

DOI: 10.11779/CJGE2021S1042

# 地震作用下沉井 – 地基相互作用体系侧向位移特征研究

陈 阳<sup>1,2,3</sup>, 谈刘鑫<sup>2</sup>, 赵 文<sup>3</sup>, 王 振<sup>4</sup>, 贾鹏蛟<sup>5</sup>

(1. 西安理工大学岩土工程所, 陕西 西安 710048; 2. 西安理工大学省部共建西北旱区生态水利国家重点实验室, 陕西 西安 710048; 3. 东北大学资源与土木工程学院, 辽宁 沈阳 110819; 4. 96854 部队工程项目管理室, 辽宁 沈阳 110033; 5. 苏州大学城市轨道交通学院, 江苏 苏州 215002)

**摘要:** 沉井基础因其具有承载力大、抗水平变位能力强等优点而广泛应用于海洋钻井平台、桥梁基础以及风电基础等重大工程项目中。针对现有大直径沉井基础地震非线性响应特征尚不清晰的问题, 将试验所得砂土的非线性应力应变关系嵌入数值计算模型, 进一步研究了不同场地土类型, 地震峰值加速度下的沉井基础侧向位移响应特征。研究结果表明: 随着输入地震峰值加速度的增加, 场地土和结构顶底面相对水平位移分别呈指数和线性增长规律。场地土条件较好或输入地震动峰值加速度较小时, 基础-地基相互作用系数  $\alpha > 1$ , 此时地基对沉井基础的水平变位具有约束作用; 反之, 地基土会推动地下结构产生被动位移, 不利于地下结构抗震。

**关键词:** 地震; 沉井基础; 动力响应; 水平变位

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2021)S1-0229-06

**作者简介:** 陈 阳(1990—), 女, 讲师, 博士, 主要从事隧道与地下工程、地基基础工程等方面教学和研究工作。E-mail: chenyang@xaut.edu.cn。

## Lateral deformation of open caisson foundation-soil interaction system subjected to seismic response

CHEN Yang<sup>1,2,3</sup>, TAN Liu-xin<sup>2</sup>, ZHAO Wen<sup>3</sup>, WANG Zhen<sup>4</sup>, JIA Peng-jiao<sup>5</sup>

(1. State Key Laboratory of Eco-hydraulics in Northwest Arid Region, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China; 3. School of Resources & Civil Engineering, Northeastern University, Shenyang 110819, China; 4. 96854 Troop Engineering Project Management Office, Shenyang 110033, China; 5. School of Urban Rail Transportation, Soochow University, Suzhou 215002, China)

**Abstract:** The open caisson foundation is widely used in marine drilling platforms, bridge foundations and wind turbine foundations due to its large bearing capacity and high lateral stability. While the dynamic response of the open caisson foundation under earthquake still remains unclear, the nonlinear dynamic stress-strain relations obtained from the dynamic triaxial tests are implanted to numerical software in this study. The lateral dynamic response of the open caisson foundation under different types of site soil, earthquake peak accelerations (PA) is investigated. The results indicate that the relative lateral displacements of structure and site soil increase with the PA linearly and exponentially, respectively. The site soil constrains the caisson foundation when it is in good condition or the PA is relatively small, which means  $\alpha > 1$ . Vice versa, the structure will be pushed by the foundation soil, which will endanger the stability of the foundation.

**Key words:** earthquake; caisson foundation; dynamic response; lateral displacement

## 0 引言

大直径沉井基础因具有整体性好、稳定性强等特点而被广泛应用于国内外大型海上钻井平台及跨江、跨海大桥<sup>[1]</sup>。结构服役期间有效抵抗地震作用能够确保结构的稳定性。目前, 国内外学者主要采用理论方法、模型试验及数值模拟方法分析地震作用下的土-结构动力相互作用<sup>[2-4]</sup>。目前, 国内外学者已提出一些土力学本构模型用于动力数值模拟分析<sup>[5-6]</sup>, 但这些通常

