因素(如风速变化或日照辐射的瞬时波动)导致了实际位移的短期波动,而模型在温度梯度的处理上存在简化,未能完全考虑到实际环境中温度分布的复杂性。

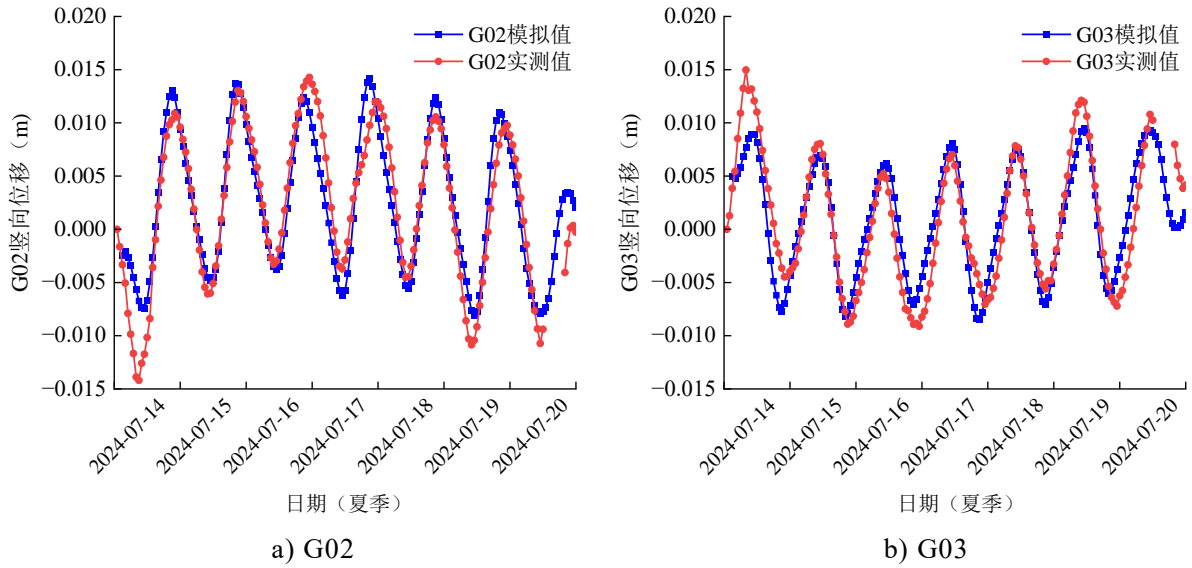


图 4.16 夏季北斗 G02、G03 测点实测位移与模拟位移对比

根据第 4.3.1 节的相关性分析，竖向位移与温度的关系最为密切。因此，使用公式(2.19)对桥梁的 LOS 位移进行了分解。根据目标桥梁的实际情况，航向角 γ 设为 168° ，侧视角 θ 设为 24° ，桥梁与南北方向的夹角 β 设为 31° 。图 4.17 展示了通过 CSK 卫星收集的 22 个月变形数据，并将其分解后得到的 CR1-CR3 竖向位移实测值与有限元模拟值进行比较，同时利用式(3.9)-式(3.10)量化图 4.16 和图 4.17 中的误差，具体结果见表 4.2。结果表明，实测值与模拟值的误差接近于零，有限元模型的结构场分析与实际结果一致，峰值的时间和幅度完全相同，最大偏差不超过 0.01m，进一步验证了有限元模型在结构响应分析中的准确性。

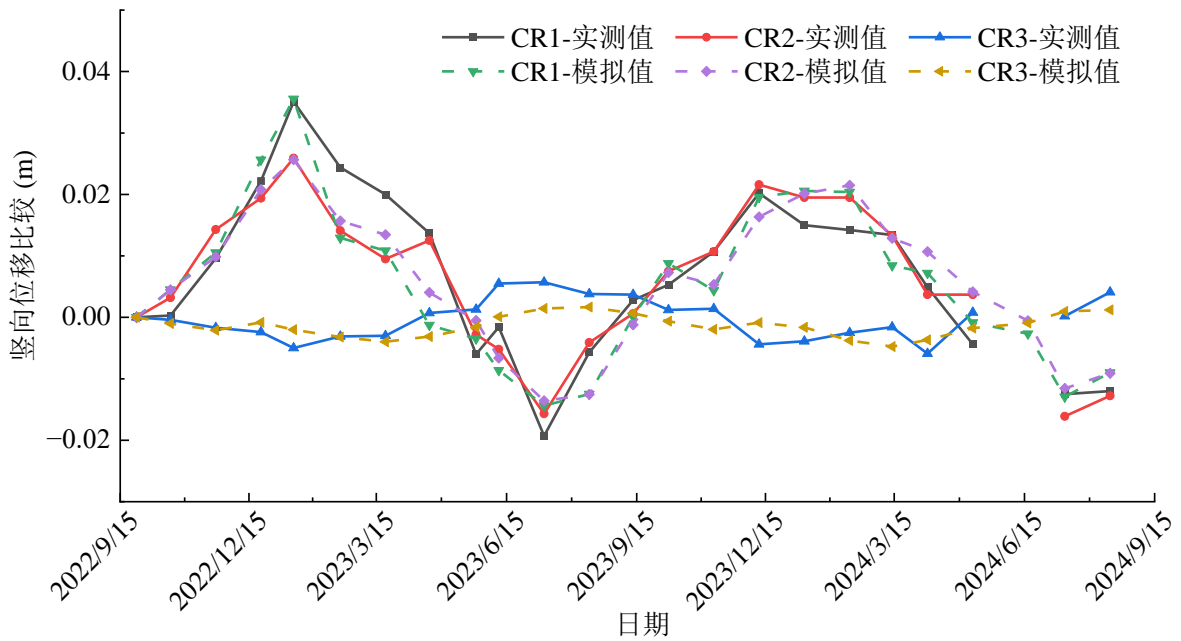


图 4.17 角反射器CR1~CR3竖向位移模拟值和实测值对比

表 4.2 位移模拟值与实测值的误差结果

评价指标	北斗测点(mm)	人工角反射器测点(mm)
MAE	2.19	3.25
RMSE	2.71	4.31

4.4 本章小结

本章节基于第三章中建立的修正大跨悬索桥三维精细化 FEM, 开展了热-结构耦合分析, 深入研究了桥梁的温度效应, 具体包括温度分布特征与温度致结构响应规律。通过对比实测数据与模拟结果, 验证了温度场计算方法和有限元模型的准确性, 这为后续开展结构损伤识别研究奠定了数据基础。主要结论如下:

(1) 验证气象共享数据计算桥梁结构传热边界条件的准确性。通过对冬、夏两季利用气象共享数据和太阳辐射理论计算得到的总辐射强度与市区同期观测值进行对比(夏季计算得到的总太阳辐射强度最大值为 14.82 MJ/m^2 , 与桥梁所在市区同期观测值 14.69 MJ/m^2 基本一致。冬季计算结果为 12.31 MJ/m^2 , 较市区观测值 13.66 MJ/m^2 略低), 结果表明, 两者整体接近, 验证了计算方法的可靠性。

(2) 验证基于传热边界条件计算桥梁结构温度场的方法准确性。利用太阳辐射强度与综合温度确定传热边界条件, 建立了瞬态热分析模型, 分别模拟夏季和冬季桥梁的温度分布。采用 MAE 和 RMSE 指标量化误差(夏季误差 $\leq 0.20^\circ\text{C}$, 冬季误差 $\leq 0.59^\circ\text{C}$)。

(3) 验证热-结构耦合分析计算的温度致位移与 CSK 分解的竖向位移之间的一致性。通过分解 InSAR 的 LOS 向位移数据得到竖向分量, 与 GNSS 实测位移进行对比, 结果表明二者差异不超过 2 mm 。结合对 FEM 的热-结构耦合分析结果, 进一步量化了模拟位移的精度 ($\text{MAE} \leq 4.3 \text{ mm}$)。

第5章 基于改进 TBSI 方法的损伤识别实例

5.1 引言

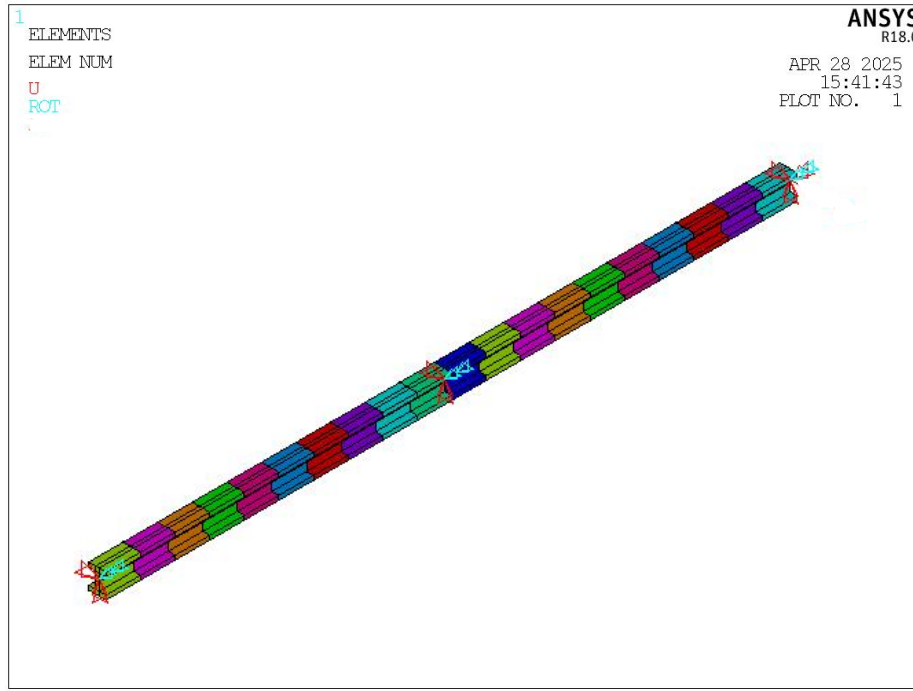
本章基于第二章提出的改进 TBSI 理论，利用多平台交互机制，详细介绍了结合 InSAR 技术进行结构损伤识别的过程。将气象共享数据计算得到的桥梁温度作为输入，InSAR 技术获取的桥梁位移作为输出，通过反问题识别方法，识别出桥梁的特定参数，判断其是否发生损伤。本章首先通过两跨连续梁的损伤识别模拟，验证了第二章提出的多平台交互机制与差分进化（DE）算法结合的损伤识别理论的有效性；其次，将该理论应用于实际的大跨悬索桥，验证了其在复杂模型中的准确性，为未来无需安装传感器的情况下进行大跨桥梁结构损伤识别提供了理论支持。

