

# 软土地区大吨位超长试桩试验设计与分析

张忠苗<sup>1, 2</sup>, 张乾青<sup>1, 2\*</sup>, 张广兴<sup>1, 2</sup>, 施茂飞<sup>1, 2</sup>

(1. 浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058)

**摘要:** 温州350 m超高层中超长桩加载2800 t的试桩静载试验设计与分析表明: 在地表土质承载力较低场地进行大吨位堆载试验时, 可选择桩梁式堆载支墩-反力架装置来完成试验。对超长桩来说, 在最大加载条件下, 实测桩端阻力仅为桩顶荷载的25%左右, 超长桩表现为端承摩擦桩性状。在使用荷载下, 桩顶沉降的90%以上来自桩身压缩, 在进行超长桩设计时, 要充分考虑桩身质量对试桩沉降的影响。同时, 桩底沉渣清除的干净与否, 也直接影响超长桩的沉降。超长桩桩侧上部土层摩阻力具有不同程度的软化现象, 而中下部土层侧摩阻力具有较弱的强化效应, 因此在超长桩承载力计算时, 不同深度土层的桩侧阻力和桩端阻力都应乘以相应不同的修正系数。试验结果显示淤泥土、淤泥质黏土、淤泥夹粉砂土中极限侧阻充分发挥所需的桩土相对位移阈值分别约为5~7 mm、6~8 mm和8~10 mm。

**关键词:** 超长桩; 沉渣; 沉降; 桩身压缩; 侧摩阻力; 桩土相对位移

中图分类号: TU473.1 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2011)04-0535-09

**作者简介:** 张忠苗(1961-), 男, 浙江宁海人, 博士生导师, 教授, 主要从事基础工程与桩基础的研究、教学与检测工作。E-mail: [zjuzzm@163.com](mailto:zjuzzm@163.com)

## Large tonnage tests on super-long piles in soft soil area

ZHANG Zhong-miao<sup>1, 2</sup>, ZHANG Qian-qing<sup>1, 2</sup>, ZHANG Guang-xing<sup>1, 2</sup>, SHI Mao-fei<sup>1, 2</sup>

(1. MOE Key Laboratory of Soft Soils and Geoenvironmental Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

**Abstract:** A 2800-t static load test on super-long bored piles is conducted for a building 350 m in height in Wenzhou, which indicates that the heaped load supported by piles and beam-reaction system can be chosen to complete the large tonnage static load test in soft soil area. About 25% of the load at pile head is shared by the axial force at pile end, and the super-long piles work as end-bearing friction piles under the maximum loading. The percentage of super-long pile top settlement caused by the compression of pile shaft is over 90% under the working load. Therefore, the influence of pile quality on the settlement of pile top must be fully taken into account in design. In addition, the settlement of super-long piles is closely associated with the compressibility of the sediment at pile end. The shaft resistance of piles has a slight weakened and enhanced effect in the upper and lower soils, respectively, which means that the shaft resistance in different soil layers and the tip resistance should multiply different modification coefficients in estimating the bearing capacity of super-long piles. The ultimate pile-soil relative displacements for completely mobilizing the shaft resistance are found to be about 5 to 7, 6 to 8 and 8 to 10 mm in silt, silt clay and silt mixed with silty sand, respectively.

**Key words:** super-long pile; sediment; settlement; compression of pile shaft; shaft resistance; pile-soil relative displacement

## 0 引言

随着超高层建筑的不断涌现和施工机械的不断改进, 钻孔灌注桩的长度也在不断增加, 桩长超过100 m的灌注桩越来越多的被应用在高层建筑中<sup>[1-3]</sup>。然而当前对超长钻孔灌注桩的荷载传递性状研究还不够深入, 对超长桩荷载传递机理的研究远落后于超长桩的工程实际应用, 其承载性能还有待进一步研究。温州鹿城广场塔楼高度为350 m, 其基础超长嵌岩桩最大设计长度达110 m且钻孔施工时要穿越40 m的巨厚

卵石层。静载试验时要在地表土承载力特征值仅65 kPa的场地上实现最大试验加载2800 t(由于试桩承载力不确定性且桩间距关系, 设计不同意使用锚桩法), 此类试桩工程实例是比较少见的且也未见有文献报道。笔者亲自设计了静载试验方案, 并成功完成了试桩静载试验的测试工作, 得到了穿越40 m巨厚卵石层的超长桩荷载传递、桩身压缩、桩土相对位移、

收稿日期: 2009-09-28

\*通讯作者

端阻以及侧阻等相关规律，藉此可供借鉴。

## 1 工程概况与场地地质情况

温州鹿城广场塔楼高350 m，主楼75层，裙楼4层，地下室4层，落地面积为14595.6 m<sup>2</sup>，建筑面积为196413 m<sup>2</sup>，建成后将成为浙江省第一高楼，本场地各土层主要力学参数见表1。

表1 各土层的力学参数

Table 1 Mechanical parameters of each soil layer

层次	岩土名称	地基承载力特征值/kPa	桩侧摩阻力特征值/kPa	桩端阻值/kPa
2	黏土	65	9	
3-1	淤泥质黏土	45	5	
3-2	淤泥夹粉砂	55	6	
3-2'	粉砂夹淤泥	100	11	
3-3	粉砂夹淤泥	120	13	
4-1	淤泥	55	6	
4-2	淤泥质黏土	70	10	
5-1	粉砂	130	20	400
5-2	淤泥质黏土	80	13	
6	卵石	500	45	1400
7	黏土	150	27	400
8	卵石	500	45	1400
9-1	粉质黏土	160	29	480
9-2	含黏性土碎石	400	45	1300
10-1	全风化闪长岩	230	30	600
10-2	强风化闪长岩	500	45	1400
10-3	中风化闪长岩	1800	80	4000

本工程设计采用钻孔灌注桩，桩身采用C50混凝土，桩径为1100 mm，桩长约99~110 m，设计要求单桩竖向抗压承载力特征值为12000 kN。由于该场地第6卵石层下有第7黏土层和第9粉质黏土层（相对软弱层），所以超高层塔楼桩基持力层没有选在厚达30多米的第6卵石层中（为避免该高层建成后由于下卧黏土及粉质黏土层的压缩而产生较大沉降），而是以10-3中风化闪长岩层作为持力层，桩入中风化岩0.5 m。这使得超长桩施工时要穿越40 m的巨厚卵石层，给施工带来了一系列的困难（笔者将另文详述施工方法）。为节省篇幅，本文仅以试桩#S1和#S3处场地地质情况为代表来说明试桩处各土层分布情况，见图1。

