

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.2021.01.006

# 大直径变截面钢管复合桩竖向承载性能研究\*

魏 纲<sup>1,2</sup>, 王 新<sup>1</sup>, 崔允亮<sup>2</sup>, 周联英<sup>2</sup>, 王海峰<sup>3</sup>, 周 锋<sup>3</sup>

(1. 浙江大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310058; 2. 浙大城市学院土木工程系, 浙江 杭州 310015;  
3. 浙江交工集团股份有限公司, 浙江 杭州 310051)

**摘要:** 为了研究大直径变截面钢管复合桩竖向承载性能, 选取鱼山大桥 37<sup>#</sup>桩开展了自平衡试桩试验, 并利用数值模拟软件 ABAQUS 对实际工况进行模拟, 在验证了数值模型正确性的基础上对模型施加桩顶竖向荷载, 分析了其桩身轴力与钢管应力传递规律, 并通过改变变截面位置参数建立不同工况模型, 分析了变截面位置对桩基竖向承载性能的影响。研究结果表明: 自平衡试桩试验  $Q-s$  曲线没有突变较为平缓, 经计算该桩单桩承载力为 120 056 kN, 为单桩设计桩顶最大竖向荷载 38 212 kN 的 3.14 倍, 桩基足够安全; 数值模拟结果与实测较为吻合, 数值模拟方法以及参数选取得当; 变截面位置以上桩身轴力减小较缓, 变截面处桩身轴力存在突变, 变截面以下桩身轴力减小较快, 桩端有端阻力存在, 钢管处于弹性变形阶段并未屈服; 变截面位置以上桩段越长桩基抵抗竖向变形能力越强, 但生产实际中应考虑材料用量以达到最优。

**关键词:** 竖向承载性能; 钢管复合桩; 变截面; 自平衡试桩法; 数值模拟

**中图分类号:** TU443 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2021)01-0046-09

## Study on Vertical Load Bearing Performance of Large Diameter Steel Composite Pile with Variable Cross-section

WEI Gang<sup>1,2</sup>, WANG Xin<sup>1</sup>, CUI Yunliang<sup>2</sup>, ZHOU Lianying<sup>2</sup>, WANG Haifeng<sup>3</sup>, ZHOU Feng<sup>3</sup>

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China;  
2. Department of Civil Engineering, Zhejiang University City College, Hangzhou 310015, China;  
3. Zhejiang Communications Construction Group Co., Ltd., Hangzhou 310051, China)

**Abstract:** To study the vertical load bearing capacity of large diameter steel composite pile with variable cross-section, a self-balanced pile test was carried out on 37<sup>#</sup> pile of Yushan bridge. The actual working condition is simulated by using the numerical simulation software ABAQUS. On the basis of verifying the correctness of the numerical model, the vertical load on the pile top was applied to the model, and the laws of axial force of the pile and the stress transfer of the steel pipe are analyzed. By changing the parameters of the variable cross-section positions, the models of different working conditions are established, and the influence of the variable cross-section positions on the vertical bearing capacity of the pile foundation is analyzed. The results show that: The  $Q-s$  curve of the self-balanced pile test had no abrupt change and was smooth. The bearing capacity of single pile is calculated to be

\* 收稿日期: 2018-12-17; 修回日期: 2019-02-26

基金项目: 国家自然科学基金项目(51508507)、浙江省自然科学基金项目(LQ16E080007)、浙江省交通运输厅科研计划项目(2018021)资助

作者简介: 魏纲(1977—), 男, 教授, 博士。主要从事岩土工程试验与数值分析研究。E-mail: weig@zucc.edu.cn

120056 kN, which is 3.14 times of the maximum design vertical load of single pile, and the pile foundation is safe enough; The results of the numerical simulation are in good agreement with the measured data, which proves that the numerical simulation method and the selection of parameters are satisfactory; The axial force of the pile above the variable cross-section position decreases slowly, and there is a sudden change in the axial force of the pile at the position of variable cross-section. The axial force of the pile below the variable cross-section decreases rapidly, and the pile end resistance exists at the bottom of the pile. The steel pipe is in the stage of elastic deformation and does not yield; The longer the pile section above the variable cross-section position, the stronger the pile resistance to vertical deformation, but in actual production, the amount of material usage should be considered to optimize the design.

