

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20211204002

震后钢筋混凝土柱耐火性能有限元分析*

刘 猛¹, 尹文雯¹, 殷胜光², 温 凯¹, 刘英超¹

(1. 辽宁工业大学土木建筑工程学院, 辽宁 锦州 121001; 2. 中交路桥建设有限公司, 北京 100024)

摘要:地震次生火灾(post-earthquake fire)是震后间接引发的一种具有严重危害性的次生灾害,不仅造成远大于普通火灾的损失,亦会导致原本结构性能的改变,从而威胁到人们的生命财产安全。为研究钢筋混凝土柱震损后的耐火性能,选取了合理的损伤指数,采用有限元分析软件ABAQUS建立震损钢筋混凝土柱耐火极限模型,并对有限元分析模型与参数进行了验证。在此基础上分析了损伤程度、荷载比等参数对震损柱耐火性能的影响。结果表明:随着损伤程度和荷载比的增加,震损钢筋混凝土柱的耐火极限减小,且二者对震损柱的耐火极限影响较大;当损伤指数为0.672时,与无损柱相比,耐火极限下降了41%;当荷载比为0.6时,轻微破坏的受损柱(即损伤指数为0.132)耐火极限相较荷载比为0.15时下降了48%。

关键词:震损钢筋混凝土柱;耐火极限;有限元分析;损伤指数

中图分类号: TU375.3 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2022)02-0303-07

Finite Element Analysis on Fire Resistance Performance of Reinforced Concrete Columns after Earthquake

LIU Meng¹, YIN Wenwen¹, YIN Shengguang², WEN Kai¹, LIU Yingchao¹

(1. School of Civil and Architectural Engineering, Liaoning University of Technology, Jinzhou 121001, China;
2. China Communications Road and Bridge Construction Co., Ltd., Beijing 100024, China)

Abstract: Post-earthquake fire is a serious secondary disaster caused indirectly by earthquakes. It not only causes much greater losses than ordinary fires, but also changes the original structure performance, thereby threatening people's lives and property. In order to study the fire resistance performance of reinforced concrete columns after seismic damage, a reasonable damage index was selected and the finite element analysis software ABAQUS was used in this research to establish a fire resistance limit model of the seismically damaged reinforced concrete columns. The finite element analysis model and parameters were verified. On this basis, the effects of parameters such as damage degree and load ratio on the fire resistance of the seismically damaged columns were analyzed. The results show that the fire resistance limit of earthquake-damaged reinforced concrete columns decreases with the increase of damage degree and load ratio. Meanwhile, the damage degree and load ratio have a relatively great impact on the fire resistance limit of reinforced concrete columns damaged by earthquakes. When the damage index is 0.672, compared with the undamaged column, the fire resistance reduces 41%; when the load ratio is 0.6, the fire resistance of the slightly damaged column (the dam-

* 收稿日期:2021-12-04;修回日期:2022-01-22

基金项目:国家自然科学基金项目(51778595)资助

作者简介:刘猛(1968—),男,副教授,硕导,博士。主要从事结构防灾减灾研究。E-mail:tmliumeng@lnut.edu.cn

age index is 0.132) decreases 48% compared with the load ratio of 0.15.

Keywords: earthquake damaged reinforced concrete column; fire resistance limit; finite element analysis; damage index

引言

火灾是地震后最常见和危害最大的次生灾害之一。强震使建筑结构受损,其耐火性能降低,同时造成消防设施损坏,救援时间延迟等不利影响,因此,震后火灾造成的人员伤亡和财产损失往往更大。钢筋混凝土(RC)柱作为框架结构的重要受力构件之一,研究其震损后的耐火性能,对减小生命财产损失、延长逃生和救援时间具有较强的现实意义。

