

DOI: 10.16285/j.rsm.2016.2791

桩-承台-土复合受力体的拟静力模型试验

郭昭胜, 贺武斌, 白晓红

(太原理工大学 建筑与土木工程学院 山西 太原 030024)

摘 要: 在 $1.2\text{ m} \times 1.2\text{ m} \times 1.2\text{ m}$ 小型土工箱中完成了 4 组采取不同桩头连接构造的单桩-承台-土复合受力体缩尺模型的低周往复水平加载抗震试验, 获得了试件破坏形态、荷载-位移滞回曲线、刚度退化曲线、桩身弯矩及桩侧土压力等数据, 研究了不同桩头连接构造对试件水平受力性能的影响。研究表明: 桩头部位采取不同的节点连接构造措施对桩头破坏形态和破坏程度、体系耗能能力和水平极限承载力及桩身弯矩分布规律均有一定的影响, 但对桩与承台侧面的土压力分布规律和大小的影响并不显著。对于桩头普通连接的情况, 以桩头嵌入深度为 $0.5D$ (D 为桩径) 为宜。桩头加强环连接与桩头嵌入深度 $1.0D$ 时的连接具有大体相当的桩头约束效果, 但加强环的制作相对复杂, 其约束效果和破坏形态与加强环的截面尺寸、混凝土强度及配筋参数均有关系, 应进一步深入研究。

关 键 词: 桩-承台-土复合受力体; 土工箱; 拟静力试验; 破坏机制; 约束度

中图分类号: TU 473

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2018) 09-3321-010

Pseudo-static model experiment of pile-cap-soil system

GUO Zhao-sheng, HE Wu-bin, BAI Xiao-hong

(Department of Civil Engineering, College of Architecture and Civil Engineering, Taiyuan University of Technology, Taiyuan Shanxi 030024, China)

Abstract: This study investigated pile-cap-soil system considering different connection details in four pseudo-static seismic tests using a $1.2\text{ m} \times 1.2\text{ m} \times 1.2\text{ m}$ mini-soil box. The failure modes, hysteretic performance, stiffness degradation, moment of pile and soil pressure were observed. Effects of the different pile-cap connections on the seismic performance were studied. The research shows that the different connections obviously influence the pattern and degree of failure of the pile head, the energy dissipation of the system, the level of ultimate bearing capacity, and the distribution of pile bending moment. However, the distribution and magnitude of soil pressures on cap sides and pile are not influenced by the connection types. For common connections, it is optimum that pile head is directly embedded in pile cap by $0.5D$. When the strengthen ring connection is adopted, the restraint effect of the strengthen ring connection is roughly the same as that of common connections (embedded depth is $1.0D$). Obviously, the construction of the strengthen ring connection is complicated, the restraint effect and damage form of the strengthen ring connection are related to the section, the strength of concrete and reinforcement of strengthen ring. The further works will be needed to analyze these parameters.

Keywords: pile-cap-soil system; soil box; quasi-static test; failure mechanism; constraint degree

1 引 言

低承台桩基础中的桩与承台均被埋置在土体中, 受到土体的约束并与土体形成了桩-承台-土的共同作用的复合受力体。当遭遇强震时, 该复合受力体中的桩、承台构件及土体内部的实际应力状态是十分复杂的, 特别是桩与承台连接节点区域的受

力状态尚不十分明确。

关于桩与承台连接节点抗震性能的试验研究, 国内外学者在不考虑土体约束的条件下已经开展了大量的研究工作^[1-5]。对于考虑土体因素的无承台单桩在水平荷载下的承载性能, 国内外也已经报道了许多室内模型试验的研究成果^[6-10]。目前, 仅有少数国内外学者开展了土体约束下的低承台单桩或多

收稿日期: 2016-11-30

基金项目: 国家自然科学基金项目 (No.51408395); 山西省自然科学基金项目 (No.201601D011055)。

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (51408395) and the Natural Science Foundation of Shanxi Province of China (201601D011055).

第一作者简介: 郭昭胜, 男, 1980 年生, 博士, 讲师, 主要从事桩基础和既有结构可靠性评估与修复等方面的研究工作。E-mail: guo_guo_guo@163.com

通讯作者: 白晓红, 女, 1959 年生, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事黄土微观、环境岩土和桩基础等方面的研究工作。E-mail: bxhong@tyut.edu.cn

桩的室内模型拟静力抗震试验研究。如：张晨南^[11]进行了钢筋混凝土低桩承台基础的拟静力试验，揭示了低桩承台基础的易损部位和破坏过程。张永亮^[12]以常用跨度铁路梁桥的重力式桥墩为研究对象，在室内采用拟静力试验对黄土地基-群桩基础-重力式桥墩进行了 1:6 缩尺比例模型试验研究。

分析已有研究成果，发现一方面考虑土体约束的低承台桩基础抗震性能的试验研究开展的仍相对较少，另一方面关注桩与承台的节点连接构造措施对桩-承台-土复合受力体系的抗震性能影响的研究更为少见，因此有必要开展土体约束下的桩与承台连接节点的抗震性能的试验研究。

本文设计了 4 种不同桩头连接构造的桩-承台组合体的缩尺模型，在小型钢制土工箱内完成了混凝土单桩-承台-土及上部结构的复合受力体的低周水平往复加载试验，分析了土体约束对采用不同节点连接构造措施的桩-承台抗震性能的影响。

2 试验概况

2.1 试件设计

本项目共进行了 4 组试验，试件 P-1~P-3 为桩与承台直接组合，分别采用 3 种不同大小的桩头嵌固深度 d ，以考察嵌固深度的变化对桩-承台-土体系抗震性能的影响。试件 P-4 则是在试件 P-3 的基础上对桩头节点部位增加了混凝土加强环，加强环的设计思路来自于《预应力混凝土管桩图集》^[13]，以考察专门增强桩头对桩-承台-土复合受力体抗震性能的影响。试件 P-4 中设置加强环的构造措施，事实上加强环可视为承台向桩头的延伸，也可视为桩头较深地嵌入加强环内。

本试验中，桩径及桩长是根据工程常见尺寸按 1:10 缩尺后得到的。承台平面尺寸按照基桩中心间距不宜小于桩径的 3 倍确定，承台厚度的确定一方面考虑其下部满足桩头嵌固深度和锚固钢筋长度，另一方面考虑其上部满足加载钢杆预埋螺栓的深度。桩-承台组合体试件的形状及尺寸见图 1，桩、承台及加强环尺寸和配筋见图 2。试验参数详见表 1。

混凝土实心圆桩（带加强环）采用高强度混凝土灌浆料预制，制桩完成后 28 d 混凝土设计强度等级达到 C60。承台采用与桩相同的混凝土灌浆料材料现场浇筑，其 5 d（试验加载时）混凝土强度等级达到 C40。