## 2 试桩静载试验方案设计

### 2.1 试桩静载试验方案选择

该场地现地面承载力较低（见表1），若采用常规的堆载承台-反力架试验方案，试桩每侧承台面积将达200 m<sup>2</sup>以上（按每侧承台承重12000 kN计算），这不仅要求较大的试验场地和承台面积，承台沉降也不易保证，同时后期测试和施工也存在着诸多困难。因此，需要选择另外一种方便可行的试验方案。最终，

笔者经过方案优化设计决定采用桩梁式堆载支墩-反力架装置来完成静载试验，该方案在避开工程桩桩位的空地处每边另打4根桩径800 mm的钻孔桩（以6卵石层为持力层，工程桩在试桩试验前还未施工）且桩顶用混凝土梁浇在一起作为支撑堆载重量的桩梁式堆载承台。此方案施工方便、快速、经济合理且可保证试验过程中堆载承台沉降较小，见图2。

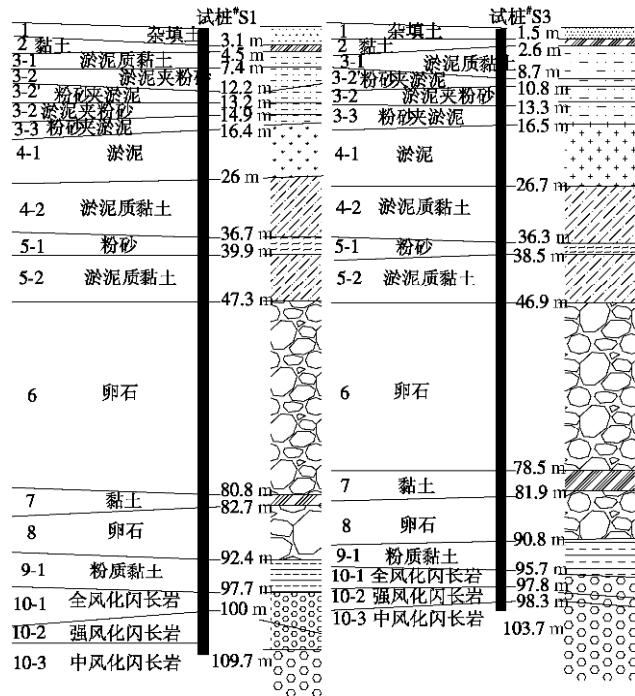
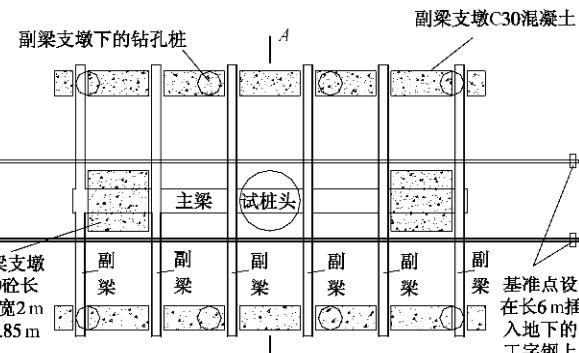


图1 试桩处场地地质图

Fig. 1 Geologic map of site with test piles



(a) 静载试验中主、副梁支墩布置图



(b) 试验装置平面图

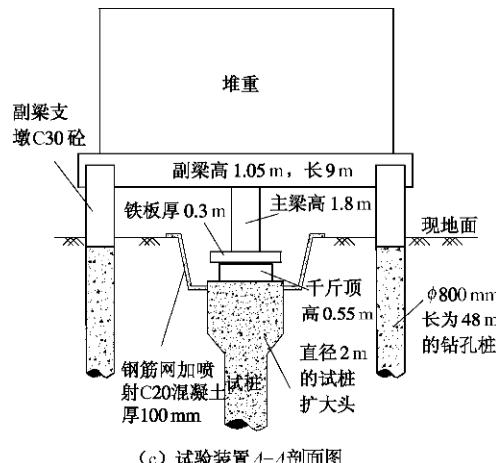


图 2 试桩静载试验布置图

Fig. 2 Arrangement of static load tests

## 2.2 桩梁式堆载支墩 - 反力架试验方案

本次静载试验采用桩梁式堆载支墩-反力架装置，在场地现地面承载力较低的软土地区成功实现了大直径超长嵌岩桩 2800 t 的静载试验。该方案具体施工顺序及要求如下：

(1) 在每个副梁支墩下打设 4 根直径 800 mm 的钻孔灌注桩作为支撑堆载重量的桩。支撑桩长约为 48 m (根据地质资料计算可知, 支撑桩单桩极限承载力约为 4500 kN), 要求桩端进入卵石层  $3d$  ( $d$  为桩径), 桩身混凝土强度为 C30, 混凝土浇至地面, 桩身上部 25 m 配主筋  $12\Phi 16$  mm, 桩身下部 23 m 配主筋  $6\Phi 16$  mm, 加强筋  $\Phi 16@2000$  mm, 篦筋  $\Phi 8@250$  mm。

(2) 沿主梁方向开挖一条长 14 m, 宽 3 m, 深 1.2 m 的基槽沟并制作主梁支墩, 主梁支墩长 2 m, 宽为 2 m, 高为 0.85 m, 采用 C30 混凝土, 并布置 3 层 Φ16@250 mm 钢筋网片。

(3) 平整副梁支墩处场地并制作副梁支墩。副梁支墩宽为 0.8 m, 高为 1.68 m(地面以上部分高 1.48 m, 地面以下部分为 0.2 m), 长为 14 m, 试桩与其中心距为 3.9 m, 并要求灌注桩钢筋锚入副梁支墩不小于 0.8 m, 具体布置见图 3。

(4) 试桩头做法: 试桩混凝土要求灌至现自然地面(钢筋笼也通到底面), 试桩成桩7d后, 在试桩外面套一个直径为2.0m厚5.0mm的钢护筒, 钢护筒的长度大于凿桩段0.3m, 然后进行接桩制作试桩扩大头。试桩扩大头直径2.0m并采用C60混凝土浇制而成。试桩头的具体制作方法见图4。

(5) 为保持试桩开挖坑壁的稳定, 副梁支墩与试桩坑之间高差边坡采用喷射钢筋混凝土面层加固, 面层采用 C20 混凝土, 钢筋网片为  $\Phi 8@150$  mm, 混凝土面层厚度为 100 mm。

(6) 独立基准梁是保证沉降测量准确性的关键。本次静载试验利用长 6 m 的#36 工字钢插入地下作为

基准桩（插入地下的长度为 5.7 mm，即工字钢的顶部比地面高出 0.3 m，基准桩远离主梁及副梁堆载承台）并用钢性长梁焊接成整体作为独立的基准梁系统，具体布置位置见图 3。在试验过程中，应严格限制场地附近的交通、振动，并采取措施防止基准梁受温度、天气变化的影响。