5.2 两跨连续梁损伤识别模拟实例

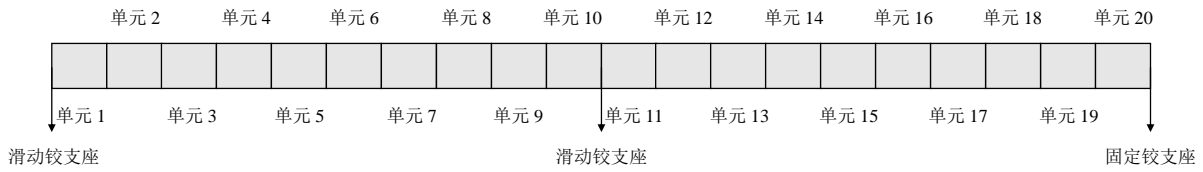
在将基于 InSAR 技术的 TBSI 方法应用于实际桥梁之前，为进一步验证其有效性，本节结合前文 2.2 节中的改进 TBSI 理论及 ANSYS 与 MATLAB 的交互机制，使用 ANSYS 建立了一个简化的两跨连续梁模型进行数值仿真。结构输入为 30°C 的均匀温度，并通过人为施加损伤来模拟实际桥梁的健康状态。依据前文所述方法，依赖结构位移响应，对损伤进行了识别与分析。基于静态测量的方法假设刚度降低是损伤的主要来源，本研究中，采用基于温度测量的方法，基于式(2.9)，热膨胀系数被选为关键指标，用于模拟结构的损伤程度并进行识别。

5.2.1 模型建立

所建立的两跨连续钢梁模型，每跨长度为 10 m，选用工字形截面，具体尺寸为：上翼缘宽 0.5 m，厚 12 mm；下翼缘宽 0.5 m，厚 12 mm；腹板高 0.7 m，厚 10 mm。该模型使用 BEAM189 单元进行数值仿真，每跨被划分为 10 个区段，共计 20 个 BEAM 单元。在边界条件设置中，中跨与一侧跨支座采用滑动铰支座，在竖直方向提供约束但不限制水平和转动自由度；另一端通过固定铰支座限制水平、竖直方向的位移和转动自由度。图 5.1 展示了连续梁仿真模型及相应的单元划分示意图：



a) 连续梁有限元模型整体结构布局

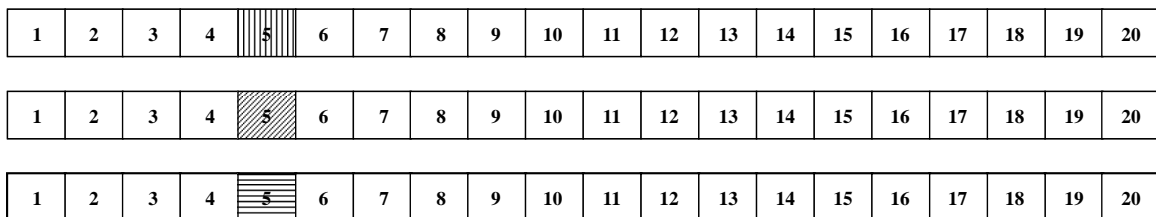


b) 连续梁单元简图

图 5.1 连续梁仿真模型示意图

5.2.2 损伤工况的设置

为了全面评估 DE 算法在不同工况下识别损伤参数的效果，本研究设置了三类损伤分析，如图 5.2 所示。以热膨胀系数折减表征损伤，颜色不同分别表示单元损伤程度为 30%、45%和 60%。具体而言，类别一：在固定单元上施加不同程度的损伤，并进行识别；类别二：对位于不同位置的单元施加损伤，评估其识别结果；类别三：对比多个损伤位置与单一损伤位置在识别效果上的差异。需要特别说明的是，假设的“热膨胀系数损伤”并非直接指材料本身的膨胀系数发生变化，而是将其作为结构整体损伤的表征参数。通过监测热膨胀系数的异常偏移，我们实际上捕捉的是结构累积损伤。



a) 类别一

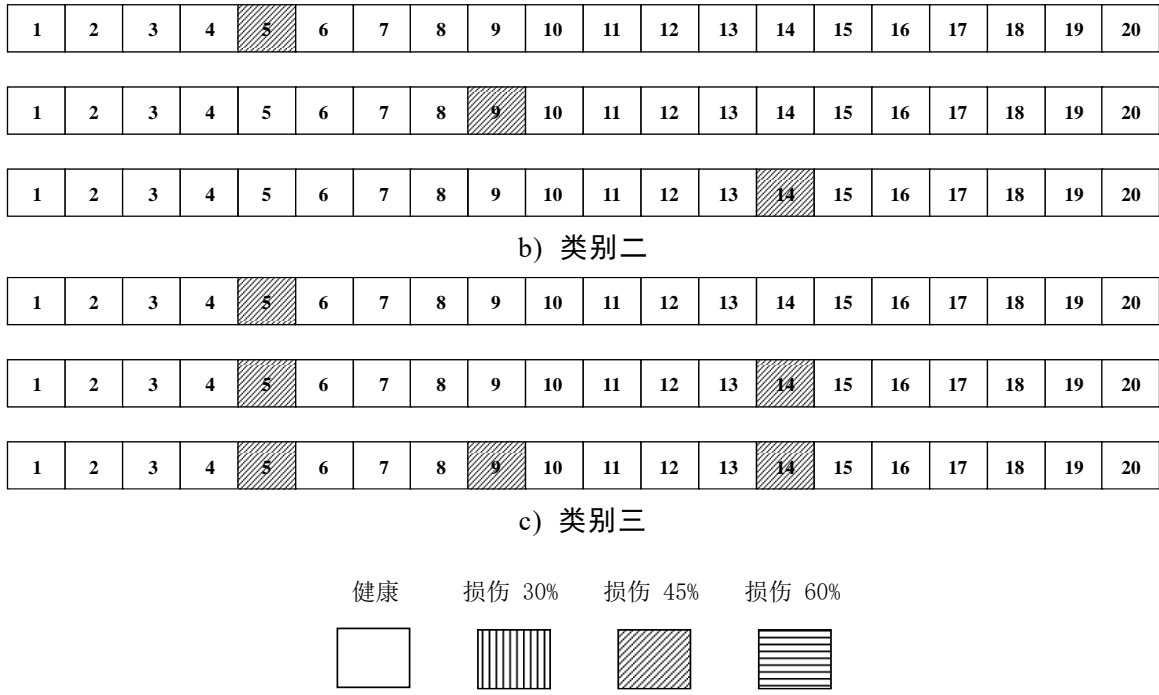


图 5.2 损失参数识别模拟示意图

5.2.3 单一温度作用下的损伤识别结果

在进行结构识别时，DE 算法的关键超参数设置如下：差分权重 F 设为 0.8，交叉概率 CR 设为 0.9，种群个体设为 20。目标函数如式(5.1)，通过 MATLAB 与 ANSYS 的交互调用进行优化，通过迭代计算，使模拟的温度致热变形与损伤后实测值之间的差异逐渐减小，直至达到目标函数的最小值。最终，通过估计所有区域的热膨胀系数最优解，定位损伤区域并量化损伤程度。

$$f(\alpha_{eff}) = \sum_i^k |R_{FEMi} - R_{TESTi}| \quad (5.1)$$

式中： R_{FEMi} ($i = 1, 2, \dots, k$) 是 i 测点结构响应模拟值， R_{TESTi} 是 i 测点的实测值。

此时，有限元模型的损伤参数识别问题转化为对优化问题式(5.2)的求解：

$$\begin{cases} \min f(\alpha_{eff}) \\ s.t. \alpha_l \leq \alpha_{eff} \leq \alpha_u \end{cases} \quad (5.2)$$

式中： α_l 和 α_u 分别是待修正参数下限值和上限值。

根据图 5.1 所示的单元划分示意，输入条件为均匀温度。通过不同单元划分处的位移作为 ANSYS 的输出结果，MATLAB 读取这些输出结果，并利用 DE 算法迭代计算各单元在不同热膨胀系数下的位移值。迭代过程持续进行，直到目标函数最小化，此时获得的热膨胀系数即为损伤后的参数值。

