

基于有限元分析的装配式钢结构抗震性能研究

王凯凯, 孙 超

(东营宏业建安有限责任公司, 山东 东营 257000)

摘 要 本研究运用 ABAQUS 有限元软件对装配式钢结构进行数值模拟分析, 构建了精细化三维实体模型。研究结果表明: 构件在水平往复荷载作用下表现出良好的抗震性能, 滞回曲线饱满稳定, 等效阻尼比达 0.419; 承载力发展呈现弹性与弹塑性以及强化三个阶段, 极限承载力为 210 kN, 延性系数达 4.8; 能量耗散机制包括钢筋密网变形与螺栓滑移及混凝土压溃, 累积耗能量达 12.56 kN·m。有限元分析结果揭示了装配式钢结构构件的抗震性能提升机理, 旨在为相关设计规范的制定与工程应用提供理论依据。

关键词 装配式钢结构; 有限元分析; 抗震性能; 滞回性能; 能量耗散

中图分类号: TU391; TU352.11

文献标志码: A

DOI: 10.3969/j.issn.2097-3365.2025.17.003

0 引言

装配式钢结构以其标准化程度高与施工速度快等优势, 在建筑工业化进程中发挥重要作用。构件抗震性能的评价是确保结构安全的关键环节, 而有限元分析方法为深入研究构件受力机理提供了有效工具。通过建立精细化有限元模型, 可以准确模拟构件在地震作用下的力学行为, 获取应力分布与变形发展以及能量耗散等关键指标, 从而评价其抗震性能。基于有限元分析结果, 可深入理解构件的抗震性能提升机理, 为优化设计方案提供依据。

1 装配式钢结构研究概述

装配式钢结构在抗震设计中的关键问题是抗侧力构件的力学性能与变形能力。通过有限元分析方法可以深入研究装配式钢结构在地震作用下的受力机理与变形特征及破坏模式。目前, 有限元分析主要采用 ABAQUS 与 ANSYS 等通用软件, 建立三维实体模型模拟构件性能。在模型中需要考虑材料非线性与几何非线性及接触非线性等因素, 并采用合理的单元类型以及网格划分方案^[1]。

通过对装配式钢结构进行参数化建模以及数值模拟, 可以获得构件的应力分布与位移发展与滞回性能、刚度退化与能量耗散等重要力学指标, 从而评价其抗震性能, 为装配式钢结构的设计优化与工程应用提供理论支撑。

2 有限元模型建立

2.1 构件几何建模

装配式钢结构的有限元几何模型基于实际工程尺寸构建。如图 1 所示, 采用三维实体建模技术, 横梁选用 H 型钢 (300×150×8×12 mm), 柱肢采用方钢管 (100×100×6 mm)。抗侧力构件由 20 个规则八边形缀件环焊接形成钢筋密网, 钢筋直径 18 mm。节点区域采用 12.9 级 M20 高强螺栓连接, 配以 250×150×20 mm 的连接板。应力集中区域如节点连接处与钢筋交叉点等位置进行网格加密处理。构件之间采用“绑定”接触以及“摩擦”接触两种方式, 细化建模时还充分考虑了节点区域的局部受力特征, 对螺栓连接处与高应力集中区等关键部位采用了更密的网格划分方案。这种分区域网格划分策略既保证了计算精度, 又提高了分析效率。高强螺栓连接处施加 300 kN 预紧力。模型的几何尺寸以及连接构造均按工程设计要求确定, 确保分析结果具有实际指导意义。

2.2 材料本构特性

装配式钢结构的材料本构采用弹塑性模型。主体结构采用 Q345B 钢材, 弹性模量 2.06×10^5 MPa, 屈服强度 345 MPa, 极限强度 470 MPa, 泊松比 0.3。钢筋选用 HRB400 级, 弹性模量 2.0×10^5 MPa, 屈服强度 400 MPa, 极限强度 540 MPa。高强螺栓采用双折线模型, 弹性模量 2.1×10^5 MPa, 屈服强度 900 MPa, 极限强度 1 000 MPa。

材料均考虑应变强化效应,为更准确地描述材料在复杂应力状态下的力学行为,模型还考虑了循环荷载作用下的应变硬化效应。通过 Von Mises 屈服准则以及随动强化准则的合理设置,可以较好地反映材料的非线性特性。钢材采用多线性强化模型描述应力—应变关系。混凝土采用损伤塑性模型,压缩强度等级 C30,弹性模量 3.0×10^4 MPa,抗压强度 30 MPa,抗拉强度 2.0 MPa,泊松比 0.2,并考虑循环荷载下的损伤演化^[2]。

