

内隔板式与隔板贯通式方钢管混凝土柱-H形钢梁节点抗连续倒塌性能对比

王伟^{1,2}, 秦希^{1,3}, 王俊杰^{1,2}

(1. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学 建筑工程系, 上海 200092;
3. 中国航空规划设计研究总院有限公司, 北京 100120)

摘要:以2种方钢管混凝土柱-H形钢梁栓焊连接刚性节点为研究对象,通过静力试验和数值模拟考察梁柱节点在结构连续性倒塌条件下的受力性能,并对比内隔板与贯通式隔板两种柱横向加劲板形式对节点子结构抗力机制发展以及承载能力的影响。结果显示,节点初始破坏均位于梁下翼缘的连接截面。节点子结构在加载前期主要通过弯曲机制提供竖向抗力,在加载后期逐渐转变为依靠悬链机制抵抗上部荷载。相比于内隔板构造,贯通式隔板构造使梁下翼缘更容易产生断裂,梁下翼缘断裂所对应节点子结构变形大小主要对弯曲机制的发展产生影响,进而影响到节点子结构所能承担的最大动荷载。

关键词:钢框架; 内隔板; 贯通式隔板; 静力试验; 数值模拟; 连续性倒塌; 弯曲机制; 悬链机制; 动力响应

中图分类号:TU398.903 TU311.41 **文献标志码:**A

Comparison of progressive collapse behavior between inner-diaphragm stiffened and through-diaphragm stiffened concrete filled SHS column-H beam joints

WANG Wei^{1,2}, QIN Xi^{1,3}, WANG Junjie^{1,2}

(1. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;
2. Department of Structural Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;
3. China Aviation Planning and Design Institute Co., Ltd, Beijing 100120, China)

Abstract: This research investigated the behavior of two types of rigid concrete filled SHS column-H beam joint with welded flange-bolted web connection in resisting structural progressive collapse by means of full-scale static test and numerical simulation. One assembly adopted an internal-diaphragm transverse column stiffener and the other used a through-diaphragm transverse column stiffener. Comparison was made to obtain the influence of the column stiffener types on the development of vertical load resisting mechanism and vertical carrying capacity of the joint assemblies. The results indicate that the initial failures occur at connecting zone of the bottom beam flanges. The joint assemblies resist the vertical load by flexural mechanism at the beginning, and the dominant vertical load resisting mechanism shifts to catenary mechanism with the increasing deformation. The bottom beam flange of the assembly with through-diaphragm is more likely to fracture than that with internal-diaphragm. The corresponding deformation of the joint assemblies mainly has an effect on the development of their flexural mechanism and further influences the maximum dynamic loads that can be carried by the joint assemblies.

Keywords: steel frame; internal-diaphragm; through-diaphragm; static test; numerical simulation; progressive collapse; flexural mechanism; catenary mechanism; dynamic response

基金项目:国家自然科学基金项目(51378380)。

作者简介:王伟(1977—),男,江西南昌人,工学博士,教授。E-mail:weiwang@tongji.edu.cn

收稿日期:2017年6月

0 引言

结构遭遇偶然荷载作用后因局部破坏导致与初始破坏不成比例的倒塌现象,称为连续性倒塌^[1]。建筑结构连续性倒塌会造成大量人员伤亡,了解结构的抗倒塌能力至关重要。针对框架结构体系整体性能的研究结果^[2-4]表明,结构破坏部位集中于梁柱节点部位,失效柱上方的节点通常是控制结构抗倒塌能力的关键部位。

在组合框架结构抗震设计中,方钢管混凝土柱与框架梁连接主要采用刚性连接的形式^[5],为提供足够的抗弯刚度,一般设置柱横向加劲板来传递梁翼缘轴向力。考虑到是否安全可靠、传力明确、构造合理、便于施工等因素,钢管混凝土柱横向加劲板宜采用内隔板或贯通式隔板构造,梁柱节点宜采用梁翼缘熔透焊、腹板高强螺栓连接的栓焊混合连接形式^[5]。

作者以采用内隔板与贯通式隔板两种柱横向加劲板形式的方钢管混凝土柱-H形梁栓焊连接刚性节点为研究对象,考察节点子结构在结构连续性倒塌条件下的受力性能,并对比柱横向加劲板形式对节点子结构抗力机制发展以及承载能力的影响。

