

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2013.S1.023

高桩承台斜桩基础的地震反应数值分析

张麒蛰¹, 卓卫东¹, 范立础²

(1. 福州大学 土木工程学院, 福州 350108; 2. 同济大学 桥梁工程系, 上海 200092)

摘要:为揭示地震荷载作用下高桩承台斜桩基础的地震反应特性,以3种地震波(唐山波、EI波、迁安波)为例,采用三维弹塑性动力有限元技术,分析了桩身倾斜角度、自由桩长对高桩承台斜桩基础地震反应的影响规律。结果表明:各模型桩身轴力最大值均出现在冲刷线以下2.5 m左右,而桩身弯矩最大值均位于承台与桩顶交界处;相同模型的左、右斜桩除竖向位移、Y方向弯矩沿桩身呈对称分布外,加速度、水平位移、轴力、总弯矩沿桩身的分布规律相同;承台高度越大,自由桩长越大,桩身轴力越大而弯矩越小;桩身倾斜度越大,其轴力与弯矩均越大,承台高度对桩身内力的影响大于桩身倾斜度;地震荷载中斜桩的加速度与位移反应降低,但轴力和弯矩增大,斜桩总弯矩主要受控于Y方向的弯矩。

关键词:地震反应;斜桩基础;高桩承台;桩-土相互作用;数值模拟

中图分类号:TU473.1 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2013)S1-0100-05

Numerical Analysis on Seismic Behavior of Batter Pile Group with High-rise Pile Cap

Zhang Qizhe¹, Zhuo Weidong¹, Fan Lichu²

(1. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350108, P. R. China;

2. Department of Bridge Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, P. R. China)

Abstract: In order to reveal seismic behavior of batter pile group with high-rise pile cap, taking three kinds of earthquake waves as example, the effect laws of inclination angle and free pile length on seismic response were analyzed based on three-dimensional elastic-plastic dynamic finite element model. The results show that the maximum axial force of pile appears in 2.5 m approximately beneath the maximum erosion line and the maximum bending moment is located in the interface between pile cap and pile shaft. The vertical displacement and Y-orientation bending moment are symmetrically distributed along the pile shaft, and acceleration, lateral displacement, axial force, bending moment distributions along pile shaft are in the same trend. The greater free pile length, axial force of pile is larger and bending moment of pile is smaller. The greater inclination, axial force and bending moment of pile are larger. The influence on internal force is greater by the pile free length than the pile inclination. Subjected to the seismic load, acceleration and displacement of batter pile decrease, but its axial force and bending moment increase. The total bending moment of batter pile is controlled by Y-orientation bending moment.

Key words: seismic response; batter piles; high-rise pile cap; pile-Soil interaction; numerical modeling

桥梁、码头以及海洋采油平台工程建设中,斜桩基础常被用于抵抗风、波浪、土压力及船撞力等荷载的作用。相对竖直桩而言,斜桩的最显著特点就是将部分水平作用力转化为桩轴向压力。尽管斜桩在抵抗水平力作用方面具有良好的工作特性,但其在抗震性能方面却存在一些争议^[1]。一些国家的结构物抗震设计规范对斜桩基础的应用作了限制性的规定,例如,法国的抗震设计规范(AFPS 1990)^[2]规定:禁止在地震活跃地区使用斜桩基础;欧洲设计规范(Eurocode EC8/Part5)^[3]中岩土与地基抗震技术条文规定:不推荐采用斜桩基础来抵抗地震力的作用,对于采用斜桩基础的个别工点,应对斜桩进行抗震安全性能专项设计。

斜桩基础震害现象的调查结果表明^[4-5],斜桩的桩顶强度不足以及桩和承台交界面的不恰当连接,是造成斜桩在地震中破坏的主要原因。然而,近年来一些经受住地震考验的斜桩基础工程实例表明,斜桩的设置不仅为桩基础本身提供良好的工作特性,而且也为上部结构提供了良好的支承作用^[5-6]。因此,斜桩基础在地震响应方面的利弊问题又重新受到工程界共同的关注。许多学者^[7-13]分别采用实测数据分析或数值模拟计算等方法,展开了针对斜桩基础地震反应特性的研究与探讨,结果表明,斜桩的合理设置可以明显提高桩基础的动力特性,相对同等条件下的竖直桩,斜桩的轴向受力特性得到充分发挥,而且桩身弯矩与径向剪力最大值也相应减小。

