

doi:10.3969/j.issn.1674-4764.2013.01.016

某型钢混凝土框架-混凝土核心筒结构的抗震性能评估

蒋欢军¹, 刘老二²

(1. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092; 2. 建发房地产集团有限公司 厦门, 福建 361001)

摘要:以某混合结构为研究对象,通过振动台试验和数值分析 2 种手段对该混合结构的抗震性能进行了相关研究。主要利用 PERFORM-3D 建立了整体结构的非线性计算模型,对结构进行了弹塑性时程分析。根据结构整体的位移响应和能量耗散以及构件的变形和塑性铰开展情况,来了解在不同强度地震作用下结构的反应特点,同时根据预定的性能指标限值对结构的抗震性能进行了评估,并将数值分析结果与试验结果进行了对比。试验与数值分析结果均表明,该结构具有良好的抗震性能。

关键词:性能评估;弹塑性时程分析;混合结构;纤维模型

中图分类号:TU973.31 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2013)01-0096-08

Seismic Performance Evaluation of a Steel Reinforced Concrete Frame-Concrete Tube Structure

Jiang Huanjun¹, Liu Laoer²

(1. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, P. R. China;
2. C&D Real Estate Group Limited Company, Xiamen 361001, Fujian, P. R. China)

Abstract: In order to better understand the seismic performance of the hybrid structure, numerical analysis and shaking table model testing were conducted on a real tall building constructed in Beijing. The nonlinear analytic model of the structure was established with the aid of PERFORM-3D program, and the elastoplastic time-history analysis was performed. From displacement responses and energy dissipation of the entire structure, and deformations and plastic hinge forming condition of components, the response features under different earthquake levels were obtained. Based on the predetermined allowable limits of performance indices, the seismic performance of the structure was evaluated. In the mean time, the numerical analysis results were compared with test results. Both of test results and numerical analysis results indicate that the hybrid structure has good seismic performance.

Key words: performance evaluation; elastoplastic time-history analysis; hybrid structure; fiber model

随着社会经济的高速发展,城市人口变得更加密集,人们开始更加关注空间的有效利用,使得超高层建筑得到了广泛的应用。为了适应建筑高度的不断突破,新的结构体系应运而生,型钢混凝土框架-混凝土核心筒混合结构体系由于其自身具有的独特优势,在中国已建和在建的超高层建筑中得到了广

泛的应用,开展此类结构体系的抗震性能研究将有助于其在实际工程中的应用。

随着基于性能的抗震设计理论的不不断发展和完善、计算机性能的不不断提高以及纤维模型、分层壳模型等精细化模型的实用化,结构的弹塑性分析已成为一种趋势。弹塑性分析相对于传统的弹性分析能

收稿日期:2012-06-23

基金项目:“十二五”国家科技支撑计划课题(2012BAJ13B02)

作者简介:蒋欢军(1973-),男,教授,博士,主要从事工程结构抗震与防灾研究,(E-mail)jhj73@tongji.edu.cn。

够更加全面和准确地反映结构在地震作用下的响应和耗能能力,为结构抗震性能研究提供了强有力的工具。采用基于性能的抗震设计理论,利用振动台试验和非线性数值分析 2 种手段对某型钢混凝土框架-混凝土核心筒结构的抗震性能进行了评估,为抗震设计提供依据。

1 工程概况

某办公楼为一幢超高层建筑,属于乙类建筑,设防烈度为 8 度,地上 61 层,地下 4 层。结构高度为 263.65 m,建筑平面长宽比为 1.5,标准层层高 4.18 m,柱距为 6 m(局部 9 m)。该建筑采用钢管混凝土框架-混凝土核心筒混合结构,分别于 28 层和 44 层设置了 2 个加强层,由于塔楼东西方向刚度相对较弱,故在加强层中沿东西方向设置了 4 道伸臂桁架,同时为了使伸臂桁架作用于更多的外柱,提高其效率,加强层中还设置了 2 道 U 形环带桁架。核心筒混凝土等级 1~50 层为 C60,51~顶层为 C50,楼板混凝土等级为 C40,外墙厚度为 600~1 300 mm,内墙厚度为 500~600 mm,钢筋采用 HPB235 级和 HRB400 级,核心筒 1~19 层主要墙体采用了内置钢板组合剪力墙,筒体边缘构件设置了型钢暗柱;钢管混凝土柱采用 Q345GJ 级钢材内填 C60 混凝土,直径为 1 300~1 500 mm(壁厚 20~50 mm);伸臂桁架和环带桁架采用 Q345GJ 级钢材;焊接 H 型钢梁采用 Q345 级或 Q345GJ 级钢材,外钢框梁加强层及相邻层主要截面尺寸为 1 000×600×35×50 mm 和 1 000×500×25×50 mm,其余楼层主要截面尺寸为 1 000×500×16×35 mm。图 1 为结构标准层及加强层结构平面布置图。

