

文章编号:1000-6869(2010)06-0122-10

# 上海中心大厦结构分析中若干关键问题

丁洁民<sup>1</sup>, 巢 斯<sup>1</sup>, 赵 昕<sup>1</sup>, 吴宏磊<sup>1,2</sup>

(1. 同济大学建筑设计研究院(集团)有限公司, 上海 200092; 2. 同济大学 建筑工程系, 上海 200092)

**摘要:**上海中心大厦高632m,采用了巨型框架-核心筒-伸臂桁架抗侧力结构体系,为钢-混凝土混合结构。简要介绍了该结构工程的建筑设计、结构体系特点以及结构整体设计指标,并对计算结果进行分析。针对结构分析中若干关键问题的分析结果,结合规范与建筑功能布局,合理确定了结构活荷载取值;对结构进行了详细的风致响应研究,将风洞试验结果与荷载规范结果进行比较,并探讨了两者之间的差异;对结构进行了详细的地震作用反应分析,确定了性能化目标和地震动反应谱,得到了结构的抗震可靠度;对巨型柱承载力以及延性进行了详细研究,分析了巨型柱钢骨选型的影响因素;对结构用钢量进行了合理优化,并采取了具体的优化措施,可节省钢材12000t;罕遇地震作用下弹塑性时程分析表明,结构能够满足抗震性能化目标,具有较好的延性。

**关键词:**超高层建筑;巨型框架-核心筒-伸臂桁架结构体系;抗震性能化设计;巨型柱;结构优化

**中图分类号:**TU973.14 **文献标志码:**A

## Critical issues of structural analysis for the Shanghai Center project

DING Jiemin<sup>1</sup>, CHAO Si<sup>1</sup>, ZHAO Xin<sup>1</sup>, WU Honglei<sup>1,2</sup>

(1. Architectural Design &amp; Research Institute of Tongji University (Group) Co. Ltd, Shanghai 200092, China;

2. Building Engineering Department, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** Shanghai Center, which has an architectural height of 632m, adopts the lateral resisting system of mega frame-core-outrigger structure, and is a steel-concrete hybrid structure. The tower architectural design, structural system, structural design principle and main results are introduced briefly. Some critical issues of structural analysis are present. The analysis results in reasonable design live load according to the code and architectural layout. The wind-induced structural response is studied, including comparison and discussion of wind tunnel results with 'Load code for the design of building structures' (GB 50009—2001) calculations. From earthquake response studies, performance-based seismic design objectives and earthquake response spectrum are obtained, and structural degree of reliability is set. The bearing capacity and ductility of super columns are studied, and steel skeleton selection of the super column is discussed. Measures of structural steel usage optimization result in a reasonably economical steel usage of 12000t. Finally, elasto-plastic time history analysis shows that the structural seismic performance can satisfy the original targets with good ductility.

**Keywords:** super high-rise building; mega frame-core-outrigger structural system; performance-based seismic design; super column; structural optimization

基金项目:上海市科委科技攻关计划(09dz1207704)。

作者简介:丁洁民(1957—),男,江苏泰兴人,工学博士,教授。E-mail:djm@tjadri.com

收稿日期:2010年3月

# 1 工程概况

## 1.1 工程概况

上海中心大厦工程位于上海市浦东银城中路501号,陆家嘴金融中心区Z3-1、Z3-2地块。与金茂大厦、上海环球金融中心组成“品”字形关系的建筑群,建筑效果如图1所示。该建筑为多功能摩天大楼,主要用途为办公、酒店、商业、观光等公共设施。塔楼地上124层,建筑高度632m,沿竖向共分为8个区段和1个观光层,在每个区段的顶部均布置有设备层和避难层,裙房地上7层,建筑高度为38m,地下室5层,整个建筑地上总面积约38万平方米,地下总面积约14万平方米。该工程竖向建筑功能布置如图2所示。



图1 上海中心大厦效果图

Fig. 1 Rendering of the Shanghai Center

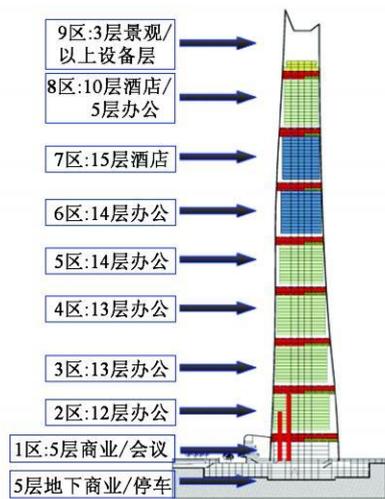
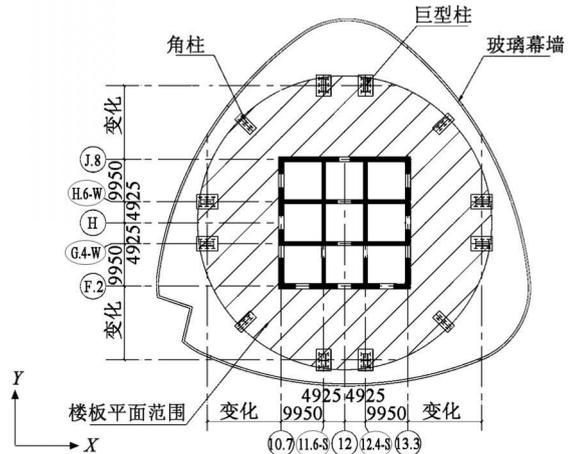