**Keywords:** vertical load bearing performance; steel composite pile; variable cross-section; self-balancing test pile method; numerical simulation

## 引言

随着高速公路等交通基础设施的快速建设,我国桥梁工程的建设也进入了大发展时期,各类特大型的大桥相继落成,比如港珠澳大桥<sup>[1]</sup>。大型桥梁的建设离不开桩基础的施工,目前钢管复合桩,即钢管+泥皮/防腐层/剪力环+核心钢筋混凝土桩作为共同存在的复合桩体<sup>[2]</sup>,以其高承载力和优越力学性能越来越受到工程界的重视和青睐,然而对这类大型桩基的实测和理论研究却略为滞后。桩基的承载性能方面研究滞后会使得生产实际中桩基设计趋于保守<sup>[3-4]</sup>,造成不必要的浪费。因此对大型桩基承载性能研究在理论及实用价值方面均有重要意义。

桩基常用的承载力检测方法有传统的静载试验,江杰等<sup>[5]</sup>对南宁市火车站某旋挖灌注桩开展静载试验,研究了桩侧大吨位堆载对试桩的影响。然而有些桩基所处环境并没有条件进行传统的静载试验,因此在经现场踏勘,综合考虑桩长、单桩设计桩顶最大竖向荷载等因素,多选用自平衡试桩法<sup>[6]</sup>进行单桩竖向承载力试验。罗士瑾等<sup>[7]</sup>对某沿海工程摩擦桩开展了自平衡试验,在自平衡试验之后又对这根桩开展了传统堆载试验,经对比验证分析后得出了自平衡试桩法可以在沿海软弱土地区进行,且实际测量合理准确的结论。戴国亮等<sup>[8]</sup>挑选不同工程的六根码头桩开展了桩基自平衡试验,分析了其试验结果向传统静载试验转化的关系,并与规范计算作对比,得出了自平衡法的可靠性。由于现场试验开展的难度较大、花费较高,也有学者

利用数值模拟的方法对桩基承载性能进行了研究。李小娟等<sup>[9]</sup>利用 Matlab 编程研究了砂性土中自平衡试验的转换系数并给出其取值的合理建议。徐江等<sup>[10]</sup>在工程前期利用 ABAQUS 软件对某风电场桩基进行有限元分析,并与后期试验结果作对比,结果表明二者较为接近,合理的建模方法可以应用于类似桩基进行分析。也有学者开展室内试验对桩基的承载性能进行研究,冯忠居等<sup>[11-12]</sup>将桩周土模量和钢管长作为变量,通过离心模型试验对钢管混凝土复合桩的承载特性作出研究,提出了对于钢管复合桩较为适用的竖向承载力计算公式及横轴向  $H-y$  曲线。综上,之前学者运用各种手段在桩基承载性能方面做出了一定的成果,可为之后的研究和生产实际作出指导。但是,以往的研究罕有大直径变截面钢管复合桩工程实例,而随着跨海大桥建设的迅速发展,该桩型应用将越来越多。

本文选取岱山县鱼山大桥工程长为 128 m、4/3 m 变直径的钢管复合桩,开展超长大直径变截面钢管复合桩自平衡试验,利用数值模拟软件 ABAQUS 建立实际工况的模型与实测进行对比,在此基础上施加桩顶荷载,分析钢管及桩身的承载性能,并改变桩身变截面位置建立其他工况模型,分析不同变截面位置对桩基竖向承载性能的影响,以期为之后的桩基研究及工程做出一定的指导。

## 1 工程概况及现场试验

### 1.1 工程概况

本项目以岱山县鱼山大桥工程为依托,鱼山大桥工程位于浙江省舟山市岱山县,是鱼山石化疏港

公路的支线,项目连接岱山岛和鱼山国际绿色石化基地。路线全长为8.815 km,按设计速度80 km/h一级公路标准建,桥梁总宽度为15.6 m,跨海桥梁通航孔桥主跨跨径为260 m,主跨采用260 m钢—砼连续刚构桥,非通航孔采用70、50 m跨节段预制预应力混凝土连续箱梁,全桥采用大直径变径钻孔灌注桩或钢管复合桩,桩径为2.2~5 m,桩长为15~148.2 m,均为嵌岩桩,桩径、桩长均创国内之最。舟山市岱山县鱼山大桥工程岱山侧第2单位工程37#桩桩号为K2+901.0,位于区域三第九联,采用钢管复合桩,整个桩身分为两部分,上部4 m直径有钢管段及下部3 m直径无钢管段,桩基总长为128 m,其中上部大直径桩段长为52 m,52 m位置处桩基直径由4 m突变为3 m。钢管内径为4 m,壁厚为3.2 cm,上部大直径桩段外均设置钢管,为保证钢管与混凝土桩身之间协同受力,在钢管内壁有焊接凸起的剪力板,钢管顶部与桩基内侧采用硫化型橡胶密封剂进行密封,钢管外壁12 m范围内进行防腐涂装以提高结构耐久性。钢管材质为Q345C,桩身混凝土材料为C40海工混凝土,桩身配普通钢筋,纵向主筋采用D40 mm的HRB400钢筋,箍筋采用D16 mm的HRB400钢筋。试桩采用自平衡试桩法进行单桩竖向承载力试验,桩-土位置关系示意如图1所示,根据地勘报告其各土层参数见表1。

