

DOI:10.16198/j.cnki.1009-640X.2016.04.010

许文兵, 刘奎, 李飒, 等. 溜桩后桩基承载力的评估[J]. 水利水运工程学报, 2016(4): 70-75. (XU Wen-bin, LIU Kui, LI Sa, et al. Evaluation of pile foundation capacity after pile sliding[J]. Hydro-Science and Engineering, 2016(4): 70-75.)

溜桩后桩基承载力的评估

许文兵¹, 刘 奎¹, 李 飒², 孙红军¹, 李利飞¹, 王 亮¹, 孙振平¹

(1. 中海石油(中国)有限公司上海分公司, 上海 200030; 2. 天津大学 建筑工程学院, 天津 300072)

摘要: 打桩过程中溜桩容易引发安全事故。溜桩的产生, 往往造成打桩锤击数的预测值与实测值之间偏差较大, 此时准确评价溜桩后桩基承载力就成为实际工程中非常关注的问题。以某工程实例为基础, 根据现场高应变动测试验和打桩记录, 研究了溜桩对桩基的影响。打桩记录显示, 溜桩的产生会导致打桩总能量的降低; 现场动测试验结果表明, 溜桩导致打桩结束时的承载力明显减小。采用现有对打入桩进行桩基承载力评估方法得到的结果无法满足设计要求。为此, 在评估打入桩最终承载力时将桩基分为溜桩段和非溜桩段, 对不同区域采用不同方法进行承载力评估, 所得结果满足设计要求。

关 键 词: 溜桩; 打桩记录; 动测试验; 桩基承载力

中图分类号: TU473.1⁺1

文献标志码: A

文章编号: 1009-640X(2016)04-0070-06

早在 20 世纪 70 年代, 高应变测试方法就开始应用于我国的海洋工程。唐念慈对渤海 12 工程的桩基进行了动测试验, 评价了桩基的承载力^[1]。2005 年在渤海某场地海洋平台的建设中桩基拒锤后, 动测法被引入到桩基承载力的评价中^[2]。此后, 在渤海其他施工场地, 海洋平台桩基的动测试验也陆续展开^[3]。

2004—2005 年期间, GRL 公司对近 20 座海洋平台的桩径在 1.0~1.7 m 的桩基进行了现场监测, 监测目的主要是评价桩锤性能以及桩身完整性^[4-6]。就水下桩而言, 静载试验几乎不可能进行。此时高应变动测方法就成为海洋工程桩基承载力以及完整性检测的主要方法。某海域平台的桩基施工中采用高应变动测方法对打桩过程进行实时监控, 并根据监测结果对桩基承载力进行了评估。这是我国首次采用高应变动测方法对水下打桩进行全程监测。

1 桩基承载力的评估方法

目前海洋工程中常用的计算桩基承载力的方法多为美国 API 2A^[7]中推荐的方法, 即:

$$F = Q_s + Q_p \quad (1)$$

式中: F 为桩基承载力; Q_s 为桩侧摩阻力; Q_p 为桩端阻力。式(1)是海洋桩基承载力设计计算中普遍采用的计算式, 此式不考虑打桩过程的影响, 也不考虑打桩后桩基承载力时效性。其计算的主要依据是地勘资料提供的土体强度指标。

在实际工程中, 特别是海洋工程中的打入桩, 打桩过程对土体的影响不能忽略。这种影响显示为打桩过程中的土阻力一般要小于桩基承载力, 而打桩结束时的承载力并不能作为桩基的最终承载力, 即打入桩往往

收稿日期: 2015-07-14

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(973 计划)资助项目(2014CB046800); 国家科技重大专项(2011ZX05056-002-01); 上海交通大学国家重点实验室开放课题(1201)

作者简介: 许文兵(1972—), 男, 浙江天台人, 高级工程师, 硕士, 主要从事海洋平台的设计计算及建造安装等方面的工作和研究。E-mail: 1805127265@qq.com 通信作者: 李飒(E-mail: lisa@tju.edu.cn)