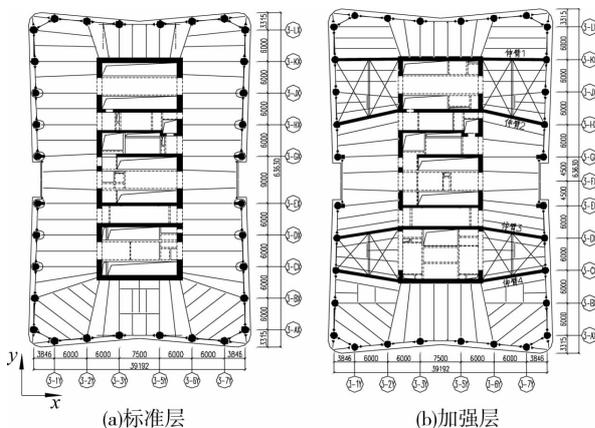


图 1 结构平面布置图

2 弹塑性分析参数确定

2.1 材料本构模型

2.1.1 钢材本构模型 采用 PERFORM-3D 软件

进行数值分析。对于 Q235 钢、Q345 钢和 Q390 钢等建筑工程中常用的低碳软钢,钢材的应力-应变关系曲线一般可分为弹性段、弹塑性段、塑性段、强化段和二次塑性流 5 个阶段^[1]。鉴于工程应用的简便性,对于型钢和钢筋材料的本构模型均采用双线性随动硬化本构模型,刚度硬化系数取为 0.01(如图 2 所示)。

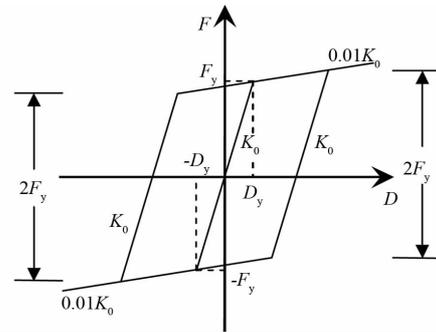


图 2 钢材本构模型(双线性随动硬化模型)

2.1.2 混凝土本构模型 梁和墙体的混凝土本构模型采用 Mander 模型^[2],对于箍筋包围的混凝土采用约束混凝土本构模型,其余部位采用非约束混凝土本构模型,材料的强度采用标准值。钢管混凝土柱中的核心混凝土由于在受力时会受到钢管的围箍作用,从而使核心混凝土处于三向受压状态,这将改变混凝土的受压性能,为此本文对于此部分核心混凝土的本构模型采用韩林海经试验拟合的模型^[1],不同套箍系数下的核心混凝土本构关系曲线如图 3 所示,可以看出,当套箍系数较大时,本构曲线没有下降段。由于软件本身的限制,在应用时,首先需依据等能量原理对本构曲线进行折线化处理(图 4),从而得到程序自带的材料分析模型骨架曲线对应的关键点参数值。

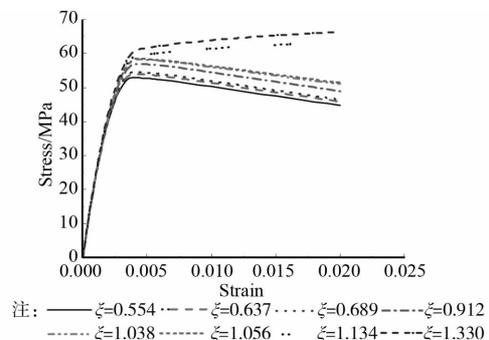


图 3 核心混凝土本构关系曲线

2.2 构件计算模型

对于梁柱单元的弹塑性分析模型采用塑性铰模型,主要通过预先判断单元可能屈服的区段,然后在

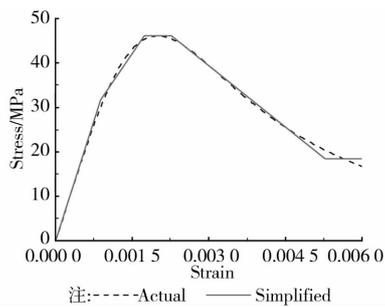


图 4 本构关系曲线折线化示意图

这些区段设置塑性铰的形式进行建模。由于在侧向荷载作用下,梁柱单元一般为两端先屈服,故在梁柱两端分别设置了弯曲塑性铰。PERFORM-3D 中弯曲塑性铰可以通过两种形式进行设置,一种是通过定义纤维截面,由程序根据材料本构关系自动获得截面层次的力-变形关系曲线,同时对于柱单元可以自动考虑 P-M-M 的相互作用;另一种是通过截面设计器(如 Xtract)得到力-变形骨架曲线,然后将所得曲线二折线化(图 5),最终依据 FEMA356^[3] 相应推荐值即可获得 PERFORM-3D 所需的骨架曲线参数。对于塑性铰长度,目前对于该参数的取值并没有一个统一的建议值,美国规范 ACI318-99 建议取为受力方向截面高度的一半,按此建议进行取值。本文对于梁构件均采用自定义骨架曲线的形式进行定义,而钢管混凝土柱单元则采用纤维模型进行定义,截面纤维划分示意如图 6 所示。

