

•水利与土木工程•

DOI:10.15961/j.jsuese.201600907

采用静-动力转换方法的钢管混凝土框架受火倒塌非线性分析

王景玄^{1,2}, 王文达^{1,2}, 李华伟¹

(1.兰州理工大学土木工程学院,甘肃兰州730050;2.西部土木工程防灾减灾教育部工程研究中心,甘肃兰州730050)

摘要:火灾引起结构倒塌不同于其他瞬时倒塌破坏(地震、冲击或者爆炸),倒塌全过程为准静态平衡和动态相结合的复杂过程。为研究局部火灾引起的钢管混凝土框架结构倒塌破坏机理和动力响应,基于ABAQUS预定场和重启动功能,采用静-动力转换分析方法进行某9层钢管混凝土空间框架结构体系的受火连续性倒塌非线性分析,研究该结构第6层角部开间受火场景下的倒塌破坏模态,分析梁、柱构件受火失效引起的空间框架全过程倒塌机理及整体结构产生动力效应的影响规律。框架梁柱构件均采用纤维梁单元,钢筋混凝土楼板采用分层壳单元,钢材和混凝土材性采用自定义开发的单轴本构材料模型。分析结果表明,静-动力转换方法可以较好地模拟结构受火倒塌全过程,节省计算时间,同时能够反映结构的动力特性。由空间框架倒塌全过程示意可知,角柱失效后触发结构发生局部连续倒塌破坏,倒塌临界时间为253 min(4.2 h),结构整体的耐火时间远大于单个构件的耐火要求。火灾引起结构的局部倒塌全过程分为5个阶段:受火初期膨胀阶段、局部屈曲阶段、短暂平衡阶段、卸载阶段和局部倒塌破坏阶段;前4个阶段为长持时的准静态分析,第5阶段为非线性动力问题。此外,受火区域竖向构件失效后,其卸载传力路径遵循就近原则。

关键词:钢管混凝土;连续倒塌;火灾响应;纤维模型;静-动力转换法;非线性分析

中图分类号:TU398.2

文献标志码:A

文章编号:2096-3246(2017)04-0053-08

Progressive Collapse Nonlinear Analysis on Composite Frames with CFST Columns Based on Static-dynamic Analytic Conversion Procedure in Fires

WANG Jingxuan^{1,2}, WANG Wenda^{1,2}, LI Huawei¹

(1.School of Civil Eng.,Lanzhou Univ. of Technol.,Lanzhou 730050, China;

2.Western Center of Disaster Mitigation in Civil Eng. of Ministry of Education,Lanzhou 730050,China)

Abstract: Fire induced collapse failure mode is different from other instantaneous collapse,such as that induced by earthquake,impacting or exploding.The whole collapse is a combination of complex processes including quasi-static equilibrium and dynamic process.In order to research the nonlinear dynamic response of progressive collapse analysis on the composite frame with concrete filled steel tubular (CFST) columns and RC slabs due to local fire.A static-dynamic analytic conversion procedure has been developed based on the restart and predefined-field function in the finite element code ABAQUS.This paper presents a FE model of 9-story composite spatial frame to investigate the mechanism of progressive collapse when 6th corner floor catches fire.The composite frame members of columns and steel beams used nonlinear fiber beam elements,and RC slabs used layered shell elements.The user-defined uniaxial constitutive material models of core concrete and steel were incorporated in subprogram UMAT.The results showed that the analytic procedure switch between static and dynamic analysis was effective to investigate the progressive collapse of composite frame subjected to fire,and it could shorten the calculation time and show the dynamic characteristics of progressive collapse.Local progressive collapse was observed in the composite frame when the corner column was destroyed.Collapse critical fire resistance time was 253 min (4.2 h),greater than the individual component.The displacement of top column included five stages when it was subjected to fire,including inflation deformation in early heating stage,localized failure of heated columns,transient equilibrium phase,unloading phase and the localized collapse phase.The first four stages were long quasi-static analysis and the fifth stage was a nonlinear dynamic problem.The redistribution of internal forces during unloading followed the "shortest path principle" in general.

收稿日期:2016-09-02

©1994-2021 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51268038);兰州理工大学“红柳杰出人才培养计划”资助项目(JQ201305)

作者简介:王景玄(1986—),男,讲师,博士.研究方向:钢管混凝土组合结构抗火及连续倒塌. E-mail:cewangjx@lut.cn

http://jsuese.ijournals.cn

http://jsuese.scu.edu.cn

Key words: concrete filled steel tube; progressive collapse; fire response; fiber beam element model; a static-dynamic analytic conversion procedure; nonlinear analysis

火灾引起的结构倒塌不同于其他瞬时倒塌破坏(地震、冲击或者爆炸),倒塌全过程为动静相结合的复杂过程,倒塌前经历长持时的准静态平衡。例如“9·11”事件中WTC-7燃烧7个多小时倒塌,西班牙马德里的Torre Windsor大厦第21层火灾持续1小时多发生局部连续倒塌破坏。目前,对于结构连续倒塌性能研究主要不考虑灾害原因,参考GSA2003^[1]和DoD2010^[2]提出的备用荷载路径法(ALP法)进行剩余结构承载力抗倒塌分析,如:Qian等^[3]报道了钢筋混凝土梁柱子框架结构及楼板在角柱失效后剩余结构的抗倒塌能力;杜永峰等^[4]分析了竖向不规则RC框架结构连续倒塌动力方法系数的取值;易伟建等^[5]报道了4跨3层的钢筋混凝土框架中柱失效后的倒塌试验研究;李时等^[6]针对不同形式的大跨度钢结构,提出抗连续性倒塌设计的实用方法与措施;Guo等^[7]完成了单层4跨组合框架结构中柱失效后的倒塌试验研究。目前,对钢筋混凝土结构和钢结构的受火倒塌性能有少许的报道,如:Fang等^[8]进行了局部火灾作用下钢框架结构的鲁棒性能研究;Sun等^[9-11]进行了钢框架受火倒塌数值分析;李易等^[12]介绍了混凝土结构火灾连续倒塌分析方法;陈适才等^[13]报道了局部火灾下钢结构倒塌破坏机理的试验研究。综上可知,目前国内关于钢管混凝土组合结构的火灾连续倒塌研究尚未见相关报道。因此,基于ABAQUS预定义场和重启功能,采用静-动力转换分析方法对某9层钢管混凝土空间框架结构受火连续性倒塌进行研究,计算第6层角部开间受火场景下的倒塌破坏模态,分析梁、柱构件受火失效引起的钢管混凝土空间框架的全过程倒塌机理及整体结构产生动力效应的影响规律。