收稿日期:2013-01-22

基金项目:国家自然科学基金(41272299)

作者简介:张麒蛰(1977-),男,高级工程师,博士生,主要从事桥梁基础工程研究,(E-mail)zqz_tony@163.com。

鉴于此,本文以 3 种地震波(唐山波、EI 波、迁安波)为例,采用三维动力弹塑性有限元,对桩身倾斜角度以及承台高度(自由桩长)变化条件下的斜桩基础地震反应特性进行数值模拟分析,以期对斜桩的抗震设计提供参考。

1 几何模型

本文均采用足尺高桩承台斜桩基础,土层采用单层均质土体。土层沿 X 方向的长度为 80 m,沿 Y 方向的长度为 60 m,沿 Z 方向的深度为 60 m。如图 1 所示,高桩承台尺寸为 5.2 m(长)×5.2 m(宽)×2 m(厚),2 排桩径均为直径 1.2 m 的圆形钢筋混凝土桩,桩间距为 3 m,桩周边缘距承台边缘为 0.5 m。

模型模拟计算中,土体内桩基的竖直长度均为 20 m,斜桩倾斜角度为 0°、5°、10°和 15°,斜桩承台高度(自由桩长)分别为 5、10、15 m,按 6 种工况进行计算。

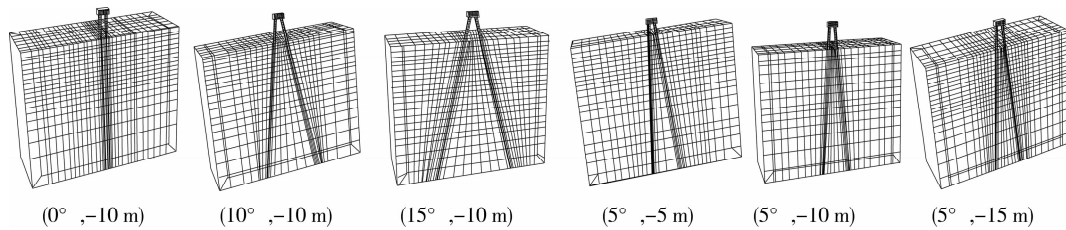


图 1 高桩承台尺寸及布置示意图(单位:cm)

2 数值模型及计算参数

2.1 有限元模型

由于群桩中的桩基为对称布置,文中的有限元模型 Y 方向采用 1/2 模型。图 2 中(0°, -10 m)代表桩身倾角为 0°,承台高度为 10 m,其余组合均类似。

图 2 有限元模型

2.2 计算参数

数值模拟过程中,桩和承台均采用弹性分析,土层本构采用 M-C 模型。各种材料的材料属性见表 1。

表 1 结构与材料计算参数

	密度/ (kg·m ⁻³)	弹性模量/ MPa	泊松比	黏聚力/ kPa	内摩擦角/ (°)
承台	2 500	30×10 ³	0.2		
桩	2 500	30×10 ³	0.2		
土层	1 800	30	0.3	23	20

2.3 边界模拟

因有限元方法仅能分析有限域的问题,为避免由于边界的存在使地震波无法传到无穷远而被反射回来反复影响结构,本文采用无限元和有限元相结合的方式处理,X 方向距群桩中心 30 m 范围内采用 C3D8R 有限单元,30 m 以外采用 CIN3D8 无限单元;Y 方向距群桩中心 25 m 范围内采用 C3D8R 有限单元,25 m 以外采用 CIN3D8 无限单元;Z 方向距冲刷线 55 m 范围以内采用 C3D8R 有限单元,55 m 以外采用 CIN3D8 无限单元。

