

DOI: 10.11779/CJGE201504009

变刚度调平设计中桩基承载性状研究

王 涛

(1. 中国建筑科学研究院地基基础研究所, 北京 100013; 2. 建筑安全与环境国家重点实验室, 北京 100013)

摘要: 桩基变刚度调平设计的框筒结构体系大比尺模型试验和实际工程桩顶反力测试结果均显示工作荷载作用下, 核心筒不同区位桩顶反力随荷载水平的提高而增加, 核心筒外围框架柱下桩顶反力也与核心筒下桩顶反力一样趋于均匀。可见, 变刚度调平设计可调整反力分布, 改善筏板的受力性状。模型试验中核心筒桩顶反力提高的比率是角桩最大、边桩次之、中心桩最小, 角桩、边桩、中心桩反力与平均值的比值为: 1.15 : 1.02 : 0.83。工程实测中外框架角桩下桩反力>外框架边柱下桩反力>核心筒下桩反力。这主要由于群桩效应引起的桩基竖向支撑刚度弱化, 外框架柱下角桩处桩数少, 群桩效应影响较弱。

关键词: 桩基础; 桩顶反力; 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(2015)04-0641-09

作者简介: 王 涛(1978-), 男, 辽宁鞍山人, 工学博士, 副研究员, 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。

Bearing capacity of piles in optimized design of pile foundation stiffness to reduce differential settlement

WANG Tao

(1. Foundation Institute of China Academy of Building Research, Beijing 100013, China; 2. State Key Laboratory of Building Safety and Built Environment, Beijing 100013, China)

Abstract: The measured results of forces at pile top of tube frame structural system and large-scale model tests by applying the optimized design of pile foundation stiffness to reduce differential settlement show that the forces at pile top in different tube areas increase with the increase of loading level, and those under the tube and peripheral frame columns tend to be uniform under the working loads. The optimized design of pile foundation stiffness to reduce differential settlement can adjust distribution of forces and improve stress behavior of rafts. In model tests, the improvement ratio for tubes is in the decreasing order of angle pile, side pile and center pile. The corresponding pile butt force ratio of the forces to mean values is 1.15 : 1.02 : 0.83. The measured pile forces are in the decreasing order of peripheral frame columns, peripheral frame edge columns and piles under the tube. This is mainly due to the weakening of support stiffness caused by the vertical pile group effect. The pile group effect is weaker due to the fewer number of piles under the peripheral frame columns and angle piles.

Key words: pile foundation; pile top force; interaction; optimized design of pile foundation stiffness to reduce differential settlement

0 引言

《建筑桩基技术规范》(JGJ94—2008)^[3]提出变刚度调平设计理念, 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楼间的变刚度调平。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。规范实施五年来, 变刚度调平的设计理念逐步为设计人员所接受, 相当数量的高层建筑设计桩基部分采用变刚度调平技术, 但对于应用变刚度调平设计后的桩基反力分布情况鲜有实测和报道。本文通过对现场大型模型试验和工程设计实测的结果来进一步验证变刚度调平的效果, 以期完善变刚度调平设计中可供操作的具体细则。

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(2006BAJ27B02)

收稿日期: 2014-01-13

1 桩基变刚度设计原理及流程

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、考虑承台效应的复合桩基，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，外框架区宜采用考虑承台效应的复合桩基。

(2) 为减小各分区应力场的相互重叠对核心区有效刚度的削弱，桩土支承体布局宜做到竖向错位或水平向拉开距离。采取长短桩结合、桩基与考虑承台效应的复合桩基结合以减小相互影响，优化刚度分布，如图 1 所示。

(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。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 ξ_s 为核心区抗力比 λ_R^c 与荷载比 λ_F^c 之比：

$$\begin{aligned}\xi_s &= \lambda_R^c / \lambda_F^c, \\ \lambda_R^c &= R_{ak}^c / R_{ak}.\end{aligned}$$

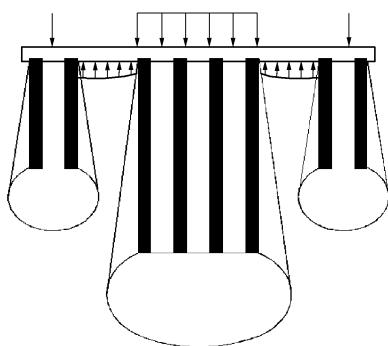


图 1 框筒结构变刚度优化模式

Fig. 1 Optimized pattern of variable stiffness for framed-tube structure

2 现场大比尺模型试验

为了分析研究变刚度调平设计中基桩的受力性能，课题组在位于北京市通州区徐辛庄乡葛渠村的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；边框梁截面取 350 mm×700 mm，中框梁取 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/m²，恒载 8.50 kN/m²；屋顶活载 0.5 kN/m²；恒载 9 kN/m²；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。按照上述刚度的量纲分析结果，考虑楼板的刚度贡献（未考虑框架填充墙的作用），将梁两侧楼板各取板厚的 6 倍当作翼缘，连同梁看作 T 形梁，进行等代矩形截面梁的刚度折算求出：原型中边框 T 形梁等代的矩形截面惯性矩为 0.0217 m⁴，中框 T 形梁等代的矩形截面惯性矩为 0.0180 m⁴；由量纲分析可得：模型结构中，边框梁的惯性矩为： $I_{\text{模型边框架梁}} = \frac{0.0217}{6^4}$ ，由此算出模型边框架梁截面取 71 mm×142 mm；模型结构中，中框梁的惯性矩为： $I_{\text{模型中框架梁}} = \frac{0.018}{6^4}$ ，由此算出模型中框架梁截面 99 mm×119 mm；柱截面 200 mm×200 mm；模型核心筒外圈剪力墙厚度取 100 mm，筒内墙体取 50 mm；为了模型制作及加载方便，仅用两层框架来模拟（实际模型按几何比尺要模拟 20 层，由上述量纲分析及刚度估算式，需要加大模拟框架的梁截面，来取得与 20 层的刚度相一致的效果）。