以 E5、E9、E14 三个不同位置的单元在 45% 损伤程度下的识别为例，在损伤识别的优化过程中，通常在 150 至 250 次迭代后，结果逐渐收敛。图 5.3 展示了该迭代过程的收敛情况。从图中目标函数值的变化曲线可以看出，前 50 次迭代中

目标函数值迅速下降，随着迭代过程的推进，目标函数值的收敛速度逐渐减缓，并趋于平稳，表明损伤识别优化过程的有效性。此外，图 5.3 中目标函数最终收敛至接近零，表明损伤位置和损伤程度被精准识别。该结果为该方法在复杂模型中的应用奠定了坚实基础。

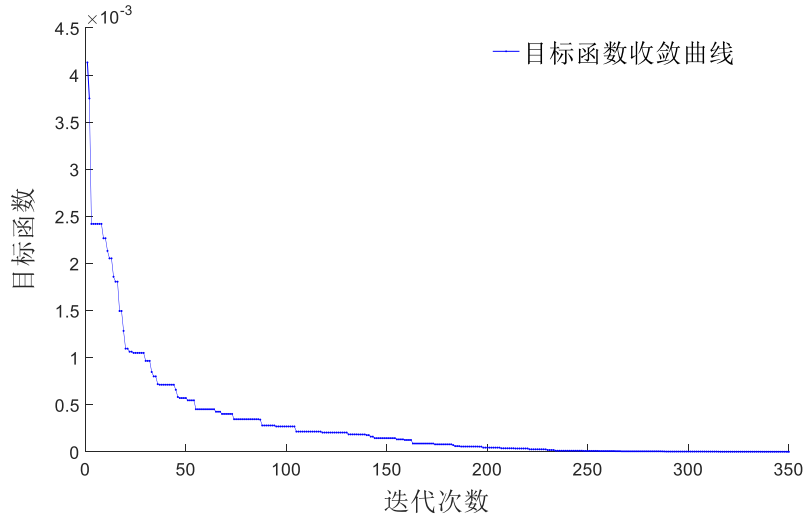


图 5.3 E5、E9、E14单元损伤迭代示意

定义迭代过程中各单元的热膨胀系数相对于初始设计状态热膨胀系数的比值为标准化热膨胀系数，表 5.1 展示了模型收敛后的最终结果，结果显示损伤位置与损伤程度均表现出了极高的精确性，损伤程度识别的偏差不超过 1%。

表 5.1 类别三E5、E9、E14单元热膨胀系数损伤识别结果

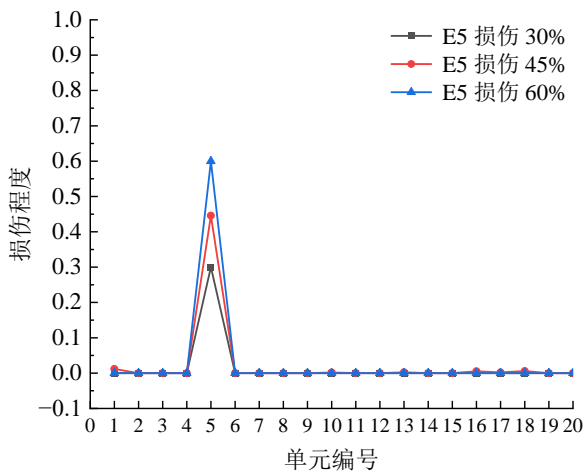
单元编号	标准化热膨胀系数	识别结果	误差(%)
1	1	0.9992	-0.08
2	1	0.9997	-0.03
3	1	0.9999	-0.01
4	1	1.0000	0
5	0.55	0.5504	0.07
6	1	0.9999	-0.01
7	1	0.9998	-0.02
8	1	1.0000	0
9	0.55	0.5506	0.11
10	1	0.9996	-0.04
11	1	1.0000	0

(续表)

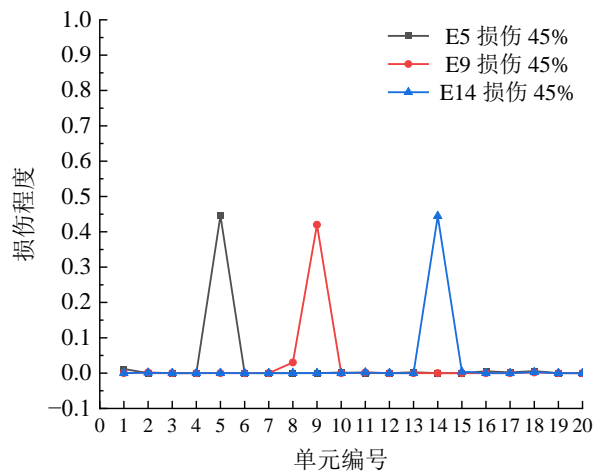
单元编号	标准化热膨胀系数	识别结果	误差(%)
12	1	0.9999	-0.01
13	1	0.9996	-0.04
14	0.55	0.5508	0.15
15	1	1.0000	0
16	1	0.9998	-0.02
17	1	1.0000	0
18	1	1.0000	0
19	1	0.9998	-0.02
20	1	1.0000	0

注：表中的误差为： $(\text{识别结果} - \text{标准化热膨胀系数}) / \text{标准化热膨胀系数}$

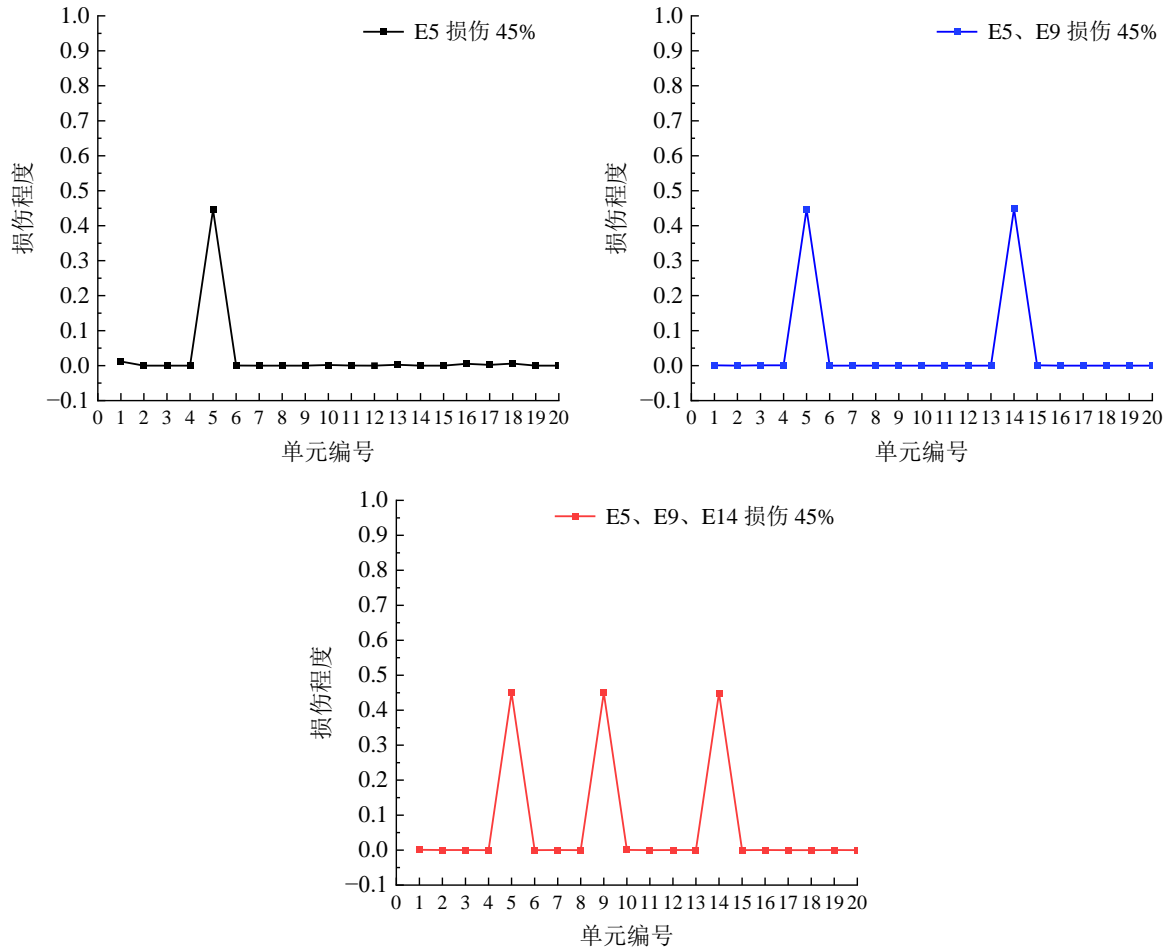
损伤分析的识别结果可视化如图 5.4 所示。图 5.4 a)和 b)分别展示了类别一和类别二的损伤识别情况。在类别一中，针对单个单元的不同损伤程度进行识别，DE 算法可精确定位损伤单元位置，其识别误差控制在较低水平，表明该方法在不同损伤程度下具有较强的鲁棒性。类别二的研究重点转向不同位置单元的损伤识别，仿真结果显示，DE 算法能够通过调整优化参数，快速收敛并准确识别损伤位置，验证了该方法在复杂损伤情况下的适用性。图 5.4 c)展示了类别三的识别结果，比较了多个损伤位置与单一损伤位置的识别效果。尽管多个损伤位置增加了识别的复杂性，DE 算法依然能够通过迭代收敛至准确的识别结果，为复杂结构的健康监测提供了有效技术支持。



a) 类别一



b) 类别二



c) 类别三

图 5.4 损伤识别结果可视化

5.3 钢箱梁局部性能退化下的损伤识别模拟

上一节通过对两跨连续梁的模拟，验证了第二章结构识别理论在简单模型中的适用性。为了将该理论应用于实际工程，本节将其扩展至大跨度桥梁的模拟分析。与简单模型的输入输出不同，本节的输出采用 InSAR 技术监测的位移数据，输入则是 SAR 卫星成像时刻的实际桥梁温度。基于前文使用 ANSYS 软件建立的目标桥梁模型，假设桥梁主梁钢箱梁的主边跨若干位置发生损伤，并结合 DE 算法进行温度驱动的损伤识别，以识别钢箱梁的损伤情况。

