

破坏和非破坏后注浆抗压桩受力性状现场试验研究

张忠苗^{1,2}, 张乾青^{1,2*}

(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: 通过桩身埋设有钢筋应力计的 2 根直径不同的破坏性和非破坏性后注浆抗压试桩现场静载试验, 对比分析了破坏性和非破坏性后注浆抗压试桩的受力性状。现场试验表明, 极限荷载下非破坏性和破坏性后注浆桩的桩端力荷载分担比约为 40%且同一桩顶荷载水平下, 桩端荷载分担比随桩径的增大而减小。最大试验荷载下非破坏性试桩浅层土侧阻力完全发挥并有侧阻软化趋势, 而破坏性试桩全桩长范围桩侧阻力均表现为软化性状。实测发现不同土中桩侧摩阻力充分发挥时对应的桩顶沉降约为 (1%~4%) D (D 为桩径)。非破坏性试桩实测得到的桩端位移-桩端力曲线表现为硬化特性, 而试桩破坏性试验中实测得到的桩端位移-桩端力曲线表现为软化特性。

关键词: 非破坏性试桩; 破坏性试桩; 后注浆技术; 桩侧阻力; 桩端阻力

中图分类号: TU473.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2011)10-1601-08

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地基处理的研究、教学工作。

E-mail: zjuzzm@163.com。

Field tests on behavior of destructive and non-destructive base-grouting piles under compression

ZHANG Zhong-miao^{1,2}, ZHANG Qian-qing^{1,2}

(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: Field tests on the behaviors of one destructive base-grouting pile and one non-destructive base-grouting pile under compression are presented. The two piles have different diameters and are instrumented with rebar strain gauges along the pile shafts. The results of these full-scale loading tests show that the ratio of the tip load to the pile head load of the destructive and the non-destructive base-grouting piles is about 40% at the capacity load level, and it decreases with the increase of pile diameter at the same load level. Furthermore, at shallow depth the skin friction of the non-destructive pile decreases from the ultimate skin resistance with the increase of load as the test pile is loaded to the maximum value, whereas for the destructive pile the shaft resistance along the pile depth approaches to the limiting state and decreases from a peak value with further increase of the pile head load. The thresholds of settlement at the pile head for fully mobilizing the skin resistances in different soils are about 1% to 4% of the pile diameter. The load transmission curve of the soils around the pile base corresponds to a softening model in the field tests on the destructive pile, whereas the settlement-resistance curve of the non-destructive pile developed at the pile tip follows a hardening model.

Key words: non-destructive pile; destructive pile; base-grouting technique; skin friction; tip resistance

0 引言

单桩竖向抗压静载试验是目前使用最为广泛的一种原位试验, 该试验接近桩的实际受力状况, 其试验结果可用于研究抗压单桩的受力性状。单桩受力性状的研究是进行桩基设计的基础。目前已有较多学者^[1-4]利用现场静载试验对不同类型的桩进行过研究。然而, 由于现场静载试验多是利用工程桩进行检验性试验,

不允许加载至破坏。非破坏性试桩的单桩极限承载力是根据《建筑桩基技术规范》(JGJ106—2003)^[5]确定的, 在桩达到破坏状态(包括桩身破坏和桩端破坏两种)前就已经终止了加载, 因此, 已有文献中关于桩受力性状的研究多是基于非破坏性试桩现场试验的结果提出的, 目前鲜有完整破坏性试桩现场试验的相关报道。试桩发生破坏时的受力性状有待研究。

笔者亲自完成了直径 800 mm 的破坏性试桩和直

表 1 各土层的参数

Table 1 Parameters of each soil layer

层次	土层名称	土层厚度/m		塑性 指数 I_p	液性 指数 I_L	孔隙 比 e	标贯击数 $N/(击 (30\text{ cm})^{-1})$	重型圆锥触探 击数 $N_{63.5}$ /(击 $(10\text{ cm})^{-1})$	桩侧摩阻 力极限值 /kPa	桩端阻力 极限值 /kPa
		TS1	TS2							
0	素填土	0.6	0.7	8.6	0.94				15	
1-1	黏质粉土	1.5	1.9	8.9	1.05	0.852	9.9		28	
1-2	砂质粉土	3.0 *	2.3 *	9.2	1.09		12.9		44	
1-3	砂质粉土	3.5		9.1	1.19	0.751	13.1		36	
2-1	砂质粉土	1.7*	5.0*	10.1	1.11	0.822	13.5		46	
2-2	砂质粉土	0.5	2.1	9.3	1.07	0.802	14.1		38	
3-1	粉砂夹粉土	5.1 *	3.8 *	10	1.01	0.784	10.3		50	
3-2	黏质粉土			9.8	1.13	0.832	11.2		30	
3-3	淤泥质黏土	7.2*	10.2*	17.5	1.09	0.872			20	
4-1	粉质黏土	1.8	1.2 *	14.8	0.45	0.785	7.9		54	
4-2	粉质黏土	2.2 *	6.8 *	12	0.41	0.768	8.5		62	
4-3	粉质黏土			12.2	0.65	0.792	10.1		54	
5-1	含砂粉质黏土	1.6		10.3	0.51	0.812			68	
5-2	粉细砂	5.2 *	4.5 *				32.4		70	
6-1	圆砾	3.1 *						28.5	80	4000
6-1'	粉细砂	0.8					35.2		60	
6-2	卵石	2.0 *	2.0 *					31.3	110	5000
6-3	卵石							32.2	120	5400
10-2	强风化含砾砂岩							35.8	140	
10-3	中风化含砾砂岩								200	7000

