

文章编号:1673-2049(2019)05-0097-09

外传力式矩形钢管柱节点的空间框架抗震性能分析

郭俊宇^{1,2}, 徐忠根^{1,3}, 周苗倩⁴

(1. 广州大学 土木工程学院, 广东 广州 510006; 2. 中国南方航空股份有限公司, 广东 广州 510405;
3. 广州大学 广东省复杂钢结构工程技术研究中心, 广东 广州 510006;
4. 广东省高速公路有限公司阳茂扩建管理处, 广东 阳江 529900)

摘要:应用 ANSYS 对一种新型外传力式矩形钢管柱节点空间框架的抗震性能进行有限元模拟; 对比分析空间框架两相邻钢梁截面高度相等和不相等时传统空间框架及中柱节点增设外传力件后空间框架模型的骨架曲线、耗能能力、延性性能、承载能力、破坏形态、刚度退化曲线以及应力分布等。结果表明: 外传力式钢框架在低周往复荷载作用下承载力有一定程度的提高, 破坏位置从原来梁柱连接位置转移至与梁翼缘相连的外传力件及以外的地方, 能够有效实现塑性铰外移; 增加外传力件后的空间框架滞回曲线饱满, 框架具有较强的耗能能力; 与传统的空间框架相比, 新型框架的初始刚度更大, 刚度和强度退化更缓慢, 并且延性性能有一定程度的提高; 增加外传力件可以改善梁柱节点的节点域应力分布, 梁柱连接位置的应力分布更加均匀且应力峰值位置外移, 有效避免了梁柱连接处根部焊缝的应力发展过快从而导致过早出现失效, 提高了空间框架的抗震性能。

关键词:外传力件; 空间框架; 承载能力; 滞回性能; 抗震性能

中图分类号: TU375 **文献标志码:** A

Seismic Behavior Analysis of Space Frame with Force-transforming Plates Outside Rectangular Steel Tubular Space Column Frame Joint

GUO Jun-yu^{1,2}, XU Zhong-gen^{1,3}, ZHOU Miao-qian⁴

(1. School of Civil Engineering, Guangzhou University, Guangzhou 510006, Guangdong, China;
2. China Southern Airlines, Guangzhou 510405, Guangdong, China; 3. Guangdong Engineering Research Center for Complicated Steel Construction, Guangzhou University, Guangzhou 510006, Guangdong, China; 4. Yangmao Expansion Management Office, Guangdong Freeway Co., Ltd., Yangjiang 529900, Guangdong, China)

Abstract: The finite element simulation of seismic behavior of a new rectangular steel tubular column space frame joint with force-transforming plates outside was carried out using ANSYS. The skeleton curves, energy dissipation capacity, ductility, bearing capacity, failure modes, stiffness degradation curves and stress distribution of ordinary space frame and middle column node adding force-transforming plates outside with two adjacent beams of equal or unequal height were compared and analyzed. The results show that the bearing capacity of steel frame with force-transforming plates outside is improved to a certain extent under the action of low cyclic loading. The failure location is transferred from the original beam-to-column connection to force-transforming plates and other parts connected with beam flange, which effectively let plastic

收稿日期: 2018-12-11

基金项目: 国家自然科学基金项目(51678172, 51478330, 51408142)

作者简介: 郭俊宇(1991-), 男, 广东广州人, 工学硕士, E-mail: 101407573@qq.com。

通信作者: 徐忠根(1965-), 男, 浙江金华人, 研究员, 博士研究生导师, 工学博士, E-mail: xuzhonggen@263.net。

hinge move outside. The hysteretic curve of space frame with force-transforming plates outside is full, and the frame has strong energy dissipation capability. Compared with the traditional space frame, the new frame has larger initial stiffness, slower degradation of stiffness and strength, and improved ductility to a certain extent. The stress distribution of panel zones of beam-column joints can be improved by adding force-transforming plates outside. The stress distribution of the beam-column joint is more uniform and the stress peak position moves outward. The premature failure can be effectively avoided when the stress at the root weld of beam-column connections develops too fast, and the seismic behavior of space frame can be improved.

Key words: force-transforming plate; space frame; bearing capacity; hysteretic behavior; seismic behavior

0 引言

钢结构在现代建筑结构特别是公共建筑结构中应用非常广泛,在 1994 年的美国北岭地震和 1995 年的日本阪神地震之后^[1-2],学者们对钢框架节点提出多种新型连接方式^[3-6],其目的在于迫使塑性铰外移,延缓节点破坏,提高钢框架结构的抗震性能。钢框架结构中的梁高往往会随着结构所承受的荷载和变形而不同。实际工程中的钢框架结构节点所连接的钢梁之间常会出现梁高相等和不相等的情况^[7-8],其受力性能必然会产生较大的差异,而节点部位的连接又是整个结构的重要部分。目前主要集中在对新型节点的抗震性能研究上^[9-11],但对新型节点在整体结构下的抗震性能研究相对较少。因此,本文有必要对新型节点的空间钢框架进行研究。

本文在外传力节点抗震性能分析的基础上^[12-16],通过建立有限元模型,施加低周往复荷载,对外传力件节点的空间框架进行研究分析,并与传统节点的钢框架进行对比分析,研究 2 种节点框架的极限承载能力、破坏形态、滞回性能、耗能能力、骨架曲线、退化性能等^[17-18]。研究结果可为此种节点框架的工程应用及抗震设计提供参考。

1 试件概况

本文设计了梁高相等及梁高不等的 2 组外传力新型中柱节点框架进行分析,中柱增加传力件后节点的框架连接形式及局部形式如图 1 所示。传力件为一梯形钢板,其尺寸示意如图 2 所示,其中 b 为传力件宽度, a, c 分别为传力件上、下边长度, d 为盖板厚度。异形传力件的截面形状为矩形,异形传力件的上下盖板分别与两相邻钢梁下翼缘平行,两盖板之间使用两平行矩形腹板相连接,其高度为梁高不等时的梁高差,异形传力件尺寸示意如图 3

