

文章编号:1673-2049(2008)01-0032-06

高层钢框架-钢筋混凝土核心筒混合结构破坏过程的数值模拟

陆铁坚, 许 军

(中南大学 土木建筑学院, 湖南 长沙 410075)

摘要:利用 ABAQUS 通用有限元程序对钢框架-钢筋混凝土核心筒混合结构的破坏过程进行了数值模拟。研究表明:该类结构在弹性阶段,芯筒承担绝大部分的水平力,一旦芯筒开裂,钢框架开始承担大部分水平力,且随着地震作用的加强,承担比例不断加大,钢框架起到了抗震第 2 道防线的作用;芯筒在地震往复作用下首先在底部开裂;随着损伤的不断积累,底层几乎全部开裂,中部沿楼板四周也开裂;框架在中震与大震作用下均处于弹性阶段;在特大震作用下,先底柱后中部梁出现塑性铰;楼板在地震作用下产生了较大变形,在与芯筒和钢框架梁相连部位均产生了大量裂缝;该类结构在地震作用下是双重抗震体系。

关键词:高层建筑;钢框架-钢筋混凝土核心筒混合结构;受力性能;数值模拟

中图分类号:TU375.4 **文献标志码:**A

Numerical Simulation of Failure Process of High-rise Steel Frame-RC Corewall Hybrid Structure

LU Tie-jian, XU Jun

(School of Civil Engineering and Architecture, Central South University, Changsha 410075, Hunan, China)

Abstract: The finite element program ABAQUS was applied to study the numerical simulation of failure process of steel frame-RC corewall hybrid structure. The result shows that the concrete tube bore most of the horizontal force at the elastic stage of this structure, but steel frame carried most part of horizontal force once the corewall tube cracked. With the earthquake intensified, the steel frame carried the more and more horizontal force, which acted as the second seismic resistant system. Under earthquakes, cracks occurred firstly on the bottom of the corewall and almost the whole bottom was involved with the accumulation of damage, as well as the center of the floor cracked around the circumference. The steel frame was on the elastic stage under moderate and heavy earthquake, but plastic hinge occurred firstly on the bottom column and then to the middle part of it under unusual earthquake. The remarkable deformation and a lot of cracks on the joint of corewall and steel frame beam of the floor were observed under earthquake. This structure in earthquake is a dual seismic resistant system.

Key words: high-rise building; steel frame-RC corewall hybrid structure; mechanical performance; numerical simulation

收稿日期:2008-01-05

基金项目:国家自然科学基金项目(50478092)

作者简介:陆铁坚(1963-),男,湖南岳阳人,教授,工学硕士,E-mail:xj781112@163.com。

0 引言

随着现代建筑高度的不断增加,混合结构体系在高层建筑中已被广泛应用^[1-6],但各国对该结构形式的抗震性能存在着很大的争议:该种结构在大震作用下是否是双重抗震体系,以及如何调整框架的水平地震力等。中国已对这种结构进行过一些静动力试验,但是静力试验并不能很好地反映这种结构动力特性,振动台试验因受试验设备的制约,很难真实地模拟竖向荷载的作用,而现有拟动力试验最多只进行了两自由度的试验。利用通用有限元程序对该研究对象进行三维仿真试验模拟是一种很好的研究方法,在一定条件下它可以部分代替试验,并获取任意所需数据。本文中笔者利用 ABAQUS 软件对钢框架-钢筋混凝土核心筒混合结构进行仿真模拟试验,并与已有的试验结果进行比较,明确此类结构的地震反应特征。

1 分析模型

1.1 结构模型

按《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2002)要求设计了一 15 层混合结构,每层层高 4 m,其平面如图 1 所示,芯筒面积约占结构总面积的 11.1%,外钢框架均采用箱形截面,钢柱采用 600 mm×600 mm,梁采用 400 mm×400 mm,壁厚均为 20 mm,钢筋混凝土楼板厚为 200 mm,Φ10@150 双向双层配筋,芯筒壁厚为 400 mm,Φ15@150 双向双层配筋。钢材为 Q235 钢,混凝土强度等级为 C35。ABAQUS 中三维模型如图 2 所示。

