

支承条件对单桩承载力影响的分析

夏焰光¹, 葛宽飞², 陈强华²

(1. 武汉地质勘察基础工程(集团)总公司上海公司, 上海 200063; 2. 上海同纳建设工程质量检测有限公司, 上海 200331)

摘要:对比 5 个工程 14 根不同桩长的试桩成果, 发现同一场地、相同桩型的试桩, 因为桩长、持力层不同, 导致单桩承载力有较大差异, 特别是支承在软粘性土持力层的承载力明显偏低。这种差异按现有规范和有关认识无法解释, 说明对单桩承载机理的认识还不够深入、全面。举例对桩端支承条件、时间效应分别加以分析表明, 当桩端持力层条件较差时, 用动阻力(压桩力)或用 A. S. Vesic 的论述可以更好地解释摩擦单桩承载力明显偏低的现象。

关键词:摩擦桩; 桩端支承条件; 单桩承载力; 极限承载力; 压桩力; 时间效应

中图分类号: TU473.1⁺1 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-7428(2008)08-0040-04

Analysis on Effect of Bearing Capacity of Single Pile by Supporting Condition/XIA Yan-guang¹, GE Kuan-fei², CHEN Qiang-hua² (1. Shanghai Branch of Wuhan Geological Prospection & Foundation Engineering Company, Shanghai 200063, China; 2. Shanghai Tongna Engineering Quality Monitoring Co., Ltd, Shanghai 200331, China)

Abstract: The result of pile tests on 14 piles with different lengths in 5 engineering cases shows that bearing capacity of single pile was quite different in the same construction site and with the same type of pile just because of different pile lengths and bearing stratum. The paper analyzed the conditions of bearing capacity of pile tip and time effect, when bearing capacity of pile tip was weak, lower bearing capacity of single friction pile could be reasonably explained by compressive pressure to pile or by A. S. Vesic theory.

Key words: friction pile; bearing capacity of pile tip; bearing capacity of single pile; ultimate bearing capacity; compressive pressure to pile; time effect

1 问题的提出

20 世纪 90 年代, 沉降控制复合桩基在上海地区多层建筑中得到广泛应用。以容易产生刺入变形, 使桩间土更好地发挥承载作用为目的, 沉降控制复合桩基往往以⑤层或⑤₁层灰色粘性土、⑤₂层灰色砂质粉土、⑤₃层灰黑色粘性土作为预制桩的持力层, 而不是通常的以⑥层暗绿色硬粘性土或⑦层粉砂为桩端持力层。但随后的大量试桩结果却发现, 这种桩的单桩承载力却经常达不到按规范估算的数值, 甚至相差悬殊。

对此现象, 主流的看法是休止期还不够。上海市《地基基础设计规范》(DGJ 08-11-1999) 较 1989 版在间歇时间上翻了 1 倍, 其理由如下^[3]: “……近几年来, 大量载荷试验表明, 对于打入桩尤其是对于那些以⑤₁层、⑤₂层土作为持力层的打入桩, 两周的间歇期是远不够的。实际工程中, 采用 2 周间歇时间, 多次发生实测承载力与设计承载力及地质资料提供的计算值相差甚远的事例, 比较典型的沪西某工程(即本文表 2 中的金牌大厦), 基础采用 500 mm × 500 mm 预制方桩, 桩长 46 m(实为

45.75 m, 分 2 节), 桩基持力层为⑤₂层, 根据地质资料, 设计要求单桩极限承载力为 4000 kN, 该工程前后共进行 3 次试验, 其原始数据如表 1 所示, 长达 3 个月后尚未达到设计要求。应该说该工程是一个特例, 其他类似工程远不如其‘严重’, 但是不少工程经过 2 周间歇后, 其承载力远低于要求确是一个无可争辩的事实, ……因此, 在本次修改中, 关于实验间歇期补充了对于打入桩‘不应少于桩周土体恢复或基本恢复的时间, 一般粘性土、粉性土宜为 4 周以上, 砂土中宜为 2 周……’”。

条文说明列举的确是一个无可争辩的事实, 但是, 条文说明将上述承载力差异归因于时间效应, 而忽略了可能更直接的原因——由于该桩的桩端悬浮在粉质粘土⑤₂层上, 持力层不理想所致。由于这种认识的模糊会误导有关技术人员, 因此有必要就此现象加以进一步探讨。

