

文章编号: 1000-8608(2019)04-0409-08

半刚接钢框架结构抗竖向连续倒塌动力响应分析

曲激婷*, 李志彩

(大连理工大学 建设工程学部 工程力学研究所, 辽宁 大连 116024)

摘要: 基于向量式有限元建立半刚接钢框架结构模型, 考虑初始变形, 采用将构件拆除前后的静力分析和动力分析全过程统一的瞬时卸载法。通过对一平面半刚接钢框架结构进行动力非线性分析, 研究底层不同柱失效后剩余结构抗竖向连续倒塌动力响应, 对比不同节点转动刚度对钢框架结构抗倒塌性能的影响。结果表明, 节点转动刚度对钢框架结构抗竖向连续倒塌影响较大, 因此在研究钢框架结构抗竖向连续倒塌时有必要考虑梁柱真实连接刚度。

关键词: 向量式有限元; 半刚性连接; 连续倒塌; 柱失效; 节点转动刚度

中图分类号: TU391; TU312 **文献标识码:** A **doi:** 10.7511/dllgxb201904012

0 引言

建筑结构的连续倒塌是指结构在受到初始破坏后发生内力重分布而导致其他结构发生破坏, 并形成连锁反应, 最终形成与初始破坏不成比例的大范围构件破坏甚至坍塌^[1]。20世纪60年代以来, 先后发生了3起著名的结构连续倒塌事件^[2-4], 特别是世贸大厦倒塌事件以后, 针对结构的连续倒塌分析与设计成为全球学者的研究热点。各相关机构都先后制定了防止结构连续倒塌的设计方法, 如英国 Building Regulations^[5]、欧洲规范 Eurocode 1^[6]、美国公共事务管理局 GSA 2003^[7]、美国国防部 DoD 2005^[8]等。我国对结构连续倒塌的研究起步较晚, 文献[9]采用有限元方法模拟了世贸大厦的倒塌过程, 指出导致结构连续倒塌的直接原因; 文献[10]进行了一榀3层4跨的钢筋混凝土平面框架的倒塌试验; 文献[11-12]对单层、多层平面钢框架和空间钢框架进行了连续倒塌动力效应分析。

现有对钢结构连续倒塌的研究多侧重于对钢框架整体结构的连续倒塌性能分析, 梁柱连接通常被认为是完全刚接或理想铰接, 但实际工程中梁柱节点既不可能是完全刚接也不可能理想铰接, 而是受力性能处于这两者之间的半刚性连接,

采用理想的梁柱连接模型会造成理论分析结果与实际有较大差异。半刚性连接要传递一组广义力包括轴力、剪力、弯矩和扭矩。在平面问题的研究中, 扭矩影响可以忽略, 同时, 对于大多数连接, 与转动变形相比, 轴向变形与剪切变形都很小, 因此只需考虑连接的转动变形。转动变形通常表达为连接弯矩的函数^[13-15]。目前, 国内学者对半刚性连接节点的受力性能进行了较为充分的研究^[16-19], 但对于半刚接钢框架结构的连续倒塌问题研究较少。

向量式有限元(vector form intrinsic finite element, 简称 VFIFE)是由普渡大学丁承先教授等提出的一种新型数值计算方法, 以物理模式代替数学模式描述结构的行为, 在求解大变形、大转动、倒塌等复杂问题方面表现出较大的优势^[20]。本文依据 VFIFE, 针对平面钢框架结构, 采用非线性动力分析方法, 连接弯矩函数采用弯矩-相对转角的线性函数, 分别对不同位置柱失效和不同节点转动刚度对结构动力响应的影响进行深入研究, 为半刚接钢框架结构抗竖向连续倒塌设计提供一定参考。

1 基本理论

VFIFE 是结构行为分析的新方法, 该方法创

收稿日期: 2019-01-18; 修回日期: 2019-05-20。

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51778113); 国家重点研发计划资助项目(2016YFC0701108); 中央高校基本科研业务费专项资金资助项目(DUT17LK29)。

作者简介: 曲激婷*(1978-), 女, 博士, 副教授, E-mail: qjt@dlut.edu.cn.

新性地提出了点值描述、途径单元和虚拟逆向运动 3 个概念,通过计算单元纯变形,进而求得单元内力。每个质点的运动方程独立求解,不集成刚度矩阵,无须迭代求解方程,步骤简单,通用性强,避免了传统有限元法在求解大变形时发生矩阵奇异等问题,在处理结构大变形、弹塑性等非线性问题上有一定优势。限于篇幅,其基本理论可参考文献[21],此处不再赘述。

