

# 超长桩竖向承载力模型试验及有限元研究

刘耀东<sup>1</sup>, 聂闯<sup>1\*</sup>, 梅靖宇<sup>1</sup>, 邓友生<sup>2</sup>

(1.湖北工业大学 土木建筑与环境学院, 湖北 武汉 430068; 2.西安科技大学)

**摘要:** 按照一定的相似比,进行了桩顶竖向荷载条件下的超长桩室内模型试验,通过对其桩顶沉降量及桩身应变值的测定,计算出了桩身压缩量、桩身轴力、桩侧摩阻力、桩土相对位移等能够反映超长桩受力性质的量,绘制曲线并分析了超长桩的竖向承载力特性。利用有限元软件 Midas gts-nx,通过改变桩体和土体自身的不同性质,计算出了竖向荷载作用下超长桩的荷载—沉降曲线,并讨论影响超长桩竖向承载力发挥的各种因素。

**关键词:** 超长桩; 模型试验; 有限元分析; 影响因素

随着超大、超高建筑物的不断涌现,对建筑物下部地基提出了更高的要求。如何有效地提高结构的地基承载力和减小上部结构的沉降量成为设计人员需要仔细考虑的问题。近年来,对于某些处在软土中或上部结构超重的建筑,设计者往往会采用超长桩基础作为其整体的基础形式,该基础已经被证明在受力和成本节约上有较好的效果。可是目前在学术界对超长桩的定义尚无统一界定,许多专家把桩长大于 50 m 的桩叫做超长桩,也有人认为桩长大于 50 m,长径比也大于 50 的桩称为超长桩,在实际理论研究中,超长桩基础的受力特性仍然还不很明朗,其极限承载力的求解方法仍然是按照普通桩来计算,故其理论研究相对于工程实践存在一定的滞后性,李胜利根据现场试验测得桩的极限承载力和沉降量的关系;徐丽娜通过数值模拟及模型试验等方法确定了桩体的竖向承载力。工

程上一般通过增加桩长等方式来保证极限承载力达到要求,因未能做到较精确计算,往往造成经济上的浪费。因此有必要开展更多关于超长桩承载特性及影响其承载力因素的研究。

## 1 超长桩室内模型试验

根据场地条件、试验精度要求等问题,选择了合适的相似比(试验模拟的超长桩桩长为 54.6 m,桩径为 1.3 m,长度相似比为 65),并依据此相似比制作了相应的模型箱和模型桩,选择合适的加载装置、数据测量装置等,进行竖向荷载作用下的超长桩承载力特性研究。

### 1.1 试验材料

土体参数如表 1 所示,模型试验的材料性质和尺寸参数如表 2 所示。

表 1 土体参数(粉质黏土)

含水率/%	密度/(g·cm <sup>-3</sup> )	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)	压缩模量/MPa	比重	塑性指数	液性指数	天然孔隙比
20.85	1.81	18.39	23.50	9.6	2.70	12.5	0.14	0.75

表 2 模型桩参数

材料	直径(壁厚)/mm	长度/mm	密度/(g·cm <sup>-3</sup> )	弹性模量/GPa	泊松比
铁管	20/(1)	1 000	7.7	40	0.3

模型箱尺寸为 2.4 m×1.8 m×1.5 m,千斤顶的最大输出荷载为 20 t。

### 1.2 试验步骤

试验只考虑了桩体与土体之间的受力,模拟的是

收稿日期:2018-07-09

基金项目:国家自然科学基金资助项目(编号:51378182)

作者简介:刘耀东,男,博士,副教授.E-mail:576247910@qq.com

\* 通信作者:聂闯,男,硕士研究生.E-mail:2213912975@qq.com

高承台桩。将一块厚 20 mm 的铁板与模型桩焊接作为上部承台,从桩端起每隔 120 mm 沿桩身贴应变片,上部保留 160 mm 露出土层,下部桩体全部埋入土中(图 1)。利用千斤顶及反力架提供桩顶竖向荷载,加载大小由油压表控制,桩顶沉降量由百分表测出。桩端已经封闭完全,保证下部土体不会进入。加载分 10 次进行,每次间隔时间为 30 min,试验每次加载 0.5 kN,每隔 5 min 记录一次桩顶沉降量,桩身轴力直接由应变片连接的应变箱记录读取。

