

DOI: 10.7511/jslx201605006

# 基于弹塑性模型的群桩-土-结构动力 非线性数值分析

熊辉\*, 杨佳

(湖南大学 土木工程学院, 长沙 410082)

**摘要:**提出一种群桩-土弹塑性模型,结合动力文克尔理论,推导出了与桩(筏)-土属性及SSI体系频率相关的各项弹簧-阻尼单元动力阻抗,建立了三维框架土-结构相互作用有限元简化分析模型。针对不同地震激励,在不同桩-土条件下对模型进行了动力非线性时程分析,结果表明,在某些地震动和土-基础条件下,上部结构非线性作用效应结果可能大于固基假定情形,且桩-土弹塑性模型对上部结构薄弱层位置产生影响。应用本文简化方法可以快速、较准确有效地进行复杂的上下部结构动力时程分析及抗震评估。

**关键词:**群桩-土弹塑性模型;动力阻抗;非线性时程;动力分析;简化非线性弹-阻单元

**中图分类号:**TU473;O313 **文献标志码:**A **文章编号:**1007-4708(2016)05-0689-08

## 1 引言

面对近年来地震频发,高层建筑复杂化发展趋势,人们越来越意识到地震作用下的刚性假定计算已不合时宜,必须引入土-结构相互作用的概念。遭受强迫振动和地震作用的地基土常处于高应变水平状态,因此其非线性特征应该予以考虑。桩基础以其抗震性能好等优点而得到广泛应用,考虑桩-土-结构动力相互作用响应成为了当前结构工程和岩土工程研究领域的热点和难点。陈跃庆等<sup>[1]</sup>进行了分层土-基础-高层框架结构相互作用体系的振动台模型试验,再现了地震动激励下上部结构和基础的震害现象和砂质粉土的液化现象,并利用通用有限元程序验证了其计算模型和方法的合理性;陆铁坚等<sup>[2]</sup>采用有限元法,对一土-框支剪力墙结构体系进行了动力弹塑性时程分析,研究了转换层设置高度变化对体系相互作用效应的影响;石磊等<sup>[3]</sup>对上部采用平面框架-剪力墙(筒体)结构,下部土体采用E-B本构关系模型,建立了平面框剪土-结构体系,采用矩阵位移法概念对该体系进行动力分析,并与不考虑相互作用情况进行了对比讨论。

本文在考虑桩-土-桩相互作用的基础上建立

三维桩-土-高层结构相互作用体系,结合频域内桩土子结构的简化线性和非线性动力文克尔梁理论,引入了各种具有弹塑性阻抗特征的弹阻单元作为桩-桩、桩周土以及土-筏基础之间的一种反馈力边界,其中将桩周土分为近域和远域,在近域场提出了弹塑性模型,即采用带有滑动元件的非线性弹阻单元来模拟桩-土接触界面的非连续变形现象,从而反映了桩土基础的柔性参与以及桩土动力作用下的非线性,同时大大降低了模型的求解规模,可直接运用到土-结构相互作用的有限元动力时程分析中。

## 2 桩土简化模型

本文桩采用梁单元模拟,质量单元考虑土体的参振特征,引入具有桩-桩、桩-土、土-土以及筏-土阻抗特性的弹阻单元来描述不同群桩布置和土层状况因素对体系反应的参与作用,如图1所示。

### 2.1 横向桩-土-桩模拟

考虑具有桩-土-桩相互影响的围群桩模型,对于群桩中的任意两桩,考虑相互作用的桩间土弹簧刚度定义为

$$\frac{1}{\mathcal{O}_{s-p-s}^i} = \frac{u_{kk}^i(R_0)}{Q_{k \rightarrow k}^i} + \frac{u_{lk}^i(R_{kl})}{Q_{l \rightarrow k}^i} \quad (k, l = 1 \sim N) \quad (1)$$

式中  $N$  为桩数,  $i$  为土层号,  $R_0$  和  $R_{kl}$  分别为桩径及桩间距,  $u_{kk}^i(R_0)$ ,  $Q_{k \rightarrow k}^i$  及  $Q_{l \rightarrow k}^i$  和  $u_{lk}^i(R_{kl})$  分别为  $k$  桩自身内力、位移及  $l$  对  $k$  的相互作用影响力和位移。最终可得桩间弹阻单元参数为

收稿日期:2015-03-19;修改稿收到日期:2015-07-19.  
基金项目:教育部新世纪优秀人才支持计划(NCET-13-190);  
湖南省科技计划(2013FJ4214)资助项目.  
作者简介:熊辉(1975-),男,副教授,硕士生导师  
(E-mail: xionghui5320@163.com).

$$\mathcal{G}_{s-p-s}^i = \frac{\sum_{m=1}^4 s_{n,3m}^{i*} \chi_{kk}^1(0) \sum_{m=1}^4 st_{n,3m}^{i*} E_m^i + \Gamma_i \Psi(R, \theta)_i Q_{l \rightarrow l}^i(h_i) \sum_{m=1}^4 s_{n,3m}^{i*} \chi_{kk}^1(0)}{\sum_{m=1}^4 s_{n,1m}^{i*} \chi_{kk}^1(0) [\sum_{m=1}^4 st_{n,3m}^{i*} E_m^i + \Gamma_i \Psi(R, \theta)_i Q_{l \rightarrow l}^i(h_i)] + \sum_{m=1}^4 s_{n,3m}^{i*} \chi_{kk}^1(0) [\sum_{m=1}^4 st_{n,1m}^{i*} E_m^i + \Gamma_i \Psi(R, \theta)_i u_{ll}^i(h_i)]} \quad (2)$$