表 2 抗压试桩的参数

Table 2 Parameters of piles subjected to axial load

桩号	桩长 L /m	桩径 D /m	长径比 L/D	成桩龄 期/d	注浆龄 期/d	桩身砼弹性模 量设计值/GPa	充盈 系数	配筋	单桩注 浆量/吨
TS1	39.8	0.8	57	67	6	33.5	1.17	上 20 m: 10Φ16, 下: 5Φ16	3.0
TS2	40.5	0.7	51	52	10	33.5	1.16	上 20 m: 12Φ16, 下: 6Φ16	3.5

径 700 mm 的非破坏性试桩的现场试验,详细分析了破坏性试桩和非破坏性试桩的荷载 - 沉降规律,桩身轴力分布规律,桩侧摩阻力分布规律,桩端位移随桩端力的变化规律,桩土相对位移和桩侧摩阻力之间的关系等。由于本文中详细对比分析了试桩未破坏和试桩加载至破坏时的受力性状,相对大量未加载至破坏的静载试验实测数据,属于较为宝贵的现场资料,可为理论上研究钻孔灌注桩破坏时受力性状提供参考。

1 试验场地地质情况和试桩情况

试验场地位于杭州钱塘江畔,场地地基土物理力学参数见表 1,表 1 中土层带*的表示该土层内的桩身布置了钢筋应力计,每个断面布置钢筋应力计 3 个。

试验试桩采用钻孔灌注桩,桩径有 700 mm 和 800 mm 两种,桩身采用 C45 砼,持力层为 6-2 层卵石层,桩端入持力层深度为 2.0 m,桩长约为 40.0 m。两试桩均采用桩端后注浆。2 根抗压试桩的参数见表 2。

2 试桩静载试验结果分析

静载试验采用慢速维持荷载法,采用水泥块堆载-反力架加载装置。荷载加卸载方法依照《建筑桩基技术规范》(JGJ106—2003) [5]。桩顶沉降利用设置在桩顶的百分表测量得到。桩端沉降的测试方法为:下放钢筋笼前在钢筋笼内侧绑扎直径 66 mm 的水管→灌注成桩养护一定龄期进行静载试验时在直径 66 mm 水管内下放直径 20 mm 的水管→在直径 66 mm 水管的桩顶位置处设测点来测量桩端沉降。利用布置在桩身不同位置的钢筋应力计可以间接获得桩身轴力、桩侧阻力以及桩身不同位置处的桩土相对位移量等。本

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51078330)

收稿日期: 2010 - 06 - 24

*通讯作者

文选取了 1 根直径 800 mm 的破坏性试桩和 1 根直径 700 mm 的非破坏性试桩的静载试验数据, 对比分析了破坏性和非破坏性试桩的受力性状。

2.1 试桩荷载 - 位移曲线

2 根试桩的荷载 - 位移曲线见图 1。

从图 1 中可知, 试桩 TS1 加载至 11000 kN 时, 桩顶和桩端沉降同步急剧加大, 桩顶累计沉降达 54.3 mm, 桩端累计沉降为 33.6 mm, 桩身压缩为 20.7 mm, 且试验过程中发现桩顶压力不能稳定, 下跌至 8700 kN 左右, 估计此时桩端发生刺入破坏, 故终止了加载。而试桩 TS2 加载至 9360 kN 时, 桩顶累计沉降为 32.2 mm, 桩端累计沉降仅为 8.1 mm, 桩身压缩为 24.1 mm。破坏性试桩 TS1 桩顶和桩端的荷载 - 沉降曲线均为陡降型, 而非破坏性试桩 TS2 的桩顶的荷载 - 沉降曲线为缓变型, 但这两根试桩的桩身压缩都在正常压缩值范围内。以试桩桩顶能稳定承受的荷载作为试桩的极限承载力, 破坏性试桩 TS1 的极限承载力可取为 10000 kN, 非破坏性试桩 TS2 的极限承载力可取为 9360 kN。极限荷载作用下, 破坏性试桩 TS1 桩身压缩量约为桩顶沉降的 58.3%, 非破坏性试桩 TS2 桩身压缩量约为桩顶沉降的 74.8%。因此, 对于卵石层中桩端后注浆中长桩来说, 桩身质量对桩顶沉降的影响较大。

