



大直径超长嵌岩桩承载特性分析

王 湛，谭德银，胡兴昊

(中交四航工程研究院有限公司，广东 广州 510230)

摘要：大直径超长嵌岩桩在工程中应用广泛，但其荷载传递机理和承载能力特性的研究仍不够深入。针对现有现场试验研究和数值分析的不足，基于马来西亚槟城二桥工程，对大直径超长嵌岩桩承载特性进行数值模拟和现场试验研究。通过对比发现，有限元计算结果与自平衡法的实测数据有较好的吻合性，但由于土动摩阻和孔隙水压力影响，静动法测试结果比自平衡法大 30% 左右。大直径超长嵌岩桩侧摩阻力从上而下逐步发挥，且沿深度非线性分布现象明显。实际总的桩侧摩阻力占荷载 90%，远小于桩土极限侧摩阻力。

关键词：超长桩；数值分析；自平衡法；静动法

中图分类号：U 655.54*4.1 文献标志码：A 文章编号：1002-4972(2015)03-0153-05

Bearing characteristics of super-long rock-socketed pile with large diameter

WANG Zhan, TAN De-yin, HU Xing-hao

(CCCC Fourth Harbor Engineering Institute Co. Ltd, Guangzhou 510230, China)

Abstract: The super-long rock-socketed pile with large diameter is widely used, but the bearing characteristics and load transfer mechanism is not totally figured out. Aiming at the shortcomings of the existing field test research and numerical analysis, we carried out a case study and numerical analysis of super-long rock-socketed pile based on the Penang second bridge project in Malaysia. An elaborate numerical model was established to study the bearing characteristics of super-long rock-socketed pile with large diameter. The comparison of field test and numerical analysis indicates that the finite element calculation has good agreement with the results of O-cell test, but the bearing capacity by statnamic test is 30% larger than that of O-cell method because of the influence of soil dynamic friction resistance and pore water pressure. The side friction of pile accounts for 90% of the total load. The friction of pile develops gradually from the top to the bottom and distributes nonlinearly along the pile. The actual total side friction is far less than the designed ultimate side friction.

Keywords: super long pile; numerical analysis; O-cell method; statnamic

近年来，在近海工程和海洋平台工程中大直径嵌岩灌注桩得到了越来越广泛的应用。但是由于这些大型工程的嵌岩桩所处地质条件的差异、桩身混凝土质量的不稳定、施工工艺的多样性、桩极限承载力较高、试桩不能达到破坏等原因，对嵌岩灌注桩的承载机理和计算方法的研究还很不成熟^[1]。在荷载传递机理方面，大直径超长嵌岩桩有别于一般的小直径桩、非嵌岩桩，如 $p-s$ 曲线形式、桩径对桩侧摩阻力和桩端阻力影响的尺

寸效应、桩端变形特点等^[2-3]。在试验方面，由于大直径超长嵌岩桩的承载力很大，破坏时所需加载量很大，破坏试验费用高，大部分试验未加载到破坏阶段，未能反映嵌岩桩受力全过程，未能揭示嵌岩桩承载机理，这也是目前大直径超长嵌岩桩研究理论远落后于其应用的根本原因^[4]。同时影响试验结果的因素众多，特别是施工中的一些不确定因素，如桩底沉渣、泥皮以及孔壁粗糙度等，导致试验分析更加困难，在很大程度上制约了人们

收稿日期：2014-12-18

作者简介：王湛（1985—），男，博士，工程师，从事岩土工程、桩基工程的研究工作。

对大直径超长嵌岩桩承载性状的全面认识^[5]。

以马来西亚槟城二桥试桩工程为依托,对在砂土地层中大直径超长嵌岩桩的竖向承载力测试进行分析。该试桩同时进行了静动法测试和自平衡法测试,通过不同测试方法的对比,可分析其适用性。同时,有限元分析和现场实测对比,验证数值模拟的可靠性,并在此基础上深入探讨大直径超长嵌岩灌注桩的承载机理、桩侧阻端阻的发挥规律,为大直径超长灌注桩设计和施工提供科学依据。