2 进入不同持力层预制桩承载力变化的工程实例

表 2 列举了 5 个工程 14 根不同桩长的试桩成果, 发现同一场地、相同桩型的试桩, 尽管桩长相差

收稿日期: 2008-03-10

作者简介: 夏焰光(1967-), 男(汉族), 湖北人, 武汉地质勘察基础工程(集团)总公司上海公司总工程师, 探矿工程专业, 从事基础工程施工工作, 上海市曹杨路 1040 弄 1 号中友大厦, xiayangang@yahoo.com.cn。

表 1 不同次数试验的单桩承载力

桩号	持力层	规格/mm	桩长/m	沉桩日期	设计要求/kN	第一次静载荷试验			第二次静载荷试验			第三次静载荷试验		
						试验日期	承载力/kN	沉降量/mm	试验日期	承载力/kN	沉降量/mm	试验日期	承载力/kN	沉降量/mm
4-176	⑤ ₂	500×500	46	1996-05-14	4000	1996-06-04	1600	18.23	1996-08-15	3300	17.54	1997-11-18	4200	17.13
5-56	⑤ ₂	500×500	46	1996-05-09	4000	1996-06-01	1200	9.01	1996-08-18	3450	33.85	1997-11-20	4200	23.48

表 2 试桩概况

序号	工程名称	断面/mm	桩长/m	桩端土层	试验日期	休止期/天	实测 Q_u /kN	S_u /mm	估算 Q_u '/实测 Q_u	承载力差/kN
1	金山石化塑料厂 S ₄ 号	450×450	26.30	⑥层粉质硬粘土	1974-01-13	8	1800	30.28	1.21	≤2400
	金山石化塑料厂 S ₃ 号	450×450	30.30	⑦层粉砂	1974-02-18	42	≤4200	≤23.83	1.02	
2	金山石化涤纶二厂 21 号	450×450	30.80	⑦ ₁ 层粉土	1980-03-08	43	3720	42.41	0.94	1380
	金山石化涤纶二厂 20 号	450×450	33.80	⑦ ₂ 层粉砂	1980-03-02	36	5100	34.34	0.96	
	金山石化涤纶二厂 22 号	450×450	33.80	⑦ ₂ 层粉砂	1980-03-15	50	5100	43.83	0.96	
3	奉贤 7281 号	500×500	27.855	⑥层粉质硬粘土	1978-12-20	37	2400	19.02	1.02	3600
	奉贤 7283 号	500×500	38.35	⑦层粉、细砂	1978-12-08	19	6000	44.82	1.08	
4	北陈家行 4、5 号房-A	500×500	48.65	⑦层粉砂	1994-05-25	21	≤4400	≤29.26	1.12	≤2800
	北陈家行 4、5 号房-B	500×500	47.55	⑦层粉砂	1994-05-23	17	≤4400	≤31.05	1.12	
	金牌大厦 4-176 号	500×500	45.75	⑤ ₂ 层粉质粘土	1996-06-04	21	1600	18.23	2.49	
	金牌大厦 5-56 号	500×500	45.75	⑤ ₂ 层粉质粘土	1996-06-01	23	1200	9.01	3.32	
5	赵巷某工程 S ₃ -609 号	∅400	23.00	⑤ ₁₋₂ 层	2006-07-12	33	320	17.21	2.58	577
	赵巷某工程 S ₇ -5 号	∅400	23.00	⑤ ₁₋₂ 层(到底层)	2006-08-30	77	897	20.12	0.92	

不大,但由于持力层不同,导致承载力有巨大差异,同一场地,不同桩长、持力层的试桩, $Q-s$ 曲线分别列于图 1~6。并发现持力层较差的摩擦桩按规范估算的承载力明显比实测承载力大。