需要引入较多的参数和复杂的理论推导, 限制了工程应用中的推广。Duncan-Chang (D-C) 模型是较为简单且应用较广的一种土体非线性本构关系。陈晨等<sup>[7]</sup>基于扰动理论修正了 D-C 模型, 并将其植入 ABAQUS

基金项目:国家自然科学基金青年基金项目(52008338); 西安理工大学科研启动基金项目(107-451120002); 西北旱区生态水利国家重点实验室项目(QNZX-2019-07))  
收稿日期:2020-12-15

中,研究了基坑开挖对周围地表沉降和桩顶水平位移。Ni 等<sup>[8]</sup>修正了 D-C 模型并植入数值计算软件,计算了饱和边坡稳定性以及基坑开挖引起的围护体变形规律,并证明了修正的 D-C 模型相比与莫尔-库仑模型更有利于安全设计。Jia 等<sup>[9]</sup>基于粗颗粒土三轴试验数据,对 D-C 模型进行改进,通过数值分析研究了基坑开挖引起的地表沉降的影响规律。可见,地震作用下土体表现出很强的非线性特征,D-C 非线性土体本构模型可以考虑土体的动力非线性特征,对于地基边缘的应力集中现象和内力过大现象均有较好的改善作用,D-C 模型对于工程计算有较好的预估结果。

基于此,本文通过一系列循环剪切试验,得出围压对土体的动强度指标变化规律,对 D-C 模型的关键参数进行拟合。通过 ABAQUS 提供的二次开发平台,嵌入修正的 D-C 土体非线性本构模型,研究了沉井-地基动力相互作用体系水平位移随地震波大小、场地土类型等关键参数的变化规律。

## 1 应力-应变关系

### 1.1 试验设备及试样

本文土体取自于沈阳地区某基坑工程,制备相对密实度  $D_r = 0.6$  的密实细砂进行固结排水剪切试验,试样为圆柱体,直径为 70 mm,高度取 140 mm。根据临界状态理论,砂土状态相关剪胀特性与围压对砂土的静、动力学特性均会产生影响,试验设计围压为 50~200 kPa 的固结排水剪切试验,以得到砂土的抗剪强度指标和动力剪切特性。试验设备采用美国 GCTS (geotechnical consulting testing system) 公司生产的 STX-50 型气压式动三轴测试仪,通过改变荷载加载类型实现固结排水砂土的循环剪切特性试验研究。

循环剪切试验设置加载频率为  $f=1$  Hz,采用正弦波进行试样逐级加载。试验初始围压共设置 50,100,150,200 kPa 4 组,在每组围压下设置等差振动 5 级动力荷载,每级动荷载下进行 5 个加载循环,进行固结排水条件下的动三轴试验,并且每个围压下进行 3 组试验,共设计 12 组试验。

### 1.2 试验结果分析

每组围压下设置等差振动 5 级动力荷载,每级动荷载下加载 5 个循环,提取第二个完整循环数据作为该级动应力和动应变稳定值,绘制试样的动应力动应变 ( $\sigma_d - \varepsilon_d$ ) 曲线,见图 1(a)。通过对试样的动应变与动应力曲线计算可得试样的动弹模变化规律,图 1(b) 为不同围压下的动弹模  $E_d$  与动应变  $\varepsilon_d$  关系曲线,由图看出,由于高围压使得土体颗粒之间的接触面积增加,从而增加了土体材料的密实度,使得试样整体强度增

加,从而提高了动弹性模量。土体的动剪切刚度随着应变的增大呈指数衰减,且在土体强度范围内,围压越大,动弹模越大,总体来说,动荷载作用下,土体呈现非线性应力应变关系,这与 Jardine 等<sup>[10]</sup>的研究结果相一致。

