

连续倒塌过程中构件失效动力效应分析

张卫喜¹, 屠冰冰², 赵冬¹

(1 西安建筑科技大学理学院, 陕西 西安 710055; 2 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055)

摘要: 为了分析连续倒塌过程中, 构件失效时间对动力放大系数的影响, 采用拆除构件法, 从理论上推导动力放大系数与失效时间的关系, 并对一空间 RC 框架结构进行瞬态时程分析, 得出柱子失效过程中失效点处初始位移、最大静位移和最大动位移变化特点, 进而得到动力放大系数随失效时间和失效位置的变化规律, 对理论结果进行补充说明. 结果表明: 局部构件失效时间对动力放大系数有显著影响, 且二者成反比; 随着失效时间增长, 动力放大系数分布规律发生变化, 失效时间较短时, 除顶层外各层动力放大系数均为短边中柱最大, 角柱最小; 失效时间较长时, 分布规律刚好相反.

关键词: RC 框架结构; 拆除构件法; 失效时间; 动力放大系数; 瞬态时程分析

中图分类号: TU375.4

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2014)01-0084-06

近年来, 强震、恐怖袭击 (9.11 事件) 等原因引起结构发生连续倒塌的重大事件频繁发生, 促使这一领域的研究受到普遍关注, 也取得了一些成果^[1-5], 而拆除构件法是目前国内外进行连续倒塌分析的主要方法. 拆除构件法 (Alternate Path Method) 是将初始的失效构件拆除, 分析结构在原有荷载作用下发生内力重分布, 并向新的稳定平衡状态逐步趋近的方法^[6].

采用拆除构件法进行设计和分析时, 为考虑因拆除时间 (构件失效时间) 不同而产生的动力效应, 美国 GSA^[7]和 UFC^[8]设计准则规定需在局部破坏的影响区域内使用包含动力放大系数的荷载组合; 文献[9]提出了一种考虑初始状态的等效荷载瞬时卸载法, 可以较好考虑拆除构件时结构的初始状态及动力效应; 文献[10]针对单自由度分析模型, 提出了三种动力反应分析思路: 瞬时刚度退化法、瞬时加载法及初始条件法; 文献[11]采用瞬时加载法对连续倒塌过程中, 结构由于初始破坏引起的动力效应进行研究; 文献[12]分析了失效时间及材料特性对结构动力响应的影响; 文献[13]以平面钢框架为例, 对比了理想刚接杆系模型和实体模型对连续倒塌动力效应的模拟效果, 并提出引入节点性能的杆系模型. 本文在现有研究成果基础上, 先从理论上推导动力放大系数与失效时间的关系, 然后对一空间 RC 框架结构进行瞬态时程分析, 进一步得出动力放大系数随失效时间和失效位置的变化规律, 对理论结果进行补充和验证, 旨在为应用拆除构件法进行连续倒塌分析时, 失效点 (失效构件顶点) 处动力放大系数的合理选取提供参考.

1 失效时间对动力放大系数的影响

图 1 为一单层两跨平面 RC 框架示意图, 梁上作用均布荷载 q (不包括结构自重). 采用拆除构件法, 假定在偶然荷载作用下中柱失效.

将梁上均布荷载和质量集中到梁中部, 大小分别为 p_0 和 m (其中 $p_0 = q \times 2l$), 则中柱失效后, 结构可简化成一单自由度体系, 只考虑竖向位移, 如图 2 所示. 图中虚线表示中柱失效后的静平衡位置, v_s 为竖向初始静位移^[11], $p(t)$ 表示质点 m 所受到的合力. 设中柱失效时间为 t_0 , 则整个失效过程中质点 m 受力情况如图 3 所示, 其中 $f(t)$ 表示中柱失效过程中施加给上部结构的竖向支撑力, 则 $p(t) = p_0 + f(t)$.