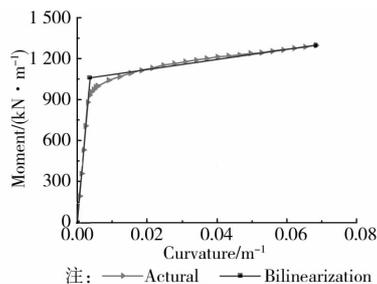
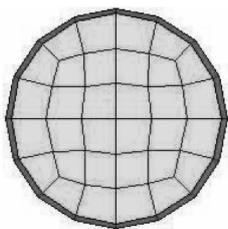
图 5 $M-\varphi$ 曲线折线化

图 6 柱纤维截面划分示意图

同时对于跨高比较小(如小于 2.5)的连梁单元,构件可能发生剪切屈服,可以通过加入剪切铰来

考虑剪切屈服后构件的性能变化。剪切铰的力-位移关系骨架曲线采用二折线形式,屈服剪力可以根据我国规范相应构件抗剪承载力计算公式算得^[4],材料强度取标准值,刚度硬化系数取为 0.01。

采用宏观分层单元来模拟剪力墙,该单元假定平面外弯曲、剪切和扭转均处于弹性状态^[5],相关研究表明该单元能够较好的模拟剪力墙的受力性能^[6]。

2.3 恢复力模型

恢复力模型可分为 2 个层次,即材料的恢复力模型和构件的恢复力模型。钢筋混凝土结构构件的恢复力模型必须具备:1)能在可接受的限度内再现试验的结果;2)简便实用,不会因模型本身的复杂性而造成结构动力非线性分析不能有效进行^[7]。

弯曲铰和剪切铰的恢复力模型选用 Clough 模型,该模型反向加载曲线指向历史最大变形点,考虑了卸载刚度的退化,卸载刚度按下式进行取值:

$$K_r = \alpha_r K_y = |\Delta_m / \Delta_y|^{-\alpha} K_y \quad (1)$$

式中, K_y 为初始刚度; Δ_m 为最大变位; K_r 为对应于 Δ_m 的卸载刚度; α 为卸载刚度降低系数,对于钢筋混凝土构件一般取 0.4^[8]。

对于剪力墙剪切材料的恢复力模型,采用修正的 Takeda 模型^[9],该模型能够较好的反映剪切性能的主要特征,而且较为简便,详细的计算公式参见文献^[10]。其中,捏拢系数取为 0.3^[9]。

PERFORM-3D 通过调整能量耗散系数及卸载刚度系数来获得所需要的滞回模型。根据 PERFORM-3D 中能量耗散系数的定义及相应恢复力模型的计算公式可以计算得到骨架曲线各关键点处对应的能量耗散系数,然后通过调整卸载刚度系数调整滞回曲线的形状即可获得如图 7 所示的滞回曲线。由于软件本身的限制,PERFORM-3D 中剪切材料实际采用的恢复力模型在形状上并不能与修正的 Takeda 模型完全吻合,但在耗能上二者基本相等。

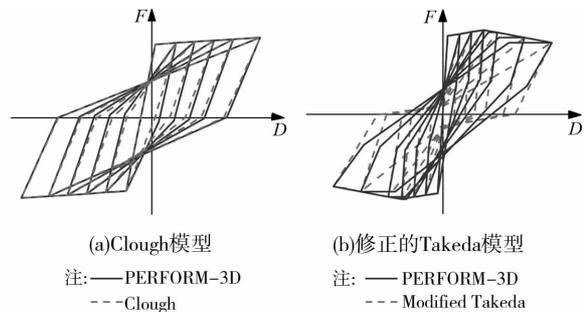


图 7 恢复力模型对比

对于混凝土材料, Mander 模型各关键点处的能量耗散系数如图 8 所示^[11];韩林海模型按“焦点

法”考虑刚度退化并确定卸载、再加载途径^[1],能量耗散系数如图 8 括号内数值所示。

2.4 构件性能指标

构件在各性能水准下的变形性能限值可参照 FEMA356^[3]进行取值,图 9 为 FEMA356 构件力-变形骨架曲线示意图,表 1 为本工程各构件量化性能指标限值,其中 IO 表示基本运行阶段,LS 表示生命安全阶段,CP 表示接近倒塌阶段。由于钢管混凝土柱的性能指标限值没有相关规范的建议值,参照文献[12]进行取值,表 2 列出了工程各种直径钢管混凝土柱所采用的性能指标限值。

