

星海金融商务区超高层综合体结构超限抗震设计*

宋 莉, 邱韶光*, 关立军, 王 鹏

(大连城建设计研究院有限公司, 辽宁 大连 116021)

摘要: 星海金融商务区超高层综合体建筑高度为 193.30 m, 共 51 层, 采用超 B 级高度高层结构及钢筋混凝土框架—核心筒结构, 采用 SATWE 及 MIDAS 两个程序对其进行计算分析, 计算结果相近, 小震下结构周期比、位移角、位移比、剪重比均满足规范要求。对其进行弹性时程计算时, 发现顶部楼层地震力放大, 中震、大震下底部加强部位的主要墙肢、框架柱及其余楼层的主要墙肢、框架柱均满足规范要求和性能目标, 穿层柱需满足中震弹性, 支撑楼面梁的连梁受剪承载力满足中震弹性, 框架柱在 1~24 层为型钢混凝土柱, 最后提出本工程结构加强措施。

关键词: 超高层建筑; 核心筒; 性能目标; 中震; 大震; 弹性; 不屈服

中图分类号: TU391

文献标识码: A

文章编号: 1000-0666(2016)01-0060-07

0 引言

框架核心筒是利用楼梯建筑内的电梯井道、通风井、公共卫生间等构建中央核心筒, 同时采用外框架形成框架—核心筒结构。应用核心筒抗侧向刚度以提高楼体的抗震性能, 框架结构更多承担竖向荷载及少部分水平荷载, 框架核心筒是目前超高层建筑的主流结构形式(朱炳寅, 2013a)。

本文以星海金融商务区超高层综合体为研究对象, 依据提出的性能目标进行抗震性能分析, 并提出本工程结构加强措施。

1 工程概况

星海金融商务区超高层综合体位于大连市沙河口区太原街西侧。该综合体共设 3 层地下室, 地下室为核六级人防停车库; 地下室层高分别为地下一层 5.4 m、地下二层 4.2 m、地下三层 4.8 m。主塔楼建筑高度为 193.30 m, 共 51 层, 设 4 层裙房, 功能为商业、办公、公寓。地上标准层层高分别为 3.5 m、3.6 m、3.65 m、3.7 m, 平面轴线尺寸为 38.8 m×38.8 m。在地上裙房与单体间通过设置抗震缝将其分为两个独立的结构单元, 项目建筑面积

约 83 000m²。综合楼效果图及计算模型, 见图 1。

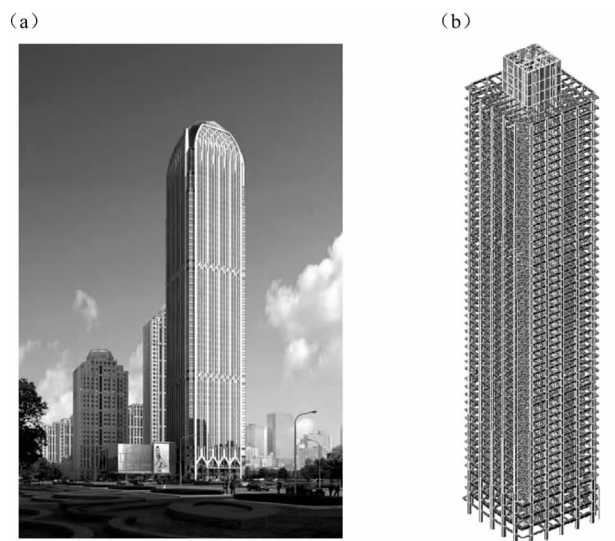


图 1 综合楼效果图 (a) 及其计算模型 (b)
Fig. 1 Effect chart (a) and calculation model (b) of the comprehensive building

2 设计条件及基本参数

星海金融商务区超高层综合体建筑结构安全等级为二级, 地基基础设计等级为甲级, 结构设计使用年限为 50 年, 抗震设防烈度为Ⅶ度, 抗震

* 收稿日期: 2015-11-16.

