

表 2 工程桩设计值

| 桩号 | 桩型(摩擦桩 m) | 混凝土强度等级 | 竖向承载力标准值 PK (kN) | 桩径 | 桩长 | 桩配筋 | | | |
|----|-----------|---------|------------------|-----|--------|--------------------|--------------------|-----------------|--------------|
| | | | | | | 长纵筋 L_1 (m) | 短纵筋 L_2 (m) | 加劲箍筋 | 螺旋箍筋 |
| A | M | C30 | 3 000 | 800 | 47 000 | 6 Φ 16 20.000 | 6 Φ 16 15.000 | Φ 12@2 000 | Φ 8@250 |
| B | M | C30 | 3 700 | 800 | 56 000 | 6 Φ 16 26.000 | 6 Φ 16 19.000 | Φ 12@2 000 | Φ 8@250 |
| C | M | C25 | 1 500 | 600 | 35 000 | 6 Φ 16 16.000 | 6 Φ 14 12.000 | Φ 12@2 000 | Φ 8@250 |
| D | M | C30 | 2 600 | 800 | 42 000 | 6 Φ 16 18.000 | 6 Φ 16 13.000 | Φ 12@2 000 | Φ 8@250 |

桩的终孔标高的决定以桩长为准。桩孔成型后清除沉淤,虚土小于 15 cm,采用输送泵灌注水下混凝土。单桩竖向承载力设计值 R 根据布桩情况定, R 按 $1.1 R_k$ (单桩桩台) 和 $1.2 R_k$ (多桩桩台)取值。根据抗震规范要求,主楼桩基埋深取 6.00 m,约为建筑物高度的 1/15。桩台厚 2 000,裙楼基本上是单柱单桩。桩平面图参见图 3。

2 结构方案选择及设计计算

本工程建筑设计比较完美,是已故设计大师郭怡昌先生的遗作。大楼造型美仑美奂。但结构和材料是建筑美的载体,结构工程师配合建筑师并保证其建筑美责无旁贷。当然,结构设计必须是从安全、适用、抗侧力性能好,施工方便,经济合理等方面因素综合分析。整个结构必须有足够的强度,刚度和延性,本工程楼采用框剪结构。利用平面中的电梯井,楼梯间及管道井组成四个对称小筒,作为抗侧力构件。中间及外边设置框架柱。整个结构规则、对称。裙房结合建筑平面要求,采用框架结构,柱网为 $4\text{m} \times 8\text{m}$ 。结构标准层平面布置如图 4。新乡市地区为 8 度震区,本工程抗震等级为一级。II 类场地土,基本风压为 0.45 kN/m^2 ,风压提高系数为 1.1,体型系数 1.3。

采用轻质隔墙,结构计算采用中国建筑科学研究院 IBSA 程序。主楼为 21 层,上有 6 层尖塔建筑,按 27 层计算。考虑鞭梢效应,地震放大系数为 3,计算结果见表 3。

主楼基底剪力与地震总荷载 Q_e 百分比为 2.78%,主楼底层框架柱轴压比控制在 0.65 以内。由计算结果可知, X 、 Y 方向周期相近,在主楼屋面以下各层刚度较均匀,位移也满足规范要求,单位面积质量(包括承重结构重量及非承重结构的重量、活载)为 16 kN/m^2 ,自 21 层以上尖塔建筑,由于刚度和质量的突变,产生较大的鞭梢效应,尖塔位移限值目前规范尚无明确规定。本工程尖塔仅为建筑造型需要,适当放宽要求,亦符合抗震之原则,对尖塔之构件构造上适当加强配筋率。