图2 上海中心大厦竖向功能布置

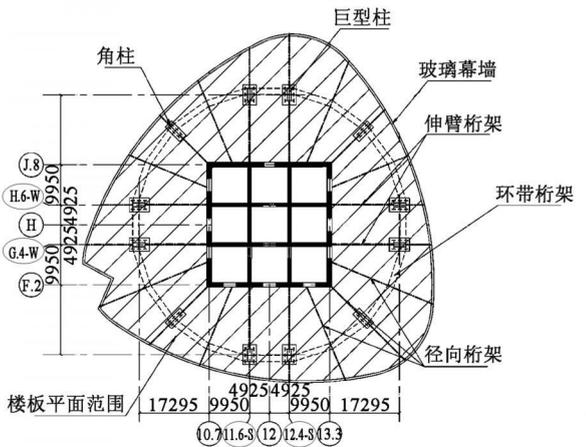
Fig. 2 Vertical zoning of the Shanghai Center

结构标准楼层呈圆形,圆心沿高度方向对齐,半径逐渐收缩;在设备层处为三角形平面,一方面提供

机电设备和避难空间,另一方面在设备层顶部布置休闲层,从而在每个区段内均有一高度约80m的中庭。标准层和设备层平面见图3所示。结构立面共有两层玻璃幕墙,内层玻璃幕墙沿标准层楼板外围布置呈圆形;外层幕墙平面投影近似为尖角削圆的等边三角形,三角形幕墙从建筑底部扭转直到顶部,每层扭转约 $1^\circ$ 左右,总扭转角约 $120^\circ$ 。



(a) 标准层平面图



(b) 设备层平面图

图3 上海中心大厦结构平面图

Fig. 3 Structural plan of the Shanghai Center

## 1.2 结构体系特点

上海中心大厦结构采用了“巨型框架-核心筒-伸臂桁架”抗侧力结构体系。图4为该结构体系组成,其特点如下:

(1) 巨型框架结构由8根巨型柱、4根角柱以及8道位于设备层两个楼层高的箱形空间环带桁架组成,巨型柱和角柱均采用钢骨混凝土柱,截面规格见表1。巨型柱与角柱平面布置如图3所示。

(2) 核心筒为钢筋混凝土结构,截面平面形式根据建筑功能布局由低区的方形逐渐过渡到高区的十字形,墙体截面规格见表1,为减小底部墙体的轴压

表 1 巨型柱、核心筒墙体基本参数

Table 1 Parameters of super columns and core-tube

区段 编号	巨型柱 截面/m	角柱截 面/m	巨型柱混凝 土强度等级	核心筒翼 墙厚/m	核心筒腹 墙厚/m	核心筒墙体 混凝土等级
8 区	1.9 × 2.4	—	C50	0.6	0.50	C60
7 区	2.3 × 3.3	—	C50	0.6	0.50	C60
6 区	2.5 × 4.0	—	C60	0.6	0.60	C60
5 区	2.6 × 4.4	1.2 × 4.5	C60	0.7	0.65	C60
4 区	2.8 × 4.6	1.5 × 4.8	C60	0.8	0.70	C60
3 区	3.0 × 4.8	1.8 × 4.8	C70	1.0	0.80	C60
2 区	3.4 × 5.0	2.2 × 5.0	C70	1.2	0.90	C60
1 区	3.7 × 5.3	2.4 × 5.5	C70	1.2	0.90	C60

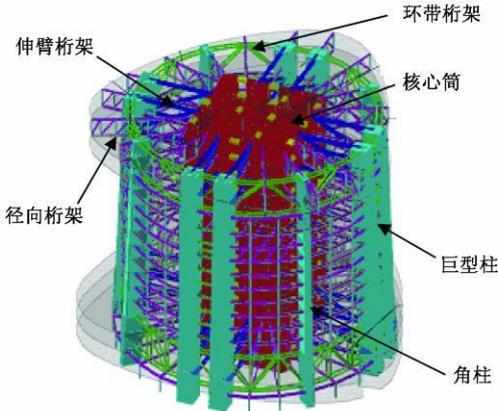


图 4 上海中心大厦结构体系组成

Fig. 4 Composite of structural system of the Shanghai Center

比,增加墙体的受剪承载力以及延性,在地下室以及 1~2 区核心筒翼墙和腹墙中设置钢板,形成了钢板组合剪力墙结构,墙体中含钢率为 1.5%~4.0%。

(3)在初步设计阶段,从结构整体受力、变形、用钢量以及施工过程等因素综合考虑,研究设置 5 道、6 道和 8 道伸臂桁架等不同方案对结构的影响,最终确定了沿结构竖向共布置 6 道伸臂桁架,分别位于 2 区、4 区、5~8 区的加强层,结构剖面图见图 5 所示。伸臂桁架在加强层处贯穿核心筒的腹墙,并与两侧巨型柱相连接,增加了巨型框架在总体抗倾覆力矩中所占的比例。

(4)竖向荷载的传递,通过每道加强层处的环带桁架将周边次框架柱的重力荷载传至巨型柱和角柱,从而减小了巨型柱由于水平荷载产生的上拔力。另外,在每个加强层的上部设备层内,设置了多道沿辐射状布置的径向桁架,径向桁架不仅承担了设备层内机电设备以及每区休闲层的竖向荷载,而且承担了外部悬挑端通过拉索悬挂起下部每个区的外部玻璃幕墙的荷载,并将荷载传至环带桁架、巨型柱以及核心筒。

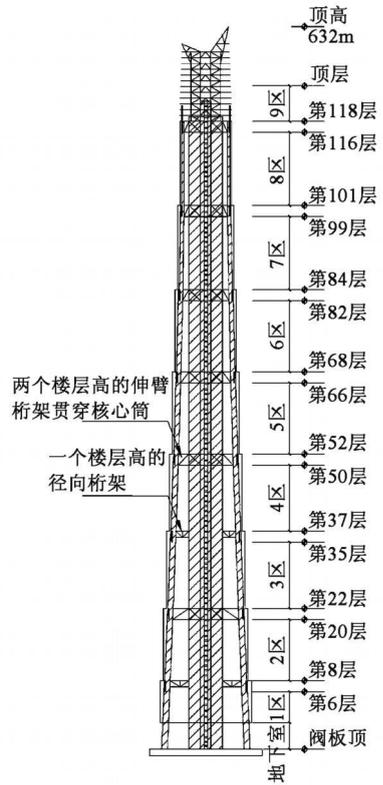


图 5 结构剖面图

Fig. 5 Structural profile

## 2 主要分析结果

### 2.1 主要设计指标

结构设计抗震设防烈度为 7 度,抗震设防类别为乙类,结构分为重要构件和次要构件,其中重要构件包括核心筒、巨型柱、伸臂桁架、环带桁架以及径向桁架,该类构件安全等级为一级,重要性系数 1.1;次要构件为除重要构件外的其他构件,该类构件安全等级为二级,重要性系数 1.0。

