

软土地基扩径桩竖向承载性能研究

汤 扬, 熊勇林, 刘干斌, 黄 强*, 郑言东

(宁波大学 岩土工程研究所, 浙江 宁波 315211)

摘要: 扩径桩作为一种软土地基新型处理技术, 它的存在使其承载性能优于传统桩基. 本文通过在砂土中进行一系列尺寸相似比为 10 的扩径桩模型试验和 PLAXIS 3D 建模计算, 研究扩径桩在抗压、抗拔条件下的承载性能与扩径体在荷载传递过程中的作用机制. 研究表明: 在良好持力层中, 扩径体能显著提高等直径桩的抗压极限承载力 1.76 倍、抗拔极限承载力 2.47 倍, 明显降低桩顶位移. 扩径桩桩身轴力和侧摩阻力在扩径段均发生显著突变, 但扩径体两端存在侧阻弱化现象. 在下压荷载下, 扩径桩表现出多支点摩擦端承桩特性; 在上拔荷载下, 扩径段的侧摩阻力表现出强化效应. 修正了《建筑桩基技术规范》中单桩抗压、抗拔极限承载力参数取值, 计算结果与试验值基本吻合, 适用于预估扩径桩的竖向承载力. 该研究成果可应用于软土地基中良好持力层的桩型选择.

关键词: 软土地基; 扩径桩; 模型试验; 承载力; 轴力; 侧摩阻力

中图分类号: TU473

文献标志码: A

文章编号: 1001-5132 (2019) 05-0052-07

在沿海软土地区建造大型基础设施时, 钻孔灌注桩因承载力高、适用性广、成本较低等优点而得到广泛应用. 但由于软土地区土性差, 地基承载力低, 普通混凝土灌注桩常出现桩身强度无法充分发挥, 且桩顶沉降变形过大, 导致无法继续承担荷载的情况. 而扩径桩是一种用机械钻孔施工的新型桩型, 通过扩径体与桩周土体的挤密作用, 充分利用变截面处土层的承载力, 因其承载力高、抗拔能力强、沉降小、成本较低等优点而被逐渐应用于软土地基处理中^[1-2], 许多学者也对其展开了相关研究^[3-14].

扩径桩在日本的应用较早, 许多日本学者对这种桩型的承载特性及荷载传递机理进行了研究, 并提出了承载力计算的参考公式^[3-6]; 高广运等^[7]分析了 4 组扩底桩与等直径桩的现场静载对比试验, 结果表明扩底桩的承载力分别是等直径桩的 5.5, 3.58, 1.7, 1.09 倍, 沉降明显减小. 罗照等^[8]通过室内半桩模型试验研究了等截面桩和变截面桩的 $Q-S$ 曲线、桩身轴力和侧摩阻力的分布规律, 结

果表明变截面桩具有更优良的沉降变形特性. 吴江斌等^[9]根据现场实测数据与数值分析结果, 研究了软土地区扩底桩在上拔过程中轴力、侧摩阻力的大小与分布、扩大头附近土体变形的发展规律. 王卫东等^[10]通过在软土中开展原位足尺试验, 发现扩底能极大提高等截面桩的抗拔承载力, 且施工工艺可行、经济性良好. 黄广龙等^[11]通过现场静载试验对同一地质条件下扩底桩和等直径桩的承载特性进行分析, 结果表明扩底桩能发挥持力层的承载潜力, 显著提高单桩承载力及减小桩身沉降, 其极限承载力较等直径桩高 35%. 胡庆红等^[12]基于现场静载荷试验结果, 研究了深厚软土中大直径扩底灌注桩的承载特性和荷载传递机理, 分析表明扩底桩的桩端扩径段对桩承载力、桩端阻力及桩侧阻力的发挥都有明显影响.

目前国内针对扩底灌注桩承载力的对比研究较多, 但关于扩径体数量对桩竖向承载特性影响的对比研究较少, 缺少针对扩径体在软土地基某一良好地层中承载性状的研究. 随着工程规模的

收稿日期: 2018-11-20.

宁波大学学报(理工版) 网址: <http://journalg.nbu.edu.cn/>

基金项目: 国家自然科学基金 (51608385).