具有明显时效性^[8-10]。打桩时的土阻力与桩基承载力是两个不同的数值。打桩时土阻力的预测有很多种方法,对于大直径钢管桩目前常用的方法是 Stevens 和 Semple 等^[11-12]的方法。大直径管桩在打桩过程中,往往认为不发生闭塞,在黏土层中连续打桩时单位侧摩阻力为:

$$f_{dr} = F_p f$$

(2)

式中: f_{dr} 为沉桩时单位侧摩阻力; f 为由静力学方法计算得到的长期侧阻力; F_p 为经验系数。

根据工程经验, F_p 可由式(3)确定:

$$F_p = 0.5(OCR)^{0.3}$$

(3)

黏土中的端阻和砂土中的土阻力则一般不考虑折减。

目前常用方法是根据打桩结束时的承载力,考虑桩基承载力的时效性,对桩基的最终承载力进行评估。评估桩基时效性的常用经验公式如下^[13]:

$$Q_t/Q_0 = 1 + A[\lg(t/t_0)]$$

(4)

式中: Q_0 为打桩结束时的承载力; Q_t 为打桩结束第 t 天的承载力; A 和 t_0 为经验参数, t_0 一般取为 1 d。

式(4)为正常打桩条件下的承载力计算式,对于特殊情况,例如发生溜桩和拒锤情况,该式的可靠性有待验证。一般在没有相关数据支持的情况下, Q_t/Q_0 的建议值见表 1^[14]。

表 1 桩基承载力恢复系数推荐值

Tab. 1 Recommendation values of restitution coefficients for pile foundation capacity

土体类型	Q_t/Q_0 范围	Q_t/Q_0 推荐值	土体类型	Q_t/Q_0 范围	Q_t/Q_0 推荐值
黏土	1.2 ~ 5.5	2.0	砂土-粉土	1.2 ~ 2.0	1.2
粉土-黏土	1.0 ~ 2.0	1.0	细砂	1.2 ~ 2.0	1.2
粉土	1.5 ~ 5.0	1.5	砂土	0.8 ~ 2.0	1.0
砂土-黏土	1.0 ~ 6.0	1.5	砂土-砾石	1.2 ~ 2.0	1.0

2 工程概况

导管架平台位于某海域,平均水深 84.1 m。导管架平台桩基采用大直径钢管桩。根据桩形分布特征、位置和受力作用,分为主桩和副桩,主桩位于 4 个角部的中心位置,共计 4 根;主桩两侧为副桩,共计 8 根。桩径 Φ 2 438 mm,主桩长 118.5 m,副桩长 117.6 m,设计入泥桩长 96.0 m。每根桩重达 434.9 t。

根据勘察报告提供的工程地质情况,作业场地地层主要以中密至密实粉细砂、粉土、硬至坚硬粉质黏土为主。勘察揭露深度为 140.9 m,层序共分为 17 层,各土层沿深度分布情况以及抗剪强度见表 2。

表 2 土层分布情况

Tab. 2 Distribution of soil layers

层名	土质描述	深 度		抗剪强度/ kPa		层名	土质描述	深 度		抗剪强度/ kPa	
		层顶/m	层底/m					层顶/m	层底/m		
1	中密实的粉质细砂和黏质砂	0	1.8	$\delta=15^\circ$		11	坚硬的粉质黏土	55.2	57.6	200	
2	中密实到密实的细砂	1.8	3.3	$\delta=20^\circ$		12	中密实到密实的砂质粉土和粉细砂	57.6	64.2	$\delta=25^\circ$	
3	软的粉质黏土与砂质粉土、粉细砂迭层	3.3	8.0	$\delta=15^\circ$		13	非常硬的粉质黏土与粉土迭层	64.2	72.8	$\delta=20^\circ$	
4	软到稍硬的粉质黏土	8.0	13.0	15~30		14	中密实到密实的砂质粉土	72.8	81.0	$\delta=25^\circ$	
5	中密实的粉质细砂	13.0	19.5	$\delta=25^\circ$				81.0	91.0	140	
6	密实的粉质细砂	19.5	24.4	$\delta=25^\circ$		15	非常硬到坚硬的粉质黏土	91.0	118.0	170	
7	中密实的砂质粉土和细砂	24.4	32.0	$\delta=20^\circ$				118.0	125.0	200	
8	稍硬到硬的粉质黏土	32.0	39.2	45		16	坚硬的粉质黏土与砂质粉土迭层/互层	125.0	136.1	$\delta=25^\circ$	