### 2.2 结构自振周期与振型

结构整体分析采用 ETABS 和 MIDAS 程序分别进行计算。单元选择中,考虑到巨型柱截面巨大,且钢骨形状独特,故采用了壳单元与梁单元组合的方式,其中,壳单元用于模拟混凝土部分,梁单元用于模拟钢骨;核心筒采用壳单元模拟;其他单元均采用梁单元模拟。分析中考虑了 P-Δ 效应,为提高计算效率,对结构标准层楼板布置进行了适当简化,着重关注加强层楼板的布置。

表 2 给出了结构前 3 阶自振周期。从结构自振特性看出,结构两个方向的平动振型接近,说明两个方向刚度布置对称,扭转振型的周期与平动振型的周期之比小于 0.8,表明结构整体抗扭刚度较好。

表 2 结构自振周期

Table 2 Natural period of vibration

自振周期	$T_1/s$	$T_2/s$	$T_3/s$	$T_3/T_1$
ETABS	9.05	8.96	5.59	0.62
MIDAS	9.05	8.97	5.43	0.6
振型特点	X向平动	Y向平动	扭转振动	—

### 2.3 结构的自重分配

结构自重(包括地下1层以及地上部分)在巨型框架与核心筒中的分配情况见表3。上海中心大厦工程结构自重达到了74.8万吨,每平方米重量达到1.9t,自重较大。从自重分配情况看,巨型框架承担了结构54%的自重荷载,超过了核心筒部分承担的荷载。

表 3 结构自重分配

Table 3 Self-weight distribution

荷载类型	重量/t	比例	构件类型	重量/t	比例
恒荷载	625000	83.5%	巨型框架	404000	54%
活荷载	123000	16.5%	核心筒	344000	46%
总荷载	748000	100%	总荷载	748000	100%

图6给出了结构竖向荷载在巨型框架与核心筒之间的分配情况。在结构各标准层,巨型框架与核心筒中的竖向反力均匀增加,该部分反力增量主要为巨型柱与核心筒自重以及部分楼面荷载,但在加强层处,巨型框架的竖向反力增幅显著,这主要体现在各加强层处,上部一区次框架竖向反力通过环带桁架传至巨型柱。因此,环带桁架在竖向荷载传递中相当于转换梁的作用。另外,从图中可见,核心筒在伸臂桁架所在加强层处的竖向反力有所减小,产生上述现象的原因主要是在弹性分析中,未考虑伸臂桁架在施工过程中滞后连接,且由于核心筒与外围巨型框架的竖向弹性压缩量不同,核心筒压缩量大,巨型框架压缩量小,部分竖向反力通过伸臂桁架由核心筒传至巨型框架上所致。

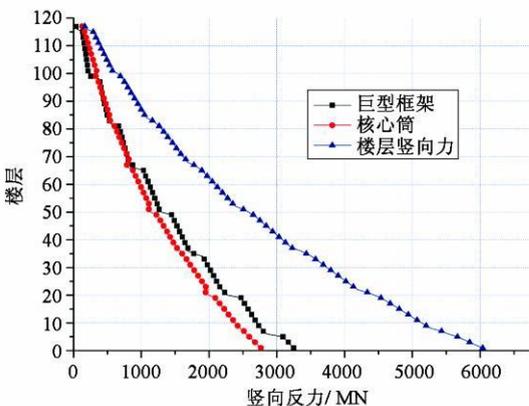


图 6 结构竖向荷载分配

Fig. 6 Self-weight distribution

### 2.4 水平荷载作用下结构受力分析

作用于结构上的风荷载根据加拿大 RWDI 工程顾问公司对上海中心大厦结构进行的风洞试验结果。结构地震反应谱参数选取原则为:小震反应谱采用上海规程谱与安评报告建议50年超越概率10%反应谱并考虑调幅系数0.35后的包络谱,中震、大震反应谱采用上海规程反应谱<sup>[1]</sup>。

图7、8分别为风荷载和多遇地震作用下结构楼层剪力和楼层倾覆力矩分布比较。从反应分布可以看出,设防地震作用下结构承担的侧向力明显大于风荷载作用下结构承担的侧向力,结构抗侧力构件按中震弹性设计。图9水平荷载作用下结构层间位移角分布,通过风荷载与多遇地震水平作用下结构层间位移角比较,可以发现,结构的侧向变形由风荷载控制;另外,合成风荷载作用下结构层间位移角明显大于单向风荷载作用下的结果,结构最大层间位移角为1/505,出现在结构的94层;同时,从两个方向风荷载作用下层间位移角比较来看,Y向最大层间位移角出现在顶层(124层),这是因结构以弯曲变形为主,而层间位移角计算中包含弯曲变形成分,但X向最大层间位移角出现在94层,其数值明显大于相同位置处的Y向层间位移角。其原因是核心筒腹墙在结构第7区沿X向开洞较多所致,见图10所示。