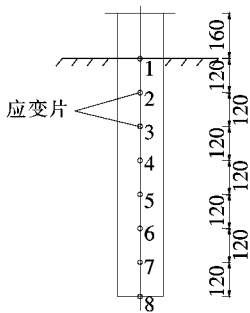


图 1 应变片分布图(单位:mm)

### 1.3 试验结果分析

#### 1.3.1 桩顶沉降量曲线

由桩顶百分表读数及所加荷载情况,得到相应的荷载—桩顶沉降量曲线,如图 2 所示。

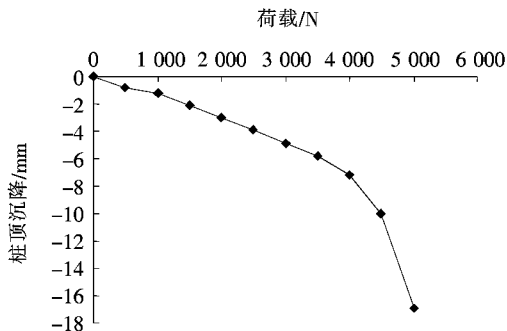


图 2 荷载—桩顶沉降曲线

由图 2 可以看出:荷载较小时,超长桩的桩顶沉降量随着荷载的增加发展较为平缓,斜率基本保持一个定值,两者基本上呈线性关系,桩土之间发生的是弹性变形;当荷载增大到一定大小时,桩顶沉降量呈现突变趋势,表明此时桩体共同作用的受力结构已遭到破坏,对应的荷载值为超长桩的极限承载力,位移为最大桩顶位移。根据应变箱测得的应变值,按照式(1)计算出桩身压缩量的大小:

$$S_{\text{侧}} = \sum_{i=1}^7 L_i \frac{\epsilon_i + \epsilon_{i+1}}{2} \quad (1)$$

式中: $\epsilon_i$  为测点  $i$  的应变值; $L_i$  为第  $i$  段的桩长。

计算所得桩身压缩量为 5.55 mm,占桩顶沉降量的比例为 77%,这说明超长桩的桩顶压缩量主要由桩身压缩提供,桩端沉降所占比例较小,这是超长桩与普通桩的最大区别之一。

#### 1.3.2 桩身轴力曲线

根据应变箱各点及各级荷载情况下的输出数据,计算出每个测点的轴力值,分布曲线如图 3 所示。

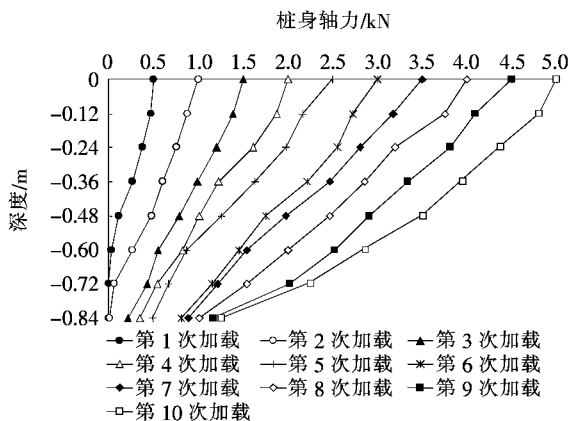


图 3 桩身轴力分布图

由图 3 可以看出:随着外界荷载的逐级增加,桩身轴力逐渐向下发挥,但总的趋势是轴力随深度不断减小。这是因为超长桩的荷载传递是靠桩土之间的相对位移产生的摩阻力,深度越深摩阻力积累越多,所剩轴力也就越小。上部荷载通过桩土间的接触将受力分散到周围土中。深度为 0 的点轴力大小表示桩顶荷载,深度为 0.84 m 的点轴力代表桩端摩阻力,当荷载较小时,端摩阻力几乎没有发挥,荷载全部由桩侧摩阻力承担,随着荷载的不断加大,轴力不断向下传递,端摩阻力也开始发挥作用。这表明:超长桩的轴力发生是不同于外荷载产生的一个异步过程,随着荷载不断加大,轴力不断沿桩身向下产生,且大小随深度呈不断减小趋势,这也是超长桩不同于普通桩受力的主要表现。