2.2 试验加载装置及加载制度

在进行试件制作安装时，首先将桩分层埋入砂

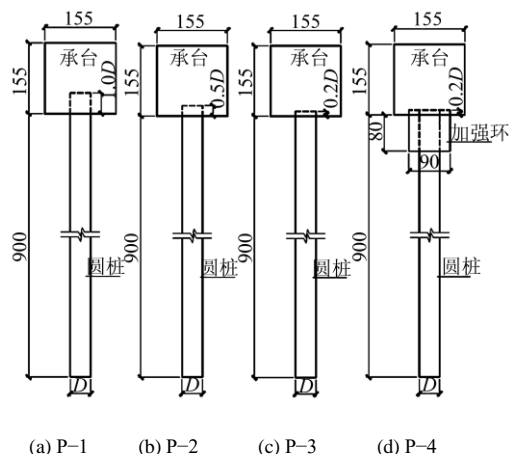


图 1 试件 P-1~P-4 (单位: mm)

Fig.1 Cap-pile specimens P-1~P-4(unit: mm)

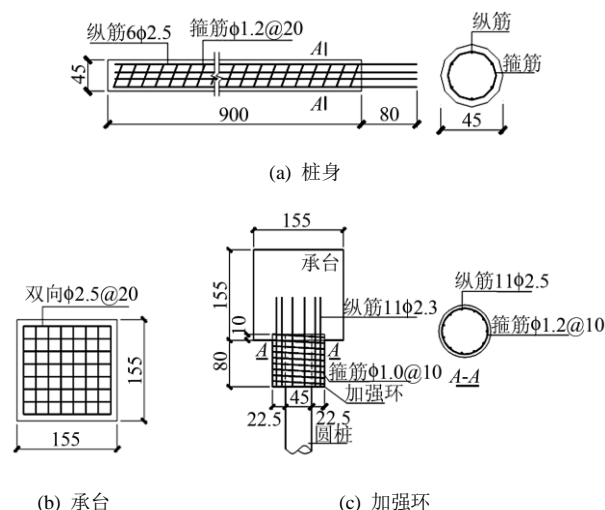


图 2 构件尺寸及配筋 (单位: mm)

Fig.2 Size and reinforcement of cap-pile components (unit: mm)

表 1 试验参数表

Table 1 Experimental parameters of specimens

试件 编号	桩径 D /mm	桩长 L /mm	桩身配筋		承台尺寸			参数 d	砂土 密实度/%
			纵筋	箍筋	长 /mm	宽 /mm	高 /mm		
P-1	45	900	6 ϕ 2.5 mm	ϕ 1.2 mm@ 20 mm	155	155	155	1.0D	90
P-2	45	900	6 ϕ 2.5 mm	ϕ 1.2 mm@ 20 mm	155	155	155	0.5D	90
P-3	45	900	6 ϕ 2.5 mm	ϕ 1.2 mm@ 20 mm	155	155	155	0.2D	90
P-4	45	900	6 ϕ 2.5 mm	ϕ 1.2 mm@ 20 mm	155	155	155	0.2D 设加 强环	90

土，布设应变及土压力测点和导线，然后在设计标高处现浇制作承台，待现浇混凝土达到设计强度，最后将上部构件（钢杆）安装于承台上。土工箱尺寸为 1.2 m×1.2 m×1.2 m，其外框架由角钢焊接，底

板采用钢板, 四周以钢板拼装而成。因本次试验使用同一土工箱和同一批土, 在完成每组试验后需要重复开挖土体和分层铺设土体的步骤, 为降低土的因素(如孔隙比、含水率等指标)的过多影响, 在土工箱内使用无黏性干砂。试验前, 将砂土过筛, 除掉大颗粒及杂质, 进行风干以忽略含水率对试验的影响。砂土物理性能参数如下: 干密度为 $1\,700\text{ kg/m}^3$, 内摩擦角为 22° , 黏聚力为 0 kPa 。各组试验中均控制砂土密实度为 90% 。

本试验仅对试件系统进行往复水平位移加载, 电液伺服液压加载作动器的加载头通过特制的扣件连接在试件上部的加载钢管上, 另一端固定在反力钢柱上, 反力钢柱用地锚螺栓与试验台座固定。加载钢管与承台上的预埋螺栓连接, 保证二者的刚性连接, 使承台与钢管发生相同的转角。系统加载装置见图3。

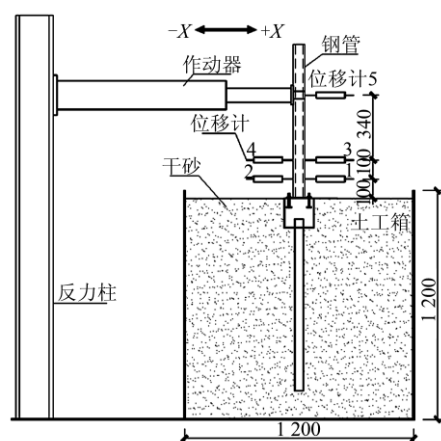


图3 试验加载装置(单位: mm)
Fig.3 Loading device(unit: mm)

水平双向往复加载全程采用位移控制。分级加载, 各级之间的位移增量均为 1 mm , 每一级加载做3次循环试验。试验正式加载时, 首先从初始位置往+X方向推 1 mm , 加载完成后持荷 5 min , 之后卸荷至初始位置, 卸荷完成后持荷 5 min , 此时完成+X方向单向循环; 然后往-X方向拉 1 mm , 加载完成后持荷 5 min , 之后卸荷至初始位置, 卸荷完成后持荷 5 min , 此时完成-X方向单向循环, 至此完成一个循环的加载。本试验水平作动器对上部钢杆(模拟上部结构)进行加载, 加载点距离承台顶面的高度为 540 mm , 参考《建筑抗震设计规范》GB50011—2010^[4]对结构弹性层间位移角和塑性层间位移角的规定, 本次加载自弹性层间位移角 $\theta_e = 1/550$ 开始加载(对应加载点水平位移为 1.0 mm), 至塑性层间位移角 $\theta_p = 1/30$ 时结束加载

(对应加载点水平位移为 18 mm)。

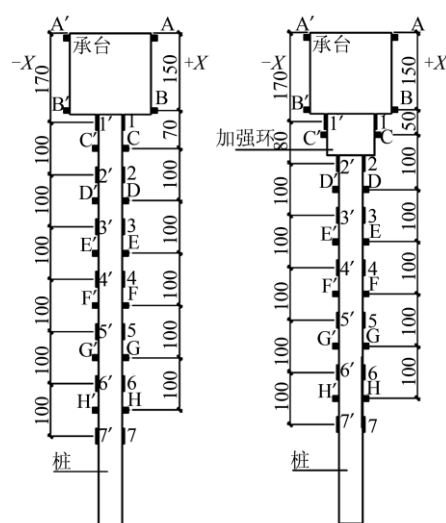
2.3 试验测量方案

2.3.1 承台转角及位移测试

为考察加载点位移和承台转角, 共布置了5个位移计(图3)。其中, 5#位移计用于测量加载点水平位移, 1#~4#位移计用于测量加载杆倾角, 由于加载钢杆和承台都具有相对足够大的抗侧刚度, 加载钢杆又与承台顶面实现固端连接, 因此加载杆的倾角就是承台转角。