1 试验概况

1.1 试件设计

为研究控制结构连续性倒塌发展的关键环节,既有研究均基于备用荷载路径法^[6-7],即将初始失效构件去除后,考察剩余结构的响应。对梁柱节点性能研究的分析模型通常取为失效柱上方节点及两侧梁组成的双跨梁柱子结构^[8-9],其内力及变形均关于失效柱对称,反弯点位于梁跨中位置。因此,可将由中柱节点及两侧半跨梁组成的 B-J-B 子结构^[10]作为研究对象,如图 1 所示。

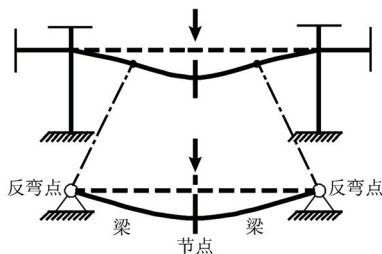


图 1 B-J-B 梁柱节点子结构

Fig. 1 B-J-B beam-to-column assembly

设计了 2 个满足强柱弱梁要求的方钢管混凝土柱-H形钢梁栓焊连接节点 B-J-B 子结构试件,分别为内隔板试件 SI-WB 与贯通式隔板试件 SST-WB。试件钢材均采用 Q345B,实测材性见表 1。梁跨度

(即两个反弯点之间的距离)取为 4 500 mm,柱长度取为 900 mm。方钢管混凝土柱截面为 $\square 250 \times 14$,H形梁截面为 $H300 \times 150 \times 6 \times 8$ 。试件 SI-WB 内隔板厚度为 8 mm;试件 SST-WB 贯通式隔板厚度为 12 mm (贯通式隔板厚度应比梁翼缘厚度大 3~5 mm^[5]),外伸宽度为 25 mm。根据等强设计的原则,2 个试件梁上下翼缘与方钢管柱壁或贯通式隔板均采用开坡口全熔透焊接连接,梁腹板与方钢管柱外伸连接板(厚 6 mm)采用 4 颗 10.9 级摩擦型高强螺栓连接,螺栓与构件接触面采用喷砂后涂无机富锌漆处理,摩擦面抗滑移系数为 0.45。2 个试件节点区域构造如图 2 所示。

表 1 试件的材料属性

Table 1 Material properties of specimens

试样截取部位	屈服强度 f_y /MPa	抗拉强度 f_u /MPa	伸长率 δ /%
钢管柱平直段	482	545	24
钢管柱转角段	619	682	21
梁翼缘、内隔板	430	577	24
梁腹板	417	514	27
贯通式隔板	450	574	18

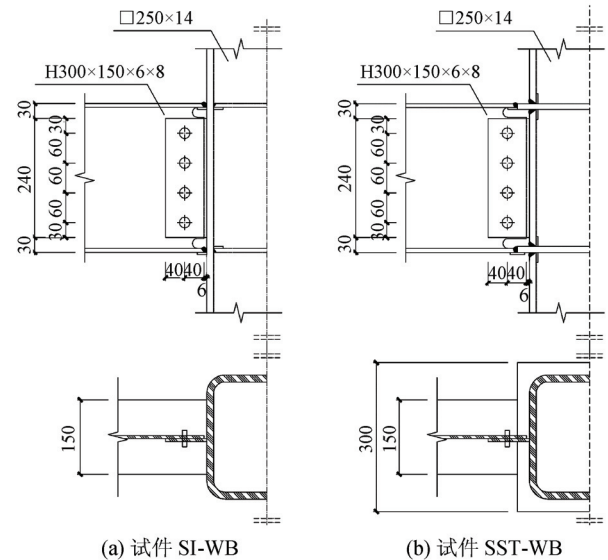


图 2 试件的节点构造

Fig. 2 Details of connections in specimens

1.2 试验装置、加载与量测

试验装置由水平自平衡反力装置和竖向平衡装置组成,如图 3 所示。水平自平衡反力装置包括两端的水平三角反力架、可拆卸地梁以及竖向滑动约束装置。三角反力架与试件梁端耳板连接,为试件提供与 B-J-B 子结构两端固定铰相同的约束。为避免复杂的受力状况,柱上、下端的转动自由度分别由转动约束装置和竖向滑动约束装置约束,柱身仅可发生竖向位移。为获取结构的全过程响应,试验采用 Pushdown 拟静力加载方式,在柱顶采用 2 MN 伺服