1 静-动力转换分析方法

火灾作用下结构倒塌分析方法主要有全过程静力分析方法和显示动力分析方法。对于非线性不强的计算工况,静力方法具有分析效率高的特点;对于大变形、强非线性的倒塌问题,静力法计算时易出现不收敛的现象,导致程序提前报错,从而很难得到结构倒塌时临界温度值,且不能体现结构的动力倒塌特性。显示动力方法可以体现结构的动力倒塌特性,但结构受火时间较长(0.5~3 h),直接采用动力分析方法太过于耗时。因此,采取静力和动力相结合的方法分析结构受火引起的倒塌破坏是一种较为合理的选择。ABAQUS重启命令可以将上次分析的结果

(应力、应变、位移等)作为初始条件,通过预定义场功能进行接力分析,具体分析流程见图1。采用该方法分析结构受火连续倒塌破坏过程为多次循环计算,循环往复直到结构发生连续性倒塌破坏或者自定义升温完成时程序自动停止计算。

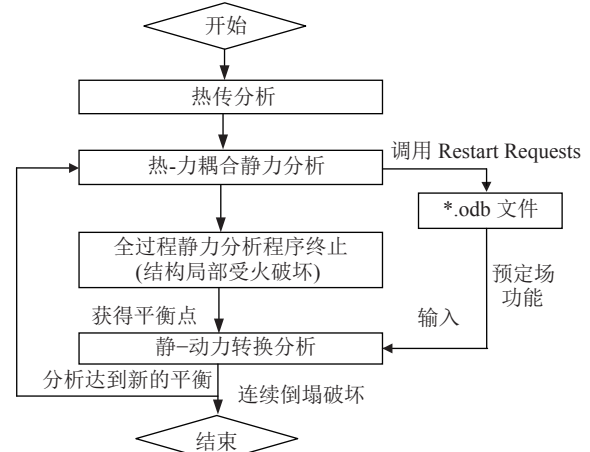


图 1 静-动力转换分析方法的流程

Fig.1 Static-dynamic conversion method

2 分析模型

2.1 计算模型的选取

参考某实际工程,采用Midas Building2013设计一9层4跨的钢管混凝土组合框架,具体模型尺寸及材料为:结构层高均为3.6 m,楼板厚120 mm,开间6 600 mm,进深7 200 mm;钢管混凝土柱核心混凝土和钢筋混凝土楼板中混凝土强度等级均为C40,采用宽翼缘“H”型钢,主梁尺寸为HW495 mm×465 mm×15 mm×20 mm(宽×高×腹板厚×翼缘厚),次梁采用HW350 mm×350 mm×12 mm×19 mm;钢材选用Q345,弹性模量为 2.06×10^5 MPa,密度为7 850 kg/m³;采用圆钢管混凝土柱,柱截面尺寸为 $D \times t$ 为500 mm×12 mm;楼面恒载标准值为5.0 kN/m²,活荷载标准值为2.0 kN/m²,屋面恒载标准值为7.0 kN/m²,活荷载标准值为0.5 kN/m²,风荷载基本风压为 $w_0=0.45$ kN/m²;地面粗糙度为C类。平面布置如图2所示。

2.2 材料本构模型

钢管混凝土框架受火倒塌分析中,钢材和混凝土的材料本构模型分为受火区域和非受火区域。

2.2.1 受火区域热力本构模型

1) 钢材

钢材在热耦合作用下的应变 ϵ_s 包括3部分:应力产生的应变 $\epsilon_{\sigma,s}$ 、温度膨胀应变 $\epsilon_{th,s}$ 和钢材高温蠕变

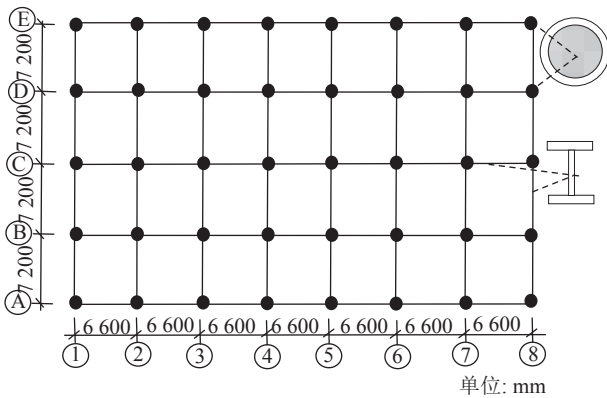


图 2 钢管混凝土空间框架计算模型

Fig.2 Analytical model of composite frame

$\epsilon_{cr,s}$, 具体表达式为:

$$\epsilon_s = \epsilon_{\sigma,s}(\sigma_s, T) + \epsilon_{th,s}(T) + \epsilon_{cr,s}(\sigma_s, T, t) \quad (1)$$

