

饱和砂层场地振冲挤密对桩基础性能影响试验研究

马锡洋, 杨梦雪, 王 雪, 吴金悦, 李晓光*

河北工程技术学院土木与建筑学院, 河北 石家庄

收稿日期: 2026年6月12日; 录用日期: 2026年7月20日; 发布日期: 2026年7月28日

摘 要

本文针对易液化饱和砂土地基, 通过现场静载试验研究了振冲挤密工序(先挤密地基再制桩基础与先制桩基础后再挤密)对单桩承载性能的影响。本次试验结果显示: 挤密工序先后对单桩水平与竖向承载力影响不大, 二者较天然地基均有显著提升, 幅度基本一致。水平受荷时, 后挤密桩因土-桩契合更好, 桩身最大弯矩和挠度更小; 竖向受荷时桩基呈摩擦桩特性, 挤密后桩侧摩阻力贡献占比约70%以上。研究指出, 计算中须考虑扩径段对桩侧面积的影响, 并测得天然地基与挤密地基的桩土滑移极限位移分别为0.035 D与0.06 D。

关键词

饱和砂层, 振冲挤密, 静载试验, 承载性能

Experimental Study on the Impact of Vibroflotation Compaction of Saturated Sand Stratum Sites on the Performance of Pile Foundations

Xiyang Ma, Mengxue Yang, Xue Wang, Jinyue Wu, Xiaoguang Li*

School of Civil Engineering and Architecture, Hebei University of Engineering Technology,
Shijiazhuang Hebei

Received: June 12, 2026; accepted: July 20, 2026; published: July 28, 2026

*通讯作者。

文章引用: 马锡洋, 杨梦雪, 王雪, 吴金悦, 李晓光. 饱和砂层场地振冲挤密对桩基础性能影响试验研究[J]. 地球科学前沿, 2026, 16(7): 1117-1130. DOI: 10.12677/ag.2026.167100

Abstract

Aiming at easily liquefiable saturated sandy soil foundations, this paper investigates the influence of vibroflotation compaction sequences (compacting the foundation before pile construction versus constructing piles before foundation compaction) on the bearing performance of single piles through field static load tests. The test results show that the sequence of compaction procedures has little effect on the horizontal and vertical bearing capacity of single piles; compared with that of natural foundations, the bearing capacity of single piles under both compaction sequences is significantly improved, with the improvement range being basically consistent. When subjected to horizontal loading, the post-compaction piles exhibit smaller maximum bending moment and deflection of the pile shaft due to the better soil-pile interaction. When subjected to vertical loading, the pile foundation presents the characteristics of friction piles, and the contribution of pile side friction resistance accounts for more than 70% after compaction. This study indicates that the influence of the expanded diameter section on the lateral area of the pile must be considered in calculation, and the ultimate slip displacement of pile and soil in natural foundations and compacted foundations are measured as 0.035 D and 0.06 D, respectively.

Keywords

Saturated Sand Layer, Vibroflotation Compaction, Static Load Test, Bearing Capacity Performance

Copyright © 2026 by author(s) and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY 4.0).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

1. 引言

钻孔灌注桩因施工扰动小,广泛应用于城市密集建筑区。然而,在饱和砂层等软弱地基中,桩基础难以承受大荷载。动荷载作用下,饱和砂体骨架收缩、孔压增大、有效应力降低,强度减弱;当孔压比达1时,砂体强度趋近于零,即发生液化。液化使地基承载力与侧摩阻力大幅下降,导致桩基失稳、上部结构破坏。因此,研究液化对桥梁桩基的影响及处理对策,是土-结构动力相互作用的重要课题。已有学者对此开展了深入工作。

振冲法是抗震液化处理中成熟且有效的方法,处理深度可达10~20 m。其加固饱和砂土的原理包括:振冲器高频振动使土体结构破坏,颗粒重排趋于密实;以及填料侧向挤压,减小孔隙、提高密实度。Jinqiao Zhao等[1]-[3]通过振动台试验验证了振冲挤密对地基的加密作用及抗震提升效果;Wu Q等[4]通过群桩试验揭示了桩-土-上部结构体系的地震响应。Nagula等[5]数值研究表明,砂土渗透率越高,振冲响应越好。

目前研究多聚焦于振冲挤密对地基的加固效果,较少涉及对桩基础的影响。实际工程中,常存在未加固地基直接成桩的情况,后续需补强处理,这势必对既有桩基产生扰动。为此,本文通过现场振冲响应测试和静载试验,研究振冲挤密工序对桥梁桩基础的影响,分析后挤密地基中桩基的受力机理与荷载传递特性,为饱和砂层中桩基础补强处理提供参考。

2. 试验方案

试验场地地处华北平原单元,地势呈西北高、东南低的特点,场地内上部地层以新近沉积的细砂、中砂为主,下部为第四纪沉积层,包含大量细、中砂,粉土、粉质黏土等,地表堆积层为人工填土。

2.1. 试验桩设置

本次试验共设水平和竖向两组静载试验，每组三根试验桩。桩径 1 m，桩长 7 m，天然地基、预挤密和后挤密地基工况下的单桩类型各一根，其中水平静载试验组相应桩号为 D1、D2、D3，竖向静载试验组对应桩号为 P1、P2、P3。各工况上的地基挤密桩参数均相同，挤密桩径 0.8 m，桩长 7 m，桩位布置见图 1。

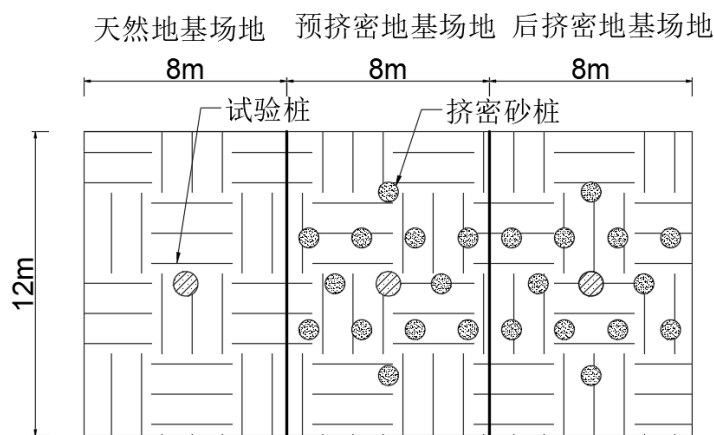


Figure 1. Site parking space arrangement
图 1. 场地桩位布置

2.2. 传感器安装

水平静载试验采用 1 台 200 t 电动油压千斤顶施加卸载水平力，由试验荷载通过预制混凝土配重块堆载提供。桩顶空出 1 m 距离以便用于水平加载。水平位移采用电阻式位移传感器量测，同时在试桩内预埋测斜管，采用测斜仪测试各测试截面的水平位移。桩身应变采用钢筋应力计量测，钢筋应力计沿受力方向成对称布置在远离中性轴的受拉和受压主筋上，地表桩顶附近及 0 m 以下间隔 2 m 埋深处各布置 1 对，每根桩共布置 4 对。