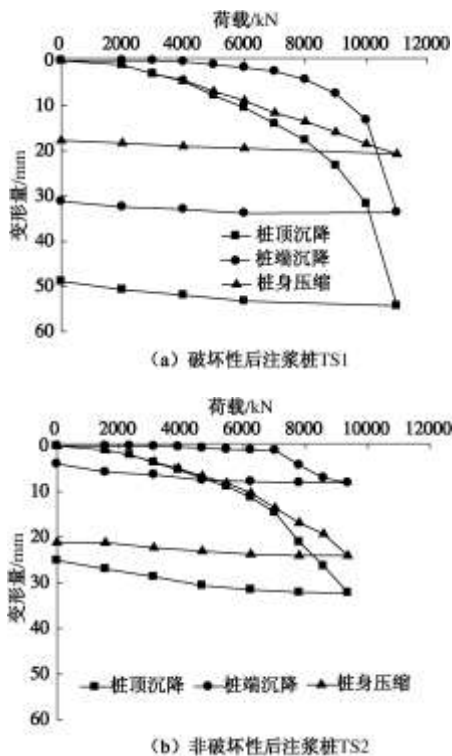


图 1 试桩的荷载 - 位移曲线

Fig. 1 Load-displacement curves of test piles under compression

从图 1 中还可以看出, 卸载后破坏性试桩 TS1 桩端残余沉降较大, 达 31.2 mm, 桩端沉降回弹率仅为

7.3%, 说明桩端发生了刺入破坏。桩顶残余沉降达 48.9 mm, 桩顶沉降回弹率为 9.9%, 桩身压缩回弹量约为 3.0 mm, 可知桩身压缩量主要来自桩身混凝土的塑性压缩。而非破坏性试桩 TS2 卸载后桩端残余沉降为 4.0 mm, 桩端回弹率为 50.6%, 桩端沉降具有较大的回弹量, 说明桩端持力层性状较好。桩顶残余沉降为 25.1 mm, 桩顶沉降回弹率为 22.0%。桩身压缩回弹量约为 3.0 mm, 桩身压缩量也主要来自桩身混凝土的塑性压缩。桩身混凝土的塑性压缩量可近似用弹性压缩量计算值来代替 (计算方法详见 2.3 节)。

2.2 试桩桩身轴力和桩端力

2 根试桩在各级荷载作用下的桩身轴力可通过埋设在桩身 8 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 P_{rbi} :

$$P_{rbi} = K(F_i^2 - F_0^2) + B \quad (1)$$

式中 K 为标定系数; F_i 为某一级荷载作用 i 断面钢弦振动频率; F_0 为试验前的钢弦初始振动频率; B 为计算修正值 (由仪器标定书提供)。

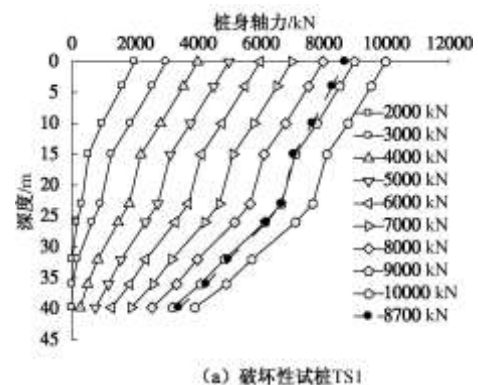
钢筋和混凝土浇灌在一起, 假定二者变形一致。

即 i 断面的桩身轴力 P_i 为

$$P_i = \frac{E_c A_c P_{rbi}}{E_{rb} A_{rb}} \quad (2)$$

式中 A_{rb} 为钢筋总的横截面积 (计算时注意 20 m 以下钢筋数目减半); E_{rb} 为钢筋的弹性模量, 取 $E_{rb}=210$ GPa; A_c 为混凝土的横截面积; E_c 为混凝土的弹性模量, 取 $E_c=33.5$ GPa。

各级荷载下的桩身轴力见图 2。



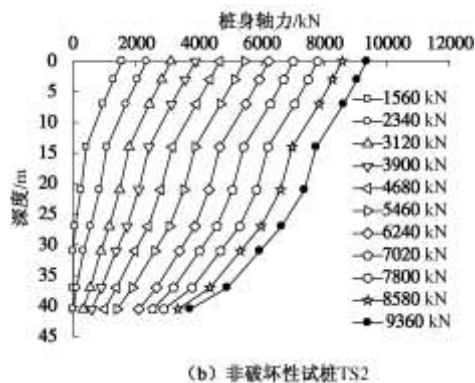


图 2 不同荷载下试桩桩身轴力

Fig. 2 Axial forces of test piles under different load levels

从图 2 中可知, 桩身轴力沿深度方向逐渐减小且

表 3 桩身弹性压缩反算值和桩身压缩实测值

Table 3 Back-calculated values of elastic compression of pile shaft and measured values of shaft compression										
桩号	桩顶荷载 /kN	桩身横截面积 /m ²	桩长 /m	E_p /GPa	S_{p1} /mm	S_{p2} /mm	S_{p3} /mm	S_{p2}/S_{p1}	S_{p1}/S_{p3}	S_{p2}/S_{p3}
TS1	10000	0.502	39.8	33.5	16.5	17.7	20.7	1.07	0.80	0.86
TS2	9360	0.385	40.5	33.5	20.5	22.4	24.1	1.09	0.85	0.93

