

# 高层住宅预应力管桩的设计及施工

周群愉

(深圳市住宅局工程管理站, 518034)

[摘要] 本文以深圳市益田村高层住宅为例,介绍了在复杂的地质条件下高层建筑的桩基选型及高密度大直径预应力管桩的施工问题的处理。

[关键词] 高层住宅;预应力管桩;设计;施工

[中图分类号] TU473.1+3, TU753.3

[文献标识码] B

[文章编号] 1001-523X(2002)06-0031-04

## DESIGN AND CONSTRUCTION OF PHC TUBE PILES OF HIGH-RISE RESIDENTIAL BUILDING

ZHOU Qun-yu

[Abstract] Combined with high-rise residential building project in Yitian Village in Shenzhen, the pile foundation style of high-rise residential building under complicated geological conditions and construction of PHC tube piles which are large-diameter and high-intensity are presented in this article.

[Key words] High-rise residential building; PHC tube pile; Design; Construction

本文通过总结深圳市益田村21栋高层住宅高强预应力混凝土管桩的设计选型和施工中的经验教训的总结,希望对高层住宅预应力混凝土管桩的应用提供参考。

### 1 工程概况

益田村高层住宅位于深圳市福田区,总建筑面积53万多平方米,占地67194m<sup>2</sup>,由21栋24~32层的高层住宅组成。结构型式为带两层地下室的框架-剪力墙结构,基础为Φ600预应力管桩的桩筏基础。

施工区分1号、2号、4号、5号四个地块,其中5号地块由4栋32层及4栋28层组成,1号地块由4栋32层及1栋28层组成,2号及4号地块由8栋24层组成。32层塔楼桩密度为0.176根/m<sup>2</sup>(桩距3.5D),28层塔楼桩密度0.16根/m<sup>2</sup>(桩距3.5D),24层塔楼桩密度为0.143根/m<sup>2</sup>(桩距4D)。

总桩数为5000多根,建筑物按7度二级抗震设防。设计桩长为8~25m,单桩极限承载力为1000~3000kN,单桩抗拔承载力大于500kN,位移值为2.3~2.5mm。

### 2 工程地质概况及典型地质剖面

益田村高层区原始地貌为海湾沉积平原,施工前为人工填平的鱼塘,地面绝对标高为4.29~5.04m(平均4.67m),稳定地下水位埋深2.1~3.80m,标高0.99~2.84m,场地内各土层特征简介如表1

典型地质剖面

表1

层次	地质时代	层厚(m)	深度(m)	层底标高(m)	岩性描述	标贯击数N
1	Q <sup>al</sup>	5.20	5.20	-0.47	人工填土	
2	Q <sup>me</sup>	2.20	7.40	-2.67	淤泥质粉质粘土	2~8
3	Q <sup>me</sup>	0.80	8.20	-3.47	淤泥质中粗砂	17
4	Q <sup>el</sup>	5.80	13.80	-9.07	砾质粉质粘土	35
5	γ <sub>3</sub> <sup>3</sup>	3.20	17.00	-12.27	全风化粗粒花岗岩	42~50
6	γ <sub>3</sub> <sup>1</sup>	5.50	22.50	-17.77	强风化粗粒花岗岩	
7	γ <sub>3</sub> <sup>3</sup>	5.50	22.50	-17.77	中风化粗粒花岗岩	
8	γ <sub>3</sub> <sup>3</sup>	4.70	30.50	-25.77	微风化粗粒花岗岩	

### 3 桩基的选型

根据拟建场地地质情况及建筑结构情况,初步考虑了四种桩型,分别为:人工挖孔桩、钻孔灌注桩、大直径沉管桩及打入式高强预应力管桩。通过对以上几种桩型从设计、投资、工期、施工难度及检测等方面的综合分析、研究,最终确定选用高强预应力管桩。

#### 3.1 高强预应力管桩

当持力层选在强风化层且选用桩径为Φ600mm时,按预应力混凝土管桩基础技术规程计算的单桩承载力设计值R为:

$$\begin{aligned}
 Q_{uk} &= u \sum \xi_{ni} q_{ni} l_i + \xi_p q_{pk} A_p \\
 &= 1.88(0.9 \times 90 \times 5.8 + 0.9 \times 90 \times 3.2) + \\
 &\quad 1.35 \times 10000 \times 0.3^2 \times 3.14 \approx 5185.1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