### 1.2 现场试验

现场荷载试验采用自平衡试桩法。自平衡试桩法即在施工过程中将荷载箱埋设到桩身内部,把位移测量装置及油管连接到桩顶,等混凝土养护到

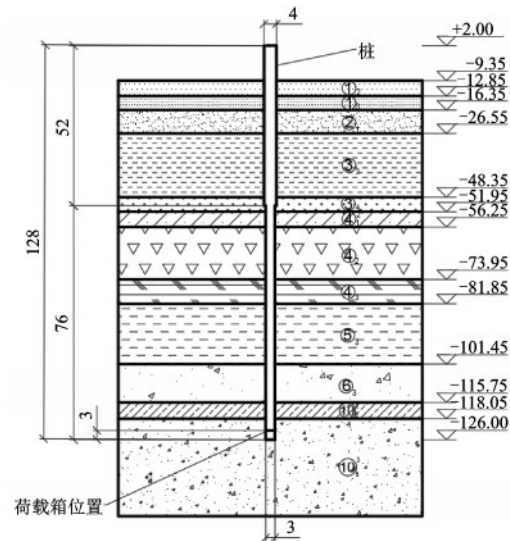


图1 桩-土位置关系示意

Fig.1 Schematic diagram of pile-soil position relationship

标准龄期后,利用桩顶高压电动油泵给荷载箱施加压力,从而测试得到桩基承载力。桩基自平衡试桩示意如图2(a)所示。本次试验荷载箱千斤顶组置于-123 m的位置,距桩端3 m,荷载箱形式如图2(b)所示。本次试验使用RSM—JC5(C)型静荷载测试仪测压力、使用FP—50I型静荷载测试仪测位移,桩顶位移测试共2组,通过选取对称的2根主筋进行测试;荷载箱上、下位移分别通过以钢筋笼中轴为中心均匀分布的两组位移丝测试。

为了充分验证工程桩的承载力,结合相关规范,对测试过程进行了细化。将《基桩静载试验-自平衡法》<sup>[13]</sup>中规定的分10级加载的方法改进为分2

表1 土层参数

Table 1 Parameters of the soil layers

单元体	岩土名称	层底标高/m	弹模/MPa	泊松比	容重/(kN·m <sup>-3</sup> )	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)
① <sub>2</sub>	淤泥质粉质黏土(Q <sub>4</sub> <sup>3m</sup> )	-12.85	6.525	0.32	17.1	12.5	8.7
① <sub>3</sub>	淤泥质黏土(Q <sub>4</sub> <sup>3m</sup> )	-16.35	6.525	0.32	17.1	15.1	9.6
② <sub>1</sub>	淤泥质黏土(Q <sub>4</sub> <sup>2m</sup> )	-26.55	6.6	0.32	17.3	15.9	10
③ <sub>3</sub>	黏土(Q <sub>4</sub> <sup>1m</sup> )	-48.35	7.7	0.32	17.5	19.8	11.4
③ <sub>4</sub>	粉质黏土(Q <sub>4</sub> <sup>1m</sup> )	-51.95	10.95	0.32	18.2	21.4	13.5
④ <sub>1</sub> <sup>2</sup>	粉砂(Q <sub>3</sub> <sup>2al+m</sup> )	-56.25	16.1	0.3	19.3	3.9	29.8
④ <sub>2</sub>	粉质黏土(Q <sub>3</sub> <sup>2m</sup> )	-73.95	12.9	0.32	18.7	24.3	13.9
④ <sub>3</sub>	粉砂(Q <sub>3</sub> <sup>2al+m</sup> )	-81.85	14.675	0.3	19.5	6.8	32.9
⑤ <sub>3</sub>	粉砂(Q <sub>3</sub> <sup>2al+m</sup> )	-101.45	28.5	0.3	20	11.7	33.9
⑥ <sub>3</sub>	粉砂(Q <sub>3</sub> <sup>1al+m</sup> )	-115.75	24.375	0.3	22.3	12	33.1
⑩ <sub>5</sub> <sup>2</sup>	强风化流纹岩(K <sub>11</sub> )	-118.05	600	0.27	25	40	45
⑩ <sub>5</sub> <sup>3</sup>	中风化流纹岩(K <sub>11</sub> )	-127.85	2 000	0.25	25.5	50	55