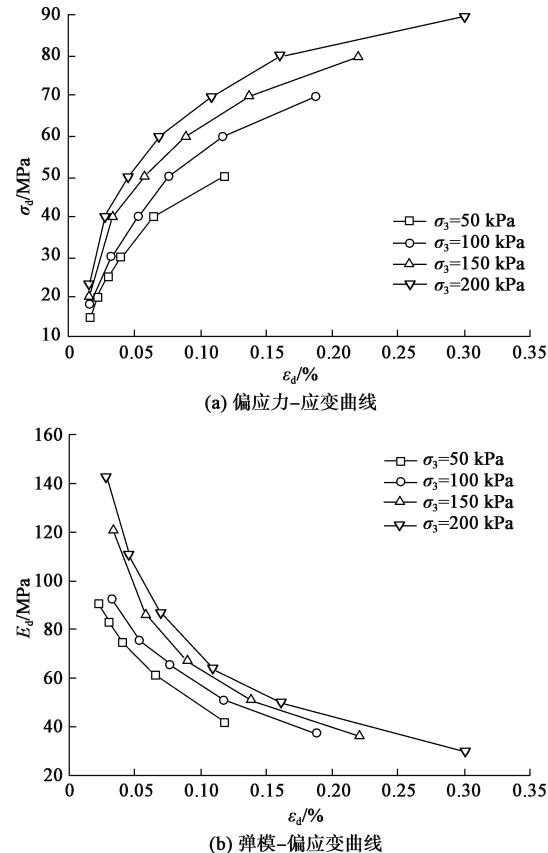


图 1 不同围压下的动弹性模量-应变变化关系

Fig. 1 Relationship between dynamic elastic modulus and strain under different confining pressures

## 2 计算模型及参数验证

通过进行不同围压下的室内土体动三轴试验所获得的动应力-动应变 ( $\sigma_d - \varepsilon_d$ ) 关系曲线。D-C 模型<sup>[11-12]</sup>为硬化型本构模型,因此将破坏比  $R_f$  取为较大值,同时为避免切线模量  $E_t$  为零,取  $R_f = 0.99$ 。根据工程经验,回弹模量系数  $K_{ur}$  取  $K_{ur} = 3K$ ,不考虑加载过程中泊松比的变化,取  $D = F = 0$ 。基础所处场地地层内摩擦角为 30°,黏聚力为 5.0 kPa,与三轴试验砂土试样强度参数接近,进一步采用室内动三轴试验结果进行模型标定。D-C 模型中采用的土体参数:  $K = 600$ ,  $n = 0.5$ ,  $R_f = 0.99$ ,  $c = 6.2$  kPa,  $\varphi = 30.2^\circ$ ,  $G = 0.3$ ,  $D = 0$ ,  $F = 0$ ,  $K_{ur} = 1800$ ,  $p_a = 100$  kPa,  $\Delta\varphi = 0^\circ$ 。根据曲线形态对  $K$  值进行标定。

建立试样围压为 200 kPa, 轴向动应力幅值为 180 kPa 的数值模型进行动三轴数值模拟计算。图 2 为试样动三轴试验结果与相应模型模拟值得到的动应

力-动应变( $\sigma_d - \varepsilon_d$ )关系曲线。由图可知, 模拟结果与试验所得滞回曲线  $\sigma_d - \varepsilon_d$  形态相似。根据应变能可知, 一个循环内消耗的能量为滞回圈椭圆的面积, 数值模拟  $\sigma_d - \varepsilon_d$  曲线与动三轴试验二者动弹性模量  $E_d$  几乎一致。可见采用非线性土体本构模型可以较好的描述土体的非线性动力特征。

