

文章编号:1000-1301(2009)04-0077-08

钢管混凝土巨型斜交网格筒体结构非线性分析

韩小雷^{1,2}, 唐剑秋¹, 黄艺燕¹, 季静^{1,2}, 陈学伟¹

(1. 华南理工大学土木与交通学院土木工程系, 广东广州510640;
2. 华南理工大学亚热带建筑科学国家重点实验室, 广东广州510640)

摘要:钢管混凝土巨型斜交网格体系作为筒中筒结构的外筒,使筒体结构具有很大的抗侧刚度,其抗震性能的研究是迫切的需要.本文根据基于性能的抗震设计方法,采用PERFORM-3D软件的纤维模型对超高层钢管混凝土巨型斜交网格筒中筒结构进行了强震作用下的非线性分析,比较了结构在7、8、9度地震作用下的反应.结果表明该结构体系适用于较高抗震设防地区,为该结构体系的应用提供了依据.

关键词:钢管混凝土;巨型斜交网格结构;PERFORM-3D;纤维模型;非线性分析

中图分类号:TU973 **文献标志码:**A

Nonlinear analysis of huge oblique crossing lattice structure with concrete filled steel tube

HAN Xiaolei^{1,2}, TANG Jianqiu¹, HUANG Yiyan¹, JI Jing^{1,2}, CHEN Xuewei¹

(1. Civil Engineering Department, School of Civil Engineering and Transportation, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China;
2. State Key Laboratory of Subtropical Architecture Science, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China)

Abstract: In this paper, a huge oblique lattice structure with concrete filled steel tube is used as the outer tube of tube-in-tube structure. It is urgent to research the seismic performance of this structure system, which has large lateral stiffness. According to the performance-based seismic design method, the nonlinear analysis of a super high-rise huge oblique lattice structure with concrete filled steel tube under severe earthquake is conducted by using fiber model of PERFORM-3D procedure. The structural responses under seismic actions with intensity VII VIII or IX are compared with each other. It is shown that the structure system is feasible to be applied to highly fortified seismic regions.

Key words: concrete filled steel tube (CFST); huge oblique crossing lattice structure; PERFORM-3D; fiber model; nonlinear analysis

引言

近年来出现了将钢管混凝土巨型斜交网格体系作为筒中筒结构外筒这一新的高层建筑结构体系.由于该结构体系具有承载力高、刚度大、主要以轴力形式抵抗水平荷载的优点^[1-2],已在102层的广州西塔^[3]结构中得到应用.钢管混凝土巨型斜交网格结构体系的研究还相当少,在地震区采用此类结构体系是否合适,其抗震性能如何,设计此类结构有哪些关键因素等等,还缺乏成熟的理论研究和足够的实践经验,有必要对

收稿日期:2009-03-24; 修订日期:2009-07-07

基金项目:华南理工大学亚热带建筑科学国家重点实验室开放基金资助项目(2008KA01)

作者简介:韩小雷(1964-),男,教授,博士,主要从事高层建筑结构抗震性能的研究. E-mail: xlhan@scut.edu.cn

此结构体系进行深入研究。

本文通过对 90 层钢管混凝土巨型斜交网格筒中筒结构模型的线性分析验证该模型的合理性。根据线性模型参数和分析参数,按照基于性能的抗震设计方法,采用 PERFORM-3D 软件的纤维模型进行结构非线性分析,详细分析比较了结构在 7、8、9 度地震作用下的反应,对结构的性能水平进行评价,为钢管混凝土巨型斜交网格筒中筒结构的深入研究和工程设计提供参考。

1 结构线性分析

1.1 整体结构模型参数和线性分析参数

本文按照我国现行规范 7 度抗震设防要求并参照广州西塔项目设计了规则的 90 层圆柱形钢管混凝土巨型斜交网格筒中筒结构模型。模型层高为 4.5 m,结构总高度为 405 m。外筒是直径为 60 m 的圆形,每 6 层为一个巨型斜交网格层,每个巨型斜交网格层由 12 个斜交格子组成,斜交角度约 60°;内筒是边长为 26 m 的正方形钢筋混凝土剪力墙,在内筒四边中间均开了 4 m × 3 m 的洞口(见图 1)。采用刚性楼板假设,在内外筒之间以及内筒里面不设梁,在外筒周边设置型钢梁 Q345H800 × 300 × 25 × 50。外筒钢管混凝土柱和内筒钢筋混凝土剪力墙构件的截面和材料强度等级见图 2,所有混凝土构件中钢筋强度等级为 HRB400。