2.4 桩-土相互作用模拟

在地震荷载作用下的桩-土相互作用的模拟中,采用动力 Winkler 地基梁模型^[14],如图 3 所示,该模型的自由度少,数据输入简单,计算时间短,可近似考虑土体随深度的非线性变化,且广泛应用于桩基的分析计算中。数值模拟中,桩周与土体之间、桩底与桩底土体之间的接触均采用主从表面接触算法。对于主从面的定义应当遵循以下原则^[15]:

1)选择较大刚度的面作为主面,“刚度”不仅考虑材料特性,还要考虑结构的刚度。

2)若刚度相差不大,则选择网格较细的面作为从面,较粗的面为主面。

3)主从面的节点位置尽可能一一对应。

根据上述基本原则,文中选择桩身表面为主面,桩周土表面为从面,桩侧和桩周土、桩底与桩底土接触面之间的均采用摩擦系数为 0.65 的摩擦接触。

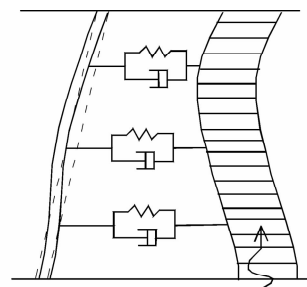


图 3 动力 Winkler 地基梁计算模型^[14]

2.5 阻尼

在桩-土相互作用的动力分析中,结构阻尼的选择直接影响能量的耗散程度,本文采用瑞利阻尼^[15],即:

$$C = \alpha M + \beta K$$

式中: α 、 β 为结构固有频率及阻尼比相关的比例常数,其简化形式:

$$\begin{cases} \alpha = \xi_1 \omega_1 \\ \beta = \xi_1 \omega_1 \end{cases}$$

式中: ω_1 为结构体系的基本固有频率,由模态分析确定; ξ_1

为该频率时的阻尼比,本文对桩身和土体均采用相同的阻尼比,为 0.05。

2.6 地震荷载

地震荷载的输入是桩-土相互作用分析中的一个重要问题。目前,较为常用的是在土体底部输入加速度时程,本文采用 El Centro 波、迁安波、唐山地震波荷载,3 条地震波的加速度幅值分别为:3.417、1.324、0.555 m/s^2 ,加速度时程曲线如图 4 所示(其中唐山波时程选用 20~40 s)。地震波输入方向为 X 方向输入。

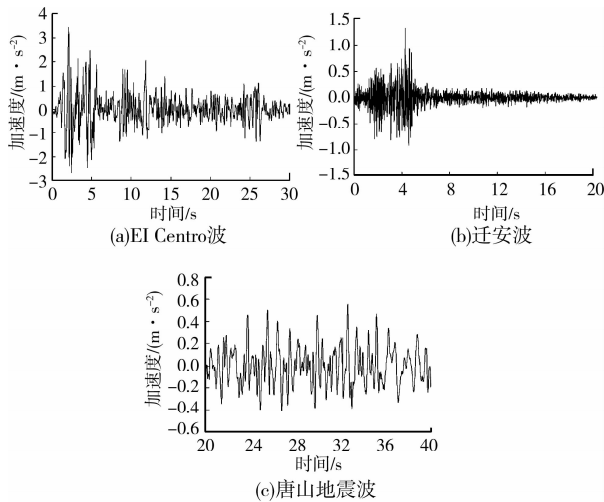


图 4 3 种地震波加速度时程曲线

3 计算结果分析

为便于斜桩与直桩地震反应特性的对比,采用斜桩受

表 2 不同模型的自振频率

模型	(0°, -10 m)	(5°, -10 m)	(10°, -10 m)	(15°, -10 m)	(5°, -5 m)	(5°, -15 m)
基本频率/Hz	0.686 34	0.686 35	0.686 37	0.686 42	0.686 41	0.686 32
2 阶/Hz	0.717 94	0.717 87	0.717 82	0.717 99	0.718 20	0.717 33