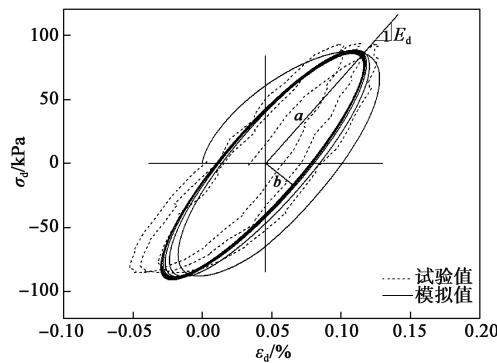


图 2 动三轴试验值与模拟值对比

Fig. 2 Comparison between numerical and dynamic triaxial test results

### 3 沉井-地基动力相互作用体系侧向位移特征

#### 3.1 数值模型概况

以武汉鹦鹉洲长江大桥<sup>[13]</sup>北锚碇沉井基础为例进行分析, 该基础内外径分别为  $D_i = 41.4$  m,  $D = 66$  m, 井壁钢壳沉井总高  $H = 43$  m, 封底材料为厚度 10 m 的 C30 混凝土。为提高计算效率, 根据对称性建立 1/4 几何模型进行计算, 计算模型见图 3。模型边界取沉井基础与其周围有限土体(3R)为有限元计算区域, 通过在模型边界区域设置一层无限元边界(IFEM)以消除地震波在模型边界上的反射效应。埋置基础和地基近场区域采用 8 节点 3D stress 缩减积分单元进行网格离散(FEM), 边界远场区域采用 CIN3D8 无限元单元。本模型采用  $0.06R$  进行基础周围局部布种, 远场边界采用  $0.16R$  进行布种。覆盖层厚度取 100 m, 场地土底面设置为刚性基岩层, 底面处设置固定约束, 土体侧向压力系数取  $k_0 = 0.8$ <sup>[14]</sup>。将沉井基础视为线弹性材料模型, 土体本构关系为 D-C 模型。在模型底部边界施加水平向( $x$  方向)地震动加速度时程曲线, 以考虑最不利的动力扰动情况。地基与基础之间的动力接触关系采用弹塑性库仑摩擦, 土体与基础之间的法向接触采用“硬接触”, 切向采用罚函数, 摩擦系数取 0.52<sup>[15]</sup>。场地土物理力学参数见文献[13]。基础采用线弹性模型模拟, 密度取  $2500 \text{ kg/m}^3$ , 弹性模量为  $25 \text{ GPa}$ , 泊松比为 0.2。

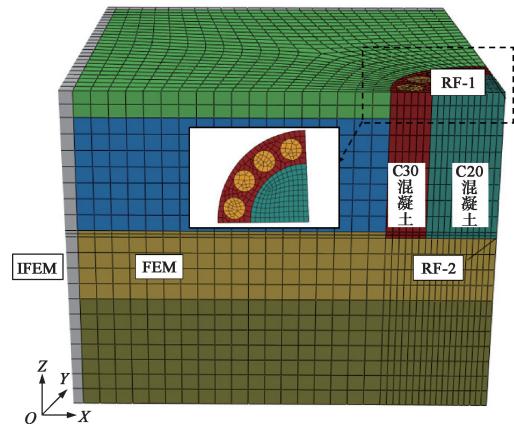


图 3 数值模型

Fig. 3 Numerical model

#### 3.2 阻尼设置

Rayleigh 阻尼同时反应了结构质量和刚度对阻尼的整体影响。因此分析中通常采用 Rayleigh 阻尼反应动力作用下的地基阻尼比, Rayleigh 阻尼可表示为

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (1)$$

式中  $\alpha, \beta$  为 Rayleigh 阻尼中与质量和刚度相关的比例系数, 二者关系可表示为  $\xi_i = \alpha/2\omega_i + \beta\omega_i/2$ ,  $i$  表示第  $i$  阶阵型。通常分析中通过第一阶阵型圆频率确定材料阻尼, 因此  $\alpha = \xi_1\omega_1, \beta = \xi_1/\omega_1$ ,  $\xi_1$  为第  $i$  阶阵型阻尼比, 本文选取土体第 1 阶阵型用于计算土体阻尼系数, 通过自由场土体线性摄动分析步求得地基土的自振频率为 4.14。考虑材料的耗能效应, 本文土体阻尼比  $\xi_1$  取 2%<sup>[15]</sup>, 则 Rayleigh 阻尼比例系数为  $\alpha = 0.520, \beta = 0.0008$ 。

#### 3.3 结果分析

本节选取具有代表性的 2 种地震动时程曲线, 分别为 1999 年的台湾单峰波 ChiChi, 以及 1995 年日本神户强震近场脉冲振动型 Kobe 地震波。基岩输入加速度时程曲线经 SeismoSignal 开放程序进行滤波和校正后, 加速度时程曲线见图 4。模拟中地震总持时按照所取时程曲线而定。

