# 液化场地桥梁足尺桩抗震简化分析方法。

张效禹<sup>1,2</sup>,唐 亮<sup>1,2,3</sup>,凌贤长<sup>1,2</sup>,李 惠<sup>1,2</sup>

(1. 哈尔滨工业大学土木工程学院,黑龙江 哈尔滨 150090;

2. 结构工程灾变与控制教育部重点实验室 哈尔滨工业大学,黑龙江 哈尔滨 150090;

3.地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室成都理工大学,四川成都 610059)

摘要:采用国际 VELACS 项目中离心机试验标定的内华达砂的动力计算参数,建立液化场地足尺桩-土动力相互作用分析的三维有限元模型;获得不同幅值的正弦波作用下桩-土动力相互作用的 p-y 曲线,修正并发展一种可用于液化场地桩-土动力相互作用分析的宏单元模型,并基于非线性 文克尔地基梁模型建立桥梁足尺桩抗震分析的数值模型与简化方法,通过有限元分析结果验证该 简化方法的正确性。

## Simplified Seismic Analysis Method for Bridge Full-scale Piles in Liquefied Ground

ZHANG Xiao-yu<sup>1, 2</sup>, TANG Liang<sup>1, 2, 3</sup>, LING Xian-zhang<sup>1, 2</sup>, LI Hui<sup>1, 2</sup>

 (1.School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, Heilongjiang, China;
 2.Key Laboratory of Structures Dynamic Behavior and Control, Ministry of Education, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, Heilongjiang, China 3.State Key Laboratory of Geohazard Prevention and Geoenvironment Protection, Chengdu University of Technology, Chengdu 610059, Sichuan, China)

Abstract: Most research in the seismic analysis of pile foundations in liquefied ground is based on small-scale model testing and theoretical analysis. This paper presents the development of a threedimensional finite element model for dynamic pile-soil interaction using the dynamic calculation parameters of Nevada sand calibrated by conducting the centrifuge test outlined in the Verification of Liquefaction Analysis by Centrifuge Studies (VELACS) project. On the basis of this numerical model, the dynamic p-y curves under various shaking amplitudes are studied, and a macro-element model for analysis of dynamic pile-soil interaction in liquefied ground is developed. In addition, a simplified method for seismic analysis of the piles on the basis of the Winkler model is presented and verified by the results of numerical simulation.

Key words: macro-element model; simplified method; dynamic full-scale pile-soil interaction; nonlinear finite element analysis; liquefied ground

① 收稿日期:2014-08-20

**基金项目:**国家自然基金项目(51578195,51378161);黑龙江省应用技术研究与开发项目(GZ13A009);国家重点基础研究发展 973 计 划项目(2012CB026104);地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室项目(SKLGP2013K011)

作者简介:张效禹(1991-),男(汉族),博士研究士,研究方向:岩土工程防灾减灾。E-mail:zxy\_hit@163.com。

#### 0 引言

强震作用下场地桩-土相互作用的分析是进行 液化场地桥梁桩基结构抗震分析的基本依据。虽然 模型试验(离心机试验和振动台试验)能够有效地进 行桩-土动力相互作用分析,但存在耗时长、费钱且 考虑的影响因素有限等不足。目前数值方法已成为 桥梁桩基抗震设计的重要手段之一,它可以避免试 验方法的诸多缺点,并且较好地模拟地震下桩的动 力特性。然而数值方法也具有建模途径较复杂、计 算参数不易选取且计算机时较长等缺点,在实际工 程应用中受到很大限制<sup>[1-2]</sup>。因此发展一种高效且 可靠的液化场地桥梁桩基抗震分析方法,即动力特 性的分析方法,具有重要意义。

非线性文克尔地基梁法作为一种简化方法,可 以很好地模拟地震下土体的强非线性、辐射阻尼及 桩-土界面处分离和滑动等特性,已在工程实践中得 到广泛应用。然而将非线性文克尔地基梁法应用到 液化场地桩基抗震分析中的研究尚不成熟,现有研 究工作更多是通过一维自由场地分析获得砂层孔压 比衰减修正,得到弹簧刚度,如 Kagawa 等<sup>[3]</sup>、Liyanapathirana 等<sup>[4]</sup>及 Sarkar 等<sup>[5]</sup>基于文克尔地基梁 模型建立的液化场地桥梁桩基抗震分析的简化方 法。