5.3.1 损伤工况的设置

损伤对位移响应的影响取决于损伤的位置和严重程度，损伤越靠近跨度或支撑的中间，其对位移响应的影响就越大。为方便计算，区段划分时采用非均匀布局，即主跨附近的区段划分的比边跨位置更密集，此举是为了着重研究主跨区段，提高精度。将目标桥梁主、边跨分成 20 个非均匀区段，假设区段 3 的钢箱梁单元热膨胀系数 α 损伤 30%，区段 8 的单元损失 45%，区段 3 和 8 分别位于 CR2 和

CR4 附近。区段划分和损伤区域如下图 5.5 所示：

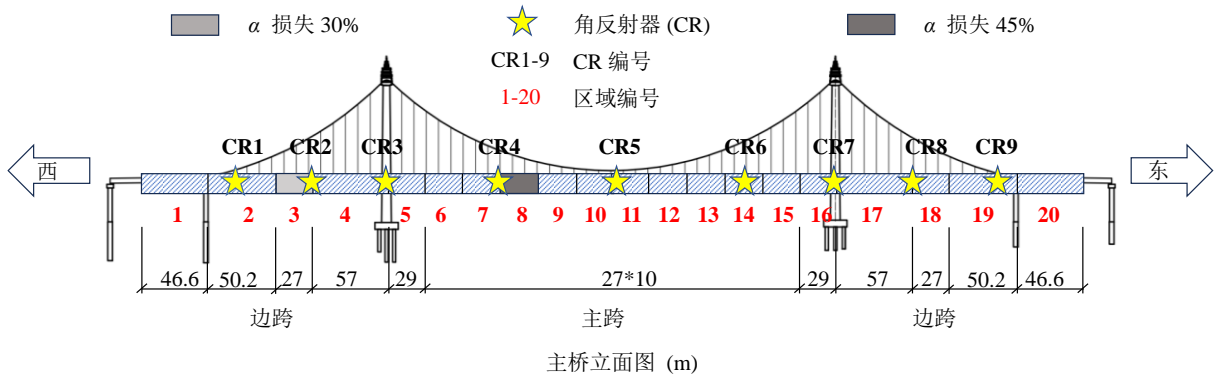


图 5.5 目标桥梁区段划分和损伤区域示意图

5.3.2 真实温度作用下的损伤识别结果

温度输入 2022 年 9 月至 2023 年 8 月 SAR 卫星成像时刻的实际桥梁温度数据（长时间序列的温度数据涵盖了不同季节和复杂气候条件下的温度变化，相比单一温度值输入，更能真实地反映桥梁在自然环境中的受力状态），结构输出为区段分界处的 20 个节点测点的位移。考虑到桥梁模型为 1:1 还原，模型较大，故差分进化算法的初始种群数量设置为 10，差分权重 F 设为 0.8，交叉概率 CR 设为 0.8，MATLAB 与 ANSYS 通过 350 次迭代进行协同计算，结果呈现逐步收敛趋势，如图 5.6 所示。详细的算法流程总结见算法 1。在此过程中， x 表示待识别的 α_{eff} 值数量， N 为 DE 算法迭代总次数， pop_size 代表每代种群规模， $[lb, ub]$ 表示 α_{eff} 值的取值范围边界（下限和上限）。

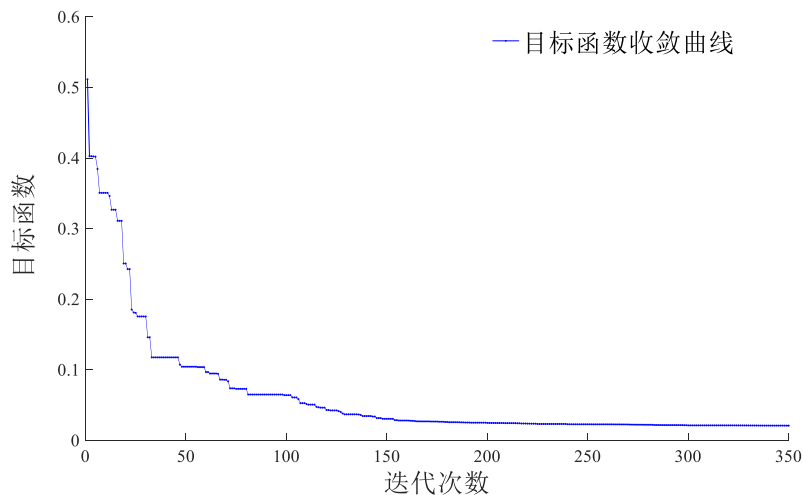


图 5.6 E3、E8区段损伤迭代示意

图 5.6 展示了迭代计算的收敛过程。目标函数值在前 150 次迭代时呈现快速下降趋势，随后下降速度逐步降低并最终达到稳定状态，这一变化规律证实了优化算法的有效性。目标函数收敛至 0.0209，20 个测点的实测值与模拟值之间的绝

对差异接近零，表明损伤的位置和程度已被准确识别。表 5.2 列出了模型收敛后的最终结果，图 5.7 展示了识别结果的可视化。

算法 1 基于差分进化 (DE) 算法的 MATLAB-ANSYS 交互

输入: $x, N, pop_size, [lb, ub], F, CR, InSAR_data, ANSYS_config$

输出: $best_solution$ as the identified α_{eff} values

初始化: $population \leftarrow$ 在 $[lb, ub]$ 范围内随机生成(pop_size, x); $best_objective \leftarrow \infty$

For $iter = 1$ to N :

For $i = 1$ to pop_size :

$objective[i] \leftarrow$ 计算目标函数($population[i], InSAR_data, ANSYS_config$)

$best_solution \leftarrow$ 最小($objective$) 对应的个体

For $i = 1$ to pop_size :

 选择互异个体 $r1, r2, r3 (\neq i)$;

$mutant \leftarrow$ 突变($population[r1] + F*(population[r2] - population[r3]), lb, ub$);

$trial \leftarrow$ 交叉($population[i], mutant, CR$);

$trial_objective \leftarrow$ 计算目标函数($trial, InSAR_data, ANSYS_config$);

If $trial_objective < objective[i]$ **then** $population[i] \leftarrow trial$

返回: $best_solution$

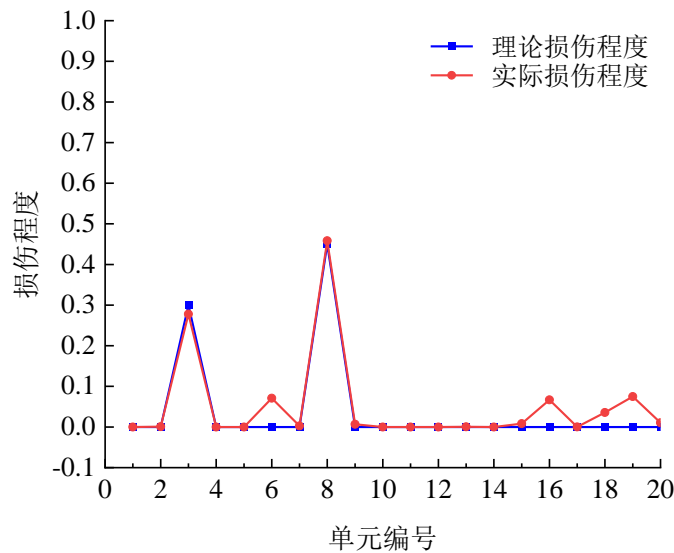


图 5.7 E3、E8区段损伤识别结果

表 5.2 和图 5.7 表明，结合计算得到的实际桥梁温度和位移数据进行反向分析的 DE 算法能够有效地定位 α 损伤区域。区段 3 和区段 8 的热膨胀系数显著低于其他区段，表明这两个区段可能存在较大的损伤，这两段的标准化热膨胀系数值分别为 0.7 和 0.55，识别结果为 0.722 和 0.541，误差分别为 3.17%和-1.51%，均在可接受范围内。其他区段的误差普遍较小，表明这些区段的损伤较轻或没有明

