

武昌中风化红砂岩特性和嵌岩桩承载力确定

杨育文, 罗 坤

(武汉市勘测设计研究院, 湖北 武汉 430022)

摘 要: 通过对中风化红砂岩室内抗压强度试验、现场载荷试验、抽芯试验, 结合场地工程勘察资料, 确定岩基承载力特征值。人工挖孔扩底桩以该层作为桩端持力层, 并进行了桩的静载荷试验。本文对这些试验中的大量数据进行了总结和归纳, 特别是对中风化红砂岩的一些变形特性进行了分析, 确定了在实际工程中有重要参考价值的数据, 同时也指出了规范中相应条款中过于保守的问题, 并提出了修改意见。

关键词: 中风化红砂岩; 承载力特征值; 静载荷试验; 桩

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2007)10-1568-04

作者简介: 杨育文(1963-), 男, 湖北孝感人, 岩土工程专业博士, 教授级高级工程师, 副总工程师, 目前主要从事深基坑工程、桩基工程数值分析和人工智能系统、岩土工程自动化监测系统研究与开发。E-mail: wayneywyang@163.com。

Behaviors of red medium-weathered sandstone in Wuchang and determination of bearing capacity of the piles embedded in it

YANG Yu-wen, LUO Kun

(Wuhan Geotechnical Engineering and Surveying Institute, Wuhan 430022, China)

Abstract: The characteristic values of bearing capacity of the medium-weathered red sandstones in Wuchang were evaluated and determined by the comparison among the data from unconfined compression tests, compression tests of rock core, static load tests as well as site investigation. For two expanded-base piles with expanded-base embedded in this kind of rock, static pile load tests were carried out to explore load-settlement relationship. After summarizing plenty of test data, and particularly assessing settlement behaviors of the weathered rock, some valuable data were proposed. The requirements proposed in a technical code were found to be very conservative and some recommendations were given to modify them.

Key words: red medium-weathered sandstone; characteristic value of bearing capacity; static load test; pile

0 前 言

在一些工程中, 为了确保桩承载力、减少建筑物沉降, 对于大吨位桩, 设计往往要求须将桩端全断面嵌入新鲜岩石一倍或以上桩径的深度, 这往往给施工带来极大的麻烦——成孔困难。更重要的是, 这样的设计在实际工程中往往并不能达到理想的效果。因此, 人们逐渐探索将桩端持力层改为风化岩层, 特别是中风化岩层。风化岩石是岩石变化到土之前的过渡材料, 力学性质较土和岩石都复杂。如何合理确定风化岩基承载力特征值, 进而确定桩端阻力大小, 是一个很复杂的问题。目前有两种解决途径: ①对岩样进行抗压强度试验, 推求岩基承载力特征值; ②岩基现场载荷试验。对风化岩, 岩样易沿节理面开裂, 原状样取样困难, 另外岩样尺寸很小, 其不同结构带来的尺寸效应明显, 使得实验结果离散性很大^[1], 通过这一方法

不容易确定合理值。由于岩基现场载荷试验不需要取样, 直接就可以获得其荷载位移曲线等, 通过分析, 就有可能得到合理的基岩承载力特征值。但是, 由于目前对风化岩基通过载荷试验确定合理的桩端阻力值这样的工作做得较少, 特别是对风化岩变形特性了解还远远不够, 工程数据积累较少, 使得类似工作的开展还处于探索之中。

广泛分布于武昌地区的泥质粉砂岩(俗称红砂岩)为典型的白垩~第三系(K-E)岩石, 呈褐红~浅褐色, 以褐色为主, 顶层一般埋藏于地表下5~20 m。勘察资料表明, 中风化红砂岩承载力高, 压缩性极低, 岩芯呈短柱至长柱状, 裂隙较发育, 取芯率一般为70%~90%, 为极软岩至软岩, 岩体较完整, 基本质量等级

基金项目: 武汉市建设委员会科研资助项目(2004-21)

收稿日期: 2006-08-21

为Ⅳ至Ⅴ级,层理近水平,一般可沿水平向开裂,可以作为桩端持力层。本文对位于武汉市武昌一工程勘察资料、风化岩基现场载荷试验及嵌岩桩静载试验等数据进行分析,试图从大量的工程数据中确定中风化红砂岩的一些力学特性,提供设计参数值,获得有实际工程应用价值的一些结论。