#### 1.3.3 桩侧摩阻力曲线

根据式(2)及图 3 中的数据,计算出测点各桩段的桩侧摩阻力,并绘制相应的侧摩阻力曲线,如图 4 所示。

$$q_{si} = (N_i - N_{i+1}) / A_i \quad (2)$$

$$S_i = S_{i-1} - \sum_{j=1}^i L_j \cdot \frac{\epsilon_j + \epsilon_{j+1}}{2} \quad (3)$$

式中: $N_i$  和  $A_i$  分别为测点  $i$  的轴力和每段桩的表面积; $\epsilon_i$  为测点  $i$  的应变; $L_i$  为第  $i$  段长度。

由图 4 可以看出:当荷载较小时,超长桩的侧摩阻力呈现“驼峰形”分布,桩体中部所受侧摩阻力最大;当

上部荷载逐渐增大以后,侧摩阻力的受力重心开始向桩身下部移动。随着荷载的继续增加,桩身上部侧摩阻力较大的部分其值不再继续增加,开始保持不变甚至出现减小情况,把这种随着荷载增加,侧摩阻力不再增加甚至减小的现象称为“桩土软化”,其应力—应变本构方程呈现塑性形式。按照式(3)计算出模型桩的桩土相对位移,并绘制桩土相对位移  $u$  和侧摩阻力  $f_{\text{侧}}$  的关系曲线,如图 5 所示。

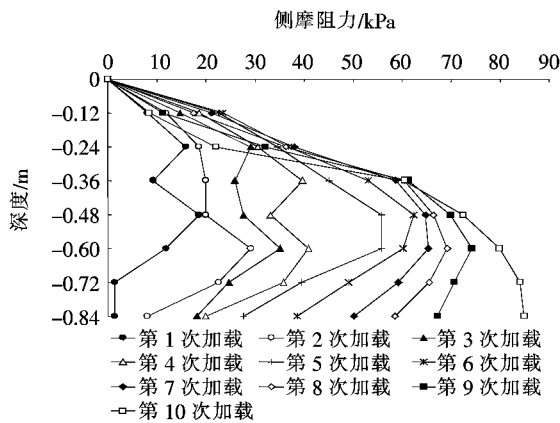


图 4 桩身侧摩阻力分布图

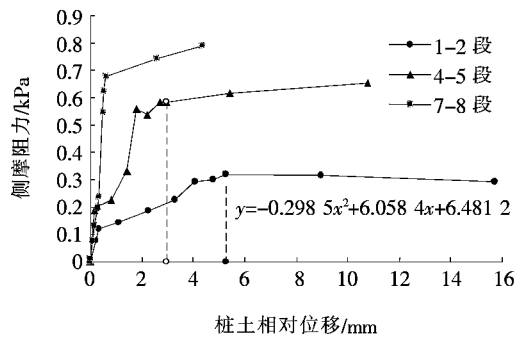


图 5 桩身侧摩阻力—桩土相对位移曲线

由图 5 可以看出:对于不同桩段侧摩阻力—相对位移曲线的形式大致相同,基本符合基于荷载传递法理论时分布函数为双曲线形式的图像,只是函数表达式的系数不一样。

1.3.4 分布函数线性回归

由于分布函数的本质即为桩与桩侧土体的受力本构模型,故可以对分布函数  $\tau(z)-s$  按照双曲线形式的表达式结合模型试验  $\tau = \frac{\gamma}{a+b\gamma}$  得到的  $u-f_{\text{侧}}$  数据进行线性回归分析,得到结果如表 3 所示。