收稿日期:2002-03-20

作者简介:周群愉(1969-),男,广东揭阳人,毕业于华南理工大学,1992年至今在深圳市住宅局工程管理站从事施工管理工作。E-mail:gczzgy@163.net, Tel:0755-3942879。

$$R = Q_{ak} / \gamma_{ap} = 5185.1 / 1.65 = 3142 \text{ kN}$$

当选用  $\Phi 600$  预应力混凝土管桩时,单桩承载力设计值可达 3142 kN;再考虑桩筏基础的作用,承载力完全可以满足使用要求。

从典型地质剖面可以看出,拟建场地各土层的标贯值变化均匀且无夹层,在持力层(强风化)上部存在较厚的全风化层,非常适合 PHC 管桩的施工要求;且 PHC 管桩的施工具有工期短、造价低、低污染、检测简便、桩身质量有保证等优点。

所以,本场地最适宜采用预应力混凝土管桩。

### 3.2 单桩承载力的确定

为进一步确定单桩承载力设计值,为设计提供充分依据,共打了 12 根试桩,桩锤选用 D62,落锤高度为 2.9m,PHC 管桩选用  $\Phi 600$ /壁厚 130mm 的 AB 型桩,采用十字型封口桩尖。桩的入土深度、总锤击数及贯入度见表 2,大应变检测情况见表 3,静载试验结果分析见表 4。

桩的入土深度、总锤击数及贯入度

表 2

	1-1	1-2	1-3	2-1	2-2	2-3	4-1	4-2	4-3	5-1	5-2	5-3	5-4
入土深度	20.1	17.80	19.7	25.7	25.7	28.6	18.50	20.70	14.50	15.20	19.90	30.20	15.20
总锤击数	836	755	582	638	619	824	361	413	340	370	735	1546	636
贯入度,cm/10 击	6	7	1	4	4	2	4	6	6	1	2.5	2.8	1.2

大应变检测情况

表 3

	1-1	1-2	1-3	2-1	2-2	2-3	4-1	4-2	4-3
总阻力, kN	3145	3535	7866	5518	4566	4893	5340	3750	3821
侧阻力, kN	835	1007	296	1228	2190	2266	642	302	1192
端阻力, kN	2310	2528	7571	4290	2376	2628	4698	3448	2629

静载试验结果

单位: kN 表 4

	1-1	1-2	1-3	2-1	2-2	2-3	4-1	4-2	5-1	5-2	5-3	5-4
最大试验荷载	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	8000	8000	6500	8000
最大沉降, mm	23.68	17.34	15.52	26.42	20.69	24.34	23.16	23.63	22.28	22.02	13.19	21.77
残余沉降, mm	3.58	3.10	4.10	5.10	4.85	0.40	3.30	3.90	6.43	0.11	2.03	3.46
极限承载力	$\geq 6000$	$\geq 6000$	$\geq 6000$	$\geq 6000$	$\geq 6000$	$\geq 6000$	$\geq 6000$	$\geq 6000$	$\geq 8000$	$\geq 8000$	$\geq 6500$	$\geq 8000$
承载力标准值	$\geq 3000$	$\geq 3000$	$\geq 3000$	$\geq 3000$	$\geq 3000$	$\geq 3000$	$\geq 3000$	$\geq 3000$	$\geq 4000$	$\geq 4000$	$\geq 3250$	$\geq 4000$
承载力设计值	$\geq 3750$	$\geq 3750$	$\geq 3750$	$\geq 3750$	$\geq 3750$	$\geq 3750$	$\geq 3750$	$\geq 5000$	$\geq 5000$	$\geq 5000$	$\geq 4063$	$\geq 5000$

从上表可看出,最大单桩承载力标准值可达 4000kN,最小单桩承载力标准值也可达 3000kN。结合周边地区相似地质条件的承载力取值情况及不可预见因素,确定承载力标准值为 3000kN。

## 4 施工概况、出现的问题及处理

### 4.1 施工概况

5 号地块先施工,打桩前基坑开挖 3m 深,总桩数 1643 根,共 5 台桩机进场施工。根据试桩情况,施工采用 D62 和 KB60 柴油锤,锤的落距为 1.9~2.5m。贯入度控制值以大应变测试成果为依据,并考虑地质条件的变化,当桩长大于 10m 时贯入度为 3~5cm,当桩长小于 10m 时贯入度为 2~3cm。

打桩前进行了大应变测试,测出土的总阻力在 4094.1~5529.8kN 之间,考虑土的侧阻力的恢复,最终承载力均能满足设计要求。

### 4.2 静载试验情况

5 号地块工程桩施工完成后,按规范要求对工程桩进行了静载试验,一共选了 19 根,其中 13 根满足承载力要求,6 根桩结果存在问题,与试桩时预测的单桩极限承载力 8000kN 相差较多。