1 场址地层结构与抗压强度试验结果

拟建工程采用人工挖孔桩作为建筑物基础。场区地貌单元属剥蚀堆积垅岗区,整个场区占地面积约 33000 m²,设置地下室一层,基坑开挖到自然地面以下 5.5~6 m。首先进行工程勘察,然后地下室开挖,开挖至设计深度。开挖完成后,在基坑底进行人工挖孔桩施工,至设计桩深,对桩端持力层(风化基岩)载荷试验,随后,浇注混凝土成桩,最后进行桩静载试验、抽芯等工作。

由现场钻探和静力触探结果分析,场址共分 7 个单元层:(1)素填土(Q^{ml},厚度 0.4~4.4 m)及淤泥质粉质黏土(Q₄^{al},厚度 0.5~2.3 m,局部分布);(2)粉质黏土层(Q₄^{al},厚度 0.6~3.2 m);(3)老黏土层(Q₃^{al+pl},分布不均匀);(4)残积土(Q^{el},厚度 1.2~5.8 m);(5-1)强风化泥质粉砂岩层(5-1)(K-E,厚度 0.8~6.1 m)及(5-2)中风化泥质粉砂岩(K-E,厚度 1.4~14 m,场址大部分范围分布,是桩端持力层,本文研究的重点岩层);(6)中风化砂砾岩(K-E,最大厚度 8.3 m,场址部分地段缺失);(7)砂质泥岩(S,场地局部分布)。场址存在地下水,属上层滞水,水位位于地表下 1.2~2.5 m。

对 28 个(5-2)中风化泥质粉砂岩层岩样作无侧限抗压强度试验,最大值 6.76 MPa,最小值 1.83 MPa,离散性较大。统计结果 $\sigma=1.316$, $\mu=3.73$, $\delta=0.353$, $\psi=0.884$,得到其标准值 $f_{tk}=0.884\times 3.73=3.3$ MPa(根据规范规定^[2]该风化岩属极软岩),特征值 $f_a=0.35\times 3.3=1150$ kPa。查阅有关规范^[2]条款,初步建议该层所能提供的人工挖孔桩桩端阻力 q_{pa} 值为 1650 kPa,该值还须在岩基载荷试验等中进一步确认、验证。

2 中风化基岩载荷试验及分析

为满足地下室施工要求,首先在建筑物范围内开挖约 5.5~6 m 深基坑,然后在坑底人工开挖桩孔,到达持力层(5-2)中风化红砂岩层,在该岩层上进行载荷试验。试验按相关规范^[3]要求进行。共进行了 6 次试验,测点 No. 38、No. 77、No. 222、No. 388、No. 429、No. 452 在场址中布置如图 1 所示。试验过程:试验过程中采用刚性承压板 $\phi 300$ mm 分级加载,每级历时

30 或 40 min,最大荷载为承载力特征值的 3 倍(4950 kPa),到达最大荷载后,分级逐渐卸载,每级历时 60 min,直到零。它们的试验位移曲线如图 2 所示。