竖向静载试验设备则沿用水平静载试验，桩顶无需伸出地表，在竖向加载试验之前需做好桩帽使得桩顶受力均匀。竖向静载试验主要关注桩的承载力方面，因此只要沿桩身布置钢筋应力计和测斜仪。钢筋应力计分别在 0/1/3/5/7 m 各布置一对，每根桩共布置 5 对。测斜仪可沿桩身均匀布置。

2.3. 静载试验加载方法

试验采用慢速维持荷载法，实验加、卸载要求参照《公路工程基桩检测技术规程 JTG T 3512-2020》[6]进行。

3. 试验结果分析

3.1. 水平静载试验结果分析

3.1.1. 荷载 - 位移分析

图 2 表明，三根单桩在水平受荷时的 Q-s 曲线均呈现缓变型的非线性变化趋势，没有明显的塑性破坏点。在三者的承载性能方面： $D3 > D2 > D1$ 。从成桩流程方面分析，挤密处理后的地基更加密实，使得单桩能够承受较大荷载而变形更小。后挤密处理地基上的单桩在水平静载全过程中的沉降值始终小于预

挤密地基单桩, 考虑到预挤密地基后再灌注桩基础可能会对已经密实的地基造成扰动导致二次松散状态, 桩与周围土体或有间隙, 使得土体对桩的水平抗力减小, 而后挤密处理方法始终使得试验桩与周围土体紧密契合, 在承担水平荷载的性能上就更胜一筹。

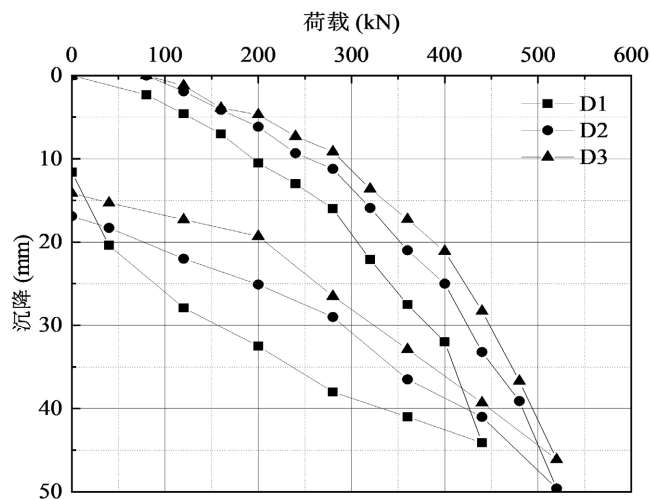
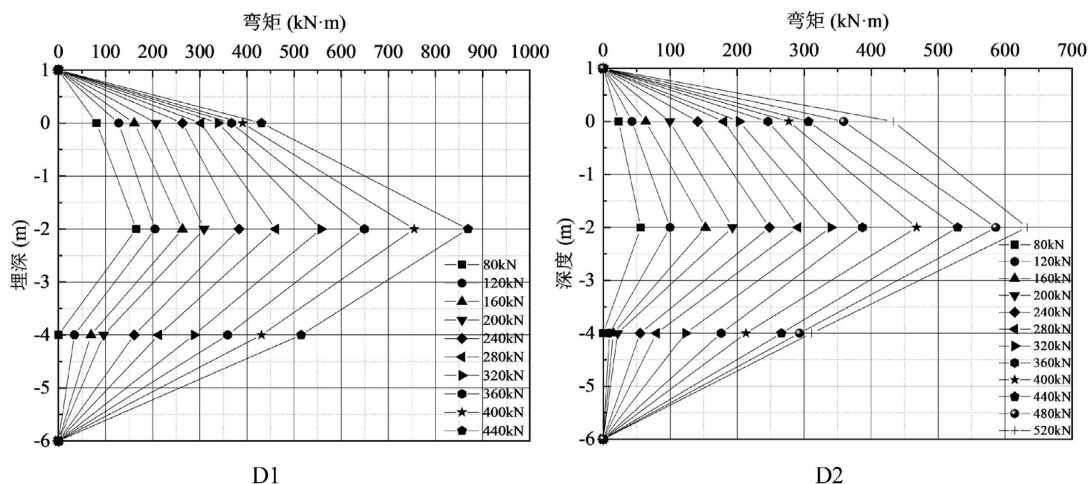


Figure 2. Pile head load-settlement curve
图 2. 桩顶荷载 - 沉降曲线

3.1.2. 桩身弯矩分析

分析图 3 三种工况下桩身弯矩变化曲线可知, 桩顶(即加载端)由于没有约束, 可认为是自由条件, 弯矩为 0。然后将弯矩曲线可分为两部分, 1~0 m 为地面段, 这部分除了桩顶荷载作用外桩身并不受力, 0 m 以下为入土段, 这部分由于桩顶荷载而产生桩水平位移后受到来自周围土体施加的横向水平抗力。所以桩身弯矩在随深度增加部分, 其增速也并不相同, 入土段的弯矩随深度增速明显放缓。弯矩在-2 m 左右处达到最大值, 取三根桩在各自极限荷载作用下的弯矩峰值点作为桩身设计弯矩控制点, 分别为 869 kN·m、633 kN·m、517 kN·m。弯矩随后沿深度衰减, 需要注意的是, 由于所设测点距离稍大, 并不能完全真实反映桩身弯矩变化趋势(弯矩分布类型应该是呈反“S”缓变曲线, 并非直线变化)。通常弯矩衰减段作为反向弯曲段, 会存在一反弯点, 即弯矩最小处, 在一小段范围内为负弯矩, 图中没有体现出来这部分曲线主要是因为测点间距过大略过了负弯矩段, 以及负弯矩值过小, 低于测量仪器的精度。