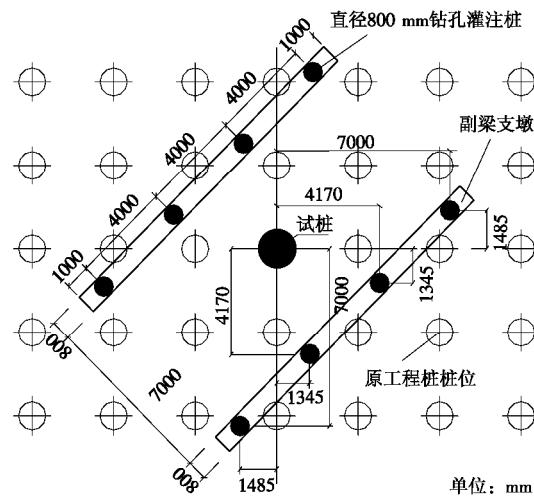


Fig. 3 Arrangement of bored cast-in-situ piles and bearing platform of secondary beams

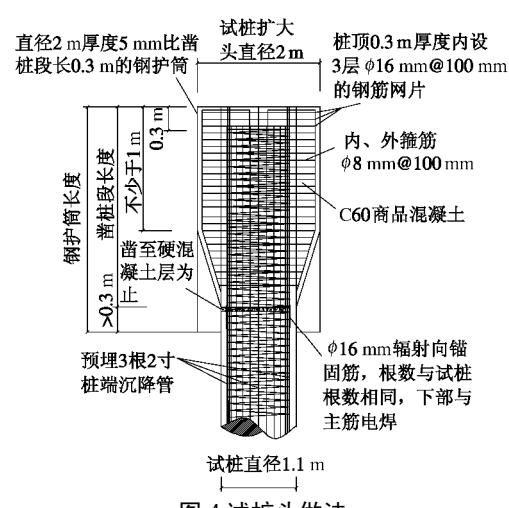


Fig. 4 Making method of test pile head

### 3 超长试桩施工工艺

本工程中超长试桩最大长度达到 110 m 且钻孔施工时要穿越约 40 m 的巨厚卵石层，施工难度极大。由于穿越卵石层施工时存在着容易漏浆、塌孔且漂石层中不易钻进等诸多困难，因此，如何成功穿越约 40 m 巨厚卵石层又方便快速的进行施工是本工程的重点和难点所在。笔者根据本工程场地地质条件和试钻孔试验并结合温州地区的工程实践经验，提出了解决上述问题的措施，并成功的完成了钻孔工作。实际施工时可通过调节泥浆性能解决卵石层中的漏浆和塌孔问

题, 通过选择合理钻进设备和施工工艺解决漂石层中的钻进困难, 提高卵石层中的钻进效率。为节省篇幅, 笔者将另文详细介绍该工程超长桩的施工方法。

#### 4 试桩静载试验分析

为评价试桩的实际承载能力, 设计要求对本工程中的 4 根试桩进行静载试验, 分别编号为<sup>#</sup>S1、<sup>#</sup>S2、<sup>#</sup>S3 和<sup>#</sup>S4, 其施工记录见表 2。需要说明的是, 试桩<sup>#</sup>S1 和<sup>#</sup>S3 最早开始施工, 卵石层中施工时漏浆部位较多且漏浆量大, 处理堵漏时间长, 加上设备维修和其他消耗时间, 成孔时间长达 17 d, 成孔监测沉渣厚度 4 cm。而试桩<sup>#</sup>S2 和<sup>#</sup>S4 卵石层中施工时漏浆较轻, 成孔时间为 9 d, 成孔监测沉渣厚度 2 cm。

表 2 4 根试桩施工记录

Table 2 Parameters of 4 test piles

桩号	桩长 /m	桩径 /m	龄期 /d	混凝土标号	入持力层 /m	充盈系数	配筋
<sup>#</sup> S1	109.7	1.1	100	C50	0.5	1.02	24/12Φ28
<sup>#</sup> S2	100.0	1.1	96	C50	0.5	1.06	24/12Φ28
<sup>#</sup> S3	103.7	1.1	107	C50	0.5	1.11	24/12Φ28
<sup>#</sup> S4	106.3	1.1	71	C50	0.5	1.10	24/12Φ28

试桩静载试验采用水泥块堆载 - 反力架装置, 见图 5, 使用 5 台 6300 kN 千斤顶并联加载, 并结合 JCQ 静荷载自动测试仪使用。加载和卸载方式均按相关规范进行<sup>[4]</sup>。试验最大加载为 28000 kN。值得说明的是, 若单纯从 C50 桩身强度考虑, 桩身混凝土轴心抗压强度标准值(极限值)约为 21543 kN, 但由于本工程中超长试桩桩身 56 m 以上配主筋 24Φ28 mm, 箍筋为 Φ10@100 mm, 56 m 以下配主筋 12Φ28 mm, 箍筋为 Φ10@200 mm, 钢筋的侧向握固作用提高了试桩轴向抗压强度, 这是试桩能承受 28000 kN 荷载的原因。



图 5 水泥块堆重 - 反力架装置静载试验现场图

Fig. 5 Arrangement of concrete block stack and reaction system of static load tests

##### 4.1 荷载 - 沉降曲线

利用同时观测桩顶和桩端沉降技术可以得到桩顶和桩端沉降, 进而可得到桩身压缩量(桩身压缩量=桩顶沉降-桩端沉降)。桩顶沉降利用设置在桩顶的位移传感器测量得到。桩端沉降则是预先在灌注成桩时沿钢筋笼内侧埋设直径为 2 寸的水管, 然后在 2 寸水

管内下放直径为 6 分的水管, 再在桩顶 6 分水管上设测点来测量得到。此处需要说明的是, 由于现场施工人员的疏忽, 4 根试桩中只有试桩<sup>#</sup>S1 和<sup>#</sup>S3 中设置了桩端沉降管和钢筋应力计, 而试桩<sup>#</sup>S2 和<sup>#</sup>S4 只在桩顶布置了位移传感器, 故下文分析超长桩性状时仅以试桩<sup>#</sup>S1 和<sup>#</sup>S3 为例。4 根试桩的荷载 - 沉降曲线见图 6。