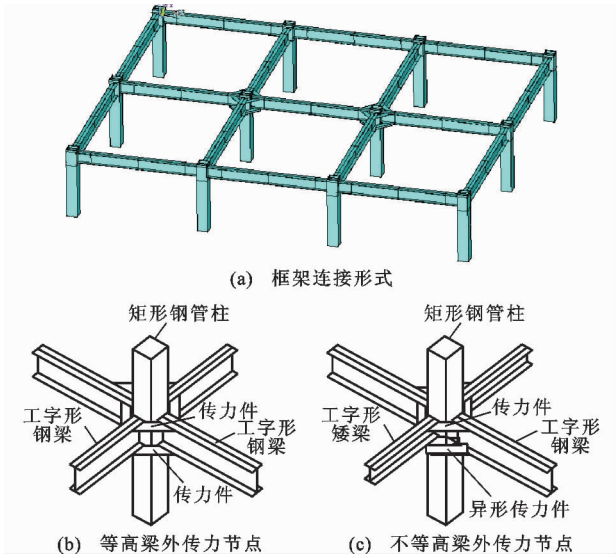


图 1 外传力加强型钢立柱节点及框架
Fig. 1 Reinforced Steel Tubular Column Joints and Frame with Force-transforming Plates Outside

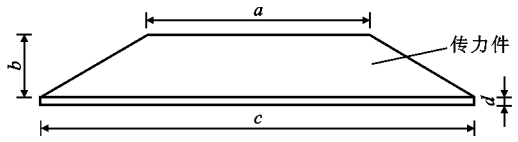


图 2 传统传力件尺寸
Fig. 2 Sizes of Traditional Force-transforming Plates

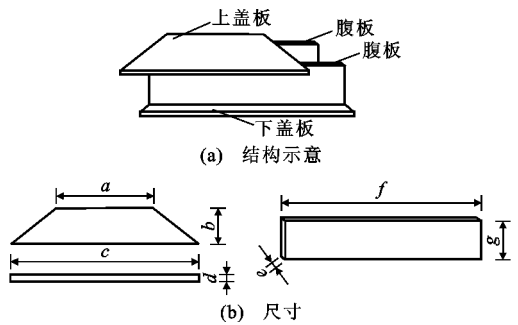


图 3 异形传力件尺寸
Fig. 3 Sizes of Special Force-transforming Plates

所示,其中 f 为腹板长度, g 为腹板高度, e 为腹板厚度。上下传力件均与各钢梁以焊接形式连接,节点传力件的参数如表 1 所示,其中,AP 为传统传力件,UAP 为异形传力件。

表 1 节点传力件参数

Tab. 1 Parameters of Joints with Force-transforming Plates

传力件类别	a/mm	b/mm	c/mm	d/mm	e/mm	f_n/mm	f_w/mm	g/mm
AP	124.07	125	374	9				
UAP	124.07	125	374	9	9	154	344	50

注: f_n 为靠近柱壁一侧腹板长度; f_w 为远离柱壁一侧腹板长度。

表 2 试件设计参数及编号

Tab. 2 Design Parameters and Numbers of Specimens

组别	试件编号	梁高差	柱截面尺寸	梁尺寸	传力件
第 1 组	TF1	0	200 mm×200 mm×14 mm	HN200×125×6×9	无
	NF1			HN200×125×9×9	有
第 2 组	TF2	20% g	200 mm×200 mm×14 mm	HN250×125×6×9	无
	NF2			HN300×125×6×9	有

注: TF 为传统钢框架; NF 为中柱增加外传力件的节点框架。

2 有限元模型建立及试件参数

2.1 有限元模型

增加外传力件节点的框架及传统节点的框架均使用 ANSYS 建立有限元模型。计算模型建立过程中对远离节点的区域使用 8 节点 Solid45 实体单元进行扫掠网格划分,在节点区域则采用精度较高的 20 节点 Solid95 实体单元进行划分,节点区域及外传力件处使用加密自由网格划分。该框架的有限元分析主要研究外传力件构造对框架抗震性能影响,建模时所有的焊缝用 VGLUE 黏结,并忽略焊缝缺陷等因素对结构的影响。

2.2 材料模型

有限元框架模型中所有构件均采用 Q235 钢材,其应力-应变($\sigma\epsilon$)关系采用屈服段、强化段及下降段的三折线模型,如图 4 所示,其中 $\sigma_y, \sigma_u, \sigma_{st}$ 分别为钢材屈服强度、极限强度和破坏强度, $\epsilon_y, \epsilon_u, \epsilon_{st}$ 分别为钢材屈服应变、极限应变和破坏应变。钢材的力学性能取值为: $\sigma_y = 332.5 \text{ MPa}$, $\epsilon_y = 0.166$; $\sigma_u = 478.25 \text{ MPa}$, $\epsilon_u = 17\%$; $\sigma_{st} = 365 \text{ MPa}$, $\epsilon_{st} = 22\%$; 材料的弹性模量 $E = 2.00 \times 10^5 \text{ MPa}$, 泊松比 $\nu = 0.3$ 。空间框架的材料强化准则取多线性随动强化准则,计算时采用 Von Mises 屈服准则及相关的流动准则。

2.3 约束和加载制度

有限元模型采用短边为两跨、长边为三跨的空间单层框架试件,如图 5 所示。在框架柱各柱脚施

所有梁柱及外传力件均为刚性连接的全焊接试件,由于此梁柱节点为框架中的节点,试件会出现梁高度及跨度不等的情况,相关参数见表 2,框架梁反弯点取其跨度的 1/2,并且考虑荷载组合效应。