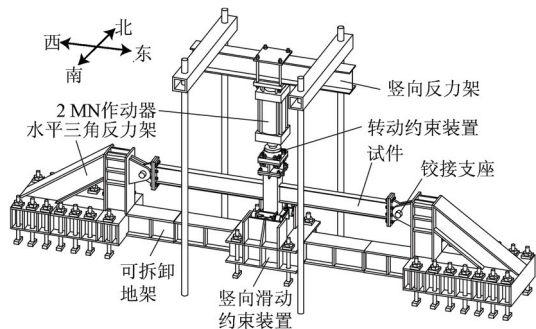


图3 试验加载装置

Fig. 3 Test setup

作动器施加由位移控制的竖向荷载,荷载由竖向反力架传递至台座。加载速率不大于 7 mm/min,加载至柱底最大行程或试件完全丧失承载能力时停止加载。

试验测量方案如图 4 所示,测量内容包括柱顶竖向荷载、试件位移以及梁截面 W1、E1 的应变。通过对试件多点位移的测量,可获取梁柱子结构的竖向大变形形态特征并实现对梁端铰支座平面内位移的监控。截面 W1、E1 在试验过程中始终保持弹性工作状态,可由截面 W1、E1 应变值计算梁构件的内力以及支座的反力,以分析梁柱子结构的传力机理。

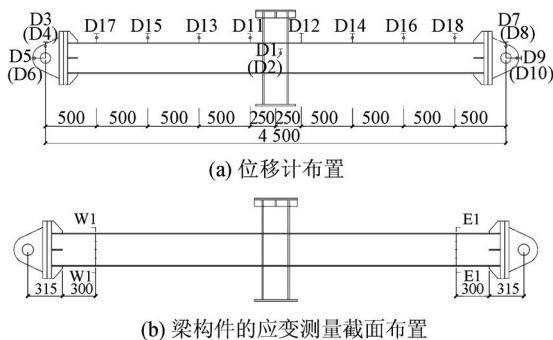


图4 试验测量方案

Fig. 4 Schematic of instrumentation arrangements

2 试验结果及其分析

2.1 荷载-位移曲线和破坏模式

图 5 为 2 个试件的柱顶竖向荷载 F 与位移 δ 的关系曲线,图中标注了加载过程中主要破坏现象的对应点,相对应的破坏模式见图 6。图中 θ 为柱顶竖向位移 δ 除以半跨长 2 250 mm 得到的梁弦转角。

试件 SI-WB 与试件 SST-WB 在加载前期的受力状态一致,曲线基本重合。当加载位移达到约 50 mm (点 A1 与点 B1, $\theta = 0.022$ rad) 后可观察到梁端截面上翼缘发生明显局部屈曲。随着中柱加载位移的增大,荷载保持增长,此后 2 个试件的荷载-位移曲线发

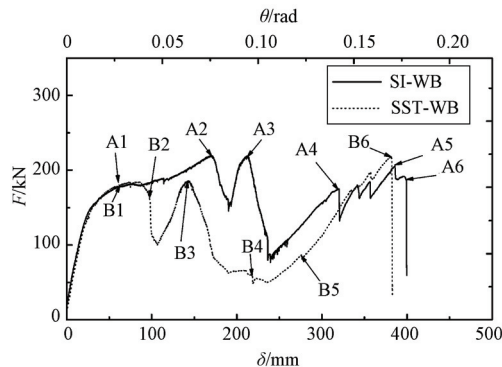


图5 试件的荷载-位移曲线

Fig. 5 Load-displacement curves of specimens

展因梁端翼缘断裂时刻不同出现分叉,此后:

1) 试件 SI-WB 在柱顶竖向位移分别达到 166 mm (点 A2, $\theta = 0.075$ rad) 和 212 mm (点 A3, $\theta = 0.094$ rad) 时先后在西侧和东侧梁端截面发生下翼缘断裂,并造成柱顶竖向荷载的瞬时下降,断裂前竖向荷载均达到 219 kN;试件 SST-WB 西侧和东侧梁端截面下翼缘断裂对应的柱顶竖向位移分别为 98 mm (点 B2, $\theta = 0.044$ rad) 和 141 mm (点 B3, $\theta = 0.063$ rad),断裂前竖向荷载均达到 184 kN。

2) 试件 SI-WB 西、东侧连接板在柱顶竖向位移分别达到 320 mm (点 A4, $\theta = 0.142$ rad) 和 387 mm (点 A5, $\theta = 0.172$ rad) 时先后由下向上开裂;试件 SST-WB 西侧连接板与东侧梁腹板在柱顶竖向位移分别达到 218 mm (点 B4, $\theta = 0.097$ rad) 和 277 mm (点 B5, $\theta = 0.123$ rad) 时先后由下至上开裂。

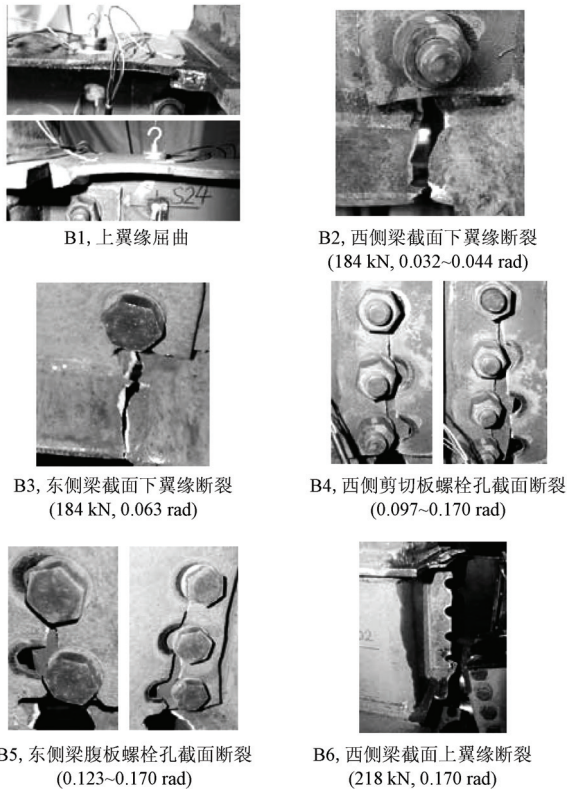
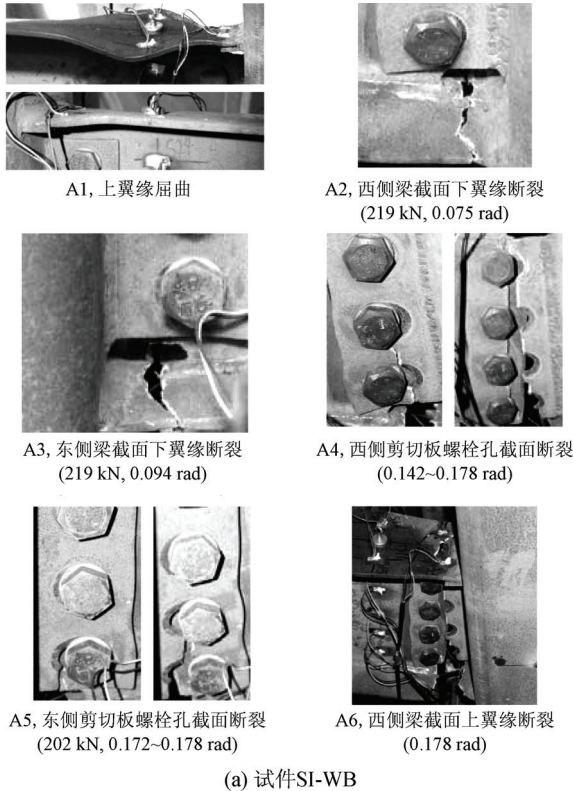
3) 试件 SI-WB 在柱顶竖向位移达到 400 mm (点 A6, $\theta = 0.178$ rad) 时,西侧梁全截面断裂,试件承载力全部丧失,加载结束,断裂前荷载达到 202 kN;试件 SST-WB 西侧梁全截面断裂对应柱顶竖向位移为 382 mm (点 B6, $\theta = 0.170$ rad),此时荷载达到加载过程中的最大值 218 kN。