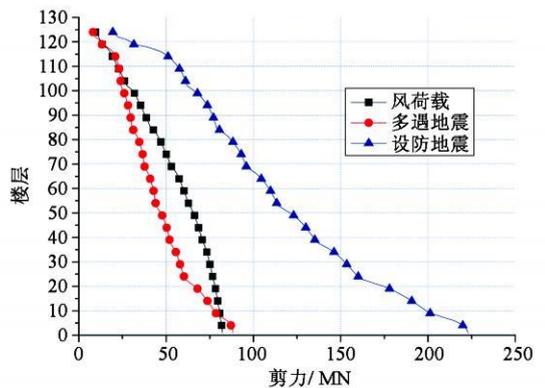


图 7 楼层剪力比较

Fig. 7 Comparison of shear force distribution

## 3 结构分析中若干关键问题

### 3.1 竖向荷载

上海中心大厦竖向荷载包括恒荷载和活荷载两部分,其中活荷载分为可折减活荷载和不可折减活荷载。一方面,考虑到活载满布的可能性较小,在进行墙、柱、基础设计时,根据荷载规范对该类活荷载进行折减;另一方面,考虑到设备在实际结构中的布置情况,对设备层及普通层的机电设备类活荷载不予以折减。对于高层建筑,由于楼层数较多,在进行

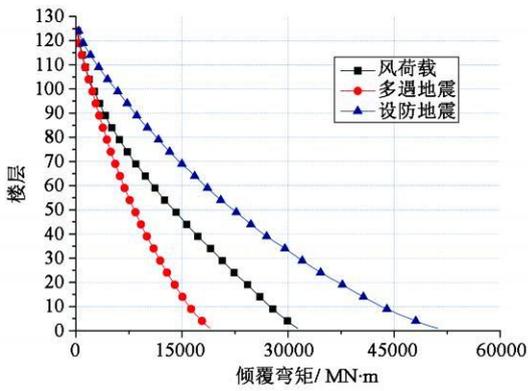


图8 楼层倾覆力矩比较

Fig. 8 Comparison of moment distribution

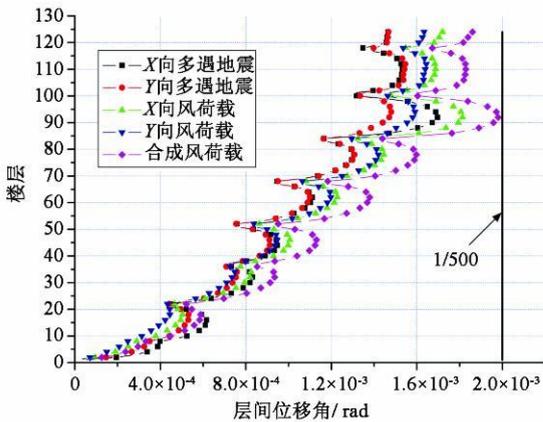


图9 水平荷载作用下结构层间位移角分布

Fig. 9 Inter-story drift ratio distribution under horizontal load

核心筒沿X向开洞

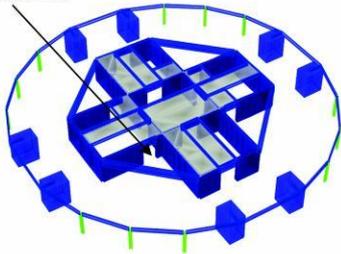


图10 结构7区核心筒开洞

Fig. 10 Core-tube opening of seven level

结构整体响应或指标分析时,考虑楼面上的活荷载不可能以标准值同时满布所有楼层的工况,对活荷载进行适当折减。根据国际标准 ISO 2103 的规定<sup>[2]</sup>,在进行柱、墙和基础设计时采用的对住宅、办公楼等房屋楼层折减系数  $\lambda$  为:

$$\lambda = 0.3 + 0.6 / \sqrt{n} \quad (1)$$

其中,  $n$  为楼层数。对公共建筑,楼层折减系数  $\lambda$  为:

$$\lambda = 0.5 + 0.6 / \sqrt{n} \quad (2)$$

GB 50009—2001《建筑结构荷载规范》(2006年版)对上述公式进行了简化,统一采用式(3)确定。

$$\lambda = 0.4 + 0.6 / \sqrt{n} \quad (3)$$

考虑上海中心大厦楼层数为124层,对应的折减系数  $\lambda$  为0.46。典型区域楼面活荷载取值见表4。

表4 典型楼面荷载取值

功能	Table 4 Typical floor load values		
	附加恒载 /kN·m <sup>-2</sup>	局部楼面梁板分析 活荷载/kN·m <sup>-2</sup>	墙、柱及整体分析 活荷载/kN·m <sup>-2</sup>
办公	1.5	3.5(3m 走道;8.0)	3.0
酒店	1.8	4.0(3m 走道;5.0)	4.0
商务休闲	4.0	5.0	3.5
设备	2.9	12.5	7.0

### 3.2 风工程研究

上海中心大厦高度632m、高宽比达到7,结构自振周期大于9s,风荷载的取值将决定该工程的安全性和经济性。为了保证抗风设计的可靠性及准确性,加拿大RWDI顾问公司对上海中心大厦结构进行了风致响应试验研究以确定结构设计风荷载,有关风洞试验结果的可靠性论证由加拿大西安大略(UWO)进行审核。

上海中心大厦结构风致响应研究主要有三个部分组成<sup>[3]</sup>:

(1) 风气候分析。确定设计风速与风向分布,并据此分析风洞试验数据以求出不同重现期下的风致响应。

(2) 空气动力学优化研究。通过修改结构外形使风致响应达到最小。

(3) 风洞试验研究。通过详细的风洞试验考察一般风洞试验中可能包含的不确定因素和过于保守的部分,以此进一步提高对风致响应预计的精确度。

研究表明:RWDI所采用的风气候模型合理。通过修改结构外形,与最初的设计相比,结构设计风荷载降低约25%,与传统的方形截面结构相比,设计风荷载仅为方形截面结构的60%。

表5为采用GB 50009—2001《建筑结构荷载规范》(以下简称荷载规范)方法计算的结构基底剪力和倾覆力矩与风洞试验结果的比较。从表中可见,荷载规范结果与风洞试验结果在顺风向相差很小,而在横风向相差较大,引起误差的原因主要由两个:一是荷载规范中参数取值的假设引起的误差,如体型系数、横风向动力荷载计算公式以及斯托罗哈数等;二是风洞试验中考虑顺风向响应与横风向响应之间的相关性,而荷载规范建议顺风向响应与横风向响应按矢量和进行组合,由此造成风洞试验得到的风荷载合力比规范计算值进一步降低。