故桩体不同段的分布函数表达式分别为:

$$\tau_{1-2} = \frac{\gamma}{0.0204 + 0.033\gamma} \quad (4)$$

表 3 单桩参数回归

桩段	系数	
	$a$	$b$
1—2 段	0.020 40	0.033 00
4—5 段	0.005 87	0.014 70
7—8 段	0.015 00	0.009 17

$$\tau_{4-5} = \frac{\gamma}{0.00587 + 0.0147\gamma} \quad (5)$$

$$\tau_{7-8} = \frac{\gamma}{0.015 + 0.00917\gamma} \quad (6)$$

图 5 中每个点都基本符合上述关系式,故所测结果与理论值相符合。

观察图形能够看出:桩端部的最大桩土相对位移量较小,但承载的极限侧摩阻力反而最大。分析原因可能是桩端部埋置较深造成的,因此对于桩体的不同部分,其侧摩阻力的分布函数(应力—应变函数)的表达式需要具体分析,不能一概而论。

2 超长桩受力影响因素分析

利用有限元软件 Midas gts-nx,保证桩身材质和土体性质等条件与室内模型试验完全相同,通过改变其他不同的参数,建立了竖向受力模型,并得到相应的沉降量,通过模型试验结果和有限元模拟结果比对误差控制在允许范围内,由此得出有限元模拟计算结果是可行的,并进一步分析了影响超长桩竖向承载力的不同因素。

2.1 计算结果对比分析

有限元模型的建立过程中,相关参数选取如下:

(1) 为了与所做的模型试验结果作对比,此次模拟选取桩径为 1.3 m,桩长为 54.6 m 的实心铁管桩,其弹性模量与模型试验所取值一样,土的参数也都一样,土体的计算尺寸取长宽足够大,深度取 100 m。

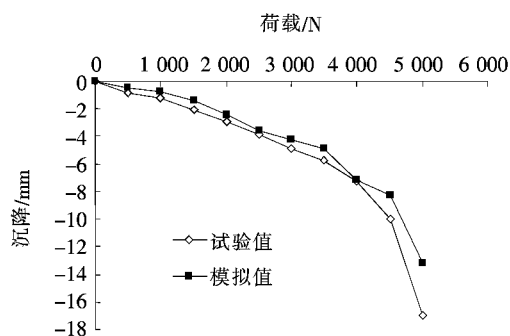
(2) 桩的材料选择各向同性弹性本构,单元属性选 1D(梁)属性;土体材料选择各向同性摩尔—库仑,单元属性选择 3D(实体)。桩每隔 2 m 划分一个线单元,土体采用正四面体网格划分,划分尺寸为 4 m。

(3) 位移边界选择自动约束,即对土体模型两侧施加水平约束,底部施加竖向约束和水平约束。荷载边界定义桩顶集中力和结构自重荷载两部分。

(4) 利用“桩单元”来定义桩体侧面与土体之间的接触关系,用“桩端”来定义桩体底部与土体之间的接

触关系,桩单元的最终剪力设定为极限摩阻力除以桩长和桩周长,剪切刚度模量取 0.8 倍的桩体弹性模量,法向刚度模量取剪切刚度模量的 10 倍。

桩顶沉降量的大小是超长桩竖向受力的宏观体现。对于连续加载 10 次情况下的桩顶沉降量输出结果(每次加载完成后都要进行位移清零操作),按照相似比换算,将其与模型试验的桩顶沉降量结果做对比,并绘制相应的图形(图 6)。



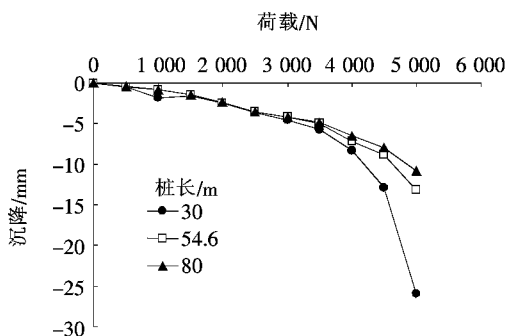
根据图 6,发现由数值模拟计算得到的桩顶沉降量比室内模型试验计算得到的沉降量要小,其误差维持在 10%~30%之间,两条曲线的走势大体一致,都是随着荷载增加位移量平缓增加,达到极限荷载后出现桩顶沉降量的突变。分析误差产生的原因,可能是因为在模型试验前采集的土体参数是一个抽样值,导致输入软件中的土体参数与实际室内试验中土体各部分的参数有所差别,从而造成沉降量的不同。总的来说,有限元模型计算的结果是可行的。

