

# 桩基变刚度调平设计的实施方法研究

王 涛, 高文生, 刘金砺

(中国建筑科学研究院, 北京 100013)

**摘 要:** 针对高层建筑桩-箱、桩-筏基础反力、变形的实测结果显示, 按常规理念设计的桩-箱、桩-筏基础有两点不足: 一是碟形差异沉降引起上部结构较大次生应力; 二是马鞍形的反力分布导致基础筏板内力增大。通过大比例尺模型试验结果分析, 提出了以调整桩土支承刚度分布为主线, 根据荷载、地质特征和上部结构布局, 考虑相互作用效应, 采取增强与弱化结合、减沉与增沉结合、局部平衡、整体协调, 实现差异沉降、承台(基础)内力和资源消耗的最小化。对于变刚度调平设计, 进行上部结构-基础-地基(桩土)共同作用分析, 进一步优化布桩和承台配筋, 结合工程实例对变刚度调平设计中的具体强化指数和弱化指数的取值进行分析说明。

**关键词:** 桩基础; 强化指数; 弱化指数; 共同作用; 变刚度调平设计

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2010)04-0531-07

**作者简介:** 王 涛(1978-), 男, 辽宁鞍山人, 副研究员, 工学博士, 国家注册土木工程师(岩土), 主要从事桩基工程研究。E-mail: [taow715@sina.com](mailto:taow715@sina.com)。

## Study on implementation method for optimization design of pile foundation stiffness to reduce differential settlement

WANG Tao, GAO Wen-sheng, LIU Jin-li

(China Academy of Building Research, Beijing 100013, China)

**Abstract:** The measured data of foundations of high-rise buildings indicate that there are two shortcomings for those pile-box and pile-raft foundations designed by using the traditional design concept. One is disk-shape settlement distribution, which may result in the significant secondary forces in the super structure, and the other is the saddle-shape reaction distribution, which may result in the increase of punch force and moment in foundation slabs. In view of superstructure-soil-foundation interaction effect, the optimization design method for pile foundation and soil stiffness is put forward based on the loads, geological characteristics and superstructure layout by analyzing the field experimental results. The optimization design method adopts strengthening and reducing settlement, coupling hardness with softness, local balances, entirety harmony to realize differential settlement, cap internal force(foundation) and minimized resources consumption. Based on the conceptual design, the analysis of the interaction of superstructure-foundation-pile-soil helps to further optimize pile arrangement and reinforcements in the slab. An engineering case is taken as an example to analyze and interpret the application of strengthening index and avianizing index in the optimization design of pile foundation stiffness to reduce differential settlement.

**Key words:** pile foundation; strengthening index; avianizing index; interaction; optimization design of pile foundation stiffness to reduce differential settlement

## 0 引 言

针对高层建筑桩筏(箱)基础传统设计方法带来的碟形差异沉降问题和主裙房的差异沉降问题, 最新修订的中华人民共和国行业标准《建筑桩基技术规范》(JGJ94—2008)<sup>[1]</sup>提出变刚度调平设计新理念, 其基本思路是: 考虑地基、基础与上部结构的共同作用, 对影响沉降变形场的主导因素——桩土支承刚度分布实施调整, “抑强补弱”, 促使沉降趋向均匀。具体而言, 包括高层建筑内部的变刚度调平和主裙房间的变

刚度调平。对于前者, 主导原则是强化中央, 弱化外围。对于荷载集中、相互影响大的核心区, 实施增大桩长(当有两个以上相对坚硬持力层时)、或调整桩径、桩距; 对于外围区, 实施少布桩、布较短桩, 发挥承台承载作用。调平设计过程就是调整布桩, 进行共同

**基金项目:** 建设部科技项目(97-07-02); 十一·五国家科技支撑计划课题—城市地下空间建造技术研究(20070106110131016)

**收稿日期:** 2008-12-10

作用迭代计算的过程。对于主裙房的变刚度调平,主导原则是强化主体,弱化裙房。裙房采用天然地基是首选方案,必要时采取增沉措施。当主裙房差异沉降小于规范容许值,不必设沉降缝,连后浇带也可取消。最终达到,筏板上部结构传来的荷载与桩土反力不仅整体平衡,而且实现局部平衡。由此,最大限度地减小筏板内力,使其厚度减薄变为柔性薄板。

