

文章编号:1007-2993(2020)06-0311-05

# 桩基竖向承载力测试及桩土作用数值模拟分析

孙玉辉 张辉 陈昌彦 刘国 姚添宝

(北京市勘察设计研究院有限公司,北京 100038)

**【摘要】** 以北京某高速桥梁桩基试验为例,介绍了桩基试验过程桩身轴力、位移监测设计及监测数据总结分析方法,得出该地层条件下各土层的桩侧阻力、桩端阻力、桩基极限荷载,提供摩擦桩设计的各种参数。在桩基试验监测数据的基础上,采用数值模拟分析桩基的破坏荷载,评价桩基设计参数的合理性,并对桩长、后注浆等桩基设计参数进行优化。在此基础上总结出桩基试验过程中桩土相互作用机理,为类似工程提供工程经验参考依据。

**【关键词】** 桩基;承载力试验;数值模拟;桩土相互作用

**【中图分类号】** TU 473.1

**【文献标识码】** A

doi: 10.3969/j.issn.1007-2993.2020.06.001

开放科学(资源服务)标识码(OSID):



## Vertical Bearing Capacity Test of Bridge Pile Foundation and Numerical Simulation Analysis of Pile-soil Interaction

Sun Yuhui Zhang Hui Chen Changyan Liu Guo Yao Tianbao

(BGI Engineering consultants Ltd., Beijing 100038, China)

**【Abstract】** The pile foundation test of a high-speed bridge in Beijing is introduced as an example, including axial force, displacement monitoring design and monitoring data analysis method during test process. The pile side resistance, pile end resistance and pile foundation ultimate load of each layer of soil under the stratum conditions are obtained. Various parameters for friction pile design are also provided. Based on pile foundation test monitoring data, the numerical simulation method is used to analyze the failure load of pile foundation, evaluate the rationality of pile foundation design parameters, and optimize pile foundation design parameters such as pile length and post grouting. The mechanism of pile-soil interaction during pile foundation test is summarized, which provides reference for engineering experience for similar projects.

**【Key words】** pile foundation; bearing capacity test; numerical stimulation; pile-soil interaction

### 0 引言

桩基具有承载力高、沉降量小、抗压抗拔性能好、经济可行等优点,被广泛应用到各种复杂地质环境下的桥梁工程中。其不仅可将上部结构荷载传递到围岩中,还能有效地控制桥梁上部结构的变形,保证上部结构的稳定性。然而桩基础属于隐蔽工程,因其所处地层岩性、施工过程的不确定性,桩基容易出现质量问题,且极限承载力无法精确计算,因此,研究桩基的承载特性及确定承载力对工程来说极其重要<sup>[1-6]</sup>。

### 1 工程实例

#### 1.1 工程概况

北京某高速路全线共有36座桥梁,全线桥梁总长度7492 m。桥梁桩基采用钻孔灌注桩,桩径均为

1200 mm,有效桩长40.00 m,桩身混凝土强度为C30,设计为摩擦桩,单桩承载力特征值为5800 kN。为给工程桩设计及优化提供依据,对试验桩采用锚桩法进行单桩竖向抗压静载试验以确定单桩竖向承载力,每根试验桩设计4根反力锚桩,锚桩为工程桩,参数同试验桩,单根锚桩的最大上拔力为3300 kN。采用声波投射法进行桩身结构完整性检测,埋设传感器测定桩的分层侧阻力和端阻力,并埋设沉降杆进行桩身断面沉降监测。

根据勘察报告,试验桩位置地层存在层间水(埋深12~17 m之间的粉土、砂土)、承压水(埋深23~28 m、29~40 m砂土层),具体地层情况见表2。

**作者简介:**孙玉辉,男,1982年生,汉族,河南周口人,硕士研究生,高级工程师,研究方向为地下工程施工风险管控。E-mail: 63908264@qq.com

## 1.2 传感器布设及加载方案

将钢筋应力计分别布设在试验桩顶、桩底、桩身(土层分界处)主筋上,以测量桩在不同土层中的分层摩阻力<sup>[7]</sup>。具体安装情况见表1。

表1 传感器安装位置统计表

测力计号	测力计标高 /m	测力计距桩顶 埋深/m	测力计数量 /个
标定断面	30.70	0.00	4
测1	28.60	2.10	2
测2	26.20	4.50	2
测3	22.80	7.90	2
测4	18.90	11.80	2
测5	15.00	15.70	2
测6	8.80	21.90	2
测7	4.00	26.70	2
测8	0.00	30.70	2
测9	-6.90	37.60	2
桩端压力	-9.30	40.00	3