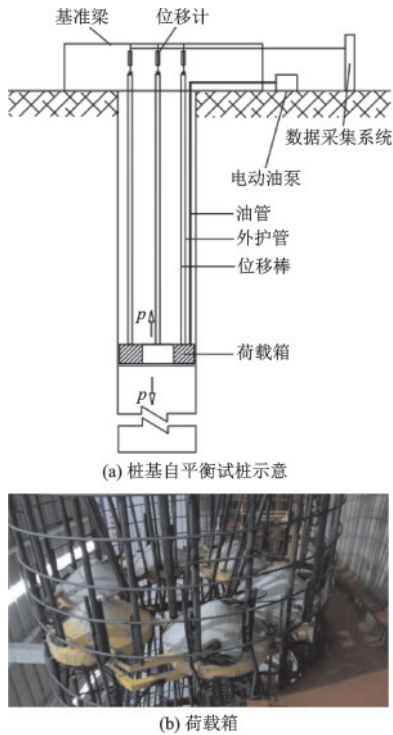


图2 自平衡式桩法

Fig.2 Self-balancing test pile method

阶段加载的方式,既保证正常测定桩基承载力是否满足要求,又能适当验证桩基承载力的安全程度。

### (1) 试验加载方式

采取慢速维持荷载法,逐级加载到荷载箱经校准的最大施加荷载,然后分级卸载至零。

(2) 加载分级及位移观测分为2个加载阶段:第1阶段为零荷载至单桩设计桩顶最大竖向荷载的2.0倍。各级加载为单桩设计桩顶最大竖向荷载2.0倍的1/10,首级按分级荷载的2倍施加;第2阶段为的单桩设计桩顶最大竖向荷载的2.0倍至荷载箱经校准的最大施加荷载。具体加载分级见表2。

### 1.3 自平衡试验结果

本次试验测试参数为荷载箱所施加荷载和桩身位移。荷载是根据连接于荷载箱的压力表测得油压转换而得。桩身位移分为桩顶位移、荷载箱上方位移、荷载箱下方位移等测试项目。荷载施加完毕后,绘制每级试验荷载下自平衡法荷载—位移曲线,如图3所示。

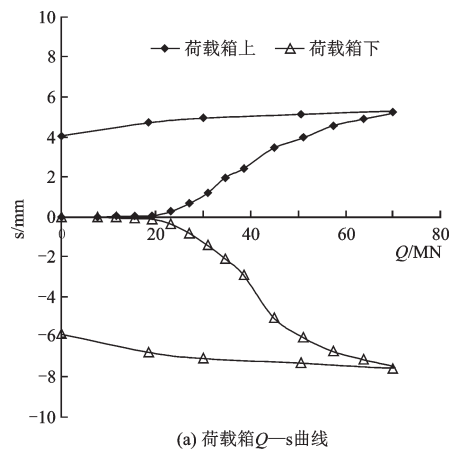
由图3可知,岱山侧第2单位工程37#桩桩顶位移、荷载箱上位移、荷载箱下位移均小于8 mm。均未超过《基桩静载试验-自平衡法》中规定的终止试验的位移条件<sup>[13]</sup>。Q—s曲线平缓无陡降,荷载箱上

表2 加载分级

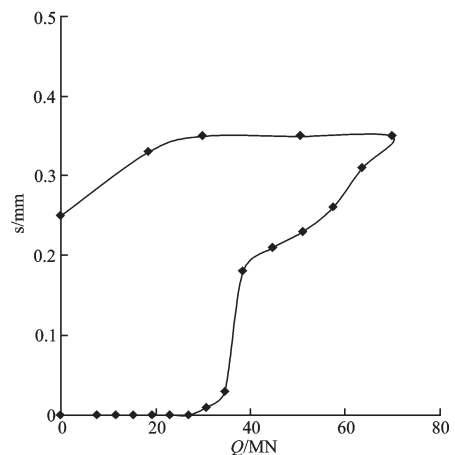
Table 2 Load rating table

加载级别	荷载箱施加荷载量/kN
1	2×7 700
2	2×11 550
3	2×15 400
4	2×19 250
5	2×23 100
6	2×26 950
7	2×30 800
8	2×34 650
9	2×38 500
10	2×44 800
11	2×51 100
12	2×57 400
13	2×63 700
14	2×70 000

注:2×表示同时向上、向下施加荷载



(a) 荷载箱Q—s曲线



(b) 桩顶Q—s曲线

图3 自平衡试验Q—s曲线

Fig.3 Q—s curve of the self-balancing pile tests

位移累计值为 5.27 mm, 卸载后残余位移为 4.06 mm, 回弹率为 23.0 %; 荷载箱下累计位移为 7.56 mm, 卸载后残余位移为 5.87 mm, 回弹率为 22.4 %。

根据《基桩静载试验-自平衡法》<sup>[13]</sup>中的规定, 由荷载箱上、下端荷载值可换算得出桩顶等效承载力为:

$$P_u = (Q_{u上} - W) / \gamma + Q_{u下} \quad (1)$$

式中,  $P_u$  为桩顶等效承载力, kN;  $Q_{u上}$  为荷载箱上部实际测荷载值, kN;  $W$  为荷载箱上部桩身自重, kN;  $\gamma$  为试桩上部桩土修正系数, 取 0.8;  $Q_{u下}$  为荷载箱下部实际测荷载值, kN。

