

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2025.06.015

明挖地铁车站装配式钢筋笼主筋 型钢连接力学性能研究

吴 尽¹, 张建伟², 张 鹏¹, 邢建军², 刘光玉²

(1. 中国铁路设计集团有限公司, 天津 300142; 2. 青岛地铁集团有限公司, 山东 青岛 266000)

摘要: 针对地铁明挖车站主体结构装配式钢筋笼主筋型钢连接技术, 基于角钢、槽钢及钢板三种型钢连接形式开展力学性能数值模拟研究分析, 并依托实际工程, 进一步通过三维整体模型验证抗震性能。结果表明: 角钢与槽钢连接的混凝土构件极限承载力基本一致, 而钢板连接构件极限承载力显著降低; 结合角钢成本优势及侧墙混凝土浇筑的工艺适配性, 推荐主筋角钢连接方案。E2地震作用下, 基于角钢连接车站结构与主筋通长方式抗震性能基本一致, 未出现刚度退化现象; E3地震作用时, 车站最大层间位移角为1/785, 小于弹塑性层间位移角限值1/250, 满足弹塑性变形控制要求。综合节点承载力分析与整体结构时程计算结果, 角钢连接方案在力学性能、抗震指标及施工效率方面均满足要求, 说明地铁明挖车站装配式钢筋笼主筋采用角钢连接方案是可行的。

关键词: 装配式钢筋笼; 主筋型钢连接; 节点承载力; 地震作用; 数值模拟

中图分类号: TU91

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2025)06-0107-10

Mechanical Performance of Steel Connections for Main Reinforcement in Prefabricated Reinforcement Cages of Open-cut Metro Stations

WU Jin¹, ZHANG Jianwei², ZHANG Peng¹, XING Jianjun², LIU Guangyu²

(1. China Railway Design Co., Ltd., Tianjin 300142, China; 2. Qingdao Metro Group Co., Ltd., Qingdao, Shandong 266000, China)

Abstract: For the main reinforcement steel connection technology of prefabricated reinforcement cages in the main structure of metro open-cut stations, numerical simulation studies on mechanical performance were conducted based on three steel connection forms which are angle steel, channel steel, and steel plate. Refined finite element model analysis of the nodes revealed that the ultimate bearing capacities of concrete components connected by angle steel and channel steel were essentially identical, while the ultimate bearing capacity of steel plate-connected components decreased significantly. Considering the cost advantages of angle steel and its adaptability to the construction process of sidewall concrete pouring, the angle steel connection scheme is recommended for the main reinforcement. Further validation of seismic performance through a three-dimensional global model based on actual engineering projects demonstrated that under E2 seismic action, the seismic performance of the angle steel-connected station structure was consistent with that of the continuous main reinforcement method, with no stiffness degradation observed. Under E3 seismic action, the maximum inter-story drift angle of the station was 1/785, which is less than the elastoplastic inter-story drift angle limit of 1/250, meeting the elastoplastic deformation control requirements. Comprehensive analysis integrating node bearing capacity and global structural time-history results confirmed that the angle steel connection scheme meets the requirements in terms of mechanical performance, seismic indicators, and construction efficiency. The feasibility of adopting the angle steel connection scheme for the main reinforcement of prefabricated reinforcement cages in metro open-cut stations has been verified.

Keywords: prefabricated reinforcement cage; main reinforcement steel connection; joint bearing capacity; seismic action; numerical simulation

收稿日期: 2025-07-10

修稿日期: 2025-08-19

基金项目: 企业基金“青岛地铁明挖车站主体结构复杂节点钢筋装配技术应用研究”(M15-J2-ZX-2024-022)

作者简介: 吴 尽(1991—), 男, 工程师, 主要从事城市轨道交通地下结构等方面工作。E-mail: 1060561365@qq.com

装配式地铁车站是现代城市轨道交通工业化建造的重要方向,其传统技术路径基于预制构件标准化设计、工厂化生产及现场模块化拼装^[1-5]。以青岛地铁 15 号线仙山路站为例,地铁明挖车站主体结构采用钢筋装配技术,将现场绑扎钢筋的作业方式转变为工厂化预制、现场快速组装,有效解决了钢筋定位偏差大、焊接质量不稳定等问题。该技术的核心在于钢筋连接,目前采用套筒灌浆连接、螺纹套筒连接、浆锚搭接连接、型钢组合连接、预应力连接等工艺^[6-7]。其中,型钢组合连接通过预埋角钢、型钢、钢板等焊接形成刚性节点,大幅提升关键部位承载能力,成为强化结构性能的关键技术手段。现有研究对型钢连接节点的力学性能已开展大量探索: JGJ 1—2014^[8]明确了预埋型钢连接的构造要求(如焊缝长度、灌浆密实度)和抗震设计原则,为工程实践提供技术依据;张华等^[9]通过足尺试验发现,预埋 H 型钢焊接节点的极限承载力比传统现浇节点提高约 15%,但节点刚度对焊接质量敏感,需严格控制施工工艺;裴行凯等^[10]针对广州装配式地铁车站结构构件性能,有限元分析表明预埋钢板连接应力集中于焊接界面,该区域受力敏感;王强等^[11]对比角钢螺栓连接与焊接连接的抗剪性能,表明螺栓连接更适用于需多次拆装的临时结构,但其抗震耗能能力较焊接节点低 30%;陈璐等^[12]提出角钢连接成本最低但承载力有限,型钢连接综合性能最优但施工难度高,钢板连接适用于大跨度结构但需额外防腐处理。

尽管对钢筋型钢连接节点的力学性能已开展大量研究,然而,面向节点的精细化有限元建模对比(如角钢、槽钢与钢板连接差异)及基于三维整体模型的抗震性能定量评价仍存在不足,导致型钢连接形式的综合力学性能评估缺乏系统性支撑。本文以青岛地铁 15 号线装配式车站为研究背景,首先基于 Abaqus 软件建立主筋角钢、槽钢、钢板三种典型节点的精细化有限元模型,通过拟静力加载模拟,对比分析其承载力等力学性能,通过综合评估承载力、位移及经济效益筛选出最优方案;其次依托实际工程,采用 Midas GTS 建立三维有限元模型,通过动力时程分析,对比分析钢筋通长现浇结构与型钢主筋连接装配式结构的抗震性能。本研究旨在探讨地铁装配式车站型钢主筋连接形式的可行性,可为同类工程的标准化推广奠定技术基础。