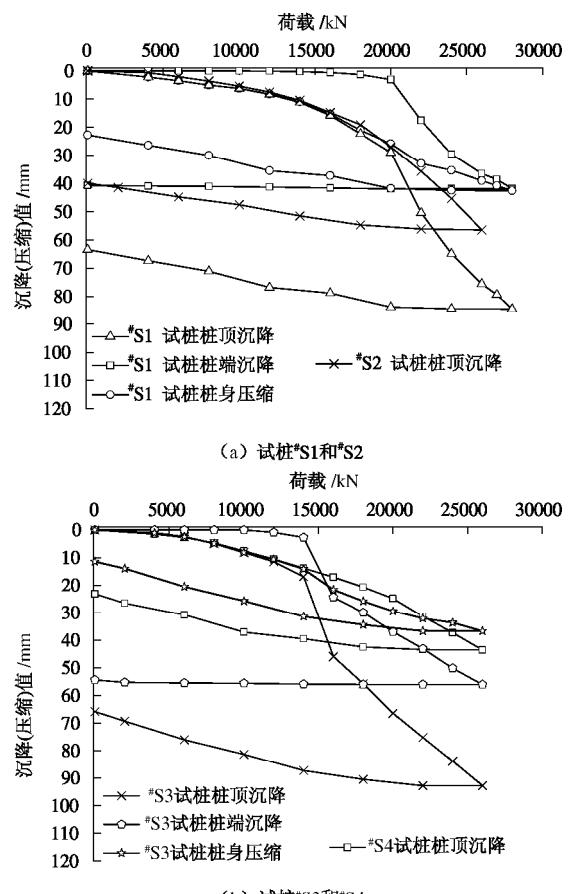


图 6 试桩荷载 - 沉降曲线

Fig. 6 Load-settlement curves of test piles

从图 6 中可以看出, 桩顶荷载水平较小时, 试桩<sup>#</sup>S1 和<sup>#</sup>S3 的桩顶沉降较小且增长缓慢, 桩端沉降为零。当桩顶荷载超过某一值时, 桩端沉降的突然增大造成桩顶沉降的迅速增加。而试桩<sup>#</sup>S2 和<sup>#</sup>S4 的荷载 - 沉降曲线为缓变型, 即桩顶沉降随桩顶荷载的增加缓慢增加, 在最大加载之前都未出现沉降突增的现象。造成试桩荷载 - 沉降曲线出现此种不同特征的主要原因是桩端下沉渣厚度的不同, 试桩<sup>#</sup>S1 和<sup>#</sup>S3 下由于桩端下存在着较厚压缩性较大的沉渣(厚约 4 cm), 试桩桩顶沉降在某一级荷载下会由于桩端沉渣的压缩而突然增加。而对于桩端沉渣较少的试桩<sup>#</sup>S2 和<sup>#</sup>S4 而言, 桩端没有出现较大的沉降, 桩顶沉降主要来自桩身压缩, 从而使得桩顶沉降变化稳定。因此, 对于超长桩来说, 桩底沉渣清除的干净与否, 直接影响到超长桩的沉降和承载能力。

为降低桩底沉渣对桩顶沉降的影响, 可考虑在持力层土层条件合适的地区采用桩端后注浆技术, 改善侧阻与端阻的发挥性状, 来减少桩长并达到提高承载力和控制沉降的目的。实践证明, 采用桩底后注浆技术提高单桩承载力远比增加桩长要经济, 而且施工方便, 效果明显<sup>[5-7]</sup>。由于本次试验中4根试桩中有2根试桩桩端存在较厚的沉渣而使桩端沉降较大, 造成4根试桩桩顶沉降的离散性较大, 因此, 本工程所有工程桩决定采用桩端后注浆补充措施。

试桩的荷载与沉降的结果见表3。

表3 试桩的荷载与沉降的结果

Table 3 Results of load-settlement of test piles

荷载 /kN	桩号	桩顶沉降 /mm	桩端沉降 /mm	桩顶残余沉降 /mm	桩端残余沉降 /mm	桩顶回弹率/%	桩端回弹率/%
12000	#S1	8.3	0.1	—	—	—	—
28000	#S1	84.5	41.9	63.4	40.7	24.9	2.7
12000	#S2	7.5	—	—	—	—	—
26000	#S2	56.5	—	40.0	—	29.2	—
12000	#S3	11.5	0.9	—	—	—	—
26000	#S3	92.8	56.1	65.8	54.4	29.1	3.0
12000	#S4	10.6	—	—	—	—	—
26000	#S4	43.6	—	23.1	—	47.2	—

由表3可以看出, 在使用荷载下(12000 kN), 试桩#S1和#S3桩顶沉降较小, 仅为10 mm左右, 桩端沉降更小, 仅为1 mm左右。在最大加载下, 试桩#S1和#S3桩端沉降较大且卸载后桩端存在较大的残余变形, 回弹率仅为3%左右, 桩端沉降几乎没有回弹, 这也说明桩端存在着较厚的沉渣, 桩端沉降主要来自沉渣的压缩, 沉渣压硬后没有产生回弹。

#### 4.2 超长试桩桩身压缩

不同荷载水平下试桩桩身压缩结果见表4。

表4 试桩桩身压缩结果

Table 4 Compression of pile shaft of test piles

荷载 /kN	桩号	桩顶沉降 $S_t/\text{mm}$	桩端沉降 $S_b/\text{mm}$	桩身压缩 $S_s/\text{mm}$	$S_s/S_t\%$
12000	#S1	8.3	0.1	8.2	98.8
28000	#S1	84.5	41.9	42.6	50.4
12000	#S2	7.5	—	—	—
26000	#S2	56.5	—	—	—
12000	#S3	11.5	0.9	10.6	92.2
26000	#S3	92.8	56.1	36.7	39.5
12000	#S4	10.6	—	—	—
26000	#S4	43.6	—	—	—

由表4中可以看出, 对于有桩身压缩数据的试桩#S1和#S3来说, 在使用荷载下(12000 kN), 桩身压缩约为10 mm且桩顶沉降的90%以上来自桩身压缩。在最大加载下, 试桩#S1的桩身压缩为42.6 mm(28000 kN), 试桩#S3的桩身压缩为36.7 mm(26000 kN)。而对于试桩#S2和#S4, 荷载为26000 kN时其桩顶沉降分别约为56.5 mm和43.6 mm, 参照试桩#S1和#S3的

桩身压缩值, 可知试桩#S2和#S4在26000 kN时的桩身压缩也应在40 mm左右。因此, 从这点也可以看出, 在最大加载下试桩#S2和#S4桩端沉渣厚度较小, 桩端沉降量较小, 桩顶沉降主要来自桩身压缩。

不同荷载水平下, 桩端下有较厚沉渣的试桩#S1和#S3桩身压缩与桩顶沉降的关系如图7所示。

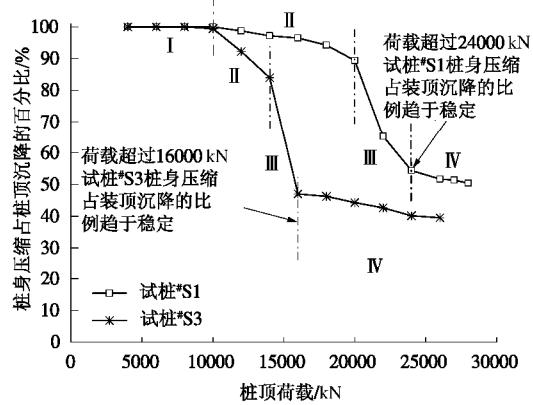


图7 不同荷载水平下试桩桩身压缩与桩顶沉降的关系

Fig. 7 Relationship between compression of pile shaft and settlement of pile top under different loads

