

不等肢角钢柱外传力的钢管柱框架 节点力学性能研究

程红^{1,2}, 徐忠根¹, 楼阳²

(1. 广州大学 土木工程学院, 广东 广州 510006; 2. 南昌市政建设集团有限公司, 江西 南昌 330000)

摘要: 钢管柱标高点位的错误致使柱内隔板失效, 柱壁直接承受梁端传来的拉压力和剪力, 节点性能大幅下降。针对工程柱内标高错误问题, 利用有限元 ABAQUS 软件建立模型, 采用 19 个四等高梁钢管柱-钢梁框架加固节点横向对比。通过对荷载-位移曲线、Mises 路径应力分布、骨架曲线和刚度退化等性能分析, 进而探讨以不等肢角钢下不同参数对框架节点力学性能的指标影响。研究表明: 在一定范围内, 不等肢角钢的肢厚不宜过厚或过薄, 肢厚建议为 9 mm~10 mm 最佳; 为保证节点的力学性能, 建议保持角钢传力件与柱的距离尽量小; 不等肢角钢传力件肢宽比例设置不宜过窄或过宽, 肢宽比 1:1 为最佳状态, 建议肢宽比介于 1:1 到 3:2 之间。

关键词: 梁柱节点; 节点加固; 不等肢角钢; 有限元分析; 力学性能

中图分类号: TU391

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2025)01-0061-10

Mechanical Properties of Steel Pipe Column Frame Joint with Unequal Angle Steel Column

CHENG Hong^{1,2}, XU Zhonggen¹, LOU Yang²

(1. School of Civil Engineering, Guangzhou University, Guangzhou, Guangdong 510006, China;

2. Nanchang Municipal Construction Group Co., Ltd., Nanchang, Jiangxi 330000, China)

Abstract: The elevation error of the steel pipe column has caused the failure of the partition plate in the column. The column wall directly beard the pulling pressure and shear force from the beam end, and the joint performance was greatly reduced. In view of the error of the internal elevation of the engineering column, the finite element software ABAQUS is used to establish the model performance analysis, and the 19 joint models of fourth-class sorghum steel pipe column-steel beam frame reinforcement are used for lateral comparison. Through the analysis of load-displacement curve, mises path stress distribution, skeleton curve and stiffness degradation, the influence of different parameters on the mechanical properties of the frame joint. The results are as follows. Within a certain range, the limb thickness of the angle steel should not be too thick or too thin, the optimal thickness is 9 mm~10 mm; In order to ensure the mechanical properties of the joint, it is recommended to keep the distance between the Angle steel and the column s as small as possible; The limb width ratio of the steel should not be too narrow or too wide, the limb width ratio is 1:1, the recommended limb width ratio is between 1:1 and 3:2.

Keywords: beam-column joint; joint reinforcement; unequal legs and angle; finite element analysis; mechanical properties

收稿日期: 2024-11-20

修稿日期: 2024-12-25

基金项目: 国家自然科学基金项目(51678172)

作者简介: 程红(1995—), 男, 硕士, 工程师, 主要从事钢结构和钢混组合抗震结构和工程管理方面工作。E-mail: 2325189308@qq.com

通讯作者: 徐忠根(1965—), 男, 博士, 博士生导师, 研究员, 主要从事钢结构稳定和结构振动、结构方法、结构抗震等方面的研究工作。

E-mail: xuzhonggen@263.net

钢结构中梁柱节点充当着连接各部件传力作用,节点性能的好坏是影响整个建筑的安全性能的关键因素。在钢结构建筑中,常采用矩形柱居多^[1]。北岭地震表明^[2]:钢结构在建筑破坏中发生了许多破坏,其中钢框架节点区域的梁柱节点焊缝区域发生了大规模的脆性破坏;阪神地震表明^[3]:钢结构建筑出现了大量的局部破坏,甚至是钢结构建筑发生整个倒塌的现象。在某项目施工中,因某分部工程钢结构安装阶段,测量员放线存在失误,造成标高存在一定误差,进而导致在电梯间中的矩形柱标高整体抬高,在钢柱安装完毕后,复核发现整体钢柱的标高抬高近 1 m,由于钢管柱标高点位的错误发生导致柱内隔失效,柱壁直接承受梁端传来的拉压力和剪力,节点性能急剧下降,进而造成柱壁发生变形甚至破坏。由于操作失误,进而导致整体标高太高,致使影响内隔板的作用效果(内隔板体现不了相应作用),导致实际节点中横隔板失效。矩形钢柱承受的电梯相当大的轴力,将严重影响梁柱节点及整个框架结构的整体性、安全性及稳定性。鉴于梁柱节点的复杂程度及保证节点的牢固性和整个框架的安全因素,因此不得不对该梁柱节点进行加固处理。

为了改善钢框架梁柱节点的力学性能,国内外相关专家、学者提出了多种梁柱节点的改进方案及柱节点改造与加固措施。主要以三种形式展开:一是加强型^[4],在梁端连接部位进行局部加强,例如:加腋型节点^[5-8]、加肋型节点^[9-12]、梁翼缘措施加强型节点^[13];二是削弱型,在离开柱壁一定距离处将梁局部进行削弱,例如:狗骨式节点^[14-15]、梁腹板开孔型节点^[16];三是加强与削弱型节点混合^[17]。

针对由施工误差而导致内隔板与梁截面错开的情况,提出了一种改进加固的措施,采用在相邻梁翼缘与腹板之间增设 4 个不等肢角钢作为传力件(以中柱为参考目标),以不等肢角钢为传力件进行矩形柱-H 型钢梁节点研究对象,通过有限元软件分析其梁柱节点的力学性能,以期获得最佳的力学性能参数,为工程提供参考。

1 ABAQUS 有限元模型建立

1.1 节点选取与尺寸

选取一种矩形柱-H 型钢梁柱外传力梁柱节点构造。节点处采用以矩形钢管柱作为竖向承载力,以 H 型钢梁作为横向承载;采用 4 根不等肢角钢作为传力件,可以提高竖向柱的刚度^[18-20]。矩形钢梁框架连接方式如图 1、图 2 所示,结合新型矩形柱

