

学校代号 10532  
分类号 TU317+.4

学 号 S2101W0004  
密 级 公开



湖南大学  
HUNAN UNIVERSITY

## 硕士学位论文

# 超高层双塔连体结构连廊吊装施工阶段结构健康监测研究

学位申请人姓名 叶鹏  
培 养 单 位 土木工程学院  
导师姓名及职称 周云教授 谈忠坤高级工程师  
学 科 专 业 土木水利  
研 究 方 向 结构健康监测  
论文提交日期 2024年5月20日

学校代号：10532

学号：S2101W0004

密级：公开

湖南大学硕士学位论文

# 超高层双塔连体结构连廊吊装施工阶段结构健康监测研究

国家自然科学基金（52278306）

湖南省自然科学基金（2023JJ70003）

湖南省重点研发计划（2022SK2096）

学位申请人姓名：叶鹏

导师姓名及职称：周云教授 谈忠坤高级工程师

培养单位：土木工程学院

专业名称：土木水利

论文提交日期：2024年5月20日

论文答辩日期：2024年5月23日

答辩委员会主席：易伟建教授

**Research on health monitoring of high-rise connected structure in  
the overall lifting process of the skybridge**

by

YE Peng

May, 2024

B.E. (Nanjing Tech University)2021

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Civil and Hydraulic

in the

Graduate School

of

Hunan University

Supervisors

Professor ZHOU Yun, Senior Engineer TAN Zhongkun

May, 2024



# 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

## 学位论文授权使用授权书

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

随着超高层建筑的发展，许多复杂独特的建筑开始出现，相互靠近的高层建筑越来越多地被设计成连接的建筑系统，即通过链接（如天桥和空中花园）水平连接的系统，从而达到对建筑造型和使用功能的要求。但连体结构在造型优美的同时，为施工也带来了更大的挑战。在吊装施工过程中要经历多个施工阶段，不同施工阶段的结构行为可能与整个竣工结构的结构行为不同，在不同施工阶段应考虑到这些影响，以减少任何施工偏差引起的结构内力。因此对施工进行全过程有限元模拟，并对吊装施工全过程进行安全监测是确保施工安全，以及验证结构是否符合设计要求的有效措施。此外，一套针对钢连廊吊装施工过程的结构识别流程被用来实现了施工响应预测和可靠的结构状态评估，从而保障了连廊吊装施工的安全，为其他双塔连体结构的整体吊装提供了宝贵经验。本文的主要研究内容如下：

（1）建立了钢连廊以及超高层建筑的初始SAP2000有限元模型，通过初始有限元分析对整个施工过程进行模拟得到了在施工过程中关键受力构件的位置。通过在关键受力构件上安装振弦式应变传感器，建立了南海之门结构健康监测系统，实时获取了结构在施工过程中的应变与温度数据，所获得的数据可为后续有限元模型修正提供支持。

（2）为获取结构由于施工导致的内力重分布而产生的真实应变，本文采用神经网络算法对测试数据中的温度与应变之间复杂的非线性关系进行拟合，分析其变化规律用以剔除温度产生的应变。考虑到神经网络算法模型中超参数的选取较为繁琐且耗时，本文采用蜣螂算法（DBO）对神经网络模型进行优化以寻找最合适的超参数。随后基于获得的真实应变构建有限元修正的目标函数，基于智能算法优化目标函数从而识别了连廊有限元模型中的不确定性参数，为避免在迭代寻优过程中由于不同智能算法本身的局限性导致无法寻找到全局最优解，笔者采用遗传算法和蜣螂算法分别对初始有限元模型进行参数识别，并利用修正后的基线模型对整个施工过程进行预测，确保结构在各个施工过程受力合理。

（3）针对塔楼进行了静动力测试以确保塔楼在吊装施工过程中安全稳定。基于有限元分析了吊装过程塔楼内力变化规律，并结合应变监测结果确保连廊吊装过程中塔楼的安全稳定。在连廊吊装前后分别对塔楼进行了随机振动测试和工作模态分析，对比分析了连廊安装前后塔楼结构的动力特性变化。另外在超高层双塔连体建筑的SAP2000模型中，研究了填充墙刚度对有限元模型计算结果的影响。

（4）在塔楼顶部重点监测位置安装人工角反射器，获取了2023年4月27日至2024年3月12日期间覆盖该建筑的5景干涉宽幅模式Cosmo SkyMed升轨卫星数据，

通过对SAR影像进行PS-InSAR处理,获取了目标建筑的LOS变形结果,随后对LOS向变形进行分解获取了塔楼东西方向的变形,利用气象信息网站获取的气象数据,分析了超高层双塔连体建筑随温度的变形趋势。

**关键词:** 超高层双塔连体结构; 结构健康监测; 结构识别; 模型校验; 随机振动; PS-InSAR

## Abstract

The development of super high-rise buildings has provided the world with numerous unique and complex structures, such as high-rise connected buildings, which are horizontally connected by links (such as overpasses and sky gardens), so as to meet the requirements shape and functions. However, while the connected structures are beautiful, it also brings greater challenges to the construction. The skybridge lifting process consists of several key construction stages and the structural behavior in different construction stages may be different from the structural design. These effects should be taken into account in different construction stages to mitigate the construction risk. Therefore, the finite element simulation of the whole construction process and the safety monitoring during the whole lifting construction process are effective measures to ensure the safety of construction and verify whether the structure meet the design requirements. In addition, a structural identification process for the lifting construction process was proposed to realize the construction response prediction and reliable structural state assessment, which ensures the safety of the skybridge lifting construction, and provides valuable experience for the overall lifting of other connected structures. The main research contents of this paper are as follows:

(1) A priori finite element model was established, and the key stress components in each construction stage were calculated. By installing vibrating wire strain sensors on the key stress components, a structural health monitoring system based on strain level observation was established. The strain and temperature data during the construction process are obtained in real time, which provides support for subsequent finite-element model calibration.

(2) In order to obtain the true strain of the structure due to the redistribution of internal forces caused by construction, this paper uses the neural network algorithm to fit the complex nonlinear relationship between temperature and strain, and analyzes its change rule to eliminate the strain caused by temperature. Considering that the process of adjusting the hyperparameters through experience requires tedious manual work, which cannot guarantee the optimal parameter settings, this paper uses the dung beetle optimizer to optimize the neural network model to find the most suitable hyperparameters. Then, based on the obtained true strain, the objective function was established. The uncertain parameters in the finite element model of the skybridge are



identified by the objective function optimization method. In order to avoid the inability to find the global optimal solution due to the limitations of different intelligent algorithms, the genetic algorithm and the dung beetle optimizer are used to identify the parameters of the prior finite element model, and the calibrated model is used to predict the whole construction process to ensure the construction safety.

(3) Static and dynamic tests were carried out on the tower to ensure the safety and stability of the tower during lifting construction. Based on the finite element analysis, the internal force change of the towers during the lifting process was analyzed, and the safety and stability of the tower during the lifting process of the skybridge were ensured by combining the strain monitoring results. Ambient vibration test and operational modal analysis were carried out before and after the installation of the skybridge, and the dynamic characteristics of the tower before and after the installation of the skybridge were compared and analyzed. In addition, the influence of infill walls on the dynamic characteristics of the high-rise connected structure was estimated using SAP2000 finite-element analysis software.

(4) Eight artificial corner reflector was installed at the key monitoring position at the top of the towers, and five scenes of Cosmo SkyMed ascending satellite data covering the building from April 27,2023 to March 12,2024 were obtained. The LOS deformation results of the target building were obtained by PS-InSAR processing, and then the LOS deformation was decomposed to obtain the east-west deformation of the towers. The meteorological data obtained by the meteorological information website were used to analyze the deformation trend of the super high-rise connected building with temperature.

**Key Words:** High-rise twin-tower connected building; Structural health monitoring; Structural identification; Model calibration; Ambient vibration test; PS-InSAR

## 目 录

学位论文原创性声明和版权使用说明书 .....	I
摘要 .....	II
Abstract .....	IV
插图索引 .....	IX
附表索引 .....	XI
<b>第 1 章 绪论</b> .....	<b>1</b>
1.1 研究背景及选题意义 .....	1
1.2 双塔连体高层结构研究现状 .....	2
1.3 结构健康监测系统及其在超高层结构中的应用 .....	4
1.3.1 结构健康监测系统的功能及组成 .....	4
1.3.2 结构健康监测系统的工程应用 .....	5
1.4 结构识别 .....	7
1.4.1 结构识别的定义 .....	7
1.4.2 模型修正发展现状 .....	8
1.5 基于星载 INSAR 技术的高层建筑变形测量发展 .....	9
1.6 本文研究内容 .....	11
<b>第 2 章 工程简介及健康监测系统的建立</b> .....	<b>13</b>
2.1 引言 .....	13
2.2 南海之门工程概况 .....	13
2.3 钢连廊吊装施工方案 .....	14
2.4 超高层双塔连体建筑结构健康监测 .....	17
2.4.1 设计目的 .....	17
2.4.2 系统框架 .....	17
2.4.3 传感器布置 .....	18
2.5 本章小结 .....	19
<b>第 3 章 钢结构连廊吊装过程结构识别</b> .....	<b>20</b>
3.1 引言 .....	20
3.2 智能算法理论 .....	20
3.2.1 遗传算法 (GA) .....	20
3.2.2 蜣螂算法 (DBO) .....	21
3.2.3 基于反向传播神经网络模型的温度应变剔除理论 (DBO-BPNN) .....	24
3.3 先验有限元模型的建立 .....	27

3.4 吊装施工过程监测数据分析及处理 .....	28
3.5 有限元模型修正 .....	32
3.5.1 程序交互访问技术 .....	32
3.5.2 模型修正参数的选择 .....	32
3.5.3 基于人工智能算法的参数识别 .....	34
3.5.4 模型修正结果校验 .....	36
3.6 基于修正模型的施工全过程预测 .....	37
3.6.1 连廊简支阶段有限元分析 .....	37
3.6.2 连廊预提升阶段有限元分析 .....	38
3.6.3 焊接及临时支撑拆除有限元分析 .....	38
3.6.4 索力释放阶段有限元分析 .....	39
3.6.5 混凝土浇筑阶段有限元分析 .....	39
3.6.6 实测应变与有限元预测应变对比分析 .....	39
3.7 本章小结 .....	41
<b>第 4 章 基于静动力试验的塔楼状态评估 .....</b>	<b>43</b>
4.1 引言 .....	43
4.2 基于应变测试的塔楼状态评估 .....	43
4.2.1 超高层有限元模型的建立 .....	43
4.2.2 吊装施工阶段塔楼应变监测及分析 .....	44
4.2.3 有限元计算应变与实测应变对比分析 .....	45
4.3 基于动力测试的塔楼状态评估 .....	47
4.3.1 随机振动信号处理方法 .....	47
4.3.2 随机振动测试 .....	48
4.3.3 结构动力信号分析及模态参数识别 .....	50
4.3.4 基于超高层有限元建筑动力特性分析 .....	52
4.4 本章小结 .....	55
<b>第 5 章 基于 PS-INSAR 的结构变形监测 .....</b>	<b>57</b>
5.1 引言 .....	57
5.2 星载 INSAR 基本理论 .....	57
5.2.1 InSAR 几何干涉原理 .....	57
5.2.2 PS-InSAR 变形测量技术 .....	60
5.3 基于 PS-INSAR 技术的超高层双塔连体结构变形监测 .....	61
5.3.1 人工角反射器的安装 .....	61
5.3.2 超高层建筑运营阶段变形分析 .....	61
5.4 基于有限元的超高层建筑温度变形分析 .....	63

5.5 本章小结 .....	64
结论与展望 .....	66
研究结论 .....	66
研究展望 .....	67
参考文献 .....	68
附录 A（攻读学位期间所发表的学术论文） .....	77
致谢 .....	78

## 插图索引

图 1.1 世界著名高层连体建筑 .....	2
图 1.2 结构识别六步圆 .....	7
图 2.1 南海之门平面及立面示意图 .....	14
图 2.2 液压提升设备 .....	14
图 2.3 钢连廊吊点布置图 .....	15
图 2.4 吊装施工现场图 .....	15
图 2.5 施工阶段 .....	16
图 2.6 南海之门健康监测系统 .....	17
图 2.7 连廊应变传感器布置图 .....	18
图 2.8 应变传感器布置图 .....	19
图 3.1 遗传算法流程图 .....	21
图 3.2 螻螂分布 .....	22
图 3.3 边界选择策略概念图 .....	23
图 3.4 螻螂算法计算流程 .....	24
图 3.5 神经网络结构图 .....	25
图 3.6 Sigmoid 函数 .....	26
图 3.7 Tanh 函数 .....	26
图 3.8 Relu 函数 .....	26
图 3.9 DBO-BPNN 算法流程图 .....	27
图 3.10 连廊有限元建模细节 .....	28
图 3.11 实时应变监测数据 .....	29
图 3.12 DBO-BPNN 结构图 .....	30
图 3.13 DB0-BPNN 拟合效果 .....	30
图 3.14 剔除温度效应的应变监测数据 .....	31
图 3.15 程序交互访问示意图 .....	32
图 3.16 施工现场图 .....	33
图 3.17 灵敏度分析曲线图 .....	34
图 3.18 种群收敛曲线图 .....	36
图 3.19 钢桁架质量密度灵敏度分析曲线 .....	37
图 3.20 简支状态钢连廊内力图 .....	38
图 3.21 连廊提升状态钢连廊内力图 .....	38
图 3.22 临时支撑拆除后钢连廊内力图 .....	39

图 3.23 索力释放后钢连廊内力图 .....	39
图 3.24 混凝土楼板浇筑后钢连廊内力图 .....	39
图 3.25 施工全过程应变变化对比分析图 .....	40
图 4.1 超高层建筑有限元模型 .....	44
图 4.2 塔楼实时应变监测 .....	45
图 4.3 吊装后塔楼整体受力分布 .....	46
图 4.4 2D001 磁电式振动传感器 .....	49
图 4.5 南海之门振动测试工况及测点布置图 .....	49
图 4.6 模态分析流程 .....	50
图 4.7 随机振动测试东塔 CMIF 奇异值函数图 .....	51
图 4.9 SAP2000 填充墙建模示意图 .....	52
图 4.10 单塔建筑前 9 阶振型图 .....	54
图 4.11 双塔连体建筑前 9 阶振型图 .....	55
图 5.1 杨氏双缝干涉实验示意图 .....	58
图 5.2 InSAR 几何干涉示意图 .....	58
图 5.3 角反射器的安装 .....	61
图 5.4 PS 点定位 .....	62
图 5.5 塔楼顶部 LOS 向变形 .....	62
图 5.6 双塔连体建筑变形图 .....	64

## 附表索引

表 2.1 施工进度 .....	16
表 3.1 算法优化结果 .....	35
表 3.2 蛭螂算法参数修正结果 .....	37
表 3.3 最大实测应变与有限元计算应变对比分析 .....	40
表 4.1 塔楼实测应变与有限元模拟应变对比（阶段 1） .....	46
表 4.2 单塔及双塔连体前九阶实测频率 .....	52
表 4.3 连廊提升前后测试频率与计算频率对比 .....	52
表 5.1 塔楼顶部东西向变形（单位：mm） .....	63
表 5.2 实测最大相对变形与计算相对变形对比分析（单位：mm） .....	64





# 第1章 绪 论

## 1.1 研究背景及选题意义

随着社会的发展，人们对于建筑的需求和要求也在不断的提高，由于城市土地资源有限，以及一些特殊功能的需求，如观景台、消防等，自上世纪 90 年代以来，各类高层连体结构开始出现，因其独特的造型和宏伟的气势，高层连体结构的应用也越来越广泛。经典的建筑结构如重庆来福士广场、苏州东方之门、中央电视台、北京奥林匹克塔、新加坡达士岭组屋和马来西亚石油大厦（图 1.1）。但连体结构在造型优美的同时，为施工带来更大的挑战。由于对施工阶段的研究不足，施工阶段事故频繁发生，2012-2018 年中国共发生的 4100 起施工事故，超高层双塔连体建筑因其施工过程和荷载条件更为复杂，其在施工期间的安全状态更应得到重视。

在建造建筑时，除了必须考虑结构成型后的受力状态外，还需留意施工顺序中的受力和变形是否符合结构设计的要求。由于施工顺序和成型方法的多样性，导致大跨度高层连体结构在内力、变形和稳定等方面与普通结构存在显著差异。近年来，结构健康监测（Structural Health Monitoring, SHM）技术的兴起为综合测量荷载与响应提供了一种方法，可实时监测结构在正常运行或极端事件后的性能，以评估结构的正常运行状态和极限状态。然而，目前与超高层建筑相关的 SHM 研究主要聚焦于结构服役阶段的性能评估，对施工阶段的评估关注较少。由于建筑施工周期较长，各个施工阶段的安全状态难以确定，因此，对高层建筑的施工和使用阶段进行结构健康监测显得尤为重要。为确保建筑结构在施工完成后具备可靠性和安全性，需要在整个施工过程中持续监测高层建筑结构的内力变化，以减少施工误差可能引发的结构内力，并应对突发情况导致的结构变形。结构识别作为 SHM 的重要工具，其将获得的监测数据通过特定的流程进行分析处理，并对结构进行状态评估与损伤识别，在描述高层结构健康状态时，结构识别发挥着关键作用。



(a) 重庆来福士广场



(b) 苏州东方之门



(c) 中央电视台



(d) 北京奥林匹克塔



(e) 新加坡达士岭组屋



(f) 马来西亚石油大厦

图 1.1 世界著名高层连体建筑

## 1.2 双塔连体高层结构研究现状

高空连体结构通常指两栋或多栋高层建筑之间，由连接体互相连接，从而达到对建筑造型及使用功能要求的建筑。连体结构按其连接强度又可分为强连接结构和弱连接结构。通常，连体结构的每个单体塔应具有相同或相似的建筑形状、平面布局 and 刚度，并采用双轴对称的形式将它们连接起来。然而，在实际工程中，

许多层数和刚度差异较大的超规范高层建筑均采用连体结构<sup>[1]</sup>，在这种情况下，连廊一般通过刚性连接缝与主结构核心筒或剪力墙间的伸臂桁架连接，以协调塔间的位移。在高空连廊的安装施工过程中，核心施工技术是结构构件的地面拼装、高空吊装以及就为组装等。高空连体钢结构施工方法主要包括高空散装法、分条吊装法、整体提升法、整体吊装法、整体顶升法、悬臂安装法、高空滑移法、逆作安装法等<sup>[8]</sup>。

从结构的角度来看，连接相邻高层建筑的链路连接可以减少结构的最大响应，并降低强烈地震与风激励引起相邻建筑之间碰撞的可能性，因为连廊连接的耦合效应往往会使建筑物的振动同步<sup>[2,3]</sup>。Farhad 等<sup>[4]</sup>提出了一种简洁的杆系结构动力耦合和最大地震反应估计方法，通过该方法能够区分两个连接的结构在每个单独结构的响应中所产生的相互干扰，并将这种情况纳入谱分析中。Zhu 等<sup>[5]</sup>采用将每座建筑物建模为单自由度系统的方法，以获取受白噪声地面激励的耦合系统的最优控制参数。Richardson 等<sup>[6]</sup>使用了类似的简化模型，推导出了耦合系统在地震激励下位移响应的封闭解，并确定了补充阻尼装置的优化设计。

结构的建造过程中，结构特性会随着时间而变化，包括材料特性、边界条件、载荷和结构刚度等。不同的施工方法和施工顺序会导致结构应力体系的变化。而对于双塔连体结构等大型复杂工程结构在施工过程中的受力与变形状态会更加复杂。为了确保结构施工后的可靠性和安全性，有必要对其施工过程进行详尽的分析。Roussel 等<sup>[7]</sup>对新加坡达士岭组屋进行了施工和使用阶段的结构健康监测，采用统计分析方法对施工建筑进行结构性能评估。完海鹰等<sup>[8]</sup>对淮北矿业办公中心楼高空连廊重型钢结构整体提升施工控制技术进行了分析。倪国荣等<sup>[9]</sup>研究分析了大跨连廊的支座反力监测方案，并基于有限元模型改进了桁架节点模型，在实际工程中起到了指导作用。叶琳远<sup>[10]</sup>对腾讯滨海大厦进行了钢桁架施工阶段的应变监测，对结构关键部位的内力状态进行了研究。张旭辉等<sup>[11]</sup>对某钢连廊吊装施工过程进行应力监测，分析了边界条件转变及温度变化对连廊应力的影响。

单栋建筑的模态振型通常比较简单，可以在一定程度上进行估计。然而，连体结构的模态振型由于与连廊特性具有显著的相关性，导致其振型更为复杂，因此很难进行准确的估计<sup>[12]</sup>。Liu 等<sup>[13]</sup>分析了连体建筑的动力特性，研究表明连廊使得结构的自振频率更加密集。Mu 等<sup>[14]</sup>研究了连廊对结构动力特性的影响，当连廊层数增加时，结构的刚度将会变大。Chen<sup>[15]</sup>等在不同的施工阶段对 246.8m 的多塔连体建筑（BOT）进行了两次环境振动测试，并利用得到的实测模态特性对超高层多塔模型进行修正，分析得出随着施工荷载增加，建筑物的自然频率出现

降低的趋势。Lei 等<sup>[16]</sup>分析了连体建筑中随着钢连廊位置的变化, 结构动力特性的变化规律。Clough 等<sup>[17]</sup>指出, 如果所假设的模态振型与实际模态振型存在很大偏差, 则系统的结构频率将被严重高估。因此, 固有的模态振型假设和模态振型修正因子的使用可能会给预测的广义力和结构响应带来不确定性<sup>[18~23]</sup>。Song 等<sup>[24]</sup>提出了一种 3D 分析评估模型, 该模型无需任何模态振型的假设, 能够综合考虑了质量、位置和刚度的影响。利用该模型深入研究了连杆特性对频率和模态振型等模态特性的影响, 揭示了连杆引起的结构耦合效应。Lu 等<sup>[25]</sup>利用 1/15 比例结构模型进行了一系列振动台试验, 研究了由桁架连接的两个不等高塔楼的高层建筑, 研究表明在强烈地震时, 连接桁架的刚度可以协调两座塔的行为。Lee 等<sup>[26]</sup>对两座由连廊连接的高层建筑进行了研究, 找出了合适的连接器配置。通过对耦合和非耦合结构的动力学性能进行数值比较, 确定了连廊可以有效地提高阻尼比, 从而降低动力响应, 附加粘性阻尼器的连廊可以获得更明显的耦合控制效果。Miranda<sup>[27]</sup>和 Reyes<sup>[28]</sup>将单个多层建筑简化为通过轴向刚性链接连接的弯曲悬臂梁和剪切悬臂梁组合的模型, 以获得建筑物在地面运动作用下的最大侧向变形的解析解。Chen 等<sup>[29]</sup>进行了对连体结构中两座交错建筑的空气动力学特性的研究, 并评估了风致响应以及连接对横向位移的影响, 通过利用获得的风荷载和三维分析模型, 对具有和没有连接的两座高层建筑的侧向位移进行了评估。Moon 等<sup>[30]</sup>研究了具有不同结构连接的超框架连体塔的横向性能。尽管其重点放在了与建筑设计相关的静态响应上, 但也对基本的动态特性进行了研究。

现阶段大多数学者关于连廊对塔楼动力特性的影响的研究主要集中在有限元模拟分析及简化模型的理论公式推导, 利用环境振动测试获取吊装前后建筑结构的振动信息并进行动力特性分析的研究相对少见。虽然结构性能可以一定程度上通过解析有限元模型来确定, 但高层建筑的真实性能还需要从全尺寸动力试验中研究。

## 1.3 结构健康监测系统及其在超高层结构中的应用

### 1.3.1 结构健康监测系统的功能及组成

结构健康监测是指利用现场的、无损的、实时的方式采集结构的输入和输出信息, 分析结构性能的波动、劣化或损伤特征, 并为管理和养护提供决策支持的技术。自 20 世纪 80 年代初以来, 土木工程界一直在研究桥梁结构的结构健康监测。许多 SHM 的案例研究和操作已经成功地广泛应用于桥梁结构<sup>[31~35]</sup>。然而, 对于超高层建筑, 特别是在建造到使用阶段的类似研究相对较少。超高层建筑相

较于其他结构更为复杂，且人员更为密集，灾害预测显得更加重要。因此，对超高层建筑在施工和使用阶段进行结构健康监测具有非常重要的意义。

一般来说，SHM 通常由四个步骤组成：（1）数据采集、融合和处理；（2）损伤诊断与特征提取；（3）数据解释和情况评估；（4）决策和预测。典型的 SHM 系统应包括安装在结构上的传感系统和数据采集和传输系统。传感系统负责收集原始数据，包括荷载（结构温度、风压和地面运动）、结构响应（沉降、倾斜、位移、应变和加速度）和环境因素（环境温度、湿度、太阳辐射、气压和腐蚀）。超高层建筑高度超过数百米，集中数据采集是不可行的。因此，数据采集和传输系统可以包含分布在结构上的多个独立数据采集单元（或变电站），以收集采集单元周围的传感器数据。一些 SHM 系统还具有便携式检查和维护系统，用于检查和维修传感器、数据采集单元和布线网络<sup>[36~41]</sup>。

### 1.3.2 结构健康监测系统的工程应用

数值分析和缩尺室内试验无法完全反映实际超高层结构在实际荷载、环境和响应性能方面的情况。结构健康监测可用来验证或相互核实理论分析、数值计算和实验室试验的结构性能，以更贴近实际情况。近 10 年来，越来越多的学者对实际高层结构进行 SHM 和现场动力试验，经过其广泛地应用证明了结构健康监测技术的可靠性<sup>[42~44]</sup>。

Brownjohn 和 Pan<sup>[45]</sup>为新加坡一座 280 米高的办公大楼创建了一个长期监测计划以追踪结构性能，并监测结构在强风和地震情况下的动态响应。

Ni 等<sup>[46]</sup>在广州塔进行了一项综合施工和运行阶段的结构健康监测研究。该系统包括 16 种类型的 800 多个传感器，旨在捕捉结构的静态和动态特性。根据结构在不同施工阶段的有限元分析结果以及整个结构完工后的有限元分析结果，在关键位置进行了传感器的安装。

Kijewski 等<sup>[47]</sup>设计了 SmartSync 结构健康监测系统，并对世界最高建筑哈利法塔进行施工和服役阶段的实时监测。

Su 等<sup>[48]</sup>针对 632 米高的上海中心大厦建立了一个由 432 个传感器组成的复杂 SHM 系统，旨在全面了解建筑物在施工期间和施工后受到强风、恶劣温度和地震等因素的影响对结构性能的影响。

Zhang<sup>[49]</sup>利用上海金融中心的结构健康监测系统提供的实测应变数据进行有限元模型修正，以获得不同施工阶段的更精确有限元模型，预测了结构变形和构件的受力变化，为施工提供了参考。

Huang 等<sup>[50]</sup>提出了一种包络随机减量法，旨在准确识别高层建筑的非线性阻

尼比, 并将该方法应用于上海环球金融中心的阻尼比识别。

Liu 等<sup>[51]</sup>开发了结构健康监测系统以验证高银金融 117 大厦结构在施工阶段的性能和行为。

Park 等<sup>[52]</sup>提出了一种用于乐天世界大厦的实时 SHM 技术, 通过对正在施工的乐天国际大厦进行振动测试获取模态响应, 并提出了一种基于实测结果响应的 LWT 模型更新方法, 以便在施工阶段建立基线模型。

He 和 Li<sup>[53-54]</sup>在台风“海马”和“倪丹”期间实测了 600m 高平安金融中心的加速度响应, 在频域采用峰值法, 在时域采用随机减量法研究了该摩天大楼的结构动力特性和风激振动。

Zhang<sup>[55]</sup>在上海某 250m 高层建筑中设计了结构健康监测系统, 并采用快速贝叶斯 FFT 方法进行运行模态分析, 研究了不同阶段的模态参数变化。

Chen 等<sup>[56]</sup>在上海环球金融中心 492m 高的 15 层楼中开发了一套安装 46 个传感器的智能健康监测系统, 利用东海 7.2 级地震的实测数据分析了上海环球金融中心在地震作用下的时程响应特性。

Gao 等<sup>[57]</sup>针对武汉长江航运中心大厦进行了施工阶段的结构变形监测及数值分析, 通过对比实测数据与计算数据对有限元模型进行校核并模拟其余施工情况。

Li 等<sup>[58]</sup>等利用安装在上海中心大厦上的结构健康监测系统所获得的数据, 研究了玻璃幕墙的实际温度分布, 建立了基于神经网络的数据驱动模型, 对幕墙的温度分布进行预测。

Zhou 等<sup>[59]</sup>采用协方差驱动的随机子空间辨识方法, 对台风条件下高层建筑的时变结构动力学特性进行了研究。研究验证了该方法能够准确地识别时变结构动力学特性。在台风山竹期间, 对一座高度为 420 米的高层建筑进行了现场测量, 并提出、讨论了摩天大楼的时变结构动力学特性。

Cao 等<sup>[60]</sup>开展了一项关于上海一座高达 632 米的高层建筑在台风“钟达里”和飓风“伦比亚”经过期间的风力特性和动态性能的研究, 并识别了目标建筑在台风中的模态参数。

Wang 等<sup>[61]</sup>获取了强风期间广州塔的 SHM 数据, 并建立了贝叶斯回归模型, 解释了得到的加速度响应数据中包含的不确定性, 并量化建模和预测中的不确定性。

Zhou 等<sup>[62]</sup>基于加速度和应变测量, 开发了风激高层建筑水平位移评估框架, 并将其应用于超级台风“山竹”期间深圳 600 米摩天大厦的位移响应重建。

Xiong 等<sup>[63]</sup>以 632m 高的上海中心大厦为研究对象, 进行了一项关于风致振

动评估和动力特性估计的现场研究。提出了一种替代现行规范规定的振动评估策略，并详细阐述了其推导和工作原理。此外，通过现场观测，确定了与振幅相关的动态特性。对不同台风条件下的模态特性拟合参数进行了详细的比较，为提取设计规范中规定的动力参数与振动响应之间的潜在机理提供了有价值的信息。

然而，以往与高层建筑相关的监测研究主要是在其服役阶段进行的，重点放在风作用或地震激励下的结构动力响应上，而在施工阶段使用 SHM 系统对高层结构的性能进行综合评估却是比较少见。高层建筑在竣工前要经历多个施工阶段，不同施工阶段的结构特性不尽相同，其安全状态未知，由于施工阶段持续时间长，各种荷载对建筑的影响是累积的，这也就导致结构在施工阶段的受力状态是与结构服役阶段显著不同。因此针对超高层建筑在施工阶段的健康监测研究显得十分重要。