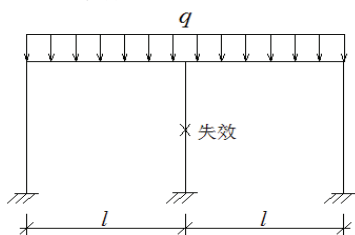


图 1 单层平面 RC 框架示意图

Fig.1 Sketch of a single-story RC plane frame

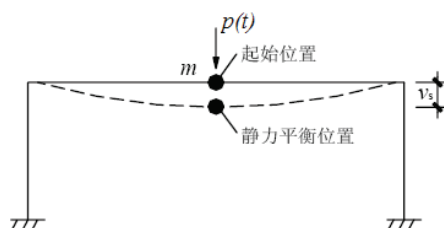


图 2 简化分析模型

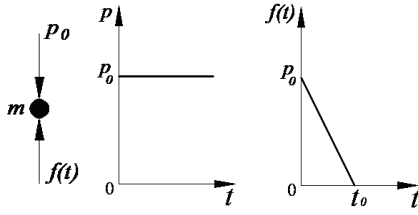
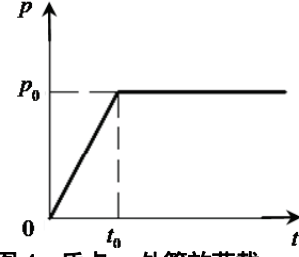
Fig.2 Simplified analysis model

收稿日期: 2013-08-30

修改稿日期: 2014-01-25

基金项目: 陕西省教育厅科学研究项目(12JK0967); 陕西省自然科学基金项目(2011JQ1013)

作者简介: 张卫喜(1977-), 男, 讲师, 主要从事结构分析及古建筑结构保护研究. E-mail: tubingbing9@126.com

图 3 质点 m 受力分析Fig.3 Stress analysis for particle m 图 4 质点 m 处等效荷载Fig.4 Equivalent load at particle m

根据动力学叠加原理, 质点 m 所受荷载 $p(t)$ 可等效为一线性增加后保持常量的荷载形式(如图 4 所示), 其中 $0 \sim t_0$ 为中柱失效过程^[14].

图 4 所示荷载可表示为:

$$p(t) = \begin{cases} \frac{P_0}{t_0} t & 0 \leq t \leq t_0 \\ P_0 & t > t_0 \end{cases} \quad (1)$$

等效单自由度体系(图 2)在以上荷载作用下的位移可由杜哈梅(Duhamel)积分^[14]求得:

$$y(t) = \frac{1}{m\omega} \int_0^t p(\tau) \sin \omega(t - \tau) d\tau \quad (2)$$

则

$$y(t) = \begin{cases} \frac{P_0}{\omega^2 m} \frac{1}{t_0} \left(t - \frac{\sin \omega t}{\omega} \right) & 0 \leq t \leq t_0 \\ \frac{P_0}{\omega^2 m} \left[1 + \frac{2}{\omega t_0} \sin \frac{\omega t_0}{2} \cos \omega \left(t - \frac{t_0}{2} \right) \right] & t > t_0 \end{cases} \quad (3)$$

令 $y'(t) = 0$, 可得最大动位移为:

$$y_{\max} = \begin{cases} \frac{2k\pi P_0}{\omega^3 m t_0} & 0 \leq t \leq t_0 \\ \frac{P_0}{\omega^2 m} \left(1 + \left| \frac{2}{\omega t_0} \sin \frac{\omega t_0}{2} \right| \right) & t > t_0 \end{cases} \quad (4)$$

令 $y_{st} = \frac{P_0}{k} = \frac{P_0}{\omega^2 m}$ 表示最大静位移(即把荷载最大值 P_0 当作静荷载作用时结构所产生的位移), 则动力放大系数为:

$$\beta = \frac{y_{\max}}{y_{st}} = \begin{cases} \frac{2\pi k}{\omega t_0} & 0 \leq t \leq t_0 \\ 1 + \left| \frac{2}{\omega t_0} \sin \frac{\omega t_0}{2} \right| & t > t_0 \end{cases} \quad (5)$$

其中 $\omega = 2\pi/T$, k 为结构刚度, 则对于某一特定结构, 在线性加载后保持常量的荷载作用下, 动力放大系数 β 仅由中柱失效时间 t_0 决定. 结构在 $0 \leq t \leq t_0$ 阶段(中柱失效过程中), β 与 t_0 成反比; $t > t_0$ 阶段(中柱失效后), β 与 t_0 的关系如图 5 所示.

实际上, 局部构件失效时间 t_0 与偶然荷载自身强度、作用形式、作用时间、作用位置及局部构件所处位置、破坏形式等诸多因素有关, 很难确定其具体值, 但如果能够预测局部构件失效时间与结构自振周期比值的大致范围, 即可对动力放大系数做出估算^[15]. 由图 5 可知, 局部构件失效后, 动力放大系数 β 介于 1.0 与 2.0 之间. 如果构件失效时间很短, 例如 $t_0 \leq 0.25T$, 则动力放大系数 β 接近于 2.0, 即相当于突加荷载的情况; 如果构件失效时间较长, 例如 $t_0 > 4T$, 则动力放大系数接近于 1.0, 即相当于静荷载的情况.