显损伤。总体来看，绝大多数区段的误差在 8%以内，表明该识别系统对热膨胀系数的检测效果较好。

表 5.2 各区段热膨胀系数损伤识别结果

区段编号	标准化热膨胀系数	识别结果	误差(%)
1	1	1.000	0.00
2	1	0.999	-0.10
3	0.7	0.722	3.17
4	1	1.000	0.00
5	1	1.000	0.00
6	1	0.929	-7.09
7	1	0.997	-0.28
8	0.55	0.541	-1.51
9	1	0.993	-0.69
10	1	1.000	0.00
11	1	1.000	0.00
12	1	1.000	0.00
13	1	0.999	-0.06
14	1	1.000	0.00
15	1	0.991	-0.82
16	1	0.933	-6.68
17	1	0.999	-0.01
18	1	0.964	-3.58
19	1	0.925	-7.49
20	1	0.989	-1.06

5.3.3 模拟损伤前后的位移对比

将识别出的区段热膨胀系数 α 代入修正后的 FEM，计算了主跨和边跨的竖向位移，并与 CSK 卫星数据进行了比较，如图 5.8 所示。损伤区段 3 和区段 8 分别位于 CR2 和 CR4 附近，图中展示了这些位置安装的角反射器在损伤前后的位移比较。结果表明，位于 CR4 附近的区段 8 损伤 45%，桥梁在温度变化下的变形能力

显著降低，导致该位置的位移比无损伤状态下小。与此同时，区段 3 损失 30%，其变形能力略强于主跨，因此 CR2 损伤后的位移大于无损伤状态。总体来看，损伤段的位移差异明显，证实了损伤对结构的影响。

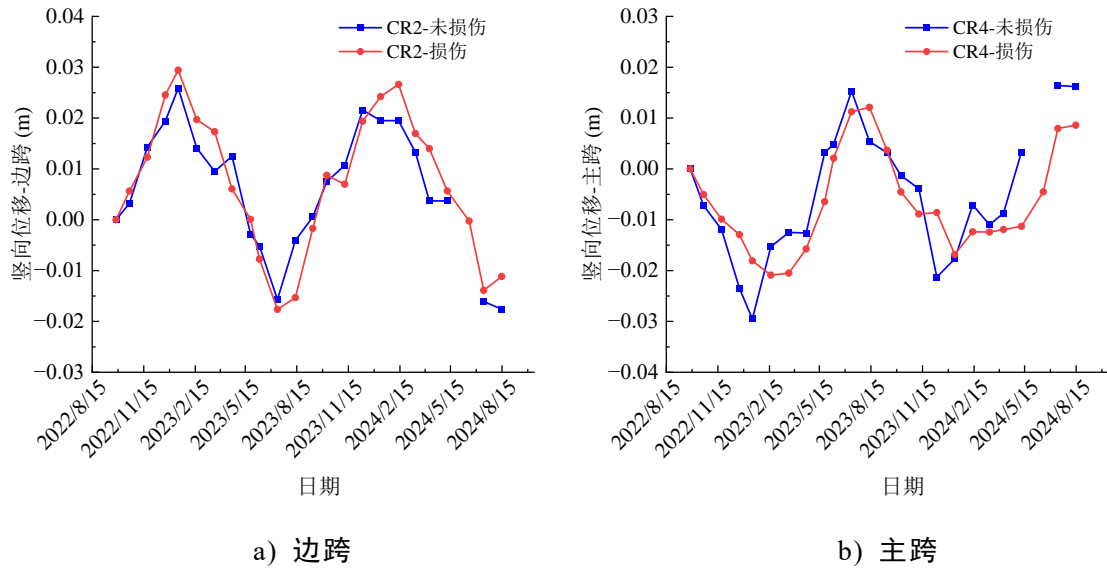


图 5.8 损伤前后竖向位移比较

5.4 本章小结

本章基于改进的 TBSI 理论，结合 InSAR 技术与差分进化 (DE) 算法，通过温度输入与位移输出，实现了大跨桥梁结构损伤的精准识别。首先，通过两跨连续梁的数值模拟实验，验证了所提方法的可行性与有效性，随后将其扩展至实际大跨悬索桥的损伤识别，验证了该理论在复杂工程模型中的适用性。主要得到了以下结论：

(1) 通过两跨连续梁的数值模拟，验证了改进 TBSI 理论结合 DE 算法的高精度损伤识别能力。在单一温度输入下，针对 E5、E9、E14 单元施加 45% 损伤时，DE 算法在 150-250 次迭代后收敛，目标函数趋近于零，热膨胀系数识别误差小于 1% (表 5.1)。此外，在单一损伤、多位置损伤及不同损伤程度的工况下，DE 算法均能快速收敛并精准定位损伤区域，验证了其对复杂损伤模式的适应能力。

(2) 基于前文建立的桥梁温度场-结构场耦合模型，计算 SAR 卫星影像成像时刻的桥梁温度，以此作为输入，模拟损伤桥梁的响应作为输出，成功识别了人为设定的目标桥梁钢箱梁局部损伤 (区段 3 误差为 3.17%，区段 8 误差为 -1.51%)，绝大多数区段的误差在 8% 以内。比较了损伤区段前后位移的差异，发现损伤段的位移变化明显，验证了本文所提方法在无传感器条件下的实际应用潜力。

结论与展望

研究结论

公路桥梁是交通基础设施的关键构成部分。随着桥梁数量不断增长，亟需发展更轻量化、广覆盖的结构健康监测手段。桥梁结构的位移是评估其健康状态的关键指标。InSAR 技术具备非接触、广域覆盖等优势，能够获取桥梁结构的时空变形信息。然而，单纯依赖 InSAR 技术获取的变形数据，尚无法直接解决准确识别和评估桥梁结构状态的问题。本文围绕大跨悬索桥的结构健康监测与损伤识别问题，提出了改进的基于温度结构识别 (TBSI) 方法，并结合星载 InSAR 技术对桥梁进行状态评估，提供了一种轻量化的解决方案，有效克服了 InSAR 变形数据在结构状态评估中的局限性。该方法通过将温度数据作为输入，位移数据作为输出，识别桥梁中热膨胀系数异常的区域。基于有限元模型，本文进行了桥梁的热-结构耦合分析，并通过灵敏度分析对模型进行了更新。根据以上研究，得出以下结论：

(1) 基于现有的 TBSI 理论，提出了一种面向 InSAR 技术的改进 TBSI 方法，基于温度输入和 InSAR 获取的变形输出解决桥梁结构损伤识别问题。利用 MATLAB-ANSYS API，结合 St-Id 反问题方法，克服了 InSAR 技术在桥梁损伤状态评估中的局限。利用气象共享数据和热传递分析获得的温度数据作为输入，InSAR 提供的位移数据作为输出，结合差分进化 (DE) 算法，成功识别了桥梁系统参数 (热膨胀系数 α) 的受损区域，为桥梁状态评估提供了有效支持。

(2) 基于 ANSYS 有限元软件建立某大跨桥梁结构三维精细化有限元模型，结合响应面法修正关键参数，用于热-结构耦合分析。采用 SHELL 壳单元表征钢箱梁的板壳特性、SOLID 块单元还原塔柱的实体结构、LINK 杆单元再现缆索的受拉特征，构建由 24964 个单元和 30129 个节点组成的全桥数值模型。采用响应面法对模型进行参数修正，关键参数 (弹性模量、密度) 的修正使应变和位移相对误差分别降至 4.7% 和 13.3%。修正后的模型与实测数据高度吻合 (R^2 达 0.9991)，为长期健康监测提供了高可信度的分析工具。

(3) 基于修正后的桥梁结构有限元模型和热交换传递理论，开展桥梁结构温度分布及位移响应模拟与验证。具体包括：基于目标桥梁附近小于 20km 气象站提供的温度、风速和太阳辐射强度数据，采用幂指数太阳辐射模型计算了目标桥梁的结构温度，利用 ANSYS 软件开展热-结构耦合分析，获得了桥梁的瞬态温度场和结构响应 (如位移)。模拟过程中将热单元转化为结构单元，无需重新网格划

分，提高了分析效率。模拟结果表明，夏季温度场模拟误差 $\leq 0.20^{\circ}\text{C}$ ，冬季误差 $\leq 0.59^{\circ}\text{C}$ ，热致竖向位移 MAE $\leq 4.3\text{mm}$ ，验证了温度效应分析的可靠性。对比 CSK 卫星获取的 LOS 位移数据与 GNSS 测量结果，两者的位移趋势一致，误差不超过 2mm。模拟结果与实测数据在峰值时间和幅度上高度吻合。

(4) 在连续梁中验证改进 TBSI 方法的精度，并将其应用于某大跨悬索桥实现钢箱梁局部损伤识别。通过两跨连续梁的数值模拟，验证了改进 TBSI 理论结合 DE 算法的高精度损伤识别能力。在单一温度输入下，热膨胀系数识别误差小于 1%，验证了该方法的精度。假设桥梁结构的两个区域发生损伤，DE 算法能够有效收敛，区段 3 的损伤定位误差为 3.17%，区段 8 的误差为 -1.51%，精确地定位损伤区域并量化损伤程度。对于大跨度悬索桥，损伤识别的偏差不超过 8%，误差在可接受范围内，证明了该方法在实际应用中的准确性。