## 1.4 结构识别

### 1.4.1 结构识别的定义

结构识别是判断结构健康状态的重要依据，结构识别(St-Id)由 Liu<sup>[64]</sup>和 Yao<sup>[65]</sup>引入土木工程领域，被 Aktan 等<sup>[66,67]</sup>定义为“利用试验数据校验后的修正模型来预测与参数相关的结构反应”。结构识别已用于许多应用，包括状态评估和维护管理。St-Id 框架包括六个基本步骤:观察和概念化、先验建模、控制实验、数据处理和解释、模型校准和参数识别，以及使用模型进行预测<sup>[71,77]</sup>，如图 1.2 所示。

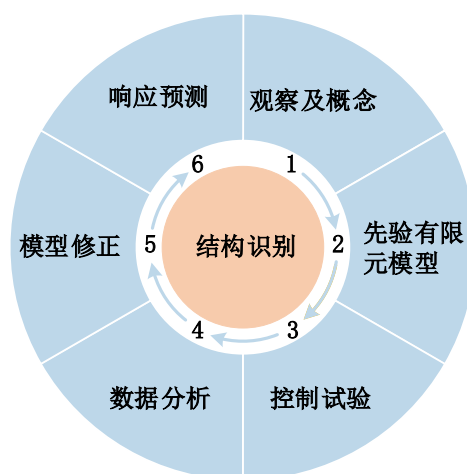


图 1.2 结构识别六步圆

识别过程是：（1）观察结构对象并建立整体概念；（2）建立先验有限元模型；（3）进行静动力试验；（4）对测试数据进行分析；（5）利用测试数据对有限元模型进行修正；（6）基于修正模型的结构响应预测。结构识别中的每一步都会影响到识别结果，而通过数据校验过后的有限元模型可以用于结构的预测并帮

助进行决策。本文基于结构识别六步圆的概念，利用第一个施工阶段产生的测试数据对钢连廊有限元模型进行了修正，并利用修正后的有限元模型对后续施工状态进行预测以确保结构在施工过程中保持合理的受力行为。

#### 1.4.2 模型修正发展现状

科学评估结构性能是工程领域中的一项复杂任务，而结构识别则被视为解决这一困难的有效途径。这一过程中，模型修正是关键环节。然而由于在建模过程中对结构进行了简化，且设计和施工之间存在差异，有限元模拟与实际结构之间可能存在误差。为了准确预测结构响应，模型修正需要通过识别不确定性参数来缩小模型与真实结构之间的差距<sup>[70,71]</sup>。

模型修正的具体做法是将现场试验结果视作为实际结构的真实表现，通过确定目标函数以及选择合适的优化方法，得到与试验结果最为一致的有限元模型<sup>[68]</sup>。根据模型修正方式是直接更改系统矩阵的元素（质量、刚度和阻尼矩阵），还是迭代调整模型参数，将模型更新方法分为直接法和迭代法，但矩阵修正方法直接更改有限元模型的质量、刚度矩阵，而相较于矩阵型修正方法，参数型有限元修正方法更能保留结构参数物理意义，因此受到广泛关注和普遍研究与应用<sup>[69]</sup>。

2000年，Brownjohn等<sup>[70]</sup>采用基于模态参数灵敏度分析的模型修正方法修正了The Safti Link桥内部混凝土单元的弹性模量和构件的几何尺寸，实现了状态评估。

2007年，Catbas等<sup>[71]</sup>利用一座大跨度桥梁现场试验数据，并结合有限元模型的整体修正和局部修正完成了这座桥梁的状态评估。

2009年，Perera等<sup>[72]</sup>指出目标函数的构建和有限元建模过程中对实际结构的细节模拟通常会对结构识别和损伤诊断产生影响，模型修正技术是完成损伤识别的一种有效方法。

2009年，易伟建等<sup>[73]</sup>利用环境振动测试对一座27层框架-剪力墙结构进行振动测试得到了结构模态测试结果。通过将等效斜撑模拟填充墙并对其有效宽度进行优化，修正后的高层建筑有限元模型计算固有频率与实测固有频率基本符合。

2010年，Marano等<sup>[74]</sup>提出了一种改进的实数编码遗传算法，用于识别大结构体系在动荷载作用下的参数。

2012年，Sanayei等<sup>[75]</sup>利用无损检测数据建立了桥梁管理的基线有限元模型，并采用模型校准技术对Vernon Avenue Bridge进行了评估。

2013年，李晰等<sup>[76]</sup>以一座钢管混凝土拱桥的实际工程为例，建立其用于抗震分析的初始有限元动力模型，利用健康监测系统获取了结构的动力响应，通过工



作模态分析获取了动力参数，并根据动力参数对初始有限元模型进行了修正。

2014年，Zhou<sup>[77]</sup>对某大跨拱桥进行了静动力试验，建立了精细化有限元模型，利用遗传算法和退火遗传算法对有限元模型进行修正，对比了遗传算法和遗传退火混合算法的修正结果，确定了参数最优值。

2018年，Sabamehr等<sup>[78]</sup>对比了直接更新法、神经网络方法及遗传算法在三座桥梁上的参数识别结果，结果显示直接更新方法效果最好，遗传算法次之，神经网络算法的修正效果较差。

2021年，Jimenez-Alonso<sup>[79]</sup>对比了单目标函数与多目标函数的优化性能，并采用遗传算法、粒子群算法及和谐搜索算法对某人形天桥进行有限元模型更新，对比结果显示，三种算法精度相当，而和谐算法所用时间较少。

2022年，法冠喆<sup>[80]</sup>对一钢混凝土组合梁桥开展了环境振动试验，获得了该桥的各阶模态参数。建立了精细化有限元模型，并基于模态识别结果，分布采用直接法和迭代法对有限元模型进行修正，结果显示迭代法可以更精确地模拟桥梁的动力特性。

2024年，王祺顺等<sup>[81]</sup>提出了径向基神经网络子结构代理模型与混合策略改进麻雀搜索算法的有限元模型修正方法，并建立了以模型静动力特性误差为目标函数的有限元参数修正的数学模型，修正了洞庭湖大桥的 ANSYS 有限元模型。

2024年，张增辉等<sup>[82]</sup>提出了基于神经网络和自振频率的有限元模型修正方法，对比了反向传播神经网络、径向基神经网络以及粒子群优化算法-反向神经网络的修正效果，结果显示粒子群优化算法-反向神经网络的优化效果最佳。

以上学者采用的优化方法仍然存在局部搜索能力差，过早收敛等问题。由于迭代优化过程中有限元模型运算工作量巨大，找到合适的修正算法并明确在结构识别过程中智能算法参数的具体设定可以节省大量的工作，这也是型修正过程中最需要解决的问题。

## 1.5 基于星载 InSAR 技术的高层建筑变形测量发展

星载 InSAR (Interferometric Synthetic Aperture Radar, InSAR) 技术利用 SAR 卫星向地表发射微波，并接收回波信号，将地表信息以复数形式储存在 SAR 影像中。通过对 SAR 影像进行差分干涉处理，得到包含形变信息的相位。随后，根据卫星观测几何可以解算出地表形变情况。这项技术具备全天时、全天候、全球覆盖的特性，且不受外界环境干扰，已广泛应用于滑坡<sup>[83]</sup>、地震<sup>[84]</sup>、矿区沉降<sup>[85]</sup>、火山<sup>[86]</sup>、城市地表沉降<sup>[87]</sup>以及城市地铁<sup>[88]</sup>和公路沿线沉降<sup>[89]</sup>等形变监测任务中，

然而针对高层连体建筑的研究却十分罕见。

高层建筑物变形测量常用的方法有传感器监测、摄影测量、激光扫描、地面雷达观测等。虽然这些变形测量方法可以达到很高的精度，但它们仅限于结构局部区域内的变形。因此，当面对广泛的高层城市建筑变形监测的实际需求时，这些常用的建筑变形测量方法将表现出视野有限、成本高、效率低等明显的缺点。InSAR 作为一种广泛变形监测的新方法，有望克服上述变形测量方法的局限性。

Ciampalini 等<sup>[90]</sup>利用 ERS 1/2、ENVISAT、RADARSAT-1 卫星收集的 PS-InSAR 数据，研究了 2010 年滑坡前意大利西西里岛的圣弗拉泰罗市的建筑物变形速度。

Osmanoğlu 等<sup>[91]</sup>使用 PS-InSAR 技术分析了 23 颗卫星 SAR 场景，研究了墨西哥城沉降速率与地下水抽取的相关性。

Liu 等<sup>[92]</sup>提出了非均匀沉降指数作为 InSAR 时序监测的后续评价方法，通过时间序列 InSAR 处理提取建筑物的点目标，然后以这些点为输入，计算出每个建筑物对应的三维沉降面和面倾角，将其用于建筑风险评估。

Drougkas 等<sup>[93]</sup>提出了一种利用 InSAR 数据分析来评估建筑结构在不同沉降和隆升作用下的损伤发展的方法。拟议的方法旨在实现普遍适用性，能够为广泛地理区域和不同结构类型的测量提供评估结果。

Macchiarulo 等<sup>[94]</sup>提出了一种改进的建筑物风险评估方法，将 PS-InSAR 技术识别的地面沉降结果与结构的等效梁模型相结合。

Wu 等<sup>[95]</sup>通过检查建筑立面上特定 PS 的 LOS 变形时间曲线来分析建筑变形，但分析结果容易受到高层建筑温度变形的明显干扰。

Zhu 等<sup>[96]</sup>利用线性函数和正弦函数相结合的复合函数拟合建筑物上 PS 的季节性变形曲线，通过这个方法可以分析建筑物的变形趋势，但引入了复杂的迭代过程。

Ma 等人<sup>[97]</sup>利用 TerraSAR-X 卫星的高分辨率图像观测到钢筋混凝土高层建筑的温度诱发变形，其量级与钢和混凝土材料的热膨胀系数相似。随后，通过排除 PS 的温度变形分量，可以发现建筑物的毫米级收缩、蠕变和整体沉降

Gernhardt 等<sup>[98]</sup>使用 TerraSAR-X 从不同入射角和轨道方向获得的德国柏林市 PS 密度，研究表明入射角度在 40°-47°时较为合适。

PS-InSAR 技术可以高效观测大范围建筑群的变形，尤其利用加入温度相关项改进的干涉相位模型可以有效提高 PS-InSAR 技术在求解大跨度和高层建筑的变形求解精度。然而，利用 PS-InSAR 技术求解大范围建筑群三维变形的研究还少有进行，且 PS-InSAR 技术在针对单体建筑开展精细化变形监测时往往存在 PS 点

密度不足的现象，虽有研究利用层析合成孔径雷达干涉测量技术进行单一的建筑变形观测，但与结构理论结合不深，未将建筑精细化变形识别结果拓展应用于结构健康监测领域。

## 1.6 本文研究内容

本文以一座超高层连体建筑为研究对象，建立结构健康监测系统用以保障结构在吊装施工过程安全，提出了连廊吊装全过程结构识别流程。按照结构识别六步圆的步骤，利用监测系统采集到的实测应变数据对连廊有限元模型进行迭代更新，并对后续施工状态进行预测，确保了施工过程中结构受力合理。在连廊吊装前后分别对塔楼进行应变测试与随机振动测试，建立超高层建筑有限元模型，分析连廊吊装过程中塔楼的内力，并结合应变监测结果，确保连廊吊装过程中塔楼的安全稳定，并利用 CMIF 法识别了结构的模态参数，对比了塔楼吊装前后两种状态的模态信息，此外在 SAP2000 有限元软件中对超高层双塔连体结构进行建模计算，研究了填充墙刚度对计算结果的影响。最后基于 PS-InSAR 技术研究了超高层双塔连体建筑在运营阶段随温度变化的变形趋势。本文主要包含以下研究内容：

(1) 建立了钢连廊以及超高层建筑的初始SAP2000有限元模型，通过初始有限元分析对整个施工过程进行模拟得到了在施工过程中关键受力构件的位置。通过在关键受力构件上安装振弦式应变传感器，建立了南海之门结构健康监测系统，实时获取了结构在施工过程中的应变与温度数据，所获得的数据可为后续有限元模型修正提供支持。

(2) 实时获得的应变监测数据受环境温度影响，为获取结构由于施工导致的内力重分布而产生的真实应变，笔者采用神经网络算法对测试数据中的温度与应变之间复杂的非线性关系进行拟合，分析其变化规律用以剔除温度产生的应变。考虑到神经网络算法模型中超参数的选取较为繁琐且耗时，本文采用蜣螂算法对神经网络模型进行优化以寻找最合适的超参数。

(3) 通过 SAP2000 的 API 模块实现有限元模型自动修正，为避免在迭代寻优过程中由于不同智能算法本身的局限性导致无法寻找到全局最优解，笔者采用遗传算法和蜣螂算法分别对初始有限元模型进行参数识别，并利用修正后的基线模型对整个施工过程进行预测，确保结构在各个施工过程受力合理。

(4) 建立了超高层双塔连体结构的SAP2000有限元模型，利用该模型对吊装施工过程进行了模拟分析，并结合应变监测和吊装前后的两次随机振动测试综合评估了连廊的安装对塔楼的影响。另外在SAP2000模型以壳单元对填充墙进行建模，研究了填充墙刚度对有限元模型计算结果的影响。

(5) 基于 PS-InSAR 技术分析了超高层双塔连体建筑的变形趋势。获取了吊装施工后目标建筑一年内的 Cosmo SkyMed 卫星的升轨影像数据, 通过对 SAR 影像进行 PS-InSAR 处理, 获取了目标建筑的 LOS 变形结果, 随后对 LOS 向变形进行分解获取了塔楼东西方向的变形, 最后基于修正后的超高层双塔连体建筑有限元模型分析了目标建筑在升温及降温的工况下的变形趋势, 并对比了有限元计算的相对变形与 PS-InSAR 测量相对变形。

## 第2章 工程简介及健康监测系统的建立

### 2.1 引言

建筑物的施工过程中，许多结构特性会随时间发生变化，施工方法和顺序的差异将导致结构受力系统的转变，而高空钢连廊吊装过程是一个相当复杂的系统工程，它包括了几个关键的施工阶段。在每个施工阶段，由于内力重分布，结构会产生较大的应变。《建筑与桥梁结构监测技术规范》规定，复杂连体结构合龙前后应对关键构件进行应力监测，因此有必要在吊装施工过程中建立结构健康监测系统以确保安全顺利地整个施工过程，监测系统产生的监测数据同时也为后续模型验证提供了可靠的信息。

### 2.2 南海之门工程概况

南海之门位于广东省佛山市南海区大沥镇，为该地区新轴线地标性建筑物，也是该地区的重点项目，因控规要求，建筑采用门型造型，体现“南海之门”意向，其建筑用地  $6039.58\text{m}^2$ ，总建筑面积  $111567.50$  平方米，建筑高度约为  $142$  米，由  $2$  栋对称的  $42$  层超高层塔楼组成，单塔建筑平面布置规则，平面尺寸为  $37.9\text{m}\times 32.3\text{m}$ ，立面采用现代简洁手法，建筑外立面材料采用玻璃幕墙及铝合金幕墙，地下室为两层地下室，主要为停车库及设备用房， $1、2$  层裙楼为零售商业， $3$  至  $42$  层为办公及办公式公寓，其中， $15$  及  $28$  层为避难层。

塔楼主体结构由下至上沿高度分为三种不同的结构体系，由于  $1、2$  层为架空层，除核心筒外，大部分剪力墙在  $2$  层顶进行转换， $3$  层至  $39$  层为含有部分框架柱的剪力墙结构， $40、41$  及天面层除核心筒以外的剪力墙全部取消，仅保留框架柱，在两塔楼  $40、41$  层及天面层设置连体结构，连体结构主要受力构件为三榀钢管混凝土拱，每根拱肋由  $900\times 1000(30)\text{mm}$  的钢管组成，内部灌注  $\text{C40}$  微膨胀混凝土，总用钢量为  $1200$  吨。吊装前钢管混凝土灌注完毕，总提升重量为  $1310$  吨，连廊吊装至预定标高后与设置在东、西两塔楼的牛腿焊接形成一个“门”式整体，连体跨度约为  $46\text{m}$ ，属于大跨连体结构，双塔连体建筑的平面图和立面图如图 2.1 所示。

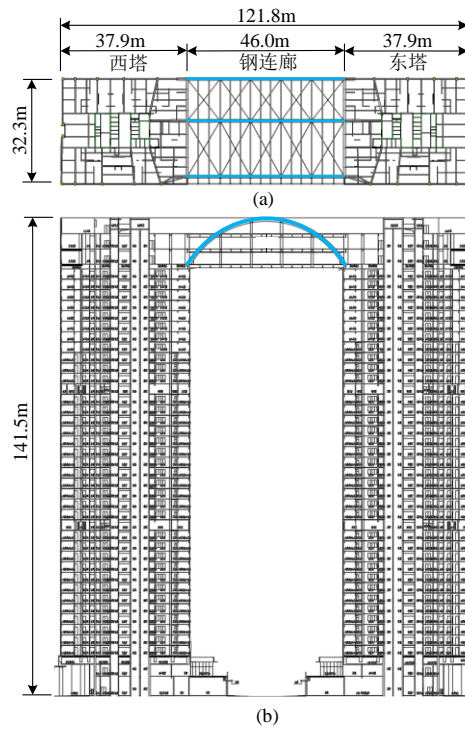


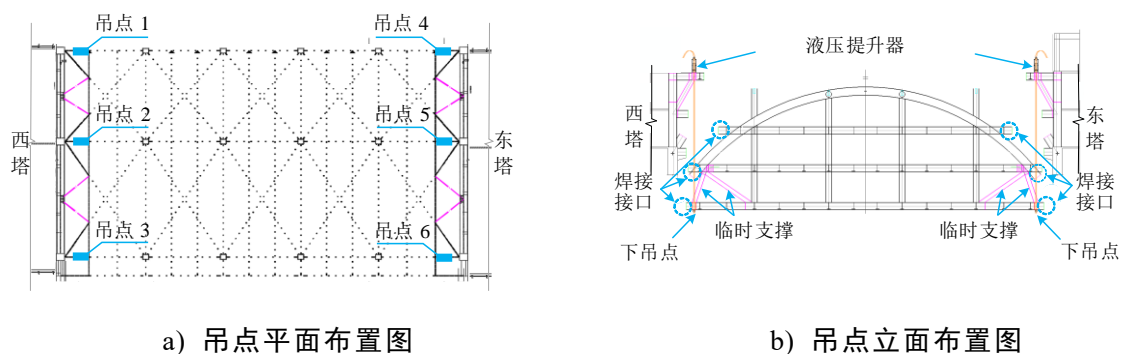
图 2.1 南海之门平面及立面示意图

### 2.3 钢连廊吊装施工方案

钢连廊吊装采用液压同步提升技术整体提升，即采用“地面整体拼装→建立提升系统→整体液压提升→合龙焊接”<sup>[99]</sup>施工工艺完成连体结构的整体安装。在两塔楼底位置搭设临时拼装平台，完成钢连廊底部拼装，同时在两侧塔楼顶层共设置六个提升吊点，每个吊点搭设两个同型号液压提升器（TL-HPS-60），每个液压提升器处共有 12 根钢绞线，如图 2.2 所示。下吊点布置于被提升连廊下弦杆悬挑端部，为优化钢连廊在吊装过程中的钢连廊受力性能，减少部分杆件在吊装过程中的受力，在下吊点位置处设置临时性支撑构件，如图 2.3 所示，临时支撑在连廊与塔楼焊接完成后切割拆除。



图 2.2 液压提升设备



a) 吊点平面布置图

b) 吊点立面布置图

图 2.3 钢连廊吊点布置图

本工程所监测的钢连廊于 2022 年 7 月 8 日至 2022 年 11 月 19 日分 5 个施工阶段完成钢连廊吊装施工，不同施工阶段伴随边界条件变化、临时构件拆除及外覆荷载变化将导致结构内力发生变化，施工现场如图 2.4 所示，具体施工进度如表 1.1 所示。



a) 提升前

b) 提升完成

图 2.4 吊装施工现场图

(1) 阶段 1: 钢连廊由简支静止状态[图 2.5(a)]转变为由连廊两侧六组索缆提供拉力的吊起状态[图 2.5(b)], 该状态下的索力通过临时支撑将索力传递至钢管混凝土拱, 钢管混凝土拱作为主要受力构件承受较大内力。

(2) 阶段 2: 当钢连廊提升至指定标高后, 将连廊悬臂杆与塔楼预留牛腿稳定对接, 并进行焊接。此时塔楼与连廊形成一个整体并共同受力, 如图 2.5(c)所示。

(3) 阶段 3: 在钢连廊与塔楼焊接结束后, 采用气割工艺将 6 组临时支撑进行拆除, 此时索缆产生的索力通过钢连廊的下弦杆进行传递, 如图 2.5(d)所示。

(4) 阶段 4: 在临时支撑拆除后, 来自索缆的索力被释放掉, 如图 2.5(e)所示。

(5) 阶段 5: 在连廊第 41、42 及天面层浇筑混凝土, 该阶段产生较大的外附荷载, 钢管混凝土拱承受的压力增大如图 2.5(f)所示。

表 2.1 施工进度

施工阶段	施工内容	施工日期
阶段 0	钢连廊拼装	7 月 8 日之前
阶段 1	钢连廊提升	7 月 8 日至 7 月 14 日
阶段 2	钢连廊与塔楼焊接	7 月 15 日至 7 月 27 日
阶段 3	拆除临时支撑	7 月 28 日至 8 月 2 日
阶段 4	释放液压索力	9 月 1 日至 9 月 6 日
阶段 5	浇筑混凝土楼板	11 月 5 日至 11 月 19 日

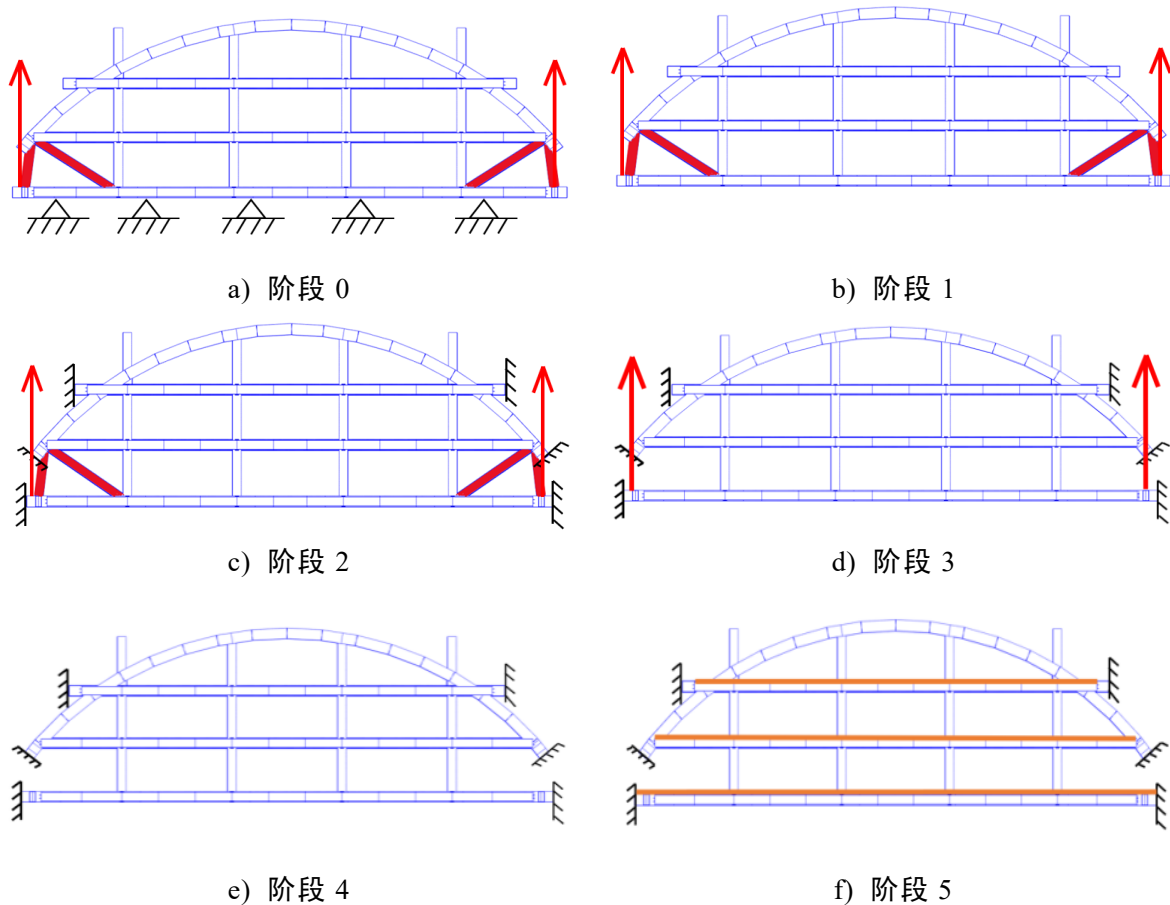


图 2.5 施工阶段



## 2.4 超高层双塔连体建筑结构健康监测

### 2.4.1 设计目的

南海之门健康监测系统的监测目的是监控连廊在吊装施工过程中的受力状态，从而保障连廊整个施工过程中的安全性提升。此系统旨在评估连廊提升过程中可能引起的结构安全性问题，预防由施工误差或操作失误引发的结构损伤、失稳甚至破坏。其目的是为连廊安全的吊装施工提供必要的技术支持。

南海之门结构健康监测系统通过自动化数据采集的方式测量结构在不同边界条件或荷载作用下的响应来分析结构状态的变化。通过实时监测，该系统能够及时发现结构的安全状况，并提出维护工作的相关内容。这样的系统辅助工程师实现了吊装过程的安全施工，为施工过程提供了重要的技术支持。

### 2.4.2 系统框架

为掌握结构吊装施工过程的应力应变状态，针对本连廊吊装过程，建立了以应变水平观测为主的监测系统，该系统主要由传感器子系统、数据采集子系统、数据传输子系统、数据存储及管理子系统、状态评估子系统 5 部分组成，如图 2.6 所示。

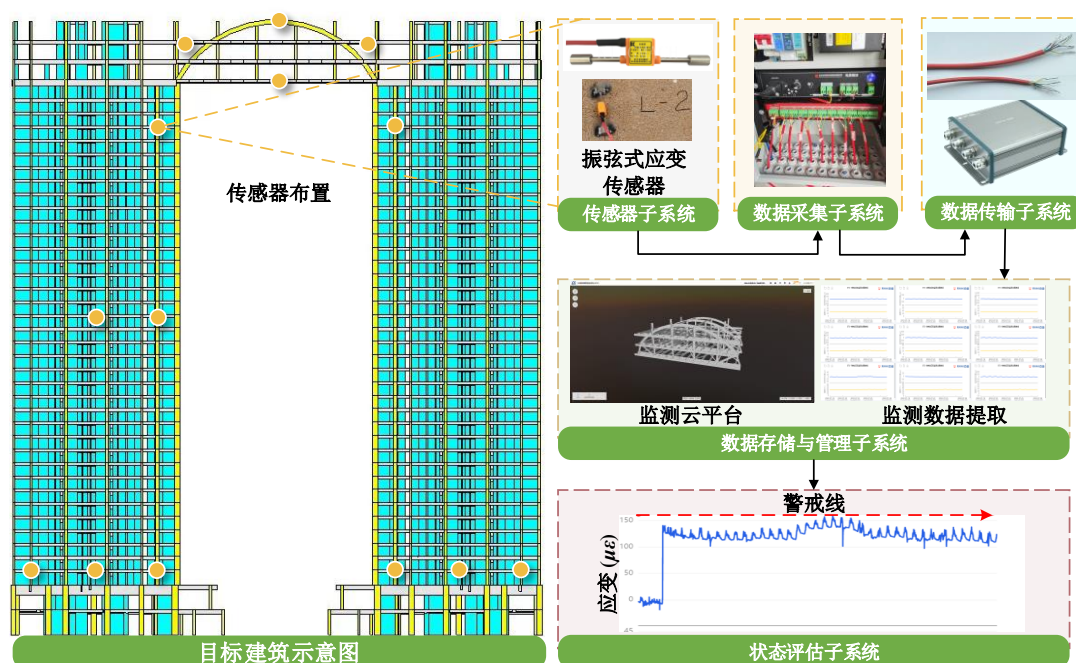


图 2.6 南海之门健康监测系统

(1) 传感器子系统：该系统主要任务是尽可能准确地采集结构的各种信息，信息的准确和完整直接影响到结构状况的评估准确性。为了达到这个要求，需要具有以下特点：1) 提供高质量数据；2) 同步采集数据；3) 满足部分数据实时采

集；4) 长期稳定工作；5) 便于更换；6) 实现传感器自检故障报警。

(2) 数据采集子系统：该系统主要任务是采集传感器数据。数据采集模块会对不同类型的传感器信号进行处理和转换，将其转换为统一的数字信号。

(3) 数据传输子系统：该系统核心任务是建立数据通道，其包括传输线缆、交换机、信号收发器和放大器等。这些设备协同工作，通过有线或者无线的方式将数据传输至数据存储与管理子系统。

(4) 数据存储与管理子系统：云平台上的数据存储与管理子系统包括中心数据库、数据管理软件以及相关硬件设备等组成。其主要任务是提供对监测数据的存储、查询功能。

(5) 状态评估子系统：状态评估子系统是南海之门健康监测系统的核心部分，主要负责对监测数据进行分析处理和建模，转化为结构状态信息，并提供结构安全预警和综合评估<sup>[43,44]</sup>。

### 2.4.3 传感器布置

为获取连廊整体吊装施工过程中结构的应变变化，根据初步有限元分析，以及对结构的几何特征和受力特点的分析，在钢结构连廊以及塔楼关键构件上共安装了 51 个 JMZX-212HAT 振弦式表面应变传感器(量程： $\pm 1500\mu\epsilon$ ，灵敏度： $1\mu\epsilon$ )，其中包括连廊 21 个，塔楼 30 个。连廊的应变传感器布置在各施工步骤中内力较大区域（一层型钢梁）、内力方向发生变化的构件（吊柱）及主要受力构件上（钢管混凝土拱），如图 2.7 所示，图中 B/C/S/A 分别表示安装在桁架梁、桁架柱、临时支撑以及钢管混凝土拱上的传感器。塔楼应变传感器布置于 3F，23F，39F，传感器数量沿高度由上至下逐渐增加，各传感器布设位置示意详见图 2.8，图中 ET/WT 分别表示安装在东塔与西塔上的传感器。

传感器通过 JMZ-4SX 水工电缆线汇集至数据采集系统完成数模转换，再通过无线收发模块将应变数据上传云平台完成数据存储及管理，通过设置阈值对结构异常状态预警。监测过程中，信号采样频率设置为 3min/次，每一层的采集器相互串联通过信号线与位于监测总站上的控制器相连从而实现供电和无线传输数据。