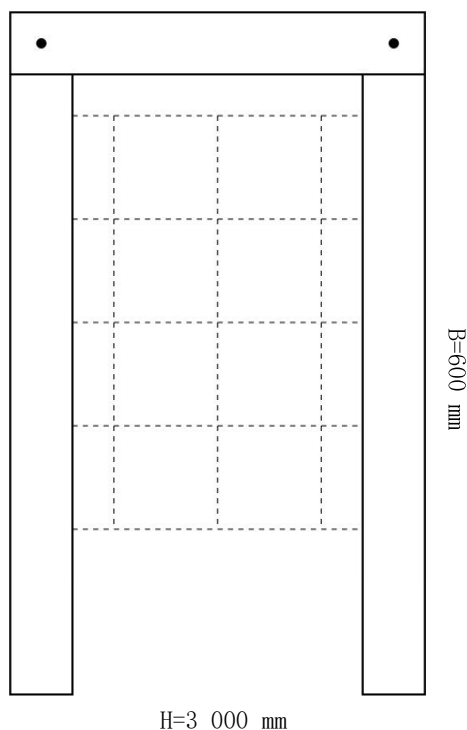


图1 装配式钢结构有限元几何模型

2.3 计算参数设定

有限元分析采用分步加载策略,边界条件以及加载方案基于实际工程情况设定。构件底部采用固定约束,顶部施加 50 kN 竖向荷载模拟重力作用。水平往复位移加载通过以下公式控制:

$$u=\theta h \times \gamma \times \alpha \quad (1)$$

式中: u 为顶部水平位移; θ 为层间位移角,取值范围 $1/800 \sim 1/50$; h 为构件高度; γ 为修正系数,取 1.15; α 为动力放大系数,取 1.2。网格划分采用 20 节点六面体单元(C3D20)以及 10 节点四面体单元(C3D10),节点区域网格尺寸取 8 mm,其他区域取 20 mm。接触面采用面—面接触,摩擦系数取 0.35。求解采用 Newton-Raphson 迭代法,计算步长自动控制。在迭代过程中,通过动态调整加载步长以及收敛控制参数,确保了复

杂非线性问题的计算稳定性。对于节点区域的接触分析,采用面—面接触单元,并通过合理设置接触参数提高了计算效率。

3 有限元分析结果

3.1 应力分布特征

装配式钢结构在水平往复荷载作用下呈现出明显的应力集中现象。如图 2 所示,在层间位移角达到 $1/50$ 时,钢筋密网区域 Von Mises 应力达到 405 MPa,超过材料屈服强度。应力云图显示,构件变形主要集中在钢筋密网与横杆连接处,最大应力集中点出现在钢筋交叉节点。柱肢与横梁连接区域应力值相对较小,约为 250 MPa,表明节点区域强度储备充足。高强螺栓连接处产生局部应力集中,但未超过螺栓材料强度极限。格构柱的应力分布呈现明显的梯度变化,应力由中心向两端逐渐减小^[3]。改性聚苯颗粒混凝土区域承担了部分剪力,使整体应力分布更加均匀,有效改善了构件的受力状态。通过精细化有限元分析还发现,节点区域的应力传递呈现明显的径向分布特征,这种应力流向有利于构件发挥整体受力性能。

3.2 变形发展规律

装配式钢结构在循环荷载作用下的变形发展呈现显著的非线性特征。构件顶部位移 u 与层间位移角 θ 之间满足非线性关系:

$$u=\theta h(1+k\theta^2) \quad (2)$$

式中: k 为非线性修正系数,取值 2.5; h 为构件高度。随着加载位移的增大,构件刚度逐渐降低,变形主要集中在钢筋密网区域。在位移角 $1/250$ 时,构件基本保持弹性变形;当位移角达到 $1/100$ 时,构件进入弹塑性阶段,钢筋网格发生明显的塑性变形;位移角达到 $1/50$ 时,塑性变形进一步发展,但构件整体稳定性良好。层间位移角与侧向力之间呈现出典型的非线性关系,变形发展过程中未出现突变现象。构件在大变形阶段表现出良好的变形协调性,各部件之间的相对位移发展平稳,有效避免了局部突变破坏。

3.3 破坏模式判定

装配式钢结构的破坏模式判定基于以下准则:当构件抗侧力 F 降至峰值的 85% 时,视为达到破坏状态。荷载—位移关系可用以下公式表征:

$$F=F_0[1-(\frac{\theta}{\theta_u})^n] \quad (3)$$

式中: F_0 为峰值荷载; θ_u 为极限位移角,取 $1/40$; n 为损伤演化指数,取 2.5。在破坏过程中,钢筋网格

首先达到屈服,随后发生局部屈曲。高强螺栓连接处未出现显著滑移,节点区域保持完好。混凝土区域出现局部压溃,但未影响整体稳定性。破坏模式符合“强节点弱构件”的抗震设计理念,除了基于承载力与变形的宏观破坏判据外,还通过监测节点区域应力应变发展规律评估局部损伤状态。这种多层次的破坏判定方法可以更全面地揭示构件的失效机理。

