



# 杭州市某商住楼工程的刚柔桩复合地基

林 峰<sup>1</sup> 王律明<sup>2</sup> 吴 刚<sup>3</sup> 陈 洪<sup>3</sup>

(1. 浙江省台州建筑设计院 2. 慈溪建安工程质监站 3. 宁波市民用建筑设计公司)

**摘 要** 介绍杭州市文一路某小区 22<sup>#</sup>商住楼工程刚柔桩复合地基的设计方法,并与实际检测结果做了比较,总结了应用刚柔桩复合地基应注意的问题。

**关键词** 刚柔桩 复合地基 水泥搅拌桩

刚柔桩复合地基作为近年来兴起的一种新型的地基处理形式,越来越受到人们的关注。这种复合地基形式主要利用刚性长桩(如 CFG 桩、沉管灌注桩、预应力管桩等)与柔性的短桩间隔设置,通过长桩将荷载传到地基深处,增加加固区厚度,减少变形;通过短桩对提高基底软弱土层的承载力。或者利用土层中存在的上下两层较为理想的持力层将长桩、短桩的桩端分别落在上、下两层持力层上,利用短桩提高复合地基的承载力,通过长桩减小变形。相对于其他类型的复合地基而言,刚柔桩复合地基的研究和应用都较少,但也有一些成功的工程实例,均取得了较为明显的经济效益。

## 1 工程概况

杭州文一路某小区 22<sup>#</sup>商住楼工程,由两幢主楼组成,中间为 1 层裙楼,主楼 12 层,地下室 1 层。基础埋深为 -4.4m,基础尺寸为 30.8m × 16.6m,主楼上部设计荷载 233kPa。该工程场地地形平坦,场地土属第四系全新世冲海相(Q<sub>4</sub>)沉积地层。基础范围内地层及厚度依上而下依次为:①杂填土:0.70 ~ 2.10m;②塘淤泥:0.00 ~ 1.20m;③淤泥质粘土:3.30 ~ 5.10m;④淤泥质物质粘土:4.70 ~ 5.50m;⑤淤泥质粘土夹粉土:2.00 ~ 20.00m;⑥淤泥质粉质粘土:9.50 ~ 12.50m;⑦圆砾:1.35 ~ 3.50m;⑧强风化安山岩层:0.40 ~ 2.40m;⑨中风化安山岩最大控制厚度为 6.70m。通过对以上地质资料的分析,④~⑥层淤泥质土厚度大,压缩性高,为场地的主要软弱压缩层。⑨层为中风化安山岩,分布稳定,无软弱下卧层,为较理想的桩端持力层。

## 2 基础方案的确定

原来的基础方案采用钻孔灌注桩筏板基础,桩

端进入持力层⑨层,入深大于 1.5m。这一基础方案虽然有承载力高,传力途径简捷,地基变形小的优点。但是存在着以下的不足:1)该设计未能充分考虑承台下桩间土的承载力,对于端承桩,也未能考虑桩间土的作用。2)由于该建筑物有地下室,需要进行基坑开挖,因此基坑开挖卸荷造成的应力补偿作用得不到利用。3)由于该地区持力层较深,因此造成桩长较长,使该设计造价较高,达到了土建费用的 25%。

由于原有桩基设计方案存在着以上的缺点,本着对建筑物安全可靠,经济实用的原则,对原来桩基础方案进行了修改,采用刚柔桩复合地基进行处理。桩位布置如图 1。

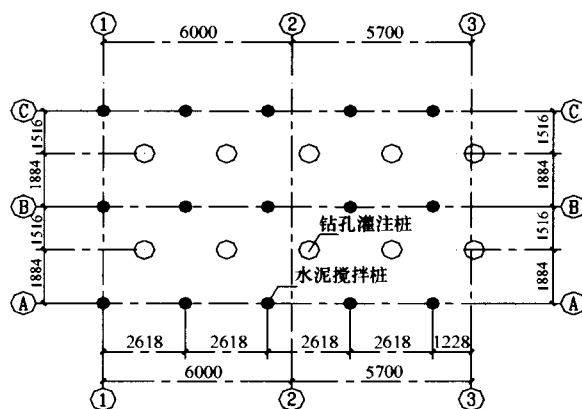


图 1 刚柔桩复合地基桩位布置图(局部)