1.1 VFIFE 中半刚性节点的实现

VFIFE 采用弹簧来模拟梁柱之间的半刚性节点^[22](如图 1 所示), k_x 、 k_y 、 k_θ 分别为弹簧水平方向平动刚度、竖直方向平动刚度和平面转动刚度。该半刚性节点包含两个质点 1 和 2,两个质点的质量和惯性矩分别由所在单元计算。本文不考虑节点平动半刚性,只考虑转动半刚性(如图 2 所示),因此 1、2 两个质点始终具有相同线位移,只是角位移不同,这就需要对质点的平动位移进行修正,即将两个质点内力和质量相加后重新计算该整体节点的线位移来进行修正,用修正后的线位移计算单元内力。

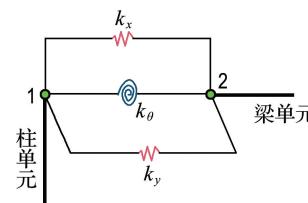


图 1 平面半刚性节点零长度弹簧单元

Fig. 1 Plane semi-rigid joint with zero length spring element

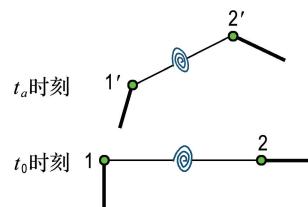


图 2 节点运动示意图

Fig. 2 Motion diagram of joints

由于本文只考虑节点转动半刚性,只需计算虚拟弹簧产生的弯矩,设 θ_{1,t_a} 为质点 1 在域坐标下 t_a 时刻的转角,其他符号类似。 t_0 时刻与 t_a 时刻质点 1 和 2 的转角增量与相对转角增量为

$$\Delta\theta_1 = \theta_{1,t_a} - \theta_{1,t_0} \quad (1)$$

$$\Delta\theta_2 = \theta_{2,t_a} - \theta_{2,t_0} \quad (2)$$

$$\Delta\theta_{1,2} = \Delta\theta_2 - \Delta\theta_1 \quad (3)$$

因此,任何时段半刚性节点的相对转角增量均可求得,域坐标下此半刚性节点处的弯矩转角关系为

$$M_{1,2} = k_\theta \Delta\theta_{1,2} \quad (4)$$

1.2 瞬时卸载法

对于瞬时卸载法,以往的部分研究^[23]忽略了初始变形对结构动力响应的影响,从零状态开始分析,这与实际情况不符;也有部分研究^[11]考虑了初始变形,但是将构件失效前静力分析和失效后动力分析作为两个独立工况分别完成,对于复杂结构,此分析过程烦琐且效率低下。由于 VFIFE 采用显式中央差分法求解运动方程,所有工况均采用统一计算格式,因此,本文基于 VFIFE,结合动力松弛法考虑构件失效前结构初始内力和初始变形,编制相应 Matlab 程序,分析期间程序并未暂停或重启,实现结构在构件拆除前静力分析和拆除后动力分析的全过程统一,其详细步骤可参考文献^[24]。

2 半刚接钢框架抗连续倒塌分析

2.1 计算精度及程序验证

为对比本文采用的向量式有限元与现有有限元的计算精度,并验证本文用 Matlab 所编向量式有限元程序的正确性,采用自编程序和 SAP2000 软件分别进行计算,并与已有文献采用显式有限元软件计算的结果进行对比分析。

2.1.1 刚接钢框架结构验证 如图 3 所示 6 层 4 跨平面钢框架^[25],跨距 6 m,柱高 4 m,柱与地面之间固结,其余梁柱间为刚接,梁柱截面尺寸及材料参数如表 1 所示,材料采用 Q345 钢,弹性模量 $E=200$ GPa,密度 $\rho=7850$ kg/m³,各层梁上施加 30 kN/m 的竖向均匀荷载,分析总时长 1.5 s,其中 0~0.4 s 荷载线性增加,0.4~0.5 s 荷载保持不变以使结构初始变形充分发生,0.5 s 时开

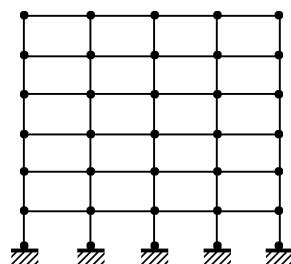


图 3 刚接钢框架结构模型

Fig. 3 A model of rigid steel frame structure

表 1 构件参数及材料属性

Tab. 1 Component parameters and material properties

结构构件	构件截面/(mm×mm×mm×mm)	截面面积/m ²	惯性矩/m ⁴	塑性抵抗矩/m ³
梁	300×250×8×12	8.208×10^{-3}	1.385×10^{-4}	1.016×10^{-3}
边柱	400×300×12×18	0.015 2	4.425×10^{-4}	2.460×10^{-3}
非边柱	400×400×12×16	0.017 2	5.220×10^{-4}	2.860×10^{-3}

始拆去底层柱, 对剩余结构进行动力分析。

表 2 为采用向量式有限元和文献中采用显式有限元 LS-DYNA 计算拆柱后失效点最大位移和失效柱轴力的结果对比, 验证了本文方法的计算精度及自编刚接钢框架结构动力分析程序的正确性。