4 抗震性能评价

4.1 滞回性能分析

装配式钢结构在水平往复荷载作用下呈现出优良的滞回性能。如表 1 所示,在不同层间位移角下的滞回曲线均呈现饱满的梭形特征。当位移角达到 1/250 时,构件承载力为 92.13 kN,位移为 12 mm;位移角达到 1/50 时,承载力增至 203.15 kN,位移为 60 mm。滞回曲线平滑无突变,显示构件具有稳定的耗能性能。刚度退化曲线近似呈线性变化,在位移角 1/100 以后退化速率趋于平缓^[4]。在正负向加载过程中,构件表现出对称的力学性能,滞回环面积随位移增大而增加,表明能量耗散能力逐渐提高。滞回环形状饱满程度与传统构件相当,等效粘滞阻尼系数在 0.318 ~ 0.419 之间,表明构件具有良好的耗能性能。位移角 1/50 时的残余变形仅为峰值变形的 4.2%,说明构件自复位能力良好。

表 1 装配式钢结构滞回性能参数

层间位移角	位移 /mm	承载力 /kN	等效阻尼比	刚度 / kN·mm ⁻¹	残余变形率 /%
1/1 000	3	25.46	0.215	9.82	1.2
1/250	12	92.13	0.318	8.45	2.5
1/100	30	156.42	0.361	6.73	3.8
1/50	60	203.15	0.419	4.25	4.2

4.2 承载力特征研究

装配式钢结构的承载力发展呈现明显的三阶段特征。弹性阶段承载力与位移呈线性关系,弹性极限承载力为 125 kN,对应的层间位移角为 1/300。进入弹塑性阶段后,承载力增长速率减缓,但构件整体刚度保持稳定。当位移角超过 1/75 时,构件进入强化阶段,极限承载力达到 210 kN。骨架曲线表现出良好的包络特性,说明构件具有充足的承载力储备。构件在循环荷载作用下未出现强度突降现象,承载力衰减平稳,表现出良好的延性特征。在极限状态下,构件的延性

系数达到 4.8,位移角达到 1/45,表明变形能力满足抗震设防要求。承载力衰减曲线表明,构件在大变形状态下仍保持了较高的承载能力,其极限承载力是屈服承载力的 1.68 倍。

4.3 能量耗散机制

装配式钢结构的能量耗散主要通过构件的塑性变形实现。累积耗能量随加载循环次数增加而稳步提升,在最终加载状态下达到 12.56 kN·m。钢筋密网变形提供了主要的耗能贡献,约占总耗电量的 65%。节点区域螺栓滑移产生了约 20% 的能量耗散,改性聚苯颗粒混凝土的压溃以及剪切变形贡献了剩余 15% 的耗能量。构件表现出多重耗能机制的协同作用,确保了稳定的耗能性能^[5]。在整个加载过程中,能量耗散曲线呈现连续上升趋势,未出现突变。单循环耗能量从初始的 0.25 kN·m 逐渐增加至峰值 3.42 kN·m,显示出良好的耗能能力。构件的累积塑性变形角达到 0.186 rad,表明塑性铰的形成以及发展为能量耗散提供了有效途径。在反复荷载作用下,构件的耗能性能保持稳定,未出现明显的强度以及刚度退化。

5 结束语

有限元分析结果揭示了装配式钢结构的抗震性能特征。构件通过材料强化与几何非线性以及接触滑移等多重机制实现能量耗散,表现出优良的承载力以及变形能力。滞回性能分析表明构件具有稳定的耗能能力,等效阻尼比最高达 0.419,残余变形率仅为 4.2%。承载力特征研究显示极限承载力达 210 kN,是屈服承载力的 1.68 倍,延性系数达 4.8。能量耗散分析表明钢筋密网变形与螺栓滑移以及混凝土压溃共同参与耗能,累积耗能量达 12.56 kN·m。该结果为装配式钢结构的抗震设计优化提供了理论依据。

参考文献:

- [1] 蒋新闻,陈猛,薄澎湃.基于节点子模型的装配式钢结构抗震性能分析[J].工业技术创新,2023,10(03):64-71.
- [2] 张景煜,符琳锐,吴良音.装配式钢结构建筑抗震性能研究[J].建筑机械化,2021,42(10):34-38.
- [3] 张鹏翔,赵东拂,汪圆圆,等.装配式密网格构柱抗震性能有限元分析[J].建筑结构,2020,50(S2):423-427.
- [4] 杨军平,熊英庆,邹永胜.新型钢结构装配式节点有限元分析[J].广西科技大学学报,2020,31(02):25-31.
- [5] 赵东拂,王磊.装配式抗侧力格构柱抗震性能有限元分析[J].工业建筑,2018,48(11):161-167.