随着荷载的增加而增大。与非破坏性试桩 TS2 不同的是, 在最大加载下, 破坏性试桩 TS1 由于桩端刺入破坏, 桩顶压力跌落至残余荷载, 桩身轴力也随之降低, 如图 2 中虚线所示。

2 根试桩的桩侧阻和桩端荷载分担比见图 3。

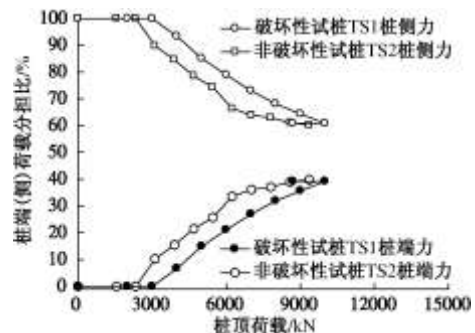


图 3 不同荷载下桩侧摩阻力和桩端力荷载分担比

Fig. 3 Ratios of skin friction or tip load to pile head load under different load levels

从图 3 中可以看出, 荷载较小时, 桩顶荷载完全由桩侧阻力承担。随着桩顶荷载的增加, 端阻逐渐发挥, 且随着桩径的增大, 桩端力发挥时所需的桩顶荷载也增大。同一桩顶荷载水平下, 桩端荷载分担比随桩径的增大而减小。极限荷载下桩径较大的破坏性试桩 TS1 和桩径较小的非破坏性试桩 TS2 的桩端荷载分担比相同, 约为 40%。破坏性试桩 TS1 桩端发生刺入破坏后, 桩端力虽有所降低, 但桩端荷载分担比不变, 维持在极限荷载下的桩端荷载分担比水平下。

2.3 桩身压缩量反算分析

根据实测的桩端力, 不同荷载下试桩桩身弹性压缩量 S_{p1} 可利用式 (3) 近似计算得到

$$S_{p1} = \frac{(P_t + P_b)L}{2E_pA_p} \quad (3)$$

式中 P_t 为桩顶荷载; L 为桩长; E_p 为桩身弹性模量,

根据表 2 近似取 $E_p=E_c=33.5$ GPa。

同时将桩分成若干个小段, 分别计算每一个小段的弹性压缩量, 然后将各小段计算的弹性压缩量相加, 也可近似得到全桩长范围内的桩身弹性压缩量。按照钢筋应力计埋设的位置, 本文中两根试桩可将全桩长分为 8 段。全桩长范围内的桩身弹性压缩量 S_{p2} 可利用式 (4) 近似计算得到

$$S_{p2} = \sum_{i=1}^8 \frac{(P_i + P_{i+1})\Delta L_i}{2E_{pi}A_{pi}} \quad (4)$$

式中 P_i 和 P_{i+1} 分别为桩 i 和桩 $i+1$ 处的桩身轴力, 其中 $P_1=P_t$, $P_9=P_b$; ΔL_i 为第 i 段的桩长; E_{pi} 为第 i 段桩的桩身弹性模量, 假定全桩长范围内桩身弹性模量为一定值, 根据表 2 近似取 $E_p=E_c=33.5$ GPa; A_{pi} 为第 i 段桩的桩身横截面积, 假定全桩长范围内桩身横截面积为一定值。

极限荷载下, 桩身压缩实测值 S_{p3} 以及计算得到的试桩桩身弹性压缩值见表 3。

从表 3 中可以看出, 分段计算得到的全桩长桩身弹性压缩量 S_{p2} 略大于直接利用桩顶荷载和桩端力计算得到全桩长桩身弹性压缩量 S_{p1} 。极限荷载下分段计算得到的试桩桩身弹性压缩量和试桩桩身压缩量实测值相近, 两者比值约为 0.86~0.93。也就是说, 极限荷载下桩端注浆桩的桩身压缩量可近似用试桩桩身弹性压缩反算值代替。

2.4 试桩各断面的侧摩阻力

各分层土体的桩侧平均摩阻力 τ_{si} 可按式 (5) 进行计算, 计算过程中假定每一分层土侧摩阻力相同。

$$\tau_{si} = \frac{P_{pi} - P_{p(i+1)}}{A_{pi}} \quad (5)$$

不同荷载下 2 根试桩的桩侧阻力的分布见图 4。从图 4 中可知, 桩侧阻力是从上至下异步发挥

的过程。桩顶荷载较小时，桩身下部桩侧阻力为零。最大加载条件下，破坏性试桩 TS1 全桩长范围内桩侧阻力均有不同程度的减小，如图 4（a）中虚线所示。对比桩顶残余荷载下的桩侧摩阻力（图 4（a）中虚线）和相近桩顶荷载水平下的桩侧摩阻力可知，桩端发生刺入破坏后，桩身上部土层桩侧摩阻力明显降低，而桩身下部土层侧阻力降低幅度较小。这主要是由于桩身上部土层土体结构发生较为严重的滑移破坏造成的。