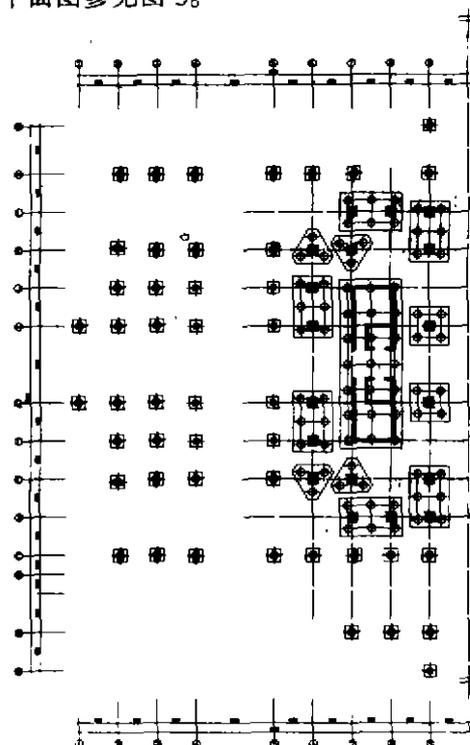


图 3 桩基础平面图

表3 结构计算值

| 方 向 | | X 向 | Y 向 |
|---------------------|----------------------|---------|---------|
| 自振周期(s) | T1 | 2.266 5 | 1.876 0 |
| | T2 | 0.779 3 | 0.639 8 |
| | T3 | 0.432 7 | 0.406 0 |
| 风作用下总位移比值 层间位移比值 | μ/H | 1/3 798 | 1/4 892 |
| | $\Delta\mu/H$ | 1/2 485 | 1/3 739 |
| 地震力作用下总位移及层间位移比值 | μ/H | 1/1 549 | 1/1 689 |
| | $\Delta\mu/h$ | 1/1 010 | 1/1 173 |
| | $\Delta\mu/h$ (尖塔部分) | 1/800 | 1/862 |

本工程按抗震一级设计,各构件设计按一级抗震构造要求。如柱轴压比,梁、柱配筋率等,由于建筑立面要求,主楼各边柱及角柱截面从下至上为 $1\ 000 \times 1\ 000$,裙房边柱为 $500 \times 1\ 000$,因而大部分柱均为短柱,适当加大箍筋配筋率,全高设密箍以提高柱的延性。为了保证结构水平刚度,以符合楼板刚度无限大的计算假定,设计在楼板刚度较弱部位,如小筒范围以及小筒之间板适当加厚。首层、裙层屋面、主楼屋面楼板亦作了适当加厚,IBSA程序其本身考虑主梁与次梁的连接是弹性的,故主梁的扭矩较大,次梁端部面筋较多,主梁抗扭箍也偏大,构造上作了一些处理,如连续次梁第一跨底筋适当加强。对于用于通讯部分的楼层,活载为 6 kN/m^2 ,次梁计算须作荷载不利布置,因而部分连续次梁亦作修正,另外由于计算时未考虑竖向地震,对于悬臂底筋亦作了加强。

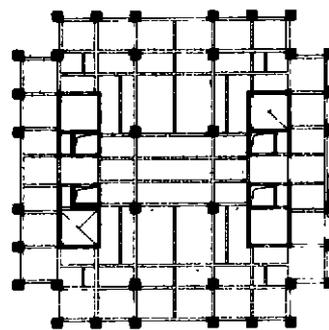


图4 结构平面图

3 高层建筑(主楼)与裙房间结构处理

按照建筑地基基础设计规范及建筑抗震设计规范,本工程由于主裙楼的高度及荷载差异,宜设置沉降缝及抗震缝。建筑平面外廊为 $57\text{m} \times 76\text{m}$,宜设伸缩缝。由于建筑设计上从使用功能、立面效果处理以及防水处理困难等因综合考虑,不允许主、裙楼之间设缝,本工程建筑平面如图,成“回”状,如设置沉降缝和抗震缝,由于裙高度内设天井(2~6层)则建筑分成中间主楼及左右两边各1幢六层裙房单体,裙房平面形状为“回”状,作为地处8度抗震区,这种平面布置对抗震抗风来说是忌讳的。作为补救方案之一是在开口处增设拉梁(或钢桁架),或者是裙房间设置双柱或悬挑构件来分抗震缝。但这两种方案对建筑使用功能要求、立面美观及经济效益都是不合理和不经济的。在地震区,不设缝而保持结构整体性对抗震是有利的,在这种情况下,本工程主楼与副楼间不设缝,而是在基础设计上以及上部结构构造上作一些处理来减少沉降差异及上部结构温度收缩等问题。