高温下应力-应变关系采用Lie^[14]给出的本构模型, 计算中暂不考虑钢材高温蠕变的影响。

2) 混凝土

混凝土温度和应力共同作用下的总应变 ϵ_c 包括 4 部分: 应力产生的应变 $\epsilon_{\sigma,c}$ 、膨胀应变 $\epsilon_{th,c}$ 、高温徐变 $\epsilon_{cr,c}$ 和瞬态热应变 $\epsilon_{tr,c}$ 。具体表达式为:

$$\epsilon_c = \epsilon_{\sigma,c}(\sigma_c, T) + \epsilon_{th,c}(T) + \epsilon_{cr,c}(\sigma_c, T, t) + \epsilon_{tr,c}(\sigma_c, T) \quad (2)$$

钢管内核心混凝土高温下应力-应变本构模型采用韩林海^[15]给出的考虑约束效应影响的被动约束混凝土模型。高温下楼板中混凝土属于非约束混凝土, 本文采用Lie^[14]提出的不同温度下普通混凝土本构模型。

2.2.2 非受火区域材料本构模型

1) 钢材单轴本构模型

汪训流等^[16]给出的钢材单轴本构模型结合了Esmaily等提出的^[17]骨架线模型与Légeron等^[18]提出的加卸载滞回准则, 可用以模拟有无屈服平台及拉压不等强的钢筋或钢材模型。该模型骨架线表达式为:

$$\sigma = \begin{cases} E_s \epsilon, & \epsilon \leq \epsilon_y; \\ f_y, & \epsilon_y < \epsilon \leq k_1 \epsilon_y; \\ k_3 f_y + \frac{E_s(1-k_3)}{\epsilon_y(k_2-k_1)^2} (\epsilon - k_2 \epsilon_y)^2, & \epsilon > k_1 \epsilon_y \end{cases} \quad (3)$$

式中, 通过引入参数 k_1 、 k_2 、 k_3 控制加载骨架线的形状, k_1 为钢材的强化段起点应变与屈服应变的比值, k_2 为钢材峰值应变与屈服应变比值, k_3 为钢材峰值应力与屈服强度比值。加卸载模型如图3所示, 卸载时按钢材弹性模量直线卸载, 在再加载路径上合理考虑钢材的包辛格效应, 采用曲线的再加载方式。加卸载路径中相关变量参数参考文献[18]。

2) 混凝土单轴本构模型

纤维模型中的钢管和混凝土之间不体现约束作

用, 核心混凝土应采用考虑钢管约束效应后的等效应力-应变关系曲线。骨架曲线选取韩林海^[15]给出的考虑被动约束混凝土单轴本构模型, 加卸载准则在Mander等^[19]基础上进行适当简化, 卸载和再加载部分采用直线, 如图4所示, 具体参数参考文献[19]。楼板中混凝土采用ABAQUS自带的塑性损伤本构模型。

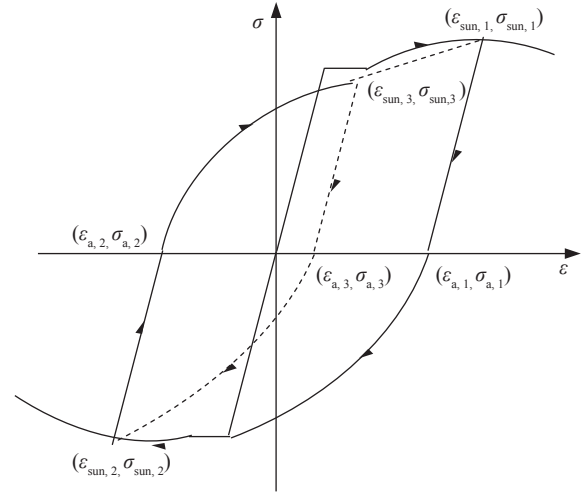


图 3 钢材骨架曲线及加卸载准则

Fig.3 Steel loading-unloading criteria curves

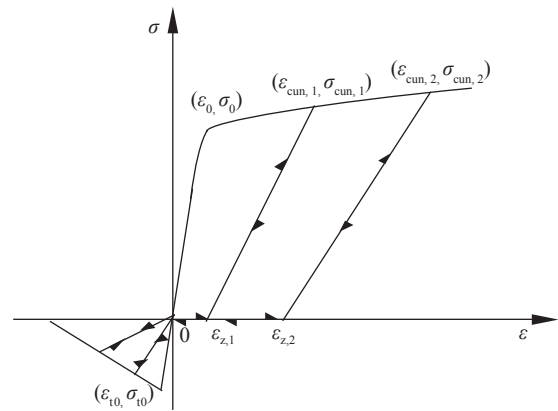


图 4 混凝土骨架曲线及加卸载准则

Fig.4 Concrete loading-unloading criteria curves

2.3 钢管混凝土截面纤维离散

ABAQUS中梁单元积分控制点截面可划分为若干材料积分点, 根据截面各积分点的应力-应变关系积分得到整个截面的刚度。ABAQUS中常用的梁单元为1次和2次插值的梁单元, 该类梁单元为考虑剪切变形的Timoshenko梁单元; 当作为纤维梁单元的载体时, 可将其截面的剪切刚度设置为一个数量级较大值, 从而达到截面纤维束之间不发生剪切效应。通过ABAQUS纤维单元离散生成器将外包钢管离散成若干钢纤维, 在keywords中通过添加关键字*Rebar实现。钢管混凝土柱截面纤维积分点离散如图5所示。

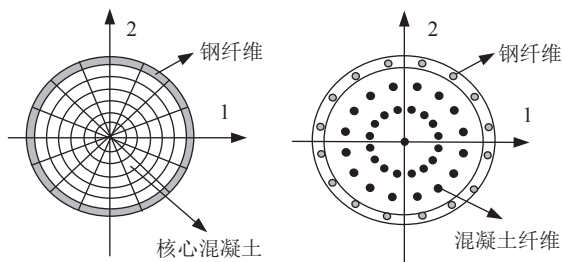


图 5 钢管混凝土截面纤维离散

Fig.5 Columns section of CFST fiber generation

钢筋混凝土楼板采用ABAQUS中壳单元S4建模,沿着楼板厚度根据配筋情况将其划分为若干单层,由中心层应变和曲率得到各混凝土层和钢筋层的应变,再由各自材料的本构方程得到各层相应的应力,采用积分得到整个壳单元的内力。

