

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2022.03.024

腹板开孔型节点力学性能研究及 钢框架 Pushover 分析

王起台¹, 任根立², 李珂¹

(1. 郑州商学院 建筑工程学院, 河南 郑州 451200;

2. 中国矿业大学 力学与土木工程学院, 江苏 徐州 221116)

摘要: 采用有限元数值模拟方法, 通过 ABAQUS 软件建立了普通型节点和 3 种不同开孔型式的腹板开孔型节点三维钢结构节点模型, 探究对比分析不同节点的破坏形式、承载力、滞回性能、耗能能力、强度及刚度退化等性能。通过 SAP2000 软件建立基于削弱型节点的钢框架模型并进行了 Pushover 分析。研究表明: 相对于普通型节点的腹板开孔型节点均可实现梁端塑性铰外移至梁端腹板开孔处, 避免了钢结构的脆性破坏, 增加了其延性性能, 但结构承载能力有一定的降低; 腹板开椭圆孔型节点的等效黏滞阻尼系数与普通钢框架相比有明显的增大, 其耗能能力提高; 腹板开孔型节点的刚度退化速率均低于普通型节点模型, 腹板开孔型节点钢框架模型可形成梁铰延性破坏机制, 提高了其抗震性能。

关键词: 腹板开孔型节点; 抗震性能; 滞回性能; Pushover 分析; 延性

中图分类号: TU391

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2022)03-0154-08

Pushover Analysis of Steel Frames and Mechanical Properties with Web Open Joints

WANG Qitai¹, REN Genli², LI Ke¹

(1. College of Architecture and Engineering, Zhengzhou Business University, Zhengzhou, He'nan 451200, China;

2. School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining and Technology, Xuzhou, Jiangsu 221116, China)

Abstract: The three-dimensional steel structure joint models of ordinary joints and three different web opening joints are established by ABAQUS software and to compare the failure forms, bearing capacity, hysteretic performance, energy dissipation capacity, strength and stiffness degradation of different joints. The steel frame model based on the weakened node was established by SAP2000 software and the Pushover analysis of the steel frame model was carried out. The research results are as follows. The plastic hinge of the beam end can be moved to the opening of the web end of the beam at the end of the web with the open-ended joint of the common type node, which avoided the brittle failure of the steel structure and increases the ductility, but the structural carrying capacity was reduced. The equivalent viscous damping coefficient of the open elliptical hole joint of the web has a significant increase compared with the ordinary steel frame, and its energy consumption capacity was improved. The stiffness degradation rate of web opening joint is lower than that of ordinary joint model. The steel frame model of web opening joint can form the ductile failure mechanism of beam hinge and improve its seismic performance.

Keywords: web open-ended joint; seismic performance; hysteretic behavior; Pushover analysis; ductility

自美国北岭地震和日本阪神地震以来, 钢结构梁柱连接节点的抗震性能等相关研究课题得到了各

国学者的重视并进行了一系列的研究。研究发现, 实现塑性铰的外移是避免钢结构发生脆性破坏的有

收稿日期: 2022-01-11

修稿日期: 2022-02-28

基金项目: 河南省高等学校大学生创新创业训练计划项目(202114040015)

作者简介: 王起台(1990—), 男, 硕士, 助教, 主要从事钢结构抗震、结构防灾减灾技术研究工作。E-mail: qitai_wang@163.com

通讯作者: 任根立(1991—), 男, 博士研究生, 主要从事预应力结构, 钢结构与空间结构抗冲击抗震, 泥石流灾害防治等研究工作。

E-mail: rengenli2012@163.com

效措施,并提出了相关延性节点的构造措施,其新型延性节点类型主要包括削弱型和加强型。普通型节点发生破坏的主要原因为应力集中发生在梁柱连接处及其焊接质量往往存在缺陷^[1,2]。文献[3-7]对削弱型节点的力学性能及抗震性能进行了研究,研究表明其具有良好的滞回性能,可实现对塑性铰位置的控制,符合结构“强柱弱梁”的抗震设计原则。Lee等^[8]和董建莉等^[9]进行了钢框架加强型节点的试验研究与分析,研究表明该类型节点均能实现梁端塑性铰的外移且其滞回性能、塑性转角等抗震性能良好。韩明岚等^[10]对钢框架结构节点的延性性能进行了理论和数字分析,通过工程案例探究了钢框架结构应用新型节点下的抗震性能。Li等^[11]和王起台^[12]提出了一种安全性高、成本低新型摩擦“塑性铰”构造,理论分析了该构造的作用机理,设计2个1/2缩尺试件初步进行了力学性能的拟静力试验研究。试验表明该塑性铰构造具有良好的塑性变形能力和滞回耗能性能,体现了塑性转角要求、一定的延性和摩擦耗能特性,其应用可有效实现梁端塑性铰的精准外移和快速修复,更好的改善梁柱节点的抗震性能。孙海粟等^[13]设计了2种不同厚度的T型钢连接件的平面框架中柱节点,进行柱端加载的拟静力试验,研究框梁柱节点的变形特点和破坏形态。得出T型钢连接件翼缘的厚度增加后,试件的初始刚度、屈服强度和极限强度提高,延性系数不变,耗能能力有所提高。

