

DOI: 10.11779/CJGE201511002

武汉绿地中心大厦大直径嵌岩桩现场试验研究

王卫东, 吴江斌, 聂书博

(华东建筑设计研究院有限公司地基基础与地下工程设计研究中心, 上海 200002)

摘要: 武汉绿地中心大厦高 636 m, 基底平均压力达 1500 kPa, 开展了桩径为 1200 mm, 有效桩长 25.9~33.6 m, 以较硬岩(微风化砂岩)和软岩(中—微风化泥岩)为桩端持力层共 4 组嵌岩桩承载力静载荷试验, 并对桩身轴力与变形进行了量测。试验表明: 4 根试桩 $Q-s$ 曲线皆为缓变型, 极限承载力不小于 45000 kN, 对应工程桩桩顶标高沉降为 9.7~10.8 mm, 桩端沉降为 2.4~2.8 mm, 桩顶沉降的 90% 为桩身压缩量。软岩嵌岩桩与较硬岩嵌岩桩的侧摩阻力分布曲线及承载特性存在显著差异。四根试桩的端阻比介于 45.3%~58.7%。软岩嵌岩桩的实测桩端阻力大于基岩单轴抗压强度, 采用桩基规范方法计算将低估其实际承载力。本工程 4 根试桩均表现出较好的承载与变形控制能力, 静载试验结果为本工程嵌岩桩设计提供了依据, 同时为武汉地区大承载力嵌岩桩实践与理论研究提供了有益参考。

关键词: 嵌岩桩; 静载试验; 承载性状; 侧摩阻力; 端阻力; 砂岩; 泥岩

中图分类号: TU475

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2015)11-1945-10

作者简介: 王卫东(1969-), 男, 工学博士, 教授级高级工程师, 博士生导师, 从事地下工程、深基坑工程、高层建筑基础工程的设计与研究。E-mail: weidong_wang@ecadi.com。

Field loading tests on large-diameter rock-socketed bored piles of Wuhan Greenland Center Tower

WANG Wei-dong, WU Jiang-bin, NIE Shu-bo

(Department of Underground Structure & Geotechnical Engineering, East China Architectural Design & Research Institute, Ltd., Shanghai 200002, China)

Abstract: Wuhan Greenland Center Tower is 636 m high with the average pressure stress 1500 kPa on the bottom of foundation. The test piles with a diameter of 1200 mm and a length of about 55 m are applied to field full scale tests. Large tonnage load tests and measurements of axial force and deformation are carried out so that the status of load bearing and deformation capacity of socketed piles are obtained, and the test results are valuable to the study of the bearing capacity and load transfer mechanism of large-diameter socketed piles in Wuhan area. The results show that the load-settlement curves of the 4 piles are all mild ones, and their bearing capacities are larger than 45000 kPa. The settlements at engineering pile top are 9.7~10.82 mm, and those at pile tip are 2.35~2.83 mm. Side friction distribution and bearing characters of piles embedded in sand rocks are different from those of mudstone. The tip resistance ratios of the 4 piles are 45.3%~58.7%. The calculation method in China's technical code for building pile foundations underestimates the tip resistance of soft rock and very soft rock.

Key words: rock-socketed pile; field test; bearing characteristic; shaft friction; tip resistance; sand rock; mudstone

0 引言

武汉绿地中心大厦为华中在建第一高楼, 建筑高度为 636 m, 结构复杂, 荷载大, 基底平均压力达 1500 kPa。勘探深度约 90 m 范围内分布有黏性土、砂土与含砾中细砂, 下伏基岩以砂岩为主, 局部为泥岩, 岩面埋深起伏较大。

综合考虑工程地质条件、建筑场地周边环境和工程造价等因素, 本工程选用了嵌岩灌注桩基础, 预估主塔楼单桩竖向极限承载力要求不低于 30000 kN。如此高承载力的嵌岩桩, 在武汉地区尚无工程实践经验。

鉴于工程的重要性, 需通过桩基静载试验论证桩基承载力、成桩的可行性与质量的可靠性。现场进行了 4 组试桩静载荷试验, 桩端基岩分别为砂岩与泥岩, 试验过程中对桩身轴力与变形进行了量测。

本文基于嵌岩桩现场静载荷试验, 分析了嵌岩桩的承载变形特性与荷载传递机理, 试验结果为本工程的工程桩设计提供依据, 同时可为武汉地区嵌岩桩的

基金项目: 国家科技支撑计划课题 (2012BAJ01B02)

收稿日期: 2014-12-09

实践与理论研究提供参考。

1 工程概况

武汉绿地中心大厦主塔楼结构体系为钢筋混凝土核芯筒—巨柱框架—伸臂桁架，设置 5 层地下室，基础埋深约 30 m。上部结构传给基础的竖向荷载约 6300000 kN，基底平均压力达 1500 kPa。

本工程地处武昌区的滨江地带，场地属长江 I 级阶地，地势平坦。在勘探深度 90 m 范围内除杂填土外为第四系全新统冲积成因的黏性土和砂土（Q₄^{al}）和冲积成因的含砾中细砂（Q₄^{al}），下伏基岩为志留系中统坟头组（S_{2f}）砂岩、泥岩。

主塔楼区域基岩以砂岩为主，局部区域为泥岩。微风化砂岩层面埋深为 44.0~65.6 m，裂隙发育较少为完整岩，采芯率 90%~96%，钙质胶结，单轴饱和抗压强度试验标准值为 50 MPa，属较硬岩。微风化泥岩层面埋深为 53.0~67.5 m，裂隙较发育为较完整岩，采芯率 80%~90%，泥质胶结，岩石单轴抗压强度为 13 MPa，属软岩。

本场地土层及岩层相关参数如表 1 所示，表中 γ 为地层重度， c 为黏聚力， φ 为内摩擦角， q_{sik} 为勘察报告提供的地层极限侧摩阻力标准值， q_{pk} 为极限端阻力标准值。试桩桩身范围内土层分布如表 1，2 所示。

表 1 建筑场地土层及参数

Table 1 Soil layers and parameters at construction site					
土层名称	γ /(kN·m ⁻³)	直剪（快剪）		q_{sik} /kPa	q_{pk} /kPa
		c /kPa	φ /(°)		
(2-1)粉质黏土夹粉土	18.2	23.0	11.60	15	—
(2-2)淤泥质粉质黏土	17.6	18.4	8.44	15	—
(3-1)粉质黏土夹粉土	17.9	22.0	10.90	35	—
(3-2)粉砂夹粉质黏土	18.0	23.7	10.50	45	—
(4-1)细砂	—	—	—	55	—
(4-2)细砂	—	—	—	60	—
(4-3)细砂	—	—	—	70	—
(4-a)粉质黏土	17.5	21.0	10.75	—	—
(5)含砾中细砂	—	—	—	80	—
(6a-1)强风化泥岩	—	—	—	130	—
(6a-2)中风化泥岩	—	—	—	300	5000
(6a-3)微风化泥岩	—	—	—	350	8000
(6b-1)中风化砂岩	—	—	—	360	14000
(6b-2)微风化砂岩	—	—	—	150	30000