设防地震的峰值加速度 PGA 按照设防烈度 7 度, 8 度, 9 度对应的加速度值  $0.1g, 0.2g$  和  $0.4g$  进行输入。在输入不同基岩加速度时程曲线时, 另外增设  $0.15g, 0.3g$  两种, 研究不同地震加速度输入强度下不同场地土类别与结构相互作用体系的地震响应特征。根据土层剪切波速和覆盖层厚度可将场地土分为 4 大类, 考虑到 I 类建筑场地在实际工程中很少遇到, 因此本节选取规范中常见的 II, III, IV 类建筑场地进行分析。

##### (1) 场地土水平位移反应特征

场地土和结构水平位移也可通过动力时程分析计算求得, 图 5 为通过动力时程分析计算得出的两种不

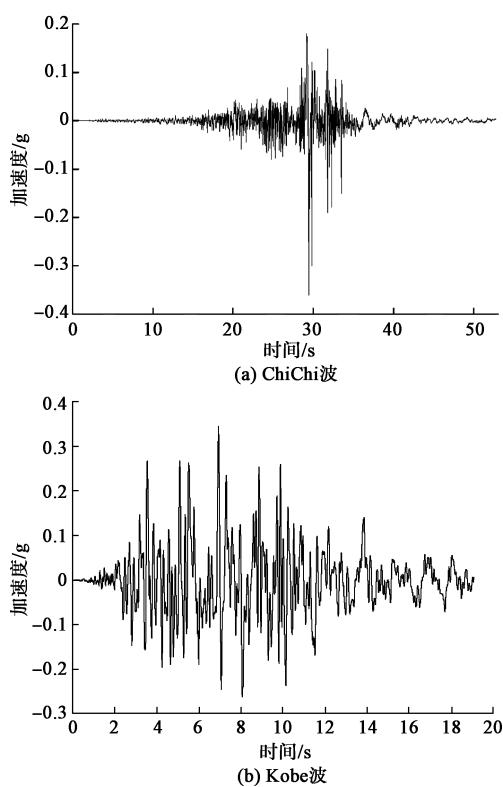


图 4 输入水平地震波类型

Fig. 4 Different types of horizontal earthquake waves

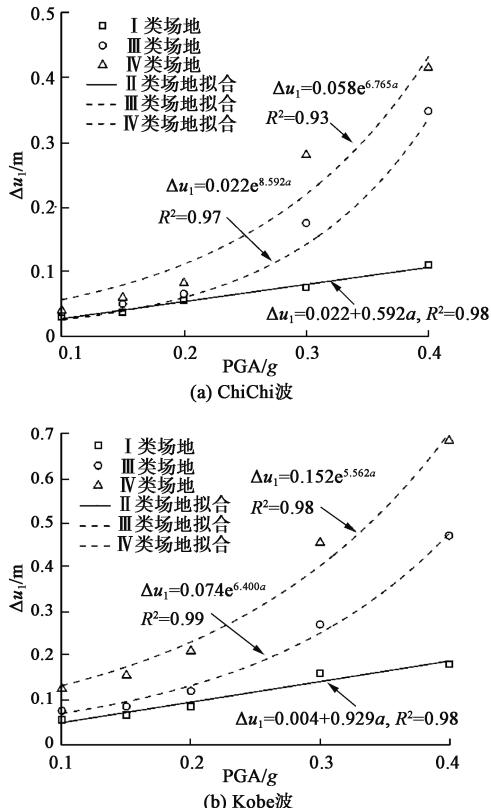


图 5 场地土顶底面相对峰值位移随输入加速度峰值变化

Fig. 5 Relationship between maximum relative displacement of soil and input peak acceleration