基于钢框架延性节点的相关研究和当前钢结构建筑仍普遍应用普通型节点的现状,其在地震作用、往复荷载作用后仍出现节点破坏的问题,本文以不同开孔形式、相同削弱截面抵抗弯矩的腹板开孔型节点为研究对象,利用 ABAQUS 有限元软件建立不同形式的节点有限元模型,进行了低周往复循环荷载分析,探究了不同腹板开孔型式的削弱型节点力学性能和抗震性能。通过 SAP2000 分析软件建立基于延性节点的钢框架模型并进行了其静力弹塑性 Pushover 分析,探究了钢框架模型的抗震性能,以期优选抗震性能最佳的腹板开孔型节点型式和为该腹板开孔型节点应用的工程实践提供参考。

1 有限元节点建模及加载制度

1.1 节点模型几何参数

为确定不同开孔型式的腹板开孔型钢结构延性节点的抗震性能,以探究设置最优型式的腹板开孔型节点塑性铰钢框架结构的抗震性能,采用

ABAQUS 有限元软件分别建立钢结构 T 型梁柱的一般型、腹板开圆孔型、腹板开椭圆孔型、腹板开方孔型梁柱节点构造,一般连接节点结构模型几何尺寸见图 1(a)所示。选取模型的梁柱截面尺寸均为 HN 200.0 mm × 100.0 mm × 5.5 mm × 8.0 mm,且腹板开孔型节点模型,其模型几何尺寸如图 1(b)—图 1(d)所示。本文钢结构节点模型的梁柱尺寸均为:梁长 900 mm、柱长 1 200 mm,其中梁通过焊接接触定义在柱翼缘板的中间位置。由文献[3-4]的相关研究和参数设计并结合本文研究特征可得,开孔直径的建议取值为: $0.55h_b \sim 0.75h_b$,开孔位置的按照孔中心点距离柱翼缘表面为: $0.75h_b \sim 1.15h_b$ (h_b 为梁的腹板高度)。

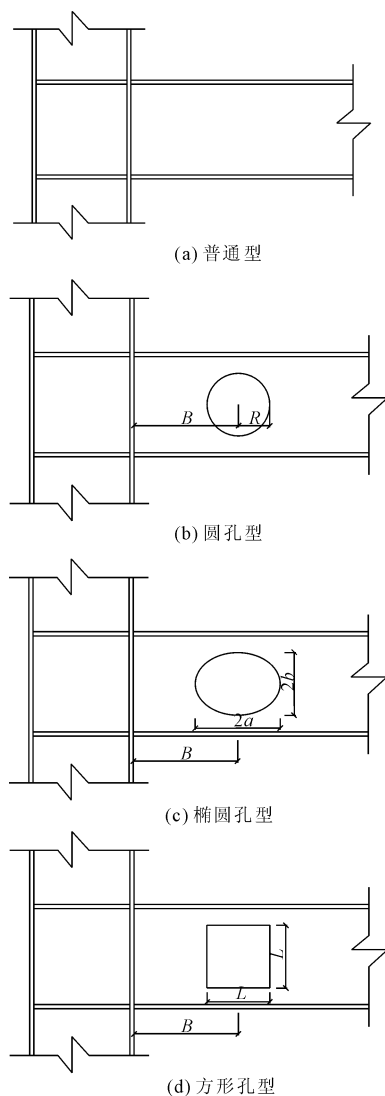


图1 模型几何尺寸示意

本文设计的模型开孔型式分别为圆孔、椭圆孔、方形孔,且根据文献[14]中该型节点的研究对腹板

开孔的位置 B 设置为: 梁上距柱面焊接处 200 mm 的腹板上 (B 为开孔中心距柱翼缘表面的距离)。考虑梁削弱处的相同截面抵抗弯矩, 腹板开孔参数分别为: 圆孔半径 $R = 60$ mm; 椭圆孔半径 $a = 60$ mm、 $b = 80$ mm; 方孔边长 $L = 120$ mm。开孔目的是为了塑性铰转移, 因为梁 $1/3$ 处受剪较小, 考虑开孔的位置, 在梁长 $1/3$ 处。

1.2 材料本构模型

通过 ABAQUS 有限元软件建立 4 种类型的梁柱节点钢结构计算模型, 模型中钢材采用 Q235 钢, 采用单元类型对结构模型进行结构化网格划分, 材料的本构模型采用多线性随动强化的三折线模型, 接触类型采用软件的 tie 约束定义焊接接触, 钢材应力-应变关系如图 2 所示。材料采用 Von Mises 屈服准则及相应的流动法则, 考虑梁柱结构大变形后, 随着结构几何模型的变化可能引起的结构非线性性能, 在有限元模型的分析在往复加载过程中考虑循环荷载作用下钢材的包辛格效应。为减小有限元模型网格划分造成的计算结果误差对重点研究部位进行网格细化, 主要包括结构发生破坏处、梁柱连接定义的焊接位置、削弱区域等。材料力学性能根据文献[12]中钢材拉伸试验结果(见表 1)可得, $\sigma_y = 235$ N/mm², $\varepsilon_y = 0.133\%$; $\sigma_u = 436$ N/mm², $\varepsilon_u = 16\%$; $\sigma_{st} = 360$ N/mm², $\varepsilon_{st} = 24\%$ 。材料的弹性模量为 2.06×10^5 N/mm², 泊松比为 0.3。普通型节点有限元模型, 其单元数与节点数分别为 4 312、8 771, 见图 3。

