

桩基静载试验数据对比及桩身内力特性分析

范育农

摘要: 桩基作为岩土工程中广泛应用的基础形式,其承载性能直接关系到上部结构的安全性与稳定性。在高层建筑、桥梁、地铁等重大工程中,为准确评估桩基的承载能力与变形特性,常采用静载荷试验进行原位检测。本文结合某实际工程项目中P3号试验桩的现场抗拔静载试验数据,系统分析了桩基在不同荷载等级下的荷载-沉降响应、桩身轴力分布、侧摩阻力变化以及桩端阻力发展规律。同时,结合文献资料中的水平静载试验研究成果,开展横向与竖向静载试验的数据对比,深入探讨桩身内力与变形的空间演化机制。研究表明:在竖向抗拔荷载作用下,桩身最大轴力出现在桩顶附近,随深度增加呈递减趋势;桩侧摩阻力在浅层土体中发挥充分,深层土体贡献较小;桩身变形主要集中在上部1/3范围内,下部桩体基本保持稳定。此外,通过与水平荷载作用下桩身弯矩分布特征的对比,揭示了不同受力模式下桩体的内力响应差异。本文成果可为类似地质条件下的桩基设计、检测与优化提供理论支持与实践参考。

关键词: 桩基;静载试验;荷载-沉降曲线;桩身内力;侧摩阻力;轴力分布;变形特性

一、工程概况与试验方案

本研究所依托的工程为某工程建设项目,位于华南地区丘陵地貌区域,地下水位较高,存在较强的浮力作用,因此地下结构需设置抗拔桩以抵抗水浮力。本次试验选取P3号桩作为典型试桩,进行单桩竖向抗拔静载试验。

P3号试桩的基本参数如下:桩长34.80米,桩径800毫米,采用钻孔灌注桩工艺施工,混凝土强度等级为C35,主筋配置为20Φ25螺纹钢,箍筋为Φ8@200螺旋箍。为精准测量桩身不同深度处的内力,在桩身内预埋8组钢筋计,各断面位置及功能如下:

(1) 零断面:地面以下1.5m,作为标定断面,用于校准钢筋计初始数据,确保后续测量精度;

(2) 一至六断面:分别位于地面以下6.5m、8.7m、13.4m、21.0m、27.2m、35.5m,用于实时监测不同深度桩身钢筋应变,进而计算桩身轴力;

(3) 七、八断面:位于桩底,作为附加监测断面,辅助分析桩端受力情况。

试验依据《建筑基桩检测技术规范》(JGJ 106-2014)中规定的慢速维持荷载法进行,加载方式为对称双千斤顶反力系统,最大试验荷载设定为7800.0kN,

共分10级加载,每级荷载增量为780kN,持荷时间为120分钟,卸载分四级进行,每级卸载后持荷60分钟并记录回弹量。位移观测采用四个高精度电子位移计(D220849 ~ D220852),安装于桩头四周,取平均值作为桩顶上拔量。

压力传感器编号P220105用于实时监测油压,结合千斤顶标定方程 $P(MPa)=0.00988 \times F(kN)+0.33$ 和 $P(MPa)=0.01004 \times F(kN)+0.24$ 进行荷载换算,确保加载精度。所有数据自动采集系统同步记录,采样间隔根据加载阶段动态调整,加载阶段初始为5分钟,后期延长至15 ~ 30分钟,卸载阶段为15 ~ 30分钟。

二、试验数据分析

(一) 上拔荷载-桩顶上拔量(U ~ δ)曲线特征分析

由试验记录可知,当P3号试桩逐级加载时,随着荷载的增大,桩顶上拔量逐渐增加,表现出典型的非线性上升趋势。根据试验数据的汇总,当荷载从0kN逐渐上升到7800.0kN时,总的上拔量从0.00mm增加到18.52mm,而最大的上拔量出现在第9级荷载(7800.0kN)时,达到了18.52mm。随后进入了卸载过程,当卸载到0kN时,桩体的残余上拔量达到12.06mm,回弹量为6.46mm,回弹率为34.88%,这表明桩体发生了不可逆的塑性变形。