第一作者: 汤扬 (1994-), 男, 浙江宁波人, 在读硕士研究生, 主要研究方向: 软土地下结构. E-mail: tangyangnbu@163.com

*通信作者: 黄强 (1987-), 男, 江西吉安人, 博士/讲师, 主要研究方向: 软土盾构隧道环境振动. E-mail: huangqiang@nbu.edu.cn

扩大与勘测技术的发展,在明确软土地基地层分布的条件下,选择合理的桩型以满足承载力和沉降的要求显得日益重要。同时,模型试验较现场试验能更加准确、经济地模拟扩径桩在软土地基中良好持力层的工作特性。鉴于此,本文在砂土中对尺寸相似比为10的等直径桩、扩底桩及扩径桩进行抗压、抗拔试验,然后利用PLAXIS 3D有限元软件进行建模计算,研究扩径桩在抗压、抗拔条件下的桩身轴力、桩侧摩阻力的传递规律及沉降特性,分析扩径体在荷载传递过程中的作用机制,为软土地基中良好地层的桩基形式选择提供参考。

1 试验概况

1.1 试验装置及加载方案

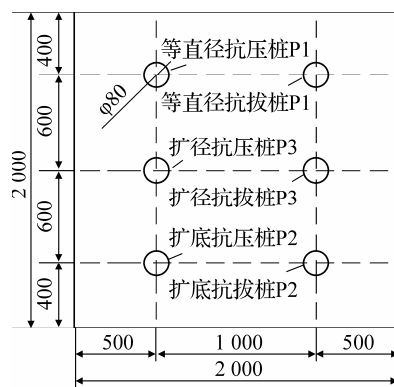
试验采用内部尺寸为 $2.0\text{ m}\times 2.0\text{ m}\times 1.35\text{ m}$ (长 $\times$ 宽 $\times$ 高)的铁质模型槽,槽底及侧壁均采用厚度为 0.2 m 的钢筋混凝土保护层。试验采用反力梁-砝码组合装置加载(图1),活动反力梁可按试验需求自由拆卸,加载过程参考文献[13]。由于采用砝码加载,各级荷载稳定均匀,所以加载过程中无需补压。抗压、抗拔试验先后进行,模型桩加载顺序依次为等直径桩P1、扩底桩P2、扩径桩P3。

1.2 地基土的制备

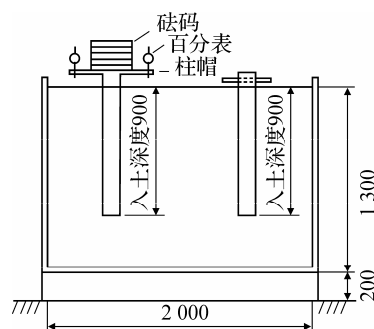
为了更加贴近实际工程,试验砂土的颗粒级配参考宁波某工程勘察资料中现场静载试桩所处地层的颗粒组成指标,通过控制颗粒级配、密度和含水量来配置模型砂土。经筛分试验,测得试验砂土不均匀系数 C_u 为 $9.43(C_u>5)$,曲率系数 C_c 为 $1.88(C_c=1\sim 3)$,控制砂土含水量为 $(25.0\pm 0.1)\%$ 。填筑采用分层夯实法,每层土体压实后厚度为 0.13 m ,直到填土总高至 1.3 m 。填筑完成后,经室内土工试验得到模型土相关指标如下:土体湿重度为 $19.3\text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$,黏聚力为 8 kPa ,内摩擦角为 20.1° 。

1.3 模型桩与测点布置

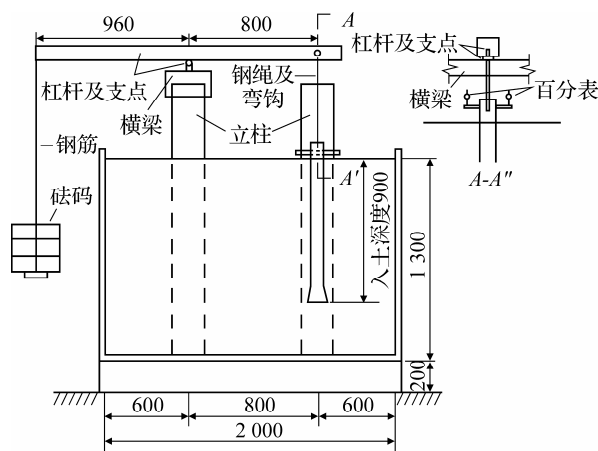
试验选取空心薄壁铝管作为桩身材料,桩身弹性模量 E 取 70 GPa ;模型桩P1、P2和P3的等直径段外直径均为 80 mm ,扩径体最大外直径均为 120 mm ,桩壁厚 2 mm ,桩长 1 m ,均预埋入模型箱中,埋深 0.9 m 。管桩一端开口引出导线,另一端封闭。沿桩身长度方向对称布置BK120-3AA(11)型电阻应变片,栅为 $3\text{ mm}\times 2\text{ mm}$ (长 $\times$ 宽),电阻值为