从图7中可以看出, 对于桩端下有较厚沉渣与混凝土混合物的超长桩桩顶荷载 - 桩身压缩占桩顶沉降百分比的曲线可以分为4段。各阶段特点具体如下:

(1) I段: 此阶段桩顶荷载较小(如图7中此阶段桩顶荷载小于10000 kN), 端阻还未发挥作用, 桩端沉降为零, 即桩顶沉降全部来自桩身压缩, 试桩表现为纯摩擦桩性状。

(2) II段: 此阶段中随着荷载的增大, 端阻开始逐渐发挥, 桩端沉降逐渐发展, 由于桩端沉降的出现导致桩身压缩占桩顶沉降的比例逐渐减少, 试桩由纯摩擦桩性状向端承摩擦桩性状过渡。

(3) III段: 此阶段的突出特点表现为桩身压缩占桩顶沉降的比例迅速减少。这主要是由于桩端处压缩性较大的沉渣与混凝土混合物压缩导致试桩发生“刺入”变形所致(表现为曲线陡降)。桩端沉降的迅速增加导致桩身压缩占桩顶沉降得比例迅速较小, 但由于桩顶荷载较大, 此阶段桩身压缩量仍很可观。

(4) IV段: 经过III阶段桩端沉渣与混凝土混合物的压硬, 桩端持力层性状发生了很大的改善, 从而使得两级荷载差下的桩端沉降差减小, 桩身压缩占桩顶沉降的比例增加缓慢(曲线表现为缓变)。在最大加载下, 试桩#S1桩顶沉降的50%来自桩身压缩(最大加载28000 kN)。而对于试桩#S3来说, 由于桩端沉降大于试桩#S1桩端沉降, 桩身压缩占桩顶沉降的比例约为40%(最大加载26000 kN)。

需要指出的是, 并非所有的超长嵌岩桩桩身压缩与桩顶沉降的关系曲线都可分成图7中的4段。对于

桩端清渣较干净的超长嵌岩桩来说, 桩顶荷载-桩身压缩占桩顶沉降百分比的曲线只有I段和II段。

通过上述分析可以看出, 桩身质量及沉渣对超长桩的桩顶沉降有着重要的影响, 在使用荷载下桩身质量对桩顶沉降的影响尤为突出。所以在进行超长桩设计时, 除要考虑桩侧摩阻力和桩端阻力提供的承载力外, 还要充分考虑桩身质量对超长桩沉降的影响。实际工程中可通过提高桩身混凝土标号, 增加桩身配筋等措施来提高桩身强度以达到减小桩顶沉降的目的。

### 4.3 超长试桩桩身轴力

试桩#S1和#S3在各级荷载作用下的桩身轴力可以通过埋设在桩身16个断面处的钢筋应力计采集的数据换算得到。钢筋计实测数据为钢弦振动频率, 由式(1)可得到某一级荷载作用下*i*断面钢筋轴力<sup>[8]</sup>

$$P_i = K(F_i^2 - F_0^2) + B \quad , \quad (1)$$

式中, *K*为标定系数(kN/Hz<sup>2</sup>), *F<sub>i</sub>*为某一级荷载作用*i*断面钢弦振动频率(Hz), *F<sub>0</sub>*为钢弦初始振动频率(Hz), *B*为计算修正值(kN, 由仪器标定书提供)。

钢筋和混凝土浇灌在一起, 假定二者变形一致, 即任一断面钢筋轴力就是桩身轴力<sup>[8]</sup>。各级荷载下的桩身轴力见图8。

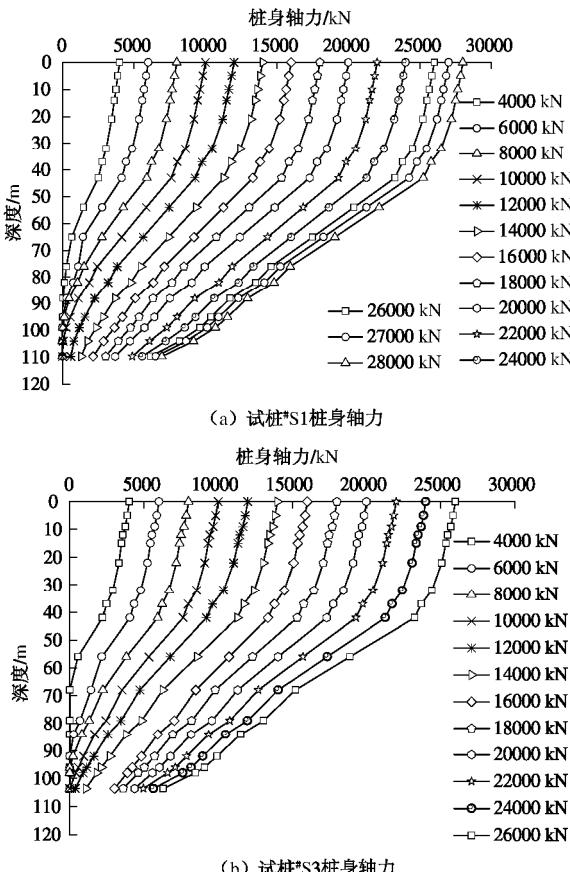


图8 不同荷载水平下试桩桩身轴力

Fig. 8 Axial force of test piles under different loads

由图8可知, 每级荷载下, 桩身轴力自上向下发

挥。当荷载较小时, 桩身下部轴力为零, 随着荷载的增大, 桩身下部逐渐产生轴力, 端阻也开始逐渐发挥。在最大加载时, 试桩#S1和#S3的桩端力分别约为6287 kN和6960 kN, 分别约占桩顶荷载的24.9%和24.2%。

### 4.4 超长桩侧摩阻力传递规律

各分层土体的桩侧平均摩阻力*f<sub>si</sub>*可按下式进行计算<sup>[8]</sup>, 计算过程中假定每一分层土侧摩阻力相同:

$$f_{si} = \frac{P_i - P_{i+1}}{A_i} \quad , \quad (2)$$

式中, *P<sub>i</sub>*, *P<sub>i+1</sub>*为第*i*, *i+1*断面轴力, *A<sub>i</sub>*为第*i*分层桩侧面积。