1 工程概况

马来西亚槟城二桥连接槟岛 Bayan Lepas 高速和大陆的 Hujung Bukit,线路总长约 23 km,其中跨越 Penang 海峡的跨海大桥长约 17.0 km。为槟城二桥下部结构桩基础的设计和施工提供科学依据,在 P025 主墩工程桩位附近补钻一根非工程试验桩(P25),进行桩基竖向承载力(静动法+自平衡静载试验法)测试。槟城二桥整体鸟瞰图和 P25 非工程试验桩位置如图 1 所示。



图1 P25 桩位

P25 非工程试验桩主要参数见表 1。高程 -3.25 ~ -38.50 m 范围有钢护筒,桩径为 2.3 m;高程 -38.50 ~ -123.25 m 桩径为 2.0 m。

表 1 P25 试验桩相关参数

混凝土强度等级	入岩深度/m	桩径/m	桩长/m	工作荷载/MN
C40	4.0	2.0~2.3	120	25.5

P25 桩所处位置的土层分布情况如表 2 和图 2 所示。其中,中等风化层原岩结构较清晰,构造较完整,节理裂隙较发育,沿裂隙面有风化痕迹,风化等级为Ⅲ级;微风化层原岩结构清晰,构造完整,节理裂隙不发育,岩芯柱面光滑,锤击声脆,不易断,岩芯较完整,局部近新鲜基岩,风化等级为Ⅱ级。桩端所处岩层单轴饱和抗压强度为 44.6 ~ 47.0 MPa。

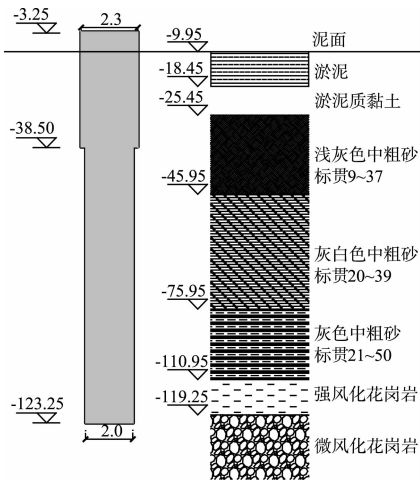


图2 地质剖面 (单位: m)

表 2 土层情况分布

土层编号	土层	高程/m	埋藏深度/m	实测标贯击数
I ₁	浅灰-绿灰色淤泥	-9.95 ~ -18.45	0.0 ~ 8.5	0
I ₂	浅灰-灰色淤泥质黏土	-18.45 ~ -25.45	8.5 ~ 15.5	0
II ₁	浅灰色黏土	-25.45 ~ 29.45	15.5 ~ 17.8	0
III ₁	浅灰-灰色中粗砂	-29.45 ~ -45.95	19.5 ~ 34.5	9 ~ 37
IV ₁	灰-灰白色中粗砂	-45.95 ~ -72.95	36.0 ~ 63.0	20 ~ 39
IV ₂	灰色粉细砂	-72.95 ~ -75.95	63.0 ~ 66.0	25 ~ 50
V ₁	浅灰-灰色中粗砂	-75.95 ~ -110.95	66.0 ~ 101.0	21 ~ 50
VI ₁	花岗岩全-强风化层	-110.95 ~ -119.25	101.0 ~ 109.3	>50
VI ₂	花岗岩中风化层	-119.25 ~ -119.55	109.3 ~ 109.6	≥50
VI ₃	花岗岩微风化层	< -119.55	109.6 ~ 119.4	≥50

2 有限元模型

2.1 几何模型和网格划分

根据马来西亚槟城二桥工程背景, 计算模型的几何尺寸和模型网格划分如图 3 和图 4 所示。该桩入土深度 123.3 m, 桩径 2 m, 嵌岩深度 4.3 m。由于对称性, 建模时取 1/4 模型, 土体计算深度取 143.3 m, 其中桩长 123.3 m, 桩端以下土体取 20 m; 土体计算宽度为 15 倍桩半径 (桩半径为 1 m), 即 15 m, 基本能忽略边界效应的影响。为了兼顾计算精度和计算机时, 桩附近土体网格划分较密, 远处较稀疏。