目前,国内外研究者对震后钢筋混凝土柱的耐火性能研究已经取得一定进展。尚国龙^[1]通过有限元软件 ANSYS 对局部保护层损坏的钢筋混凝土柱进行温度场模拟,研究了轴压比、长细比、破损长度、偏心率等因素对柱耐火极限的影响。徐晶晶^[2]、张冬阳^[3]利用 ABAQUS 以震损出现的裂缝深度及剥落宽度为特征参数,研究了受损后 RC 柱高温下的温度场分布和承载力变化规律,提出了震损混凝土柱高温承载力折减系数的计算公式。李强^[4]建立了以损伤指数为震后损伤指标的受损后钢管混凝土柱耐火极限数值模型,分析了受火时的破坏形态、损伤机理,研究了损伤指数对其震后耐火极限的影响。杨鑫鑫^[5]对经历地震损伤的钢筋混凝土柱进行耐火性能试验研究,结果表明损伤程度对截面内部的温度影响较小,且只有当损伤达到一定程度时才会对耐火极限产生较大影响。H.Vitorino 等^[6]采用有限元软件 SAFIR 对混凝土构件进行耐火性能分析,分析时将单元中的损伤类型和荷载类型作为主要变量,结果表明:受损后 RC 构件表面混凝土脱落,钢筋裸露在火灾中,其耐火时间大大减少。文波等^[7-8]对 7 根预制损伤足尺钢筋混凝土柱进行明火试验,分析了轴压比、剥落厚度、残余变形等因素对震损柱耐火极限的影响,得到了 RC 柱轴压比、残余层间位移角、剥落厚度与其耐火极限之间的关系式。

综上,有关震损钢筋混凝土柱在不同影响参数下耐火性能变化规律的研究还相对较少,通过查阅相关文献发现,在已有的研究中,部分学者将裂缝

和混凝土剥落作为衡量地震后结构或构件损伤程度的指标,然而由于往复荷载作用的随机性和混凝土材料性能的离散性,使 RC 柱的裂缝开展程度及剥落位置具有较高的不确定性,导致损伤程度的计算不够精确。在进行钢筋混凝土柱震损后耐火性能研究时,混凝土在往复荷载作用下裂缝开闭对材料本身造成的损伤是必须要考虑的。因此,损伤指数作为衡量结构或构件损伤程度的常用指标,能够很好的体现由结构最大反应与累计损伤组合控制的结构破坏程度,对结构或构件经历地震后的损伤计算较为准确。

本文将损伤指数作为钢筋混凝土柱在历经地震后的损伤程度指标,采用有限元软件 ABAQUS 建立震损钢筋混凝土柱耐火极限模型,并利用软件的数据传递功能,将震损后的 RC 柱作为“初始条件”导入到耐火极限模型中,分析其在损伤程度、荷载比等参数影响下耐火极限的变化规律,为损伤后混凝土柱的抗火性能研究提供参考。

1 损伤指数

1.1 损伤指数的定义

地震作用下结构产生的变形与历经的能量消耗过程是结构损伤的根本原因,结构损伤程度的确定是合理采用损伤指标对损伤状态量化的过程,普遍认为损伤指标是由最大位移首次超越和结构累积损伤同时控制且互相影响的,即随着最大位移的增大,结构塑性累积损伤的控制界限不断降低,则反之。

损伤指数 D 是衡量建筑结构或构件破坏程度的常用指标,通常定义为结构加载历程中某一指标累加量与其对应指标极限允许量的比值。损伤指数 D 的取值区间是 0 到 1 之间,当损伤指数 D 取 0 时,表示建筑结构或构件完好无损,损伤指数 D 取 1 时,表示建筑结构或构件完全失效。Park 和 Ang 根据结构破坏程度和修复难易程度将混凝土结构破坏等级分为五个等级^[9]:基本完好、轻微破坏、中等破坏、严重破坏、倒塌。破坏等级与损伤指数的对应关系见表 1。

