

武汉 WW 工程四节 DX 挤扩灌注桩的 试验研究和应用

沈保汉¹ 王 衍² 周青春³ 贺德新⁴ 刘振亮⁴

(1. 北京市建筑工程研究院, 北京 100039; 2. 北京世纪旗云软件技术有限公司, 北京 100088;
3. 中国科学院武汉岩土力学研究所, 武汉 430071; 4. 北京中阔地基基础技术有限公司, 北京 100097)

摘 要: 通过现场静荷载试验, 对以稍密粉砂、中密粉砂和中密粉细砂为承力盘持力层和以中密粉细砂为桩端持力层的四节 DX 挤扩灌注桩的极限承载力进行判定, 分析桩的荷载传递机理, 并对桩侧阻力、盘端阻力和桩端阻力的分配及其发展规律进行研究, 最后对 DX 桩在 WW 大厦的应用情况给予介绍。

关键词: DX 桩; 承力盘; 静荷载试验; 极限承载力; 侧阻力; 盘端阻力; 砂层

TEST STUDY AND APPLICATION OF DX PILE WITH FOUR BULBS AT WUHAN WW PROJECT

Shen Baohan¹ Wang Yan² Zhou Qingchun³ He Dexin⁴ Liu Zhenliang⁴

(1. Beijing Building Construction Research Institute, Beijing 100039, China; 2. Beijing Shiji qiyun Software Technique Co., Ltd., Beijing 100088, China; 3. Wuhan Institute of Rock and Soil Mechanics, The Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China; 4. Beijing Zhongkuo Foundation Co., Ltd., Beijing 100097, China)

Abstract : Static loading tests for DX piles with four bulbs installed in silty sand and silty fine sand were conducted in field. The ultimate bearing capacities are determined, the load transfer mechanism is analysed, and the distribution and development of the skin-friction resistances, the bulb resistances and the tip resistances of DX piles of this kind are studied. Finally, the values of the settlement measurement of WW Building are also listed.

Keywords: DX pile; bulb bearing; static loading test; ultimate bearing capacity; skin-friction resistance; bulb resistance; sand stratum

1 试桩概述

1.1 试验场地

试验场地位于湖北省武汉市新华路中段西侧的 WW 大厦工程, 该大厦原设计为地上 17 层, 地下室 1 层, 总建筑面积 2.43 万 m², 框架剪力墙结构, 柱网为 8 m×9 m, 柱最大荷载 2×10⁴ kN。

该拟建建筑物基础采用三岔双向挤扩灌注桩(即 DX 挤扩灌注桩), 桩身设计直径 620 mm, 桩长 31 m, 每根桩设置 4 个承力盘, 承力盘设计直径 1 400 mm, 承力盘公称直径 1 500 mm, 桩身混凝土强度等级为 C30, 单桩竖向承载力设计值为 2 800 kN, 总桩数 174 根。

场地地貌为长江一级阶地, 地面标高 20 ~ 22 m, WW1 号试桩各土层的野外描述及基本物理力学指标见表 1。

1.2 试桩方案的实施

1.2.1 承力盘端和桩端持力层的选择

由于 WW 大厦的荷载较大, 沉降控制要求较

高, 根据试桩区岩土工程勘测报告所揭露的地层, 4 个承力盘自上而下分别选择第⑤层稍密粉砂层、第⑥层中密粉砂层和第⑦层中密粉细砂层作为持力层, 此外还选择第⑦层中密粉细砂层作为桩端持力层。图 1 为 WW1 号试桩土层柱状图、承力盘位置及钢筋应力计埋设位置示意图。

1.2.2 试桩施工

1) 桩身成孔。桩的直孔部分采用正循环钻机钻进。

2) 挤扩承力盘腔。承力盘腔用 DX600 型挤扩装置成形, 该挤扩装置的主要技术参数见文献[1—2]。

在试桩前, 在该场地用 DX 挤扩装置, 进行了 3 个试挤扩成孔作业, 在挤扩成盘腔后 8、12、24 h 内

第一作者: 沈保汉, 男, 1938 年 6 月出生, 教授级高级工程师。

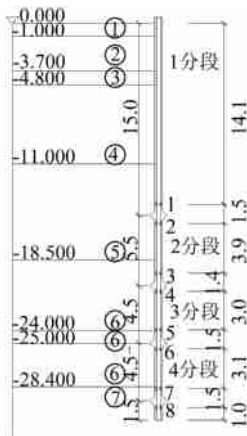
E-mail: shenbaohan@163.com

收稿日期: 2008-08-18

表1 WW1 号试桩各土层的野外描述及基本物理力学指标

Table 1 Details of sub-soil characteristics of WW1 pile

土层号	土层名称	野外描述	层面深度/m	含水量 w/%	重力密度 $\gamma/(kN \cdot m^{-3})$	孔隙比 e	塑性指数 I_p	液性指数 I_L	压缩模量 E_s/MPa	标准贯入试验击数 $N/击$	压缩性
①	杂填土	松散	1.0	—	—	—	—	—	—	—	—
②	粉质黏土	软塑	3.7	32.8	19.0	0.91	16.0	0.74	3.9	4.3	高
③	黏土	可塑	4.8	32.0	19.1	0.86	17.6	0.55	5.0	5.9	中等
④	粉质黏土夹粉土	软塑	11.0	30.6	19.1	0.86	10.1	1.09	5.2	5.1	中等
⑤	粉砂	松散—稍密	18.5	23.0	19.7	0.69	—	—	11.0	10.5	中等
⑥	粉砂	中密	24.0	—	—	—	—	—	14.0	14.1	中等
⑥ ₁	粉质黏土	可塑	25.0	—	—	—	—	—	5.5	—	中等
⑥	粉砂	中密	28.4	—	—	—	—	—	14.0	14.1	中等
⑦	粉细砂	中密—密实	>31.0	—	—	—	—	—	16.5	22.6	低



1~8 为钢筋应力计

图1 WW1 号试桩土层柱状图、承载力盘位置及钢筋应力计埋设位置示意 m

Fig. 1 Sketch of soil profile and seats of bulbs and embedded seats of reinforcement stress detectors of WW1 pile