-H 型钢梁柱外传力梁柱节点进而有效的将轴力、剪力、弯矩等组合形式的力进行传递。

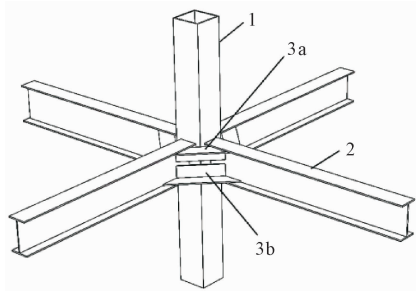


图 1 中柱矩形钢梁框架加固节点

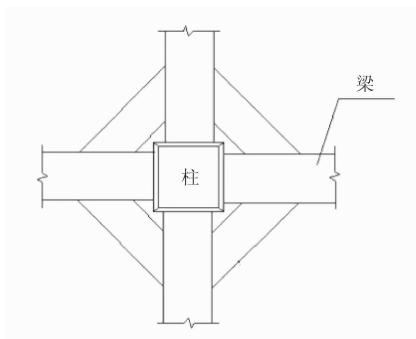
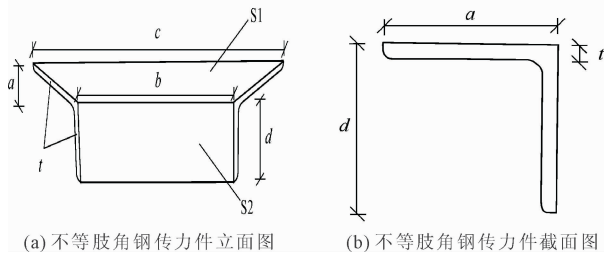


图 2 以角钢加固节点示意图



(a) 不等肢角钢传力件立面图

(b) 不等肢角钢传力件截面图

图 3 不等肢角钢传力件

以不等肢角钢为传力件的梁柱节点,以中柱为参考点(一柱四梁,四梁等长)。其截面尺寸为:①矩形钢管柱为 200 mm × 200 mm × 8 mm,采取 Q235B 型钢梁,长度为 1.8 m,上下均分分别为 900 mm;②H 型钢梁为 250 mm × 125 mm × 9 mm (长度为 1.2 m,四梁等长),如图 3 所示;③不等肢角钢为 a 取 100 mm, d 取 66.7 mm ($a:d=3:2$), t 取 9 mm,采用以角钢形式的上下传力件。

1.2 节点连接

节点构造中将 H 型钢梁与矩形钢管柱拼接处采用全焊接形式连接。

本文共设计 3 个系列模型,对比分析以不等肢角钢传力件参数下进行框架梁柱节点的力学性能。利用 ABAQUS 有限元软件对不等肢角钢传力件参

数进行性能分析,分别研究不等肢角钢传力件肢厚 T 、棱角间距 S 和与肢宽大小 H 对节点性能的影响。

1.3 节点本构模型

ABAQUS 分析时需考虑材料非线性和几何非线性,采用非协调有限元模型算法^[21],使用 von Mises 屈服条件^[22]和各向同性强化模型^[23],19 个试件中,梁柱以及角钢传力件均选用 Q235B 钢材,弹性模量 $E=2.0 \times 10^5$ MPa,泊松比 $\nu=0.3$ 。为简化相关计算,在有限元模型分析中,一般假定为各向同性,文中将采用折线进行描述,钢材单向拉伸试验简化所得的应力-应变关系曲线为考虑了弹性段、强化段和下降段的三折线模型,该试验在广州大学型号为 SHT41006 的微机控制电液伺服万能试验机上完成,故钢材应力-应变本构关系定义为三折线型,如图 4 所示。

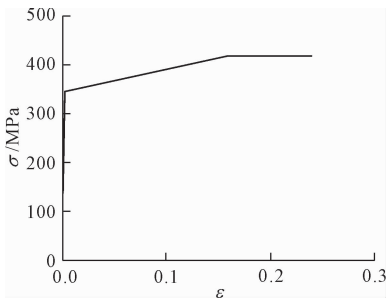


图 4 应力-应变关系曲线(三折线本构模型)

1.4 节点分析及加载方式

采用 ABAQUS 软件进行非线性分析共设置 3 个分析步,分别为初始分析步、step1、step2。第一个分析步为初始分析步,边界条件上加入荷载并保持不变直到分析全部结束;第二个分析步 step1,在该分析步中对新型矩形钢管柱施工安装柱端荷载加载形式;第三个分析步为 step2,此类分析步中对 H 型钢梁翼缘及腹板上施工梁端安装荷载加载。

一般的,对梁柱节点过程中力学性能及抗震性能的加载方式主要为以下两种形式^[24-25]:梁端部加载法和柱端部加载法。本文拟对梁柱节点进行静力性能及抗震性能研究。对于节点的静力性能研究过程中,拟使用单调静力加载方式如图 5 所示(在仿真模拟下,考虑到构件的自重荷载、设备的自重以及安全等操作下常常采用自上而下进行加载方式。针对进行静力分析,将集中对 4 根梁施加自上而下的单调集中荷载加载,简称为“P”,另在柱的上端施加一定的轴压比,本文取轴压比为 0.4,简称为“N”);在研究节点的抗震性能过程中,采用低周往复循环

的加载方式如图 6 所示(柱端上部施加轴压力为 0.4,简称为“N”,滞回分析中采用两端梁端加载,其中对另外两梁端进行竖向位移约束)。

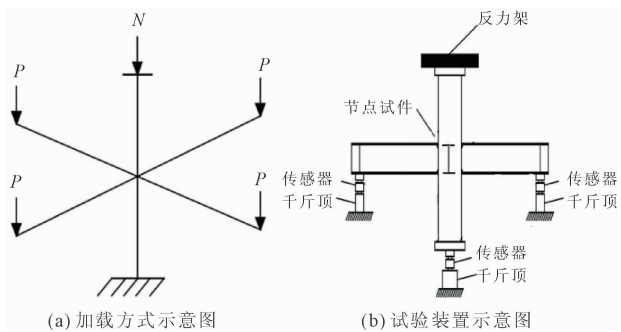


图 5 加载方式示意图(静力加载)

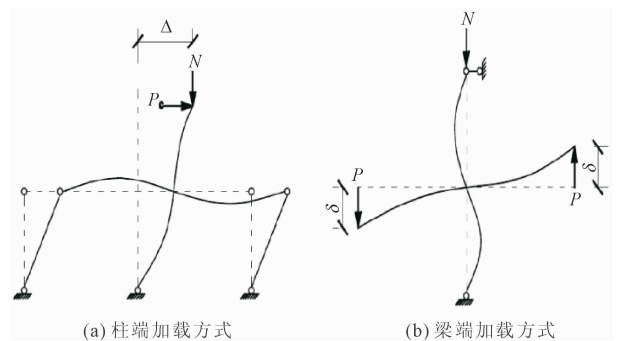


图 6 加载方式示意图(低周往复循环加载)