1 工程概况

青岛地铁 15 号线仙山路站位于青岛市黑龙江

中路与仙山东路交叉口北侧,沿黑龙江中路呈南北向敷设。该站为地下两层 11 m 岛式明挖车站,有效站台长度 118 m,车站总长 207.2 m,宽 20.1 m,顶板埋深约 3 m。主体结构为现浇钢筋混凝土拱形框架结构,基坑围护采用桩撑方案,如图 1(a)所示。

仙山路站主体结构采用钢筋装配技术,将传统现场绑扎钢筋的作业方式转变为工厂化预制、现场快速组装的新模式。该技术核心在于主筋连接,可采用角钢、型钢、钢板等型钢连接形式,型钢连接位置如图 1(b)所示。

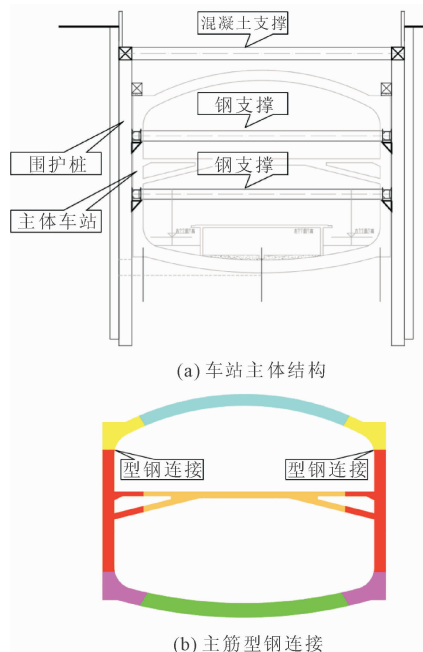


图 1 仙山路站主体结构及主筋型钢连接

2 节点有限元分析

基于 Abaqus 非线性有限元分析平台,建立侧墙主筋型钢连接的精细化有限元模型。对于矩形截面偏心受压构件,偏心距 e 与截面有效高度 h_0 的比值是区分大、小偏心受压破坏形态的关键判据:当 $e/h_0 > 0.3$ 时,为大偏心受压,当 $e/h_0 \leq 0.3$ 时,为小偏心受压。通过位移控制加载模拟小偏心($e = 100 \text{ mm}, 0.125h$)及大偏心($e = 400 \text{ mm}, 0.5h$)荷载工况下的弯剪耦合效应。

2.1 节点有限元计算模型

2.1.1 几何模型及材料参数

混凝土构件采用 C35 级混凝土(弹性模量 $E_c = 3.15 \times 10^5 \text{ MPa}$,泊松比 $\nu = 0.2$),截面尺寸 $800 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}$;纵向主筋采用直径 32 mm HRB400 级钢筋(弹性模量 $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$,泊松比 $\nu = 0.3$);

型钢结构采用 Q390 级钢材(弹性模量 $E_{ss} = 2 \times 10^5$ MPa,泊松比 $\nu = 0.3$)。

型钢截面组成包括:L 型角钢截面(翼缘 180 mm \times 16 mm,腹板 250 mm \times 42 mm,图 2(a))、[型槽钢截面(翼缘 190 mm \times 16 mm,腹板 580 mm \times 30 mm,图 2(b))以及焊接钢板组件(连接板 380 mm \times 16 mm,焊接板 180 mm \times 16 mm,图 2(c)),所有型钢构件深度均控制为 900 mm。

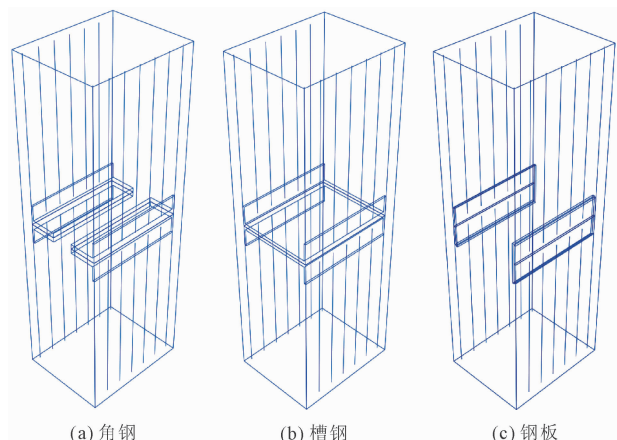


图 2 角钢、槽钢和钢板主筋型钢连接构件

2.1.2 材料本构关系

混凝土力学行为采用混凝土塑性损伤模型 (Concrete Damaged Plasticity, CDP) 进行模拟^[13](图 3)。该模型基于连续损伤力学与塑性理论,通过分段表征拉压损伤演化、刚度退化及非关联塑性流动

特性,可有效描述混凝土在复杂应力状态下的非线性行为(如开裂、压碎)。CDP 模型的单轴拉/压应力-应变曲线依据《混凝土结构设计规范》(GB 50010)规定的混凝土单轴本构关系构建。

CDP 模型参数依据《混凝土结构设计规范》^[13]及经验取值,如表 1 所示。

表 1 混凝土塑性损伤本构参数(部分)

参数	$\psi / (^\circ)$	e_{cdp}	f_{10}/f_{c0}	K_c	μ
取值	30	0.1	1.16	0.667	0.005

注: ψ 为膨胀角, e_{cdp} 为偏心率, f_{10}/f_{c0} 为初始双轴压缩屈服应力与初始单轴压缩屈服应力之比, K_c 为混凝土双轴压缩与三轴压缩下的强度比, μ 为粘性系数。

主筋力学行为采用钢筋双折线硬化模型进行模拟^[14-15](如图 4(a)所示),该模型通过分段线性化方法表征钢筋在屈服后的刚度退化与强化特性,具体分为两阶段:

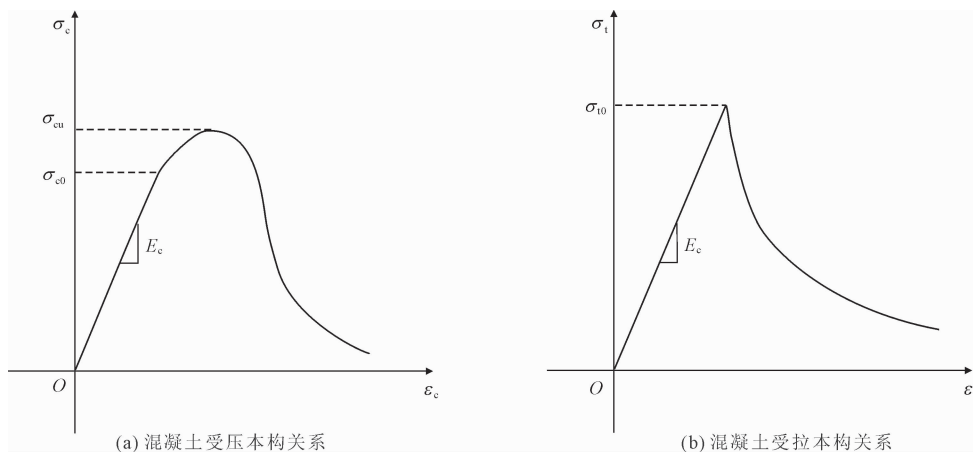
(1) 弹性阶段($0 \leq \sigma \leq \sigma_y$):

应力-应变满足线弹性关系 $\sigma = E_s \varepsilon$,斜率为弹性模量 E_s ,直至达到屈服强度 σ_y 。

(2) 塑性硬化阶段($\sigma > \sigma_y$):

屈服后进入线性强化段直至钢筋极限强度 σ_{cu} ,应力增量与塑性应变增量满足 $\Delta\sigma = 0.01E_s \Delta\varepsilon$,表征材料进入塑性后刚度退化为弹性阶段的 1%。

型钢的力学行为通过理想弹塑性本构模型模拟,基于 Mises 屈服准则(如图 4(b)所示),屈服强度设置为 390 MPa。



注: E_c 为混凝土弹性模量(表征弹性阶段应力-应变关系); σ_c 为混凝土抗压强度; ε_c 为压应变; σ_{c0} 为混凝土弹性阶段抗压强度(未损伤状态下的抗压强度); σ_{cu} 为混凝土的极限抗压强度; σ_t 为混凝土抗拉强度; ε_t 为拉应变; σ_{t0} 为混凝土的极限抗拉强度。具体取值参考混凝土规范。

图 3 混凝土塑性损伤模型(CDP)

2.1.3 有限元模型建立

网格密度的分布显著影响计算效率与结果精

度^[16-17]。鉴于混凝土弹塑性损伤本构的高度非线性特性,混凝土、钢筋与型钢单元尺寸均设置为 50

mm。混凝土构件及型钢网格划分结果如图 5 所示,其中混凝土与型钢采用 C3D8R 减缩积分单元,钢筋

采用 T3D2 杆单元。混凝土与型钢构件单元与节点数量如表 2 所示。

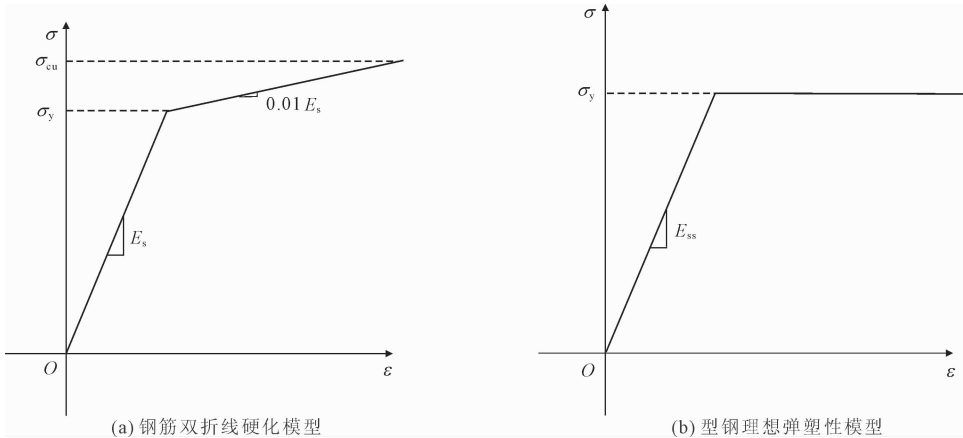


图 4 钢筋双折线硬化模型及型钢理想弹塑性模型

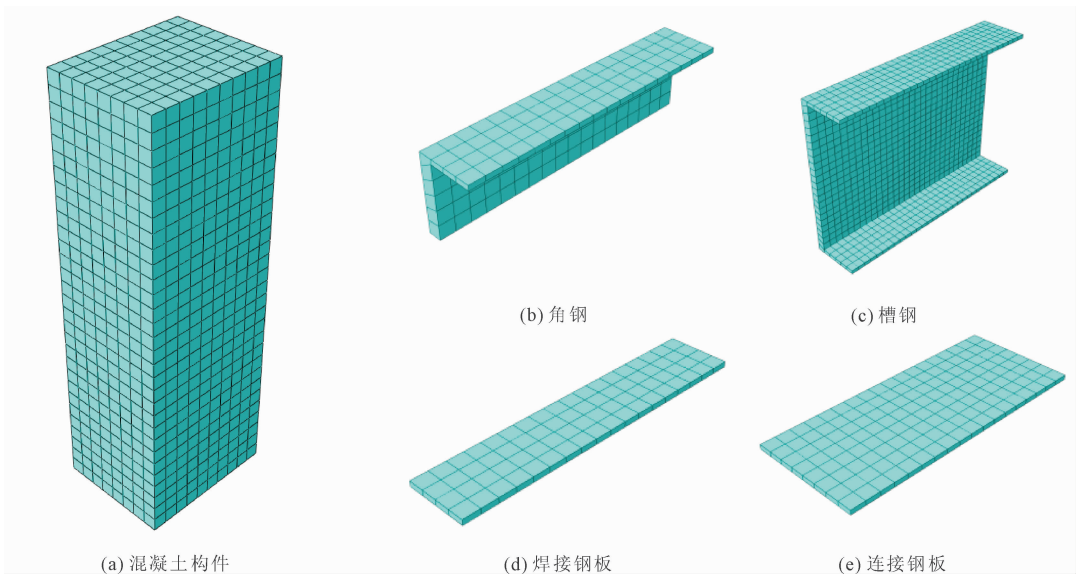


图 5 混凝土构件及型钢有限元网格划分

表 2 构件单元与结点数量

构件名称	单元数量	节点数量
混凝土梁	2400	3069
角钢	162	380
槽钢	576	1007
焊接钢板	72	190
连接钢板	144	342

2.1.4 相互作用及边界条件

钢筋/型钢与混凝土间采用嵌入式约束^[18-19],强制主从节点位移协调;型钢与钢筋间或型钢-钢板间通过绑定约束(Tie)模拟相互作用。侧墙构件端部设置运动耦合节点(Coupling)传递弯矩与剪力,支座采用固定铰接构造并约束全部平动自由度