表1 破坏等级与损伤指数的对应关系

Table1 Correspondence between damage level and damage index

损伤指数	破坏等级
$D < 0.1$	基本完好, 无可见裂缝
$0.1 \leq D < 0.2$	轻微破坏, 出现水平裂缝, 混凝土出现开裂
$0.2 \leq D < 0.45$	中等程度的破坏, 出现严重裂缝; 混凝土开始出现起皮, 局部脱落等现象; 可修复
$0.45 \leq D < 0.94$	严重破坏, 试件裂缝贯通, 混凝土被压碎, 纵筋压弯外露; 不可修复
$D \geq 0.94$	倒塌

1.2 损伤指数的计算模型

1985年 Y.Park等^[9]通过总结分析大量的美国和日本钢筋混凝土梁柱抗震试验结果提出了能综合考虑钢筋混凝土结构变形和耗能的双参数地震损伤模型, 其计算如式(1):

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} [d\epsilon] \quad (1)$$

式中, D 为损伤指数; δ_m 为结构或构件的最大变形; δ_u 为单调加载下结构或构件的极限变形; β 为组合参数; Q_y 为构件屈服强度; $[d\epsilon]$ 为累积塑性耗能。

通常情况下 β 的取值在 0~0.85 之间, 均值在 0.1~0.25 之间, β 也可按照 Park 通过回归分析得到的经验公式计算:

$$\beta = (-0.447 + 0.073\lambda + 0.24n_0 + 0.314\rho_t) \times 0.7^{\rho_w} \quad (2)$$

式中, λ 为剪跨比, $\lambda < 1.7$ 时取 1.7; n_0 为轴压比, $n_0 < 0.2$ 时取 0.2; ρ_t 为以百分数表示的纵筋配筋率, ρ_t 小于 0.75% 时取 0.75%; ρ_w 为以百分数表示的体积配箍率。对于弯曲破坏的构件, β 按下式计算:

$$\beta = \left[0.37n_0 + 0.36(k_p - 0.2)^2 \right] \times 0.9^{\rho_w} \quad (3)$$

式中, $k_p = \frac{\rho_s f_y}{0.85f_c}$, 为受拉钢筋的配筋率; f_y 为钢筋受拉屈服强度; f_c 为混凝土抗压强度。

S.K.Kunnath等^[10-13]学者所提出的地震损伤指数计算模型基本都是以 Park-Ang 模型为基础演变而来, 并且 Park-Ang 模型也是工程上认可度较高的地震损伤指数计算模型, 因此本文利用 Park-Ang 模型给出的公式计算钢筋混凝土柱损伤指数。

2 有限元模型建立

震损钢筋混凝土柱耐火极限有限元模型的建立及分析主要有三个步骤: ①建立钢筋混凝土柱滞回模型并进行分析; ②建立钢筋混凝土柱温度场模型并进行分析; ③利用 ABAQUS 的数据传递功能将温度场模型和滞回模型作为预定义场导入到柱耐火极限模型中。具体模型分析流程如图 1 所示。