地震作用下桩-土动力相互作用是一个极其复 杂的过程,对桩-土动力相互作用实施精细化模拟的 关键在于如何准确刻画其动力特性。通常将土体按 距离桩的远近分为近场土体、远场土体和自由场土 体。地震作用下近场土体表现出明显的非线性特 性,目在强地震作用下桩和土体之间还可能出现裂 缝及桩土相对滑动的现象。远场土体距离桩较远, 受到桩的作用较小,土体表现出近似弹性的行为,对 远场土体模拟的关键在于描述其辐射阻尼效应。自 由场土体几乎不受桩的影响,但其滤波作用会使桩 受到不同的激励作用。目前国内外学者提出了多种 宏单元模型:如 Matlock 模型<sup>[6]</sup>、Naggar 模型<sup>[7]</sup>及 Boulanger 模型<sup>[8]</sup>等,试图准确表述模拟地震作用 下桩-土相互作用的动力特性。其中 Boulanger 提 出的宏单元模型由弹性单元、塑性单元和裂缝单元 串联组成,能够更全面且合理地模拟桩-土相互作用 的物理过程。目前液化场地桩基的抗震研究工作多 集中于小比例模型试验及相应的理论分析。本文拟 通过修正并发展 Boulanger 模型,提出一种可进行 液化场地桥梁足尺桩-土动力相互作用分析的简化 方法。

### 液化场地桥梁足尺桩-土动力相互作用数 值模拟与分析

采用唐亮等<sup>[9-12]</sup>提出的液化场地桩-土动力相 互作用分析的基本数值建模途径与计算方法,采用 国际 VELACS(Verification of liquefaction analysis using centrifuge studies)项目标定的相对密度 40% 的 Nevada(内华达)砂计算参数,建立液化场地桥梁 足尺桩基地震反应分析三维有限元模型(图 1)。内 华达砂的计算参数见表 1<sup>[11-12]</sup>。



#### 图1 有限元模型

Fig.1 Finite element model

表 1 内华达砂的计算参数[11-12]

 Table 1
 Parameters for Nevada sand<sup>[11-12]</sup>

计算参数	取值
参考剪切模量 G <sub>0</sub> (kPa, P <sub>r</sub> =80 kPa)	$7.85  imes 10^4$
参考体积模量 B <sub>0</sub> (kPa,P <sub>r</sub> =80 kPa)	221 850
峰值剪应变 g <sub>max</sub> (P <sub>r</sub> =80 kPa)	0.1
密度/(kg•m <sup>-3</sup> )	1 973
内摩擦角 ø/(°)	31.4
参考平均有效围压 $P_r/kPa$	80
收缩系数 c2	0.3
膨胀系数 d1	0.4
膨胀系数 d2	2
液化系数 y <sub>1</sub> /kPa	10
液化系数 y2	0.01
液化系数 y3	3
渗透系数/(m・s <sup>-1</sup> )	$6.6 \times 10^{-5}$
压力相关参数 n <sub>p</sub>	0.5
相位转换角 øpt/(°)	26.5

模型中,桩径 0.6 m,桩长 12 m,弹性模量 E= 3.0×10<sup>7</sup> kPa,桩顶施加 240 kg 重的质量点以模拟 上部结构在地震中的惯性效应。桩采用线弹性梁-柱单元模拟,土层为 10 m 厚的饱和内华达砂,水位 线位于地表处。模型长 30.6 m×宽 15 m×高 10 m。桩与土采用刚性连接杆模拟。砂土选用的本构 模型、边界条件和计算收敛准则等其他建模的技术 细节详见文献[9-10]。

#### 2 动力 p-y 曲线

#### 2.1 不同加载幅值下的动力 p-y 曲线

采用上述有限元模型,模型基底输入不同幅值的1 Hz 正弦波,获得液化场地桩-土动力相互作用

的 *p*-*y* 曲线,其中 *p* 为桩和土之间的相互作用力 (简称"土反力"),*y* 为桩和土之间的相对位移。图 2 为不同幅值(0.05*g*、0.10*g*、0.15*g* 和 0.25*g*)的1 Hz 正弦波输入下埋深 4 m 处桩与土相互作用的动 力 *p*-*y* 曲线。图 3 为不同幅值的正弦波下埋深 6 m 处砂层超孔压时程。



图 2 加载幅值对埋深 4 m 处土体动力 *p*-*y* 曲线的影响 Fig.2 Effect of loading amplitudes on dynamic *p*-*y* curves at the depth of 4 m