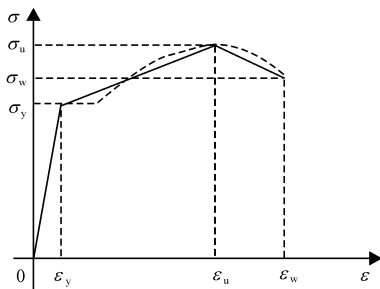


图 2 钢材应力-应变关系

表 1 材料性能试验结果

拉伸试件	试件厚度 t/mm	屈服强度 f_y/MPa	极限强度 f_u/MPa	伸长率 $\delta/\%$	弹性模量 E/MPa
腹板	5.0	246.34	446.36	22.27	2.10×10^5
翼缘	7.5	223.67	425.64	25.83	2.02×10^5
平均值	—	235.00	436.00	24.00	2.06×10^5

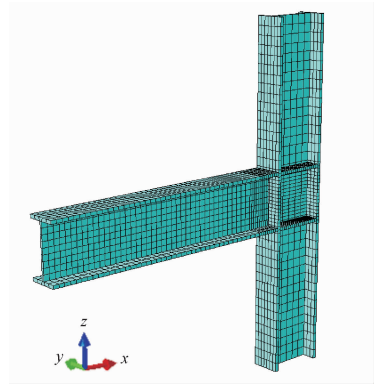


图 3 普通型梁柱节点有限元分析模型

1.3 边界条件及加载制度

根据有限元模型梁柱钢结构节点的研究方法^[3], 对柱的梁端进行固定约束的定义, 梁柱采用 ABAQUS 有限元分析软件的 tie 模式定义焊接接触。在梁端定义耦合位移加载控制点, 进行梁端的加载控制。为防止梁端在加载过程中梁发生平面外的屈曲作用, 对加载耦合点定义平面外的位移约束。以腹板开(圆)孔型梁柱节点结构表示其模型边界条件设置如图 4 所示(其它有限元模型边界条件与图 4 模型相同)。

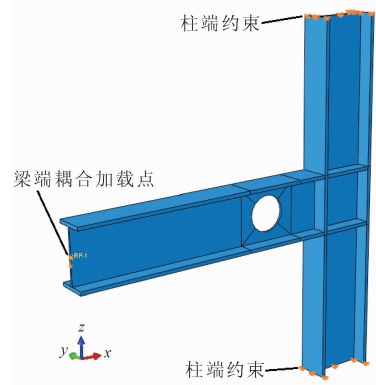


图 4 模型边界条件

根据美国 AISC 抗震规范所提供的加载模式^[15], 该有限元分析模型以层间位移角理论为基础, 采用位移控制进行低周循环往复加载, 探究和对比各节点的抗震性能, 其加载制度如图 5 所示。

2 有限元模型分析结果

2.1 模型破坏特征及应力云图

在往复荷载作用后, 得到结构的响应。图 6 为钢结构梁柱节点模型的破坏特征与应力云图。由图 6(a)可以看出, 随着梁端位移的增大, 梁柱连接位

置处和柱加肋板所围区域的应力比较集中,此时梁的塑性铰在梁柱连接位置处形成,易造成连接处的脆断现象,致使梁柱连接过早发生破坏。由图6(b)、图6(c)可以得出,梁的应力主要集中在腹板开孔处的孔边上下腹板和翼缘板,开孔处腹板和翼缘发生屈曲现象,塑性变形较明显,塑性铰在腹板开孔位置形成。由图6(d)可知,梁上应力主要集中在开方孔的对角位置及其翼缘部位,削弱处发生开孔位置腹板和翼缘的对角拉伸屈曲变形,塑性铰发生在远离梁柱连接位置的开孔削弱处。