## 2.2 受力影响因素分析

### 2.2.1 桩长

桩体建模所选参数完全与室内模型试验所模拟的实际尺寸一样(加载按照相似比换算后进行加载),现只改变桩长,分别为 30、54.6 和 80 m,得到了相应的桩顶沉降量,并经过相似比计算缩小后绘制了  $P-S$  (桩顶所受荷载和桩顶沉降)曲线,如图 7 所示。

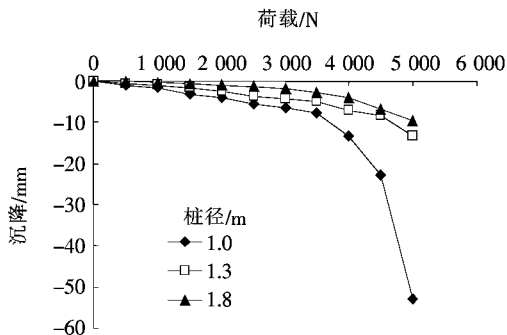
由图 7 可以看出:当荷载较小时,3 条曲线的轨迹几乎重合,说明此时增加桩长对超长桩的承载力几乎没有影响;当外加荷载很大时,曲线开始出现分离,桩长更长的桩其极限承载力更大,说明上部结构荷载很大时,可以通过增加桩长来增加超长桩的极限承载力。继续观察曲线,可以看出长桩的桩顶沉降量也会随着荷载的增加而出现较大的增长。若对于上部建筑有沉降量要求的情况,采用增加桩长的方法来提高极限承载力就需要经过仔细计算,防止因沉降过大造成建筑



功能上的破坏。

### 2.2.2 桩径

改变桩径的大小分别为 1.0、1.3、1.8 m,计算得到相应的  $P-S$  曲线,如图 8 所示。



由图 8 可以看出:增加桩径对超长桩的极限承载力提高有一定作用(4 000 N 提高到大约 4 500 N 甚至更高),但 3 根桩各自达到极限承载力时的桩顶沉降量却基本相同。分析原因:桩径增加使得桩土接触面积增加,摩阻力增加,故极限承载力得到提高。又由于桩长相同,则桩身压缩量一样,故达到极限荷载时的桩顶沉降量大小基本一样。因此对沉降有要求的工程,增加桩径来控制桩体沉降是一种较为有效的方法。

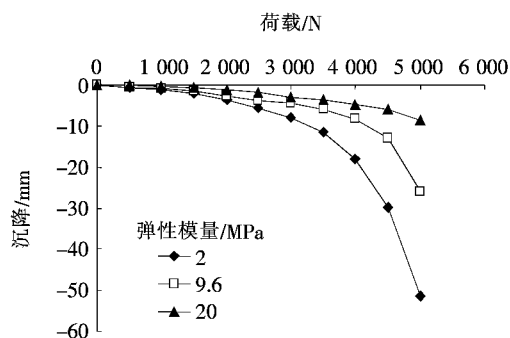
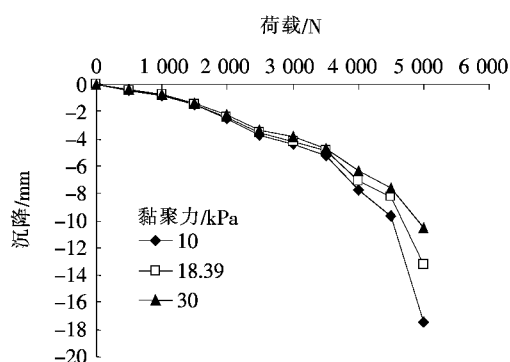
### 2.2.3 桩土弹性模量比

改变土体的弹性模量分别为 2、9.6 和 20 MPa,得到图 9 所示  $P-S$  曲线。

从图 9 可以看出:土体弹性模量的增加可以提高超长桩的极限承载力,同时减小最大桩顶沉降量。分析原因是土体弹模越大,桩土之间接触越紧密,产生的摩擦阻力就越大,且根据公式可以简单推算出桩身压缩随弹性模量的增大而减小,故可以使最大桩顶沉降量也减小。