表2 试桩承载力盘的首次挤扩深度及压力值

Table 2 The depth and pressure values of the first extrusion of bulbs of test piles

桩号	承载力盘深度 h_m	首次挤扩压力值/MPa
WW1	15.0	19
	20.5	20
	25.0	25
	29.5	25
WW2	17.0	17
	21.0	24
	26.0	24
	29.5	23
WW3	16.0	20
	20.5	23
	25.0	25
	29.5	25

对桩孔进行多方面观测。观测结果表明,在 8~12 h,孔底沉渣少于 10 cm,24 h 后孔底沉渣为 30 cm^[4]。此后在 3 个桩孔中采用超声波孔壁测定仪对直孔壁及承载力盘进行成孔(尤其是挤扩成孔)的效果检测判定,测试结果表明,所形成的承载力盘几何形状规则,盘腔上下孔壁无塌陷现象^[4-5]。检测表明,在砂层中使用 DX 挤扩装置挤扩成的盘腔完整、稳定,并在较长时间内无坍塌现象,满足施工工艺要求^[4]。表 2 为试桩承载力盘的首次挤扩压力值。

文献[2,7]。WW1 号桩最大加载值为 7 009.6 kN,该级荷载维持 60 min 后,桩顶突然下沉,终止加载,取该级荷载的前级荷载 6 656 kN 为极限承载力。WW2 号桩最大加载值为 5 657.6 kN,该级荷载维持 30 min 后,桩顶发生突然较大幅度下沉,终止加载,取该级荷载的前级荷载 5 553 kN 为极限承载力。WW3 号桩的 $Q-s$ 曲线呈缓变形特征,最大加载值为 6 032 kN,且维持稳定时间达 2 h,对应桩顶累计沉降量为 36.57 mm,卸载终了时桩顶残余沉降量为 25.53 mm,回弹量为 11.04 mm,回弹率为 30.2%。由于试验加载未达极限荷载便终止加载,故按文献[7]采用逆斜率法拟合外推,结合 $s-lgQ$ 曲线的末端直线段起始点法判定的极限承载力为 6 656 kN。各试桩的极限承载力 Q_u 值见表 3。图 2 为 WW1 号桩的 $Q-s$ 曲线和 $s-lgQ$ 曲线。

钻成孔及挤扩盘腔时,孔内泥浆的相对密度控制在 1.3~1.4,在灌注桩身混凝土前,进行二次清孔换浆,冲孔泥浆的相对密度控制在 1.15~1.25^[6]。

1.2.3 试验方法

试验采用慢速维持荷载堆载法,按 JGJ 94-94《建筑桩基技术规范》的有关要求进行。

2 极限承载力的确定

DX 挤扩灌注桩极限承载力综合评价的原则见

3 WW1 号桩的荷载传递机理分析

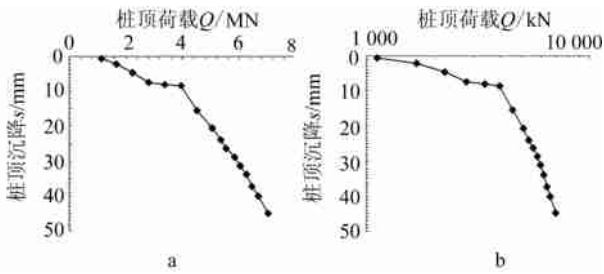
由于 WW3 号 DX 桩的部分钢筋应力计出现异常^[5],故本文以 WW1 号 DX 桩为例进行荷载传递分析等研究。

表3 试验结果汇总

Table 3 The main parameters and observed bearing capacities of test piles

参数	桩号		
	WW1	WW2	WW3
主筋	8Φ16	8Φ16	8Φ16
灌注充盈系数	1.04	1.03	1.04
极限承载力 Q_u /kN	6 656	5 553	6 656
对应 Q_u 时的桩顶沉降量 s_u /mm	40.12	25.93	56.32
承载力特征值 R_a /kN	3 328	2 776	3 328
对应 R_a 时的桩顶沉降量 s_a /mm	6.15	1.70	9.90
桩公称体积 V_g /m ³	11.55	11.55	11.55
单位桩公称体积的极限承载力 $\frac{Q_u}{V_g}$ /(kN·m ⁻³)	576	481	576

注: 桩公称体积是指按承载力盘公称直径 1 500 mm 计算得出的体积。



a— $Q-s$ 曲线 b— $lgQ-s$ 曲线

图2 WW1号桩 $Q-s$ 和 $s-lgQ$ 曲线

Fig.2 $Q-s$ and $s-lgQ$ curves of WW1 pile

3.1 WW1号桩的荷载传递曲线(轴力传递曲线)

图3为 WW1号桩各级荷载下的轴力传递图。

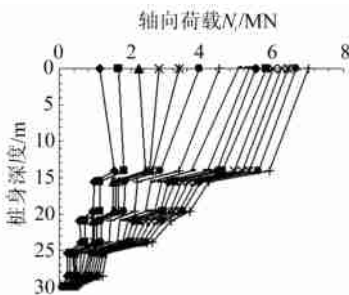


图3 WW1号桩各级荷载下的轴力传递图

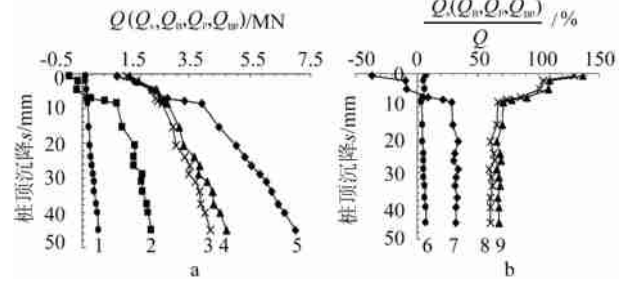
Fig.3 Load transfer curves of WW1 pile under all levels of loads