试件的初始破坏位于柱边梁下翼缘,之后梁柱节点子结构通过梁剩余有效截面传力,使竖向抗力恢复。试件 SI-WB 梁下翼缘断裂对应的柱顶竖向位移大于试件 SST-WB,因此,试件 SI-WB 在梁下翼缘断裂前的柱顶荷载更大。2 个试件的变形发展以及变形后期的柱顶竖向荷载相近。

2.2 半子结构的抗力机制分析

应变测量结果显示,2 个试件截面 W1 的应变值均低于钢材的屈服应变 2×10^{-3} ,因此可依据弹性理论计算截面 W1 的内力(轴力 N_1 、弯矩 M_1 及剪力 V_1)。如图 7 所示,基于截面 W1 内力计算结果,可由式(1)~(2)计算西侧梁端铰支座的水平反力 H_R 与竖向反力 V_R ,式中 θ_1 为截面 W1 的转角。

$$H_R = N_1 \cos \theta_1 - V_1 \sin \theta_1 \quad (1)$$



注: A1 ~ A6, B1 ~ B6 为 $F-\delta$ 曲线特征点, 见图 5。

图 6 试件破坏过程

Fig. 6 Failure process of specimens

$$V_R = N_1 \sin \theta_1 + V_1 \cos \theta_1 \quad (2)$$

由式(2)可知, 西侧梁端铰支座竖向反力 V_R 由

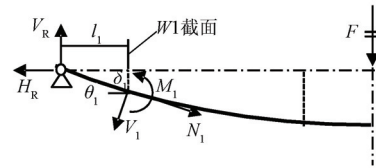


图 7 梁柱子结构半结构计算模型

Fig. 7 Calculation model of beam-to-column assembly

两部分组成, 分别为截面 W1 的剪力 V_1 在竖直方向的分量 F_{F-W} 与轴力 N_1 在竖直方向的分量 F_{C-W} , 可分别表征西侧半子结构由弯曲机制与悬链机制提供的竖向抗力。

2 个试件西侧半子结构弯曲机制提供的抗力 F_{F-W} 与悬链机制提供的抗力 F_{C-W} 的发展曲线见图 8。在同侧梁下翼缘断裂前, 2 个试件西侧半子结构的抗力主要由弯曲机制提供, 悬链机制几乎不发挥作用, 由于 2 个试件梁下翼缘断裂时刻不同, 试件 SI-WB 试件弯曲机制可在更大的变形状态下发挥作用。在同侧梁下翼缘断裂后, 弯机制提供的抗力迅速下降, 并逐渐转变为负值, 悬链机制提供的抗力明显增长并成为提供竖向抗力的主导机制, 2 个试件后期悬链机制的发展路径以及所能提供的抗力相似。

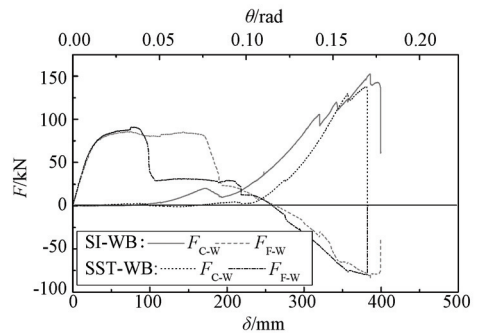


图 8 弯曲机制抗力与悬链机制抗力发展曲线
Fig. 8 Curves of resistance provided by flexural or catenary mechanism

由此可见, 2 种横向加劲板构造形式主要对节点子结构弯曲机制的发展产生影响。

2.3 半子结构的动力响应分析

在试验与有限元模拟中, 是将荷载缓慢施加在柱顶位置, 近似于静力加载过程。实际工况中, 柱失效是瞬间的变化, 相当于竖向荷载瞬间作用在上方梁上, 类似动力加载的过程。可根据能量平衡原理, 由梁柱节点子结构的静力性能得到其在突加恒定竖向荷载下的动力响应。