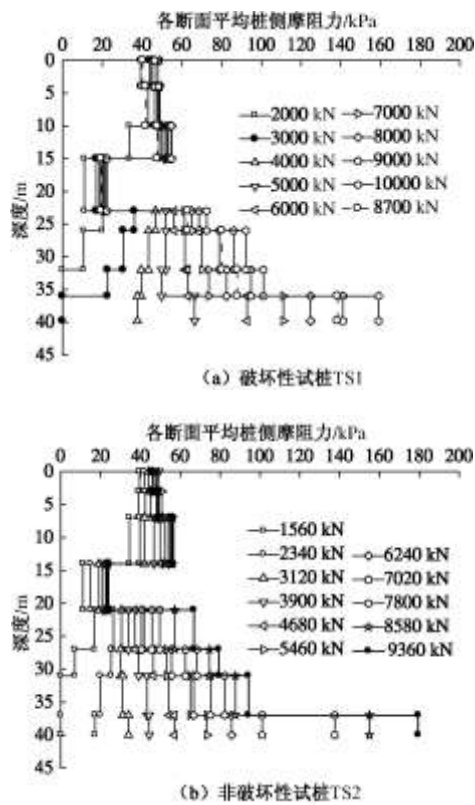


图 4 不同荷载下桩侧阻力的分布

Fig. 4 Distribution of skin friction under different load levels

极限荷载下各土层实测侧阻力和勘察报告以及桩基规范推荐的桩侧阻力极限值见表 4。表 4 中带(-)号的实测阻力并不是真正的极限侧阻力，只是极限荷载下的最大侧阻力实测值。

从表 4 中可以看出，极限荷载下，2 根试桩全桩长范围内各土层侧阻力实测值均大于勘察报告极限侧阻力推荐值，两者比值约为 1.1~1.5，尤其是靠近桩端下部土层，其桩侧阻力实测值与勘察报告中极限侧阻力推荐值的比值要大于上部土层，这主要是由于后注浆浆液沿着桩侧具有一定的上返高度，上返的浆液能固化桩周泥皮，从而达到提高上返高度范围内的桩周土极限侧阻力。实测极限端阻力约为勘察报告

中极限端阻力推荐值的 1.75 倍，可见后注浆对增强桩端阻力具有明显优势。

桩基规范中极限侧阻力的推荐值是根据土层的物理力学特征确定的，同一土层中侧阻力推荐值不是一确定值，同时桩基规范推荐值不能反映埋深对土层性质的影响。从实测的数据可知，由于所处位置不同，即使同一种土，其侧阻力极限值也是不同的。因此，考虑土层埋深对侧阻的影响而给出更合理的桩侧土极限值无疑会提高桩极限承载力的计算精度。

2.5 试桩桩侧阻力与桩土相对位移的关系

第 i 段桩土相对位移量 δ_i 可由式（6）进行计算：

$$\delta_i = S_t - \sum_{j=1}^i \frac{L_i}{2} (\varepsilon_j + \varepsilon_{j+1}) \quad (6)$$

式中 L_i 为第 i 桩段长度； S_t 为桩顶沉降； ε_j 、 ε_{j+1} 为 j 、 $j+1$ 断面钢筋应变。

各土层桩侧阻力与桩土相对位移曲线见图 5。

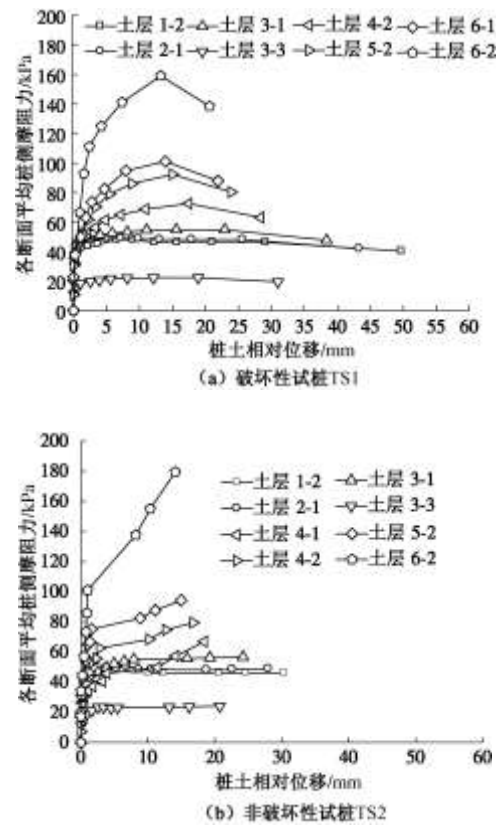


图 5 不同荷载下各断面桩侧阻力 - 桩土相对位移曲线

Fig. 5 Skin friction of each pile section versus pile-soil relative displacement under different load levels

