

文章编号: 1005-0523(2007)02-0026-04

# 某超高层钢骨混凝土结构的设计

沈敏捷<sup>1</sup>, 胡淑兰<sup>2</sup>, 吕方宏<sup>3</sup>

(1. 上海华都建筑规划设计有限公司, 上海 200092; 2. 华东交通大学, 江西 南昌 330013; 3. 同济大学 上海 200092)

摘要: 介绍了一幢高层钢骨混凝土结构设计, 着重介绍层模型弹塑性时程分析、钢骨柱计算。

关键词: 钢骨混凝土; 弹塑性分析; 层模型

中图分类号: TU37

文献标识码: A

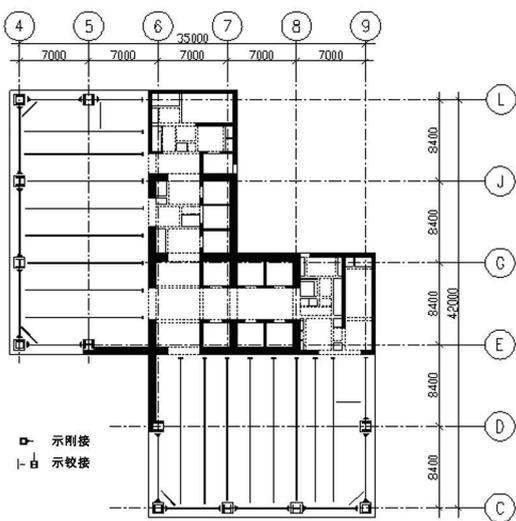


图1 标准层结构布置

随着经济的高速发展, 我国多、高层建筑发展迅速, 设计思想也在不断更新. 高层建筑特别是高层钢结构、钢-混凝土结构有了很大发展, 如上海现代建筑设计(集团)有限公司设计的上海二十一世纪中心大厦(184 m高, 外钢支撑-钢筋混凝土筒体结构)等.

高层建筑钢结构有其优点: 减少梁柱断面、降低基础工程造价、缩短建筑施工周期等. 高层建筑钢结构抗震性能的优越性也得到了普遍的认识. 1995阪神地震均证明了高层建筑钢结构是一种抗震性能优良的建筑结构型式.

## 1 钢骨混凝土结构体系

钢骨混凝土结构是由混凝土和钢骨共同组成的. 这种结构形式可以充分发挥混凝土和钢材各自的优点, 使两者相得益彰. 钢骨混凝土结构比普通的钢筋混凝土结构, 具有更好的抗弯和抗剪能力; 比起纯钢结构, 又具有更好的稳定性和防火性能. 因此它的造价比混凝土结构略高, 但比纯钢结构, 因具有良好的防火性能, 不需涂刷防火涂料, 其造价要低得多. 因此钢骨混凝土结构越来越受到工程界的重视和应用.

钢骨混凝土构件可用于全部采用钢骨混凝土构件的钢骨混凝土结构; 也可用于部分采用钢骨混凝土构件的混合结构. 钢骨混凝土结构及混合结构均可用于高层建筑结构各种体系如框架、剪力墙、框架-剪力墙、框架-核心筒、框架-支撑、筒中筒、巨型框架等.

本设计工程位于某大城市, 地下室5层, 地下室深度19.5 m, 地上主楼41层(裙房5层), 地面以上结构高度184.3 m. 钢筋混凝土核心筒-框架体系, 框架柱采用钢骨混凝土柱, 框架梁采用钢梁, 为了提高钢筋混凝土核心筒的塑性, 筒体角上暗埋钢柱及钢梁.