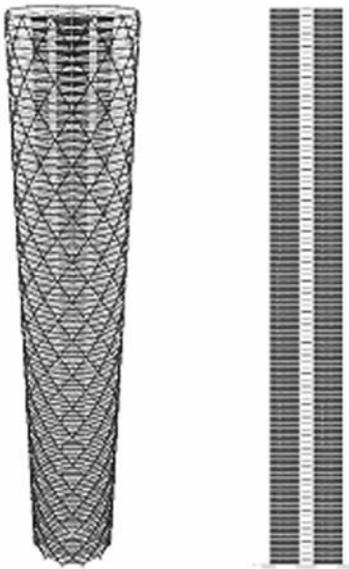


图 1 ETABS 模型三维图和内筒立面

Fig. 1 3-D view of the ETABS model and elevation view of the inner core

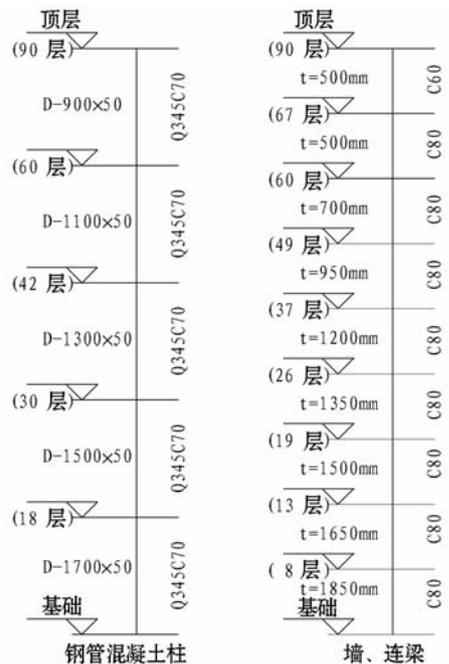


图 2 主要构件截面尺寸和材料强度

Fig. 2 Dimensions and materials of the main elements

该模型为 B 级超限高度的高层建筑,设计基准期为 50 年,设计使用年限为 100 年,建筑结构安全等级为一级,结构重要性系数取 1.1,建筑结构抗震设防类别为丙类,抗震设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度为 0.10 g,场地类别为 II 类,场地特征周期为 0.35 s,外筒钢管混凝土柱和内筒钢筋混凝土剪力墙的抗震等级均为特一级。

计算时考虑扭转耦联振动(28 个振型),考虑 $P-\Delta$ 效应。假定所有节点均为刚接,采用 ETABS 软件进行多遇地震作用和风荷载作用下的弹性分析(计算水平地震作用时采用规范的振型分解反应谱法,并进行结构弹性时程补充计算)。根据洛杉矶性能高规 2005^[4-5]选取七组地震波进行多遇地震作用的补充计算,选取的地震动见表 1。

表 1 选用的地震波
Table 1 Selected earthquake ground motions

编号	地震动	编号	地震动
H1	El Centro, Array 6, Huston RD at 140° El Centro, Array 6, Huston RD at 230°	H4	Century City-Lacc North at 90°
H2	Oakland-Outer Harbor Wharf at 35° Oakland-Outer Harbor Wharf at 305°	H5	Lexington Dam at 0° Lexington Dam at 90°
H3	Hollister-South Street and Pine Drive at 0° Hollister-South Street and Pine Drive at 90°	H6	Petrolia at 0° Petrolia at 90°
H4	Century City-Lacc North at 0°	H7	Newhall-La County Fire Station at 0° Newhall-La County Fire Station at 90°

1.2 结构线性分析结果

结构的前 6 个振型自振周期见表 2, 7 度多遇地震(地震加速度为 0.10 g, 水平地震影响系数最大值为 0.08)及风荷载作用(100 年重现期)下的结构反应见表 3。结构单位面积平均重量为 16.5 kN。在考虑偶然偏心影响的地震作用下, 楼层扭转位移最大比值为 1.125。多遇地震作用下结构楼层最小层间侧向刚度比值(下层与上层刚度比)为 1.02。各地震动作用下, 结构的弹性时程补充计算得到的结构内力、整体位移曲线与层间位移角曲线均少于振型分解反应谱法的结果。