## 3 刚柔桩复合地基的设计

地质资料显示本场地属于软弱土地基,上部存在较厚的淤泥质粘土,承载力较低(70 ~ 80kPa),当采用刚性桩复合地基进行本场地地基处理时,由于刚性桩与桩间土模量比较大,造成应力集中现象严重,刚性桩易达到极限破坏。因此,考虑用短桩(柔

性桩)对桩间土上部进行改善,增大桩间土承载力,减小刚性桩的应力集中。再与长桩(刚性桩)共同作用形成刚柔桩复合地基来提高地基的承载能力。

### 3.1 承载力计算

短桩复合地基(即“桩间土”)的承载力可用下面的公式进行估算:

$$f_{sp,k1} = \frac{1}{A_1} [\alpha\beta f_k (A_1 - A_{p1}) + R_{k1}] \quad (1)$$

其中  $f_{sp,k1}$ —短桩复合地基承载力标准值;  $f_k$ —天然地基承载力标准值,本例  $f_k = 70\text{kPa}$ ;  $A_1$ —承台底板的面积,本例  $A_1 = 16.6 \times 30.8 = 511.28\text{m}^2$ ;  $A_{p1}$ —短桩截面的总面积,  $A_{p1} = n\pi r^2 = 44 \times \pi \times 0.3^2 = 12.44\text{m}^2$ ;  $\alpha$ —桩间土强度提高系数,取 1.0;  $\beta$ —桩间土强度发挥度,对一般工程,  $\beta = 0.9 \sim 1.0$ ,本例取 0.95;  $R_{k1}$ —短桩承载力标准值;参照建筑地基处理技术规范(JGJ79—2002)中深层搅拌桩承载力的计算方法:

$$R_{k1} = n \cdot U_{p1} \cdot q_{si} \cdot l_i = 44 \times \pi \times 0.6 \times 12 \times 9 = 89573\text{kN} \quad (2)$$

其中  $n$ —短桩的桩数;  $U_{p1}$ —短桩的周长;  $q_{si}$ —第  $i$  层土与土性和施工工艺有关的极限侧阻力;  $l_i$ —第  $i$  层土厚度。

因此  $f_{sp,k1} = [1.0 \times 0.95 \times 70 \times (511.28 - 12.44) + 8957.3] / 511.28 = 82.40\text{kPa}$

刚柔桩复合地基承载力可用下面公式估算:

$$f_{sp,k2} = \frac{1}{A_2} [\alpha\beta f_{sp,k1} (A_2 - A_{p2}) + R_{k2}] \quad (3)$$

其中  $f_{sp,k2}$ —刚柔桩复合地基承载力标准值;  $f_{sp,k1}$ —短桩复合地基承载力标准值;  $A_2$ —承台底板的面积,本例  $A_2 = A_1 = 16.6 \times 30.8 = 511.28\text{m}^2$ ;  $A_{p2}$ —长桩截面的总面积,  $A_{p2} = n\pi r^2 = 60 \times \pi \times 0.25^2 = 11.78\text{m}^2$ ;  $\alpha$ —桩间土强度提高系数,取 1.0;  $\beta$ —桩间土强度发挥度,本例取 0.95;  $R_{k2}$ —长桩承载力标准值;

$$R_{k1} = n \cdot (U_p \sum q_{si} l_i + q_p A_p) / k = 732447\text{kN} \quad (4)$$

其中  $A_p$ —长桩单桩截面面积;  $U_p$ —长桩的周长;  $q_{si}$ —第  $i$  层土与土性和施工工艺有关的极限侧阻力;  $l_i$ —第  $i$  层土厚度;  $q_p$ —与土性和施工工艺有关的极限端阻;  $k$ —安全系数取 2.0。