2.3.2 应变及土压力测试

为了研究桩身弯矩和桩(或承台)侧土压力随着加载位移的变化规律, 在桩身加载平面对称粘贴应变片, 在桩侧及承台侧面沿加载平面对称布置土压力盒, 并以IMP(isolated measurement pod)分散式数据自动采集系统对测点数据进行实时采集。桩身应变及土压力测点定位及编号如图4所示, 其中数字编号代表应变测点, 字母编号代表土压力计测点。



(a) 接头无加强环试件 (b) 接头有加强环试件

图4 应变及土压力测点(单位: mm)

Fig.4 Measuring points of strain and soil pressure(unit: mm)

3 试验结果及分析

3.1 土体与试件的破坏形态

对于4个试件而言, 各承台周围砂土的变化情况和破坏形态大体相同, 加载结束时的土体破坏典型情况见图5。砂土破坏过程为: 随着加载点水平位移的增大, 沿加载方向承台前方的砂土产生明显的挤压隆起, 承台后方的砂土出现松动、陷落, 且范围不断扩大, 承台两侧砂土在侧面摩擦作用下滑

动,稍有沉陷;当反向加载时,原先隆起的砂土又会向加载方向流滑陷落,原先松动、陷落的砂土被重新挤压隆起。承台前、后两侧的砂土被反复挤压扰动,经过几次加载循环后会在承台前、后两侧形成两个陷坑(边界如图5中的小弧线所示),最后在稍远处形成两道砂土隆起的痕迹(边界如图5中的大弧线所示)。

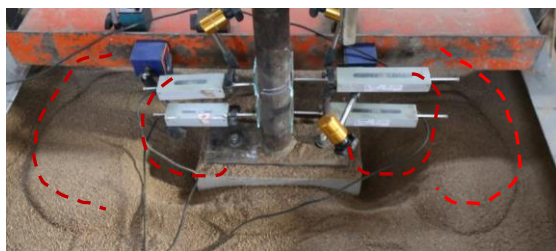


图5 承台周围砂土的典型破坏形态

Fig.5 Typical destruction form of sand around in the cap

试验结束后对试件进行开挖检查,此时已经仅能看到试件的最终破坏形态,见图6。

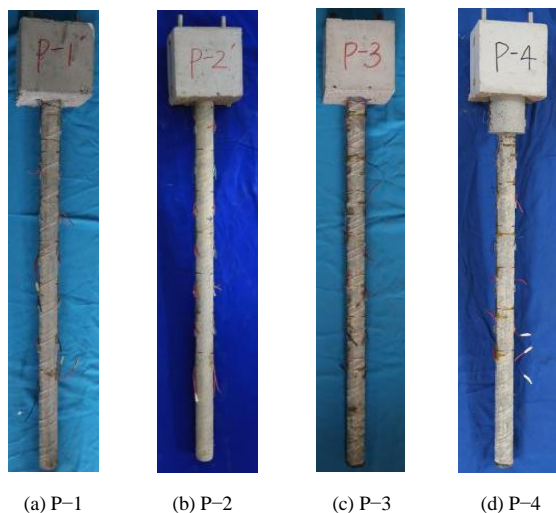


图6 试件 P-1~P-4 的最终破坏形态

Fig.6 Destruction forms of test specimens P-1~P-4

4 个试件的承台均完好,所有可见裂缝均集中在桩头附近或加强环上,桩身裂缝均为环向开裂,所有试件均发生了弯曲破坏(见表2)。

如前所述,埋入土体的带承台单桩受水平荷载的作用时在桩身与承台的连接部位最容易发生破坏。桩头约束程度的大小直接影响桩头的破坏形态,当桩头嵌固深度为 $1.0D$ 时,承台对桩头可提供较大的约束,节点状态接近刚结点,桩头在节点弯矩作用下裂缝发展的相对充分。当桩头嵌固为 $0.5D$ 时,节点约束接近半刚半铰,裂缝发展不够充分。当桩头嵌固为 $0.2D$ 时,节点约束状态接近铰接,桩头抗

表2 桩头破坏细节

Table 2 Details of pile head failure

试件	桩身裂缝	对应图片
P-1	桩头附近出现3道环向开裂。缝1位于在承台底与桩头结合面,宽度约0.5 mm,缝2在缝1以下约20 mm处,基本呈环形,稍斜,缝宽超过1.0 mm,该缝最宽,最早出现。缝3在距离承台底面90 mm ($2.0D$)处,呈环向,较细,宽约0.1 mm,最晚出现。	
P-2	桩头附近出现2道环向开裂,缝1位于在桩与承台结合面处,宽度约0.8 mm,为环向贯通裂缝,缝2在缝1下方约15 mm处,缝宽为0.1 mm,裂缝仅出现在加载方向桩侧,而并未形成环向贯通。	
P-3	仅在承台底面与桩头结合部出现1道环向开裂,裂缝宽度约1.0 mm。	
P-4	在垂直加载方向的加强环侧面沿高度可见对称竖向开裂,裂缝宽度约0.1 mm。加强环与桩结合部出现1道明显的环向开裂,裂缝宽度约0.3 mm。	

弯承载能力最小,一经受力,即在结合部位置出现开裂,形成铰接点,桩身不再出现新裂缝。而加强环的设置虽然增大了桩头截面的抗弯承载力,但由于加强环在桩的挤压下出现了竖向劈裂,反而降低了桩头约束,另一方面在加强环与桩的变截面处,由于弯矩仍较大,桩身仍会受弯开裂。

3.2 试件加载点位移-荷载滞回曲线

图7给出了各试件加载点水平位移-荷载滞回曲线。可知试件 P-1~P-4 的正、反向加载的滞回环形态和极限水平力各不相同,其正、反向水平力最大值分别为: (1.38 kN, -0.98 kN)、(1.21 kN, -1.08 kN)、(1.09 kN, -1.13 kN) 和 (1.02 kN, -0.82 kN)。P-1~P-4 的正向水平力最大值依次减小,而反向加载时却无此规律。各试件加载初期的水平力与位移成线性比例增长。随加载钢杆的转角增大,承台周边砂土的挤压、隆起、流滑的现象越来越明显,桩开裂破坏程度不断加深,水平力与位移的增长关系不再是线性比例关系,展示了桩-承台-土复合受力体的塑性性质,荷载随位移增长的斜率逐渐变缓,但未出现下降段。