试桩#S1和#S3在不同荷载水平作用下桩侧摩阻力沿桩身分布曲线, 如图9所示。

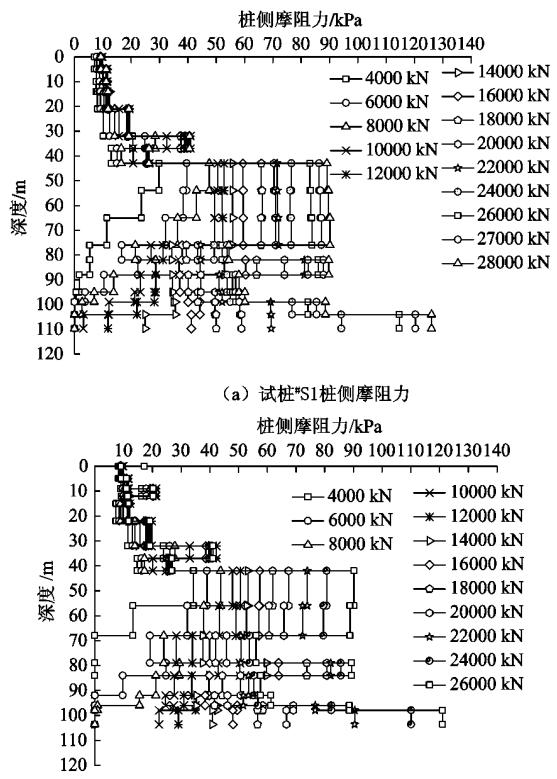


图9 试桩桩侧摩阻力值

Fig. 9 Shaft resistance of test piles

由图9可知, 桩侧摩阻力的发挥和桩顶荷载水平有关。在桩侧摩阻力未达极限值之前, 桩侧摩阻力随荷载水平的增加而增大。当桩顶荷载达到某一值后, 桩侧摩阻力达到极限值, 而后随着荷载的增加桩侧摩阻力会有不同程度的减小, 并逐渐趋于稳定, 即发生侧阻软化现象。当桩顶荷载在12000 kN左右时, 即为最大加载荷载的约1/2时, 桩身上部(40 m以上桩体)的桩侧摩阻力已经达到极限值, 而桩身中下部的侧摩阻力还未发挥完全。可见, 桩身上部和下部土层摩阻力的发挥是一个异步的过程, 即上部土层的摩阻力先于下部土层发挥, 如当荷载小于8000 kN时, 上部土层摩阻力已经发挥作用, 而下部土层摩阻力仍为零。

图 10 为 2 根试桩在不同荷载水平作用下桩侧阻力/桩顶荷载的曲线。

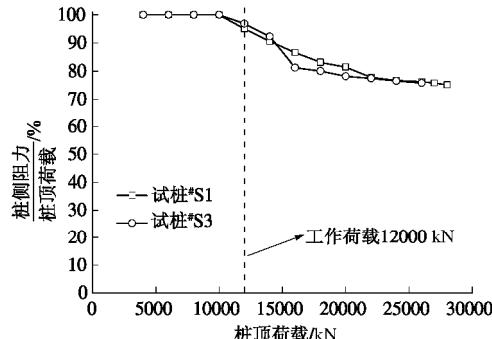


图 10 桩顶荷载 - 桩侧阻力/桩顶荷载曲线

Fig. 10 Curves of load at pile top-pile shaft resistance/load at pile head

由图 10 可以看出, 对超长桩来说, 在低荷载水平下(小于 10000 kN), 荷载完全由桩侧阻力来承担, 试桩表现为纯摩擦桩性状。此后随着桩顶荷载水平的提高, 桩端阻力逐渐发挥作用, 桩侧阻力占桩顶荷载的比例逐渐降低, 试桩由纯摩擦桩性状向端承摩擦桩性状过渡。当桩顶加载到使用荷载 12000 kN 时, 试桩#S1 和#S3 的桩侧阻力占桩顶荷载的比例(即桩侧摩阻力比)分别为 95% 和 98%。在最大加载时, 试桩#S1 和#S3 的桩侧摩阻力比分别为 75% 和 76%, 可见, 在最大(极限)荷载下超长桩承载力主要是由桩侧摩阻力提供, 即在最大(极限)荷载下, 超长桩表现为端承摩擦桩的性状。

为研究桩侧摩阻力的强化与软化效应, 将上述实测桩侧摩阻力沿深度的变化进行无量纲化, 即将实测桩侧极限(最大)摩阻力值除以地质报告提供值(见表 1), 得到了不同土层的强化或软化系数, 见表 5。

表 5 不同土层侧摩阻力强化或软化系数

Table 5 Weakened coefficient and enhanced factor of shaft resistance in different soil layers

土层	最大(极限)侧阻力/kPa			比例系数	侧阻是否已达极值
	实测#S1	实测#S3	地质报告提供值		
黏土	9.82	9.86	10	0.984	是
淤泥质黏土	11.61	11.73	12	0.973	是
淤泥夹粉砂	—	21.38	22	0.970	是
粉砂夹淤泥	11.51	12.11	12	0.984	是
粉砂夹淤泥	12.48	12.16	12	1.027	是
淤泥	20.39	20.27	20	1.017	是
淤泥质黏土	40.96	42.31	40	1.041	是
粉砂	26.39	26.86	26	1.024	是
淤泥质黏土	90.12	90.13	90	1.001	否
卵石	54.45	56.13	54	1.024	否
黏土	90.14	88.83	90	0.994	否
卵石	89.76	89.33	90	0.995	否
粉质黏土	58.04	57.65	58	0.997	否
全风化闪长岩	60.12	61.32	60	1.012	否
强风化闪长岩	88.56	88.56	90	0.984	否
中风化闪长岩	126.03	121.00	160	0.772	否

表 5 显示, 试桩 12 m 以上的黏土、淤泥质黏土、淤泥夹粉砂、粉砂夹淤泥中侧摩阻力出现不同程度的软化效应, 即桩侧摩阻力实测值与地质报告提供值之比小于 1。桩身 12 m 以下的粉砂夹淤泥、淤泥以及粉砂土中侧摩阻力存在着微弱的强化效应, 即桩侧摩阻力实测值与地质报告提供值之比大于 1。桩身中下部的土层侧摩阻力没有完全发挥, 靠近桩端的土层侧摩阻力实测值与提供值之比仅为 0.772。这主要是由于浅部土层土质较差, 静载试验时桩侧滑移破坏导致侧阻产生软化所致, 而桩端阻力的存在引起桩身产生侧胀变形的泊松效应<sup>[9-10]</sup>是下部土层侧摩阻力具有微弱强化效应的原因之一。对超长桩来说, 即使在最大加载条件下, 桩身下部土层的侧摩阻力也并未完全发挥, 故在超长桩承载力计算时, 常规计算方法和其实际承载能力会有一定误差, 实际计算超长桩承载力时不同深度土层侧阻力宜乘以相应的比例系数。

#### 4.5 超长试桩桩土相对位移

第  $i$  段的桩土相对位移量为<sup>[8]</sup>

$$d_i = S - \sum_{j=1}^i \frac{L_j}{2} (\varepsilon_j + \varepsilon_{j+1}) \quad , \quad (3)$$