图 3 加载幅值对埋深 6 m 处砂层超孔压时程影响 Fig.3 Effect of loading amplitudes on excess pore pressure time-histories of sand at the depth of 6 m

由图 2、图 3 可知,加载幅值较小时(0.05g),土体的超孔压较小, *p*-y 曲线滞回圈几乎呈线性;随着加载幅值的增加,土体发生液化(孔压比 *r*<sub>u</sub>=1),滞回圈面积逐渐越大;当幅值由 0.15g 增至 0.25g 时滞回圈面积并未发生明显增大,这应该主要是由于土反力 *p* 接近极限土反力 *p*<sub>ult</sub>所致。此外,随着加载幅值的增加,土体超孔压增长率逐渐变大。

#### 2.2 动力 p-y 曲线的骨干曲线

借鉴唐亮<sup>[1]</sup>提出的方法,引入构造土的动应力-动应变关系曲线骨干线的基本思想,将不同加载幅 值下的动力 *p-y* 曲线顶点拟合得到其骨干曲线,据 此发展液化场地桩-土动力相互作用分析的简化方 法。由上述可知,土体孔压比对动力 *p-y* 曲线影响 显著,土体单位桩长的极限承载力 *p*<sub>-ut</sub>在土体受到 震动过程中随孔压比的变化而改变。因此需要构建 不同孔压比下动力 *p-y* 曲线的骨干曲线。将孔压 比按每 0.2 一级划分六段:0~0.2、0.2~0.4、0.4~ 0.6、0.6~0.8、0.8~1.0 和 1.0。

动力 p-y 曲线的骨干曲线构建过程为:

(1) 孔压比 r<sub>u</sub>=1.0

根据上述研究可知,孔压比  $r_u$ =1.0 时动力 p-y曲线滞回圈表现出明显的滞后性和变形累积等特性,滞回圈顶点的位置很难确定。因此选取 p-y曲线滞回圈每个加载周期的最大土反力  $p_{max}$ 和最大桩 土相对位移  $y_{max}$ 点作为其顶点,以 0.10g 1 Hz 正弦 波输入下埋深 4 m 处土体 p-y曲线为例(图 4),选 取点( $p_1, y_1$ )、点( $p_2, y_2$ )作为动力 p-y曲线滞回圈 顶点。将美国石油工程协会(American Petraleum Institute, API)规范<sup>[13]</sup>中推荐的标准砂土 p-y曲线 进行折减, 拟合埋深 4 m 处的骨干曲线[图 5(a)]。 折减系数  $C_z$ =0.16 时,得到的曲线与滞回圈顶点的 排列形式吻合较好,即埋深 4 m 处土体的动力 p-y曲线的骨干曲线为:

$$p_4 = 0.16 p_{API}$$
 (1)



Fig.4 Dynamic p-y time history at the depth of 4 m under the input of sine wave with amplitude of 0.1g and frequency of 1 Hz





- 图5 埋深4m和8m处土体动力 p-y 曲线的 骨干曲线(r<sub>u</sub>=1.0)
- Fig.5 Backbone curve of the dynamic p-y curve at the depth of 4 m and 8 m ( $r_u$  = 1.0)

随后选取埋深 8 m 处土体的 p-y 曲线,验证折 减系数  $C_z = 1.6$  是否适用于其他埋深处的骨干曲线 [图 5(b)]。由图 5(b)可以看出,虽然土反力 p 没 有达到极限土反力  $p_{ult}$ ,但是折减得到的骨干曲线 初始部分与滞回圈顶点的排列形式吻合较好,因此 可假定折减系数  $C_z = 0.16$  同样适用于埋深 8 m 处 土体。限于篇幅,不再对其他埋深处逐个进行检验 (详见参考文献[2])。因此孔压比  $r_u = 1.0$  时的动 力 p-y 曲线骨干曲线可以通过 API 规范中推荐的 砂土 p-y 曲线乘以折减系数 0.16 得到,即

$$p_{r_{u}=1.0} = C_{z} \times p_{API} =$$

$$0.16 \times A \times p_{u} \times \tanh\left(\frac{K \times H}{A \times p_{u}} \times y\right) \quad (2)$$