♣ 通讯作者: 邱韶光 (1963~), 硕士, 教授级高工, 主要从事超限高层结构、大跨钢结构设计.

E-mail: dl10000@126.com.

设防为丙类, 设计基本地震加速度值为 0.1 g , 设计地震分组属第二组。场地覆盖层厚度及土层等效剪切波速按《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010) 取值, 其场地特征周期为内插 $T_g = 0.49\text{ s}$, 结构阻尼比为 0.05 ; 场地 50 年超越概率 63% 地表水平向设计峰值加速度按安评要求取 $45\text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$, β_m 取 2.25 , 水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max} = 0.101$, 弹性时程分析补充计算一组人工波和四组天然波, 中震、大震计算时设计地震动参数按照《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010) 取值, 见表 1。基本风压: $0.65\text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ (用于位移计算), $1.1 \times 0.65 = 0.715\text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ (用于承载力计算), 地面粗糙度 B 类, 风荷载体型系数 1.4 (建筑结构荷载规范, GB50009—2012)。

表 1 地震动参数

Tab. 1 Ground motion parameters

参数设置	中震弹性/中震不屈服	大震不屈服
场地特征周期	0.49	0.54
水平地震影响系数最大值	0.23	0.50

3 结构设计

3.1 基础

本工程三层满铺整体地下室不设缝, 超高层综合体地上 4 层裙房, 首层以上用抗震缝将塔楼与裙房分开, 各自成为独立结构单元, 塔楼在首层与地下一层之间设置设备夹层, 夹层层高 2.0 m ; 采用天然基础, 主塔采用筏板, 板厚 2.8 m , 核心筒范围 3.3 m , 持力层为中风化石英岩, 主塔范围以外采用独立柱基础加防水板, 持力层为强风化石英岩, 地基承载力特征值中风化岩 $f_a = 1\,500\text{ kPa}$, 强风化岩 $f_{ak} = 450\text{ kPa}$; 经验算, 主塔与裙房及地下车库间沉降差, 满足《建筑地基基础设计规范》(GB50007—2011) 要求。

3.2 地下室结构设计

塔楼范围内与塔楼结构体系一致, 塔楼范围以外为现浇钢筋混凝土框架结构。

地下室平面尺寸为 $300\text{ m} \times 95\text{ m}$, 属超长结构, 设计和施工中考虑了水浮力、温度应力等不利影响。对地下室相应结构构件采取加强措施, 如采取配置抗裂钢筋, 使用复合抗裂防水剂、设

施工后浇带(加强带)等抗裂防水措施。

依据地勘报告, 本工程抗浮水头高 15.90 m , 地下室中上部为裙房, 无上部结构部位存在整体上浮, 采用抗浮锚杆进行整体抗浮设计, 并按抗浮设计水位进行底板的局部抗浮承载力验算。夹层顶盖 (± 0.00) 作为上部结构嵌固端, 采用现浇梁板结构, 板厚取 180 mm , 双层双向配筋、梁、柱均按规范要求加强。

本场地地下水对混凝土结构具弱腐蚀, 对钢筋混凝土中钢筋长期浸水环境下具微腐蚀, 干湿交替环境下具微腐蚀。按《建筑地基基础设计规范》(GB50007—2011) 进行地下室结构的防水和耐久性设计, 如控制外墙裂缝宽度, 增加保护层厚度、提高混凝土密实度加阻锈剂等。