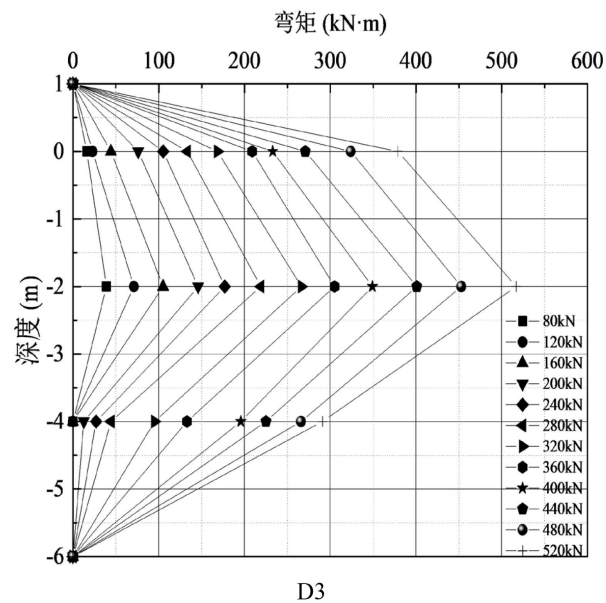
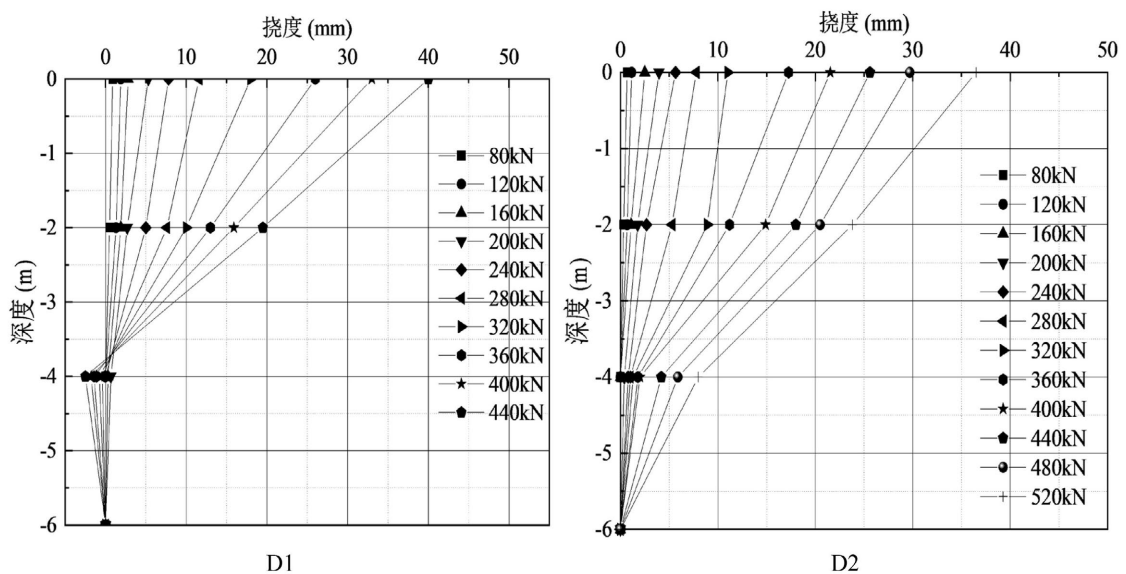


Figure 3. Comparison of the distribution of the pile body bending moment with depth under three working conditions
图 3. 三种工况下桩身弯矩随深度分布对比

3.1.3. 桩身挠度分析

在试桩内预埋测斜管，采用测斜仪测试各测试截面的水平位移值，作为各截面挠度值，试验桩在各级荷载作用下单桩 D1、D2、D3 桩身挠度分布图如图 4 所示。

由图 4 可知，单桩桩顶相对泥面标高为 1 m，加载点于桩顶下 50 cm。水平受荷单桩水平位移随深度呈非线性变化，加载点水平位移最高，三根桩在极限荷载等级下作用下的最大挠度分别为 40 mm、36.5 mm、35 mm。此外，可以看到加载至较高荷载时，天然地基桩基础在位移零点以下出现一段小幅负位移，并且随着荷载的增大其相对应的负位移段的挠度变形越大。而在挤密处理过的地基的单桩上却并无负位移段，足见挤密处理对桩身横向变形有着较好的限制，且从曲线上来看，后挤密处理对桩身横向变形的限制更好，使其产生的挠曲变形更小。



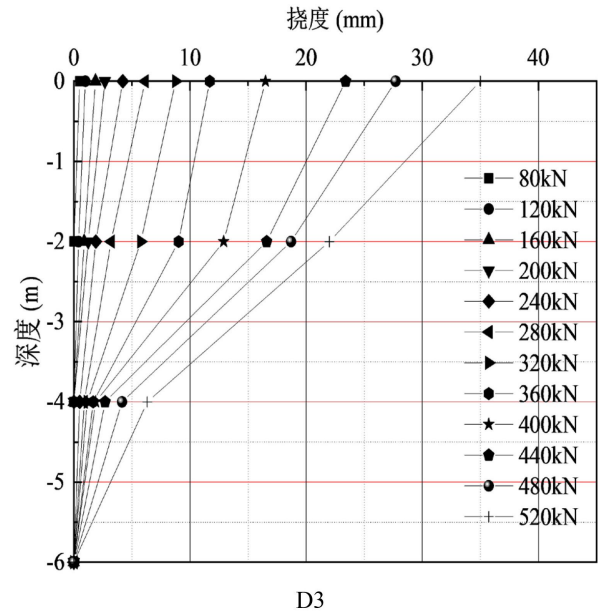


Figure 4. Comparison of the distribution of pile deflection along the depth under three working conditions
图 4. 三种工况下桩身挠度随深度分布对比

3.2. 竖向静载试验结果分析

3.2.1. 荷载 - 位移分析

根据三次静载试验数据，绘制桩顶荷载 Q 和沉降位移 S 关系的汇总曲线，见图 5。可以看出，三种地基工况下的抗压桩在达到极限破坏之前，总体沉降位移曲线呈缓变型。桩顶荷载初始加载时，桩身与桩周土结合良好，表现为桩与土共同下沉，此时曲线接近于平缓阶段；桩顶逐步加载时，桩体沉降大于土体沉降，桩土相对位移增大，此后沉降曲线有了明显加速增长。

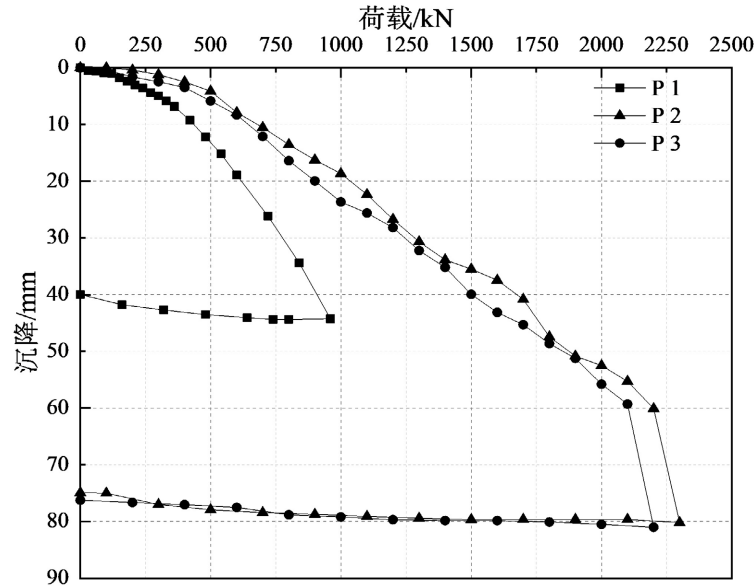


Figure 5. The Q-S summary curves under three working conditions
图 5. 三种工况下 Q-S 汇总曲线