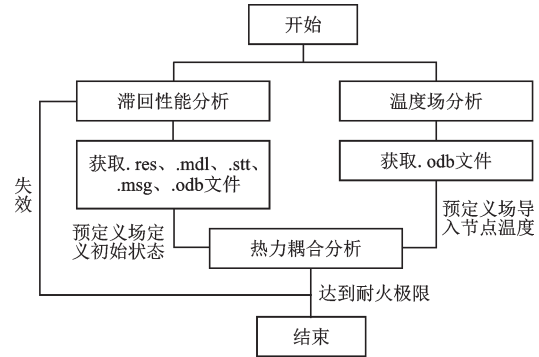


图1 模型分析流程示意

Fig.1 Schematic diagram of the model analysis process

网格划分时, 滞回模型、温度场模型、耐火极限模型需保持一致, 以便能够正确读入初始损伤状态和节点温度数据。

3 有限元模型验证

本文利用杨鑫鑫^[5]的受地震损伤的钢筋混凝土柱耐火性能试验的数据对上述模型进行对比验证。试验试件尺寸及配筋如图 2 所示。

建立钢筋混凝土柱滞回模型时, 将钢筋直接内置于混凝土中, 混凝土和钢筋的单元类型分别选用 C3D8R 和 T3D2, 边界条件设置为柱底部完全固定, 同时加载时还需要限制柱的平面外位移; 建立钢筋混凝土柱温度场模型时, 钢筋和混凝土的热工参数采用 T.T.Lie等^[14]提出的公式计算并忽略钢筋对温度场分析的影响, 模型的 Absolute zero temperature (绝对零度) 设置为 $-273\text{ }^\circ\text{C}$, Stefan-Boltzmann constant (斯蒂芬-波尔兹曼常量) 设置为 $5.67 \times 10^{-8} \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K}^4)$, 与文献[15]一致, 受火面的 Film coefficient (对流换热系数) 设置为 $25 \text{ W}/(\text{m} \cdot \text{C})$, 非受火面的 Film coefficient (对流换热系数) 设置为 $9 \text{ W}/(\text{m} \cdot \text{C})$, Emissivity (综合辐射系数) 设置为 0.5, 混凝土和钢筋的单元类型为 DC3D8 和 DC1D2; 建立钢筋

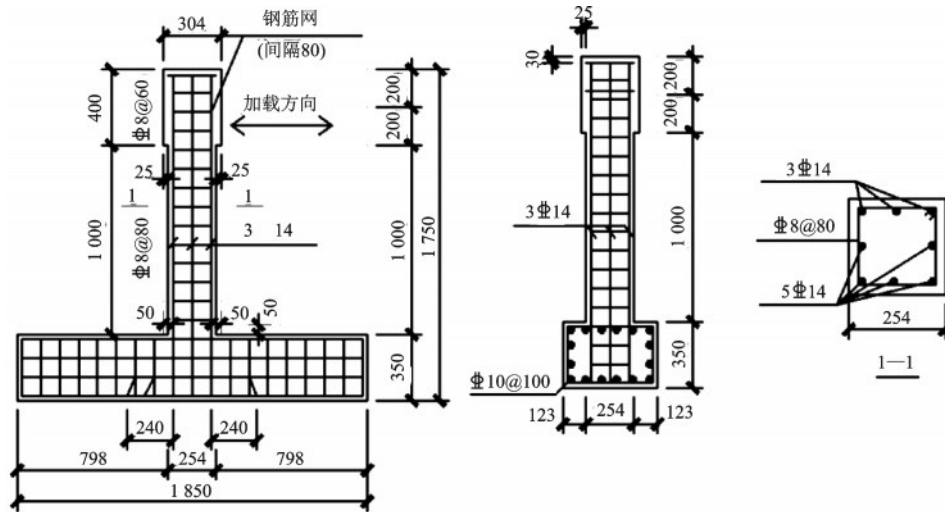


图2 试验试件的尺寸及配筋

Fig.2 Dimensions and reinforcement of test specimens

混凝土柱耐火模型时,钢筋的屈服强度、混凝土的抗压强度和应力-应变关系均采用过镇海等^[16]提出的公式计算,钢筋弹性模量采用欧洲规范 EC3^[17]给出的公式计算,混凝土的弹性模量采用文献[18]给出的公式计算,混凝土和钢筋的单元类型为 C3D8R 和 T3D2,边界条件与滞回模型中的边界条件一致。

骨架曲线的试验数据与模拟结果对比情况如图 3(a)所示,轴向位移的试验数据与模拟结果对比

情况如图 3(b)所示。

由图 3 可知,试验和模拟的结果存在一定差距,这是因为有限元模拟与试验相比过于理想化,且未考虑钢筋与混凝土之间的粘结滑移。总体上二者在高温下的轴向位移变化趋势大致相同,所以上述损伤指数模型和建模方法是合理的,可以用于接下来的震损柱耐火性能分析。