相应土的参振质量可设为

$$m_{s-p-s}^i = (\pi \rho_{si} R_0^2 / 4) (R_{kl} / 2R_0 - 1) h_i \quad (3)$$

式中  $\Gamma_i = \kappa(f_{ui}^R + i\omega f_{ui}^I) / [\kappa(f_{ui}^R + i\omega f_{ui}^I) - m_p \omega^2]$ ,  $s_{n,lm}^{i*}$  和  $st_{n,lm}^{i*}$  ( $l, m = 1 \sim 4$ ) 分别为具有递归特征的传递矩阵  $S_{n,i}^*$  和  $[ST]_i$  的元素,  $m = 1 \sim 4$  时,  $\chi_{kk}^1(0)$  对应为  $u_{kk}^1(0)$ ,  $\varphi_{kk}^1(0)$ ,  $Q_{kk}^1(0)$  及  $M_{kk}^1(0)$ ,  $\Psi(R, \theta)_i$  为衰减系数按 Novak 的波动辐射二维平面应变模型定义取值。

### 2.2 桩周土近、远域模拟

考虑到动力分析时桩周弱化土域的变形非线性行为、桩-土界面在大位移条件下的相对滑动和相对分离等非连续现象<sup>[4]</sup> 以及其计算区域的滞回阻尼效应, 本文在文献<sup>[5]</sup> 的基础上给出了一种具有一致质量的双质点耦联弹簧形式的近域非线性文克尔模型, 即弹塑性弹阻单元, 由非线性弹簧、阻尼器以及滑动块组成。该单元组集刚度及质量可表示为

$$[K_{n,s}^i] = \begin{bmatrix} k_{n,s}^i & -k_{n,s}^i \\ -k_{n,s}^i & k_{n,s}^i \end{bmatrix}$$

$$[M_n^i] = (\pi \rho_{si} R_0^2 / 6) (\kappa - 1) \times \begin{bmatrix} \kappa + 3 & 3\kappa + 1 \\ 3\kappa + 1 & \kappa + 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_{n,11}^i & m_{n,12}^i \\ m_{n,21}^i & m_{n,22}^i \end{bmatrix} \quad (4)$$

桩与外域土间的综合阻抗值为

$$p_n^i(\omega) = \mathcal{G}_{n,s}^i(\omega) u_n^i(\omega) = k_{n,s}^i - \omega^2 m_{n,11}^i - \frac{(k_{n,s}^i + \omega^2 m_{n,12}^i)^2 / [k_{n,s}^i + \mathcal{G}_{f,s}^i(\omega) - \omega^2 (m_f^i + m_{n,22}^i)]}{\quad} \quad (5)$$

式中  $m_f^i = \pi \rho_{si} R_1^2 \zeta_m(v_{si})$  表示远域参振质量, 近域弹簧刚度系数, 如图 1(c) 所示。

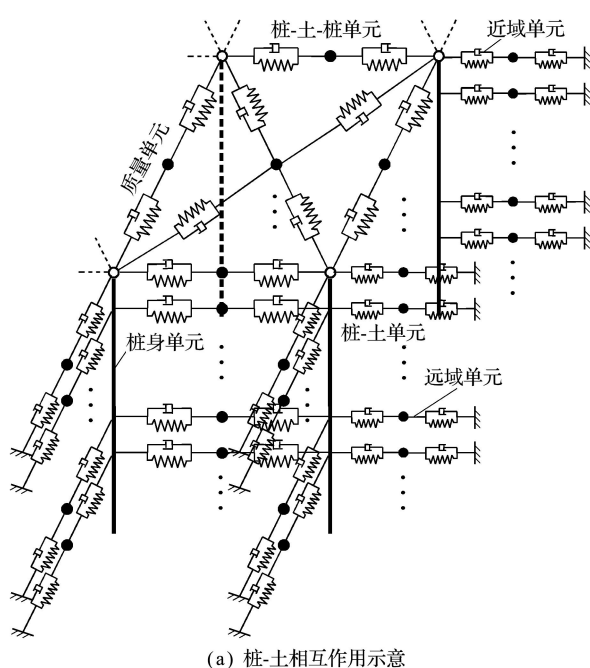
$$\mathcal{G}_{n,s}^i = \left[ \frac{1}{k_{ie,static}^i(0)} - \frac{1}{k_{f,static}^i(0)} \right]^{-1} = \frac{k_{f,static}^i(0) k_{ie,static}^i(0)}{k_{f,static}^i(0) - k_{ie,static}^i(0)} \quad (6)$$

式中  $k_{ie,static}^i(0)$  为  $p$ - $y$  曲线的非线性范围内的变化刚度, 当应用于频域分析时, 其实部和虚部分别与骨架曲线及表征滞回阻尼特性的滞回曲线圈所包含面积有关<sup>[6]</sup>, 可取为

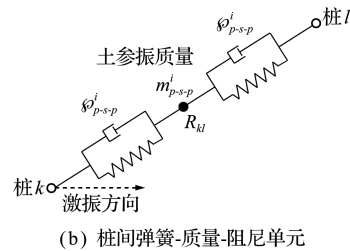
$$k_{ie,static}^i(0) = \frac{p_u^i}{u_{i,max}(R_0)} + \frac{iA_d}{\pi u_{i,max}^2(R_0)} \quad (7)$$

$$k_{f,static}^i(0) = \frac{u_i(R_0)}{Q_0^i} - \frac{u_i(R_0) - \bar{u}_i(R_1)}{Q_0^i} = \left[ \frac{1}{k_{e,static}^i(0)} - \frac{3 - 4v_{si}}{8\pi G_{si}(1 - v_{si})} \ln \kappa \right]^{-1} \quad (8)$$

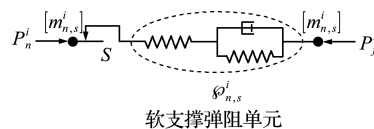
式中  $p_u$  为极限土抗力集度, 可按一般文献的  $p$ - $y$  曲线方法求得,  $u_{i,max}(R_0)$  可近似取  $3R_0/80$ ,  $A_d$  取