### 4.3 存在问题成因分析

施工中,施工单位对工程桩的上浮及位移做了测量记录;记录显示:工程桩在全部施工完毕后,均有不同程度的上浮,最大上浮达 12mm,上浮 4mm 内的桩的数量占总桩数的 50%。从试桩结果看,172 号桩在施加第一级荷载时沉降较大(11mm)且稳定时间较长(4h),549 号及 841 号桩第一次试压均不合格,沉降均超过 40mm,而第二次试压均合格(20mm,28mm)。出现桩体上浮主要有以下几点引起的。

- 1) 桩的密度大,桩长较长;
- 2) 施工顺序及速度不合理;
- 3) 群桩的挤密效应;
- 4) 锤重与桩重比值偏小,导致桩的人岩深度不够;
- 5) 在采用送桩器时,贯入度应予修正。

### 4.4 问题处理

受条件所限,32 层的桩首先采用了 6.8t 吊蓝式柴油锤对部分桩进行了复打试验,控制标准为:前 20 击落距为 1.5m,若总沉降量小于 3cm 则可收锤;否则继续复打,将锤的落距提高至 2m,再打 20 击,若该 20 击总沉降量小于 5cm,则可收锤;否则继续施打,直至沉降小于 5cm 为止。按此标准复打了 32 根桩后,发现有的桩头被打烂,另有 3 根桩被打裂。根据已复打的桩的情况分析,桩的上浮在前 10 击基本

可以解决,因此,将控制标准调整为:每 10 击(落距 1.5m)测量一次沉降量,若 10 击沉降量小于或等于 3cm 则收锤,否则按此标准继续施打,直至沉降量小于 3cm 为止。对已复打的桩进行了静载试验,其承载力仍然达不到设计要求。

根据上浮观测结果可知:按上述标准复打,桩的上浮问题应可得到解决,但承载力仍无法达到设计要求,其原因是桩体上浮仅仅是引起承载力不足的原因之一,桩的人岩深度不够这一主要问题在按上述标准复打时并未得到解决。为解决承载力不足的问题,采用了 8t 柴油锤进行复打,结果全部通过静载试验,满足设计要求。

#### 4.5 经验应用

1 号、2 号及 4 号地块根据 5 号地块桩基施工的经验,采取了如下措施:

1) 采用开口桩尖,提高了桩的人岩深度并减少了排土量;

2) 柴油锤采用 D65 或 D70;

3) 根据 PDA 高应变测试结果确定的收锤标准为:10 锤的贯入度在 20mm 以内;桩锤落距为 2.5~3.0m,考虑采用送桩器后锤击能量的衰减,实际施工贯入度控制在 15mm 以内;

4) 桩的施工线路采用直线式,相邻两排桩施工时间间隔在一星期以上;每台桩机每天(8h)施工数量不多于 11 根;

5) 对封口桩尖的桩全部采用 D80 柴油锤进行复打,因为采用封口桩尖的桩的上浮量在 10mm 以上的桩数约为该类桩总数的 98%,而采用开口桩尖的桩上浮量在 10mm 以上的数量约占该类桩总数的 28%。

6) 对采用开口桩尖的桩仅须解决上浮问题即可,采用 D70 柴油锤进行复打,复打贯入度控制在 15mm 以内。

采用上述方法进行处理后,静载试验全部合格。目前,高层住宅已交付使用,根据沉降观测资料,沉降量均满足规范要求。

### 5 承载力不足的再分析

#### 5.1 桩体上浮受桩尖、桩长影响较大

对 60 根封口桩尖的桩及 64 根开口桩尖的桩的上浮情况进行对比,见表 5。

封口桩尖与开口桩尖的桩上浮情况对比 表 5

	平均上浮 (mm)	最大上浮 (mm)	最小上浮 (mm)	上浮 > 10mm 比例, %	上浮 > 20mm 比例, %	总桩数
封口桩尖	16.2	30	2	98	25	60
开口桩头	5.79	27	0	28	5	64

从上表可知,采用开口桩尖后的上浮量明显减小。最近有文献介绍,使用开口桩尖后,由于水对挤碎后的强风化软质岩石的浸泡,单桩承载力会受到较大影响。从益田村工地的情况看,采用封口十字桩尖的桩孔内也存在积水;而且从静载试验结果分析,无论是采用封口桩尖还是开口桩尖,单桩承载力结果差异不大,均可满足设计承载力要求,因此益田村桩基承载力受桩内积水影响不大。