### 3.3 地震工程研究

#### 3.3.1 基于性能的抗震设计

上海中心大厦采用了重点设防类别(乙类)的抗

表 5 荷载规范取值与风洞试验结果比较

Table 5 Comparison of wind loads according to load code and wind engineering study

计算方法	顺风向		横风向		风荷载作用下合力	
	基底剪力	倾覆力矩	基底剪力	倾覆力矩	基底剪力	倾覆力矩
	/MN	/MN·m	/MN	/MN·m	/MN	/MN·m
风洞试验	57.5	20800	97.1	35900	103	38000
荷载规范	60.6	21000	13.1	56500	144	60200
规范/试验	1.05	1.01	1.35	1.57	1.40	1.58

震性能目标,即在多遇地震、设防地震和罕遇地震作用下的抗震性能水准分别为完全可使用、基本可使用和生命安全。在多遇地震作用下,结构完好,处于弹性状态。在设防地震作用下,结构基本完好,基本处于弹性状态。地震作用后的结构动力特性与弹性状态的动力特性基本一致,巨型柱、核心筒墙体及外伸臂桁架等主要结构构件和节点处于弹性状态,框架梁、连梁等次要构件轻微开裂。部分减振耗能元件进入屈服。在罕遇地震作用下,结构严重破坏但主要节点不发生断裂,结构不发生局部或整体倒塌,主要抗侧力构件巨型柱、钢筋混凝土角柱和核心筒墙体不发生剪切破坏。

与抗震性能目标相对应,确定不同设防地震水平下的结构设计控制指标。在多遇地震作用下,控制最大层间位移角不大于 1/500,底层层间位移角不大于 1/2000。在设防地震作用下,控制最大层间位移角不大于 1/250,取不考虑构件内力调整和风荷载的中震组合内力设计值及材料强度设计值对巨型柱、钢筋混凝土角柱、核心筒墙体及外伸桁架等主要结构构件和节点的抗震承载力进行验算,框架梁、连梁等次要构件中的钢筋或钢材应力不超过屈服强度的 85%。罕遇地震作用下,最大层间位移角不大于 1/100,框架梁、连梁等次要构件可出现塑性铰,但塑性铰的转角不大于 1/50。主要节点中钢筋或钢材应力可以超过屈服强度,但不能超过极限强度。地震

剪力取大震时的弹性地震作用力标准值,材料强度取标准值,不考虑抗震承载力调整系数,验算按受剪截面控制条件 ( $V_k < 0.15f_{ck}bh_0$ ),验算巨型柱和核心筒的极限受剪承载力。不同构件类型对应的设计控制指标见表 6。

3.3.2 地震设计反应谱选取

根据 GB 18306—2001《中国地震动参数区划图》,上海市的抗震设防烈度为 7 度。用于超高层建筑抗震设计和分析的地震作用通常采用为两种方式,即设计反应谱和地震动时程。上海中心大厦多遇地震反应谱取上海抗震规程反应谱和安评建议反应谱的包络谱<sup>[1]</sup>,设防地震和罕遇地震反应谱均取上海抗震规程反应谱。抗震分析时多遇地震、设防地震和罕遇地震采用的阻尼比分别为 4.0%、4.0% 和 5.0%,对应的周期折减系数分别为 0.90、0.95 和 1.00,相关的反应谱图形见图 11~12。

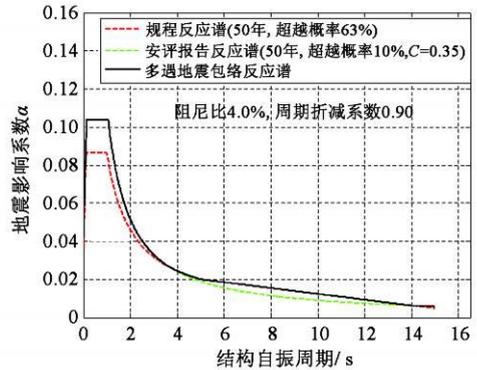


图 11 上海中心大厦多遇地震设计反应谱  
Fig. 11 Design spectrum for minor earthquake of the Shanghai Center

3.3.3 抗震可靠度分析

上海中心大厦结构是巨型框架-核心筒-伸臂横加组合的超高层建筑,结构体系复杂、环境荷载多样。配合结构初步设计及超限和抗震审查,有必要对该大型复杂结构体系的抗震可靠性深入研究。采

表 6 不同设防地震水平下构件设计控制指标

Table 6 Design criteria of structural members for different design earthquake levels

构件类型	设计控制指标		
	多遇地震	设防地震	罕遇地震
核心筒	保持弹性	底部加强区、加强层及加强层上下各一层核心筒保持弹性,其它区域核心筒保持不屈服	底部加强区、加强层及加强层上下各一层核心筒满足大震下受剪截面控制条件,验算极限受剪承载力
连梁	保持弹性	保持不屈服,钢筋应力不超过屈服强度	可出现塑性铰,但塑性铰的转角不大于 1/50,钢筋应力可超过屈服强度,但不能超过极限强度
巨型柱	保持弹性	保持弹性	满足大震下受剪截面控制条件。验算极限受剪承载力。钢筋应力可超过屈服强度,但不能超过极限强度
环带空间桁架	保持弹性	保持弹性	保持不屈服,钢材应力不超过屈服强度的 85%
伸臂桁架	保持弹性	保持不屈服,钢材应力不超过屈服强度	钢材应力可超过屈服强度,但不能超过极限强度
塔冠	保持弹性	保持弹性	钢材应力可超过屈服强度,但不能超过极限强度
节点	保持弹性	保持弹性	保持不屈服,钢筋或钢材应力不超过屈服强度的 85%