3.3 上部结构设计

本工程结构体系采用钢筋混凝土框架—核心筒结构, 为减小柱截面, 降低轴压比, $1 \sim 24$ 层框架柱采用钢骨混凝土柱, 含钢率 $4.5\% \sim 5\%$ 。楼屋面采用现浇钢筋混凝土梁板结构, 地上塔楼: 核心筒剪力墙一级, 框架一级; 相关范围内的地下室(主楼周边外延 2 跨): 夹层、B1 层抗震等级一级, B2 层抗震等级二级, B3 层抗震等级三级; 相关范围以外上部裙房外延一跨范围: B1 层抗震等级三级, B2、B3 抗震等级四级; 相关范围外且无上部结构的地下室: B1 ~ B3 层抗震等级四级; 中震时出现小偏心受拉的混凝土构件采用特一级构造; 底部加强部位: $1F \sim 4F$ (标高 $\pm 0.00 \sim 20.40\text{ m}$); 塔楼外框架平面轴线尺寸为 $38.8\text{ m} \times 38.8\text{ m}$, 长宽比为 1, 混凝土核心筒外墙中心尺寸为 $16.75\text{ m} \times 16.80\text{ m}$, 长宽比为 1; 二层楼面局部楼板开大洞, 穿层柱进行性能化设计。二层楼面板厚加厚为 150 mm , 采用双层双向配筋并提高配筋率, 洞口周边墙设暗梁, 承载力验算时, 该层按弹性楼板计算。具体布置见图 2。

4 结构超限类别及程度

塔楼采用钢筋混凝土框架—核心筒结构, 高度超过 B 级高层建筑适用的最大高度 13.3 m ; 楼面局部开大洞, 开洞面积占本层面积的 32% , 大于 30% , 楼板不连续, 结构平面不规则; 沿竖向有穿层柱, 结构局部不规则^①。

① 中华人民共和国住房和城乡建设部. 2015. 超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点 (建质 [2015] 67 号)。

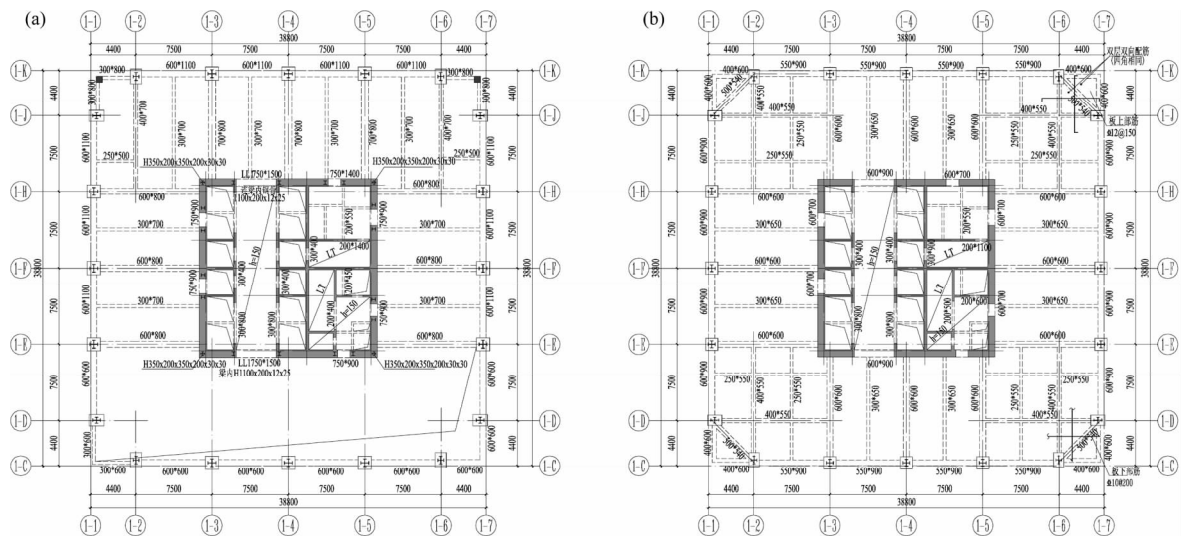


图2 二层结构 (a)、标准层 (b) 布置图

Fig. 2 Arrangement of two layer structure (a) and standard layer (b)