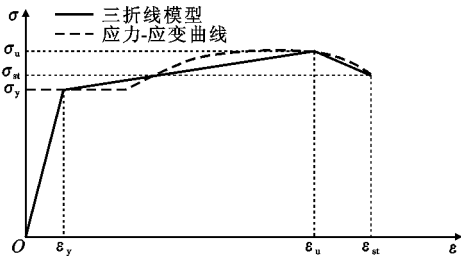


图 4 钢材应力-应变曲线

Fig. 4 Stress-strain Curves of Steel

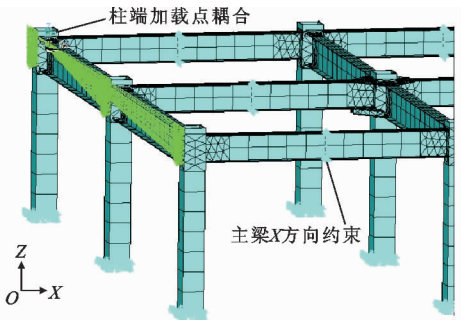


图 5 空间框架有限元模型约束及加载

Fig. 5 Restrict and Load of Finite Element

Model of Space Frame

加 X, Y, Z 方向的位移约束,柱顶面施加的荷载为 30% 柱截面屈服荷载,对加载端梁柱连接的柱壁所有节点 X 方向进行位移耦合,位移荷载施加在柱壁耦合面的主节点处。此外,为防止加载时平面外过早失稳,在 X 方向的主梁 1/2 位置处施加 Y 方向水平约束,相当于次梁对主梁在平面外的约束。

加载制度参考《建筑抗震设计规范》(GB

50011—2010)与《建筑抗震试验规程》(JGJ/T 101—2015)^[19-20]并结合模型的特点,对上述试件进行循环加载,加载的方式按位移控制。加载时的初始位移为 $20\%\Delta_y$ (Δ_y 为屈服位移),之后每级位移荷载按屈服位移荷载的 20% 递增,每级循环 1 次,直至试件屈服。试件屈服之后,依次施加 2 倍~9 倍的屈服位移,每级荷载循环 2 次,使框架满足大震下的反应,加载制度如图 6 所示。

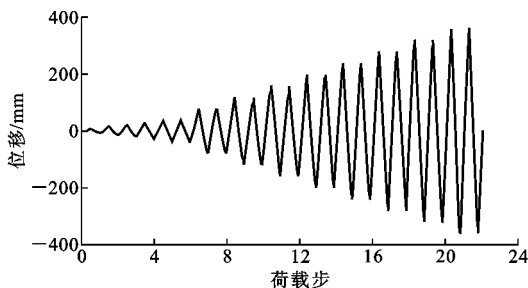


图 6 加载制度

Fig. 6 Loading System

3 有限元计算结果分析

3.1 破坏现象对比分析

图 7 为空间框架梁柱连接处柱壁加载至水平位移为 9 倍屈服位移时, X 方向跨度为 3 000 mm, Y 方向跨度为 3 900 mm 的钢框架及局部梁柱节点中柱有限元模型的 Von Mises 应力云图。

由应力云图可以看出,对于 2 种传统 TF 模型[图 7(a),(b)和图 7(e),(f)],其梁端均出现较为明显的变形,在梁翼缘与柱壁连接处出现明显的应力集中现象,并且应力集中区域已贯穿腹板,节点区域应力较高,导致梁翼缘出现 S 形变形及钢管柱的柱壁凹陷破坏。

在图 7 梁高相等的框架中,传统 TF1 框架屈服承载力和极限承载力分别为 179.34 kN 和 242.09 kN,而新型 NF1 框架中屈服承载力和极限承载力分别为 192.39 kN 和 260.82 kN。可知,对于传统的 TF 框架,框架中柱节点在增加外传力件后,框架的极限承载力、屈服承载力都有一定程度的提高,分别提高了 6.7% 和 7.1%。

由图 7(c),(d)可以看出,框架的中柱自梁柱连接到距梁端 50.2 mm 的外传力件处,因增加了传力件,应力集中明显减少,传力件与梁翼缘连接处出现局部屈曲,节点域的应力有一定下降,其分布状态得到一定改善,分布相比传统节点更加均匀。框架节点的应力分布从集中在梁柱连接处,分散转移到

了传力件及其连接处的梁翼缘上,使在同样位移荷载作用下钢管柱壁与钢梁应力及变形均有所减小。

图 7 中相邻梁高在框架中不相等时,传统 TF2 框架屈服承载力与极限承载力分别为 251.8 kN 与 344.43 kN,而新型 NF2 框架中屈服承载力和极限承载力则分别为 270.3 kN 与 371.37 kN。由于增加了异形外传力件,新型 NF2 框架相比传统的 TF2 框架其承载力有更大程度的提高,分别提高了 7.3% 和 7.8%。由图 7(f),(h)可以看出,节点应力集中仍然在梁柱连接处,节点应力集中区域明显外移,已经移到外传力件以外区域。

由此可得出,在增设外传力件后,能够延缓框架中梁柱连接节点处应力集中的出现,有效改善节点区域应力发展,达到延缓钢框架梁柱节点连接处焊缝过早出现脆性破坏,提高钢框架承载性能的目的,尤其在相邻梁的梁高不等时,异形传力件使得节点塑性铰外移,改善其塑性发展。

3.2 节点滞回性能分析

滞回曲线是对结构进行非线性地震反应分析的重要依据,反映了结构在往复受力时的变形特征、能量消耗、刚度退化等抗震性能。滞回环面积越大、形状越饱满,代表钢框架结构的塑性变形能力越强,耗能能力及抗震性能也越好。