表 2 两种方法计算结果

Tab. 2 Calculation results of two methods

计算方法	边柱失效时 最大位移/mm	中柱失效时 最大位移/mm	边柱失效时 失效柱轴力/kN	中柱失效时 失效柱轴力/kN
	mm	mm	kN	kN
文献方法	177.0	140.0	540.29	1 080.7
本文方法	181.1	134.6	540.32	1 080.7

2.1.2 半刚接钢框架结构验证 一钢框架结构如图 4 所示, 跨度 6 m, 柱高 3 m, 柱与地面之间固结, 其余梁柱间为半刚接, 材料采用 Q345 钢, 弹性模量 $E=206$ GPa, 密度 $\rho=7 850$ kg/m³, 梁柱构件截面尺寸为 300 mm×150 mm×10 mm×8 mm。

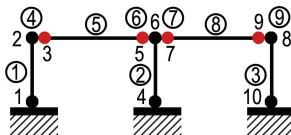


图 4 半刚接钢框架结构模型

Fig. 4 A model of semi-rigid steel frame structure

根据欧洲钢结构设计规范 Eurocode 3 对半刚接标注的定义, 当连接的初始转动刚度 K_i 满足条件 $0.5EI_b/l_b < K_i < k_bEI_b/l_b$ 时, 连接为半刚接; 其中, EI_b/l_b 为梁线刚度, k_b 取 8(有支撑框架, 且支撑抗侧移刚度大于框架自身侧移刚度的 4 倍)或 k_b 取 25(无支撑或弱支撑框架)。在本例中, 半刚接初始转动刚度取值范围为 1.2×10^6 N·m/rad $< K_i < 5.9 \times 10^7$ N·m/rad, 本文取 $K_i=1 \times 10^7$ N·m/rad 的半刚接结构, 选用 El Centro 波, 加速度调幅至 0.7 m/s², 对该结构在水平地震作用下进行动力分析。

图 5 为半刚接结构顶点最大水平位移时程曲线,

表 3 为结构时程分析中顶点最大水平位移。由分析结果可知, 采用向量式有限元与 SAP2000 计算结果基本吻合, 验证了向量式有限元的计算精度及自编平面半刚接钢框架结构动力分析程序的正确性。

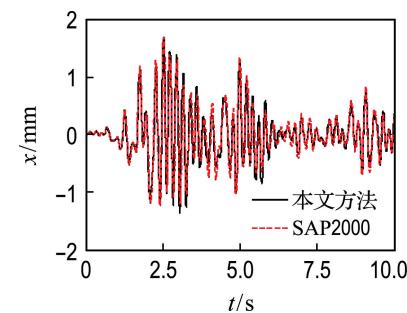


图 5 2号质点水平位移时程曲线

Fig. 5 Horizontal displacement time history curve of particle 2

表 3 顶点最大水平位移

Tab. 3 Maximum horizontal displacement on top of the structure

计算方法	最大正位移/mm	最大负位移/mm
SAP2000	1.95	-1.45
本文方法	1.81	-1.34

2.2 结构模型及参数

取一个 6 层 4 跨平面钢框架(如图 6 所示), 跨度 6 m, 层高 3.6 m, 材料采用 Q345 钢, 弹性模量 $E=206$ GPa, 梁柱截面尺寸及材料参数如表 1 所示。将结构划分为 83 个质点和 102 个单元, 图 6 中 1~83 为质点编号, ①~⑩为单元编号; 底层柱与地面固结, 其余各梁柱节点均为半刚性节点。积分步长 $h=1 \times 10^{-4}$ s, 分析总时长 2 s, 其中 0~0.4 s 荷载线性增加, 0.4~0.5 s 荷载保持不变以使结构初始变形充分发生, 0.5 s 时开始拆去底层柱, 对剩余结构进行动力分析。采用瑞雷阻尼, 质量阻尼系数通过 SAP2000 计算的自振频率求得, 忽略刚度阻尼。钢材的本构关系采用理想弹塑性模型, 不考虑应变率硬化效应对材料强度的影响, 各层梁上施加 30 kN/m 的竖向均布荷载。