从图6三种工况下沉降随时间加载变化曲线来看,预挤密地基、后挤密地基桩基础分别在2200 kN、2300 kN时 S-logt 曲线有明显下弯趋势,沉降陡增,满足终止加载标准要求。从回弹曲线来看,预挤密地基、后挤密地基桩基础仅回弹了5.26 mm、4.74 mm,远小于最大沉降量,也能证明在各点处发生了塑性破坏。挤密处理地基上的抗压桩在同等桩顶荷载作用下的沉降远小于天然地基,而后挤密地基抗压桩相比预挤密地基抗压桩,荷载-沉降曲线几乎接近,这说明对地基的补强处理亦能使桩基础竖向承载力获得与预先挤密处理地基桩基础同等水平的提高。取桩基础未破坏时的最大桩顶荷载为单桩竖向极限承载力,则预挤密、后挤密地基工况下的承载力值为2200 kN、2100 kN。由于天然地基单桩静载试验设计加载等级较小,导致试验租赁场地时间不足,在进行静载试验时未加载至桩体破坏就进行卸荷,因此后续通过数学模型来完善天然地基荷载沉降曲线,预测其极限承载力值。

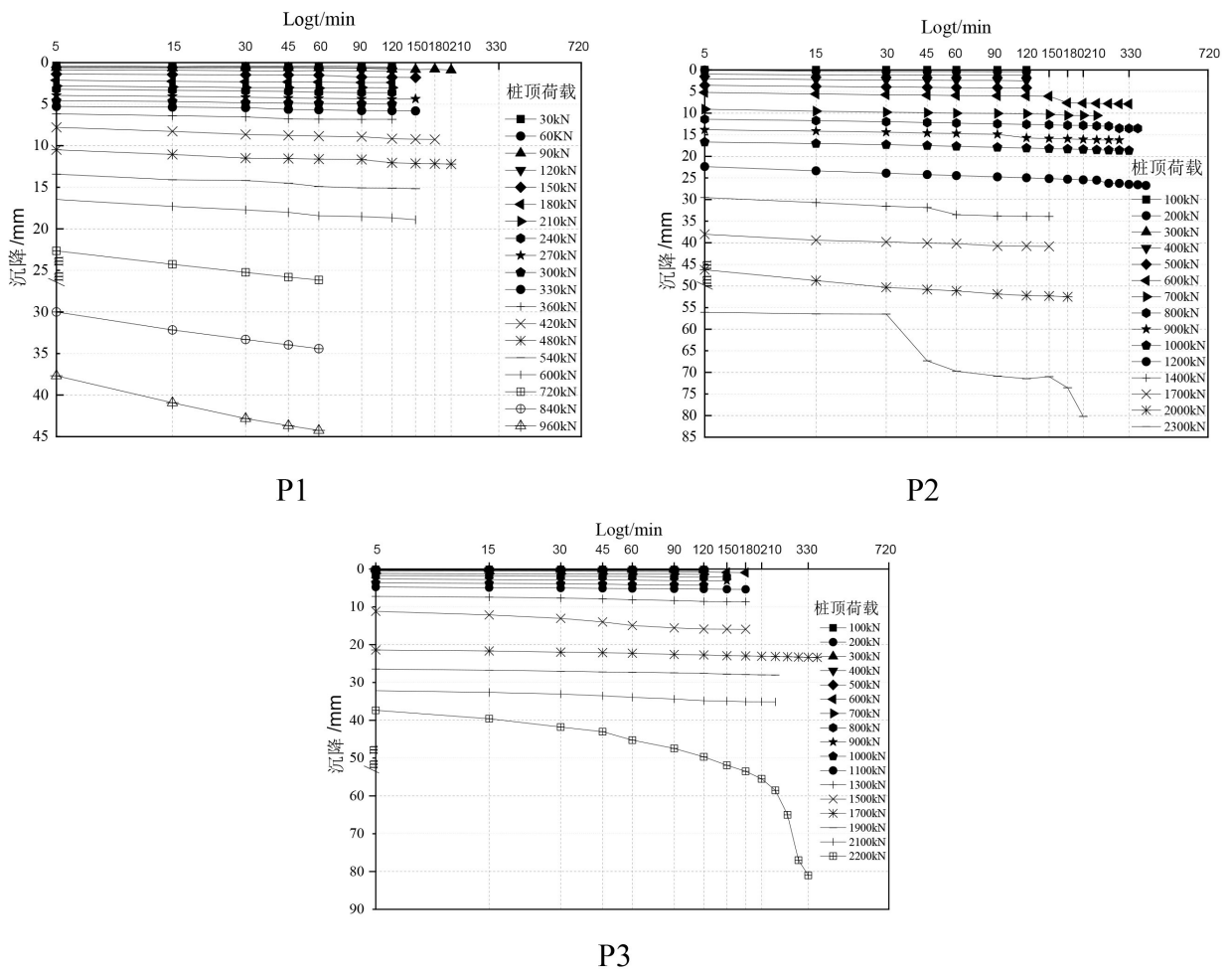


Figure 6. Comparison of S-logt curves under three working conditions

图6. 三种工况下 S-logt 曲线对比

单桩竖向抗压极限承载力模型本文通过对常用的指数曲线、调整双曲线模型进行对比分析,选择合适的函数模型预测天然地基单桩竖向抗压极限承载力。

1) 指数曲线模型[7]

用指数形式的方程描述桩 Q-S 曲线关系:

$$P=Q_{\max }\left(1-e^{-a_1-S}\right) \quad (1)$$

式中： P ——桩顶拟合荷载，kN；
 $Q_{\max}$ ——单桩承载的最大荷载，即破坏荷载，kN；
 S ——桩顶沉降，mm；
 a_1 ——沉降衰减因子， mm^{-1} 。
解出 $Q_{\max}$ 、 a_1 后代入上式，求得桩顶拟合荷载，进行误差分析。

2) 调整双曲线模型

由于双曲线预测模型中，极限承载力是在假设桩顶沉降 $S \rightarrow \infty$ 时取得的[8]，实际加载时并不可能会出现这种情况，导致双曲线模型拟合出的极限承载力有较大误差。为此，采用调整双曲线模型进行预测：

$$P=\frac{S}{a S+\frac{b S}{S^{1.5}+S_{n-1}+c}} \quad (2)$$

式中： P ——桩顶荷载，kN；
 S ——桩顶预测沉降，mm；
 S_{n-1} ——倒数第二级桩顶荷载下的实测沉降值，mm；
 a 、 b 、 c ——拟合参数。
令 $y=\frac{S}{P}, x_1=S, x_2=\frac{S}{S^{1.5}+S_{n-1}}$ ，则上式变为 $y=a x_1+b x_2+c$ ，通过二元线性回归解的参数 a 、 b 、 c ，代入曲线模型公式，求得同荷载下的桩顶预测沉降值，进行误差分析。