4 震损钢筋混凝土柱耐火性能分析

4.1 震损钢筋混凝土柱基本参数

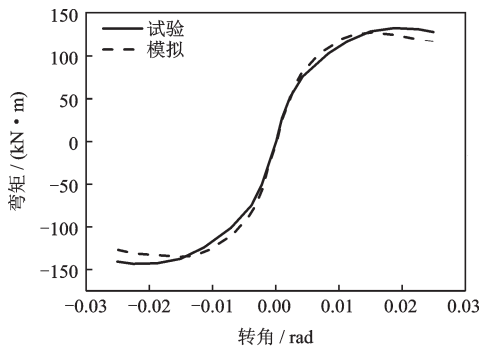
模拟所用钢筋混凝土柱长 L 为 3 000 mm,截面尺寸为 400×400 mm,混凝土抗压强度标准值为 32.8 MPa,纵筋采用 4Φ25 钢筋,箍筋采用 Φ8@200,纵筋和箍筋的屈服强度分别为 349.7、370.0 MPa,极限抗拉强度分别为 536.5、464.5 MPa,混凝土保护层厚度 40 mm。柱轴心受压,轴压比取 0.4,加载方式分为荷载控制和位移控制两个阶段,试件屈服以前采用荷载控制,每级荷载增量为 50 kN 并循环一次;试件屈服后,采用位移控制加载,每级位移增量为屈服位移,每 1 级加载位移下循环 3 次。柱损伤指数与加载位移的关系如表 2。

表 2 损伤指数

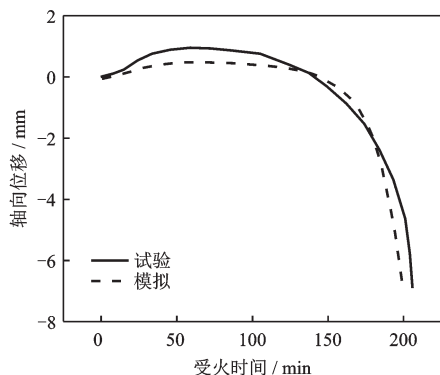
Table 2 Damage index

单位:mm

加载位移	0	$1\Delta_y$	$1.5\Delta_y$	$2\Delta_y$	$2.5\Delta_y$	$3\Delta_y$
损伤指数	0.000	0.132	0.421	0.672	0.855	1.000



(a) 骨架曲线试验-模拟验证



(b) 轴向位移试验-模拟验证

图3 试验-模拟验证结果对比

Fig.3 Verification of simulated results with test data

4.2 耐火极限定义及判定标准

对任一建筑构件按时间温度标准曲线进行耐火试验,从受到火的作用时起,到失去支持能力或完整性被破坏或隔火作用时止的这段时间,即为耐火极限。根据《建筑构件耐火试验方法》^[19]中的规定,以柱构件轴向变形大于 $h/100$ (mm)时,柱构件失去稳定性达到其耐火极限为判定标准。 h 为柱构件耐火试验时的初始受火高度。

对钢筋混凝土柱耐火性能有限元分析时采用ISO834(1999)标准升温曲线,不考虑降温过程,如图4所示。

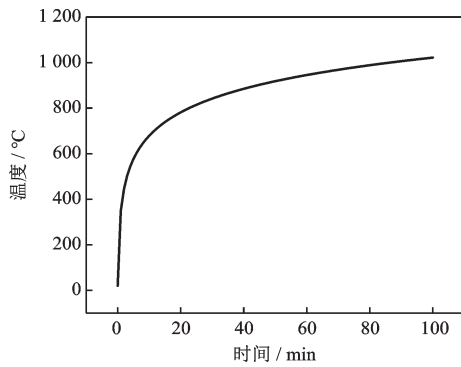


图4 ISO 834(1999)标准升温曲线

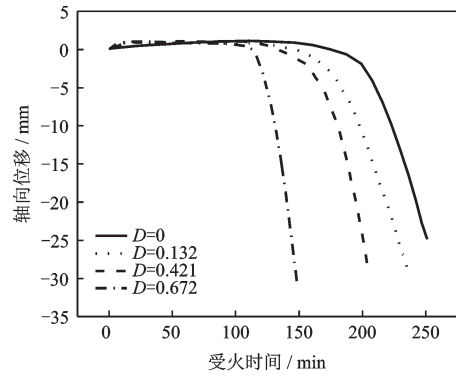
Fig.4 Temperature curve from international standard ISO 834(1999)