沉降杆共布设6个,间距8m,在静载试验过程中对各沉降杆进行位移监测。

本次试验锚桩为工程桩,根据相关技术要求,上拔量不超过5mm,因此本试验在2600kN基础上进行分级加载,每级加载1200kN,最终加载至14400kN。

## 1.3 试桩结果

试验桩荷载试验最大加荷值14400kN时对应的沉降量为7.54mm,试验桩顶完好, $Q-s$ 曲线为缓变形曲线,未出现陡降现象, $s-\lg t$ 曲线未出现下弯现象,但随着荷载的增大,到加载8400kN时,稳定时间增加,最多达到8.5h,但未达到极限破坏。在之后的各级荷载作用下,桩基变形稳定时间短,变形量小,至最大加载值作用下桩基仍未出现极限破坏现象<sup>[8-9]</sup>。

根据试验桩钢筋应力计监测结果,通过分析得出试验桩各断面处的轴力值随深度的变化及桩端应力值(见图1、图2)。

应力监测结果表明:

(1)桩身轴力随桩顶荷载的增加,轴力相应增加。在每一级荷载作用下轴力随深度增加逐渐减小。

(2)桩在最大荷载作用下桩端监测的压力很小,反映了在最大荷载作用下桩端地层承载力还没有发挥,主要为桩侧土体提供承载力,符合摩擦桩类型。

桩身节段的侧阻力实际上等于每级加载时相邻

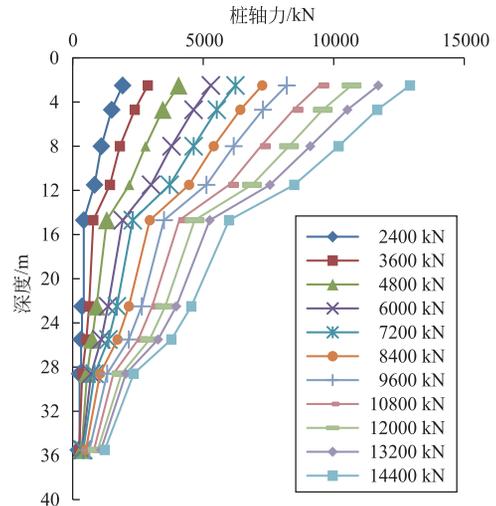


图1 轴试验桩轴力分布图

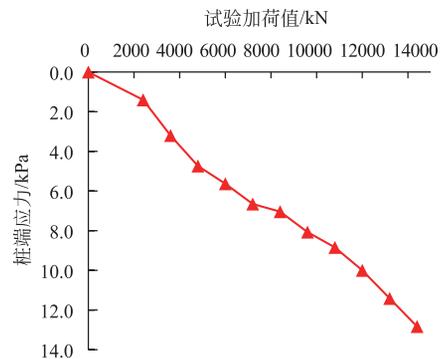


图2 验桩桩端应力分布

两断面之间的实测轴力差值<sup>[10-11]</sup>,利用公式1计算每一段之间的摩阻力见图3。

$$Q_i = q_{si} \times U \times L_i \quad (1)$$

式中: $Q_i$ 为第*i*层土受到的竖向合力,N; $q_{si}$ 为第*i*层土的平均摩阻力,N; $U$ 为桩截面的周长,m; $L_i$ 为第*i*层土的厚度,m。

