

DOI: 10.11779/CJGE201802018

软土地区钻孔灌注桩抗震性能试验研究

刘 畅^{1, 2}, 刘彦坡^{1, 2}, 郑 刚^{1, 2}, 刘永超³

(1. 天津大学建筑工程学院, 天津 300354; 2. 滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室(天津大学), 天津 300354;
3. 天津市桩基技术工程中心, 天津 300301)

摘要: 选取天津市典型软土场地, 针对 4 根纵筋配筋率不同的钢筋混凝土钻孔灌注桩展开现场足尺桩拟静力试验。探究了不同配筋率的钻孔灌注桩在低周往复水平荷载作用下的滞回特性、耗能性能、刚度退化、位移延性及承载能力的差异。试验结果表明: 4 根灌注桩的等效黏滞阻尼系数集中在 0.10~0.23, 且位移延性系数均在 4.5 以上, 具有较好的耗能及延性性能; 增大配筋率并不能明显改善钢筋混凝土钻孔灌注桩的刚度退化过程, 减缓刚度退化的速率; 配筋率的增加可有效提高灌注桩的塑性变形能力, 增大灌注桩的极限位移, 同时显著增大灌注桩的屈服荷载与极限荷载; 灌注桩的耗能能力及位移延性随配筋率的增加均呈先增大后减小的变化规律, 从抗震性能的角度分析, 灌注桩最优配筋率的建议值为 0.63%。

关键词: 钻孔灌注桩; 足尺桩; 拟静力试验; 配筋率; 抗震性能

中图分类号: TU473 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2018)02-0360-10

作者简介: 刘 畅(1974-), 女, 博士, 副教授, 主要从事基坑工程、桩土相互作用、软土地基的研究。E-mail: lclc74@163.com。

Experimental study on seismic behavior of bored cast-in-situ pile in soft soil area

LIU Chang^{1, 2}, LIU Yan-po^{1, 2}, ZHENG Gang^{1, 2}, LIU Yong-chao³

(1. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300354, China; 2. Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety (Tianjin University), Ministry of Education, Tianjin 300354, China; 3. Tianjin Pile Foundation Technology Engineering Center, Tianjin 300301, China)

Abstract: The field pseudo-static tests on 4 full-scale reinforced concrete cast-in-situ bored piles with different reinforcement ratios are performed at a typical soft soil site of Tianjin. The seismic behavior indice, such as hysteretic behavior, energy dissipation, stiffness degradation, displacement ductility and bearing capacity of the test piles with different ratios of reinforcement under horizontal low cyclic loading, are studied. The results show that the equivalent viscous damping coefficients of four piles mainly appear between 0.10 to 0.23, and the displacement ductility coefficients of four piles are all above 4.5, indicating good energy dissipation and ductility. Increasing reinforcement ratio does not significantly improve the stiffness degradation process of the cast-in-situ bored piles and does not slow down the rate of stiffness degradation. Increasing the reinforcement ratio can effectively improve the plastic deformation capacity of the piles, and increase their ultimate displacement, and significantly increase the yield load and ultimate load of a single pile. Both the energy dissipation capacity and the displacement ductility of the piles increase firstly and then decrease with the increase of the reinforcement ratio, and based on the seismic performance of cast-in-situ piles, the recommended value of the optimal reinforcement ratio of cast-in-situ bored piles is 0.63%.

Key words: bored cast-in-situ pile; full-scale pile; pseudo-static test; reinforcement ratio; seismic behavior

0 引言

钻孔灌注桩作为一种主要的基础形式, 其桩长、桩径的选择较为灵活, 可设置到任何岩层和深度的持力层, 能够适应各种土层条件及承载力的要求, 施工简便; 可广泛应用于公路、铁路桥梁以及对单桩承载力要求较高的高层建筑等结构工程基础中。

桩基在承受竖向荷载的同时, 往往也受到风力、

波浪力以及地震力等水平荷载的作用。结构的抗震性能设计为性能化设计, 包含正常使用状态设计、设防烈度抗震验算、超越设防烈度抗震验算 3 个阶段, 不同阶段中结构或构件抗震性能的主要控制因素和要求

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目
(2010CB732106)

收稿日期: 2016-11-09

是各异的。目前, 关于基桩抗震性能研究的试验技术及理论水平均有了较大的发展, 特别在探究基桩抗震性能的影响因素及改善措施等方面积累了丰富的经验。Muguruma 等^[1]提出通过采用伸长率较高的预应力钢筋可改善 PHC 管桩的弯曲延性, 并提高 PHC 管桩的抗弯性能。Tuladhar 等^[2]通过对近些年发生的地震进行综合研究, 并结合嵌入地面的足尺预应力混凝土管桩载荷试验, 探究了地震条件下桩-土相互作用的非线性特性。张忠苗等^[3-4]通过试验研究提出了非预应力筋的配置可显著提高管桩的抗弯性能, 尤其是在预应力筋配筋率较低的情况下效果更为明显。王铁成等^[5]通过开展室内单桩构件拟静力试验, 研究了非预应力筋配筋率、箍筋配箍率以及桩型等对管桩抗震性能的影响, 并得到了增配非预应力钢筋可明显改善 PHC 管桩抗震性能的结论。

现阶段关于灌注桩水平承载性能的研究, 主要基于单桩水平静载试验, 侧重于分析探究水平荷载作用下桩身的受力变形特征、承载机制、桩土相互作用关系^[6-8], 以及包括桩径、桩身配筋、土层性质、后注浆、竖向荷载作用、桩顶固结条件等在内的一系列因素对单桩水平承载特性的影响^[9-14], 而针对灌注桩抗震性能的研究报道尚较少。黄世友^[15]在调查桩基震害的基础上, 从桩基抗震设计角度, 定性地提出了桩基类型选择应优选 H 型钢桩, 其次是钻孔灌注桩, 沉管灌注桩, 再次是预应力高强管桩的结论。梁传波^[16]以某高速公路桥梁为背景, 利用 MIDAS Civil 建立了空间动力计算模型, 采用反应谱方法进行地震反应分析, 对比研究了高烈度区桥梁基础中 PHC 管桩与 RC 灌注桩的力学性能及经济性, 提出了一些建议。张菊辉等^[17]针对目前钢护筒混凝土灌注桩基础抗震性能研究存在的问题等进行了总结与归纳, 建议开展钢护筒参与桩身受力的抗震机理研究及组合基础抗震性能评估。