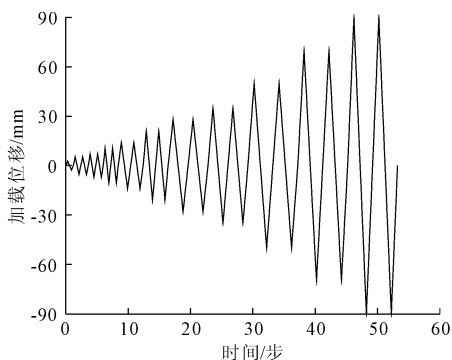


图5 加载制度

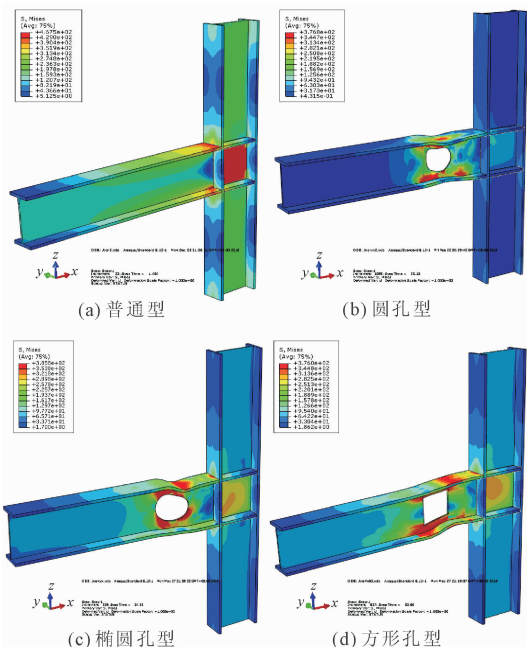


图6 节点模型破坏特征与应力云图

应力分析:普通型,梁不同开孔节点最大应力467.5 MPa,在梁柱节点处和柱腹板位置;其它节点类型,最大应力出现在梁开孔处的翼缘处,均小于467.5 MPa,而节点位置的柱腹板应力则较小,实现了梁优先柱屈服,符合抗震设计要求。应力数值467.5 MPa 大于材料模型的屈服荷载,原因分析:

(1) 数值计算中,单元积分点数的问题,场量数据位于节点上,软件采用内插值法保证云图连续,场量位于积分点上,采用单元内的外插值获得的节点上的数据,如果模拟结果数值与屈服荷载差别不大即为有效,一般云图处理,软件采用应力平均值算法,即节点的数值计算默认阈值为75%;(2) 大多数金属材料的屈服强度都是静水压力无关的,其中静水压力为单元三个主应力的平均值。

2.2 滞回性能及骨架曲线

滞回曲线是衡量结构抗震性能的重要指标之一,其形状特征体现了结构耗散能量和抗震性能的能力,图7所示为节点结构模型荷载-位移的滞回曲线。由图7各节点结构模型的滞回曲线对比分析可知:(1) 在循环往复荷载作用下普通型、腹板开椭圆孔型和腹板开方形孔型钢结构梁柱节点模型的滞回曲线形状均较饱满,体现了梁柱结构中梁良好的抗弯性能,表现出较好的抗震耗能能力;(2) 腹板开圆孔型节点模型过早达到屈服,滞回曲线出现一定的捏缩现象,曲线特征相对表现不饱满,其抗震耗能能力相对表现较弱。在弹性阶段,普通型、腹板开椭圆孔型和腹板开方孔型节点模型滞回曲线的特征基本趋势一致,则说明三种型式节点模型的抗震耗能基本接近;在加载至弹塑性受力阶段,腹板开孔(椭圆孔和方孔)型钢结构节点模型的滞回面积与普通型节点模型基本相当;当结构进入塑性破坏阶段时,腹板开圆孔型节点模型滞回曲线最大值比普通钢框架下降较快。

综合分析,普通型、腹板开椭圆孔型、腹板开方孔型节点模型的滞回曲线较饱满,其滞回耗能效果较好;腹板开圆孔型节点模型的滞回曲线相对不饱满,其滞回耗能性能相对较弱。出现捏缩效应原因分析:荷载开始施加时,节点中梁腹板的应力分布均能较好地符合平截面假定,符合线性分布;随着荷载逐渐增大,腹板应力及应变不再按线性增加,表现出明显的非线性分布,在腹板截面开孔后削弱致使应力出现重分布,会出现捏缩现象。腹板开孔方式的原因,通常圆形孔应力集中较小,但是椭圆孔和方孔的面积相对较大,腹板应力较早的表现为非线性特征。方孔腹板应力出现增大较快,四角处出现明显的应力集中,翼缘板出现局部屈曲,使整个节点的滞回曲线很饱满。