图 6 为 X 方向最大水平加速度比值沿桩身的分布图。由图可见,(1)随着倾斜角度的增大,桩的刚度增大,稳定性增强,因而,桩顶加速度减小,桩身最小加速度增大。(2)相同模型左右两根桩的加速度大小和分布基本上一致。沿桩轴方向,X 方向最大水平加速度呈先减小后增大的趋势,最小的加速度均出现在冲刷线以下 5 m 左右。直桩和倾角为 5°的斜桩在桩顶处加速度最大,而倾角为 10°和 15°两种模型最大加速度出现在桩底截面。(3)不同自由端长度对斜桩动力响应也有较大的影响,桩顶最大加速度随自由端长度的增大而增大,如承台高 5 m 时,桩顶最大加速度与直桩的比值为 0.57,而 10 m 为 0.86,15 m 为 1.24。由此说明,自由端越长,结构的柔度越大。

3.3 水平位移

图 7 为 X 方向最大水平位移比值沿桩身分布图。图 7 (a)可以看出,桩顶处水平位移最大,除了 15°左桩水平位移略小于直桩水平位移,其它倾斜角度水平位移均比直桩水平位移大。沿桩身方向,水平位移呈减小趋势,同时除 5°斜桩外,在接近桩底一端出现反向位移。由图 7 (b)可以看出,承台高 5 m 时,最小为 0.4,承台高 10 m 时为 1.15,承台高

力、变形等分别与直桩的受力、变形最大值等的比值,以实现无量纲化。由于数据量大,为节省篇幅,以下遵循规律相同只列出一种波数据的原则,除特别说明外,取唐山波数据进行分析。

3.1 模态分析结果

为获取瑞利阻尼的参数,采用 ABAQUS 中的 Lanczos 方法^[16]计算了上述 6 个模型的前 2 阶振型的频率,见表 2。在后续计算中仅采用第 1 阶振型对应的频率,即基本固有频率。

3.2 水平加速度

图 5 为直桩 X 方向和 Y 方向水平加速度时程曲线。由图可见,X 方向水平加速度时程曲线趋势与地震波的时程曲线趋势一致。桩身各断面加速度峰值出现在地震波加速度峰值附近,且从桩底向桩顶方向,各断面的峰值出现时间存在微小的滞后。桩底加速度峰值出现在 32.96 s,桩顶加速度峰值出现在 33.32 s。Y 方向水平加速度时程曲线显示,在 X 方向地震波作用下,该方向加速度很小,且只在初始阶段加速度有明显波动,2 s 之后趋于一条接近于 0 的水平线。

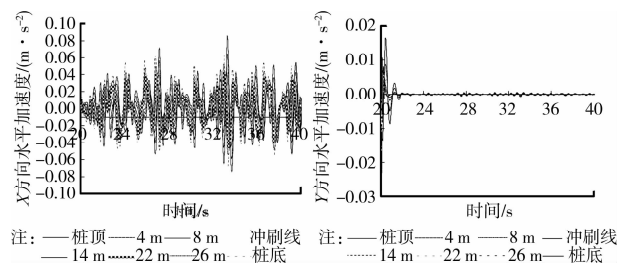


图 5 直桩水平加速度

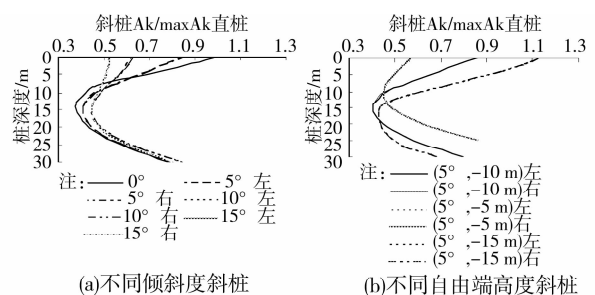


图 6 X 方向最大水平加速度沿桩身分布图

15 m 时为 1.24。说明自由端长度对桩顶最大水平位移的影响不能忽略。此外,5 m 时类似于短柱,刚度较大,正位移与负位移的分界线基本上为桩身的中部,15 m 桩柔度大,仅有桩底附近断面出现负方向的位移。