总体上, 目前国内外关于基桩抗震性能的研究主要集中两个方面, 一是以正常使用状态设计阶段为基础的室内模型试验研究及数值模拟^[18-21], 二是以超越设防烈度抗震验算阶段为基础的单桩构件破坏性试验研究^[3-5, 22-23]; 而综合考虑桩-土相互作用的基桩在地震荷载大变形条件下的抗震性能研究尚较少。而对于灌注桩抗震性能的研究仍主要集中在定性分析的层面, 缺少系统的、有针对性的理论及试验研究, 尚未能从抗震性能的角度对灌注桩基础的工程应用作出详细评估并提出合理化建议。本文选取典型软土场地, 以钻孔灌注桩单桩的抗震性能为研究对象, 开展现场足尺钻孔灌注桩拟静力试验, 着重研究钻孔灌注桩单桩在低周往复水平荷载作用下的荷载-位移关系及承载机制; 本文的研究范畴属于超越设防烈度抗震验算

阶段, 主要分析基桩在地震荷载大变形条件下的受力及变形特点, 从而进一步对软土地区钻孔灌注桩的抗震性能进行评价, 为下一步的理论研究及工程实践提供参考。

1 试验概况

1.1 试桩设计

本试验共设计 4 根钻孔灌注桩试件, 编号依次为 YZ12、YZ14、YZ16、YZ18, 具体配筋参数如表 1 所示, 各桩除配筋率不同外其他参数均一致。桩长 22 m, 桩径 500 mm。桩身混凝土等级 C30; 纵向受力主筋采用 HRB400 级钢筋, 沿桩身通长布置, 其物理力学性能指标如表 2 所示; 螺旋箍筋加密区长度为 5 m, 布筋方式为 $\phi 8@100$, 其余段为 $\phi 8@200$; 焊接加劲箍布筋方式为 $\phi 12@2000$; 各部分具体构造及施工依据相关规范^[24-25]执行。

表 1 试验桩配筋参数

Table 1 Reinforcement configuration of test piles

序号	编号	纵向主筋	纵向主筋配筋率/%
1	YZ12	8 $\varnothing 12$	0.46
2	YZ14	8 $\varnothing 14$	0.63
3	YZ16	8 $\varnothing 16$	0.82
4	YZ18	8 $\varnothing 18$	1.03

表 2 纵向受力主筋材性试验结果

Table 2 Mechanical properties of longitudinal reinforcement

试验用钢筋	屈服强度	极限抗拉强度	弹性模量
	/MPa	/MPa	/GPa
HRB400	462.7	671.4	202.6

1.2 场地工程地质条件

试验选在天津市滨海新区一典型软土地带展开, 该区域平整开阔, 土质均匀, 保证了各试验桩工作条件的相对一致性, 最大程度地排除了桩周土层差异对试验结果及对比分析的干扰。基于岩土工程勘察, 得到地表以下 40 m 范围内的土层分布及岩性特征, 沿深度方向自上而下典型土层的物理力学参数如表 3 所示。各试验桩均为泥浆护壁钻孔灌注桩; 桩顶高出地面 0.5 m, 入土深度 21.5 m, 场地地面标高为 -0.3 m。桩周土层分布如图 1 所示。

1.3 试验加载及量测方案

图 2 为试验桩水平加载装置及加载示意图; 桩帽上平面与桩顶紧贴, 桩帽与桩身四周自桩顶向下 0.5 m 范围内通过高强螺栓及钢垫板紧密固定在一起, 用以保证桩顶水平力施加的稳定性。利用最大拉压荷载达 500 kN 的液压千斤顶对试验桩桩顶施加水平力, 通过荷载传感器及荷载测试仪控制加载等级; 同时设置大

表 3 典型土层物理力学参数

Table 3 Physical and mechanical parameters of typical soil layers

土层名称	土层厚度/m	含水率/%	重度/(kN·m ⁻³)	初始孔隙比	黏聚力c/kPa	内摩擦角φ/(°)	塑性指数	液性指数	压缩指数C _c	回弹指数C _s
2a 粉质黏土	1.7	35.6	18.82	0.999	15.3	19.7	12.20	0.92	0.135	0.013
2b 淤泥质粉黏	1.4	39.7	18.16	1.142	11.1	6.9	17.80	1.09	0.185	0.009
2c 粉质黏土	4.9	35.7	18.46	1.000	12.8	22.0	14.56	0.93	0.152	0.004
3a 粉质黏土	4.8	32.2	18.19	0.977	17.7	19.3	14.02	0.61	0.170	0.007
3b 粉土	3.6	21.0	19.61	0.619	8.5	27.0	7.68	0.45	0.097	0.008
5a 粉质黏土	3.6	39.2	18.63	1.033	23.9	18.5	14.43	0.98	0.174	0.026
6a 粉质黏土	4.7	23.0	20.47	0.635	17.6	22.2	10.82	0.49	0.110	0.011
6b 粉土	4.3	17.4	20.99	0.522	13.1	28.2	8.02	0.37	0.085	0.006
7 粉质黏土	5.0	31.1	19.33	0.845	29.7	24.3	15.52	0.56	0.144	0.014
8a 粉质黏土	6.0	23.6	20.42	0.647	30.1	25.7	13.81	0.44	0.086	0.016

量程位移计量测桩顶在水平力作用方向上的位移值。在桩顶中性轴位置固定钢棒作为水平位移测点;然后,沿桩顶水平力作用方向布置位移计,位移计安装在不受加载过程影响的固定支架上,位移计拉绳的一端固定在桩顶水平位移测点上,整个位移计及其拉绳所在直线与桩顶水平力的作用线平行。