4.3 震损钢筋混凝土柱耐火性能分析

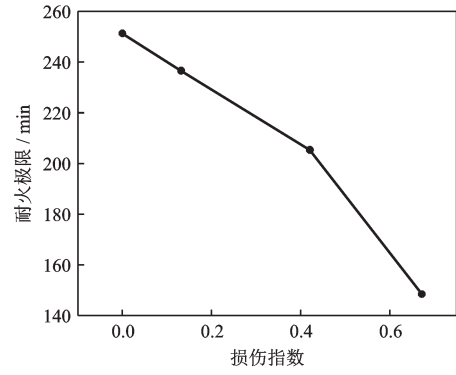
4.3.1 损伤指数

为了研究不同损伤程度对钢筋混凝土柱耐火性能的影响,本文建立四根损伤程度分别为无损伤、轻微损伤、中度损伤和重度损伤的混凝土柱模型,对应的损伤指数分别为0、0.132、0.421、0.672钢筋混凝土柱有限元模型,不同损伤程度下柱的轴向位移和耐火极限如图5所示。

由图5可以看出,在其它条件一定时,柱耐火极限随着损伤指数的增加而逐渐减小,这是因为当损伤指数较小时,钢筋混凝土柱在往复荷载作用下的损伤程度较轻,材料性能下降较少,与无损伤柱相比,耐火极限相差并不明显,当损伤指数较大时,钢筋混凝土柱所经历的往复荷载加载次数越多,损伤程度更加严重,材料性能劣化程度增加,与无损伤柱相比,当损伤指数为0.132、0.421、0.672时,柱的耐火极限分别为236、205、148 min,与无损伤时柱的



(a) 轴向位移-受火时间曲线



(b) 耐火极限-损伤指数曲线

图5 损伤指数对耐火极限的影响

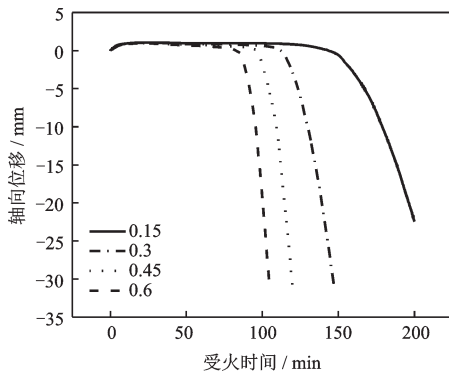
Fig.5 The effect of damage index on fire resistance limit

耐火极限相比,耐火极限分别下降了5.9%、18.3%和41%,下降趋势比较明显,所以损伤指数对钢筋混凝土柱的耐火极限影响较大。

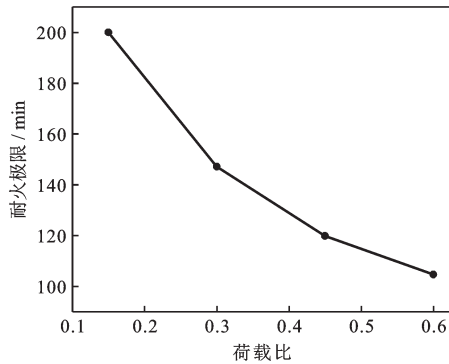
4.3.2 荷载比

荷载比指火灾下结构或构件的荷载效应设计值与其常温下的承载力设计值的比值。荷载比取值为0~1,越接近0,说明火灾下的构件越不易出现破坏。为了研究不同荷载比对钢筋混凝土震损柱耐火性能的影响,本文建立四根荷载比分别为0.15、0.3、0.45、0.6的钢筋混凝土震损柱有限元模型,破坏等级均为轻微破坏,即损伤指数为0.132,不同荷载比下震损柱的轴向位移和耐火极限如图6所示。

