

8-13

# 重庆江北商城主塔楼结构空间分析

谢虹  
(建筑设计研究院)

吴寿保  
(建筑城规学院) TU 973.2

摘要 介绍了重庆江北商城主塔楼结构方案的确定,抗震分析弯扭耦连振动与不考虑弯扭耦连影响振动的比较,不同方向地震作用结构效应比较。SRSS法与动力时程分析结果比较,供今后高层建筑结构概念设计参考。

关键词 框架-筒体,自振周期,顶点侧移,振型分解,耦连振动,时程分析

中图分类号 TU111.43

## 1 工程概况

重庆江北商城位于重庆市江北区观音桥地区。主塔楼设于商城主轴线的西南端,是整个

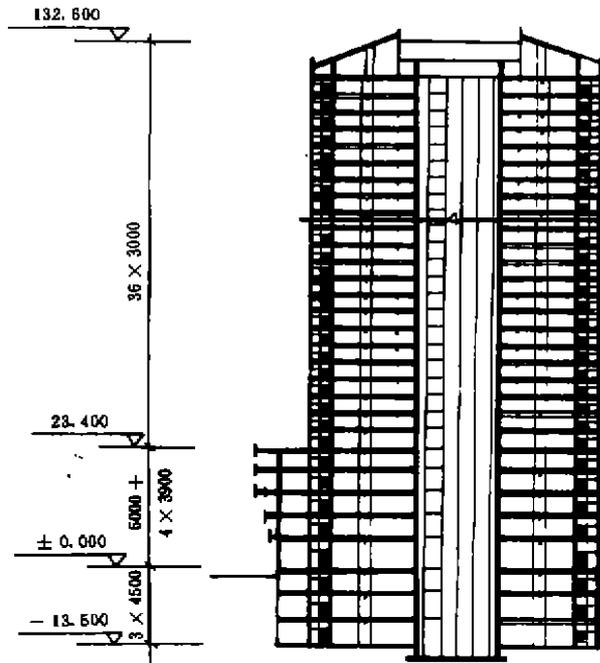


图1 主塔楼剖面

\* 收稿日期:1994-09-05

谢虹,女,1960年生,工程师,重庆建筑大学建筑设计研究院,(630045)

商城的核心。地上自然层 41 层(含设备层), 高 132.60 m, 地下 3 层。主塔楼建筑面积 53580 m<sup>2</sup> 主塔楼是一综合性大楼; 1~5 层为商场, 6~15 层为办公楼, 16 层以上为三星级宾馆客房, 屋顶设直升飞机停机坪。

拟建场地平整, 自然地坪以下 5 m 左右为砂质泥岩或砂岩, 属 I 类场地土。

按国家和地方有关规定主塔楼按七度设防。

主塔楼剖面及标准层平面详见图 1 及图 2。

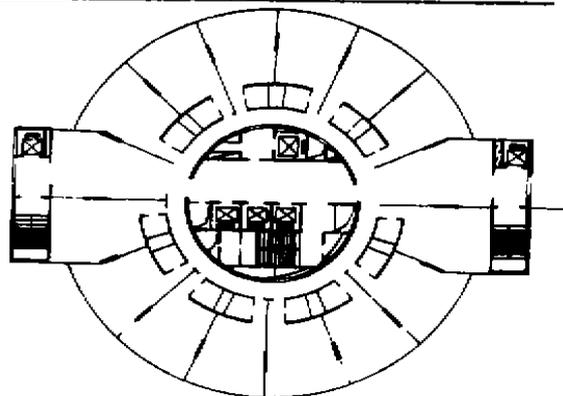


图 2 标准层平面

## 2 结构方案的确定

高层建筑结构方案确定的关键是抗侧力结构体系的确定。经过多方案的比较, 我们筛选出了两个方案进行空间分析比较。方案 I 由两个边筒, 一个核心筒及外框架组成的框架筒体钢筋混凝土结构(见图 2)。为了能在环向提供较大尺度空间, 柱子做成沿径向的扁柱, 柱由下至上均匀地沿宽度方向收小, 长度不变。由于柱子长度较大, 环形设双梁与柱固接。方案 II 地下室至商场同方案 I, 但上部采用全剪力墙结构, 中间设置转换层, 用转换大梁抬上部部分剪力墙。

表 1  $x$  方向的自振周期

方案	$T_{1,1}$	$T_{1,2}$	$T_{1,3}$	$T_{1,4}$	$T_{1,5}$	$T_{1,6}$
I	3.335	0.877	0.402	0.236	0.156	0.115
II	1.430	0.428	0.195	0.116	0.080	0.061