3 算例验证

为验证上述自定义开发的钢材和混凝土单轴材料本构模型在计算大变形下框架结构的倒塌分析能力,以及采用纤维梁单元模型模拟框架梁柱构件的合理性,选取易伟建等^[5]完成的一3层4跨钢筋混凝土

平面框架倒塌试验,其中梁柱均采用纤维梁单元建模,试验框架梁柱钢筋为HRB400,混凝土为C30。混凝土和钢筋均选用上述二次开发单轴本构模型,其中钢筋材料本构关系中 $k_1=4$, $k_2=25$, $k_3=1.3$ 。图6为试验相关曲线和计算曲线对比示意,图6(a)中,3-1~3-8为不同测点位移传感器所测数值,3-1为第1个位移传感器数值;其中3-1和3-4、3-2和3-3、3-5和3-8、3-6和3-7由于测点对称使得模拟数值相同。图6(b)中,4-1~4-8为混凝土应变数值,具体测点位置及分布见文献^[5]。可见,总体上本文数值计算与试验曲线吻合较好,本文二次开发的钢材和混凝土材料单轴本构模型可以较好地分析结构在大变形作用下的抗倒塌性能。

为验证采用的静-动力转换分析法在计算结构受火倒塌性能的合理性,选取陈适才等^[13]完成的局部火灾作用下钢结构倒塌破坏机理的试验研究。框架基本尺寸:框架柱距为1.7 m;钢梁采用H150 mm×75 mm×5 mm×7 mm型钢,钢柱采用H100 mm×100 mm×6 mm×8 mm型钢,Q235钢材。试验装置如图7所示,图中可拆卸部分采用M20高强螺栓连接。

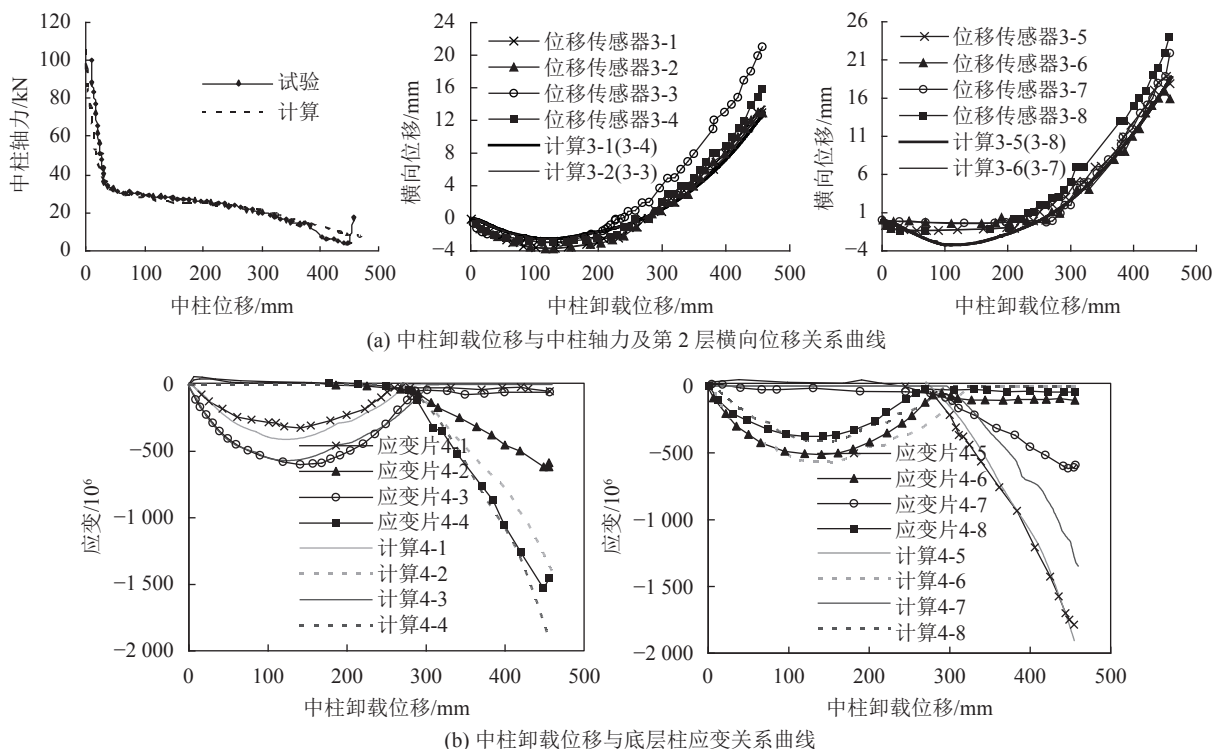


图 6 框架倒塌试验结果与模拟结果对比

Fig.6 Comparison of experimental results and calculation results

本文采用ABAQUS中四节点热力耦合壳单元S4RT模拟受火部分梁柱构件,炉外其他梁柱构件采用纤维梁单元B31模拟,两者之间的边界条件采用Coupling Constraints实现不同尺度单元之间的接触。试验中,梁

柱节点螺栓连接基本完好,没有出现较大的塑性变形或断裂现象,因此有限元模型中暂不考虑精细的螺栓连接,梁柱节点连接方式按刚接处理。此外,为考虑初始缺陷的影响,有限元建模中对受火中柱施