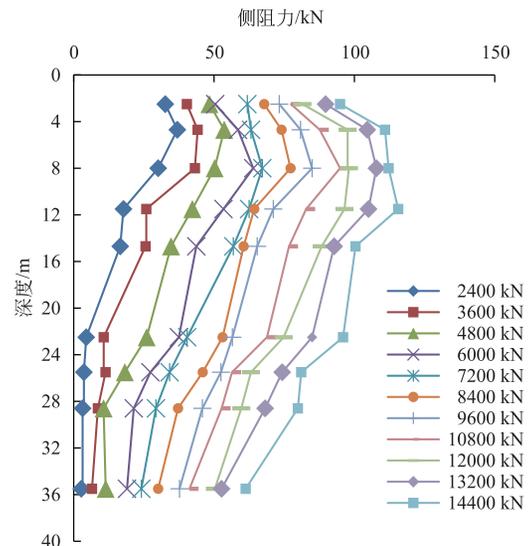


图3 试验桩侧阻力分布图

据图 3 分析可知,桩顶荷载较小时,外荷载几乎全部由桩侧阻力承担,随着荷载增加,桩身上部的摩阻力达到极限而不再发生变化,荷载自上向下传递,桩身下部土层的摩阻力逐渐增加,直至端阻力发挥作用。

根据各沉降杆位移监测结果,在荷载 14400 kN 作用下,桩顶变形为 7.16 mm,桩端变形为 0.69 mm,桩自身压缩变形为 4.87 mm(见图 4)。

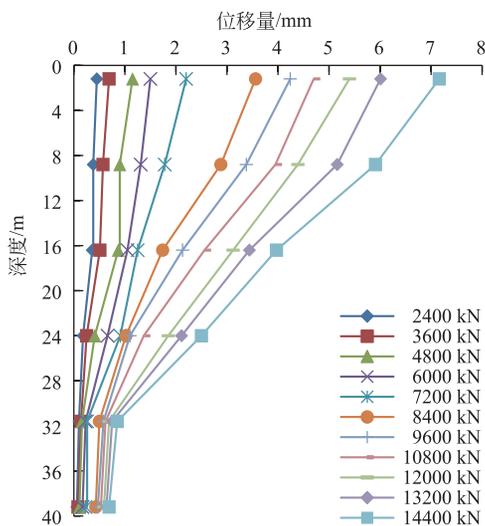


图 4 试验桩沉降杆沉降位移曲线图

据图 4 可得出桩的变形包含桩自身压缩变形和桩端位移。桩身压缩变形随着地层深度的增加而减小,桩端位移是有桩端阻力引起的桩端土体弹塑性压缩变形。

## 2 桩土相互作用机理数值模拟

### 2.1 模型说明

本次计算使用国际通用有限差分程序 FLAC2D,采用地层-结构模型,按照平面应变处理,主要分析桩基试验过程中地层及桩应力应变情况<sup>[12]</sup>。假定如下:

(1)土层材料采用理想弹塑性模型,使用 Mohr-Coulomb 屈服准则,采用大应变变形模式,结构材料均采用线弹性本构模型;

(2)假定地表面和各土层均呈均质水平层状分布;

(3)不考虑土体的构造应力场,只考虑自重应力场,并假设侧压力系数为 1/3;