如前所述,工程主楼及副楼均采用 $\text{O}800, \text{O}600$ 钻孔灌注柱。长桩基础为主裙楼间不设缝创造了条件。本工程场地各土层分布较为均匀。地基各土层强度随深度增加而增加,而压缩性随着深度增加而减小,因而,合理调整主楼与裙房桩的长度和承载力有可能控制沉降差

异,本工程主楼长为56 m(中筒及中柱),47 m(边柱),桩顶标高为-6.00 m,桩端持力层为细砂或粉砂层,裙房桩长为35 m,桩顶标高为-4.00 m(靠近主楼处)及-2.00 m,桩端为粉质粘土或细砂。主、裙楼柱下桩端相差近20 m,且桩端支承土层都为粉土或细砂,从中至左右两边桩长以递减形式过渡。主楼部分桩承载力适当取值偏紧些。由于高层建筑埋深要求,桩台做在-4.000标高处,桩台面积较大,桩台间以拉梁连结。而且主楼下-2.000标高处的半地下室底板厚为250,桩台上底板下之间以砂回填,用水撼法夯实,客观上,主楼下基础为筏板下桩实体基础。因而主裙楼的沉降差异是较小的,大部分沉降基本上在施工期间完成。本工程设置沉降后浇带,在施工期间主楼与裙房成为各自独立的自由沉降单元,把主沉降差予以释放,当后浇带浇灌混凝土连成一体时,由连接梁板予以抵抗,即先“放”后“抗”。后浇带位置为主裙楼连接处裙房一侧,从基础地梁至裙房屋面随高设置,待主、裙楼结构完工后,沉降基本稳定再浇灌砼。作为沉降后浇带所在跨及邻跨梁、板配筋上适当加强,尤其是后浇带处连接梁的箍筋,以抵抗沉降差产生内力以及施工期间的温度应力,后浇带的构造:宽度1000,通过后浇带的梁、板钢筋均断开,待主、裙楼各自封顶后浇混凝土时再焊接。后浇混凝土上用强度等级高一级的膨胀砼浇灌。设计中,我们原来要求在施工顺序上是先施工主楼,待封顶后沉降基本稳定后调整有关标高再建裙房,但由于工期紧,主、裙楼同时施工。主、裙楼布置13个沉降观测点。到目前为止,主楼已施工到14层,裙房已至四层。现测得沉降差小于1.0 mm。

致谢:本工程结构设计得到容柏生设计大师及李楠章高级工程师指导,在此表示感谢。

参 考 文 献

- 1 JGJ3-19 钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规范.北京:中国建筑工业出版社,1991
- 2 GBJ11-89 建筑抗震设计规范.北京:中国建筑工业出版社,1989
- 3 GBJ7-89 建筑地基基础设计规范.北京:中国建筑工业出版社,1989

Structural Design of the Multi-Purpose Building for the Public Security Bureau, Xin Xiang City Henan Province

Ni Ping

(Guangdong Institute of Architectural Engineering Design and Research, Guangzhou, 510010)

Chen Lu

(Se Kou Construction and Installment Engineering Corporation, Shenzhen City, Guangdong Province)

Abstract This paper introduces the methods of reducing and controlling differential settlement by changing the length and load-bearing capacity of the piles, and other means, rather than setting settlement gaps between the main building and the podium structure. By using these methods, the size of differential settlement observed is only 1mm. Because of the building with a tower 45m high, the earthquake magnification factor is taken as 3 with considering whiplash effect.

Key Words bearing stratum beneath pile end, differential settlement, whiplash effect, ductility