表 2 建筑场地岩层参数

Table 2 Rock layers and parameters at construction site			
地层名称	单轴抗压强度 标准值/MPa	完整性评价	岩体基本 质量等级
中风化砂岩	23.0	较完整	IV 类
微风化砂岩	50.0	完整	II—I 类
中风化泥岩	10.0	较完整	IV 类
微风化泥岩	13.0	较完整	IV 类

2 现场试桩方案

现场地层情况复杂，岩层面起伏较大，且砂岩（较硬岩）与泥岩（软岩）同时存在，根据岩层的分布情况，选择两个典型的岩层分布区域进行单桩静载试验，以研究不同岩性对嵌岩桩承载变形性能的影响。

本次共开展了 4 组单桩静载试验，试桩概况如图 1 所示。试桩采用桩径为 1200 mm 的嵌岩灌注桩，其中试桩 SZA1、SZA2 以微风化砂岩为持力层，有效桩长分别为 25.9、27.9 m；试桩 SZB1、SZB2 以中—微风化泥岩为持力层，有效桩长分别为 33.6 m 和 30.8 m。从中风化岩层顶面算起，4 根试桩的嵌岩长度为 7.9~11 m（表 3）。为了满足高承载力的加载要求，试桩桩身混凝土强度等级为 C50，并采用桩侧桩端联合注浆控制桩底沉渣与桩身泥皮。

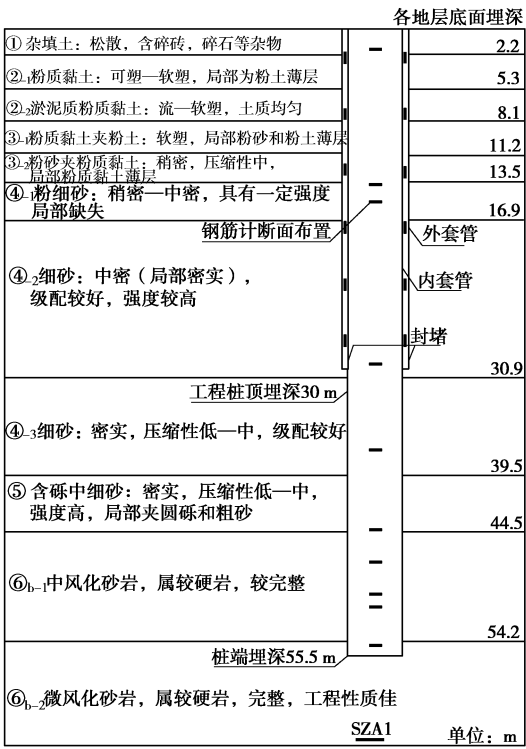


图 1 土层及试桩 SZA1 剖面图

Fig. 1 Profile of soil layers and test pile SZA1

表 3 试桩概况表

Table 3 General situation of test piles					
试桩 编号	桩径 /mm	桩长/m	有效 桩长/m	嵌岩 长度/m	桩端持力层
SZA1	1200	55.9	25.9	11.0	微风化砂岩
SZA2	1200	57.9	27.9	11.0	微风化砂岩
SZB1	1200	63.6	33.6	7.9	中—微风化泥岩
SZB2	1200	60.8	30.8	10.0	中—微风化泥岩

工程桩桩顶（基底开挖面处）、土岩分界面及桩端 3 个断面处分别布置沉降管和沉降杆量测各级荷载作用下的沉降量，其中，沉降管底端位于测试断面位置，并采取封底措施，固定在钢筋笼上分节下放。沉降杆采用钢杆，放置于沉降管内，下端位于测试断面，顶端高出桩顶，并随加载与桩顶位移同步进行量测。同时沿桩身设置振弦式传感器以量测桩身轴力。

试桩采用双层钢套管隔离 30 m 基坑开挖段桩身与土体的接触，以直接测试有效桩长范围内的桩基承载力。双层钢套管设置如图 1, 2 所示。静载荷试验前，对每根试桩进行成孔质量检测，并采用低应变和超声波进行桩身质量检测，结果表明成孔指标满足要求，桩身完整无缺陷。试验采用锚桩反力法，分级加载，最大加载值 45000 kN。

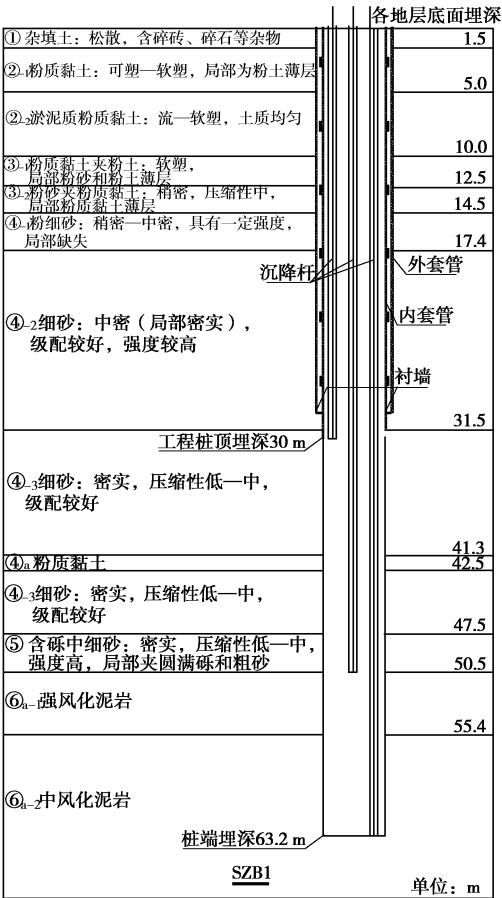


图 2 土层及试桩 SZB1 剖面图

Fig. 2 Profile of soil layers and test pile SZB1

3 试验结果与分析

图 3 为 4 根试桩在各级加载作用下试桩桩顶（地面标高）、工程桩桩顶（基底标高）、土岩分界面、桩端位置处的荷载 - 位移曲线（ $Q-s$ 曲线）。从图 3 可以看出 4 根试桩的 $Q-s$ 曲线均为缓变型，在最大加载值 45000 kN 时，桩顶位移均小于 40 mm。以砂岩嵌岩桩 SZA1 为例，桩身各断面处位移随着桩顶荷载缓慢增加，曲线平缓，无明显转折点，极限承载力不小于 45000 kN。4 根试桩的整体荷载 - 变形特性满足工程设计的要求。

表 4 给出了试桩试验结果。从表 4 可以看出，在最大加载值下，4 根试桩的工程桩桩顶处沉降为 9.7~10.82 mm，土岩分界面沉降 3.45~3.93 mm，桩端沉降为 2.35~2.83 mm。表明嵌岩桩桩端处于较好的岩层，桩端支承条件好，桩身变形小，具有较好的变形控制能力。