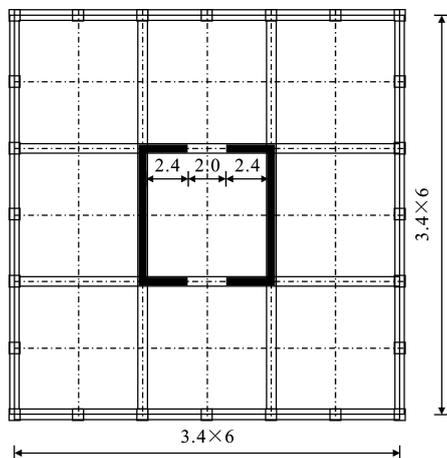


图 1 结构平面(单位:m)

Fig.1 Structure Plane (Unit:m)

1.2 材料本构关系

模型有限元分析结果将直接依赖于材料本构关系,本模型混凝土的本构关系采用 ABAQUS 中混

凝土损伤塑性本构关系,这种本构的有效性及其详细介绍可参考 ABAQUS 例题手册和 ABAQUS 验证手册。该模型中楼板与芯筒中钢筋用 ABAQUS 中的钢筋层模拟,黏结滑移用拉伸强化来模拟。开裂、损伤与刚度恢复通过受拉损伤因子、受压损伤因子、刚度恢复因子来综合模拟,其值均在 0~1 之间变化,0 代表无损伤开裂,1 代表完全损伤开裂。

由 ABAQUS 后处理中显示的这些因子数值和分布情况,可以知道混凝土裂缝发展和分布。该模型中钢框架、钢筋的本构关系采用标准金属塑性模型,其屈服强度为 235 MPa。钢筋混凝土与钢材本构中参数数值可参照文献[7]、[8]采用文献[9]中数据。

1.3 单元选择

钢框架柱、梁选用一次梁单元 B31,楼板和芯筒选用一次减缩积分四边形壳单元 S4R。这 2 种单元适用于广泛的问题,且可以在 ABAQUS 中的显式和隐式求解器中通用。

1.4 阻尼选择

在实际应用中,材料阻尼是主要的考虑因素,且材料中阻尼力本质上是黏性的^[10]。笔者选用 ABAQUS 中的复合阻尼,即对钢筋混凝土与钢材分别定义一个临界阻尼比^[11],材料阻尼矩阵按瑞利阻尼 C 确定, $C = \alpha M + \beta K$,假设振型阻尼比 $\xi_i = \xi_j = \xi$ 时, $\alpha = 2\xi\omega_i\omega_j / (\omega_i + \omega_j)$, $\beta = 2\xi / (\omega_i + \omega_j)$; ω_i 、 ω_j 要覆盖结构分析中感兴趣的频段,根据作用于结构上的地震频谱特性和结构动力特性综合考虑。本文中 $\omega_i = 4$ Hz, $\omega_j = 30$ Hz,混凝土 $\xi = 5\%$,钢材 $\xi = 2\%$ 。由此可知,当结构振动频率在 $[\omega_i, \omega_j]$ 时,阻尼比将小于或等于给定阻尼比^[12],结构分析偏于保守,这符合工程需要。

1.5 整体建模过程

(1)分别在 ABAQUS 的 CAE 中建立框架、楼板、芯筒 3 个部件。

(2)按空间位置把这 3 个部件组装在一起。

(3)分别在这 3 个部件上划分网格,网格划分时注意使连接边的节点相对应。

(4)建立约束关系模拟这 3 个部件之间的连接。

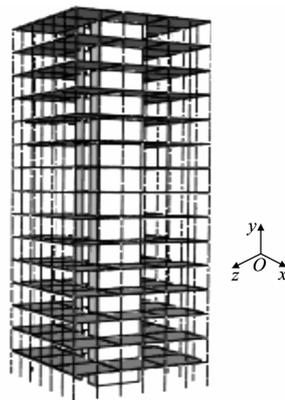


图 2 三维框架结构

Fig.2 Three-dimensional Frame Structure

楼板与钢框架梁通过剪力件连接一起,把连接边上对应节点绑定 x 、 y 、 z 方向 3 个自由度。楼板与芯筒现浇在一起,连接边上对应节点绑定 6 个自由度。钢框架连梁与芯筒在芯筒角点处设计为绞接,绑定 x 、 y 、 z 方向 3 个自由度。