加0.1 kN/m的线荷载,近似于正弦形状的初始缺陷,幅值取柱高的1/1 000。

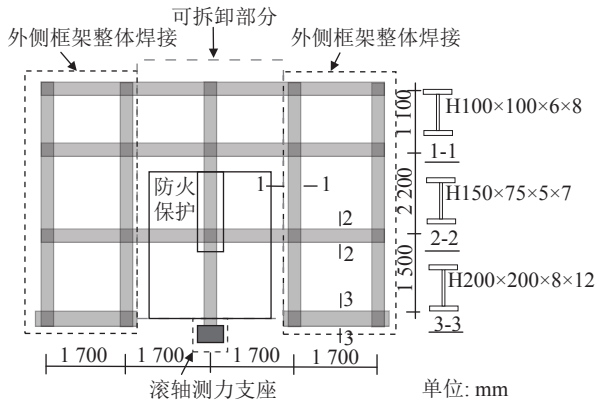


图7 钢框架试验模型

Fig.7 Steel frame experimental model

图8为有限元模拟结果和试验结果的对比,图8(a)为受中火柱竖向位移-温度关系曲线,图8(b)为受火中柱横向位移和试验结果的对比结果。试验-1中,中柱荷载水平为 $P=100$ kN,数值计算中柱发生屈曲时的温度为 626 $^{\circ}\text{C}$,试验结果中柱屈曲温度为 640 $^{\circ}\text{C}$;试验-2中,荷载水平为 $P=50$ kN时,有限元分析和试验所得的中柱屈曲温度分别为 658 $^{\circ}\text{C}$ 和 670 $^{\circ}\text{C}$ 。有限元分析结果均低于试验结果,可能是因为试验时中柱考虑了两边墙体对其的约束作用,总体上有限元计算与试验中柱临界温度是相近的,可见静-动力转换分析法可以较好地模拟结构的受火倒塌性能。

4 组合框架受火倒塌分析

4.1 荷载作用和倒塌判别准则

本文受火倒塌前分析为一长持时的准静态过程,根据GSA2003建议采用静力分析时,竖向荷载应采用式(4)计算:

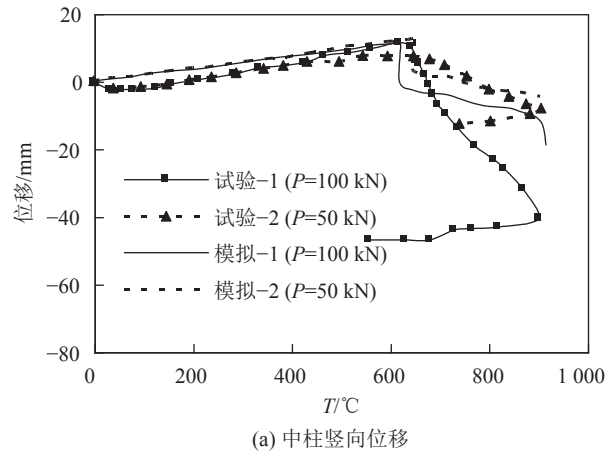
$$F_0 = 2(F_{DL} + 0.25F_{LL}) \quad (4)$$

式中, F_{DL} 为恒荷载标准值, F_{LL} 为活荷载标准值。

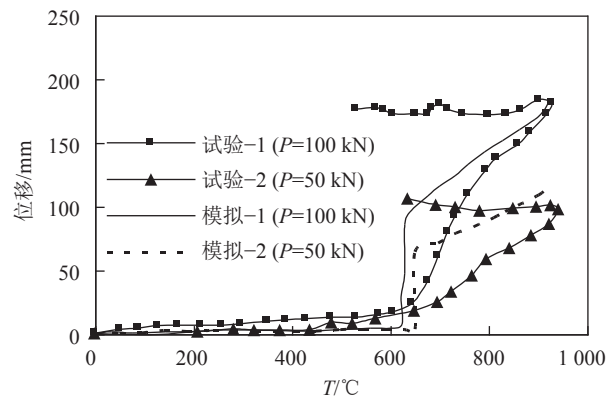
此外,GSA2003还给出不同结构类型非线性分析时的倒塌验收标准,对于钢筋混凝土双向板无受拉膜转角限值为 6° ,考虑受拉膜作用转角限值为 12° 。目前,中国《建筑设计防火规范》^[20]中没有给出框架柱构件的耐火极限,故仍按照单个构件耐火极限的计算方法,根据构件轴向压缩率 $3H$ mm/min(H 为构件的受火高度)进行判定。

4.2 倒塌全过程模拟

建筑结构火灾发生的位置具有随机性,假定该框架设置了有效的防火开间,受火区域发生火灾时不蔓延到其他开间,火灾升温曲线采用ISO-834标准升温曲线,受火区域柱均为四面受火,钢梁全截面受



(a) 中柱竖向位移



(b) 中柱横向位移

图8 试验与有限元计算结果对比

Fig.8 Comparison of experimental and calculation results

火,楼板底面受火,计算过程中不考虑楼板的跌落与碰撞效应,当楼板部分单元失效后,将其单元杀死。实际工程中,楼板和梁柱均为现浇方式,因此在有限元模型中将分层壳模型和纤维梁单元模型采用共节点连接方式处理,具有相同的平动和转动自由度。

假定火灾发生位置在框架第6层角部开间,图9(a)为火灾发生位置及杆件编号示意,图9(b)~(e)为第6层角部开间受火时框架连续倒塌全过程示意。根据受火柱先后破坏,将整个受火倒塌过程分为4个阶段:当温度达到 799 $^{\circ}\text{C}$ 时,C3柱首先发生破坏,整个角部开间竖向变形并不明显;当温度达到 806 $^{\circ}\text{C}$ 时,C4和C2柱相继发生破坏;当温度达到 829 $^{\circ}\text{C}$ 时,C1柱最终受火破坏,引起结构发生局部连续倒塌破坏。因此,当C1柱最终发生破坏后,触发了结构的局部倒塌破坏,倒塌临界温度为 829 $^{\circ}\text{C}$,倒塌临界时间为 253 min (4.2 h),满足《建筑设计防火规范》(GB50016—2014)^[20]规定的一类 and 二类框架柱的耐火时间分别为 3 和 2.5 h。