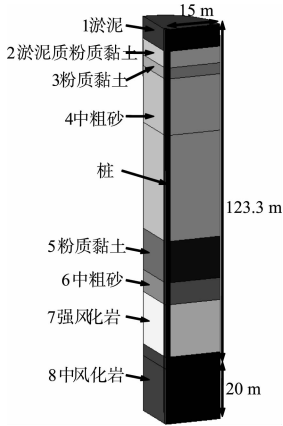


图 3 计算模型几何尺寸

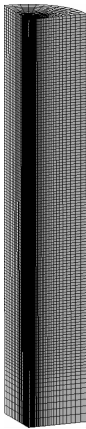


图 4 计算模型网格划分

2.2 材料参数

根据地质情况, 将土体性质相似的土层合并, 桩入土从上到下主要为: 黏性土层、砂性土层、强风化岩层和中风化岩层。其中, 黏性土采用修正剑桥本构模型, 砂性土采用 Mohr-Coulomb 理想弹塑性模型, 强风化岩和中风化岩采用 Drucker-Prager 模型。土 (岩) 的计算材料参数如表 3 和表 4 所示。钢筋采用理想弹塑性模型, 桩采用 C35 混凝土损伤塑性模型。

表 3 黏性土剑桥模型参数

材料名称	<i>h</i> /m	$\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	λ	M	K	ν	e_0	a_0/kPa
1 淤泥	8.0	13.8	0.256	0.62	0.178	0.45	0.67	3
2 淤泥质黏土	6.0	14.6	0.140	0.75	0.050	0.37	0.78	8
3 粉质黏土	4.0	19.2	0.044	1.50	0.002	0.35	0.90	15

表 4 砂土和岩石材料参数

材料名称	厚度 <i>h</i> /m	$\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	E/MPa	ν	c/kPa	$\varphi/(\text{^\circ})$
4 中粗砂	59.0	19.0	25	0.25	2.4	35
5 粉质黏土	15.0	17.4	20	0.30	36.0	23
6 中粗砂	8.0	19.2	32	0.25	1.8	37
7 强风化岩	19.0	23.0	200	0.25	100.0	30
8 中风化岩	24.3	23.0	500	0.22	200.0	42

2.3 考虑弱化的接触界面

本计算模拟桩-土 (岩) 界面法向相互作用通过只能传递压力不能传递压力的接触关系模拟, 而切向的相互作用采用库伦摩擦模型。桩-土界面

的剪应力可通过 $\tau = \mu p$ 表示, τ 为剪应力, μ 为界面摩擦系数, p 为接触面压力。计算时通过摩擦系数的折减来反映桩-土界面的弱化效应 (图 5)。该弱化模型包括 4 个参数, 界面达到极限摩阻力时

的摩擦系数 μ_{crit} 及相应的桩-土（岩）相对位移 s_{crit} ，下降至残余摩阻力时的摩擦系数 μ_{resi} 及相应的桩-土（岩）相对位移 s_{resi} 。

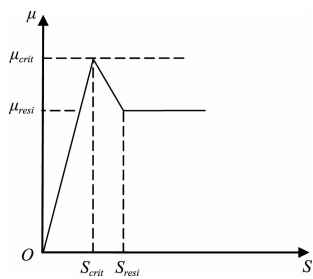


图 5 考虑弱化的接触模型

由于目前缺乏桩-土（岩）界面各类土层对应弱化参数，本计算中桩-土与桩-岩接触面参数按经验选取（表 5）。

表 5 桩土接触面接触参数

土体名称	极限摩阻力对应的摩擦系数	残余摩阻力对应的摩擦系数	极限摩阻力对应的相对位移/mm	残余摩阻力对应的相对位移/mm
1 淤泥	0.20	0.150 0	4	6.0
2 淤泥质黏土	0.25	0.187 5	5	7.5
3 粉质黏土	0.30	0.225 0	5	7.5
4 中粗砂	0.40	0.300 0	8	12.0
5 粉质黏土	0.35	0.262 5	6	9.0
6 中粗砂	0.45	0.337 5	9	13.5
7 强风化岩	0.80	0.600 0	4	6.0
8 中风化岩	0.90	0.675 0	3	4.5