同地震波输入对应的不同场地土顶底面水平相对峰值位移  $\Delta u_1$  随输入峰值加速度 (PGA) 变化曲线。根据规

范选取 3 种常见的工程场地类型进行计算,由图可知,相同地震动输入类型下,  $\Delta u_1$  大小从 II 类场地到 IV 类场地逐渐增大。在输入 PGA 较小的情况下,不同场地之间的  $\Delta u_1$  相差不大。输入峰值加速度由 0.1g 增大至 0.4g 时,随着输入 PGA 的增大, II 类场地  $\Delta u_1$  呈线性增长趋势,而 III 类、IV 类工程场地  $\Delta u_1$  随输入 PGA 大小呈指型增长。同一地震输入强度下,随着场地土类型由 II 类变为 IV 类,场地土顶底面相对峰值位移逐渐增大。场地土类别对场地土顶底面峰值相对位移的影响随着输入加速度峰值的增大而增大。

相同场地土类别条件下,2 种不同地震动输入特性对应的场地土顶底面相对峰值位移 (PGA -  $\Delta u_1$ ) 与输入峰值加速度呈线性变化。ChiChi 波的强震持时较为集中,是因为前者地震动峰值加速度出现在地震中期。而后者出现在后期,且相同地震动加速度峰值下,前者持时较长,造成场地土的非线性位移更显著。Kobe 波属于典型的近场地震波,且选取强震持时 20s 的地震波输入,因此引起的场地土顶底面最大相对位移较大。

## (2) 沉井基础水平位移反应特征

图 6 为不同地震动输入类型对应的埋置基础顶底面水平相对峰值位移  $\Delta u_t$  随输入地震动峰值 (PGA) 的

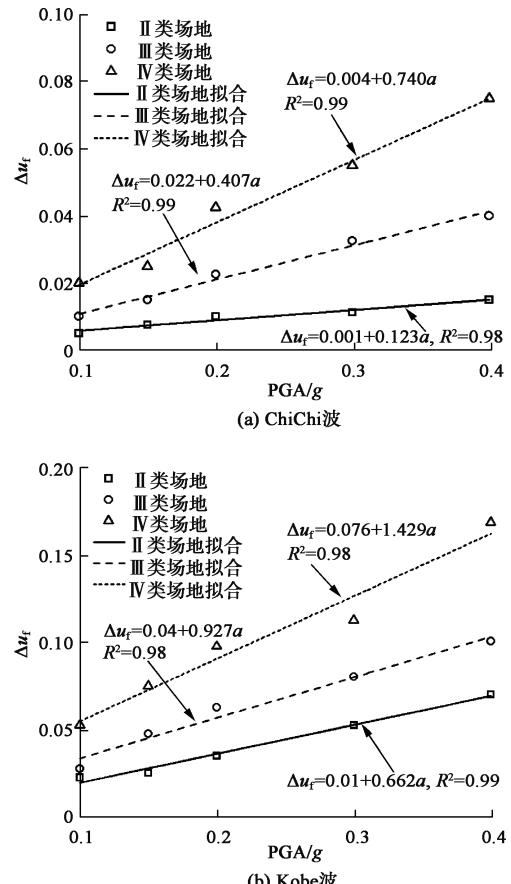


图 6 基础顶底相对峰值位移随输入加速度峰值变化规律

Fig. 6 Relationship between maximum relative displacement of foundation and input peak acceleration

变化曲线。基础顶底板相对峰值位移  $\Delta u_f$  随地震动输入强度呈线性增长, 增长率随地震动强震持续特征的不同而有所差异。ChiChi 波属于单峰地震波, 峰值加速度出现在地震波时程曲线中间阶段, 因此对基础的动力影响持续时间更长。而 Kobe 地震波为选取强震持时阶段的加速度时程曲线, 因此基础的动力响应最为强烈, 基础顶底面相对峰值位移最大。当场地土类型由 II 类土变为 IV 类土时, 基础顶底板相对峰值位移  $\Delta u_f$  随输入 PGA 的增长率逐渐变大。后续工作可进一步增加计算模型数量, 通过大量数值分析计算, 得出埋置基础侧向位移与地基土位移反应特征普适性桂林, 以期为地下结构的抗震设计与分析提供指导和参考。