笔者以下通过对近些年来在现场大型模型试验和工程设计实践的总结分析提出了变刚度调平设计中可供操作的具体细则。

## 1 变刚调平设计原则提出

总体思路:以调整桩土支承刚度分布为主线,根据荷载、地质特征和上部结构布局,考虑相互作用效应,采取增强与弱化结合,减沉与增沉结合,刚柔并济,局部平衡,整体协调,实现差异沉降、承台(基础)内力和资源消耗的最小化。

(1) 根据建筑物体型、结构、荷载和地质条件,选择桩基、复合桩基、刚性桩复合地基,合理布局,调整桩土支承刚度分布,使之与荷载匹配。对于荷载分布极度不均的框筒结构,核心筒区宜采用常规桩基,外框架区宜采用复合桩基;

(2) 为减小各区位应力场的相互重叠对核心区有效刚度的削弱,桩土支承布局宜做到竖向错位或水平向拉开距离。采取长短桩结合、桩基与复合桩基结合、复合地基与天然地基结合以减小相互影响,优化刚度分布,如图1所示。

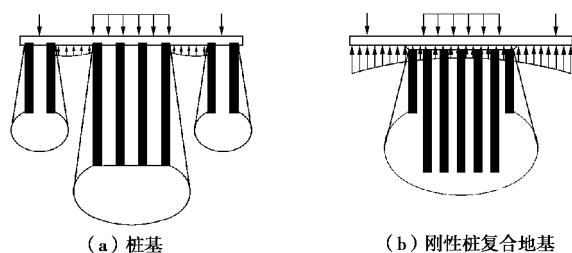


图1 框筒结构变刚度优化模式

Fig. 1 Optimization of framed-tube structure stiffness

(3) 考虑桩土的相互作用效应,支承刚度的调整宜采用强化指数进行控制。核心区强化指数宜为1.05~1.30,外框区的弱化指数宜为0.95~0.70,增强指数越大,相应的弱化指数越小。外框区的弱化区的桩基甚至可以在高于特征值的荷载下工作,以达到增沉的目的。在全筏总承载力特征值与总荷载标准值平衡的条件下,只需控制核心区强化指数,外框区弱化指数随之实现。

核心区强化指数 $x_s$ 为核心区抗力比 $I_R^c$ 与荷载比 $I_F^c$ 之比:

$$x_s = I_R^c / I_F^c,$$

$$I_R^c = R_{ak}^c / R_{ak},$$

$$I_F^c = F_k^c / F_k.$$

其中, $R_{ak}^c$ ,  $R_{ak}$ 分别为核心区(核心筒及核心筒边至相邻框架柱跨距的1/2范围)的承载力特征值和全筏基承载力特征值; $F_k^c$ ,  $F_k$ 分别为核心区荷载标准值和全筏荷载标准值。当桩筏总承载力特征值与总荷载标准值相同时,核心区增强指数 $x_s$ 即为核心区的抗力/荷载比。

(4) 对于主裙连体建筑,应按增强主体,弱化裙房的原则设计,裙房宜优先采用天然地基、疏短桩基;对于较坚硬地基,可采用改变基础形式加大基底压力、设置软垫等增沉措施。

(5) 桩基的桩基选型和桩端持力层确定,应有利于应用后注浆增强技术,应确保单桩承载力具有较大的调整空间。桩基宜集中布于柱、墙下,以降低承台内力,最大限度发挥承台底地基土分担荷载作用,减小柱下桩基与核心筒桩基的相互作用(如图1)。