结构 X、Y 方向的刚重比均为 1.519, 能够通过整体稳定验算, 但应该考虑重力二阶效应。所有剪力墙墙肢的最大轴压比不大于 0.5, 所有墙肢和连梁的最大剪应力均没有出现抗剪超限。根据 ETABS 计算结果和规范要求进行剪力墙配筋设计。经复核, 所有钢管混凝土斜柱和型钢梁均满足承载力要求。

钢管混凝土斜交网格筒在重力荷载、风荷载及 7 度多遇地震共同作用下, 结构内力分布较均匀, 斜柱主要以轴力形式来承受竖向和水平方向的荷载, 其弯矩和剪力均较小, 轴力沿斜柱方向自上而下逐渐增大, 表现明显的空间受力特性。

通过以上的线性分析可验证该模型的合理性, 为以下模型结构的非线性分析提供模型参数和分析对比参数。

表 2 前六个振型自振周期

Table 2 Natural vibration periods of the first 6th modes

振型	周期/s	振型参与质量/ %		
		X 轴	Y 轴	转动
1	7.434	0.000	53.404	0.000
2	7.434	53.404	0.000	0.000
3	1.600	0.000	21.444	0.000
4	1.600	21.444	0.000	0.000
5	1.242	0.000	0.000	69.383
6	0.688	7.238	1.775	0.000

表 3 风荷载及 7 度多遇地震作用下的结构反应

Table 3 Structural responses under wind load and frequent earthquake with intensity VII

	方向	X 轴	Y 轴
		地震作用	基底总剪力/kN
	基底剪重比	1.59%	1.59%
	规范限值	1.20%	1.20%
	基底总倾覆弯距/(kN·m)	1.24E+07	1.24E+07
	楼层最大位移为 457.8mm, 最大层间位移角为 1/588		
风	基底总剪力/kN	46320	46320
作	基底总倾覆弯距/(kN·m)	1.23E+07	1.23E+07
	楼层最大位移为 445.5mm, 最大层间位移角为 1/623		

2 结构非线性分析

按照基于性能的抗震设计方法, 采用三维非线性分析与性能评估软件 PERFORM-3D(Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structure)的纤维模型对上述模型结构进行非线性分析。PERFORM-3D 软件由美国加州大学伯克利分校的 Powell 教授开发, 其前身是 Drain-3D 程序, 主要用于复杂和超高层建筑抗震设计的弹塑性分析。其主要采用纤维单元模型, 该模型可以较少的自由度进行整体结构的弹塑性时程分析, 计算效率高, 主要用于复杂和超高层建筑抗震设计的弹塑性分析^[6]。

2.1 纤维模型的建立

2.1.1 材料本构关系

结构非线性分析采用材料强度平均值。钢材采用二折线无下降段的理想弹塑性 E-P-P 应力-应变关系曲线。钢管混凝土柱核心混凝土的应力-应变关系, 参考“钢管混凝土统一理论”的约束混凝土应力-应变关系^[7], 偏保守地采用钢管混凝土柱 D1700 的约束混凝土本构关系, 并考虑其强度退化(钢管混凝土柱

D1700 的套箍系数 $\zeta = 0.77 < 0.96$, 钢管混凝土柱的应力 - 应变曲线具有下降段^[7]), 采用三折线有下降段的应力 - 应变关系曲线, 见图 3。

钢筋混凝土剪力墙中, 钢筋采用三折线无下降段的应力 - 应变关系曲线。混凝土采用 Mander 约束混凝土应力 - 应变关系模型^[8], 采用三折线有下降段的曲线模拟。

2.1.2 构件纤维模型

钢管混凝土柱截面的纤维截面划分如图 4 所示。把钢管混凝土柱沿周长平均分成 8 份, 沿半径方向分成 7 圈。其中最外圈为钢管, 里面 3 圈为混凝土, 共 56 个纤维。剪切变形通过剪切铰定义。