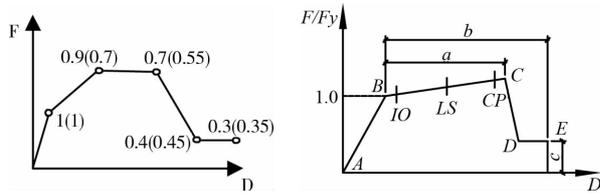


图 8 混凝土能量退化系 图 9 FEMA356 力-变形曲线

表 1 构件量化塑性变形性能指标限值/rad

| 构件类型 | IO | LS | CP |
|----------------|----------------|-------------|-------------|
| 型钢主梁弯曲铰 | $0.25\theta_y$ | $2\theta_y$ | $3\theta_y$ |
| 混凝土主梁弯曲铰 | 0.01 | 0.02 | 0.025 |
| 连梁弯曲铰 | 0.007 5 | 0.015 | 0.022 |
| 连梁剪切铰 | 0.006 | 0.015 | 0.02 |
| 受压杆(方钢管-空心) | $0.25\Delta_c$ | $1\Delta_c$ | $2\Delta_c$ |
| 受压杆(方钢管-内填混凝土) | $0.25\Delta_c$ | $4\Delta_c$ | $6\Delta_c$ |
| 受压杆(工字形) | $0.25\Delta_c$ | $5\Delta_c$ | $7\Delta_c$ |
| 受拉杆 | $0.25\Delta_T$ | $7\Delta_T$ | $9\Delta_T$ |
| 墙肢弯曲变形 | 0.003 | 0.006 | 0.009 |
| 墙肢剪切变形 | 0.004 | 0.006 | 0.007 5 |

注: θ_y 为钢梁屈服时对应的转角; Δ_c 为支撑压屈时对应的变形值; Δ_T 为支撑受拉屈服时对应的变形值。

表 2 钢管混凝土柱弯曲铰塑性变形性能指标限值/rad

| 柱截面 | IO | LS | CP |
|-------|-------|-------|-------|
| D1500 | 0.004 | 0.006 | 0.007 |
| D1400 | 0.004 | 0.006 | 0.008 |
| D1300 | 0.004 | 0.006 | 0.009 |

3 振动台试验概况

根据相似关系的要求,模型材料一般应具有尽可能低的弹性模量和尽可能大的比重。同时,在应力-应变关系方面尽可能与原型材料相似。基于这些考虑,结构的动力试验模型采用微粒混凝土模拟

混凝土,紫铜模拟钢板,镀锌铁丝模拟钢筋。模型整体结构全景如图 10 所示,模型高度为 9.09 m,总质量(含配重)为 23.75 t。



图 10 模型整体结构全景

考虑到同济大学振动台性能参数、施工条件和吊装能力等因素,本试验首先确定模型结构几何相似系数 $S_1=1/30$;其次,考虑到振动台噪声、台面承载力和振动台性能参数等因素,确定加速度相似系数 $S_a=2.5$;再次,按试验室可以实现的混凝土强度关系确定应力相似系数 $S_\sigma=0.2$;最后,根据微粒混凝土强度和弹性模量实测值、紫铜强度和弹性模量实测值、模型质量和模型结构脉动试验结果,调整应力相似系数为 $S_\sigma=0.22$,加速度相似系数 $S_a=3.0$ 。试验最终采用的模型相似关系见表 3。

表 3 模型结构相似关系

| 物理性能 | 物理参数 | 试验相似系数 | 备注 |
|------|-------|-----------------------|------|
| 几何性能 | 长度 | 1/30 | 控制尺寸 |
| | 应变 | 0.66 | |
| 材料性能 | 弹性模量 | 0.34 | 控制材料 |
| | 应力 | 0.22 | |
| | 质量 | 8.30×10^{-5} | |
| 荷载性能 | 集中力 | 2.49×10^{-4} | |
| | 线荷载 | 7.47×10^{-3} | |
| | 面荷载 | 0.22 | |
| | 周期 | 8.57×10^{-2} | |
| 动力性能 | 加速度 | 3.00 | 控制试验 |
| | 重力加速度 | 1.00 | |

4 整体结构弹塑性动力时程分析

4.1 计算参数

利用 PERFORM-3D 建立原型结构的弹塑性分析模型,计算模型见图 11 所示。结构采用刚性楼板假定和楼层集中质量源,连接外框架与核心筒的型钢梁均设计为铰接。建模过程中,因型钢次梁两端

为铰接,主要承受竖向荷载,故按弹性考虑,其他构件均采用弹塑性分析模型。建筑抗震设防烈度为 8 度,设计基本地震加速度为 $0.2g$,设计地震分组为第一组,场地类别为 II 类,场地特征周期为 $0.38s$,小震、中震和大震下地震波加速度峰值分别取为 $70、200、400\text{ cm/s}^2$ 。时程分析中考虑 $P-\Delta$ 效应,结构阻尼采用瑞利阻尼,取第 1、2 阶振型的阻尼比为 0.04 。