根据式(1)可以计算出 37# 桩单桩承载力计为  $P_u = (70\,000 - 29\,955) / 0.8 + 70\,000 \approx 120\,056$  kN, 为单桩设计桩顶最大竖向荷载 38 212 kN 的 3.14 倍。

## 2 数值模拟分析

### 2.1 本构选取

土体共分 12 层, 均选用 Mohr-Coulomb 屈服准则。混凝土选用塑性损伤模型, 通过若干应力-非弹性应变的数据点来模拟其损伤行为, 采用《混凝土结构设计规范》<sup>[14]</sup> 建议曲线, 求得多个压缩与拉伸应力-非弹性应变关系, 其受压、受拉全应力曲线如图 4 所示。钢管使用 Q345C 钢材, 钢材的弹塑性性能采用满足 Von Mises 屈服准则的等向弹塑性模型来模拟<sup>[15]</sup>。

### 2.2 参数选取

各层土体参数依照表 1 数据; 钢材弹性模量取为  $2.06 \times 10^{11}$  Pa、泊松比为 0.3、极限抗拉强度为  $3.45 \times 10^8$  Pa; 混凝土弹性行为参数值弹性模量取为  $3.25 \times 10^4$  MPa、泊松比取为 0.2、剪胀角取为  $30^\circ$ 、塑性势取 0.1 以及黏性系数取为 0.000 5。桩体为变截面桩, 桩长为 128 m, 桩顶标高为 2 m, 桩身 52 m 处有变径, 上部直径为 4 m, 下部直径为 3 m。钢管长为 52 m, 直径为 4 m, 壁厚 0.032 m。桩侧土体取 25 倍桩直径, 即 100 m, 桩底土体取 1.5 倍桩长, 即 192 m。模型上部自由, 侧面施加水平位移约束, 底面施加固定约束。荷载箱埋设在距离桩端 3 m 的位置处, 荷载施加依照慢速维持荷载法进行, 各荷载步大小见表 2。混凝土与钢管均采用实体单元。混凝土

土与钢管、混凝土与土层以及钢管与土层之间接触界面的相互作用由接触面间的切向作用及法向作用两部分组成, 法向作用选取硬接触, 接触刚度比例因子取为 1; 切向作用选择罚函数, 其中钢管与混凝土之间系数为 0.2, 钢管与土之间系数为 0.2, 混凝土与土之间系数为 0.3。网格划分过程中从桩身往外网格由密到疏, 以确保计算结果准确且耗时较少, 桩体、钢管及土体几何形状可参照网格划分如图 5 所示。

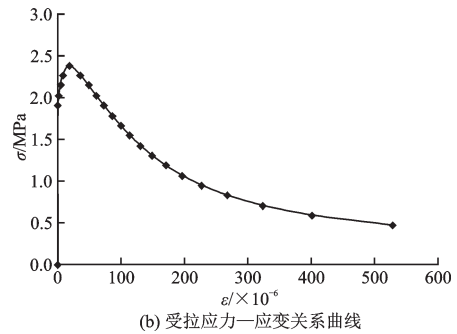
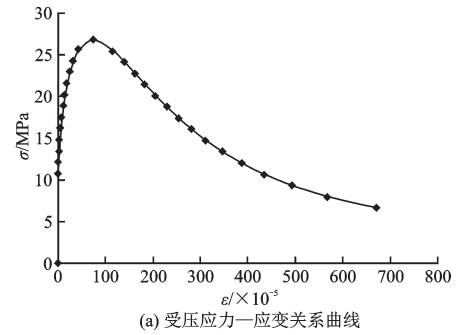