(5) 建立分析步,选择求解器,并根据分析目的选择输出变量。本文中对结构静力加载,为了得到结构力-位移曲线的下降段,使用显示求解器。地震动力分析中选用隐式求解器。

(6) 施加边界条件与荷载,本文中不考虑结构地基与基础的相互作用,这两者之间视为固结。静力分析中楼面活载为 2 kPa,动力分析中按规范要求取楼面活载的 50%,即 1 kPa。静力分析中为了得到力-位移曲线的下降段,文献[13]中要求在顶部施加产生 2.5 m x 方向水平位移的力。动力分析中分别在结构底部 x 方向施加 El Centro 波和 Taft 波,持时各为 10 s,时间间隔为 0.02 s,其加载工况如表 1 所示。

表 1 各加载工况

Tab. 1 Each Loading Case

工况	1	2	3	4	5	6
地震波	El Centro	Taft	El Centro	Taft	El Centro	Taft
a_{\max}	0.47g		1.00g		2.00g	
烈度	8 度罕遇烈度		大于 9 度罕遇烈度		大于 9 度罕遇烈度	

(7) 建立作业,提交分析。本文中静力分析计算约为 20 h,动力分析计算每工况约为 10 h。

(8) 进行后处理,整理分析结果。

2 计算结果分析

2.1 静力结果分析

结构顶部位移为 2.50 m 时,底部反力等于加在顶部的力,底部框架与芯筒各自在 x 方向的反力可分别视为各自承担的水平力,其值如图 3 所示。

当芯筒反力曲线与结构反力曲线在顶部位移小于 0.15 m 时,两者几乎重合,说明芯筒承担了绝大部分的水平力。在顶部位移为 0.22 m 时,芯筒反力达到极值点,芯筒第 1 层楼板处产生水平拉裂缝,上部芯筒角点与钢连梁连接处也产生了 L 形裂缝,如图 4(a) 所示。随着裂缝的产生,芯筒反力曲线产生了拐点,此时,框架承担的水平力增大,且超过芯筒,其走势与总反力曲线一致。在顶部位移为 0.50 m 时,钢框架反力曲线开始转折,这时,加载方向的框架底部开始屈服,出现塑性铰,后中部的梁也开始达到屈服应力,但这些部位柱的应力在 200 MPa 左右,

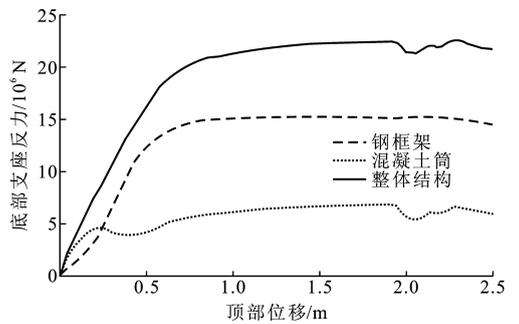


图 3 顶部位移-底部反力曲线

Fig. 3 Curves of Top Displacement vs Bottom Reaction Force

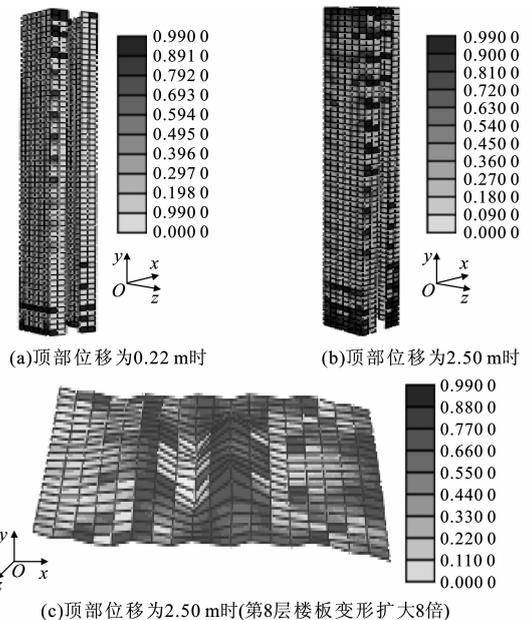


图 4 静力作用下受拉损伤因子分布

Fig. 4 Distributions of Tensile Damage Factors Under Static Force

未达到屈服应力。钢连梁此时应力均较小,顶部位移为 2.50 m 时的框架应力分布如图 5 所示。此后,框架反力与总反力曲线都出现一平台期,顶部位移不断增加,反力持续,直到顶部位移为 2.25 m 时出现下降段。这说明结构在加载的后期,其变形性能仍然非常好。钢框架后期承担了总水平力的 75%,塑性铰不断在框架中部梁端形成,柱的应力缓慢增长,但均小于 235 MPa,未达到屈服应力。