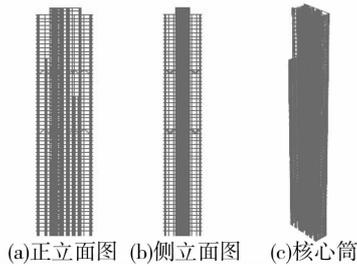


图 11 PERFORM-3D 模型示意图

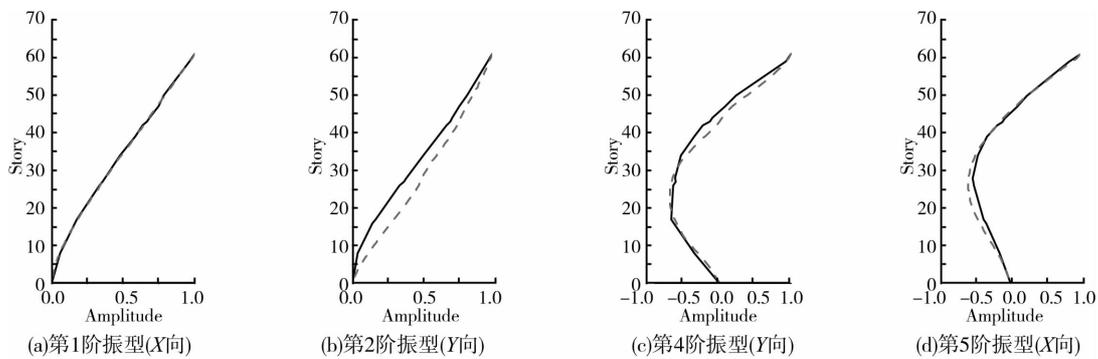
各楼面恒载及活载根据现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GB50009-2001)取值。

4.2 模态分析

试验和数值分析所得结构自振周期如表 4 所示,试验结果为利用相似关系将模型试验结果转换为原型结构的结果。从周期的计算结果可以看出,前 3 阶振型的数值分析结果要较试验结果大,主要原因如下:由于模型尺寸小,制作有一定难度,原设计采用铰接的构件,在制作时很难实现真正的铰接;且钢结构构件采用紫铜模拟,材料的选择受板材模数的限制从而使刚度有所增大;试验采用白噪声扫频测试结构自振频率,相当于对原型结构采用脉动法测量,测得的频率偏高。试验及计算所得结构 X、Y 向前 2 阶振型对比如图 12 所示,从振型对比结果可以看出,数值分析与试验结果吻合得较好,同时 X 向吻合得较 Y 向好。

表 4 原型结构自振周期及振型特征

| 振型序号 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|------------------|---------|---------|-------|---------|---------|-------|
| 试验(周期/s) | 5.128 | 4.098 | 2.571 | 1.712 | 1.323 | 1.208 |
| PERFORM-3D(周期/s) | 5.319 | 4.355 | 3.264 | 1.431 | 1.386 | 1.062 |
| 模态特征 | X 向一阶平动 | Y 向一阶平动 | 一阶扭转 | Y 向二阶平动 | X 向二阶平动 | 二阶扭转 |



注: —— Test --- PERFORM-3D

图 12 振型对比图

4.3 弹塑性时程分析结果

4.3.1 结构整体位移响应 以天然波 User1、User2、El Centro 以及人工波 User3 作为输入地震波对结构进行了小震、中震和大震下的弹塑性动力时程分析, User1、User2、User3 地震波单向输入, El Centro 地震波双向输入,共计算了 24 个工况,地震波时间间隔为 $0.02s$,各地震波加速度反应谱曲线与规范加速度反应谱曲线对比如图 13 所示。

在各地震波小震、中震及大震作用下,采用计算所得的结构 X、Y 向的层间位移角包络曲线如图 14 所示,数值分析与试验所得的 User1 和 User2 波作

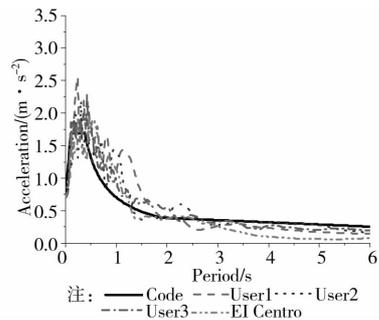


图 13 加速度反应谱对比图

用下的层间位移角包络曲线对比情况分别如图 15

和 16 所示。小震时,数值分析所得 X、Y 向最大层间位移角分别为 1/665 和 1/790,试验所得结果分别为 1/665 和 1/1 336,均未超过规范限值 1/500。大震时,数值分析所得 X、Y 向最大层间位移角分别为 1/131 和 1/144,试验所得结果分别为 1/124 和

1/187,均未超过规范限值 1/100。从图中可看出,计算所得包络线形状与试验结果比较一致,但计算结果总体上大于试验结果。主要是由于原型结构材料与试验模型材料有一定差异,本构关系亦有一定差异,会造成一定的计算误差。