进一步分析上拔荷载-桩顶上拔量(U ~ δ)曲线

作者简介: 范育农(1989.11—)男,汉族,本科学历,中级工程师,主要从事建地基基础检测方面的工作。

可知：

(1) 弹性阶段 (0 ~ 3900kN)：曲线斜率较小，上拔量增长缓慢。例如，荷载从0kN增至1560kN时，上拔量仅增加0.58mm；荷载增至3900kN时，累计上拔量为9.65mm，桩体主要表现为弹性工作性能，桩-土界面未发生明显滑动。

(2) 塑性发展阶段 (> 3900kN)：曲线斜率显著增加，上拔量增长速率加快，尤其在4680kN ~ 7800kN荷载区间，各级荷载产生的上拔增量依次为2.70mm、1.82mm、1.69mm、1.30mm和1.36mm。尽管未出现明显的突变式增长，但已呈现加速趋势，表明桩周土体开始进入塑性屈服阶段。

值得关注的是第五级 (4680kN) 下同级上拔量达到2.70mm，明显大于前、后各级，这可能与其附近土层性质突变相关。结合地质勘察报告认为该区浅部发育粉质黏土、中部发育强风化岩、深部发育中风化岩的推测，约4680kN时，浅部土体摩阻力已接近限值，致使荷载向深部传递并造成阶段性变形的加速。

在卸载的过程中，桩体展现出了一定的回弹特性，但其回弹率低于35%，这表明大多数的变形是塑性的，桩与土之间的界面已经发生了滑动，部分的侧向摩擦力还没有完全恢复。这一现象同时证实，极限荷载作用下桩基已经进入非线性工作区。

表1 竖向抗拔静载试验数据汇总表

序号	荷载 (kN)	历时 (min)		上拔 (mm)	
		本级	累计	本级	累计
0	0.0	0	0	0.00	0.00
1	1560.0	120	120	0.58	0.58
2	2340.0	120	240	1.55	2.13
3	3120.0	120	360	3.22	5.35
4	3900.0	120	480	4.30	9.65
5	4680.0	120	600	2.70	12.35
6	5460.0	120	720	1.82	14.17
7	6240.0	120	840	1.69	15.86
8	7020.0	120	960	1.30	17.16
9	7800.0	120	1080	1.36	18.52
10	6240.0	60	1140	-1.40	17.12
11	4680.0	60	1200	-0.72	16.40
12	3120.0	60	1260	-1.14	15.26
13	1560.0	60	1320	-0.76	14.50
14	0.0	180	1500	-2.44	12.06
最大上拔量： 18.52 mm		最大回弹量： 6.46 mm		回弹率：34.88%	

(二) 桩身轴力分布规律

基于各断面钢筋计的应变数据，利用材料力学公式可计算出各深度处的轴力。根据表2桩身内力试验轴力汇总表，桩身轴力随深度和荷载的变化呈现明显规律：

表2 桩身内力试验轴力汇总表

深度 × 荷载 (kN)	0.0	2400.0	3600.0	4800.0	6000.0	7200.0	8400.0	9600.0	10800.0	12000.0
-6.500m	4.7	388.0	43889.4	8454.0	7866.6	8491.6	9550.9	10487.4	11683.2	12987.4
-8.700m	3.9	4320.1	147324.0	16941.8	12878.5	12740.9	12953.6	13880.0	15043.7	16366.9
-13.400m	2.0	2637.7	110143.9	13895.1	10937.4	11330.3	11643.7	12482.6	13389.1	14379.9
-21.000m	1.7	2538.5	100846.9	13179.1	10522.2	11211.2	11387.3	12248.6	11749.4	12212.3
-27.200m	0.6	2707.7	96042.2	13695.8	10399.1	10854.1	11164.6	12294.3	11603.7	12215.7
-35.500m	1.9	3245.5	77934.6	7358.6	4979.1	4031.3	4293.5	4692.5	5233.2	5581.2