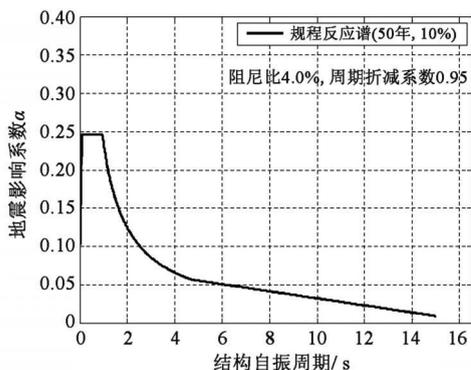


图 12 上海中心大厦设防地震设计反应谱

Fig. 12 Design spectrum for moderate earthquake of the Shanghai Center

用概率密度演化方法, 结合随机地震动的正交展开, 进行多遇地震作用下结构抗震可靠度分析。

根据结构抗震可靠度分析原理和工程的实际情况, 基本分析步骤是:

(1) 根据前述随机地震动模型, 确定代表点和赋得概率, 生成 7 度多遇及基本烈度地震作用下符合场地条件的代表性地震动加速度时程。

(2) 以每一条具有代表性的地震动加速度时程作为地震动输入, 进行确定性地震反应分析。

(3) 求解广义概率密度演化方程, 获得各层间位移的概率密度函数及其演化过程, 同时获得各层间位移反应的标准差过程。

(4) 基于极值分布和等价极值事件原理, 获得以各层层间位移角限值为准则的结构地震动力可靠度和以任意层层间位移角均不超出限值为准则的结构体系抗震可靠度。

分析结果表明: 在 7 度多遇和基本烈度地震作用下, 结构整体可靠度分别为 0.99987 和 0.99957, 结构各层可靠度均接近 1。

### 3.4 巨型柱设计分析与研究

巨型柱是上海中心大厦结构体系中的重要组成部分, 其自身受力状态关系到整个结构的竖向荷载和水平荷载的传递以及结构刚度控制, 因此设计中对巨型柱截面选型、承载能力、延性作了详细分析与研究。

#### 3.4.1 钢骨形式比选

上海中心大厦巨型柱采用型钢混凝土组合结构, 针对钢骨布置, 分别比较了格构式(图 13a)和实腹式(图 13b)两种结构形式:

(1) 从受力角度, 格构式与实腹式钢骨布置方案均能较好地抵抗轴向力作用, 但考虑巨型柱作为巨型框架的一部分, 需承担较大的剪力和弯矩作用, 因此, 选择实腹式钢骨布置更有利于抵抗水平荷载。

(2) 从施工角度, 格构式方案由于钢骨和缀条

数量巨大, 导致现场施工定位复杂, 现场焊接工作量巨大, 施工周期增加, 施工质量不易保证; 实腹式方案形成整体后的“王”字形钢骨可以在工厂中直接焊接完成, 工地现场仅需要拼接焊, 焊接工作量减小, 施工质量高。

(3) 从节点域整体性分析, 格构式方案中, 在加强层节点区, 伸臂桁架仅能通过连接板和缀板与中间 3 个钢骨直接连接, 而两侧 6 个钢骨无法直接参与受力, 因此, 巨型柱在与伸臂桁架节点连接区实际上不能全截面参与工作; 实腹式方案中, 伸臂桁架与环带桁架均直接与“王”字形型钢相连, 传力直接, 从而使整个巨型柱截面均能参与受力。

基于以上分析, 上海中心巨型柱最终采用了“王”字形实腹式 SRC 组合柱, 在结构 7~8 区, 考虑到巨型柱尺寸较小, 对钢骨形式进行了简化, 形成了“日”字形实腹式 SRC 组合柱, 见图 13c。

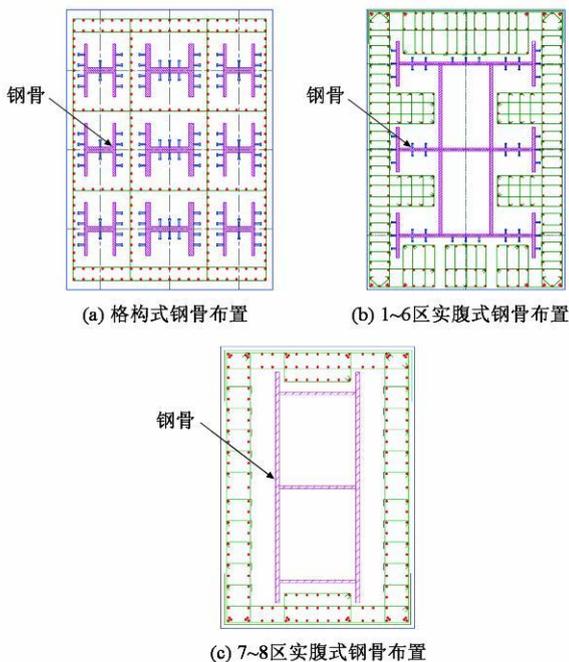


图 13 巨型柱钢骨截面图

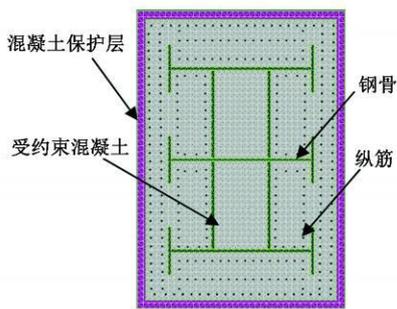
Fig. 13 Steel skeleton section of super column