(6) 宜在概念设计的基础上进行上部结构-基础(承台)-桩土的共同作用分析,优化细化设计;差异沉降控制宜严于规范值,以提高耐久性,延长建筑物正常使用寿命。

## 2 现场大比尺模型试验

为了分析研究变刚度调平设计中桩筏基础的受力性能和地基土的沉降变形特征,中国建筑科学研究院地基基础研究所位于北京市通州区徐辛庄乡葛渠村的中国建筑科学研究院研发基地进行了桩筏基础变刚度调平大型模型试验。试验原型为带裙房(一侧一层,另一侧三层)塔式高层建筑(主裙连体),20层框筒结构,基础采用平板式桩筏基础,平面尺寸为30.0 m×30.0 m;柱网为9.0 m×9.0 m;核心筒尺寸为11.0 m×11.0 m;两侧裙房各挑出两跨;层高取3600 mm;柱截面取1200 mm×1200 mm;边框架截面取350 mm×700 mm,中框架取500 mm×600 mm;核心筒剪力墙厚度取500 mm,筒内墙体取300 mm;楼板厚取200 mm;按变刚度调平设计筏板厚度取1200 mm;荷载取值:楼层活载2.00 kN/m<sup>2</sup>,恒载8.50 kN/m<sup>2</sup>;屋顶活载0.5 kN/m<sup>2</sup>,恒载9 kN/m<sup>2</sup>;梁、柱结构混凝土采用C50,板采用C35。由量纲分析结果,模型试验按上述原型试验进行设计,模型采用力的量纲和长度的量纲作为基本量纲。模型平面尺寸为10.5 m×5 m;柱网为1.5 m×1.5 m;核心筒尺寸为1.833 m×1.833 m;筏板厚度为200 mm;层高取600 mm;混凝土材料一律采用C40细石混凝土。取原型试验荷载的1/36

作为模型试验的荷载值。图2为模型试验现场施工支模照片。

本模型试验按照变刚度调平原则进行设计,即核心筒下面采用常规桩基,主楼外围框架柱下采用复合桩基,裙房采用天然地基。关于主裙连体建筑的差异沉降问题,本次试验设计没有考虑设置沉降缝和后浇带(本次试验表明,在不存在地基回弹再压缩条件下,主裙间的差异沉降略大于规范允许值)。对于实际工程而言,基于基坑开挖引起回弹再压缩导致差异沉降减小的有利效应,当裙房超过4~5层或当裙房有条件采取变换基础形式等增沉措施时,裙房采用天然地基情况下,可不设沉降后浇带。以下主要介绍本次设计的参数取值及设计过程<sup>[2]</sup>。



图2 模型试验现场施工照片

Fig. 2 Model test ground

#### (1) 核心区强化指数 $x_R^c$

核心区为核心筒及其与相邻外框柱 1/2 跨距范围,其承载力特征值为

$$\begin{aligned} R_{ak}^c &= \text{基桩极限承载力之和的} 1/2 + \\ &\quad \text{桩间土承载力特征值发挥值之和} \\ &= \frac{1}{2} \sum Q_{uki} + \sum h_{ci} f_{ak} A_{ci} \\ &= \frac{1}{2} (25 \times 140) + 0.7 \times 100 \times (3.166^2 - 1.833^2) + 0.12 \times 100 \\ &\quad (1.833^2 - 25 \times \frac{\pi}{4} \times 0.15^2) = 2240 \text{ kN} = 2400 \text{ kN}. \end{aligned}$$

全桩筏承载力特征值为

$$R_{ak} = 4034 \text{ kN}.$$

核心区荷载标准值:  $F_k^c = 2130 \text{ kN}$ 。

总荷载标准值:  $F_k = 4034 \text{ kN}$ 。(取与总承载力特征值相等)。

核心强化指数:

$$x_R^c = I_R^c / I_F^c = \frac{R_{ak}^c}{R_{ak}} \cdot \frac{F_k}{F_k^c} = \frac{2240}{4034} \cdot \frac{2130}{4034} = 1.052.$$

#### (2) 外框区弱化指数 $x_R^F$

外框架柱由8根边柱,4根角桩组成。

$$\begin{aligned} R_{ak}^F &= \frac{1}{2} (8 \times 140 + 4 \times 100) + 0.7 \times 100 \times (5.0^2 - 3.166^2 - \\ &\quad 12 \times \frac{\pi}{4} \times 0.15^2) = 1794 \text{ kN}. \end{aligned}$$

$$x_R^F = I_R^F / I_F^F = \frac{R_{ak}^F}{R_{ak}} \cdot \frac{F_k}{F_k^F} = \frac{1794}{4034} \cdot \frac{1904}{4034} = 0.942.$$