此外,由于试验条件限制,试验过程中未进行桩身裂缝观测;仅在试验结束后,通过开挖桩周土对桩身最终状态的裂缝发展及破坏状况进行了记录分析。

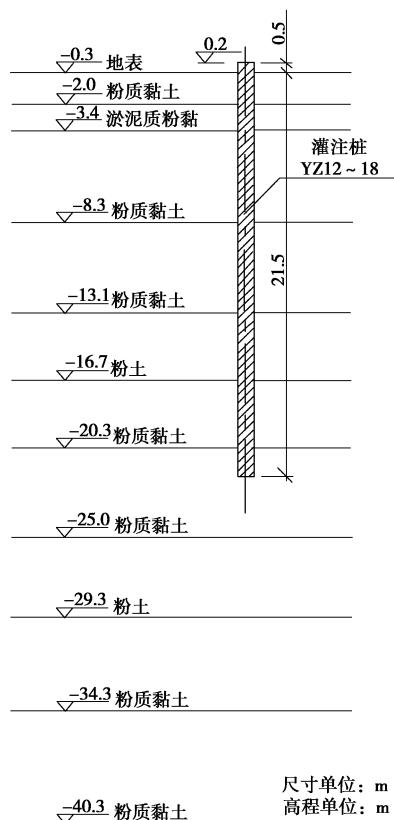


图 1 桩周土层剖面图

Fig. 1 Profile of soil layers around pile

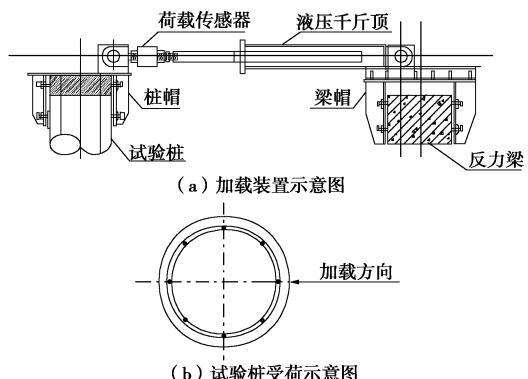


图 2 试验加载布置图

Fig. 2 Horizontal loading device of test pile

为得到钻孔灌注桩在地震荷载大变形条件下的水平承载机制及抗震性能,依据《建筑抗震试验规程》JGJ/T 101—2015,并结合《建筑地基基础设计规范》GB50007—2011、《建筑桩基技术规范》JGJ 94—2008中相关规定开展拟静力试验,采用荷载-位移混合双控制加载,具体加载制度如图 3 所示。试件屈服前采用分级荷载加载,级差 20 kN;进入屈服后,采用分级位移加载,级差为屈服位移 Δ_y 的倍数,经前期统计分析,同时也为避免加载制度不同对试验结果造成的影响,这里位移级差统一取 20 mm。试验由荷载控制加载阶段转入位移控制加载阶段的分界点是各试桩的屈服荷载值;该值是通过试验前的事先模拟计算并结合实际加载过程中各试桩的桩顶水平力-位移关系预估得到的,用以控制试验加载过程。每级荷载(或位移)施加后,维持恒载(或位移)4 min 采集数据,然后卸载(或位移)至零,停 2 min 再次采集数据,至此完成一个加卸载循环;每级加载均往复循环 3 次。试验中途不停歇。试验终止的条件为桩顶水平力下降

至峰值荷载的 85% 或桩身发生破坏以致不适用于继续承载。

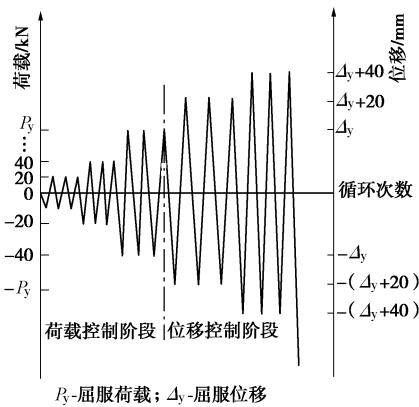


图 3 拟静力试验加载制度示意图

Fig. 3 Schematic diagram of loading plan of pseudo-static tests

2 试验结果及分析

2.1 滞回特性及耗能性能

各试验桩的荷载 - 位移滞回曲线 ($H_0 - X_0$) 如图 4 所示。滞回曲线可综合反映相应灌注桩单桩在低周往复水平荷载作用下的桩 - 土相互作用过程及受力变形性能。从图 4 中可以看到, 各试验桩的荷载 - 位移关系总体上依次经历了上升、水平、缓降、骤降 4 个过程。

4 根试验桩的荷载 - 位移滞回曲线均较为饱满, 耗能性能整体较好。进入位移控制加载阶段后, 各级滞回环的捏缩效应逐渐减弱, 随着位移加荷等级的增大, 滞回环饱满程度不断增加。

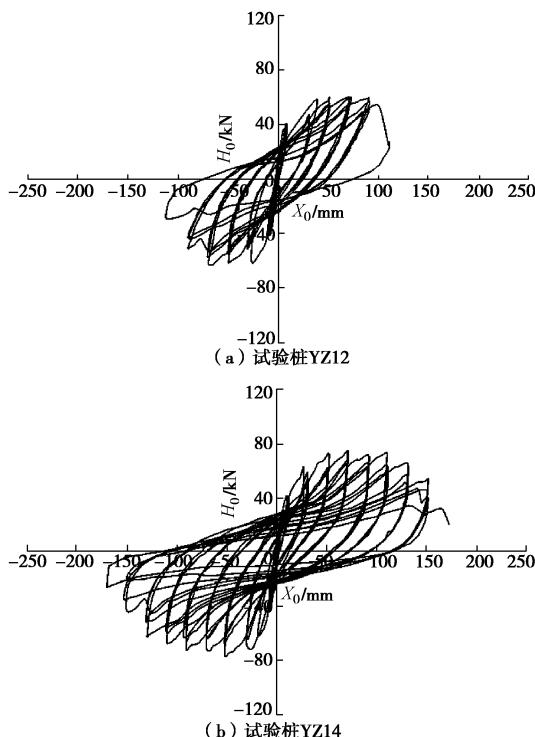


图 4 荷载 - 位移滞回曲线

Fig. 4 Hysteretic curves of load and deformation

在位移控制加荷阶段, 对比各级加卸载下的 3 次循环, 可以看到, 第 2 次与第 3 次循环的加载段曲线较为吻合, 而二者均明显处于第 1 次循环加载段曲线的下方, 即随着循环次数的增加, 桩 - 土相互作用体系的抗侧移刚度先大幅降低, 后趋于稳定。这一现象表明桩周土体在经历第 1 次循环加载时即产生了较大的塑性变形, 基本完成了一级加载下沿桩身一定深度范围内桩周土体的全部变形量; 在第 2 次和第 3 次循环加载时, 这一深度范围内桩周土体对桩身侧移的约束作用显著降低。桩体在桩 - 土脱开区域内循环运动时, 单桩的承载模式近似由弹性地基梁转为悬臂梁。

同样地, 在位移控制加荷阶段, 当进入下一级位移加荷时, 其上一级 3 次循环加载造成的桩周土塑性损伤及软化作用会使单桩水平承载力有一个降低的趋势。但同时, 随着位移加荷等级的增大, 在桩顶水平位移新增 20 mm 的过程中, 水平荷载沿桩身逐渐向更深土层传递, 同时水平方向桩周土体的影响范围也相应扩大, 进而桩 - 土相互作用体系的抗侧移刚度得以提高, 这一点对于桩顶水平承载力的提高是有利的。因此, 在向下一级位移加荷的过程中, 当试验桩由于这新增的 20 mm 位移所产生的抗力增量近似等于试验桩由于在此之前 3 次循环中桩身受损及桩周土软化造成的承载力减小量时, 该级位移对应的单桩水平承载力则近似等于其上一级位移加荷对应的最大水平承载力, 表现在荷载 - 位移关系曲线上, 即出现一段荷载