(续表)

层名	土质描述	深 度		抗剪强度/ kPa	层名	土质描述	深 度		抗剪强度/ kPa
		层顶/m	层底/m				层顶/m	层底/m	
9	非常硬的粉质黏土与粉土迭层	39.2	53.0	$\delta=20^\circ$	17	坚硬的粉质黏土	136.1	140.9	240
10	中密实到密实的砂质粉土和粉细砂	53.0	55.2	$\delta=25^\circ$					

为了保证打桩顺利进行,同时获得较为准确的打桩结束时的承载力,对其中 2 根桩进行了高应变全程监控,共收集到 2 000 多组数据。由于 2 根桩的测试结果非常接近,采用其中一根桩的测试结果进行说明。

3 实际打桩情况

打桩过程中 12 根桩发生了不同程度的溜桩,最大溜桩长度达到 42 m (22~64 m)。图 1 为实际打桩记录以及根据勘察资料采用波动方程方法对桩的可打入性进行预测。需要说明的是,为清楚起见,图中给出的打桩记录是 12 根桩打桩记录数据的平均值。从图 1 可见,溜桩发生之前,预测值与实测值比较吻合,但由于预测没有考虑到溜桩的发生,溜桩后预测值与实测值出现了较大偏差。这种偏差通过图 2 中每根桩打桩实际消耗的总能量与预测总能量之间的偏差也明显可见。从图 2 可以看到,溜桩的产生使得打桩所使用的锤击能量明显降低,最小仅为预测值的 25%,最大也只有 60%。

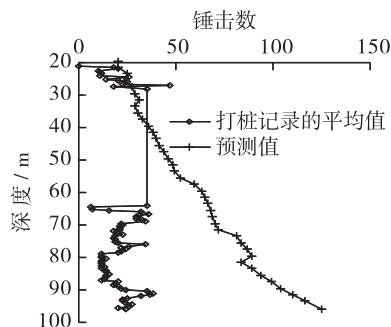


图 1 打桩记录与打桩预测

Fig. 1 Pile records and prediction of blowcount

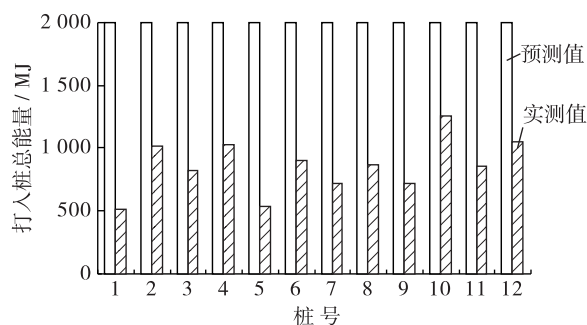


图 2 打桩所消耗的总能量

Fig. 2 Total energy dispersed by pile driving

4 桩基承载力评估

由于在打桩过程中进行了全程监测,因此可以根据监测数据得到各个贯入深度处的土阻力。图 3 为贯入深度分别为 24.2、64.2、72.8、81.0、96.0 m 处的土阻力与根据 API 规范计算得到的桩基承载力对比,此桩的自由入泥深度为 22 m,溜桩范围为 25~64 m。从图 3 可见,溜桩发生之前,即在 24.2 m 以上,两者相差不大;但溜桩发生后的各个贯入深度的土阻力要远远小于设计承载力。这就引发了桩基承载力能否满足设计要求的担忧。