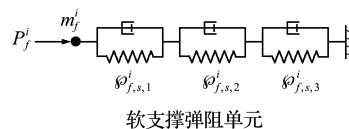
(a) 桩-土相互作用示意



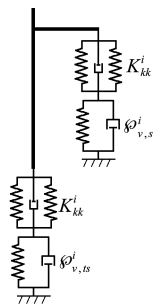
(b) 桩间弹簧-质量-阻尼单元



(c) 近域土的非线性弹阻单元



(d) 线性远域土弹阻模拟



(e) 桩-土竖向简化相互作用

图 1 群桩-分层土相互作用模型

Fig. 1 Model of pile-groups-soil foundation

值可参考文献[8]或由试验确定,  $\kappa = R_1/R_0$ , 近、远域分界处可定义  $\kappa$  为 10~20,  $u_i(R_0)$  为桩身静态位移,  $G_{si}$  为土的剪切模量,  $k_{e,static}(0)$  为静态  $p$ - $y$  曲线的弹性范围段刚度,  $R_1$  位置处的平均位移  $\bar{u}_i(R_1) = [u_i(R_1, 0^\circ) + u_i(R_1, 90^\circ)]/2$ , 其中静态位移可用一般静力有限元方法求得<sup>[9]</sup>。

为了反映土的阻尼辐射及计算域的边界效应, 远域阻抗系数用三个相互串连的具有相同属性的数值弹簧-阻尼器组成, 如图 1(d) 所示, 可得其等效阻抗:

$$\mathcal{O}_{f,s}^i = \left[ \frac{1}{k_{s,1}^i + i\omega c_{s,1}^i} + \frac{1}{k_{s,2}^i + i\omega c_{s,2}^i} + \frac{1}{k_{s,3}^i + i\omega c_{s,3}^i} \right]^{-1} \quad (9)$$

式中  $k_{s,1}^i, c_{s,1}^i, k_{s,2}^i, c_{s,2}^i, k_{s,3}^i$  和  $c_{s,3}^i$  可分别根据所在土层剪切模量、泊松比以及剪切波速等参数按常微振动方程式求解得到。

### 2.3 桩-土竖向振动模拟

当不考虑应力水平对竖向刚度影响时, 其弹性范围刚度为

$$k_{e,kk}^i = 2\pi G_{si} / \ln \kappa \quad (10)$$

竖向外域土阻抗为

$$\mathcal{O}_{v,s}^i = k_{v,s}^i + i\omega c_{v,s}^i = G_{si} S_{v1} + iG_{si} R_0 S_{v2} / V_{si} \quad (11)$$

式中系数  $S_{v1}$  和  $S_{v2}$  由 Novak 平面应变条件来确定<sup>[12]</sup>。

桩端土阻抗可由弹性半空间上遭受谐振作用的无质量刚性圆盘反应来模拟, 其弹阻系数常数为

$$\mathcal{O}_{v,ts} = k_{v,ts} + i\omega c_{v,ts} = 4G_{ts} R_0 / (1 - \nu_{ts}) + i\omega 3.4 R_0 \sqrt{G_{ts} \rho_{ts}} / (1 - \nu_{ts}) \quad (12)$$

式中下标  $t$  标识桩端下土参数。

## 3 算例 1

结合上述桩土相互作用模式, 提出了用于计算地震作用下基于弹塑性群桩-土-上部结构 (PGSS) 体系的三维动力整体有限元简化模型, 如图 2(a) 所示, 上部结构由可模拟梁、板(墙)、柱的板壳单元和空间梁单元组成; 桩和筏分别由梁和厚板单元模拟, 筏基边界采用阻抗反算法求得其弹阻系数; 桩间土由质量-弹簧单元模拟其竖向、水平及摇摆效应; combin40 单元模拟桩周近域土抗力, 远域土为串联式弹阻-质量单元, 且由结构自振分析结果截取得到相应的参考频率阻抗作为桩间土、桩周近、远域土弹簧-阻尼单元的输入特性参数(指与频率相关的刚度及阻尼项)。该过程利用通用有限元 Ansys 软件的 APDL 编程语言来实现。