2.4 加载条件和边界条件

分析桩基承载力特性时，分 2 个荷载步：第 1 个荷载步为初始应力场平衡，使得桩和土体的初始位移为零；第 2 个荷载步为逐级施加桩顶的下压荷载，直到桩达到承载极限。

边界条件设置为土体远端外侧壁边界约束水平 2 个方向位移，土体底部约束竖向和水平向位移。

3 有限元结果与实测对比

不同方法得到的桩顶荷载-沉降曲线如图 6 所示。从图 6 可以看出，有限元计算的桩顶荷载-沉降曲线与自平衡法试验曲线比较吻合。对于超长

桩来说，单桩承载力并不是各土层侧摩阻力的简单叠加，应当考虑上部土层摩阻力充分激发后的衰减情况。有限元计算荷载在桩顶施加，自平衡法荷载在自平衡点施加，两种方法都是静力加载，都能反映桩-土界面摩阻力激发和衰减的过程，因此结果较为相近。而静动法本质来说还是动力测试方法，静动法测试结果处理中，动阻力和等效静阻力是在一定假定的基础上计算出来，对真实反映桩-土界面相互作用情况有所不足。同时，加上孔隙水压力及动阻力的影响，静动法的测试结果会大于静力方法。静动法的常规转换方法不适用于超长大直径桩，需要进行修正。

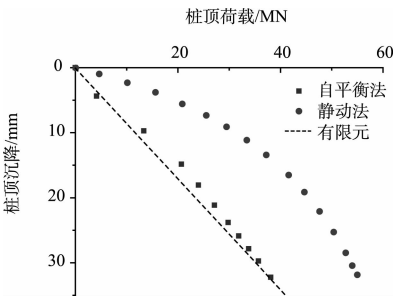


图 6 静动法与自平衡法荷载位移曲线对比

由于自平衡法对应的最大荷载约 38 MN，静动法对应的最大荷载约 55 MN，分析摩阻力分布时，分别取了两种荷载下的有限元计算结果（图 7）。总体来说，有限元模拟的桩侧摩阻力分布与自平衡法和静动法实测值吻合较好，但由于自平衡法荷载施加在桩端部，桩端附近的摩阻力明显大于有限元模拟值。有限元结果显示，嵌岩段侧阻力沿嵌岩深度非线性分布现象很明显，且呈双峰曲线^[5]。第 1 个峰值点在土体与岩体的分界面上，第 2 个峰值点在桩端附近处，且双峰现象随着桩顶荷载的增大更加明显。

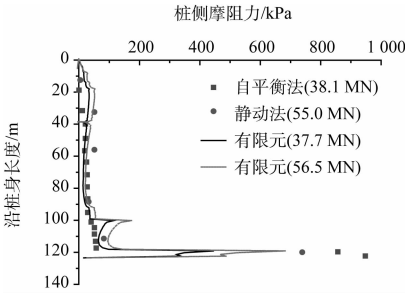


图 7 静动法与自平衡法荷载摩阻力分布对比

4 承载特性分析

桩侧摩阻力发挥程度沿桩身变化如图 8 所示。由于有限元计算在桩顶逐步施加静力荷载, 桩顶以下深度 30 m 范围内, 桩侧摩阻力发挥程度较高, 其中 10 m 深度内充分发挥。40 m 以下桩侧摩阻力的发挥程度在 10% 以内, 还有很大的发挥余地。嵌岩部分土与强风化岩的界面和强风化岩与中风化岩的界面摩阻力有明显的峰值, 桩端也有一定程度的峰值。从图 9 桩身沉降分布可以看出, 桩嵌岩部分沉降很小, 达不到侧摩阻充分发挥的桩-岩界面相对位移, 因此荷载为 56.6 MN 时, 桩-岩侧摩阻发挥程度只有 30%。