桩长对桩上浮的影响较大,桩长较长的桩上浮较大(其原因前面已分析)。

#### 5.2 锤重与桩重的比值问题

借鉴 5 号地块的施工经验,在 1 号、2 号及 4 号地块的桩基施工中,采用“重锤轻击”的方法,打桩采用 D65 或 D70 锤,复打采用 D80 锤,事实证明施工效果较好。关于锤重的选择,可参考广东省规程(DBJ/T15—22—98)附录 C,但参考表中未给出锤重与桩重的关系。事实上,锤重与桩重的关系直接影响到桩的人岩情况。对 1 号、2 号地块的 20 多米长(直径  $\Phi 600$ /壁厚 130mm)的桩而言,锤重与桩重的比约为 0.67(D65 锤)和 0.72(D70 锤),因此,锤重与桩重的比值宜大于 0.65。

### 6 结论

#### 6.1 预应力管桩的设计

##### 6.1.1 承载力的确定

按预应力混凝土管桩基础技术规程计算的单桩承载力设计值  $R$  确定:  $R = Q_{uk}/\gamma_{ap}$  (其中  $Q_{uk} = u \sum \xi_{si} q_{sik} l_i + \xi_p q_{pk} A_p$ ); 同时通过试桩的静载值调整  $R$ 。

6.1.2 群桩中单桩极限承载力取值:折减系数宜小于 0.75

单桩极限承载力与群桩中单桩极限承载力相差较大,高层建筑预应力管桩单桩承载力标准值的取值如以试桩的单桩极限承载力为依据时,应考虑各种不可预见因素,对极限承载力进行折减,折减系数建议小于 0.75。

##### 6.1.3 管桩的布置

高层建筑在水平与竖向荷载共同作用下,单桩的柱轴力及混凝土剪力墙轴力都比较大。合理布桩,尽量降低布桩密度是高层建筑管桩的设计关键。鉴于高层建筑物单柱下的桩数较多,设计时应优先选择承载力较大的桩以减少桩的数量,把打桩时的挤土影响降到最小。

##### 6.1.4 管桩的抗拔设计

在进行高层住宅地下室的抗浮验算时,必须对桩基抗拔进行验算。为了充分发挥单桩抗拔力,在承台与桩连接最薄弱的部位,要特别设计填塞入预应力管桩中的混凝土圆柱芯,在上拔力作用时,这段混凝土圆柱芯最易连同承台一起从预应力管桩中拔出来,因此在需要抗拔的管桩中,填塞入预应力管桩的混凝土圆柱芯的长度应通过计算混凝土芯与桩内壁摩擦阻力来确定,此时混凝土与管桩内壁的粘结强度一般可取 300kPa,此外,圆柱芯内的锚筋要验算其抗拉承载力是否满足单桩上拔力,需要抗拔的管桩最好能打出足够长度的管壁钢筋与混凝土圆柱芯内的钢筋一起锚入承台。

##### 6.1.5 桩长的确定

桩持力层可以是密实砂土层、坚硬粘土层、全风化或强风化岩;并以桩尖持力层的标贯值  $N$  来控制桩长,一般情况下,管桩桩尖持力层的  $N$  值为 30~40 击。

#### 6.2 管桩施工应注意问题

##### 6.2.1 要解决桩的挤土问题

在高层住宅中存在桩距较密的情况,当土质比较密实

时,由于桩间土的挤密效应,打桩阻力显著增大;按标准收桩后,桩有可能未能达到预定的持力层,桩承载力有可能达不到设计要求;或者由于桩间土挤密隆起,使得已打入的桩被抬起,形成吊脚桩,使承载力难以满足要求。要解决挤土问题,可以在设计上考虑用开口桩尖,亦可以在施工时考虑用桩心掘孔打桩法或复打。

### 6.2.2 宜先打桩后再做基坑的围护结构

有围护结构的深基坑,宜先打桩再做基坑的围护结构,这样的施工顺序可以避免由于基坑四周的围护结构使打桩的土体无法扩散造成先打入的管桩被后施工的管桩挤上来,使桩承载力达不到设计要求;又避免了打桩使土体扩散而挤

坏四周的围护结构并降低基坑围护结构的止水效果。

### 6.2.3 保证管桩的人岩深度

锤重与桩重的比值应严格控制,建议锤重与桩重的比值宜大于0.70。

### 6.2.4 控制施工顺序及速度

每台桩机每天的打桩数量应进行控制,建议不要超过11根(200延长米);不应在同一小区域内数台桩机同时施工,相邻两排桩施工时间宜间隔在一星期以上。

### 6.2.5 使用送桩器送桩的贯入度应进行修正

送桩不宜过深,通过现场试验确定送桩器对贯入度的影响;应对桩体的上浮进行观测,为进一步处理提供依据。

(上接第19页)