(1)模型桩平面布置图



(2)抗压试验装置



(3)抗拔试验装置

图1 试验装置(单位 mm)

$(120\pm 0.1)\Omega$,灵敏系数为 $(2.17\pm 1)\%$,应变片区域采用硫化硅橡胶和环氧树脂密封。桩身横截面与测点布置如图2所示。

2 试验结果

2.1 抗压和抗拔承载力分析

试验得到试桩 $Q-S$ 曲线(荷载—位移关系图)如图3所示。从图3(1)的抗压试验可见,各级沉降稳定, $Q-S$ 曲线连续而无突变,呈缓变形;根据文献

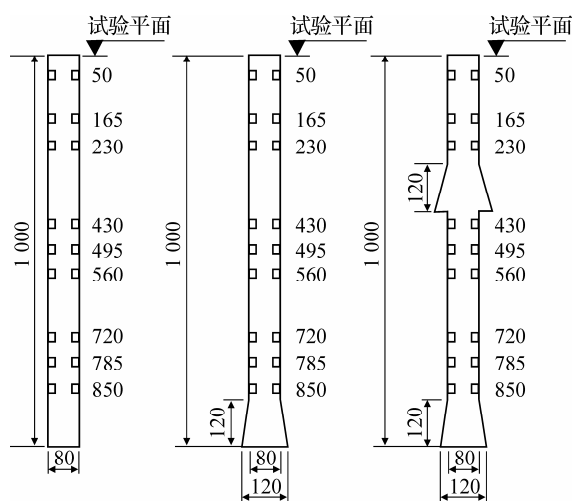
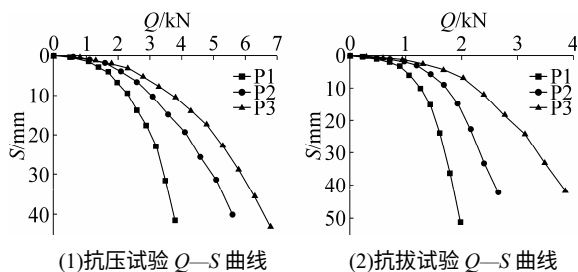


图2 桩身横截面与测点布置(单位 mm)

[13], 对于缓变型 $Q-S$ 曲线, 取 $S=40$ mm 对应的荷载值为抗压极限承载力, 因此 P1、P2 和 P3 的抗压极限承载力分别为 3 759, 5 600, 6 609 N, P2 比 P1 提高 1.49 倍, P3 比 P1 提高 1.76 倍. 当桩顶荷载为 3 759 N 时, P1 桩顶沉降为 40 mm, P2、P3 桩顶沉降分别为 16.24, 10.07 mm, 两者桩顶沉降量分别为 P1 桩顶沉降的 40.6%和 25.18%.

图3 模型桩 $Q-S$ 曲线

从图 3(2)可见, 在上拔荷载作用下, P3 的 $Q-S$ 曲线为缓变型, P1、P2 的 $Q-S$ 曲线则在桩顶位移大于 15 mm 后出现陡降. 根据文献[13], 对于陡降型 $Q-S$ 曲线, 应取陡降起始点对应的荷载值为抗拔极限承载力, 而缓变型曲线最大上拔量控制值为 40 mm. 因此, 3 根模型桩的抗拔极限承载力分别为 1 440, 1 953, 3 550 N, P2 和 P3 的抗拔极限承载力相比 P1, 分别提高了 1.36 倍和 2.47 倍. 在最后一级荷载时, P1 发生突变性破坏, P2 和 P3 则发生了土体破坏, 而无法继续试验. 当桩顶荷载为 1 440 N 时, P1 桩上拔量为 15.09 mm, 而 P2 和 P3 桩顶上拔量只有其 37.8%和 18.3%. 上述分析说明, 设置扩径体可以明显提高桩的竖向承载力, 有效控制桩

顶位移, 防止出现等直径桩的突变破坏.

2.2 桩身轴力传递规律分析

试验过程中, 各桩桩体整体性良好, 均系土体破坏. 由于箱底未安装土压力传感器, 无法测量桩端应力. 模型桩桩身轴力分布如图 4 所示.