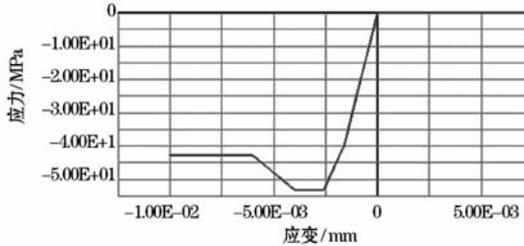


图 3 修正的 C70 混凝土应力 - 应变关系曲线

Fig. 3 Modified stress-strain relationship of the concrete C70

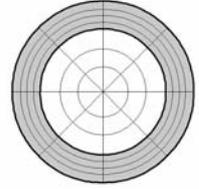


图 4 截面划分示意图

Fig. 4 Sketch of cross section meshing

钢筋混凝土剪力墙单元采用平截面假定, 假设混凝土的抗拉强度为零, 其弯曲和轴力特性通过定义纤维截面模拟, 剪切特性通过定义剪切材料模拟。剪力墙的纤维截面由基本配筋纤维截面和附加配筋纤维截面组成。根据结构线性分析所得剪力墙设计结果, 部分截面的配筋量见表 4。附加配筋纤维截面划分包括附加纵筋的截面划分(图 5)和混凝土的截面划分(图 6)。

墙肢的塑性铰区取底层高度^[9]。该剪力墙宏观单元可有效模拟剪力墙的弹塑性行为^[10]。连梁采用梁单元模拟, 其弯曲和轴力特性通过定义纤维截面来模拟, 剪切变形集中在剪切铰上。

型钢梁同样采用纤维截面来模拟。

表 4 剪力墙墙肢纤维截面配筋

Table 4 Reinforcement of the pier fiber section for shear walls

墙肢截面	基本配筋纤维截面		附加配筋纤维截面	
	截面尺寸 /mm ²	配筋率 / %	约束边缘构件 截面/mm ²	纵筋配 筋率
W500C60	500 × 11000	0.48	500 × 1100	0.89
W1500C80	1500 × 11000	0.52	1500 × 2250	1.34

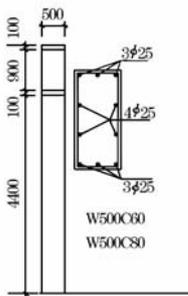


图 5 附加纵筋截面划分示意图

Fig. 5 Sketch of additional reinforcement fiber section meshing

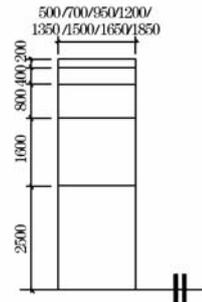


图 6 混凝土截面划分示意图

Fig. 6 Sketch of fiber section meshing

2.1.3 结构几何模型及指定结构质量、荷载

假设所有节点刚接, 采用平截面假定和刚性楼板约束。刚性楼板的水平质量和水平转动质量按 ETABS 的分析结果输入, 节点和构件上的荷载按 ETABS 导荷后节点和构件分配的荷载值输入, 竖向构件考虑 $P - \Delta$ 效应。

2.1.4 性能目标的确定

参考美国规范 ASCE41^[11], 并结合中国的工程实践经验, 确定本模型的性能目标, 见表 5。各种构件

表 5 结构和构件性能目标

Table 5 Performance objects of structure and components

地震作用	小震	中震	大震
钢管混凝土柱	OP	IO	LS
型钢梁	OP	IO	LS
剪力墙	OP	IO	LS
连梁	OP	LS	CP
整体结构	OP	LS	CP
层间位移角最大值	0.20%	0.50%	1%

注: 结构性能水平 OP 表示充分运行, IO 表示基本运行, LS 表示生命安全, CP 表示接近倒塌。

的量化性能目标以构件为单元来定义。剪力墙墙肢和连梁的量化性能目标见表 6。

钢管混凝土柱的性能目标没有相关的规范建议值。对模型中各种尺寸的钢管混凝土柱构件进行静力弹塑性分析,得到在不同轴压比下的钢管混凝土柱构件塑性铰转角曲线。偏安全地以轴压比为 0.9 时的曲线确定钢管混凝土柱的性能目标,见表 7。

表 6 剪力墙墙肢和连梁的性能目标

Table 6 Limbs and coupling beams performance objects of shear wall

构件受力类型	不同阶段的塑性铰转角/rad		
	IO	LS	CP
墙肢抗弯	0.003	0.006	0.009
墙肢抗剪	0.4	0.6	0.75
连梁抗弯	0.01	0.02	0.025
连梁抗剪	0.006	0.015	0.02
型钢梁	$0.25\theta_y$	$2\theta_y$	$3\theta_y$
抗弯	(0.003)	(0.022)	(0.033)