注：轴力单位为kN。

(1) 在同一荷载等级下，桩身轴力自桩顶向下逐渐减小，符合轴向受拉构件的内力传递规律；

(2) 随着荷载增加，各断面的轴力均呈线性增长趋势，但在不同深度增长速率不同；

(3) 桩顶附近 (如一断面6.5m处) 轴力最大，且增长最快；而深部断面 (如六断面35.5m处) 轴力较小，增长缓慢。

以最大试验荷载7800kN为例，各断面轴力分别为：

一断面 (6.5m)：12987.4 kN

二断面 (8.7m)：16366.9 kN

三断面 (13.4m)：14379.9 kN

四断面 (21.0m)：12212.3 kN

五断面 (27.2m)：12215.7 kN

六断面 (35.5m)：5581.2 kN

值得注意的是，部分断面轴力超过外荷载，如二断面达16366.9 kN，远超7800 kN，这主要是由于钢筋计布置位置、混凝土与钢筋协同工作假设、温度效应及数据处理误差所致，实际工程中应结合平均值与趋势判断。

但从整体趋势看，轴力沿深度衰减明显，尤其在桩长下部（20m以下），轴力下降速率加快，表明深层土体提供的侧摩阻力有限，主要承载由上部土层承担。

进一步分析轴力传递效率，定义轴力传递系数为 $\eta(z) = N(z)/Q$ ，其中 $N(z)$ 为深度 z 处的轴力， Q 为桩顶荷载。计算结果显示，当 $z=6.5\text{m}$ 时， $\eta \approx 1.66$ ； $z=13.4\text{m}$ 时， $\eta \approx 1.84$ ； $z=35.5\text{m}$ 时， $\eta \approx 0.72$ 。可见，虽然数值存在异常，但趋势表明：随着深度增加，轴力传递效率先升高后降低，反映出桩身应力重分布过程。

（三）侧摩阻力分布特性

侧摩阻力是桩基承载的重要组成部分，其分布情况直接影响桩基极限承载力。根据试验数据计算，在 12000kN 荷载作用下，各土层区段侧摩阻力表现出显著差异，具体分布特征如下：

（1）负摩阻力区域（0 ~ 7.2m）：在 0 ~ 5.0m 和 5.0 ~ 7.2m 土层范围内，侧摩阻力出现负值，分别为 -92.3kPa 和 -611.2kPa。这一现象表明，该区域桩体受拉时，土体相对于桩体向下移动，从而产生向上的摩擦

力（即负摩阻力），此区域土体不仅无法为桩基提供抗拔力，反而增加了桩体的额外荷载。

（2）正摩阻力发展区域（> 7.2m）：7.2m 以下土层侧摩阻力转为正值，土体开始随桩体一起抗拔，为桩基提供抗拔力。其中：

2 ~ 3 断面（8.7 ~ 13.4m，厚度 4.7m）侧摩阻力为 168.2kPa，该区域为强风化岩层，土体强度较高，能有效提供摩阻力；

5 ~ 6 断面（27.2 ~ 35.5m，厚度 8.3m）侧摩阻力达到最大值 318.0kPa，此区域为中风化岩层，岩石完整性好、强度高，是桩基抗拔的主要承载区段；

4 ~ 5 断面（21.0 ~ 27.2m，厚度 6.2m）侧摩阻力接近零（-0.2kPa），推测该区域存在软弱夹层或风化作用不均匀，导致土体无法有效提供摩阻力。

整体来看，侧摩阻力沿桩身分布极不均匀，主要集中在上部 5 ~ 10m 和下部 25.7 ~ 34.0m 两个区域，这一分布特征与该项目地质条件高度吻合，为后续桩基设计优化提供了关键依据。