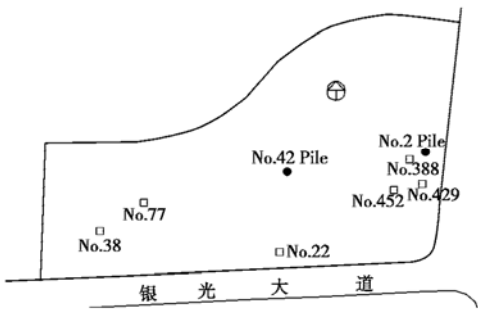


图 1 场址测点相对位置图
Fig. 1 Test locations in situ

由图 2 可以看出,对于同样的中风化岩基,位移曲线并不一样。例如 No. 38、No. 77、No. 222 三处测点在相同荷载下发生了较大沉降,残余变形超过 14 mm。但是,它们的比例界限 P_0 却很接近,对 No. 38、No. 77、No. 222, $P_0=1250$ kPa; No. 388、No. 429、No. 452, $P_0=1350$ kPa。 P_0 对应的沉降值也很小。根据规范^[3]相关条款知,图 2 中每条曲线对应的最大荷载都没有达到极限荷载。规范^[3]第 H.0.10 条第一款中关于岩基承载力特征值确定要求,对中风化基岩,须取对应 $P-s$ 曲线上起始直线段的终点荷载值 P_0 (比例界限)与极限荷载除以安全系数 3 所得值中二者最小值来确定。由图 1 可以看出, $P_{max}/3$ 其值为 1650 kPa(由于 P_{max} 没有达到极限荷载,1650 kPa 是较保守的取值),与 P_0 比较后,岩基承载力特征值 f_a 须取 1250 kPa,这显然是过于保守。对中风化红砂岩,其力学性质不同于新鲜岩石,当荷载逐渐增大时,它很容易发生塑性变形,刚进入塑性阶段的中风化岩,它并不是临近破坏(图 2 中, P_0 之后的一至二级加载,沉降并没有明显递增)。因此认为,对新鲜岩石,规范^[3]第 H.0.10 条第一款这样的规定是合理的,但对中风化的红砂岩,是过于保守的。建议将 P_0 值提高 32%后再与 $P_{max}/3$ 值进行比较来确定承载力特征值 f_a 大小,表 1 中数据说明了这种关系。

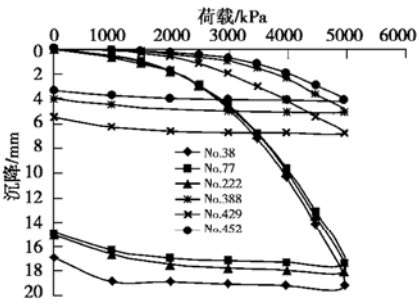


图 2 中风化红砂岩基静载荷试验移曲线
Fig. 2 Load tests on sandstone foundation

表 1 比例界限修正与对应承载力特征值取值

Table 1 The modified value of p_0 and its bearing capacity				
检测 孔编号	比例界 限 P_0/kPa	沉降值 s/mm	$1.32P_0$ /kPa	特征值 f_a/kPa
388	1350	0.23	1782	1650
429	1350	0.4	1782	1650
452	1350	0.18	1782	1650
38	1250	1.25	1650	1650
77	1250	1.21	1650	1650
222	1250	1.31	1650	1650

很显然，(5-2) 中风化红砂岩层变形特性与其它岩石一样，与本身及其下卧层状况是相关，这是导致 No. 38、No. 77、No. 222 三处在相同荷载下发生较大沉降的直接原因。测点 No. 38、No. 77、No. 222 距地表深 10.0 m，测点 No. 388、No. 429、No. 452 距地表 12.50 m，都进入了 (5-2) 中风化红砂岩层，嵌入该层深度如表 2 所示（据抗压强度试验结果确定 f_a ，其中 (5-2) 中风化红砂岩层， $f_a = 1150 \text{ kPa}$ ；(6) 中风化砂砾岩层， $f_a = 2700 \text{ kPa}$ 。*指桩端以下岩层厚度。

表 2 检测点处地层结构

Table 2 Geological structure at test locations					
检测 孔号	测点处岩层 ((5-2) 中风化红砂岩层)		下卧岩层		
	嵌入深度 /m	厚度 /m	名称	顶板 埋深/m	厚度 /m
388	1.0	2.9	(6)中风化砂砾岩层	15.4	>5.0
429	0.9	6.9	(6)中风化砂砾岩层	19.4	(未揭穿)
452	1.2	6.9	(6)中风化砂砾岩层	19.4	(未揭穿)
38	1.0	>9.0	(未揭穿)		
77	3.6	>9.0	(未揭穿)		
222	2.2	>9.0	(未揭穿)		

从表 2 可以看出，测点 No. 388、No. 429、No. 452 下 2.9~6.9 m 处存在强度更高的 (6) 中风化砂砾岩下卧层，而其余 3 个测点下超过 9 m 厚都为 (5-2) 中风化红砂岩层。因存在下卧较硬岩层，使得测点 No. 388、No. 429、No. 452 沉降较小。由此可见，在该试验条件下，刚性承压板下的应力可以向下传递至少 6.9 m 深的距离。