研究展望

尽管本文在理论方法与工程应用上取得了一定突破，但仍有若干问题需进一步探索：

(1) 复杂环境下的模型适应性需加强。当前温度场模型在冬季低温条件下的误差略高，未来可以结合极端气候数据进一步优化传热边界条件，并研究多因素耦合对温度场的影响，以提升模型的适应性和普适性。

(2) 实际工程中的数据获取问题。由于现实条件限制，缆索和桥塔未安装温度传感器，无法获取实测数据。因此，本文的研究重点集中在主梁的温度效应上，以现有数据为基础，确保研究的科学性和可靠性。若未来有条件在缆索和桥塔上布设温度传感器，相关数据的补充可以进一步完善温度效应的分析模型。但在当前条件下，忽略缆索和桥塔的温度效应是合理且必要的。

(3) 本文通过大跨悬索桥验证了所提方法的可行性，未来可以在更多类型的桥梁（如斜拉桥、拱桥）中进一步验证该方法的通用性。此外，随着研究的深入，可考虑为基于 InSAR 的桥梁健康监测技术制定相关的应用指导，以促进该方法在工程实践中的推广与应用。

参考文献

- [1] 中华人民共和国交通运输部. 2023 年交通运输行业发展统计公报. 中国交通报, 2024.
- [2] 中华人民共和国交通运输部. 公路桥梁结构监测技术规范(JTT1037-2022). 2022.
- [3] 中华人民共和国交通运输部. 关于推进公路数字化转型加快智慧公路建设发展的意见. 2023.
- [4] 伊廷华编. 结构健康监测教程. 北京: 高等教育出版社, 2021.
- [5] Zhou Y, Hao G W, Chen J W, et al. Long-term deformation monitoring of a steel-truss arch bridge using PSI technique refined by temperature field analysis. *Engineering Structures*, 2024, 311: 118164.
- [6] Emadali L, Motagh M, Haghghi M H. Characterizing post-construction settlement of the Masjed-Soleyman embankment dam, Southwest Iran, using TerraSAR-X SpotLight radar imagery. *Engineering structures*, 2017, 143: 261-273.
- [7] Infante D, Di Martire D, Confuorto P, et al. Assessment of building behavior in slow-moving landslide-affected areas through DInSAR data and structural analysis. *Engineering Structures*, 2019, 199: 109638.
- [8] Macchiarulo V, Milillo P, Blenkinsopp C, et al. Monitoring deformations of infrastructure networks: A fully automated GIS integration and analysis of InSAR time-series. *Structural Health Monitoring*, 2022, 21(4): 1849-1878.
- [9] Perissin D, Wang Z, Lin H. Shanghai subway tunnels and highways monitoring through Cosmo-SkyMed Persistent Scatterers. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 2012, 73: 58-67.
- [10] Liu S C, Yao J T. Structural identification concept. *Journal of the Structural Division*, 1978, 104(12): 1845-1858.
- [11] 网易. 巴基斯坦高温突破数十年纪录 河水上涨冲垮混凝土大桥. <https://www.163.com/dy/article/H73IP02I0514EGPO.html>, 2022-05-11.
- [12] Udaily. I-95 bridge collapse. <https://www.wudeledu/udaily/2023/june/interstate-95-bridge-collapse-philadelphia-civil-engineering-tripp-shenton-michael-chajes0/>, 2023-06-13.

- [13] 上海市消保委 . 上海热到高架路面变形 . <https://baijiahaobaiducom/s?id=1804068538508657822&wfr=spider&for=pc>, 2024-07-09.
- [14] 央视网 . 热浪来袭 美国纽约一大桥因高温“卡住了” . <http://usapeoplecomcn/n1/2024/0711/c241376-40275691.html>, 2024-07-11.
- [15] 网易新闻 . 气候变化加速桥梁老化, 会像积木一样散架 . <https://financesinacomcn/roll/2024-09-03/doc-incmvuvs0435535shtml>, 2024-09-03.
- [16] Zuk W. Thermal behaviour of composite bridges-insulated and uninsulated. Highway Research Record, 1965, 76(1): 231-253.
- [17] Dilger W H, Ghali A, Chan M, et al. Temperature stresses in composite box girder bridges. Journal of Structural Engineering, 1983, 109(6): 1460-1478.
- [18] Han Q H, Ma Q, Xu J, et al. Structural health monitoring research under varying temperature condition: A review. Journal of Civil Structural Health Monitoring, 2021, 11: 149-173.
- [19] Zhou L R, Chen L, Xia Y, et al. Temperature-induced structural static responses of a long-span steel box girder suspension bridge. Journal of Zhejiang University Science A, 2020, 21(7): 580-592.
- [20] Zhou Y, Xia Y, Fujino Y, et al. Analytical formulas of thermal deformation of suspension bridges. Engineering Structures, 2021, 238: 112228.
- [21] Xu Y L, Chen B, Ng C, et al. Monitoring temperature effect on a long suspension bridge. structural control and health monitoring, 2010, 17(6): 632-653.
- [22] Yarnold M T, Moon F L, Emin Aktan A. Temperature-based structural identification of long-span bridges. Journal of Structural Engineering, 2015, 141(11): 04015027.
- [23] Monserrat O, Crosetto M, Luzi G. A review of ground-based SAR interferometry for deformation measurement. ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing, 2014, 93: 40-48.
- [24] Moreira A, Prats-Iraola P, Younis M, et al. A tutorial on synthetic aperture radar. IEEE Geoscience and remote sensing magazine, 2013, 1(1): 6-43.
- [25] 危俊杰. 基于合成孔径雷达干涉测量的大跨桥梁长期变形监测研究. 湖南大学, 2023.
- [26] 刘国祥, 陈强, 罗小军, 等. InSAR 原理与应用. 北京: 科学出版社, 2019.
- [27] Perissin D. Interferometric SAR multitemporal processing: Techniques and applications. Multitemporal Remote Sensing: Methods and Applications, 2016:

- 145-176.
- [28] 黄其欢, 丁幼亮, 王一安, 等. 基于 InSAR 的南京大胜关大桥纵向位移监测与分析. *东南大学学报(自然科学版)*, 2017, 47(03): 584-589.
- [29] Selvakumaran S, Plank S, Geiß C, et al. Remote monitoring to predict bridge scour failure using Interferometric Synthetic Aperture Radar (InSAR) stacking techniques. *International journal of applied earth observation and geoinformation*, 2018, 73: 463-470.
- [30] Deprekel K, Bouali E H, Oommen T. Monitoring the impact of groundwater pumping on infrastructure using Geographic Information System (GIS) and Persistent Scatterer Interferometry (PSI). *Infrastructures*, 2018, 3(4): 57.
- [31] Milillo P, Giardina G, Perissin D, et al. Pre-collapse space geodetic observations of critical infrastructure: The Morandi Bridge, Genoa, Italy. *Remote Sensing*, 2019, 11(12): 1403.
- [32] Jung J, Kim D-j, Palanisamy Vadivel S K, et al. Long-term deflection monitoring for bridges using X and C-band time-series SAR interferometry. *Remote Sensing*, 2019, 11(11): 1258.
- [33] Selvakumaran S, Webb G, Bennetts J, et al. Understanding Insar Measurement Through Comparison With Traditional Structural Monitoring-Waterloo Bridge, London. *IGARSS 2019-2019 IEEE International Geoscience and Remote Sensing Symposium*, 2019: 6368-6371.
- [34] Cusson D, Rossi C, Ozkan I F. Early warning system for the detection of unexpected bridge displacements from radar satellite data. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 2021, 11(1): 189-204.
- [35] Qin X Q, Li Q Q, Ding X L, et al. A structure knowledge-synthetic aperture radar interferometry integration method for high-precision deformation monitoring and risk identification of sea-crossing bridges. *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*, 2021, 103: 102476.
- [36] Farneti E, Cavalagli N, Costantini M, et al. A method for structural monitoring of multispan bridges using satellite InSAR data with uncertainty quantification and its pre-collapse application to the Albiano-Magra Bridge in Italy. *Structural Health Monitoring*, 2023, 22(1): 353-371.
- [37] Tonelli D, Caspani V F, Valentini A, et al. Interpretation of Bridge Health Monitoring Data from Satellite InSAR Technology. *Remote Sensing*, 2023, 15(21): 5242.
- [38] 周云, 危俊杰, 李剑, 等. 基于 InSAR 技术的大跨桥梁温度变形监测研究. 湖