北陈家行与金牌大厦实为同一场地上的工程,北陈家行 4、5 号房原设计有 1 层地下室,以第 ⑦ 层粉砂为持力层,后改变设计方案取消地下室,桩长略

为减小,以第 ⑤₂ 层粉质粘土为持力层,工程名称改为金牌大厦。

3 关于摩擦型预制桩承载力偏低的原因分析

3.1 桩侧、桩端阻力估算值的误差

上海市工程建设规范《地基基础设计规范》

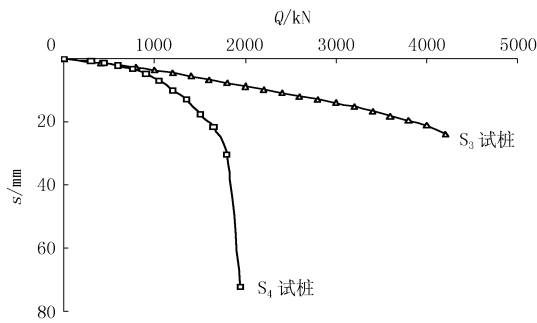


图 1 金山石化塑料厂试桩 $Q-s$ 曲线

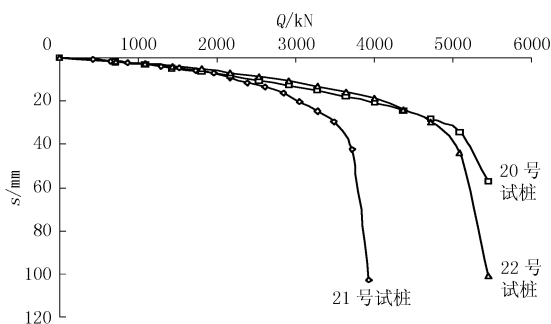


图 2 金山石化涤纶二厂试桩 $Q-s$ 曲线

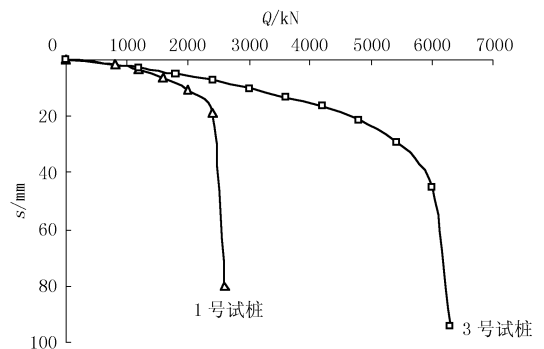


图 3 奉贤 728 工程试桩 $Q-s$ 曲线

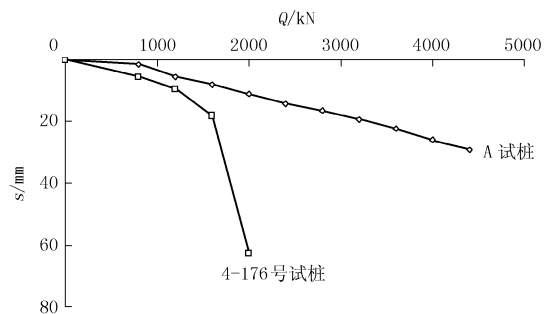


图 4 虹桥路北陈家行和金牌大厦试桩 $Q-s$ 曲线(一)

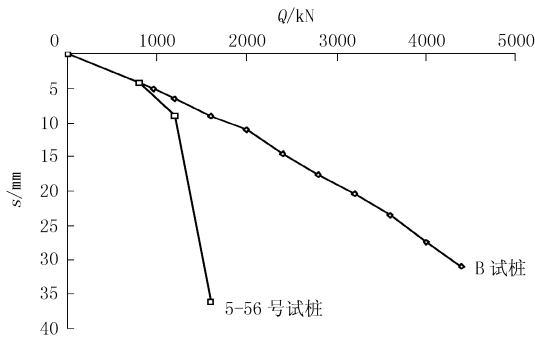


图5 虹桥路北陈家行、金牌大厦试桩 $Q-s$ 曲线(二)

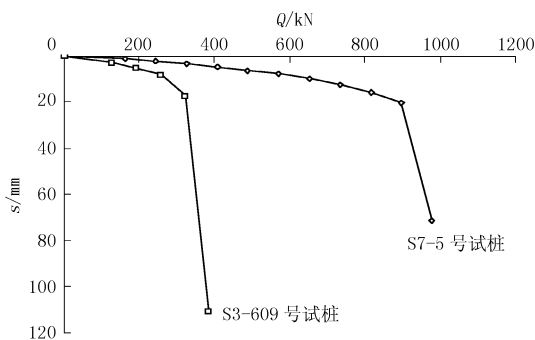


图6 青浦赵巷某工地试桩 $Q-s$ 曲线

(DGJ 08-11-1999)第6.2节桩基竖向承载力计算的表6.2.4-1^[2]是根据单桩承载力试桩结果统计分析得到的。该表格主要依据《地基基础设计规范》(DGJ 08-11-1989)^[1]的承载力表,由于当时制作表格时的统计样本数量和代表性有限,总体上根据规范方法,有可能桩端阻力估值偏低,桩侧阻力估值偏高。