值得注意的是，(5-2) 中风化红砂岩岩基静载荷试验得到的承载力特征值 $f_a=1650 \text{ kPa}$ 比室内抗压强度试验获得的特征值 $f_a=1150 \text{ kPa}$ 要大许多。图 2 中，6 条曲线在卸载过程中的回弹曲线段几乎相互平行，平均回弹 1.5 mm，平均回弹系数 $\delta = 4950/1.5 = 3300 \text{ kPa/mm}$ 。这说明卸载过程中的回弹与中风化红砂岩本身性质关系较大，与下卧层关系不大。在最大加载情况下，测点 No. 38、No. 77、No. 222 处基岩尽管没有达到极限荷载，但与其它 3 个测点相比更接近极限荷载，但这似乎也并不影响它的回弹特性。

3 人工挖孔桩承载力确定

建筑物基础采用人工挖孔桩，桩长小于 12 m，桩顶位于地表下 5.5~6 m，桩径 800~1500 mm 不等，桩底扩孔一倍左右桩径。对 3 根桩进行了垂直静载荷试验，其中 No. 42，No. 2 桩桩端持力层为 (5-2) 中风化红砂岩层，试桩基本情况见表 3，试桩位置如图 1 所示。两桩均嵌入该层约 1 m 深。人工挖孔施工过程采用红砖护壁，按照相关规范要求不计桩侧土提供的侧阻力，两桩均为端承桩。桩垂直静载荷试验按相关规范^[3]要求进行，试验过程中分级加载，每级历时 120 min，最大荷载为承载力特征值的 2 倍，到达最大荷载后，分级逐渐卸载，每级历时 60 min，直到零。沉降曲线如图 3 所示。

表 3 试桩基本情况

Table 3 Parameters of test piles				
试桩 编号	桩长 /m	桩直径 d/mm	桩底直径 D/mm	R_d/kN
No.42	5.1	1200	2515	8200
No.2	5.9	1100	2290	6800

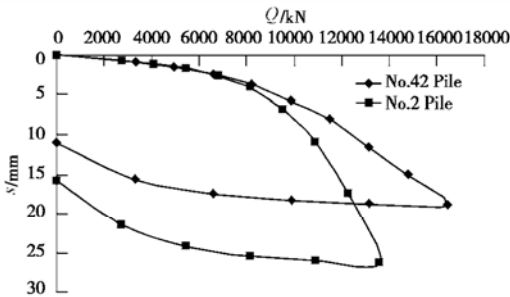


图 3 试桩荷载 - 位移曲线

Fig. 3 Load-settlement curves for two piles

图 3 中，加载过程中两桩都没有进入破坏阶段，证明端阻力 q_{pa} 取值为 1650 kPa 是安全的。

图 2 和 3 中共 8 条曲线，考虑每条曲线加载段，分别用最大加载值单位化各累级荷载，用对应的最大沉降量单位化各累级沉降，得到如图 4 关系曲线。在图 4 中，两个试桩曲线作为基岩加载曲线的上下边界，它们曲线形状类似，数据最大误差不到±0.09，这说明桩的承载力大部分由桩端持力层性质决定。

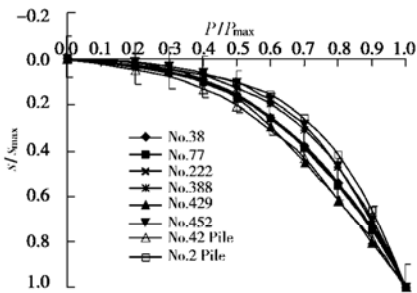


图 4 单位化的静载荷关系曲线

Fig. 4 Normalized load-settlement curves

所有工程桩施工完成后,对部分桩沿桩身混凝土、桩端下 1 m 以内的持力层进行了抽芯取样,其中对(5-2)中风化红砂岩层抽芯试验结果如表 4 所示。试样直径 $D=7.2$ cm、高度 $h=7.2$ cm,含水率为天然湿度。试验结果中最大值 10.6 MPa,最小值 4.1 MPa,其统计分析结果 $\sigma=2.04$, $\mu=7.69$, $\delta=0.265$, $\psi=0.861$,得到其标准值 $f_{rk}=0.861\times 7.69=6.62$ MPa。从这里可以看出,抽芯抗压强度试验结果远大于室内试验确定的无侧限抗压强度标准值 $f_{rk}=3.3$ MPa,而离散性却较小。