表 4 极限荷载下各土层的侧摩阻力值

Table 4 Skin friction of each soil layer under ultimate load

土层	土层名称	桩基规范 ^[6] 极限桩侧阻力推荐值 q_{su1}/kPa	地质报告极限桩侧阻力推荐值 q_{su2}/kPa	桩侧极限侧阻力实测值 q_{su3}/kPa		平均值 q_{su3}/q_{su2}
				TS1	TS2	
1-2	砂质粉土	42~62	44	48.2	49.4	1.11
2-1	砂质粉土	42~62	46	48.9	50.7	1.09
3-1	粉砂夹粉土	22~46	50	54.8	56.7 (-)	1.12
3-3	淤泥质黏土	20~28	20	22.3	24.1 (-)	1.16
4-1	粉质黏土	53~68	54	/	66.9 (-)	1.24
4-2	粉质黏土	53~68	62	72.5	79.5 (-)	1.23
5-2	粉细砂	64~86	70	92.3	94.3 (-)	1.33
6-1	圆砾	135~150	80	101.1	—	1.26
6-2	卵石	140~170	110	159.1	179.5 (-)	1.54
持力层 6-2	卵石	2000~3000 (极限端阻)	5000 (极限端阻)	7801	9687	1.75 (极限端阻)

表 5 不同土层中桩侧阻力充分发挥所对应的桩土相对位移值

Table 5 Thresholds of relative pile-soil displacement for fully mobilizing skin frictions in different soils							
土层	土层名称	侧阻完全发挥极限值 δ_u/mm		平均 δ_u/D /%	桩顶位移 S_t/mm		平均 S_t/D /%
		TS1	TS2		TS1	TS2	
1-2	砂质粉土	6.6	4.5	0.7	7.8	5.2	0.9
2-1	砂质粉土	7.2	6.8	0.9	10.5	8.9	1.3
3-1	粉砂夹粉土	22.9	—	2.9	23.2	—	2.9
3-3	淤泥质黏土	18.9	—	2.4	30.6	—	3.8
4-1	粉质黏土	/	—	—	—	—	3.8
4-2	粉质黏土	17.5	—	2.2	30.6	—	3.8
5-2	粉细砂	15.0	—	1.9	30.6	—	3.8
6-1	圆砾	13.9	—	1.7	30.6	—	3.8
6-2	卵石	20.6	—	2.6	30.6	—	3.8

从图 5 中可以看出,对于非破坏性试桩 TS2 来说,桩身上部土层侧阻完全发挥并出现侧阻软化现象,而桩身下部土层的承载能力并未完全发挥,还有一定的发挥空间,桩身下部土层的桩侧阻力表现为硬化性状。和非破坏性试桩 TS2 的桩土相对位移-桩侧阻力曲线不同,破坏性试桩 TS1 全桩长范围内的桩侧阻力均表现为软化性状。这说明全桩长范围内桩侧阻力均达到极限状态,其后随着荷载的增加,侧阻出现退化。这主要是由于桩周土达到极限摩阻力后土体结构发生滑移破坏造成的。这就是破坏荷载下试桩 TS1 桩顶荷载不能维持而跌落为残余荷载的原因。

一般认为桩侧摩阻力的发挥需要一定的桩土相对位移,随着桩土相对位移的增加,摩阻力逐步发挥并最后达到极限,这一相对位移即为极限桩土相对位移。不同土层中桩侧阻力充分发挥所对应的桩土相对位移值见表 5。

从表 5 中可知,由于所处深度不同,即使是同一类土,其侧阻完全发挥所需的极限桩土相对位移也不相同。本次试验结果显示桩周土侧阻充分发挥所需的极限桩土相对位移约为 0.7%~2.9% D (D 为桩径)。砂质粉土中侧阻充分发挥所需的极限桩土相对位移约为 5.6~7.0 mm(0.7%~0.9% D),粉砂夹粉土中侧阻充分发挥所需的极限桩土相对位移约为 22.9 mm(2.9% D),

粉质黏土中侧阻充分发挥所需的极限桩土相对位移约为 17.5 mm(2.2% D),卵砾石中侧阻充分发挥所需的极限桩土相对位移约为 13.9~20.6 mm(1.7%~2.6% D)。

从表 5 中还可以看出,桩侧摩阻力充分发挥时对应的桩顶沉降约为 1%~4% D ,这与辛公峰^[7]软土中超长桩桩顶位移超过 1%~2% D 时桩侧土达到极限状态的研究结果相近。而 Poulos^[8]的研究结果表明,对于长约 50 m 的桩,桩顶沉降达到 10% D 时桩身侧阻力将达到极限值。

2.6 试桩桩端位移-桩端力曲线

Randolph 和 Worth^[9]将桩端作为刚性墩,根据 Boussinesq 解得到了桩端沉降 S_b 和桩端力 P_b 之间的关系,即

$$S_b = \frac{P_b \eta (1 - \nu_b)}{4 r_b G_b} \quad (7)$$

式中 r_b 为桩端处桩身半径(假定桩身半径沿桩长不变,对试桩 TS1 和 TS2 来说, r_b 分别为 0.4 m 和 0.35 m); ν_b 为桩端持力层的泊松比(本文桩端处土的泊松比近似取为 0.3); G_b 为桩端持力层的剪切模量; η 为桩端形状和桩入土深度的影响系数,通常取 $\eta=1.0$ ^[9-10]。