1.5 节点网格划分

不等肢角钢梁柱节点中的钢管柱构件将划分为 10 mm,中柱四个 H 型钢梁网格划分为 10 mm。其中以不等肢角钢的传力件节点划分为 5 mm。以 ABAQUS 软件创建部件形成的三维模型,可以采取一定的划分方法得到较为规则的六面体及楔形网络单元,为了提高计算精度,将对有限元软件采用线性减缩积分单元进行模拟(C3D8 单元)。

有限元节点模型总网格数为 11 714 个,节点总数为 203 428 个。本文的几何模型的网络划分效果图及示意图见图 7。

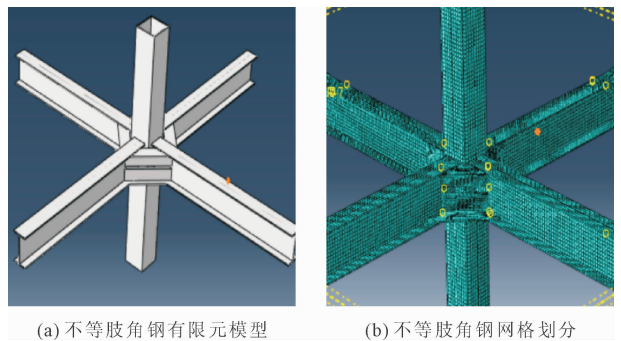


图 7 不等肢角钢有限元网格划分示意图

1.6 节点接触约束

采用的不等肢角钢为传力件的柱外梁柱节点分析中包括:“钢管和 H 型钢梁上、下翼缘接触”、“H 型钢梁上、下翼缘与以角钢为传力件接触”等;因节点构造中将 H 型钢梁与矩形钢管柱拼接处采用全焊接形式连接,故主要通过绑定约束来模拟实际工程中的全焊接连接。

1.7 节点路径实施

为更精确地、直观反映各梁柱节点性能,将分析不同类型节点区域关键路径上的应力及变形,通过梁柱节点关键路径实施如图 8 所示,分别为路径 1:实施于梁上翼缘与柱外壁交接处,路径 2:实施于梁腹板与柱外壁交接处,路径 3:实施于梁翼缘与腹板沿梁长方向的交接处,路径 4:实施于节点节点域范围内柱外壁的路径^[26-27]。

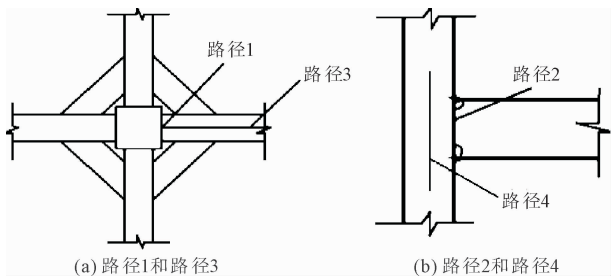


图 8 梁柱节点路径实施示意图

2 有限元计算模拟结果分析

共设计 3 个系列(BJG-T(T 系列)、BJG-S(S 系列)和 BJG-H 系列(H 系列))19 个节点模型构件。通过利用 ABAQUS 有限元软件对不等肢角钢传力件参数进行性能分析,其主要通过研究不等肢角钢传力件肢厚 T 、棱角间距 S 和与肢宽大小 H 对节点性能的影响(见表 1)。

2.1 不等肢角钢传力件肢厚度(T 系列)对钢框架节点的性能分析

通过单一变量原则,对建立的以不等肢角钢节点传力件肢厚(T 系列)进行单调荷载加载,得到 T 系列的荷载-位移曲线图、应力云图及路径应力分析;进行低调往复循环加载,得到骨架曲线及刚度退化等抗震性能。

(1) 荷载-位移曲线分析

BJG-T 系列荷载-位移曲线如图 9 所示,随着 T 系列节点中肢厚的增加,节点屈服承载力及极限承载力均出现不同程度的增长态势,其中以 9 mm 为肢厚的不等肢角钢表现出具有最好的屈服位移;

肢厚在 6 mm~9 mm,屈服荷载提高程度显著增大肢厚;在 10 mm~12 mm,屈服荷载提高程度相对较小。肢厚取值为 6 mm~12 mm,节点屈服承载力依次增长了 9.37%、5.29%、2.09%、1.23%、0.65%和 0.52%,极限承载力依次增长了 15.2%、12.7%、2.72%、1.61%、1.07%、0.05%,增长幅度越来越小。

表 1 不等肢角钢传力件参数设置

系列	节点编号	传力件肢厚/mm	棱角间距/mm	传力件边长/mm
T 系列	BJG-T-1	6	9	100-66.7(3:2)
	BJG-T-2	7	9	100-66.7(3:2)
	BJG-T-3	8	9	100-66.7(3:2)
	BJG-T-4	9	9	100-66.7(3:2)
	BJG-T-5	10	9	100-66.7(3:2)
	BJG-T-6	11	9	100-66.7(3:2)
	BJG-T-7	12	9	100-66.7(3:2)
S 系列	BJG-S-1	9	9	100-66.7(3:2)
	BJG-S-2	9	18	100-66.7(3:2)
	BJG-S-3	9	27	100-66.7(3:2)
	BJG-S-4	9	35	100-66.7(3:2)
	BJG-S-5	9	45	100-66.7(3:2)
H 系列	BJG-H-1	9	9	33.3-100(1:3)
	BJG-H-2	9	9	50.0-100(1:2)
	BJG-H-3	9	9	66.7-100(2:3)
	BJG-H-4	9	9	100-100(1:1)
	BJG-H-5	9	9	100-66.7(3:2)
	BJG-H-6	9	9	100-50.0(2:1)
	BJG-H-7	9	9	100-33.3(3:1)

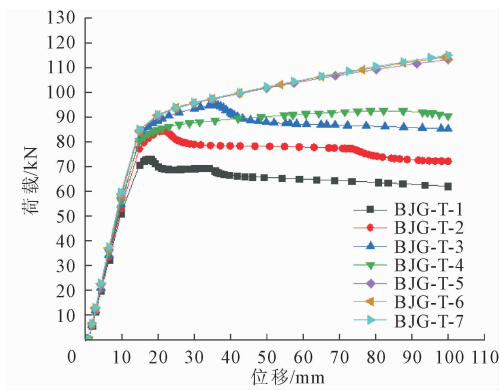


图 9 BJG-T 系列荷载-位移曲线图

(2) 应力云图分析

现以 T 系列中的梁端位移值时比较,取 20 mm(弹塑性阶段)相对应的应力云图加以分析。

BJG-T 系列应力云图如图 10 所示,梁端位移接近为 20 mm 时,此时 T 系列梁柱节点处于弹塑性阶段,结合 T 系列的荷载-位移曲线图所示,对应力

而言,此时梁柱节点整体的应力大小相对的得到增加,部分节点产生了一定的变形,梁与柱的交界处(焊缝处)表现出的应力较明显,另以 BJG-T-1 和 BJG-T-2 中下角钢表现出凹凸变形的趋势。