当桩筏总承载力特征值  $R_{ak}$  与总荷载标准值  $F_k$  相等时,只需控制核心区强化指数,且强化指数即为该区的抗力与荷载比:  $x_R^c = R_{ak}^c / F_k^c$ 。

#### (3) 变刚度控制指标

从本次试验加载至第四级荷载 4291 kN (接近于工作荷载 4034 kN) 时,

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 8.5 \text{ mm}, \Delta S_{\max} = 0.7 \text{ mm}, \Delta S_{\max} / l_0 = 0.7 / 2250 \\ &= 0.00031 \text{ 小于规范允许值}. \end{aligned}$$

由此可见,对于本次试验模拟工程,核心筒外框架为单排柱,单柱单桩按复合桩基设计,其核心区强化指数  $x_R^c = 1.052$ ,外框区弱化指数  $x_R^F = 0.942$ , $x_R^c / x_R^F = 1.117$ ,说明核心区较外框区的增强度提高约 12% 便可实现较佳调平,这主要由于外框仅一排柱,且为单柱单桩,外框区对核心区刚度削弱影响较小。

本次试验在主裙房筏板的 1/2 区域共布置 60 块百分表,用以测定各级荷载作用下桩筏基础沉降的分布,百分表布置如图 3。

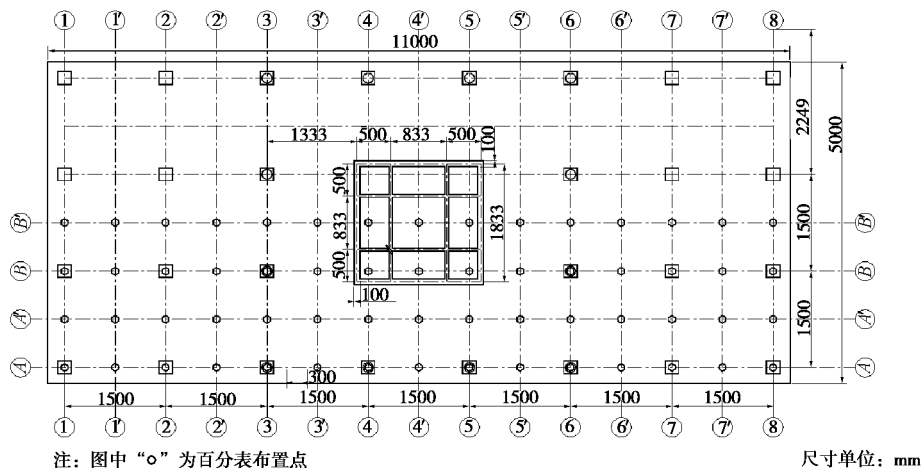


图3 沉降测试百分表布置图

Fig. 3 Layout of settlement test gauges

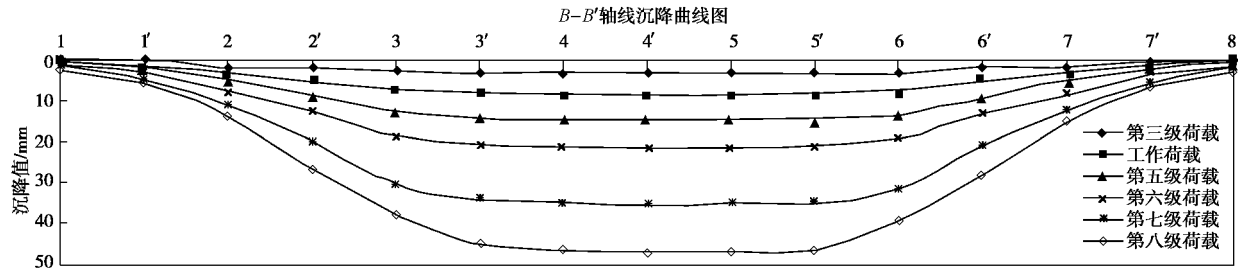


图 4 主裙房纵向沉降分布(B'-B'轴线)

Fig. 4 Longitudinal settlement of raft (B'-B' axis)