为无量纲, $b$ 的单位为时间的倒数, $k$ 的单位为与 $\gamma_i$ 相对应的长度单位。

利用三段计算法求泊松曲线方程中的各个参数。三段计算法求泊松曲线方程中的参数有以下两点要求:

1)时间序列中的数据项数或时间的期数 $n$ 是3的倍数,分为3段,每段含 $n/3=r$ 项。

2)自变量 $t$ 的时间间隔相等或时间长短相等,前后连续,期数 $t$ 由1开始顺编,也即取 $t=1,2,3,\dots,n$ 。按此要求,则时间序列中各项数分别为 $y_1, y_2, y_3, \dots, y_n$ 。将其分为3段:第1段为 $t=1,2,3,\dots,r$ ;第2段为 $t=r+1, r+2, r+3, \dots, 2r$ ;第3段为 $t=2r+1, 2r+2, 2r+3, \dots, 3r$ 。

设 $S_1, S_2, S_3$ 分别为3个段内各项数值的倒数和,有

$$S_1 = \sum_{i=1}^r \frac{1}{y_i}; S_2 = \sum_{i=r+1}^{2r} \frac{1}{y_i}; S_3 = \sum_{i=2r+1}^{3r} \frac{1}{y_i} \quad (4)$$

根据系列推倒可得参数 $a, b, k$ 的计算式:

$$a = \frac{(S_1 - S_2)^2 (1 - e^{-b}) k}{[(S_1 - S_2) - (S_2 - S_1)] e^{-b} (1 - e^{-b})} \quad (5)$$

$$b = \frac{\ln \frac{(S_1 - S_2)}{S_2 - S_1}}{r} \quad (6)$$

$$k = \frac{r}{S_1 - (S_1 - S_2) - (S_2 - S_3)} \quad (7)$$

## 3 沉降预测实例

### 3.1 工程概况

本工程为点式高层建筑,南面起居室为18层,北面附属用房为20层,总高57m,建筑物平面面积430m<sup>2</sup>。基础为半地下室箱基加短桩,箱基高2.9m,埋深1.7m,箱基底板为梁板结构,梁宽0.6m,板厚0.3m。建筑物下布置了183根0.4m×0.4m×7.5m钢筋混凝土预制桩。场地地层在地面下深度2.4~10m处为稍松粉砂层,作为桩基持力层,其下为灰色粘土,软塑或流塑状,暗绿色硬粘土层埋深约29~30m。建筑物桩位布置及量测元件埋设见图2。

### 3.2 沉降预测比较

实测沉降随时间发展过程如表1所示,各种预测方法计算结果如表2所示,可见,泊松曲线和指数曲线计算结果相

差不大,双曲线预测结果偏小。

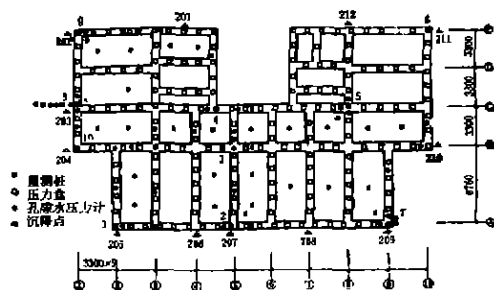


图2 建筑物桩位布置及量测元件埋设

实测沉降随时间发展过程

表1

时间、月	9	11	14	16	20	23	26	30	44
沉降,mm	20	29.4	59.2	71.8	126.3	158.1	181.1	200.9	245

各种预测方法得到最终沉降结果

表2

预测方法	指数曲线	双曲线	泊松曲线
预测结果	305	287	316

## 4 结语

本文对各种沉降预测进行了分析,得到如下结论:

泊松曲线与指数曲线计算结果相差不大,双曲线预测结果偏小。且泊松曲线能较好地反映沉降随时间发展的全过程,值得推荐。

## 参考文献

- 徐新跃,方德胜.灰色 Verhulst 模型预测软土地基建筑物的沉降[J].地下空间,2001,21(5):515~518
- 韩柳欣,张献辉.神经网络方法在高炉沉降分析中的应用[J].建筑施工,2000(2):43~44
- 刘勇健.遗传算法在软土地基沉降计算中的应用[J].工业建筑,2001(5):39~41
- 宰金珉,梅国雄.全过程的沉降量预测方法研究[J].岩土力学,2000,21(4):322~325
- 洪毓康,陈强华,陈冠发.高层建筑下短桩基础的原位测试研究,高大钊主编,软土地基理论与实践.北京:中国建筑工业出版社,上海:同济大学出版社,1992