式中:*p*<sub>u</sub>为砂土的极限承载力(kN/m),取式(3)和 式(4)中较小者;A为荷载类型系数,可根据 API 规 范确定<sup>[13]</sup>;H为计算点深度(m)。按楔体失效理论 计算砂土极限承载力 *p*<sub>u</sub>为:

$$p_{u} = (C_{1} \times H + C_{2} \times D) \times \gamma \times H \qquad (3)$$
按流动失效理论计算砂土极限抗力  $p_{u}$ 为:

$$p_{\rm u} = C_3 \times D \times \gamma \times H \tag{4}$$

式中: $\gamma$  为土体有效容重(N/m<sup>3</sup>); D 为桩径(m);  $C_1$ 、 $C_2$ 、 $C_3$  为计算参数,根据 API 规范确定<sup>[13]</sup>。

(2) 孔压比 r<sub>u</sub><1.0

上述分析可知,当孔压比  $r_u < 1.0$  时,土体动力 p - y 曲线滞回圈面积很小,加载幅值增至 0.25g 时, 土反力 p 与极限土反力  $p_{ult}$ 仍然相距甚远,无法拟 合获得骨干曲线。然而根据 Liu 等<sup>[14]</sup>提出的  $C_u$  因 子法可知,强度衰减乘因子  $C_u$  随孔压比改变呈线 性变化( $C_u = 1 - r_u$ )。为构建出统一的动力 p - y 曲 线的骨干曲线,以  $C_u$  因子法为基础,假定孔压比  $r_u$ <1.0 时,折减系数随孔压比改变呈线性变化,即折 减系数  $C_z = 1 - 0.84r_u$ ,孔压比  $r_u < 1.0$  时的动力 p - y曲线的骨干曲线式为:

$$p_{r_{u}<1.0} = C_{z} \times p_{API} =$$

$$(1 - 0.84r_{u}) \times A \times p_{u} \times \tanh\left(\frac{K \times H}{A \times p_{u}} \times y\right)$$
(5)

以埋深 4 m 处孔压比  $r_u = 0.2$  和  $r_u = 0.6$ 时的 动力 p-y 曲线滞回圈顶点,验证式(5)的有效性(图 6)。可见,虽然 土反力p 和桩土相对位移y均很



Fig.6 Verification of backbone curve of the dynamic p-y curve at the depth of 4 m

小,但基本上可以描述出动力 *p*-y 曲线的骨干曲线 初始刚度。因此式(5)可适用于孔压比 *r*<sub>u</sub><1.0 时 的动力 *p*-y 曲线的骨干曲线。

综上, 土体动力 *p*-*y* 曲线的骨干曲线表达式为:

$$p = (1 - 0.84r_{u}) \times A \times p_{u} \times \tanh\left(\frac{K \times H}{A \times p_{u}} \times y\right)$$
(6)

#### 3 修正的宏单元模型

Boulanger 等<sup>[8,15]</sup>提出的宏单元模型用于刻画 桩-土动力相互作用的物理过程时,需要确定四个计 算参数:模型的极限承载力  $p_{ult}$ 、荷载  $p = 0.5 p_{ult}$ 时 的位移  $y_{50}$ 、最大摩擦力与  $p_{ult}$ 之比  $C_d$ 和阻尼系数 c。通过对这些参数进行修正,将宏单元模型应用于 液化场地的桩-土动力相互作用分析中。

#### 3.1 基本元件

Boulanger 的宏单元模型由弹性单元( $p-y^{e}$ )、塑 性单元( $p-y^{p}$ )和裂缝单元( $p-y^{g}$ )串联组成(图 7)。



图 7 宏单元模型

Fig.7 Macro-element model

弹性单元由弹性元件和阻尼元件并联而成。弹 性元件的力 p 与位移关系为

$$p = K^{e} y^{e} \tag{7}$$

式中:K°为弹性元件的切线模量;y°为弹性元件的 位移。

塑性单元表示土体的塑性变形。塑性单元和弹 性单元串联,二者具有相等的力 p。塑性元件中 p $y^{p}$ 曲线见图 8 (a),力 p 按式(8)确定:

$$p = p_{ult} - (p_{ult} - p_0) \left( \frac{C \cdot y_{50}}{C \cdot y_{50} + |y^p - y_0^p|} \right)^n$$
(8)

式中:pult为模型的极限承载力;y<sup>p</sup>为塑性单元的位移;y<sub>50</sub>为p=0.5pult时对应的模型位移;p<sub>0</sub>、y<sup>8</sup>分别为塑性阶段时初始荷载和位移;C、n分别为控制塑性单元形状的系数。