由滞回曲线得到各节点结构的骨架曲线,见图8。各节点有限元模型在循环往复荷载作用下均发生了结构的弹性、弹塑性、塑性、破坏过程4个阶段。

在弹性阶段 4 种钢结构模型的骨架曲线相对吻合较好,而在进入弹塑性及塑性受力分析阶段,腹板开椭圆孔型和方形孔型节点模型的骨架曲线吻合较好,

且略低于普通型节点模型而略高于腹板开圆孔型节点模型,腹板开椭圆孔型和方形孔型钢结构节点模型表现出更好的延性性能。

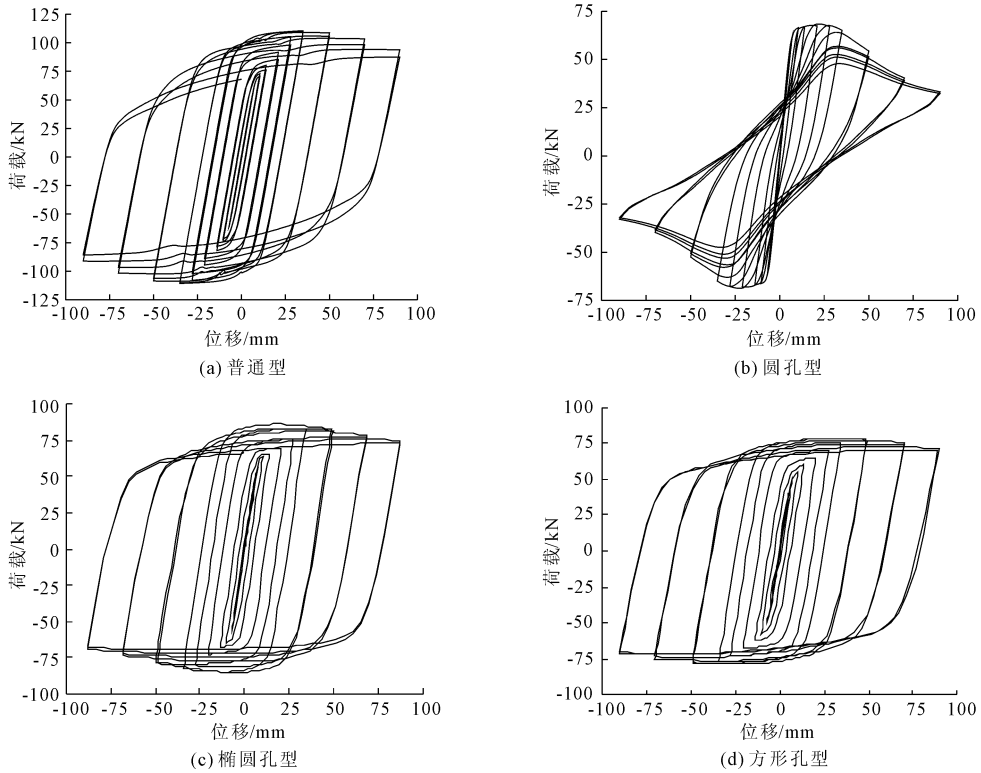


图 7 节点结构模型滞回曲线

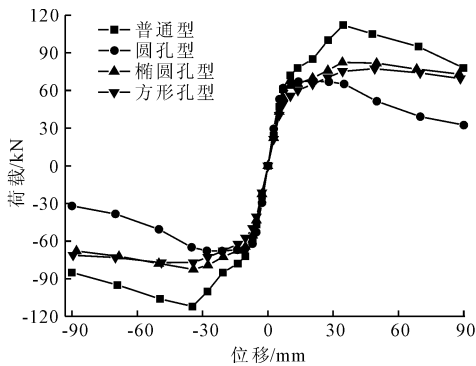


图 8 模型骨架曲线

各节点结构的承载力见表 2,由表 2 可知 3 种钢结构延性节点的弹性承载力屈服承载力基本相同,腹板开椭圆孔的模型极限承载力最大,其相对于普通节点模型的屈服承载力和极限承载力均有所降低,钢结构梁腹板的削弱可有效实现梁端承载力从而实现强柱弱梁的抗震设计要求。三种梁端腹板削弱型节点模型均可实现塑性铰在削弱处的形成,且腹板开椭圆孔型节点模型的延性性能较好。

表 2 节点模型承载力与延性对比

模型类型	弹性承载力/kN	屈服承载力/kN	极限承载力/kN
普通型	58.63	79.52	116.00
圆孔型	42.43	56.60	68.23
椭圆孔型	43.21	57.98	86.75
方形孔型	40.39	54.93	78.21

2.3 耗能能力

结构的耗能能力是结构抗震性能的评价指标,节点模型的耗能能力常通过文献[16]提供的等效黏滞阻尼系数 h_e 面积计算方法衡量,其表达意义如图 9 所示。其表达式(1)为:

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{A_1}{A_2} = \frac{A_{\text{曲线}ABCOA}}{2\pi A_{\Delta BOD}} \quad (1)$$

其中: A_1 表示为滞回曲线 ABC 与横坐标轴所围面积,即 $A_{\text{曲线}ABCOA}$; A_2 表示为 ΔBOD 的面积,即 $A_{\Delta BOD}$ 。各模型等效黏滞阻尼系数计算结果如表 3 所示,与滞回曲线对比可得,腹板开圆孔型节点的耗能能力较弱,腹板开椭圆孔型节点的耗能能力较好;腹板开椭圆孔和方形孔型节点的耗能能力相比于普通型节点明显提高。

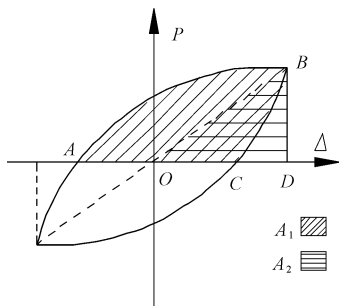


图 9 等效黏滞阻尼系数计算示意图

表 3 等效黏滞阻尼系数

模型类型	普通型	圆孔型	椭圆孔型	方形孔型
A_1/mm^2	31906	1136	11169	10115
A_2/mm^2	13342	552	3285	3150
h_e	0.38	0.33	0.54	0.51