近似不变的平台。此外,由图 4 可以看到,各级加载下 3 次循环的卸载段曲线均较为吻合,卸载刚度基本保持一致;同时,卸载残余位移随加载等级近似呈线性增加。

构件的耗能性能可通过单个滞回环所包围的面积进行量化分析。这里采用一次加卸载循环的总耗能 W 和等效黏滞阻尼系数 ζ_{eq} ^[26]两个指标来分析评估各试验桩的耗能能力。如图 5 所示,单个滞回环所包围的面积即为一次加卸载循环过程的总耗能 W ;等效黏滞阻尼系数 ζ_{eq} 可通过下式计算得到

$$\zeta_{eq} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{S_{(ABC+CDA)}}{S_{(OBE+ODF)}}, \quad (1)$$

式中, $S_{(ABC+CDA)}$ 为图 5 中滞回曲线所包围的面积,即 W ; $S_{(OBE+ODF)}$ 为图 5 中三角形 OBE 与 ODF 的面积之和。

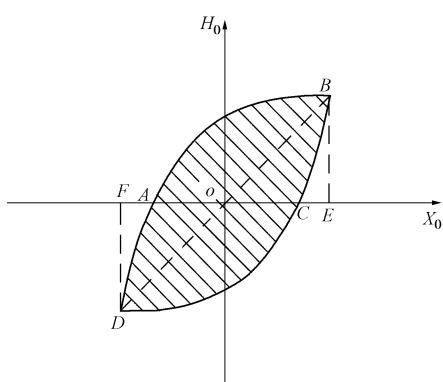


图 5 滞回环示意图

Fig. 5 Hysteretic curve ring of load-displacement

依次对各级加载下第 1 次循环的滞回环进行耗能计算分析,滞回环的截取和总耗能 W 的计算均从控制位移为零开始,经过一个完整的加载循环结束^[27]。图 6、7 分别为 4 根钻孔灌注桩各级加载的总耗能 W 计算值和等效黏滞阻尼系数 ζ_{eq} 计算值对比曲线,其中横坐标为各级加载正、反向峰值点对应的桩顶水平位移绝对值之和的平均值。从图 7 中可以看出,4 根灌注桩的等效黏滞阻尼系数集中在 0.10~0.23 之间,耗能性能整体较好。在加载初期位移较小时,从 YZ12 到 YZ18,随着配筋率的增加,等效黏滞阻尼系数先逐渐增大,至 YZ16 时达到最大值,后出现减小。分析认为,该现象是由于随着配筋率的增加,桩身抗侧移刚度逐渐增大,则在加载初期荷载控制阶段,相同荷载等级下的桩顶水平位移依次减小,与之对应的 $S_{(OBE+ODF)}$ 也逐渐减小;同时,配筋率的增加提高了桩身的恢复力特性,但由于各试验桩均近似处于弹性工作阶段,因此,卸载残余位移随配筋率增加的减小

幅度相对较小,表现为单圈滞回环的总耗能 W 逐渐缓慢降低,而至 YZ18 时其降低比例超过了对应 $S_{(OBE+ODF)}$ 的降低比例;最终,加载初期的等效黏滞阻尼系数 ζ_{eq} 呈现出了先增大后减小的规律,同时也表明在桩身开裂前的小变形阶段,从等效黏滞阻尼系数角度分析的灌注桩的最优配筋率为 0.82% (YZ16)。

随着加载位移的逐渐增加,桩身出现开裂,从图 7 中可以看到,这时等效黏滞阻尼系数 ζ_{eq} 会出现降低,但随着配筋率的增加,降低的幅度逐渐减小。此后,由于桩身裂缝之间的相互咬合与摩擦作用以及纵向受力钢筋的逐渐屈服,桩身塑性变形深入发展,各试验桩的耗能能力不断提高。其中, YZ12 由于其配筋率较低,纵向主筋最先进入屈服阶段,耗能能力的提高相对较快。

进入位移控制加载的大变形阶段,可以看到,在总耗能 W 随配筋率依次增大(图 6)的前提下, YZ14 的等效黏滞阻尼系数 ζ_{eq} 最大,而 YZ16、YZ18 依次减小。分析认为这一现象是由于随着配筋率的增加,桩身刚度逐渐增大,桩顶水平荷载增长速率加快,则与之相对应的假定的等效弹性体耗能 $S_{(OBE+ODF)}$ 随加载位移的增长速率变大,使得在相同位移下,纵向受力钢筋配筋率高的灌注桩的塑性耗能 $S_{(ABC+CDA)}$ 所占比例相对减小;这样一来,构件的等效黏滞阻尼系数 ζ_{eq} 随配筋率的增加则有一个降低的趋势。但同时,一定程度上,纵向受力钢筋的增多也使得在相同桩顶水平位移时有更多的纵筋产生塑性耗能,钻孔灌注桩在完成一次加载循环的过程中需要消耗更多的能量 W (如图 6 所示);从这一角度分析,则纵向受力钢筋配筋率的增加会使得等效黏滞阻尼系数 ζ_{eq} 有一个增大的趋势。综合以上两个方面可以看到,在地震荷载大变形条件下,灌注桩存在一个耗能的最优配筋率;基于试验结果,该值为 0.63% (YZ14)。