($U_1 = U_2 = U_3 = 0$)。

2.1.5 位移加载方式

本文基于位移控制加载法,分别模拟小偏心(偏心距 $e = 100 \text{ mm}, 0.125h$)及大偏心(偏心距 $e = 400 \text{ mm}, 0.5h$)荷载工况下的弯剪耦合力学行为:①小偏心加载工况下,于侧墙顶部与底部中点处设置 100 mm (偏心距 $e = 0.125h$)偏心距参考点,形成对称加载体系,如图 6(a)所示。对侧墙顶部参考点施加竖向位移 -5 mm ,底部参考点施加竖向位移 $+5 \text{ mm}$ 反向位移,形成弯剪耦合作用区;②大偏心工况则在相同几何位置设置 $e = 400 \text{ mm}$ 偏心距参考点,保持加载点对称性,如图 6(b)所示,对侧墙顶部参考点施加竖向位移 -5 mm ,底部参考点施加竖向位移 $+5 \text{ mm}$,形成弯剪耦合作用区。

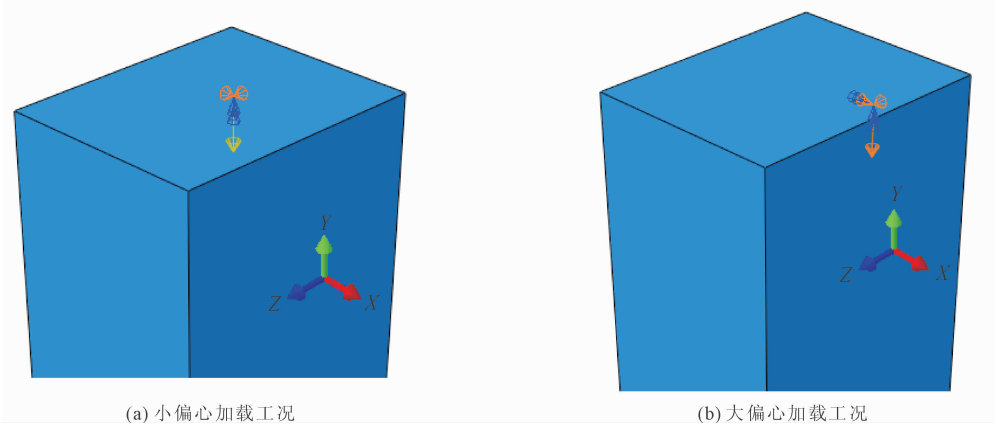


图 6 小偏心(偏心距 $e = 100 \text{ mm}, 0.125h$)及大偏心(偏心距 $e = 400 \text{ mm}, 0.5h$)荷载工况

2.2 节点有限元分析结果

2.2.1 小偏心破坏

(1) 构件弯矩-水平挠度曲线

小偏心构件的弯矩-水平挠度曲线如图 7 所示。由图 7 可知,角钢连接与槽钢连接构件的承载性能显著优于钢板连接形式。其中,角钢连接构件的极限承载力达到 $1\ 653 \text{ kN} \cdot \text{m}$,槽钢连接构件为 $1\ 656 \text{ kN} \cdot \text{m}$,二者的荷载-变形曲线基本重合,表现出相近的挠度发展规律和极限承载能力。相比之下,钢板连接构件的极限承载力仅为 $1\ 225 \text{ kN} \cdot \text{m}$,相当于角钢和槽钢连接方式的 74.0% (以角钢为基准)和 73.9% (以槽钢为基准)。

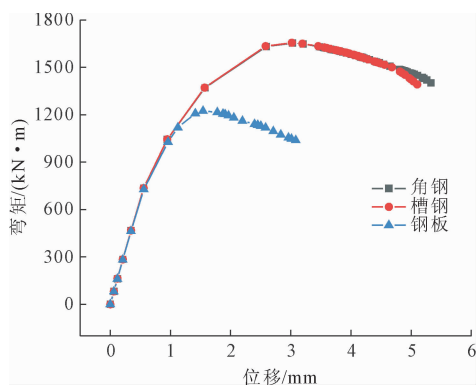


图 7 小偏心构件弯矩-挠度曲线

(2) 钢筋及型钢应力分布

图 8 为角钢、槽钢及钢板三种型钢连接方式构件在小偏心荷载作用下的钢筋及型钢应力分布云图,加载时间节点选取为构件达到极限承载力时刻。

由图 8 可知,小偏心加载时偏心侧钢筋承担主要压应力,非偏心侧钢筋应力水平显著降低,其中角钢与槽钢连接构件的钢筋最大应力均达到 402.1 MPa (HRB400 钢筋屈服强度标准值),表明受压侧