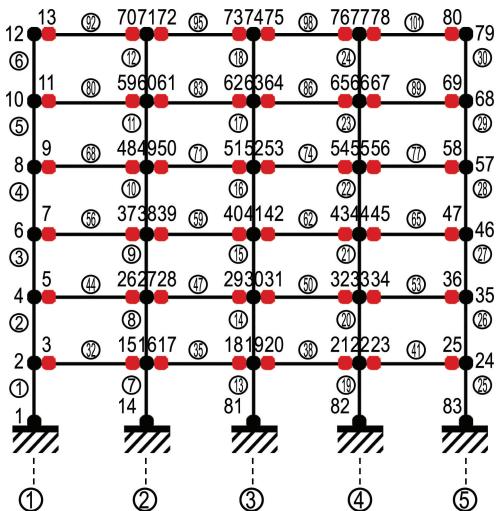


图 6 VFIFE 钢框架结构模型

Fig. 6 A steel frame structure model based on VFIFE

2.3 不同柱失效后剩余结构竖向动力响应分析

在本例中,半刚接初始转动刚度取值范围为 $2.4 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{m}/\text{rad} < K_i < 1.2 \times 10^8 \text{ N} \cdot \text{m}/\text{rad}$,本文研究刚接、半刚接 I ($K_i = 8 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{m}/\text{rad}$)、半刚接 II ($K_i = 5 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{m}/\text{rad}$)和半刚接 III ($K_i = 3 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{m}/\text{rad}$)4 种结构在拆除边柱和中柱两种工况(如图 7 所示)下剩余结构抗倒塌能力.

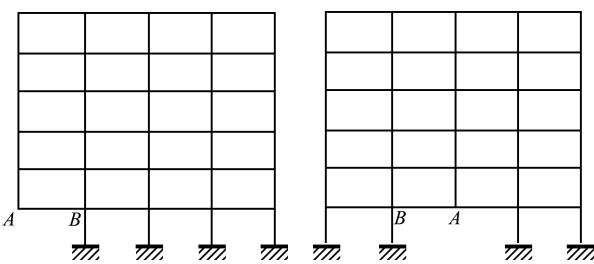


图 7 柱拆除工况

Fig. 7 Column removal cases

2.3.1 边柱失效 对 4 种结构分别进行非线性动力时程分析,得到边柱失效后失效点 A 竖向位移时程曲线,如图 8 所示.由结果可知,考虑半刚接的 3 种结构失效点 A 竖向位移均大于刚接结构位移,且梁柱节点转动刚度越小,失效点位移越大,说明节点转动刚度对结构的竖向位移影响较大,将结构梁柱节点视为完全刚接或理想铰接时会增大或减小结构的抗倒塌能力.4 种结构最大位移出现的时间分别为 0.74、0.77、0.79 和 0.81 s,说明在一定范围内,梁柱节点转动刚度越小,最大位移出现的时间越晚,失效时间点越长,剩余结构破

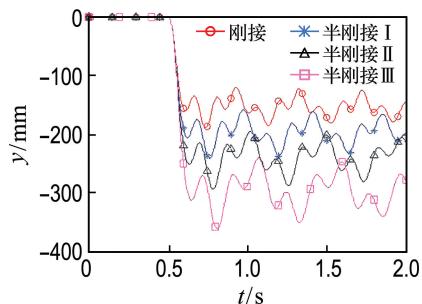


图 8 边柱失效时失效点 A 竖向位移时程

Fig. 8 Vertical displacement time history of the failure point A when side column fails

坏时的状态越延迟,从这一方面来说,合理考虑节点半刚性在一定程度上会增大结构抗倒塌能力.

图 9 为边柱失效时,2 号柱(编号如图 6 所示)的轴力时程曲线,由图可知,拆除边柱后,不同连接刚度的结构 2 号柱轴力变化趋势一致,均是逐渐减小,最终在 0 附近振荡,说明底层柱失效导致上层柱丧失竖向承载力,轴力不再沿此轴传递,楼层间的柱并不会对各楼层产生竖向约束作用,连接刚度对失效点上方柱的轴力影响不大.图 10 为边柱失效时,7 号柱轴力时程曲线,由图可知,4 种结构在边柱失效后轴力均迅速增大,之后围绕一定值上下振动,相比较而言,刚接结构振动幅度最大,周期最短,随着梁柱节点转动刚度的减小,结构振动逐渐减弱,更快趋于稳定.图 11 为边柱失效时不同轴线底层柱最大动轴力与拆柱前最大静轴力的比值,由图可知,3 轴线、4 轴线和 5 轴线的轴力比值接近 1,而 2 轴线的轴力比值接近 2,说明柱失效后远离失效柱的柱轴力动力响应较小,失效柱相邻柱轴力动力响应较大;梁柱节点转动刚度越小,相邻柱轴力比值越小,但减小幅度不大.图 12 为边柱失效后与失效前底层各跨梁左端弯矩差值(绝对值),由图可知,考虑梁柱节点半刚性会减小底层梁左端弯矩差值,而且梁柱节点转动刚度越小,失效跨(第 1 跨)梁左端弯矩差值越小.图 13 为边柱失效后与失效前底层各跨梁右端弯矩差值,由图可知,考虑梁柱节点半刚性时,非失效跨(第 2、3 和 4 跨)弯矩差值会减小,而失效跨(第 1 跨)弯矩随着连接刚度的减小而增大,这是因为拆除边柱后失效跨梁右端弯矩出现反向.