这种误差对于支承在硬持力层上的预制桩来说,与统计样本类似,正负误差能大致抵消,最终承载力计算结果与实测相比,吻合程度较好。

对于支承在较软持力层上的预制桩来说,桩端阻力占承载力的比值较小,桩侧阻力占主导地位,最终承载力计算结果与实测相比明显偏高。这是一种大致的解释,还缺乏足够的依据。

3.2 桩端支承条件与桩侧摩阻力的关系

鉴于上述工程实例的承载力分析,可以得到一个结论:应用《地基基础设计规范》(DGJ 08-11-1999)表6.2.4-1确定桩侧、桩端阻力值必须以具有良好持力层为条件。

《地基基础设计规范》(DGJ 08-11-1999)一定程度上意识到了这个问题,表注3的说明为:“对于桩身大部分位于淤泥质土中且桩端支承于第⑤层土的预制桩,单桩竖向承载力宜通过静荷载试验确定;当采用表列数据时,宜取表中下限值并作适当折

减”。

但表注3不够具体,条文说明中也未加进一步说明。因此相关技术人员认识不够,导致了不少以第⑤层作为持力层的工程单桩极限承载力估值偏高很多。如:赵巷某工程的勘察报告建议,对于拟建的3层商业用房可选择⑤₁₋₂层地基土作桩基持力层,设计单位接受了此建议。

其实第⑤层土是相当复杂的,既有较软弱的⑤₁、⑤₃层,也有承载力较高的⑤₂层,而表6.2.4-1中注3笼统将第⑤层作为一个土层来考虑是欠妥的,规范应当对这种“可能的大幅度折减”提请注意,或对软弱土做持力层加以适当限制,防止对工程技术人员产生误导。

对于工程中桩端支承条件的不同引起承载力明显差异的现象,用静阻力与动阻力的差异论述,可以得到比较合理解释。

通常桩基承载力为静阻力,由于桩身与周围土体的相对剪切位移的增加,相应的桩侧摩阻力(逐渐发挥到极限值。对于施工时的静压桩来说,桩侧土也有一个阻力,但施工时沉桩速率较快,这种阻力通常称作动阻力。

当桩端支承土较硬(例如上海地区的⑦₁、⑦₂层),桩顶荷载 Q_1 较大时,桩顶沉降值仍然较小,在桩顶施加了更高的荷载达到破坏时,沉降速率也比较慢,桩侧摩阻力 q_s 值才会自上而下逐步达到极限值 q_{su1} ,发挥的是静阻力, q_{su1} 值相对较高。

桩端支承土较软(例如上海地区的⑤或⑤₁、⑤₃层),桩顶荷载 Q_2 较小时(Q_2 约为 $Q_1/3 \sim Q_1/2$),桩顶沉降值已经较大。在达到破坏时,桩端产生急剧的刺入变形,而且由于承载力高估,导致试验荷载分级较大,导致桩身随之产生较大的滑移,沉降速率较高。发挥的是动阻力, q_{su2} 值相对较低。

参照上海地区静力压桩阻力与静载试验得到的极限承载力比值的经验, q_{su2} 值远低于 q_{su1} 值,根据文献[2]第11.7.6条, $q_{su2} = (0.6 \sim 0.65)q_{su1}$,该比值与表2中软弱持力层试桩的估算值(代表静摩阻力)与实测值(代表动摩阻力)比值的倒数大致接近。

除了用静摩阻力、动摩阻力的区别加以解释,A. S. Vesic指出,研究结果说明了,当桩的端部位移为桩端直径的10%~25%时,桩端荷重就被充分发挥出来。与此同时,在很小的位移(约为0.25 in<0.35 mm)这样的数量级时,峰值桩身阻力就被充分发挥出来了。这样的位移值看来与桩身的长度以

及桩端被扩大与否没有关系。桩的直径对于上述位移值看来也没有多大的影响^[5]。

工程中桩端支承条件的不同引起桩侧摩阻力极限值 τ_u 的明显差异现象,用 A. S. Vesic 的论述,可以得到合理解释。

桩顶受力(荷载相对较小)时,产生沉降,桩身将桩顶荷载自上而下传递至桩侧及桩端。由于桩身与周围土体的相对剪切位移的增加,相应的桩侧摩阻力 τ 逐渐发挥。随着桩端位移 S_b 的增加,桩端阻力 σ 亦逐渐发挥。桩顶总沉降量 S 分别由桩身弹性压缩 S_e 和桩端位移 S_b 构成,即 $S = S_e + S_b$ 。