#### 3.4.2 承载力分析

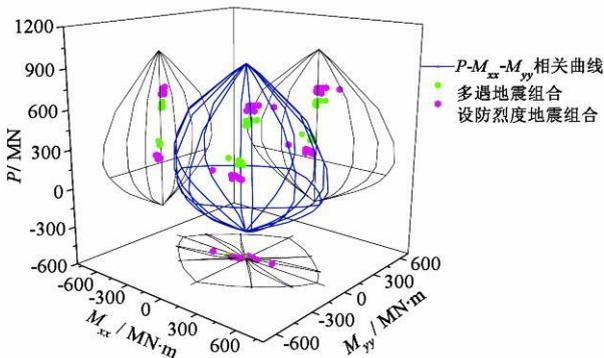
采用纤维单元法对巨型柱进行了承载力分析, 巨型柱纤维单元模型如图 14a 所示。将巨型柱的空间屈服面与其所承受的荷载绘制在同一坐标系下进行比较。当巨型柱承受的荷载对应的空间点落在空间屈服曲面内时, 则可以判定该巨型柱满足承载力要求。图 14b 为结构 1 区巨型柱在多遇地震、设防地震组合下的承载力相关曲线, 根据以上判定原则, 可知巨型柱的承载力能够满足中震弹性的要求。

#### 3.4.3 延性分析

上海中心大厦巨型柱的延性对整体结构的抗震



(a) 巨型柱纤维单元模型



(b) 巨型柱承载力相关曲线

图 14 巨型柱承载力分析

Fig. 14 Bearing capacity analysis of super column

性能至关重要。选择多遇地震组合下轴压比最大的巨型柱,采用 ABAQUS 实体单元进行了有限元分析,轴向力为多遇地震组合下的内力并保持不变,得到了巨型柱沿强轴的弯矩-转角曲线,见图 15 所示,巨型柱的延性系数达到 2.81。极限状态时,钢筋周边混凝土由于箍筋进入屈服,不能提供更多的约束作用,混凝土压应力降低明显,表明周边混凝土已经处于压碎状态,而钢筋内部混凝土三向约束效果明显,压应力较高;钢筋、纵筋塑性发展较充分,巨型柱具有较好的耗能能力。

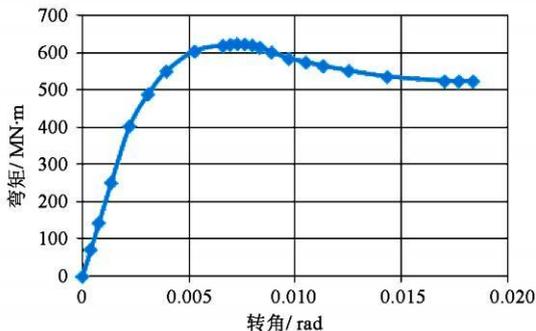


图 15 巨型柱弯矩-转角曲线

Fig. 15 Moment-rotation angle curve of super column

### 3.5 结构用钢量优化分析

在保证结构安全、变形合理的前提下,采用以下措施对结构用钢量进行优化:

(1)适当增加结构周期,但结构核心筒剪切位移角不超过 1/2000。

(2)巨型柱含钢率考虑不同楼层受力情况的差异,在结构 1 区和加强层及其上下一层巨型柱含钢率取 5%,标准层取 4%。

(3)结合结构抗侧刚度,减小伸臂桁架用钢量。

(4)在保证设计合理、安全的前提下,通过一系列有效措施(主要包括:组合钢板剪力墙最小钢板厚度调整、翼墙抗震等级调节、钢筋及钢板受剪承载力比例调整、翼墙刚度折减),核心筒钢板用量得到有效降低。

(5)筏板分析合理考虑上部结构刚度贡献,降低底板弯矩最大值,同时,筏板配筋分区由优化前 3 个区细化为 6 个区,从而降低钢筋用钢量。

上海中心大厦结构钢板和钢筋优化前、后用钢量见表 7,结构各组成部分钢板和钢筋用量见图 16 所示。从钢板用钢量分布可见,巨型柱用钢量占到了结构总钢板用钢量的 41%,远超过其他组成部分。这主要是由于:一方面在上海中心结构体系中巨型柱的轴向刚度与结构的抗弯刚度密切相关;另一方面由于上海中心大厦总高度及高宽比均较大,结构以刚度控制为主,对巨型柱的轴向刚度提出了较高的要求。而巨型柱含钢率对巨型柱的轴向刚度和延性影响明显,为了满足抗侧的要求,导致巨型柱部分用钢量较大。

结构优化后的钢板、钢筋用钢量见表 7。通过以上措施,可节约钢材约 12000t,经济效益明显。

表 7 结构用钢量优化

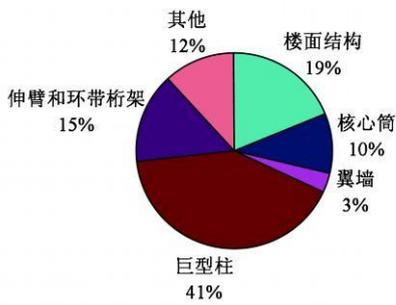
Table 7 Optimization of steel usage

构件类型	钢板/t			钢筋/t		
	优化前	优化后	优化量	优化前	优化后	优化量
巨型柱	41607	33363	-8244	9195	8087	-1108
核心筒,翼墙	11489	10612	-877	14579	15125	546
伸臂,环带桁架	13293	12293	-1000	—	—	—
筏板	—	—	—	11431	10290	-1141
其他	33846	—	—	—	—	—
总计	100235	88714	-11521	35205	33502	-1703

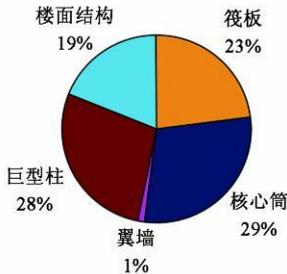
注:优化量一列中,负号表示用钢量减小。

### 3.6 罕遇地震作用下结构弹塑性时程分析

结合上海中心大厦抗震超限审查专家的意见以及抗震性能化目标的要求,采用弹塑性时程分析方法,对结构在罕遇地震作用下的抗震性能进行了详细分析。分别采用了 ABAQUS、ANSYS、PERFORM-3D 进行建模分析,图 17 为 ABAQUS 弹塑性分析模型。表 8 为三种软件分析结构自振周期与 ETABS 结果的比较,可以看出,除了第 3 阶扭转振型周期有较小差别外,三种软件的分析结果与 ETABS 软件吻合,从而验证了弹塑性模型的准确性。