由图3可见, 桩身轴力自上而下顺序发挥, 桩的轴力经过四个承力盘的位置后均发生较大幅度地降低, 其中经第一个承力盘的位置后轴力降低更多些, 可见承力盘的端承作用发挥显著。在最初三级荷载作用下, 桩身第1分段存在负摩阻力, 产生此现象的原因, 将在下文分析。

3.2 总侧阻力、总盘端阻力与总桩端阻力的分配

图4分别为 WW1号桩的总桩侧阻力 Q_s 、总盘端阻力 Q_B 、总桩端阻力 Q_p 和总端阻力 Q_{Bp} 及与各

自与桩顶荷载 Q 的比值 Q_s/Q 、 Q_B/Q 、 Q_p/Q 和 Q_{Bp}/Q 随桩顶沉降 s 变化的曲线。图5为 WW1号桩的总桩侧阻力 Q_s 、总盘端阻力 Q_B 、总桩端阻力 Q_p 与总端阻力 Q_{Bp} 随桩顶荷载 Q 变化的曲线。



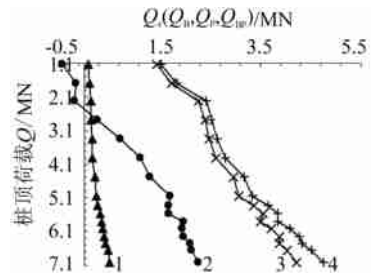
a— $Q(Q_s, Q_B, Q_p, Q_{Bp})-s$ 曲线;

b— $\frac{Q_s(Q_B, Q_p, Q_{Bp})}{Q}-s$ 曲线

1— Q_p-s ; 2— Q_s-s ; 3— Q_B-s ; 4— $Q_{Bp}-s$; 5— Q_B-s ;
6— $Q_p/Q-s$; 7— $Q_s/Q-s$; 8— $Q_B/Q-s$; 9— $Q_{Bp}/Q-s$

图4 WW1号桩 $Q(Q_s, Q_B, Q_p, Q_{Bp})-s$ 和 $Q_s(Q_B, Q_p, Q_{Bp})/Q-s$ 曲线

Fig.4 $Q(Q_s, Q_B, Q_p, Q_{Bp})-s$ and $Q_s(Q_B, Q_p, Q_{Bp})/Q-s$ curves of WW1 pile



1— Q_p-Q ; 2— Q_s-Q ; 3— Q_B-Q ; 4— $Q_{Bp}-Q$

图5 WW1号桩 $Q_s(Q_B, Q_p, Q_{Bp})-Q$ 曲线

Fig.5 $Q_s(Q_B, Q_p, Q_{Bp})-Q$ curves of WW1 pile

因加载初期堆载引起桩周土下沉, 在最初三级荷载作用下, 桩身第1分段存在负摩阻力, 从而使荷载传递复杂化。

由图4、图5可见, WW1号4节承力盘 DX 桩的承载发展大致可分为三个阶段: 1) 在前三级荷载(即 $Q \leq 2 246$ kN)时, 总侧阻力 Q_s 为负摩阻力, 其值从 -415 kN 降至 -180 kN (图4a 和图5), 其与桩顶荷载的比值 Q_s/Q 从 -37.0% 降至 -8.0% (图4b); 总负摩阻力和桩顶荷载主要由总盘端阻力承载, 总盘端阻力 Q_B 从 1 453 kN 增至 2 284 kN (图4a 和图5), 其与桩顶荷载的比值 Q_B/Q 从 129.4% 降至 101.7% (图4b); 总桩端阻力 Q_p 不大, 从 85 kN 增至 142 kN (图4a 和图5), 其与桩顶荷载的比值 Q_p/Q 从 7.6% 降至 6.3% (图4b)。2) 随着桩顶荷载增加(即 $Q = 2 808 \sim 5 054$ kN), 总侧阻力 Q_s 明显增加, 从 265 kN

增至 1 718 kN(图 4a 和图 5), 其与桩顶荷载的比值 Q_s/Q 从 9.4% 增至 34.0%(图 4b); 总盘端阻力 Q_B 从 2 401 kN 缓慢增至 3 078 kN(图 4a 和图 5), 其与桩顶荷载的比值 Q_B/Q 从 85.5% 降至 60.9%(图 4b); 总桩端阻力 Q_p 依然增长不大, 从 142 kN 增至 258 kN(图 4a 和图 5), 其与桩顶荷载的比值 Q_p/Q 在 5.1%~4.8% 间变化(图 4b)。3) 随着桩顶荷载的继续增加(即 $Q=5\ 346\sim 6\ 656$ kN), 总侧阻力 Q_s 从 1 686 kN 缓慢地增至 2 140 kN(图 4a 和图 5), 其与桩顶荷载的比值 Q_s/Q 在 31.5%~34.2% 间变化

(图 4b); 总盘端阻力 Q_B 从 3 374 kN 较明显地增加至 4 042 kN(图 4a 和图 5), 其与桩顶荷载的比值 Q_B/Q 从 63.1% 降至 60.7%(图 4b); 总桩端阻力 Q_p 从 286 kN 增加至 474 kN(图 4a 和图 5), 其与桩顶荷载的比值 Q_p/Q 从 5.3% 增加至 7.1%(图 4b)。可见, 总盘端阻力和总侧阻力呈交替增长的状况。

表 4 为 WW1 号桩在极限状态和工作状态(桩顶荷载等于 1/2 极限荷载)时的总侧阻力、总盘端阻力和总桩端阻力。

表 4 极限状态和工作状态时 WW1 号桩的总侧阻力、总盘端阻力和总桩端阻力

Table 4 The skin-friction resistances bulb resistances and tip resistances of WW1 pile under ultimate and working conditions

承载状态	Q/kN	Q_s/kN	Q_B/kN	Q_p/kN	Q_{Bp}/kN	$Q_s/Q/\%$	$Q_B/Q/\%$	$Q_p/Q/\%$	$Q_{Bp}/Q/\%$
工作状态	3 328	689	2 483	156	2 639	20.7	74.6	4.7	79.3
极限状态	6 656	2 140	4 042	474	4 516	32.2	60.7	7.1	67.8