采用第 1 节介绍的方法预测打桩过程中土阻力随深度的变化与 API 的承载力设计值的关系(见图 4)。从图 4 可见,若正常打桩,预测打桩结束时土阻力为 38 MN,为设计承载力的 58%。正常打桩情况下,认为桩基承载力可恢复至设计值,即恢复系数为 1.72。这一数值和

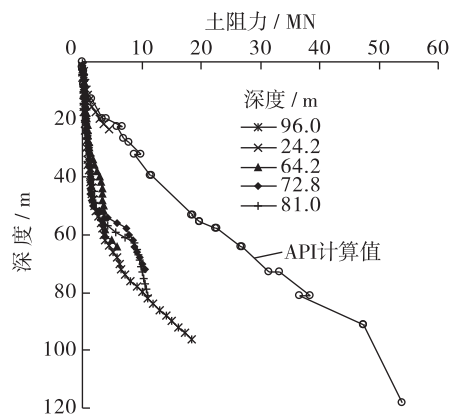


图 3 CAPWAP 与 API 计算值

Fig. 3 Comparison between CAPWAP and calculated values of API

表1中砂土-黏土推荐的恢复系数1.5非常接近。对比预测土阻力与打桩结束时,即贯入深度为96.5 m,由动测得到的土阻力见图5。从图5可见,实测土阻力要远远小于预测值,只有20 MN左右。如果此时选择1.72作为桩基的整体恢复系数,则桩基的最终承载力只能达到35 MN左右,远小于桩基承载力的设计值,无法满足设计要求。

可见,采用常规的桩基承载力评估方法会给工程实施造成极大困扰。造成这一现象的主要原因是由于常规方法没有考虑溜桩可能造成的影响。从图5可以看到在溜桩段(25~64 m)土体的土阻力很小,64 m以后土阻力逐渐增加,随深度的变化率与预测值随深度的变化率比较接近。在此近似认为,造成打桩实际土阻力偏小的原因主要来自于溜桩,即溜桩的产生使得溜桩部分(25~64 m)的阻力大大下降,从而导致了打桩结束时土阻力的总体减少。

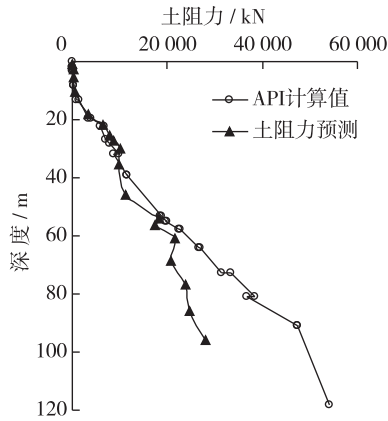


图4 打桩土阻力预测值与API计算值

Fig. 4 Comparison between prediction values and calculated values of API

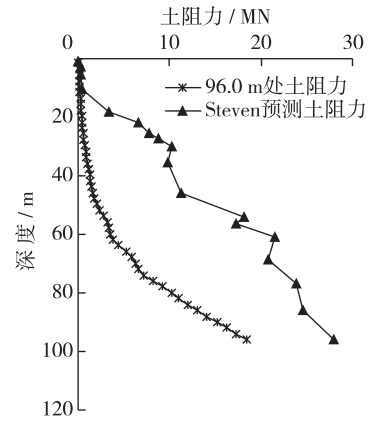


图5 CAPWAP与土阻力预测值

Fig. 5 Comparison between CAPWAP and prediction values of SRD

在评估桩基承载力时,根据打桩的实际情况,将桩基承载力恢复的评估分为两个部分,即非溜桩段和溜桩段。对于溜桩区域以外的土体(非溜桩段)仍根据没有溜桩发生的情况进行考虑,即按照恢复系数的方法进行计算。因此,在溜桩发生前(22~25 m),以及溜桩发生后(64~96 m)桩基承载力为打桩结束时的土阻力乘以恢复系数,恢复系数仍然选取为1.72。