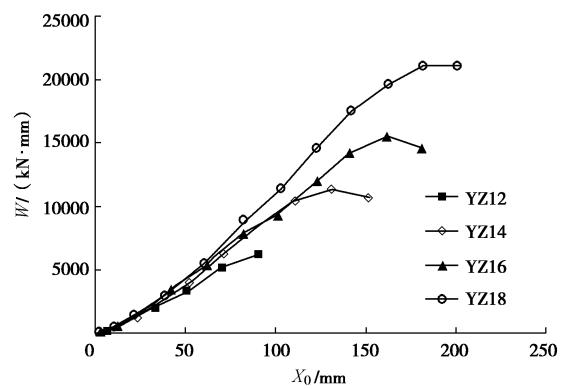


图 6 总耗能随桩顶位移变化曲线

Fig. 6 Variation of total hysteretic energy dissipation with displacement

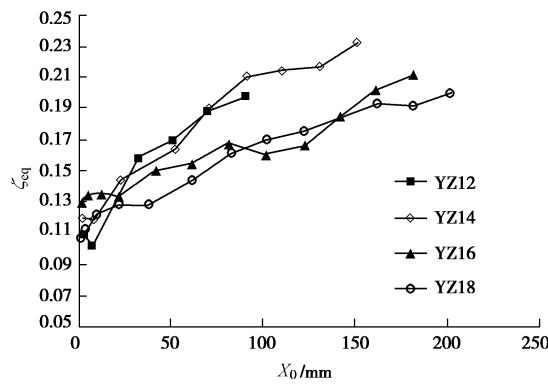


图 7 等效黏滞阻尼系数随桩顶位移变化曲线

Fig. 7 Variation of equivalent viscous damping coefficient with displacement

2.2 骨架曲线及刚度退化

取荷载 - 位移滞回曲线上每级循环加载的峰值点绘制得到各试验桩的骨架曲线, 如图 8 所示。图 8 给出了各试桩抗震性能化设计的控制指标, 包括开裂荷载、屈服荷载、极限荷载、破坏荷载及其对应的位移 (各性能控制指标具体数值的确定在 2.3 节中)。

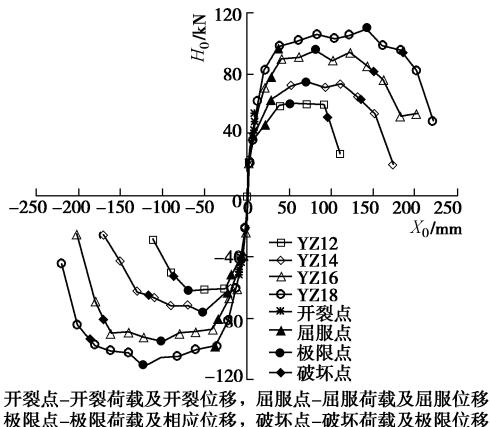


图 8 骨架曲线对比分析

Fig. 8 Comparison of envelope curves

可以看到, 4 根试验桩的荷载 - 位移发展模式基本一致。桩身开裂前, 各试桩的荷载 - 位移关系近似呈线性; 随着桩身出现开裂, 纵筋的作用逐步得到发挥, 不同纵筋配筋率的试验桩的荷载 - 位移关系呈现出不同的增长率。继续加载, 桩身纵筋逐渐屈服, 各试桩均出现了较为明显的屈服平台。随着配筋率的增加, 屈服平台的范围逐渐扩大, 试验桩的塑性变形能力不断提高。同时, 纵向受力钢筋的增多也使得荷载下降段的单桩抗侧移刚度得以提高, 桩 - 土共同作用体系在经历更大的水平位移后才发生破坏。

刚度反映了构件受到外力作用时抵抗变形的能力, 是评价构件抗震性能的一个重要指标。这里采用割线刚度 K_i ^[26] 来分析各试验桩的刚度退化现象, 各级

加载对应的割线刚度 K_i 按下式计算:

$$K_i = \frac{|+F_i| + |-F_i|}{|+X_i| + |-X_i|} \quad (2)$$

式中 $+F_i$, $-F_i$ 分别为第 i 级加载正、反向峰值点的荷载值; $+X_i$, $-X_i$ 分别为第 i 级加载正、反向峰值点的位移值。各试验桩刚度退化情况如图 9 所示, 其中横坐标为各级加载正、反向峰值点对应的桩顶水平位移绝对值之和的平均值, 即 $(|+X_i| + |-X_i|)/2$ 。

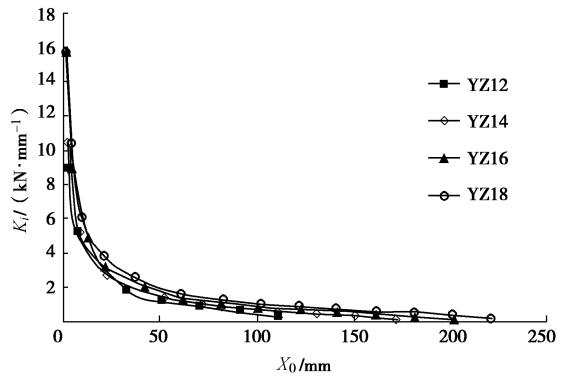


图 9 刚度退化曲线

Fig. 9 Curves of stiffness degradation

这里的割线刚度计算值 K_i 代表的是桩 - 土相互作用形成的共同刚度。从图 9 中可以看出, 各试验桩的刚度退化过程及整体规律基本相同。开始加载时, 各试件的刚度略有差异; 随着加载位移的增大, 桩身混凝土出现开裂, 受拉钢筋逐渐屈服, 进入弹塑性工作阶段, 各试件的刚度均迅速退化; 继续加载, 桩身塑性损伤不断深入, 刚度退化变缓, 最终各试验桩的割线刚度值逐渐趋于相同。对比加载后期大变形阶段的刚度曲线, 可以看到, 纵筋配筋率高的灌注桩在较大位移下仍具有一定的抗侧移刚度。以上现象表明, 增大配筋率可使灌注桩在大变形条件下仍具有一定的承载能力, 但并不能明显改善钢筋混凝土钻孔灌注桩的刚度退化过程, 减缓刚度退化的速率。

2.3 承载能力及延性系数

根据各钻孔灌注桩的荷载 - 位移变化规律, 并结合桩基抗震性能化设计的 3 个性能控制指标, 提取了各试桩的开裂荷载、屈服荷载、极限荷载、破坏荷载及其对应的位移等承载特征点。

依据《建筑抗震试验规程》JGJ/T 101—2015^[26] 中关于拟静力试验时构件承载性能评价的规定, 综合《建筑地基基础设计规范》GB50007—2011 以及《建筑桩基技术规范》JGJ94—2008 中有关单桩水平承载力的评价方法, 将低周往复荷载作用下的荷载 - 位移试验结果按正向循环和反向循环分别整理, 依次绘制

4 根试验桩各自的正向加载水平力 - 位移梯度 ($H_0-\Delta X_0/\Delta H_0$) 关系曲线和反向加载水平力 - 位移梯度 ($H_0-\Delta X_0/\Delta H_0$) 关系曲线, 如图 10 所示。然后, 取各 $H_0-\Delta X_0/\Delta H_0$ 曲线上第一直线段终点对应的荷载作为相应的单桩水平临界荷载, 即开裂荷载 H_{cr} 。