塑性单元的切线模量 K<sup>p</sup> 定义为:

$$K^{\mathrm{p}} = \frac{\partial p}{\partial y^{\mathrm{p}}} = \frac{n \cdot \operatorname{sign}(\dot{y}) \cdot (p_{\mathrm{ult}} - p_{0})}{|y^{\mathrm{p}} - y^{\mathrm{p}}_{0}| + C \cdot y_{50}} \left(\frac{C \cdot y_{50}}{C \cdot y_{50} + |y^{\mathrm{p}} - y^{\mathrm{p}}_{0}|}\right)^{n}$$
(9)

Matlock(1970)建议,软质黏土取 C=10,n=5和  $C_r=0.35$ 。API 规范建议砂土取 C=0.5,n=2和  $C_r=0.2$ 。本文选取 API 规范给出的建议值。

裂缝单元由一个非线性的闭合元件( $p^c - y^g$ ) 和一个非线性的摩擦元件( $p^d - y^g$ )并联组成。裂 缝单元的力 $p = p^c + p^d$ 。闭合元件控制着桩-土界 面处裂缝的张开和闭合,作用机理与 Matlock 等<sup>[6]</sup> 提出的黏土 p-y 属性的裂缝一致。采用摩擦元件 描述桩土相对滑动过程中桩受到的侧向摩擦力。闭 合元件  $p^c - y^g$  曲线见图 8 (b),摩擦元件  $p^d - y^g$  曲线 见图 8 (c)。闭合元件的力  $p^c$ 为:

$$p^{c} = 1.8 \cdot p_{ult} \left[ \frac{y_{50}}{y_{50} + 50(y_{0}^{+} - y^{g})} - \frac{y_{50}}{y_{50} + 50(y_{0}^{-} - y^{g})} \right]$$
(10)

摩擦元件的力 p<sup>d</sup> 为:

$$p^{d} = C_{d} \cdot p_{ult} - (C_{d} \cdot p_{ult} - p_{0}^{d}) \cdot \left[\frac{y_{50}}{y_{50} + 2 |y^{g} - y_{0}^{g}|}\right]^{n}$$
(11)

式中: $y^{g}$ 为裂缝单元的位移; $y^{+}_{0}$ 为间隙的正向位移 (初始值为 $y_{50}/100$ ); $y^{-}_{0}$ 为间隙的负向位移(初始 值为 $-y_{50}/100$ ); $p^{d}_{0}$ 、 $y^{g}_{0}$ 为摩擦元件的初始摩擦力 和位移; $C_{d}$ 为摩擦系数(最大摩擦力与模型极限承 载力之比)。



图 8 宏单元模型荷载-位移曲线

Fig.8 Load-displacement curves of macro-element model

当桩-土界面处出现裂缝时,闭合元件开始工作,裂缝消失时闭合元件停止工作。这一特性由 $y_{50}+50(y_0^+-y^s)$ 和 $y_{50}+50(y_0^--y^s)$ 控制,当它们满足式(12)和(13)时,有 $\lim p^c = \infty$ ,即桩-土界面处裂缝闭合。

$$y_{50} + 50(y_0^+ - y^g) = 0 \Leftrightarrow y^g = y_0^+ + \frac{y_{50}}{50}$$
 (12)

$$y_{50} - 50(y_0^- - y^g) = 0 \Leftrightarrow y^g = y_0^- - \frac{y_{50}}{50}$$
 (13)

裂缝单元的切线模量按式(14)确定:

$$K^{g} = \frac{\partial p}{\partial y^{g}} = \frac{2n(p_{0}^{d} - C_{d}p_{ult})}{y_{50} + 2|y^{g} - y_{0}^{g}|} \left(\frac{y_{50}}{y_{50} + 2|y^{g} - y_{0}^{g}|}\right)^{n} + \frac{1.8p_{ult}\frac{y_{50}}{50}}{\left(\frac{y_{50}}{50} - y^{g} + y_{0}^{+}\right)^{2}} - \frac{1.8p_{ult}\frac{y_{50}}{50}}{\left(\frac{y_{50}}{50} - y^{g} + y_{0}^{-}\right)^{2}} (14)$$

#### 3.2 组合模式

将上述三种单元串联得到刻画桩-土动力相互 作用的宏单元模型[图 8 (d)]。模型的位移见式 (15),模型切线模量见式(16)。

$$y = y^{e} + y^{p} + y^{g} \tag{15}$$

$$K = \left(\frac{1}{K^{e}} + \frac{1}{K^{p}} + \frac{1}{K^{g}}\right)^{-1}$$
(16)