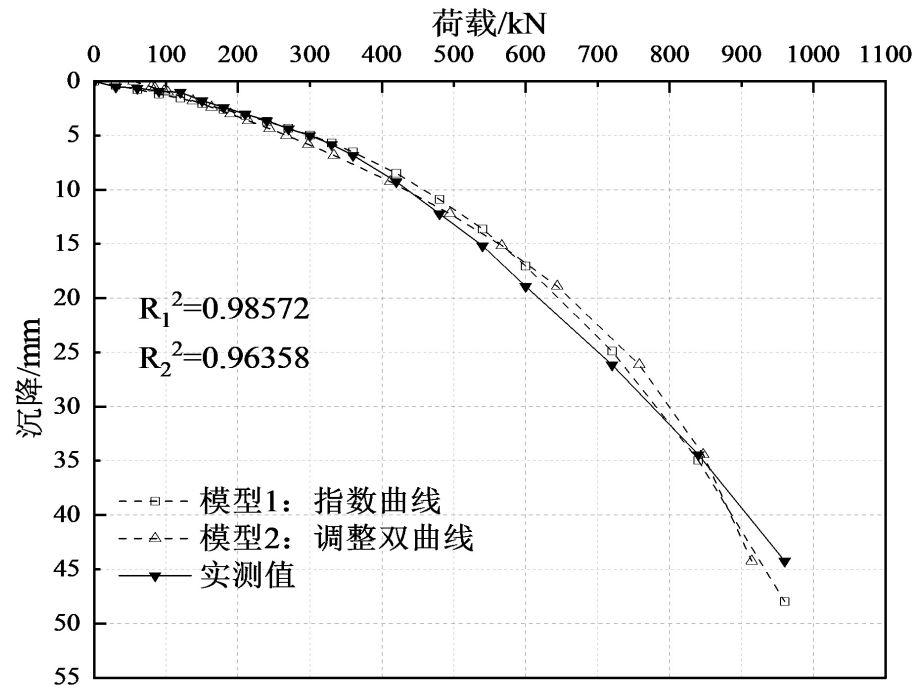


Figure 7. Comparison of fitted curves
图 7. 拟合曲线对比

Table 1. Analysis of relative error between measured values and fitted values
表 1. 实测值与拟合值相对误差分析

实测值		调整双曲线模型		指数曲线模型	
桩顶荷载/kN	桩顶位移/mm	拟合沉降/mm	相对误差/%	拟合荷载/kN	相对误差/%
0	0	0	-	54.9545	-
30	0.52	0.38199	27%	79.618	165%
60	0.62	0.76909	24%	84.2883	40%
90	0.9	1.1751	31%	97.2423	8%
120	1.01	1.57804	56%	102.282	15%
150	1.79	2.07221	16%	137.24	9%
180	2.39	2.67864	12%	163.223	9%
210	3.02	3.72111	23%	189.684	10%
240	3.62	3.88964	7%	214.126	11%
270	4.37	4.92333	13%	243.67	10%
300	4.99	4.26213	15%	267.275	11%
330	5.82	5.19165	11%	297.758	10%
360	6.83	6.51879	5%	333.194	7%
420	9.26	8.47459	8%	411.502	2%
480	12.21	10.8914	11%	494.69	3%
540	15.17	13.6143	10%	566.756	5%
600	18.91	17.0384	10%	643.883	7%
720	26.15	24.8864	5%	757.971	5%
840	34.42	34.9513	2%	846.741	1%
960	44.25	47.9826	8%	914.218	5%

从图 7 三条拟合曲线的对比来看,指数曲线模型比调整双曲线模型与实测荷载-沉降曲线吻合较好,相关系数也比双曲线模型更高。从表 1 误差分析可知,除去个别较大的极端值外,指数函数与实测值的相对误差明显更小,尤其是在加载到更大荷载时,指数函数与实测值的相对误差几乎在 7% 以下,因此选择指数曲线模型来预测单桩竖向抗压极限承载力。修正后的三种工况下荷载沉降曲线对比见图 8。

利用指数曲线模型求得的天然地基单桩竖向抗压极限承载力取值按照 $D = 1000 \text{ mm}$ 的灌注桩取 0.05 D 沉降计算桩顶预测荷载,求得单桩竖向抗压极限承载力为 959.93248 kN,取 960 kN。

比较三种地基工况对桩基础承载性能的提升一致:后挤密地基单桩极限竖向承载力相较于天然地基单桩提升了 118.8%,预挤密地基单桩极限竖向承载力则提升了 129.2%。

3.2.2. 桩身轴力分析

在计算桩身轴力时,钢筋和混凝土浇筑在一起,假定二者变形一致,则 i 个钢筋计深度处的桩身轴力 F_i 可表示为:

$$F_i = E_c A_c \varepsilon_{si} = E_c A_c \frac{\sigma_i}{E_s} \quad (3)$$

式中： E_c ——钢筋混凝土复合模量，kPa；
 A_c ——桩截面积， m^2 ；
 ε_{si} ——在 i 个钢筋计深度处截面应变；
 σ_i ——第 i 个钢筋计深度处钢筋应力，kPa；
 E_s ——钢筋截面积， m^2 。

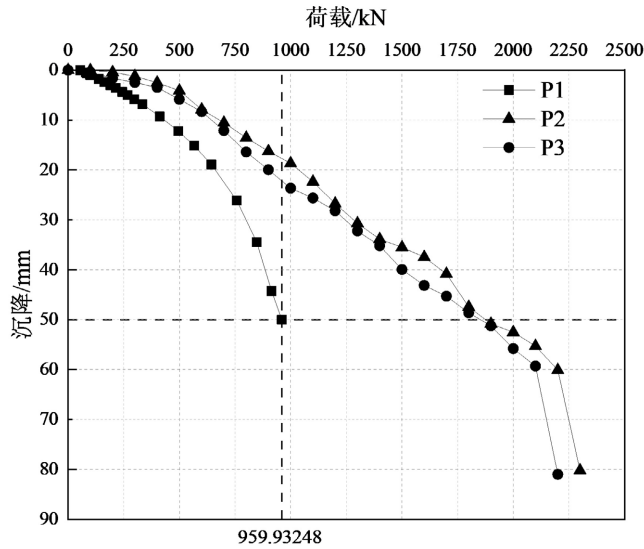
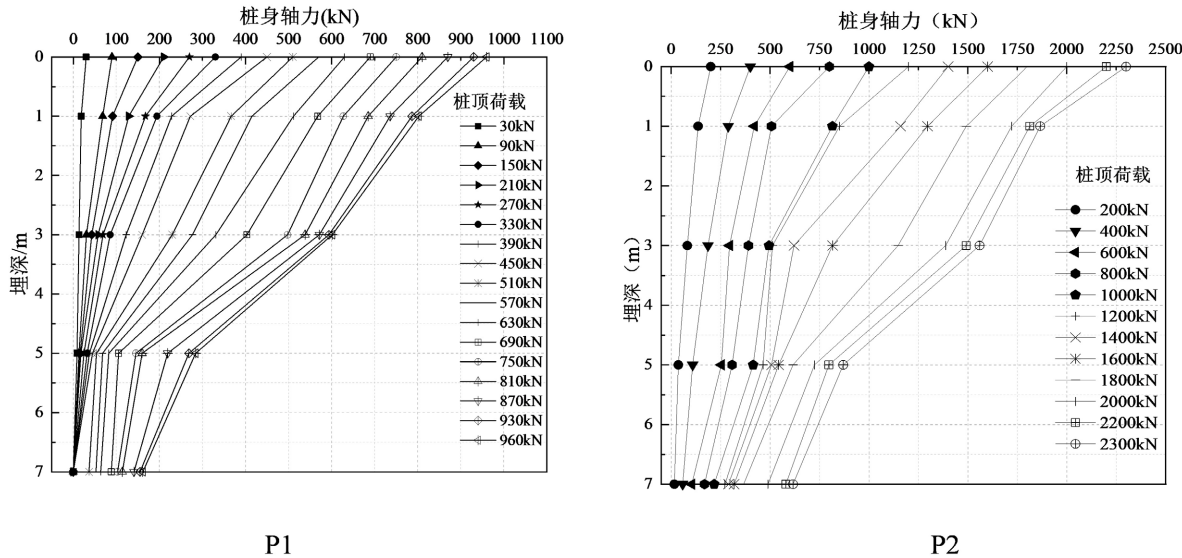