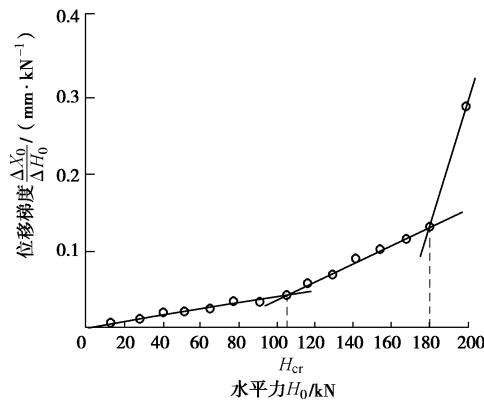


图 10 荷载 - 位移梯度曲线

Fig. 10 Curves of load-displacement gradient

依据规程^[26], 取试件所能承受的最大荷载为极限荷载; 取最大荷载的 85% 为该试件的破坏荷载, 并取骨架曲线上破坏荷载对应的桩顶水平位移值为极限位移; 屈服荷载及屈服位移依据能量等值法^[28]确定。

如图 11 所示, 过荷载 - 位移骨架曲线 ($P - \Delta$ 曲线) ODC 的峰值点 C 做水平线, 然后过原点 O 做直线 OB 交峰值点水平线于 B 点, 并交骨架曲线于 A 点; 当图中 ABC 区域的面积与 ODA 区域的面积相等时, B 点横坐标所对应的位移即为屈服位移 Δ_y , A 点纵坐标所对应的荷载即为屈服荷载 P_y 。

同时, 本文采用位移延性系数 μ_Δ 来评价构件的延性性能, 计算公式如下:

表 4 试桩加载特征点及位移延性系数

Table 4 Characteristic values and displacement ductility coefficients of test piles

试件 编号	加载 方向	荷载/kN				位移/mm				位移延 性系数 μ_Δ
		开裂荷载	屈服 荷载	极限荷载	破坏荷载	开裂 位移	屈服 位移	极限荷载对 应的位移	极限 位移	
YZ12	正向	37.91	47.05	60.62	51.53	7.45	20.87	50.90	95.84	4.59
	反向	39.58	51.26	62.00	52.70	8.53	18.87	70.19	86.82	4.60
	均值	38.75	49.16	61.31	52.11	7.99	19.87	60.55	91.33	4.60
YZ14	正向	43.70	63.44	74.86	63.63	8.98	27.75	70.57	133.84	4.82
	反向	42.43	63.03	76.38	64.92	7.94	23.92	52.29	117.15	4.90
	均值	43.07	63.24	75.62	64.28	8.46	25.84	61.43	125.50	4.86
YZ16	正向	48.37	78.20	95.81	81.44	9.06	28.11	80.95	149.56	5.32
	反向	49.21	80.39	95.10	80.83	8.32	34.82	101.33	169.55	4.87
	均值	48.79	79.29	95.45	81.13	8.69	31.46	91.14	159.56	5.10
YZ18	正向	53.08	97.26	110.05	93.54	9.17	36.84	141.29	184.69	5.01
	反向	51.69	98.24	110.67	94.07	9.36	38.38	123.10	186.24	4.85
	均值	52.39	97.75	110.36	93.81	9.27	37.61	132.20	185.47	4.93

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}, \quad (3)$$

式中, Δ_u 为构件的极限位移, Δ_y 为构件的屈服位移, 取值方法同上述一致。表 4 列出了各试验桩的荷载、位移特征点及位移延性系数。

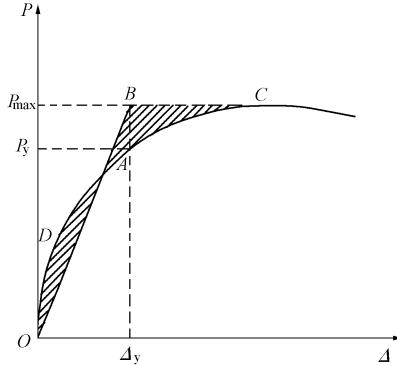


图 11 能量等值法示意图

Fig. 11 Energy equivalence method

从表 4 中可以看到, 随着纵筋配筋率的增加, 各灌注桩的开裂荷载、屈服荷载、极限荷载均逐渐增大。其中开裂荷载的增长幅度相对较小, YZ14、YZ16、YZ18 的开裂荷载平均值相较于 YZ12 的增长率依次为 11.1%, 25.9%, 35.2%。而 YZ14、YZ16、YZ18 的屈服荷载平均值相较于 YZ12 的增长率依次为 28.6%, 61.3%, 98.9%; YZ14、YZ16、YZ18 的极限荷载平均值相较于 YZ12 的增长率依次为 23.3%, 55.7%, 80.0%; 随着配筋率的提高, 极限荷载的增长率低于屈服荷载的增长率, 在承载性能方面, 增加配筋率对于钻孔灌注桩基桩屈服阶段的影响更为显著。

位移延性系数为构件极限位移与屈服位移的比值, 反映了构件在屈服后继续发生塑性变形的能力。由表 4 可看到, 随着纵向受力钢筋的配筋率从 0.4%

(YZ12) 增加到 1.04% (YZ18), 试验桩的屈服位移平均值从 19.87 mm 增至 37.61 mm, 增长了 89%; 同时, 极限位移平均值从 91.33 mm 增至 185.47 mm, 增幅达 103.1%。可见, 纵向受力钢筋的增多可有效提高钢筋混凝土钻孔灌注桩的极限位移, 扩大灌注桩破坏前的变形范围。依据文献[29], 基础构件位移延性系数大于 3 即可满足其在地震作用下的延性要求; 4 根试验桩的位移延性系数均在 4.5 以上, 表现出良好的塑性变形能力。由此表明钢筋混凝土灌注桩这一桩型本身具有较好的延性性能。同时, 可以看到, 随着配筋率的增加, 试验桩的位移延性系数平均值呈先增加后减小的变化规律, 在配筋率为 0.82% (YZ16) 时达到最大值 5.10。分析认为, 这一现象的原因在于, 随着配筋率的不断增大, 极限位移的增长速率减缓, 当其低于屈服位移的增长速率时, 位移延性系数就会减小。YZ18 相较于 YZ16, 屈服位移增长了 19.5%, 而极限位移增幅为 16.2%, 最终 YZ18 的位移延性系数相较于 YZ16 降低了 3.3%。上述现象表明, 从钻孔灌注桩的位移延性角度分析, 同样存在一个最优配筋率, 基于试验该值为 0.82%。