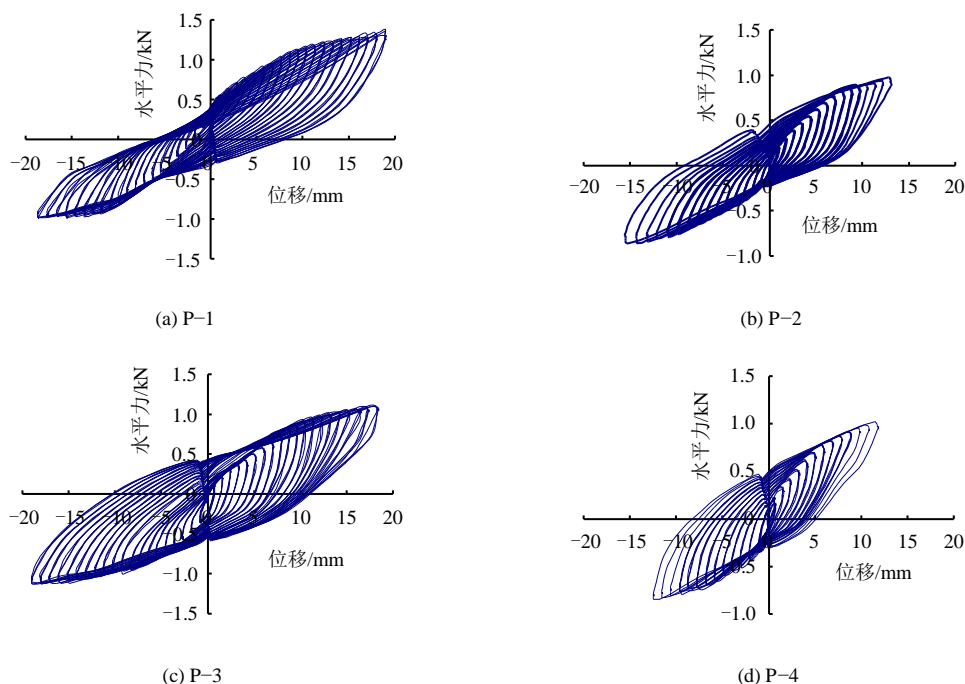


图7 试件加载点位移-荷载滞回曲线

Fig.7 Displacement-load hysteresis curves of single pile at loading points

这4个试件在外观尺寸上大体相同,土体对试件的约束程度也大体相当,特别是试件P-1~P-3在宏观形态上完全相同,而上述滞回曲线中的加载点水平力实际上是使桩-承台-土复合受力体中的上部加载钢杆的加载点发生侧移的水平反力,由于土体可提供的水平抗力大体相当,故桩头与承台节点连接构造的差异就相对不是那么突出了。总体上看,试件P-2表现出了相对较好的滞回性能和较大的水平力值。试件P-4在加载后期信号中断,最大仅加载至水平位移13 mm,且加强环出现竖向劈裂,导致数据值偏低。

3.3 试件刚度退化曲线

根据滞回曲线绘制各试件的刚度退化曲线如图8所示。

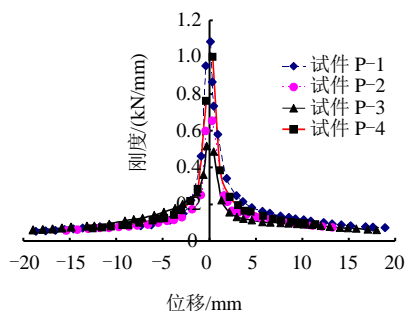


图8 试件的刚度退化曲线

Fig.8 Stiffness degradation curves of specimens

由图可知,试件P-1~P-4的初始刚度有较明

显的差别,依次为1.08、0.54、0.49、0.84 kN/mm。初始刚度的大小与承台对桩头的约束程度有直接的关系。相比P-2和P-3,桩头约束程度较强的P-1和P-4,其节点抗弯承载力较大,初始刚度也就较大。随着加载的进行,桩头裂缝逐步显现并发展,P-2和P-3的刚度退化较P-1和P-4明显;在试验加载后期,桩头均已发生不同程度的破坏,形成了塑性铰,桩头约束度由原先的差异较大而逐渐趋同,故此表现为试件刚度退化到同一水平。

3.4 桩身弯矩分析

图9~11分三个阶段给出了试件P-1、P-2、P-3在绝对水平位移1~6、6~12、13~18 mm之间往复加载时的桩身弯矩。图12分两阶段给出了试件P-4在绝对水平位移1~7、8~13 mm之间往复加载时的桩身弯矩。图中横坐标表示桩身弯矩,纵坐标表示测点埋深,埋深自承台顶面起算,纵坐标右侧为正向(+X)加载数据,左侧为反向(-X)加载数据。

就图9~12弯矩分布曲线分析如下:

(1) 4个试件的桩身弯矩均随深度逐渐减小。桩身弯矩零点在埋深0.47 m和0.67 m之间浮动,桩头初始约束程度越大,桩身弯矩零点越靠上。总体上看,各试件桩身零点都随着加载进程而逐渐上移。