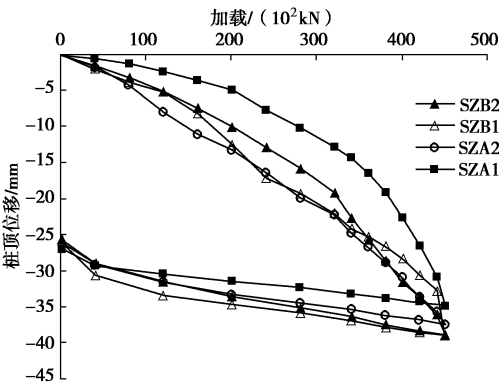


图 3 试验 $Q-s$ 曲线

Fig. 3 Curves of load-settlement

表 4 试桩试验结果

Table 4 Result of test piles under maximum load						
试桩 编号	桩径 /mm	最大 加载 /kN	最大加载下沉降量/mm			
			试桩 桩顶	工程 桩顶	土岩分 界面	桩端 处
SZA1	1200	45000	34.72	9.70	3.45	2.35
SZA2	1200	45000	37.38	10.38	3.63	2.53
SZB1	1200	45000	38.93	10.93	3.93	2.83
SZB2	1200	45000	38.82	10.82	3.82	2.72

图 4 为各级加载作用下试桩桩顶、工程桩顶、土岩分界面、桩端等不同位置处 4 根试桩变形的曲线对比。试桩 SZA1 有效桩长范围内上覆土层性质较好，以细砂和含砾中细砂为主，无粉质黏土和泥岩夹层，在桩顶加载过程中，试桩 SZA1 的各断面 $Q-s$ 曲线相较于其它 3 根试桩更为缓变，但在最大加载值下，各断面最终沉降量无明显差异。

图 5 为试桩 SZA1 桩身压缩量随桩顶荷载变化，

最大加载值下各试桩桩身压缩量如表 5 所示。表中 δ_1 各试桩最大加载值下桩顶至工程桩桩顶即双套筒段的桩身压缩量, δ_2 为工程桩桩顶至土岩分界面段桩身压缩量, δ_3 为土岩分界面至桩端段桩身压缩量。 δ 为整根桩压缩量, s 为桩顶沉降量。由表 5 可知, 各试桩桩身压缩量占桩顶沉降量 90% 以上, 桩顶沉降主要由桩身压缩引起。由于双套筒桩段套完全隔离了桩土接触, 轴力约等于桩顶荷载, 故此部分桩身压缩量最大, 占桩顶沉降的 70% 以上; 而工程桩桩顶至土岩分界面段桩身压缩量 6~7 mm, 占桩顶沉降的 17%~18%; 嵌岩段桩身压缩量最小, 仅为 1.1 mm, 约占桩顶沉降 3%。因此, 减少嵌岩桩桩身沉降应以控制桩身压缩为主, 提高桩身刚度将有效减小桩顶的沉降变形。

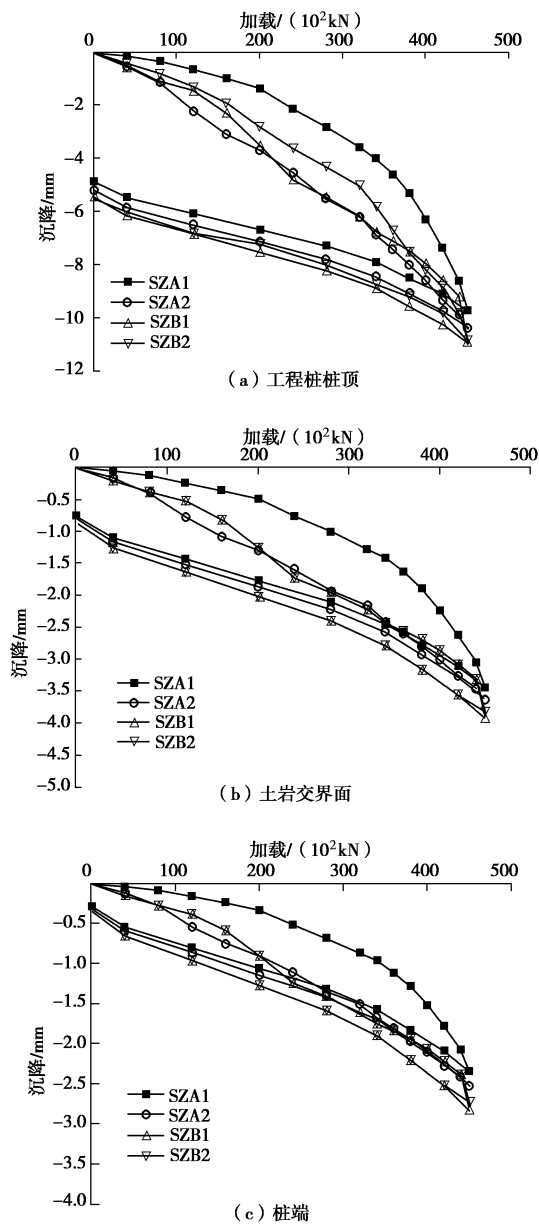


图 4 试验 $Q-s$ 曲线
Fig. 4 Curves of load-settlement

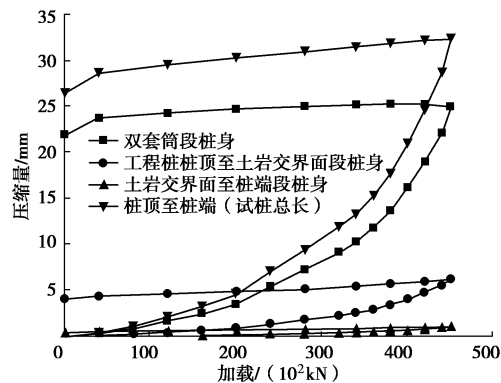


图 5 试桩 SZA1 桩身压缩量随桩顶荷载变化曲线

Fig. 5 Curves of pile SZA1 compaction versus applied load

表 5 极限荷载下各试桩桩身压缩量情况表

Table 5 Pile compactions under ultimate load

试桩编号	δ_1 /mm	δ_2 /mm	δ_3 /mm	Δ /mm	$\frac{\delta_1}{s}$ /%	$\frac{\delta_2}{s}$ /%	$\frac{\delta_3}{s}$ /%	$\frac{\delta}{s}$ /%
SZA1	25.02	6.25	1.1	32.37	72.06	18.00	3.17	93.23
SZA2	27.00	6.75	1.1	34.85	72.23	18.06	2.94	93.23
SZB1	28.00	7.00	1.1	36.10	71.92	17.98	2.83	92.73
SZB2	28.00	7.00	1.1	36.10	72.13	18.03	2.83	92.99

在工程应用中, 上部结构荷载作用在基底开挖面, 即工程桩桩顶处, 试桩双套筒段的桩身压缩量不计入工程桩的桩身沉降量。工程桩在 45000 kN 的荷载下, 桩顶沉降量约为 10 mm, 在 15000 kN 左右的工作荷载作用下其沉降量更小, 表现出较好的承载与变形控制能力。