如图 9a 所示, 设结构突加恒定荷载为 F_{di} , 若不考虑阻尼的有利作用, 动力荷载 F_{di} 产生的外力功全部转化为结构的应变能, 即左斜线阴影面积 (外力功) 与右斜线阴影面积 (应变能) 相等, 根据式(3)可得到 F_{di} 作用下达到的最大位移为 Δ_{di} , 可将各 (F_{di} ,

Δ_{di}) 点绘制成 $F_d-\Delta_d$ 曲线, 如所示图 9b, 即为剩余结构的动力响应曲线。

$$F_{di}\Delta_{di} = \int_0^{\Delta_{di}} Fd\Delta \quad (3)$$

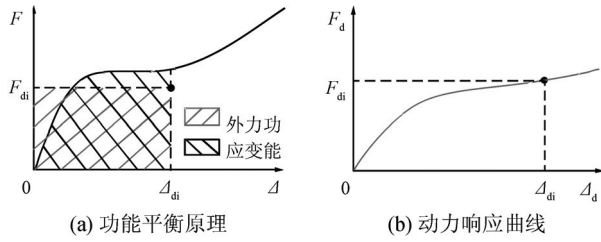


图 9 动力响应曲线求解方法

Fig. 9 Calculation method of dynamic response curves

图 10 为 2 个试件的西侧梁柱节点半子结构的动力响应曲线和静力性能曲线, 动力响应曲线在下翼缘断裂时增长至峰值点, 峰值点大小主要取决于半子结构由弯曲机制提供的抗力。可见, 试件 SI-WB 半子结构所能承受的最大荷载大于试件 SST-WB, 证明在动力荷载作用下, 试件 SI-WB 具有更高的承载能力。

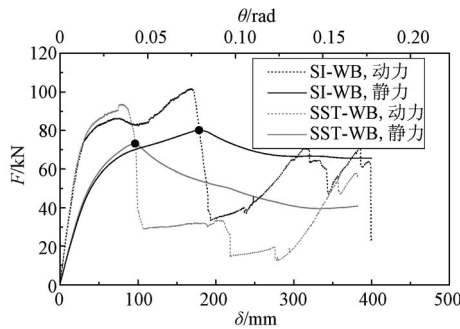


图 10 静力性能曲线和动力响应曲线

Fig. 10 Static behavior and dynamic response curves

3 有限元分析

3.1 有限元模型

采用通用有限元分析软件 ABAQUS^[11] 对试件建立精细化模型并进行模拟分析。模型计算采用显式积分算法^[11]。所有部件均采用 8 节点减缩积分实体单元 C3D8R, 模型的全局坐标、边界条件以及网格划分如图 11 所示, 梁端边界条件设置为铰接, 柱顶、柱底边界条件设置为 Z 向滑动约束, 在柱顶实行 Z 向位移加载。选用通用接触方法^[11] 在腹板螺栓连接部位建立部件之间的接触关系, 并设置切向接触属性为库伦摩擦, 法向接触属性为硬接触。如图 12 所示, 有限元模型中钢材的本构关系采用多折线拟合材料试验得到的真实应力-应变结果。为模拟试件的断裂过程, 分析过程中采用单元删除法^[11] 对模型中达到断裂应变指标的单元实施删除。

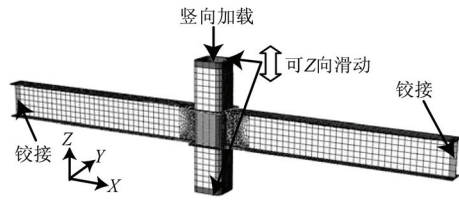


图 11 模型网格划分及边界条件

Fig. 11 Mesh and boundary conditions of FE model

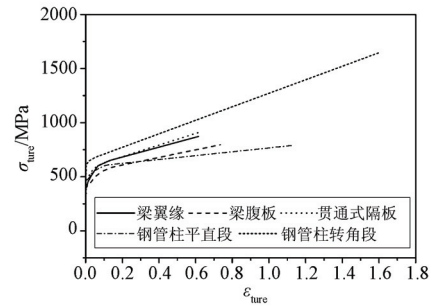
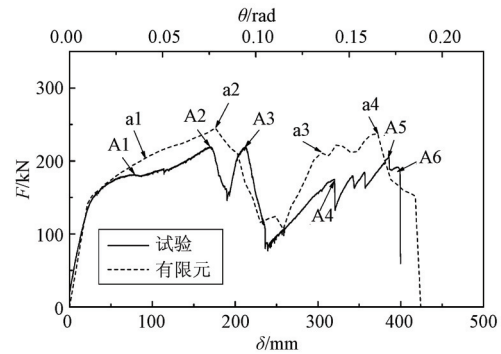