式中,  $L_i$  为第  $i$  桩段长度,  $S$  为桩顶沉降,  $\varepsilon_j$ ,  $\varepsilon_{j+1}$  为  $j$ ,  $j+1$  断面钢筋应变。

桩土相对位移沿深度的变化曲线如图 11 所示。桩侧摩阻力与桩土相对位移曲线, 见图 12。

从图 11 中可以看出, 在相同桩顶荷载水平下, 桩身上部的桩土相对位移大于桩身下部的桩土相对位移, 桩土相对位移是一个从桩身上部到桩身下部逐渐发挥的过程。对试桩#S1 来说, 当桩顶荷载从 20000 kN 增加到 22000 kN 时, 桩土相对位移会有显著增加, 桩身顶部相对位移增幅达 21.1 mm, 桩身底部相对位移增幅达 14.5 mm 这说明当荷载从 20000 kN 增加到 22000 kN 时, 桩顶相对位移的增量主要来自桩端相对位移增量, 此时试桩#S1 桩端沉渣发生了刺入变形。而对试桩#S3 来说, 当桩顶荷载从 14000 kN 增加到 16000 kN 时, 桩土相对位移会有显著增加, 桩身顶部相对位移增幅达 28.9 mm, 桩身底部相对位移增幅达 25.6 mm, 此时试桩#S3 桩端沉渣发生了刺入变形。

对比图 11, 12 可以看出, 随着桩顶荷载的增加(表现为桩土相对位移的增加), 桩土相对位移从桩身上部到桩身下部的逐渐发挥造成了桩侧摩阻力从上部土层至下部土层逐步发挥。当上部土层达到极限侧摩阻力时, 随着桩顶荷载的增加其值反而会有所降低。分析其原因是在达到极限摩阻力后, 上部土体结构产生了滑移破坏, 降低了桩侧摩阻力。试桩#S1 和#S3 的桩端发生刺入沉渣的变形后(见 3.5 节), 其桩身下部侧摩阻力会维持在一定值, 此后随着桩顶荷载的增加, 会

造成桩端沉渣的压硬，进而会使得桩侧摩阻力又有所提高，如图 12 所示。

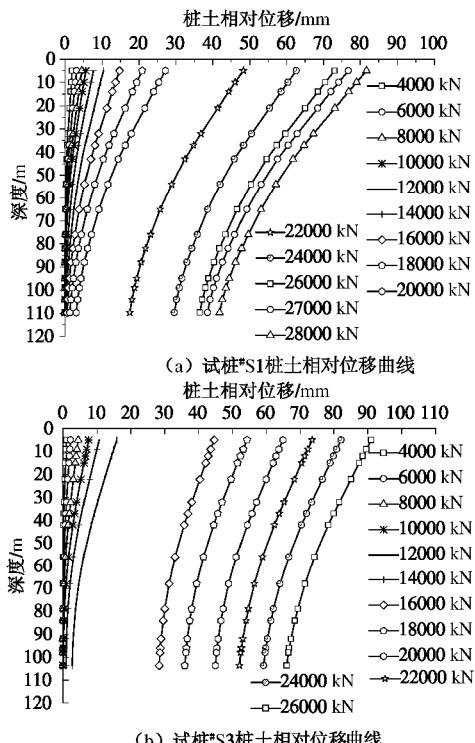


图 11 试桩桩土相对位移值

Fig. 11 Pile-soil relative displacement of test piles

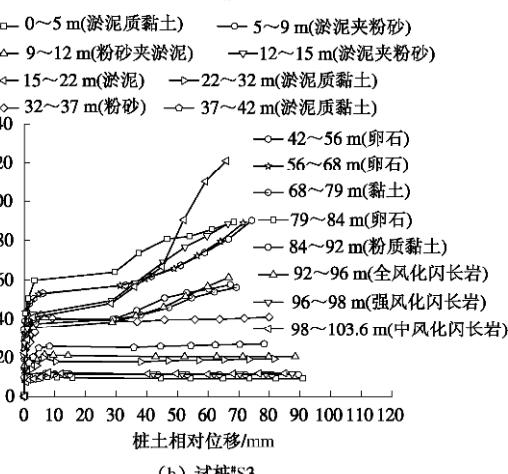
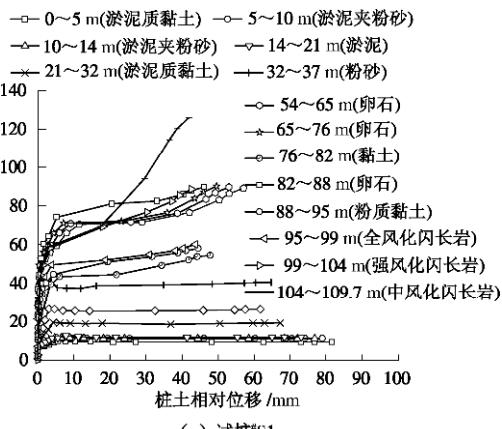


图 12 试桩桩土相对位移 - 桩侧摩阻力曲线

Fig. 12 Pile-soil relative displacement-shaft resistance of piles

本次试验结果显示淤泥中侧阻充分发挥所需的桩土相对位移极限值约为 5~7 mm (0.0045~0.0064D, D 为试桩直径)，淤泥质黏土中侧阻充分发挥所需的桩土相对位移极限值约为 6~8 mm (0.0055~0.0073D)，淤泥夹粉砂中侧阻充分发挥所需的桩土相对位移极限值约为 8~10 mm (0.0073~0.009D)。对比地质条件可以看到（见图 1），即使是同类土，由于其所处的位置不同，其侧阻完全发挥所需的桩土相对位移极限值也不同。