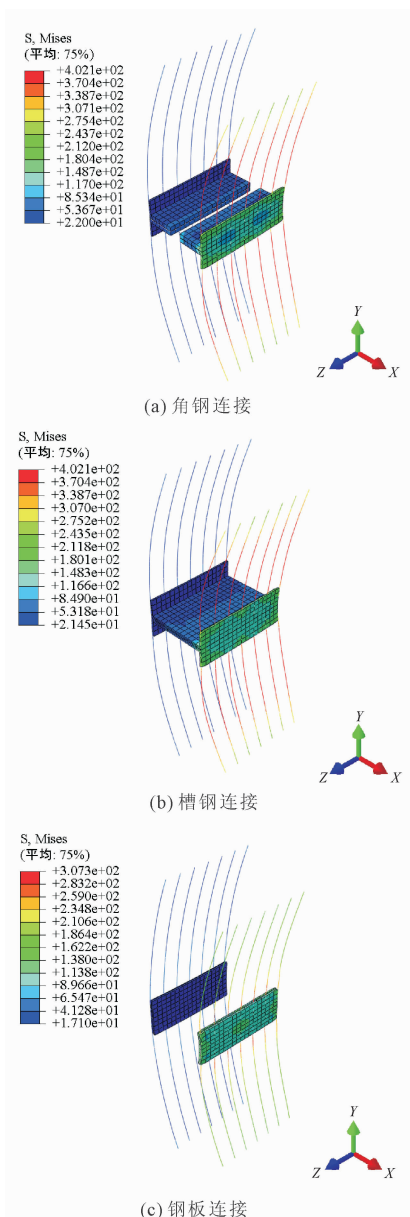


图 8 小偏心加载条件下三种型钢连接构件的钢筋与型钢应力分布云图对比(单位:MPa)

钢筋已充分屈服;而钢板连接构件因整体承载能力较低,钢筋最大应力仅为 307.3 MPa,钢筋未充分发挥抗压强度时构件已发生屈服破坏,该现象与混凝土受压损伤系数较低的结果一致,表明钢板连接构件在材料承载力未充分协同发挥时即发生失效。进一步对比型钢应力分布可见,三种连接形式的应力集中区域均位于型钢与主筋的连接界面附近,其中角钢与槽钢腹板区域的应力水平显著低于翼缘部位(腹板应力峰值分别为翼缘的 62.3% 与 58.7%),而钢板连接构件中焊接钢板的应力集中程度(峰值应力 215.4 MPa)明显高于非焊接区连接钢板(峰值应力 178.9 MPa),同时型钢各部位的应力峰值均显著低于对应位置钢筋的应力水平。

(3) 加载位移-钢筋及型钢应力曲线

加载位移-型钢最大 Mises 应力曲线(图 9)显示,角钢、槽钢、钢板峰值应力分别为 253 MPa、246 MPa 和 168 MPa,钢板峰值应力约为角钢的 66.3%,表明主筋连接方案中钢板存在应力传递效率不足;加载位移-钢筋最大 Mises 应力曲线(图 10)中,钢筋应力峰值分布规律高度一致,验证了小偏心加载条件下构件钢筋作用发挥程度趋同。

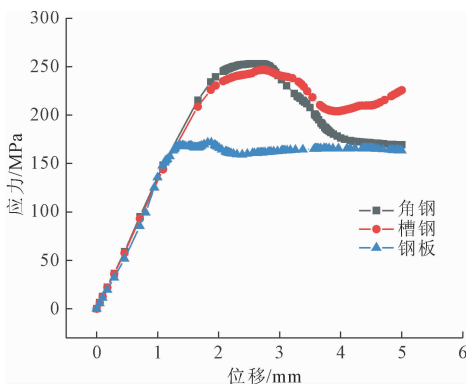


图 9 不同主筋型钢连接形式下加载位移-型钢 Mises 应力曲线(小偏心工况)

2.2.2 大偏心破坏

(1) 构件弯矩-水平挠度曲线

大偏心构件的弯矩-挠度曲线如图 11 所示。由图 11 可知,三种型钢连接形式的极限承载力差异较小:角钢、槽钢及钢板连接构件的极限承载力分别为 2 840 kN·m、2 865 kN·m 和 2 780 kN·m。三类曲线在弹性阶段刚度接近,但塑性发展深度受连接形式影响,角钢与槽钢的挠度变形显著小于钢板连接(峰值挠度差值约 12%)。

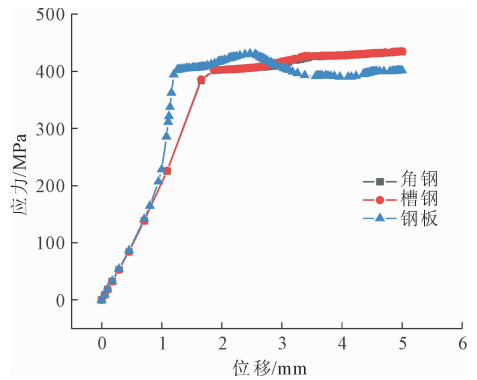


图 10 不同主筋型钢连接形式下加载位移-钢筋 Mises 应力曲线(小偏心工况)

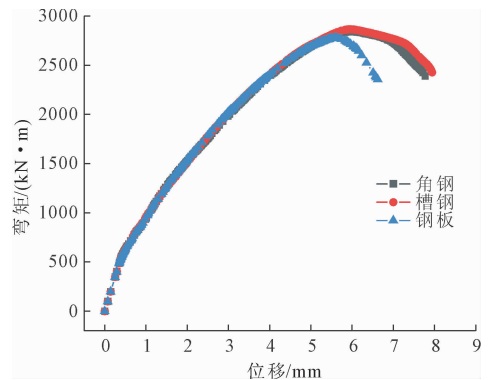


图 11 大偏心构件弯矩-挠度曲线

(2) 钢筋及型钢应力分布

图 12 为三种型钢连接形式下大偏心构件的钢筋及型钢应力分布云图。由图 12 可知,当构件达到极限承载力时,受压侧钢筋普遍进入屈服阶段(应力峰值 402 MPa),而受拉侧钢筋主要承担拉应力,其应力值约 300 MPa。对比小偏心加载模式,大偏心下型钢的应力分布规律与之相似,但与钢筋连接区域的应力集中现象更为显著。

(3) 钢筋及型钢加载位移-应力曲线

加载位移-型钢最大 Mises 应力曲线(图 13)显示,角钢、槽钢、钢板峰值应力分别为 225 MPa、216 MPa 和 211 MPa,钢板峰值应力约为角钢的 93.8%,表明主筋连接方案中钢板存在应力传递效率不足;加载位移-钢筋最大 Mises 应力曲线(图 14)中,钢筋应力峰值分布规律高度一致,验证了大偏心加载条件下构件钢筋作用发挥程度趋同,与小偏心加载结果一致。