5 抗震性能目标

建筑的抗震性能设计，立足于承载力和变形能力的综合考虑，由于房屋的重要性及建筑使用功能不同，结构或结构部位及结构构件抗震设防目标也不完全相同（朱炳寅，2013b），抗震性能目标如表2所示。

表2 抗震性能目标（傅学怡，2010）
Tab. 2 Seismic performance objectives

地震烈度	多遇地震	设防烈度	罕遇地震
抗震性能水准	完好无损坏	可修复的轻度损坏	中度损坏，不倒塌
层间位移限值	1/635		1/100
底部加强区剪力墙	弹性	弹性	满足受剪截面控制条件
其他部位剪力墙	弹性	正截面承载力不屈服，受剪弹性	满足受剪截面控制条件
底部加强区柱	弹性	弹性	满足受剪截面控制条件
其他部位柱	弹性	正截面承载力不屈服，受剪弹性	满足受剪截面控制条件
穿层柱	弹性	弹性	受剪不屈服
支撑楼面梁的连梁	弹性	受剪弹性	满足受剪截面控制条件
其他连梁、框架梁	弹性	正截面允许屈服，受剪不屈服	

6 结构计算及分析论证

6.1 嵌固分析

夹层顶（±0.000 m）为上部结构的嵌固端，按《建筑抗震设计规范》（GB50011—2010）要求进行嵌固端部位的结构设计，设备夹层与首层侧向刚度比大于2。

6.2 多遇地震下的弹性分析

分别采用 SATWE 和 MIDAS 两种分析软件对工程进行整体内力计算，采用 SATWE 程序的弹性时程分析进行多遇地震下的补充计算，抗震计算考虑扭转耦联效应，对楼板开大洞的楼层采用弹性楼板计算；SATWE 和 MIDAS 累计有效质量参与系数两个方向均达 90% 以上，两个程序得到的周期比较接近，第一振型以 X 向平动为主，第二振型以 Y 向平动为主，第三振型为扭转振型，第一扭转周期与以平动为主第一周期之比分别为 0.56、0.54，均满足规范 0.85 的限值要求（高层建筑混凝土结构技术规程，JGJ3—2010）。层间位移角与最大水平位移和层间位移平均值之比分别见表 3~4。

据《建筑抗震设计规范》（GB50011—2010），X 和 Y 向楼层最小剪重比分别为 $\lambda_x = 0.0124 \times \frac{45}{35} = 1.60\%$ 和 $\lambda_y = 0.0129 \times \frac{45}{35} = 1.66\%$ 。楼层剪重比均大于最小剪重比。

楼层层间抗侧力结构的受剪承载力无突变，各楼层满足楼层层间抗侧力结构受剪承载力不小于其上一层受剪承载力的 75%。二层以上楼层与相邻上层刚度比比值均大于 0.9，嵌固层，刚度比比值大于 1.5。框架地震剪力按 $0.2V_0$ 调整。框架承担的倾覆力矩比例在 27% ~ 42% 之间，小于 50%。X 向、Y 向刚重比分别为 2.85、3.24，均大于《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2010) 规定的 1.4，满足稳定要求，刚重比大于 2.7 时，不需要考虑重力二阶效应。剪力墙轴压比均小于 0.5，框架柱轴压比均小于 0.75。对比 SATWE 和 MIDAS 两种软件整体计算结果可知，其整体计算结果基本相同，各项整体指标均满足规范要求，构件配筋率、轴压比在合理范围之内。

表 3 层间位移角

Tab. 3 Displacement angle of the layer

层间 位移 角	X 方向地震		Y 方向地震		X 方向风		Y 方向风	
	层间 位移 角	发生 位置 (层)	层间 位移 角	发生 位置 (层)	层间 位移 角	发生 位置 (层)	层间 位移 角	发生 位置 (层)
SATWE	1/815	39	1/816	42	1/859	34	1/854	42
MIDAS	1/836	39	1/834	42	1/882	34	1/880	39
规范限值	1/635		1/635		1/635		1/635	