实际设计中,可以图5所示曲线的外包线作为设计依据,该曲线具有普遍意义,其大致规律适合于所有RC框架结构.

2 RC框架结构动力放大系数分析

2.1 模型信息

某4层3跨RC框架结构,底层层高4 m,其余三层层高均为3.6 m(见图6),构件尺寸为:柱400 mm×450 mm,横梁250 mm×350 mm,纵梁250 mm×400 mm,混凝土强度等级为C30,纵向钢筋为HRB335,结构平面布置如图6所示.

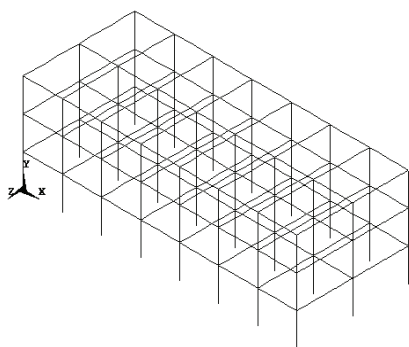


图6 框架结构

Fig.6 Frame structure

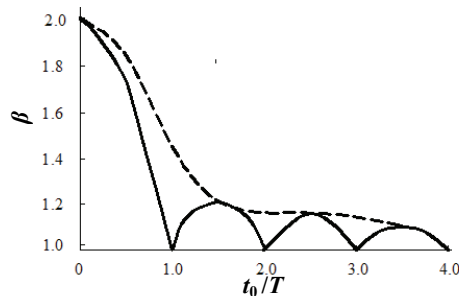
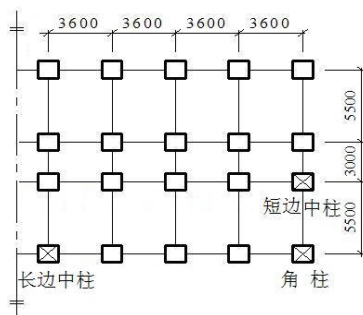


图5 动力放大系数

Fig.5 Dynamic amplifying factors



2.2 分析思路

本文旨在分析RC框架结构不同失效时间、不同失效位置对失效点动力放大系数影响的一般规律,参考美国DOD准则^[16],依次选取各层短边中柱、长边中柱和角柱(共12个)为失效构件,如图7所示.

采用空间梁单元,只考虑失效柱子的轴力作用,忽略剪力、弯矩的影响,并将结构简化为整体式模型,不考虑材料非线性,利用大型商业软件ANSYS对构件失效进行瞬态时程分析.

整个过程为两个荷载步的瞬态时程分析(见图8).以自重和水平地震力作用下结构响应为初始状态,瞬间拆掉某一位置失效柱(将其上单元杀死),考虑大变形、悬浮节点约束等问题对剩余结构进行瞬态时程分析,得到局部构件失效过程中,失效点处初始位移、最大静位移和最大动位移,进而得到动力放大系数的一般规律.

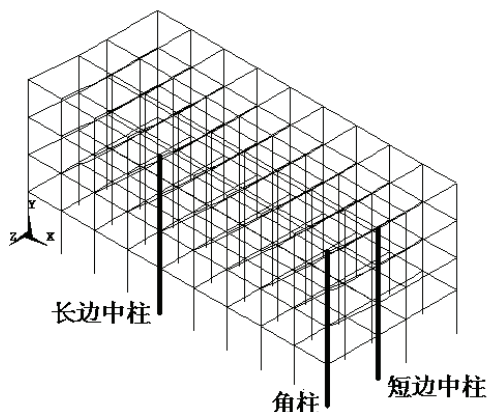


图7 失效构件选择

Fig.7 Selection of failure components

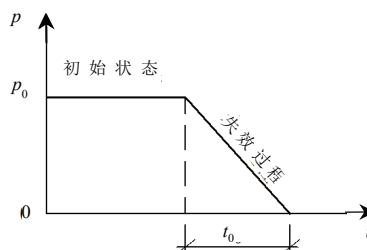


图8 等效荷载步

Fig.8 Equivalent load steps

结构在不同偶然荷载作用下,局部构件失效时间不同.一般来说,构件在强震、撞击、爆炸作用下的失效时间很短,几乎是瞬间完成,但在火灾、局部超载作用下的失效时间较长.综合考虑,本文分别选取失效时间为0.2~50 s和0~3 s进行讨论.