表 2  $y$  方向的自振周期

方案	$T_{2,1}$	$T_{2,2}$	$T_{2,3}$	$T_{2,4}$	$T_{2,5}$	$T_{2,6}$
I	3.691	0.949	0.446	0.270	0.180	0.130
II	2.325	0.582	0.277	0.162	0.106	0.080

表 3 地震荷载作用

作用方向	基底总剪力(kN)	顶点侧移(mm)	$U/H$	最大层间位移(mm)	$\Delta u/h$	
$x$	方案 I	9396	67.28	1/2171	1.71	1/1754
	方案 II	13015	14.99	1/8563	0.63	1/7607
$y$	方案 I	9016	83.74	1/1744	2.17	1/1382
	方案 II	11157	33.18	1/3869	0.99	3046

对两种方案进行空间分析(SRSS 法)计算结果见表 1~表 3。从表 1 和表 2 可知, 方案 I 较方案 II 的自振周期长, 结构相对柔一些, 由此导致方案 I 基底总剪力的减少。由表 3 可以看到在  $x$  方向方案 I 较方案 II 基底总剪力小近 40%。虽然方案 I 抗侧刚度相对小一些, 但

就满足《高层规程》<sup>[1]</sup>要求而言,不论是顶点侧移还是层间位移都留有相当的余地。最后,确定了方案 I。其理由是:1)由于它刚度适中,不是太大,减少了地震能量的输入;2)与方案 I 相比,方案 I 沿竖向刚度均匀,避免了在弹性工作阶段出现应力集中及非线性工作阶段出现变形集中;3)建筑布局较为灵活,尤其是中间避难层的设计。

### 3 主塔楼与裙房的关系

在塔楼与裙房之间一般都提倡尽量不设变形缝<sup>[1,2]</sup>,国内在高层建筑主楼与裙房之间不设变形缝方面已取得一些较为成功的经验<sup>[3,4]</sup>。结合本工程具体情况,我们设置了抗震缝(同时解决温度收缩问题),而没有设沉降缝。首先,从建筑平面布局上分析,主塔楼位于建筑群的端部,裙房位于主塔楼的一侧,且伸出 60 余米。如将主塔楼和群房连为一体,刚度中心和质心严重偏离,在地震作用和风荷作用下,扭转带来危害较大。所以应在主塔楼与裙房之间设一变形缝。其次,考虑到地基为坚硬岩体,基础差异沉降很小,通过先施工主塔楼再施工裙房手段,沉降差影响可以忽略。故可不设沉降缝。

### 4 弯扭耦连振动的影响

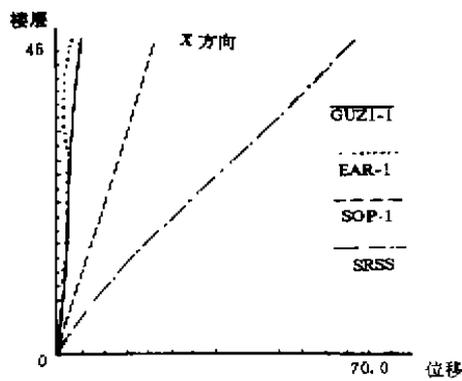
理论而言,结构的质量中心与刚度中心不存在绝对的一致。由于高层建筑是空间整体结构,在地震作用下结构振动是一种空间振动状态,存在着扭转作用,因此,考虑弯扭耦连振动影响的振型分解反应谱法方法(CQC 法),比不考虑弯扭耦连振动影响的振型分解反应谱法(SRSS 法),更能较好地反映其实际地震作用。但为了节约机时,对正交规则平面,竖向刚度均匀的高层建筑结构,SRSS 法仍然是常用的方法。本工程主塔楼规则、均匀、对称,按《高层规程》规定可以不考虑地震作用的扭转影响。但为了做到心中有数,积累一定的工程经验<sup>[5]</sup>,对塔楼进行了弯扭耦连振动分析,并将其结果与非耦连计算结果作了对比(见表 4)。由于主塔楼设置了两个边筒,抗扭刚度很大,自振周期以两具主轴方向为主。考虑弯扭耦连振动,最大扭转角仅为 0.00039 弧度,顶点位移与底部剪力与非耦连计算结果非常相近。由此,可知主塔楼采用平面振动振型分解法(SRSS 法)是可行的。

### 5 时程分析比较

按照《建筑抗震设计规范》<sup>[6]</sup>及《高层规程》的要求,我们对塔楼采用时程分析法作了补充计算。根据场地土类别选择了地震波 EAR-1,记录长度 13(S),场地卓越周期 0.2~0.15(S),最大加速度为 143.9(cm/s<sup>2</sup>);地震波 SOP-1,记录长度 12.0(S),卓越周期 0.1~0.5(S),最大加速度为 135.0(cm/s<sup>2</sup>)以及地震波 GUZ1-1,记录长度 12 S,卓越周期 0.11~0.15(S),最大加速度 101.9(cm/s<sup>2</sup>),对主塔楼两个轴方向进行计算,并将其结果与振型分解法(SRSS 法)计算结果进行比较。比较结果见图 3~8。