表 4 位移比

Tab. 4 Displacement ratio

分析软件	位移比	
	X 方向地震	Y 方向地震
SATWE	1.19	1.20
MIDAS	1.18	1.20

6.3 多遇地震弹性时程分析补充计算

地震波采用一组人工波和四组天然波，弹性时程分析 (EDA) 与振型分解反应谱法 (CQC)，计算结果见表 5。从表中可以看出，5 条波的弹性时程计算结果的楼层剪力包络值在上部楼层大于振型分解反应谱的计算结果，采用反应谱法进行多遇地震的弹性计算，按包络值取大时 43 层以上楼层地震剪力进行放大，放大系数为 1.10。

6.4 结构舒适性验算

根据 SATWE 计算结果，在 10 年一遇的风荷载标准值作用下，塔楼顺风向与横风向的顶点最大加速度值均小于住宅、公寓的规范限值 $0.15\text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$ 。

表 5 时程分析结果

Tab. 5 Results of time history analysis

地震波	V_x/kN	EDA/CQC	V_y/kN	EDA/CQC
User2 -02	15 870	80.4%	19 703	92.6%
User2 -03	19 468	98.7%	16 514	77.6%
USER63 -4	18 671	94.6%	19 184	90.2%
TH3TG055	16 138	81.8%	17 257	81.4%
TH4TG055	15 605	79.1%	15 669	73.7%
平均	17 151	86.9%	17 666	83.1%
CQC	19 727		21 268	

6.5 中震弹性、中震不屈服验算 (SATWE)

中震弹性设计采用荷载作用分项系数、材料分项系数和抗震承载力调整系数，材料强度取设计值。不屈服设计荷载作用分项系数取 1.0 (组合值不变)，抗震承载力调整系数取 1.0，材料强度取标准值。

以上设计均不考虑地震组合内力调整系数 (即强柱弱梁、强剪弱弯调整系数)，不计风荷载作用效应的组合。如果考虑重力荷载与地震作用组合，中震计算时，连梁刚度折减取 0.5，框架部分分担地震剪力标准值，按基底总剪力标准值 20% 调整框架柱剪力，并考虑双向地震作用，按设定的抗震性能目标进行计算，剪力墙墙肢编号见图 3，受剪承载力比值见表 6。核心筒主要墙肢中震弹性受剪验算，结果如表 7 所示。框架柱及穿层柱中震承载力计算，穿层柱编号见图 4，结果如图 5 ~ 6 所示。

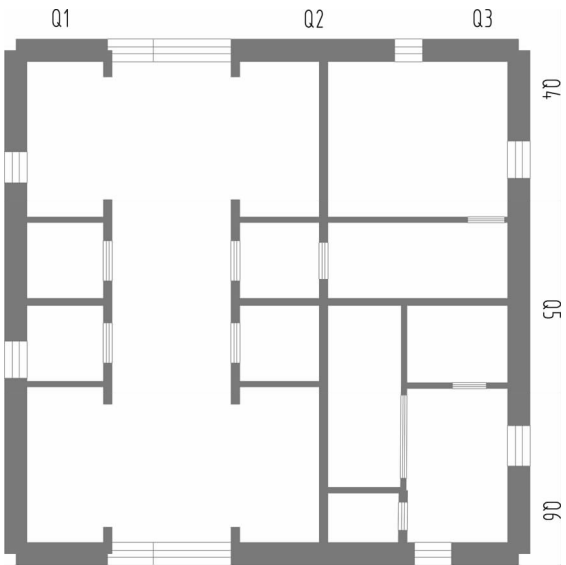


图 3 剪力墙墙肢编号

Fig. 3 Number of the limb of shear wall

表 6 中震弹性的剪力设计值与受剪承载力的比值

Tab. 6 Ratio of the elastic shear design value and the shear bearing capacity under medium earthquake