3.2.1 梁高相等时空间钢框架滞回性能

图 8 为框架的荷载-位移($P-\Delta$)滞回曲线。由图 8 可知:与外传力框架相比,传统框架的滞回曲线相对扁长和不饱满,虽然 2 个框架刚度退化较为相似,但 TF1 模型的滞回曲线面积相对较小,耗能能力也相对偏弱;NF1 模型中柱增加外传力件后,框架的滞回曲线则更加饱满,耗能能力较强。

3.2.2 梁高不相等时空间钢框架滞回性能

当框架相邻梁的梁高不相等时,其滞回曲线如图 9 所示,TF2 和 NF2 框架随着加载方向梁高的增加,滞回性能均有所提高,但中柱增加外传力件的框架弹性极限承载力上升较多,滞回曲线更加饱满,呈饱满纺锤形,且屈服后各级位移荷载的 2 条循环曲线基本重合。从图 9 可以看出,TF2 框架在循环加载最后几个周期时,滞回曲线退化明显,滞回环面积缩减明显,和 NF2 框架相比,刚度退化较为明显,这是由梁端翼缘出现局部屈曲,钢梁端部向平面外呈 S 形凸曲所导致的。新型 NF2 框架外传力件与翼缘连接位置出现了局部屈曲,因此刚度也有一定下降,但中柱增设传力件后总体延缓了刚度下降。从图 9 还可以看出,框架的滞回曲线正负方向略有不同。

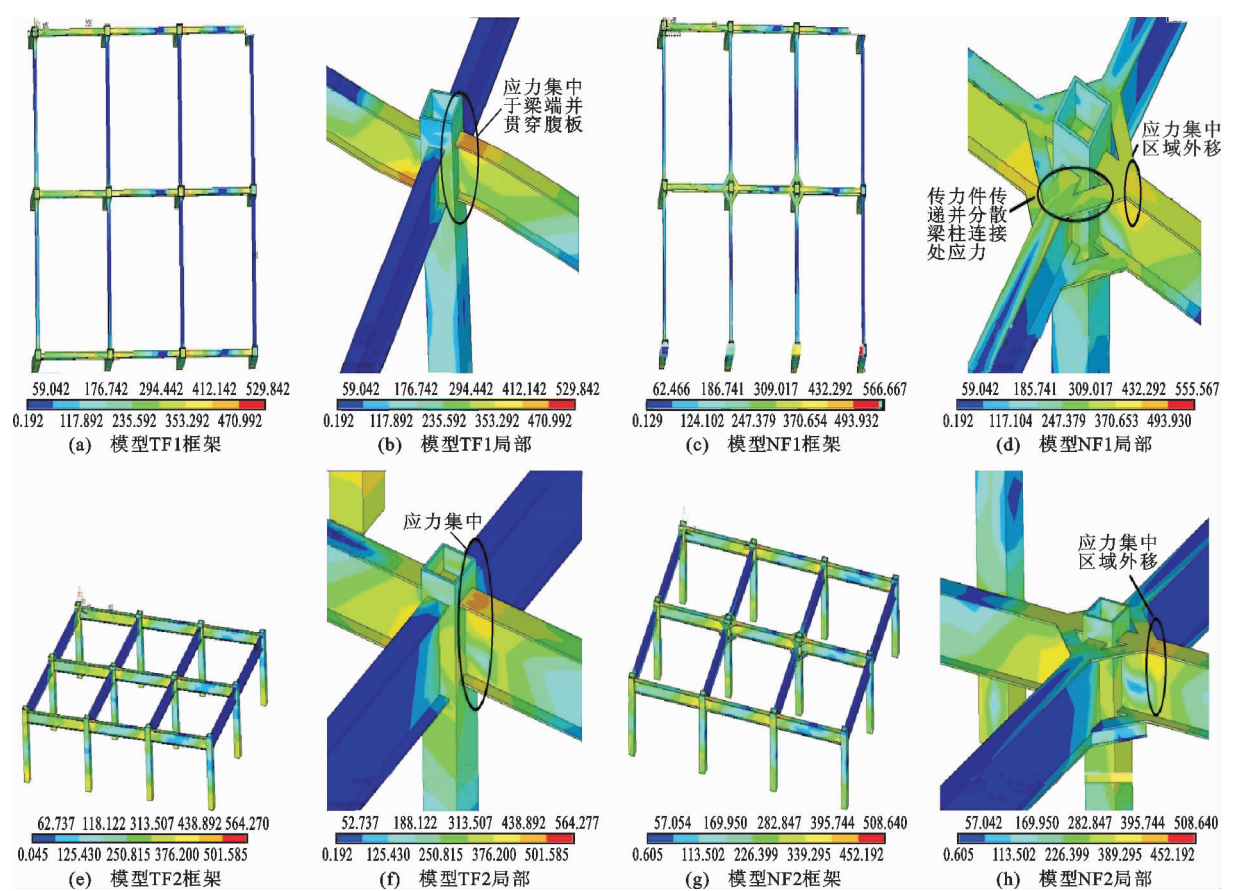


图 7 空间框架有限元模型破坏模式(单位:MPa)

Fig. 7 Damage Modes of Finite Element Models of Space Frames (Unit:MPa)