### (3) 沉井 - 土相互作用系数

定义埋置基础-地基相互作用系数(FSI)为<sup>[16]</sup>

$$\alpha = \Delta u_f / \Delta u_s, \quad (2)$$

式中,  $\Delta u_f$  为基础顶底面的相对峰值位移,  $\Delta u_s$  为与埋置基础位置等代同尺寸土体的相对峰值位移,  $\alpha$  为基础 - 地基相互作用系数, 简称 FSI。

图 7 为不同地震动输入类型对应的埋置基础地基相互作用系数 FSI 随输入峰值加速度 PGA 变化趋势曲线。由图可知, 峰值加速度较小时  $\alpha > 1$ , 基础的动力变形将受到周围土体变形的制约作用, 有利于维持

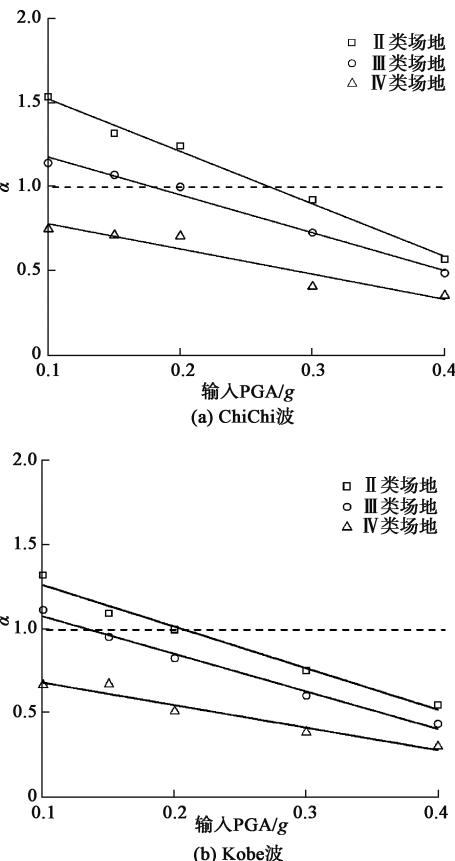


图 7 基础-地基相互作用系数随输入加速度峰值变化规律

Fig. 7 Relationship between soil-foundation interaction coefficient and input peak acceleration

地下结构的稳定性。 $\alpha$  随着输入峰值加速度 PGA 的增大呈线性减小。场地土条件越差, 基础 - 地基相互作用系数越往输入峰值加速度 PGA 较小的方向移动, 说明很小的地震动便会对地下结构产生不利影响。当输入峰值加速度 PGA 大于等于  $0.4g$  时, II - IV 类场地土产生的相对峰值位移均大于结构位移; 或, 当场地土为 IV 类土时, 此时两种地震动对应的埋置基础-地基相互作用系数 FSI 均小于 1 ( $\alpha < 1$ ), 说明此时场地土的侧向变形大于埋置基础的变形, 地基将不会对基础产生约束作用, 反而会推着地下结构产生变形, 不利于地下结构抗震。

## 4 结 论

本文室内试验得出砂土的非线性抗剪强度和动力特性的关系, 基于试验数据获得 D-C 模型的关键参数, 并据此建立非线性动力数值计算模型。在验证模型准确性的基础上, 分析了地震作用下沉井基础 - 地基非线性动力相互作用体系的侧向位移特征, 得出 3 点主要结论。

(1) 不同地震动类型、加速度峰值大小对应不同的体系地震响应特征。随着输入地震动峰值加速度的增加, 沉井 - 地基动力相互作用体系侧向位移响应显著。

(2) II 类场地土顶底面水平相对峰值位移  $\Delta u_1$  随地震动输入峰值加速度的增大呈线性增加。III类、IV类场地土顶底面水平相对峰值位移  $\Delta u_1$  随输入地震动峰值加速度的增大呈指数增加。II类、III类、IV类场地土条件下, 基础顶底面水平相对峰值位移  $\Delta u_f$  随着输入地震动峰值加速度的增加线性增大。