2.3 初始状态

局部构件失效前, 结构在自重和地震力作用下, 失效点处已产生初始位移 (图 2 中的 v_s), 当构件开始失效, 剩余结构将以此初始位移为平衡位置发生振动. 图 9 为各层不同准失效位置失效点初始位移对比图, 分析得知: 楼层越高, 失效点初始位移越大; 同一层内, 失效点初始位移由大到小依次为短边中柱、长边中柱、角柱.

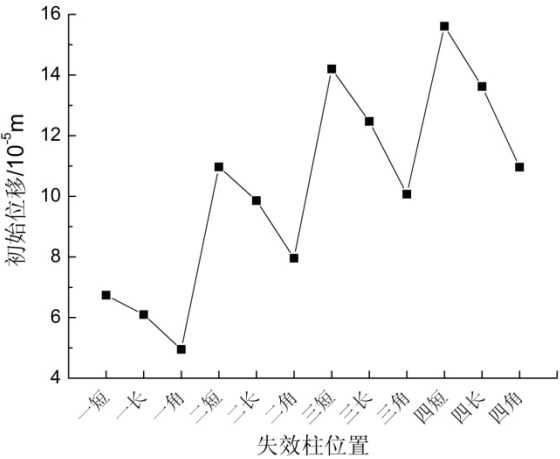


图 9 不同失效位置初始位移

Fig.9 Initial displacement of various failure locations

2.4 失效过程

构件开始失效后, 失效点发生振幅衰减式振动, 图 10 为失效时间为 1 s 时, 底层短边中柱、长边中柱和角柱的动位移时程曲线, 其中, 角柱衰减速度最快.

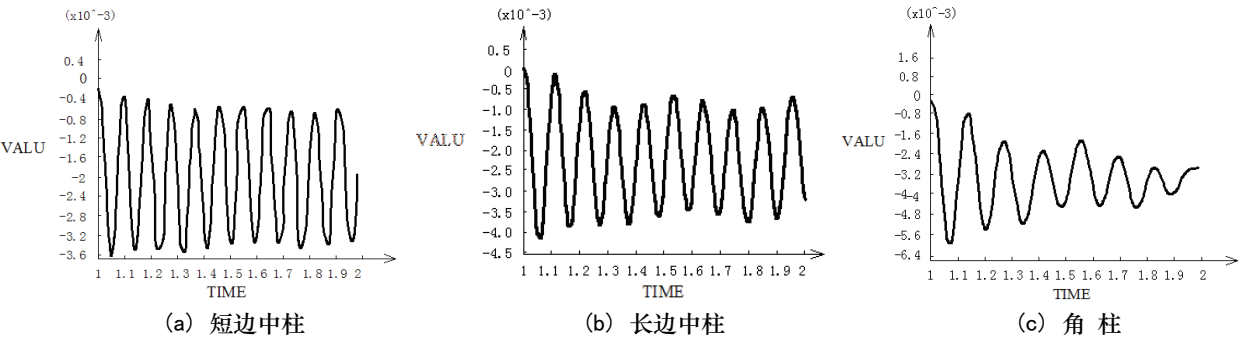


图 10 动位移时程曲线 (1 s)

Fig.10 Dynamic displacement time history curves(1 s)

不同失效时间所对应的最大动位移出现时间也不同. 若将构件开始失效时定义为 0 时刻, 并将各层各位置最大动位移出现时间平均值作为纵坐标, 则最大动位移出现时间与柱失效时间关系如图 11 所示. 图中直线斜率为 0.017 3 和 0.003 4, 可见构件开始失效后, 约在总失效时间的 1%时刻出现最大动位移, 即构件开始失效后不久就达到最大动位移, 之后做振幅衰减振动.