图 2 模型试验现场施工照片

Fig. 2 Photo of model tests

由量纲分析结果，本次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。选择几何比尺寸 $\lambda_l = 1/6$ （借鉴国外模型试验

经验, 当几何比尺 $\geq 1/6$ 时, 得到的结果比较接近实际情况), 则模型平面尺寸为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。

根据《建筑桩基技术规范》按增强荷载集度高的核心筒区的基础支撑刚度, 弱化核心筒外围框架基础支承刚度以实现高层建筑主体调平的原则设计。核心筒采用普通桩基, 外围框架采用复合桩基, 并做到两部分各自抗力与荷载平衡, 以减小承台冲切力和整体弯矩。据此, 核心筒区域均压 $P_{k\text{核}}=314.67 \text{ kPa}$, 外围框架区域均压为 $P_{k\text{框}}=136.97 \text{ kPa}$, $P_{k\text{核}}/P_{k\text{框}}\approx 2.30$ 。核心筒内区 $S_a=3d$ 承台效应系数取 $\eta_c=0.1$, 核心筒外区边缘处承台效应系数取 $\eta_c=0.5$, 据此, 核心筒区域土体分担荷载为 $\eta_c f_{ak} A_c = 0.1 \times 100 \times 3.4 + 0.8 \times 100 \times 5.64 = 485.2 \text{ kN}$, 余下荷载全部由桩来承担, 单桩承载力估算:

$$Q_{uk} = \pi \times 0.15 \times 80 \times 4.5 + \frac{\pi}{4} \times 0.15^2 \times 60 = 180 \text{ kN},$$

由此 $R_a = Q_{uk}/2 = 90 \text{ kN}$ 。

考虑核心筒下桩对筏板的冲切(冲切经验算后满足, 过程略), 采用桩距, 共布置25根长4.5的桩。

外围框架区域承台效应系数取 $\eta_c=0.8$, 采用一柱一桩, 除角点4根桩采用2.25 m长, 其余各桩均采用4.5 m长。此区域土体分担荷载为 $\eta_c f_{ak} A_c = 0.8 \times 100 \times 18.5 = 1480 \text{ kN}$, 其余荷载全部由桩来承担。柱下12根桩平均基桩承担87.8 kN荷载。

(1) 核心区强化指数 ξ_R^c

核心区为核心筒及其与相邻外框柱1/2跨距范

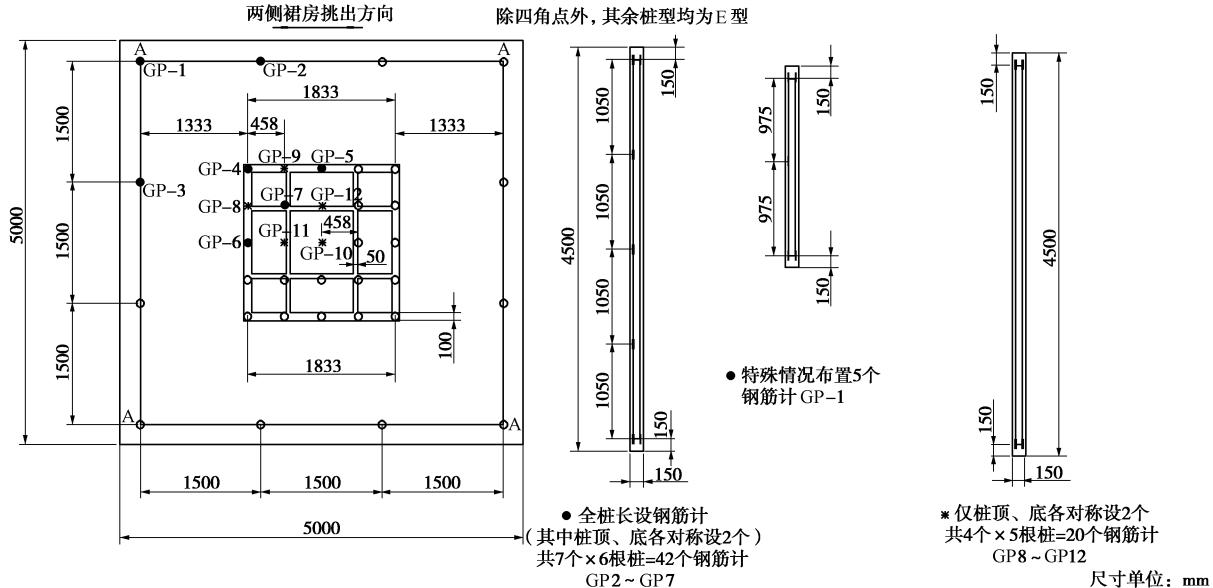


图3 钢筋计设置图

Fig. 3 Arrangement of reinforced concrete meters

围, 其承载力特征值为

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

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)。

$$\text{核心强化指数: } \xi_R^c = \lambda_R^c / \lambda_F^c = \frac{R_{ak}^c}{R_{ak}} / \frac{F_k^c}{F_k} = \frac{2240}{4034} / \frac{2130}{4034} = 1.052.$$