在顶部位移增大到 2.50 m 时,通过拉伸损伤因子的变化过程可知:芯筒受拉侧底部的裂缝不断扩展,且呈交叉状;顶部加载端楼层楼板附近及上部芯筒角部与钢梁相接部位也出现裂缝,如图 4(b) 所示。从裂缝分布来看,明显的集中出现在 2 个区,即底部 1、2 层及 12 层以上区域。其中,受力方向剪力

墙的裂缝主要分为梁支座下裂缝和墙肢斜裂缝 2 类。因此,即使在模型破坏阶段,支座区域也仅发生一些绕支座预埋件的 U 形或 L 形裂缝。

加载期间,芯筒并未出现脆性破坏,立即退出工作,而是出现一平台期,反力维持在 6 000 kN 左右。在顶部位移为 2.00 m 时,出现一

下降段,通过 ABAQUS 的钢筋应力结果可知,此时芯筒钢筋开始屈服。在顶部位移为 2.50 m 时,受压侧的混凝土已达到最大压应力,并开始下降,此时受压损伤因子为 0.3,受压裂缝开始出现。加载过程中,钢框架与芯筒始终协同工作,这与文献[14]中试验结果是一致的。

在顶部位移为 0.50 m 时,楼板沿芯筒四周开始出现裂缝,随后裂缝不断增多,顶部位移为 2.50 m 时,垂直于加载方向与钢梁连接部也出现裂缝,此时楼板产生较大变形,如图 4(c)所示。

2.2 动力分析结果

结构自由振动频率如表 2 所示。

表 2 结构自振频率

Tab. 2 Self-vibration Frequency of Structure

阶数	1	2	3	4	5	6
频率/Hz	4.79	6.51	7.61	15.90	24.60	27.70

El Centro 波 3 种工况下的顶部位移如图 6(a)所示。这 3 种工况下顶部最大位移均发生在 3.8 s 左右。峰值加速度为 0.47g、1.00g 工况下最大位移均不超过 0.22 m。峰值加速度为 2.00g 时,顶部最大位移为 0.29 m。

El Centro 波峰值加速度为 0.47g 时,框架最大仅承担 31% 的总水平力,而芯筒最少也承担了 69% 的总水平力,大部分时间芯筒承担 80% 以上的总水平力,如图 7(a)所示。峰值加速度为 1.00g 时,框架承担水平力最大达到总水平力的 45%,如图 7(b)所示。峰值加速度为 2.00g 时,大部分地震作用时间中,框架承担的水平力已超过芯筒承担的水平力,其承担的总水平力最高达到 60%,如图 7(c)所示。

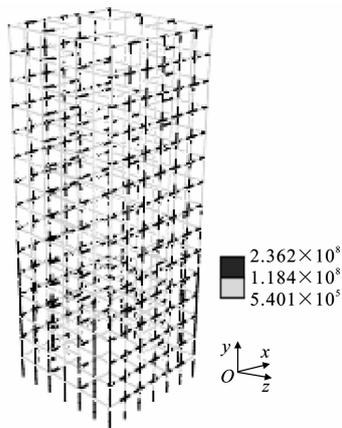


图 5 静力作用下的
框架应力(单位:Pa)

Fig. 5 Stress of Frame Under
Static Force (Unit:Pa)