注:构件 OP 阶段的塑性铰转角 ASCE41^[11]没有给出,本模型取 IO 阶段的塑性铰转角的 0.9 倍。括号内的值是本模型型钢梁的塑性铰转角取值, $\theta_y=0.011$ 。

表 7 钢管混凝土柱性能目标

Table 7 Performance objects of CFST columns

柱截面	不同阶段的塑性铰转角/rad			
	OP	IO	LS	CP
D1700	0.002	0.004	0.005	0.006
D1500	0.002	0.004	0.006	0.007
D1300	0.002	0.004	0.006	0.009
D1100	0.002	0.006	0.008	0.01
D900	0.002	0.009	0.0105	0.012

2.1.5 工况参数与分析工况顺序

首先施加重力荷载工况和反应谱工况,然后在施加重力荷载工况的基础上施加动力时程工况。动力时程工况选用的地震动见表 1。

2.2 分析结果

结构的自振周期见表 8,与 ETABS 计算结果非常接近。

2.2.1 7 度反应谱工况分析结果

结构在 7 度小震、中震和大震双向反应谱作用下,结构的最大层间位移角见表 9,满足设定的性能目标要求。

2.2.2 动力非线性分析结果

分别计算结构在 7 度小震、大震,8 度小震、大震,9 度小震、大震地震动作用下的非线性反应。其中,各地震动作用下构件的最大需求与能力比平均值计算结果见表 10,7 度小震、8 度小震、9 度小震作用下的结构非线性反应见图 7~图 9,7 度大震、8 度大震、9 度大震 H1 地震动作用下的结构能量分布图见图 10。

表 8 前 6 个振型的自振周期

Table 8 Natural vibration periods of the first 6th modes

振型	周期/s	
	PERFORM	ETABS
1	7.4092	7.434
2	7.4092	7.434
3	1.7668	1.6
4	1.7668	1.6
5	1.0804	1.242
6	0.81009	0.688

表 9 7 度弹性反应谱工况下结构的最大层间位移角

Table 9 Max inter-storey drift ratio under elastic spectrum load in region with seismic intensity VII

		7 度抗震设防	小震	中震	大震
ETABS	最大层间位移角	1/941	1/342	1/158	1/158
	所在楼层	79	79	79	79
PERFORM	最大层间位移角	1/955	1/346	1/161	1/161
	所在楼层	76	76	76	76
性能目标		1/500	1/200	1/100	1/100

表 10 各地震动作用下构件的最大需求与能力比平均值

Table 10 Maximum average D/C value of elements under seismic actions in the region with intensity VII, VIII or IX

地震作用	钢管混凝土	型钢梁	剪力墙 D/C			连梁
	斜柱 D/C	D/C	轴向应变	塑性铰转角	剪切应变	D/C
7 度小震	0.382	0.195	0.126	0.010	0.023	0.046
7 度大震	0.279	0.080	0.084	0.023	0.023	1.132
8 度小震	0.570	0.341	0.141	0.019	0.036	0.652
8 度大震	0.599	0.175	0.116	0.047	0.034	2.521
9 度小震	0.920	0.618	0.162	0.035	0.050	3.272
9 度大震	1.849	0.541	0.186	0.093	0.050	4.241

注:D/C 即 Demand/Capacity,表示需求与能力比。

非线性分析结果显示,7 度小震作用下,所有构件的需求能力比均小于 1,结构的能量分布主要为构件的应变能,结构完全处于弹性阶段。7 度大震作用下,只有内筒混凝土结构上部部分连梁的需求能力比略大于 1,但结构的整体变形(位移和层间位移角)较小,结构仍是安全的,满足 CP 阶段的性能目标,允许连梁的破坏。结构的能量仍以构件的应变能为主,阻尼和非线性耗散能量有所增长,结构已进入弹塑性阶段,但塑性还没有充分发展。钢管混凝土柱、剪力墙墙肢、型钢梁的弯矩 - 曲率滞回曲线基本是一条直线,只有连梁有较大的塑性发展。

8 度小震作用下,所有构件的需求能力比均小于 1。结构的能量分布主要为构件的应变能,结构基本处于弹性阶段。8 度大震作用下,只有结构上部有部分连梁的需求能力比大于 1,但结构的整体变形满足 CP 阶段的性能目标,允许连梁的破坏。阻尼和非线性耗散能量有较大增长,结构已经进入弹塑性阶段,塑性有较大发展。钢管混凝土柱、剪力墙墙肢、型钢梁的弯矩 - 曲率滞回曲线基本是一条直线,只有连梁有较大的塑性发展。