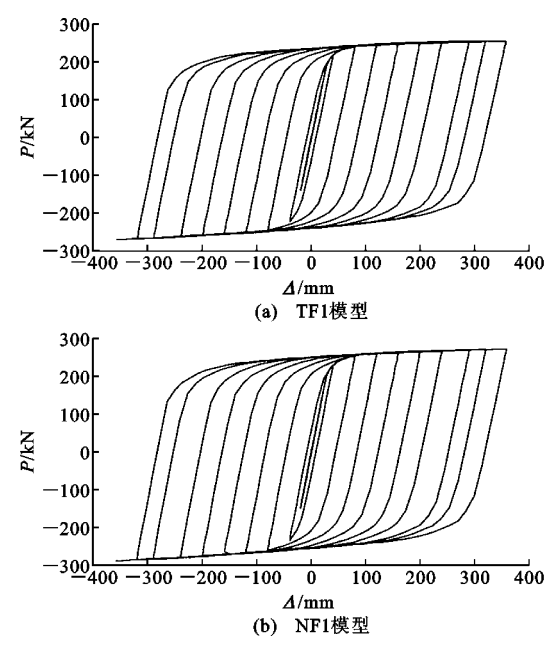


图 8 梁高相等时框架的滞回曲线

Fig. 8 Hysteretic Curves of Frame with Equal Height Beams

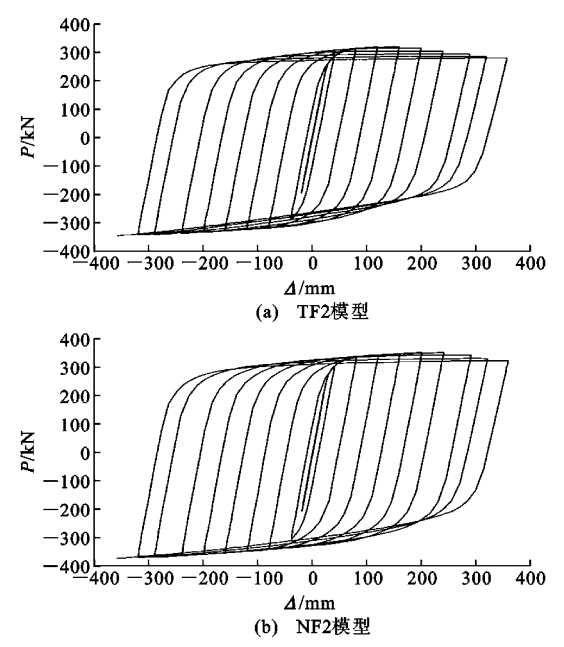


图 9 梁高不相等时框架的滞回曲线

Fig. 9 Hysteretic Curves of Frame with Different Height Beams

对称,由于相邻工字形钢梁的下传力件为异形传力件,所以在位移加载的平面内荷载-位移($P-\Delta$)曲线正负不对称,这是由损伤演化对受拉、受压区域产生影响的

不同所造成的。虽然 NF2 框架由于传力件

屈曲导致滞回曲线有所退化,但是其退化后的承载力仍比 TF2 要高。因此,增设外传力件不但能一定程度提高钢框架的抗震性能,又能适当提高其承载能力。

3.3 骨架曲线对比分析

把框架结构滞回曲线中各循环的峰值点连起来得到的曲线称为骨架曲线,其综合反映框架结构的荷载-位移关系及框架结构的抗震性能。传统试件与新型试件的骨架曲线对比见图 10。

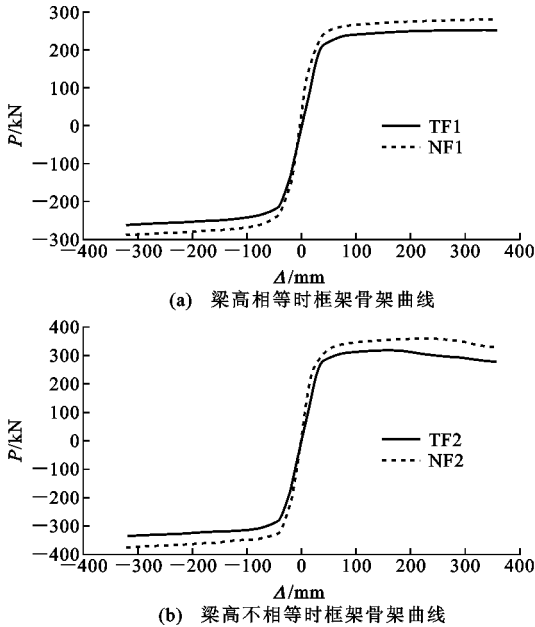


图 10 试件骨架曲线

Fig. 10 Skeleton Curves of Specimens

由图 10 可以看出:4 个框架试件在屈服前均呈直线弹性上升发展,而且骨架曲线基本重合;随着位移荷载的增加,进入了塑性非线性阶段,TF1 的曲线增长较慢,而 NF1 则有一定的提高,说明在加载过程中,增加外传力件的框架性能有所改善;加载方向的梁高增加后,由于 NF2 增加了异形传力件,承载力有明显上升,而 TF2 增长幅度不大。加载后期的破坏下降段 TF 系列框架由于梁端呈 S 形局部凸曲、柱壁凹陷和应力集中等原因,承载力下降较快,而 NF 系列框架因外传力件屈曲变形等,承载力也有一定下降,但延性均优于 TF 系列框架。因此,表明新型 NF 框架承载力、抗震性能、延性均优于传统 TF 框架,具有较好的塑性变形能力。

3.4 耗能能力对比分析

耗能能力是评定框架结构抗震性能的又一重要指标,而等效黏滞阻尼系数 h_e 又能很好地衡量框架结构的耗能能力。 h_e 越大,则耗能能力越强,等效黏

滞阻尼系数计算示意如图 11 所示,公式为

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \frac{S_{ABCOA}}{S_{\Delta BOD}} \tag{1}$$