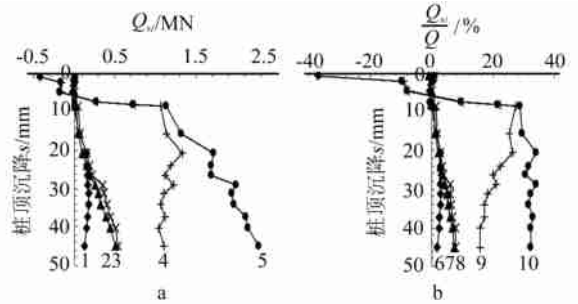
由表 4 可知, 在极限状态下, WW1 号桩显示出承载力以总极限端阻力(即总极限盘端阻力和总极限桩端阻力之和)为主要的特性, 总极限端阻力为极限荷载的 67.8%, 总极限侧阻力为 32.2%, 属摩擦端承桩; 由于受负摩擦阻力的影响, 在工作状态下, 总端阻力占桩顶荷载的 79.3%, 总侧阻力占桩顶荷载的 20.7%, 也显示出承载力以总端阻力为主要的特性。

需要说明的是, 因第 8 部位的钢筋应力计的设置位置离桩端还有 1 m 的距离, 故总桩端阻力 Q_p 还包含着 1 m 长桩身段的总侧阻力值。

3.3 桩身各分段总侧阻力的发展

图 6 为 WW1 号桩的各分段总侧阻力及其分担桩顶荷载比例随桩顶沉降变化的曲线。图 7 为 WW1 号桩的各分段总侧阻力随桩顶荷载变化的曲线。

由图 6、图 7 可知, 桩身各分段总侧阻力 Q_{si} 自上而下变化, 呈现出明显的时间和顺序性及负摩擦阻力的影响, 使桩身各分段总侧阻力的发展呈现出如下的特点: 1) 在前三级荷载(即 $Q \leq 2\ 246$ kN)时, 第 1 分段存在负摩擦阻力, 其值从 -417 kN 降至 -164 kN(图 6a 和图 7), 其与桩顶荷载的比值 Q_{s1}/Q 从 -37.1% 降至 -7.3%(图 6b); 第 2 分段、第 3 分段和第 4 分段的总侧阻力几乎为零(图 6、图 7)。2) 随着桩顶荷载的增加(即 $Q=2\ 808\sim 5\ 054$ kN), 第 1 分段的总侧阻力 Q_{s1} 明显增加, 从 283 kN 增至 1 326 kN(图 6a、图 7), 其与桩顶荷载的比值 Q_{s1}/Q 从 10.1% 增至 26.2%(图 6b); 第 2 分段、第 3 分段和第 4 分段的总侧阻力仍很小(图 6a 和图 7); Q 达到 5

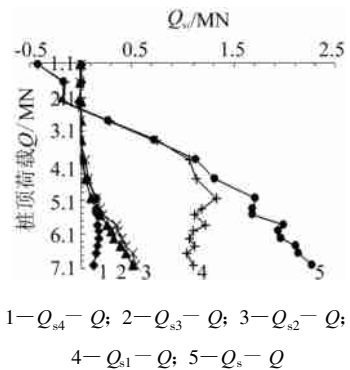


a- $Q_{si}-s$ 曲线; b- $Q_{si}/Q-s$ 曲线;

- 1- $Q_{s4}-s$; 2- $Q_{s3}-s$; 3- $Q_{s2}-s$; 4- $Q_{s1}-s$; 5- Q_s-s ;
6- $Q_{s4}/Q-s$; 7- $Q_{s3}/Q-s$; 8- $Q_{s2}/Q-s$;
9- $Q_{s1}/Q-s$; 10- $Q_s/Q-s$

图 6 WW1 号桩的各分段 $Q_{si}-s$ 和 $Q_{si}/Q-s$ 曲线

Fig. 6 $Q_{si}-s$ and $Q_{si}/Q-s$ curves of sections of WW1 pile



1- $Q_{s4}-Q$; 2- $Q_{s3}-Q$; 3- $Q_{s2}-Q$;
4- $Q_{s1}-Q$; 5- Q_s-Q

图 7 WW1 号桩各分段的 $Q_{si}-Q$ 曲线

Fig. 7 $Q_{si}-Q$ curves of sections of WW1 pile

054 kN 时, Q_{s2}/Q 、 Q_{s3}/Q 和 Q_{s4}/Q 分别为 2.9%、2.0% 和 2.8%(图 6b)。3) 随着桩顶荷载的继续增加(即 $Q=5\ 346\sim 6\ 656$ kN), 第 1 分段的总侧阻力

振荡下降, Q_{s1} 从 1 192 kN 降至 1 042 kN (图 6a、图 7), Q_{s1}/Q 从 22.3% 降至 15.7% (图 6b); 而 Q_{s2} 和 Q_{s3} 分别从 188, 153 kN 增至 503, 443 kN (图 6a 和图 7), Q_{s2}/Q 和 Q_{s3}/Q 分别从 3.5% 和 2.9% 增至 7.6% 和 6.7% (图 6b); 与此同时, Q_{s4} 在 153~176 kN 间变化 (图 6a 和图 7), Q_{s4}/Q 从 2.9% 降至 2.3% (图 6b)。

由图 6a 和图 7 可知: 各分段总侧阻力达到极限

值的桩顶荷载不尽相同, 在桩顶荷载为 5 054 kN 时, 第 1 分段总极限侧阻力 Q_{s1} 为 1 327 kN; 在桩顶荷载为 6 032 kN 时, 第 4 分段总极限侧阻力 Q_{s4} 为 176 kN; 而第 2 分段和第 3 分段的总桩侧阻力 Q_{s2} 和 Q_{s3} , 在超过桩顶极限荷载 (即 7 010 kN) 后仍在继续增长。表 5 为 WW1 号桩在极限状态时的各分段总侧阻力。