根据(3)式计算可得刚柔桩复合地基的承载力:

$$f_{sp,k2} = [1.0 \times 0.95 \times 82.4 \times (511.28 - 11.78) + 73244.7.3] / 511.28 = 219.73\text{kPa}$$

根据《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—91)中第 2.0.4 条规定,地基承载力标准值进行修正时基础宽度的地基承载力修正系数取零,基础深度的地基承载力修正系数应取 1.0,则经深度修正后刚柔桩复合地基承载力标准值  $f_{c,sp}$  为:

$$\begin{aligned} f_{c,sp} &= f_{sp,k2} + r_m (d - 1.5) \\ &= 219.73 + 20 \times (4.4 - 1.5) \\ &= 277.73\text{kPa} \quad (> 233\text{kPa}) \end{aligned} \quad (5)$$

其中  $f_{c,sp}$ —经深度修正后复合地基承载力标准值;  $r_m$ —基底以上土体加权平均重度;  $d$ —基础埋深;

### 3.2 沉降的计算

对于刚柔桩复合地基的变形计算,由于其受力的复杂及众多影响因素,传统的复合模量法对刚柔桩复合地基来说,因桩土受力变形协调过程中,长桩无法达到在桩抵抗变形中完全贡献自己的刚度。因此,从严格意义上讲,复合模量法计算刚柔桩复合地基的加固区变形,有一定的偏差。

从刚柔桩复合地基的承载机理以及刚柔桩复合地基的变形模式来说,本文认为刚柔桩复合地基的沉降变形由以下三部分组成:其一为桩身的压缩变形  $S_1$ ,其二为桩端以下部分土层的压缩变形  $S_2$ ,其三为桩相对于上部褥垫层和桩端土的塑性刺入变形  $S_3$ 。因此复合地基的总变形可以用下式表示:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \quad (6)$$

对于刚性长桩桩身的压缩变形量,由于刚性桩桩身的强度较周围土体模量大很多,可采用弹性理论中杆件压缩公式计算:

$$\begin{aligned} S_1 &= \zeta \cdot \eta \cdot \frac{P_p L_p}{E_p A_p} \\ &= 0.5 \times 2 \cdot \frac{2660 \times 36.5}{2.5 \times 10^4 \times \pi \times 0.25^2} \\ &= 19.8\text{mm} \end{aligned} \quad (7)$$

其中:  $P_p$ —作用在桩顶的单桩竖向荷载,按长桩的极限承载力取值;  $L_p, A_p, E_p$ —分别为桩长、桩身截面及桩的变形模量;  $\zeta$ —桩周摩阻力的分布系数,一般取  $1/2 \sim 1/3$ ;  $\eta$ —桩身塑性变形模量系数,根据桩身材料而定,对混凝土可取 2。

由于本算例中无下卧层存在,可认为  $S_2 = 0$ 。对于桩相对于上部褥垫层和桩端土的塑性刺入变形  $S_3$ ,目前仍未有适合的刺入变形计算方法。较为简便直接的方法通过试验获得,本例通过模拟设计荷载实验,得到  $S_3 = 4.0\text{mm}$ 。因此复合地基的最终沉降为  $S = S_1 + S_2 + S_3 = 23.8\text{mm}$ ,与实际沉降监测结果(27mm)相当。



## 4 刚柔桩复合地基的检测

### 4.1 刚柔桩复合地基的检测结果

在该工程完工后,我们对一根刚性长桩和一组刚柔桩组成的复合地基分别进行了静荷载实验。在对刚柔桩复合地基进行试验时,荷载板  $3.37\text{m} \times 3.37\text{m}$ ,加载方法采用千斤顶反力加载,荷载分级加载值按设计预估  $1/8 \sim 1/12$  取值,第一级取其 2 倍,试验时采用慢速维持荷载法。通过静载试验,分别得到长桩以及复合地基的  $Q-S$  曲线(图 2、3)