- 南大学学报(自然科学版), 2024, 51(03): 39-50.
- [39] Lorenz R, Petryna Y, Lubitz C, et al. Thermal deformation monitoring of a highway bridge: combined analysis of geodetic and satellite-based InSAR measurements with structural simulations. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 2024, 14(5): 1237-1255.
- [40] Doebling S, Farrar C R. *The state of the art in structural identification of constructed facilities*. Los Alamos National Laboratory, 1999.
- [41] Aktan A, Brownjohn J. Structural identification: opportunities and challenges. *Journal of Structural Engineering*, 2013, 139(10): 1639-1647.
- [42] Morassi A, Tonon S. Dynamic testing for structural identification of a bridge. *Journal of bridge engineering*, 2008, 13(6): 573-585.
- [43] Hudson J. *Structural identification of constructed systems: approaches, methods, and technologies for effective practice of St-Id*. American Society of Civil Engineers, 2013.
- [44] Barr P J, Eberhard M O, Stanton J F. Live-load distribution factors in prestressed concrete girder bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 2001, 6(5): 298-306.
- [45] Bell E S, Lefebvre P J, Sanayei M, et al. Objective load rating of a steel-girder bridge using structural modeling and health monitoring. *Journal of Structural Engineering*, 2013, 139(10): 1771-1779.
- [46] Shan D S, Li Q, Khan I, et al. A novel finite element model updating method based on substructure and response surface model. *Engineering Structures*, 2015, 103: 147-156.
- [47] He W Y, Ren W X, Zhu S Y. Damage detection of beam structures using quasi-static moving load induced displacement response. *Engineering Structures*, 2017, 145: 70-82.
- [48] Hua X G, Ni Y Q, Chen Z Q, et al. Structural Damage Detection of Cable-Stayed Bridges Using Changes in Cable Forces and Model Updating. *Journal of Structural Engineering*, 2009, 135(9): 1093-1106.
- [49] Erdenebat D, Waldmann D. Application of the DAD method for damage localisation on an existing bridge structure using close-range UAV photogrammetry. *Engineering Structures*, 2020, 218: 110727.
- [50] Wei X C, Liu Y F, Fan J S, et al. Safety assessment of existing pin-jointed grid structures with crooked members using static model updating. *Engineering Structures*, 2021, 247: 113107.
- [51] Xu Z, Yi T H, Yang D H, et al. Stiffness Estimation of Girder Bridges Using

- Influence Lines Identified from Vehicle-Induced Structural Responses. *Journal of Engineering Mechanics*, 2021, 147(8): 04021042.
- [52] He W Y, Li J F, Cheng H C, et al. Flexibility matrix identification using the moving vehicle induced responses for beam type bridge. *Engineering Structures*, 2022, 261: 114277.
- [53] Chen D H, Zhang Y S, Xu S Z, et al. Experimental Study on Bridge Structural Damage Identification Based on Quasi-Static Displacement Effects and Wavelet Packet Decomposition. *Buildings*, 2023, 13(12): 2974.
- [54] Deng F, Wei S, Jin X, et al. Damage identification of long-span bridges based on the correlation of probability distribution of monitored quasi-static responses. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 2023, 186: 109908.
- [55] Guan Z X, Yang D H, Yi T H, et al. Bridge finite element model updating using stochastic vehicle-induced static response monitoring data. *Engineering Structures*, 2024, 301: 117280.
- [56] Chisari C, Bedon C, Amadio C. Dynamic and static identification of base-isolated bridges using Genetic Algorithms. *Engineering Structures*, 2015, 102: 80-92.
- [57] Proverbio M, Bertola N J, Smith I F C. Outlier-Detection Methodology for Structural Identification Using Sparse Static Measurements. *Sensors*, 2018, 18(6): 1702.
- [58] Wang X, Zhang J, Sun Y, et al. Stiffness identification of deteriorated PC bridges by a FEMU method based on the LM-assisted PSO-Kriging model. *Structures*, 2022, 43: 374-387.
- [59] Wu Z F, Song Y P, Chen H, et al. A Novel Mayfly Algorithm with Response Surface for Static Damage Identification Based on Multiple Indicators. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 2024, 24(17): 1.
- [60] Sun H S, Song L, Yu Z W. Bridge damage localization and quantification using deep learning and FEM static simulation. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 2024, 211: 111177.
- [61] Costa B J A, Magalhães F, Cunha Á, et al. Rehabilitation assessment of a centenary steel bridge based on modal analysis. *Engineering Structures*, 2013, 56: 260-272.
- [62] Dan D h, Xia Y, Xu B, et al. Multistep and Multiparameter Identification Method for Bridge Cable Systems. *Journal of Bridge Engineering*, 2018, 23(1): 04017111.
- [63] Bagheri A, Alipour M, Ozbulut O E, et al. Identification of Flexural Rigidity in Bridges with Limited Structural Information. *Journal of Structural Engineering*,

- 2018, 144(8): 04018126.
- [64] Weinstein J C, Sanayei M, Brenner B R. Bridge Damage Identification Using Artificial Neural Networks. *Journal of Bridge Engineering*, 2018, 23(11): 04018084.
- [65] Hou R, Xia Y. Review on the new development of vibration-based damage identification for civil engineering structures: 2010–2019. *Journal of Sound and Vibration*, 2021, 491: 115741.
- [66] Zhang H, Zhou Y, Huang Z, et al. Multiparameter Identification of Bridge Cables Using XGBoost Algorithm. *Journal of Bridge Engineering*, 2023, 28(5): 04023016.
- [67] Quqa S, Landi L. Integrating flexibility-based curvature with quasi-static features induced by traffic loads for high-resolution damage localization in bridges. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 2023, 186: 109907.
- [68] Zhou Y, Prader J, Weidner J, et al. Structural Identification of a Deteriorated Reinforced Concrete Bridge. *Journal of Bridge Engineering*, 2012, 17(5): 774-787.
- [69] Zhang J, Prader J, Grimmelsman K A, et al. Experimental Vibration Analysis for Structural Identification of a Long-Span Suspension Bridge. *Journal of Engineering Mechanics*, 2013, 139(6): 748-759.
- [70] Costa B J A, Magalhães F, Cunha Á, et al. Modal Analysis for the Rehabilitation Assessment of the Luiz I Bridge. *Journal of Bridge Engineering*, 2014, 19(12): 05014006.
- [71] Pešić N, Živanović S, Dennis J, et al. Experimental and finite element dynamic analysis of incrementally loaded reinforced concrete structures. *Engineering Structures*, 2015, 103: 15-27.
- [72] Dubbs N C, Moon F L. Assessment of Long-Span Bridge Performance Issues through an Iterative Approach to Ambient Vibration–Based Structural Identification. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2016, 30(5): 04016029.
- [73] Zhou Y, Zhang J, Yi W, et al. Structural Identification of a Concrete-Filled Steel Tubular Arch Bridge via Ambient Vibration Test Data. *Journal of Bridge Engineering*, 2017, 22(8): 04017049.
- [74] Alamdari M M, Kildashti K, Samali B, et al. Damage diagnosis in bridge structures using rotation influence line: Validation on a cable-stayed bridge. *Engineering Structures*, 2019, 185: 1-14.
- [75] Cho K, Cho J-R. Effect of temperature on the modal variability in short-span

- concrete bridges. *Applied Sciences*, 2022, 12(19): 9757.
- [76] Salehi M, Erduran E. Identification of boundary conditions of railway bridges using artificial neural networks. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 2022, 12(5): 1223-1246.
- [77] Dong F, Shi Z Q, Zhong R M, et al. FE Model Updating of Continuous Beam Bridge Based on Response Surface Method. *Buildings*, 2024, 14(4): 960.
- [78] Giglioni V, Poole J, Venanzi I, et al. A domain adaptation approach to damage classification with an application to bridge monitoring. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 2024, 209: 111135.
- [79] Siringoringo D M, Fujino Y. System identification of suspension bridge from ambient vibration response. *Engineering Structures*, 2008, 30(2): 462-477.
- [80] Gladwell G M. Inverse problems in vibration. *Applied Mechanics Reviews*, 1986, 39(7): 1013-1018.
- [81] Kennedy J B, Soliman M H. Temperature distribution in composite bridges. *Journal of Structural Engineering*, 1987, 113(3): 475-482.
- [82] Xia Y, Hao H, Zanardo G, et al. Long term vibration monitoring of an RC slab: temperature and humidity effect. *Engineering structures*, 2006, 28(3): 441-452.
- [83] Jesus A, Brommer P, Zhu Y, et al. Comprehensive Bayesian structural identification using temperature variation. *Engineering Structures*, 2017, 141: 75-82.
- [84] Xia Q, Cheng Y Y, Zhang J, et al. In-service condition assessment of a long-span suspension bridge using temperature-induced strain data. *Journal of Bridge Engineering*, 2017, 22(3): 04016124.
- [85] Murphy B, Yarnold M. Temperature-driven structural identification of a steel girder bridge with an integral abutment. *Engineering Structures*, 2018, 155: 209-221.
- [86] Jesus A, Brommer P, Westgate R, et al. Bayesian structural identification of a long suspension bridge considering temperature and traffic load effects. *Structural Health Monitoring*, 2019, 18(4): 1310-1323.
- [87] Huang M S, Cheng S X, Zhang H Y, et al. Structural damage identification under temperature variations based on PSO-CS hybrid algorithm. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 2019, 19(11): 1950139.
- [88] Sun L M, Zhang W, Nagarajaiah S. Bridge real-time damage identification method using inclination and strain measurements in the presence of temperature variation. *Journal of Bridge Engineering*, 2019, 24(2): 04018111.