图 12 钢材真实应力-应变曲线

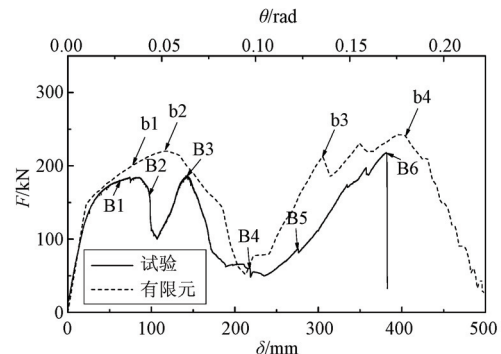
Fig. 12 True stress-strain constitutive models of steel

3.2 有限元模拟结果

2 个试件的有限元分析与试验得到的梁柱子结构荷载-位移曲线对比如图 13 所示。有限元模型东、西两侧完全对称, 两侧梁下翼缘同时断裂。由于未考虑试件材料的各种缺陷, 因此有限元分析与试验



(a) 试件 SI-WB

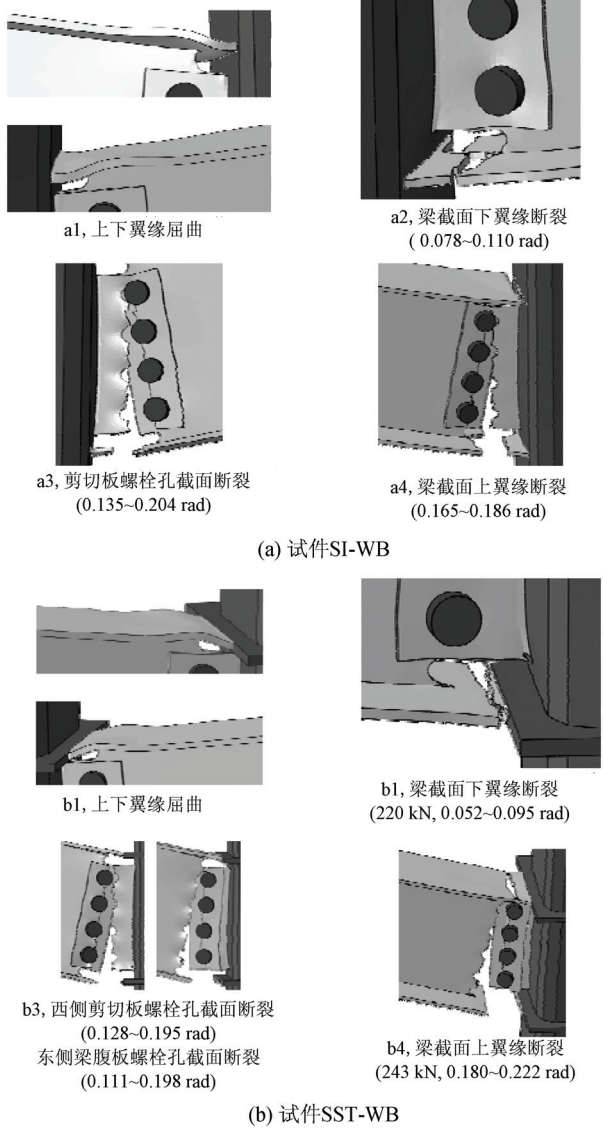


(b) 试件 SST-WB

图 13 有限元分析与试验荷载-位移曲线的对比

Fig. 13 Comparison of load-displacement curves between FEA and test results

结果曲线存在差异,但有限元分析仍能反映梁柱子结构在竖向大变形下的主要受力特征。有限元模型的破坏模式如图 14 所示,可再现试验的主要破坏过程。



注:a1~a4,b1~b4为F-δ曲线特征点,见图12。

图 14 有限元分析的试件破坏过程

Fig. 14 Failure process of specimens in FE analysis

为分析 2 个试件梁下翼缘断裂时刻不同的原因,提取了有限元分析得到的试件断裂指数 R_1 [12] 云图。断裂指数与材料的等效塑性应变 $\varepsilon_{P,eq}$ 以及应力三轴度 T 有关,可用式(4)计算。