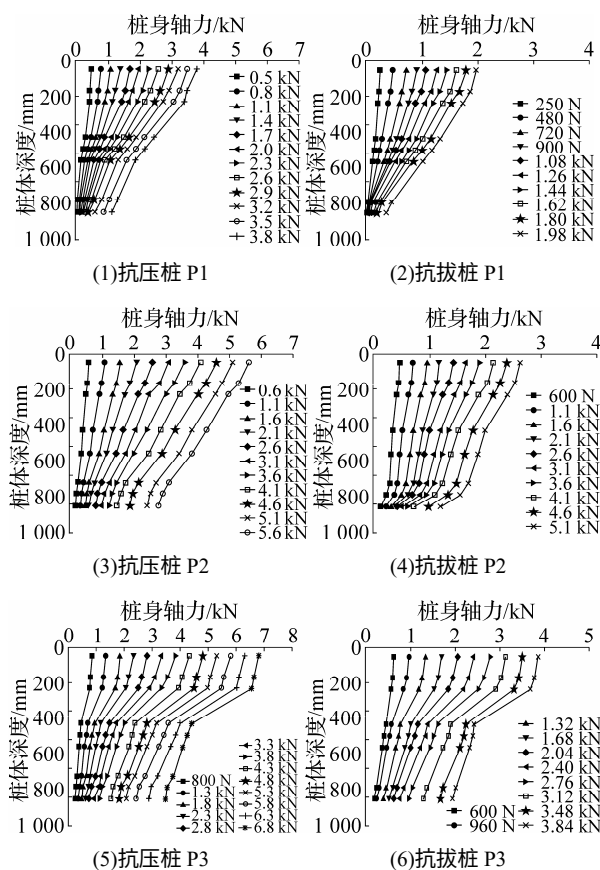


图4 桩身轴力分布曲线

由图 4 可见, 各桩桩身轴力均随桩深增大而减小, 随荷载增加而增加. 在竖向荷载作用下, P1、P2 和 P3 桩身轴力曲线的递减速率不同, P1、P2 和 P3 的等直径段轴力沿桩体深度方向衰减速率较为均匀, 曲线斜率随着荷载增加而逐步增大, 且桩身下部的轴力曲线斜率变化较上部更大. 图 4(5)和(6)中 P3 的上部扩径段曲线斜率骤减, 轴力出现“台阶型”突变减小, 损失的轴力由上部扩径体承担. 在最大下压荷载、上拔荷载作用下, P3 的上部扩径体分别承担桩顶荷载的 31.56%和 32.8%, 且在加载过程中始终保持 25%以上的荷载分担比, 说明在加载过程中, 扩径桩的扩径体始终发挥承力作用, 并承担大部分荷载, 提高了竖向承载力, 这也是扩径桩荷载传递过程中的突出特点.

2.3 桩侧摩阻力传递规律分析

各桩桩身侧摩阻力分布如图5所示。为更好地分析侧摩阻力的传递规律, 将桩身分为三部分: 上部为 0~260 mm, 中部为 260~800 mm, 下部为 800~1 000 mm。