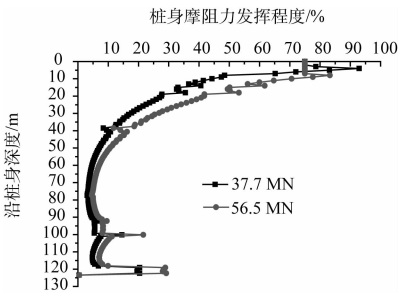


图 8 桩侧摩阻力发挥程度沿桩身变化

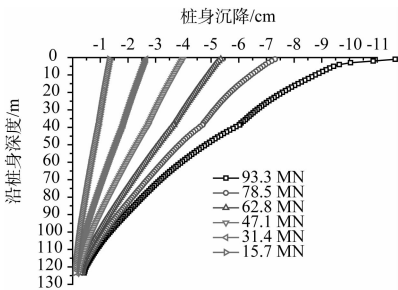
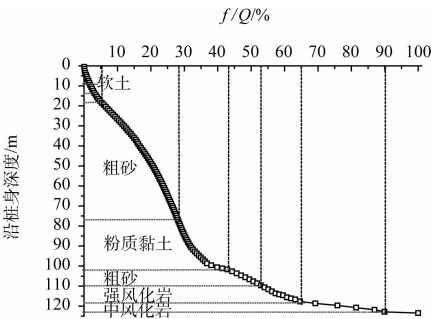


图 9 桩身沉降沿桩身变化

桩土（岩）侧阻力及端承力占荷载百分比沿桩身变化如图 10 所示。

由图 10 可知: 20 m 深度范围内（软土）桩土界面压力较小, 虽然摩阻力发挥程度高, 但总侧摩阻力并不大, 约 5%; 桩身大部分处于粗砂-粉质黏土-粗砂 3 层内, 总深度约 90 m, 但由于摩阻力发挥程度不高, 总摩阻力约占桩顶荷载的 48%; 嵌岩部分（强风化岩和中风化岩）虽然深度



注: f 为一定深度内桩土（岩）侧阻力; Q 为桩顶荷载。

图 10 桩土（岩）侧阻力及端承力占荷载百分比沿桩身变化范围小, 只有 13 m, 但桩-岩界面总摩阻力占桩顶荷载的 37%。该大直径超长嵌岩桩侧摩阻力占荷载 90%, 是典型的摩擦桩。

5 结论

- 1) 有限元计算结果与自平衡法的实测数据有较好的吻合性, 但由于土动摩阻和孔隙水压力影响, 静动法测试结果比自平衡法约大 30%。
- 2) 大直径超长嵌岩桩侧摩阻力从上而下逐步发挥, 且沿深度非线性分布现象明显, 嵌岩段侧阻力呈双峰曲线。
- 3) 实际桩土和桩岩侧阻力之和约占荷载 90%, 远小于桩土极限侧摩阻力。大直径超长嵌岩桩具有摩擦桩特性。

参考文献:

[1] 吕福庆, 吴文, 姬晓辉. 嵌岩桩静载试验结果的研究与讨论[J]. 岩土力学, 1996, 17(1): 84-96.

[2] 韩晶晶. 嵌岩桩竖向承载力形状及沉降研究[D]. 合肥: 合肥工业大学, 2012.

[3] 石名磊, 邓学钧, 刘松玉. 桩侧摩阻力工作机理与预测的研究[J]. 工业建筑, 2003, 23(10): 36-40.

[4] 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): 1 410-1 415.

[5] 龚维明, 戴国亮, 宋晖. 大直径深长嵌岩桩承载机理研究与应用[M]. 北京: 人民交通出版社, 2010: 1-10.

(本文编辑 郭雪珍)