4 承载特性分析

4.1 桩身轴力分布

由桩身不同断面埋设的传感器可获得桩身轴力沿深度的传递情况。图 6 给出了各试桩桩身轴力随荷载发展的分布曲线。4 根试桩在埋深 0~30 m 桩段桩身轴力基本无变化, 表明双层钢管套完全隔离了开挖段桩土接触, 基底开挖面处, 即工程桩桩顶所承受的荷载基本等同于地面试桩顶的加载值, 为直接评价试桩有效桩长范围内的承载变形性状创造了条件。

有效桩长范围内, 桩身轴力随埋深增加而减小, 且减大幅度受桩周地层性状的影响, 于桩端处达到最小值。在最大荷载作用下, 各试桩桩端处传感器所得轴力, 即桩端阻力约为最大加载值的 50% 左右。以试桩 SZA1、SZB1 为例, 试桩 SZA1 桩端阻力为 26412 kN, 占桩顶荷载的 58.7%; 试桩 SZB1 桩端阻力为 20378 N, 占桩顶荷载的 45.3%, 砂岩嵌岩桩的桩端阻力略高于泥岩嵌岩桩。

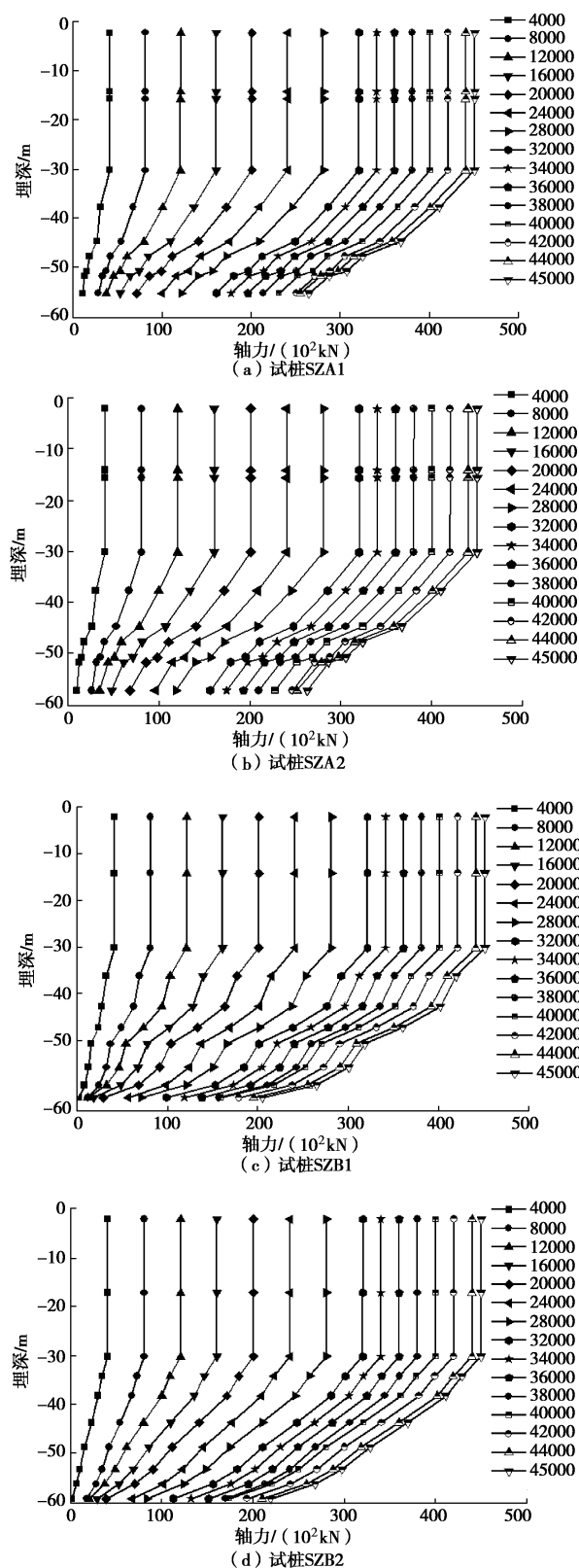


图 6 轴力分布曲线

Fig. 6 Distribution curves of axial force

4.2 桩身侧摩阻力性状

根据各级荷载下桩身轴力沿桩长变化可计算出桩侧摩阻力分布曲线, 如图 7 所示。

嵌岩桩桩身侧摩阻力的发挥与桩周地层的性质和埋深有关^[1]。砂岩嵌岩桩 SZA1、SZA2 桩侧摩阻力

具有相似的分布规律。在最大加载值 45000 kN 下, 侧摩阻力分布曲线呈“双峰”形态, 侧摩阻力峰值出现在嵌岩段中部, 约 400 kPa, 接近桩端处的岩层侧摩阻力未充分发挥, 约 150 kPa, 与上覆土层侧摩阻力值相近。SZA1 的侧摩阻力峰值出现在中风化砂岩, 而 SZA2 的侧摩阻力峰值出现在中风化砂岩与微风化砂质泥岩中。