(2) 当水平位移在1~6 mm或1~7 mm之间往复加载时,随着水平加载位移的增大,4个试件

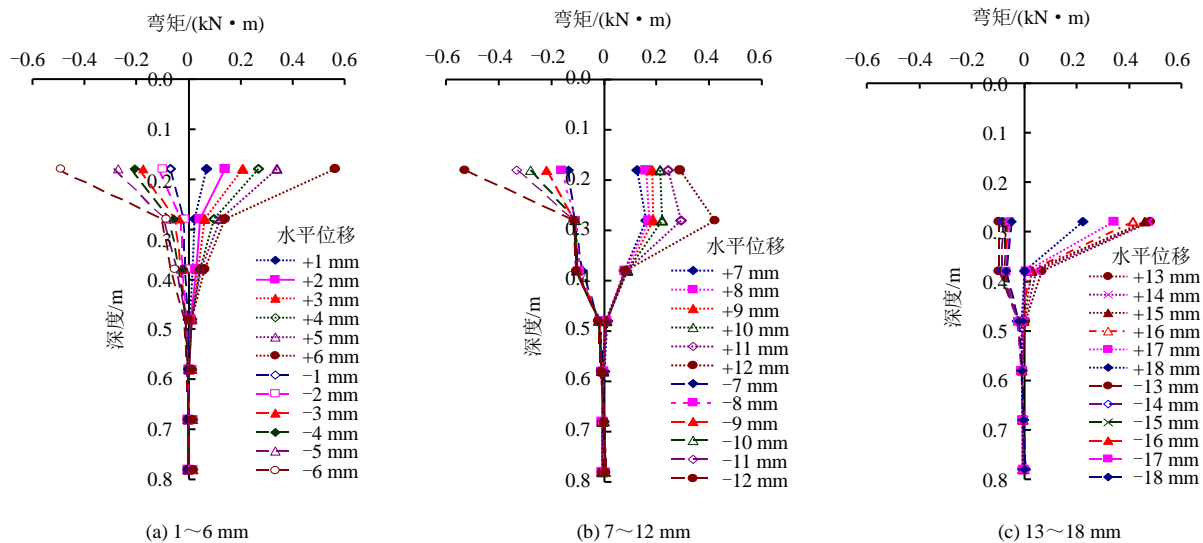


图 9 试件 P-1 桩身弯矩图
Fig.9 Moment curves of test pile P-1

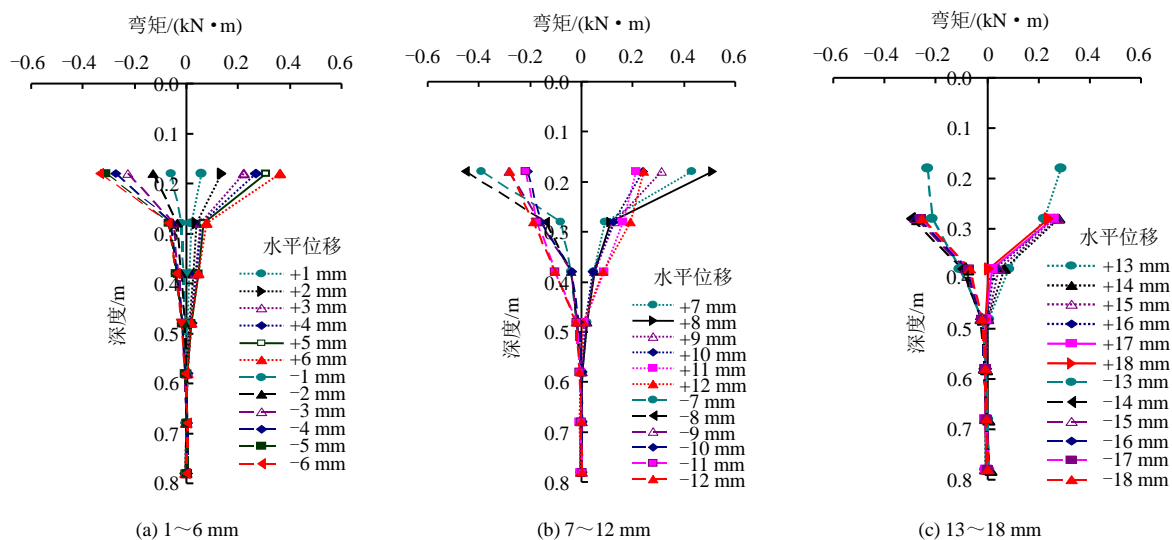


图 10 试件 P-2 桩身弯矩图
Fig.10 Moment curves of test pile P-2

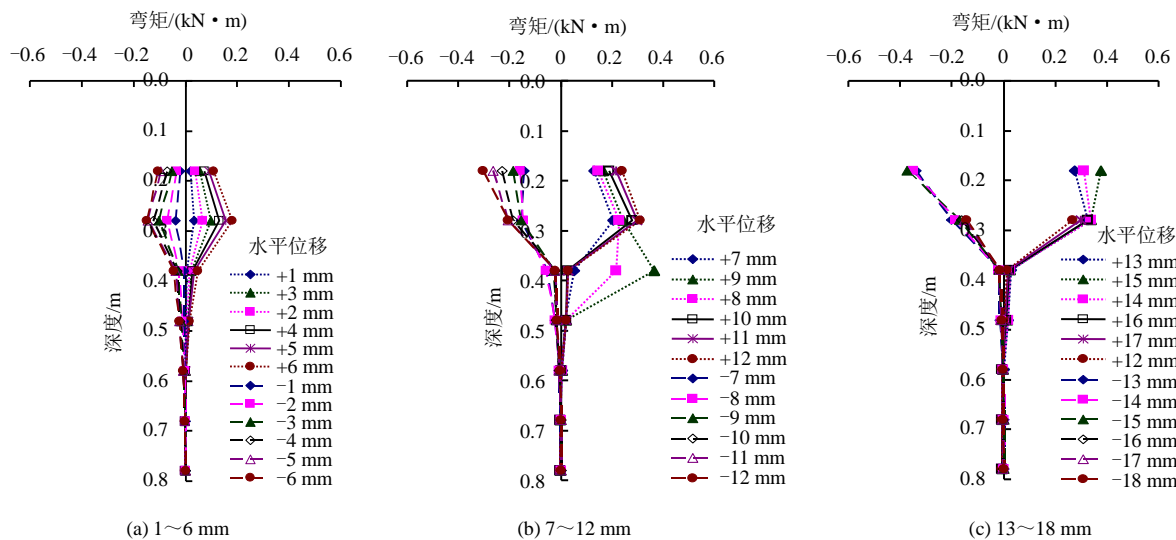


图 11 试件 P-3 桩身弯矩图
Fig.11 Moment curves of test pile P-3

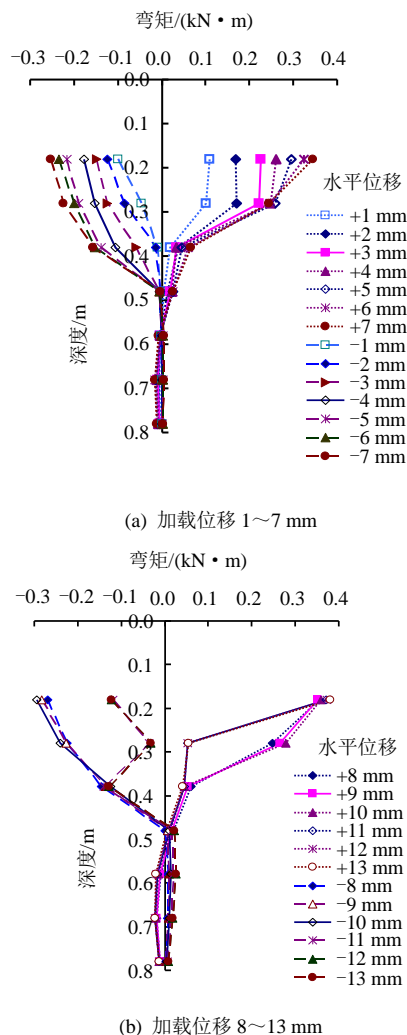


图 12 试件 P-4 桩身弯矩图
Fig.12 Moment curves of test pile P-4

桩身各深度截面的弯矩均随之增大, 且正向与反向加载时, 弯矩增大的规律和幅度基本对称, 未见明显的异常增大或减小, 可判断在这一阶段桩身上的应变未发生异常变化, 桩身应未发生开裂。