表 4 为 4 种结构在边柱失效工况下塑性铰出现的时间,考虑节点半刚性时塑性铰出现的时间较刚接时出现延迟,梁柱节点转动刚度越小,塑性铰出现的时间越晚,从这个角度来说,考虑节点半

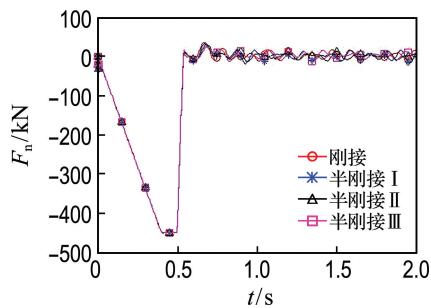


图 9 2号柱轴力时程

Fig. 9 Axial force time history of No. 2 column

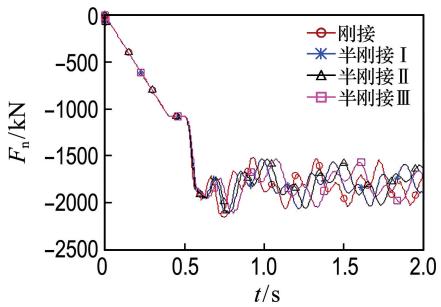


图 10 7号柱轴力时程

Fig. 10 Axial force time history of No. 7 column

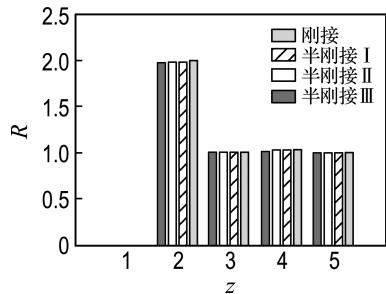


图 11 最大动轴力与最大静轴力比值

Fig. 11 Maximum dynamic axial force and maximum static axial force ratio

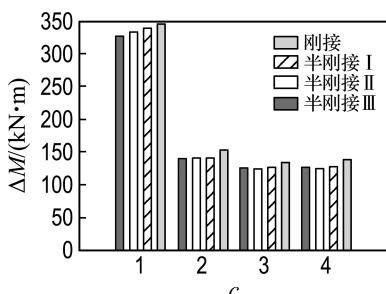


图 12 底层各跨梁左端弯矩差值

Fig. 12 Bending moment difference at the left end of the bottom beam

刚性会使结构倒塌破坏延迟,在一定程度上提高剩余结构抗倒塌能力。

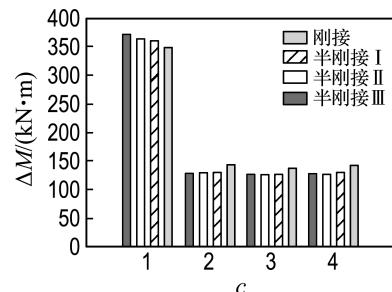


图 13 底层各跨梁右端弯矩差值

Fig. 13 Bending moment difference at the right end of the bottom beam

表 4 边柱失效时塑性铰出现的时间

Tab. 4 The time of the appearance of plastic hinge when the side column fails

塑性铰出现在 单元的位置	塑性铰出现时间/s			
	刚接	半刚接 I	半刚接 II	半刚接 III
5	0.556 5	0.561 0	0.563 4	0.567 3
26	0.556 8	0.562 9	0.566 2	0.571 5
7	0.557 2	0.561 7	0.564 1	0.568 0
37	0.557 3	0.563 4	0.566 8	0.572 1
15	0.557 4	0.563 5	0.566 7	0.572 0
9	0.558 6	0.563 0	0.565 4	0.569 3
48	0.558 7	0.565 0	0.568 4	0.573 9
3	0.558 9	0.563 3	0.565 6	0.569 4
11	0.561 3	0.565 5	0.567 9	0.571 7
59	0.561 3	0.567 7	0.571 1	0.576 7
70	0.569 8	0.575 6	0.578 6	0.583 6
13	0.571 0	0.573 4	0.575 1	0.577 9

2.3.2 中柱失效 图 14 为中柱失效时,4 种结构失效点位移时程曲线。由图可知,半刚接结构失效点 A 竖向位移振动幅度较刚接结构大,节点耗能能力更好,从这一方面来说,半刚性对结构的抗连续倒塌是有利的,但转动刚度不是越小越好,如果转动刚度太小,失效点位移过大,可能会导致结构发生倒塌。相对于边柱失效,中柱失效时失效点

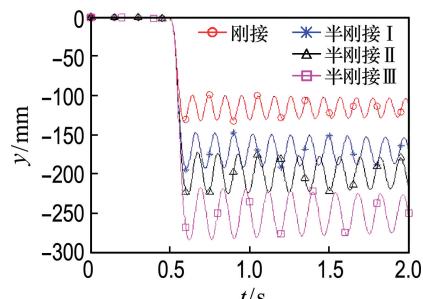


图 14 中柱失效时失效点 A 竖向位移时程

Fig. 14 Vertical displacement time history of the failure point A when middle column fails