### 2.2.4 黏聚力

改变土体黏聚力,测得数据如图 10 所示。观察发

图9 弹性模量不同时  $P-S$  曲线图10 黏聚力不同时的  $P-S$  曲线

现外荷载较小时,3条沉降量曲线几乎重合,当外载快达到极限承载力时,曲线分离,黏聚力较大的沉降量更小,能提供的极限承载力更大。分析原因可能是荷载较小时桩土相对位移还不大,而土体的黏聚力需要有一定的相对位移量才能够完全发挥。

### 3 结论

(1) 上部竖向荷载较小时,超长桩的桩顶沉降量随荷载的增加基本呈线性增长关系,曲线发展较为平缓,达到极限荷载以后出现陡然下降。其沉降量主要由桩身压缩量提供,桩端沉降只占小部分。超长桩的轴力发挥不是与上部荷载同时产生,而是随着荷载的增加逐渐向下传递,且大小随着深度加深不断减小。

(2) 荷载较小时,超长桩的侧摩阻力表现为两头小、中间大的“驼峰形”分布,随着荷载不断加大,其受力重心向下移动,逐渐演变为由浅及深的双曲线增长模型,上部桩体的侧摩阻力不再增加甚至有一定变小。其侧摩阻力与桩土相对位移的本构方程符合袁建新提出的双曲线形式模型,只是对于不同桩段系数大小不一样,桩体下部极限承载力往往更大,对应的最大相对

位移量却更小。

(3) 桩长和桩径的增加都可以提高超长桩的极限承载力,但同时也会导致桩顶沉降量的加大,故对于上部结构沉降量有要求的基础,桩长的增加需要经过沉降量验算。增加土体弹性模量和黏聚力也能够增加其极限承载力,但黏聚力的增加效果很小,不如直接利用施工工艺改变土体弹性模量,该方法更直接,效果也更好。

### 参考文献:

- [1] 朱向荣,方鹏飞,黄洪勉.深厚软基超长桩工程性状试验研究[J].岩土工程学报,2003(1).
- [2] 张凯.超长钻孔灌注桩研究现状与发展[J].山西建筑,2005(8).
- [3] Onuselu P, Yin Z. Pile behaviour in Sand through Experiments[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1998, 20(3): 85-89.
- [4] 辛公锋,张忠苗,夏唐代,等.高荷载水平下超长桩承载性状试验研究[J].岩石力学与工程学报,2005(13).
- [5] 马晔.超长钻孔灌注桩桩基承载性能的研究[D].武汉理工大学博士学位论文,2008.
- [6] 滕中正.超长灌注桩单桩承载性能研究[D].武汉理工大学硕士学位论文,2015.
- [7] 阳吉宝,钟正雄.超长桩的荷载传递机理[J].岩土工程学报,1998(6).
- [8] 郑刚,张立明,王琦.超长桩荷载传递机理有限元分析[J].天津大学学报:自然科学与工程技术版,2012(11).
- [9] 李胜利.超长大直径钻孔灌注桩承载特性研究[D].河北农业大学硕士学位论文,2014.
- [10] 徐丽娜.大直径桩基承载特性的仿真试验研究[D].吉林大学博士学位论文,2014.
- [11] 罗滔,傅少君,敖霞.超长桩竖向承载性状影响因素的有限元分析[J].中国农村水利水电,2018(1).
- [12] 邓友生,王欢,杨敏,等.毛竹微型桩支护浅基坑模型试验[J].岩土力学,2016(s2).
- [13] 梅靖宇,邓友生,王欢,等.超长桩竖向承载力模型试验研究[J].建筑结构,2017(s2).
- [14] 邓友生,梅靖宇,王欢,等.超长桩承载特性理论计算与试验方法研究[J].湖北工业大学学报,2017(5).
- [15] 方鹏飞.超长桩承载性状研究[D].浙江大学博士学位论文,2003.
- [16] 陈如桂,何继善.桩土软化作用特性的研究[J].中南大学学报:自然科学版,1997(5).
- [17] 袁建新,钟晓雄.桩荷载与变位的数值模拟分析[J].岩土力学,1991(1).