表 5 极限状态时 WW1 号桩各分段总侧阻力

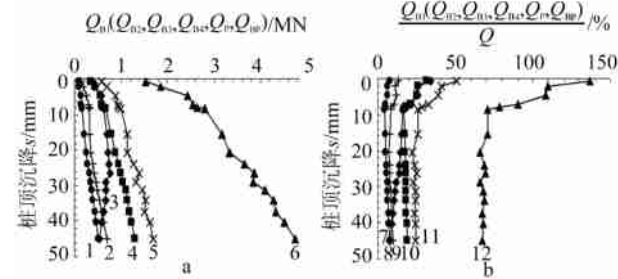
Table 5 The skin-friction resistances of sections of WW1 pile under ultimate condition

Q_s /kN	Q_{s1} /kN	Q_{s2} /kN	Q_{s3} /kN	Q_{s4} /kN	$\frac{Q_s}{Q}$ /%	$\frac{Q_{s1}}{Q}$ /%	$\frac{Q_{s2}}{Q}$ /%	$\frac{Q_{s3}}{Q}$ /%	$\frac{Q_{s4}}{Q}$ /%
2 140	1 042	503	443	152	32.2	15.7	7.5	6.7	2.3

由于负摩阻力的影响, 在工作状态时, 第 1 分段的总侧阻力 Q_{s1} 为 716 kN, 其余各分段的总侧阻力几乎为零, 故表 5 未列入工作状态时的各分段总侧阻力值。

3.4 承力盘和桩端总阻力的发展

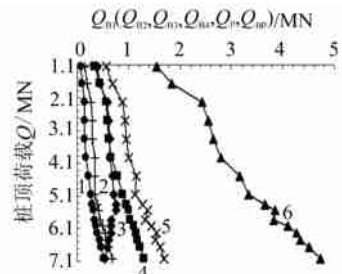
图 8 为 WW1 号桩的 4 个承力盘的总盘端阻力和总桩端阻力及其分担桩顶荷载的比例随桩顶沉降变化的曲线。图 9 为 WW1 号桩的 4 个承力盘的总盘端阻力与总桩端阻力随桩顶荷载变化的曲线。



a- $Q_{B1}(Q_{B2}, Q_{B3}, Q_{B4}, Q_P, Q_{Bp})-s$ 曲线;
b- $Q_{B1}(Q_{B2}, Q_{B3}, Q_{B4}, Q_P, Q_{Bp})/Q-s$ 曲线
1- Q_P-s ; 2- $Q_{B4}-s$; 3- $Q_{B2}-s$; 4- $Q_{B3}-s$;
5- $Q_{B1}-s$; 6- $Q_{Bp}-s$; 7- $\frac{Q_P}{Q}-s$; 8- $\frac{Q_{B4}}{Q}-s$;
9- $\frac{Q_{B2}}{Q}-s$; 10- $\frac{Q_{B3}}{Q}-s$; 11- $\frac{Q_{B1}}{Q}-s$; 12- $\frac{Q_{Bp}}{Q}-s$

图 8 WW1 号桩 $Q_{B1}(Q_{B2}, Q_{B3}, Q_{B4}, Q_P, Q_{Bp})-s$ 和 $Q_{B1}(Q_{B2}, Q_{B3}, Q_{B4}, Q_P, Q_{Bp})/Q-s$ 曲线
Fig. 8 $Q_{B1}(Q_{B2}, Q_{B3}, Q_{B4}, Q_P, Q_{Bp})-s$ and $Q_{B1}(Q_{B2}, Q_{B3}, Q_{B4}, Q_P, Q_{Bp})/Q-s$ curves of WW1 pile

由图 8 和图 9 可见: 1) 4 个承力盘的承载呈现出明显的时间和顺序性, 在前三级加载 (即 $Q \leq 2 246$ kN) 时, 由于桩顶荷载和负摩阻力的双重作用, 在较小的桩顶沉降 ($s \leq 4.60$ mm) 下, 各承力盘均参与承载, 其中第 1 个承力盘承载最大, 其总盘端阻



1- Q_P-Q ; 2- $Q_{B4}-Q$; 3- $Q_{B2}-Q$;
4- $Q_{B3}-Q$; 5- $Q_{B1}-Q$; 6- $Q_{Bp}-Q$

图 9 WW1 号桩 $Q_{B1}(Q_{B2}, Q_{B3}, Q_{B4}, Q_P, Q_{Bp})-Q$ 曲线
Fig. 9 $Q_{B1}(Q_{B2}, Q_{B3}, Q_{B4}, Q_P, Q_{Bp})-Q$ curves of WW1 pile

力 Q_{B1} 从 571 kN 增至 881 kN (图 8a 和图 9), 其与桩顶荷载的比值 Q_{B1}/Q 从 50.8% 降至 39.2% (图 8b); 第 2 和第 3 个承力盘承载较大, Q_{B2} 和 Q_{B3} 分别从 383, 354 kN 增至 576, 564 kN (图 8a 和图 9), 其与桩顶荷载的比值 Q_{B2}/Q 和 Q_{B3}/Q 分别从 34.1% 和 31.5% 降至 25.6% 和 25.1% (图 8b); 第 4 个承力盘也较早承载, Q_{B4} 从 145 kN 增至 263 kN (图 8a 和图 9), 其与桩顶荷载的比值 Q_{B4}/Q 从 12.9% 降至 11.7% (图 8b)。2) 随着桩顶荷载的增加 (即 $Q = 2 808 \sim 5 054$ kN), 与前三级加载段相比, 在这五级加载期间由于第 1 分段的总侧阻力 Q_{s1} 明显增加, 4 个承力盘的总盘端阻力增长速度变缓 (图 8a 和图 9), 其占桩顶荷载的比值 Q_{B1}/Q 、 Q_{B2}/Q 、 Q_{B3}/Q 和 Q_{B4}/Q 分别从 32.8%、21.6%、20.7% 和 10.4% 降至 22.5%、14.3%、17.5% 和 6.6% (图 8b)。3) 随着桩顶荷载的继续增加 (即 $Q = 5 346 \sim 6 656$ kN), 因第 1 分段的总侧阻力振荡下降, 承力盘的承载趋势发生变化, 第 1 个承力盘的总盘端阻力 Q_{B1} 增幅变大, 从 1 276 kN 增至 1 616 kN (图 8a 和图 9), 其与桩顶荷载