9 度小震作用下,只有结构上部有部分连梁的需求能力比大于 1,但结构的整体变形满足 OP 阶段的性能目标,允许连梁的破坏。结构的能量分布主要为构件的应变能,结构基本处于弹性阶段。9 度大震作用下,结构上部有部分钢管混凝土斜柱和连梁的需求能力比大于 1,但结构的整体变形满足 CP 阶段的性能目标。阻尼和非线性耗散能量有很大增长,结构的塑性发展比较充分。

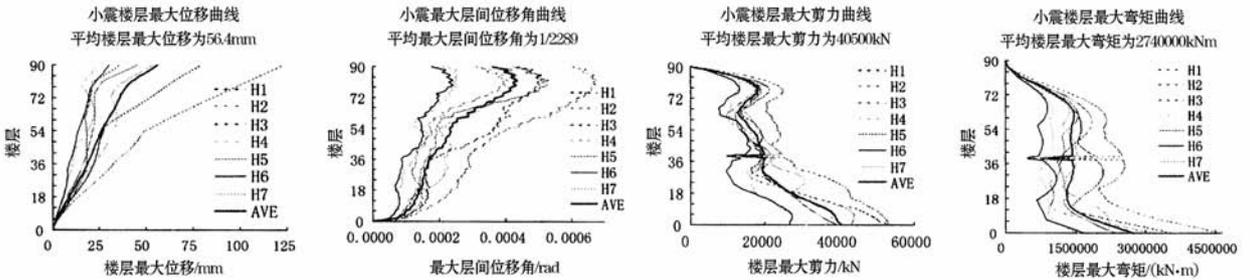


图 7 7 度小震作用下动力非线性分析的结构反应

Fig. 7 Structural responses of nonlinear dynamic analysis under frequent earthquake in the region with seismic intensity VII

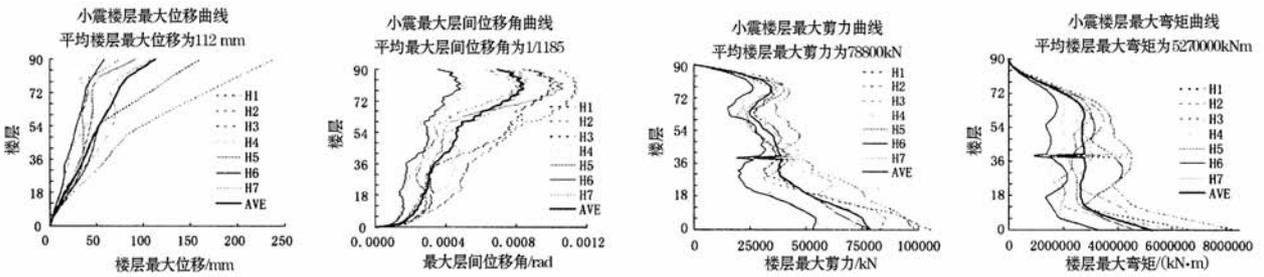


图 8 8 度小震作用下动力非线性分析的结构反应

Fig. 8 Structural responses of nonlinear dynamic analysis under frequent earthquake in the region with intensity VIII

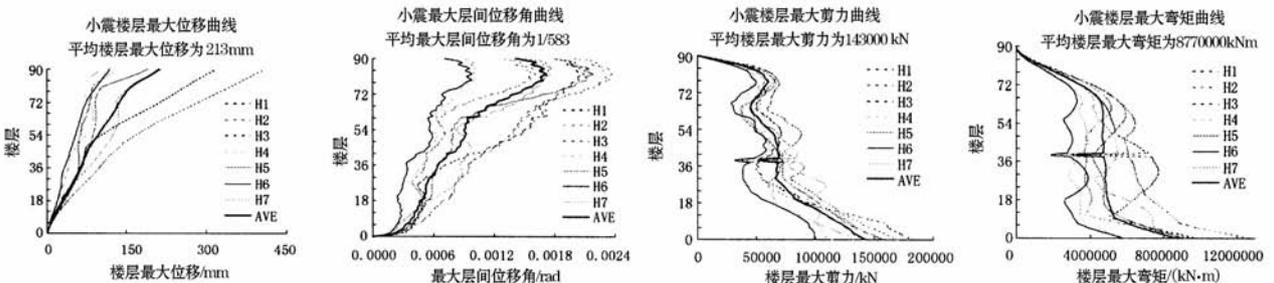


图 9 9 度小震作用下动力非线性分析的结构反应

Fig. 9 Structural responses of nonlinear dynamic analysis under frequent earthquake in the region with intensity IX