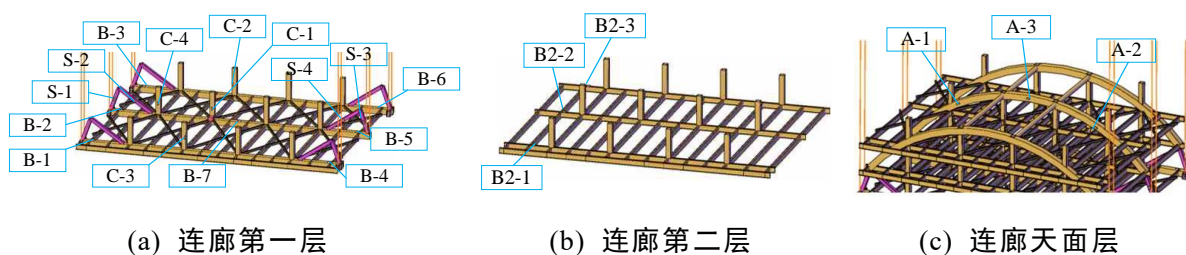


图 2.7 连廊应变传感器布置图

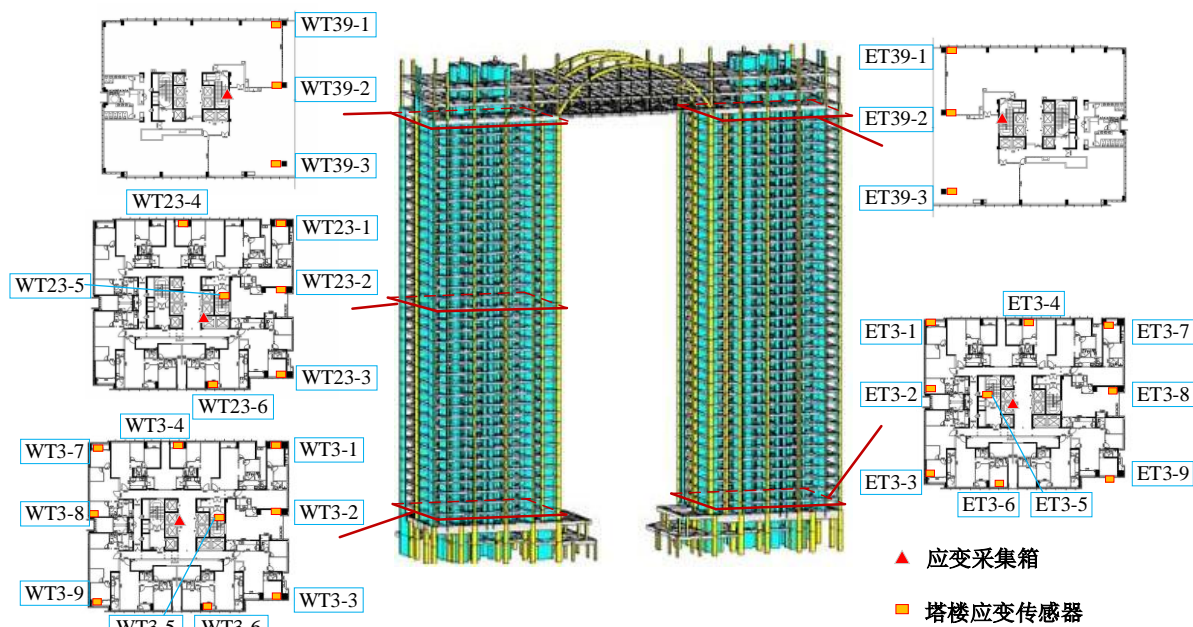


图 2.8 应变传感器布置图

## 2.5 本章小结

本章主要介绍了南海之门工程概况及建立了南海之门结构健康监测系统，主要内容如下：

(1) 介绍了南海之门工程概况，高空钢连廊吊装过程是一个相当复杂的系统工程，它包括了几个关键的施工阶段，分别为钢连廊预提升、与塔楼焊接、拆除临时支撑、释放索力及混凝土楼板浇筑，在每个施工阶段，内力将会发生重分布导致结构产生较大的应变。

(2) 为确保安全地完成整个施工过程，建立了针对应变水平的南海之门结构健康监测系统，该系统包括传感器系统、数据采集系统、数据传输系统、数据存储与管理系统及状态评估系统，这五个系统协同工作实现了钢连廊吊装施工全过程的无线应变采集，产生的监测数据同时也为后续模型验证提供了可靠的信息。

## 第3章 钢结构连廊吊装过程结构识别

### 3.1 引言

建筑物的建造过程中，许多结构特性会随时间发生变化，例如材料特性、边界条件、荷载和结构刚度等。结构施工过程中，不仅要考虑结构成型后的受力状态，还要注意施工顺序中的受力和变形是否能满足结构设计要求。钢连廊吊装过程经历了几个关键施工阶段，每个阶段的内力均与设计状态存在显著的差异，因此在吊装施工前可采用有限元软件对施工全过程进行模拟。由于在有限元软件中，许多参数均采用设计值，并不完全符合结构的真实状态，为获取一个准确可靠的有限元模型对施工过程进行施工响应预测，有必要利用实测数据对初始有限元模型进行修正。本章的目的为通过结合结构识别基本理论，利用采集到的监测数据并结合智能算法对初始有限元模型进行修正，以实现可靠的施工响应预测，从而保障结构的安全。

### 3.2 智能算法理论

#### 3.2.1 遗传算法（GA）

遗传算法作为优化问题中最常用的智能算法，是一种模拟生物进化的种群优化迭代算法<sup>[100]</sup>。其基本思想是将问题的解表示为染色体，并对一组种群个体进行适应度运算、选择、交叉以及变异，在父代向子代的遗传中筛出较差的个体，直到种群收敛，该方法是一种基于过程搜索的近似最优解的方法，且搜索过程不受先验知识和导数的控制，是解决模型更新问题中最常见的方法。遗传算法的具体流程如下：

（1）初始化种群：由均匀分布的随机函数生成可行域  $\Omega$  包含  $N$  个个体的初始种群。

$$\Omega = \{X \mid X_L \leq X \leq X_U\} \quad (3.1)$$

其中， $X$ =更新参数向量， $X_L, X_U, \Omega$  分别为更新参数向量的下界、上界和可行域。

- （2）适应度评估：计算个体的适应度，并对每个个体进行适应度排序。
- （3）选择：根据适应度值，选择一些个体作为下一代父代。
- （4）交叉：对适应度值高的父代个体进行交叉操作，生成新的个体。
- （5）变异：对适应度值低的新个体进行变异操作以引入新的基因。

- (6) 重复执行操作 (2) - (5)，直到达到终止条件。
- (7) 输出最优解或近似最优解。

整个算法中主要由三个遗传算子运行，及选择交叉变异，具体操作如图 3.1 所示。

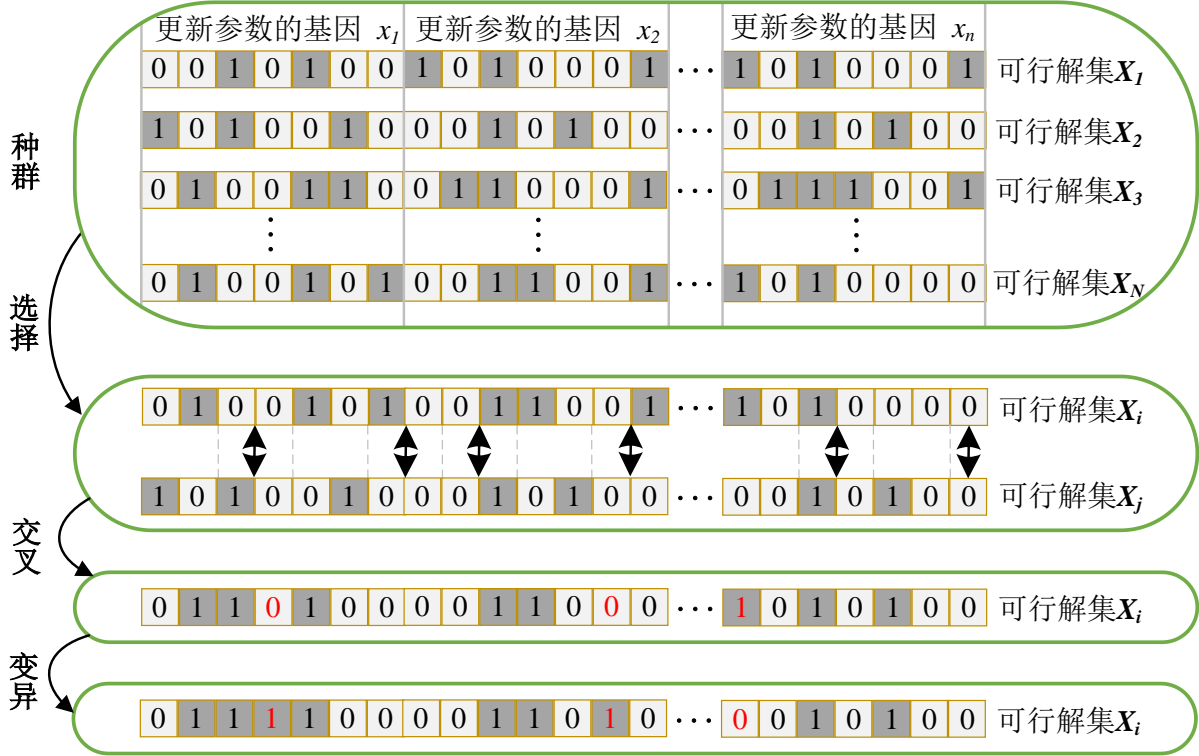


图 3.1 遗传算法流程图

需要注意的是，遗传算法的具体实现会有所不同，选择、交叉及变异的具体方法有多种，其中选择操作有轮盘赌法、锦标赛选择法、随机选择法及排序选择法等，交叉操作有单点交叉法、多点交叉法、均匀交叉法及顺序交叉法等，变异操作有简单变异、多点变及倒位变异等。尽管遗传算法具有很强的并行运算能力，但仍存在一些缺陷，例如局部搜索能力差、种群过早收敛等，该算法未来的发展方向应集中在提高解空间全面搜索能力和种群收敛稳定性上。

### 3.2.2 蜣螂算法 (DBO)

蜣螂算法是 2022 年 11 月提出的一种新型种群智能优化算法，它以屎壳郎的滚球与跳舞、繁殖、觅食和偷窃行为为灵感，是一种兼顾全局搜索和局部开发的迭代优化算法，该算法在收敛精度、求解精度和稳定性方面与最先进的优化算法相比显示出相当的竞争力<sup>[101]</sup>。该算法根据蜣螂不同的行为将蜣螂种群分成四类蜣螂：滚球蜣螂、繁殖蜣螂、小蜣螂以及窃贼蜣螂，如图 3.2 所示。每种蜣螂拥有不同的更新方式，四种更新方式并行以寻找全局最优解。

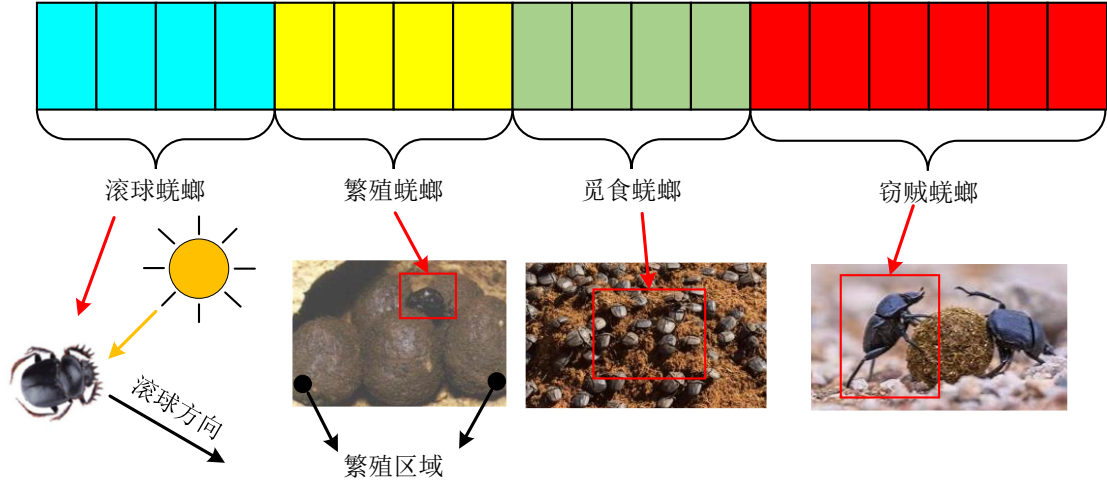


图 3.2 蜣螂分布

蜣螂在滚球的过程中，会受到光源的影响，并按照式(3.2)对蜣螂的位置进行更新，当蜣螂滚球过程中遇到障碍物而无法前进时，蜣螂位置按照式(3.3)进行跳舞。

$$x_i(t+1) = x_i(t) + \alpha \times k \times x_i(t-1) + b \times |x_i(t) - X^w| \quad (3.2)$$

式中： $t$  是当前迭代次数， $x_i(t)$  是第  $i$  只蜣螂在第  $t$  次迭代时的位置， $k \in (0, 0.2]$  代表偏转系数， $\alpha$  是赋值为 -1 或 1 的自然系数，-1 表示偏离原本方向； $X^w$  表示当前种群最差位置， $|x_i(t) - X^w|$  用来模拟光强变化。

$$x_i(t+1) = x_i(t) + \tan(\theta) |x_i(t) - x_i(t-1)| \quad (3.3)$$

式中： $\tan(\theta)$  模仿跳舞行为， $\theta$  为滚动方向且仅考虑  $[0, \pi]$ ，当  $\theta = 0, \pi/2$  或  $\pi$  时位置不更新。

自然界中当蜣螂将粪球滚到安全区域后，蜣螂会将粪球藏觅，并在该区域进行产卵，如图 3.3 所示，上下界通过如式(3.4)确定，假定每个雌性蜣螂在此区域只下一个卵，每个卵球的位置在迭代过程中按式(3.5)进行更新。

$$\begin{aligned} Lb^* &= \max(X^* \times (1-R), Lb) \\ Ub^* &= \max(X^* \times (1+R), Ub) \end{aligned} \quad (3.4)$$

式中： $R = 1 - t/T$ ， $T$  为最大迭代次数； $Lb$  和  $Ub$  分别为优化问题的上下界， $X^*$  为当前局部最佳位置， $Lb^*$  和  $Ub^*$  分别定义了产卵区域的上下界。

$$B_i(t+1) = X^* + b_1 \times (B_i(t) - Lb^*) + b_2 \times (B_i(t) - Ub^*) \quad (3.5)$$

式中： $B_i(t)$  为第  $t$  次迭代时第  $i$  个卵球的位置， $b_1, b_2$  为两个大小  $1 \times D$  的独立向量， $D$  表示优化问题维数，即修正参数个数。

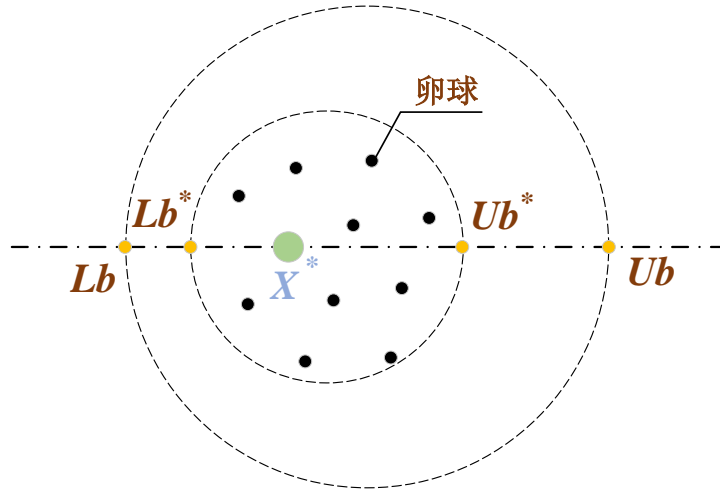


图 3.3 边界选择策略概念图

自然界当中，一些小蜣螂会从地下钻出来进行觅食，算法中通过建立最佳觅食区域指导小蜣螂进食，模拟甲虫在自然解的觅食过程，最佳觅食区域的边界按式(3.6)定义，小蜣螂的位置按照式(3.7)进行更新。

$$\begin{aligned} Lb^b &= \max(X^b \times (1-R), Lb) \\ Ub^b &= \max(X^b \times (1+R), Ub) \end{aligned} \quad (3.6)$$

式中： $X^b$ 表示全局最优解， $Lb^b$ 和 $Ub^b$ 分别表示觅食区域上下界。

$$x_i(t+1) = x_i(t) + C_1 \times (x_i(t) - Lb^b) + C_2 \times (x_i(t) - Ub^b) \quad (3.7)$$

式中： $C_1$ 是正态分布的随机数， $C_2$ 为 $1 \times D$ 属于(0,1)之间的随机向量。

一些蜣螂从其他蜣螂那偷取粪球在自然界是一种很常见的现象，这些蜣螂被称为窃贼蜣螂，由式 3.6 可知， $X^b$ 是最佳食物来源，因此假设 $X^b$ 附近是最具竞争、偷窃食物的区域，在迭代更新过程中，小偷的位置信息被更新，描述如式(3.8)。

$$x_i(t+1) = X^b + S \times g \times (|x_i(t) - X^*| + |x_i(t) - X^b|) \quad (3.8)$$

式中： $g$ 为服从正态分布 $1 \times D$ 的随机向量； $S$ 表示一个常数值。

蜣螂优化算法的更新步骤如流程图 3.4 所示，首先在所选参数的可行域范围内随机初始化种群，分配四种蜣螂的数量，并计算各自种群的适应度值，根据种群的适应度值进行分配排序，排序后四种蜣螂按照各自的更新方式寻找优解，最后将四种蜣螂更新后的优解进行对比选出当前最优解，当迭代次数少于最大迭代次数时，重新计算各自种群的适应度值并排序，每种蜣螂重新按照各自的更新方式进行位置更新，当迭代次数达到设定次数后输出结果以得到全局最优解。

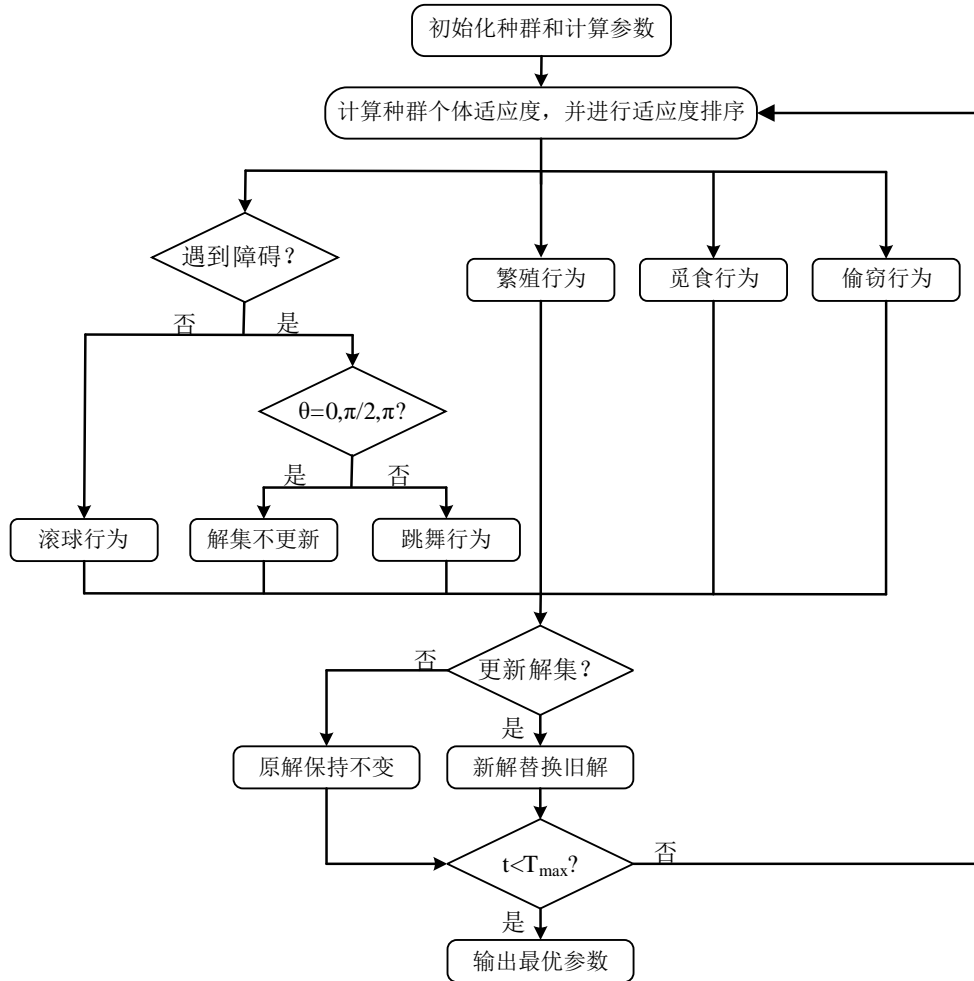


图 3.4 蚁螂算法计算流程

### 3.2.3 基于反向传播神经网络模型的温度应变剔除理论 (DBO-BPNN)

在监测过程中，由于应变数据受温度影响产生了较大波动，为获取结构由内力变化产生的真实应变，需将温度产生的应变进行剔除。当结构边界条件复杂，且所处的环境也复杂时（温度场不均匀分布），温度与内力具有非线性特征<sup>[102]</sup>，此时简单的线性关系无法准确表明温度与应变的相关性。考虑到钢连廊结构较复杂，覆盖空间较大等因素，笔者利用神经网络技术对温度与应变之间的非线性关系特性进行拟合，分析其变化规律用以剔除温度产生的结构应变。

人工神经网络，简称“神经网络”，作为对人脑的一种抽象和模拟，是对人的大脑系统一定特性的描述，简而言之，他是一个可以通过电子线路或计算机模拟大脑行为的数学模型。反向传播神经网络 (BPNN) 是一种误差反向传播的多层前馈网络，它包括正向传播和反向传播，通过将误差向前传递，利用梯度搜索的方式不断地更新权值<sup>[103]</sup>，结构简图 3.5 如下所示。



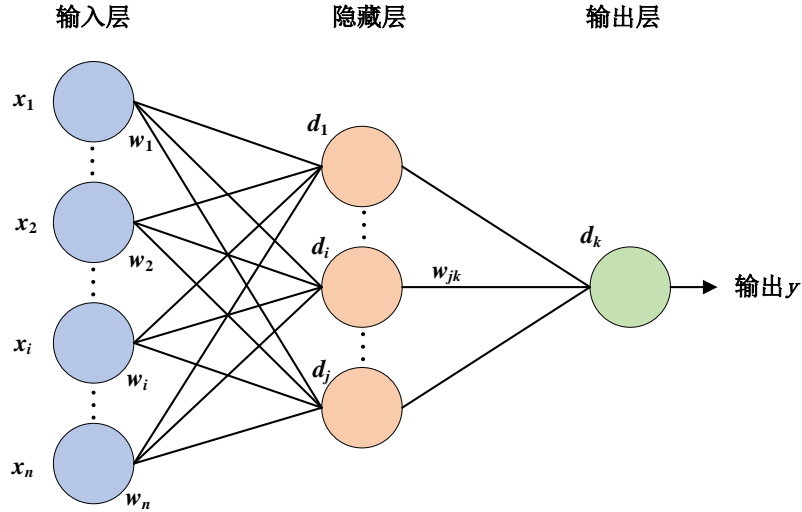


图 3.5 神经网络结构图

### 1. 传播过程

假定第  $k$  层中第  $l$  个神经元的输入为  $x_i^k$ ，该神经元对应的输出值以及偏置量为  $y_i^k$  及  $b_i^k$ ， $w_{il}^{k-1}$  为第  $k$  层第  $l$  个神经元与第  $k-1$  层第  $i$  个神经元的连接权值，则：

$$x_k^l = b_k^l + \sum_{i=1}^m w_{il}^{k-1} \times y_i^{k-1} \quad (3.10)$$

式中： $m$  为第  $k-1$  层神经元个数， $y_i^{k-1} = f(x_i^{k-1})$ ， $f$  为激活函数。

### 2. 反向传播

BP 神经网络的反向传播利用梯度下降法来降低网络误差，本文采用均方根损失函数：

$$E = \frac{1}{2N} \sum_{i=1}^N (t_i - y_i)^2 \quad (3.10)$$

式中： $t_i$  为待拟合样本值， $N$  为样本个数。

反向传播时，对  $E$  一阶偏导实现对权值的更新：

$$w = w - \eta \times \frac{\partial E}{\partial w} \quad (3.11)$$

式中： $\eta$  为模型定义的学习率。

### 3. 激活函数

激活函数通过非线性传递神经网络层与层之间的函数关系，这使得神经网络在进行梯度拟合时更加灵活。常见的激活函数有 *Sigmoid*、*Tanh*、*ReLU* 函数。

1) *Sigmoid* 表达式：

$$Sigmoid(x) = \frac{1}{1 + e^{-x}} \quad (3.12)$$

*Sigmoid* 由于其单增以及反函数单增等性质，常被用作神经网络的阈值函数，

将变量映射到 (0,1) 之间，函数图像如图 3.6 所示。

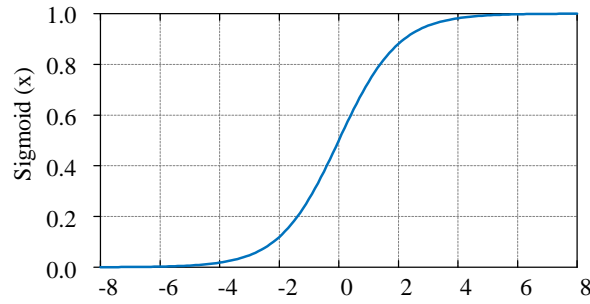


图 3.6 Sigmoid 函数

2) *Tanh* 表达式:

$$\text{Tanh}(x) = \frac{e^x - e^{-x}}{e^x + e^{-x}} \quad (3.13)$$

*Tanh* 的诞生比 *Sigmoid* 晚，它成功解决了前者输出不以 0 为中心，过慢收敛的问题，函数图像如图所示。

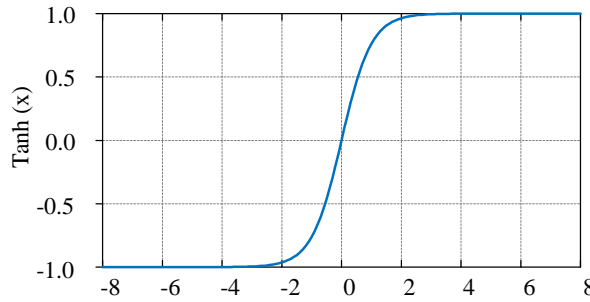


图 3.7 Tanh 函数

3) *Relu* 表达式:

$$\text{Relu}(x) = \max(x, 0) \quad (3.14)$$

*Relu* 函数将所有的小于 0 的值取为 0，而大于 0 的值不变，这种操作能够稀疏神经网络模型，加快梯度下降的收敛速度，其图像如图 3.8 所示。

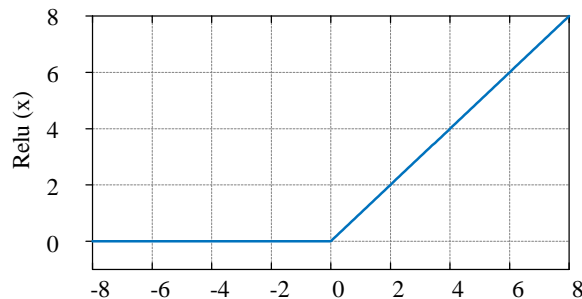


图 3.8 Relu 函数

在传统的 BP 神经网络中，超参数（如隐藏层神经元节点数、学习率及神经网络训练次数等）一般通过人工经验选取，但人工调整依赖于工程师的经验，且通过经验调整超参数的过程需要耗费大量人工成本，最终不一定能达到很好的参

数调节效果，针对 BP 神经网络算法在选取超参数上操作繁琐的问题，采用蜣螂优化器（DBO）对 BP 神经网络进行优化以寻找最合适的超参数，本文以预测结果与验证集数据的差值作为种群的个体适应度，具体优化流程如图 3.9 所示。首先初始化蜣螂种群，每个蜣螂代表一个拥有不同超参数的神经网络，随后利用训练集数据对所有的神经网络群进行权值和阈值的更新得到训练后的神经网络，利用训练好的神经网络种群对验证集进行预测，并计算每个蜣螂的适应度，随后进行种群排序并基于蜣螂算法进行超参数的更新，优化后得到新的神经网络群，当未达到迭代终止条件时，重复以上步骤继续超参数的更新，最后输出最优的超参数。基于拥有最优超参数的神经网络模型，将施工全过程的温度应变作为输入，得到施工全过程的温度应变，将温度应变与实测应变做差值得到施工应变。通过应用这个方法，最优的隐藏层神经元数量、学习率以及训练次数等超参数均通过 DBO 寻找到，这使得避免了冗杂的确定超参数过程，提高了计算效率。

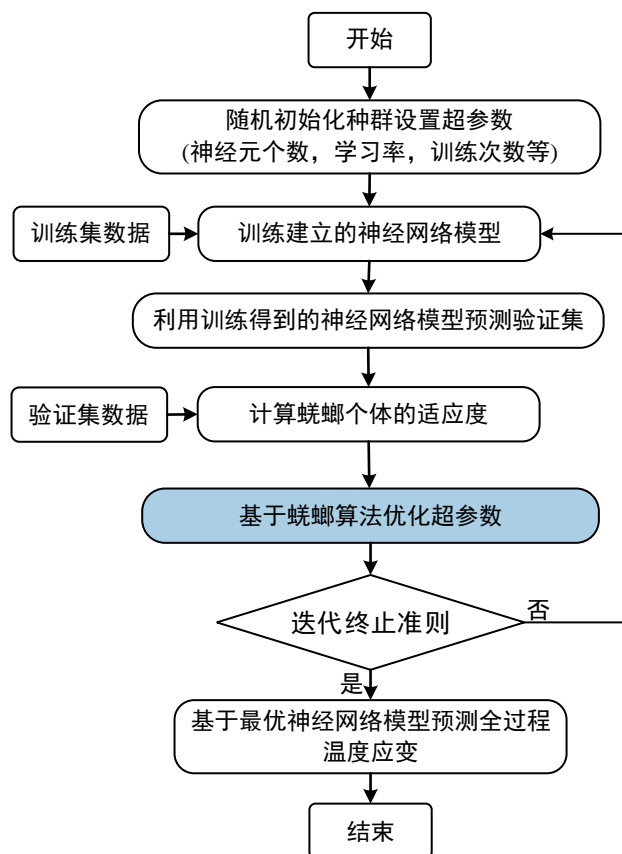


图 3.9 DBO-BPNN 算法流程图

### 3.3 先验有限元模型的建立

在连廊吊装施工前，作者使用有限元软件 SAP2000 建立了钢连廊模型。为了减轻建模的不确定性，严格按照设计蓝图和现场观测来构建有限元模型的几何结构和边界条件。通过 SAP2000 构建了单元级钢连廊三维有限元模型，有限元模型