位移振动更规则,因为边柱失效时框架梁缺少足够水平支撑,仅通过梁端弯矩提供抗倒塌能力。

图 15 为中柱失效后,不同楼层 3 种半刚接结构 7 号柱最大动轴力与刚接结构相应值的比值图。由图可知,3 种结构的轴力比值均小于 1,梁柱节点转动刚度越小,轴力比值越小,说明考虑节点半刚性会在一定程度上减小失效柱相邻柱轴力的动力响应。

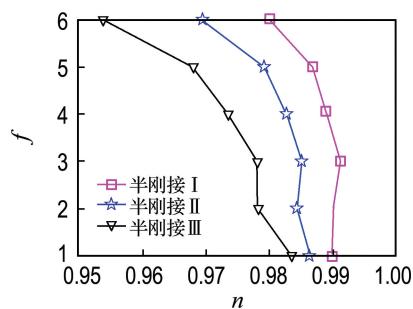


图 15 半刚接结构与刚接结构最大动轴力比值

Fig. 15 Ratio of maximum dynamic axial force among semi-rigid structure and rigid structure

图 16 和 17 为中柱失效后与失效前底层各跨梁近端和远端弯矩差值图,由图可知,考虑节点半刚性时非失效跨(第 1 和 4 跨)梁端弯矩差值会增

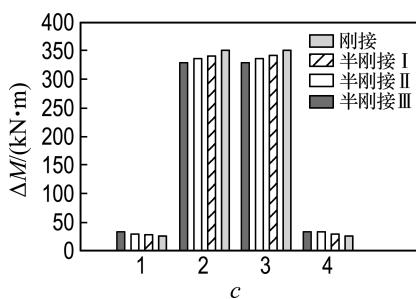


图 16 底层各跨梁近端弯矩差值

Fig. 16 Bending moment difference at the near end of the bottom beam

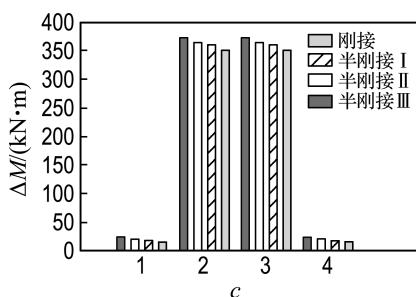


图 17 底层各跨梁远端弯矩差值

Fig. 17 Bending moment difference at the far end of the bottom beam

大,失效跨(第 2 和 3 跨)梁近端弯矩差值随着节点转动刚度的减小而减小,梁远端弯矩差值随着节点转动刚度的减小而增大,因为失效跨梁远端弯矩在柱失效前后出现反向。

表 5 为 4 种结构中柱失效时塑性铰出现的时间,同边柱失效相同,半刚接结构塑性铰出现的时间均晚于刚接结构。从图 8 和 14 可看到,中柱失效时失效点 A 的竖向位移小于边柱失效时失效点 A 的竖向位移,但从结构塑性发展上看,中柱失效时结构出现的塑性铰个数(24 个)远大于边柱失效时塑性铰个数(12 个),因此加强中柱承载力防止其在偶然荷载作用下破坏也非常重要。

表 5 中柱失效时塑性铰出现的时间

Tab. 5 The time of the appearance of plastic hinge when the middle column fails

塑性铰出现在 单元的位置	塑性铰出现时间/s			
	刚接	半刚接 I	半刚接 II	半刚接 III
18	0.550 2	0.552 1	0.554 3	0.557 6
20	0.550 2	0.552 1	0.554 3	0.557 6
29	0.550 6	0.552 3	0.554 4	0.557 8
31	0.550 6	0.552 3	0.554 4	0.557 8
40	0.551 1	0.552 7	0.554 7	0.558 1
42	0.551 1	0.552 7	0.554 7	0.558 1
17	0.551 2	0.554 5	0.557 5	0.562 1
21	0.551 2	0.554 5	0.557 5	0.562 1
28	0.551 3	0.554 4	0.557 2	0.561 9
32	0.551 3	0.554 4	0.557 2	0.561 9
51	0.551 4	0.552 9	0.555 0	0.558 3
53	0.551 4	0.552 9	0.555 0	0.558 3
62	0.551 5	0.553 0	0.555 0	0.558 3
64	0.551 5	0.553 0	0.555 0	0.558 3
39	0.551 8	0.554 8	0.557 6	0.562 2
43	0.551 8	0.554 8	0.557 6	0.562 2
61	0.552 1	0.555 0	0.557 8	0.562 4
65	0.552 1	0.555 0	0.557 8	0.562 4
50	0.552 2	0.555 1	0.557 9	0.562 4
54	0.552 2	0.555 1	0.557 9	0.562 4
73	0.552 9	0.553 9	0.555 9	0.559 0
75	0.552 9	0.553 9	0.555 9	0.559 0
72	0.555 2	0.557 6	0.560 2	0.564 4
76	0.555 2	0.557 6	0.560 2	0.564 4