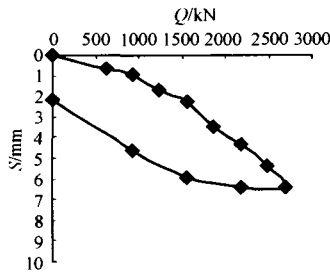


图 2 刚性桩静载试验  $Q-S$  曲线

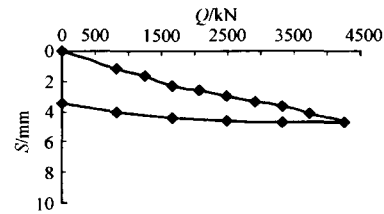


图 3 刚柔桩复合地基静载试验  $Q-S$  曲线

### 4.2 数据分析

本例的试验均为工程桩,因此在加载时不能使长桩和复合地基达到极限破坏状态,由图 2、4 可见两试验所得曲线均为缓变型。结合规范中长桩及复合地基承载力取值规定,可将实验成果列于表 1。

## 5 综合分析

(1) 本工程的实践证明,CM 刚柔桩复合地基在进行地基处理中,利用柔性桩补充桩间土承载力不足,同时还加速桩间土的固结,增大地基土竖向刚度,减小复合地基加固区的变形。而刚性桩又对柔

表 1 试验成果表

试验内容	荷载板尺寸	静载极限承载力/kN	极限承载力对应沉降/mm	承载力取值	设计值
C25 砼钻孔桩	桩径 500	$\geq 2695$	6.39	2695 kN	2660 kN
复合地基	$3.37\text{m} \times 3.37\text{m}$	$\geq 4245$	4.72	373.78 kPa	233 kPa

性桩起到“护桩”作用,同时还会抑制复合地基周围土体的隆起。同时从本工程的经济效益来看,比采用原方案节省了 30% 的投资,而承载力和沉降都达到了设计的要求。

(2) 工程竣工后 1 年的监测资料显示,建筑物主楼部分的平均沉降为 27mm,完全满足设计要求。在杭州市信义坊小区 6# 楼工程的地基处理中,在同样的布桩方式下,将桩端持力层选择在中砂或粘土层,最后实测沉降大大增加,在结顶后沉降值已达到 25mm。分析原因,除了下卧层本身沉降变形外,桩尖的刺入变形增大是一个很重要的原因。从两个工程对比来看,对沉降变形要求较高的工程,在设计时,应根据地质情况将持力层选择在较硬的土层或基岩上。同时可适当提高褥垫层的模量,如采用石屑垫层。

(3) 刚性长桩桩距设置为  $5 \sim 7d$ ; 置换率为 2.23%, 比常规的 6% ~ 10% 要大大减小。这是因为水泥搅拌短桩的设置大大改善了桩间土的性状。考虑到群桩效应的影响,使角、边上的桩承受负弯矩的影响,因此在采用 C25 的钻孔素砼桩作为长桩的同时,在桩身上端  $10d$  (约 5m) 增设了  $6\phi 12$  的钢筋

笼增大桩身的刚度和抗弯能力,这对角桩和边桩尤为重要。在短桩的设计中还要特别考虑短桩成桩质量的问题。在测试中我们发现,短桩的有效桩长受成桩质量的影响较大,对于  $d = 300\text{mm}$  的水泥搅拌桩其有效桩长一般为 10m,但是当桩身质量不能保证的情况下,其有效桩长往往只有 7m 左右。

### 参 考 文 献

- [1] 龚晓南. 地基处理手册(第二版). 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.
- [2] 中华人民共和国原城乡建设环境保护部. 建筑地基基础设计规范(GBJ7-89). 北京: 中国建筑工业出版社, 1989.
- [3] 中国建筑科学研究院. 建筑桩基技术规范(JGJ94-94). 北京: 中国建筑工业出版社, 1995.
- [4] 段继伟, 龚晓南. 水泥搅拌桩的荷载传递规律. 岩土工程学报, 1994, 16(4): 1~8.
- [5] D. GEDDES(1996) Stress in foundation Soils due to vertical sub-surface loading Geotechnique Vol 16 No. 3.

第一作者通讯地址: 浙江省临海市赤城路 54 号 邮编: 317000