式中: S_{ABCOA} 为滞回曲线 $ABCOA$ 所围成的面积; $S_{\Delta BOD}$ 为 ΔBOD 的面积。

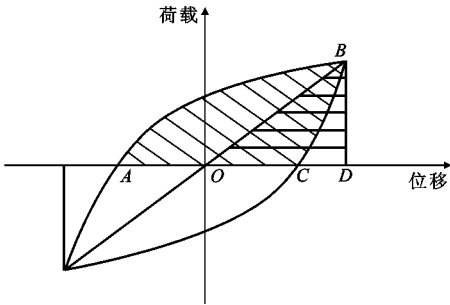


图 11 等效黏滞阻尼系数计算示意

Fig. 11 Calculation Schematic Diagram of Equivalent Viscous Damping Coefficient

表 3 为等效黏滞阻尼系数的计算结果。梁高相等时,TF1 试件的等效黏滞阻尼系数 h_e 为 0.438,而 NF1 试件的等效黏滞阻尼系数 h_e 为 0.481,说明 NF1 钢框架模型耗散地震能量的能力较好,与 TF1 钢框架相比有一定的提高,提高了 9.8%,证明外传力件能改善钢框架的耗能能力。梁高不相等时,框架的耗能能力有一定程度下降,TF2 钢框架的 h_e 为 0.454,相比 TF1 提高了 3.5%;NF2 钢框架的 h_e 为 0.504,相比 NF1 提高了 4.5%,相比 TF2 则提高了 11%,表明异形传力件能较大程度地提高钢框架的耗能能力,增加传力件对钢框架的耗能是有利的。

表 3 等效黏滞阻尼比系数计算结果

Tab. 3 Calculation Results of Equivalent Viscous Damping Coefficient

框架类型	传统钢框架		外传力加强型框架	
试件编号	TF1	TF2	NF1	NF2
h_e	0.438	0.454	0.481	0.504

3.5 延性系数对比分析

一般在循环的位移荷载作用下,结构的延性系数 μ_u 反映了该结构在进入塑性阶段之后的变形性能,也是结构抗震性能的一个重要评估指标,计算公式为 $\mu_u = \delta_u / \delta_y$, δ_u, δ_y 分别为极限变形和屈服变形。延性系数越大,塑性工作阶段的变形能力越强,结构抗震性能也越好。梁高相等时,由于忽略各种缺陷的影响,TF1 和 NF1 的位移延性系数差值相对较小,TF1 的延性系数为 7.35,而 NF1 的延性系数为 7.69,比 TF1 高出 4.6%。梁高不相等时,TF2 的延性系数为 7.83,而 NF2 的延性系数为 9.70,比 TF2 高出 23%,表明外传力件框架加强后延性性能

有一定的提高。

3.6 刚度退化系数对比分析

空间框架在循环荷载作用下的刚度退化特性可用刚度退化系数进行评定。等效刚度与最大刚度的比值称为等效刚度退化系数,该系数体现了各空间框架的刚度退化程度。等效刚度为滞回曲线上坐标原点与每一循环荷载峰值(骨架曲线上的点)的连线,最大刚度为骨架曲线对应切线斜率的大小,刚度退化曲线如图 12 所示。

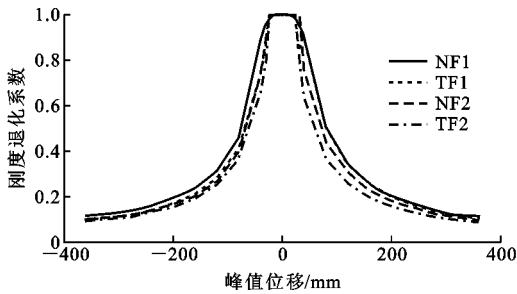


图 12 刚度退化趋势

Fig. 12 Trends of Stiffness Degradation

传统试件与外传力试件在循环加载初期和峰值位移达屈服位移之前,刚度退化系数基本接近 1.00,此时 NF1,NF2 的割线刚度分别为 85.82, 95.72 $\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1}$,而 TF1,TF2 的割线刚度分别为 61.36,79.65 $\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1}$,NF1,NF2 的割线刚度分别比 TF1,TF2 的割线刚度提高了 39.86%,20.17%,主要是由于外传力件的加强作用增加了空间框架的初始刚度。在弹塑性阶段,各框架整体刚度退化加快,梁高相等的 NF1 与 TF1 刚度退化程度区别较小,而梁高不相等框架由于增加异形传力件,NF2 与 TF2 刚度退化程度区别较大,进入塑性阶段后,NF 与 TF 系列框架刚度退化减慢,总体上 TF 系列试件刚度退化速度较 NF 系列快,表明外传力件提高了空间框架的整体抗震性能,特别是异形传力件,提高幅度较大,而且刚度也有一定程度提高。

3.7 应力路径对比分析

通过对空间框架 TF 和 NF 两组试件的中柱节点梁翼缘表面横向和纵向 2 个方向的应力路径进行对比分析,研究空间框架节点域附近的应力分布情况,应力分布如图 13,14 所示。

由图 13 可知:TF1 的应力均值为 244.45 MPa,而 NF1 的应力均值为 200.04 MPa,增设传力件后,梁柱连接位置平均应力减小了 44.41 MPa (18.16%);TF1 最大和最小的应力差值为 117.95 MPa,而 NF1 最大和最小的应力差值为 73.46

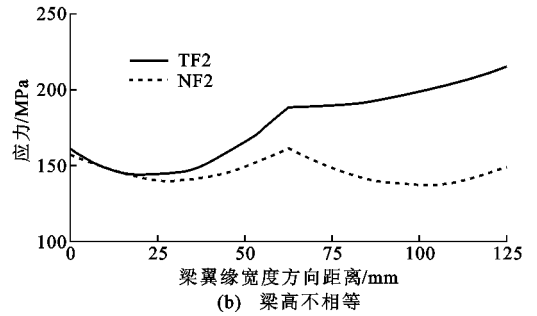
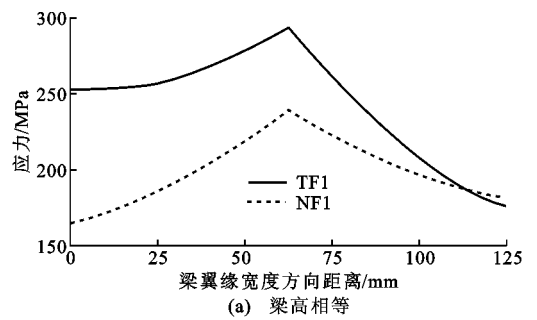