由图6可以看出,在受火初期,随着荷载比增加,柱的膨胀变形以及膨胀变形所持续的时间不断减小,这是因为荷载比越大,柱顶荷载越大,高温作用下,柱的膨胀变形逐渐小于荷载产生的压缩变形,导致柱子的伸长变形越不明显;受火后期,随着荷载比增加,柱达到耐火极限的时间越早,这是因为在高温作用下,柱内部形成不均匀的温度场,发生应力重分布,随着温度的升高,钢筋和混凝土材料性能不断劣化,极限承载力下降,当截面尺寸不



(a) 轴向位移-受火时间曲线



(b) 耐火极限-损伤指数曲线

图6 荷载比对耐火极限的影响

Fig.6 The influence of load ratio on fire resistance limit

变时,荷载比增加,柱顶承受的竖向荷载变大,材料性能下降速度越快,耐火极限越短。当荷载比为0.15、0.3、0.45、0.6时,柱的耐火极限分别为200、147、119、104 min,与荷载比为0.15时的耐火极限相比,分别下降了26.5%、40.5%和48%。因此减小荷载比,能够有效提高震损柱的耐火极限。

5 结 论

利用有限元软件ABAQUS对震损钢筋混凝土柱进行建模,通过分析损伤程度、荷载比等参数对震损柱耐火极限的影响,得出如下结论:

(1) 损伤程度对震损柱的耐火极限影响较大,随着损伤程度的增加,柱受到的往复加载次数增加,材料性能下降越多,震损柱的耐火极限减小,当损伤指数为0.672时,与无损伤柱相比,耐火极限下降了41%。

(2) 荷载比对震损柱的耐火极限影响较为显著,增加荷载比,柱顶受到的集中力增大,在往复荷载和高温作用下,钢筋和混凝土的材料性能下降速度加快,耐火极限急剧减小,当荷载比为0.6时,震损柱耐火极限相较荷载比为0.15时下降了48%。

参考文献:

- [1] 尚国龙.震后受损钢筋混凝土框架柱抗火性能研究[D].长沙:中南大学,2011.
Shang G L. Research on fire resistance performance of damaged reinforced concrete frame columns after earthquake[D]. Changsha: Central South University, 2011. (in Chinese)
- [2] 徐晶晶.地震次生火灾作用下震损混凝土构件承载力研究[D].西安:西安建筑科技大学,2015.
Xu J J. Bearing capacity research for concrete component with damage under post-earthquake fire[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2015. (in Chinese)
- [3] 张冬阳.地震次生火灾作用下震损钢筋混凝土柱高温性能研究[D].西安:西安建筑科技大学,2017.
Zhang D Y. High temperature performance research on seismic damaged reinforced concrete columns under post-earthquake fire[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2017. (in Chinese)
- [4] 李强.震损后钢管混凝土构件耐火性能研究[D].兰州:兰州理工大学,2018.
Li Q. Fire resistance of concrete filled steel tubular components subjected to post-earthquake fire[D]. Lanzhou: Lanzhou University of Technology, 2018. (in Chinese)
- [5] 杨鑫鑫.受地震损伤的钢筋混凝土柱耐火性能试验研究[D].长沙:湖南大学,2019.
Yang X X. Experimental study on fire performances of earthquake damaged RC columns[D]. Changsha: Hunan University, 2019. (in Chinese)
- [6] Vitorino H, Rodrigues H, Couto C. Evaluation of post-earthquake fire capacity of reinforced concrete elements[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2020, 12(9):846-861.
- [7] 文波,高洁,张路,等.足尺震损钢筋混凝土柱耐火性能试验研究[J].建筑结构学报,2020,41(11):1-15.
Wen B, Gao J, Zhang L, et al. Experimental study on fire resistance of full-scale earthquake damaged reinforced concrete columns[J]. Journal of Building Structures, 2020, 41(11):1-15. (in Chinese)
- [8] Wen B, Zhang L, Wu B, et al. High-temperature performance of damaged reinforced concrete columns under post-earthquake fires[J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2020(3):1-15.
- [9] Park Y-J, Ang A H-S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete[J]. Journal of Structural