图 4 C40 混凝土应力-应变关系曲线

Fig.4 Stress-strain relationship of C40 concrete

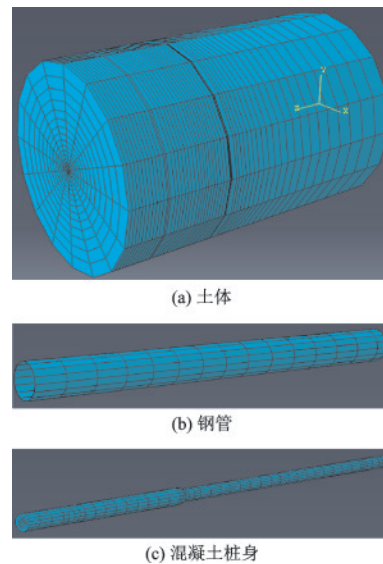


图 5 模型网格划分

Fig.5 Meshing diagrams of the numerical model

### 2.3 数值模拟与静载试验结果对比

计算完成后,提取荷载箱上、荷载箱下及桩顶位移,绘制加载阶段数值模拟与实测荷载一位移对比曲线如图6所示。

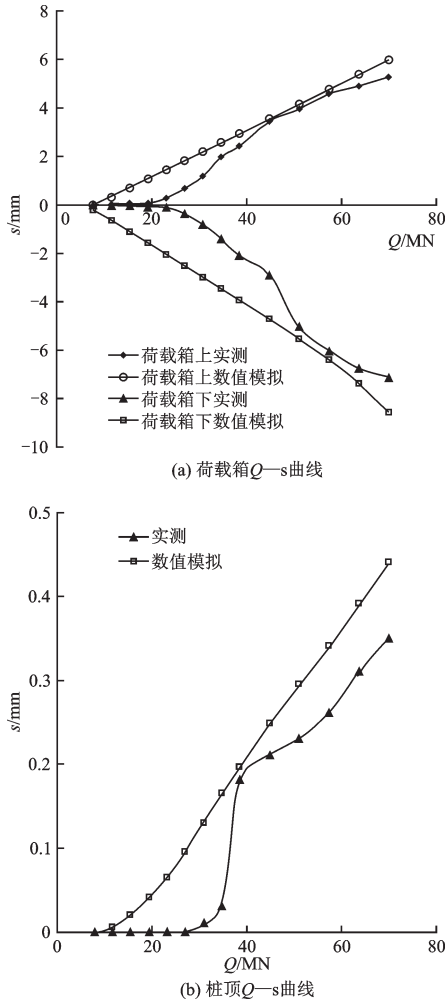


图6 加载阶段数值模拟与实测Q-s对比曲线

Fig.6 Comparisons of Q-s curves between numerical simulation and measurements in the loading stage

由图6加载阶段数值模拟与实测Q-s对比曲线可知,荷载箱上、下位移及桩顶的位移数值模拟值与实测值趋势一致,最终位移值相差不多。桩顶位移实测值为0.35 mm,数值模拟值为0.54 mm,相差0.19 mm;荷载箱上部位移实测值为5.27 mm,数值模拟值为6.23 mm,数值模拟值比实测值大0.96 mm;荷载箱下部位移实测值为7.58 mm,数值模拟值为7.69 mm,两者相差0.11 mm。自平衡试验与数值模拟反映出的桩基上下段桩变形均很小,曲线上无陡降拐点,总体来说数值模拟的结果与实测接

近,说明建模过程中本构模型选取合理,土层参数、接触模型及计算参数等均较为合理,能够较好的模拟自平衡试验情况。

### 2.4 桩身荷载传递分析

在37#桩基础上,改变荷载,将荷载施加于桩顶,最大荷载为140 000 kN,分级加载,每级增量为最大荷载的1/10,即14 000 kN;第一级取2倍加载分级增量。计算完成后,截取最大荷载施加后的桩身竖向应力云图如图7所示,并提取各级荷载下的桩身竖向应力,转换成桩身轴力,绘制桩身轴力如图8所示;截取钢管应力云图如图9所示,并提取各级荷载下钢管应力绘制钢管应力曲线如图10所示。

由图7可以看出,在竖向压力作用下,从桩顶往下竖向应力在减小,但减小的并不多;到变截面位置时,竖向应力突然增大,变截面处出现应力集中现象;再往下桩身竖向应力又开始减小,减小速度较上段桩快;到桩端仍有竖向应力,端承力也占了总承载力的一部分。

由图8可以看出,在各级荷载作用下,桩身轴力均呈现相同的规律,即桩身轴力从桩顶开始减小,到变截面位置处出现轴力突然增大现象,往下一点

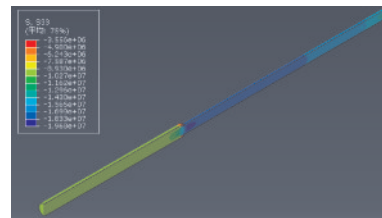


图7 桩身竖向应力云图

Fig.7 Contour of vertical stress of the pile

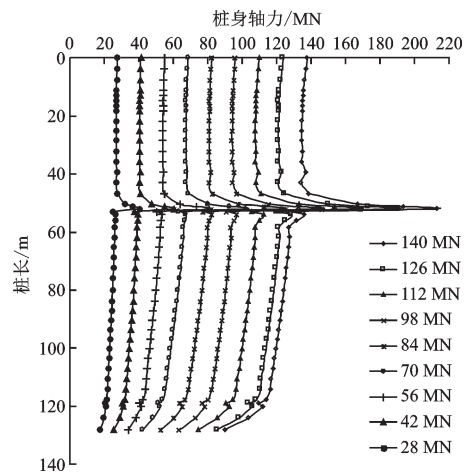


图8 桩身轴力

Fig.8 Axial force diagram of the pile

轴力又突然减小,之后一直到桩端轴力一直在减小,且减小的速度较桩身上部快。究其原因,变截面处桩身轴力突然增大是因为桩身变截面下方的土体刚度比下部桩身小,受压后产生比下部桩身大的位移,土相对桩身有向下的位移,故产生负摩阻力,桩身轴力会变大;再往下传递土体受压加密,土体的刚度变大,土体相对于桩不再产生向下的位移,负摩阻力消失,土体变密后相对于桩正的侧摩阻力也得到增强,因此桩身轴力会减小。桩身轴力到桩端时仍然没有减小到零,说明有桩端轴力存在,总体上来说荷载作用在桩顶,先传递到变截面处,之后传递到桩侧最后传递到桩底岩层当中。对比不同荷载下桩身轴力可以发现,桩身在荷载较大时轴力减小比荷载较小时快,说明随着荷载的增大,桩土之间的相对位移增大,桩侧摩阻力得以发挥,使得桩身轴力减小较多。