上述分析表明, 各钻孔灌注桩的位移延性系数、等效黏滞阻尼系数随纵筋配筋率的增大均呈先增大后减小的变化趋势; 且位移延性的最优配筋率为 0.82% (YZ16), 耗能能力的最优配筋率为 0.63% (YZ14)。综合分析两个指标的分布规律, 对于软土地区钻孔灌注桩在地震荷载大变形条件下的抗震性能, 纵筋的最优配筋率建议值为 0.63%~0.82%; 在该范围内, 钻孔灌注桩的延性性能及耗能能力均可达到较高的水平。

3 结 论

本文通过现场足尺桩拟静力试验, 着重研究了软土地区钢筋混凝土钻孔灌注桩在地震荷载大变形条件下的水平承载性状及抗震性能, 探究了其受力与变形特点。得到以下 6 点结论。

(1) 各灌注桩的荷载 - 位移骨架关系随加荷等级的增大均依次经历了上升、水平、缓降及骤降 4 个过程。随着配筋率的增加, 骨架曲线上荷载近似不变阶段的范围逐渐扩大, 试验桩的塑性变形能力不断提高。

(2) 各灌注桩的滞回曲线均较为饱满, 等效黏滞阻尼系数集中在 0.10~0.23 之间, 耗能性能整体较好。随着纵筋配筋率的增加, 灌注桩桩身开裂前的小变形阶段及桩身屈服后的大变形阶段的等效黏滞阻尼系数均呈先增大后减小的变化规律; 且这两个阶段耗能的最优配筋率依次为 0.82%, 0.63%。

(3) 4 根不同纵筋配筋率的灌注桩的刚度退化规律基本一致。从割线刚度的角度分析, 增大纵筋配筋率可使钻孔灌注桩在荷载下降段的单桩抗侧移刚度得以提高, 但并不能明显改善钢筋混凝土灌注桩的刚度退化过程, 减缓刚度退化的速率。

(4) 随着纵筋配筋率的增加, 灌注桩的屈服荷载、极限荷载均有明显的增长; 但极限荷载的增长速率慢于屈服荷载。同时, 增大纵筋配筋率能够有效增大灌注桩的极限位移, 改善钢筋混凝土钻孔灌注桩屈服后的变形性能。

(5) 各灌注桩的位移延性系数均在 4.5 以上, 具有较好的延性性能。随着配筋率的提高, 灌注桩的位移延性系数呈先增大后减小的变化规律, 存在一个延性的最优配筋率, 基于试验该值为 0.82%, 此时相应位移延性系数可达到 5.10。

(6) 从灌注桩耗能能力及位移延性两个方面综合考虑, 基于该试验结果, 对于提高软土地区钻孔灌注桩在地震荷载大变形条件下的抗震性能而言, 桩身纵筋的最优配筋率范围建议为 0.63%~0.82%。

参考文献:

- [1] MUGURUMA H, WATANABE F, NISHIYAMA M. Improving the flexural ductility of pretensioned high strength spun concrete piles by lateral confining of concrete[C]// Proceedings of the Pacific Conference on Earthquake Engineering. Wairakei, 1987: 385~396.
- [2] TULADHAR R, MUTSUYOSHI H, MAKI T, et al. Lateral loading tests of full scaled concrete piles embedded into the ground[J]. Journal of the Faculty of Engineering, Saitama Institute of Technology, 2005, 38: 74~80.
- [3] 刘俊伟, 张忠苗, 于秀霞, 等. 预应力混凝土管桩抗弯及抗剪性能试验研究[J]. 建筑技术, 2010, 41(12): 1101~1104. (LIU Jun-wei, ZHANG Zhong-miao, YU Xiu-xia, et al. Experimental study on flexural and shearing properties of prestressed concrete pipe pile[J]. Architecture Technology, 2010, 41(12): 1101~1104. (in Chinese))
- [4] 张忠苗, 刘俊伟, 邹健, 等. 加强型预应力混凝土管桩抗弯剪性能试验研究[J]. 浙江大学学报(工学版), 2011, 45(6): 1074~1080. (ZHANG Zhong-miao, LIU Jun-wei, ZOU Jian, et al. Experimental study on flexural and shearing properties of reinforced prestressed concrete pipe pile[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2010, 41(12): 1101~1104. (in Chinese))
- [5] 王铁成, 杨志坚, 赵海龙, 等. 改善预应力高强混凝土管桩抗震性能试验研究及数值分析[C]// 第十六届全国混凝