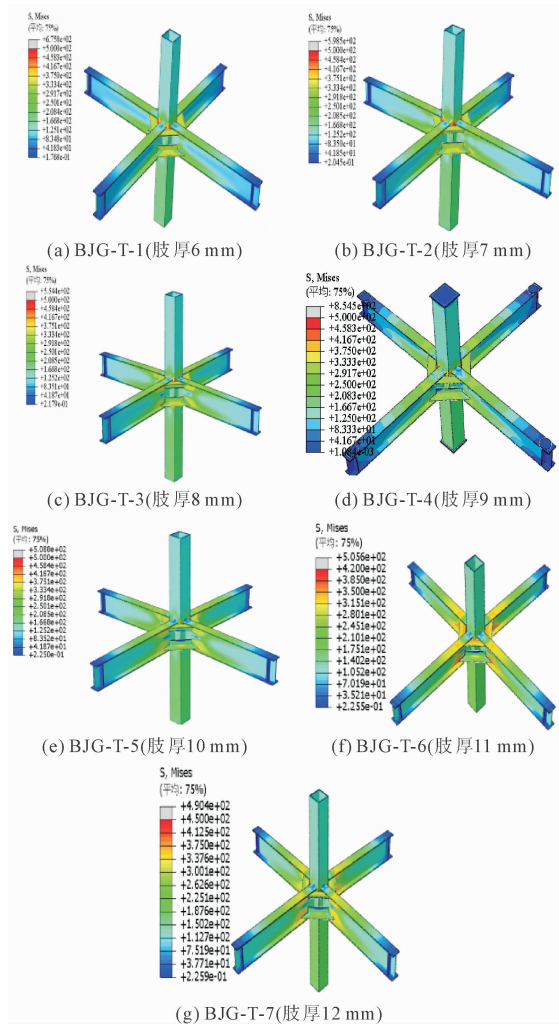


图 10 BJG-T 系列应力云图

(3) Mises 路径应力分析

BJG-T 系列 Mises 路径应力分布图如图 11 所示,以 T 系列节点下实施 4 条路径的应力分布示意图可知悉:图 11(a)为沿梁上翼缘施加路径的分布,由图 11(a)可知,整体 T 系列节点应力分布呈现“两边大、中间小”的趋势,就其原因主要为矩形柱在拐角区域存在应力其中的现象。当不等肢角钢的肢厚逐渐增加时,在路径 1 实施的应力下,不等肢角钢肢厚表现不一:以肢厚为 6 mm~8 mm,应力分布相似,曲线分布大致相体,以肢厚 10 mm~12 mm,应力分布相似,曲线分布大致相体。从 6 mm~12 mm 过程中,肢厚的不断增加,中间应力不断在减小的趋势,且降低的幅度逐渐在增加。结果表明:不等肢角

钢传力件中的角钢肢厚会影响梁柱节点向外传力的能力,一般肢厚达到 9 mm 及以上将具有较明星的传递外力现象,低于 9 mm 以下肢厚不能有效传递。图 11(b)为沿腹板高度方向施加路径的应力分布,由图 11(b)可知,整体 T 系列节点中,以肢厚为 6 mm 的不等肢角钢起始时应力最大,随着不等肢角钢肢厚的增加,应力逐渐呈现降低的趋势,且随着高度的位置增加,T 系列节点路径大相径庭,曲线基本吻合,其中肢厚取 9 mm,甚至 10 mm,将明显改善梁与柱交界处焊缝区域的应力分布情况。图 11(c)为沿梁上翼缘梁长度施加路径的应力分布,由图 11(c)可知,整体 T 系列节点梁与柱之间的交界处的应力最大,随着不等肢角钢肢厚的增加,梁翼缘与柱翼缘应力逐渐降低,达到 100 mm~140 mm 区域中应力逐渐呈向上的趋势,此时表明逐渐开始柱外传力的现象。随着不等肢角钢肢厚的不断增加,也将进一步对梁柱区域处(焊缝处)起到保护的作用。图 11(d)为沿节点域柱外壁施加路径的垂直柱壁方向位移,由图 11(d)可知,整体 T 系列节点中,变形集中发生在上下翼缘处,另下翼缘的变形明显高于上翼缘的变形。随着不等肢角钢的肢厚增加,上下翼缘的变形逐渐朝好的方向发展,在肢厚为 6 mm~8 mm 之间,减小的幅度值较明显,肢厚为 9 mm~12 mm 之间,减小幅度不大,但其柱壁变形量最少,曲线基本达到吻合状态。

(4) 骨架曲线分析

BJG-T 系列骨架曲线如图 12 所示,以不等肢角钢传力件肢厚来考量,节点随着肢厚大小不断增加,其节点割线刚度、屈服承载力以及极限承载力均得到有效的改善。在初始加载过程中,节点与位移初始过程中斜率为直线,呈出现线性的关系,但其初始刚度略有差异,其中以 BJG-T-4(肢厚 9 mm)的初始刚度最大,达到 5272.43;随着荷载等级的加载继续,其节点加载与位移呈现非线性关系,其表现出刚度退化的现象。以 T 系列中,节点的骨架曲线随着肢厚的改变,其表现出不同的特点,但具有同类型的作用。

(5) 刚度退化分析

BJG-T 系列刚度退化如图 13 所示,由图 13 可知,系列节点加载过程中经历了弹性阶段、弹塑性阶段、塑性阶段整个过程,但是该加载阶段各系列节点主要经历了两阶段,首先为初始加载过程中的平缓阶段(节点正处于弹性阶段),刚度退化不明显;随