层号	Q1			Q2		
	剪力/kN	承载力/kN	比值	剪力/kN	承载力/kN	比值
1	3 464	5 908	0.59	7 059	9 722	0.73
2	3 966	6 137	0.65	7 530	9 881	0.76
12	4 442	5 653	0.79	7 025	8 409	0.84
42	1 354	1 849	0.73	2 445	3 126	0.78

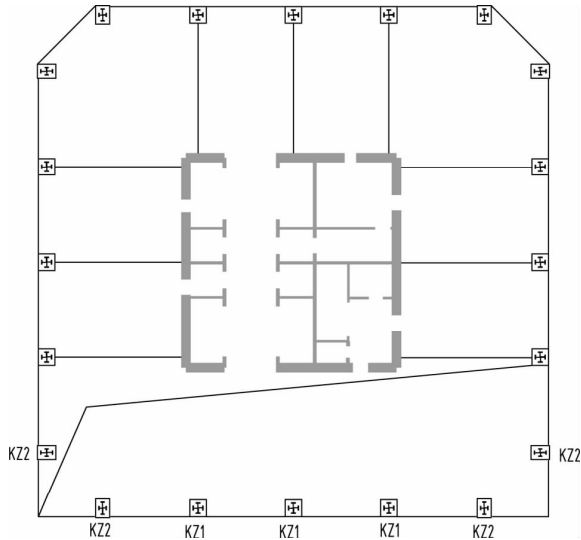


图 4 穿层柱编号

Fig. 4 Number of wear layer column

表 7 核心筒剪力墙墙肢中震拉应力分析

Tab. 7 Analysis of tensile stress in the core wall of shear wall under medium earthquake

1 层	截面 b×h /mm ²	恒载作用 /kN	活载作用 /kN	地震作用 /kN	墙肢拉力标准值 /kN	墙肢拉应力 /N·mm ⁻²	拉应力 /ftk	措施
Q1	750×3 175	-24 419	-3 937	30 900	5 398	2.27	0.80	特一级
Q2	750×5 250	-41 001	-6 567	45 241	2 434	0.62	0.22	特一级
Q3	750×2 875	-21 978	-3 515	28 990	6 045	2.80	0.98	特一级
Q4	750×2 725	-20 859	-3 337	27 870	6 093	2.98	1.05	2H350×350×30×30
Q5	750×7 900	-61 911	-9 936	66 291	1 647	0.28	0.10	特一级
Q6	750×3 075	-21 197	-3 346	28 650	6 532	2.83	0.99	特一级

6.6 大震验算 (SATWE)

大震作用采用 SATWE 进行整体分析。大震弹性计算不考虑地震组合调整系数, 构件组合内力设计值不计入荷载作用效应组合; 采用荷载作用分项系数、材料分项系数和抗震承载力调整系数; 材料强度采用设计值。大震不屈服计算荷载作用分项系数取 1.0 (组合值不变), 抗震承载力调整