3 结 论

(1)与刚接结构相比,半刚接结构失效点竖向位移均增大,但最大竖向位移出现的时间均推迟;在一定范围内,梁柱节点转动刚度越小,失效点最大位移出现的时间越晚,剩余结构破坏时的状态越延迟,因此合理考虑节点转动刚度在一定程度上会增大结构抗倒塌能力。

(2) 底层柱失效后,与刚接结构相比,半刚接结构同层相邻柱轴力时程曲线振动减弱,周期变长,而且在一定范围内,梁柱节点转动刚度越小,轴力时程曲线振动越弱,越快趋于稳定。

(3) 底层柱失效后,与刚接结构相比,半刚接结构失效跨梁近端弯矩变化值减小,而梁远端弯矩变化值增大,随着梁柱节点转动刚度减小,梁近端弯矩变化值越小,梁远端弯矩变化值越大,因此在结构设计中要注意对关键柱相连的远端梁的保护。

(4) 考虑半刚接结构塑性铰出现的时间均长于刚接结构的时间,而且梁柱节点转动刚度越小,塑性铰出现的时间越晚,从这一方面来说一定的半刚性会延迟结构倒塌破坏的发生,在一定程度上增大结构的抗倒塌能力。

参考文献:

- [1] ELLINGWOOD B R. Mitigating risk from abnormal loads and progressive collapse [J]. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2006, **20**(4):315-323.
- [2] PEARSON C, DELATTE N. Lessons from the progressive collapse of the Ronan Point apartment tower [C] // **Forensic Engineering, Proceedings of the Congress**. Reston: American Society of Civil Engineers, 2003: 190-200.
- [3] OSTERAAS J D. Murrah building bombing revisited: A qualitative assessment of blast damage and collapse patterns [J]. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2006, **20**(4):330-335.
- [4] BAŽANT Z A P, LE Jialiang, GREENING F R, et al. What did and did not cause collapse of World Trade Center Twin Tower in New York? [J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2008, **134**(10): 892-906.
- [5] MOORE D B. The UK and European regulations for accidental actions [C] // **Proceedings of Workshop on Prevention of Progressive Collapse**. Washington D C: National Institute of Building Sciences, 2002.
- [6] European Committee for Standardization. Eurocode 1 — Actions on Structures — Part 1-7: General Action — Accidental Actions: EN 1991-1-7 [S]. Brussels: CEN, 2006.
- [7] GSA. **Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects** [M]. Washington D C: The US General Services Administration, 2003.
- [8] The US Department of Defense. Design of Buildings to Resist Progressive Collapse: UFC 4-023-03 [S]. Washington D C: The US Department of Defense,
- 2005.
- [9] 陆新征,江见鲸. 世界贸易中心飞机撞击后倒塌过程的仿真分析 [J]. 土木工程学报, 2001, **34**(6):8-10. LU Xinzhen, JIANG Jianjing. Dynamic finite element simulation for the collapse of world trade center [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2001, **34**(6):8-10. (in Chinese)
- [10] 易伟建,何庆锋,肖岩. 钢筋混凝土框架结构抗倒塌性能的试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2007, **28**(5):104-109,117. YI Weijian, HE Qingfeng, XIAO Yan. Collapse performance of RC frame structure [J]. *Journal of Building Structures*, 2007, **28**(5):104-109, 117. (in Chinese)
- [11] 胡晓斌,钱稼茹. 单层平面钢框架连续倒塌动力效应分析 [J]. 工程力学, 2008, **25**(6):38-43. HU Xiaobin, QIAN Jiaru. Dynamic effect analysis during progressive collapse of a single-story steel plane frame [J]. *Engineering Mechanics*, 2008, **25**(6):38-43. (in Chinese)
- [12] 钱稼茹,胡晓斌. 多层钢框架连续倒塌动力效应分析 [J]. 地震工程与工程振动, 2008, **28**(2):8-14. QIAN Jiaru, HU Xiaobin. Dynamic effect analysis of progressive collapse of multi-story steel plane frame [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2008, **28**(2):8-14. (in Chinese)
- [13] 施刚,石永久,王元清. 钢结构梁柱半刚性端板连接弯矩-转角全曲线计算方法 [J]. 工程力学, 2006, **23**(5):67-73,55. SHI Gang, SHI Yongjiu, WANG Yuanqing. Computation method of moment-rotation curve for semi-rigid end-plate connections of steel structures [J]. *Engineering Mechanics*, 2006, **23**(5):67-73,55. (in Chinese)
- [14] 王秀丽. 多层钢框架梁柱连接节点抗震性能研究 [D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2004. WANG Xiuli. Study on seismic behavior of beam-to-column connection joints in multilayer steel frames [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2004. (in Chinese)
- [15] 刘伟,王光云,李大鹏. 钢框架梁柱连接半刚性节点研究综述 [J]. 吉林建筑工程学院学报, 2012, **29**(6):1-4. LIU Wei, WANG Guangyun, LI Dapeng. Summary of semi-rigid joint of steel frame beam-column connection [J]. *Journal of Jilin Institute of Architecture and Civil Engineering*, 2012, **29**(6):1-4. (in Chinese)
- [16] 陈敏. 半刚性连接节点对门式钢管模板支架受力性能的影响 [D]. 长沙: 中南大学, 2014. CHEN Min. The effects which semi-rigid node has on the stability of portal steel tube formwork supports [D]. Changsha: Central South