着加载的递进过程,各系列节点进入了下降段(节点正处于弹塑性阶段、塑性阶段)。随着节点肢厚

大小的增大,节点的刚度退化系数减小,刚度退化加快。

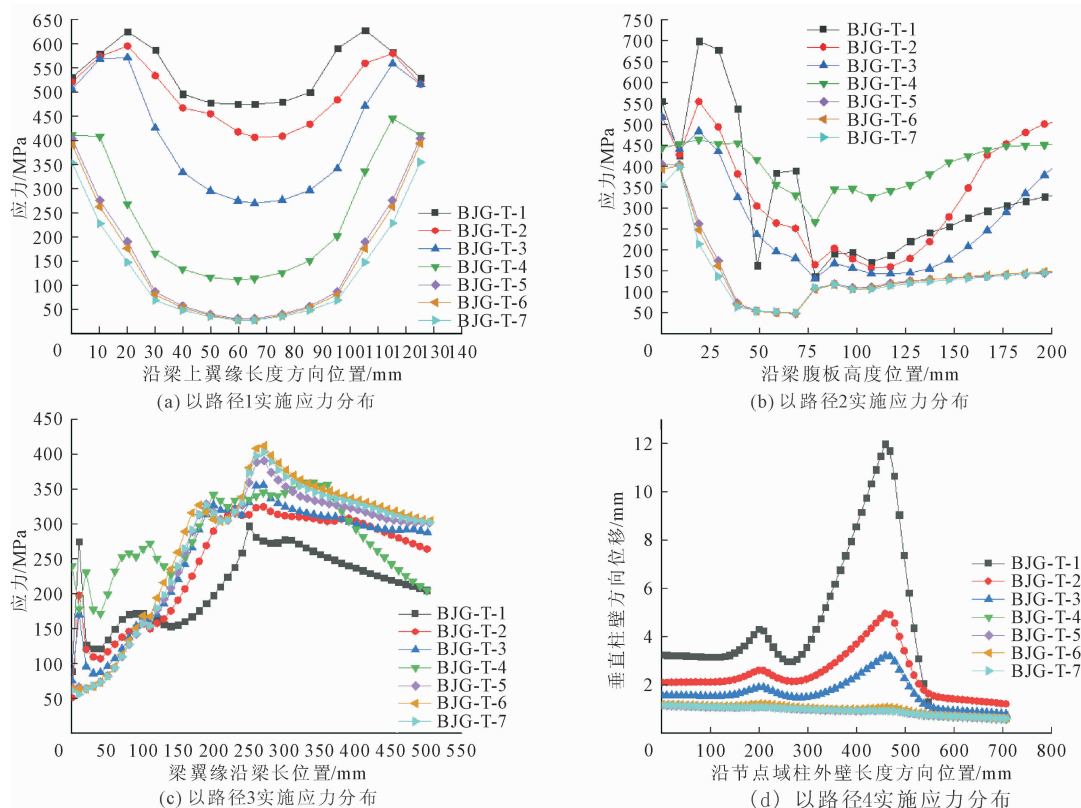


图 11 BJJ-T 系列 Mises 路径应力分布图

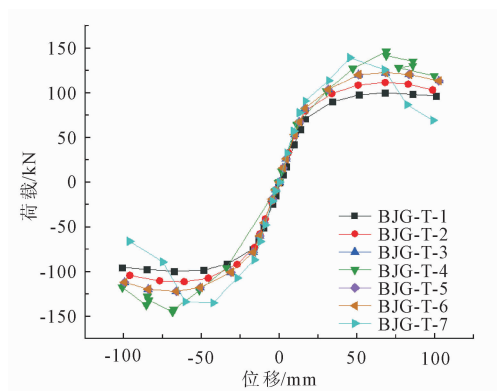


图 12 BJJ-T 系列骨架曲线

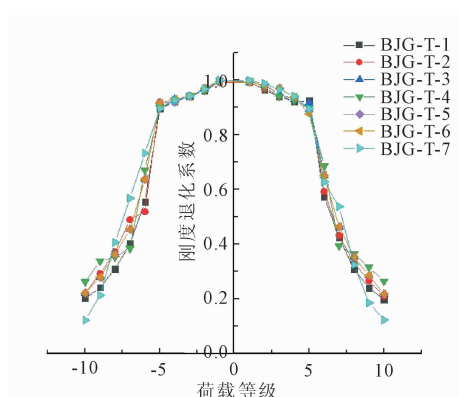


图 13 BJJ-T 系列刚度退化

2.2 不等肢角钢棱角间距(S 系列)对钢框架节点的性能分析

通过单一变量原则,对建立的不等肢角钢节点棱角间距(S 系列)进行单调荷载以及低周往复循环加载,分析方法同 2.1 节,分析其力学性能。

(1) 荷载-位移曲线

图 14 中 S 系列中荷载-位移曲线表明随着 S 系列节点中棱角间距不同,节点承载力大小随出现

不同程度的增长态势,但提高非常局限,其中屈服前荷载强度呈区域性重合。随着棱角间距增加节点承载力大小略有提升,但效果不明显。

(2) 应力云图分析

梁端位移接近为 20 mm 时,梁柱节点处于弹塑性阶段,梁柱节点整体的应力大小相对增加,部分节点产生了一定变形,梁与柱的交界处(焊缝处)表现出应力较明显。随着不等肢角钢棱角间距不断增