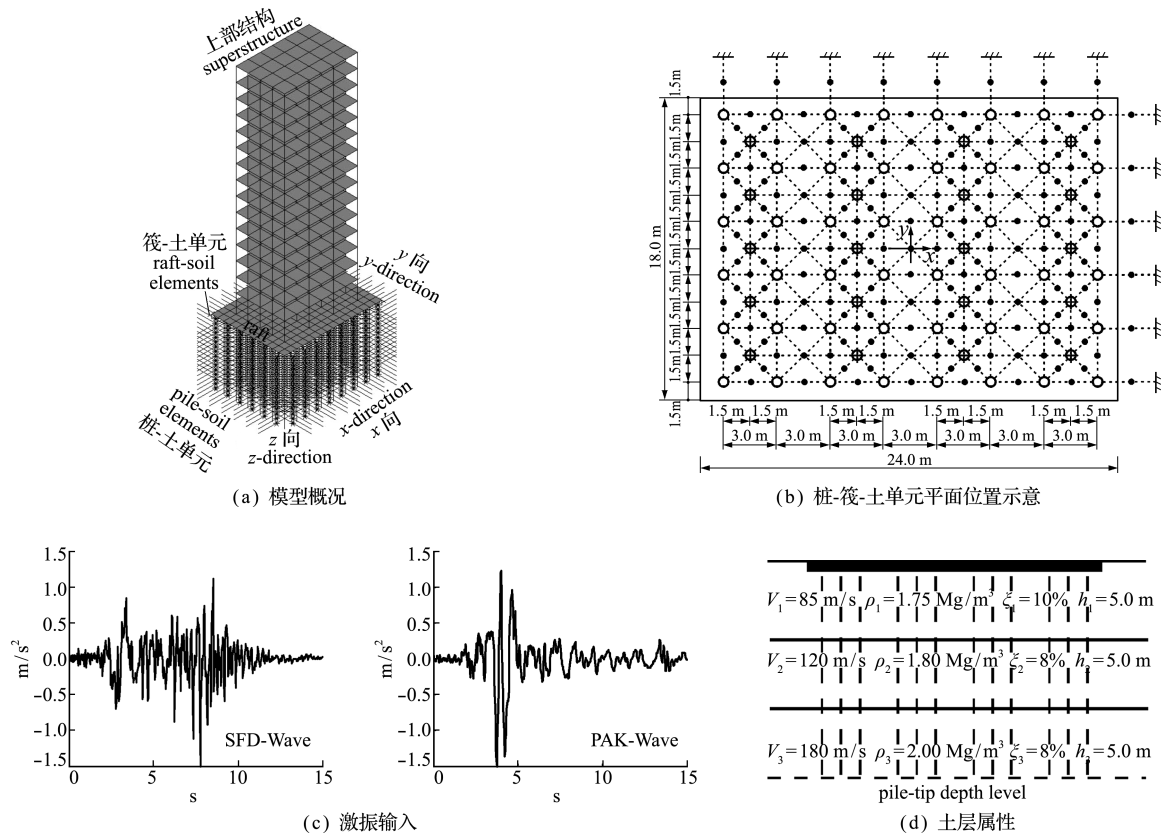


图 2 三维 PGSS 体系模型

Fig. 2 Scheme of 3D PGSS system model

(⊕为桩-桩单元, ⊙为非桩-桩单元, ●为土域质量单元, ---为弹阻单元)

### 3.1 计算模型

某高度为 53.5 m 的桩承 15 层框架结构如图 2 所示,底层层高为 4.5 m,其余层高均为 3.5 m。其中图 2 分别为单元划分计算模型、下部群桩单元平面布置尺寸及土层参数示意;体系输入地震动为 SFD 波和 PAK 波,峰值加速度均调至 0.15 g,同时为了更好地反映桩土参数变化对 SSI 动力相应的影响,进行了两种桩土组合的线性和非线性运算,工况一采用  $R_0=0.3$  m,  $G_{s1}=3000$  kPa 组合,工况二采用  $R_0=0.45$  m,  $G_{s1}=24000$  kPa 组合,具体参数如图 2(d) 所示;各结构部分参数列入表 1。梁、柱及基础材料均为 C30,桩身材料采用 C25,  $E_p=26.5$  GPa,桩长  $L=15$  m,远域距离比  $R_1/R_0=20$ ,桩数  $N=68$ 。筏板厚取 1.2 m,外围筏基弹阻单元为 62 个,按土分层计算所得其中每根桩梁单元为 15 个,桩间弹阻单元为 3420( $x$  向  $-310 \times 3$ ,  $y$  向  $-280 \times 3$ ,  $xy$  斜向  $-550 \times 3$ ) 个,桩土近域土单元为 1440( $x$  向  $-60 \times 3$ ,  $y$  向  $-80 \times 3$ ,  $z$  向  $-340 \times 3$ ) 个,远域土单元为 2280( $x$  向  $-180 \times 3$ ,  $y$  向  $-240 \times 3$ ,  $z$  向  $-340 \times 3$ ) 个;由振型分析得到固基情形下前三阶频率值为  $\omega_1=11.328$  ( $T_1=0.554$  s),  $\omega_2=13.778$  ( $T_2=0.456$  s),  $\omega_3=17.441$  ( $T_3=0.360$  s), PGSS 体系前三周期与固基周期比值  $\overline{T_i}/T(i=1 \sim 3)$  工况一条件下分别为 2.532, 2.946 和 2.388, 工况二条件下分别为 1.391, 1.621 和 1.234, 符合考虑相互作用以后体系的周期增长

且场地越软,体系周期越长的一般规律<sup>[10,11]</sup>。

### 3.2 结果分析

#### 3.2.1 时程曲线

桩与土体的接触状态在地震作用的过程中是不断变化的,其桩-土接触状态势必对体系的动力效应产生影响,图 3 和图 4 中近域土弹簧力时程曲线很好的反映了这一效应。本文所采用的弹塑性模型使得近域土只承受压力,忽略了土体的抗拉性能,以此来体现桩-土接触的非线性。地震作用下结构顶层位移是结构延性的重要体现,图 5 和图 6 分别为结构在 SFD 波和 PAK 波作用下顶层位移时程曲线。可以看出,(1) 由于桩-土弹塑性对结构动力反应的柔性参与作用,考虑相互作用的体系顶点位移幅值大于固基假定的情形,这与相互作用理论的普遍认识一致<sup>[12,13]</sup>。(2) SFD 波作用下工况二条件结构顶层位移峰值时间点滞后于线性分析结果,这也体现了弹塑性模型对结构反应的影响。

#### 2.2.2 各层加速度及位移峰值

各层的峰值位移均随楼层增大而增大,呈剪切型变化,结果列入表 2。对本模型而言,刚性假定情况下位移峰值均小于考虑相互作用分析情况,由非线性分析结果可知,较软土及较小桩径工况下的位移峰值较大,且在 SFD 波作用下变化较为敏感。由表 3 可知,刚性假定情况下各层加速度峰值总体大于考虑相互作用分析情况,但在考虑桩-土接触非线性情况,PAK 波作用下出现了加速度峰值大于