#### 4.6 超长试桩桩端阻力与桩端位移

图 13 为试桩桩端力与桩端位移的曲线图。

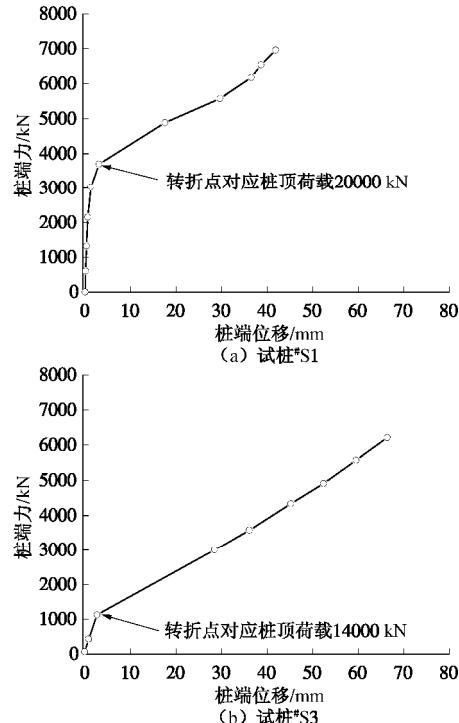


图 13 试桩桩端力 - 桩端位移曲线

Fig. 13 Curves of load-displacement at pile end of test piles

从图 13 中可以看出，试桩<sup>#</sup>S1 和<sup>#</sup>S3 桩端阻力随桩端沉降的增加表现为加工硬化特性，即桩端阻力随桩端下沉量的增加而不断增加，试桩在最大桩顶荷载作用下尚无峰值出现。在端阻发挥过程中，桩端力 - 桩端位移曲线可近似看成是由两条斜率不同的直线组成，前段直线斜率较大，当桩顶荷载超过某一值时会有明显转折点（本工程中试桩<sup>#</sup>S1 和<sup>#</sup>S3 对应桩顶荷载分别为 20000 kN 和 14000 kN），直线斜率随之变小，两级荷载间的桩端位移差较大（本工程中试桩<sup>#</sup>S1 两级荷载 20000~22000 kN 差和<sup>#</sup>S3 两级荷载 14000~16000 kN 差对应的桩端位移差分别为 14.5 mm 和 25.6 mm），而后两级荷载差间的桩端位移差会有所减小，这主要是由于桩端沉渣与混凝土混合物压硬所致，转折点代表桩端发生刺入变形的开始。桩端沉渣与混凝土混合物压硬后桩端力 - 桩端位移曲线表现出弹性压缩的特征，即桩端持力层的端阻力未完全发挥，这和

前述的结论一致。尽管卸载后桩端沉降几乎没有回弹(见表3和前述4.1节中的分析),这主要是由于桩底软弱沉渣与混凝土混合物压缩所致,这和桩端沉渣与混凝土混合物压硬后表现为弹性压缩并不矛盾。

最大加载条件下,试桩<sup>#S1</sup>和<sup>#S3</sup>的桩端阻力分别为6618.9 kPa(6287 kN)和7327.5 kPa(6960 kN),均小于地质报告推荐值8000 kPa(见表1)。可以看出,对超长桩来说,即使在最大加载条件下,实测桩端阻力仍然小于按地质资料计算值。故在超长桩承载力计算时,桩端阻力也宜乘以相应的比例系数。

## 5 结 论

通过对温州350 m超高层中超长桩2800 t的堆载静载试验分析,得到了以下结论:

(1) 在地表土质承载力较低的场地进行大吨位堆载试验时,常规的堆载承台-反力架试验方案由于承台面积较大,试验场地的限制以及承台沉降不易保证等缺点而不能选用时,可选择桩梁式堆载支墩-反力架装置来完成静载试验。

(2) 桩底沉渣与混凝土混合物清除的干净与否,直接影响到超长桩的荷载沉降曲线类型和承载能力。桩端清渣干净的嵌岩试桩荷载沉降曲线表现为缓变型;桩端下有较厚沉渣与混凝土混合物的嵌岩试桩荷载-沉降曲线表现为先缓变再有陡降段(沉渣压缩)但随着荷载水平继续增加桩底沉渣与混凝土混合物被逐渐压实其曲线又成缓变型。

(3) 对超长嵌岩桩来说,在极限荷载(最大加载)下,桩顶荷载主要是由桩侧摩阻力支撑,超长桩表现为端承摩擦桩性状。在使用荷载下,桩顶沉降的90%以上来自桩身压缩,在进行超长桩设计时,除要考虑桩侧摩阻力和桩端阻力提供的承载力外,还要充分考虑桩身质量对试桩的影响。

(4)本次静载试验结果显示淤泥土、淤泥质黏土、淤泥夹粉砂土中侧阻充分发挥所需的桩土相对位移极限值分别约为5~7 mm、6~8 mm和8~10 mm。超长桩桩侧上部土层摩阻力具有不同程度的软化现象,而中下部土层侧摩阻力具有微弱的强化效应。在超长桩承载力计算时,不同深度土层的桩侧阻力应乘以相应比例系数。

(5) 桩端阻力随桩端沉降的增加表现为加工硬化特性,在最大加载条件下,实测桩端阻力仍小于按地质资料计算值。在超长桩承载力计算时,桩端阻力亦应乘以相应比例系数。

## 参考文献:

[1] 辛公锋, 张忠苗, 夏唐代, 等. 高荷载水平下超长桩承载性

状试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(13): 2397 - 2402. (XIN Gong-feng, ZHANG Zhong-miao, XIA Tang-dai, et al. Experimental study on the behaviors of over length piles under heavy load[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(13): 2397 - 2402. (in Chinese))

- [2] 朱向荣, 方鹏飞, 黄洪勉. 深厚软基超长桩工程性状试验研究[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(1): 76 - 79. (ZHU Xiang-tong, FANG Peng-fei, HUANG Hong-mian. Research on super-long pile in soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, 25(1): 76 - 79. (in Chinese))
- [3] 辛公锋. 大直径超长桩侧阻软化试验与理论研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2006. (XIN Gong-feng. Test and theory study on shaft resistance softening of large diameter and super-long piles[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2006. (in Chinese))
- [4] JGJ94—2008 建筑桩基技术规范[S]. 2008. (JGJ94—2008 Technical code for building pile foundation[S]. 2008. (in Chinese))
- [5] 张忠苗. 软土地基大直径桩受力性状与桩端注浆新技术 [M]. 杭州: 浙江大学出版社, 1997. (ZHANG Zhong-miao. The behaviors of large diameter piles and new technique of bored pile end grouting[M]. Hangzhou: Zhenjiang University Press, 1997. (in Chinese))
- [6] 张忠苗. 桩基工程[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007: 446 - 448. (ZHANG Zhong-miao. Pile foundation engineering[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2007: 446 - 448. (in Chinese))
- [7] 张忠苗. 灌注桩后注浆技术及工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009. (ZHANG Zhong-miao. Post-grouting technique of bored pile and its application[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2009. (in Chinese))
- [8] 董金荣, 林胜天, 戴一鸣. 大口径钻孔灌注桩荷载传递性状[J]. 岩土工程学报, 1994, 16(6): 123 - 131. (DONG Jin-rong, LIN Sheng-tian, DAI Yi-ming. The load transfer behavior of large diameter cast-in-situ pile in crushed pebble stratum[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 16(6): 123 - 131. (in Chinese))
- [9] NICOLA A D, RANDOLPH M F. Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1993, 119(12): 1952 - 1973.
- [10] ALAWNEH Ahmed Shlash, NUSIER Osama K, SHARO' Abdulla A. Poisson's ratio effect on compressive and tensile shaft capacity of driven piles in sand: theoretical formulation[J]. Computers and Geotechnics, 2007, 34(3): 151 - 163.