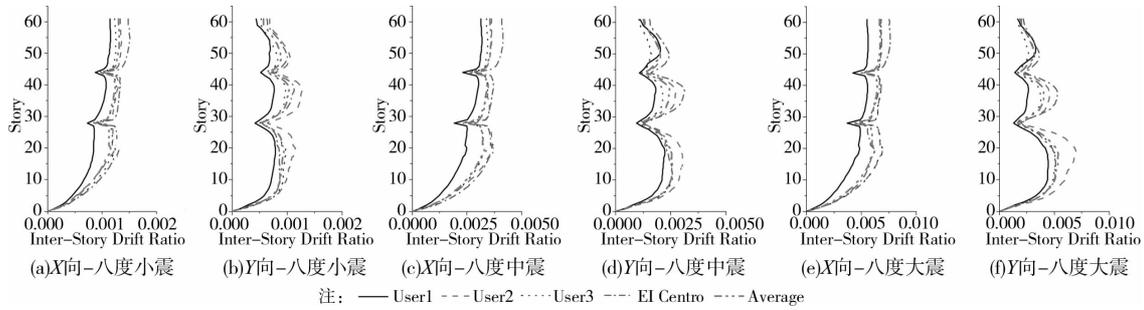


图 14 各水准地震作用下原型结构层间位移角包络曲线

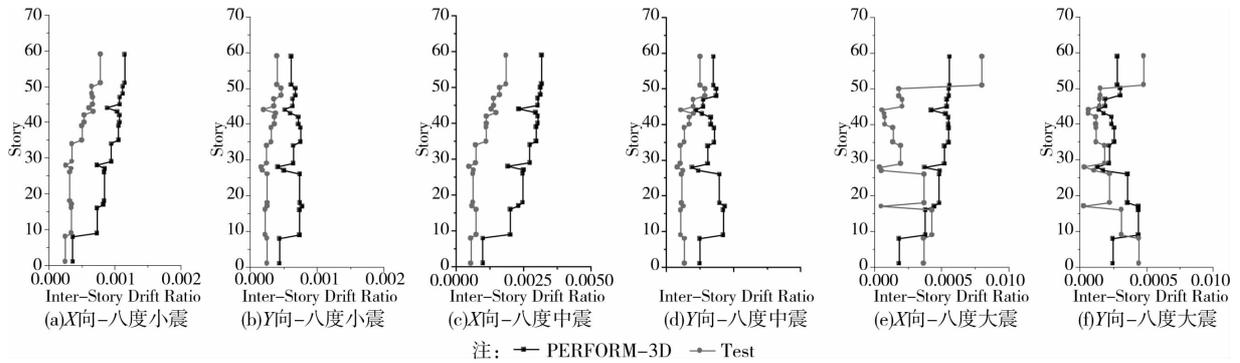


图 15 数值分析与试验所得 User1 波作用下原型结构层间位移角包络曲线对比

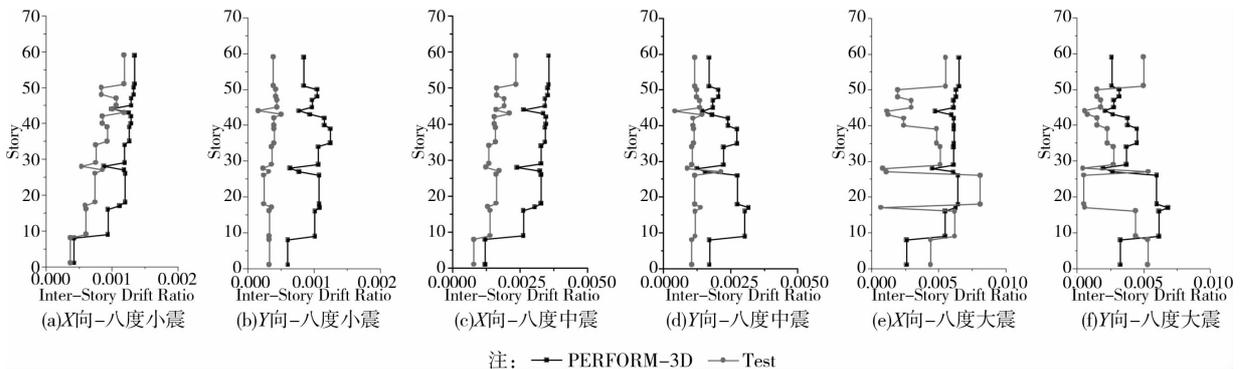


图 16 数值分析与试验所得 User2 波作用下原型结构层间位移角包络曲线对比

4.3.2 结构整体抗震性能评估 不同强度地震下,结构 X、Y 向最不利工况对应的能量比例如图 17 所示。不同阶段白噪声扫描所得模型结构自振频率如表 5 所示。

8 度小震试验阶段,当各地震波输入结束后用白噪声进行扫频,发现模型的自振频率基本没有发生变化,说明结构尚未发生开裂,试验阶段模型结构处于弹性工作阶段。从计算所得的小震下的能量比例图可以看出,结构的能量主要为应变能,结构基本

处于弹性阶段,与试验结果一致。

8 度中震试验阶段,从外观观察未发现明显的破坏现象,结构 X 向自振频率基本没有变化,Y 向自振频率下降了 19.4%。从计算所得的中震下的能量比例图可以看出,X 向地震作用下,结构的能量仍主要为应变能,阻尼和非线性耗散能量有所增长,非线性耗能最大占 2.5%;Y 向与 X 向有相似的变化规律,但阻尼和非线性耗散能量增长得更快,非线性耗能最大占 16.1%,其非线性反应较 X 向明显。