的比值 Q_{B1}/Q 在 22.8%~24.8% 间变动(图 8b); 第 2 个承力盘总盘端阻力 Q_{B2} 起初还略有增加, 当桩顶荷载达到 5 553 kN 时, Q_{B2} 达到最大值(756 kN), 此后随桩顶荷载的增加, Q_{B2} 逐渐减少至 583 kN(图 8a 和图 9), 其与桩顶荷载的比值 Q_{B2}/Q 从 14.0% 降至 8.8%(图 8b); 第 3 个承力盘和第 4 个承力盘的总盘端阻力呈现不同程度的明显增长趋势, Q_{B3} 和 Q_{B4} 分别从 952 kN 和 396 kN 增至 1 229, 614 kN(图 8a 和图

9), 而相应的 Q_{B3}/Q 和 Q_{B4}/Q 分别从 17.8%、7.4% 增至 18.5% 和 9.2%(图 8b)。4) 桩顶荷载超过极限荷载(6 656 kN) 达到 7 010 kN 时, 第 2 个承力盘 Q_{B2} 减少至 540 kN, 第 1 个承力盘 Q_{B1} 、第 3 个承力盘 Q_{B3} 和第 4 个承力盘 Q_{B4} 均有所增大。表 6 为 WW1 号桩在极限状态和工作状态时 4 个承力盘的总盘端阻力和总桩端阻力。

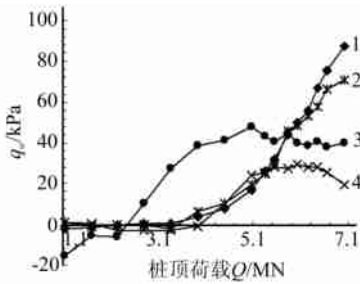
表 6 WW1 号桩在极限状态和工作状态时 4 个承力盘的总盘端阻力和总桩端阻力

Table 6 The four bulb resistances and tip resistances of WW1 pile under ultimate and working conditions

承载状态	Q_{B1}/kN	Q_{B2}/kN	Q_{B3}/kN	Q_{B4}/kN	Q_P/kN	Q_{Bp}/kN	$\frac{Q_{B1}}{Q}/\%$	$\frac{Q_{B2}}{Q}/\%$	$\frac{Q_{B3}}{Q}/\%$	$\frac{Q_{B4}}{Q}/\%$	$\frac{Q_{Bp}}{Q}/\%$	$\frac{Q_{Bt}}{Q}/\%$
工作状态	948	633	610	292	156	2 639	28.5	19.0	18.3	8.8	4.7	79.3
极限状态	1 616	583	1 229	614	474	4 516	24.2	8.8	18.5	9.2	7.1	67.8

3.5 桩身单位侧阻力的发展

图 10 为 WW1 号桩的各分段单位侧阻力 q_{si} 随桩顶荷载 Q 的变化曲线。



1- $q_{s3}-Q$; 2- $q_{s2}-Q$; 3- $q_{s1}-Q$; 4- $q_{s4}-Q$

图 10 WW1 号桩的各分段 $q_{si}-Q$ 曲线

Fig. 10 $q_{si}-Q$ curves of sections of WW1 pile

图 10 中 $q_{si}-Q$ 曲线的变化趋势与图 7a 中 $Q_{si}-Q$ 曲线的变化趋势相同, 不同之处在于后者显示出桩身各分段总侧阻力 Q_{si} 随桩顶荷载 Q 变化的特征, 而前者则显示出桩身各分段单位侧阻力 q_{si} 随桩顶荷载 Q 变化的特征, q_{si} 因消除了桩身长度的影响, 故对其的评价更明确和更准确。

第 1 分段的桩侧土层主要为软塑的粉质黏土②层、软塑的粉质黏土夹粉土④层及松散的粉砂⑤土层, ①层和③层的厚度较薄。由图 10 可知, 因加载初期堆载引起桩侧土下沉, 在最初三级荷载作用下, 1 分段存在负摩阻力, 即此时 q_{s1} 为负值。随着荷载的逐渐增加, q_{s1} 由负值渐逐变为正值, 并增大; 当桩顶荷载达到 5 054 kN 时, q_{s1} 达到极限值(48kPa), 此后 q_{s1} 振荡下降; 达到极限荷载 6 656 kN 时, q_{s1} 仅为 38 kPa。

第 2 分段和第 3 分段的桩侧土层分别为稍密的

粉砂⑤层和中密的粉砂⑥层, 其单位侧阻力 q_{s2} 和 q_{s3} 在整个加载过程中均呈现出“低开高走”的现象, 达到极限荷载 6 656 kN 时, 均未达到峰值。加载至 7 060 kN 时, q_{s2} 和 q_{s3} 分别为 71, 87 kPa。

第 4 分段的桩侧土层为中密的粉砂⑥层, 其单位侧阻力 q_{s4} 在加载过程的初期和中期呈现出“低开高走”的现象, 当桩顶荷载达到 6 032 kN 时, q_{s4} 达到极限值(29 kPa), 此后下降; 达到极限荷载 6 656 kN 时, q_{s4} 仅为 25 kPa; 加载至 7 010 kN 时 q_{s4} 为 20 kPa。

q_{s2} 和 q_{s3} 的实测结果表明: 一方面, 上承力盘的下方斜面一定范围内的土体密实度因挤压而增加, 同时在受力时径向力增大, 导致该区的侧阻力增大; 另一方面, 虽然下承力盘上部桩身与土体的相对位移使土体脱空, 会使该区侧阻力减小, 但其减少的幅度比上承力盘下方区桩侧阻力增大的幅度要小得多, 综合两方面的因素对侧阻力的影响不大, 甚至还处于有利状态。

第 4 分段的桩侧土层虽然为中密的粉砂⑥层和中密细砂⑦层, 但在加载过程中 q_{s4} 比 q_{s3} 小得多, 产生上述情况的原因可归结为: 一是该土层处于桩身下部, 侧阻力不能得到充分发挥; 二是成孔过程中泥浆相对密度过大, 在第 4 分段形成较厚的泥皮有关。