根据百分表测试的结果得到主裙筏板纵向沉降曲线如图 4（仅示出 B'-B'轴线，其它轴线大体一致，故略去）所示，横向沉降曲线如图 5（仅示出 4'-4'轴线、4-4 轴线，其它轴线大体一致，故略去）所示。通过荷载分析表明，实际桩、土的极限承载力低于设计时的预估值，故以接近于实际承载力特征值（4551 kN）的第四级荷载 4291 kN 作为工作荷载分析实测变形与允许值间的关系。

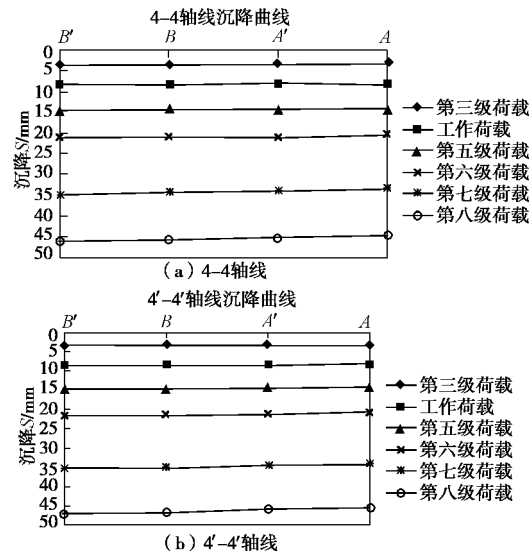


图 5 主裙房横向沉降分布

Fig. 5 Horizontal settlement of raft

分别将第四级荷载和第八级荷载下，筏板等沉线绘制于图 6、图 7。从图 3、4 各级荷载作用下，桩筏基础沉降曲线可以看出：主楼下的沉降较大，从主裙房交界处向两侧裙房沉降逐渐减小，主楼下的沉降基本趋于一致，纵、横向差异沉降均较小，但是由于受两侧裙房的约束和限制，纵向的差异沉降大于横向。当荷载加至第四级（ $P=4291\text{ kN}$ ）略小于工作荷载时，主楼核心筒下最大沉降值 8.5 mm；因为主楼部分分别向两侧挑出一层裙房和三层裙房（等代成一层刚度），所以主楼部分实测结果靠近一层裙房一侧差异沉降较之另一侧稍大。经过对比，主楼部分纵向 A-A、A'-A'、B-B、B'-B'最大差异沉降值依次为：0.4，0.6，0.7，0.7 mm，A-A、A'-A'、B-B、B'-B'其相应的纵向相对差异

沉降值（对于板、柱相对差异沉降表述为  $\Delta S/L\%$ ， $L$  为两测点距离）分别为：0.17‰，0.26‰，0.31‰，0.31‰，均远远小于规范定的 2‰的限值。这足以说明主楼部分变刚度调平的效果是显著的，即主楼整块基础筏板几乎均匀下沉。如果再考虑裙房的因素，注意到图 4 中，裙房的外边缘处沉降近乎为 0，这是由于主裙连体变形协调的原因，而主楼荷载扩散范围又有限，所以造成裙房边缘沉降为零，甚至有翘起的趋势，裙房沉降最小点（①-①，⑧-⑧）与主楼交界处（③-③，⑥-⑥）最大差异沉降为：4.13，3.98，3.9，3.91 mm，明显可以看出，三层裙房一侧由于其自身荷载和刚度大导致主裙房交界处差异沉降小于一层裙房一侧。由图 4 看出，主裙房连体时工作荷载下纵向最大差异沉降不到 10 mm，其相应的相对最大差异沉降值为 1.5‰，此相对差异沉降值均小于规范允许值。

从图 5 可以看出：主楼部分横向差异沉降很小，3'-3'~6'-6'的最大差异沉降依次为 0.4 mm，相应的最大相对差异沉降值为 0.17‰，可见此次试验变刚度调平是比较成功的。

从图 6、图 7 分别为第四级荷载（工作荷载）和极限荷载下基础的等沉线分布可以看出筏板变形基本是缓变连续分布的。而当总荷载加至接近桩筏承载力极限时，主裙房交界处与裙房远端最大差异沉降达到 37 mm 多，可见差异沉降随荷载水平的提高而增大。