(1) 桩端支承土较硬时(例如上海地区的⑦₁、⑦₂层),则 S_b 值较小,极端的情况下(桩端土为刚体), $S = S_e$ 。由于 S_e 值相对较小,故位移要达到或超过 0.25 in 这样的数量级的可能性较少,因此峰值桩身阻力(桩侧摩阻力极限值 τ_u) 远未达到。只有在桩顶施加了更高的荷载时, S_e 值达到了相当大的值, τ 值才会自上而下逐步达到极限值 τ_u ,这时的 τ_u 值相对较高。

(2) 桩端支承土较软时(例如上海地区的⑤或⑤₁、⑤₃层),由于 S_b 较大,桩端产生刺入变形,桩身随之产生较大的滑移。在较小的桩顶荷载作用下,位移很容易达到或超过 0.25 in 这样的数量级, τ_u 值随之出现。但 τ_u 值远低于 τ_{u1} 值。

3.3 关于时间效应

鉴于上述分析,表 1 两试桩承载力偏低的最直接的原因是由于该桩的桩端悬浮在粉质粘土⑤₂层所致,故上海市《地基基础设计规范》(DGJ 08-11-1999)为了改善支承在⑤₂层桩的单桩极限承载力

而采取将间歇时间翻倍的做法可能并未抓住问题的实质。该 2 根试桩间隔长达 3 个月后(第 2 次试桩)尚未达到设计要求,本身就说明了这个问题。

由于反复加载本身对桩基承载力也有影响^[4],当桩基承载力达不到设计要求时,慎用反复试验确定最终承载力。

4 结论

桩端持力层条件较好时,如果对静力触探估算桩端阻力不加以限制,可以较好地解释桩端支承条件变化对承载力的影响。

桩端持力层条件较差时,用动、静阻力的差异,或用 Vesic 的论述^[5]可以较好地解释摩擦桩承载力明显偏低的现象。

对于桩身大部分位于淤泥质土中且桩端支承于第⑤层土的预制桩,实际单桩竖向承载力明显低于规范估算值,其主要原因不是时间效应。

应用上海市《地基基础设计规范》(DGJ 08-11-1999)表 6.2.4-1 确定桩侧、桩端阻力值应以具有良好持力层为条件。

参考文献:

- [1] DBJ 08-11-89,地基基础设计规范[S].
- [2] DBJ 08-11-1999,地基基础设计规范[S].
- [3] DBJ 08-11-1999,地基基础设计规范条文说明[S].
- [4] 楼晓明,陈强华,等. 钻孔灌注桩承载力异常现象分析[J]. 岩土工程学报,2001,23(5):547-551.
- [5] Aleksandar S. Vesic. 桩与土体系中的荷载传递[A]. 洪毓康,陈强华译,俞调梅校. 地基与基础译文集(5)——桩基础[C]. 北京:中国建筑工业出版社,1982. 60-79.

甘肃将正式开采亚洲第一“金山”年产黄金 10 t

甘肃省发展与改革委员会 2008 年 7 月 21 日公告证实,甘肃阳山金矿已探明的黄金资源量潜在经济价值达五百亿元人民币。

该金矿被当地民众称为“金子山”,开发后可日处理矿石 10000 t,年产黄金约 10 t,产值约 16 亿元人民币,年上缴税费近 2 亿元人民币,相当于每年国家向甘肃文县拨付财政补贴的 2/3 以上。

据悉,阳山金矿位于陕、甘、川三省交界,2007 年被武警黄金部队发现,累计探获黄金资源量 308 t,是亚洲最大类卡林型金矿。由于目前重点勘查的矿区面积只有 60 km²,而圈定的“金异常”矿区总面积达 210 多平方千米。据专家预计,

阳山金矿资源远景规模可能达到 500 t。

据当地政府介绍,阳山金矿离甘肃文县县城不到 1 个小时车程,阳山金矿在海拔 2100 多米的高山上,被祖祖辈辈在此居住的老百姓称为“金子山”,著名地质学家李四光称之为“宝贝地带”。由于金矿还没有被正式开采,在“五·一二”大地震中没有受到影响。

甘肃省发改委公告指出,亚洲第一金矿——甘肃阳山金矿已被政府提上开发日程,它将成为“五·一二”地震重灾区——甘肃文县最大的支柱产业。

(据 中国矿业网 2008-07-22)