- [89] Huang M S, Lei Y, Li X F, et al. Damage identification of bridge structures considering temperature variations-based SVM and MFO. *Journal of Aerospace Engineering*, 2021, 34(2): 04020113.
- [90] 韩庆华, 马乾, 徐杰. 基于布谷鸟搜索算法的温度驱动损伤识别方法. *建筑结构学报*, 2021, 42(S1): 473-480.
- [91] Ye Y J, Zhu Y K, Lei B, et al. An approach for structural damage identification using electromechanical impedance. *Struct Monit Maint*, 2024, 11(3): 203-217.
- [92] Shan Y S, Li L F, Xia Q, et al. Temperature behavior of cable-stayed bridges. Part I—global 3D temperature distribution by integrating heat-transfer analysis and field monitoring data. *Advances in Structural Engineering*, 2023, 26(9): 1579-1599.
- [93] Xia Q, Zhang J, Tian Y, et al. Experimental Study of Thermal Effects on a Long-Span Suspension Bridge. *Journal of Bridge Engineering*, 2017, 22(7): 04017034.
- [94] Xia Y, Chen B, Zhou X Q, et al. Field monitoring and numerical analysis of Tsing Ma Suspension Bridge temperature behavior. *Structural Control and Health Monitoring*, 2013, 20(4): 560-575.
- [95] Zhu J S, Meng Q L. Effective and fine analysis for temperature effect of bridges in natural environments. *Journal of Bridge Engineering*, 2017, 22(6): 04017017.
- [96] Zhou L R, Liang C F, Chen L, et al. Numerical simulation method of thermal analysis for bridges without using field measurements. *Procedia Engineering*, 2017, 210: 240-245.
- [97] Li Y, He S H, Liu P. Effect of solar temperature field on a sea-crossing cable-stayed bridge tower. *Advances in Structural Engineering*, 2019, 22(8): 1867-1877.
- [98] Zhou Y, Sun L M. A comprehensive study of the thermal response of a long-span cable-stayed bridge: from monitoring phenomena to underlying mechanisms. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 2019, 124: 330-348.
- [99] Zhou Y, Xia Y, Chen B, et al. Analytical solution to temperature-induced deformation of suspension bridges. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 2020, 139: 106568.
- [100] Xia Q, Wu W L, Li F N, et al. Temperature behaviors of an arch bridge through integration of field monitoring and unified numerical simulation. *Advances in Structural Engineering*, 2022, 25(16): 3492-3509.
- [101] Wang Z W, Zhang W M, Zhang Y F, et al. Temperature prediction of flat steel box girders of long-span bridges utilizing in situ environmental parameters and machine learning. *Journal of Bridge Engineering*, 2022, 27(3): 04022004.

- [102] 周云, 郑佳缘, 郝官旺, 等. 基于气象大数据的大跨桥梁温度效应预测方法. 湖南大学学报 (自然科学版) 2024, (7): 164-176.
- [103] Zhong G Q, Bi Y F, Song J, et al. Digital integration of temperature field of cable-stayed bridge based on finite element model updating and health monitoring. Sustainability, 2023, 15(11): 9028.
- [104] Jing Q, Shan Y S, Zhang L, et al. Typhoon-and temperature-induced responses of a cable-stayed bridge. Advances in Structural Engineering, 2024, 27(16): 1.
- [105] Zhang W M, Zhang Z H, Wang Z W, et al. Temperature analysis and prediction for road-rail steel truss cable-stayed bridges based on the structural health monitoring. Engineering Structures, 2024, 315: 118476.
- [106] Ren W X, Chen H B. Finite element model updating in structural dynamics by using the response surface method. Engineering structures, 2010, 32(8): 2455-2465.
- [107] Çatbaş F N, Kijewski-Correa T, Aktan A E. Structural identification of constructed systems. Reston (VI): American Society of Civil Engineers, 2013.
- [108] Young T. Experiments and calculations relative to physical optics. Royal Society of London, 1804.
- [109] Ferretti A, Prati C, Rocca F. Permanent scatterers in SAR interferometry. IEEE Transactions on geoscience and remote sensing, 2002, 39(1): 8-20.
- [110] 刘国祥, 陈强, 罗小军, 等. 永久散射体雷达干涉理论与方法. 北京: 科学出版社, 2012.
- [111] 傅立叶, 桂质亮译. 热的解析理论. 北京: 北京大学出版社. 2008, 112-113.
- [112] 林建筑. 泉州后渚大桥温度场测试与温度内力分析. 福州大学学报(自然科学版), 2005, (05): 654-660.
- [113] Xu Y L, Xia Y. Structural health monitoring of long-span suspension bridges. London and New York: Spon Press, 2011.
- [114] Emanuel J H, Hulsey J L. Temperature distributions in composite bridges. Journal of the Structural Division, 1978, 104(1): 65-78.
- [115] Froli M, Hariga N. La risposta termica per effetti ambientali dei ponti a travata in ca, cap. Atti delle Giornate AICAP 93, 1993: 161-170.
- [116] Branco F A, Mendes P A. Thermal actions for concrete bridge design. Journal of Structural Engineering, 1993, 119(8): 2313-2331.
- [117] Elbadry M M, Ghali A. Temperature variations in concrete bridges. Journal of Structural Engineering, 1983, 109(10): 2355-2374.
- [118] F.Kehlbeck, 刘兴法译. 太阳辐射对桥梁结构的影响. 北京: 中国铁道出版社.

- 1981, 189-193.
- [119] 刘永健, 刘江, 张宁. 桥梁结构日照温度作用研究综述. 土木工程学报, 2019, 52(5): 59-78.
- [120] 和清华, 谢云. 我国太阳总辐射气候学计算方法研究. 自然资源学报, 2010, 25(2): 308-319.
- [121] Westgate R, Koo K-Y, Brownjohn J. Effect of solar radiation on suspension bridge performance. *Journal of Bridge Engineering*, 2015, 20(5): 04014077.
- [122] 中国气象局. 气象辐射观测方法. 北京: 气象出版社. 1996, 23-24.
- [123] 张兴中, 黄文, 刘庆国. 传热学. 北京: 国防工业出版社, 2011.
- [124] Storn R, Price K. Differential evolution—a simple and efficient heuristic for global optimization over continuous spaces. *Journal of global optimization*, 1997, 11: 341-359.
- [125] 王浩, 李爱群. ANSYS 大跨度桥梁高等有限元分析与工程实例. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014.
- [126] Montgomery D C. 实验设计与分析. 北京: 人民邮电出版社, 2009.
- [127] 郭勤涛, 张令弥, 费庆国. 用于确定性计算仿真的响应面法及其试验设计研究. 航空学报, 2006, 27(1): 55-61.
- [128] 马成良, 张海军, 李素平. 现代试验设计优化方法及应用. 郑州: 郑州大学出版社, 2007.
- [129] 方开泰. 均匀试验设计的理论, 方法和应用——历史回顾. 数理统计与管理, 2004, (3): 69.
- [130] 吕栋雷, 曹志耀, 邓宝, 等. 利用方差分析法进行模型验证. 计算机仿真, 2006, 23(8): 46-48.
- [131] 刘毅, 李爱群, 丁幼亮, 等. 悬索桥主塔结构的有限元模拟方法研究: 1. 初始模型. 特种结构, 2006, 23(1): 78-81.
- [132] Zhou L R, Xia Y, Brownjohn J M, et al. Temperature analysis of a long-span suspension bridge based on field monitoring and numerical simulation. *Journal of Bridge Engineering*, 2016, 21(1): 04015027.
- [133] Pearson K. Mathematical contributions to the theory of evolution.—on a form of spurious correlation which may arise when indices are used in the measurement of organs. *Proceedings of the royal society of london*, 1897, 60(359-367): 489-498.

致 谢

前两天刚刚过完 25 周岁的生日，在即将毕业的 2025 年春季。研一时的上课日常仿佛还在昨天，然而毕业的时刻却已经近在眼前。研究生三年的时光，离不开良师益友的帮助和支持，是你们让我在湖南长沙度过了如此难忘的三年。借此机会，向所有帮助过我的人表达我的感激。

衷心感谢周云导师，您在整个师门中如同一根定海神针，始终给予我们指导和支持。在我迷茫时，您的智慧为我指引方向；在我困惑时，您的耐心让我不断前行。感谢您在这段学术旅程中的陪伴和帮助。

感谢我的家人，你们始终是最坚定的后盾。无论遇到何种困难，都是您们为我排忧解难，让我在生活中没有后顾之忧，能够专心致志地投入到学业中。特别感谢我的奶奶、外公和外婆，你们是家中的三宝，让我始终心系河南，感受到家的温暖与支持。

感谢郝官旺博士在学业上给予我悉心的指导，也感谢香港理工大学的单彧诗学姐，您在我的建模研究中提供了宝贵的指导，帮助我不断完善。感谢周门全体同窗，与你们共度的三年研究生生涯，让我的湖南大学之行更加充实和难忘。

感谢我的室友艺姐和娟子，能和你们成为室友让我倍感幸运。祝愿你们在学业和未来的工作中一切顺利，心想事成。感谢 404 机房的师兄李晓伟，在我研究遇到困难时，用幽默与开朗的方式让我放松心情，重振希望。感谢我的好友涛涛和宇航，能与你们建立家人般的情谊是我的福气，感谢你们一路以来的陪伴。更感谢不曾放弃的自己，自律与坚持，塑造了今天的我。

最后，向各位专家学者致以诚挚的谢意，感谢您们在繁忙工作中参与本文的评审与答辩。您的专业意见使本文得以完善。谨祝各位工作顺遂，身体康泰，学术之树常青，育人之果累累。

徐晓婉

2025 年 4 月 20 日于湖南大学

附录 A（攻读学位期间所发表的学术论文目录）

- [1] Yun Zhou, Xiaowan Xu, Guanwang Hao*, Ziqing Wei, Yingao Liu, Fan Yi. Temperature-based structural identification of long-span bridges using InSAR observation and meteorological shared data. *Advances in Structural Engineering*, 2025, 0(0): 1-23.（已录用）