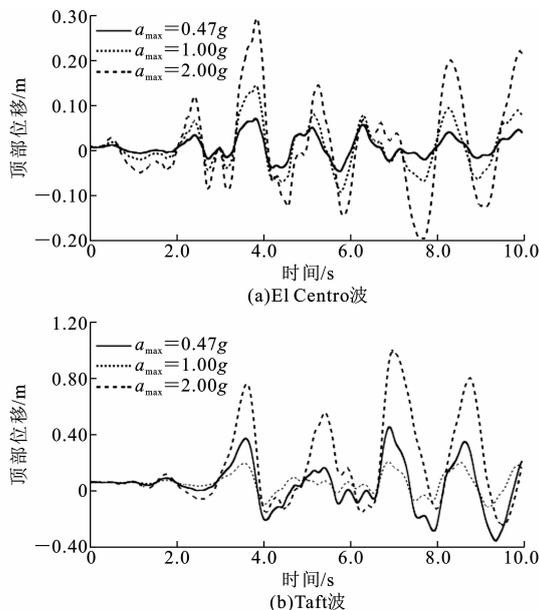


图 6 顶部位移-时间曲线

Fig. 6 Curves of Top Displacements vs Time

El Centro 波峰值加速度为 0.47g 时,通过拉伸损伤因子分布图和 Mises 应力图可知,除了芯筒底部洞口四角受拉开裂以外,其他部位都处于弹性阶段。峰值加速度为 1.00g 时,芯筒底部开始出现水平裂缝,框架处于弹性阶段,且应力较小。峰值加速度为 2.00g 时,整个底层芯筒在地震往复作用下都出现裂缝,如图 8(a)所示。地震作用 3.8 s 后,框架底柱达到最大应力 229 MPa,但小于屈服应力 235 MPa。

Taft 波 3 种工况下的顶部位移如图 6(b)所示,最大位移均发生在 7 s 左右。峰值加速度为 2.00g 时,顶部最大位移达到 0.96 m;大部分时间中,框架承担 80% 以上的总水平力,如图 7(d)所示;芯筒底部及上部与楼板相连处均开裂,如图 8(b)所示;框架先底部柱屈服,出现塑性铰,后中部梁开始屈服,其应力分布如图 9 所示。地震作用后期,楼板变形严重,与芯筒和钢梁相接部分都已开裂,如图 8(c)所示。比较图 8(a)、(b)可知,地震波不同,芯筒的破坏程度也大不相同。

综合加载的 6 个工况,从整个破坏形态来看,墙体出现水平裂缝和斜裂缝,钢框架与混凝土筒体连接节点处裂缝少、破坏轻,钢框架基本上处于弹性阶段,只有在特大震的情况下,框架才开始屈服。从结构的变形和延性来看,即使在顶部位移达到总高度的 1/62 时,计算也并没有不收敛,说明结构并没有发生坍塌,整个结构表现出较好的弹性和延性。这与文献[9]中的试验结果也是一致的。