2.3 型钢方案经济性对比

通过对比三种型钢连接形式的混凝土构件可知,小偏心加载模式下角钢与槽钢连接的构件混凝土及钢筋承载能力显著高于钢板连接形式,而大偏

心加载时三者极限承载力接近,且大偏心模式整体承载力优于小偏心。经核算,角钢、槽钢、钢板连接每 3 m 钢筋笼的钢材用量分别为 1 080 kg、1 106 kg、557 kg;钢板虽成本低但小偏心承载力弱 25%,故不考虑。角钢与槽钢承载力差异不足 1%,但角钢材料用量少,因此选定角钢连接方案。

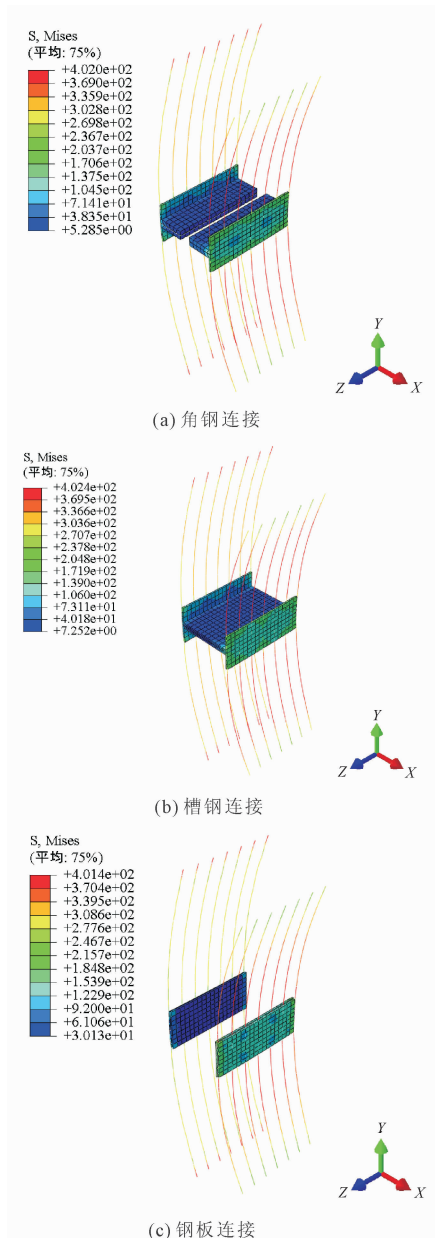


图 12 大偏心加载条件下三种型钢连接构件的钢筋与型钢应力分布云图对比(单位:MPa)

三种主筋型钢连接形式中选择角钢作为钢筋连接构件,并利用 midas GTS 对车站整体结构使用角钢连接形式与钢筋通长布置形式进行抗震性能分析,验证主筋角钢连接形式在 E2(重现周期为 475 年的地震动)、E3(重现周期为 2475 年的地震动)地

震作用下是否满足最大层间位移角要求。

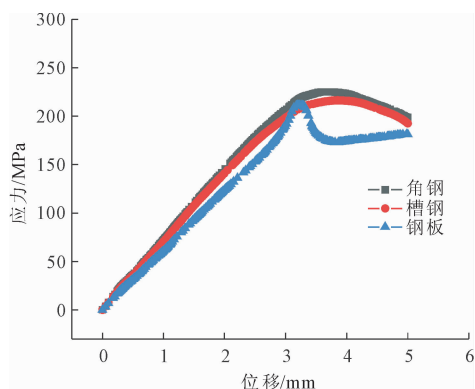


图 13 不同主筋型钢连接形式下加载位移-型钢 Mises 应力曲线(大偏心工况)

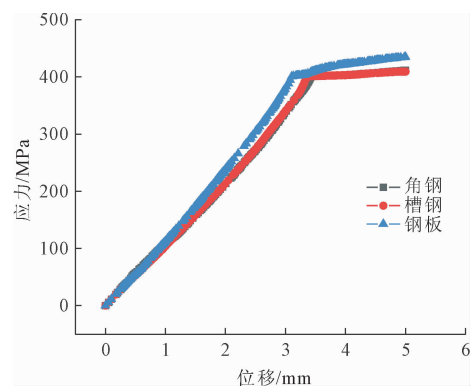


图 14 不同主筋型钢连接形式下加载位移-钢筋 Mises 应力曲线(大偏心工况)

3 装配式地铁车站角钢连接节点抗震性能数值模拟

3.1 抗震基本要求

依据《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB/T 51458—2023)^[20]及《地下结构抗震设计标准》(GB/T 51336—2018)^[21],设定三阶段抗震设防目标:

性能要求 I(正常使用):地震后结构无损伤或轻微损伤,保持正常运营功能,整体处于弹性阶段。

性能要求 II(可修复损伤):地震后允许局部损伤,经修复可快速恢复功能,结构进入弹塑性阶段(对应 E2 地震)。

性能要求 III(防倒塌):地震后允许较大塑性变形,但避免局部或整体倒塌,结构处于弹塑性阶段(对应 E3 地震)。

依据《城市轨道交通结构抗震设计规范》(GB/T 51336—2018),E2、E3 地震作用下的 II 类场地地震动峰值加速度(PGA)分别取 0.1g 和 0.22g,选用

El-Centro 地震波(图 15)作为输入时程;车站主体结构抗震性能按规范控制,E2 地震工况下弹性层间位移角限值为 1/550,E3 地震工况下弹塑性层间位移角限值为 1/250。

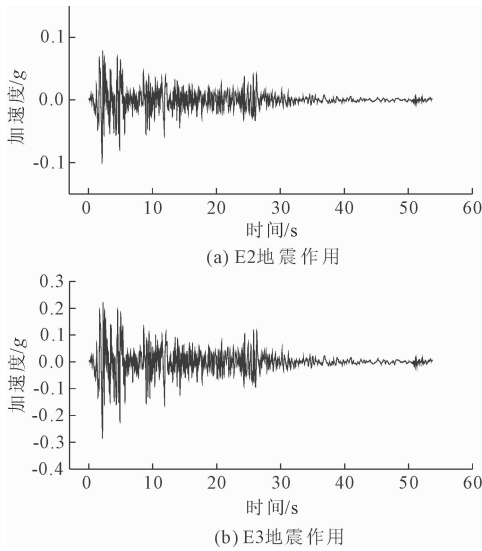


图 15 El-Centro 波时程曲线

3.2 车站整体有限元模型建立

以青岛地铁 15 号线仙山路站主体结构为对象,构建 midas GTS 三维有限元模型。为消除边界效应影响,模型尺寸取 $X = 150 \text{ m}$ (车站横向)、 $Y = 1 \text{ m}$ (纵向)、 $Z = 75 \text{ m}$ (竖向);结构层高参数为顶板至中板 6.95 m、中板至底板 8.45 m,土-车站结构相互作用整体模型及车站结构模型分别如图 16、图 17 所示。