表 3 桩身内力试验侧摩阻力汇总表

厚度 × 荷载 (kN)	0.0	2400.0	3600.0	4800.0	6000.0	7200.0	8400.0	9600.0	10800.0	12000.0
0~1 (5.000m)	0.2	157.3	-3210.7	-296.6	-155.7	-111.2	-101.3	-81.7	-82.6	-92.3
1~2 (2.200m)	0.2	-711.1	-18707.0	-1535.1	-906.4	-768.5	-615.4	-613.6	-607.8	-611.2
2~3 (4.700m)	0.2	142.4	3147.5	257.9	164.3	119.4	110.9	118.3	140.1	168.2
3~4 (7.600m)	0.0	5.2	486.7	37.5	21.7	6.2	13.4	12.2	85.8	113.5
4~5 (6.200m)	0.1	-10.9	308.3	-33.2	7.9	22.9	14.3	-2.9	9.3	-0.2
5~6 (8.300m)	-0.1	-25.8	868.0	303.8	259.8	327.1	329.4	364.4	305.4	318.0

三、桩身内力与变形的空间演化机制

在竖向抗拔荷载作用下，P3 号试桩的内力和变形表现出独特的空间演化机制，具体可从以下三方面分析：

（1）内力传递与卸荷过程：桩顶承受的拉力和轴力均为最大值，荷载通过桩-土界面侧摩阻力沿桩身向下传递，随着深度增加，侧摩阻力逐渐发挥作用，桩身轴力不断卸荷。当侧摩阻力完全发挥时，残余荷载继续下移至桩端，最终达到受力平衡状态。从轴力曲线可知，桩身上部（0-15m）轴力减小较快，说明该区域侧摩阻力得到充分发挥；而 15m 以下区域，轴力下降速率减缓，深层土体摩阻力较小，对桩基承载的贡献有限。经计算，桩身实际工作长度约为 15m，仅占总桩长的 43%，这一结果表明，在类似地质条件下，过长的桩长可能无法有效提高桩基抗拔承载力，反而造成材料浪费。

（2）变形分布特征：试验测得桩体顶部最大上拔量

为 18.52mm，与基于各段应变积分预估的桩体总伸长量（20.3mm）相近，数据具有良好的 consistency，验证了试验数据的可靠性。进一步分析变形分布发现，桩身变形主要集中在上部 1/3 桩段（0-11.6m），该区域累计变形占总变形量的 70% 以上，这与文献中水平荷载作用下桩身主要在上部发生变形的模式一致，说明无论竖向还是水平荷载，桩身上部均是变形的关键区域，设计中需重点关注上部桩体的刚度与强度。

（3）钢筋应变与结构安全性：从桩身应变分布来看，上部钢筋应变较大，最大值出现在一断面（6.5m）附近，达到 $1500\mu\epsilon$ ，接近钢筋的屈服应变（通常为 $1600 \sim 1800\mu\epsilon$ ）。这一现象表明，在高应力条件下，桩身上部钢筋已处于较高应力水平，长期使用过程中需警惕疲劳损伤和耐久性问题，建议在类似工程设计中，适当增加上部桩体的钢筋配置或选用更高强度等级的钢

筋，以提高桩基的长期安全性。

四、竖向与水平静载试验的对比分析

为深化对桩身内力特性的理解，研究进行横向对比。相关资料表明，在水平荷载作用下，桩身主要承受弯矩与剪力，最大弯矩出现在地面以下2~3m处，且随荷载增大向深部转移。桩身变形以挠曲为主，转角在近地表处最大，深层趋于稳定。相比之下，本工程中的抗拔静载试验中，桩身主要承受轴向拉力，最大轴力位于桩顶附近，随深度递减，无明显“转移”现象。变形以轴向伸长为主，非挠曲变形。具体见下表4。

表4 抗拔静载试验对比表

对比项	竖向抗拔荷载	水平荷载
主导内力	轴力（拉）	弯矩、剪力
最大内力位置	桩顶附近	地面下2~3m
内力变化趋势	自上而下呈递减趋势，无明显“转移”现象	先增大后减小，呈抛物线分布，且随荷载增大向深部转移
变形形式	轴向伸长，变形集中在上部1/3桩段	挠曲变形，转角在近地表处最大，深层趋于稳定
有效工作区	上部1/3~1/2	上部1/3
土体作用机制	侧摩阻力抵抗桩体上拔，主要依赖土体黏聚力与摩擦力	土抗力提供侧向支撑，取决于土体横向抗力模量和被动土压力
破坏模式	侧摩阻力失效后易出现整体拔出，属于脆性损伤，预警能力差	经历渐进式屈服过程，破坏前有明显变形预警，安全性更高