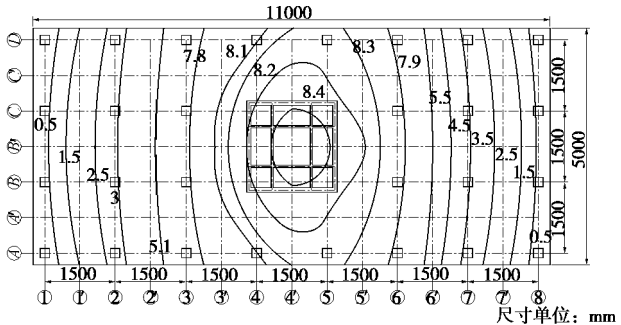


图 6 第四级荷载下（ $P=4291\text{ kN}$ ）基础沉降等值线

Fig. 6 Settlement contours of foundation under the fourth step load level ( $P = 4291\text{ kN}$ )

综上分析得出，此次试验主楼变刚度调平的效果

是显著的,达到了大幅度减小差异沉降的目的。裙房由于未对其采取增沉和设后浇带,其交界处与裙房远端差异沉降略接近规范允许值。此外,本次试验是在地坪无开挖条件下制作的,基底土无回弹再压缩;而实际工程均有一层以上地下室,基底有一定回弹,裙房加载后产生回弹再压缩,其沉降量加大,可相应地降低主裙差异沉降。

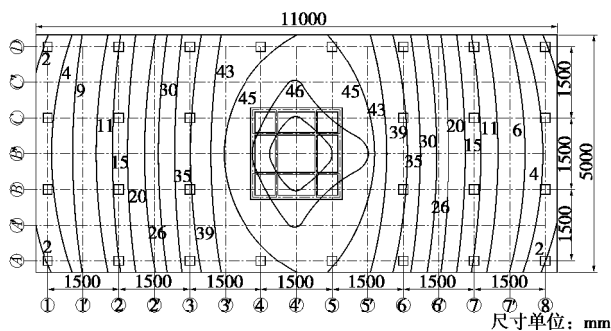


图7 第八级荷载下 ( $P=8582.4$  kN) 基础沉降等值线

Fig. 7 Settlement contours of foundation under the eighth step load level ( $P=8582.4$  kN)

### 3 工程设计实践与实测

某办公楼由地上36层、地下七层与周围地下七层车库连成一体,基础埋深26 m。框架—核心筒结构。建筑标准层平面图见图10,立面图见图8,主体高度156 m。拟建场地地层柱状图如图9,第⑨层为卵石—圆砾,第⑬层为细—中砂,是桩基础良好持力层。采用后注浆灌注桩桩筏基础,设计桩径1000 mm。按强化核心筒桩基的竖向支承刚度、相对弱化外围框架柱桩基竖向支承刚度的总体思路,核心筒采用常规桩基,桩长25 m,外围框架采用复合桩基,桩长15 m。核心筒桩端持力层选为第⑬层细—中砂,单桩承载力特征值 $R_a=9500$  kN,桩距 $s_a=3d$ ;外围边框架柱采用复合桩基础,荷载由桩土共同承担,单桩承载力特征值 $R_a=7000$  kN。

本工程基底以下地基承载力经深宽修正可满足荷载要求,但本工程为超高层建筑,框架—核心筒结构带地下室裙房,结构刚度与荷载差异很大,从变形控制考虑,采用桩基,裙房地下室采用天然地基梁板式筏基。

#### (1) 承台结构

由于变刚度优化布桩可大幅降低承台冲、剪、弯内力,承台高度可相应减小。核心筒承台采用平板式,厚度 $h_1=2200$  mm;外围框架采用梁板式承台,梁截面 $b_c \times h_c = 2000$  mm $\times$ 2200 mm;板厚 $h_2=1600$  mm。