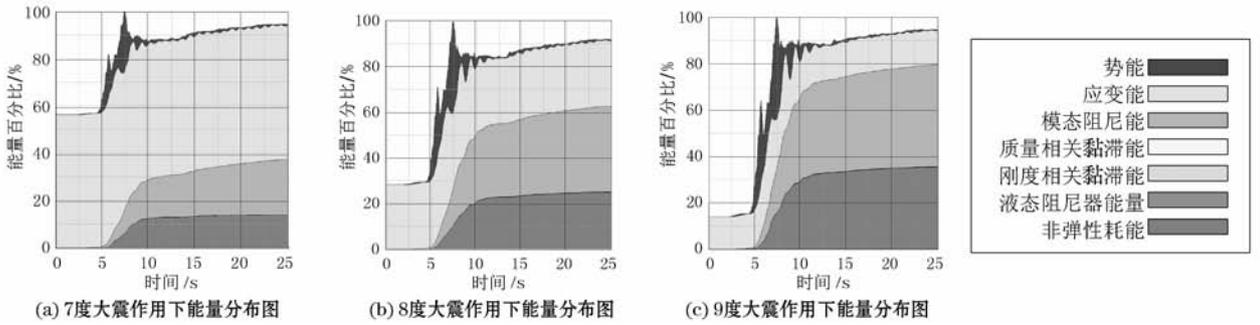


图 10 7、8、9 度大震作用下 H1 地震波作用下结构的能量分布图

Fig. 10 Energy distribution of structure under H1 severe earthquake ground motion in the regions with intensity VII, VIII or IX

2.2.3 7、8、9 度动力非线性分析结果对比

各地震水平作用下,结构的基底剪力和基底弯矩在内外筒的分配比例见表 11。外筒承受了超过 50 % 的剪力和弯矩,外筒承受的基底剪力和基底弯矩随着地震动峰值加速度的增长而增长,可见巨型斜交网格结构具有很大的抗侧刚度。

结构在 7、8、9 度地震动 H1 小震、大震作用下的最大反应见表 12。从表中可知,随着地震动峰值加速度的增长,结构基底剪力和基底弯矩均成比例增长,但增长比例有所不同并且小于地震动峰值加速度的增长比例。按 7 度抗震设防设计的结构在 7、8、9 度大震作用下与小震作用下的基底剪力之比和基底弯矩之比都有所减小。表明按 7 度抗震设防设计的结构在 8、9 度小震作用下已经进入弹塑性。按 7 度抗震设防设计的结构在 9 度地震动 H1 作用下的最大层间位移角为 1/92,超过设定的性能目标 1/100。

表 11 地震作用下结构基底剪力和基底弯矩分布

Table 11 Base shear and moment distribution of the structure under seismic load

地震作用	基底剪力分布		基底弯矩分布	
	外筒	内筒	外筒	内筒
7 度小震	54.02%	45.98%	69.13%	30.87%
7 度大震	54.58%	45.42%	70.64%	29.36%
8 度小震	53.87%	46.13%	69.14%	30.86%
8 度大震	55.22%	44.78%	77.50%	22.50%
9 度小震	54.43%	45.57%	69.82%	30.18%
9 度大震	55.35%	44.65%	80.16%	19.84%

表 12 7、8、9 度地震动 H1 作用下的结构反应对比

Table 12 Structural responses under the H1 earthquake ground motion in the regions with intensity VII, VIII or IX