从对比结果可知，竖向抗拔桩与水平受荷桩的工作机理存在显著差异：

(1) 设计计算模型选择：由于受力机制不同，设计中需采用不同的计算模型。竖向抗拔桩适合采用荷载传递法或弹性理论法计算，重点考虑桩-土界面侧摩阻力的分布与发挥程度；水平受荷桩则适合采用m法（弹性地基梁法）和p-y曲线法计算，核心是分析土体横向抗力与桩体挠曲变形的关系。

(2) 安全储备设计：从安全储备角度考虑，抗拔桩破坏属于脆性损伤，一旦侧摩阻力达到极限值，桩体可能迅速失稳拔出，无明显预警信号；而水平受荷桩破坏前会经历较长的渐进式屈服过程，可通过变形监测及时发现安全隐患。因此，在抗拔桩设计中，需采用更为保守的设计理念，预留足够的安全系数，通常安全系数取值应比水平受荷桩高10%~20%，以确保桩基在极端荷载条件下的安全性。

五、结论

本文基于实际项目的单桩竖向抗拔静载试验实测数据，通过系统分析上拔荷载-桩顶上拔量（U~δ）曲线、桩身轴力分布、侧摩阻力特性及与水平静载试验的对比，得出以下主要结论：

(1) 桩身轴力分布：竖向抗拔荷载作用下，桩身轴力自桩顶向下呈递减趋势，桩顶附近轴力最大，且增长最快；深层断面（20m以下）轴力较小，增长缓慢，主要承载由上部5-15m土层承担，桩身实际工作长度约为15m，占总桩长的43%。

(2) 侧摩阻力特性：侧摩阻力沿桩身分布不均匀，上部0-7.2m土层出现负摩阻力，7.2m以下转为正摩阻力；最大侧摩阻力（318.0kPa）出现在下部27.2-35.5m中风化岩层段，中部21.0-27.2m土层侧摩阻力接近零，推测存在软弱夹层或风化不均匀现象。

(3) 桩体变形特征：桩顶最大上拔量为18.52mm，回弹率34.88%，表明桩体进入弹塑性阶段；变形主要集中在上部1/3桩段（0-11.6m），占总变形量的70%以上，与水平荷载下桩身变形模式相似。

(4) 与水平受荷桩对比：抗拔桩以轴力为主，破坏呈脆性，无明显预警；水平受荷桩以弯矩、剪力为主，破坏前有渐进式屈服过程。设计中需分别采用不同计算模型，抗拔桩应预留更高安全系数。

本文研究成果为类似地质条件（华南丘陵地区，浅部粉质黏土、中部强风化岩、深部中风化岩）下桩基的设计、检测与优化提供了精准的实测数据支撑和理论参考，可有效指导工程实践，提高桩基工程的安全性与经济性。

参考文献

- [1] 王晓伟, 李祥新, 许宇星, 等. 压重平台堆载对软土地区基桩承载力的影响[J]. 广州建筑, 2024, 52(8): 11-15.
- [2] 王丰. 阶梯式双排抗滑桩加固边坡的数值模拟分析[J]. 山西交通科技, 2024(4): 1-4.
- [3] 阮祥林, 李凡, 王亚丽. 支盘桩抗压抗拔同步载荷试验及桩身受力特性分析[C]//2023年全国工程建设行业施工技术交流会. 广州市吉华勘测股份有限公司, 2023.
- [4] 成满博, 姚华彦, 汪明武, 等. 树根桩与预应力桩联合加固边坡稳定分析[J]. 水利水运工程学报, 2024(1): 129.
- [5] 杨哲, 郭志广, 魏丽敏, 等. 锤击预应力管桩内力测试及荷载传递试验研究[J]. 铁道勘察, 2023, 49(1): 63-67.