加,其梁柱节点区域的应力也逐渐呈现增大的趋势。

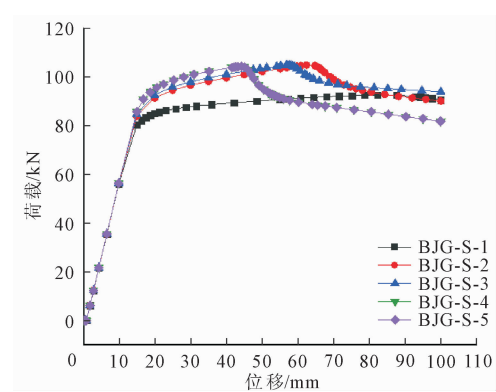


图 14 BJJ-S 系列荷载-位移曲线图

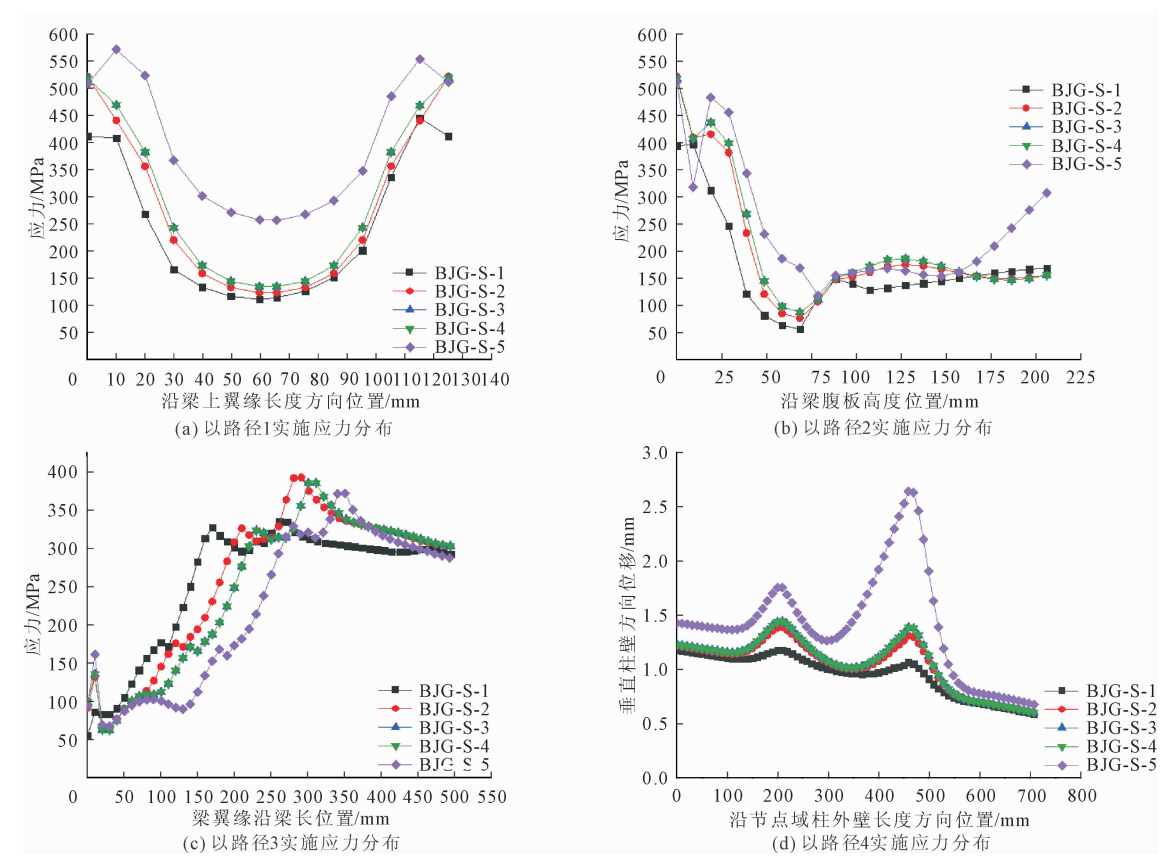


图 15 BJJ-S 系列路径应力分布图

(4) 骨架曲线分析

图 16 中骨架曲线图表明:随着棱角间距增加,其节点割线刚度、屈服承载力以及极限承载力均得到有效的改善。在初始加载中,节点与位移斜率为直线,呈线性关系,但其初始刚度略有差异,其中以 BJJ-S-1 (间距为 9 mm) 的初始刚度最大,达到 52.72 kN;随着荷载等级继续加载,节点加载与位移呈现非线性关系,表现出刚度退化的形态。S 系列

(3) Mises 路径应力分析

图 15(a)中路径 1 实施,节点应力分布呈现“两边大、中间小”的趋势,主要为矩形柱在拐角区域有应力集中现象。图 15(b)中路径 2 实施,节点应力为棱角间距为 9 mm 时,明显改善梁与柱交界处焊缝区域处的应力分布。图 15(c)中路径 3 实施,节点梁与柱之间的交界处的应力最大,随着棱角间距增加,梁翼缘与柱翼缘应力逐渐降低,达到 100 mm ~ 140 mm 区域中应力逐渐呈向上的趋势,说明:应力逐渐开始柱外传力现象。图 15(d)中路径 4 实施,节点变形集中在上下翼缘处,另下翼缘的变形明显高于上翼缘的变形,减小幅度不大,但其柱壁变形量最少,曲线基本达到吻合状态。

中节点骨架曲线随着棱角间距距离的改变,虽表现出不同的特点,但具有同类型作用。

(5) 刚度退化分析

图 17 中刚度退化图说明:在加载过程中节点经历了弹性、弹塑性、塑性过程,然而在加载阶段中,主要体现两阶段,因在初始加载中的平缓区域(节点处于弹性阶段),刚度退化不明显;随着加载的递进,各系列节点进入了下降段(节点处于弹塑性阶

段、塑性阶段)。随着节点肢厚大小的增大,节点的刚度退化系数减小,刚度退化加快。

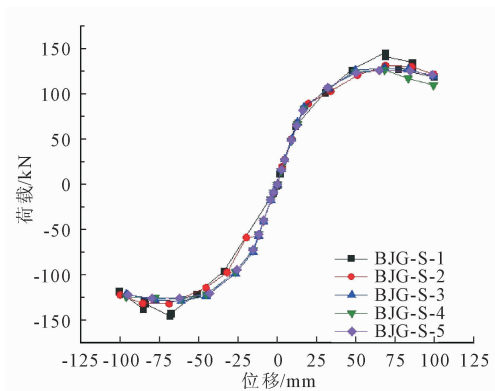


图 16 BJK-S 系列骨架曲线图

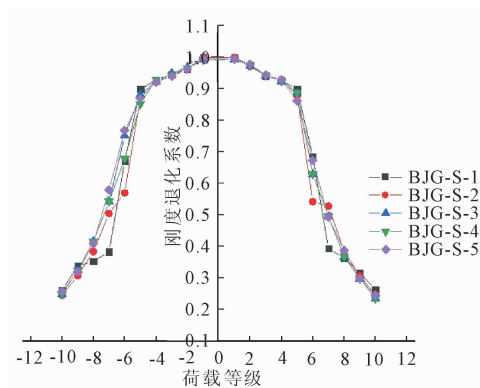


图 17 BJK-S 系列刚度退化

2.3 不等肢角钢传力件边长(H 系列)对钢框架节点的性能分析

通过单一变量原则,对建立的不等肢角钢节点传力件边长比(H 系列)进行单调荷载加载,分析方法同 2.1 节。

(1) 荷载-位移曲线

图 18 中 H 系列中荷载-位移曲线表明:随着 H 系列节点中传力边长的不同,节点承载力大小随传力件边长的肢宽比例表现也不同,肢宽比例为 1:1 下,具有更强的屈服承载力和极限承载力,不等肢下肢宽以 100:66.7(3:2)表现更佳。