图10为受火柱顶轴向位移与温度变化关系曲线(结构火灾响应主要以温度控制为主)。可以看出,框架柱C1、C2、C4从受火开始到最后的倒塌破坏总共

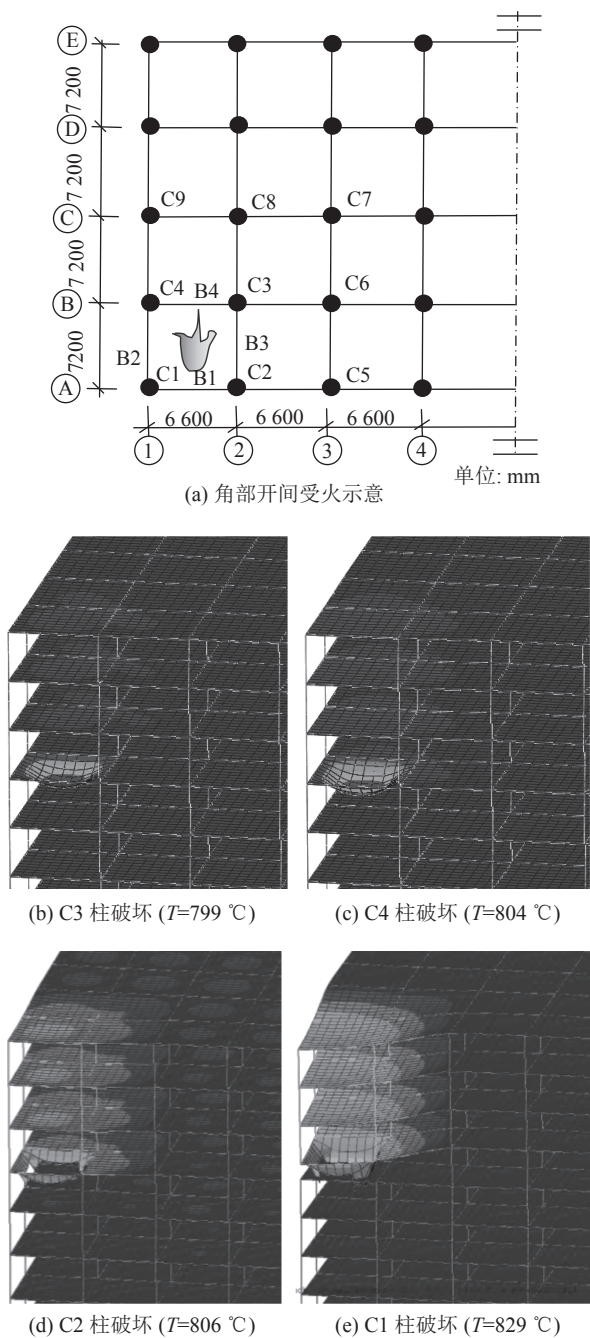


图 9 框架火灾连续倒塌全过程 (放大系数3)

Fig.9 Failure model of progressive collapse

经历了5个阶段,即o—a—b—c—d—e。其中o—a阶段为受火膨胀阶段,C1柱顶最大膨胀位移值为6.4 mm,对应温度值为474 $^{\circ}\text{C}$;a—b阶段为受火柱发生局部屈曲,承载力有所下降,但是由于周围非受火构件的约束作用,使得剩余结构尚有足够的承载力,因此在b点重新回到平衡状态(b—c);该阶段受火柱顶轴向位移已由第1阶段的膨胀变形变成轴向压缩变形,C1柱b点对应的轴向位移值为-13.5 mm(负号代表压缩变形),该时刻的温度值为581 $^{\circ}\text{C}$,C2(C4)柱b点对应的轴向位移值为-17.4 mm,该时刻的温度值为594

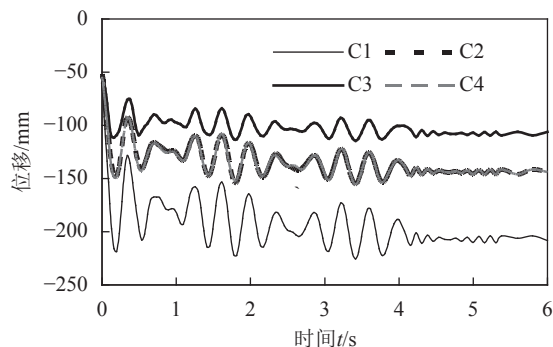
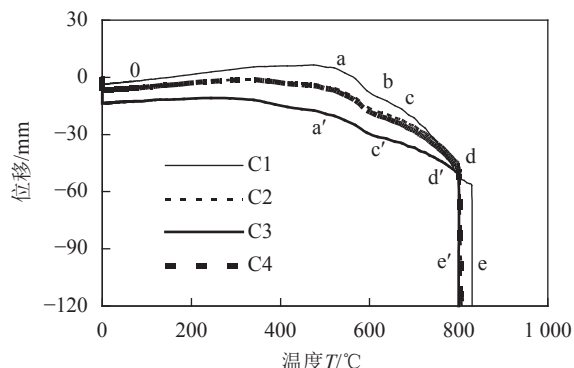


图 10 框架受火柱位移变化关系曲线

Fig.10 Displacement of fire columns curves

$^{\circ}\text{C}$;c—d阶段为失效柱周围非受火构件继续承载阶段,当到达d点时,周围梁柱构件不能继续承载,结构发生倒塌破坏,采用全过程静力分析方法时,ABAQUS程序计算至d点时不收敛,转入动力非线性分析程序。C1柱破坏后,标志着受火开间发生局部倒塌破坏,临界温度值为829 $^{\circ}\text{C}$ 左右。C3柱位移-温度关系曲线,其位移全过程曲线包括4个阶段,未出现b—c短暂平衡阶段。