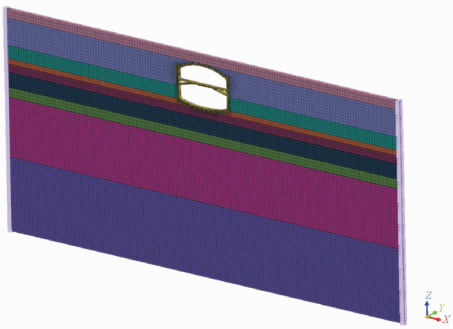


图 16 地下车站整体有限元模型

3.3 模态分析

基于 midas GTS 对有无角钢的车站结构进行模态分析,结果显示:有角钢结构前两阶固有周期分别为 2.108 s 和 1.244 s,无角钢结构前两阶固有周期与之完全一致,表明角钢设置基本未改变结构的振动频率与整体模态特性。

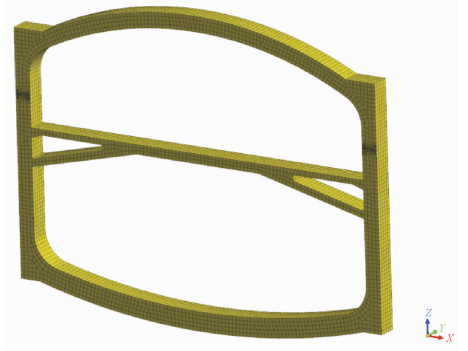


图 17 地下车站主体结构有限元模型

3.4 E2 地震动作用下的车站结构抗震性能分析

3.4.1 弹性层间位移及加速度响应

在 E2 设防地震作用下,主筋角钢连接及现浇整体式连接体系的层间位移时程曲线(图 18)呈现高度吻合特征。对比分析表明:最大层间位移均为 4.11 mm,经计算其层间位移角 1/1692,小于规定的弹性层间位移角限值 1/550,满足抗震性能控制要求。

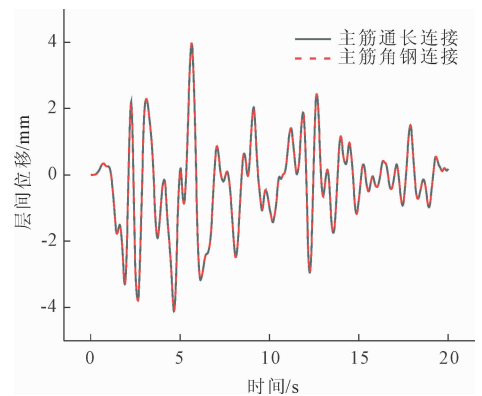


图 18 主筋角钢连接与主筋通长布置方式的
车站结构层间位移(顶板-中板)

加速度响应对比时程分析(图 19)显示两种结构的峰值加速度差异不足 5%,进一步验证装配式角钢结构与整体式结构在 E2 地震作用下的动力响应一致性,表明主筋角钢连接未改变结构整体抗震传力机制。

3.4.2 水平位移对比分析

车站结构在动力响应过程中,于 5.65 s 时刻达到层间位移峰值。此时,主筋通长布置方案车站结构(图 20)的 X 向水平位移呈现显著梯度分布:最大值出现在侧墙顶部支座,达到 0.031 3 m,而底部支座位移最小,为 0.023 1 m;相比之下,主筋角钢连接方案(图 21)的位移分布特征发生变化:侧墙顶部支

座位移进一步增大至 0.037 7 m,侧墙底部位移则减小至 0.018 2 m。

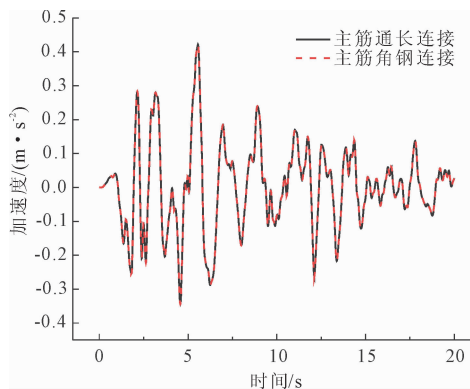


图 19 主筋角钢连接与主筋通长布置方式的车站结构加速度

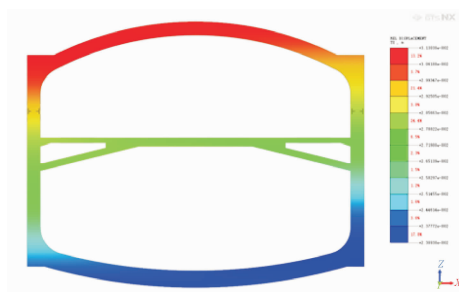


图 20 主筋通长布置车站结构相对水平位移(单位:m)

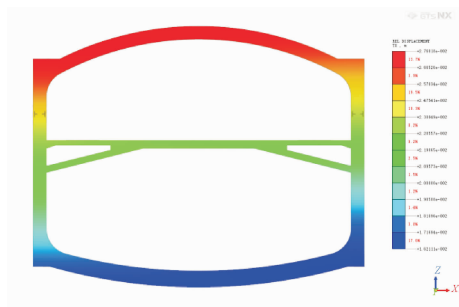


图 21 主筋角钢连接车站结构相对水平位移(单位:m)

3.5 E3 地震动作用下的车站结构抗震性能分析 (主筋角钢连接)

E3 地震工况下,车站结构顶板-中板层间位移曲线(图 22)表明:结构最大层间位移约 8.8 mm(对应层高 6.95 m),经计算其层间位移角为 1/785,小于《城市轨道交通结构抗震设计规范》^[20](GB 50909—2014)第 8.3.2 条规定的限值 1/250,满足抗震性能控制要求。