(3) 当场地土条件较好(II类)或输入地震动峰值加速度较小(小于  $0.2g$ )时, 地基对基础的水平位移具有约束作用; 反之, 则地下结构会受地基土的推动而发生位移, 不利于地下结构抗震。

## 参 考 文 献:

- [1] ZHANG P Y, DING H Y, LE C H. Model tests on tilt adjustment techniques for a mooring dolphin platform with three suction caisson foundations in clay [J]. Ocean Engineering, 2013, 73: 96 - 105.
- [2] GEROLYMMOS N, GAZETAS G. Winkler model for lateral response of rigid caisson foundations in linear soil [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2006, 26(5): 347 - 361.
- [3] RAYHANI M H, EL NAGGAR M H. Numerical modeling of seismic response of rigid foundation on soft soil [J]. International Journal of Geomechanics, 2008, 8(6): 336 - 346.

- [4] ALLERSMA H G B, BRINKGREVE R B J, SIMON T, et al. Centrifuge and numerical modelling of horizontally loaded suction piles [J]. International Journal of Offshore and Polar Engineering, 2000, 3(10): 222–228.
- [5] KHOSHALB A, KHALILI N. A meshfree method for fully coupled analysis of flow and deformation in unsaturated porous media [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2013, 37(7): 716–743.
- [6] SHAHBODAGH B, HABTE M A, KHOSHALB A, et al. A bounding surface elasto-viscoplastic constitutive model for non-isothermal cyclic analysis of asphaltic materials [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2017, 41(5): 721–739.
- [7] 陈晨. 粗颗粒土的本构关系及在基坑工程中的应用研究 [D]. 沈阳: 东北大学, 2016. (CHEN Chen. Research on the Constitutive Relation of Coarse-grained Soils and Their Applications in Excavation Engineering [D]. Shenyang: Northeastern University, 2016.)
- [8] NI P P, MEI G X, ZHAO Y L, et al. Plane strain evaluation of stress paths for supported excavations under lateral loading and unloading [J]. Soils and Foundations, 2018, 58(1): 146–159.
- [9] JIA P J, KHOSHALB A, CHEN C, et al. Modified Duncan-Chang constitutive model for modeling supported excavations in granular soils [J]. International Journal of Geomechanics, 2020, 20(11): 4020211.
- [10] JARDINE R J, POTTS D M, FOURIE A B, et al. Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction [J]. Géotechnique, 1986, 36(3): 377–396.
- [11] KONDNER R L. Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils [J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1963, 89(1): 115–143.
- [12] DUNCAN J M, CHANG C Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils [J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1970, 96(5): 1629–1653.
- [13] 邓友生, 熊浩, 刘荣, 等. 武汉鹦鹉洲长江大桥北锚碇施工变位分析 [J]. 岩土力学, 2013, 34(增刊1): 241–246. (DENG You-sheng, XIONG Hao, LIU Rong, et al. Research on construction displacement of north anchorage caisson of parrot cay Yangtze River bridges in Wuhan [J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(S1): 241–246. (in Chinese))
- [14] CHEN Y, ZHAO W, HAN J Y, et al. A CEL study of bearing capacity and failure mechanism of strip footing resting on c-φ soils [J]. Computers and Geotechnics, 2019, 111: 126–136.
- [15] 杜修力, 康凯丽, 许紫刚, 等. 地下结构地震反应的主要特征及规律 [J]. 土木工程学报, 2018, 51(7): 11–21. (DU Xiu-li, KANG Kai-li, XU Zi-gang, et al. Main characteristics and rules of seismic response for underground structures [J]. China Civil Engineering Journal, 2018, 51(7): 11–21. (in Chinese))
- [16] 庄海洋, 王雪剑, 王瑞, 等. 土-地铁动力相互作用体系侧向变形特征研究 [J]. 岩土工程学报, 2017, 39(10): 1761–1769. (ZHUANG Hai-yang, WANG Xue-jian, WANG Rui, et al. Characteristics of lateral deformation of soil-subway dynamic interaction system [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(10): 1761–1769. (in Chinese))

(编校:胡海霞)