(2) 外框区弱化指数 ξ_R^F

外框架柱由8根边柱, 4根角柱组成。

$$R_{ak}^F = \frac{1}{2} (8 \times 140 + 4 \times 100) + 0.70 \times 100 \times (5.0^2 - 3.166^2 - 12 \times \frac{\pi}{4} \times 0.15^2) = 1794 \text{ kN},$$

$$\xi_R^F = \lambda_R^F / \lambda_F^F = \frac{R_{ak}^F}{R_{ak}} / \frac{F_k^F}{F_k} = \frac{1794}{4034} / \frac{1904}{4034} = 0.942.$$

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: $\xi_R^c = R_{ak}^c / F_k^c$ 。

(3) 变刚度控制指标

从本次试验加载至第4级荷载4291 kN(接近于工作荷载4034 kN)时, $S_{max} = 8.5 \text{ mm}$, $\Delta S_{max} = 0.7 \text{ mm}$, $\Delta S_{max} / l_0 = 0.7 / 2250 = 0.00031 \ll \text{规范允许值 } 0.002$ 小于规范允许值。

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 $\xi_R^c=1.052$,外框区弱化指数 $\xi_R^F=0.942$, $\xi_R^c/\xi_R^F=1.117$,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。

本次试验共在GP-1~GP12根桩中埋设钢筋计67支,埋设情况如图3所示。根据钢筋计测出的微应变换算出桩顶反力随桩筏基础总荷载变化情况如图4所示。

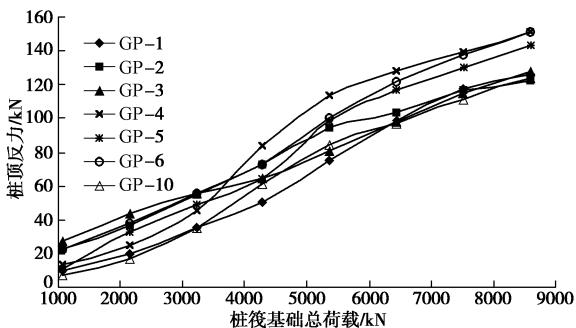


图4 桩顶(GP-1~GP-6、GP-10)反力与总荷载关系

Fig. 4 Relationship between forces at pile top (GP-1~GP-6, GP-10) and total load

由图4可以看出,桩顶反力随荷载水平的提高而增加,主楼外框架柱下的单桩由于其桩距较大($S_a > 6d$),筏板下地基土的承载力得到充分发挥,因此GP1、GP2、GP3的承载力水平发挥较低。而核心筒下的桩距较密,虽然各桩反力也随总荷载的增加而提高,但是提高的比率是角桩最大、边桩次之、中心桩最小。当桩筏基础总荷载加至第4级($P=4291$ kN)时,外围框架桩GP-1、GP-2、GP-3、角桩GP4、边桩GP5/GP6、中心桩GP7的桩顶反力依次为75.37,94.14,81.49,113.42,98.58/99.93,81.78 kN,其与平均值的比值为:0.83:1.04:0.90:1.25:1.09:0.91。如果将这个比值随桩筏基础总荷载水平变化的情况表示于图5。从图5可以看出,核心筒区角桩、边桩、中心桩桩顶反力随着荷载水平的提高而趋向均匀。到极限荷载时,其反力比值为1.02:0.96:1.02。文献[4]给出了不同结构刚度建筑物桩基桩顶荷载实测值(Q_{av} 为平均值)与弹性理论值比较如表1所示。本次试验得出的结果比上述实测值的桩的顶反力不均性偏小,原因是本次试验模型采用变刚度调平模式布桩,充分加大了核心筒下地基刚度使桩顶反力分布更加趋向均匀。

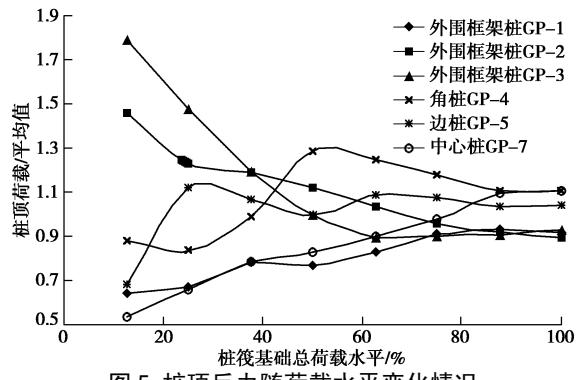


图5 桩顶反力随荷载水平变化情况

Fig. 5 Variation of forces at pile top with load level

表1 桩顶反力理论值与实测值对比

Table 1 Comparison between theoretical and measured values

	实测	计算值
角桩	$Q_c/Q_{av}=1.32\sim 1.50$	2.10~3.00
边桩	$Q_b/Q_{av}=1.05\sim 1.42$	1.15~1.50
中心桩	$Q_i/Q_{av}=0.40\sim 0.86$	0.05~0.35