图例: —上海人工波 1  
—El-Centro (NS)  
—Taft  
—W. Washionton

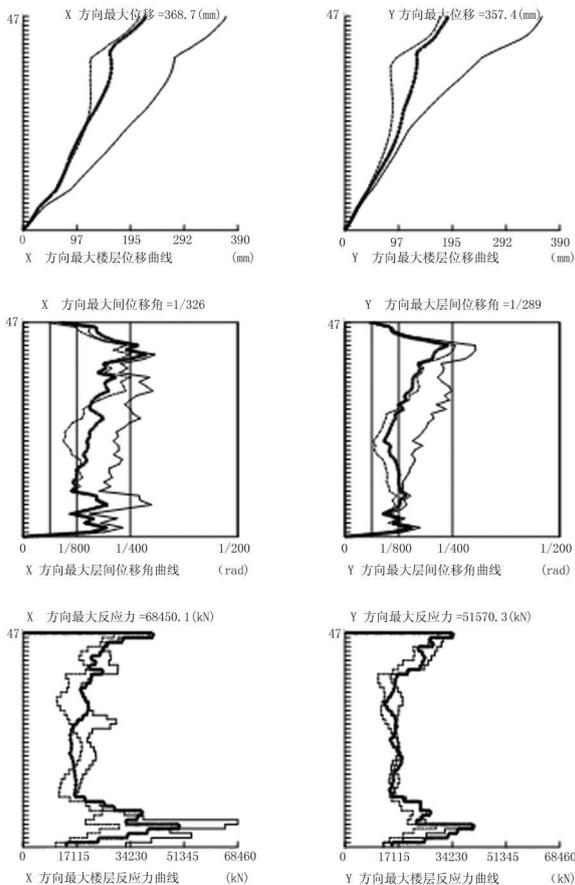


图 2 层模型弹塑性时程分析结果

## 2 结构整体分析

《钢骨混凝土结构设计规程》<sup>[1]</sup>规定主要抗侧力构件为钢筋混凝土结构或钢骨混凝土结构的建筑, 抗风及抗震验算、结构内力及位移分析一般原理及基本假定宜按现行标准《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》<sup>[2]</sup>的规定进行。

本工程为超高层建筑, 设计用基本风压取  $1.20.55=0.66 \text{ kN/m}^2$ 。工程建筑立面较简单, 裙房以上立面无任何变化, 同时因条件所限, 未进行风洞试验。

考虑本工程高度较高, 平面形状复杂 ( $1'/B_{\max}$  超过了规范限值), 按照“高钢规程”规定的两阶段设计方法进行抗震验算, 第一阶段为多遇地震下弹性分析, 采用振型分解反应谱法, 计算构件的承载力、稳定及侧移, 并进行弹性时程分析对构件进行校核。第二阶段为罕遇地震下的弹塑性时程分析, 验算结

构层间侧移和层间侧移延性比。建筑结构的抗震影响系数按上海 IV 类场地地震影响系数曲线 ( $\zeta=0.04$ )。时程分析计算时输入四条地震波: 上海人工波 1、El-Centro (NS)、Taft、W. Washionton, 加速度峰值: 第一阶段  $35\text{gal}$ , 第二阶段  $220\text{gal}$ , 时间步长取  $0.01\text{s}$ 。第一阶段计算采用中国建筑科学研究院程序 SATWE, 第二阶段计算采用中国建筑科学研究院弹塑性分析程序 EPDA。

### 1) 第一阶段多遇地震作用下计算分析

计算时楼板设为弹性楼板, 表 1 列出了 SATWE 主要计算结果。本工程平面形状不规则, 同时质量中心与刚度中心有一定偏心, 属扭转不规则, 当时设计参考了《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2001) 征求意见稿, 控制楼层最大的弹性位移和层间位移分别不大于楼层两端弹性水平位移和层间位移平均值的 1.5 倍。弹性时程分析计算位移也满足要求, 输出结果本文从略。可以看出: 在风载、多遇地震下, 以钢筋混凝土筒体作为本工程抗侧力体系, 可以经济、有效地控制位移, 满足使用和抗震要求。

表 1 SATWE 主要计算结果

	T1	4.7838
	T2	3.8629
	T3	3.1421
自振周期 (S)		
地震作用下	x 向	1/1133
顶点相对位移	y 向	1/1365
地震作用下	x 向	1/946
最大层间相对位移	y 向	1/1134
风载作用下	x 向	1/848
顶点相对位移	y 向	1/1558
风载作用下	x 向	1/797
最大层间相对位移	y 向	1/1252
地震作用下	x 向	18138.61
基底剪力 $Q_0$ (kN)	y 向	18397.21
地震作用下	x 向	1.09%
剪质比 $Q_0/G_e$	y 向	1.11%

### 2) 第二阶段罕遇地震作用下弹塑性计算分析

EPDA 的层模型骨架线通过以下方式获得: 将逐渐增加的水平试算荷载施加在每层楼板主节点上, 通过静力弹塑性分析 (Pushover Analysis), 逐层计算得出每层滞回曲线, 并拟合成三折线型层骨架线。计算中, 钢、混凝土采用不同的弹塑性本构关系, 但不考虑几何非线性。把结构按层等效为集中质量弹簧串, 以层骨架线作为层刚度变化的控制点, 进行动力时程响应分析。可以看出, 尽管在层骨架线上反映了材料非线性, 相对于空间模型弹塑性动力时程分析, 层模型是一种简化计算方法, 但对于目前有限的

微机硬件资源及所要分析的大型结构,层模型不失为一种快速有效分析手段,可以预估结构大震下变形能力.

计算结果表明:第二阶段验算最大层间相对侧移能满足 $<1/70$ 的要求<sup>[3]</sup>.