(2) 应力云图分析

梁端位移接近为 20 mm 时,梁柱节点处于弹塑性阶段,整体的应力大小相对增加,部分节点产生了变形。

(3) Mises 路径应力分析

图 19(a)中路径 1 实施,节点应力分布呈现“两边大、中间小”的趋势,主要为矩形柱在拐角区域有应力集中现象。随着肢宽的增加,肢宽为 100:66.7

(3:2)应力传递最明显,进一步说明肢宽设置影响梁柱节点向外传力能力,肢宽 1:1 下达到最大化应力传递。图 19(b)中路径 2 实施,肢宽 1:3 不等肢角钢起始应力最大。图 19(c)中路径 3 实施,节点梁与柱之间的交界处的应力最大,随着肢宽增加,梁翼缘与柱翼缘应力逐渐降低,达到 100 mm~140 mm 区域中应力逐渐呈向上的趋势,说明:应力逐渐开始柱外传力现象。图 19(d)中路径 4 实施,节点变形集中在上下翼缘处,另下翼缘的变形明显高于上翼缘的变形。随着肢宽设置增加,上下翼缘的变形逐渐朝好的方向发展,在肢宽设置为 3:2 之间,减小幅度值较明显。

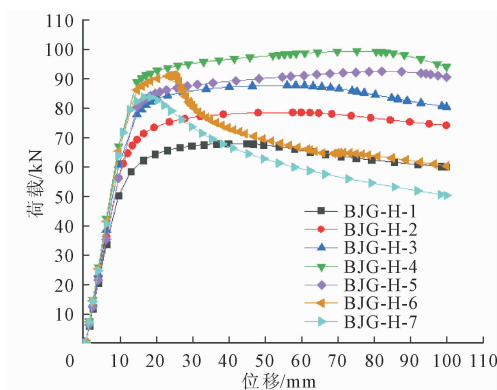


图 18 BJK-H 系列荷载-位移曲线图

(4) 骨架曲线分析

图 20 骨架曲线图说明,H 系列中,荷载等级的继续加载,节点加载与位移呈非线性,刚度退化明显。

(5) 刚度退化分析

图 21 中刚度退化图说明:在加载中节点经历了弹性、弹塑性、塑性过程,然而在加载阶段中,主要体现两阶段,因在初始加载中的平缓区域(节点处于弹性阶段),刚度退化不明显;随着加载的递进,各系列节点进入了下降段(节点处于弹塑性阶段、塑性阶段)。随着节点肢宽接近于 1:1 下,节点刚度退化系数减小,刚度退化加快。

3 结 论

(1) T 系列中,随着不等肢角钢肢厚的增加,其表现出:一是节点承载力大小明显提高,以肢厚 9 mm 表现出最好的屈服位移;二是不等肢角钢肢厚影响梁柱节点向外传力的能力,肢厚为 9 mm 及以上具有明显的传递外力见效;三是其割线刚度、屈服承载力以及极限承载力得到有效改善;四是节点刚度退化系数减小,刚度退化加快。