模型中各元件相互协调发挥作用:当土体在弹 性范围内变形,只有弹性元件起作用。随荷载增加, 土体进入塑性,弹性元件和塑性元件共同作用。荷 载卸载时,桩-土界面处出现裂缝,裂缝单元、弹性单 元和塑性单元共同工作。当桩向裂隙移动时,只有 摩擦元件发挥作用。

#### 3.3 模型参数

通过前述建立的液化场地桩-土相互作用的动 力 p-y 曲线骨干曲线表达式[见式(6)]确定  $p_{ult}$ 和  $y_{50}$ ,骨干曲线中土反力 p 的极值即为模型的极限承 载力  $p_{ult}$ ,当  $p=0.5p_{ult}$ 时对应的位移即为  $y_{50}$ 。参 照 Liyanapathirana<sup>[16]</sup>的方法,取阻尼系数  $c = \rho v_s$  $(v_s$  为剪切波速)。

最大摩擦力与  $p_{ult}$ 的比值  $C_d$  参照 Brandenberg 等<sup>[15]</sup>给出的建议值取  $C_d = 1.0$ 。

#### 4 简化分析方法与数值模型

#### 4.1 数值模型

与三维有限元模型保持一致,基于文克尔地基 梁模型,建立桩的简化分析数值模型(图 9)。桩采 用线弹性梁-柱单元模拟,分 24 个单元。桩顶节点 模拟为集中质量点以模拟上部结构。桩与土的相互 作用采用上述动力宏单元模型代替。将动力 *p-y* 模型采用 2 节点(从属弹簧节点和固定弹簧节点)构 成的零长度单元表示,将其从属弹簧节点与桩节点 的水平方向自由度捆绑在一起。在固定的弹簧节点 处输入土体自由场的位移时程作为边界激励条件, 完成桩-土动力相互作用的模拟与分析。





Fig.9 Numerical model for simplified method

#### 4.2 外部输入激励

简化分析方法为两部分:(1)进行自由场地的地 震反应分析,获得土体的位移和孔压时程,作为简化 模型的外部激励;(2)输入外部激励,进行液化场地 桩-土动力相互作用的分析。选取 El Centro 波(图 10)进行自由场土体的动力反应分析,得到其位移时 程和孔压比时程(图 11)。采用简化数值模型,输入 自由场土体的位移时程作为外部激励,并通过考虑 孔压比改变 *p*<sub>ult</sub>和 *y*<sub>50</sub>,进行桩-土动力相互作用 分析。





#### 4.3 简化方法的正确性检验

针对简化数值模型,按照上述参数取值的方法 确定各个参数的值,在每一个动力 *p-y* 模型的固定 弹簧节点输入与其相同埋深处自由场地土体的位移 时程,以 El Centro 波输入下桩的动力特性进行简 化分析方法的正确性检验。





Fig.11 Displacement time histories and pore pressure ratio time histories of free field soil

桩的位移是体现桩动力特性的重要指标,它可 以通过微分得到桩的加速度。因此桩的位移基本上 能体现出桩的动力反应规律。图 12 为简化方法和 有限元法计算得到的不同位置桩的位移时程对比情 况。由图可见,两种方法得到的位移时程曲线整体 波动趋势基本相同,振动前 3 s 结果吻合较好,3 s 以后简化方法计算得到的结果稍大于有限元法的结 果。总之,简化方法基本上能够较好地模拟出更为 精细化的有限元法,且其计算时间远小于有限元法 的计算机时,所需确定的计算参数也较少,相比而言 更适合工程实践的应用。

#### 5 结论

基于液化场地桩-土动力相互作用分析的数值 建模途径与计算方法,采用离心机试验标定的内华 达砂的动力计算参数,建立液化场地桥梁足尺桩-土





Fig.12 Results of simplified method and finite element method

动力相互作用三维有限元模型,得到:

(1)分析不同加载幅值对土体动力 p-y 曲线影响。结果表明,加载幅值较小时,土体不发生液化, p-y 曲线滞回圈面积很小;加载幅值越大,其滞回圈 面积越大;当幅值大到一定程度,滞回圈面积不再随 幅值的增加发生明显变化,显示土体达到了极限状态。