本文采用双曲线模型的切线刚度概念^[11]来分析桩端土剪切变形的非线性特性,即

$$G_t = G_{b0} \left(1 - R_f \frac{P_b}{P_{b\max}} \right)^2 \quad (8)$$

式中 G_t 和 G_{b0} 分别为桩端土的切线剪切模量和初始切线剪切模量; $P_{b\max}$ 为最大桩端力; R_f 为破坏比。

破坏性试桩 TS1 和非破坏性试桩 TS2 的实测桩端位移 - 桩端力的曲线以及利用不同荷载破坏比 R_f 计算得到的桩端位移 - 桩端力的曲线见图 6。需要说明的是, 由于试桩中最深位置处的钢筋应力距离桩端很近, 该处的桩身轴力可近似认为等于桩端力。

从图 6 中可知, 对于非破坏性试桩 TS2 来说, 在最大加载条件下, 试桩桩端阻力并未完全发挥, 桩端阻力还有较大的发挥空间, 试桩的桩端位移 - 桩端力表现为硬化的特性。而对于破坏性试桩 TS1 来说, 实测得到的的桩端位移 - 桩端力曲线表现为软化的特性。非破坏性试桩 TS2 得到的桩端位移 - 桩端力硬化曲线只是一种“假象”。对于桩身质量较好桩端刺入破坏的试桩而言, 桩端持力层发生破坏后, 桩端力必然会降低。因此, 对于桩端发生刺入破坏的试桩, 桩端位移 - 桩端力硬化曲线实际上是不存在的。在最大加载条件下, 破坏性试桩 TS1 的桩端阻力完全发挥后跌落为残余强度。破坏性试桩桩端阻力充分发挥对应的桩端位移为 13.2 mm, 约为 1.65% D 。

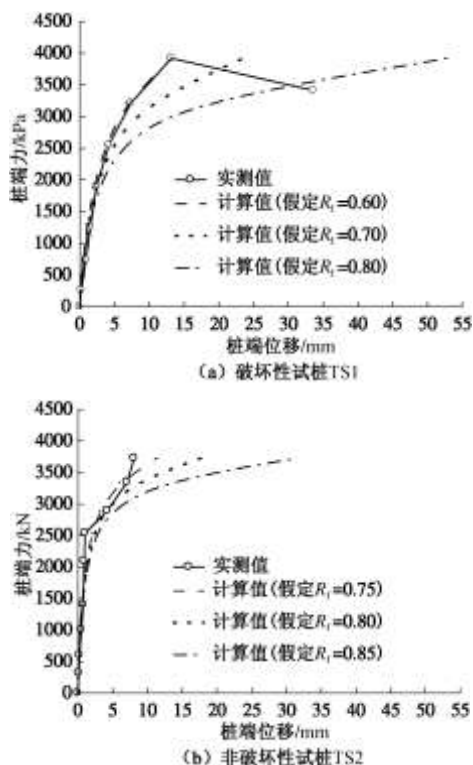


图 6 不同荷载下桩端位移 - 桩端力曲线

Fig. 6 Pile tip displacement versus mobilized base load under different load levels

从图 6 中还可以看到, 对于表现为硬化特性的桩

端位移 - 桩端力曲线, 破坏比 R_f 的大小对其拟合精度具有重要影响。对于破坏性试桩 TS1 来说, 在桩端未破坏之前, 用破坏比 $R_f=0.60$ 模拟得到的桩端位移 - 桩端力曲线和实测桩端位移 - 桩端力曲线较为吻合。随着破坏比 R_f 取值的增大, 计算得到的桩端位移 - 桩端力曲线和实测桩端位移 - 桩端力曲线间的差别越来越大。实际上, 破坏性试桩 TS1 的实测桩端破坏比 R_f 约为 0.90。如果取实测破坏比 $R_f=0.90$ 来模拟桩端未破坏之前的桩端位移 - 桩端力曲线, 模拟曲线和实测曲线在初始阶段吻合较好, 两者差别会随着桩端位移的增加逐渐增大, 但拟合曲线后半段会较接近残余桩端荷载。而对于非破坏性试桩 TS2 来说, 假定破坏比 $R_f=0.75$ 时模拟得到的桩端位移 - 桩端力曲线和实测桩端位移 - 桩端力曲线较为接近。因此, 利用式 (7) 和式 (8) 模拟试桩桩端未破坏之前的桩端位移 - 桩端力曲线时, 关键是选择恰当的破坏比 R_f 。

3 结 论

本文通过 2 根不同桩径的破坏性试桩和非破坏性试桩的静载试验, 得到了如下结论:

(1) 破坏性试桩桩端发生刺入破坏时, 桩端和桩顶沉降同步急剧增大, 桩顶荷载跌落为残余荷载。极限荷载下, 破坏性试桩桩身压缩量约为桩顶沉降的 58.3%, 非破坏性试桩桩身压缩量约为桩顶沉降的 74.8%。因此对于卵石层中桩端后注浆中长桩来说, 桩身质量对桩顶沉降的影响较大。