- Engineering, 1985, 111(4):722-739.
- [10] Kunnath S K, Reinhorn A M, Lobo R F. IDARC Version3.0: A program for the inelastic damage analysis of R/C structures [R]. New York: National Center for Earthquake Engineering Research, 1992.
- [11] 王东升. 钢筋混凝土梁式桥地震破坏研究[D]. 哈尔滨:中国地震局工程力学研究所, 2002.
Wang D S. Research on seismic damage of reinforced concrete beam bridge [D]. Harbin: Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, 2002. (in Chinese)
- [12] 牛荻涛, 任利杰. 改进的钢筋混凝土结构双参数地震破坏模型[J]. 地震工程与工程振动, 1996(4): 44-54.
Niu D T, Ren L J. A modified seismic damage model with double variables for reinforced concrete structures [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1996(4):44-54. (in Chinese)
- [13] 李军旗, 赵世春. 钢筋混凝土构件损伤模型参数确定[J]. 兰州铁道学院学报, 2000(4):68-70.
Li J Q, Zhao S C. The damage model parameters of reinforced concrete member[J]. Journal of Lanzhou Railway University, 2000(4):68-70. (in Chinese)
- [14] Lie T T, Denham EMA. Factors affecting the fire resistance of circular hollow steel columns filled with bar-reinforced concrete [R]. Ottawa: NRC-CNRC Internal Report, 1993.
- [15] 刘猛, 邱源, 李蒙杰, 等. 火灾下钢筋混凝土框架结构高温力学性能数值模拟研究[J]. 消防科学与技术, 2021,40(7):995-998.
Liu M, Qiu Y, Li M J, et al. Numerical simulation of high temperature mechanical properties of reinforced concrete frame structure under fire[J]. Fire Science and Technology, 2021,40(7):995-998. (in Chinese)
- [16] 过镇海, 时旭东. 钢筋混凝土的高温性能及其计算[M]. 北京: 清华大学出版社, 2003.
Guo Z H, Shi X D. Behavior of reinforced concrete at elevated temperature and its calculation [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2003. (in Chinese)
- [17] Commission of the European Communities. Eurocode No.3: Design of Steel Structures[S]. London: British Standards Institution, 1995.
- [18] 朱伯龙, 陆洲东, 胡克旭. 高温(火灾)下混凝土与钢筋的本构关系[J]. 四川建筑科学研究, 1990(1): 37-43.
Zhu B L, Lu Z D, Hu K X. The constitutive relationship between concrete and steel bar under high temperature (fire) [J]. Sichuan Building Science, 1990(1): 37-43. (in Chinese)
- [19] 建筑构件耐火试验方法: GB/T 9978.1—2008[S]. 北京: 中国标准出版社, 2008.

(本文责编: 苏泽云)



(上接第 302 页)

- Xiong L H. Study on seismic performance of small hollow concrete block buildings [D]. Harbin: Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, 2004. (in Chinese)
- [23] Cornell C A, Jalayer F, Hamburger R O, et al. Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2002, 128 (4): 526-533.
- [24] 尹之潜. 地震灾害及损失预测方法[M]. 北京: 地震出版社, 1996:225-226.
Yin Z Q. Earthquake disaster and loss prediction method [M]. Beijing: Seismological Press, 1996: 225-226. (in Chinese)
- [25] 工程结构可靠性设计统一标准: GB 50153—2008[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.