Figure 8. Comparison of the corrected load settlement curve
图 8. 修正后的荷载沉降曲线对比

实测得到各级荷载下钢筋应变并计算得到的桩身轴力，见图 9。三种工况的抗压桩桩身轴力均沿深度减小[9]，此过程中主要是桩身的侧摩阻力自上而下在发挥作用。尤其是当加载的桩顶荷载较小时，由于侧摩阻力的存在而使得传到桩端的桩身轴力几乎为 0。而随着桩顶荷载的增大，可以看见传到桩端的轴力也开始逐渐增大。计算桩身轴力主要为了后续研究桩侧摩阻力和端阻力的发挥。



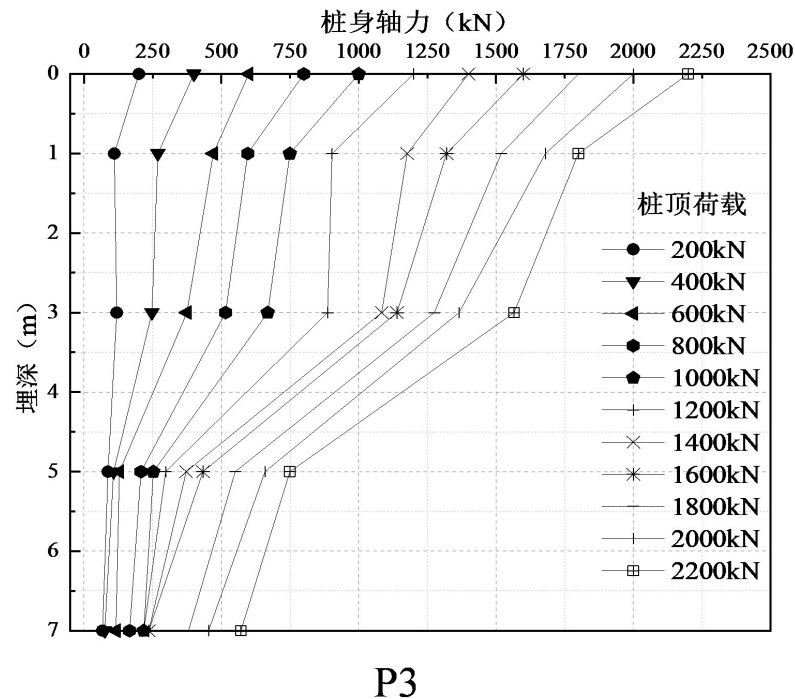


Figure 9. Comparison of axial force distribution of the pile body under three working conditions with respect to depth
图 9. 三种工况下桩身轴力随深度分布对比

3.2.3. 桩侧摩阻力及桩端阻力分析

关于桩侧摩阻力计算, 假定各桩体深度段桩侧摩阻力相同, 由于试验采用的是慢速维持荷载法, 因此可以认为在整个加载过程中桩体(包括各深度分段桩体)始终处于受力平衡状态。由此可得各深度分段桩侧平均摩阻力 q_{si} 计算公式:

$$q_{si} = \frac{Q_i - Q_{i+1}}{A_i} \quad (4)$$

式中: Q_i 、 Q_{i+1} ——分别为第 i 、 $i+1$ 断面轴力;

A_i ——第 i 断面桩侧面积。

计算得到三种工况抗压桩桩侧摩阻力分布, 如图 10。

灌注桩的桩侧摩阻力分布为异步发挥。在桩顶荷载作用下, 上部的侧摩阻力率先发挥作用, 下部的侧摩阻力则承担剩下部分传递到桩身的荷载, 因此整体曲线应该是侧摩阻力自上而下沿深度阶梯衰减, 尤其是当上部侧摩阻力达到极限后, 不再增加, 后续继续增加桩顶荷载, 则下部的侧摩阻力在未达到极限摩阻力之前也逐渐增大[10]。

如图所示, 三种工况抗压桩并非沿深度阶梯衰减, 在 3~5 m 深度段桩体均有不同程度的增长, 考虑到灌注试桩采用 2 节 3 m 长钢护筒拼接而成, 因此在灌注时, 护筒连接段存在桩体扩径现象, 计算时仍取原来的桩断面积使得此段内的侧摩阻力偏大。从三种工况的侧摩阻力曲线来看, 天然地基桩基础的侧摩阻力在 0~55 kPa 内, 预挤密地基桩基础的侧摩阻力在 0~140 kPa 内, 后挤密地基桩基础在 0~130 kPa 内。后挤密地基的极限侧摩阻力接近于预挤密地基桩基础极限侧摩阻力, 极限侧摩阻力和单桩竖向极限承载力增长情况一致。这也证明了在地基处理工况中, 即是补强处理地基仍能达到预先加固地基对桩基础承载性能的同等提升水平。