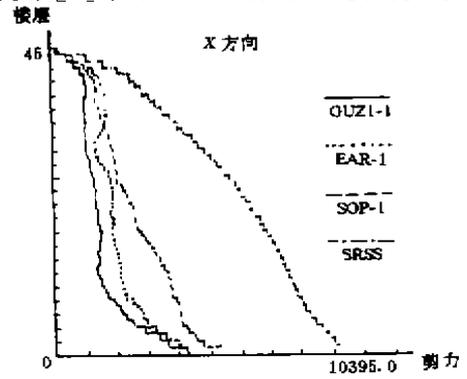
从这 6 个包络图可以看到,不论是位移还是强度,主塔楼都是由 SRSS 法计算结果起控制作用。只有通过时程分析补充计算,才能对结构作出判断是否对 SRSS 法计算所得配筋结果进行调整。由图 4 和图 7 可知,由时程分析法所选用的三条地震波所得到的主塔楼的底部

剪力,未达到 SRSS 法计算结果的 80%,没有满足文献[6]中第 4.1.2 条第三款的要求。按道



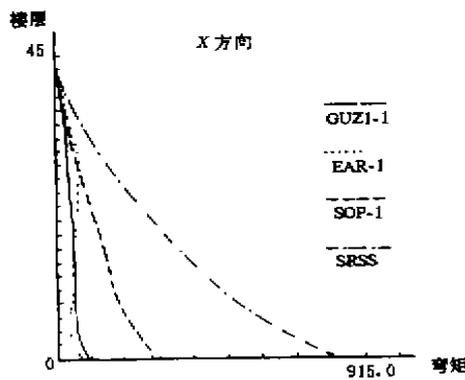
最大位移 = 67.28 mm

图 3 水平位移包络图



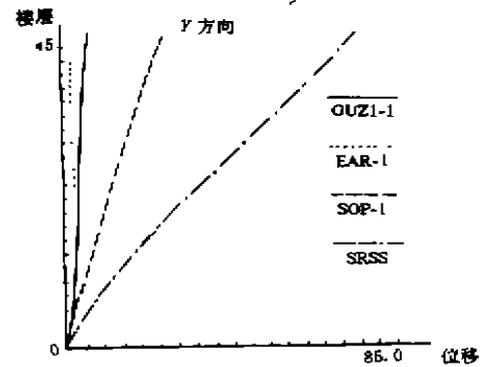
最大剪力 = 9395.59 kN

图 4 楼层剪力包络图



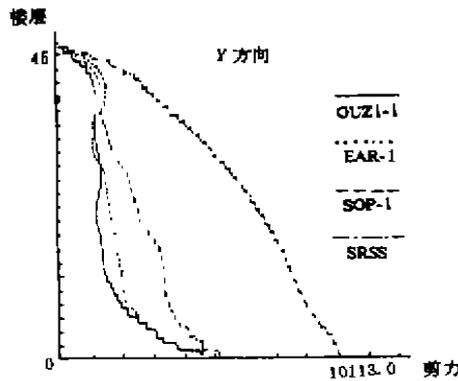
最大弯矩 = 815.45 MN·m

图 5 楼层弯矩包络图



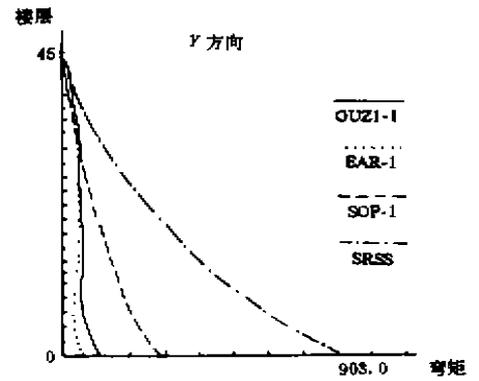
最大位移 = 81.11

图 6 水平位移包络图



最大剪力 = 9113.17 kN

图 7 楼层剪力包络图



最大弯矩 = 803.68 MN·m

图 8 最大弯矩包络图

理应再选地震波进行分析以满足规范要求。但笔者认为,本文所选地震波已较具代表性。只要配筋计算考虑的底部剪力不小于振型分解反应谱法求得的底部剪力的 80%即可。文献

[1]有所松动,没有作文献[6]中那样的硬性规定。文献[1]在第 3.3.3 条第三款作了这样的文字规定:“采用时程分析法宜按烈度、近震、远震和场地类别选用适当数量的实际地震记录或人工模拟的加速度时程曲线,所求得的底部剪力小于底部剪力法或振型分解反应谱法求得的底部剪力的 80%时,至少按 80%取用。本工程最后取用振型分解反应谱法计算结果的 100%是满足《高规》<sup>[1]</sup>这一要求。