3.4 竖向位移

图 8 为桩身不同断面最大的竖向位移比值沿深度分布图。由图可见,斜桩的桩顶最大竖向位移比直桩小。直桩沿桩身深度最大竖向位移差别不大,随着斜桩倾斜角度与承台

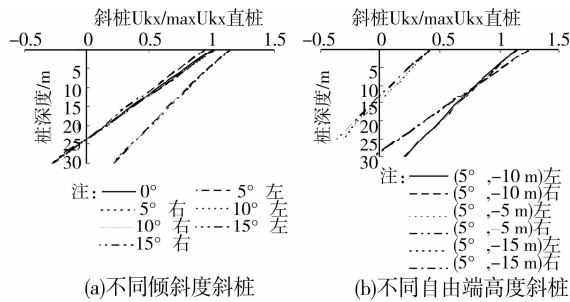


图 7 X 方向最大水平位移沿桩身分布图

高度的增大,桩顶与桩底的竖向最大位移差值逐渐增大。此外,左右两根桩的竖向位移沿桩身变化呈对称分布,左桩沿桩身深度,最大竖向位移逐渐增大,而右桩则呈减小的趋势。

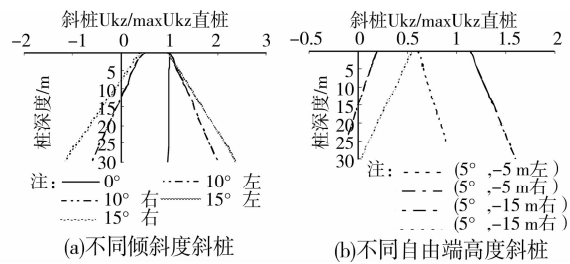


图 8 最大竖向位移沿桩身分布图

3.5 轴力和弯矩

图 9 为直桩桩身不同深度内力时程曲线。由图可见,各深度内力随地震荷载的波动趋势基本一致,不同断面的波动幅度存在差异。总弯矩的波动主要是由于 Y 方向弯矩波动较大引起的, X 方向弯矩波动很小,因此,后续只对 Y 方向弯矩进行分析。此外,从图上可以看出,各断面最大轴力和 Y 方向最大的弯矩出现在 33.74 s 附近。

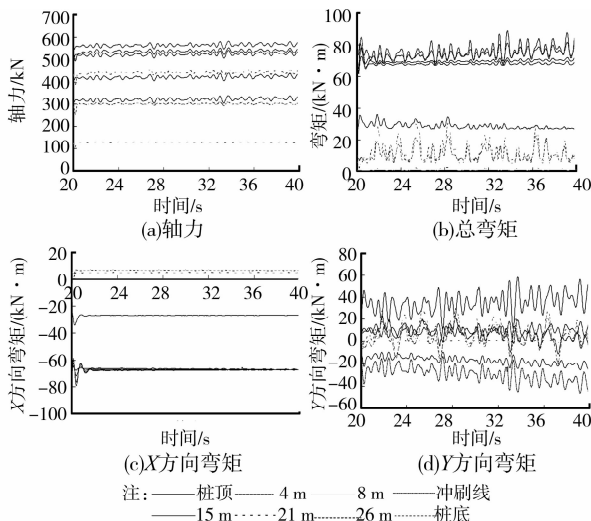


图 9 直桩桩身不同深度内力时程曲线

图 10 为桩身不同深度处最大轴力比值的分布图。由图可见,由于土体中桩侧摩擦阻力的存在使得桩身轴力变小,因而最大轴力沿深度呈先增大后减小的趋势;轴力最大的截面出现在冲刷线以下 2.5 m 左右;斜桩各断面的轴力均比直桩大,且随倾斜角度的增大,自由端长度的增大,桩身各断面的最大轴力增大。