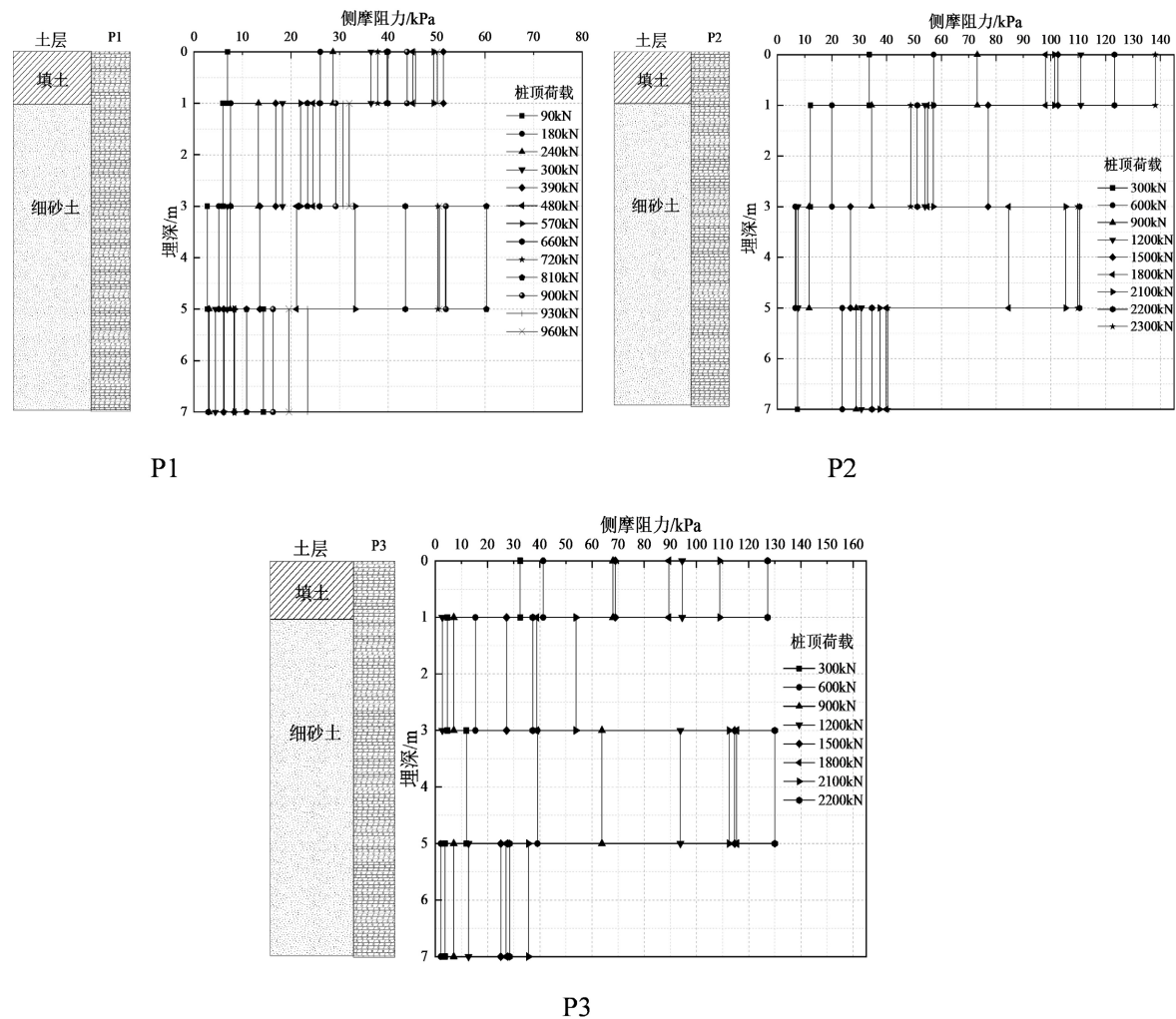


Figure 10. Comparison of the distribution of 桩 side friction resistance with depth under three working conditions
图 10. 三种工况下桩侧摩阻力随深度分布对比

取传递到桩端的桩身轴力值为桩端阻力值，见图 11。从桩端阻力发挥占比曲线来看，天然地基桩基础和挤密处理地基桩基础均在 30%以下，也就是说在加载过程中，主要是桩侧摩阻力承担了大部分的桩顶荷载，该桩型为端承摩擦桩。三种工况的桩端阻力发挥前期增长较快，后期逐渐减缓。挤密处理地基桩基础的桩端阻力发挥占比要远强于天然地基，后挤密地基桩基础桩端阻力发挥占比略大于预挤密地基，因为在桩侧摩阻力的发挥上，预挤密地基工况要稍优一点，预挤密地基桩基础桩侧摩阻力分担的桩顶荷载要比后挤密地基更多。

3.2.4. 桩土相对位移分析

桩土相对位移量 δ_i 计算公式：

$$\delta_i = \delta_0 - \sum_{j=1}^i \frac{L_i}{2} (\varepsilon_j + \varepsilon_{j+1}) \quad (5)$$