注:表中计算值引用Poulos根据弹性理论在不同长径比、不同桩土相对刚度、不同距径比、不同布桩数目条件下得出的计算结果。

采用对桩筏基础上部结构通过SATWE进行刚度凝聚、对筏板采用Mindlin中厚板理论、对桩(土)采用Mindlin有限压缩层混合修正模型(桩-土-桩相互作用影响系数须进行修正)^[5],应用简化的计算方法对桩筏基础上部结构-基础-桩(土)共同作用进行计算。在桩筏基础总荷载($P=4291$ kN工作荷载)时,桩顶反力计算值与实测值对比结果如表2所示。从表2可以看出:桩顶反力的实测值与计值差别不大,总体差别均在20%左右,反力分布的总体趋势基本一致。从核心筒下的桩顶反力分布来看,其中角桩GP-4、边桩GP-5/GP-6、中心桩GP-7的桩顶反力与其平均值的比值依次为:1.11:0.98:0.91,而实测值为1.15:1.02:0.83。

表2 桩顶反力计算值与实测值对比($P=4291$ N)

Table 2 Comparison between calculated and measured values

($P=4291$ kN)

桩号	实测值	计算值	计算值-实测值/% 实测值
GP-1	75.37	91.4	21.27
GP-2	94.14	104.0	10.47
GP-3	81.49	88.0	7.99
GP-4	113.42	109.0	-3.90
GP-5	98.58	96.7	-1.91
GP-6	99.93	96.5	-3.43
GP-7	81.78	89.3	9.20
GP-8	108.0	99.4	-7.96
GP-9	实测数据失效	—	—
GP-10	84.95	83.1	-2.18
GP-11	实测数据失效	—	—
GP-12	79.1	86.4	9.23

本次试验根据变刚度的需要,选择两种桩型进行

试桩, 即 P-1 (桩径 $d=150 \text{ mm}$ 、桩长 $L=4.5 \text{ m}$)、P-2 (桩径 $d=150 \text{ mm}$ 、桩长 $L=2.25 \text{ m}$), 其试验的桩顶荷载与桩顶沉降关系分别如图 6, 7 所示。

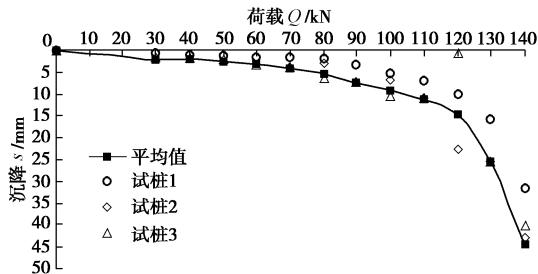


图 6 4.5 m 单桩桩顶荷载与沉降关系

Fig. 6 Relationship between load and settlement at top of 4.5 m pile

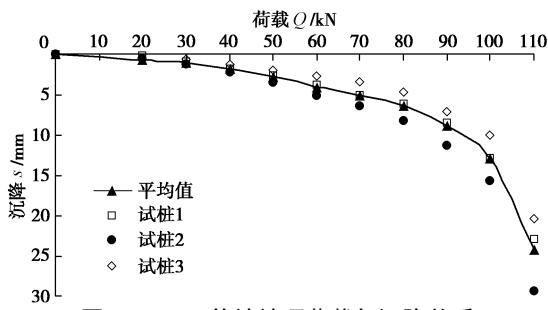


图 7 2.25 m 单桩桩顶荷载与沉降关系

Fig. 7 Relationship between load and settlement at top of 2.25 m pile

从图 8 可以看出, P-2 桩的桩侧阻力在不同荷载水平时, 桩侧阻力的分布规律大致相似, 即在靠近桩顶处最大, 然后沿桩长衰减, 呈“倒梯形”分布, 桩端侧阻力发挥程度较小, 当桩顶荷载加至特征值时, 桩端处侧阻力为最大值的 40%, 当荷载加至极限承载力时, 桩端处侧阻力仅为最大值的 18%。从图 9 看 P-1 的桩侧阻力分布仍然是靠近桩顶处最大, 从最大处衰减然后再增加。当桩顶荷载加至特征值时, 桩端处侧阻力仅为最大值的 20%, 说明随着长径比 L/d 的增加, 桩端处桩侧阻力的发挥逐渐降低, 这主要也是由于桩端阻份额小, 桩体接近于摩擦桩, 当桩端阻力达到最大值后, 桩顶荷载增加, 桩端阻基本不变, 表明桩端土超过临塑荷载, 荷载此时全部由侧阻分担, 而侧阻对于单桩由桩顶向下传递, L/d 越长, 传到桩端就越小。

综上, 将 P-1、P-2 桩端阻发挥的份额与荷载水平的关系对比如图 10, 可以看出 P-1、P-2 端阻力发挥的趋势基本是一致的, 当荷载达到特征值以前时, 端阻力基本维持不变或小幅上升, 当荷载超过特征值后, 端阻承载份额开始增加, 但最终破坏时, P-1、P-2 的端阻承载份额也不及 20%, 这也使得桩体表现为摩擦桩的特性。