由图9钢管应力云图可以看出,在最终荷载作用下钢管最大应力出现在钢管底部、为31.5 MPa,未超过其屈服极限,钢管各点均处于弹性变形阶段未屈服。由图10钢管应力曲线可以看出,随荷载的增大钢管竖向应力表现出先增大后减小、且在钢管底部应力突然增大的现象,竖向应力曲线整体呈现

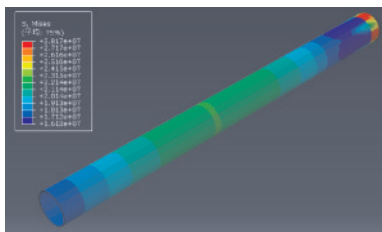


图9 钢管应力云图

Fig.9 Contour of stress of the steel pipe

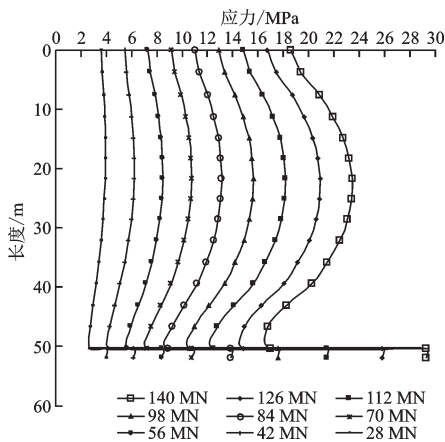


图10 钢管应力曲线

Fig.10 Stress curve of the steel pipe

“鱼肚型”,鱼肚处最大应力发生在桩顶以下25 m处。而在钢管底部,也就是桩身变截面位置处,钢管应力突然增大,这是因为由于桩径的变小,在变截面的位置处,钢管顶到了下部土层上,下部土层对其有约束作用,在上部荷载作用下,钢管即出现最大变形及应力值。

## 2.5 变截面位置的影响

超长超大直径钢管复合桩的受力变形特性由于受到地质条件、钢管约束、变截面特性等影响,具有强烈的非线性特征,很难通过理论公式求解其承载力,而现场试验又难度大、成本高,故数值模拟是最适合的研究方法。变截面钢管复合桩的变径位置又是该桩的重要参数,对其承载性能有极其重要的影响,在之前建模方法及参数的基础上,以截面位置为变量进行建模来研究变截面位置不同对桩基竖向承载性能的影响。

在37#桩模型基础上,改变变截面位置,即建立总长为128 m的桩、上部为4 m直径桩段与下部为3 m直径桩段长度比分别为1:1.5、1:1.25、1:1、1.25:1、1.5:1的五个工况的模型,钢管长度与变截面上部桩段等长。荷载施加方式及大小与2.4节一致,其它参数均与37#自平衡试验模拟桩一致。

计算完成后提取各桩桩顶竖向位移,绘制荷载—桩顶竖向位移曲线如图11所示。

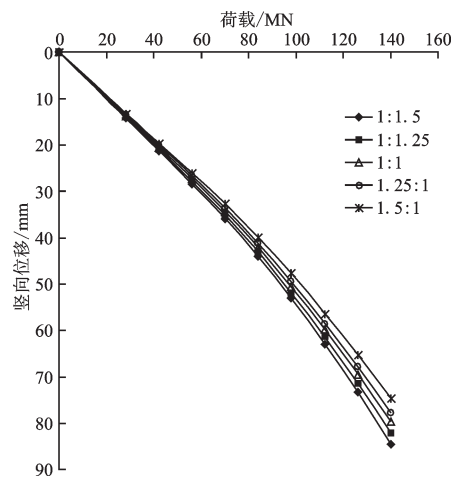


图11 荷载—桩顶竖向位移曲线

Fig.11 Load—pillar vertical displacement curves

由图11荷载—桩顶竖向位移曲线可以看出,各桩桩顶竖向位移随荷载增加而逐渐变大。在荷载较小时各桩的位移相差不大,这是由于荷载比较小时桩及土体共同承担荷载,桩的变截面位置不同在