(4)不考虑地下水渗流在桩基试验过程的影响。

根据本工程情况,建立模型尺寸为宽×高=100 m×100 m,模型边界采用齐次边界条件,上部边界取为自由面,下部边界为固定边界,左右边界岩

体沿着 X 方向的位移被约束。桩采用 pile 单元。具体模型网格划分及模型尺寸如图 5 所示,具体地层及参数见表 2。

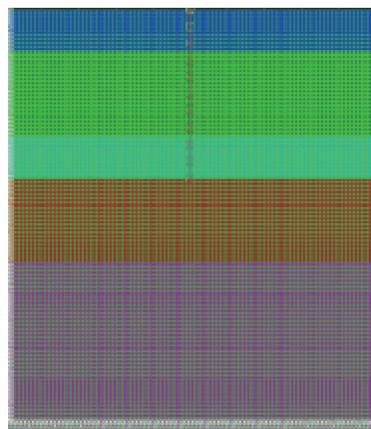


图 5 计算模型及网格划分

表 2 计算模型地层参数

深度 /m	岩性	天然密度 /( $\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$ )	压缩模量 /MPa	黏聚力 /kPa	内摩擦角 /( $^{\circ}$ )
17.00	细砂—中砂	2.00	40.0	0.0	32.0
25.00	粉质黏土	1.97	12.6	39.0	13.0
27.00	细砂—中砂	2.00	50.0	0.0	32.0
29.00	粉质黏土	1.97	13.6	40.0	13.4
41.00	中砂—细砂	2.00	70.0	0.0	33.0
60.00	粉质黏土	1.97	18.8	38.0	15.6

数值模拟完全按照桩基试验分级加载荷载,最终得到的  $Q-s$  曲线与桩基试验得到的  $Q-s$  曲线对比如图 6 所示。

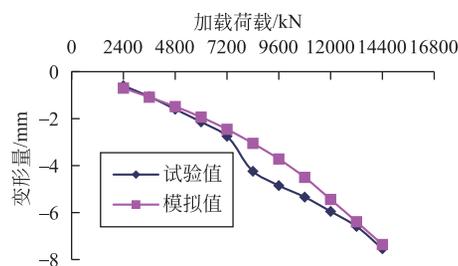


图 6 试验和模拟  $Q-s$  曲线对比图

从图 6 可看出,单桩静载试验  $Q-s$  曲线在模拟计算与试验中变形规律一致,变形量在加载试验两端基本吻合,在加载荷载 8400 kN 时出现稍微离散现象。这与实际加载试验过程中加载 8400 kN 时,桩稳定时间增加,最多达到 8.5 h,但未达到极限破坏现象有关。总之,模型计算结果和现场实测结果相符,模型参数选取合理,能正确反映出地层、桩应力应变的变形规律,可作为后续优化

研究的基础。

### 2.2 模拟桩的破坏荷载

数值模拟过程中,在 14400 kN 荷载基础上继续进行分级加载得出的 Q-s 曲线如图 7 所示,总结各级荷载下桩轴力曲线如图 8 所示。

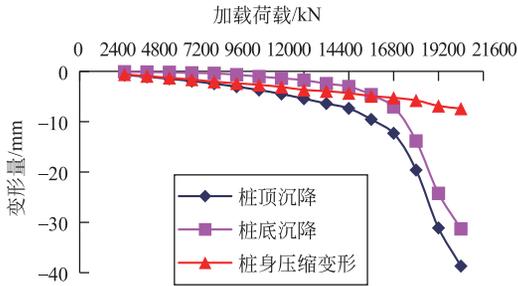


图 7 模拟桩基试验 Q-s 曲线

从图 7 可看出,荷载加载到 18000 kN 时 Q-s 曲线出现陡降现象,且本级加载(18000 kN)变形量为上一级(16800 kN)的 2.66 倍,根据规范要求可判断加载 18000 kN 时达到破坏状态,极限荷载为 16800 kN。在极限荷载作用下,桩自身压缩变形 5.77 mm,占桩在地层内总位移量的 41.67%,这与试验监测值吻合。因此可得出本工程通过桩基试验提出的极限荷载值为 14000 kN 是保守的。

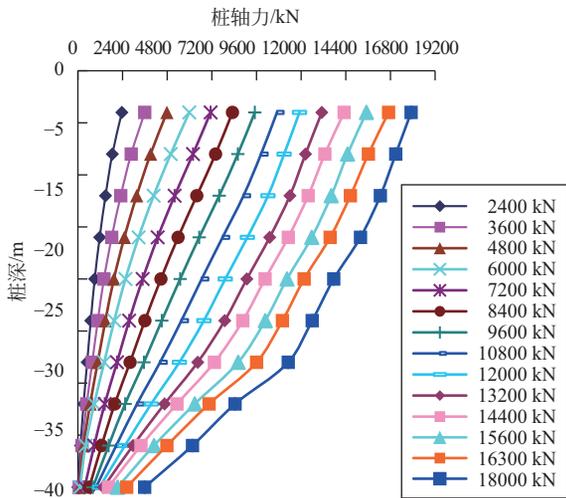


图 8 模拟桩基试验轴力曲线图

从图 8 可看出:(1)模拟桩基试验轴力和桩基试验轴力的监测值变形规律及数值是吻合的;(2)荷载加载到 18000 kN 时,桩端轴力急速增大,在桩端产生较大的应力集中区和地层塑性区,桩进入破坏状态。