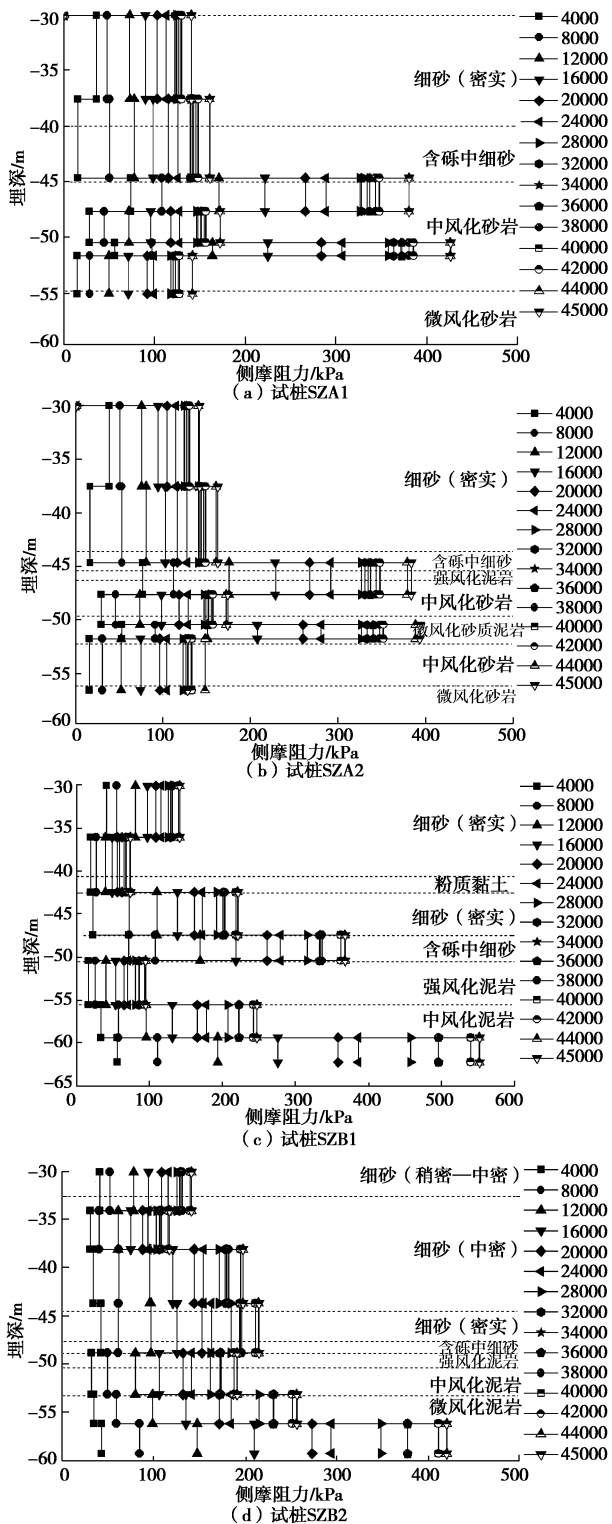


图 7 桩侧摩阻力分布曲线

Fig. 7 Distribution curves of pile shaft friction

泥岩嵌岩桩 SZB1、SZB2 桩侧摩阻力具有相似分布规律, 上覆土层侧摩阻力的发挥随着埋深的增加而增大, 在最大加载值 45000 kN 下, 浅部砂层的侧摩阻力约 100~150 kPa, 深部砂层的侧摩阻力达 200~300 kPa。嵌岩段侧摩阻力发挥随着埋深的增加而增大, 在最大加载值下, 浅部中风化泥岩侧摩阻力约 250 kPa, 桩端附近则达到 400~500 kPa。

对比砂岩和泥岩嵌岩桩桩侧摩阻力分布性状, 可以看出基岩岩性对桩身侧摩阻力分布有较大影响。与砂岩相比, 泥岩嵌岩桩的嵌岩段桩身侧摩阻力发挥较早, 在桩顶加载值达 8000 kN 时, 岩层的侧摩阻力的发挥便大于上覆土层; 同时, 泥岩嵌岩桩中细砂层的侧摩阻力发挥更为充分。砂岩嵌岩段的侧摩阻力分布曲线呈“上大下小”, 桩端附近的侧摩阻力并未得到充分发挥; 而泥岩嵌岩段的侧摩阻力分布曲线“上小下大”, 侧摩阻力峰值出现桩端附近。根据岩层侧摩阻力发挥情况可以判断, 与泥岩嵌岩桩相比, 砂岩嵌岩桩具有更高的承载能力潜力。

各地层的桩侧摩阻力随桩顶荷载等级变化曲线如图 8 所示, 最大加载值下, 岩层侧摩阻力远大于上覆土层。4 根试桩的桩顶荷载-侧摩阻力曲线存在明显的“转折点”, 即侧摩阻力的发挥接近极限, 砂岩嵌岩桩的桩顶荷载大于 28000 kN, 泥岩嵌岩桩的桩顶荷载大于 32000 kN 后, 各地层的侧摩阻力增长速度减缓, 桩端阻力对桩顶荷载的贡献逐渐增大。

桩侧摩阻力的发挥需要一定的桩土相对位移^[2], 图 9 为 4 根试桩的桩土(岩)相对位移-侧摩阻力曲线。从图中可以看出, 桩土(岩)位移最大值发生在桩身上部土层位置, 约 10 mm; 嵌岩段的桩岩相对位移约为 4 mm, 小于上覆土层中桩土相对位移。对上覆土层, 当桩土相对位移大于 4~6 mm, 土层的侧摩阻力增长幅度很小, 曲线接近水平, 表明侧摩阻力得到充分发挥。对于砂岩和泥岩, 在桩土相对位移 2~3 mm 时, 岩层侧摩阻力呈线性增长, 其后, 岩层侧摩阻力呈台阶式增长, 但增长缓慢。

本工程勘察报告根据武汉地区经验提供的各土层桩侧摩阻力值 q_{sik} 与实测最大值对比见表 6。细砂与含砾中细砂实测侧摩阻力平均值分别为勘察报告值的 2.2 倍与 3.3 倍。后注浆改善了上覆土层的力学性能, 增加了上覆土层侧摩阻力的发挥。岩层的实测侧摩阻力平均值与勘察报告值较为接近, 微风化泥岩与中风化砂岩的实测侧摩阻力平均值略小于勘察报告值, 结合图 9 可以看出, 桩身不同埋深处的微风化泥岩与中风化砂岩的侧摩阻力并未充分发挥。

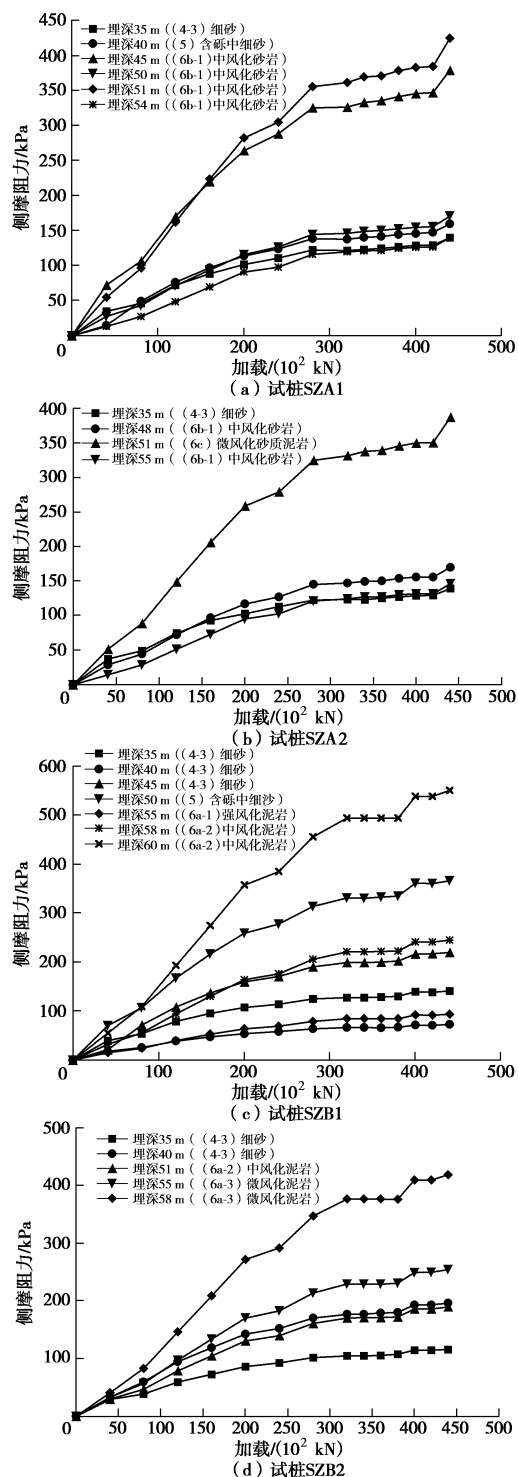
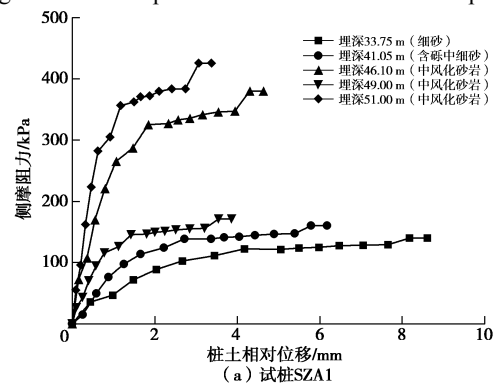