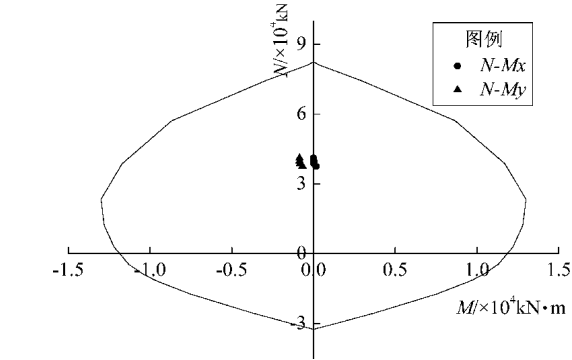


图 5 1~4 层典型框架柱

Fig. 5 Typical frame column of layer 1~4

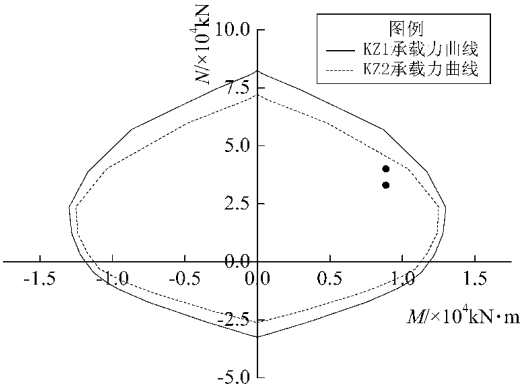


图 6 穿层柱中震弹性验算

Fig. 6 Checking calculation of wear layer column elastic under medium earthquake

系数取 1.0, 材料强度取标准值。

地震影响系数最大值取 0.5, 阻尼比为 7%, 场地特征周期为 0.54 s, 连梁刚度折减 0.5。考虑 P-Δ 效应, 考虑双向地震作用。按抗震设定的性能目标, 主要墙肢及框架柱需满足大震受剪截面控制条件, 支撑较大楼面梁的连梁需满足大震时受剪截面控制条件, 经验算, 构件均能满足上述

大震性能目标。

6.7 静力弹塑性分析及结构抗震性能分析

采用静力弹塑性分析（PUSHOVER）方法，不仅可以校对多遇地震作用下结构的受力与变形状况，还可以对结构在设防烈度地震和罕遇地震下结构进入弹塑性阶段的抗震性能进行分析研究，找出结构中首先屈服的薄弱部位，并通过相应的设计方法和构造措施予以加强。建立结构荷载—位移曲线，得到各类构件屈服的先后顺序，从而实现结构的性能设计。

本工程采用 SATWE 对主体结构进行静力弹塑性分析，考虑 $P-\Delta$ 效应，采用强制刚性楼板假定，将型钢折算为钢筋，按实配钢筋计算，侧向力加载模式采用振型组合即“规定水平地震力”。计算结果如表 8 所示。

表 8 PUSHOVER 计算结果
Tab. 8 Calculation results of PUSHOVER

计算结果	基底剪力/kN		性能点最大层间位移角			
	X 向	Y 向	X 向		Y 向	
			位移 角	所在 楼层	位移 角	所在 楼层
小震弹性	14 517	15 501				
PUSHOVER	62 716	65 660	1/225	22F	1/237	25F

6.8 验算结果分析

从表 8 分析可知：Ⅶ度罕遇地震性能控制点对应的层间位移角均小于 1/100，满足规范要求。大部分连梁、部分框架梁和核心筒底部墙肢出现塑性铰，结构以连梁屈服耗能为主。能力谱与需求谱曲线光滑连续，位移与基底剪力基本呈线性递增；曲线在设定位移范围内未出现下降段，表明结构在抗倒塌能力上有较大余地。进行罕遇地震作用下静力弹塑性分析时，对底部少量进入塑性的墙肢，采取设置钢骨，增加配筋率等加强措施，对上部个别屈服墙肢，采取设置约束边缘构件，增加配筋率等结构加强措施。

7 结构设计的措施及对策

本项目采用钢筋混凝土框架—核心筒结构，

高度超限，局部不规则。

根据《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》^① 和《高层建筑混凝土结构技术规程》（JGJ3—2010），采用结构抗震性能设计，分别验算结构在多遇地震、设防地震、罕遇地震作用下的构件承载能力。

采用 SATWE 和 MIDAS 2 个有限元程序对结构进行了计算分析，并按《高层建筑混凝土结构技术规程》（JGJ3—2010）要求进行了弹性时程分析。采用静力弹塑性计算方法，对结构在罕遇地震作用下的弹塑性层间位移及构件屈服状况进行了分析。