表 1 结构构件基本属性

Tab.1 Basic parameters of structural members

楼层	梁			柱			桩		
	$A/m^2$	$I/m^4$	$m'/(kg \cdot m^{-1})$	$A/m^2$	$I/m^4$	$m'/(kg \cdot m^{-1})$	$L/m$	$D/m$	$m/(kg \cdot m^{-1})$
1~5	0.24	0.0144	1735	0.36	0.0108	900		0.9	2826
6~10	0.21	0.0126	1670	0.25	0.0052	625	15		
11~15	0.18	0.0108	1610	0.16	0.0021	400		0.6	1256

注:梁的分布质量  $m'$  中已含楼板质量,楼板厚为 100 mm。

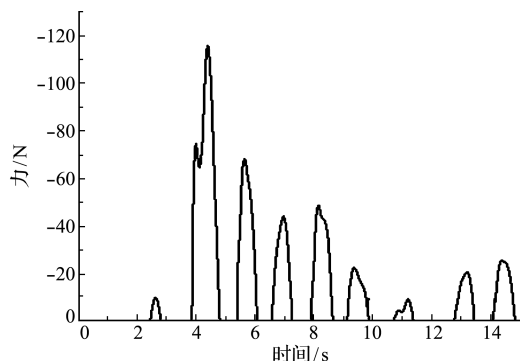


图 3 SFD 波作用下近域土弹簧力时程曲线

Fig.3 Near field soil spring force time curve of SFD wave

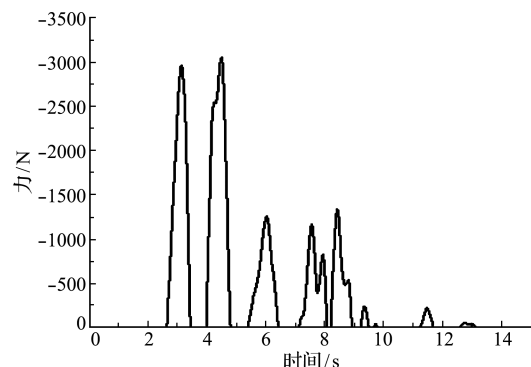


图 4 PAK 波作用下近域土弹簧力时程曲线

Fig.4 Near field soil spring force time curve of PAK wave

刚性假定的情况(工况二顶层加速度峰值增大了4.4%);上部结构各层加速度峰值总体呈现上大下小的剪切型趋势,但在不同波输入及桩-土工况条件下出现了中部小而上部和底部大的弯剪型变化。即考虑 SSI 效应放大了上部结构位移反应,但对加速度反应影响不同,这与文献[14]的相关结论一致,其原因可能是在地震作用下,桩-土接触面会发生接触-分开-接触的过程,这影响了结构的振动特性,不同激励及不同工况下土层对地震动可能出现

放大效果,但主要还是体现了弹塑性模型的减震作用<sup>[15]</sup>。

### 2.2.3 层间位移和层间剪力

以考虑相互作用以后结构的内力和变形与固基假定情况的比值  $K$  作为分析指标,考察在不同地震作用,不同工况条件下,考虑相互作用后的线性分析与非线性分析中框架结构的层间位移和剪力的变化情况,结果如图 9 和图 10 所示。层间位移  $K$  值表现为上部和底部较大,中部较小,两种地震