## 6 地震作用的输入方向

表 4 耦连与非耦连计算结果比较

		耦连		非耦连	
周期 (s)	1	3.662	Y		3.691
	2	3.355	X	3.335	
	3	1.920	$\theta$		
	4	0.949	Y		0.949
	5	0.884	X	0.877	
	6	0.601	$\theta$		
	7	0.447	Y		0.446
	8	0.411	X	0.402	
	9	0.319	X $\theta$		
	10	0.270	Y		0.270
	11	0.244	X	0.236	
	12	0.195	X $\theta$		
	13	0.180	Y		0.180
	14	0.163	X	0.156	
	15	0.131	X $\theta$		
U (mm)	x	67.52		67.28	
	y	81.62			83.74
V <sub>0</sub> (kN)	x	9140		9396	
	y	9006			9061

注: U—顶点位移; V<sub>0</sub>—底部剪力

表 5 各方向地震作用比较(SRSS 法)

与 x 轴所成角度方向	0°(x)	30°	60°	90°(y)	-30°	-60°
基本自振周期 T <sub>1</sub>	3.335	3.400	3.592	3.691	3.430	3.632
基底总剪力(kN)	9396	9319	9135	9061	9294	9113
基底总变矩(kN-m)	815500	813100	806200	802400	810500	803700
顶点侧移(mm)	67.28	69.96	78.68	83.47	71.77	81.11
最大层间位移(mm)	1.71	1.79	2.03	2.17	1.83	1.09

实际地震作用方向是随机的,不一定就正好按结构平面主轴输入。为了研究比较不同方向的地震作用对主塔楼产生的效应,选择了 6 个地震作用输入方向,这 6 个方向是 x 轴方

向,与 $x$ 轴分别成 $30^\circ, 60^\circ, 90^\circ, -30^\circ, -60^\circ$ 轴方向(逆时针方向为正)。用振型分解法计算结果比较列成表5,通过表5的数据比较可知。主轴 $y$ 方向刚度最小,自振周期最长,位移最大,对位移起控制作用。主轴 $x$ 方向刚度最大,基底总剪力及基底总弯矩最大。由于结构平面布置对称、均匀、各方向地震作用结果差别不大。

## 7 结束语

整个结构空间分析采用的是TBST(4.2版)<sup>[7]</sup>及TBDYNA<sup>[8]</sup>程序。文中方案Ⅱ有关工作由王文武、苟基佐两同志完成,整个设计过程得到陈文钦教授审核,在此一并表示感谢。很遗憾的是本工程基础图发出后,由于更换开发商,使此设计不能继续实施。但从总结设计经验的角度,发表此文,供今后设计参考。

### 参 考 文 献

- 1 钢盘混凝土高层建筑结构设计及施工规程. JGJ3-91. 北京:中国建筑工业出版社, 1991
- 2 赵西安. 高层钢盘砼建筑结构抗震设计的一些建议. 建筑结构, 1994, (4)
- 3 李国胜, 张兴俭. 高层建筑主楼与裙房之间基础的处理. 建筑结构, 1993, (9)
- 4 陈妍桂, 樊小卿. 深圳贤成大厦的结构体系. 建筑结构, 1993, (3)
- 5 赵西安, 李丹. 多高层建筑结构计算模型的建立及相关问题的说明. TBSA 程序系列资料, 1992. 6
- 6 建筑抗震设计规范 GBJ11-89. 中国建筑工业出版社, 1993. 3
- 7 李丹. 多层及高层建筑结构空间分析程序 TBSA 用户手册. 1991. 4
- 8 赵西安, 黄小坤. 多层与高层建筑结构动力时程分析程序. TBDYNA 用户手册, 1991

(编辑:刘家凯)

## THE STRUCTURE SPACE ANALYSIS OF THE MAIN TALL BUILDING OF CHONGQING JIANGBEI COMMERCIAL CENTER

*Xie Hong*

(Institute of Architecture Design)

*Wu Shoubao*

(Faculty of Architectur and Urban Planning)

**ABSTRACT** The determination of the structural plan of the main tall building of Chongqing Jiangbei Commercial Center is introduced. In anti-seismic analysis, bend-torsion coupling vibration is compared with plane vibration. Earthquake actions from any different directions for the structure are analysed also. The result of using direct dynamic analysis method is compared with that of using SRSS method.

**KEY WORDS** frame-tubeshape, self-vibration period, apex side-movement, decomposite of vibration model, coupling vibration, direct dynamic analysis