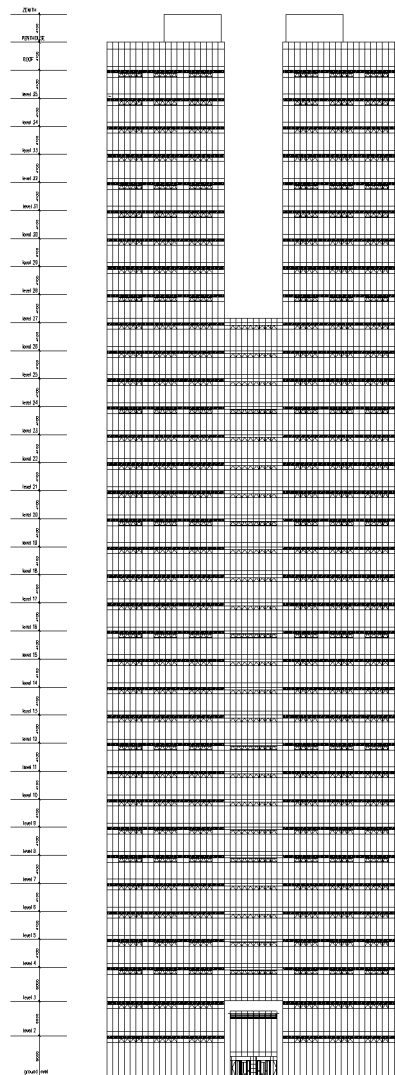


图8 立面图

Fig. 8 Erect picture

#### (2) 桩基参数

按强化核心筒支承刚度,弱化外框架支承刚度的总体思路,核心筒采用常规桩基,外围框架采用复合桩基。桩径均为1000 mm,核心筒桩长25 m,桩端持力层为⑬层细中砂;外框架桩长15 m,桩端持力层为⑨层卵石,均采用桩端桩侧后注浆。核心筒单桩极限承载力 $R_u=19000$  kN,桩距 $S_a=3d$ ;外围框架采用复合桩基,桩土共同分担荷载,单桩极限承载力 $R_u=14000$  kN。

#### (3) 布桩

鉴于核心区桩长比外框架长10 m,且外框架柱下为3根桩,核心筒桩基与外框桩基净距为8 m,故二者的应力场实现了竖向错位,水平向有一定距离,其相互影响较小。因此,对于核心筒支承刚度强化指数 $x_s$ 取约1.05;外框架区弱化指数 $x_w$ 取约0.95。

##### a) 核心筒布桩

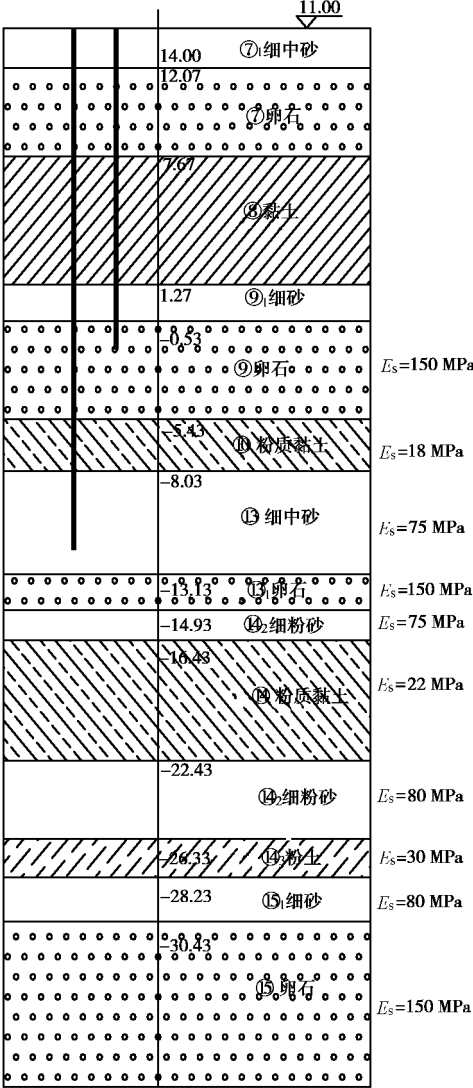


图 9 场地地层柱状图  
Fig. 9 Soil strata

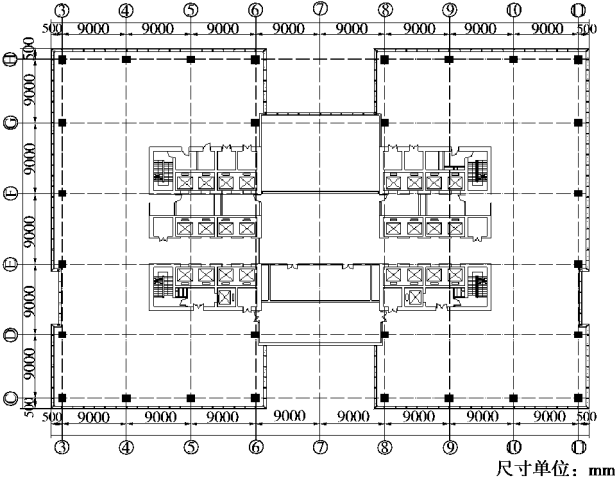


图 10 标准层平面图  
Fig. 10 Plan of standard strata

核心筒总荷载标准值:

$$N_{ck} = 2 \times 843592 = 1687184 \text{ kN} .$$

基桩承载力特征值  $R_a = 95000 \text{ kN}$  , 左右核心筒各布桩 92 根并使桩反力合力点与荷载重心接近重合。其偏心距如下:

左核心筒:  $\Delta x = -0.04 \text{ m}$  ,  $\Delta y = 0.26 \text{ m}$  ;

右核心筒:  $\Delta x = 0.04 \text{ m}$  ,  $\Delta y = 0.15 \text{ m}$  ;

$9500 \times 92 \times 2 = 1748000 \text{ kN} .$

故核心筒强化指数:  $x_s = 1748000 / 1687184 = 1.04$  .

b) 外围框架柱

柱下各布桩 3 根, 单柱复合基桩面积  $A_c = (9 \times 7.5 - 2.36) / 3 = 21.7 \text{ m}^2$  .

单柱荷载标准值  $F_k = 36025 \text{ kN}$  .

单柱对应的承台自重  $G_k = 1152 \text{ kN}$  .

单根复合基桩的荷载标准值  $N_k = (36025 + 1152) / 3 = 12392 \text{ kN}$  .

复合基桩承载力特征值  $R = R_a + h_c f_{ak} A_c$  .

其中  $R_a = 7000 \text{ kN}$  , 承台效应系数  $h_c = 0.65$  ; 地基承载力特征值  $f_{ak} = 350 \text{ kPa}$  得  $R = 7000 + 0.65 \times 350 \times 21.7 = 11937 \text{ kN}$  .

外框区弱化指数  $x_w = 11937 / 12392 = 0.96$  .

桩基础平面布置图见图 11.

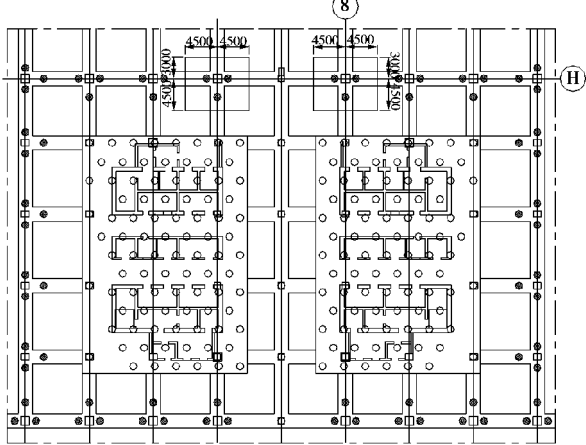


图 11 桩基础及承台布置图  
Fig. 11 Pile foundation and cap arrangement

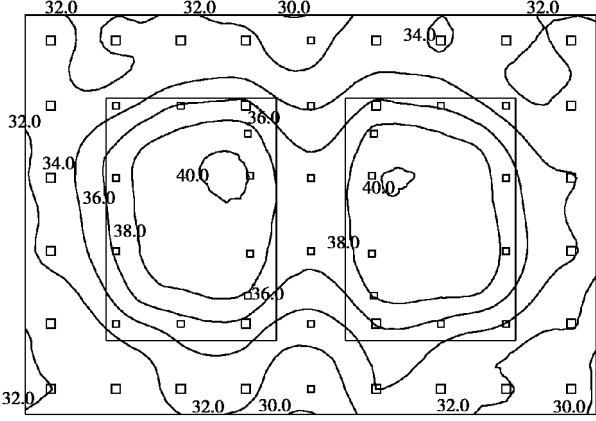


图 12 共同作用分析沉降等值线  
Fig. 12 Settlement contours under interaction