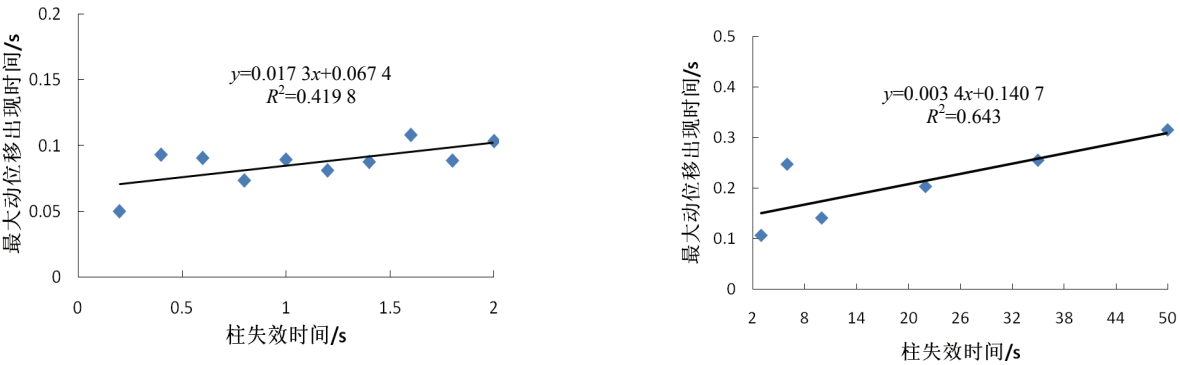


图 11 最大动位移出现时间

Fig.11 Time when maximum dynamic displacement occurred

关闭瞬态效应,对某一构件失效后的剩余结构进行静力分析,得到最大静位移,如图 12 所示.各层最大静位移均为角柱最大,短边中柱和长边中柱相差不多.

2.5 动力放大系数

根据前文得到的最大动位移和最大静位移,分别计算各不同失效时间和不同失效位置所对应的动力放大系数(图 13~14).

分析图 13 可知,失效时间越短,动力放大系数越接近于 2,失效时间越长,动力放大系数越接近于 1,这与理论分析结果相一致;失效时间约小于 1.2 s 时,各层不同失效位置动力放大系数随失效时间变化规律均为:顶层短边中柱最大,角柱次之,长边中柱最小,其余各层均为短边中柱最大,长边中柱次之,角柱最小;失效时间约大于 10 s 时,动力放大系数随失效时间的变化规律则变为:短边中柱<长边中柱<角柱;失效时间约为 2.0 s 时,除顶层外的其它各层不同失效位置动力方法系数随失效时间的变化规律开始发生变化.

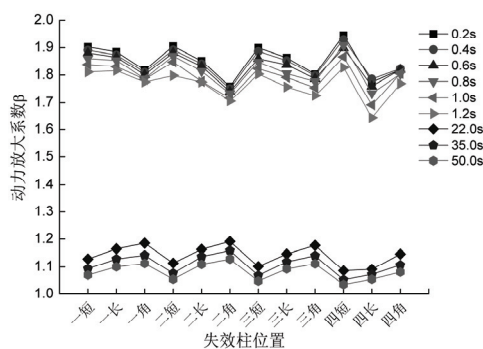


图 13 不同失效时间动力放大系数
Fig.13 Dynamic amplifying factors of various failure times

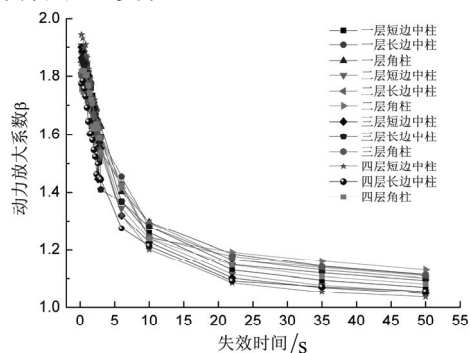


图 14 不同失效位置动力放大系数
Fig.14 Dynamic amplifying factors of various failure locations

图 14 为不同失效位置动力放大系数-失效时间曲线.对于不同失效位置,动力放大系数随失效时间的变化规律基本相同,均成反比,这与理论分析中式(5)的 $0 \leq t \leq t_0$ 阶段动力放大系数表达式所反应的规律相同,可见模拟结果的有效性.同时可以看出,失效时间小于 5 s 时,其对动力放大系数的影响较明显;大于 5 s 时,逐渐趋于平稳.

3 结论

本文研究了局部构件失效时间对动力放大系数的影响,并得出以下主要结论:

- (1) 构件开始失效后,失效点约在总失效时间的 1%时刻出现最大动位移.
- (2) 随着失效时间的增长,各层动力放大系数分布规律发生变化.失效时间约小于 1.2 s 时,除顶层外,其余各层动力放大系数为短边中柱最大,角柱最小;失效时间约为 2.0 s 时,除顶层外的其它各层分布规律开始发生变化;失效时间约大于 10 s 时,动力方法系数的分布规律为角柱最大,短边中柱最小,而长边中柱始终处于二者之间.
- (3) 不同失效位置,动力放大系数随失效时间的变化规律相同,均为反比关系.