需说明的是,虽然本工程中抽芯试样和确定无侧限抗压强度的岩芯样两者都在天然湿度状态下得到的抗压强度值,但它们试样尺寸是不同的。对抽芯样,直径 $D=7.2$ cm、高度 $h=7.2$ cm, $h/D=1$;而对于后者(岩芯样),直径 $D=7.2$ cm,但 h/D 取值为 2,试样一般为非标准尺寸。抽芯样强度值 f_{rk} 较大,很大程度上是由于抽芯试样 h/D 较小。另一个原因是抽芯样取样后及时送到实验室做试验,而勘察时岩芯样则放置了较长时间后才一起送到实验室做试验,部分试样其应力充分释放和含水率发生了变化。

表 4 中风化红砂岩抽芯取样试验结果

Table 4 Results of compression test for rock core samples			
试样 编号	取样深 度/m	极限荷 载/kN	抗压强 度/MPa
18-7	5.4~5.6	16.8	4.2
18-7	5.6~5.8	38	9.6
18-9	5.8~6.0	34	8.6
43-7	6.5~6.7	29.2	7.4
43-8	6.7~6.9	42	10.6
43-9	6.9~7.1	26	6.6
67-7	5.7~5.9	27	6.6
67-8	5.9~6.1	37.4	9.2
67-9	6.1~6.3	31.8	7.8
390-7	7.5~7.7	16.8	4.1
390-8	7.7~7.9	38	9.3
390-9	7.9~8.1	34	8.3

4 关于桩端阻力 q_{pa} 取值的讨论

在实际工程中,往往将基岩承载力特征值 f_a 看作桩端阻力 q_{pa} 。对于新鲜岩石和中风化硬质岩石,因加载过程中桩沉降极小,接近脆性破坏,这样取值无疑是合理的。但是,对于象(5-2)中风化红砂岩层(极软岩)作为桩端持力层,若沿桩身存在侧摩阻力的话,这样取值有时则是偏于危险的。此外,由于岩基载荷

试验载荷板直径为 300 mm,而桩端扩孔直径大于 2200 mm,存在尺寸效应问题。因此,由岩基载荷试验确定的承载力特征值 f_a ,须进一步由桩垂直静载荷试验结果验证。

5 结 论

(1)在武昌地区,以(5-2)中风化红砂岩层作为人工挖孔桩桩端持力层时,桩端阻力 q_{pa} 取值为 1650 kPa 是安全的。

(2)从基岩静载荷试验曲线可以看出,变形特性与人工挖孔桩非常相似,桩承载力很大程度上受桩端持力层桩端阻力 q_{pa} 大小所决定。加载 4950 kPa 情况下, $\phi 300$ mm 刚性承压板下的应力可以沿中风化基岩传递至少 6.9 m 深的距离。

(3)对中风化红砂岩,力学性质不同于新鲜岩石,当荷载逐渐增大时,它很容易发生塑性变形。进入塑性阶段的风化岩石,它并不是临近破坏,而是进入强度调整的过程。规范^[3]第 H.0.10 条第一款中对中风化红砂岩岩基承载力特征值确定是偏于保守的。根据本文数据分析,须将比例界限 P_0 提高 32%,然后再进行比较则较合理。

笔者收集了 606 项桩垂直静载荷试验的数据^[4],但是大多试桩都没有进入破坏阶段,极限承载力无法确定。实际上,只要加载到最大荷载后,然后再继续分级加载,估计最多 5 级荷载以内,就可以确定桩的极限承载力了。这样一方面可以充分地评估桩的安全储备,另一方面有可能适当提高桩承载力,桩基设计可以较经济一些。

参考文献:

[1] DAS B M. Principles of foundation engineering[M]. 4th ed. PWS Publishing, 1999.

[2] DB42/242—2003 建筑地基基础设计规范[S]. 2003. (DB42/242-2003 Building foundation design code[S]. 2003. (in Chinese))

[3] GB50007—2002 建筑地基基础设计规范[S]. 2002. (GB50007—2002 Building foundation design code[S]. 2002. (in Chinese))

[4] YANG Yu-wen. Case-based reasoning system for optimal decision of pile foundation[J]. Geotechnical Special Publication, ASCE, 2006, 153: 42 - 48.