图10(b)为受火区域柱静力分析停止后,转入动力分析阶段的位移-失效时间振荡关系曲线。可以看出,C1柱顶最大振荡峰值为210 mm,C2(C4)柱振荡峰值为151 mm,C3柱110 mm,最后在阻尼作用下趋于平缓。

图11为框架受火柱和受火区域周边柱轴力与温度关系曲线。由图11(a)可以看出,角部开间受火区域框架柱随着温度的升高,首先出现受热膨胀,由于原有竖向荷载和楼板及周边构件的约束作用,柱内轴力显著上升。总体上轴力-温度变化关系曲线与图10(a)相似,框架柱C1、C2、C4从受火开始到最后的倒塌破坏总共经历了5个阶段,即o—a—b—c—d—e,轴力随着温度的升高首先增大,随后持续下降。轴力最大的框架柱C3首先破坏,随后C2(C4)相继破坏,最后C1柱轴力降为0。

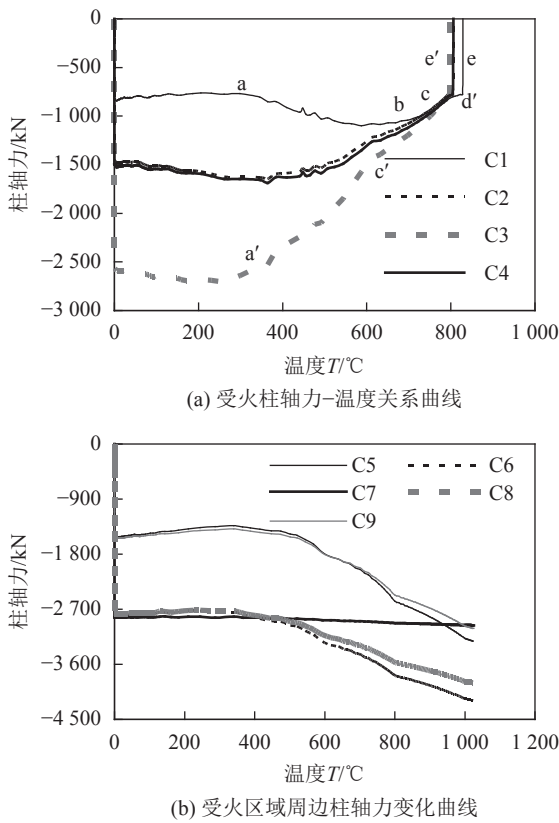


图 11 框架柱轴力-温度关系曲线

Fig.11 Temperature versus axial force curves of frame

图11(b)为受火区域周边框架柱轴力与温度变化关系曲线。可见,当受火柱在600 °C时,轴力开始降低,进入到卸载阶段,因此,C5~C9柱轴力有不同程度的增大,说明框架发生内力重分布,其中柱C5和C6柱轴力增幅最大,柱C8和C9次之,C7柱变化并不明显。主要是因为柱C5和柱C6距受火区域最近,这说明当受火柱发生卸载时,卸载传力路径遵循就近原则。

图12所示为受火区域梁轴力随温度变化关系曲线。由图12(a)可知,开始受火阶段,受火区域钢梁轴力随温度增大,呈现较为明显的悬链线效应;受火后期,楼板拉结作用减小,梁内轴力随温度升高而降低。梁B1和B2在升温至829 °C后,梁内轴力基本接近于0;梁B3和B4由于受到周围非受火构件的约束作用,仍然具有一定的承载力。图12(b)为框架达到临界温度时,梁内轴力与时间振荡曲线,总体上梁内轴力随时间的振荡幅度不大,最后在阻尼作用下趋于平缓。

4.3 倒塌模式

根据上述分析可知,局部单个构件或多个构件受火失效可能引起整体结构发生倒塌破坏:

1)梁破坏。钢梁在初始膨胀阶段发生受压破坏,腹板或者翼缘发生局部屈曲,不会引起结构的整体

倒塌。之后钢梁进入到悬索阶段,由于产生较大的挠度而破坏,如图12(a)计算结果所示。

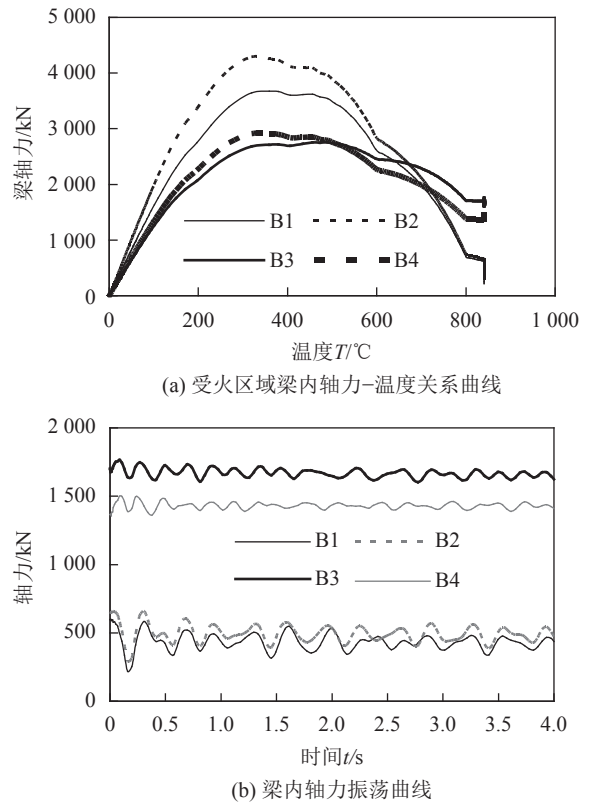


图 12 框架受火区域梁轴力-温度关系曲线

Fig.12 Axial force versus temperature curves of frame

2)柱破坏。柱为结构中的关键构件,一旦发生破坏,所承担的荷载必须由其他构件进行分担和传递。若周边柱也受高温影响,自身材性发生削弱后,可能造成整体或局部倒塌破坏。

5 结论

通过上述局部火灾作用下钢管混凝土框架倒塌性能非线性分析,可得出以下结论:

1)静-动力转换方法可以较好地模拟结构受火倒塌全过程,既节省了计算时间,又反映了结构的动力特性。此外,纤维梁单元和分层壳模型可以准确计算结构大变形、强非线性等倒塌非线性动力问题。

2)由框架倒塌全过程示意可知,C1柱失效后触发结构发生局部连续倒塌破坏,倒塌临界时间为253 min (4.2 h)。因此,结构整体的耐火时间远大于单个构件的耐火要求。

3)火灾引起结构倒塌全过程分为5个阶段:受火初期膨胀阶段、局部屈曲阶段、短暂平衡阶段、卸载阶段和倒塌破坏阶段,前4个阶段为长持时的准静态过程,第5阶段为非线性动力过程。受火柱失效后,其卸载传力路径遵循就近原则。

参考文献:

- [1] GSA2003. Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects[S]. Washington D C: The US General Services Administration, 2003.
- [2] UFC4-023-03. Design of buildings to resist progressive collapse[S]. Washington D C: The US Department of Defense, 2010.
- [3] Qian K, Li B. Performance of three-dimensional reinforced concrete beam-column substructures under loss of a corner column scenario[J]. Journal of Structural Engineering, 2013, 139(4): 584–594.
- [4] Du Yongfeng, Bao Chao, Li Hui, et al. Dynamic increase factor of vertically irregular RC frame structure in progressive collapse[J]. Journal of Sichuan University(Engineering Science Edition), 2015, 47(2): 43–49. [杜永峰, 包超, 李慧, 等. 竖向不规则RC框架结构连续倒塌动力放大系数研究[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2015, 47(2): 43–49.]
- [5] Yi Weijian, He Qingfeng, Xiao Yan. Collapse performance of RC frame structure[J]. Journal of Building Structures, 2007, 28(5): 104–109. [易伟建, 何庆峰, 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.]
- [6] Li Shi, Wang Dasui. Progressive collapse resistance design of long span steel structures[J]. Journal of Sichuan University(Engineering Science Edition), 2011, 43(6): 20–28. [李时, 汪大绥. 大跨度钢结构的抗连续性倒塌设计[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2011, 43(6): 20–28.]
- [7] Guo L H, Gao S, Fu F, et al. Experimental study and numerical analysis of progressive collapse resistance of composite frames[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 89: 236–251.
- [8] Fang C, Izzuddin B A, Elghazouli D A, et al. Robustness of steel-composite building structures subject to localized fire[J]. Fire Safety Journal, 2011, 46(6): 348–363.
- [9] Sun R R, Huang Z H, Burgess L. The collapse behaviour of braced steel frames exposed to fire[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 72: 130–142.
- [10] Sun R R, Huang Z H, Burgess L. Progressive collapse analysis of steel structures under fire conditions[J]. Engineering Structures, 2012, 34: 400–413.
- [11] Sun R R, Burgess L, Huang Z H. Behavior of frame columns in localized fire[J]. Journal of Structural Fire Engineering, 2013, 4(3): 175–185.
- [12] Li Yi, Lu Xinzheng, Ren Aizhu, et al. Numerical models of fire induced progressive collapse analysis for reinforced concrete frame structures[J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(4): 96–103. [李易, 陆新征, 任爱珠, 等. 混凝土框架结构火灾连续倒塌数值分析模型[J]. 工程力学, 2012, 29(4): 96–103.]
- [13] Chen Shicai, Zhang Lei, Zhang Yang, et al. Initial failure and collapse mechanism of steel frame structures under localized fire[J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(2): 115–122. [陈适才, 张磊, 张洋, 等. 局部火灾引起的整体钢结构初始破坏机理与倒塌机制[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(2): 115–122.]
- [14] Lie T T. Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1994, 120(5): 1489–1509.
- [15] 韩林海. 钢管混凝土结构-理论与实践[M]. 2版. 北京: 科学出版社, 2007.
- [16] Wang Xunliu, Lu Xinzheng, Ye Lieping. Numerical simulation for the hysteresis behavior of RC columns under cyclic loads[J]. Engineering Mechanics, 2007, 24(12): 76–81. [汪训流, 陆新征, 叶列平. 往复荷载下钢筋混凝土柱受力性能的数值模拟[J]. 工程力学, 2007, 24(12): 76–81.]
- [17] Esmaeily A, Xiao Y. Behavior of reinforced concrete columns under variable axial loads: Analysis[J]. ACI Structure Journal, 2005, 102(5): 736–744.
- [18] Légeron F, Paultre P, Mazar J. Damage mechanics modeling of nonlinear seismic behavior of concrete structures[J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131(6): 946–954.
- [19] Mander J B, Priestley M J N, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(8): 1804–1826.
- [20] GB50016—2014. 建筑设计防火规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2014: 29–33.

(编辑 李轶楠)

引用格式: Wang Jingxuan, Wang Wenda, Li Huawei. Progressive collapse nonlinear analysis on composite frames with CFST columns based on static-dynamic analytic conversion procedure in fires[J]. Advanced Engineering Sciences, 2017, 49(4): 53–60. [王景玄, 王文达, 李华伟. 采用静-动力转换方法的钢管混凝土框架受火倒塌非线性分析[J]. 工程科学与技术, 2017, 49(4): 53–60.]