$$R_1 = \frac{\varepsilon_{P,eq}}{e^{(-1.5T)}} \quad (4)$$

图 15 为当柱顶竖向位移达到 103 mm 时(试件 SST-WB 梁下翼缘断裂前)2 个试件的断裂指数云图。2 个试件断裂指数最大值均位于柱边梁下翼缘附近区域。试件 SST-WB 断裂指数最大值为 0.88,远大于

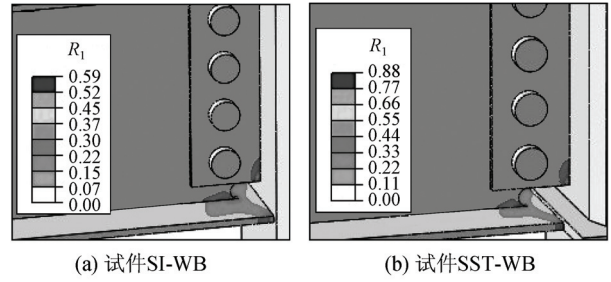


图 15 断裂指数云图

Fig. 15 Contour of rupture index

试件 SI-WB 断裂指数最大值 0.59。可见,试件 SST-WB 的隔板贯通式构造使梁下翼缘更容易产生断裂。

4 结论

1) 方钢管混凝土柱-H 形梁内隔板式与隔板贯通式节点结构的初始破坏均发生在柱边梁下翼缘。此后依靠剩余有效截面传力,可使竖向抗力恢复。

2) 隔板贯通式构造比内隔板式构造更易使梁下翼缘发生断裂,因而所对应的柱顶竖向位移较小。

3) 横向加劲板构造形式主要对梁柱子结构在梁下翼缘断裂前的弯曲机制演变产生影响,但并不影响梁下翼缘断裂后的极限变形能力以及悬链机制提供的抗力。

4) 动力响应曲线的峰值点主要取决于半子结构由弯曲机制提供的抗力,因而内隔板式节点具有更高的竖向承载能力。

参 考 文 献

[1] ASCE. Minimum design loads for buildings and other structures: ASCE 7-10 [S]. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2010.

[2] YI W, HE Q, XIAO Y, et al. Experimental study on progressive collapse-resistant behavior of reinforced concrete frame structures[J]. ACI Structural Journal, 2008, 105(4): 433-439.

[3] SASANI M, SAGIROGLU S. Progressive collapse resistance of Hotel San Diego[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2008, 134(3): 478-488.

[4] SASANI M, KAZEMI A, SAGIROGLU S, et al. Progressive collapse resistance of an actual 11-story structure subjected to severe initial damage[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2011, 137(9): 893-902.

[5] CIDECT. Design guide for structural hollow section column connections[S]. German: CIDECT, 2004.

[6] Department of Defense. Design of buildings to resist progressive collapse: UFC 4-023-03 [S]. Washington

DC: Department of Defense, 2009.

- [7] General Service Administration. Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects [S]. Washington DC: General Service Administration, 2003.
- [8] SADEK F, MAIN J A, LEW H S, et al. Testing and analysis of steel and concrete beam-column assemblies under a column removal scenario [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2011, 137(9):881-892.
- [9] YU J, TAN K. Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub-assemblages [J]. Engineering Structures, 2013, 55(4): 90-106.
- [10] LI L, WANG W, CHEN Y Y, et al. Experimental investigation of beam-to-tubular column moment connections under column removal scenario [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 88(5): 244-255.
- [11] ABAQUS Inc. ABAQUS Analysis user ' s manual version 6.9 [M]. Providence, Rhode Island: ABAQUS Inc., 2009.
- [12] EL-TAWIL S, VIDARSSON E, MIKESELL T, et al. Inelastic behavior and design of steel panel zones [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1999, 125(2): 183-193.