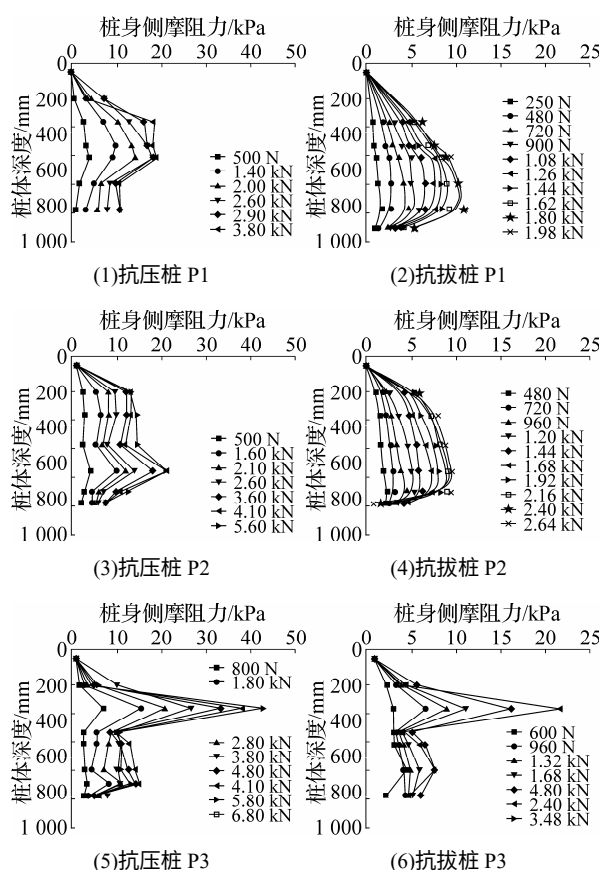


图5 桩侧摩阻力分布曲线

由桩身侧摩阻力分布可知, 桩侧摩阻力沿桩身变化速率呈非线性关系。在加载过程中, P1、P2、P3 的上部侧摩阻力逐步发挥, 在加载后期, 由于出现桩土滑移破坏增大, 各桩上部侧摩阻力出现不同程度减弱; 扩径段及附近的侧摩阻力表现则较为复杂, P2 和 P3 的扩径处侧阻曲线出现“波峰”现象, P3 的扩径处侧阻曲线在下压、上拔荷载下的最大值分别为 42.70 kPa 和 21.61 kPa, 是 P1 和 P2 相同位置侧阻的 2~3 倍。在加载后期, P3 的上部扩径体在其两端均呈现出侧阻弱化现象, 与波峰处最大值相比, 其侧阻折减 70%~80%。主要原因是荷载作用造成桩土相对位移增大, 使扩径体斜侧面或端部的土体出现临空区^[14], 使扩径体两端的桩侧摩阻力在一定范围内减弱, 因此在桩基设计

时应考虑扩径段两端一定范围内侧摩阻力的折减。

3 PLAXIS 3D 有限元模拟

3.1 模型建立

按照模型尺寸 1:1 建模, 为了更准确地模拟土体破坏的变形行为, 设置土层本构为 HS 模型^[15] (Hardening Soil Model), 土体湿重度 γ 取 $19.3 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$, 黏聚力 c 取 8 kPa, 内摩擦角 φ 取 20.1° 。桩身采用线弹性本构模型, 弹性模量 E 取 70 GPa, 泊松比取 0.2, 按桩顶逐级等量施加压(拉)应力进行加载。由于模型较小, 土体单元、桩单元均采用 15 节点三角形单元, 以便能更精确得到桩身受力性状。界面单元自动与土体单元匹配, 单元虚拟厚度因子均取 0.1, 同时对桩身、扩径体和桩顶(底)网格进行局部加密, 具体模型如图 6 所示。