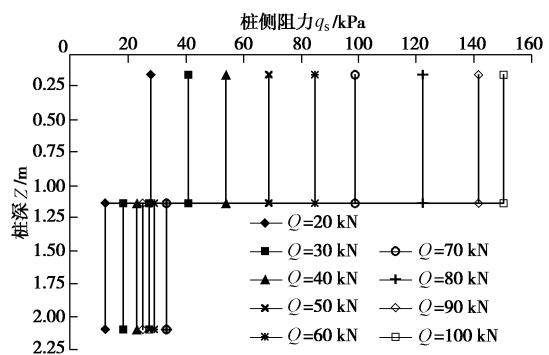


图 8 桩 P-2 桩侧阻力分布

Fig. 8 Distribution of shaft resistance of P-2 pile

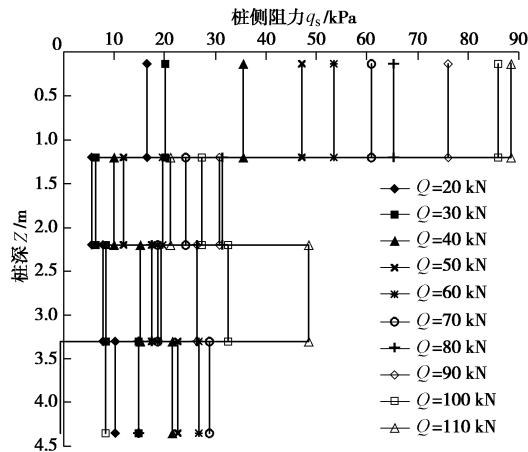


图 9 桩 P-1 桩侧阻力分布

Fig. 9 Distribution of shaft resistance of P-1 pile

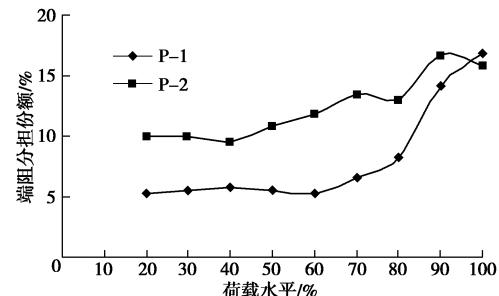


图 10 单桩端阻发挥程度与荷载水平关系

Fig. 10 Variation of pile tip resistance with load level

图 11~15 为 GP-1、GP-2、GP-3、GP-4、GP-7 的桩侧摩阻力分布图, 从图中可以看出: 边框柱下的桩 GP-1、GP-2、GP-3 侧阻力的发挥与单桩基本一致, 其中角部变桩长的 GP-1 桩端处侧阻力的发挥程度较高, 但是没有出现单桩侧阻力从桩端向上发挥的现象。GP-4、GP-7 为核心筒下的桩, 尽管桩端阻力的发挥程度高于 GP-1、GP-2、GP-3, 但是仍没有出现桩端侧阻力发挥高于桩顶处侧阻力的现象, 桩侧阻力的发挥仍然是自上而下渐进发展。