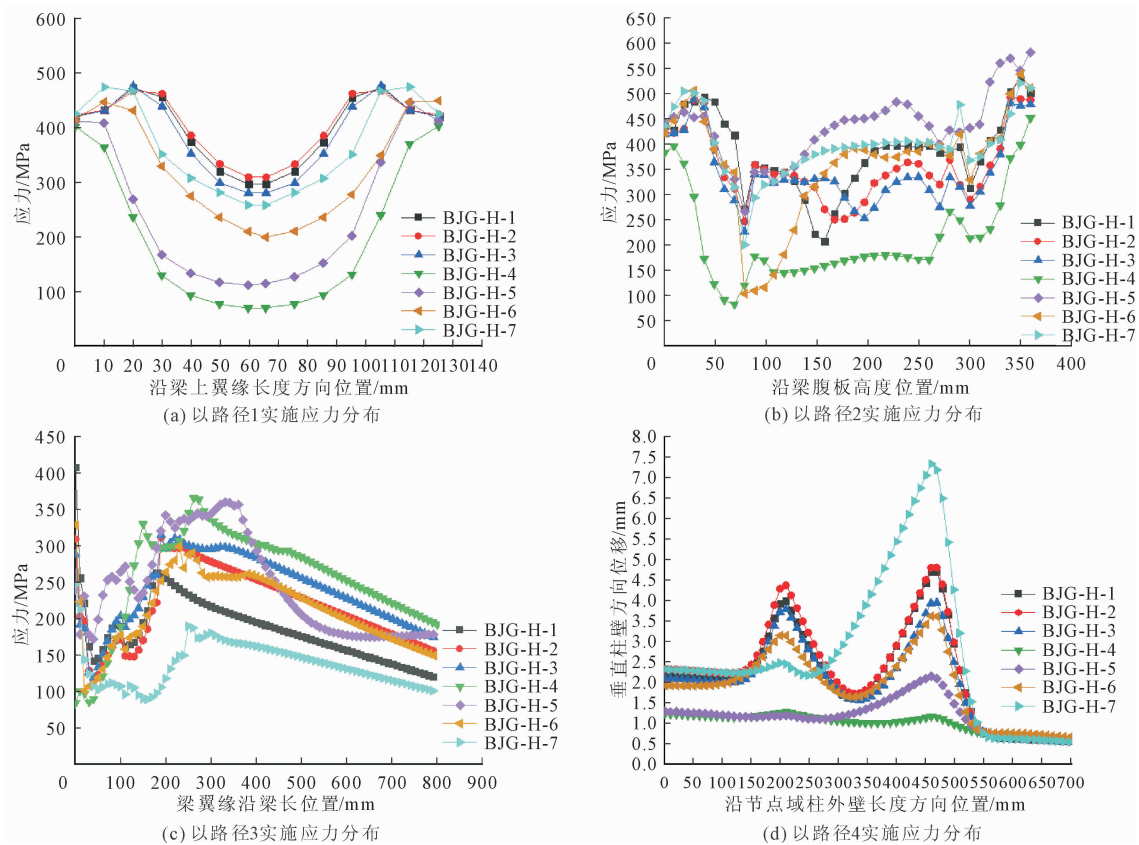


图 19 BJB-H 系列路径应力分布图

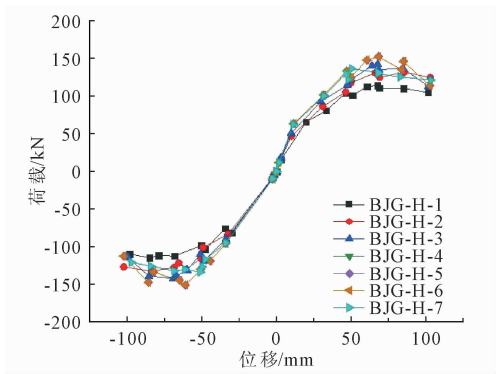


图 20 BJB-H 系列骨架曲线图

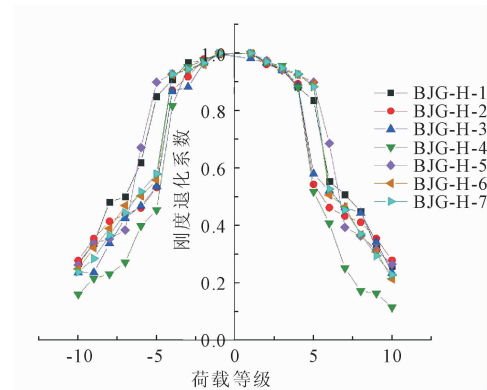


图 21 BJB-H 系列刚度退化

综上建议 T 系列中,不等肢角钢肢厚不宜过薄或过厚,以 1.0~1.2 倍梁翼缘厚度最佳(即 9 mm~10 mm)。

(2) S 系列中,随着不等肢角钢棱角间距的增加,其表现出:一是节点承载力大小略有提升,效果不明显;二是应力分布为“两边大、中间小”趋势,表现出拐角区域有明显的应力其中,棱角间距为 9 mm 时,明显改善焊缝区域的应力分布;三是割线刚度、屈服承载力以及极限承载力得到有效改善。

综上建议 S 系列中,不等肢角钢棱角钢传力件与柱的距离 S (棱角间距)尽量小。

(3) H 系列中,随着不等肢角钢肢宽设置不一致,其表现出:一是肢宽比为 1:1(100 mm:100 mm)和 3:2(肢宽为 100 mm:66.7 mm)下表现出较大的承载力;二是肢宽设置影响梁柱节点向外传力能力,肢宽比 1:1 达到传递应力最大化;三是肢宽设置接近于 1:1 下,节点刚度退化系数减少,刚度退化加快。

综上建议 H 系列中,不等肢角钢的肢宽比设置不宜过窄或过宽,建议介于 1:1 到 3:2 之间。

参考文献:

[1] 张 梁,陈以一. 方钢管柱与 H 型钢梁连接形式评述

- [J]. 结构工程师, 2009, 25(4): 129-137.
- [2] Nakashima M, Inoue K, Tada M. Classification of damage to steel buildings observed in the 1995 Hyogoken-Nanbu[J]. Earthquake Engineering Structures, 1998, 20(4): 271-281.
- [3] Mahin S A. Lessons from damage to steel buildings during the Northridge earthquake[J]. Engineering Structures, 1998, 20(4): 261-270.
- [4] 王玉田, 王 燕, 姜福香. 钢框架加强型梁柱连接的抗震机理研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2011, 43(1): 31-35.
- [5] Michael D Engelhardt, Thomas A Sabol. Reinforcing of steel moment connections with cover plates: benefits and limitations[J]. Engineering Structures, 1998, 20(4-6): 510-520.
- [6] 梁 军, 黎 永, 曾常阳. 钢框架加腋梁-柱刚性节点的非线性分析[J]. 广东土木与建筑, 2003(12): 14-16.
- [7] 张 宽. 加层改造工程加固方法研究——以山钢日照精品基地 TRT 发电厂房为例[D]. 济南: 山东大学, 2020.
- [8] 陈 涛, 沈正伟, 崔海涛, 等. 钢框架梁柱节点加腋加固方法研究[J]. 结构工程师, 2021, 37(6): 202-207.
- [9] Chen C C, Lu C A, Lin C C. Parametric study and design of rib-reinforced steel moment connections [J]. Engineering Structures, 2005, 27(5): 699-708.
- [10] 王丰平, 张永和, 潘秀珍, 等. 加肋板法梁柱连接节点用于 D 型偏心支撑结构的抗震性能分析[J]. 科研开发, 2007, 22(10): 5-8, 12.
- [11] 李 涛, 邵勇波, 张季超. 肋板加强型管节点静力强度研究[J]. 建筑钢结构进展, 2010, 12(1): 50-54, 62.
- [12] 张百悦. 梁上翼缘加肋非对称加强型节点滞回性能试验研究[D]. 青岛: 青岛理工大学, 2012.
- [13] 刘 芸, 吴天祥, 焦圣伦, 等. 盖板加强型节点断裂性能试验机及有限元研究[J]. 工业建筑, 2020, 50(5): 133-138.
- [14] Anderson James C, Jean Duan, Yan Xiao, et al. Application of weld overlays for connection repair [C]// Structures Congress, 2001.
- [15] 曹 靖, 王 国, 完海鹰. 钢框架梁柱狗骨式节点疲劳性能试验研究[J]. 安徽建筑工业学院学报(自然科学版), 2019, 17(5): 1-4.
- [16] 林志成. 钢框架梁腹板开孔削弱型节点有限元分析[D]. 昆明: 昆明理工大学, 2016.
- [17] 张艳霞, 李 瑞, 王路瑶, 等. 钢框架梁柱加强与削弱并用节点抗震性能研究[J]. 建筑钢结构进展, 2014, 16(6): 22-33.
- [18] 徐忠根, 张圳堡, 邓长根. 方钢管柱-H 型梁柱外传力式节点抗震性能参数分析[J]. 四川建筑科学研究, 2017, 43(4): 75-79.
- [19] 徐忠根, 杨 瑞, 张圳堡, 等. 带不等高梁的外传力式钢管柱框架节点性能分析[J]. 建筑钢结构进展, 2016, 18(4): 8-15, 68.
- [20] 郭俊宇, 徐忠根, 周苗倩. 外传力式矩形钢管柱节点的空间框架抗震性能分析[J]. 建筑科学与工程学报, 2019, 36(5): 97-105.
- [21] Klaus-Jürgen Bathe 著, 轩 建译. 有限元法: 理论、格式与求解方[M]. 北京: 高等教育出版社, 2016.
- [22] 石亦平, 周玉蓉. ABAQUS 有限元分析实例详解[M]. 北京: 机械工业出版社, 2006.
- [23] 庄 茁, 廖剑晖. 基于 ABAQUS 的有限元分析和应用[M]. 北京: 清华大学出版社, 2009.
- [24] 王喜堂. 矩形钢管柱柱外传力钢框架节点性能研究[D]. 广州: 广州大学, 2007.
- [25] 程定荣, 徐忠根, 邓长根. 钢框架柱外传力式节点试验研究[J]. 四川建筑科学研究, 2014, 40(1): 57-60, 125.
- [26] 徐忠根, 刘 冬. 用角钢外传力的钢管柱框架节点性能分析[J]. 水利与建筑学报, 2022, 21(1): 8-16.
- [27] 刘 冬. 用角钢传力的矩形钢管柱框架节点的力学性能[D]. 广州: 广州大学, 2023.