### 3 基本构件、节点的验算

#### 1) 钢筋柱正截面验算<sup>[1]</sup>

本次设计中框架柱采用钢筋混凝土,梁采用焊接H型钢梁.

本工程钢筋混凝土框架柱承受压力和双向弯矩的作用,柱钢筋和钢筋对称配置.计算按简化叠加方法,先设定钢筋及钢筋的面积,用下列两种情况得到的轴力及弯矩设计值分别进行承载力验算,取钢筋和钢筋截面较小值为设计结果<sup>[1]</sup>.当地震作用组合时,尚应计 $\lambda$ 抗震承载力调整系数 $\gamma_{RE}$ .

第一种情况,按下列(1)、(2)式和(3)、(4)式计算;

(1)当 $N \geq N_c^{rc}$ 时,钢筋混凝土部分仅承受轴力,钢筋部分承载力按下式进行验算,

$$N_c^{ss} = N - N_c^{rc} \quad (1)$$

$$\frac{M_x}{M_{cy,x0}(N_c^{ss})} + \frac{M_y}{M_{cy,y0}(N_c^{ss})} \leq 1 \quad (2)$$

(2)当 $N < N_c^{rc}$ 时,钢筋部分仅承受弯矩,钢筋混凝土部分的承载力按下式进行验算,

$$N_c^{rc} = N \quad (3)$$

$$\frac{M_x}{M_{cu,x0}(N_c^{rc}) + M_{cy,x0}(0)} + \frac{M_y}{M_{cu,y0}(N_c^{rc}) + M_{cy,y0}(0)} \leq 1 \quad (4)$$

第二种情况,按下列(5)、(6)式和(7)、(8)式计算;

(1)当 $N \geq N_c^{ss}$ 时,钢筋部分仅承受轴力,钢筋混凝土部分的承载力按下式进行验算,

$$N_c^{rc} = N - N_c^{ss} \quad (5)$$

$$\frac{M_x}{M_{cu,x0}(N_c^{rc})} + \frac{M_y}{M_{cu,y0}(N_c^{rc})} \leq 1 \quad (6)$$

(2)当 $N < N_c^{ss}$ 时,钢筋混凝土部分仅承受弯矩,钢筋部分的承载力按下式进行验算,

$$N_c^{ss} = N \quad (7)$$

$$\frac{M_y}{M_{cy,y0}(N_c^{ss}) + M_{cu,y0}(0)} \leq 1 \quad (8)$$

式中

$N, N_c^{rc}, N_c^{ss}$ ——分别为轴力设计值、钢筋混凝土部分的轴心受压承载力、钢筋部分的轴心受压承载力;

$N_c^{rc}, N_c^{ss}$ ——分别为柱中钢筋混凝土部分承担的轴力设计值、柱中钢筋部分部分承担的轴力设计值;

$M_{cy,x0}(0), M_{cy,y0}(0)$ ——钢筋部分轴力为0时,分别仅绕 $x$ 轴和仅绕 $y$ 轴的受弯承载力.

$M_{cy,x0}(N_c^{ss}), M_{cy,y0}(N_c^{ss})$ ——钢筋部分轴力为 $N_c^{ss}$ 时,分别仅绕 $x$ 轴和仅绕 $y$ 轴的受弯承载力.

$M_{cu,x0}(0), M_{cu,y0}(0)$ ——钢筋混凝土部分轴力为0时,分别仅绕 $x$ 轴和仅绕 $y$ 轴的受弯承载力.

$M_{cu,x0}(N_c^{rc}), M_{cu,y0}(N_c^{rc})$ ——钢筋混凝土部分轴力为 $N_c^{rc}$ 时,分别仅绕 $x$ 轴和仅绕 $y$ 轴的受弯承载力.

当柱的计算长度与截面高度之比 $l_0/h_c > 8$ 时,应考虑纵向弯曲变形的影响<sup>[1]</sup>.