式中： δ_0 —— 桩顶位移；

L_i —— 第 i 桩段的长度；

$\varepsilon_j, \varepsilon_{j+1}$ —— 第 $i, i+1$ 断面实测应变。

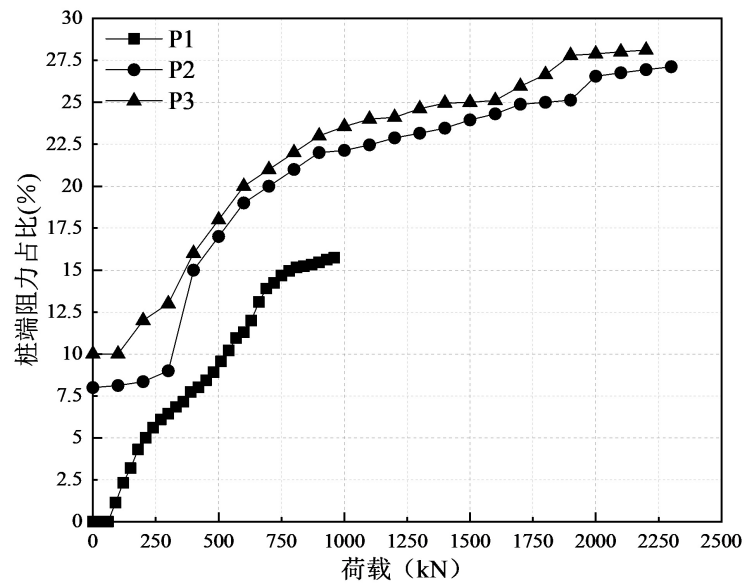


Figure 11. Proportion of Load Shared by Pile Tip Resistance

图 11. 桩端阻力分担荷载比例

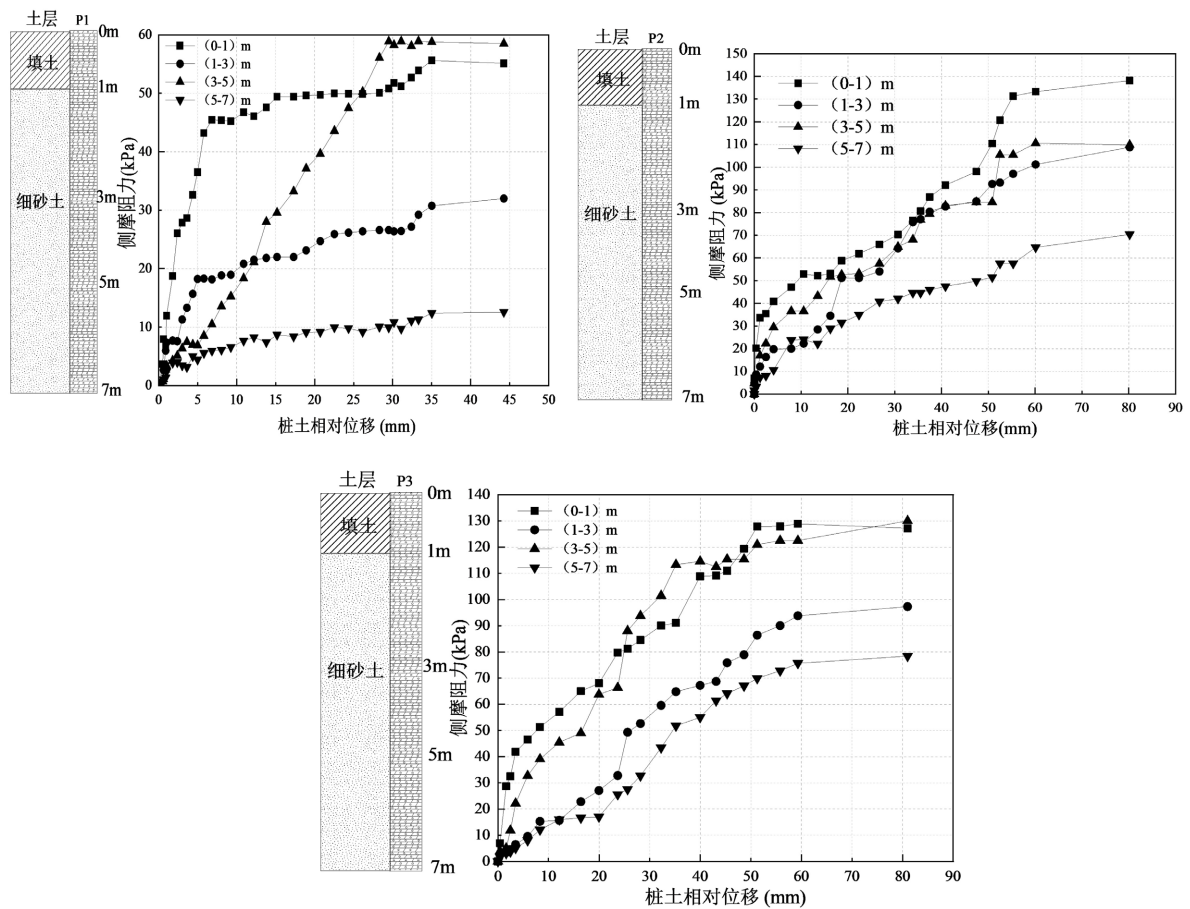


Figure 12. The variation of the side friction resistance of the pile and the relative displacement between the pile and the soil under three working conditions

图 12. 三种工况下桩侧摩阻力与桩土相对位移变化

根据计算结果绘制三根桩侧摩阻力与桩土相对位移曲线, 见图 12。从三种工况的抗压桩桩土相对位移曲线来看, 加载初期, 桩侧摩阻力随桩土相对位移增长较快, 在加载到一定荷载时, 其增势逐渐放缓, 而且相对来说, 上部的桩侧摩阻力随桩土增长较快, 下部则较小。这是因为在竖向受荷时, 桩体总是上部段直接承受更大荷载, 桩侧摩阻力发挥的更加充分。图中, 3~5 m 段桩体曲线有着异常活跃的较大发挥, 这与前述所言此深度段内存在扩径现象的影响表现一致。

通过数据计算及桩土相对位移曲线, 可以得到桩基础在饱和砂层地基中的桩顶位移超过 0.035 D 时, 桩土间才会发生滑移, 当对地基进行挤密加固后, 该极限值扩大到 0.06 D, 而且预挤密和后挤密处理地基对该极限值的增长影响并无较大差异。

4. 结论

(1) 挤密工序的先后对于单桩的水平和竖向承载力并无较大影响。预挤密和后挤密地基桩基相较于天然地基单桩承载力均有显著提升, 且二者提升幅度基本一致。

(2) 水平受荷时, 挤密工序的先后对于桩身弯曲变形的限制存在差异, 由于后挤密地基周围土体与桩基契合较好, 使其桩身受到的最大弯矩和挠度比预挤密地基单桩受到的更小。

(3) 竖向受荷时主要表现为摩擦桩型, 在饱和砂层天然地基中承担了 84% 以上的桩顶荷载, 在饱和砂层挤密地基中, 则承担了 70% 以上的桩顶荷载。

(4) 由于扩径段的存在, 使得该深度内的桩侧摩阻力曲线和桩土相对位移曲线显著异常, 因此在理论计算时, 要充分考虑由于扩径而造成的桩侧面积增大带来的影响。

(5) 饱和砂层天然地基桩基础发生滑移破坏的桩土位移极限值为 0.035 D, 挤密处理该极限值提升至 0.06 D。

参考文献

- [1] Zhao, J., Ou, Q., Ding, X. and Chen, Z. (2023) Model Test Study on the Response of Coral Sand Foundation Reinforced by Vibroflotation. *Acta Geotechnica*, **18**, 6201-6212. <https://doi.org/10.1007/s11440-023-01986-2>
- [2] Zhao, J., Ou, Q., Chen, R., Ding, X. and Wang, H. (2023) Seismic Response of Vibroflotation Reinforced Coral Sand Foundation through Shaking Table Tests. *Applied Ocean Research*, **140**, Article 103738. <https://doi.org/10.1016/j.apor.2023.103738>
- [3] Zhao, J., Ou, Q., Liu, X., Zheng, C. and Ding, X. (2024) Shaking Table Tests on Seismic Responses of Silica Sand Foundation Reinforced by Vibroflotation. *International Journal of Geomechanics*, **24**, Article 04024114. <https://doi.org/10.1061/jignai.gmeng-9408>
- [4] Wu, Q., Ding, X., Chen, Z. and Zhang, Y. (2022) Shaking Table Tests on Seismic Responses of Pile-Soil-Superstructure in Coral Sand. *Journal of Earthquake Engineering*, **26**, 3461-3487. <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1803160>
- [5] Nagula, S.S., Hwang, Y., Dashti, S. and Grabe, J. (2021) Numerical Investigation of Liquefaction Mitigation Potential with Vibroflotation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **146**, Article 106736. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106736>
- [6] 浙江省交通工程管理中心. JTG/T 3512-2020 公路工程基桩检测技术规程[S]. 北京: 人民交通出版社, 2020.
- [7] Huang, J., Yao, Y., Lu, X., Qi, J. and Peng, R. (2023) A Simplified Algorithm for Predicting Creep Settlement of High Fills Based on Modified Power Law Model. *Transportation Geotechnics*, **43**, Article 101078. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2023.101078>
- [8] Wang, Z., Xie, X. and Wang, J. (2012) A New Nonlinear Method for Vertical Settlement Prediction of a Single Pile and Pile Groups in Layered Soils. *Computers and Geotechnics*, **45**, 118-126. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2012.05.011>
- [9] Zhou, Z., Xu, F., Lei, J., Bai, Y., Chen, C., Xu, T., et al. (2021) Experimental Study of the Influence of Different Hole-Forming Methods on the Bearing Characteristics of Post-Grouting Pile in Loess Areas. *Transportation Geotechnics*, **27**, Article 100423. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100423>
- [10] Bian, X., Liang, Y., Zhao, C., Dong, L. and Cai, D. (2020) Centrifuge Testing and Numerical Modeling of Single Pile and Long-Pile Groups Adjacent to Surcharge Loads in Silt Soil. *Transportation Geotechnics*, **25**, Article 100399. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100399>