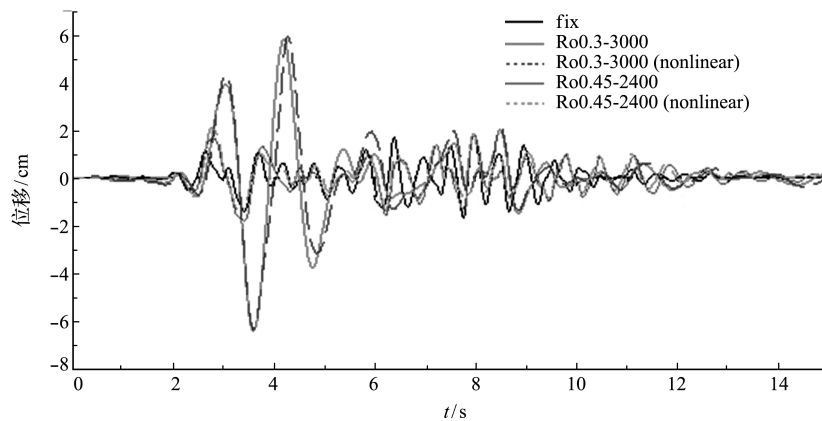


图 5 SFD 波作用顶点位移时程曲线  
Fig. 5 Vertex displacement time history curve of SFD wave

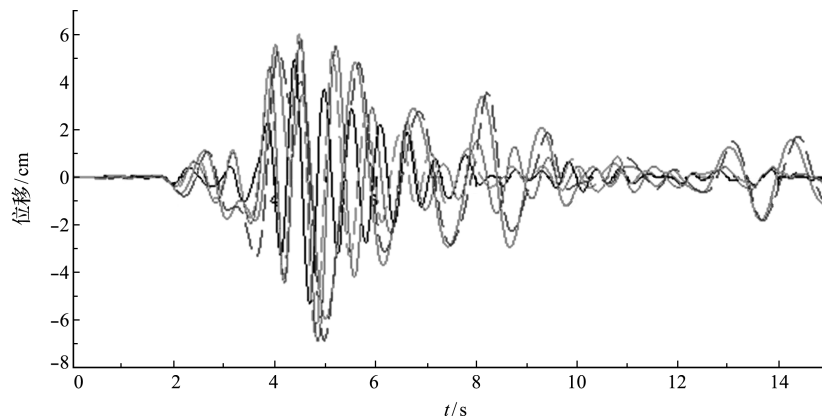


图 6 PAK 波作用顶点位移时程曲线  
Fig. 6 Vertex displacement time history curve of SFD wave

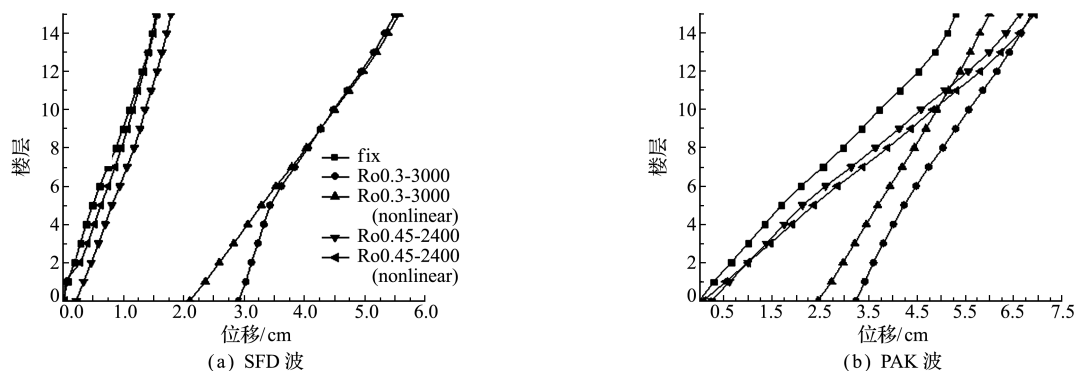


图 7 各层位移峰值  
Fig. 7 Each floor displacement peak

波作用下非线性分析对工况二影响较小,对工况一PAK波作用下非线性分析结果略小于线性分析结果,SFD波作用下规律相反,10层层间位移增大了22.2%。各层柱底剪力K值介于0.25~1.25之间,PAK波作用下K值均小于1.0,工况一非线性结果小于线性结果,工况二反之,SFD作用下工况一考虑非线性分析结果在1层、9层和15层及工况二1层和15层出现了大于1.0的情况,且大于线性分析结果。

### 4 算例 2

以文献[10]的分层土-基础-高层框架结构试验参数为基础,采用本文的方法建立了相应的第二、三阶段的三维桩-土-框架结构相互作用模型和带支撑高层框架-桩基-分层土模型, *x* 向支撑构件截面尺寸为 0.020 m×0.020 m,材料同试验模型的框架梁。在 EI 波、Kobe 波及上海波激励下进行了非线性数值分析,各楼层加速度峰值及最大层间剪力如图 11 和图 12 所示。

一般认为,由于桩土基础的柔性参与,考虑 SSI 效应后的结构加速度要小于固基假定情形,两种结构在 Kobe 波激励下顶层加速度值要明显小

于固基假定结果,但在 EI 波和上海波作用下考虑相互作用后出现了增大的情况,且第三阶段增大较多,但差别不是很大,分别为 EI-3.1%(S12),4.0%(S13),8.8%(S22),9.0%(S23)和 Sh-25.8%(S12),26.0%(S13),5.0%(S22),7.4%(S23)。其中第二阶段土体要小于第三阶段,分析结果表明,土体软化,非线性发展加强,土体传递振动能力减弱,上部结构加速度反应小;地震作用下土体对结构是起减振还是放大作用,与地震波特性以及土层属性有关,这与试验振动台试验结果结论相一致。

对比层间剪力结果,由其包络曲线可以明显看到,S2 结构体系各层内力值大于 S1 结构体系,然而两种结构体系除了 Kobe 波作用下考虑 SSI 后各层层间剪力均小于固基结果外,体现了桩土弹塑性的柔性贡献,其余两种波作用下各层层间剪力均大于固基情形,尤其是 S2 结构体系在 EI 波作用下,增大程度更为明显,第三阶段其增大了55.7%,与结构的加速度反应相符合,这里需强调考虑相互作用后的抗震折减设计,虽然有些情况下可以达到节省资源的目的,但在其他条件下会使结构偏于不安全。