在 E3 罕遇地震作用下,车站结构于 5.65 s 时刻达到层间位移峰值。此时对应的角钢 Mises 应力

云图(图 23)表明:最大等效应力为 21.9 MPa,仅为 Q390 钢材屈服强度(390 MPa)的 5.6%。该应力水平远低于材料屈服极限,表明结构在罕遇地震工况下未发生塑性变形,整体仍处于弹性变形阶段。

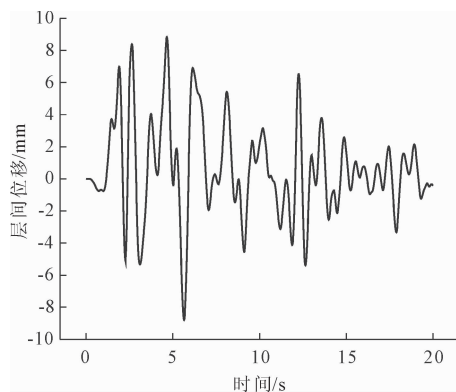


图 22 主筋角钢连接结构车站层间位移(顶板相对中板)

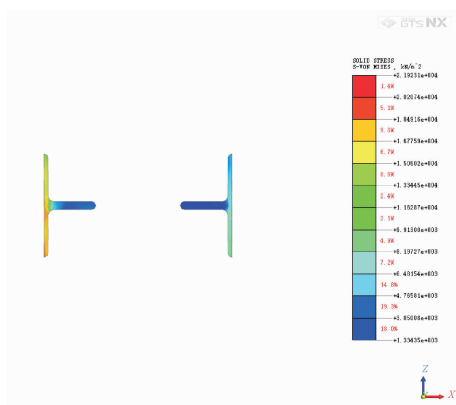


图 23 E3 地震作用下角钢 Mises 应力分布图(单位:MPa)

4 结 论

针对地铁明挖车站主体结构装配式钢筋笼主筋型钢连接技术,通过建立精细化节点有限元模型与三维整体模型,对角钢、槽钢及钢板三种主筋型钢连接形式的力学性能展开分析,主要结论如下:

(1) 精细化节点有限元模型分析表明:小偏心工况下,角钢与槽钢连接构件的极限承载力显著优于钢板连接形式,钢板极限承载能力仅为前两者的 72.7%;达到极限承载能力时,角钢与槽钢连接形式的受压侧钢筋均屈服,而钢板连接的钢筋没有达到屈服,材料强度未得到充分利用;三类构造形式的型钢最大 von Mises 应力相近;大偏心工况下,三种连接形式的极限承载力趋于一致,型钢应力分布规律与小偏心工况相似。

(2) 通过结构经济性对比分析(按 3 m 标准计

算),角钢与槽钢连接构造的综合成本核算结果显示:角钢总质量为 1 080 kg,槽钢总质量为 1 106 kg。鉴于两者极限承载力接近,推荐优先采用角钢连接方案。

(3) 经三维特征值模态对比分析,车站结构动力特性研究表明:无角钢连接模型与角钢连接模型前两阶周期均为 $T_1 = 2.108$ s、 $T_2 = 1.244$ s,有无角钢模型自振周期基本一致,说明使用角钢连接未显著改变结构基频特性。

(4) 在 E2 地震作用下,主筋角钢连接车站结构最大弹性层间位移角约为 1/1692,满足弹性位移角限值 1/550 的要求;在 E3 地震作用下,其弹塑性层间位移角为 1/785,满足规范弹塑性位移角限值 1/250 的要求。

(5) 经精细化节点有限元模型及三维非线性时程分析表明:明挖地铁车站装配式钢筋笼主筋型钢连接推荐采用角钢连接。

参考文献:

[1] 装配式混凝土建筑技术标准:GB/T 51231—2016[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2016.

[2] 王建国,李卫华. 地铁车站装配式结构施工关键技术研究[J]. 铁道标准设计,2021,65(3):112-117.

[3] 预制装配式地铁车站技术规程:T/CECS 786—2020[S]. 北京:中国计划出版社,2020.

[4] 中国土木工程学会. 装配式地铁车站技术创新与发展白皮书[M]. 北京:人民交通出版社,2022.

[5] 预制混凝土构件质量检验标准:DB11/T 968—2021[S]. 2021.

[6] 钢筋套筒灌浆连接应用技术规程:JGJ 355—2015[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2023.

[7] 张明,周志亮. 型钢连接节点在地铁装配式结构中的应用研究[J]. 工程力学,2022,39(S1):245-250.

[8] 装配式混凝土结构技术规程:JGJ 1—2014[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2014.

[9] 张华,李明,王强. 预制地铁车站型钢节点力学性能及设计方法研究[J]. 工程力学,2020,37(5):123-130.

[10] 裴行凯,麦家儿,何冠鸿,等. 装配式地铁车站二次结构构件连接节点性能研究[J]. 广东土木与建筑,2019,26(11):101-107.

[11] 王强,赵敏. 装配式地铁车站角钢连接节点受力性能研究[J]. 铁道科学与工程学报,2019,16(3):78-85.

[12] 陈璐. 装配式地下结构连接形式综述及优化设计[D]. 北京:清华大学,2020.

[13] 混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.

[14] 李文博,杜永峰,朱翔. 钢筋混凝土柱侧向冲击后剩余承载力研究[J]. 建筑结构,2025,55(2):73-83.

[15] 庄茁,由小川,廖剑晖,等. 基于 ABAQUS 的有限元分析和应用[M]. 北京:清华大学出版社,2009.

[16] 周云,区彤,徐昕,等. 基于应变能法的附加有效阻尼比时变计算方法研究[J]. 建筑结构,2019,49(11):103-108.

[17] 建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程:DBJ/T 15-151—2019[S]. 北京:中国城市出版社,2019.

[18] 徐琪,彭林立,蔡洁,等. 装配式钢筋桁架筒支座力学性能有限元分析[J]. 湖北工业大学学报,2024,39(2):104-110.

[19] 王玉镯,傅传国. ABAQUS 结构工程分析及实例详解[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.

[20] 城市轨道交通结构抗震设计规范:GB 50909—2014[S]. 北京:中国计划出版社,2014.

[21] 地下结构抗震设计标准:GB/T 51336—2018[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2018.