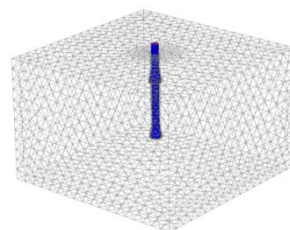


图6 PLAXIS 3D 模型示意图

3.2 计算结果

试验数据与模拟结果所得 $Q-S$ 曲线如图 7 所示。由图可见, 计算结果与实测值总体吻合较好, 曲线变化趋势一致。

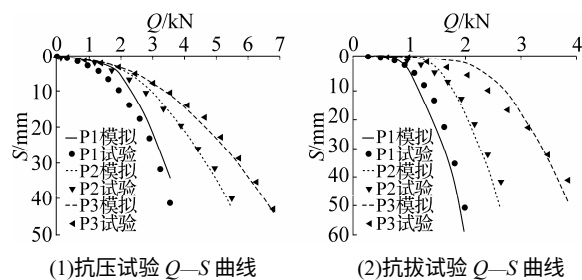


图7 数值计算与实测 $Q-S$ 曲线对比

3.3 轴力分布曲线

有限元模拟的结果弥补了模型试验中桩端轴力无法计算的不足, 各桩桩身轴力模拟值如图 8 所示, 模拟所得趋势与试验结果相类似。

在模拟曲线图中, 扩径体相当于一个“卸荷台”, 随着荷载增加, 传至桩底端的荷载逐渐增加, 扩径桩 P3 桩身轴力沿桩身变化幅度最大, 扩底桩

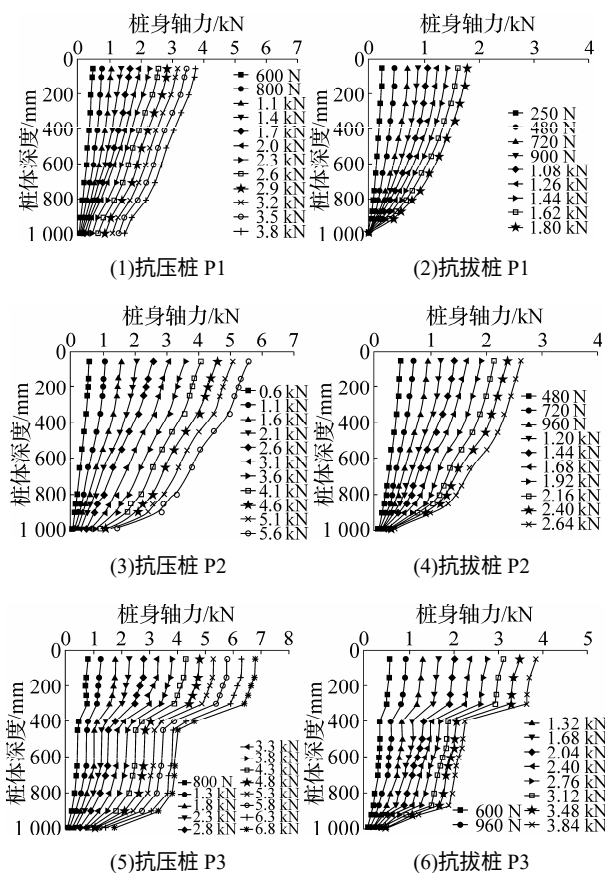


图8 桩身轴力分布曲线

P2 次之, 等直径桩 P1 最小. 同时, P2 和 P3 的扩径段轴力曲线斜率逐步增大, 说明其承担荷载作用更加显著. 由于扩径体的存在, 扩径桩在两处扩径段的桩身轴力突变减小, 轴力减小的部分由 2 个扩径体承担, 上部扩径体的分担作用强于底部扩径体, 最终传递到桩端底部的轴力较小. 在最大下压荷载、上拔荷载作用下, P2 的扩径体分别承担桩顶荷载 25.41% 和 36.63%; P3 的两处扩径体分别承担桩顶荷载的 56.73% 和 71.43%. 说明在持力层较好的情况下, 合理布置扩径体能充分发挥土层的承载潜力, 提高桩的竖向承载力.

3.4 侧摩阻力分布曲线

图 9 为桩身侧摩阻力模拟值对比图, 图 10 为各级荷载下桩身各部分分担桩顶荷载的比例情况. 由图 9 和图 10 可知, 在竖向荷载下, P3 扩径桩的侧摩阻力曲线出现“双峰”现象, 上部扩径体始终分担 25% 以上的桩顶荷载, 其最终两处扩径体共承担 55.62% 的桩顶荷载. 扩径段摩阻力较等直径处大, 上部扩径体比底部扩径体侧摩阻力大, 说明扩

径体的荷载承担作用显著, 具有明显的顺序效应, 且上部扩径体较底部扩径体分担荷载多. 在下压荷载下, P3 的扩径体与其底部土体紧密接触, 桩端阻力从 10.83% 增加到 23.22%, 并共同承担桩顶荷载 56.73%, 显示出多支点摩擦端承桩特性; 随着上拔荷载增加, P3 的两处扩径体端部出现临空区, 最后扩径段共同分担 71.44% 的竖向荷载, 表现出扩径体的侧阻强化效应. 因此在桩周的良好土层, 可以考虑设置扩径体, 以提高桩基承载力.

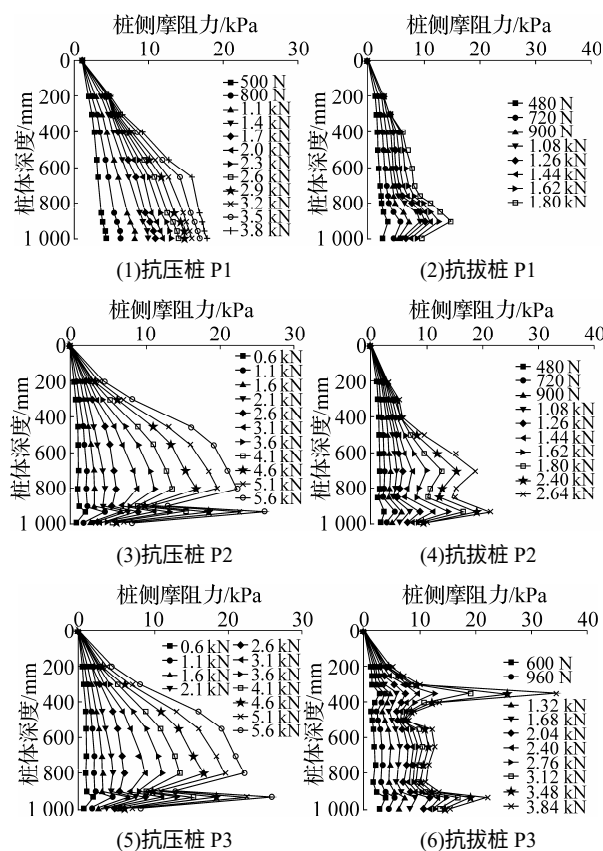


图9 桩侧摩阻力分布曲线

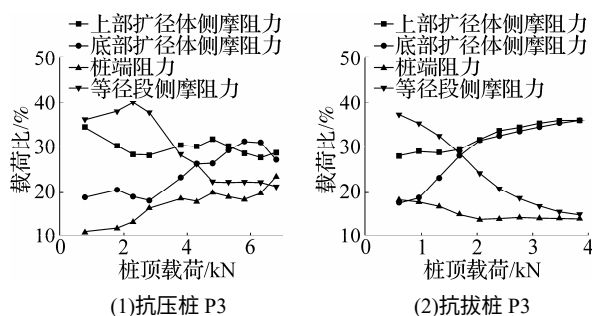


图10 桩身各部分分担桩顶荷载比例曲线

3.5 扩径桩承载力参数取值修正

为考虑扩径桩的实际施工工艺和土层性质对

桩端阻力的影响,本文对《建筑桩基技术规范》^[16]所提出的抗压极限承载力计算公式 Q_{uk} 的参数取值进行了修正,具体公式(1)、(2)如下:

$$Q_{uk} = u \sum q_{sik} l_i + \alpha \gamma \sum q_{pj} A_{pj}, \quad (1)$$

式中,新增 γ 为扩径体底面土体的挤密系数,可取1.0~1.3,取大值,施工效果越好; q_{pj} 为第 j 个扩径体底部土层的端阻力特征值; A_{pj} 为第 j 个扩径体底部与土体的接触面积; u 为等直径段桩身周长。

$$l_i = H_i - \delta h_j, \quad (2)$$

式中, l_i 为修正桩有效计算高度; δ 为扩径体影响范围修正系数,无扩径时取0,扩底处取1.1,其他扩径位置取1.2; h_j 为第 j 个扩径体的高度。

本研究中,桩侧摩阻力 q_{sk} 取10 kPa,土层端阻力 q_p 取320 kPa。按《建筑桩基技术规范》建议 α 取0.75;挤密系数 γ 取1.3,影响系数 δ 在扩底处取1.1,其他扩径位置取1.2。计算结果试验值对比见表1。

表1 计算值与实测极限承载力对比

试验类型	桩号	荷载计算值/N	荷载实测值/N	误差/%
下压试验	P1	3 830	3 759	1.86
	P2	5 389	5 760	-6.88
	P3	7 057	6 609	6.35
拉伸试验	P1	1 583	1 440	9.03
	P2	1 946	1 953	-0.36
	P3	3 454	3 550	-2.77

注:误差计算公式=(荷载计算值-荷载实测值)/荷载计算值。

同时为考虑扩径体对上拔荷载的分担作用,对《建筑桩基技术规范》中抗拔极限承载力计算公式 T_{uk} 的参数取值也进行了相应的修正,具体公式如下:

$$T_{uk} = u \sum \lambda_i q_{sik} l_i + \eta \sum q_{sik} A_j, \quad (3)$$

式中,新增 η 为扩径段侧摩阻力增强系数,单级扩径时取1.5,多级扩径时取3; u 为等直径段桩身周长; l_i 为桩周第 i 层土的厚度; A_j 为第 j 个扩径体的侧表面积。

在本试验中,桩侧摩阻力 q_{sk} 取10 kPa,按文献^[16]建议抗拔系数 λ 取0.7;增强系数 η 对扩底桩P2取1.5,对扩径桩P3取3。计算结果与试验值对比见表1。

由表1可见,公式(1)、(3)的计算结果能较好预估扩径桩的抗压、抗拔极限承载力,且误差在10%

以内,适用于软土地基中扩径桩的承载力预估。

4 结论

本文介绍了一系列扩径桩抗压、抗拔的模型试验,得到了扩径桩的荷载—位移关系、桩身轴力及侧摩阻力的分布特征,并结合3D有限元计算结果,分析了扩径体的作用机制,得到以下结论:

(1)在良好持力层中,扩径体能显著提高等直径桩的竖向承载力,控制桩顶位移,防止桩的突变破坏。扩径桩的抗压、抗拔极限承载力较等直径桩提高了1.76倍和2.47倍,且在相同荷载下的桩顶位移能减少70%以上。

(2)在加载过程中,扩径桩的轴力在扩径体处出现骤减,其侧摩阻力曲线出现“双峰”现象。扩径桩的上部扩径体始终分担25%以上的桩顶荷载,荷载分担效果优于底部扩径体,且两处扩径体的荷载承担作用表现出明显的顺序效应。但扩径体两端一倍桩径范围内存在侧阻弱化现象,在桩基设计中,该部分桩身侧阻应考虑折减。

(3)在下压荷载下,扩径桩表现出多支点摩擦端承桩特性;在上拔荷载下,扩径段的侧摩阻力表现出强化效应,能有效提高等直径桩的竖向承载力。因此在软土地基的某一良好地层可以考虑设置扩径体,以提高等直径桩的竖向承载力。