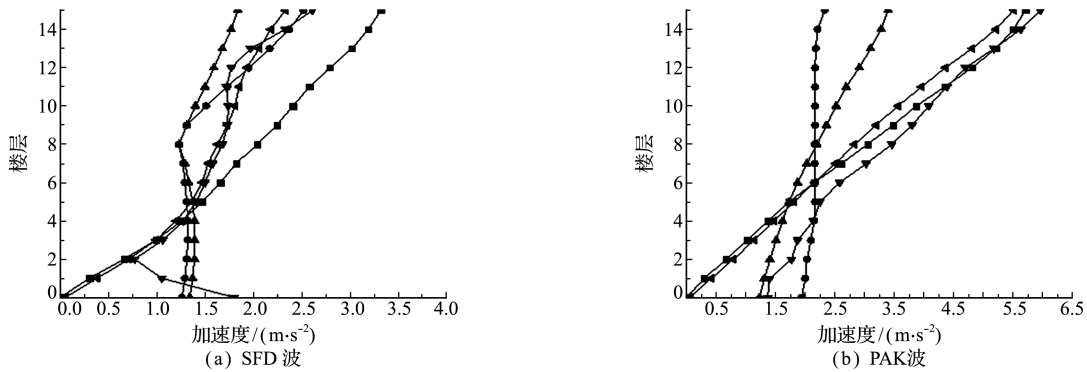


图 8 各层加速度峰值  
Fig. 8 Each layer of the peak acceleration

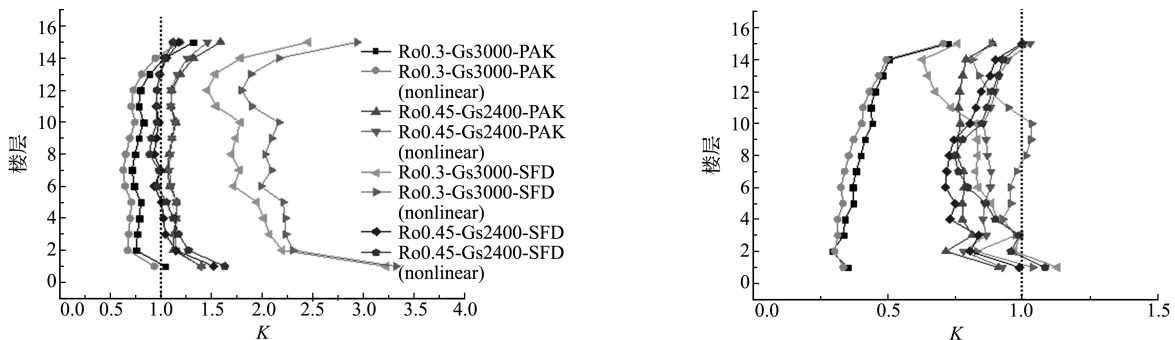


图 9 层间位移  
Fig. 9 Interlayer displacement

图 10 各层剪力  
Fig. 10 Each layer shear

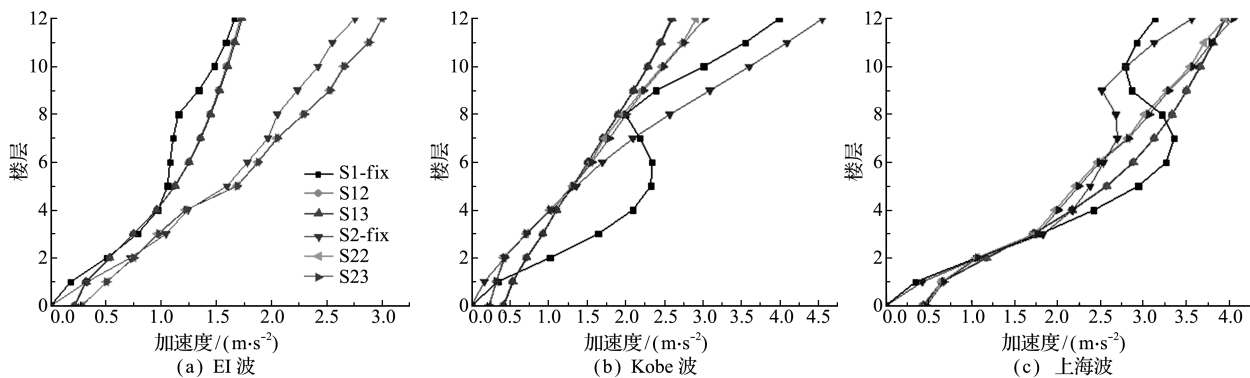


图 11 各层加速度峰值

Fig. 11 Each layer of the peak acceleration

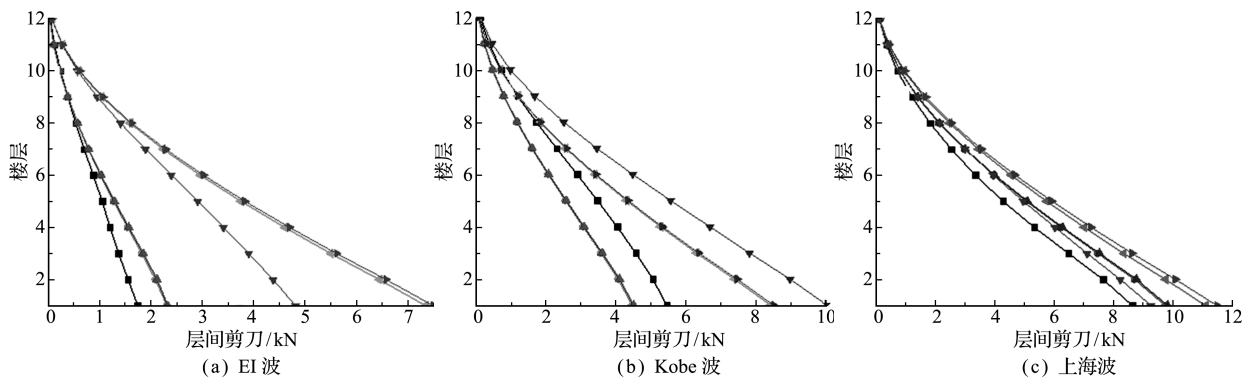


图 12 最大层间剪力

Fig. 12 Maximum interlaminar shear force

(fix 为固基假定, SIJ 中 I-1、2 分别为纯框架体系和带支撑结构体系, J-2、3 分别为第二、三阶段)

### 5 结 论

基于弹塑性模型的群桩-土-框架结构相互作用体系非线性数值模型,有效地解决了一般动力分析中实体模型计算量大而 S-R 模型过于简化,难以精确反映各部分动力反应的不足,通过考虑桩-土接触非线性的地震反应分析,得到如下结论。

(1) 由近域土弹簧力时程曲线可知,弹塑性模型合理地模拟了桩-土界面在地震作用下的非线性接触状态;

(2) 考虑 PGSS 体系相互作用数值分析的上部结构效应明显不同于固基假定的结果,且 SFD 波作用激励下,较软土及较小桩径组合工况中,考虑桩-土非线性变化更为敏感且可改变上部结构的柔弱层部位,使结构各层加速度峰值变化趋势由剪切型转为弯剪型。

(3) 动力作用过程中桩与土之间交替的处于接触、滑移及分离的状态,使得藕联系统的振动特性发生了根本的变化,不同的地震波作用,不同的场地条件,结构的反应无一定的规律,系统变化后的频率若和地震波主频接近,则土层对地震动起到放大效果,反之则会起到隔震作用,需要一对一的

工程验算分析。

本文考虑桩与土之间的非线性变形行为,提出了合理的桩-土动力相互作用弹塑性计算模型,以简化非线性弹-阻单元的形式等代桩-土实体单元接触面,由于土体的合理简化,使得进一步地应用该法在共同作用体系中对复杂上部结构采用材料和几何非线性分析成为可能。