具体破坏状态下桩端地层应力及塑性区如图 9 所示。

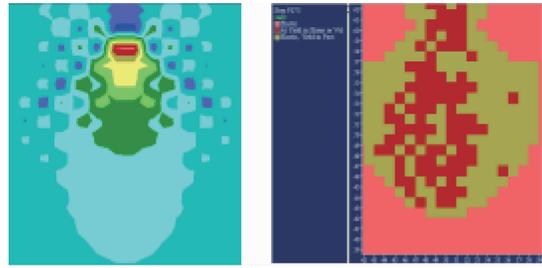


图 9 桩基破坏荷载作用下地层应力计塑性区云图

### 2.3 桩土相互作用机理

综合以上分析得出桩土相互作用机理如下:

(1)桩顶荷载较小时,桩身在荷载作用下引起弹性压缩变形,带动桩身上部侧阻力的发挥,此时荷载全部由桩侧阻力承担,桩端无位移、无桩端阻力。

(2)随着荷载的增加,当桩身上部的土层摩阻力达到极限,桩身下部土层的摩阻力会逐渐增大,即桩身自身压缩变形及桩侧阻力自上而下逐步发挥出来,直至桩端阻力开始发挥作用,致使桩端土层发生弹性压缩变形。此时荷载由桩侧阻力和桩端阻力共同承担。

(3)在桩基承担荷载作用下,桩基自身压缩变形、桩端位移与桩侧阻力、桩端阻力是一种相互作用的过程。

## 3 参数优化

### 3.1 桩长参数优化

在桩基试验提供的极限荷载 14400 kN 基础上,使桩长分别优化到 29 m、30 m、31 m、33 m、35 m、36 m、37 m、38 m、39 m 进行数值模拟分析。得到桩顶、桩端变形曲线如图 10 所示。

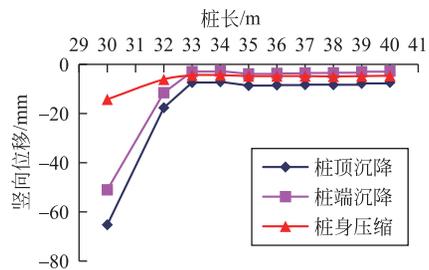


图 10 不同桩长的桩变形曲线图

从图 10 可得出:

(1)随着桩长优化量增加,桩顶沉降、桩端沉降均增加,桩身压缩几乎无变化。

(2)在桩长优化为 33 m 时,桩顶沉降、桩端沉降出现拐点,桩变形速率增加明显,由此可得出工程桩桩长不宜小于 33 m。

(3)实际工程中桩长优化到 35 m,根据后期监

测数据显示桩变形及荷载均在安全可控范围内。

### 3.2 桩端后注浆效果分析

在桩基试验提供的极限荷载 14400 kN 基础上,分别进行有无后注浆数值模拟。通过提高 5 倍桩端上 2 m、桩侧周边 3 m 范围土体及桩端底部 3 m 范围土体弹性模型来模拟桩端后压浆效果,得出桩顶、桩端变形统计见表 3。

表 3 桩变形统计表

类型	有注浆	无注浆	减少比例/%
桩顶沉降/mm	-5.31	-7.36	27.94
桩底沉降/mm	-1.16	-2.74	57.76

在进行桩端后注浆后,桩顶沉降、桩端沉降变形量均出现明显减小,且桩底变形量减小比例较大。桩顶沉降变形减小 27.94%,桩端变形减小 57.76%。

桩轴力变形曲线见图 11。可看出后注浆的桩端轴力明显大于无后注浆桩端轴力,因后注浆造成桩端地层强度增加,致使桩端沉降位移减小,不能有效释放应力,应力全部集中到桩端周边地层。总之,桩端后注浆能有效弥补桩基施工过程中桩端沉渣等问题,增强桩端地层强度,提高桩端承载力,使桩竖向位移、桩端地层塑性区等明显较少,以达到预期效果。