共 937 个梁单元，634 个节点，5031 个自由度，如图 3.10 所示。主要结构包括型钢梁、型钢柱、混凝土楼板及钢管混凝土拱。采用梁单元模拟型钢梁和型钢柱，用每个节点 6 个自由度的薄壳单元模拟楼板，并采用通用建模理念<sup>[77]</sup>对钢管混凝土进行建模，该理论将横截面模拟为钢管和混凝土芯的单独截面，有限元分析主要考虑结构自重及布置在恒载，计算模型在不同施工工况下由于边界条件变化，部分临时构件拆除及浇筑混凝土楼板导致结构的内力变化，确保连廊吊装施工全过程安全。

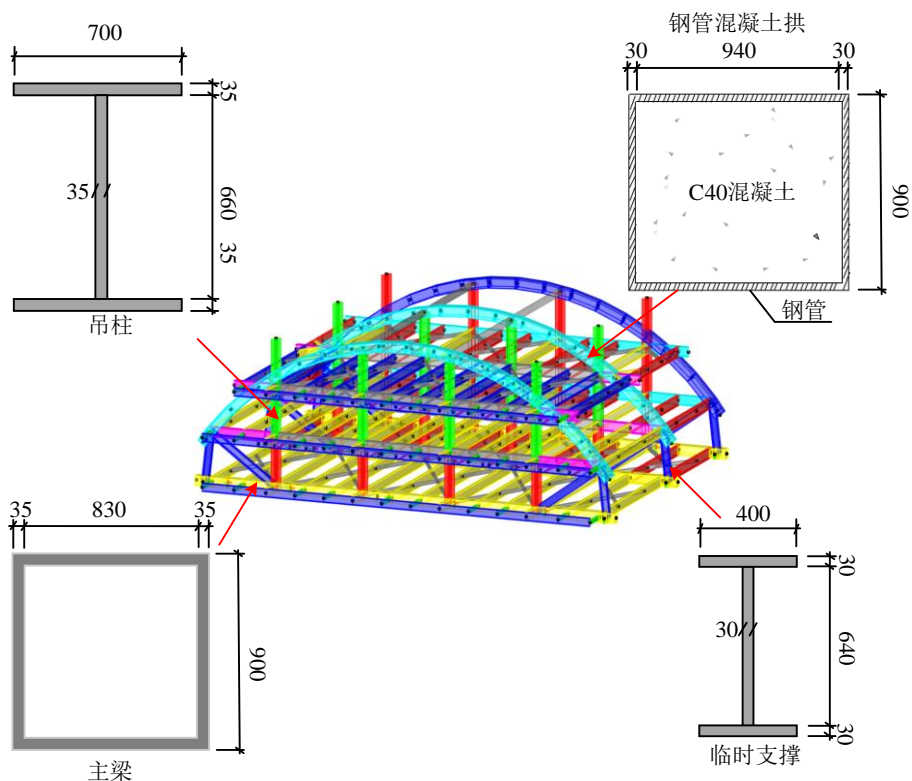


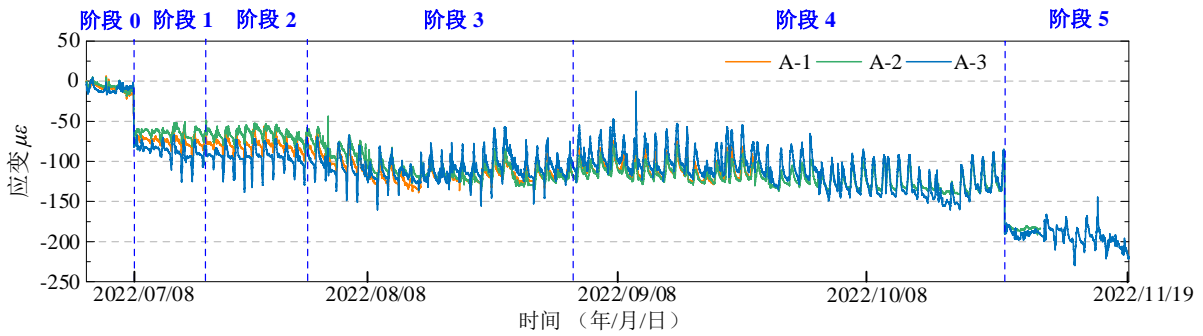
图 3.10 连廊有限元建模细节

### 3.4 吊装施工过程监测数据分析及处理

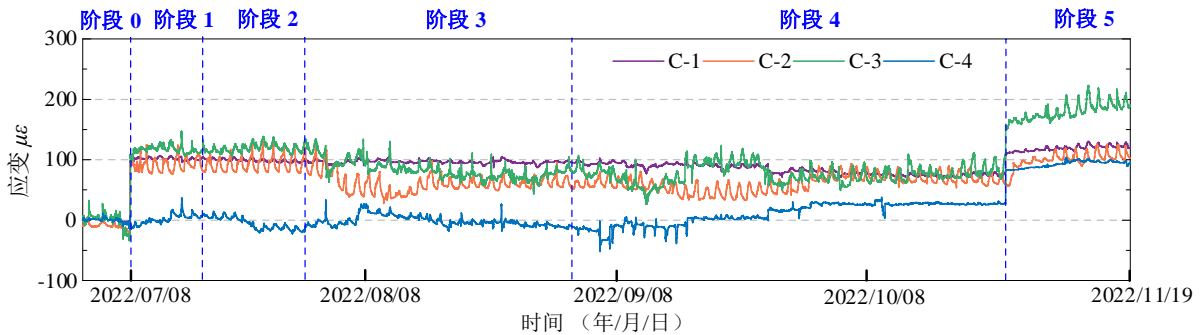
以连廊起吊初始时刻为应变零点，整个施工过程监测所得结构应变响应如图 3.11 所示，部分传感器在使用过程发生损坏，但其仍监测到部分关键施工阶段产生的应变。在提升过程中，结构测点处的应变在结构吊装过程的几个关键步骤中，由于边界条件及外覆荷载的改变，变化幅值为 $-250\sim 300\mu\epsilon$ ，在结构安装施工过程中，受施工扰动以及环境温度影响，应变数据产生了 $20\sim 100\mu\epsilon$ 的波动，应变数据在提升过程中波动较小，表明吊装过程整体平稳稳定。

连廊预提升阶段，结构由简支静置状态变为提升状态，边界条件发生转变，导致结构传力路径发生变化，各测点处应变数据变化显著，此时索缆产生的索力通过临时支撑传递至钢管混凝土拱，主要受力构件钢管混凝土拱受到较大压应变，

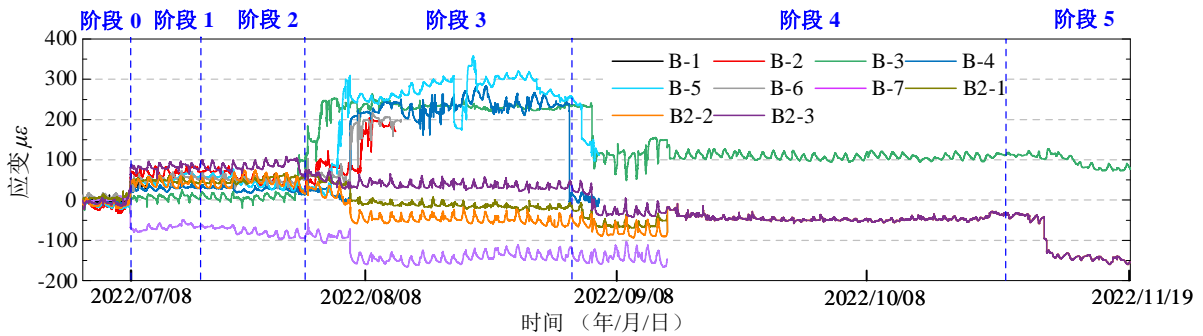
如图 3.11(a)所示；各层间荷载通过吊柱传递至拱，吊柱受力由受压转为受拉，产生了较大的拉应变，如图 3.11(b)所示；在整体结构提升至指定位置后，即开展钢管混凝土拱、主桁架与塔楼预留牛腿的焊接工作，焊接时间为 7 月 15 日至 7 月 28 日，由图 3.11 可知，焊接过程中，钢连廊整体并未受到较大影响，应变波动较小；在连廊与塔楼焊接完成后，即拆除临时支撑，此时结构传力路径发生变化，索缆产生的索力在临时支撑拆除后通过下弦杆进行传递，致使下弦杆产生了较大的应变，此应变在索力释放后减小，如图 3.11(c)所示，下弦杆重新处于低应力状态；混凝土浇筑阶段，结构受力体系不再转变，由于层间荷载增大，吊柱及钢管混凝土拱应变逐步稳定增大，应变变化稳定。



a) 钢管混凝土拱应变监测数据



b) 吊柱应变监测数据



c) 型钢梁应变监测数据

图 3.11 实时应变监测数据

为获取结构由于施工过程产生的真实应变，采用 DBO-BPNN 方法对温度应变进行剔除。本文所建立的神经网络模型总共三层，即一个输入层、一个隐藏层以及一个输出层。学习率、训练次数、隐藏层神经元数及样本批量数被设置为 DBO-BPNN 中的不确定参数。考虑到温度与应变均会随着时间进行变化，测点处的温度 ( $X_1$ ) 与时间 ( $X_2$ ) 被选择为输入样本，应变为输出样本，DBO-BPNN 的结构图如下：

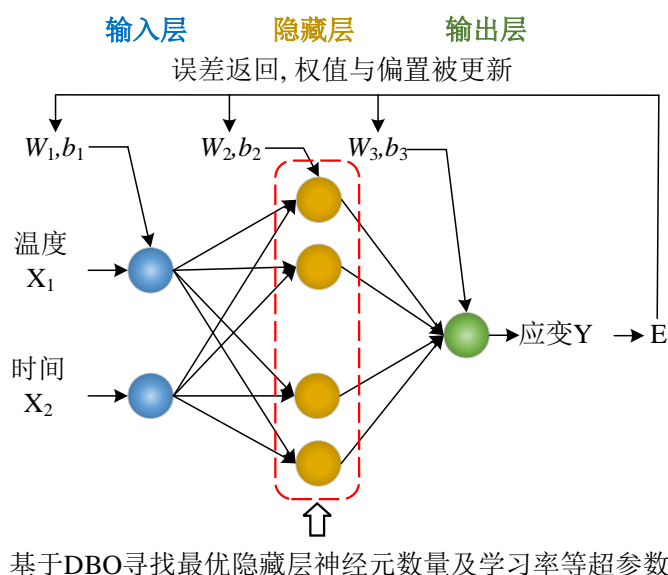


图 3.12 DBO-BPNN 结构图

以测点 C-2 为示例，选取该测点 7 月 11 日-7 月 15 日为期 5 天的测试数据作为网络模型的训练数据集，选取 7 月 16 日-7 月 18 日为期 3 天的数据作为验证数据集，在 DBO-BPNN 迭代优化后，最终得到的 BP 神经网络模型中的学习率、训练次数、隐藏层神经元数及样本批量数分别为 0.056、7400、8 及 180。最终得到的 BP 神经网络的拟合效果如图 3.13 所示。

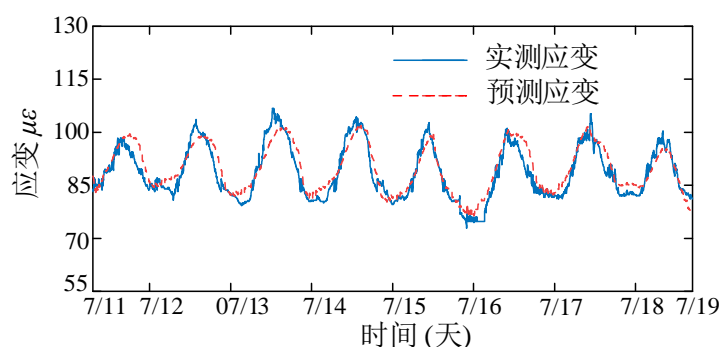


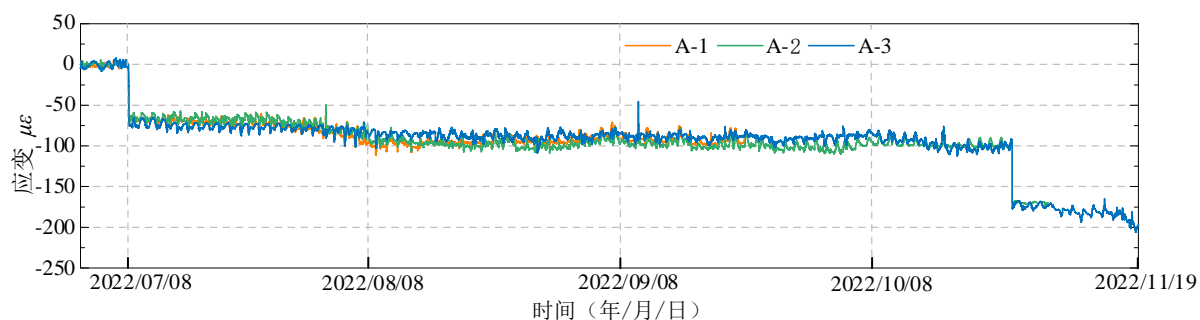
图 3.13 DBO-BPNN 拟合效果

经计算，DBO-BPNN 对测点 C-2 的拟合决定系数  $R^2$  式(3.15)为 0.89，表明训练得到的神经网络模型的拟合优度较高。基于训练好的 BPNN，结合测试过程中的温度数据，对温度应变进行计算，并取实测应变与计算应变的差值，由此得到

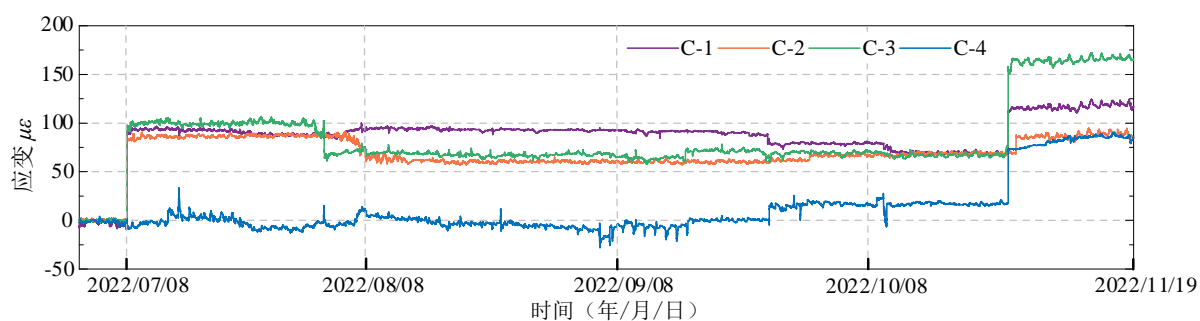
施工荷载作用下的应变响应，并按照上述流程对所有传感器进行温度效应剔除，结果如图 3.14 所示。剔除温度影响的结构应变数据仍然存在一些波动，因此每个阶段的应变平均值被视为该阶段的应变值。

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_i (y_i - \bar{y})^2}{\sum_i (\bar{y} - y_i)^2} \quad (3.15)$$

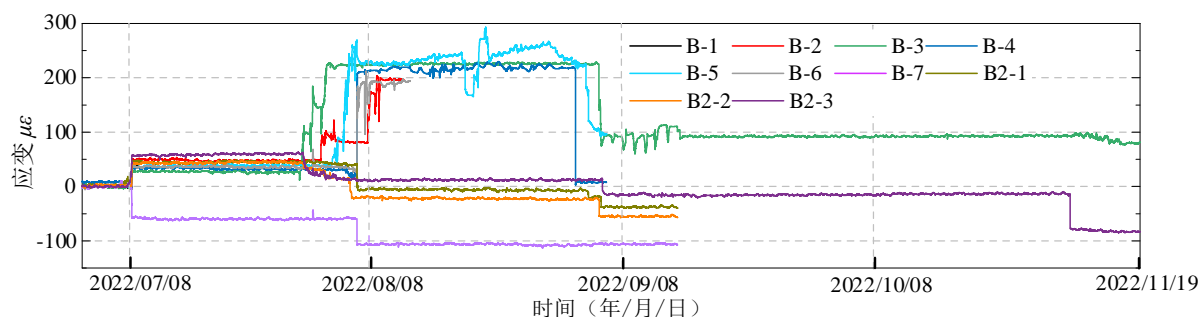
式中： $y_i$  为待拟合值，其均值为  $\bar{y}$ ，拟合值为  $y_i$ 。



a) 钢管混凝土拱应变数据



b) 吊柱应变数据



c) 主梁应变数据

图 3.14 剔除温度效应的应变监测数据

## 3.5 有限元模型修正

### 3.5.1 程序交互访问技术

本研究模型修正过程采用程序交互访问技术（API）实现编程软件 Python 与 SAP2000 之间的数据交互访问和命令调用。Python 通过 SAP2000 的 API 模块将命令传达至 SAP2000，实现有限元模型参数修改、荷载施加、荷载工况运算及导出计算结果等。在实际操作中，需将 SAP2000 所特有的 comtypes 库引用至 Python 以调用模型修正所需要的函数，并通过代码编程使 Python 获取已建的 SAP2000 模型文件路径，当 SAP2000 与 Python 连接后，将有限元运算与基于数据驱动的自然迭代算法（遗传算法、蛭螂算法等）相结合，实现有限元模型参数的自动迭代寻优，完成模型修正。Python 与 SAP2000 交互访问流程如图 3.15 所示。

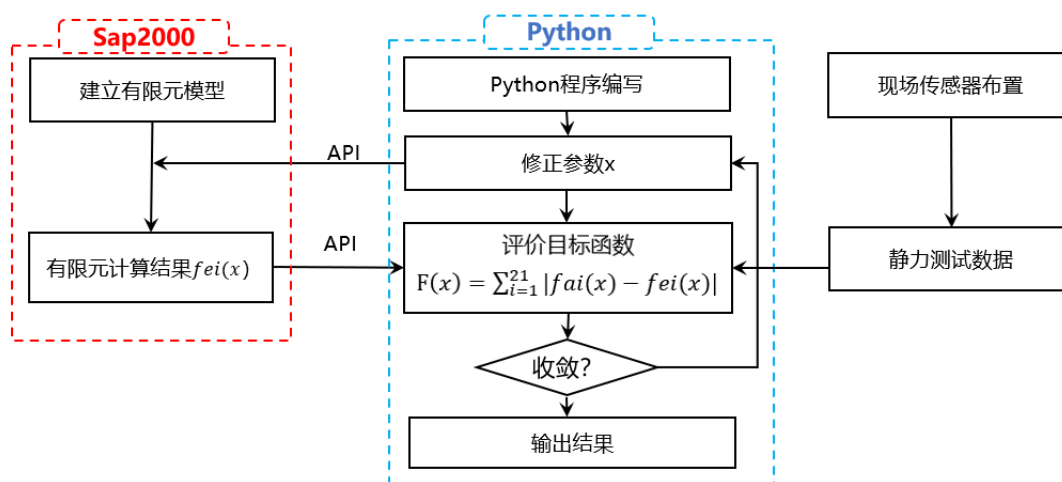


图 3.15 程序交互访问示意图

### 3.5.2 模型修正参数的选择

本研究采用的为基于静力测试数据的模型修正方法，将有限元应变分析结果与实测应变值的差值作为模型修正的目标函数，如式 3.16 所示，利用第一个施工阶段（7.8 日连廊预提升）所产生的应变值，同时对初始有限元模型的两个状态（Stage0、Stage1）进行修正。

$$F(x) = \sum_{i=1}^{21} |\varepsilon_{ai} - \varepsilon_{ei}| \quad (3.16)$$

式中： $\varepsilon_{ai}$  表示有限元模型计算得到的应变； $\varepsilon_{ei}$  表示测试应变； $i$  表示第  $i$  个测点；21 代表传感器总数；

修正过程选择合适的有限元模型参数集，并在迭代更新过程中对其进行更新是一个非常重要的过程，通常来讲，模型最敏感的参数为材料特性以及边界条件，



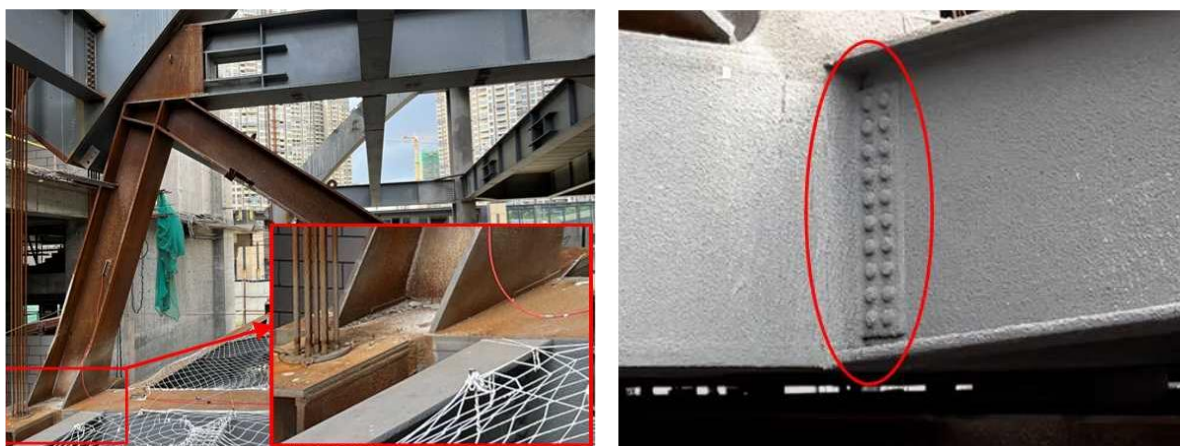
故本研究要分析的关键参数如下：

(1) 混凝土拱肋的弹性模量。

(2) 钢桁架的弹性模量。

(3) 起吊前连廊两端索缆提供的竖向刚度（由图 3.16(a) 可知，起吊前索缆已经与连廊连接，但其提供的竖向刚度未知，笔者将索缆提供的竖向刚度用竖向索力代替，将六个位置的索力作为待修正参数）。

(4) 主梁与次梁的连接刚度（观察图 3.16(b) 可知，次梁与主梁属于半刚接，连接刚度未知）。



a) 提升前索缆刚度未知

b) 桁架主梁与次梁的连接刚度未知

图 3.16 施工现场图

为克服有限元模型修正过程中的病态问题，有限元模型的输出结果必须对所选参数敏感<sup>[69]</sup>。在模型更新过程中，若有限元计算结果对所选参数不敏感，将导致计算收敛速度慢，无法找到最优解等问题，故需针对所选参数进行灵敏度分析，剔除不灵敏参数，避免修正过程中出现病态问题。本文针对所选参数的灵敏度分析如图 3.17 所示，不确定性参数范围上下限均基于经验并结合工程实际选取。由图 3.17(a)(b)(c)，所选的前三种参数所表现出的变化趋势相似，且目标函数对前三种参数表现出较高的敏感性，而对连接刚度，目标函数表现出较低的灵敏性，且当连接刚度趋于无穷时目标函数最小，故在有限元模型中，将次梁与主梁设置为刚性连接，不再将其立为修正参数。故有限元模型修正过程中的关键性不确定性参数为：混凝土拱肋的弹性模量、钢桁架的弹性模量及起吊前连廊两端索缆提供的竖向刚度。考虑到混凝土相较于钢材离散性较大，在模型迭代修正过程中，混凝土弹性模量的变化范围设定为 $\pm 20\%$ ，钢桁架的弹性模量变化范围设定为 $\pm 5\%$ 。

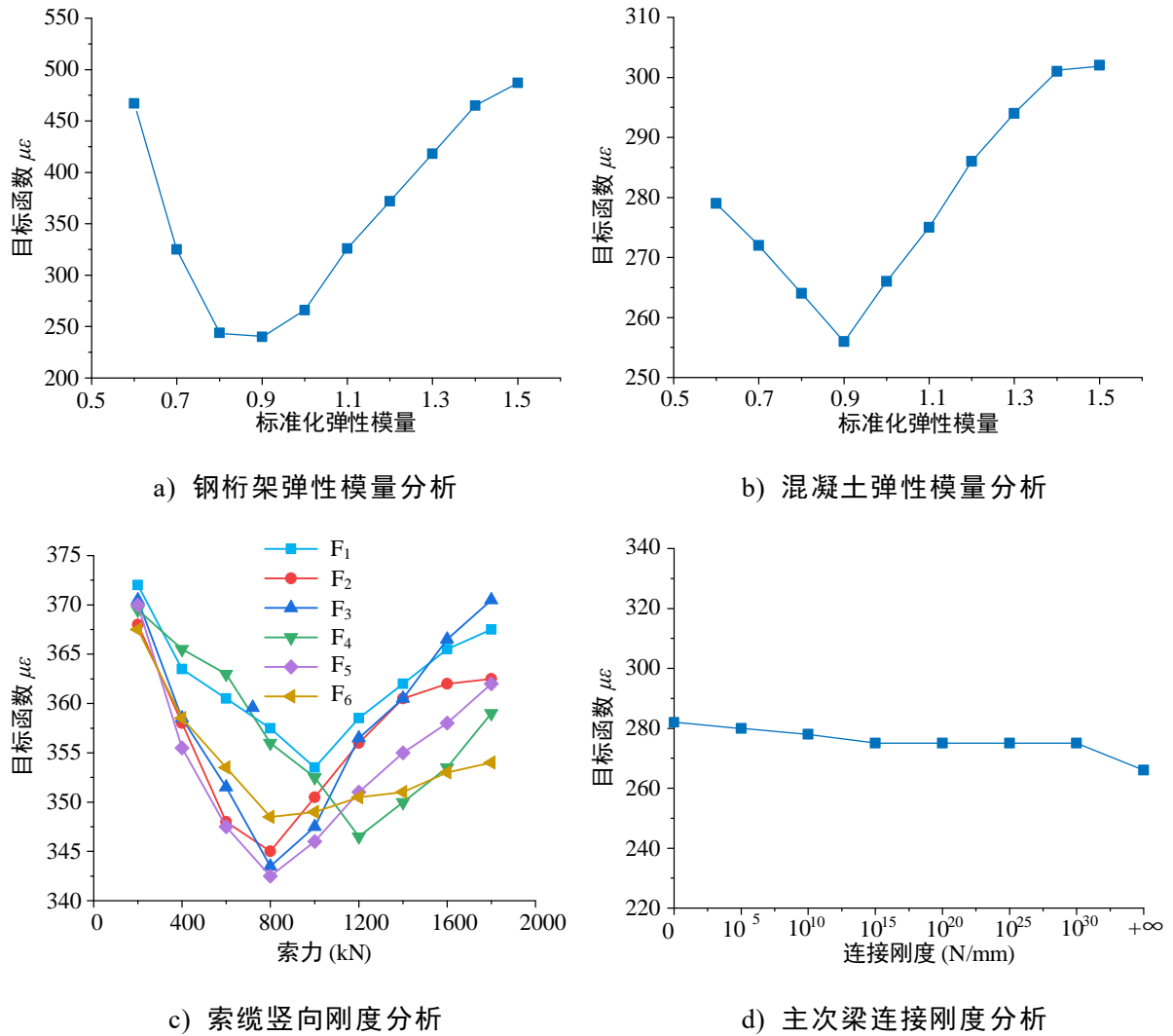


图 3.17 灵敏度分析曲线图

### 3.5.3 基于人工智能算法的参数识别

为避免在迭代寻优过程中由于不同智能算法本身的局限性导致无法寻找到全局最优解，本文利用模型更新问题最常用的遗传算法与上述所提到的蜚螂算法分别对有限元模型进行修正以寻找最优解，并对比分析了两种算法的收敛速度以及算法的全局搜索能力，如图 3.18 所示。遗传算法和蜚螂算法均是种群优化算法，在本研究中，遗传算法的初始种群个体为 60，最大遗传代数为 60，采用轮盘赌法对父代进行选择，并采用均匀交叉，由于遗传算法存在一些局限性（局部搜索能力差、种群过早收敛等），笔者对遗传算法进行了优化改进，改进后的遗传算法与普通遗传算法相比，它的优势体现在其变异率和交叉率会根据子代种群中最优个体的适应度和平均适应度的差值与比值来动态调整从而更好地适应问题的解空间。蜚螂算法初始种群个体为 50，其中，滚球蜚螂的数量为 10，繁殖蜚螂的数量为 10，觅食蜚螂的数量为 15，偷窃蜚螂的数量为 15，最大迭代次数也设置为 60，

迭代过程中每个更新步骤都会修改种群矩阵中的候选解，以提高个体的适应度，以寻求全局最优解。模型修正后各测点的理论计算应变与实测应变对比如表 3.1 所示。

表 3.1 算法优化结果

测点位置	实测值	未作模型修正	遗传算法	蜣螂算法
B-1	35	24	31	33
B-2	50	32	34	35
B-3	18	28	20	27
B-4	26	21	31	27
B-5	35	18	25	28
B-6	33	15	29	33
B-7	-70	-53	-64	-63
B2-1	30	42	43	44
B2-2	41	36	37	40
B2-3	55	45	46	48
C-1	93	87	89	91
C-2	88	58	63	62
C-3	98	73	74	78
C-4	12	15	17	17
A-1	-66	-49	-71	-67
A-2	-64	-47	-68	-64
A-3	-70	-48	-67	-63
S-1	-250	-238	-257	-255
S-2	80	91	105	104
S-3	-255	-247	-262	-261
S-4	83	93	107	107
目标函数值	/	284	206	183

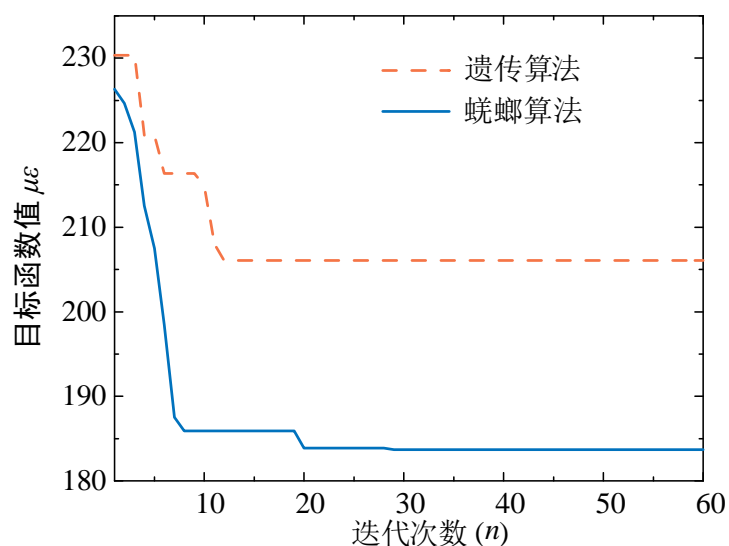


图 3.18 种群收敛曲线图

根据两种智能算法的收敛曲线，蚁群算法中的种群收敛速度以及搜索能力均大于遗传算法。遗传算法由于种群的选择和优化的方向有一定的随机性，优化结果不一定能找到目标函数的全局最优解，当选择的参数较多时，其更易陷入局部最优解，而蚁群算法对于高维问题的求解拥有更大的优势，该算法将搜索空间分为多个子区域，每个蚁群在不同的子区域中搜索，从而增加了搜索的多样性，且蚁群算法在全局搜索的同时，还具有一定的局部搜索能力，当蚁群发现某个子区域中存在更优解时，会在该区域内进行局部搜索，从而相较于遗传算法更容易找到全局最优解，故将蚁群算法修正模型作为基准模型。