(3) 相比 P-1、P-2 和 P-4 的第 1 个加载阶段 (1~6 mm) 的桩身弯矩变化规律, P-3 存在一特殊情况, 其 0.17 m 深桩截面弯矩仅约为 0.27 m 深截面弯矩的 65%。其原因应为: P-3 桩头仅设计为嵌入承台 0.2D (9 mm), 试件制作难免存在偏差, 桩头与承台之间接触面很小, 承台实际对桩头的约束很弱, 在加载初期桩头相对承台底面即可能出现微小的偏转, 形成桩头铰接连接, 造成桩头应变数据偏小, 导致截面弯矩计算值也偏小。而在 0.17 m 截面以下, 下部土体对桩身逐渐产生相当程度的约束, 桩在承台侧向位移的带动下在桩身截面中产生了较大的弯矩。

(4) 对于 P-1、P-2 和 P-3, 当水平位移在 7~12 mm 之间往复加载时, 3 个试件的桩身弯矩总体

上仍呈增大趋势, 桩周土体受到桩挤压逐步进入塑性变形, 桩身也开始出现开裂, 部分测点受此影响不再是规律性地随之增大, 且正、反向加载时的桩身表现出明显的变化差异。在该加载阶段结束时, 桩身截面弯矩值已经接近或达到最大弯矩值。当加载进入最后一个阶段 (13~18 mm), 桩头处应变片因材料开裂而失效, 无法给出截面弯矩值。桩身各截面弯矩基本上不再继续增加, 反而逐渐减小。这一阶段桩头部位已经形成了塑性铰, 塑性铰的存在导致弯矩不再向桩深处传递。

(5) 对于 P-4, 当水平位移在 8~15 mm 之间往复加载时, 加强环截面弯矩和桩头截面弯矩均在水平加载位移 10 mm 处达到最大值, 随后由于加强环侧面竖向开裂和桩头处环向裂缝的发展, 弯矩值开始下降。

表 3 给出 4 个试件的 3 个主要埋深处桩身截面的最大弯矩值。表中数据表明: 桩头约束程度越大, 桩头弯矩就越大, P-4 数据偏小一方面是因为受信号中断影响, 最大加载位移仅至 13 mm; 另一方面是因加强环出现开裂。桩身同一截面处的正、反向加载弯矩值存在差异, 且并不在同一加载位移值时出现。

表 3 不同埋深处的桩身截面弯矩最大值
Table 3 Maximum values of moment of pile at different depths

试件 编号	加载 方向	各埋深处桩身弯矩最大值/(kN·m)		
		0.17 m (0.17 m)	0.27 m (0.25 m)	0.37 m (0.35 m)
P-1	正向	0.563	0.481	0.088
	反向	-0.528	-0.114	-0.106
P-2	正向	0.510	0.281	0.088
	反向	-0.451	-0.297	-0.106
P-3	正向	0.378	0.337	0.364
	反向	-0.375	-0.207	-0.058
P-4	正向	0.380	0.279	0.066
	反向	-0.293	-0.240	-0.156

注: 表中括号内标高适用于试件 P-4。

3.5 桩及承台侧面土压力分析

试验中桩及承台发生侧移和转角, 与土体之间存在挤压, 产生土压力。图 13~16 给出了 4 个试件的桩及承台侧面土压力随埋深的变化曲线。图中横坐标表示土压力, 纵坐标表示测点埋深, 埋深自承台顶面起算。

由图 13~16 曲线可知:

(1) 由于承台顶侧面砂土处于自由松散状态, 无法对承台提供有效的侧阻力。故 4 个试件在埋深

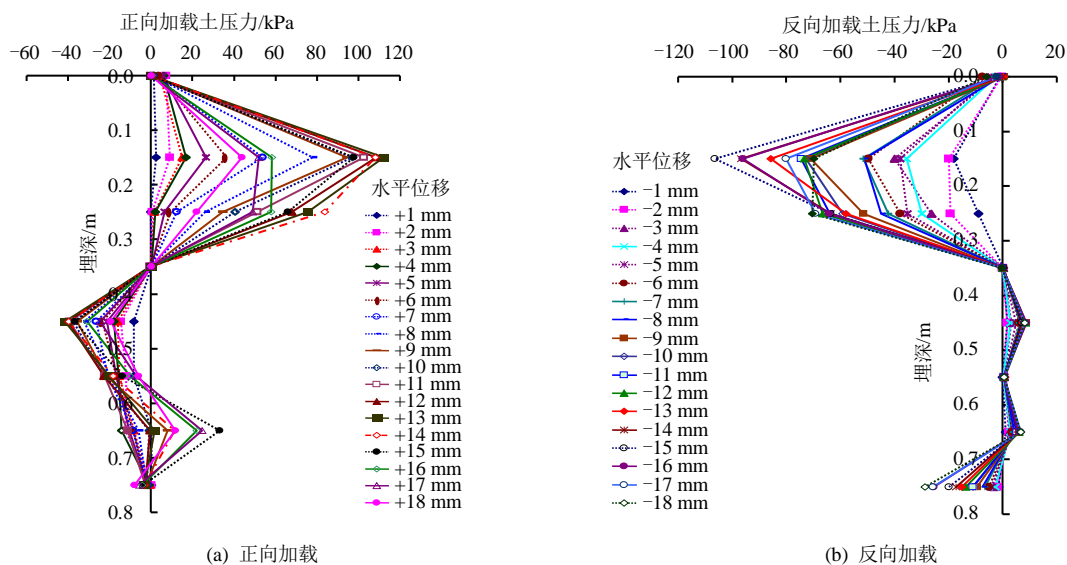


图 13 试件 P-1 土压力

Fig.13 Soil pressure curves at specimen P-1

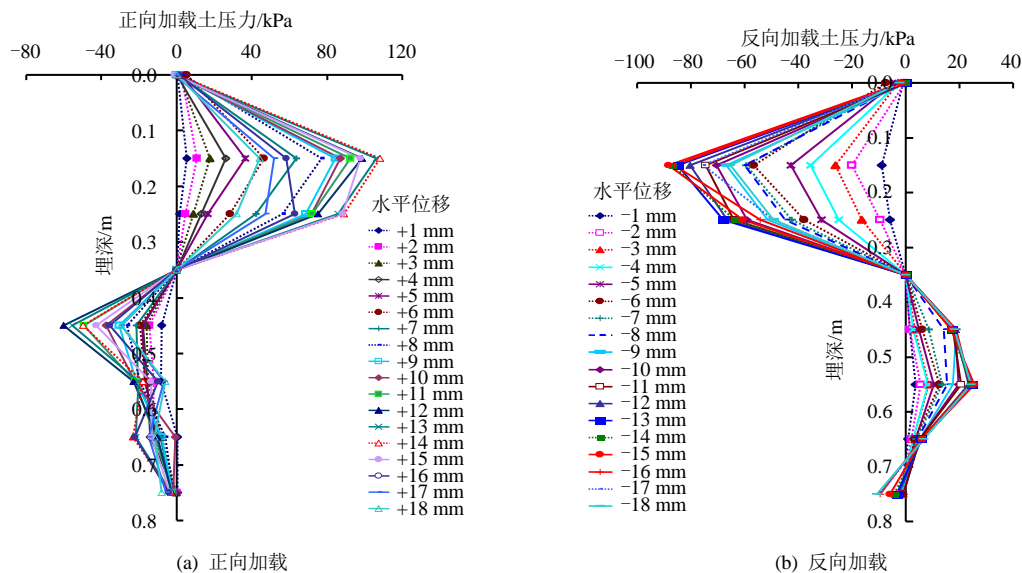


图 14 试件 P-2 土压力

Fig.14 Soil pressure curves at specimen P-2

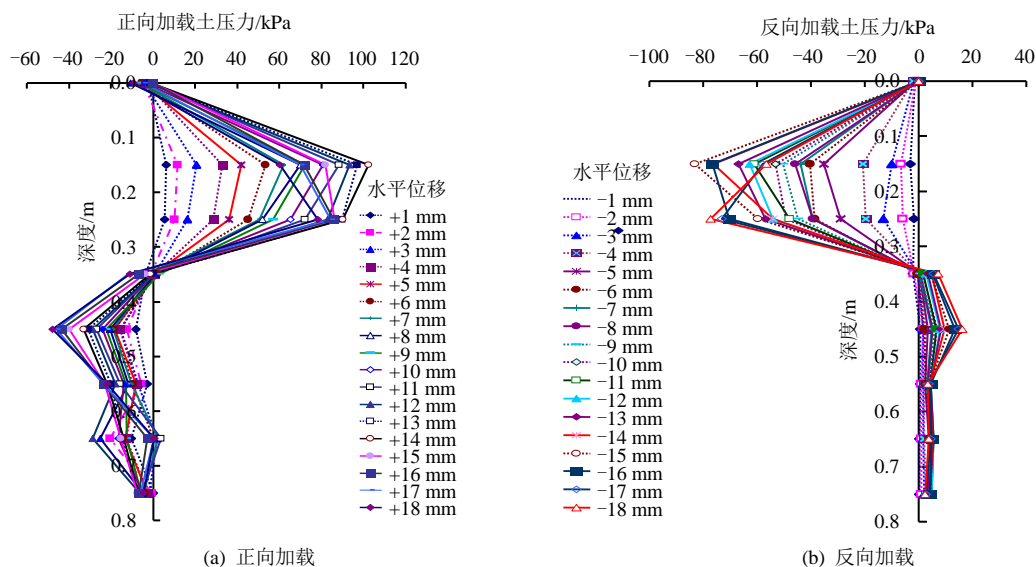
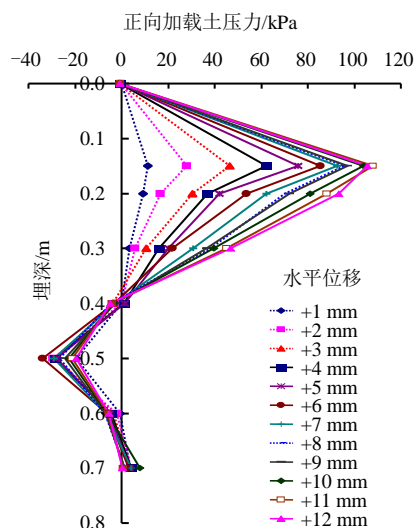
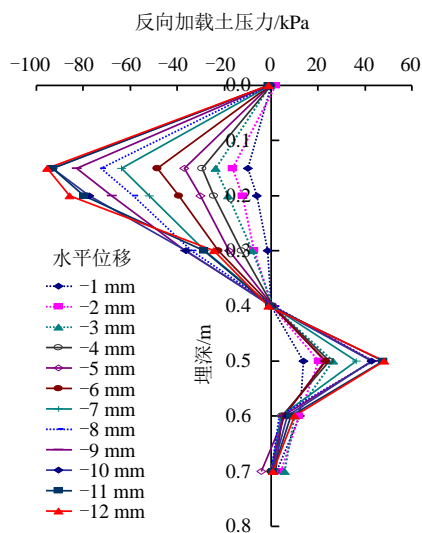


图 15 试件 P-3 土压力

Fig.15 Soil pressure curves at specimen P-3



(a) 正向加载



(b) 反向加载

图 16 试件 P-4 土压力

Fig.16 Soil pressure curves at specimen P-4

0 m 处 (即承台顶) 的承台侧面土压力均接近于 0。

(2) 在往复加载过程中, 4 个试件沿埋深在桩侧存在土压力零点, 零点以上桩身受到土体沿加载反方向的侧向土压力, 零点以下桩身受到土体沿加载方向的侧向土压力。出现较大土压力值的位置有承台底部侧边 (0.15 m)、桩头区域 (0.20~0.30 m) 及土压力值零点下方的第 1 个测点 (0.45 m 或 0.50 m), 这些区域的桩身与土体之间存在较大的转动和侧移, 明显挤压土体, 故土压力值相对较大。

(3) 总体上看, 由于 4 个试件在外观尺寸、土体接触边界条件和水平加载位移等因素上大体一致, 使得各试件的土压力分布曲线变化趋势相仿, 且在正、反向加载时的变化规律大体相同。试件在主要埋深处测点的正、反向加载时的土压力最大值

见表 4。可见 4 个试件的桩侧土压力数值相差不大, 表明桩头构造措施的变化对桩侧土压力不具决定性作用。数据上的差别主要是由试件制作差异、填土密实度的差异和土压力盒安装误差所致。

表 4 不同埋深处的土压力最大值

Table 4 Maximum values of soil pressure at different depths

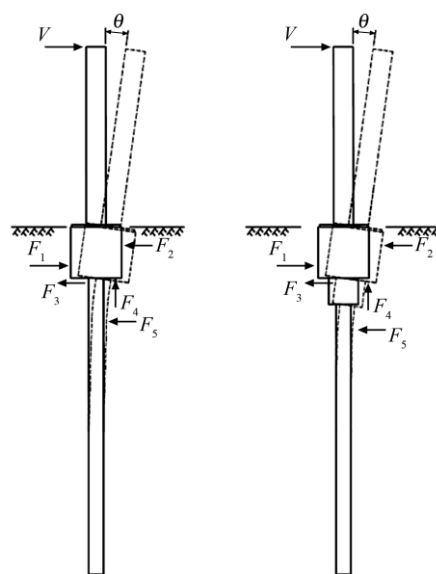
试件 编号	加载 方向	各埋深处土压力最大值 /kPa		
		0.15 m (0.15 m)	0.25 m (0.20 m)	0.45 m (0.50 m)
P-1	正向	112.0	83.8	-41.5
	反向	-106.0	-70.5	8.7
P-2	正向	108.0	88.8	-60.1
	反向	-88.3	-68.1	18.7
P-3	正向	102.1	90.2	-47.9
	反向	-83.0	-77.0	18.8
P-4	正向	108.1	93.4	-34.1
	反向	-95.3	-85.9	48.1