计算分析表明，本工程能够满足设定的抗震性能目标。施工图设计阶段，为提高结构抗震性能，建议采取下列构件加强措施：

控制剪力墙墙肢轴压比小于 0.5，将主要墙肢的约束边缘构件延伸至轴压比 0.3 的高度；1~4 层剪力墙主要墙肢内设置钢骨；对小震弹性动力时程分析地震剪力超过 CQC 法的上部楼层进行地震剪力放大；对二层楼板局部开大洞处进行加强；对穿层柱进行抗震性能化设计；相邻部位楼板加厚，采用双层双向配筋并提高配筋率；洞口周边的剪力墙中设置暗梁；承载力验算时，该层按弹性楼面计算；控制框架柱轴压比小于 0.75，1~24 层框架柱采用型钢混凝土柱，含钢率 4.5%~5%（型钢混凝土组合结构技术规程，JGJ168—2001），提高框架柱的延性；支撑楼面梁的连梁，梁内设置型钢，对该连梁进行抗震性能化设计（宋莉，邱韶光，2011）。

8 结论

通过计算分析，论证了本工程框架核心筒体系是可行的，并得出以下结论：

（1）多遇地震下整体结构保持弹性，整体结构完好。采用 SATWE 和 MIDAS 两个软件进行整体分析，各项整体指标均合理，各项超限内容指标均控制在规范允许的范围内。

（2）设防地震作用下，底部加强部位框架柱、剪力墙及穿层柱满足中震弹性的要求，其他部位框架柱、剪力墙正截面承载力满足中震不屈服，

① 中华人民共和国住房和城乡建设部. 2015. 超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点（建质〔2015〕67 号）.

受剪中震弹性, 支撑较大楼面梁的连梁正承载力满足中震不屈服, 受剪中震弹性, 设防地震作用下, 其他连梁框架梁受剪满足中震不屈服。

(3) PUSHOVER 分析结果表明罕遇地震作用下, 全楼框架柱及剪力墙剪压比满足规范要求, 穿层柱满足大震不屈服要求, 支撑较大楼面梁的连梁剪压比满足要求。

参考文献:

傅学铨. 2010. 实用高层建筑结构设计(2 版)[M]. 北京: 中国建筑

工业出版社.

宋莉, 邱韶光. 2011. 嘉和广场矩形钢管混凝土框架—核心筒超高层性能化设计[J]. 建筑结构, 41(增刊 1): 475—478.

朱炳寅. 2013a. 高层建筑混凝土结构技术规程[M]. 北京: 中国建筑工业出版社.

朱炳寅. 2013b. 建筑结构设计问答及分析(2 版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社.

GB50007—2011, 建筑地基基础设计规范[S].

GB50009—2012, 建筑结构荷载规范[S].

GB50011—2010, 建筑抗震设计规范[S].

JGJ168—2001, 型钢混凝土组合结构技术规程[S].

JGJ3—2010, 高层建筑混凝土结构技术规程[S].

Seismic Design of Super High – rise Complex Structure in Xinghai Financial Business District

SONG Li, QIU Shaoguang, GUN Lijun, WANG Peng

(Dalian Institute of Urban and Architecture Design, Dalian 116021, Liaoning, China)

Abstract

The structure of super high – rise complex building with the height of 193.30 m and a total of 51 floors in Xinghai financial business district is reinforced concrete frame – core tube. The height of the building is over the B – level building maximum height. We compared and analyzed the building by using the procedures of SATWE and MIDAS, and found that the calculation results are similar, and the structure period ratio, displacement angle, displacement ratio, shear – weight ratio are all meet standard requirements under small earthquakes. After analyzing the elastic response history of the building, we found that the seismic force on the top floor is amplified, the main wall limbs, the frame columns of reinforcing area in the bottom and that of the rest of the floors all meet standard requirements and seismic performance objectives under medium and large earthquakes. The wear layer column needs to meet elastic design under medium earthquakes, and so does the shear capacity of coupling beam which supporting the floor beams. The frame columns of 1 to 24 floors are steel reinforced concrete columns. At the end, the strengthen measures to the structures is proposed.

Key words: performance objective; core tube; performance objective medium earthquake; large earthquake; elastic; un-yielding