图 8 各地层侧摩阻力与桩顶荷载关系曲线

Fig. 8 Relationship between side resistance and top load



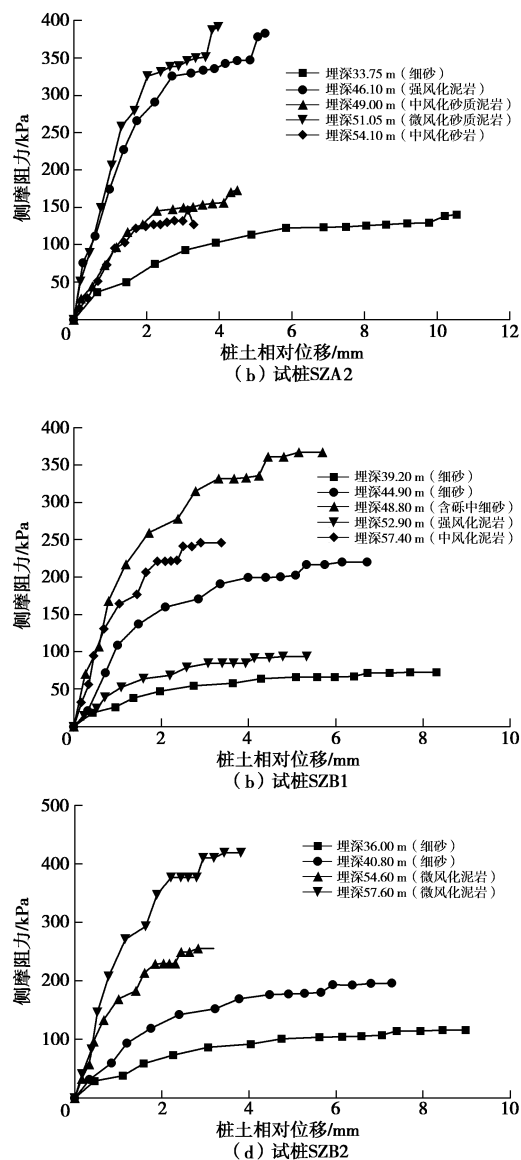


图 9 桩侧摩阻力与桩土(岩)相对位移曲线

Fig. 9 Relationship between measured values of shaft resistance and pile-soil relative displacements

表 6 最大加载值下实测侧摩阻力与勘察报告值对比

Table 6 Comparison between measured values of shaft resistance and those of geologic survey reports (kPa)

土层	实测侧摩阻力		报告值
	平均值	最大值	
(4-3) 细砂	157	180	70
含砾中细砂	264	368	80
中风化泥岩	340	551	300
微风化泥岩	337	420	350
中风化砂岩	287	425	360

4.3 桩端阻力性状

各试桩在最大加载值 45000 kN 下的桩端阻力、端阻比(桩端阻力与加载值之比)与桩端位移如表 7 所示。在最大加载值下,桩端变形值仅为 2.35~2.83 mm,由于桩端岩性好,端阻力达 20378~26412 kN。砂岩的端阻力绝对值及占桩顶荷载的比例大于泥岩,约比

泥岩高 25%。

表 7 最大荷载下桩端阻力、桩端位移结果

Table 7 Test results of tip resistance and settlement under maximum static load

试桩编号	桩端持力层	实测桩端阻力/kN	端阻比/%	桩端位移/mm
SZA1	微风化砂岩	26412	58.7	2.35
SZA2	微风化砂岩	26291	58.4	2.53
SZB1	中风化泥岩	20378	45.3	2.83
SZB2	微风化泥岩	21896	48.7	2.72

各试桩端阻比随桩顶荷载变化曲线如图 10 所示。可以看出,基岩岩性相同的试桩 SZA1 与 SZA2, SZB1 与 SZB2 的端阻比与桩顶加载的分布曲线性状相似。泥岩与砂岩的岩性差异直接影响端阻力的发挥。砂岩比泥岩强度高,砂岩嵌岩桩的端阻力在加载初始即开始发挥。桩顶加载至第一级荷载 4000 kN 时,微风化砂岩中嵌岩试桩 SZA1 端阻比为 25%,而中风化泥岩中嵌岩桩 SZB1 端阻比仅为 2%,加载达 8000 kN 时,试桩 SZB1 的端阻力约 20%。整个加载过程中,砂岩嵌桩桩的桩端阻力与端阻比始终大于泥岩嵌岩桩。

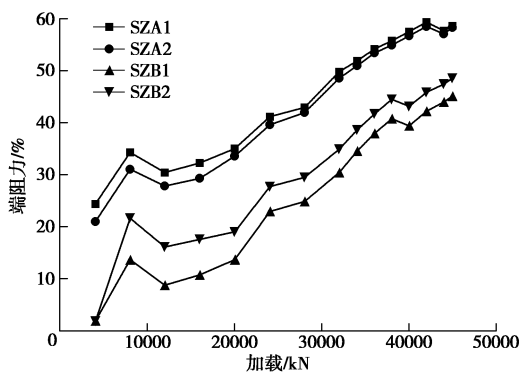


图 10 各试桩桩顶荷载端阻比曲线

Fig. 10 Relationship between tip resistance ratio and top load

最大加载值作用下各试桩的实测桩端阻力值与岩层的单轴饱和抗压强度如表 8 所示。两根砂岩嵌岩桩的实测桩端阻力为 23.4, 23.3 MPa, 小于微风化砂岩的岩石单轴抗压强度值。中风化泥岩实测桩端阻力 18 MPa, 微风化泥岩实测桩端阻力 19.4 MPa, 大于泥岩单轴抗压强度值。

泥岩属软岩,工程特性比一般的土层及硬质岩复杂^[3]。桩基规范^[4]将岩石单轴抗压强度 f_{rk} 乘以端阻系数得到嵌岩桩的桩端阻力,端阻系数考虑了岩石的坚硬程度与嵌岩比的影响,对于 f_{rk} 小于 15 MPa 的极软岩、软岩,系数取值范围 0.42~0.73。软岩在取样过程中极易受到扰动,导致室内单轴强度试验值偏低;

另外, 桩端岩层实际处于三向应力状态^[5], 单轴抗压强度无法完全反映其实际承载能力, 按规范方法用岩石单轴抗压强度折减后计算桩端阻力将会低估软岩嵌岩桩的承载力。笔者建议, 对于类似桩端为软岩和极软岩的嵌岩桩, 应利用原位平板荷载试验得到的基岩承载力或进行试桩载荷试验确定软岩嵌岩桩承载力。

表 8 实测最大桩端阻力与岩石单轴抗压强度

Table 8 Relationship between measured values of tip resistance and those f_{rk}

试桩桩号	实测值/MPa	f_{rk} /MPa	桩端持力层
SZA1	23.4	50	微风化砂岩
SZA2	23.3	50	微风化砂岩
SZB1	18.0	10	中风化泥岩
SZB2	19.4	13	微风化泥岩