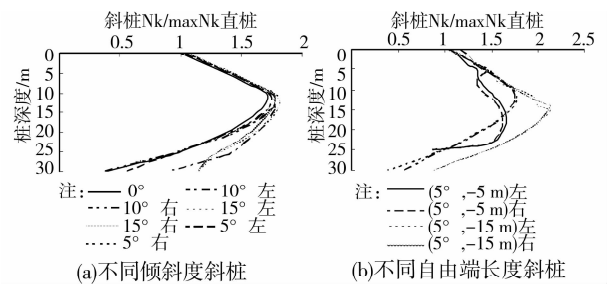


图 10 桩身不同深度最大轴力分布图

图 11 为桩身最大总弯矩比值沿桩轴方向分布图。由图可见,最大总弯矩位于桩顶截面处,且随倾斜角度的增大而增大。倾角为 10° 时桩顶最大的总弯矩与直桩的比值为 1.215,倾角为 15° 时比值为 1.439。自由端长度对总弯矩比值的影响显著,且冲刷线附近弯矩值出现反弯,如承台高 5 m 时桩顶处总弯矩与直桩的比值左桩为 7.404,右桩为 7.993,而承台高 15 m 时左桩为 1.390,右桩为 1.270。

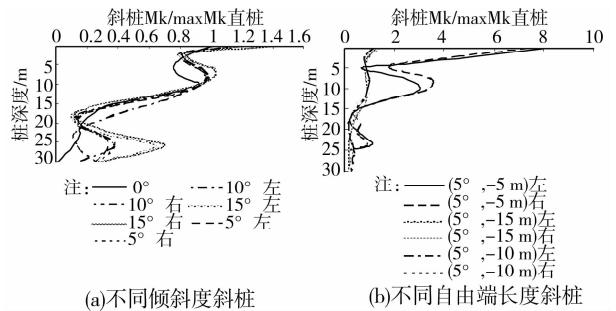


图 11 桩身不同深度最大总弯矩分布图

图 12 为桩身沿 Y 方向最大弯矩比值沿深度方向分布图。由图可见,不同承台高度与倾角的群桩,其左桩与右桩沿深度方向在各桩身截面沿 Y 方向最大弯矩基本上呈现对称形状,数值基本一样,但方向相反。同时可发现,左右桩桩顶 Y 方向最大弯矩均随倾斜角度的增大而增大,而自由端长度越长,桩顶处沿 Y 方向最大弯矩数值越小,差异较大。

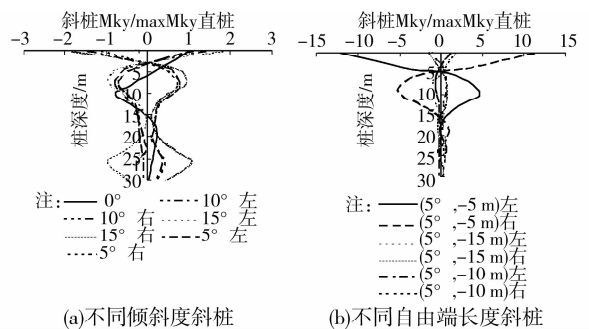


图 12 桩身不同深度 Y 方向最大弯矩分布图

图 13 为 3 种地震波条件下桩身倾斜角为 10°, 承台高度为 10 m 的斜桩左桩 Y 方向弯矩与总弯矩的时程曲线(时间为前 20 s,其中唐山波为 20~40 s)。由图可见,3 种地震波条件下,沿 Y 方向弯矩与总弯矩虽然在数值上有差异,但总体趋势基本一致,说明地震荷载下斜桩总弯矩主要受控于 Y 方向的弯矩。