为了表示变刚度调平桩筏基础下桩端阻力的发挥份额随荷载水平的变化差异, 见图 16 所示。从图 16 可以很明显看出, 中心桩 GP-7 由于桩距较小, 周围

桩使它的侧阻力受到削弱，桩端阻力却得到了加强，在各级荷载水平下明显高于其它部位桩。

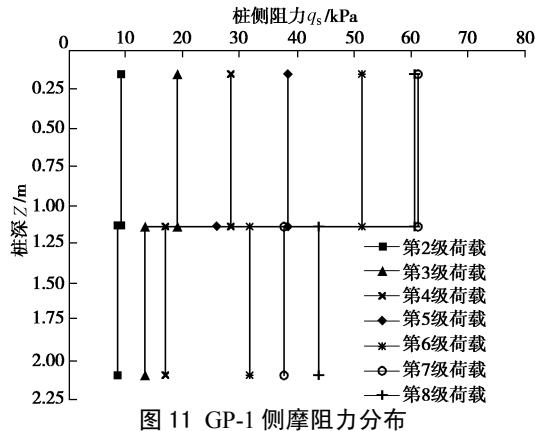


Fig. 11 Distribution of shaft resistance of GP-1 pile

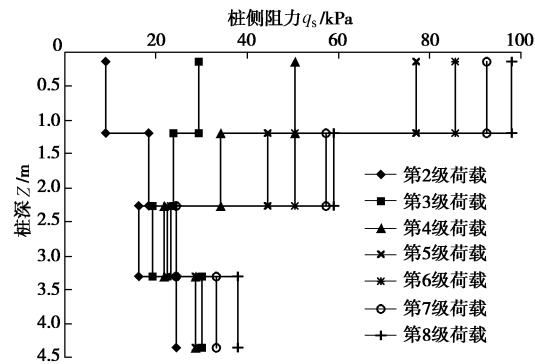


Fig. 12 Distribution of shaft resistance of GP-2 pile

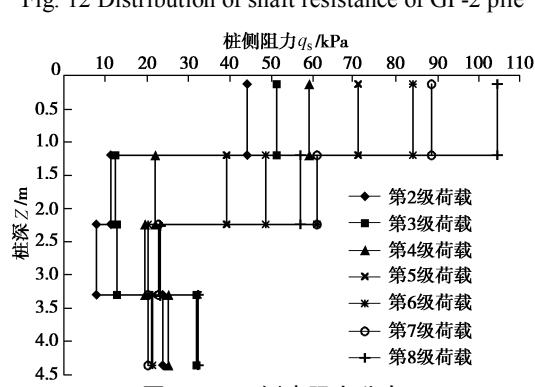


Fig. 13 Distribution of shaft resistance of GP-3 pile

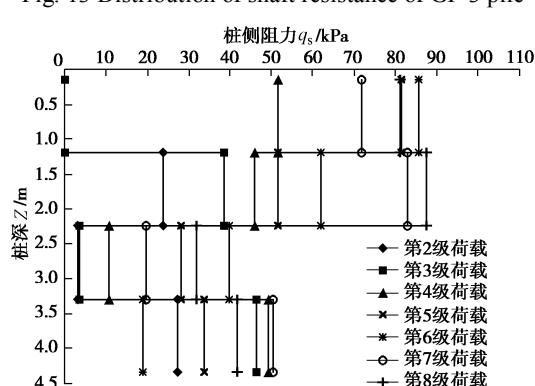


Fig. 14 Distribution of shaft resistance of GP-4 pile

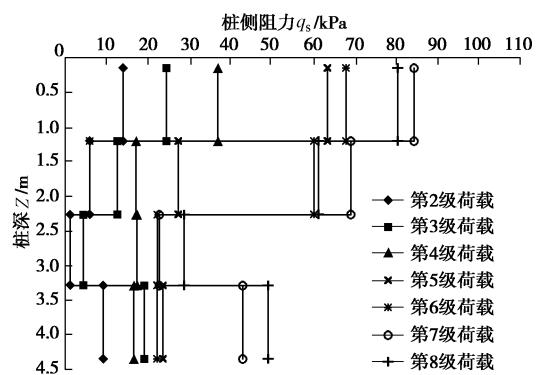


图 15 GP-7 侧摩阻力分布
Fig. 15 Distribution of shaft resistance of GP-7 pile

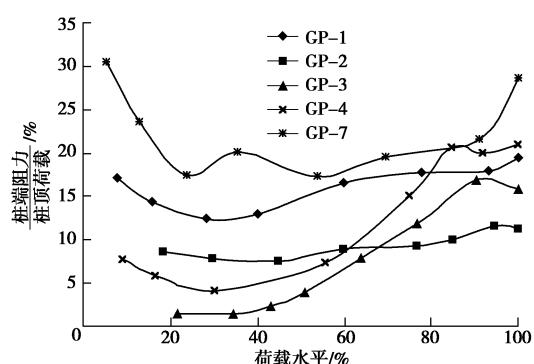


图 16 桩端阻力发挥程度与荷载水平关系
Fig. 16 Variation of pile tip resistance with load level

3 工程设计实践与实测

该办公楼由地上 36 层、地下 7 层与周围地下 7 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 17，立面图见图 18，主体高度 156 m。拟建场地地层柱状土如图 19，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 $s_a=3 d$ ；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。

3.1 承台结构形式

由于变刚度调平布桩起到减小承台筏板整体弯距的作用，板厚可减少。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筏板承台，梁截面 $b_b \times h_b = 2000 \text{ mm} \times 2200 \text{ mm}$ ，板厚 $h_2=1600$ mm。与主体相连裙房（含地下室）采用天然地基，梁板式片筏基础。

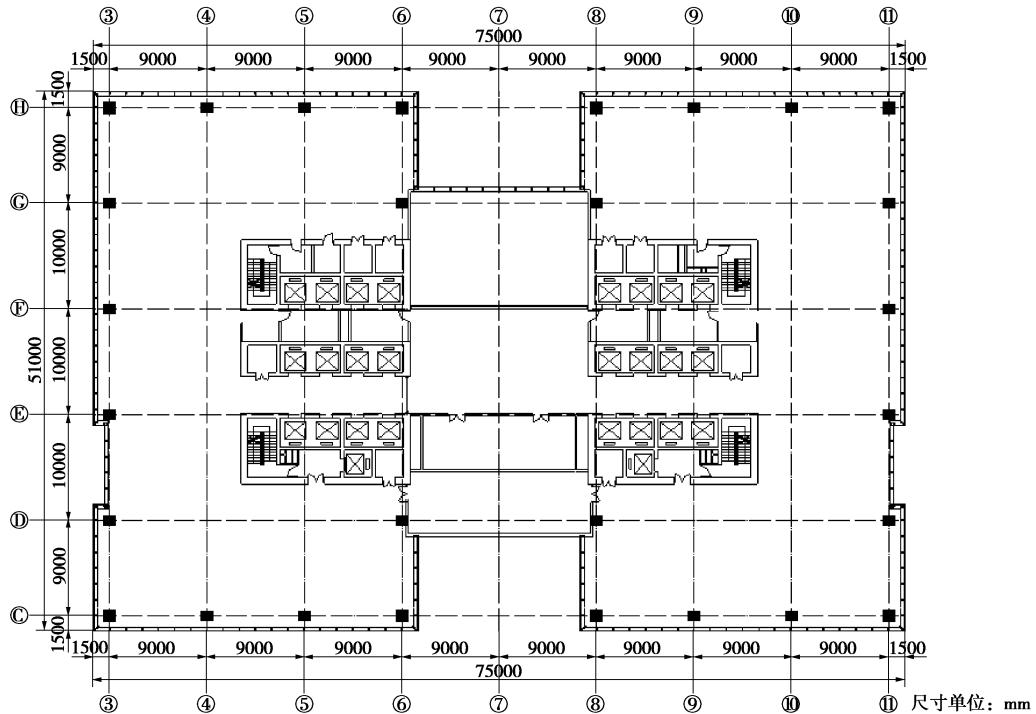


图 17 标准层平面

Fig. 17 Plan of standard storey

3.2 基桩承载力计算与布桩

(1) 核心筒

荷载效应标准组合(含承台自重): $N_{ck}=843592$ kN;

基桩承载力 $R_a=9500$, 每个核心筒布桩 90 根, 并使桩反力合力点与荷载重心接近重合。偏心距如下:

左核心筒荷载偏心距离: $\Delta X = -0.04$ m; $\Delta Y = 0.26$ m;