4.4 嵌岩段承载特性分析

随着试验荷载的增加, 各试桩桩侧阻力与桩端阻力所分担桩顶荷载的比例也在不断调整, 图 11 是两根砂岩嵌岩桩 SZA1、SZA2 的桩周土总侧摩阻力、嵌岩段总阻力、嵌岩段侧摩阻力及桩端阻力与试验荷载的关系曲线。从图中可以看出, 在试验荷载加载初期, 桩周土总侧摩阻力、嵌岩段侧摩阻力与嵌岩段桩端阻力三者数值较接近。当试验荷载大于 28000 kN 后, 桩周土总侧摩阻力与嵌岩段侧摩阻力增长幅度较小, 嵌岩段侧摩阻力略大于桩周土总侧摩阻力, 而嵌岩段桩端阻力随着试验荷载不断增长, 即增加的试验荷载主要由嵌岩段桩端阻力承担。随着试验荷载的增加, 嵌岩段总阻力近似线性增长, 在试验荷载达到最大值 45000 kN 时, 试桩 SZA1、SZA2 的嵌岩段总阻力分别为 36731, 36682 kN, 达到试验荷载的 81.6%与 82.0%。即试验荷载主要由 11 m 长的嵌岩段承担。

泥岩嵌岩桩 SZB1、SZB2 承载力的各组成部分的发挥特性如图 12 所示。从图中可以看出, 在试验荷载加载初期, 桩周土总侧摩阻力高于嵌岩段侧摩阻力及嵌岩段桩端阻力。以试桩 SZB1 为例, 当试验荷载小于 24000 kN 时, 桩周土总侧摩阻力值高于嵌岩段总阻力, 桩顶荷载主要由桩周土总侧摩阻力承担。随着荷载的增加, 桩周土与嵌岩段的侧摩阻力增长幅度放缓, 嵌岩段的桩端阻力不断增加。在最大加载值下, 桩周土总侧摩阻力、嵌岩段侧摩阻力与嵌岩段桩端阻力分别为 15061, 9561, 20378 kN, 分别占试验荷载的 33.5%, 21.2%与 45.3%。随着试验荷载的增加, 试桩 SZB1、SZB2 的嵌岩段总阻力近似线性增长, 在最大

加载值下, 嵌岩段总极限阻力分别为 29939, 32813 kN, 占桩顶荷载的 66.5%与 72.9%。

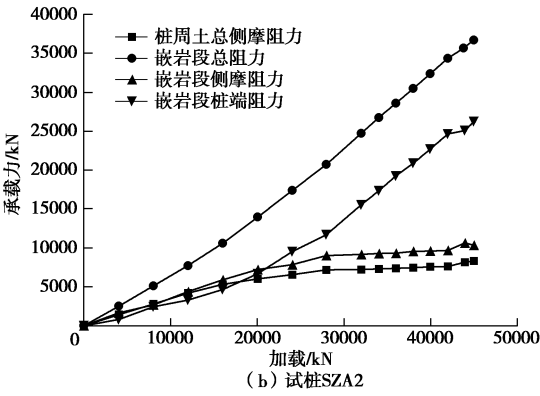
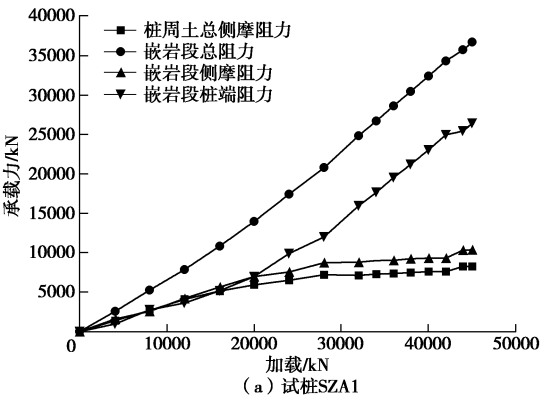


图 11 砂岩嵌岩桩各部分承载力发挥特性
Fig. 11 Bearing characteristics of SZA1 and SZA2

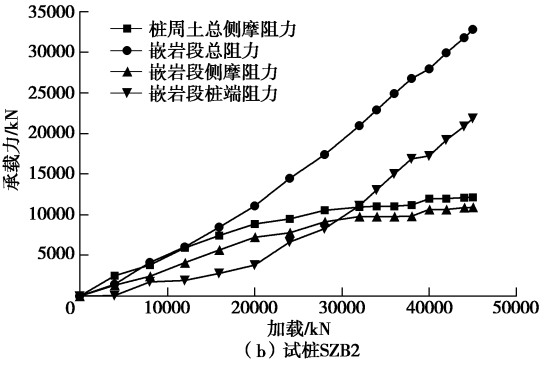
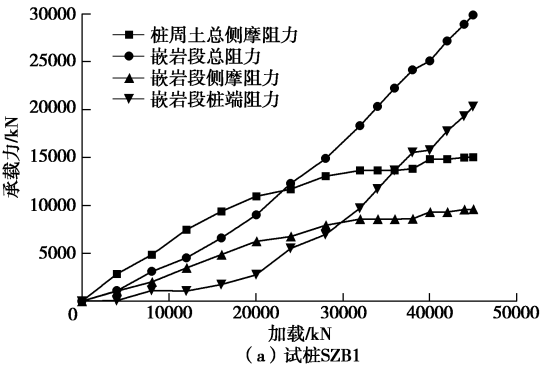


图 12 泥岩嵌岩桩各部分承载力发挥特性
Fig. 12 Bearing characteristics of SZB1 and SZB2

在最大加载值下, 各试桩桩周土总侧摩阻力、嵌岩段侧摩阻力、桩端阻力占桩顶荷载的比例见表 9, 泥岩嵌岩桩的桩周土总侧摩阻力明显高于砂岩嵌岩桩, 而桩端阻力低于砂岩嵌岩桩。

表 9 试桩侧摩阻力与桩端阻力百分比

Table 9 Percentages of test pile shaft resistance and tip resistance

试桩 桩号	桩周土总侧 摩阻力		嵌岩段 侧摩阻力		桩端阻力	
	大小/kN	比例/%	大小/kN	比例/%	大小/kN	比例/%
SZA1	8269	18.4	10319	22.9	26412	58.7
SZA2	8318	18.5	10391	23.1	26291	58.4
SZB1	15061	33.5	9561	21.2	20378	45.3
SZB2	12187	27.1	10917	24.3	21896	48.7

由前述分析可知, 本工程的砂岩试桩与泥岩试桩的 $Q-s$ 曲线无明显区别, 但基岩性质对加载过程中各试桩的桩周土侧摩阻力、嵌岩段侧摩阻力及桩端阻力的发挥有较大影响。