2.4 刚度退化分析

结构抗震性能的好坏常通过刚度退化指标来评价的,通过等效刚度退化系数的大小判断结构刚度退化^[3]。由图 10 所示为普通型钢结构节点及三个腹板开孔型钢结构有限元计算节点模型的刚度退化曲线。四种钢节点有限元模型的退化规律基本相似,其退化曲线分布均呈现“几”字形,刚度退化系数基本呈对称分布。在弹性工作阶段时,各模型刚度基本保持不变,承载力可不断增加;在进入塑性阶段时,各模型等效刚度退化系数曲线开始慢慢下降。由图 10 可得,普通型节点模型刚度退化较快,腹板开椭圆孔和方形孔型节点模型的刚度退化规律基本相同且低于普通型节点,腹板开圆孔型节点模型的刚度退化较为缓慢。

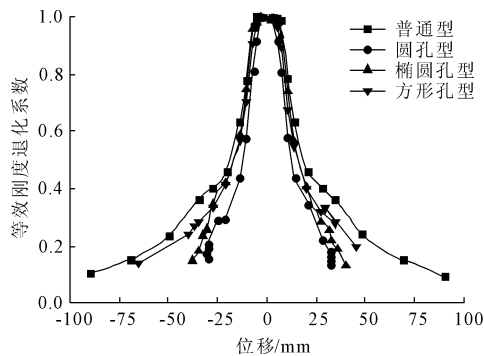


图 10 刚度退化

3 钢框架计算算例分析

3.1 工程概况

通过 SAP2000 分析软件建立如图 11 所示的四层一跨钢框架模型,探究钢框架结构进行考虑延性

节点的静力弹塑性分析 (Pushover) 的抗震性能特征^[15-16]。模型的平面结构 x 方向为 3 跨 ($6\text{ m} \times 3$), y 方向为 1 跨 6 m 宽,结构层高均为 3 m 。钢框架结构所用钢材的强度等级为 Q345,柱的截面尺寸设为 $\text{HN}400\text{ mm} \times 400\text{ mm} \times 13\text{ mm} \times 21\text{ mm}$,梁截面尺寸设为 $\text{HN}350\text{ mm} \times 175\text{ mm} \times 7\text{ mm} \times 11\text{ mm}$,其楼面恒荷载和活荷载均设为 1.5 kN/m^2 。抗震设防烈度为 8 度,其基本抗震设防信息如表 4 所示。

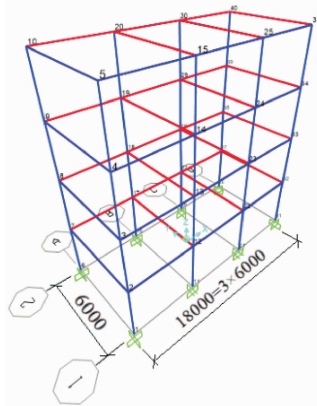


图 11 结构平面布局与三维模型(单位:mm)

表 4 抗震设防信息

地震状态	基本地震 加速度 /g	水平地震 影响系数 最大值	特征 周期 /s	周期 折减 系数	阻尼 比
多遇地震	0.3	0.24	0.45	0.85	0.03
罕遇地震	0.3	1.20	0.50	0.85	0.03

3.2 塑性铰设置与加载模式

案例根据“强柱弱梁”的抗震设防目标以梁两端指定的铰为研究对象,在选择规范^[14]表中钢结构梁和柱的塑性铰,分别在结构梁和柱两端设置相应的塑性铰参数。其中柱设置默认的 PMM 铰,梁端设置由腹板开孔型节点参数的拟合 M3 铰,钢框架结构梁柱塑性铰的布置如图 12 所示。

根据结构静力弹塑性分析特征,算例进行 Pushover 分析采用的两种侧向力均匀分布 (Accel) 加载模式分别为:①DEAD + Accel - UX, ②DEAD + Accel - UY。

3.3 Pushover 计算结果与分析

3.3.1 结构顶点位移 - 底部剪力的关系

不同方向加载模式的位移 - 底部剪力曲线,见图 13,其中①、②分别表示对应的加载模式方向条件。由图 13 框架结构在 Pushover 分析的不同加载模式的位移 - 底部剪力曲线可知,该结构下对于 x 方向加速度分布 (Accel) 的侧向均匀分布加载模式

的最大顶点位移比 y 方向大,钢框架结构的分布特征影响着推覆分析的结果。因此,通过不同加载方向的加载模式分析得出,不同方向的加载模式会对结构的受力性能和分析结果产生一定的影响。

移角可知,该框架结构的层间侧移量与层间位移角均满足抗震设计规范的要求。

(2) 塑性铰分布。图 14 为两种不同方向加载模式的层间位移角与塑性铰分布,其中 I、II 分别表示型 x 、 y 向加载模式。

表 6 多遇地震作用下的侧移和层间位移

层数	侧移量/mm		层间位移角	
	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向
4	4.3	7.1	1/3750	1/2308
3	3.5	5.8	1/2500	1/1500
2	2.3	3.8	1/2000	1/1250
1	0.8	1.4	1/3750	1/2143