8 度大震试验阶段,模型结构一阶、二阶自振频率基本没有变化,其余阶自振频率均有一定程度的下降,部分钢梁翼缘屈服,部分钢梁端部翼缘撕裂,个别核心筒连梁端部开裂,从计算所得的大震下的能

量比例图可以看出,结构的能量主要由 3 部分组成,即应变能、阻尼耗能和非线性耗能。X 向地震作用下,非线性耗能最大占 9.1%;Y 向地震作用下,非线性耗能最大占 28.8%,其非线性反应仍较 X 向明显。

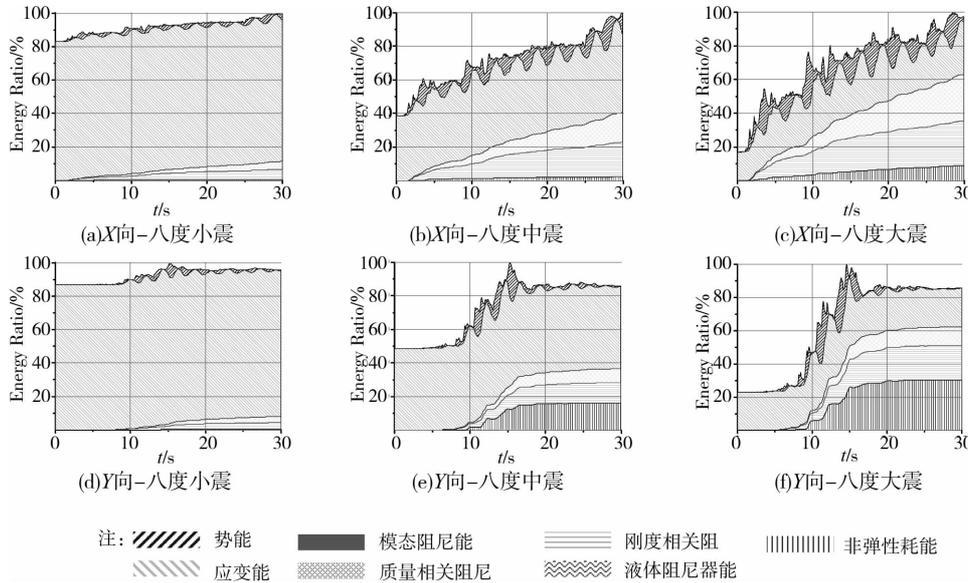


图 17 地震作用下结构能量比例图

表 5 白噪声工况下模型结构自振频率/Hz

| 扫频阶段 | 振型序号 | | | | | | | | |
|-----------------------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| 地震波输入前 | 2.27 | 2.84 | 4.54 | 6.81 | 8.81 | 9.65 | 13.05 | 16.88 | 17.02 |
| 8 度小震工况输入后 | 2.27 | 2.84 | 4.54 | 6.71 | 8.57 | 9.08 | 13.05 | 16.45 | 16.89 |
| 8 度中震工况输入后 | 2.27 | 2.29 | 3.97 | 6.54 | 8.37 | 8.52 | 12.48 | 14.18 | 16.16 |
| 8 度大震工况输入后 | 2.27 | 2.29 | 3.40 | 6.42 | 8.11 | 8.31 | 11.35 | 12.92 | 16.01 |
| 9 度大震 User1、User2 输入后 | 2.21 | 1.70 | 3.40 | 6.24 | 7.94 | 8.27 | 11.05 | 11.35 | 15.89 |
| 9 度大震其余工况输入后 | 1.66 | 1.70 | 3.40 | 5.67 | 7.38 | | 9.08 | 10.21 | |

在各工况地震作用下,计算所得结构各主要构件塑性变形的最大需求与能力之比如表 6 所示。从

计算结果可以看出,在小震和中震作用下,结构各主要构件的塑性变形仍未超过 IO 阶段;在大震作用

表 6 地震作用下构件的最大需求与能力比

| 地震作用 | 钢管混凝土柱 | | 外框型钢梁 | | 桁架构件 | | 连梁 | | | 剪力墙 | | |
|------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|-------|
| | | | | | | | 弯曲铰 | | 剪切铰 | 弯曲变形转角 | 剪切变形转角 | |
| | IO | IO | LS | CP | IO | LS | IO | LS | CP | IO | IO | |
| 小震 | 0.082 | 0.203 | | | 0.204 | | 0.064 | | 0.036 | | 0.080 | 0.070 |
| X 向 | | | | | | | | | | | | |
| 中震 | 0.205 | 0.551 | | | 0.569 | | 0.072 | | 0.053 | | 0.147 | 0.199 |
| 大震 | 0.365 | | 0.669 | | | 0.975 | 0.224 | | 0.326 | | 0.267 | 0.350 |
| Y 向 | | | | | | | | | | | | |
| 小震 | 0.049 | 0.234 | | | 0.144 | | 0.063 | | 0.048 | | 0.122 | 0.185 |
| 中震 | 0.106 | 0.595 | | | 0.266 | | 0.509 | | | 0.428 | 0.284 | 0.358 |
| 大震 | 0.201 | | | 0.797 | 0.450 | | | 0.693 | | 0.857 | 0.668 | 0.444 |