右核心筒荷载偏心距离: $\Delta X = 0.04$ m; $\Delta Y = 0.15$ m;

$$9500 \text{ kN} \times 90 = 855000 \text{ kN} > 843592 \text{ kN};$$

$$\xi_R^c = 1.014.$$

(2) 外围边框架柱

柱下布桩 3 根; 单根复合基桩承台面积: $A_c = (9 \times 7.5 - 2.36) / 3 = 21.7 \text{ m}^2$; 单柱结构荷载标准值 $F_k = 36025 \text{ kN}$;

承台自重: $G_k = [22.5 \times 1.2 + 2.2 \times (2.0 + 3.5 + 3.5)] \times 25 / 3 = 3550.8 \text{ kN}$;

承台效应系数 η_c 取 0.7, 地基承载力特征值 $f_{ak} = 350 \text{ kPa}$;

复合基桩承载力特征值: $R = R_a + \eta_c f_{ak} A_c = 7000 + 0.7 \times 350 \times 21.7 = 12317 \text{ kN}$;

复合基桩荷载标准值经计算为 13192 kN;

$$\xi_R^F = 0.93.$$

按变刚度调平设计原则, 外框架桩基刚度宜适当

弱化。故外框架柱桩基满足设计要求。

桩基础平面布置图见图 20。

3.3 沉降计算

(1) 核心筒沉降采用等效作用分层总和法计算附加压力 $p_o = 680 \text{ kPa}$, $L_c = 32 \text{ m}$, $B_c = 21.5 \text{ m}$, $n = 90$, $d = 1.0 \text{ m}$, $l = 25 \text{ m}$; $n_b = \sqrt{n \cdot B_c / L_c} = 7.75$, $l/d = 25$, $s_a/d = 3$; $L_c/B_c = 1$, $l/d = 25$ 时, $C_o = 0.063$, $C_1 = 1.500$, $C_2 = 7.822$; $L_c/B_c = 2$, $l/d = 25$ 时, $C_o = 0.118$, $C_1 = 1.565$, $C_2 = 6.826$; $\psi_{e1} = C_o + \frac{n_b - 1}{C_1(n_b - 1) + C_2} = 0.44$, $\psi_{e2} = 0.50$, 插值得 $\psi_e = 0.47$ 。

外围框架柱桩基对核心筒桩端以下应力的影响, 按对核心筒计算点桩端平面以下的应力影响, 进行叠加, 按单向压缩分层总和法计算核心筒沉降。

沉降计算深度由 $\sigma_z = 0.2\sigma_c$ 得 $z_n = 20 \text{ m}$; 压缩模量当量值: $\bar{E}_s = 35 \text{ MPa}$; $\psi = 0.5$; 采用后注浆施工工艺乘以 0.7 折减系数。由规范第 5.5.7 条及第 5.5.12 条得 $s' = 272 \text{ mm}$; 最终沉降量: $s = \psi \cdot \psi_e \cdot s' = 0.5 \times 0.7 \times 0.47 \times 272 \text{ mm} = 45 \text{ mm}$ 。

(2) 边框架复合桩基沉降计算, 采用复合应力分层总和法, 沉降计算荷载应考虑回弹再压缩, 采用准永久荷载效应组合的总荷载为等效附加荷载; 桩顶荷载取 $Q = 7000 \text{ kN}$ 。

承台土压力, 近似取 $p_{ck} = \eta_c f_{ak} = 245 \text{ kPa}$; 用应

力比法得计算深度： $z_n = 6.0 \text{ m}$ ，桩身压缩量 $s_e = 2 \text{ mm}$ 。

最终沉降量， $s = \psi \cdot s' + s_e = 0.7 \times 30.0 \text{ mm} + 2.0 \text{ mm} = 23 \text{ mm}$ （采用后注浆乘以 0.7 折减系数）。

上述沉降计算只计入相邻基桩对桩端平面以下应力的影响，也未考虑筏板整体刚度和上部结构刚度对调整差异沉降的贡献，故实际差异沉降比上述计算值要小。

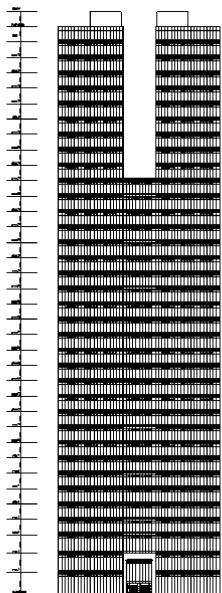


图 18 立面图

Fig. 18 Erect picture

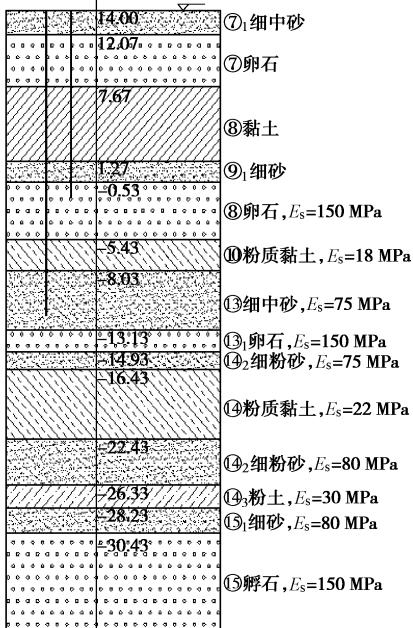


图 19 场地地层柱状图

Fig. 19 Histogram of soil strata

此次现场实测共在核心筒、外框架处的 17 根桩顶设置了 34 个钢筋应力计（如图 21 所示），但甚为遗憾的是由于现场施工因素导致最终存活下来桩顶应力计

只有 3 根桩的读数有效。模型试验中的角桩 GP-1、边桩 GP-2、核心筒区域内桩 GP-7 的区位分别与工程实测中的桩 #9、#17、#13 桩位置相近。图 22 为工程实测桩顶反力随上部荷载增加的变化曲线。从图中可以看出，实际工程在工作荷载作用下，主楼不同部位桩的反力规律：外框架角桩下桩反力 > 外框架边柱下桩反力 > 核心筒下桩反力。验证了核心筒下，由于群桩效应引起的桩基竖向支撑刚度弱化，外框架柱下桩数少，群桩效应影响较弱。