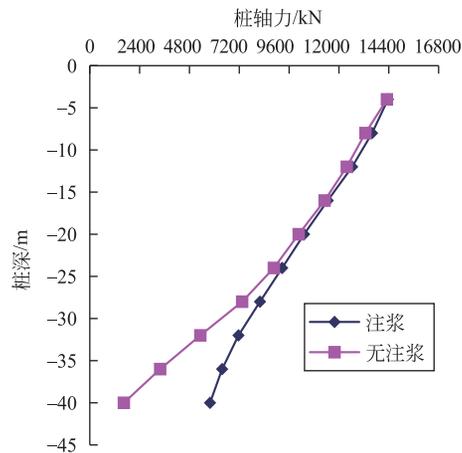


图 11 桩轴力变形曲线图

## 4 结论

(1)桩基试验是与实际工作条件最为接近的试验方法。通过桩基试验过程位移和应力监测数据分析得出该地层条件下桩基的极限承载能力,提供摩擦桩设计的各种参数。

(2)桩基试验桩一般均作为工程桩使用,加载不到破坏荷载。在前期桩基试验监测数据的基础上,采用数值模拟方法分析出桩基的极限荷载,评价桩基设计参数的合理性,优化桩基设计参数,是一种技术上可靠、经济上可行的办法。

(3)分析总结出桩基试验过程桩土相互作用机理,为类似工程提供工程经验参考依据。

## 参 考 文 献

- [1] 杨秋鸣. 组合荷载作用下桩基承载力试验及数值模拟研究[J]. 施工技术, 2018, 47(21): 27-31.
- [2] 尹海林, 田兴发. 桥梁桩基竖向承载特性试验研究[J]. 北方交通, 2015(9): 15-17.
- [3] 刘涛, 刘焕存, 孙凤玲. 钻孔灌注桩单桩竖向承载力判定方法在武汉某工程中的对比研究[J]. 岩土工程技术, 2019, 33(3): 166-172.
- [4] 杨克己, 李启新, 王福元. 基础-桩-土共同作用的性状与承载力研究[J]. 岩土工程学报, 1988(1): 30-38.
- [5] 黄锋, 刘朝钢, 李广信, 等. 桩承载力确定方法的探讨[J]. 清华大学学报(自然科学版), 1998(1): 3-5.
- [6] Nguyen V(阮文禄). 后注浆钻孔灌注桩的承载力研究[D]. 长春: 吉林大学, 2014.
- [7] 孙玉辉, 陈昌彦, 白朝旭, 等. 地下工程风险管控第三方监测关键技术探讨[J]. 现代城市轨道交通, 2012(2): 43-46.
- [8] 孙玉辉, 孙增伟, 白朝旭, 等. 基坑围护桩侵限成因分析与处理[J]. 工程勘察, 2014, 42(3): 20-23.
- [9] 孙玉辉, 贺文涛, 王金明, 等. 地下连续墙基坑突变和坑底涌水原因分析及应对措施探讨[J]. 工程勘察, 2019, 47(2): 26-30.
- [10] 王崇淦, 蒋志琳, 朱禹, 等. 大面积堆土荷载对既有高铁桥梁桩基承载性能影响分析[J]. 铁道科学与工程学报, 2020, 17(5): 1090-1096.
- [11] 冯忠居, 董芸秀, 文军强, 等. 宁波深厚软基区公路桥梁桩基承载力计算方法[J]. 天津大学学报, 2019, 52(s1): 16-22.
- [12] 苏栋, 赵鹏, 高翔, 等. 考虑泊松效应影响的弹塑性荷载传递模型[J]. 岩土力学, 2015, 36(10): 2799-2803.

收稿日期: 2020-01-06