而对于溜桩部分,考虑到溜桩过程与静力触探过程比较类似,因此对于砂土采用UWA方法进行溜桩部分桩基承载力的计算,计算公式如下^[15]:

$$f_i = 0.03q_c A_r^{0.3} \left[\max\left(\frac{h}{D}\right), 2 \right]^{-0.5} \tan \delta_{cv} \quad (5)$$

$$q_{b0.1} = \bar{q}_c (0.15 + 0.45A_r) \quad (6)$$

$$A_r = 1 - \left(\frac{D_o^2}{D^2} \right) \quad (7)$$

式中: q_c 为CPT锥尖阻力; h 为考察点与桩端的竖向距离; δ_{cv} 为通过恒体积剪切试验确定的桩-土界面摩擦角; D_o 为桩内径; D 为桩外径。对于黏土,Almeida等总结了不同黏土中43根打入钢管桩和静压钢管桩的CPT测试结果和静载试验结果,建议用下面公式估计桩体的侧摩阻力和端阻^[16]:

$$f_p = (q_c - \sigma_{v0}) / k_1 \quad (8)$$

$$q_p = (q_c - \sigma_{v0}) / k_2 \quad (9)$$

式中: σ_{v0} 为总上覆压力; k_1, k_2 为经验系数。CPT计算黏土不排水强度的计算公式为:

$$S_u = (q_c - \sigma_{v0}) / N_{kt} \quad (10)$$

N_{kt} 的取值一般为 15~20, 在此取为 15, $k_1 = 12.0 + 14.9 \lg \{ (q_c - \sigma_{v0}) / \sigma_{v0}' \}$, $k_2 = N_{kt} / 9$

采用上述方法对溜桩后的桩基承载力进行计算得到桩基最终承载力为 50.9 MN, 虽然没有达到设计承载力 54.2 MN, 但已可以满足设计要求。现场情况显示, 在安装导管架后, 桩基未见异常。目前平台已安全运行了两年。

5 结 语

从实际工程中发生的溜桩实例出发, 根据现场动测试验以及打桩记录, 探讨了溜桩对桩基产生的影响, 并提出了在溜桩发生后评估桩基承载力的方法。上述研究表明, 打桩过程中的溜桩导致打桩所耗费总能量发生明显降低。这是溜桩对打桩阻力影响最直接的反映。溜桩发生后, 打桩结束时的承载力明显偏低。在评估溜桩后承载力时, 需对桩基进行分段评估, 即分为溜桩段和非溜桩段。对于非溜桩段可以采用常规方法进行承载力评估, 而对于溜桩段则采用 CPT 方法进行承载力计算。实际工程显示其计算结果与现场情况比较吻合。

参 考 文 献:

- [1] 唐念慈. 渤海近海平台的打桩分析[J]. 南京工学院学报, 1980, 1(3): 48-52. (TANG Nian-ci. Pile driving analysis of Bohai offshore platform[J]. Journal of Nanjing Institute of Technology, 1980, 1(3): 48-52. (in Chinese))
- [2] 李飒, 韩志强, 杨清侠, 等. 海洋平台大直径超长桩成桩机理研究[J]. 工程力学, 2010, 27(8): 241-245. (LI Sa, HAN Zhi-qiang, YANG Qing-xia, et al. The formation mechanism of super large diameter and deep penetration pile in offshore platform [J]. Engineering Mechanics, 2010, 27(8): 241-245. (in Chinese))
- [3] 赵亮, 闫澍旺, 樊之夏, 等. 高应变动测技术在海洋石油平台桩基工程中的应用研究[J]. 工程力学, 2011, 28(5): 219-225. (ZHAO Liang, YAN Shu-wang, FAN Zhi-xia, et al. On the application of high strain testing in pile driving of offshore platform[J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(5): 219-225. (in Chinese))
- [4] WEBSTER S, GIVET R, GRIFFITH A. Offshore pile acceptance using dynamic pile monitoring[C]//Proceedings of the Eighth International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles, Lisbon: Portugal, 2008: 655-661.
- [5] WEBSTER S, GIVET R. Dynamic pile monitoring for offshore pile acceptance[C]//Proceedings of the 35th Annual Conference on Deep Foundations. Hollywood: CA, 2010: 1728.
- [6] STEVENS R F. A comparison of dynamic and static pile test results[C]//Proc Offshore Technology Conference. Houston: 2013, OTC: 24061.
- [7] API RP2A Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms[S].
- [8] GHOSE-HAJRA M, JENSEN R, HULLIGER L. Pile setup and axial capacity gain for driven piles installed using impact hammer versus vibratory system [C] // International Foundations Congress & Equipment Exposition. IFCEE; San Antonio, 2015: 1064-1074.
- [9] KAM W, ROLING M, ABDELSALAM S S, et al. Pile setup in cohesive soil. I: experimental investigation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, 139(2): 199-209.
- [10] KAM W, SULEIMAN M T, SRITHARAN S. Pile setup in cohesive soil. II: analytical quantifications and design recommendations[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, 2013, 139(2): 210-222.
- [11] SEMPLE R M, GEMEINHARDT J P. Stress history approach to analysis of pile driving [C] // Proc Offshore Technology Conference. Houston, 1981: 3696.
- [12] STEVENS R F, WILTSIE E A, TURTON T H. Evaluating pile driveability for hard clay, very dense sand and rock[C]//Proc Offshore Technology Conference. Houston, 1982: 7668.
- [13] SKOV R, DENVER H. Time-dependence of bearing capacity of piles[C]//Proc 3rd Int Conf App Stress-wave Theory to Piles: Ottawa, 1988: 879-888.
- [14] BULLOCK P J. The easy button for driven pile setup [C] // Dynamic Testing from Research to Practice in Geotechnical Engineering: Virginia; 2008: 471-488.
- [15] LEHANE B M, SCHNEIDER J A, XU X. The UWA-05 method for prediction of axial capacity of driven piles in sand[C]//

Proc Int Symp on Frontiers in Offshore Geomechanics ISFOG, Taylor & Francis: London, 2005: 683-689.

- [16] AIMEIDA M S S, DANZIGER F A B, LUNNE T. The use of piezocone test to predict the axial capacity of driven and jacked piles[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1996, 33(1): 23-41.

Evaluation of pile foundation capacity after pile sliding

XU Wen-bin¹, LIU Kui¹, LI Sa², SUN Hong-jun¹, LI Li-fei¹, WANG Liang¹, SUN Zhen-ping¹

(1. Shanghai Branch, CNOOC China Limited, Shanghai 200030, China; 2. Civil Engineering Department, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: The pile sliding during pile installation may cause serious accidents, such as the pile falling out of the drive cap, or pile damaged by high tension stresses. At the same time, the pile sliding often makes a remarkable deviation between the drivability prediction and the measured blowcounts. Therefore, the pile foundation capacity after the pile sliding is a good problem for engineers to pay more attention to in practical works. In this paper, a case history is studied based on analysis results of dynamic load tests and pile driving records, and the influences of the pile sliding on the pile foundation capacity is analyzed. The analysis results show that the pile sliding will make a total energy released by pile driving decrease significantly. The analysis results from CAPWAP show that the decrease of the pile foundation capacity at the end of the pile driving is also very obvious. The pile foundation capacity evaluated by the method and often used today can not satisfy the design requirements. The new method is applied considering the effects of the pile sliding during the pile driving. The pile foundation capacity after the pile sliding can be calculated with different methods in different areas, and the area is divided based on a place where the pile sliding happens. The analysis results are used in the works, and it is found that the results are in a good agreement with the behaviors of pile in engineering practice.

Key words: pile sliding; driving records; dynamic load test; pile foundation capacity