表 7 罕遇地震作用下的侧移和层间位移

层数	侧移量/mm		层间位移角	
	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向
4	21.4	35.6	1/769	1/462
3	17.5	29.1	1/492	1/291
2	11.4	18.8	1/417	1/254
1	4.2	7.0	1/714	1/429

由图 14 在 Pushover 分析的不同加载模式下的结构层间位移角所形成的塑性铰分布特征可知,结构在弹塑性阶段,根据结构的振型特征在加速度加载模式作用下,结构塑性铰首先在第 2 层和第 3 层梁端出现;在 y 方向加载作用下,塑性铰在柱的底层

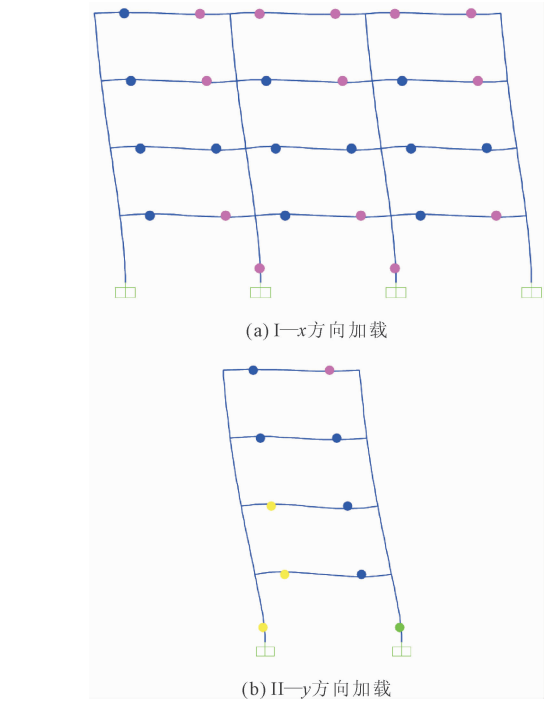


图 14 钢框架结构塑性铰分布

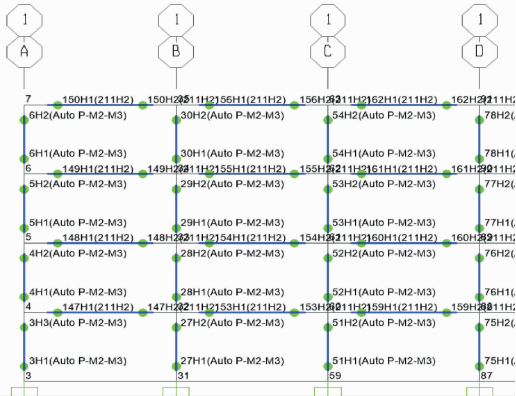
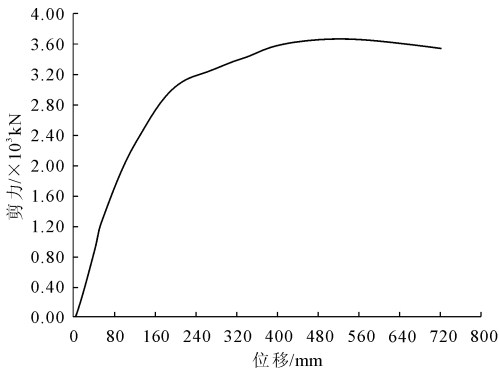
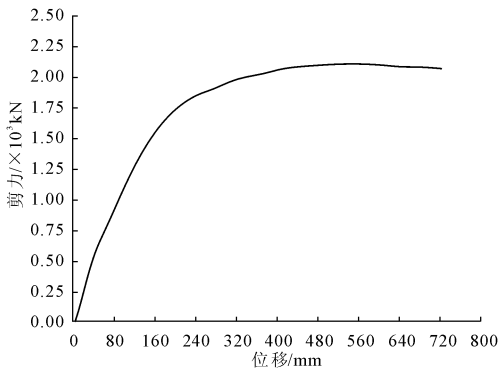


图 12 塑性铰的布置



(a) ① 恒载+x向加速度



(b) ② 恒载+y向加速度

图 13 不同方向加载模式的位移 - 底部剪力曲线

3.3.2 结构层间位移角与塑性铰分布

(1) 层间位移角。根据《建筑抗震设计规范》^[17] (GB 50011—2010) 中 5.5.5 节有关对框架结构薄弱层弹塑性层间位移的抗震变形验算控制规定,多高层钢框架相对层间侧移量 $\Delta u \leq 0.02h$ (层高),层间位移角限值为 $1/50$ ^[17]。由表 5 和表 6 在多遇、罕遇地震条件作用下的层间侧移量和层间位

固端出现且所受到的转动作用较大,其原因在于不同的结构分布形式影响结构刚度和塑性铰的形成特点,在 x 向结构的侧向刚度较大;结构中柱底端部位承担较大的作用力,从而其相对产生塑性铰的顺序先于其它柱且塑性铰转动作用效果较明显。由两个方向加载模式作用可得,钢框架结构塑性铰的形成和发展主要发生在梁端,且梁端比柱端先出现塑性铰,符合“强柱弱梁”的抗震设计理念,延性节点的应用实现了塑性铰外移的设计目标。