(a) 钢板用钢量分布



(b) 钢筋用钢量分布

图 16 用钢量分布

Fig. 16 Distribution of steel usage

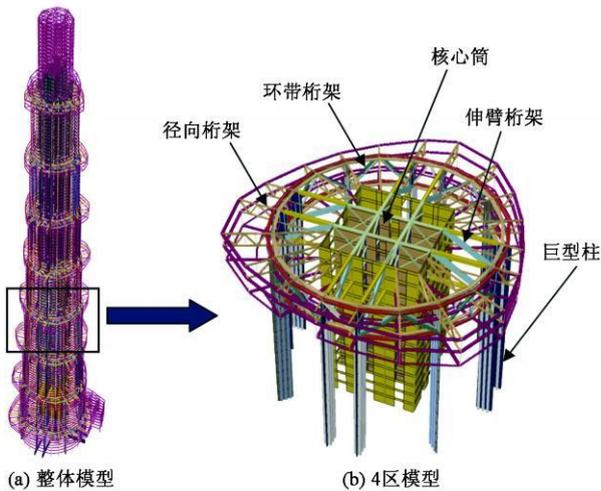


图 17 上海中心大厦结构弹塑性分析模型

Fig. 17 Elasto-plastic model of structure

选择了 7 组(包含三方向分量)地震记录,采用主、次方向输入(即 X、Y 方向依次作为主、次方向)三方向输入峰值加速度比为 1:0.85:0.65(主方向:次方向:竖向),根据上海抗震规程,主方向波峰值加速度取为 200gal。

分析表明,罕遇地震作用下结构沿 X 向最大层间位移角为 1/116,出现在 92 层,沿 Y 向最大层间位移角为 1/150,出现在 106 层,均小于抗震性能化目标中 1/100 的要求。分析结果表明:①核心筒连梁大部分出现了塑性铰,符合屈服耗能机制;②核心筒墙体塑性损伤主要集中于伸臂桁架与筒体连接的角部以及核心筒墙体变截面处,低区钢板组合剪力墙中

钢板未出现塑性变形。另外,结构高区核心筒墙体损伤程度明显高于低区,说明高阶振型的影响显著;③伸臂桁架在第 4、5 区进入塑性,塑性应变较小,不会发生破坏;④环带桁架基本保持弹性;⑤巨型柱内钢骨未出现塑性变形,达到了大震弹性的性能。上述分析表明,结构具有较好的抗震性能,满足抗震性能化目标的要求。

表 8 不同分析软件自振周期比较

Table 8 Comparison of natural period by different software

自振周期	ETABS	ABAQUS	ANSYS	PERFORM-3D
	模型	模型	模型	模型
$T_1 / s$	9.05	9.10	9.07	9.30
$T_2 / s$	8.96	9.04	9.01	9.20
$T_3 / s$	5.59	4.11	4.61	5.59
$T_4 / s$	3.27	3.09	3.13	—
$T_5 / s$	3.14	3.05	3.09	—
$T_6 / s$	2.61	1.97	1.68	—

## 4 结论

(1)上海中心大厦超高层建筑采用了“巨型框架-核心筒-伸臂桁架”抗侧力结构体系,主要抗侧力构件中采用钢、钢骨混凝土以及钢板组合剪力墙等延性较好的材料,提高了结构耗能能力。结构整体分析表明,塔楼抗侧刚度和承载力均满足相关规范以及抗震超限审查会专家提出的要求。

(2)上海中心大厦综合考虑了建筑场地特征、结构功能与重要性、投资与效益,并按照相关规范的要求,明确制定了抗震性能化目标,对结构的抗震设计具有重要意义。

(3)结构整体分析表明,结构承载力主要由中震控制,侧向变形主要由风荷载控制。对结构的风工程、地震工程进行了细致研究,所得结论对类似超高层建筑具有一定的借鉴作用。

(4)巨型柱自身受力的合理性是保证结构完整性以及充分发挥抗侧力结构体系特点的关键。通过对巨型柱钢骨布置、承载力以及延性的分析与比较,确保巨型柱的安全性。核心筒是整个结构最重要的抗震防线,其底部加强区的安全关系到整个结构体系的安全性。

(5)超高层建筑结构用钢量是影响结构造价的一个关键因素。上海中心大厦结构设计中,通过细化钢材用量分布,并结合结构整体受力特点,从结构分析、结构构造以及对相关规范深入理解等方面入手,合理地降低了材料用量,经济效益明显。

(6)弹塑性时程分析表明,超高层建筑应重视高

阶振型的影响,对加强层以及竖向构件刚度突变部位的延性应引起重视。弹塑性分析结果有助于结构的抗震深化设计,从而对结构抗震薄弱部位进行有效加强。

两点说明:①由于本工程施工图设计仍在进行中,随着结构设计的深入进行,会对上述分析结果作相应调整;②本工程建筑和结构设计工作是由下列三个设计公司完成,即美国 GENSLER 建筑师事务所、同济大学建筑设计研究院(集团)有限公司和美国 Thornton Tomasetti 结构事务所,华东建筑设计研究院为结构咨询单位。

## 参 考 文 献

- [1] Thornton Tomasetti, TJADRI. Report on special examination of earthquake fortification in preliminary design of the Shanghai Center [ R ]. Shanghai: Architectural Design & Reaearch Institute of Tongji University (Group) Co. Ltd, 2009.
- [2] ISO 2103 Loads due to use and occupancy in residential and public buildings[S]. 1986.
- [3] RWDI. Report on wind-induced structural response studies of the Shanghai Center[R]. Guelph, Canada: Rowan Williams Davies & Irwin Inc. , 2009.