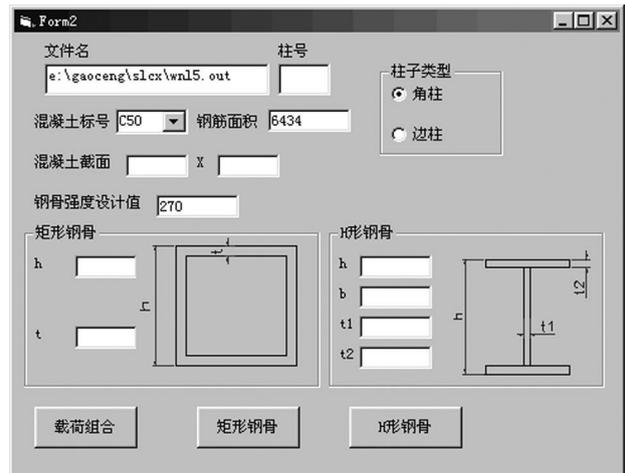


图3 钢筋柱计算程序界面

从上面公式可以知道,钢筋混凝土柱的计算相当繁琐,在1(2)和2(1)的计算中,钢筋混凝土柱偏心受压承载力计算还应根据受压区高度 $x$ 与 $\xi_b h$ 大小的比较,按大偏心或小偏心计算.本次设计中,作者利用VB编制了相应的钢筋混凝土构件的设计和验算程序,可以直接读取SATWE输出的内力值,其友好的交互式界面如图3所示.

角柱及裙房柱钢筋为焊接箱形,其余边柱钢筋为焊接工字形,图4为等截面箱形柱拼接.

#### 2) 梁、柱抗剪验算<sup>[1]</sup>

7度设防时梁剪力设计值按下式计算:

$$V = V_0 + 1.05 \frac{M_{b,l} + M_{b,r}}{l_n} \quad (9)$$

式中  $V_0$ ——地震作用组合时重力荷载代表值作用下,按简支梁计算得出的剪力设计值

$M_{b,l}$ 、 $M_{b,r}$ ——分别为地震作用组合时框架梁作用左、右端截面弯矩设计值

7度设防时钢骨柱剪力设计值按下式计算:

$$V = 1.1 \frac{M_{c,l} + M_{c,b}}{H_n} \quad (10)$$

式中各量含义同梁.

其余尚应验算框架梁柱剪压比及抗剪承载力、框架节点核心区抗剪、柱轴压比、柱脚等,相应的计算方法可参考有关相关的规程<sup>[1]</sup>.

## 4 小结

由于该钢筋混凝土筒体刚度较大,可有效抵抗风力、地震力,以及刚心与质心偏心产生的扭转,是一种较经济合理的抗侧力体系.相对于纯钢结构,钢筋混凝土筒体延性较差,应采取措施增加其延性,如埋设钢骨形成钢骨混凝土筒体、钢骨连梁等.本次设计的实践表明:钢骨混凝土这种结构形式可以充分发挥混凝土和钢材的各自的优点,适合运用于高层和超高层建筑结构中.

## 参考文献:

- [1] YB 9082—97, 钢骨混凝土结构设计规程[S].
- [2] JGJ 3—91, 钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程[S].
- [3] JGJ 99—98, 高层民用建筑钢结构技术规程[S].
- [4] 陈富生, 邱国华, 范重. 高层建筑钢结构设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.

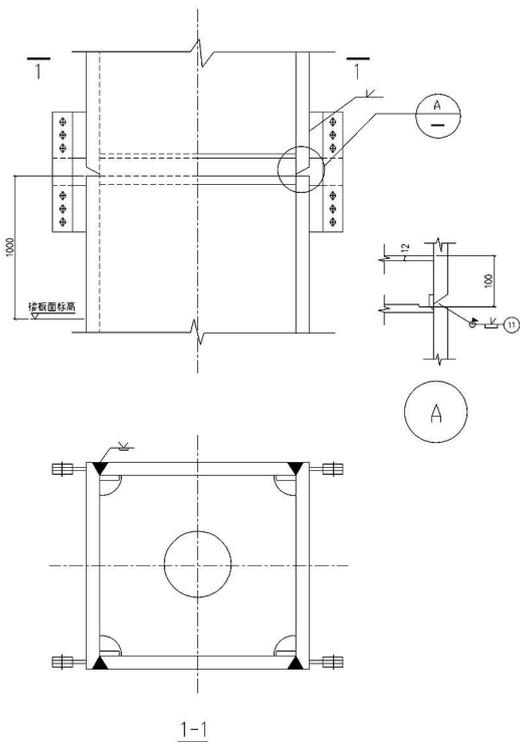


图4 等截面箱形柱拼接

$l_n$ ——梁净跨

## Design of a Super High-rise Steel Reinforced Concrete Building

SHEN Min-jie<sup>1</sup>, HU Shu-lan<sup>2</sup>, LU Fang-hong<sup>3</sup>

(1. Shanghai Huadu Architecture & Urbandesign Co., LTI, Shanghai 200092; 2. East China Jiaotong University, Nanchang 330013; 3. Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** This paper presents the design of a high-rise steel reinforced concrete building, gives emphasis to the layer model elastic and plastic analysis, steel reinforced concrete column calculating.

**Key words:** steel reinforced concrete; elastic and plastic analysis; layer model