4 结 论

通过有限元分析软件 ABAQUS 分别对相同抵抗弯矩的腹板开孔型节点模型与普通型节点滞回性能的分析对比和利用 SAP2000 软件基于延性节点塑性铰理论的钢框架抗震性能研究可得以下结论:

(1) 腹板开孔型节点在削弱处应力集中,普通型节点模型应力集中于梁柱连接处;新型延性节点的梁柱结构模型的破坏特征发生在所设置的腹板削弱处且发生较明显的塑性变形,普通型节点的破坏特征发生在 tie 定义的梁柱连接处且易发生脆性破坏。

(2) 腹板开圆孔型节点模型的滞回曲线有捏缩现象,相比于普通型、腹板开椭圆孔型、腹板开方形孔型节点模型的滞回性能和耗能能力较弱;腹板开椭圆孔型节点模型的滞回曲线较饱满,其滞回性能相对较好,耗能能力相对较强。新型节点出现塑性铰外移,达到了延性节点设计的要求。普通型节点为刚性节点,塑性铰在梁柱焊接处形成且无法实现塑性铰外移的抗震目标,不利于钢框架结构的抗震设计。

(3) 4 种有限元钢结构节点模型分析的刚度退化规律基本相似,刚度退化系数曲线均呈“几”字形分布且基本呈对称分布;腹板开椭圆孔和方形孔型节点模型的刚度退化速率基本相同且低于普通型节点,腹板开圆孔型节点模型的刚度退化速率最缓慢。

(4) 在考虑延性节点的钢框架模型的 Pushover 分析中,塑性铰先在二层和三层的梁端形成,后在中柱底端形成,塑性铰的形成和发展过程符合结构“强柱弱梁”的抗震设防要求。新型节点的设置实现了塑性铰外移和结构的延性,层间位移角满足抗震规范要求。多遇与罕遇地震下的顶点位移-底部剪力曲线、层间位移角和塑性铰的分布特征,较为全面地反映了框架结构在强震作用下的实际发展过程和表现特征。

参考文献:

[1] Miller D K. Lessons learned from the Northridge earthquake[J]. Engineering Structures, 1998, 20(4-6):

249-260.

- [2] Nakashima M, Inoue K, Tada M. Classification of damage to steel buildings observed in the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake[J]. Engineering Structures, 1998, 20(S4/6):271-281.
- [3] 王秀丽,沈世钊,殷占忠,等.钢框架梁腹板开孔型连接节点力学性能试验研究[J].工程力学,2006,23(6):65-76.
- [4] 石丹,孟春辉.腹板开孔型节点空间钢框架在低周反复荷载作用下的抗震性能研究[J].石家庄铁道大学学报(自然科学版),2017,30(1):31-35,51.
- [5] 石丽辉,刘明明,韩庆.梁腹板开孔型梁柱节点滞回性能分析[J].钢结构,2017,32(12):26-32.
- [6] 许鑫森,杨娜.考虑组合效应的梁腹板开圆孔型钢框架的静力弹塑性分析[J].北京交通大学学报,2014,38(6):82-87,92.
- [7] 徐静伟,刘明明.梁柱弱轴连接腹板开两半圆孔型节点的滞回性能分析[J].钢结构,2018,33(7):52-58.
- [8] Lee C H, Jung J H, Oh M H, et al. Cyclic seismic testing of steel moment connections reinforced with welded straight haunch[J]. Engineering Structures, 2003, 25(14):1743-1753.
- [9] 董建莉,王燕,庄鹏,等.腋板加强型节点钢框架抗震性能试验研究[J].土木工程学报,2016,49(1):69-79.
- [10] 韩明岚,王帅,牟政,等.延性节点钢框架结构的抗震性能分析[J].建筑科学与工程学报,2018,35(4):72-80.
- [11] Li X D, Wang Q T, Ma G. Mechanical properties of a novel plastic hinge seismic fuse based on frictional energy dissipation to avoid brittle failures in beam to column moment resistant joints[J]. Arabian Journal for Science and Engineering, 2020, 45(5):3695-3706.
- [12] 王起台.钢框架新型摩擦“塑性铰”构造抗震性能研究[D].兰州:兰州理工大学,2019.
- [13] 孙海粟,布欣,王新武,等.T型钢连接钢框架梁柱节点抗震性能试验研究[J].河南理工大学学报(自然科学版),2020,39(6):164-169.
- [14] SAC Joint Venture. Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings; FEMA-350[S]. USA: Washington D C, 2000.
- [15] Recommended provisions for structural steel buildings; ANSI/AISC 341-05[S]. USA: American Institute of Steel Construction, 2005.
- [16] 朱伯龙.结构抗震试验[M].北京:地震出版社,1989:140-141.
- [17] 建筑抗震设计规范 GB 50011-2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2016.