### 3.5.4 模型修正结果校验

基于蚁群算法参数修正结果如表 3.2 所示。结果显示，钢管处的混凝土弹性模量低于初始设计值 16%，分析原因可能为在施工过程中混凝土与钢管产生滑移，从而导致钢管混凝土截面刚度减少。钢桁架的弹性模量低于设计值 4.3%。在考虑结构的认知误差基础上是可以接受的。

模型修正中的一个关键问题是确保修正后的模型能够可靠地模拟真实结构。一个模型可接受性验证程序用来评估修正后的模型的可靠性。在本文中，钢桁架的质量密度被视为一个近似确定性的参数，根据误差补偿原理<sup>[104]</sup>，选取钢桁架质量密度作为不变值进行灵敏度分析，分析其摄动对目标函数的影响，如图 3.19 所示。不同于初始设计模型，对于蚁群算法修正后的有限元模型，当钢材的质量密度设定为设计值时，其应变误差最小，而对于初始模型，当质量密度为设计值 1.2 倍时目标函数趋于最小，这显然是不合理的，虽然不能因为通过了这两种可接受

性检查就断定相关模型不存在建模不确定性，但可以合理地断定该模型与现有的实验数据并不矛盾。

表 3.2 蜚螂算法参数修正结果

修正参数	初始值	修正结果
混凝土拱弹性模量(MPa)	32.5	27.3
钢桁架弹性模量(MPa)	200	191.4
$F_1$ (kN)	0	443.1
$F_2$ (kN)	0	869.7
$F_3$ (kN)	0	615.2
$F_4$ (kN)	0	423.6
$F_5$ (kN)	0	767.5
$F_6$ (kN)	0	572.6

注：F 下标表示对应相应吊点处，例  $F_1$  表示 1 号吊点处索缆在起吊前给连廊的预拉力。

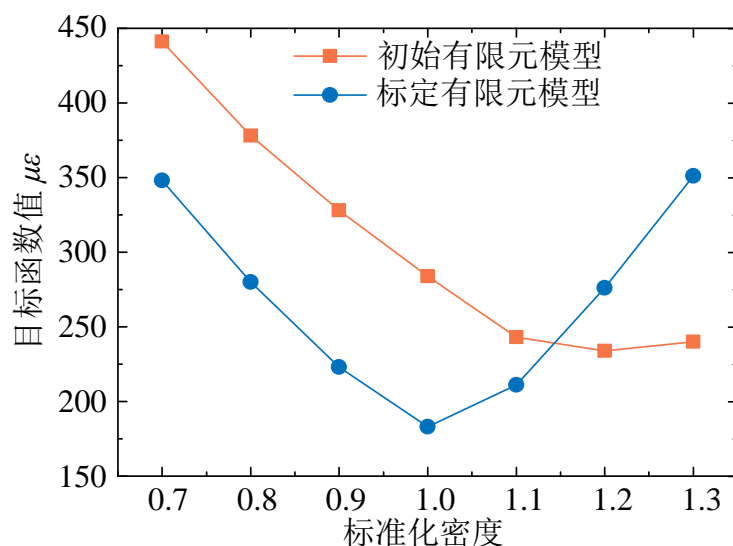


图 3.19 钢桁架质量密度灵敏度分析曲线

### 3.6 基于修正模型的施工全过程预测

选取修正效果更好的蜚螂算法修正模型针对后续施工状态进行模拟分析，并将计算出的各施工阶段预测应变值与各测点处的实测应变值进行对比分析，从而确保连廊在边界条件转换、拆除临时性支撑以及施加外覆荷载情况下受力合理。

#### 3.6.1 连廊简支阶段有限元分析

在连廊吊装施工前，钢连廊简支静置于拼装平台上。钢连廊的边界条件通过

现场实际观测确定，并将上节识别得到的索力施加于有限元模型上。结构自重通过吊柱与临时支撑传递至支承处，此阶段主要受力构件钢管混凝土拱并未受到较大内力。

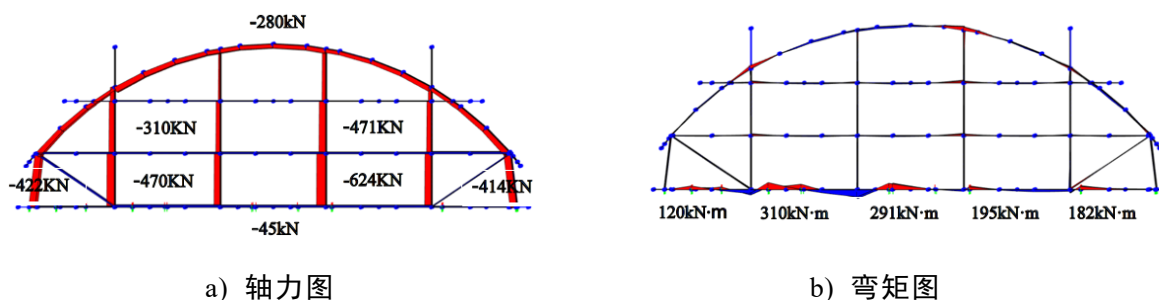


图 3.20 简支状态钢连廊内力图

### 3.6.2 连廊预提升阶段有限元分析

钢连廊预提升阶段，边界条件发生改变，结构由静至简支状态变为由连廊两侧六组索缆提供拉力的吊起状态，内力变化最大的构件为钢管混凝土拱，其轴力增大了 2123kN，各层吊柱轴力方向均发生改变，拱在此阶段作为主要受力构件承受较大轴力，此阶段最大应力变化出现在临时支撑处，大小为 -49.6MPa。

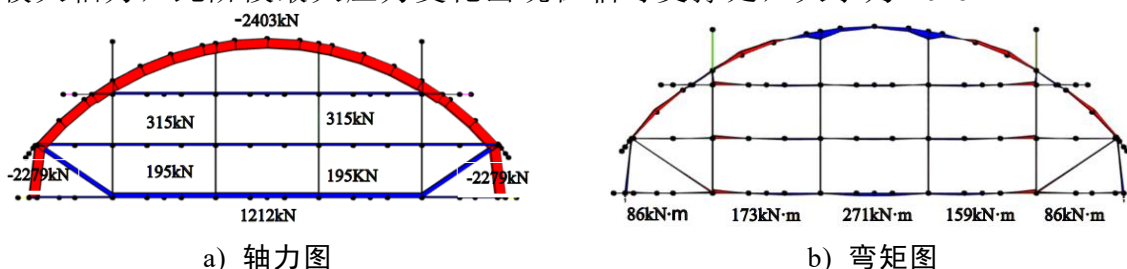


图 3.21 连廊提升状态钢连廊内力图

### 3.6.3 焊接及临时支撑拆除有限元分析

提升至预定高度后，钢管混凝土拱与塔楼焊接并拆除临时支撑，结构传力路径（索缆-临时支撑-钢拱）发生变化。由于临时支撑的拆除，钢拱内力直接传递至主体结构牛腿上，索缆提供的拉力通过下弦杆进行传递，致下弦杆产生了 -971kN·m 的弯矩，钢管混凝土拱及吊柱的内力变化均略微增大，此阶段最大应力变化出现在下弦杆处，大小为 36.3MPa。

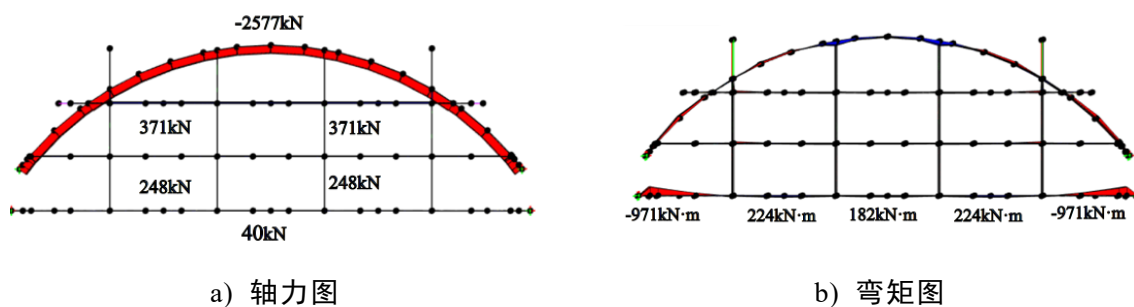


图 3.22 临时支撑拆除后钢连廊内力图

### 3.6.4 索力释放阶段有限元分析

索力释放阶段，索力产生的下弦杆弯矩消失，下弦杆由高应力状态进入低应力状态，由于连廊与塔楼已经焊接，结构受力体系不再改变，连廊其他构件处受到的影响较小，此阶段最大应力变化出现在下弦杆下吊点处，大小为-34.5MPa。

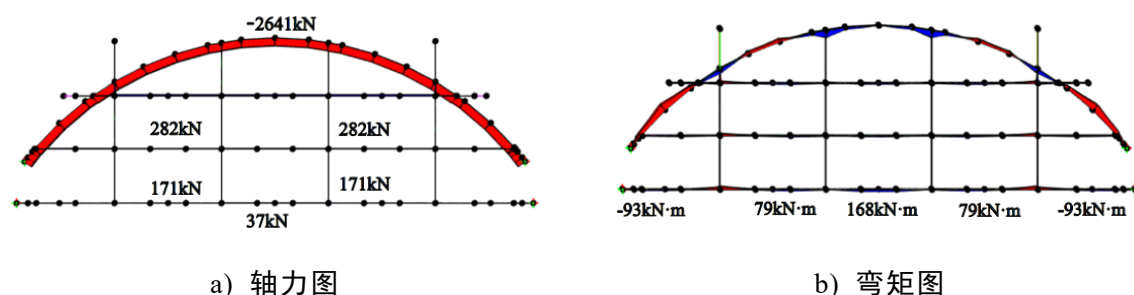


图 3.23 索力释放后钢连廊内力图

### 3.6.5 混凝土浇筑阶段有限元分析

混凝土浇筑阶段，结构层间荷载不断增大，各层间吊柱受到的拉力增大，内力变化最大的构件为钢管混凝土拱，其轴力增大 3770kN。表明连廊结构设计合理，钢管混凝土拱作为主要受力构件承受较大内力，此阶段最大应力变化出现在钢管混凝土拱上，大小为-24MPa。

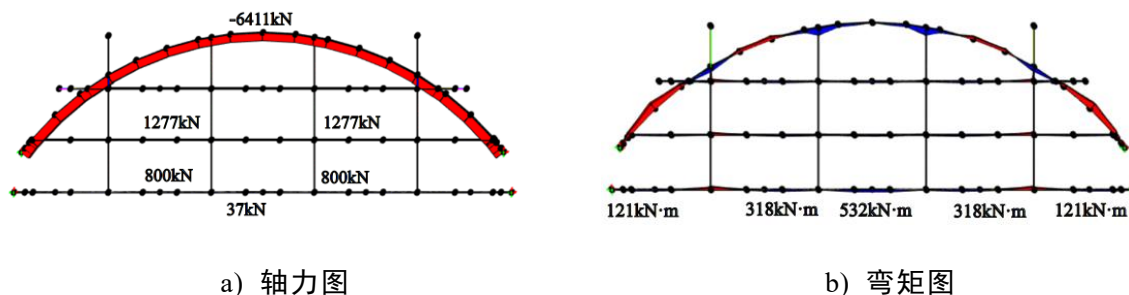


图 3.24 混凝土楼板浇筑后钢连廊内力图

### 3.6.6 实测应变与有限元预测应变对比分析

通过蜣螂算法校准后的模型对整个施工过程进行预测，计算得到不同施工阶

段测点处的结构应变，并将不同施工阶段的 FE 预测应变值与实测应变值进行对比，确保连廊在施工过程中内力合理。选取 A-3、B-3、B2-3、C-1 作为示例传感器，这些传感器分布代表了不同类型的结构构件以及关键承重构件，各施工阶段的应变变化如图 3.25 所示。从应变变化曲线中可以看出，修正后的有限元模型和初始模型均能正确反映钢连廊在吊装施工过程中的内力变化趋势，对比于初始模型，修正后的有限元模型的计算结果与试验数据更为一致，其更能反映结构的实际内力变化。此外，所有传感器在整个监测过程中的最大应变与有限元计算结果的比较如表 3.3 所示。

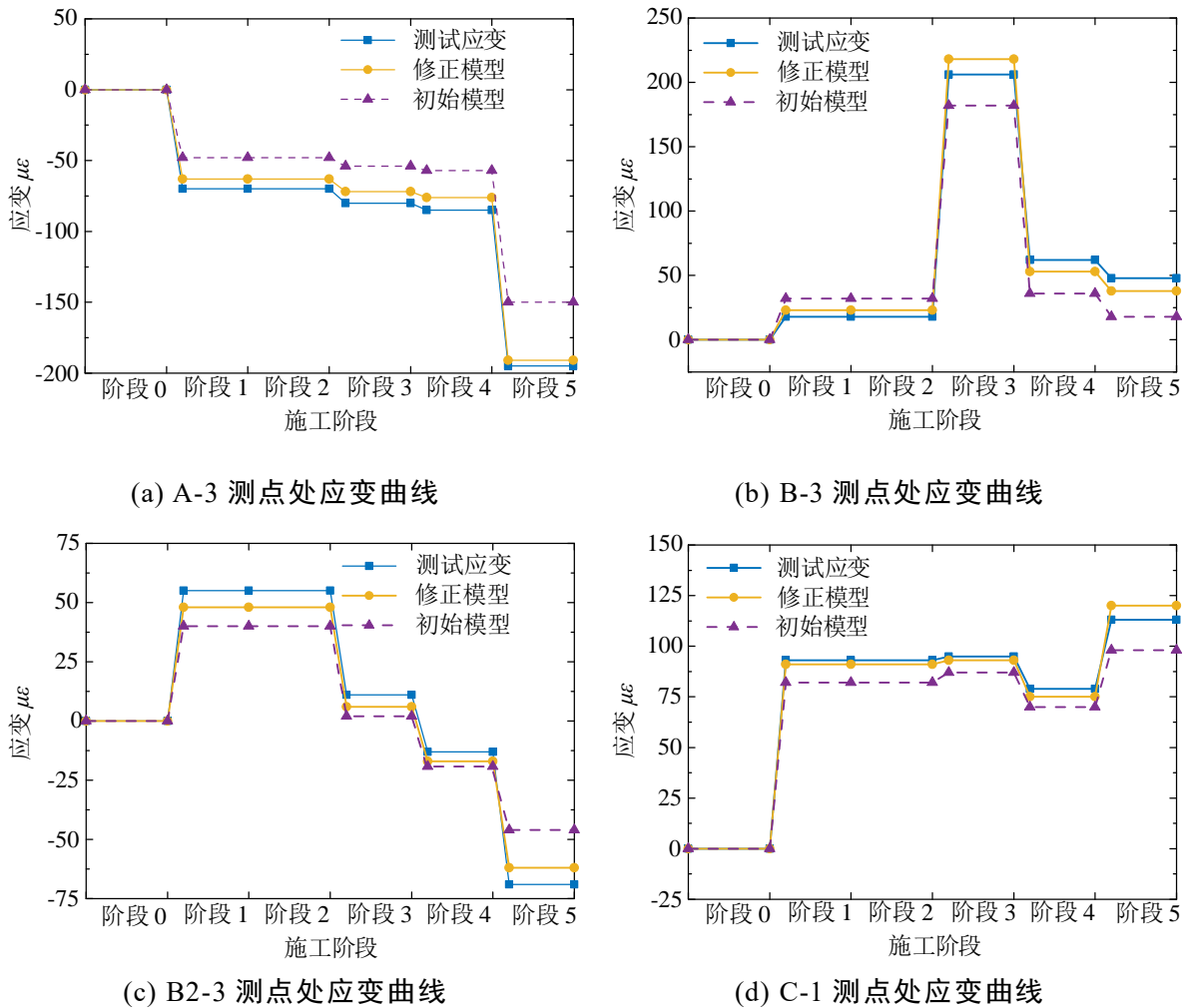


图 3.25 施工全过程应变变化对比分析图

表 3.3 最大实测应变与有限元计算应变对比分析

测点	测量应变	初始模型	修正模型	$\eta_1$	$\eta_2$
B-1	35	24	33	0.68	0.94
B-2	195	156	208	0.80	1.07
B-3	206	182	218	0.88	1.05
B-4	221	169	237	0.76	1.07



(续表)

测点	测量应变	初始模型	修正模型	$\eta_1$	$\eta_2$	测点
B-5	226	186	217	0.82	0.96	B-5
B-6	190	161	196	0.85	1.03	B-6
B-7	-108	-87	118	0.81	1.10	B-7
B2-1	-38	-23	-35	0.61	0.92	B2-1
B2-2	-56	-38	-50	0.66	0.89	B2-2
B2-3	-69	-46	-62	0.67	0.90	B2-3
C-1	151	128	158	0.84	1.04	C-1
C-2	87	71	91	0.81	1.05	C-2
C-3	160	137	155	0.85	0.97	C-3
C-4	82	61	75	0.74	0.91	C-4
A-1	-195	-150	-191	0.77	0.98	A-1
A-2	-181	-146	-183	0.8	1.01	A-2
A-3	-98	-64	-86	0.65	0.88	A-3
S-1	-250	-221	-257	0.88	1.03	S-1
S-2	80	61	91	0.76	1.12	S-2
S-3	-255	-229	-261	0.89	1.02	S-3
S-4	83	65	92	0.78	1.11	S-4

Note:  $\eta_1$ =初始模型应变/测试应变;  $\eta_2$ =修正模型应变/测试应变

### 3.7 本章小结

本章严格按照结构识别流程针对钢连廊在吊装施工阶段进行了参数识别，并将修正后的有限元模型应用于后续施工预测，从而保障施工安全。首先使用有限元软件 SAP2000 完成了南海之门钢连廊的建立，通过现场观察确定了有限元模型的边界条件。其次，采用程序交互访问技术并结合剔除温度作用的应变数据对有限元模型进行了修正，最后基于修正模型对后续每个施工状态进行了状态预测。本章主要的工作内容如下：

(1) 在吊装施工过程中，连廊应变变化幅度为 $-250\sim 300\mu\epsilon$ 。由于测试过程中受施工扰动以及环境温度影响，应变数据产生了 $20\sim 100\mu\epsilon$ 的波动，为获取结构由施工荷载变化而产生的真实应变，提出了一种基于 DBO 优化的新型 BP 神经网络用于拟合高层连体结构中温度与应变的非线性关系，实现了温度效应剔除。

(2) 通过预提升阶段产生的应变数据建立了目标函数对有限元模型中的不确

定性参数进行了灵敏度分析，并识别出三种关键不确定性参数。通过分别调用遗传算法和蜣螂算法对有限元模型的不确定性参数进行修正，对比了两种算法的计算效率，结果显示，蜣螂算法表现出更强大的搜索能力。

## 第4章 基于静动力试验的塔楼状态评估

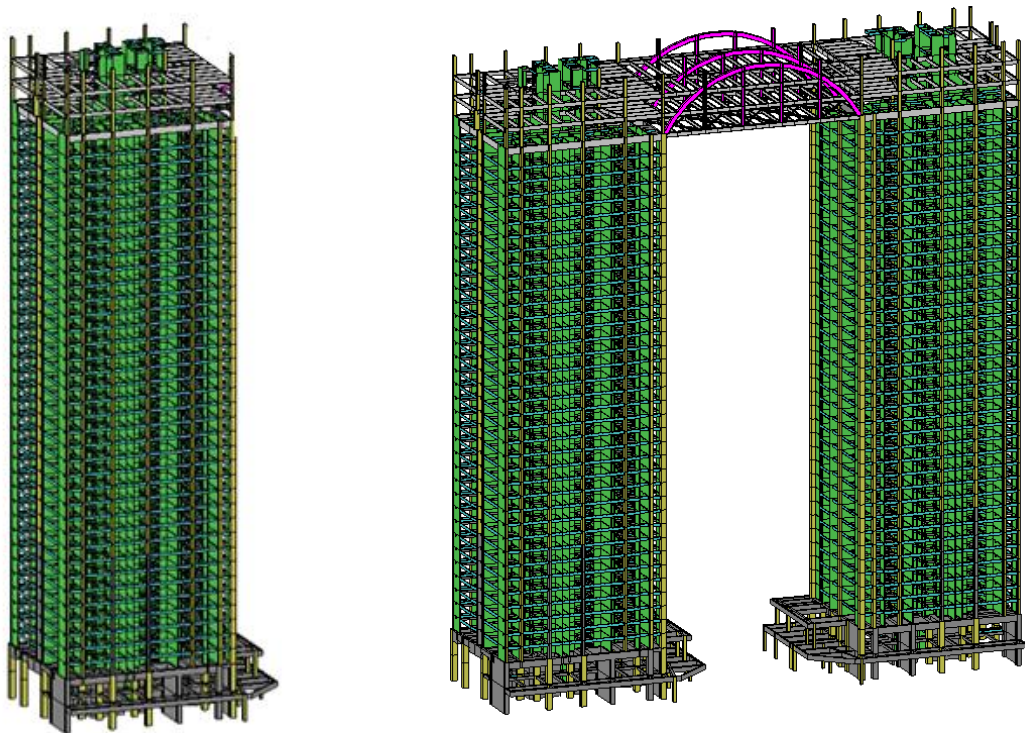
### 4.1 引言

在超高层双塔连体结构吊装施工过程中进行现场静动力试验可以全面地获取结构的静力和动力性能，通过与有限元模型分析结果对比可以明确结构的当前工作状态，并判断结构是否安全。为确保塔楼在连廊吊装过程中是否安全稳定，以及分析连廊对结构动力特性的影响，研究团队对塔楼进行了施工全过程应力监测以及吊装前后的模态测试。本章首先介绍了超高层有限元模型建模细节，并对比了吊装过程中实测应变与有限元计算应变，对塔楼的静力行为进行了评估。其次对超高层双塔结构东塔进行随机振动测试，分析了连廊对结构动力特性的影响，最后通过 SAP2000 分析了填充墙刚度对有限元计算结果的影响。

### 4.2 基于应变测试的塔楼状态评估

#### 4.2.1 超高层有限元模型的建立

为了解塔楼在吊装施工过程中的静力及动力特性，确保塔楼施工安全，在连廊吊装施工前，笔者建立了南海之门超高层建筑的有限元模型，通过 YJK 设计软件对超高层建筑进行快速建模，并通过 YJK 与 SAP2000 的接口，导出 SAP2000 文本文件（s2k 格式），并在 SAP2000 导入该文件实现 YJK 模型导入 SAP2000，得到的南海之门超高层建筑的单塔及双塔连体的三维有限元模型，如图 4.1 所示。框架单元被用来模拟梁、柱以及支撑，壳单元用于模拟地板和剪力墙，共计 22196 个框架单元及 88669 个壳单元。为了简化，未考虑地基土与建筑的相互作用，整个上层建筑固定于地基上。



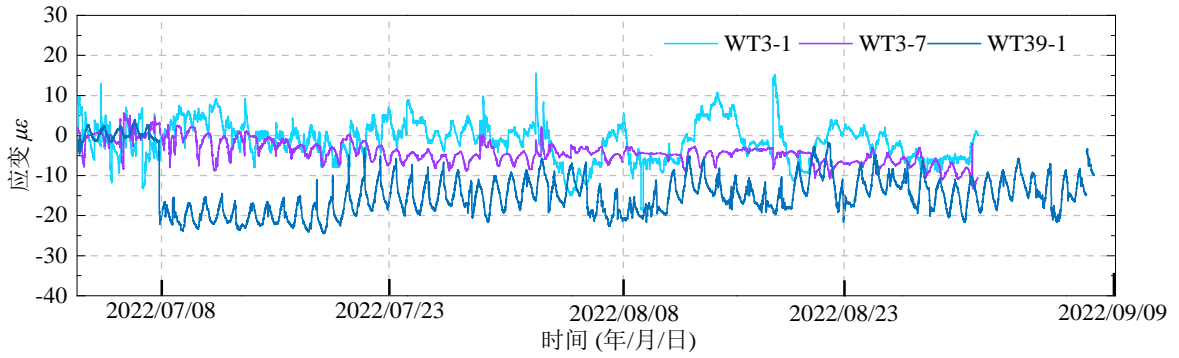
a) 单塔 SAP2000 有限元模型

b) 双塔连体 SAP2000 有限元模型

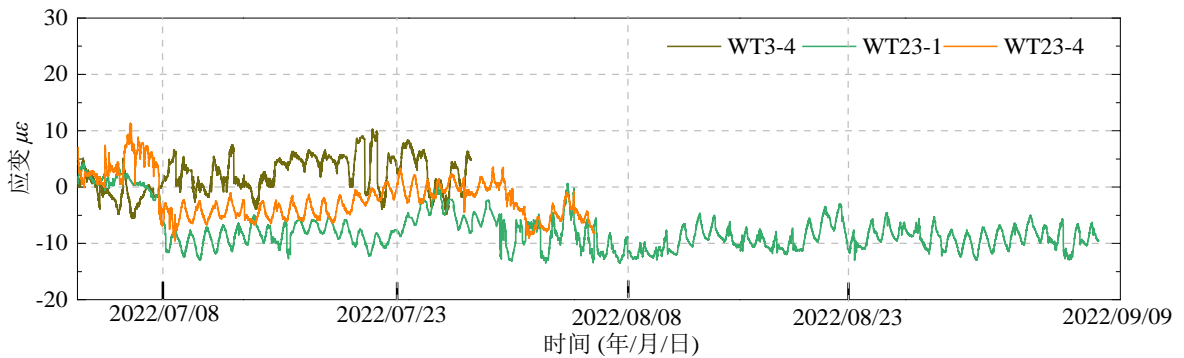
图 4.1 超高层建筑有限元模型

#### 4.2.2 吊装施工阶段塔楼应变监测及分析

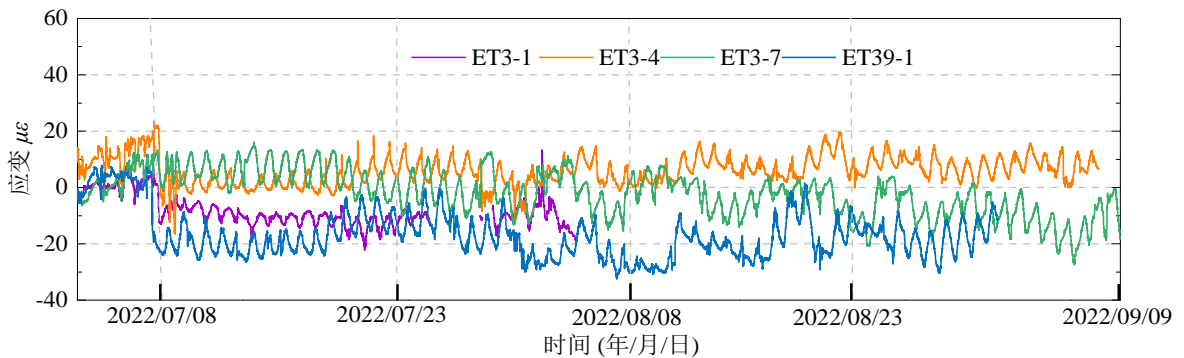
通过上节建立的结构健康监测系统,获取了塔楼在吊装施工阶段的应变数据。在连廊预提升阶段,塔楼的内力重分布情况较为明显,但在施工后期波动情况有所减缓。由于塔楼上的应变变化较小,9个应变变化较大的传感器被选为典型传感器进行说明,整个监测过程所得的塔楼关键构件的应变响应如图4.2所示,整个监测过程中,塔楼产生的应变远小于连廊结构产生的应变,钢连廊的应变主要发生在多个关键施工阶段,而塔楼的应变主要发生在第一个施工阶段。钢连廊提升至指定标高后,塔楼受到的重力荷载几乎不变,而临时拆除支座和释放索力对塔架的影响相对较小,应变主要发生在第一个施工阶段(连廊预提升),产生的应变在 $40\mu\varepsilon$ 之内,应变变化稳定,说明在整体提升过程中,塔楼受到的影响非常小,且应变主要受温度影响,结构偏于安全稳定。塔楼应变监测未贯穿整个施工过程,在连廊索力释放后,因外部原因,监测设备被拆除。



a) 西塔应变 1



b) 西塔应变 2



c) 东塔应变

图 4.2 塔楼实时应变监测

在钢连廊与塔楼之间的焊接工作完成后，塔楼的内力开始趋于稳定，临时支撑的拆除及索力释放均对塔楼影响很小，整体响应基本仅随外界气温昼夜升降而发生周期性变化。

#### 4.2.3 有限元计算应变与实测应变对比分析

在塔楼静力特性识别过程的第四步中，温度应变通过上节建立的 DBO-BPNN 模型进行剔除，其中 DBO-BPNN 结构模型的参数与上节均一致。在过滤掉温度应变波动后，由此得到结构由于连廊吊装施工产生的真实结构应变。考虑到塔楼的应变变化主要发生预提升阶段，临时支撑拆除以及液压索力释放对塔楼的影响相对较小，故利用建立的有限元模型计算预提升阶段的理论应变值。由于第一阶段

的索力变化在上一节被识别得到,因此通过在塔楼上吊点处施加识别得到的索力,计算得到塔楼在第一个施工阶段的理论应变值。吊装完成后结构整体的受力分布见图 4.4。得到的真实应变与理论应变的对比见表 4.1。

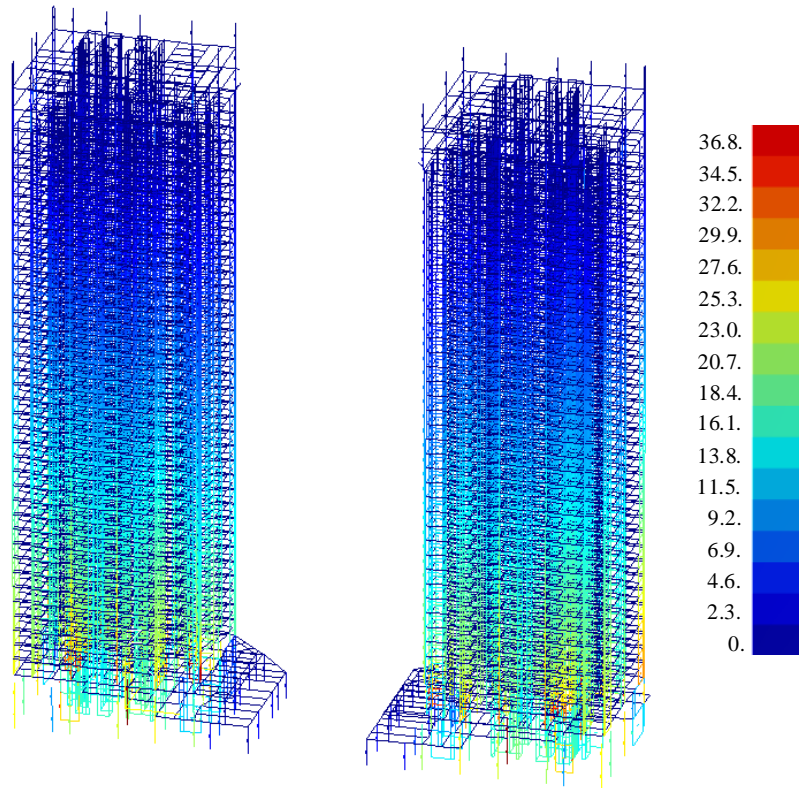


图 4.3 吊装后塔楼整体受力分布

表 4.1 塔楼实测应变与有限元模拟应变对比 (阶段 1)