下,钢管混凝土柱的弯曲变形尚还处于较低水平,振动台试验也表明,在大震作用下,钢管混凝土柱并未发生破坏;Y向大震作用下外框梁弯曲变形最大值已经超过LS阶段,但这只出现在局部少数梁上,试验现象也表明,在大震作用下,部分外框梁翼缘发生屈曲;Y向大震作用下,连梁塑性变形开展得比较充分,弯曲变形最大值已经超过IO阶段,剪切变形已经超过LS阶段,但大震下均未超出CP阶段,试验结果也表明,在大震作用下,部分Y向连梁产生了裂缝,主要为端部斜裂缝,且主要分布在跨高比较小的连梁上,可以看出主要是因为剪切变形引起的;在大震作用下,核心筒剪力墙塑性变形均还处于较低的水平,试验结果也表明,在大震作用下,核心筒剪力墙基本上没有产生可见裂缝;在X向大震作用下,桁架构件的塑性开展得比较充分,部分构件的变形超出了IO阶段,但仍未超出LS阶段,试验结果表明,桁架构件基本完好。

5 结 语

采用振动台模型试验和非线性数值分析对某型钢混凝土框架-混凝土核心筒混合结构的抗震性能进行了分析。从计算结果可以看出,自振周期及层间位移的数值分析结果要比振动台试验结果大,但从数值分析所得到的能量比例图及塑性变形开展情况可以看出,结构在宏观上表现出来的一些破坏特征与试验现象相似。总体上来说,结构在地震作用下塑性开展并不充分,大震下主要通过连梁和外框梁的塑性变形进行耗能,属于理想的耗能机制,也与预期的耗能机制一样。该结构在1~19层的部分剪力墙中采用了内置钢板钢筋混凝土组合剪力墙,从试验结果可以看出,这种新型剪力墙的应用,大大提高了核心筒的抗震性能,大震下,墙肢基本上没有出现可见的裂缝。但目前对这种剪力墙的抗震性能研究及工程应用相对较少,所以开展适合于该种剪力墙的宏观计算模型及恢复力模型等方面的研究将有利于这种新型组合剪力墙的工程应用。

参考文献:

- [1] 韩林海. 钢管混凝土结构[M]. 北京:科学出版社, 2000.
- [2] Mander J B, Priestley M J N, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete [J]. ASCE, Journal of Structural Engineering, 1988, 114 (8): 1804-1826.
- [3] American Society of Civil Engineer. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings [R]. Report No. FEMA356, Washington, D. C., 2000.
- [4] 郑竹, 黄用军. 大震下静力弹塑性分析及其在工程建模分析中的应用参数设置研究[C]//金土木用户大会 CUC'08 论文集, 2008: 101-113.
- [5] Components, Elements Manual for PERFORM-3D [M]. CSI, 2006.
- [6] Peer and Aac. Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings [R]. Report No. PEER/ATC-72-1, UC, Berkeley, 2010.
- [7] 郭子雄, 杨勇. 恢复力模型研究现状及存在问题[J]. 世界地震工程, 2004, 20(4): 47-51.
Guo Z X, Yang Y. State of the art of restoring force models for RC structures [J]. World Information on Earthquake Engineering, 2004, 20(4): 47-51.
- [8] 陆新征, 叶列平, 繆志伟, 等. 建筑抗震弹塑性分析——原理、模型与在 ABAQUS, MSC. MARC 和 SAP2000 上的实践[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
- [9] Tohma J, Hwang H. Hysteretic model for reinforced concrete containment [C]//Transaction of the 9th International SMIRT Conference, Lousanne, Switzerland, August 17-22, 1987(1): 251-256.
- [10] 张令心, 郭丰雨, 李小东. 钢筋混凝土核心筒的剪切滞变模型[J]. 世界地震工程, 2006, 22(2): 50-56.
Zhang L X, Guo F Y, Li X D. Hysteretic shear models for reinforced concrete core-tube [J]. World Information on Earthquake Engineering, 2006, 22(2): 50-56.
- [11] 韩小雷, 陈学伟. 基于纤维模型的超高层钢筋混凝土结构弹塑性时程分析及工程应用[J]. 建筑结构, 2010, 40(2): 13-16.
Han X L, Chen X W. Elasto-plastic time-history analysis of super high-rise RC structure based on fiber model [J]. Building Structure, 2010, 40(2): 13-16.
- [12] 韩小雷, 唐剑秋, 等. 钢管混凝土巨型斜交网格筒体结构非线性分析[J]. 地震工程与工程振动, 2009, 29(4): 77-84.
Han X L, Tang J Q, et al. Nonlinear analysis of huge oblique crossing lattice structure with concrete filled steel tube [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 29(4): 77-84.

(编辑 胡 玲)