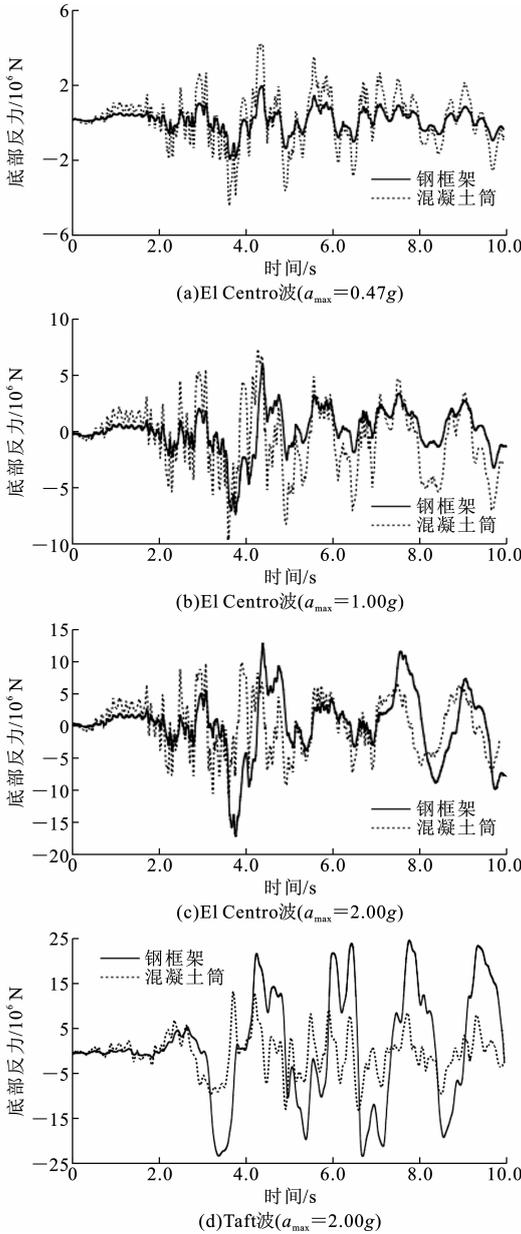


图7 底部反力-时间曲线

Fig. 7 Curves of Bottom Reaction Forces and Time

3 结语

(1) 结构在弹性阶段, 由于芯筒承担绝大部分水平力, 一旦芯筒开裂, 钢框架开始承担大部分水平力, 特别是在动力作用下, 随着地震作用的加大, 分担比例不断增大, 最高达到 80%。钢框架起到了抗震第 2 道防线的的作用。

(2) 混凝土芯筒首先在底部产生开裂, 在地震往复作用下, 随着损伤的不断积累, 裂缝不断发展, 底层几乎全部开裂, 中部沿楼层四周部分也开始开裂。但开裂后并没有发生脆性破坏, 立即退出工作, 而是维持着开裂时承担的水平力, 直到内部配筋屈服后,

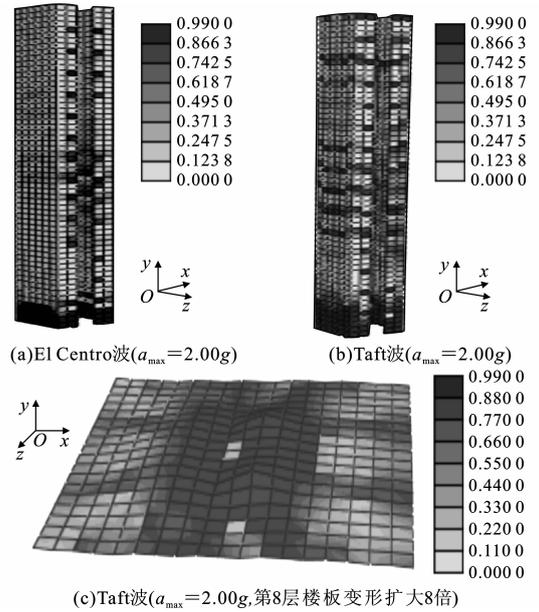


图8 地震作用下受拉损伤因子分布
Fig. 8 Distributions of Tensile Damage Factors Under Earthquake

才开始下降。与静力相比, 在动力作用下, 芯筒承担的水平力有较大的提高。钢框架在中震与大震作用下均处于弹性阶段。在特大震作用下, 首先框架底柱开始屈服, 出现塑性铰, 然后中部梁开始屈服, 出现塑性铰。

(3) 由于钢框架与芯筒两者刚度和变形性能的巨大差异, 楼板承担了很大的空间作用, 在地震作用下产生了较大的变形, 在与芯筒和钢梁相接部分均产生了大量裂缝。

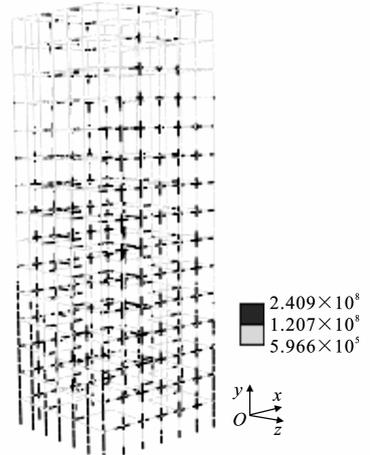


图9 地震作用下的框架应力(单位:Pa)
Fig. 9 Stresses of Frame Under Earthquake (Unit:Pa)

参考文献:

References:

[1] 沈蒲生, 陈宇. 带加强层的高层框架-变截面核心筒结构的自由振动分析[J]. 建筑科学与工程学报, 2007, 24(3): 19-24.
SHEN Pu-sheng, CHEN Yu. Free Vibration Analysis of Tall Frame and Changed-section Core Wall Struc-