(2) 通过对 API 规范中推荐的砂土 *p*-*y* 曲线的 计算公式进行修正,得到不同孔压比下液化砂土动 力 *p*-*y* 曲线的骨干曲线表达式。

(3) 通过新的液化砂土动力 *p-y* 曲线的骨干曲 线表达式,改进 Boulanger 提出的宏单元模型,并将 其应用于液化场地的桩-土动力相互作用分析中。

(4) 基于改进的 Boulanger 模型,提出液化场 地桩-土动力相互作用简化分析方法,并验证简化方 法的正确性。

#### 参考文献(References)

- [1] 唐亮.液化场地桩-土动力相互作用 p-y 曲线模型研究[D].哈尔滨:哈尔滨工业大学,2010.
  TANG Liang. p-y Model of Dynamic Pile-soil Interaction in Liquefying Ground [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology,2010.(in Chinese)
  [2] 张效禹 液化场地桥梁足尺桩-十动力相互作用简化分析方法
- [2] 张效禹.液化场地桥梁足尺桩-土动力相互作用简化分析方法
   [D].哈尔滨:哈尔滨工业大学,2011.
   ZHANG Xiao-yu. Simplified Method of Dynamic Full-scale
   Pile-soil Interaction in Liquefying Ground [D]. Harbin: Harbin
   Lnstitute of Technology,2011. (in Chinese)
- [3] Kagawa T, Kraft L M. Seismic *p*-*y* Responses of Flexible Piles
   [J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1980, 106
   (GT84): 899-918.
- [4] Liyanapathirana D S, Poulos H G. Pseudostatic Approach for

Seismic Analysis of Piles in Liquefying Soil [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, 131 (12):1480-1487.

- [5] Sarkar R, Maheshwari B K. Influence of Soil Nonlinearity and Liquefaction on Dynamic Response of Pile Groups [C]//The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China:[s.n.],2008.
- [6] Matlock H, Foo S H C. Simulation of Lateral Pile Behavior Under Earthquake Motion [C]//Speciality Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics.1978,2: 600-619.
- [7] Naggar M H, Novak M. Nonlinear Analysis for Dynamic Lateral Pile Response[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1996, 15(4):233-244.
- [8] Boulanger R W, Curras J, Kutter B L, et al. Seismic Soil-pilestructure Interaction Experiments and Analyses[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999, 125 (9):750-759.
- [9] 唐亮,凌贤长,徐鹏举,等.液化场地桩-土地震相互作用振动台 试验数值模拟[J].土木工程学报,2012,45(增刊1):302-306, 311.

TANG Liang, LING Xian-zhang, XU Peng-Ju, et al. Numerical Simulation of Shaking Table Test for Seismic Soil-pile Interaction in Liquefying Ground[J].China Civil Engineering Journal, 2012,45(Suppl);302-306,311.(in Chinese)

[10] 唐亮,凌贤长,艾哈迈德·艾格玛.液化侧向流动场地桩基动 力反应振动台试验三维有限元数值模拟方法[J].土木工程学报,2013,46(增刊1):180-184. TANG Liang, LING Xian-zhang, Elgamal A. Three-dimensional Finite Element Analysis of Shake-table Test for Dynamic Pile Behavior in Liquefaction-induced Lateral Spreading Ground [J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46 (Suppl):180-184.(in Chinese)

- [11] Mazzoni S, Mckenna F, Scott M H, et al. Opensees Command Language Manual[R].Berkley:Berkley University of California,2007.
- [12] Elgamal A, Lu J, Forcellini D. Mitigation of Liquefaction-induced Lateral Deformation in a Sloping Stratum three-dimensional Numerical Simulation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, 135(11):1672-1682.
- [13] American Petraleum Institute. Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms[M]. API Recommended Practice 2A-WSD (RP2A-WSD),2000.
- [14] Liu L.Dobry R.Effect of Liquefaction on Lateral Response of Piles by Centrifuge Model Tests [J]. National Center for Earthquake Engineering Research Neeer, 1995, 9(1):7-11.
- [15] Brandenberg S J., Zhao M., Boulanger R W., et al. p-y Plasticity Model for Nonlinear Dynamic Analysis of Piles in Liquefiable Soil[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2012, 139(8):1262-1274.
- [16] Liyanapathirana D S, Poulos H G.Sesmic Lateral Response of Piles in Liqufying Soil[J]. Journal of Geotechnical and Geo-Environmental Engineering, 2005, 1(131):1466-1479.