最大值	风荷载	7 度		8 度		9 度		9 度大震与 7 度小震的比值
		小震	大震	小震	大震	小震	大震	
地震动峰值加速度/(m/s ²)	—	35	220	70	400	140	620	17.71
与小震比值	—	1	6.29	1	5.71	1	4.43	
位移/mm	445.5	79.8	494	161	931	318	1490	18.67
与风比值	1	0.18	1.11	0.36	2.09	0.71	3.34	
与风比值	—	1	6.19	1	5.78	1	4.69	21.28
位移角	1/623	1/1958	1/296	1/984	1/150	1/478	1/92	
与风比值	1	0.32	2.10	0.63	4.15	1.30	6.77	11.25
与小震比值	—	1	6.61	1	6.56	1	5.20	
剪力/(10 ³ kN)	46.32	53.4	227	106	408	184	601	11.25
与风比值	1	1.15	4.90	2.29	8.81	3.97	12.97	
与小震比值	—	1	4.25	1	3.85	1	3.27	11.94
弯矩/(kN·m)	12.34	3.56	13.5	6.81	26	9.96	42.5	
与风比值	1	0.29	1.09	0.55	2.11	0.81	3.44	11.94
与小震比值	—	1	3.79	1	3.82	1	4.27	

3 结论

本文对 90 层圆柱形钢管混凝土巨型斜交网格筒中筒结构,从基于性能的抗震设计思想出发,以构件为单元进行性能目标的量化,利用三维结构非线性分析程序 PERFORM-3D 进行基于纤维模型的结构动力非线性分析。通过结构非线性分析和性能评价,可以得到以下结论:

(1) 钢管混凝土巨型斜交网格筒中筒结构在竖向荷载和水平荷载共同作用下表现明显的空间受力特性,构件的内力分布比较均匀,避免了传统框筒结构体系外框筒的剪力滞后现象。

(2) 按现行规范 7 度抗震设防设计的规则 90 层钢管混凝土巨型斜交网格筒中筒结构模型满足 7 度抗震设防地区“小震 OP,中震 LS,大震 CP”和 8 度抗震设防地区“小震 OP,大震 CP”的抗震设防性能目标;9 度大震作用下仍满足结构层间位移角不大于 1% 的性能目标。

(3) 钢管混凝土巨型斜交网格筒中筒结构在保证楼板刚性和强节点的前提下,大震作用时,塑性铰首先出现在剪力墙内筒的上部连梁,显示出一定的耗能能力,结构的刚度降低较少,结构整体变形较小,适用于较高抗震设防地区。

(4) 巨型斜交网格结构具有很大的抗侧刚度,在超高层建筑中具有较好的应用前景。

(5) 对于高达 400 m 的巨型斜交网格筒中筒结构,虽然风荷载作用对结构反应有重大影响,但在 7、8、9 度抗震设防地区仍是大震作用对结构的基底剪力起控制作用。

(6) 基于纤维模型的结构非线性分析中,可能存在局部应力集中或者构件边缘纤维的塑性发展较大,以纤维的量化性能目标为判断标准过于保守,应以构件为单元进行性能目标的量化和结构性能水平的评价。

参考文献:

- [1] 周健,汪大绥. 高层斜交网格结构体系的性能研究[J]. 建筑结构,2007,37(5):87-91.
- [2] 李卫勇. 高层建筑斜交网格结构体系基本参数及特征研究[D]. 广州:华南理工大学,2008.
- [3] 广州城市建设开发有限公司. 广州珠江新城西塔项目——初步设计报告[R]. 广州城市建设开发有限公司,2006.
- [4] Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council. An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings located in the Los Angeles Region (2005 Edition)[S]. Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council,2005.
- [5] 韩小雷,郑宜,季静,等. 美国基于性能的高层建筑结构抗震设计规范[J]. 地震工程与工程振动,2008,28(1):64-70.
- [6] 韩小雷,陈学伟,郑宜,等. 足尺钢框架振动台试验及动力弹塑性数值模拟. 地震工程与工程振动[J]. 2008,28(6):134-141.
- [7] 钟善桐. 钢管混凝土统一理论——研究与应用[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2005.
- [8] Mander J B, Priestley M J N, Park R. Theoretical stress strain model for confined concrete[J]. Journal of Structure Engineering. ASCE,1988,114(8):1804-1826.
- [9] 韩小雷,陈学伟,吴培烽,等. OpenSEES 的剪力墙宏观单元的研究[J]. 世界地震工程,2008,24(4):76-81.
- [10] 韩小雷,陈学伟,戴金华,等. 基于 OpenSEES 的剪力墙低周往复试验的数值分析[J]. 华南理工大学学报:自然科学版,2008,36(12):7-12.
- [11] ASCE 41. Seismic rehabilitation of buildings[S]. American Society of Civil Engineers,2006.