小荷载作用时并不能体现出其承载能力的大小。随着荷载的增大各桩的桩顶竖向位移差别开始变大,呈现出在相同荷载作用下、大直径桩段越长,其竖向位移越小的规律。但是大直径桩段越长,意味着耗费材料增多,以4 m/3 m变径桩来说,大直径桩段每增长1 m需多耗费C40混凝土13 305 kg。以1:1.5桩为基准,计算其它桩相对于该桩在最大荷载作用下桩顶位移减小的百分比,以及混凝土多耗费百分比绘制表格见表3。

表3 各模型位移减小率与材料消耗率对比

Table 3 Comparisons of displacement reduction rate and material consumption rate of each model

模型	单位: %				
	1:1.5	1:1.25	1:1	1.25:1	1.5:1
位移减小率	0	3.36	6.08	8.83	12.15
材料消耗率	0	2.31	5.54	8.77	11.08

由表3可知,随着变截面位置向下移,桩的抵抗竖向变形能力在加强,1.5:1模型比1:1.5模型位移减小了12.15%,位移减小量可观,但是与此同时其混凝土消耗也增加了11.08%。因此,对变截面位置的考虑不仅仅要单纯的考虑其对桩基承载性能的贡献有多少,也要结合材料消耗等因素,综合考虑才能做到桩基性能与建设成本的最优化。

### 3 结 论

(1)自平衡试验Q—s曲线平缓无陡降,荷载箱上位移累计值5.27 mm,卸载后剩余位移为4.06 mm,回弹率为23.0%;荷载箱下累计位移为7.56 mm,卸载后剩余位移为5.87 mm,回弹率为22.4%。经计算该桩单桩承载力为120 056 kN,是单桩设计桩顶最大竖向荷载38 212 kN的3.14倍。

(2)数值模拟与实测加载阶段桩顶、荷载箱上及荷载箱下的位移与实测值趋势相同,最终位移误差较小,说明建模方法合适,本构模型选取合理,土层参数、接触模型及参数均较为恰当,能够较好的模拟自平衡试验情况,可以用于大直径变截面钢管复合桩的承载特性研究。

(3)变截面以上桩身轴力减小较缓,变截面处桩身轴力先增大后减小,变截面往下桩身轴力减小较快,到桩端轴力仍没减小到零,桩端阻力对桩整体承载力有贡献。钢管的Mises应力在钢管底最

大、为31.5 MPa,未超过其屈服极限,钢管竖向应力曲线呈“鱼肚型”。直径桩段越长其抵抗竖向变形的能力越强,但是在实际建设中要综合考虑材料用量等因素,才能达到桩基承载性能与成本最优化。

### 参考文献:

[1] 刘运洪.港珠澳大桥非通航孔桥钻孔平台施工方案比选[J].桥梁建设,2015,45(2):6-11.  
Liu Y H. Comparison and selection of construction schemes for boring platform of non-navigable span beidge of Hong Kong-Zhuhai-Macau Bridge [J]. Bridge Construction, 2015, 45(2): 6-11. (in Chinese)

[2] 张敏,马建林,张挣鑫,等.钢管复合桩粘结-滑移性能研究[J].西南交通大学学报,2017,52(3):540-545,553.  
Zhang M, Ma J L, Zhang Zh X, et al. Bond-slip performance of steel tubular composite piles [J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2017, 52(3): 540-545, 553. (in Chinese)

[3] Park K D, Kim H J, Hwang W S. Experimental and numerical studies on the confined effect of steel composite circular columns subjected to axial Load [J]. International Journal of Steel Structures, 2012, 12(2): 253-265.

[4] 冯忠居,席称心,张其浪,等.钢管埋深对钢管混凝土复合桩竖向承载特性影响研究[J].公路,2018,63(1):70-75.  
Feng Zh J, Xi Ch X, Zhang Q L, et al. Influence of pipe bury depth on vertical bearing characteristics of steel pipe concrete composite pile [J]. Highway, 2018, 63(1): 70-75. (in Chinese)

[5] 江杰,韦永超,陈俊羽,等.静载试验中试桩受桩侧堆载的影响分析[J].地下空间与工程学报,2018,14(4):1034-1041.  
Jiang J, Wei Y Ch, Chen J Y, et al. Analysis on test pile influenced by piling-up weights in static loading tests [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2018, 14(4): 1034-1041. (in Chinese)

[6] 周明星,王鹏,程宝辉.自平衡试桩法关键问题探讨[J].桥梁建设,2008,38(6):68-72.  
Zhou M X, Wang P, Cheng B H. Study of key problems of pile self-balanced load test method [J]. Bridge Construction, 2008, 38(6): 68-72. (in Chinese)

[7] 罗士瑾,程传国,张海丰,等.自平衡试桩法在沿海软弱地层中的试验研究[J].海洋学研究,2013,31(4):37-43.  
Luo Sh J, Cheng Ch G, Zhang H F, et al. Experimental