表 7 为 WW1 号桩在极限状态时的桩身各分段单位侧阻力值。

表 7 极限状态时 WW1 号桩桩身各分段单位侧阻力值

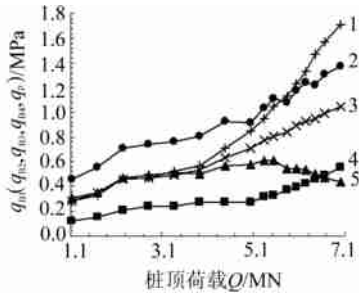
Table 7 The unit skin friction resistances of sections WW1 pile of under ultimate condition

桩身分段号	1	2	3	4
极限状态单位侧阻力/kPa	38	66	76	25

由于负摩擦阻力的影响,在工作状态时, $q_{s1} = 25$ kPa, 而其余各分段单位侧阻力几乎为零, 故表 7 中未列入工作状态时的各分段单位侧阻力值。

3.6 单位盘端阻力和单位桩端阻力的发展

图 11 为 WW1 号桩的 4 个承力盘单位端阻力 q_{B1} 、 q_{B2} 、 q_{B3} 和 q_{B4} 及单位桩端阻力 q_p 随桩顶荷载 Q 变化的曲线。图 11 中 $q_{Bi}-Q$ 和 q_p-Q 曲线的变化趋势分别与图 9 中 $Q_{Bi}-Q$ 和 Q_p-Q 曲线的变化趋势相同。尽管第 1 个承力盘的持力土层为稍密细砂⑤层, 由于其处于桩身最上部, 在整个加载过程中,



1— q_p-Q ; 2— $q_{B1}-Q$; 3— $q_{B3}-Q$; 4— $q_{B4}-Q$; 5— $q_{B2}-Q$

图 11 WW1 号桩的 $q_{Bi}-Q$ 和 q_p-Q 曲线

Fig. 11 $q_{Bi}-Q$ and q_p-Q curves of WW1 pile under ultimate and working conditions

Table 8 The unit bulb resistances and tip resistances of WW1 pile under ultimate and working conditions kPa

承载状态	第 1 个承力盘 q_{B1}	第 2 个承力盘 q_{B2}	第 3 个承力盘 q_{B3}	第 4 个承力盘 q_{B4}	桩端 q_p
工作状态	766	511	493	236	516
极限状态	1 306	471	994	496	1 570

q_{B1} 的发挥早于其他 3 个承力盘, 并且得到充分发挥, 超过极限荷载后, q_{B1} 还略有增长, 达到 1 373 kPa。

第 2 个承力盘的持力土层为中密粉砂⑥层, 在加载初期和中期 q_{B2} 的发挥平稳; 当桩顶荷载达到 5 553 kN 时, q_{B2} 达到极限值 611 kPa, 此后随桩顶荷载增加, q_{B2} 逐渐减少, 达极限荷载 6 656 kN 时, q_{B2} 为 471 kPa。

第 3 个和第 4 个承力盘的持力土层分别为中密粉砂⑥层和中密粉细砂⑦层, 在整个加载过程中, q_{B3} 和 q_{B4} 均呈现出程度不同的“低开高走”的趋势, 在桩顶极限荷载 6 656 kN 时, 两者均未达到峰值。

桩端设置在中密粉细砂⑥层中, 在整个加载过程中 q_p 呈现出明显的“低开高走”的趋势, 达到极限荷载 6 656 kN 时, q_p 也未达到峰值。

表 8 为 WW1 号桩在极限状态和工作状态时承力盘和桩端单位端阻力值。

4 DX 桩在 WW 工程应用

由表 3 可求得 3 根试桩的极限承载力平均值为 6 288 kN, 按 JGJ 94—94《建筑桩基技术规范》的规定, 对泥浆护壁钻(冲)孔灌注桩取 $\gamma_{sp} = 1.62$, 基桩的竖向承载力设计值为: $R = Q_{ik} / \gamma_{sp} = 3 882$ kN。

原设计的 DX 桩, 单桩竖向承载力设计值为 2 800 kN, 桩身设计直径为 620 mm, 承力盘设计直径为 1 400 mm, 与试桩相同, 设计桩长为 24 m, 试桩桩长为 31 m, 即使考虑上部 7 m 桩身的侧阻力, 基桩的竖向承载力设计值也大于 2 800 kN, 故业主要求设计单位将该大厦加一层, 变为地上 18 层。

沉降观测沿大厦长边各布置 3 个测点, 共 6 个测点从施工至第 3 层、第 4 层、第 13 层、结构封顶、封顶后第二次及装修完毕进行 6 次沉降观测, 平均累计沉降量分别为 0.000, 0.537, 4.424, 8.207, 8.610, 9.162 mm。最后一次沉降观测为打桩后 302 d, 平均累计沉降量为 9.162 mm, 沉降速率为 0.003~0.004 mm/d 小于 0.01 mm/d, 表示沉降已稳定。

5 结 语

1) 本工程 4 节 DX 挤扩灌注桩的承力盘设置在较均质的砂土中, 试验时因加载初期堆载引起桩周土下沉, 在最初三级荷载作用下, 桩身第 1 分段存在负摩擦力, 从而使荷载传递复杂化。尽管如此, 桩身轴力自上而下依次发挥, 桩的轴力经过 4 个承力盘的位置后均发生较大幅度的降低, 其中经第 1 个承力盘的位置后轴力降低更多些, 可见承力盘的端承作用发挥显著。

2) 本工程 WW1 号桩和 WW2 号桩在达到最大加载值后, 并在该级荷载下分别维持 60, 30 min 后, 桩顶突然下沉, 故均取最大加载的前级荷载为极限承载力。WW3 号桩由于试验加载未达到极限荷载终止加载, 故采用逆斜率法拟合外推, 结合 $s-lgQ$ 曲线的末段直线段起始点法判定极限承载力。