图 13 梁端翼缘表面的 Von Mises 应力横向分布

Fig. 13 Lateral Distributions of Von Mises Stress of Flange Surface of Beam End

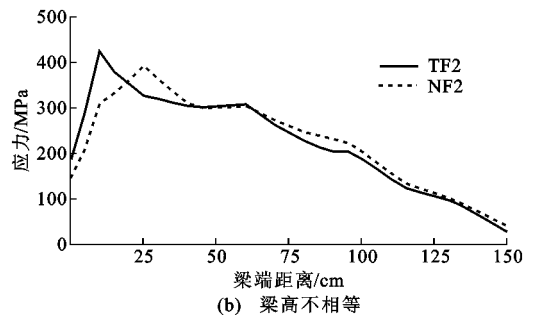
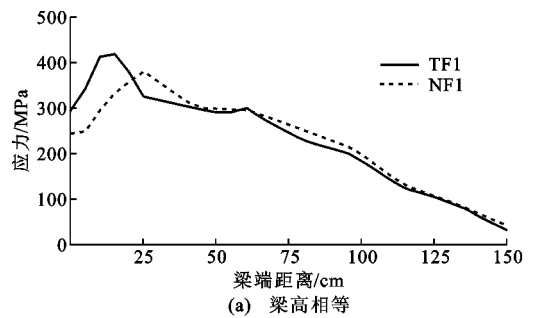


图 14 梁端翼缘表面的 Von Mises 应力纵向分布

Fig. 14 Longitudinal Distributions of Von Mises Stress of Flange Surface of Beam End

MPa,NF1 的应力差值比 TF1 应力差值减少了 44.49 MPa (18.16%);TF2 的应力均值为 176.93 MPa,而 NF2 的应力均值为 145.63 MPa,增设传力件后,梁柱连接位置平均应力水平下降了 31.30 MPa (17.69%);TF2 最大和最小的应力差值为 72.05 MPa,而 NF2 最大和最小的应力差值为 20.44 MPa,NF1 的应力差值比 TF2 应力差值减少

了 51.61 MPa(71.63%)。

由此可知,增设传力件后空间框架中柱节点梁柱连接位置梁翼缘横向位置的应力水平有较大幅度减少,最大减少了 18.16%,而且增设异形传力件后,应力分布均匀程度有大幅提高,该位置应力水平的降低有助延缓梁柱连接位置脆性破坏的发生。

由图 14 可知:TF1 梁柱连接边缘的应力为 294.71 MPa,而 NF1 的应力为 243.9 MPa,NF1 比 TF1 降低了 50.81 MPa(17.2%),TF1 的应力峰值位置在距离梁端 100 mm 附近,其应力峰值为 419.07 MPa;NF1 应力峰值位置距离梁端 250 mm,其应力峰值为 381.05 MPa,NF1 的应力峰值位置比 TF1 的应力峰值外移了 150 mm,而且应力峰值降低了 38.02 MPa(9.07%);TF2 梁柱连接边缘的应力值为 188.6 MPa,而 NF2 的应力值为 147.93 MPa,NF2 比 TF2 降低了 40.67 MPa(21.56%),TF2 的应力峰值位置在距离梁端 100 mm 附近,其应力峰值为 424.21 MPa;NF2 应力峰值的位置距离梁端 250 mm,其应力峰值为 392.67 MPa,NF2 位置比 TF2 的应力峰值外移了 150 mm,而且应力峰值降低了 31.54 MPa(7.43%)。

由此可知,增设传力件后空间框架中柱节点梁柱连接位置的应力有所下降,最大下降 21.56%,而应力峰值则外移至外传力件与梁翼缘连接的位置附近,并且应力峰值也有一定程度的下降,即外传力件对空间框架节点域的受力性能是有利的,能够减少应力集中对梁柱连接位置的破坏。

4 结 语

(1)框架中柱节点增加外传力件后,传力件承受部分翼缘内力,出现局部屈曲破坏,使受力从原来集中在梁柱连接处分散到传力件上,框架的受力性能得到一定提高。在增设异形传力件后,塑性铰明显外移到传力件以外的梁段上,延缓了钢框架梁端的脆性破坏。

(2)中柱增加外传力件的节点框架滞回曲线更饱满,耗能能力更强。增加异形传力件后,滞回曲线在破坏阶段的刚度、强度退化相比 TF 传统框架下降更为缓慢,较好地减缓了极限承载力下降,对钢框架的极限承载力、抗震性能均有较好的改善。

(3)由于梁高不相等时上传力件为异形构件,其局部刚度及强度均比上传力件大,导致损伤演化对受拉和受压区域的影响不一样,因此在位移荷载的平面内, $P-\Delta$ 滞回环面积正负不对称,负向刚度、强

度均比正向更大。

(4)梁高相等时,NF 框架的等效黏滞阻尼系数比 TF 框架高出 9.8%;当梁高出现高差时,由于增加异形传力件,NF 框架的等效黏滞阻尼系数比 TF 框架提高了 11%,由此可知 NF 框架比 TF 框架有更好的耗能能力。

(5)由于忽略缺陷影响,NF1 与 TF1 延性系数对比不明显,而 NF2 框架的延性系数比 TF2 高出 23%,NF 框架表现出更好的变形能力。

(6)空间框架增设外传力件后增加了初始刚度,而且 NF 系列试件刚度退化速度总体上较 TF 系列慢,表明外传力件提高了空间框架的整体刚度和抗震性能,特别是增设异形传力件后,提高幅度较大。