### 参考文献(References):

[1] 陈跃庆,吕西林,李培振,等. 分层土-基础-高层框架结构相互作用体系振动台模型试验研究[J]. 地震工程与工程振动,2001,21(3):104-112(CHEN Yue-qing, LÜ Xi-lin, LI Pei-zhen, et al. Shaking table testing for layered soil-foundation-structure interaction system [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2001, 21(3):104-112. (in Chinese))

[2] 陆铁坚,单晓菲,蔡 勇. 框支剪力墙土-结构共同作用的抗震性能分析[J]. 铁道科学与工程学报,2012,9(2): 8-13. (LU Tie-jian, SHANG Xiao-fei, CAI Yong. Antiseismic performance analysis for co-interaction of soil-structure of frame-supported shear wall[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2012, 9(2):8-13. (in Chinese))

[3] 石 磊,杜修力. 框剪结构土-结构相互作用地震反应

- 分析[J]. 震灾防御技术, 2010, **5**(1): 53-60. (SHI Lei, DU Xiu-li. An analysis of seismic soil-structure interaction response for frame-shear wall structure [J]. *Technology for Earthquake Disaster Prevention*, 2010, **5**(1): 53-60. (in Chinese))
- [4] Lu X L, Chen B, Li P Z, et al. Numerical analysis of tall buildings considering dynamic soil-structure interaction [J]. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, 2003, **2**(1): 1-8.
- [5] Wang S, Kutter B L, Chacko M J, et al. Nonlinear seismic soil-pile structure interaction [J]. *Earthquake Spectra*, 1998, **14**(2): 377-396.
- [6] Nogami T, Otani J, Konagai K, et al. Nonlinear soil-pile interaction model for dynamic lateral motion [J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1992, **118**(1): 89-106.
- [7] 熊 辉, 吕西林, 黄 靓. 考虑土-结构相互作用效应的三维桩基结构动力有限元分析 [J]. 计算力学学报, 2007, **24**(6): 756-762. (XIONG Hui, LÜ Xi-lin, HUANG Liang. A dynamic FE analysis considering the SSI effect on 3D pile-supported structures [J]. *Chinese Journal of Computer Mechanics*, 2007, **24**(6): 756-762. (in Chinese))
- [8] 周 峰, 林树枝. 实现桩土共同作用的机理及若干方法 [J]. 建筑结构, 2012, **42**(3): 140-143. (ZHOU Feng, LIN Shu-zhi. Working mechanism and some realization methods of pile-soil interaction [J]. *Building Structure*, 2012, **42**(3): 140-143. (in Chinese))
- [9] Idriss I M, Dobry R, Singh R D. Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading [J]. *Journal of Geotechnical Engineering and Geoenvironmental Engineering*, 1978, **104**(12): 1427-1447.
- [10] 陈跃庆. 不同土性的 SSI 体系振动台试验研究 [D]. 同济大学, 2003.
- [11] 尚守平, 陈婉若, 鲁华伟, 等. 土-筏基钢框架结构动力相互作用试验研究 [J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2013, **40**(3): 1-6. (SHANG Shou-ping, CHEN Wan-ruo, LU Hua-wei, et al. Experimental investigation of the dynamic soil-interaction about steel frame-raft foundation model [J]. *Journal of Hunan University (Natural Sciences)*, 2013, **40**(3): 1-6. (in Chinese))
- [12] 孔德森, 栾茂田, 凌贤长, 等. 单桩竖向动力阻抗计算模型研究 [J]. 计算力学学报, 2008, **25**(1): 123-128. (KONG De-sen, LUAN Mao-tian, LING Xian-chang, et al. Study on computational model of vertical dynamic impedance of single pile [J]. *Chinese Journal of Computer Mechanics*, 2008, **25**(1): 123-128. (in Chinese))
- [13] 王铮铮, 高 波. 结构-地基系统静-动力联合分析模型 [J]. 计算力学学报, 2012, **29**(2): 165-170. (WANG Zheng-zheng, GAO Bo. Unified model for static and dynamic analysis of structure system [J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2012, **29**(2): 165-170. (in Chinese))
- [14] 于 旭, 庄海洋, 朱 超. 考虑 SSI 效应的隔震结构体系简化分析方法 [J]. 地震工程与工程振动, 2014, **34**(6): 51-58. (YU Xu, ZHUANG Hai-yang, ZHU Chao. Simplified calculation method for isolated structure system with dynamic soil-structure interaction [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2014, **34**(6): 51-58. (in Chinese))
- [15] 张尚荣, 谭 平, 杜永峰, 等. 土-结构相互作用对层间隔震结构的影响分析 [J]. 土木工程学报, 2014, **47**(s1): 246-262. (ZHANG Shang-rong, TAN Ping, DU Yong-feng, et al. Effect analysis of soil-structure interaction on inter-story isolation structure [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2014, **47**(s1): 246-262. (in Chinese))

## Nonlinear dynamic time history analysis of pile-groups-soil-structure based on elsto-plastic model

XIONG Hui\*, YANG Jia

(Department of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

**Abstract:** A pile-soil elasto-plastic model is provided. Combined with dynamic Winkler model, the spring-dashpot dynamic impedance related to pile (raft)-soil attributes and the frequency of SSI system is derived. A simplified three dimensional interaction finite element analysis model of soil-frame structure is established and nonlinear dynamic time history analysis is performed for this model under different seismic excitation and different conditions of pile-soil. The result shows that under certain ground motion and soil-foundation conditions, nonlinear effect of the upper structure can be greater than fixed base assumption and pile-group-soil soft support model also influences the weak layer position on upper structure. By using the simplified method, the designers can carry out dynamic time history analysis and seismic evaluation for the superstructure quickly, accurately and efficiently.

**Key words:** pile-groups-soil elasto-plastic model; dynamic impedance; nonlinear time history; dynamic analysis; simplified nonlinear spring-dashpot element