测点	理论应变	实测应变	$\eta$
ET39-1	-16	-21	0.76
ET3-1	-11	-9	1.22
ET3-4	-3	-2	1.50
ET3-7	-2	-2	1.00
WT39-1	-17	-23	0.74
WT23-1	-13	-11	1.18
WT23-4	-7	-9	0.78
WT3-1	-10	-6	1.67
WT3-4	-3	-2	1.50

$\eta$ =理论应变/实测应变

对比理论计算值与实测应变值可以看出,整个吊装过程中塔楼的应变变化非常小,下层测点处的应变相较于上层较小,几乎无变化,其原因为上吊点处的局

部荷载向下传递的过程中，其内力被逐渐分散。整个监测过程中，有限元预测结果与实测结果相差较小，实测应变与计算应变差值的最大值小于  $5\mu\epsilon$ ，说明预提升阶段的应变变化在控制范围之内，塔楼在吊装施工过程中安全稳定。

### 4.3 基于动力测试的塔楼状态评估

#### 4.3.1 随机振动信号处理方法

##### 4.3.1.1 互相关函数法

互相关函数则描述了不同位置和时间的随机信号之间的相关性，自相关函数定义了在同一位置和空间但不同时间段内的随机信号之间的相关性。计算公式如下所示<sup>[105]</sup>。

$$R_{XX}(\tau) = \frac{1}{N-\tau} \sum_{i=1}^{N-\tau} x(t_i)x(t_i+\tau) \quad (4.1)$$

$$R_{XY}(\tau) = \frac{1}{N-\tau} \sum_{i=1}^{N-\tau} x(t_i)y(t_i+\tau) \quad (4.2)$$

式中： $R_{XX}(\tau)$ 代表自相关函数； $R_{XY}(\tau)$ 代表互相关函数。

若假定信号为白噪声，则互相关函数与脉冲响应函数的表达式相似，可以将互相关函数视作衰减的脉冲响应函数。此外，当输入信号缺失时，可以使用互谱密度函数代替频率响应函数，因此可以实现在环境激励下的参数识别。

##### 4.3.1.2 复模态指示函数法

复模态指示函数法（CMIF）<sup>[106]</sup>通过对频响函数矩阵进行奇异值分解，得到奇异值曲线。研究表明，奇异值曲线的峰值处包含了结构的模态参数信息，并且能够对结构的密集模态区进行识别。在本研究的后续高层结构模态识别中，采用了该方法来识别结构的基本模态参数。

对环境振动测试中获得的频响函数矩阵  $\tilde{H}_{N_0 \times N_i}^d(\omega)$ ，该频响函数矩阵为  $N_0 \times N_i$  阶的矩阵， $N_0$ 、 $N_i$  为输出测点和输入参考点的个数，在每个频率点  $\omega$  作奇异值分解，可获得以下的矩阵方程：

$$\begin{aligned} [\tilde{H}^d(\omega)]_{N_0 \times N_i} &= [\tilde{U}(\omega)]_{N_0 \times N_i} [\tilde{S}(\omega)]_{N_i \times N_i} [\tilde{V}(\omega)]_{N_0 \times N_i}^H \\ &= [\tilde{\Phi}]_{N_0 \times 2N} \left[ \frac{1}{j\omega - \lambda_r} \right]_{2N \times 2N} [\tilde{L}]_{2N \times N_i}^T \end{aligned} \quad (4.3)$$

式中：位移振型矩阵  $[\tilde{\Phi}]_{N_0 \times 2N}$ 、对角矩阵  $\left[ \frac{1}{j\omega - \lambda_r} \right]_{2N \times 2N}$ 、系数矩阵  $[\tilde{L}]_{2N \times N_i}^T$  与左奇异

矩阵  $[\tilde{U}(\omega)]_{N_0 \times N_i}$ 、奇异值矩阵  $[\tilde{S}(\omega)]_{N_i \times N_i}$ 、右奇异矩阵  $[\tilde{V}(\omega)]_{N_0 \times N_i}^H$  一一对应。  $[\tilde{L}]$  矩阵在每一阶处有  $\{\tilde{L}_r\} = \tilde{Q}_r \{\tilde{\phi}_{r,drv}\}$ ，  $\{\tilde{\phi}_{r,drv}\}$  是驱动点的振型向量，  $\tilde{Q}_r$  是模态比例因子。

结构的固有模态频率和单自由度体系的缩放因子可以通过加强的频率响应函数（eFRF）进行识别，这与 CMIF 图的峰值相关，并可以估算频率和阻尼比。

模态比例因子  $\tilde{Q}_r$  是未知的，可由式(4.8)中的最小二乘估计公式求解。

$$\frac{1}{\tilde{Q}_r} = C_{1r} C_{2r} \begin{Bmatrix} eH(\omega_1)_r \\ eH(\omega_2)_r \\ \vdots \\ eH(\omega_k)_r \end{Bmatrix}^+ \begin{Bmatrix} 1/(j\omega_1 - \lambda_r) \\ 1/(j\omega_2 - \lambda_r) \\ \vdots \\ 1/(j\omega_k - \lambda_r) \end{Bmatrix} \quad (4.4)$$

式中：  $C_{1r} = \{\phi_r\}^T \{\phi_r\}$ ，  $C_{2r} = \{\phi_{r,drv}\}^T \{\phi_{r,drv}\}$ 。  $eH(\omega)_r = \{\phi_r\}^T [H^d(\omega)] \{\phi_{r,drv}\}^T$ ， 其为加强的第  $r$  阶频率响应函数（eFRF）。

当频率  $\omega$  与结构的第  $r$  阶固有频率  $\omega_r$  相近时，  $1/(j\omega_1 - \lambda_r)$  趋于无穷大，即可使得其对应的奇异值  $\tilde{s}_i(\omega_r)$  趋于很大。因此，当以  $\omega$  为自变量  $\tilde{s}_i(\omega_r)$  ( $i=1,2,\dots,N_i$ ) 的对数值为因变量作图（CMIF 图）时，在结构各阶的固有频率处会产生峰值，每个峰值对应的频率值即为模态参数识别得到的各阶固有频率。选定频率范围内峰值的拾取个数即为结构中存在的模态个数。此外，结构的位移振型参数近似等于第一左奇异向量  $\{\tilde{u}_1(\omega_r)\}$ ，可用下式获得：

$$\{\tilde{u}_1(\omega_r)\} \approx \{\tilde{\phi}_r\} \quad (r=1,2,\dots,n) \quad (4.5)$$

### 4.3.2 随机振动测试

随机振动测试对应于结构识别理论的第 3 步，主要利用结构在环境扰动下（风荷载、地脉动或交通扰动）产生的微小振动，仅通过得到的输出响应估算高层建筑的动力特性，与强迫振动试验相比，环境振动试验更简单、方便。研究团队分别在 2022 年 6 月 25 日及 2022 年 9 月 18 日对连廊吊装前后塔楼的两种状态进行随机振动测试，对比分析连廊对主体结构动力特性的影响，并对结构健康状态进行评估。基于两座塔楼结构形式完全相同，选择南海之门东塔作为随机振动测试的目标结构。

本次结构振动测试采用 LMS Cadax-16 通道动态分析仪采集数据，将加速度计沿塔楼两侧的三个对角进行成对安装，其中 X 方向两个测点，Y 方向两个测点。分别在东塔的第 4、6、10、14、18、22、26、30、34、38、40 及 42 层放置加速



度传感器，加速度传感器采用东华测试的磁电式速度传感器 2D001（灵敏度：0.3 V/m·s-2，频率范围：0.25-100 Hz），如图 4.5 所示。



图 4.4 2D001 磁电式振动传感器

测站参考层设置在塔楼第 30 层，移动层从顶层开始每隔 2-4 层作为一组测试工况，连廊吊装前后两次塔楼的振动测试的测试工况及测点布置完全相同，工况设置及振动测点平面布置见图 4.6。每组数据采集时间为 20min，采样频率设置为 800Hz，两次振动测试均在 1d 内完成。

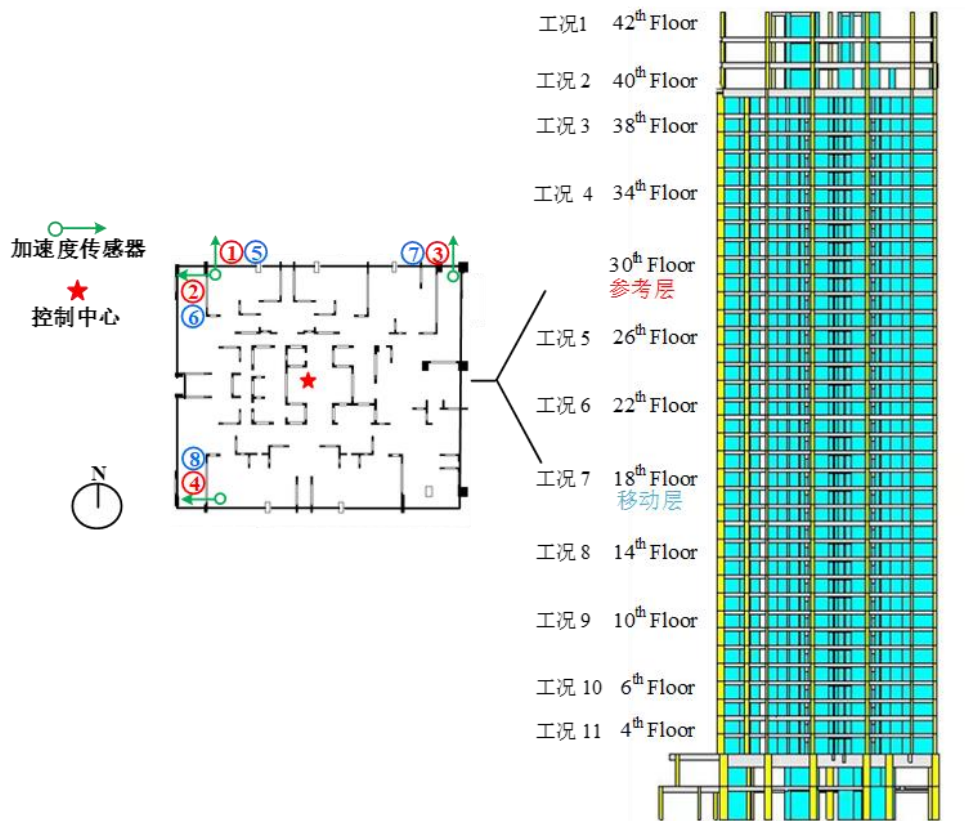


图 4.5 南海之门振动测试工况及测点布置图

### 4.3.3 结构动力信号分析及模态参数识别

以目标建筑的环境随机振动测试采集到的数据为基础，通过求解各测点的互相关函数估计随机振动测试中的伪频响应函数，进而利用 CMIF 方法识别高层结构东塔的基本模态参数，整个流程如图 4.7 所示。

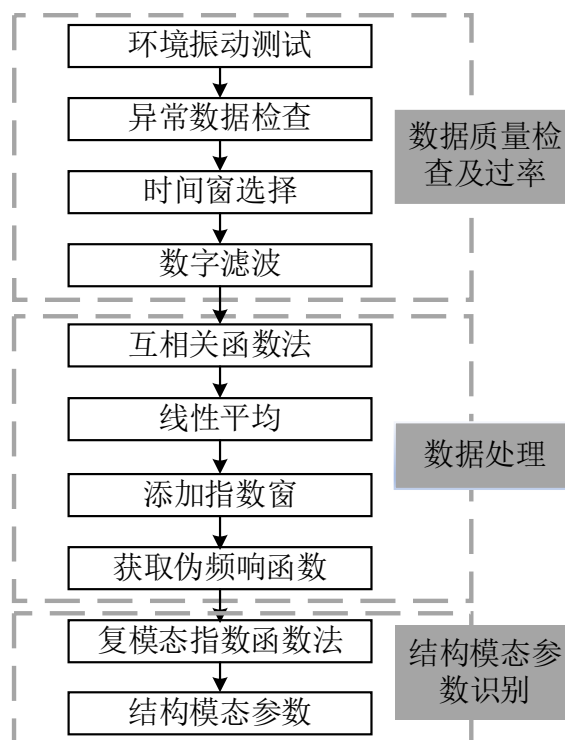


图 4.6 模态分析流程

振动数据质量检查及过滤中包括三个步骤。（1）异常峰值检查是通过观察采集到的数据，通过人为操作将其去除不正常数据，其目的是剔除系统故障等因素引起的测试数据误差；（2）通过时间窗选择合适的时域信号；（3）根据经验确定目标频率的大致范围，本文设置了一个截止频率为 5Hz 的滤波器，以获取结构前 9 阶频率。

数据处理旨在对上一步骤中过滤后的信号进行计算，以获取频率响应函数。

（1）通过将移动层与参考层做互相关，得到互功率谱密度函数，代替脉冲响应函数；（2）对信号进行线性平均，以提高测量信噪比；（3）对脉冲响应函数添加指数窗，以避免信号泄露；（4）进行快速傅里叶变换，获得结构的伪频响应函数。最后应用 CMIF 方法获取塔楼的动力特征。

本文对 5Hz 以内的模态参数进行识别，将 X 方向、Y 方向信号单独考虑以及 X、Y 向信号同时考虑以分析扭转模态进行模态参数识别，为了识别准确的模态振型，采用了模态保证准则（Modal Assurance Criteria, MAC），并定义为：

$$\text{MAC}(\phi_i^A \phi_i^B) = \frac{[(\phi_i^A)^T \phi_i^B]^2}{[(\phi_i^A)^T \phi_i^A][(\phi_i^B)^T \phi_i^B]} \quad (4.6)$$

式中： $\phi_i^A$  为第  $i$  阶测试模态振型； $\phi_i^B$  为其他频率处的振型；选择在本阶 MAC 值接近于 1，其他阶 MAC 值接近于 0 的模态。

经过工作模态分析获取的钢连廊提升前后的塔楼的 CMIF 图如图 4.8 所示。表 4.2 为单塔及双塔连体结构的参数识别结果。分析结果表明，在单塔和双塔连体结构中，各模态密集区域均出现了 3 个模态，且各区域一般包含 2 个正交异性侧移模态和 1 个扭转模态。对比单塔楼和双塔楼连体建筑的模态频率，可以发现钢连廊提升后塔楼的模态变得更加密集。单塔和双塔连体结构的前三阶振型较为一致，由于钢连廊的安装，在塔楼第一与第二模态密集区之间产生了新的模态密集区，单塔结构的第 5 阶和第 6 阶振型分别对应双塔结构的第 7 阶和第 9 阶振型。由于钢连廊的安装，塔楼的模态变得更加密集。

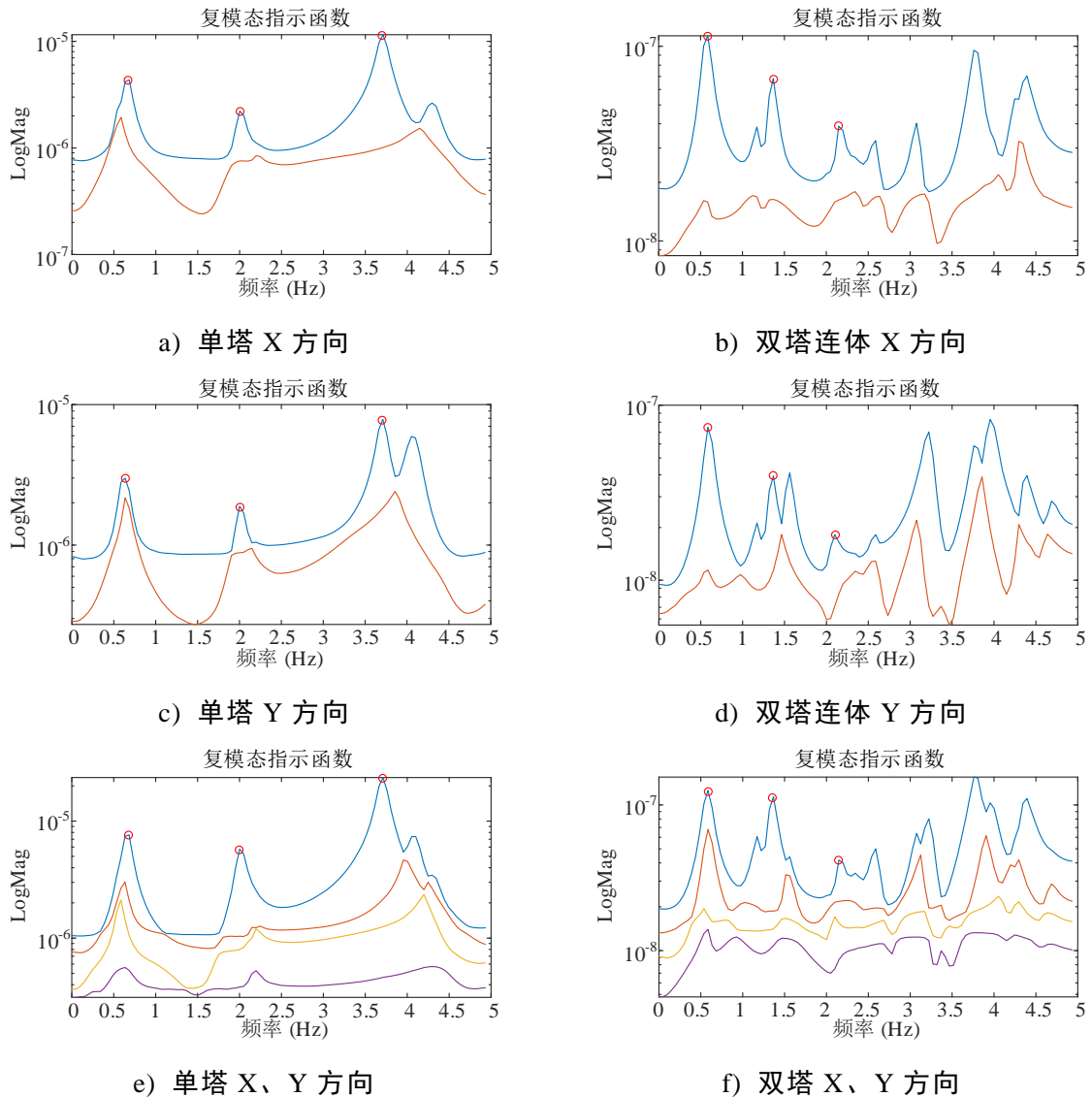


图 4.7 随机振动测试东塔 CMIF 奇异值函数图

表 4.2 单塔及双塔连体前九阶实测频率

频率阶数	单塔建筑	双塔连体建筑
1	0.60(Y)	0.57(Y)
2	0.67(T)	0.58(T)
3	0.68(X)	0.59(X)
4	2.02(T)	1.35(Y)
5	2.03(Y)	1.37(X)
6	2.09(X)	1.42(T)
7	3.71(Y)	2.10(Y)
8	3.73(X)	2.14(T)
9	3.80(T)	2.15(X)

注：X、Y、T 分别代表 X 方向平动、Y 方向平动及扭转模态。

#### 4.3.4 基于超高层有限元建筑动力特性分析

在高层建筑建模过程中，是否考虑填充墙刚度对有限元计算结果有很大的影响<sup>[107~109]</sup>。上节所建立超高层有限元模型，虽然能够较好反映建筑在吊装过程中的静力行为，但该模型计算得到的超高层建筑振动频率与实测相差较大。因此本文考虑填充墙对模型的影响并利用环境振动测试结果对模型进行修正。

##### 4.3.4.1 计算模型的填充墙考虑

根据文献[110]，在建立高层结构模型时，壳单元或斜撑单元能够对填充墙进行模拟，如图 4.9 所示。本文采用壳单元对填充墙进行建模，考虑到填充墙为 MU10 灰沙砖拌合 M5 水泥砂浆，根据规范查得填充墙抗压强度标准值为 2.4MPa，泊松比为 0.2，根据混凝土弹性模量按照插值法将填充墙的弹性模量取为  $1.85 \times 10^4 \text{MPa}$ ，并在软件中自定义材料模拟填充墙。工作模态分析方法得到的实测值以及 SAP2000 建立的 2 种模型的计算值分别列于表 4.3 中。

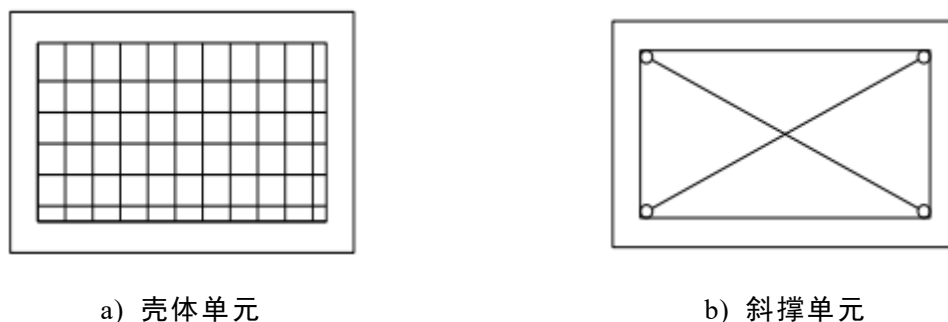


图 4.8 SAP2000 填充墙建模示意图

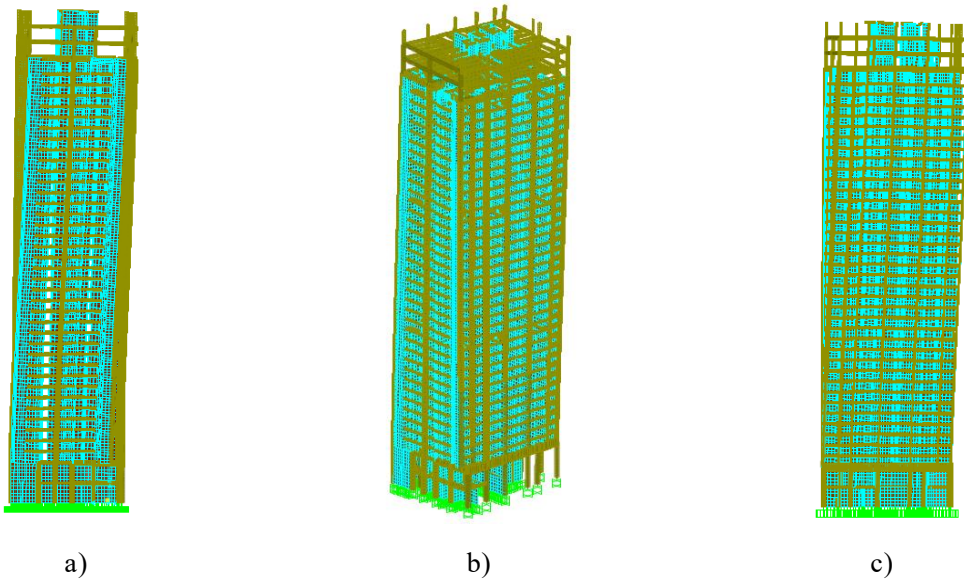
表 4.3 连廊提升前后测试频率与计算频率对比

频率阶数	单塔建筑			双塔连体建筑		
	实测值	M1	M1'	实测值	M2	M2'
1st	0.60(Y)	0.37	0.59	0.57(Y)	0.38	0.58
2nd	0.67(T)	0.41	0.64	0.58(T)	0.41	0.63
3rd	0.68(X)	0.44	0.70	0.59(X)	0.44	0.68
4th	2.02(T)	1.39	2.02	1.35(Y)	0.99	1.30
5th	2.03(Y)	1.42	2.25	1.37(X)	1.02	1.38
6th	2.09(X)	1.66	2.47	1.42(T)	1.04	1.52
7th	3.71(Y)	2.81	3.77	2.10(Y)	1.38	2.22
8th	3.73(X)	2.86	4.11	2.14(T)	1.60	2.31
9th	3.80(T)	3.61	4.28	2.15(X)	1.65	2.44

注：M1,M2 分别为未考虑填充墙刚度的单塔及双塔连体有限元模型，M1',M2'分别为考虑填充墙刚度的单塔及双塔连体有限元模型。

#### 4.3.4.2 超高层双塔连体建筑模态分析

利用修正后的超高层单塔及双塔有限元模型计算得到的结构前 9 阶振型如图所示：



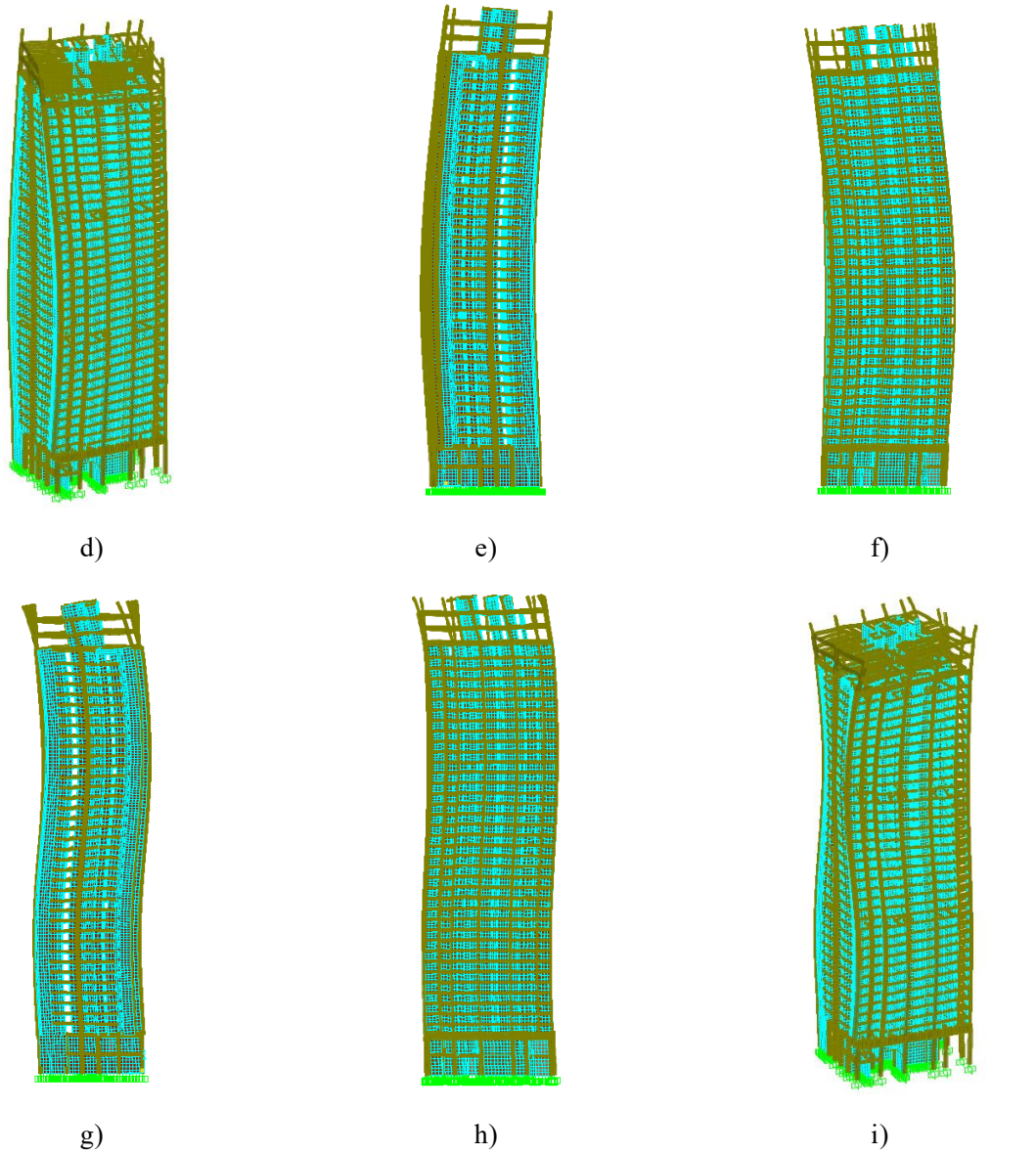
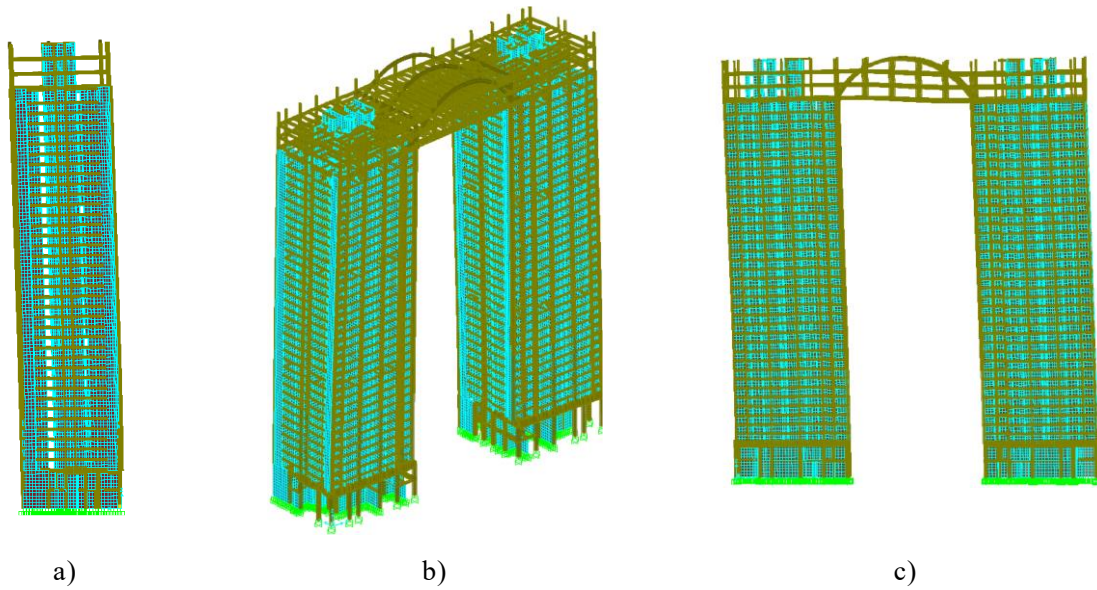