(7)空间框架中柱节点增设传力件后能够降低梁柱连接位置的应力水平,最大下降幅度达到 18.16%,并且使梁柱连接位置的应力分布更加均匀。外传力件使得应力峰值位置外移了 150 mm,应力峰值最大下降幅度也达到 9.07%,对空间框架的抗震性能是有利的。

参考文献:

References:

- [1] MILLER D K. Lessons Learned from the Northridge Earthquake[J]. Engineering Structures, 1998, 20 (4/5/6): 249-260.
- [2] MCMULLIN K M, ASTANEH-ASL A. Steel Semi-rigid Column-tree Moment Resisting Frame Seismic Behavior[J]. Journal of Structural Engineering, 2003, 129(9): 1243-1249.
- [3] TSAVDARIDIS K D, DMELLO C. Vierendeel Bending Study of Perforated Steel Beams with Various Novel Web Opening Shapes Through Nonlinear Finite-element Analyses[J]. Journal of Structural Engineering, 2012, 138(10): 1214-1230.
- [4] STEFANO S. Seismic Damage Assessment of Steel Frames[J]. Journal of Structural Engineering, 1998, 125(5): 531-540.
- [5] UANG C M, YU Q S K, NOEL S, et al. Cyclic Testing of Steel Moment Connections Rehabilitated with RBS or Welded Haunch[J]. Journal of Structural Engineering, 2000, 126(1): 57-68.
- [6] SCHNEIDER S P, AMIDI A. Seismic Behavior of Steel Frames with Deformable Panel Zones[J]. Journal of Structural Engineering, 1998, 124(1): 35-42.
- [7] XU Z G, YANG R, ZHANG Z B. Experiment and Finite Element Method Analysis of Steel Frame Joints

- Transferring Forces Outside Box Columns[J]. Journal of Civil Engineering and Construction, 2016, 5(1): 18-25.
- [8] 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.
- XU Zhong-gen, YANG Rui, ZHANG Zhen-bao, et al. Performance Analysis on Steel Frame Joints Transferring Forces Outside Rectangular Columns with Unequal Beam Height [J]. Progress in Steel Building Structures, 2016, 18(4): 8-15, 68.
- [9] 陶长发, 孙国华, 何若全, 等. 盖板加强型节点钢框架子结构抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(6): 19-28.
- TAO Chang-fa, SUN Guo-hua, HE Ruo-quan, et al. Experimental Study on Seismic Behavior of Steel Frame Substructure with Cover-plate Reinforced Connections[J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(6): 19-28.
- [10] 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.
- DONG Jian-li, WANG Yan, ZHUANG Peng, et al. Experimental Study on Seismic Behaviors of Steel Frames with Haunch Reinforced Section Connections [J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49(1): 69-79.
- [11] 毛 辉, 王 燕. 钢框架扩翼型节点抗震性能研究[J]. 世界地震工程, 2011, 27(4): 102-108.
- MAO Hui, WANG Yan. Study on Seismic Behavior of Widened Beam Flange Connections of Steel Frame [J]. World Earthquake Engineering, 2011, 27(4): 102-108.
- [12] 张圳堡. 方钢管柱-H型梁柱外传力式节点抗震性能及参数分析[D]. 广州: 广州大学, 2017.
- ZHANG Zhen-bao. Analysis on Seismic Behaviors and Parameters of H-beams to Square Steel Tubular Column Joints Transferring Forces Outside Columns [D]. Guangzhou: Guangzhou University, 2017.
- [13] 徐忠根, 王喜堂. 一种矩形钢管柱的钢框架梁柱节点: 中国, ZL200720052417. 8[P]. 2008-04-23.
- XU Zhong-gen, WANG Xi-tang. A Steel Frame Beam-column Joint of Rectangular Steel Tube Column: China, ZL200720052417. 8[P]. 2008-04-23.
- [14] 徐忠根, 程定荣, 邓长根. 钢框架柱外传力式节点试验与有限元分析[J]. 建筑结构, 2013, 43(9): 62-65, 71.
- XU Zhong-gen, CHENG Ding-rong, DENG Chang-gen. Experiment and Finite Element Analysis on the Behavior of Connections of Steel Frame Joints Transferring Forces Outside Columns [J]. Building Structure, 2013, 43(9): 62-65, 71.
- [15] 程定荣. 无内隔板矩形钢管柱钢框架节点试验与分析[D]. 广州: 广州大学, 2012.
- CHENG Ding-rong. Experiment and Analysis of Connection of Steel Frames Rectangular Tube Column Without Inner Plates [D]. Guangzhou: Guangzhou University, 2012.
- [16] 徐忠根, 梁广贤, 陈伟明, 等. 带缺陷钢柱外传力钢框架节点的设计参数分析[J]. 工业建筑, 2015, 45(8): 153-159, 169.
- XU Zhong-gen, LIANG Guang-xian, CHEN Wei-ming, et al. Analysis of Design Parameters of Steel Joints with Force-transferring Plates for Steel Columns with Imperfect [J]. Industrial Construction, 2015, 45(8): 153-159, 169.
- [17] 顾 强. 钢结构滞回性能及抗震设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
- GU Qiang. Hysteretic Behavior of Steel Structures and Seismic Design [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009.
- [18] 王 燕. 钢结构新型延性节点的抗震设计理论及其应用[M]. 北京: 科学出版社, 2012.
- WANG Yan. Seismic Design Theory and Application of New Ductile Joints of Steel Structures [M]. Beijing: Science Press, 2012.
- [19] GB 50011—2010, 建筑抗震设计规范[S].
- GB 50011—2010, Code for Seismic Design of Buildings [S].
- [20] JGJ/T 101—2015, 建筑抗震试验规程[S].
- JGJ/T 101—2015, Specification for Seismic Test of Buildings [S].