(2) 同一桩顶荷载水平下, 桩端荷载分担比随桩径的增大而减小。试桩桩端发生刺入破坏后, 桩端力虽有所减小, 但桩端力荷载分担比几乎没变, 维持在极限荷载下桩端力荷载分担比水平下。

(3) 极限荷载下, 全桩长范围内各土层侧阻力实测值均大于勘察报告极限侧阻力推荐值, 两者比值约为 1.1~1.5, 尤其是靠近桩端下部土层, 其桩侧阻力实测值与勘察报告中极限侧阻力推荐值的比值要大于上部土层。实测极限端阻力约为勘察报告中极限端阻力推荐值的 1.75 倍, 后注浆对增强桩端阻力具有明显优势。

(4) 极限荷载下, 非破坏性试桩浅层土侧阻力完全发挥并有侧阻软化趋势, 下部土层侧阻力未完全发挥; 而破坏性试桩, 全桩长范围内的桩侧阻力均达到极限状态, 全桩长范围桩侧阻力均表现为软化性状。桩侧摩阻力充分发挥时对应的桩顶沉降约为 1% D ~4% D (D 为桩径)。

(5) 非破坏性试桩实测桩端位移 - 桩端力曲线表现为硬化特性, 而试桩破坏性试验中实测得到的桩端

位移-桩端力曲线表现为软化的特性。模拟试桩桩端未破坏之前的桩端位移-桩端力曲线时,破坏比的大小影响桩端位移-桩端力曲线形状。因此,模拟试桩桩端未破坏之前的桩端位移-桩端力曲线时,关键是选择恰当的破坏比 R_f 。

参考文献:

- [1] 张忠苗, 张乾青. 后注浆抗压桩受力性状的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(3): 475 - 482. (ZHANG Zhong-miao, ZHANG Qian-qing. Experimental study on mechanical properties of compression pile with post-grouting [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(3): 475 - 482. (in Chinese))
- [2] 聂如松, 冷伍明, 李 箐, 等. 东江大桥嵌岩桩承载性能试验研究[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(9): 1410 - 1415. (NIE Ru-song, LENG Wu-ming, LI Qing, et al. Load transfer mechanism of rock-socketed piles of Dongjiang Rive Bridge[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(9): 1410 - 1415. (in Chinese))
- [3] ZHANG Q Q, ZHANG Z M, YU F, LIU J W. Field performance of long bored piles within piled rafts[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering, 2010, **163**(6): 293 - 305.
- [4] 何 剑. 泥岩地基中灌注桩竖向承载性状试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, **21**(10): 1573 - 1577. (HE Jian. Testing study on vertical bearing properties of cast-in-place pile in muddy rock foundation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, **21**(10): 1573 - 1577. (in Chinese))
- [5] 中国建筑科学研究院. JGJ106—2003 建筑桩基检测技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003. (China Academy of Building Research. JGJ106—2003 Technical code for testing of building foundation piles[S]. Beijing: China Construction Industry Press, 2003. (in Chinese))
- [6] 中国建筑科学研究院. JGJ 94—2008 建筑桩基技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008. (China Academy of Building Research. JGJ 94—2008 Technical code for building pile foundations[S]. Beijing: China Construction Industry Press, 2008. (in Chinese))
- [7] 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 supper-long piles[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2006. (in Chinese))
- [8] POULOS H G. Influence of shaft length on pile load capacity in clays[J]. Géotechnique, 1982, **32**(2): 145 - 48.
- [9] RANDOLPH M F, WROTH C P. Analysis of deformation of vertically loaded piles[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1978, **104**(12): 1465 - 488.
- [10] ARMALEH S, DESAI C S. Load deformation response of axially loaded piles[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1987, **113**(12): 1483 - 499.
- [11] CHOW Y K. Analysis of vertically loaded pile groups[J]. International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1986, **10**(1): 59 - 72.

《中国公路学报》2012 年征订通知

《中国公路学报》(双月刊)是中国公路学会主办的公路交通行业最权威的学术性刊物,自 2007 年起被 Ei 核心库收录,是中国公路交通行业惟一入选 Ei 核心库的期刊;主要刊载道路工程、桥隧工程、交通工程、筑路机械工程、汽车与汽车运用工程、公路运输经济与工程经济等专业的应用技术及理论性文章,并适当报道有关公路交通的新技术、新材料、新工艺以及国内外重大学术活动、工程建设及科技动态信息等。

《中国公路学报》(大 16 开本)读者对象为:公路交通界的科研人员、工程技术人员、经济管理人员及大专院校的师生。2012 年起《中国公路学报》页码由原来的 128 页增加至 160 页,每期定价 25.00 元,全年 6 期共 150.00 元,国内邮发代号:52-194,国外发行代号:BM7917。欢迎广大读者订阅!

地址:西安市南二环路中段长安大学杂志社;邮编:710064;联系人:高炜;电话:(029)82334387。

(《中国公路学报》编辑部 供稿)