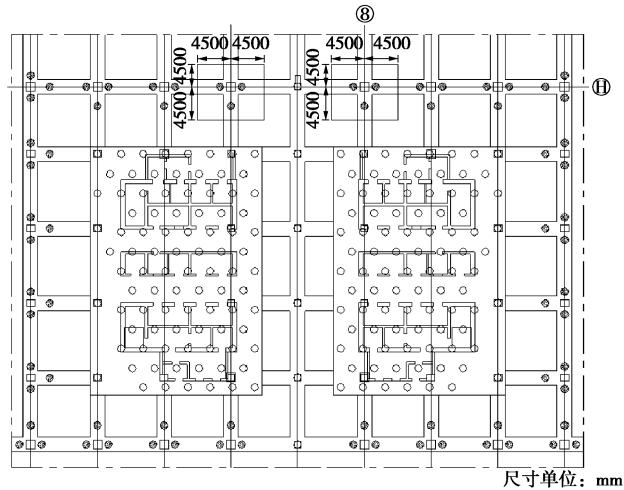


图 20 桩基础及承台布置图

Fig. 20 Arrangement of pile foundation and cap

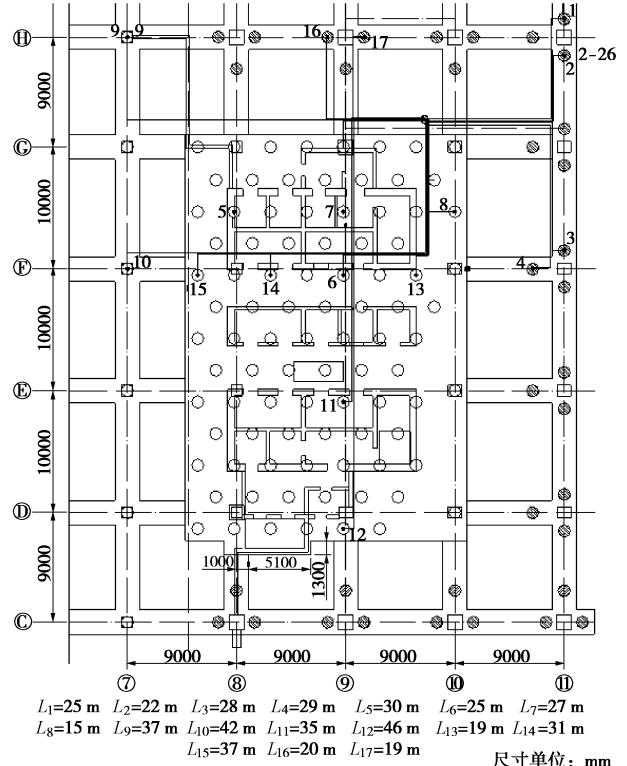


图 21 实测中桩顶应力分布

Fig. 21 Distribution of measured stress at pile top

按上部结构刚度—承台—桩土相互作用计算沉降。按共同作用分析程序计算所得沉降等值线如图 23 所示。从中看出，最大沉降为 40 mm，最大差异沉降

$\Delta s_{\max} = 0.0005L_o$, 仅为规范允许值的 1/4。2008 年 11 月工程主楼封顶时实测沉降等值线如图 24 所示。实测最大差异沉降 $\Delta s_{\max} = 0.001L$ 均小于规范允许值, 可见此次变刚度调平设计是成功的。

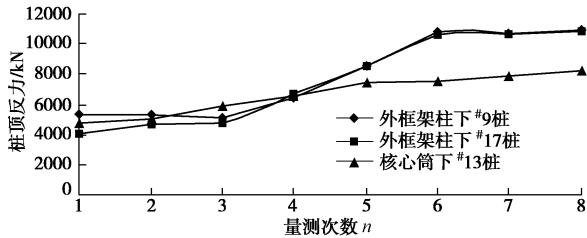


图 22 实测桩顶反力分布图

Fig. 22 Distribution of measured forces at pile top

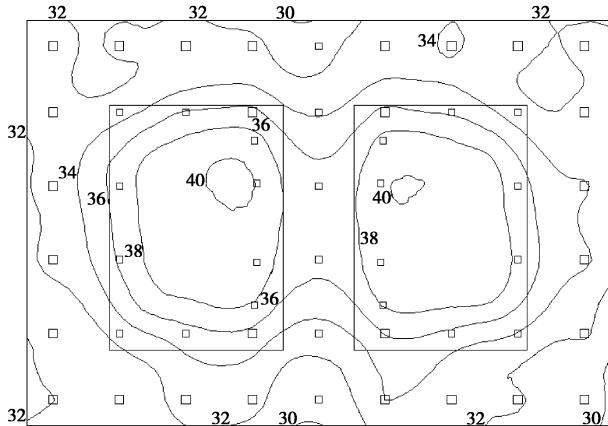


图 23 共同作用分析沉降等值线

Fig. 23 Contours of computed settlement