图 4.9 单塔建筑前 9 阶振型图



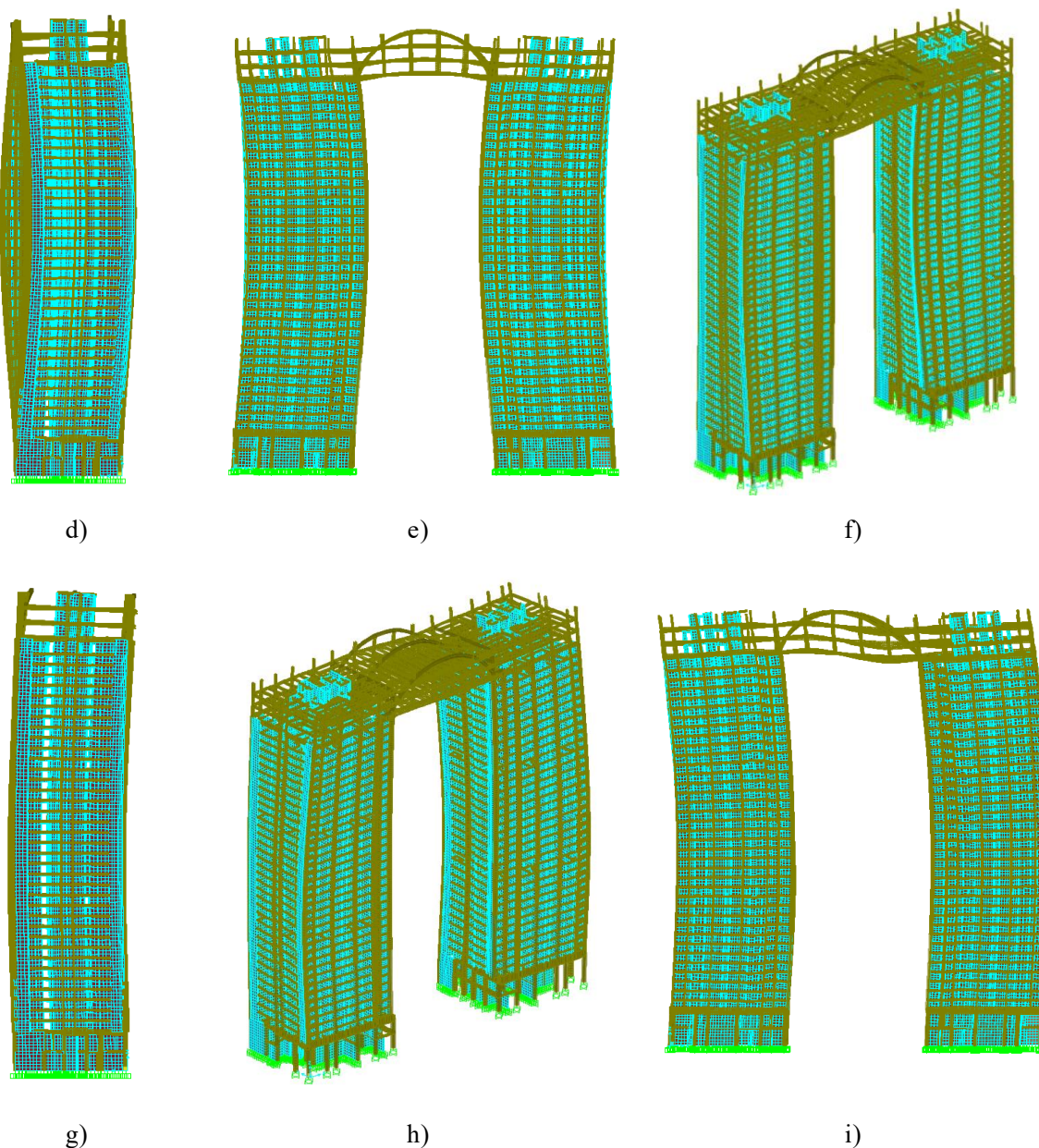


图 4.10 双塔连体建筑前 9 阶振型图

从图 5.5 和图 5.6 可以看出，单塔和双塔连体结构的前 3 阶振型较为一致，在第 3 阶以后，双塔连体结构开始出现复杂的模态振型，由于连接体的存在，使得双塔连体结构在低阶振型就出现平扭耦联振型。由于本研究对象为双轴对称的结构，因而其振型也具有对称的特性。前 9 阶模态振型为整体振型，这表明两座塔楼协调受力，钢连廊提高了结构的整体刚度。

#### 4.4 本章小结

本章建立了超高层双塔连体建筑的有限元模型，并通过建立的超高层建筑的有限元模型，预测了塔楼在吊装过程中的所受到的影响。将有限元计算得到的塔楼应变与剔除温度效应的实测应变进行对比，以确保塔楼施工的安全稳定。其次，

对本文的研究对象超高层双塔连体结构在连廊安装前（2022年6月25日）以及连廊安装后（2022年9月18日）进行了环境振动测试，进而对高层建筑的模态参数进行了识别，分析了由于连廊的安装导致结构动力特性的变化。最后分析了填充墙对有限元模型计算结果的影响并利用环境振动测试结果对模型进行修正，并利用修正后的模型进行模态振型分析，本章主要的工作内容如下：

（1）塔楼产生的应变相较于连廊要小得多，且主要发生在第1阶段。通过在塔楼有限元模型上施加识别到的索力变化，计算得到了在第1个施工阶段中塔楼关键构件的应变变化，对比有限元计算应变与剔除温度效应的塔楼应变，两者之间差值的最大值小于 $4\mu\epsilon$ ，且塔楼结构应变不超过 $40\mu\epsilon$ ，说明预提升阶段的应变变化在控制范围之内，塔楼在吊装施工过程中安全稳定。

（2）对安装钢连廊前后的东塔进行了环境振动测试，并通过工作模态分析得到了单塔结构和双塔连体结构的模态参数。钢连廊吊装后塔楼的模态变得更加密集，由于连廊的安装，塔架在第一、第二阶模态密集区之间产生了新的模态密集区，使得结构的动力特性更加复杂。

（3）通过对该高层建筑实测频率与计算频率的对比分析，在不考虑填充墙刚度的情况下，实测频率为计算频率的1.3~2倍。通过建立壳单元模拟填充墙以考虑填充墙刚度，实测频率与计算频率非常接近，采用该方法修正后的模型可用于准确的状态评估与分析。



## 第5章 基于 PS-InSAR 的结构变形监测

### 5.1 引言

在针对超高层双塔连体结构的研究中，很少有学者研究结构随四季温度变化的变形趋势。而钢连廊安装在两塔楼之间，由于钢连廊的“热胀冷缩”效应将导致两栋塔楼间发生相向的相对变形，因此分析超高层双塔连体结构在运营阶段的变形趋势，判断结构的安全状态显得十分重要。近年来随着高分辨率卫星发生升空，使得 SAR 影像的空间分辨率最高可达到 1m，形变测量精度达到 mm 级，不少学者通过试验研究证明了其对结构变形监测的可行性和精度，因此利用 PS-InSAR 可以很好地实现超高层双塔连体建筑在运营过程的变形监测。本章首先介绍了 PS-InSAR 技术的基本原理，并采用 PS-InSAR 技术分析了超高层双塔连体建筑的变形趋势，最后基于修正后的超高层双塔连体建筑有限元模型分析了目标建筑在升温及降温的工况下的变形趋势，并对比了有限元计算的相对变形与 PS-InSAR 测量相对变形。

### 5.2 星载 InSAR 基本理论

#### 5.2.1 InSAR 几何干涉原理

InSAR 技术源于如图 5.1 所示的 Thomas Young 的“杨氏双缝干涉实验”。点光源发射的光波分别经过两个狭缝，通过不同的传播距离后光波的相位不一致，在白板的同一位置会产生波的增强或减弱，形成明暗交替的条纹，即干涉条纹。这种现象实际上是两个光波存在相位差异，而经过两个狭缝光波的传播距离与对应的相位差成正比，如式(5.1)所示：

$$\varphi = \frac{2\pi}{\lambda}(R_2 - R_1) = \frac{2\pi}{\lambda}\Delta r \quad (5.1)$$

式中： $\lambda$  为光的波长。

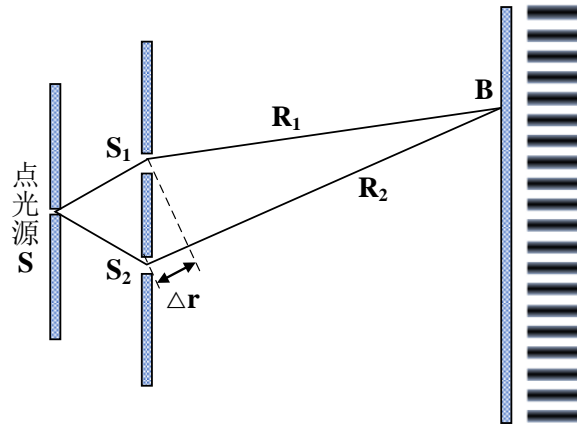


图 5.1 杨氏双缝干涉实验示意图

星载 InSAR 技术是一种主动式微波遥感测量技术，其以卫星搭载的合成孔径雷达主动发射和接收电磁波信号实现对地监测，SAR 影像中储存了包含地物散射信息的复数回波信息，复数信息中不仅包含地面目标的后向散射强度，还包含有与斜距有关的相位信息。图 5.2 表示卫星在轨道上对地面目标成像的几何示意图。

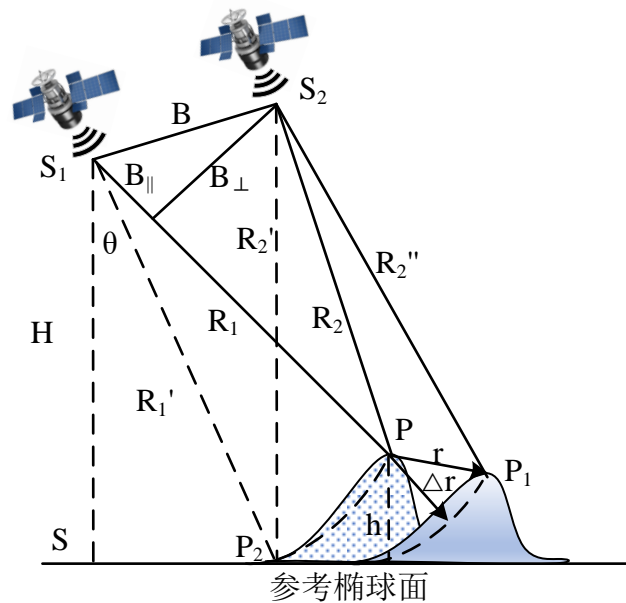


图 5.2 InSAR 几何干涉示意图

图 5.2 中  $S_1$ ,  $S_2$  是两次雷达传感器分别向地面目标  $P$  发射并接受信号的位置， $S$  是卫星观测位置在地面的投影。 $R_1$  和  $R_2$  分别表示  $S_1$  和  $S_2$  位置成像时目标点  $P$  到卫星的斜距， $P_1$  为  $P$  点发生变形后的位置， $P_2$  为  $P$  点在参考椭球面（大地标高为零的面）的投影。 $R_1'$  和  $R_2'$  分别为  $S_1$  和  $S_2$  到参考椭球面的距离， $R_2''$  为  $S_2$  到变形后位置  $P_1$  的距离。 $B$  为干涉空间基线即两次成像时卫星的空间距离， $B_{\parallel}$  和  $B_{\perp}$  分别表示空间基线在沿着雷达观测的视线向和垂直于视线向的投影长度。 $\theta$  为卫星观测的侧视角， $r$  为  $P$  点到  $P_1$  点的位移， $h$  为  $P$  点与参考椭球平面的高程差， $\Delta r$  为  $r$  在卫星视线向的投影。

当 SAR 卫星以轻微的轨道差异重复过境同一地点上空获取的两幅 SAR 影像形成一个干涉对（一幅为主影像，一幅为副影像），其中两个不同位置的 SAR 卫星就如图 5.1 中对应的双缝，因此对干涉对中同一像素点进行干涉处理，即可获得包含该像素目标的高程或形变信息。如果两次卫星观测是同时进行，即地表散射特性没有改变。由于相位为双程相位，距离为单程距离，因此由式(5.1)可得，目标 P 对应回波信号的相位差即干涉相位与斜距差的关系如式(5.2)所示。

$$\varphi = \frac{2\pi}{\lambda}(2R_2 - 2R_1) \quad (5.2)$$

根据干涉几何图像可知，斜距差受到目标点的空间位置影响。而且两次干涉并非同时进行，在两次观测期间目标可能发生位移，并且大气状况的变化也会产生大气延迟。因此斜距差是由参考椭球面，地形起伏，大气效应和地表形变等因素共同贡献所产生<sup>[11]</sup>。其表达式如式(5.3)所示：

$$\varphi = \varphi_{\text{ref}} + \varphi_{\text{top}} + \varphi_{\text{def}} + \varphi_{\text{atm}} + \varphi_{\text{nosie}} \quad (5.3)$$

$\varphi_{\text{ref}}$  为参考椭球相位，是由于两次观测时雷达相对目标的空间位置不同，对应目标在参考椭球面投影的位置不同所引起干涉相位，其与  $B_{\parallel}$  成正比，如式(5.4)所示：

$$\varphi_{\text{ref}} = \frac{4\pi}{\lambda} B_{\parallel} \quad (5.4)$$

$\varphi_{\text{top}}$  为地形相位，是由于目标与参考椭球面存在  $h$  的高程差所引起干涉相位，其与  $B_{\perp}$  成正比，如式(5.5)所示：

$$\varphi_{\text{top}} = \frac{4\pi}{\lambda} \frac{B_{\perp} h}{R_1 \sin \theta} \quad (5.5)$$

$\varphi_{\text{def}}$  为形变相位，是由于两次观测期间目标发生了位移  $r$  所引起干涉相位，SAR 侧视成像的原理导致形变相位与真实位移  $r$  在视线向的投影  $\Delta r$  成正比，如式(5.6)所示：

$$\varphi_{\text{def}} = \frac{4\pi}{\lambda} \Delta r \quad (5.6)$$

$\varphi_{\text{atm}}$  为大气相位，是由于两次成像期间大气状况发生变化引起的干涉相位。 $\varphi_{\text{nosie}}$  是噪声相位，是由于多普勒频移和系统热噪声引起的干涉相位。在实际的干涉相位中，前三者是干涉相位的主要组成部分，后两者一般被忽略或利用外部数据去除。

### 5.2.2 PS-InSAR 变形测量技术

PS-InSAR 监测地表形变的基本思想是首先选取具有稳定后向散射特性的 PS 点，之后将 PS 点连接形成三角形网络并选取一参考点，利用干涉相位模型通过参数估计的方式逐一求解各 PS 点的变形，进而获取观测区域的变形场。

PS-InSAR 需要获取不同时间段内  $N+1$  幅遥感影像，选择一幅作为主影像，其余  $N$  幅为从影像，形成  $N$  组主-从影像对，通过干涉处理获取  $N$  组干涉图。PS 点的差分干涉相位模型包含线性变形、高程残差以及残余相位<sup>[112]</sup>，表示为：

$$\varphi = \frac{4\pi}{\lambda} t \cdot v + \frac{4\pi}{\lambda R \sin \theta} B \cdot \Delta h + \varphi_{res} \quad (5.7)$$

式中： $\lambda$  为波长， $R$  为雷达到目标的斜距， $\theta$  为入射角； $B_{\perp}$  为垂直基线； $\Delta h$  为高程误差； $t$  及  $B$  分别为时间、空间垂直基线； $v$  为沿 LOS 向的线性形变速率； $\varphi_{res}$  为 PS 点的残余相位，它包括非线性变形、大气相位和噪音。

上式可以估计观测目标的线性形变速率，但是这种方法在估计高层建筑的温度非线性变形时存在较大的偏差，因此在利用 InSAR 技术对建筑变形进行观测时，需要考虑温度以及高程残差对干涉相位的影响，在干涉模型中引入了热膨胀参数和高程误差。得到干涉相位的参数模型如式(5.8)所示

$$\varphi = \frac{4\pi}{\lambda} t \cdot v + \frac{4\pi}{\lambda R \sin \theta} B \cdot h + \frac{4\pi}{\lambda} T \cdot k + \varphi_{res} \quad (5.8)$$

式中： $T$  为两幅影像之间温度变化值， $k$  为热膨胀系数。

为了准确估计干涉相位模型中的参数，对干涉图相邻的两个 PS 点进行二次差分干涉，得到二次差分干涉模型表达式如式(5.9)所示：

$$\Delta\varphi = \frac{4\pi}{\lambda} t \Delta v + \frac{4\pi}{\lambda R \sin \theta} B \Delta h + \frac{4\pi}{\lambda} T \Delta k + \Delta\varphi_{res} \quad (5.9)$$

式中： $\Delta k$  为相邻 PS 点的热膨胀系数之差； $\Delta v$  为相邻 PS 点之间的形变速率增量； $\Delta h$  为高程误差增量； $\Delta\varphi_{res}$  表示相邻 PS 点的残余相位差值。

通过式(5.10)所示的目标函数可将上述求解变形的问题转化为以相干系数最大化为目标的参数优化问题，目标函数最大时对应的  $\Delta v$ 、 $\Delta h$ 、 $\Delta k$  即为最优解。

$$\gamma = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \exp(j\Delta\varphi_{obs}^i - \Delta\varphi_m^i(\Delta v, \Delta h, \Delta k)) \quad (5.10)$$

式中： $\gamma$  为模型相干系数， $\Delta\varphi_{obs}^i$  为观测相位差， $\Delta\varphi_m^i$  为拟合值， $N$  为 PS 点数。

由于参数估计是个优化过程，需要预先给出参数的解空间，即参数选取范围。通过在解空间中寻找 PS 点连接网络基线估计参数的增量  $\Delta v$ 、 $\Delta h$ 、 $\Delta k$  的解，使得  $\gamma$  取最大值。然后选取一个认为估计参数都为零的 PS 点为参考点，采用区域网最小二乘平差法获取各 PS 点相对于参考点的参数估计值。

### 5.3 基于 PS-InSAR 技术的超高层双塔连体结构变形监测

本研究在南海之门两栋塔楼顶部重点监测部位设置了人工角反射（CR），利用 PS-InSAR 解算提取了超高层双塔连体建筑的 PS 点，得到了连廊提升后超高层建筑在运营阶段的变形情况。

#### 5.3.1 人工角反射器的安装

人工角反射器是一种利用金属材料制成的二面角或三面角形状的几何体，其具有良好的导电性和导磁性能，以及较大的电容率。它将接收到的雷达波束经过反射后，形成很强的回波信号，在所获得的 SAR 图像中呈现了亮度很强的十字星状亮斑，因此人工角反射器可以充当人工设置的 PS 点。图 5.3 为南海之门架设的人工角反射器，在两塔楼顶部共计安装 8 个角反射器，为提高角反射器点位的变形求解精度，现场通过 RTK 确定角反射器高程与经纬度信息。

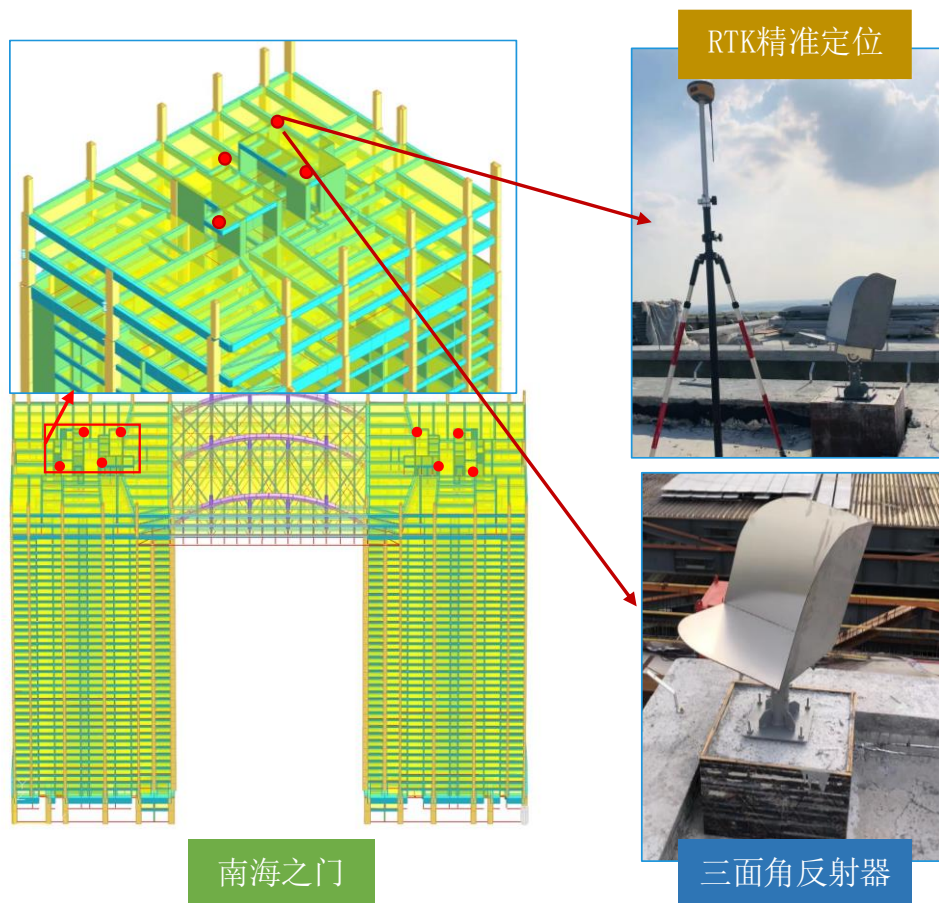


图 5.3 角反射器的安装

#### 5.3.2 超高层建筑运营阶段变形分析

由于角反射器在连廊吊装后才被安装，故只采集到为期一年结构处于运营阶段的变形数据，由于现场施工扰动和极端天气的影响，导致 4 个角反射器未能够

反射出稳定的信号，最终通过角反射器获取的 4 个 PS 点位置如图 5.4 所示。

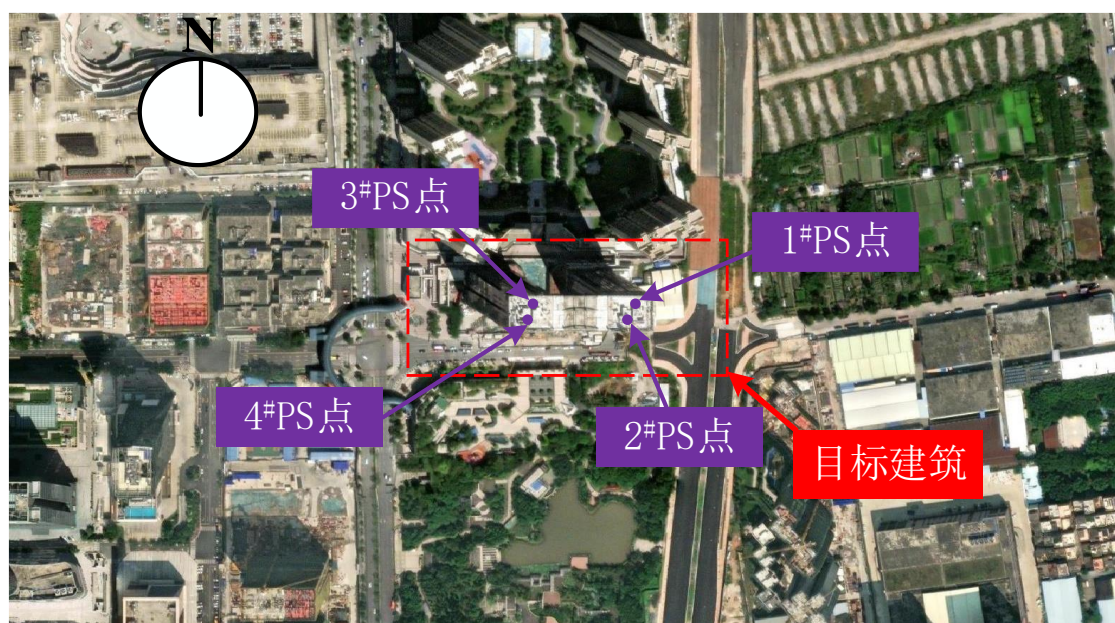


图 5.4 PS 点定位

本次选取 2023 年 4 月 27 日至 2024 年 3 月 12 日期间覆盖该建筑的 5 景 COSMO SkyMed 卫星的升轨影像数据，式(5.8)所需的影像拍摄时刻的温度参数通过气象信息网站(<https://rp5.ru/>)在距离建筑最近的气象站处获取。通过对 SAR 影像进行 PS-InSAR 处理，获取了目标建筑的 LOS 变形结果如图 5.5 所示。其中，1#PS 点被设置为参考点，其它 PS 点的变形均为相较于参考点的相对变形。

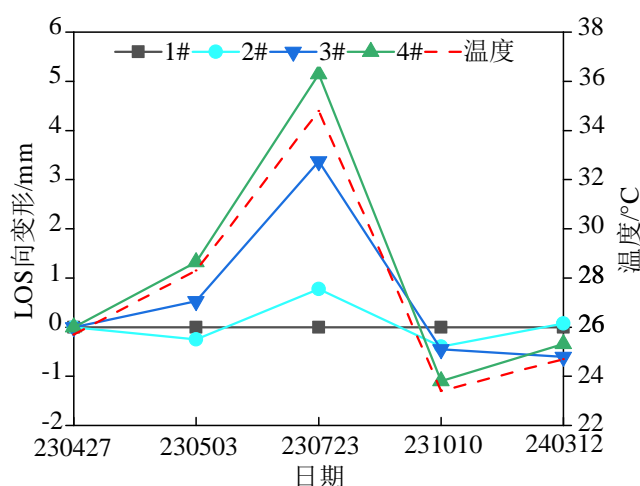


图 5.5 塔楼顶部 LOS 向变形

从图 5.5 中可以看出，由于顶部安装了钢连廊，因此当温度产生变化时，钢连廊的“热胀冷缩”效应将导致两栋塔楼间发生东西向的相对变形，结构的变形趋势随温度变化有着明显的相关性。为获取塔楼沿东西方向的变形，按式(5.11)对各 PS 点的 LOS 向变形进行分解。

$$D_{LOS,a} = -D_e \cdot \cos \alpha_a \cdot \sin \theta_a + D_v \cos \theta_a \quad (5.11)$$

在式(5.11)中，卫星升轨航向角  $\alpha_a = 10.95^\circ$ ，入射角  $\theta_a = 29.31^\circ$ ，本次研究的建筑为等高对称双塔连体结构，假定两栋塔楼产生竖向变形相同，即假定两塔楼无竖向变形差， $D_v=0$ ，继而求得一年中由于温度作用导致塔楼顶部沿东西向变形如表 5.1 所示。

表 5.1 塔楼顶部东西向变形（单位：mm）

PS 点	日期	2023/04/27	2023/05/03	2023/07/23	2023/10/10	2024/03/12
	2#		0	-0.5	1.6	-0.8
3#		0	1.1	6.9	-0.9	-1.2
4#		0	2.7	10.6	-2.3	-0.7

从表中可以看出，最大相对变形  $D_e=10.6\text{mm}$ ，根据《水工混凝土结构设计规范》DL/T5057 及《钢结构设计标准》GB50017-2017，混凝土的线膨胀系数在  $7 \times 10^{-6}$  至  $11 \times 10^{-6}$  之间，钢结构的线膨胀系数在  $11 \times 10^{-6}$  至  $13 \times 10^{-6}$  之间，根据线膨胀理论公式推导，得到的塔楼顶部最大相对变形  $D_e$  在 10.36mm 与 14.31mm 之间，由于钢连廊在膨胀收缩过程中，受两栋塔楼的约束，而不是自由膨胀，故导致实际的最大变形偏小，故监测所得的塔楼变形数据是合理的。

## 5.4 基于有限元的超高层建筑温度变形分析

由前文可知，超高层双塔连体建筑的相对变形与温度保持较高的相关性，因此本研究基于上节修正后的 SAP2000 超高层有限元模型，计算塔楼顶部在吊装后一年内由于温度变化导致的相对变形。计算过程中，通过对修正后的有限元模型施加均匀温度场，温度变化按照实时大气温度进行选取。在有限元参数设计中，混凝土的热膨胀系数被设置为  $1 \times 10^{-5}$ ，钢结构的热膨胀系数被设置为  $1.2 \times 10^{-5}$ 。通过定义温度荷载模式，并在有限元软件中指定框架温度荷载及面温度荷载实现结构的升温或降温。双塔连体建筑随温度升高及降温的变形图如图 5.6 所示，计算得到的塔楼顶部的相对变形与实测得到的相对变形的对比见表 5.2。

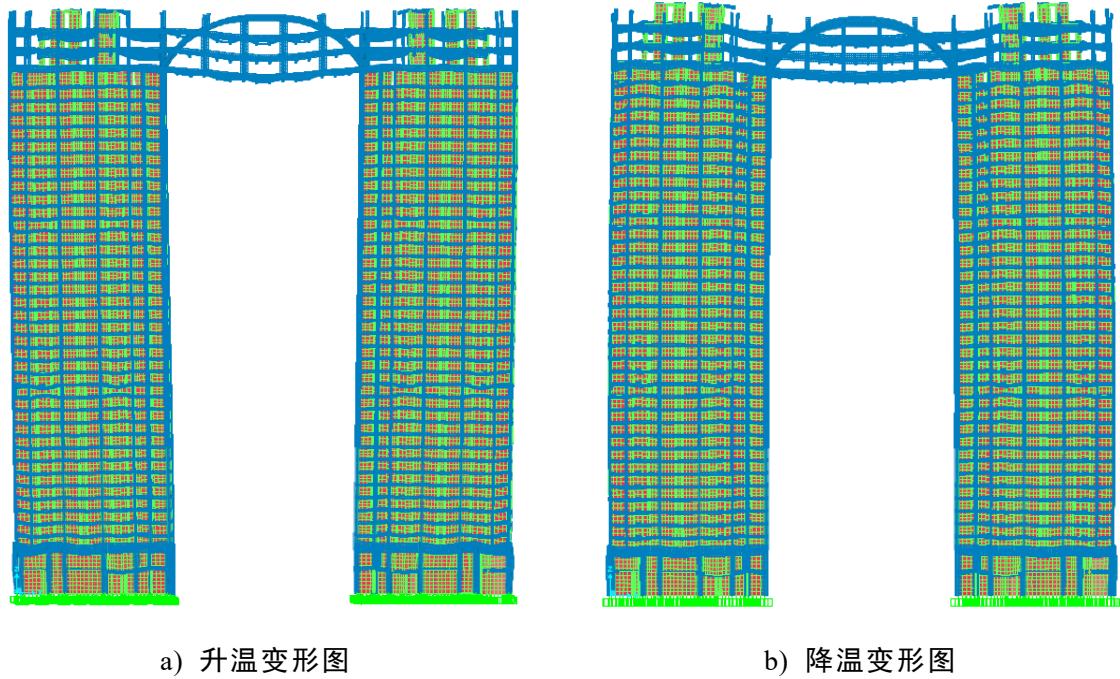


图 5.6 双塔连体建筑变形图

表 5.2 实测最大相对变形与计算相对变形对比分析（单位：mm）

日期	2023/04/27	2023/05/03	2023/07/23	2023/10/10	2024/03/12
实测变形	0	2.7	10.6	-2.3	-0.7
计算变形	0	2.47	9.35	-2.25	-0.93
$\eta$	/	1.17	1.15	0.95	0.63