对于砂岩嵌岩桩, 由于基岩岩性好、模量大, 加载初始, 桩顶荷载便能向桩端传递, 即桩端阻力得到发挥, 整个加载过程中, 桩顶荷载主要由嵌岩段总阻力承担, 而桩周土侧摩阻力与嵌岩段的侧摩阻力发挥水平较低。对于泥岩嵌岩桩, 在荷载加载初期, 桩顶荷载主要通过桩土之间的摩擦传递到周围土层之中, 故桩周土侧阻力的发挥水平较高, 桩端阻力的发挥水平远低于砂岩中嵌岩桩; 随着桩顶荷载进一步增加, 桩端阻力逐渐发挥。桩周土侧摩阻力与嵌岩段的侧摩阻力发挥水平高于桩端阻力。

5 结 论

武汉绿地中心试桩桩径 1200 mm, 采用双套筒隔离埋深 30 m 范围内基坑开挖段的桩土摩擦, 有效桩长 25.9~33.6 m, 嵌岩段 7.9~11 m, 以微风化砂岩、中—微风化泥岩为桩端持力层。基于试桩静载试验, 本文对大直径嵌岩桩竖向承载性能进行了详细的分析, 主要得到如下 7 点结论。

(1) 4 根试桩的 $Q-s$ 曲线均为缓变型, 极限承载力不小于 45000 kN, 对应的工程桩桩顶沉降为 9.7~10.82 mm, 表现出较好的承载与变形控制能力, 满足工程设计的要求, 验证了大直径嵌岩桩在武汉绿地中心项目中应用的可行性, 为工程桩设计提供了依据。

(2) 各试桩桩身压缩量占试桩桩顶沉降量 90% 以上, 桩顶沉降主要由桩身压缩引起。其中双套筒段桩身压缩量约占桩顶沉降的 70% 以上; 工程桩顶至土岩分界面段桩身压缩量约占桩顶沉降的 17%; 嵌岩段

桩身压缩量约占桩顶沉降的 3%。

(3) 桩侧摩阻力的发挥需要一定的桩土相对位移。对于本工程试桩, 上覆土层的桩土相对位移 4~6 mm, 岩层的桩土相对位移 2~3 mm 时, 侧摩阻力得到较大发挥。上覆土层与岩层的侧摩阻力同步发挥, 且侧摩阻力无软化现象。

(4) 软岩嵌岩桩与较硬岩嵌岩桩的侧摩阻力分布存在显著差异。软岩嵌岩桩岩层中侧摩阻力的发挥随着埋深的增加而增大, 较硬岩嵌岩桩的侧摩阻力实测值小于软岩嵌岩桩, 桩端附近的侧摩阻力未充分发挥。

(5) 较硬岩嵌岩桩的实测桩端阻力为 23.4, 23.3 MPa, 小于岩石单轴抗压强度值 50 MPa。软岩嵌岩桩的实测桩端阻力高于基岩的岩石单轴抗压强度, 中风化泥岩实测桩端阻力 18 MPa, 大于其单轴抗压强度值 10 MPa; 微风化泥岩实测桩端阻力 19.4 MPa, 大于其单轴抗压强度值 13 MPa。

(6) 基岩岩性对荷载加载过程中各试桩的承载特性有较大影响。较硬岩嵌岩桩, 其桩端阻力在加载初始即得到发挥, 加载过程中, 桩顶荷载主要由嵌岩段总阻力承担, 桩周土侧摩阻力的发挥水平较低。对于软岩嵌岩桩, 加载初始, 桩周土侧阻力的发挥水平较高, 桩端阻力的发挥水平远低于较硬岩嵌岩桩, 随着桩顶荷载进一步增加, 桩端阻力逐渐发挥出来。

(7) 对于泥岩等软岩, 取样过程中极易受到扰动且桩端岩层处于三向应力状态, 岩石单轴抗压强度试验值无法完全反映其实际承载能力, 按桩基规范方法计算端阻力会低估其承载力, 可利用原位平板荷载试验结果或进行试桩载荷试验确定软岩嵌岩桩承载力更为合理。

参考文献:

[1] 吴江斌, 王卫东, 陈 锴. 438 m 武汉中心大厦嵌岩桩设计[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(增刊 1): 76 - 81. (WU Jiang-bin, WANG Wei-dong, CHEN Kai. Design of socketed piles for 438 m-high Wuhan Center Building[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35 (S1): 76 - 81. (in Chinese))

[2] 张 雁, 刘金波. 桩基手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009. (ZHANG Yan, LIU Jin-bo. Pile foundation handbook[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2009. (in Chinese))

[3] 程 晔, 龚维明, 戴国亮, 等. 软岩桩基承载性能试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(1): 165 - 172. (CHENG

- Ye, GONG Wei-ming, DAI Guo-liang, et al. Research on bearing performance of socketed pile in soft rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(1): 165 - 172. (in Chinese))
- [4] JGJ 94—2008 建筑桩基技术规范[S]. 2008. (JGJ 94—2008 Technical code for building pile foundation[S]. 2008. (in Chinese))
- [5] 彭海华, 邝健政, 孙 昌, 等. 典型软岩深基础端阻力计算方法探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(增刊 1): 2913 - 2920. (PENG Hai-hua, KUANG Jian-zheng, SUN Chang, et al. Discussion on calculation methods for tip-resistance of deep foundation embedded in typical soft rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(S1): 2913 - 2920. (in Chinese))
-

第九届全国基坑工程研讨会（第 1 号通知）

由中国建筑学会建筑施工分会基坑工程专业委员会主办，郑州大学、中国人民解放军总参谋部工程兵科研三所等联合承办的“第九届全国基坑工程研讨会”将于 2016 年 10 月在河南省郑州市召开。为加强论文征集等相关工作，现发出会议第一号通知。

会议主题：①基坑工程与边坡工程设计理论与工程实践；②特殊土基坑工程与边坡工程；③基坑工程环境影响评估与控制；④基坑工程的风险评估及安全管理；⑤基坑工程施工和监测的新技术、新方法和新设备；⑥建筑深基坑工程施工安全技术规范（JGJ311-2013）实施应用案例；⑦地下工程与基坑工程装配化；⑧地下综合管廊建设中的开挖问题；⑨重、大、特基坑工程的典型案例和基坑工程事故分析。

会议论文要求：投稿论文须符合上述会议主题，且未经发

表。投稿时须向会务组提交全文电子文件（投稿邮箱附后），稿件请参考《岩土力学》期刊的格式要求进行排版。

论文评审与出版：对经学术委员会推荐、相关期刊编委会评审通过的论文将以《岩土力学》正刊、《岩土力学》增刊和《建筑科学》增刊等形式出版；经学术委员会评审通过的所有论文将以论文集的形式出版。

重要日期安排：论文提截止日期为 2016 年 5 月 1 日；论文录用通知及修改通知日期为 2016 年 6 月 1 日；论文修改返回日期为 2016 年 7 月 1 日。

会议秘书处联系地址：地址：河南省郑州市科学大道 100 号郑州大学土木工程学院；邮编：450001，联系电话：李永辉 15736727876；靳军伟 18738149176，电子邮箱：jkgc2016@126.com，网站：<http://www5.zzu.edu.cn/ytdx/>。

（郑州大学土木工程学院 供稿）