(4)通过模拟现场土层的静载模型试验,考虑扩径体的桩端效应和侧摩阻力弱化效果,本文修正了《建筑桩基技术规范》中单桩抗压、抗拔极限承载力计算的公式,结果与试验值误差较小,修正公式适用于预估扩径桩的竖向承载力。

(5)扩径体的影响因素众多,目前国内对其研究的成果也有限,未来可以通过改变扩径体个数、扩径间距、扩径体形状及土层类型等条件对扩径体的作用机制进行更加细致深入的研究。尤其在软土地基中,还可研究扩径体在淤泥质黏土等不同持力层中的承载特性。

参考文献:

- [1] 高伟杰. 扩底桩竖向承载特性模型试验研究[D]. 淮南: 安徽理工大学, 2016.
- [2] 周韬. 竹节管桩抗拔承载特性研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2014.
- [3] Horiguchi T, Karkee M B. Load tests on bored PHC

- nodular piles in different ground conditions and the bearing capacity based on simple soil parameters[J]. Proceedings of Technical Report of Japanese Architectural Society, 1995(1):89-94.
- [4] Karkee M B, Kanai S, Horiguchi T. Quality assurance in bored PHC nodular piles through control of design capacity based on loading test data[C]//Proceedings of the 7th International Conference and Exhibition, Piling and Deep Foundations, 1998.
- [5] Borda O, Uno M, Towhata I. Shaft capacity of nodular piles in loose sand[C]//Proceedings of the 49th National Conference, Japanese Geotechnical Society, 2007.
- [6] Honda T, Hirai Y, Sato E. Uplift capacity of belled and multi-belled piles in dense sand[J]. Soils and Foundations, 2011, 51(3):483-496.
- [7] 高广运, 蒋建平, 顾宝和. 同场地扩底桩和直桩的对比研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(3):502-506.
- [8] 罗照, 耿大新, 方焘. 变截面桩竖向承载性状的模型实验研究[J]. 武汉大学学报(工学版): 2011, 44(6):731-734.
- [9] 吴江斌, 王卫东, 黄绍铭. 等截面桩与扩底桩抗拔承载特性数值分析研究[J]. 岩土力学, 2008, 29(9):2583-2588.
- [10] 王卫东, 吴江斌, 许亮, 等. 软土地区扩底抗拔桩承载特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(9):1922-1926.
- [11] 黄广龙, 惠刚, 梅国雄. 钻孔扩底桩原型对比试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(9):1922-1926.
- [12] 胡庆红, 张士乔, 谢新宇. 深厚软土中大直径灌注扩底桩受力性状试验研究[J]. 土木工程学报, 2007, 40(4):987-991, 103.
- [13] 建筑基桩检测技术规范. JGJ 106-2014[S].
- [14] 李连祥, 李先军. 不同扩径体数量、位置对支盘桩承载力影响[J]. 山东大学学报(工学版), 2016, 46(5):88-94.
- [15] Teo P L, Wong K S. Application of the Hardening Soil model in deep excavation analysis[J]. The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering, 2012, 5(3):152-165.
- [16] 建筑桩基技术规范. JGJ 94-2008[S].

Vertical bearing behaviors of diameter-enlarged pile in soft deposit

TANG Yang, XIONG Yonglin, LIU Ganbin, HUANG Qiang*, ZHENG Yandong

(Institution of Geotechnical Engineering, Ningbo University, Ningbo 315211, China)

Abstract: The diameter-enlarged pile is a new technology in soft deposit treatment, due to which its bearing capacity is enhanced. In this paper, a series of model tests, with similar ratio of piles as 10 and PLAXIS 3D simulation, were conducted to investigate the distribution of bearing capacity and the mechanism of the enlarged parts under compression and tension. The results showed that, in good bearing stratum, the bearing capacity of the pipe pile is remarkably improved by enlarged parts. The capacity of compression and tension is increased by 1.76 times and 2.47 times respectively and the displacement in top pile is reduced markedly. The axial force and the side friction resistance change greatly at the place of enlarged parts, but the side resistance in both ends of enlarged part is significantly weakened. Moreover, the diameter-enlarged pile shows the characteristics of multiple friction pivots in end-bearing pile under compression. The lateral friction of the diameter-enlarged section shows the strengthening effect under tension. The parameters of formulas for predicting the ultimate bearing capacity of single pile under compression and tension in the standard of *Technical Code for Building Pile Foundations* is revised. The results are in good agreement with the experimental values and suitable for predicting the vertical bearing capacity of diameter-enlarged pile. The research results can be applied to the selection of pile in good bearing stratum of soft deposit.

Key words: soft deposit; diameter-enlarged pile; model test; bearing capacity; axial force; lateral friction

(责任编辑 章践立)