$\eta$ =实测变形/计算变形

从图 5.6 可以看出，由于钢连廊的安装，当温度升高或者降低时，钢连廊的膨胀收缩会导致两座塔楼产生相互靠近或相互远离的变形趋势，从而在塔楼上产生额外的应力。对比计算变形值与实测变形值可以看出，基于动力参数修正后的有限元模型能够很好地预测结构在运营期间随温度的变形趋势，表明经过修正后的有限元模型能够很好地对结构运营阶段进行预测，结构在运营阶段随温度变化的相对变形处于合理变化范围之内。

## 5.5 本章小结

本章采用 PS-InSAR 技术分析了超高层双塔连体建筑的变形趋势，通过在塔楼顶部安装人工角反射器获取了 2023 年 4 月 27 日至 2024 年 3 月 12 日期间覆盖该建筑的 5 景 Cosmo SkyMed 卫星的升轨影像数据，得到的结论如下：

(1) 通过对 SAR 影像进行 PS-InSAR 处理，获取了目标建筑的随温度的变形趋势，随后对 LOS 向变形进行分解获取了塔楼东西方向的最大相对变形为 10.6mm，通过线膨胀公式推导双塔连体建筑的理论相对变形发现该实测变形处于



合理范围之内。

(2)基于修正后的超高层双塔连体建筑有限元模型分析了目标建筑在升温及降温的工况下的变形趋势。由于钢连廊的安装，当温度升高或者降低时，钢连廊的膨胀收缩会导致两座塔楼产生相互靠近或相互远离的变形趋势，对比计算变形值与实测变形值可以看出，基于动力参数修正后的有限元模型能够很好地预测结构在运营期间随温度的变形趋势。

## 结论与展望

### 研究结论

本研究以佛山南海之门超高层塔连体结构为载体，展开了钢连廊吊装施工结构健康监测研究。为了保证钢连廊吊装施工过程的安全性，对连廊吊装施工全过程进行了结构健康监测，并提出了一套结构识别流程进行系统识别和状态评估。最后利用 PS-InSAR 技术对结构运营阶段进行了变形监测，具体的研究内容与成果如下：

(1) 高空钢连廊吊装过程是一个相当复杂的系统工程，它包括了几个关键的施工阶段。在每个施工阶段，由于内力重分布，结构会产生较大的应变。为确保安全顺利地整个施工过程，建立了基于关键构件的应变监测系统，通过在结构关键受力构件上安装振弦式应变传感器，获取了结构在关键施工阶段的结构应变。

(2) 在吊装施工过程中，钢连廊结构的内力变化主要发生在不同的关键施工阶段，由于边界条件的变化，其应变变化幅度为 $-250\sim 300\mu\varepsilon$ 。与钢连廊相比，塔楼产生的应变相对较小，并且主要发生在第一个施工阶段，整个施工过程中塔楼产生的应变均在 $40\mu\varepsilon$ 以内，说明塔楼在施工过程中安全稳定。由于测试过程中受施工扰动以及环境温度影响，应变数据产生了 $20\sim 100\mu\varepsilon$ 的波动，为获取结构由施工荷载变化而产生的真实应变，提出了一种基于蜣螂算法优化的新型 BP 神经网络用于拟合高层连体结构中温度与应变的非线性关系，该方法能够有效消除施工过程中温度引起的应变，且大大减少了确定神经网络模型最优超参数的时间，提高了工作效率。

(3) 由于钢连廊初始有限元模型无法准确的对施工进行预测，本研究利用实测应变数据对有限元模型进行了标定。通过预提升阶段产生的应变数据建立了目标函数对有限元模型中的不确定性参数进行了灵敏度分析，并识别出三种关键不确定性参数。通过分别调用遗传算法和蜣螂算法对有限元模型的不确定性参数进行修正，对比了两种算法的计算效率。结果显示，蜣螂算法表现出更强大的搜索能力。在此基础上，基于误差补偿原理，针对初始模型和修正模型进行了关于钢桁架质量密度灵敏度分析，验证了基准模型的可靠性。最后，利用基准模型对整个施工过程进行了模拟预测。

(4) 在钢连廊吊装前后，在东塔进行了两次环境振动测试，通过工作模态分析获取了单塔及双塔连体结构的模态参数。由于安装了连廊，塔楼的模态更加密

集,在塔楼的第1个模态密集区及第2个模态密集区之间产生了新的模态密集区,结构的动力特性更加复杂。通过对比分析高层建筑实测频率与有限元计算频率的,在不考虑填充墙刚度的情况下,实测频率为计算频率的1.3~2倍。通过建立壳单元模拟填充墙以考虑填充墙刚度,实测频率与计算频率非常接近,采用该方法修正后的模型可用于准确的状态评估与分析。

(5) 基于 PS-InSAR 技术分析了超高层双塔连体建筑的变形趋势。通过在塔楼顶部安装人工角反射器获取了 2023 年 4 月 27 日至 2024 年 3 月 12 日期间覆盖该建筑的 5 景 Cosmo SkyMed 卫星的升轨影像数据。通过对 SAR 影像进行 PS-InSAR 处理,获取了目标建筑的随温度的变形趋势,随后对 LOS 向变形进行分解获取了塔楼东西方向的最大相对变形为 10.6mm。利用修正后的超高层有限元模型计算了目标建筑随温度变化的变形趋势,对比了计算变形与实测变形,结果表明基于动力参数修正后的有限元模型能够很好地预测结构在运营期间随温度的变形趋势。

## 研究展望

尽管本文从模型验算及现场测试方面对超高层双塔连体结构吊装施工过程进行了验算,并采用 InSAR 技术对运营阶段进行了变形监测,但仍存在以下局限性问题:

(1) 在进行双塔连体结构的环境振动测试时,针对单塔所做的振动测试虽然能够获取结构的振动频率却无法获取整体结构的振型,后续可进行两栋塔楼的联合振动测试,从而获取双塔连体结构的振动形式。

(2) 利用 PS-InSAR 技术对目标建筑在运营阶段的变形监测持续时间较短,并不能十分完整地描述出结构在运营阶段的变形趋势,后续可针对超高层双塔连体结构进行长期地 InSAR 变形监测。

## 参考文献

- [1] JGJ3-2010, Technical Specification for Concrete Structures of Tall building, China Architecture&Building Press, Beijing, 2010
- [2] Westermo, B. D. The dynamics of interstructural connection to prevent pounding. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1989, 18(5): 687-699
- [3] Lim J, Bienkiewicz B, and Richards E. Modeling of structural coupling for assessment of modal properties of twin tall buildings with a skybridge. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2011, 99(5): 615-623
- [4] Behnamfar F, Dorafshan S, Taheri A, et al. A method for rapid estimation of dynamic coupling and spectral responses of connected adjacent structures. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2016, 25(13): 605-625
- [5] Zhu H P, Wen Y P, and Iemura H. A study on interaction control for seismic response of parallel structures. *Computers and Structures*, 2001, 79(2): 231-242.
- [6] Richardson A, Walsh K K, and Abdullah M M. Closed-form equations for coupling linear structures using stiffness and damping elements. *Structural Control and Health Monitoring*, 2013, 20(3): 259-281
- [7] Roussel M, Glisic B, Lau J M, et al. Long-term monitoring of high-rise buildings connected by link bridges. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 2014, 4(1): 57-67
- [8] 完海鹰, 钟文龙, 陈克军等. 大跨度高空连体钢结构整体提升施工控制技术. *合肥工业大学学报(自然科学版)*, 2014, 37(08): 971-975
- [9] 倪国荣, 何文明, 刘义平. 上海某大跨连体结构支座反力监测和理论分析结果对比. *建筑结构*, 2019, 49(S1): 987-990
- [10] 叶琳远. 超高层建筑结构健康监测系统技术应用[华南理工大学硕士学位论文]. 广州: 华南理工大学, 2018
- [11] 张旭辉, 吴海粟, 马捷等. 某钢结构连廊吊装施工过程的应力监测分析. *空间结构*, 2020, 26(01): 82-89+58
- [12] 黄坤耀. 双塔连体结构的静力、抗震和抗风分析[浙江大学博士学位论文]. 杭州: 浙江大学, 2001
- [13] Liu Q. Research on Dynamic Characteristics and Response of Double-Tower Connected Structures. *Applied Mechanics and Materials*, 2014, 578: 877-881

- [14] Mu Z G, Wang L, Fan Z. Analysis of stress response for the super high rise double-tower connected structure with the trusses of changing rigidity. *Advanced Materials Research*, 2011, 291: 1559-1563
- [15] Chen X, Zhang Z, Li A, et al. Field measurement-based wind-induced response analysis of multi-tower building with tuned mass damper. *Wind and Structures*, 2021, 32(2): 143
- [16] Lei J S, Ma Q, Xue B. Seismic Response Analysis of Unequal Altitude Double-Tower Connecting Structure with the Changes of Connecting Beam Location. *Advanced Materials Research*, 2011, 163: 4043-4047
- [17] Clough RW, Penzien J. *Dynamics of structures*. New York: McGraw-Hill; 1993.
- [18] Chen X, Kareem A. Dynamic wind effects on buildings with 3D coupled modes: application of high frequency force balance measurements. *Journal of Engineering Mechanics*, 2005, 131: 1115-25
- [19] Tschanz T, Davenport AG. The base balance technique for the determination of dynamic wind loads. *Journal of wind engineering and industrial aerodynamics*, 1983, 13: 429-39
- [20] Tse KT, Hitchcock PA, Kwok K. Mode shape linearization for HFFB analysis of wind-excited complex tall buildings. *Engineering Structure*, 2009, 31: 675-85
- [21] Bernardini E, Spence SM, Giofrè M. Effects of the aerodynamic uncertainties in HFFB loading schemes on the response of tall buildings with coupled dynamic modes. *Engineering Structure*, 2012, 42: 329-41
- [22] Huang M, Tse KT, Chan CM, et al. Mode shape linearization and correction in coupled dynamic analysis of wind-excited tall buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2011, 20: 327-48
- [23] Huang MF, Tse KT, Chan CM, et al. An integrated design technique of advanced linear-mode-shape method and serviceability drift optimization for tall buildings with lateral-torsional modes. *Engineering Structure*, 2010, 32(21): 46-56
- [24] Song J, Tse K. Dynamic characteristics of wind-excited linked twin buildings based on a 3-dimensional analytical model. *Engineering Structure*, 2014, 79: 169-81
- [25] Lu X, Chen L, Zhou Y, et al. Shaking table model tests on a complex high-rise building with two towers of different height connected by trusses. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2009, 18(7): 765-788
- [26] Lee D G, Kim H S, Ko H. Evaluation of coupling-control effect of a skybridge

- for adjacent tall buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2012, 21(5): 311-328
- [27] Miranda E. Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings. *Journal of structural engineering*, 1999, 125(4): 417-425
- [28] Miranda E, Reyes C J. Approximate lateral drift demands in multistory buildings with nonuniform stiffness. *Journal of Structural Engineering*, 2002, 128(7): 840-849
- [29] Chen Z, Kim B, Lee D E. Aerodynamic characteristics and lateral displacements of a set of two buildings in a linked tall building system. *Sensors*, 2021, 21(12): 4046
- [30] Moon K S. Structural performance of superframed conjoined towers. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2021, 30(10): e1857
- [31] Ko J M, Ni Y Q. Technology developments in structural health monitoring of large-scale bridges. *Engineering structures*, 2005, 27(12): 1715-1725
- [32] Li H, Ou J. The state of the art in structural health monitoring of cable-stayed bridges. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 2016, 6: 43-67
- [33] Vagnoli M, Remenyte-Prescott R, Andrews J. Railway bridge structural health monitoring and fault detection: State-of-the-art methods and future challenges. *Structural Health Monitoring*, 2018, 17(4): 971-1007
- [34] Xu YL, Xia Y. *Structural Health Monitoring of Long-Span Suspension Bridges*. London: Spon Press; 2012
- [35] Zhou G D, Yi T H. Thermal load in large-scale bridges: a state-of-the-art review. *International Journal of Distributed Sensor Networks*, 2013, 9(12): 217983
- [36] Ni Y Q, Xia Y, Liao W Y, et al. Technology innovation in developing the structural health monitoring system for Guangzhou New TV Tower. *Structural Control and Health Monitoring*, 2009, 16(1): 73-98
- [37] Liu T, Yang B, Zhang Q. Health monitoring system developed for Tianjin 117 high-rise building. *Journal of Aerospace Engineering*, 2017, 30(2): B4016004
- [38] Li Q, He Y, Zhou K, et al. Structural health monitoring for a 600 m high skyscraper. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2018, 27(12): e1490
- [39] Jang W S, Healy W M, Skibniewski M J. Wireless sensor networks as part of a web-based building environmental monitoring system. *Automation in Construction*, 2008, 17(6): 729-736

- [40] Zimmerman A T, Shiraishi M, Swartz R A, et al. Automated modal parameter estimation by parallel processing within wireless monitoring systems. *Journal of Infrastructure Systems*, 2008, 14(1): 102-113
- [41] Alavi A H, Hasni H, Lajnef N, et al. An intelligent structural damage detection approach based on self-powered wireless sensor data. *Automation in Construction*, 2016, 62: 24-44
- [42] Cawley P. Structural health monitoring: Closing the gap between research and industrial deployment. *Structural health monitoring*, 2018, 17(5): 1225-1244
- [43] Gencturk B, Linzell D G, Zhou Y. Special issue on field testing of bridges and buildings. *Journal of Structural Engineering*, 2015, 141(1): D2014001
- [44] Moaveni B, Hurlebaus S, Moon F. Special issue on real-world applications of structural identification and health monitoring methodologies. *Journal of Structural Engineering*, 2013, 139(10): 1637-1638
- [45] Brownjohn J M, Pan T C. Identifying loading and response mechanisms from ten years of performance monitoring of a tall building. *Journal of performance of constructed facilities*, 2008, 22(1): 24-34
- [46] Ni Y Q, Xia Y, Liao W Y, et al. Technology innovation in developing the structural health monitoring system for Guangzhou New TV Tower. *Structural Control and Health Monitoring*, 2009, 16(1): 73-98
- [47] Kijewski-Correa T, Kwon D K, Kareem A, et al. SmartSync: An integrated real-time structural health monitoring and structural identification system for tall buildings. *Journal of Structural Engineering*, 2013, 139(10): 1675-1687
- [48] Su J Z, Xia Y, Chen L, et al. Long-term structural performance monitoring system for the Shanghai Tower. *Journal of civil structural health monitoring*, 2013, 3: 49-61
- [49] Zhang Q, Yang B, Liu T, et al. Structural health monitoring of Shanghai Tower considering time-dependent effects. *International journal of high-rise buildings*, 2015, 4(1): 39-44
- [50] Huang Z, Gu M. Envelope random decrement technique for identification of nonlinear damping of tall buildings. *Journal of Structural Engineering*, 2016, 142(11): 04016101
- [51] Liu T, Yang B, Zhang Q. Health monitoring system developed for Tianjin 117 high-rise building. *Journal of Aerospace Engineering*, 2017, 30(2): B4016004
- [52] Park H S, Oh B K. Real-time structural health monitoring of a supertall building

- under construction based on visual modal identification strategy. *Automation in Construction*, 2018, 85: 273-289
- [53] He Y, Li Q, Zhu H, et al. Monitoring of structural modal parameters and dynamic responses of a 600m-high skyscraper during a typhoon. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2018, 27(6): e1456
- [54] Li Q, He Y, Zhou K, et al. Structural health monitoring for a 600 m high skyscraper. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2018, 27(12): e1490
- [55] Zhang F L, Yang Y P, Xiong H B, et al. Structural health monitoring of a 250-m super-tall building and operational modal analysis using the fast Bayesian FFT method. *Structural Control and Health Monitoring*, 2019, 26(8): e2383
- [56] Chen Z, Zhou X, Wang X, et al. Dynamic behavior of super high-rise building: Deployment of smart monitoring system and analysis. *Journal of structural engineering*, 2020, 146(4): 05020001
- [57] Gao F, Zhou H, Liang H, et al. Structural deformation monitoring and numerical simulation of a supertall building during construction stage. *Engineering Structures*, 2020, 209: 110033
- [58] Li S, Chen S. Field monitoring and prediction on temperature distribution of glass curtain walls of a super high-rise building. *Engineering Structures*, 2022, 250: 113405
- [59] Zhou K, Li Q S. Investigation of time-varying structural dynamic properties of high-rise buildings under typhoon conditions. *Journal of Building Engineering*, 2022, 46: 103796
- [60] Cao J, Xiong H, Qin X. Monitor wind characteristics and wind-induced responses of a skyscraper during two typhoons. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2022, 31(16): e1975
- [61] Wang Y W, Zhang C, Ni Y Q, et al. Bayesian probabilistic assessment of occupant comfort of high-rise structures based on structural health monitoring data. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 2022, 163: 108147
- [62] Zhou Q, Li Q S, Han X L, et al. Displacement Estimation of a Skyscraper during Super Typhoon Mangkhut Based on Limited Measurements of Accelerations and Strains. *Journal of Structural Engineering*, 2023, 149(10): 04023142
- [63] Xiong H, Xiong Q, Zhou B, et al. Field vibration evaluation and dynamics estimation of a super high-rise building under typhoon conditions: data-model



- dual driven. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 2023, 13(1): 235-249
- [64] Liu S C, Yao J T P. Structural identification concept. *Journal of the Structural Division*, 1978, 104(12): 1845-1858
- [65] Hart G C, Yao J T P. System identification in structural dynamics. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 1977, 103(6): 1089-1104
- [66] Aktan A E, Farhey D N, Helmicki A J, et al. Structural identification for condition assessment: experimental arts. *Journal of structural engineering*, 1997, 123(12): 1674-1684
- [67] Aktan A E, Farhey D N, Brown D L, et al. Condition assessment for bridge management. *Journal of Infrastructure Systems*, 1996, 2(3): 108-117
- [68] 周云, 张军凯, 陈松柏等. 大跨度拱桥静动力试验与结构识别的实践. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2017, 44(05): 10-19
- [69] Ereiz S, Duvnjak I, Jiménez-Alonso J F. Review of finite element model updating methods for structural applications[C]//*Structures*. Elsevier, 2022, 41: 684-723
- [70] Brownjohn J M W, Xia P Q. Dynamic assessment of curved cable-stayed bridge by model updating. *Journal of structural engineering*, 2000, 126(2): 252-260
- [71] Catbas F N, Ciloglu S K, Hasancebi O, et al. Limitations in structural identification of large constructed structures. *Journal of Structural Engineering*, 2007, 133(8): 1051-1066
- [72] Perera R, Fang S E. Influence of objective functions in structural damage identification using refined and simple models. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 2009, 9(04): 607-625
- [73] 易伟建, 周云, 覃廖辉. 大底盘双塔楼高层建筑的随机振动测试及模型修正研究. *土木工程学报*, 2009, 42(02): 65-72
- [74] Marano G C, Quaranta G, Monti G. Modified genetic algorithm for the dynamic identification of structural systems using incomplete measurements. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 2011, 26(2): 92-110
- [75] Sanayei M, Phelps J E, Sipple J D, et al. Instrumentation, nondestructive testing, and finite-element model updating for bridge evaluation using strain measurements. *Journal of bridge engineering*, 2012, 17(1): 130-138
- [76] 李晰, 张德义, 闫维明等. 基于环境激励的钢管混凝土拱桥工作模态识别及修正. *工程力学*, 2013, 30(09): 81-88+94
- [77] 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
- [78] Sabamehr A, Lim C, Bagchi A. System identification and model updating of highway bridges using ambient vibration tests. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 2018, 8: 755-771
- [79] Jimenez-Alonso J F, Naranjo-Perez J, Pavic A, et al. Maximum likelihood finite-element model updating of civil engineering structures using nature-inspired computational algorithms. *Structural Engineering International*, 2021, 31(3): 326-338
- [80] 法冠喆. 基于环境振动实测的钢-混凝土组合梁桥有限元修正. *建筑结构*, 2022, 52(S1): 1398-1402
- [81] 王祺顺,何维,吴欣,等.基于 RBFNN-ISSA 的特大跨径悬索桥有限元模型修正. *振动与冲击*,2024,43(07):155-167
- [82] 张增辉,揭志羽,朱建朝,等. 基于神经网络算法和自振频率测试的连续梁桥模型修正. *宁波大学学报(理工版)*, 1-11[2024-05-08]
- [83] 贺黎明, 裴攀科, 吴立新等. 基于时序 InSAR 的矿区滑坡前地表运动特征分析. *东北大学学报(自然科学版)*, 2022, 43(09): 1314-1321+1368
- [84] 韩炳权, 刘振江, 陈博等. 2022 年泸定 Mw6.6 地震 InSAR 同震形变与滑动分布. *武汉大学学报(信息科学版)*, 2022, 1-12
- [85] Chen Y, Yu S W, Tao Q X, et al. Accuracy Verification and Correction of D-InSAR and SBAS-InSAR in Monitoring Mining Surface Subsidence. *Remote Sensing*, 2021, 13(21): 4365
- [86] Meng Z G, Shu C Z, Yang Y, et al. Time Series Surface Deformation of Changbaishan Volcano Based on Sentinel-1B SAR Data and Its Geological Significance. *Remote Sensing*, 2022, 14(5): 1213
- [87] Guo L, Gong H L, Li J W, et al. Understanding Uneven Land Subsidence in Beijing, China, Using a Novel Combination of Geophysical Prospecting and InSAR. *Geophysical Research Letters*, 2020, 47(16): e2020GL088676
- [88] Gheorghe M, Armas I, Dumitru P, et al. Monitoring subway construction using Sentinel-1 data: a case study in Bucharest, Romania. *International Journal of Remote Sensing*, 2020, 41(7): 2644-2663
- [89] Shi X G, Niu F J, Qu T T, et al. Stability analysis of Shiwei-Labudalin Highway in Inner Mongolia, Northeastern China using Sentinel-1 InSAR. *Cold Regions Science and Technology*, 2022, 202: 103647
- [90] Ciampalini A, Bardi F, Bianchini S, et al. Analysis of building deformation in

- landslide area using multisensor PSInSAR™ technique. *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*, 2014, 33: 166-180
- [91] Osmanoglu B, Dixon T H, Wdowinski S, et al. Mexico City subsidence observed with persistent scatterer InSAR. *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*, 2011, 13(1): 1-12
- [92] Liu Y, Cao W, Shi Z, et al. Evaluation of post-tunneling aging buildings using the InSAR Nonuniform Settlement Index. *Remote Sensing*, 2023, 15(14): 3467
- [93] Drougkas A, Verstryngge E, Van Balen K, et al. Country-scale InSAR monitoring for settlement and uplift damage calculation in architectural heritage structures. *Structural Health Monitoring*, 2021, 20(5): 2317-2336
- [94] Macchiarulo V, Milillo P, DeJong M J, et al. Integrated InSAR monitoring and structural assessment of tunnelling-induced building deformations. *Structural Control and Health Monitoring*, 2021, 28(9): e2781
- [95] Wu W, Cui H, Hu J, et al. Detection and 3D visualization of deformations for high-rise buildings in Shenzhen, China from high-resolution TerraSAR-X datasets. *Applied Sciences*, 2019, 9(18): 3818
- [96] Zhu M, Wan X, Fei B, et al. Detection of building and infrastructure instabilities by automatic spatiotemporal analysis of satellite SAR interferometry measurements. *Remote Sensing*, 2018, 10(11): 1816
- [97] Ma P, Lin H, Lan H, et al. Multi-dimensional SAR tomography for monitoring the deformation of newly built concrete buildings. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 2015, 106: 118-128
- [98] Gernhardt S, Adam N, Eineder M, et al. Potential of very high resolution SAR for persistent scatterer interferometry in urban areas. *Annals of GIS*, 2010, 16(2): 103-111
- [99] 陈小利, 刘成伟, 郭永昌等. 一种超高层上连体结构整体提升施工控制方法. *中国科技信息*, 2022(24): 98-102
- [100] Perera R, Ruiz A, Manzano C. Performance assessment of multicriteria damage identification genetic algorithms. *Computers & Structures*, 2009, 87(1-2): 120-127
- [101] Xue J, Shen B. Dung beetle optimizer: A new meta-heuristic algorithm for global optimization. *The Journal of Supercomputing*, 2023, 79(7): 7305-7336
- [102] 周峰. 大跨度空间钢膜结构健康监测研究与应用[哈尔滨工业大学博士学位论文]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2011

- [103] Li S, Wang W, Lu B, et al. Long-term structural health monitoring for bridge based on back propagation neural network and long and short-term memory. *Structural Health Monitoring*, 2023, 22(4): 2325-2345
- [104] Pan Q, Grimmelsman K, Moon F, et al. Mitigating epistemic uncertainty in structural identification: Case study for a long-span steel arch bridge. *Journal of Structural Engineering*, 2011, 137(1): 1-13
- [105] Ciloglu K, Zhou Y, Moon F, et al. Impacts of epistemic uncertainty in operational modal analysis. *Journal of engineering mechanics*, 2012, 138(9): 1059-1070.
- [106] Cole, Jr, Henry A. On-the-line analysis of random vibrations[C]//9th structural dynamics and materials conference. 1968: 288
- [107] Li Q S, Wu J R, Liang S G, et al. Full-scale measurements and numerical evaluation of wind-induced vibration of a 63-story reinforced concrete tall building. *Engineering structures*, 2004, 26(12): 1779-1794
- [108] Li Q S, Wu J R. Correlation of dynamic characteristics of a super-tall building from full-scale measurements and numerical analysis with various finite element models. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 2004, 33(14): 1311-1336
- [109] 李秋胜, 鄧伦海, 段永定等. 台北 101 大楼风致响应实测及分析. *建筑结构学报*, 2010, 31(03): 24-31
- [110] Zhou Y, Zhou Y, Yi W, et al. Operational modal analysis and rational finite-element model selection for ten high-rise buildings based on on-site ambient vibration measurements. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2017, 31(5): 04017043
- [111] Ferretti A, Monti-Guarnieri A, Prati C, et al. InSAR Principles-Guidelines for SAR Interferometry Processing and Interpretation. 2007,10(10): 156-162
- [112] Huang Q H, Crosetto M, Monserrat O, et al. Displacement monitoring and modelling of a high-speed railway bridge using C-band Sentinel-1 data. *Isprs Journal of Photogrammetry & Remote Sensing*, 2017, 128(JUN.): 204-211

## 附录A （攻读学位期间所发表的学术论文）

- [1] Zhou Y, Luo X M, Ye P, et al. Bayesian-based prediction and real-time updating of axial deformation in high-rise buildings during construction. *Engineering Structures*, 2023, 297: 116992
- [2] Zhou Y, Luo X M, Ye P, et al. Improvement of axial deformation prediction in high-rise buildings with field monitoring and adaptive unscented Kalman filter. *Journal of Building Engineering*, 2024, 83: 108432

## 致 谢

谨以此文，感谢三年硕士生涯遇到的所有人，为我的校园生涯画上句号。

经历了研究生入学考试的一大挑战，我成功迈入了我心心念念的湖南大学，实现了小时候迈入 985 高校的梦想，本以为考上研究生的我能事事顺心，但是对于我来说真正的挑战才刚刚开始。回首往昔三年，我的生活充满精彩与各种各样挑战，但生活从来不是被打败的，无论命运怎么捉弄，接受现实并大步朝前走下去，每个人都是真正的勇士。一念及此，便觉得所有挑战没什么大不了，真正的勇者能够坦然面对一切挑战，而所有的问题皆会迎刃而解。

科研是没有止境的，科研道路也不存在绝对正确。有些人总是喜欢走在前面，寻找新的道路，而我的导师就属于这类人。最开始我一直以为土木是压压混凝土，设计结构亦或是搬搬砖，但是接触到导师的课题后才发现又土又木的土木工程居然还能这么高大上，天基、空基、地基各种各样的智能监测方法着实让人眼前一亮。我的导师对我信任有加，将地基监测中的超高层双塔连体结构连廊吊装项目全权交付于我，虽然刚刚开始弄的时候做出东西的速度很缓慢，做出来的东西水平也不高，但是导师对我耐心指导，为我指明方向，在一步一个脚印中我慢慢的按照老师的要求做出了一些东西，在这个过程中不单单只是完成了科研任务，我学到了十分多的东西，这是我以往在任何地方都无法得到的宝物。感谢周老师对我亦严厉亦和蔼的指导，让我改掉了很多坏毛病，成为了一名合格的研究生，同时也让我做到了很多我自己都不敢相信我能做到的事情，感谢周老师对我的严格教导才能成就现在的我。

山水一程，三生有幸。感谢周晓枫师兄在南海之门项目上对我的悉心指导，在他的帮助下我才能披荆斩棘圆满地完成这次科研任务；感谢罗先明师兄在我迷茫时，告诉我 SAP2000 与 Python 的结合是完全可行的；感谢郝官旺师兄在 InSAR 方面不厌其烦地对我讲解其原理和论文写作思路；感谢贺辉师兄和胡锦涛师兄在小论文写作方面对我的悉心指导，修改我小论文中不足之处；感谢周易师兄在我心情低沉的时候给我最好的心灵安慰；感谢好兄弟张文杰在超高层有限元模型建立的过程中所提供的帮助，在三年中，和阿杰一块玩耍一块科研，这是一段我十分珍视的友谊；感谢同门张文杰，赵贺俊，陈嘉豪，张鑫，张路遥的三年同窗，永远都难以忘记我们一起做工程项目的日子。感谢师弟陈建炜，冷建波，汪柏煊，陈祎林，刘迎澳，魏子青伴我在球场上挥洒汗水；感谢师妹徐晓婉，李婷在冰雪项目验收工作中对我提供的帮助；感谢我的本科好兄弟陈争荣，本科毕业后我们一起奔赴长沙，虽然他在中南我在湖大，但这丝毫不影响我们之间的友谊，闲暇

时间我们也会经常碰面，一起爬山，一起吃吃喝喝，虽然以后工作了他在浙江，我在广州，但这份情谊不会随着时间和距离而褪色。

感谢我的父亲、母亲和姐姐对我学业的大力支持，没有他们我无法坚持到现在。

感谢各位专家百忙之中参与本次评审，祝老师们身体健康。

叶鹏

2024年5月20日于湖南大学