- University, 2014. (in Chinese)
- [17] 周华樟, 祝恩淳, 刘志周. 胶合木网壳半刚性节点受力性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2015, 36(3):106-111.
- ZHOU Huazhang, ZHU Enchun, LIU Zhizhou. Experimental study on mechanical behavior of semi-rigid joint of laminated wood latticed shell [J]. **Journal of Building Structures**, 2015, 36(3): 106-111. (in Chinese)
- [18] 石永久, 王萌, 王元清, 等. 钢框架端板连接半刚性节点受力性能分析 [J]. 工程力学, 2011, 28(9):51-58.
- SHI Yongjiu, WANG Meng, WANG Yuanqing, et al. Mechanical behavior analysis of semi-rigid joints with end plate connections of steel frames [J]. **Engineering Mechanics**, 2011, 28(9): 51-58. (in Chinese)
- [19] 王伟. 火灾下钢结构半刚性节点受力性能研究 [D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2016.
- WANG Wei. Study on the mechanical behavior of steel structure semi-rigid joint under fire [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2016. (in Chinese)
- [20] 罗尧治, 郑延丰, 杨超, 等. 结构复杂行为分析的有限质点法研究综述 [J]. 工程力学, 2014, 31(8):1-7,23.
- LUO Yaozhi, ZHENG Yanfeng, YANG Chao, et al. Review of the finite particle method for complex behaviors of structures [J]. **Engineering Mechanics**, 2014, 31(8):1-7,23. (in Chinese)
- [21] 丁承先, 段元峰, 吴东岳. 向量式结构力学 [M]. 北京: 科学出版社, 2012.
- DING Chengxian, DUAN Yuanfeng, WU Dongyue. **Vector Mechanics of Structures** [M]. Beijing: Science Press, 2012. (in Chinese)
- [22] 陈宽宏. 钢结构半刚性接头之向量式有限元分析 [D]. 台湾: 中原大学, 2010.
- CHEN Kuanhong. Analysis of semi-rigid connections in steel structure using vector form intrinsic finite element methods [D]. Taiwan: Chung Yuan Christian University, 2010. (in Chinese)
- [23] FERRAIOLI M, AVOSSA A M, MANDARA A. Assessment of progressive collapse capacity of earthquake-resistant steel moment frames using pushdown analysis [J]. **The Open Construction and Building Technology Journal**, 2014, 8(1):324-336.
- [24] 胡强. 基于向量式有限元的多层钢框架竖向连续倒塌行为研究 [D]. 大连: 大连理工大学, 2017.
- HU Qiang. Progressive collapse behavior studies of multi-storey steel frame structures based on vector form intrinsic finite element method [D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2017. (in Chinese)
- [25] 马慧敏. 钢框架结构的连续倒塌动力响应分析 [D]. 济南: 山东建筑大学, 2013.
- MA Huimin. Dynamic response analysis of continuous collapse of steel frame structures [D]. Jinan: Shandong University of Architecture, 2013. (in Chinese)

Dynamic response analysis of semi-rigid steel frame structures resisting vertical progressive collapse

QU Jiting*, LI Zhicai

(Institute of Engineering Mechanics, Faculty of Infrastructure Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: Based on vector form intrinsic finite element (VFIFE), a model of semi-rigid steel frame structure is constructed. Considering initial deformation condition the transient unloading method is used to analyze the integration of static and dynamic analysis before and after the component is removed. Through the dynamic nonlinear analysis of a plane semi-rigid steel frame structure, the dynamic response is studied for the residual structure resisting vertical progressive collapse after the failure of different columns in the bottom floor, and influence of different node rotational stiffness on collapse resistance of the steel frame structure is compared. The results show that the node rotational stiffness has a great influence on the vertical progressive collapse of the steel frame structure. Therefore, it is necessary to consider the true connection stiffness of beams and columns in the study of the vertical progressive collapse of steel frame structures.

Key words: vector form intrinsic finite element (VFIFE); semi-rigid connection; progressive collapse; failure of columns; node rotational stiffness