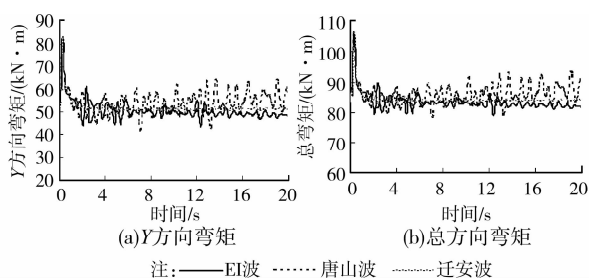


图 13 3 种地震波条件下斜桩 Y 方向弯矩与总弯矩的时程曲线

4 结 论

1) 各模型加速度最小截面均位于冲刷线以下 5 m 左右, 而轴力最大截面均出现在冲刷线以下 2.5 m 左右, 总弯矩最大截面均出现在桩顶, 因而, 设计时除要特别注意桩顶和承台的连接处配筋设计外, 还需关注冲刷线一定深度以下的地基承载力状况。

2) 相同自由端长度的带斜桩高桩承台, 斜桩倾角越大, 则加速度和水平位移越小, 但竖向位移、轴力和弯矩越大; 相同倾角度的带斜桩高桩承台, 承台高度越小, 则加速度、位移和桩身最大轴力越小, 但弯矩越大。

3) 相同模型中左右桩除竖向位移、Y 方向弯矩沿桩身的分布呈对称分布外, 加速度、水平位移、轴力、总弯矩沿桩身分布规律相同。

4) 3 种地震荷载下斜桩的加速度与位移反应降低, 但轴力和弯矩增大, 同时斜桩总弯矩主要受控于 Y 方向的弯矩。

参考文献:

- [1] Poulos H G. Raked piles—virtues and drawbacks [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2006, 132 (6): 795-803.
- [2] AFPS 90. Association française de Génie Parasismique. *Recommandations AFPS 90* [S]. Paris: Presses des Ponts et Chaussées, 1990.
- [3] Seismic Eurocode EC8. Structures in seismic regions, part 5: Foundations, retaining structures, and geotechnical aspects [S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2000.
- [4] Mitchell D, Tinawi R, and Sexsmith R G. Performance of bridges in the 1989 Loma Prieta earthquake: Lessons for Canadian designers [J]. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 1991, 18(4): 711-734.
- [5] Giannakou A, Gerolymos N. Seismic behavior of batter piles: elastic response [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2010, 136(9): 1187-1197.
- [6] Juran I, Benslimane A, Hanna S. Engineering analysis of dynamic behavior of micropile systems [J]. *Transportation Research Record*, 2001, 1772: 91-106.
- [7] Sadek M, Shahrou I. Influence of the head and tip connection on the seismic performance of micropiles [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2006, 26(4): 461-468.
- [8] Gerolymos N, Giannakou A, Anastasopoulos I, et al. Evidence of beneficial role of inclined piles [J]. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2008, 6(4): 705-722.
- [9] Padron L A, Aznarez J J, Maeso O, et al. Dynamic stiffness of deep foundations with inclined piles [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2010, 39 (12): 1053-1070.
- [10] 李颖, 贡金鑫. 有斜桩和无斜桩高桩码头地震反应的非线性有限元分析 [J]. *水利水运工程学报*, 2011, 32(2): 1-13.
- [11] 武崇福, 刘贝贝. 波浪和地震作用下高桩承台-土-结构动力响应 [J]. *土木建筑与环境工程*, 2011, 33(6): 7-13.
- [12] 魏斌, 李建中. 双柱墩地震反应的轴力-刚度耦合作用 [J]. *土木建筑与环境工程*, 2012, 34(4): 66-71.
- [13] Shahrou I, Alsaleh H, Souli M. 3D elastoplastic analysis of the seismic performance of inclined micropiles [J]. *Computers and Geotechnics*, 2012, 39 (1): 1-7.
- [14] 黄雨, 舒翔, 叶为民, 等. 桩基础抗震研究的现状 [J]. *工业建筑*, 2002, 32(7): 50-54.
- [15] 魏道攀. 考虑土-路面-结构相互作用的城市高架桥地震反应分析 [D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2010.
- [16] 王金昌, 陈页开. ABAQUS 在土木工程中的应用 [M]. 杭州: 浙江大学出版社, 2006.

(编辑 王秀玲)