参考文献 References

- [1] 江晓峰,陈以一.大跨桁架体系的连续性倒塌分析与机理研究[J].工程力学,2010,27(1):76-83.
JIANG Xiaofeng, CHEN Yiyi. Progressive collapse analysis and mechanism study for large-span steel truss structures[J]. Engineering Mechanics, 2010, 27(1): 76-83.
- [2] 何庆峰.钢筋混凝土框架结构抗连续倒塌性能试验研究[D].湖南:湖南大学,2009.
HE Qingfeng. Research on progressive collapse behavior of RC frame structures[D]. Hunan: Hunan University, 2009.
- [3] 易伟健,张凡榛.钢筋混凝土板柱结构抗连续倒塌性能试验研究[J].建筑结构学报,2012,33(6):35-41.
YI Weijian, ZHANG Fanzen. Experimental study on collapse performance of a RC flat plate frame structure[J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(6): 35-41.

- [4] Guidelines for collapse control design, I design [S]. Japanese society of steel construction council on tall buildings and urban habitat, 2005.
- [5] Guidelines for collapse control design, II research [S]. Japanese society of steel construction council on tall buildings and urban habitat, 2005.
- [6] 江晓峰, 陈以一. 建筑结构连续性倒塌及其控制设计的研究现状[J]. 土木工程学报, 2008, 41(6): 1-8.
JIANG Xiaofeng, CHEN Yiyi. A review on the progressive collapse and control design of building structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2008, 41(6): 1-8.
- [7] GSA2003 Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects [S]. General Services Administration, 2003.
- [8] UFC4-023-03 Design of buildings to resist progressive collapse [S]. Department of Defense, 2005.
- [9] 蔡建国, 王峰岚, 冯健, 等. 大跨空间结构连续倒塌分析若干问题探讨[J]. 工程力学, 2012, 29(3): 143-149.
CAI Jianguo, WANG Fenglan, FENG Jian, et al. Discussion on the progressive collapse analysis of long-span space structures[J]. Engineering Mechanics, 2012, 29 (3): 143- 149 .
- [10] BUSCEMI N, MARJANISHVILI S. SDOF model for progressive collapse analysis[C]. New York: Structures 2005, ASCE, 2005.
- [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.
- [12] 王铁成, 刘传卿. 连续倒塌现象中结构动态响应特性的分析[J]. 振动与冲击, 2010, 29(5): 69-73.
WANG Tiecheng, LIU Chuanqing. Dynamic response analysis of a frame structure in progressive collapse phenomena[J]. Journal of Vibration and Shock, 2010, 29(5): 69-73.
- [13] 谢甫哲, 舒赣平. 钢框架连续倒塌的模拟方法研究[J]. 工程力学, 2011, 28(10): 34-40.
XIE Fuzhe, SHU Ganping. Research on the model method of progressive collapse analysis of steel frame structures[J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(10): 34-40.
- [14] CLOUGH Ray W, PENZIEN Joseph. Dynamics of structures [M]. 3rd ed. Berkeley: Computers & Structures, Inc. , 2003.
- [15] 包世华. 结构动力学[M]. 武汉: 武汉理工大学出版社, 2007: 88-89.
BAO Shihua. Dynamics of structures[M]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2007: 88-89.
- [16] UFC4-010-01 DoD Minimum Antiterrorism Standards for Buildings[S]. Department of Defense, 2003.

Analysis on dynamic effect of component failure during progressive collapse

ZHANG Weixi¹, TU Bingbing², ZHAO Dong¹

(1. School of Science, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China;

2. School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China)

Abstract: Alternate Path Method was used to study the effect of component failure time on the dynamic amplifying factor during progressive collapse. First, the relationship between dynamic amplifying factors and failure times were derived from the theory. Second, the transient time history analysis was carried out on a space RC frame structure to obtain the characteristic of initial displacement, maximum static displacement and maximum dynamic displacement. The general rules of dynamic amplifying factor changing with the failure time and location, were obtained respectively. Theoretical results were complemented by the simulated ones. The results show that the local component failure time has a significant influence on the dynamic amplifying factor and there relationship turns out to be of an inverse type. The distribution of dynamic amplifying factor is found to be different from varies with the increase of failure time. When the failure time is short enough, the maximum dynamic amplifying factor occurs on the short edge middle column and the minimum one occurs on the corner column for a non topmost floor. However, the distribution of dynamic amplifying factor is just the opposite for longer failure time.

Key words: RC frame structure; alternate load path method; failure time; dynamic amplifying factor; transient time history analysis

(本文编辑 桂智刚)