- tures with Outrigger[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2007, 24(3):19-24.
- [2] 林宏伟,石志飞. 钢筋混凝土框架梁-剪力墙平面外连接节点的力学分析[J]. 建筑科学与工程学报, 2007, 24(3):56-60.
LIN Hong-wei, SHI Zhi-fei. Mechanical Analysis for Non-planar Reinforced Concrete Frame Beam and Shear-wall Joint[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2007, 24(3):56-60.
- [3] 沈蒲生,孟焕陵. 框筒结构梁柱截面基于剪力滞最小的合理高度[J]. 建筑科学与工程学报, 2005, 22(3):16-19.
SHEN Pu-sheng, MENG Huan-ling. Reasonable Section Height of Beam and Column Based on the Minimum Shear Lag in Framed Tube Structures[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2005, 22(3):16-19.
- [4] 郭军庆,王雪韵,雷自学,等. 加芯混凝土框架柱轴压比限值试验研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2005, 22(4):45-49.
GUO Jun-qing, WANG Xue-yun, LEI Zi-xue, et al. Experimental Research on Limit Value of Axial Compression Ratio for Concrete Frame Columns with Central Reinforcement[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2005, 22(4):45-49.
- [5] 张清华,李乔,唐亮. 桥塔钢-混凝土结合段剪力键破坏机理及极限承载力[J]. 中国公路学报, 2007, 20(1):85-90.
ZHANG Qing-hua, LI Qiao, TANG Liang. Fracture Mechanism and Ultimate Carrying Capacity of Shear Connectors Applied for Steel-concrete Joint Segment of Bridge Pylon[J]. China Journal of Highway and Transport, 2007, 20(1):85-90.
- [6] 曹国辉,方志. 钢筋混凝土连续宽箱梁受力性能试验[J]. 中国公路学报, 2006, 19(5):46-52.
CAO Guo-hui, FANG Zhi. Mechanical Behaviors Test of RC Continuous Box Girder with Wide Flange[J]. China Journal of Highway and Transport, 2006, 19(5):46-52.
- [7] 王金昌,陈页开. ABAQUS 在土木工程中的应用[M]. 杭州:浙江大学出版社, 2006.
WANG Jin-chang, CHEN Ye-kai. The Application of ABAQUS in Civil Engineering[M]. Hangzhou: Zhejiang University Press, 2006.
- [8] 吕西林,金国芳,吴晓涵. 钢筋混凝土结构非线性有限元理论与应用[M]. 上海:同济大学出版社, 1997.
LU Xi-lin, JIN Guo-fang, WU Xiao-han. Nonlinear Finite Element Analysis Theory and Application to RC Structure[M]. Shanghai: Tongji University Press, 1997.
- [9] 张小清. 钢框架-钢筋混凝土核心筒结构受力性能的非线性有限元分析[D]. 长沙:湖南大学, 2006.
ZHANG Xiao-qing. Nonlinear Finite Element Analysis on the Mechanical Performance of Steel Frame-RC Corewall Hybrid Structure Master[D]. Changsha: Hunan University, 2006.
- [10] 张文元. ABAQUS 动力学有限元分析指南[M]. 北京:中国图书出版社, 2005.
ZHANG Wen-yuan. ABAQUS Dynamics Finite Element Analysis Guide[M]. Beijing: China Book Press, 2005.
- [11] 庄茁,张帆,岑松. 非线性有限元分析与实例[M]. 北京:科学出版社, 2005.
ZHUANG Zhuo, ZHANG Fan, CEN Song. Nonlinear Finite Element Analysis and Example[M]. Beijing: Science Press, 2005.
- [12] 刘晶波,杜修力. 结构动力学[M]. 北京:机械工业出版社, 2005.
LIU Jing-bo, DU Xiu-li. Dynamics of Structures[M]. Beijing: China Machine Press, 2005.
- [13] 龚炳年,郝锐坤,赵宁. 钢-混凝土混合结构模型试验研究[J]. 建筑科学, 1994, 10(1):10-14.
GONG Bing-nian, HAO Rui-kun, ZHAO Ning. Experimental Investigation of a 23-storey Steel-RC Combined Structure Model[J]. Building Science, 1994, 10(1):10-14.
- [14] 梁博. 钢框架-混凝土筒体混合结构抗震性能振动台试验研究[D]. 西安:西安建筑科技大学, 2005.
LIANG Bo. Shaking Table Test of 1/10 Scale Model of a 12-storey Steel-RC Hybrid Wall System[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2005.