注: 表中括号内标高适用于试件 P-4。

4 试件受力机制分析

水平荷载作用下的桩基础破坏问题主要包括两方面: 一方面是桩体承载力和变形, 另一方面是土体承载力和变形。通常采用桩相对刚度和相对桩长对桩进行分类, 来研究水平荷载下桩-土相互作用破坏性状。本试验中的 4 个试件均属于弹性中桩。

如图 17 所示, 试件被埋入砂土, 砂土顶面与承台顶面平齐, 承台上连接加载钢杆, 将水平位移加载在钢杆的一特定高度处。加载钢杆相当于一根固结于承台的悬臂杆, 悬臂杆顶端受到水平位移加载



(a) 接头无加强环试件

(b) 接头有加强环试件

图 17 试件受力机制

Fig.17 Mechanisms of specimens

后,在承台顶面形成弯矩 M 和剪力 V 。在某一个水平位移循环加载的单向作用过程中,承台在其顶面的弯矩 M 和剪力 V 的作用下产生转角和侧移,承台后土体对承台提供主动土压力 F_1 ,承台前土体对承台提供被动土压力 F_2 ,承台侧面及底面土体对承台提供摩擦力 F_3 ,承台底面以下的桩前土体对承台提供向上的反力 F_4 。承台底面以下的桩和加强环也会随承台发生一定程度的转角和侧移。 F_3 为桩或加强环前土体提供的被动土压力。

对于试件中的桩头有约束的弹性中长桩,桩身产生的侧向挠曲不能忽略,并且是靠近桩顶部位的桩身先产生挠曲,挤压桩周土体,桩前土体提供被动土压力,桩身上会出现一个位移零点,位移零点以下土体未被扰动,没有提供土体抗力。随着荷载的增加,位移零点逐渐下移,荷载逐渐向下传递。

5 结 论

(1) 受到土体约束的桩-承台组合件在往复水平位移加载下,因桩头采用了不同的连接节点构造措施,导致出现了不同的桩头破坏形态。

(2) 本试验中,相对于桩-承台-土组合受力体宏观形状尺寸和砂土密实度等因素,桩与承台的连接构造因素对组合体的滞回性能、刚度退化性能、桩身弯矩的大小和分布规律及桩侧土压力的大小和分布规律不起决定性作用。

(3) 根据试件 P-1~P-3 的试验结果,对于桩头直接嵌入承台的情况,综合对比分析认为桩头最优嵌入深度为 0.5 倍的桩身直径。

(4) 根据试件 P-4 的试验结果,在桩头设置加强环可以获得与 P-1 相当的桩头约束效果,但加强环的制作相对复杂,其约束效果和破坏形态与加强环的截面尺寸、材料强度及配筋情况均有关系,应进一步深入研究。

参 考 文 献

- [1] SHEPPARD D A. Seismic design of prestress concrete piling[J]. *Journal of the Precast Prestressed Concrete Institute*, 1983, 28(2): 20—49.
- [2] JOEN P H, PARK R. Simulated seismic load tests on prestressed concrete piles and pile-pile cap connections[J]. *Journal of the Precast Prestressed Concrete Institute*, 1990, 35(6): 42—61.
- [3] HARRIES K A, PETROU M F. Behavior of precast, prestressed concrete pile to cast-in-place pile cap connections[J]. *Journal of the Precast Prestressed Concrete Institute*, 2001, 46(4): 82—93.
- [4] XIAO Y. Experimental studies on precast prestressed concrete pile to CIP concrete pile-cap connections[J]. *Journal of the Precast Prestressed Concrete Institute*, 2003, 48(6): 82—91.
- [5] WANG TIECHENG, YANG ZHIJIAN, ZHAO HAILONG, et al. Seismic performance of prestressed high strength concrete pile to pile cap connections[J]. *Advances in Structural Engineering*, 2015, 17(9): 1329—1342.
- [6] DAVISSON M T, SALLY J R. Model study of laterally loaded pile[J]. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1970, 96(5): 1605—1627.
- [7] RUESTA P F, TOWNSEND F C. Evaluation of laterally loaded pile group at Roosevelt bridge[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 1997, 123(12): 1153—1161.
- [8] 马志涛. 现浇混凝土薄壁管桩水平受力特性试验研究与分析[D]. 南京: 河海大学, 2007.
MA Zhi-tao. Test study on behaviors of cast-in-situ concrete thin-wall pipe pile under lateral load[D]. Nanjing: Hohai University, 2007.
- [9] 刘汉龙, 张建伟, 彭劫. PCC 桩水平承载特性足尺模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(2): 161—165.
LIU Han-long, ZHANG Jian-wei, PENG Jie. Full-scale model tests on behavior of cast-in-place concrete pipe piles with large diameter under lateral loads[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2009, 31(2): 161—165.
- [10] 赵春风, 刘丰铭, 邱志雄, 等. 砂土中竖向和水平荷载共同作用下的单桩承载特性研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(1): 183—190.
ZHAO Chun-feng, LIU Feng-ming, QIU Zhi-xiong, et al. Study on bearing behavior of a single pile under combined vertical and lateral loads in sand[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, 37(1): 183—190.
- [11] 张晨南. 推倒分析方法在高架桥梁系统抗震分析中的应用[D]. 上海: 同济大学, 2003.
ZHANG Chen-nan. Application of pushover method for the seismic analysis of elevated bridge system[D]. Shanghai: Tongji University, 2003.
- [12] 张永亮. 铁路桥梁桩基础抗震设计方法研究[D]. 兰州: 兰州交通大学, 2013.
ZHANG Yong-liang. Research on seismic design method of pile foundation for railway bridges[D]. Lanzhou: Lanzhou Jiaotong University, 2013.
- [13] 中国建筑标准设计研究院. 10SG409 预应力混凝土管桩图集[S]. 北京: 中国计划出版社, 2010.
China Construction Technology Consulting Co., Ltd. 10SG409 Drawings of prestressed concrete pipe pile[S]. Beijing: China Planning Press, 2010.
- [14] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
Minstry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. GB50011—2010 Code for seismic design of buildings[S]. Beijing: China Construction Industry Press, 2010.