- 土及预应力混凝土学术会议暨第十二届预应力学术交流会论文集. 北京, 2013, 45–53. (WANG Tie-cheng, YANG Zhi-jian, et al. Experimental study and numerical analysis on seismic behavior of prestressed high strength concrete pipe pile[C]// Proceedings of the 16th National Conference on the Study of Concrete and Prestressed Concrete and the 12th Session of the Academic Conference. Beijing, 2013: 45 – 53. (in Chinese))
- [6] 杨建平, 朴春德, 常鸿飞, 等. 水平荷载下灌注桩变形分布式检测及承载机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(增刊 1): 2983 – 2988. (YANG Jian-ping, PIAO Chun-de, CHANG Hong-fei1, et al. Distributed detection of deformation and bearing mechanism on bored pile under horizontal load[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33(S1): 2983 – 2988. (in Chinese))
- [7] 孙元奎, 陈永, 陈华顺. 淤土地基灌注桩水平承载特性试验及数值计算[J]. 公路, 2012(1): 78 – 82. (SUN Yuan-kui, CHENG Yong, CHEN Hua-shun. Experiment and numerical analysis of lateral load-carrying behaviour of grouting piles in silty soil foundation[J]. Highway, 2012(1): 78 – 82. (in Chinese))
- [8] 张建伟, 温森, 孙兴亚, 等. PCC 桩与灌注桩的水平承载性能对比分析[J]. 河南大学学报(自然科学版), 2010, 40(5): 533 – 536. (ZHANG Jian-wei, WEN Sen, SUN Xing-ya, et al. Comparison analysis of the lateral bearing capacity of bored pile and PCC[J]. Journal of Henan University (Natural Science), 2010, 40(5): 533 – 536. (in Chinese))
- [9] 北京市桩基研究小组. 钻孔灌注桩水平承载力的试验研究[J]. 建筑结构, 1977(4): 1 – 12. (Beijing Pile Foundation Research Group. Experimental study on bearing capacity of bored cast-in-situ pile[J]. Building Structure, 1977(4): 1 – 12. (in Chinese))
- [10] 万征, 秋仁东. 桩侧桩端后注浆灌注桩水平静载特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(增刊 1): 3588 – 3596. (WAN Zheng, QIU Ren-dong. Horizontal static load test research for pile lateral friction and tip resistance of grouting technique[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(S1): 3588 – 3596. (in Chinese))
- [11] 黄银冰, 赵恒博, 顾长存, 等. 考虑水泥土桩增强作用的灌注桩水平承载性能现场试验研究[J]. 岩土力学, 2013, 34(4): 1109 – 1115. (HUANG Yin-bing, ZHAO Heng-bo, GU Chang-cun, et al. Field experimental study of lateral load capacity of filling pile enhanced by soil-cement pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(4): 1109 – 1115. (in Chinese))
- [12] 郭院成, 张景伟, 周同和. 竖向与水平复合荷载作用下后注浆灌注桩承载性能试验研究[J]. 世界地震工程, 2013, 29(4): 38 – 45. (GUO Yuan-cheng, ZHANG Jing-wei, ZHOU Tong-he. Experimental study on bearing capacity of post-grouting bored piles under vertical and lateral composed load[J]. World Earthquake Engineering, 2013, 29(4): 38 – 45. (in Chinese))
- [13] 蔡忠祥, 刘陕南, 高承勇, 等. 基于混凝土损伤模型的灌注桩水平承载性状分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(增刊 2): 4032 – 4040. (CAI Zhong-xiang, LIU Shan-nan, GAO Cheng-yong, et al. Analysis of lateral response of bored piles based on concrete damaged plasticity model[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33((S2): 4032 – 4040. (in Chinese))
- [14] 李从昀. 混凝土灌注桩水平承载性能研究[D]. 北京: 中国地质大学(北京), 2006. (LI Cong-yun. Research on the lateral bearing properties of auger cast-in-place piles[D]. Beijing: China University of Geosciences (Beijing), 2006. (in Chinese))
- [15] 黄世友. 桩基抗震性能讨论[J]. 城市建设理论研究(电子版), 2014, 19(4). (HUANG Shi-you. Pile foundation seismic performance discussion[J]. Urban Construction Theory Research, 2014, 19(4). (in Chinese))
- [16] 梁传波. 高烈度区桥梁 PHC 管桩与 RC 灌注桩性能对比回析[J]. 科技展望, 2015, 25(22): 17 – 20. (LIANG Chuan-bo. Comparison and analysis of performance of PHC Pipe Pile and RC cast-in-situ pile of bridge in high intensity area[J]. Science and Technology, 2015, 25(22): 17 – 20. (in Chinese))
- [17] 张菊辉, 姜大威. 钢护筒混凝土灌注桩的基础抗震性能研究进展[J]. 水资源与水工程学报, 2014, 25(5): 142 – 146. (ZHANG Ju-hui, JIANG Da-wei. Progress in basic anti-seismic property of steel tube concrete drilled pile[J]. Journal of Water Resources & Water Engineering, 2014, 25(5): 142 – 146. (in Chinese))
- [18] 刘立平. 水平地震作用下桩-土-上部结构弹性动力相互作用分析[D]. 重庆: 重庆大学, 2004. (LIU Li-ping. Study on pile-soil-superstructure elasto-plastic dynamic interaction under the horizontal earthquake action[D]. Chongqing: Chongqing University, 2004. (in Chinese))
- [19] 吴薪柳. 桩-土-复杂结构振动台试验与数值模拟及桩-土相关参数研究[D]. 天津: 天津大学, 2012. (WU Xin-liu. Pile-soil-complex structure shaking table test and numerical simulation and study on related parameters of pile-soil[D]. Tianjin: Tianjin University, 2012. (in Chinese))

- [20] 蔡忠祥, 刘陕南, 黄绍铭, 等. 预应力桩水平承载性状数值分析[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(增刊 1): 439 - 442. (CAI Zhong-xiang, LIU Shan-nan, HUANG Shao-ming, et al. Numerical analysis of lateral response of prestressed piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(S1): 439 - 442. (in Chinese))
- [21] 陈思奇, 梁发云, 陈海兵, 等. 地震作用下预应力混凝土管桩运动响应三维数值分析[J]. 地震工程学报, 2015, 37(1): 55 - 60. (CHEN Si-qi, LIANG Fa-yun, CHEN Hai-bing, et al. Characteristics of bending moment distribution in prestressed concrete high pilings during earthquakes[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2015, 37(1): 55 - 60. (in Chinese))
- [22] 王新玲, 高会宗, 等. 新型混合配筋预应力混凝土管桩抗弯性能试验研究[J]. 工业建筑, 2012, 42(8): 64 - 68. (WANG Xin-ling, GAO Hui-zong, et al. Experimental studies of flexural behavior of new type prestressed concrete pipe pile with compound unprestressed reinforcement[J]. Industrial Construction, 2012, 42(8): 64 - 68. (in Chinese))
- [23] 王树峰, 张日红. 复合配筋预应力混凝土桩身性能的研究[J]. 混凝土与水泥制品, 2013, 8: 36 - 39. (WANG Shu-feng, ZHANG Ri-hong. Study on the behavior of pretensioning prestressed composite reinforced concrete pile[J]. Concrete and Cement Products, 2013, 8: 36 - 39. (in Chinese))
- [24] 10SG813 钢筋混凝土灌注桩 [S]. 2010. (10SG813 Reinforced concrete cast in place-pile[S]. 2010. (in Chinese))
- [25] JGJ 94—2008 建筑桩基技术规范[S]. 2008. (JGJ 94—2008 Technical code for foundation[S]. 2008. (in Chinese))
- [26] JGJ/T 101—2015 建筑抗震试验规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015. (JGJ/T 101—2015 Code for seismic test of buildings[S]. Beijing: China Architecture & Building, 2015. (in Chinese))
- [27] 倪国泉, 杨军, 潘鹏, 等. 预应力混凝土空心方桩承台节点抗震性能试验研究[J]. 地震工程学报, 2013, 35(2): 246 - 251. (NI Guo-quan, YANG Jun, PAN Peng, et al. Quasi-static tests of pile-cap connections for the prestressed spun concrete square piles[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2013, 35(2): 246 - 251. (in Chinese))
- [28] 李忠献. 工程结构试验理论与技术[M]. 天津: 天津大学出版社, 2004: 229 - 231. (LI Zhong-xian. Theory and technique of engineering structure experiments[M]. Tianjin: Tianjin University, 2004: 229 - 231. (in Chinese))
- [29] BUDEK-SCHMEISSER A. Rational seismic design of precast prestressed concrete piles[J]. PCI Journal, 2008, 53(5): 40 - 53.

本期广告索引

- 封 2 北京筑信达咨询有限公司
封 3 北京理正软件股份有限公司
封 4 上海分元土木工程有限公司
后插 1 重庆地质仪器厂
后插 2 济南普业机电技术有限公司