3) 在极限状态下, WW1 号桩显示出承载力以总极限端阻力(即总极限盘端阻力和总极限桩端阻力之和)为主要的特性, 总极限端阻力为极限荷载的 67.8%, 总极限侧阻力为 32.2%, 属于摩擦端承桩; 由于受负摩擦阻力的影响, 在工作状态下, 总端阻力占

桩顶荷载的 79.3%，总侧阻力占桩顶荷载的 20.7%，也显示出承载力以总端阻力为主的特性。

4) 4 个承力盘的承载呈现出明显的时间和顺序性：①在前三级加载时，由于桩顶荷载和负摩阻力的双重作用，在较小的桩顶沉降下，各承力盘均参与承载，其中，第 1 个承力盘承载最大，第 2 个和第 3 个承力盘承载较大，第 4 个承力盘也较早承载；②随着桩顶荷载的增加，4 个承力盘的总盘端阻力增长速度变缓；③随着桩顶荷载的继续增加，因第 1 分段的总侧阻力振荡下降，承力盘的承载趋势发生变化，第 1 个承力盘的总盘端阻力 Q_{B1} 增幅变大，第 2 个承力盘总盘端阻力逐渐减少；第 3 个承力盘和第 4 个承力盘的总盘端阻力呈现不同程度的增长趋势；超过极限荷载，第 2 个承力盘 Q_{B2} 减少，第 1 个承力盘 Q_{B1} 、第 3 个承力盘 Q_{B3} 和第 4 个承力盘 Q_{B4} 均有所增大。

单位盘端阻力的变化趋势与总盘端阻力的变化趋势相同。尽管第 1 个承力盘的持力土层为稍密细砂⑤层，由于其处于桩身最上部，在整个加载过程中， q_{B1} 的发挥早于其他 3 个承力盘，并且得到充分发挥，超过极限荷载后， q_{B1} 还略有增长；第 2 个承力盘的持力土层为中密粉砂⑥层，在加载初期和中期 q_{B2} 的发挥平稳；当 q_{B2} 达到极限值后，随桩顶荷载增加， q_{B2} 逐渐减少；第 3 个和第 4 个承力盘的持力土层分别为中密粉砂⑥层和中密粉细砂⑦层，在整个加载过程中， q_{B3} 和 q_{B4} 均呈现出程度不同的“低开高走”的趋势，在桩顶极限荷载时，两者均未达到峰值。桩端设置在中密—密实粉细砂⑦层中，在整个加载过程中 q_P 呈现出明显“低开高走”的趋势，达到极限荷载时， q_P 也未达到峰值。

5) 桩身各分段总侧阻力及单位侧阻力自上而下呈动态变化。在前三级加载时，第 1 分段存在负摩阻力，第 2 分段、第 3 分段和第 4 分段的总侧阻力几乎为零；随着桩顶荷载的增加，第 1 分段的总侧阻力 Q_{s1} 明显增加，第 2 分段、第 3 分段和第 4 分段的总侧阻力还是很小；随着桩顶荷载的继续增加，第 1 分段的总侧阻力振荡下降，第 2 分段、第 3 分段总侧阻力不同程度地增加，第 4 分段的总侧阻力则有略减少。

各分段单位侧阻力的变化趋势与各分段总侧阻

力的变化趋势相同。因加载初期堆载引起桩侧土的下沉，在最初三级荷载作用下，第 1 分段存在负摩阻力，即此时 q_{s1} 为负值。随荷载逐渐增加， q_{s1} 逐渐由负变正，并显著增大；当 q_{s1} 达到极限值后， q_{s1} 又振荡下降。

第 2 分段和第 3 分段的单位侧阻力 q_{s2} 和 q_{s3} 在整个加载过程中均呈现出“低开高走”的现象，达到极限荷载时，均未达到峰值。第 4 分段的单位侧阻力 q_{s4} 在加载过程的初期和中期呈现出“低开高走”现象，达到极限值后下降。

6) q_{s2} 和 q_{s3} 的实测结果表明，一方面，上承力盘的下方斜面一定范围内的土体密度因挤压而增加，同时在受力时径向力增大，导致该区的侧阻力增大；另一方面，虽然下承力盘上部桩身与土体的相对位移使土体脱空，会使该区侧阻力减小，但其减少的幅度比上承力盘下方区桩侧阻力增大的幅度要小得多，综合两方面的因素对侧阻力的影响不大，甚至还处于有利状态。

参考文献

- [1] 沈保汉, 贺德新. DX 挤扩灌注桩与 DX 液压挤扩装置[J]. 工业建筑, 2008, 38(5): 1-4.
- [2] 沈保汉, 王海燕, 刘振亮, 等. 西安 SXD 工程四节承力盘 DX 挤扩灌注桩的试验研究[J]. 工业建筑, 2009, 39(2): 1-7.
- [3] 沈保汉, 贺德新, 刘振亮, 等. DX 多节挤扩桩的产生及特点[J]. 工业建筑, 2004, 34(3): 1-4, 8.
- [4] 王伟, 李光茂, 梁伯超. 武汉伟业大厦基础 DX 桩施工工程实录[J]. 土工基础, 2001(4): 11-14.
- [5] 周青春, 于南燕. DX 桩的试验研究[J]. 岩土力学, 2001(9): 298-302.
- [6] 李光茂, 王伟, 梁伯超. DX 桩在武汉某高层建筑中的应用[J]. 水文地质工程地质, 2001(4): 63-66.
- [7] 沈保汉. DX 挤扩灌注桩竖向抗压极限承载力的确定[J]. 工业建筑, 2008, 38(5): 13-17, 27.
- [8] 周青春, 高旗. 径向多节扩孔灌注桩工作性状的研究[C]//第五届全国青年岩土力学会议论文集. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.
- [9] 钱德玲. 挤扩支盘桩的荷载传递规律及 FEM 模式研究[J]. 岩土工程学报, 2000(3): 371-375.
- [10] 钱德玲. 对挤扩支盘桩破坏性状的探讨[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版), 2001(5): 955-958.
- [11] 吴兴龙, 李光茂, 魏章和. DX 桩单桩承载力设计分析[J]. 岩土工程学报, 2000(5): 581-585.

欢迎订阅《钢结构》杂志