

文章编号:1674-2974(2016)01-0097-06

桩-土(软支撑)-结构非线性动力相互作用分析*

熊辉[†], 杨佳

(湖南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410082)

摘要:基于群桩-土软支撑模型,建立了土-结构相互作用有限元简化分析模型.针对不同地震激励,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动力反应结果可能大于固基假定情形,且下部桩-土软支撑会对上部结构柔弱层位置产生影响,分析结果与现有的试验成果具有良好的一致性.以简化非线性弹-阻单元的形式等代桩-土实体单元接触面,能有效和快速地进行复杂的SSI动力时程分析及抗震评估.

关键词:群桩-土软支撑模型;土-结构相互作用;非线性时程;动力反应

中图分类号:TU473

文献标识码:A

Nonlinear Dynamic Time History Analysis for Pile-soil (Soft Support Model)-structures

XIONG Hui[†], YANG Jia

(College of Civil Engineering, Hunan Univ, Changsha, Hunan 410082, China)

Abstract: Based on the pile-soil soft support model, a simplified interaction finite element analysis model of soil-structure was established, and the nonlinear dynamic time history analysis was conducted for this model under different seismic excitations and different conditions of the pile-soil. The result shows that, under certain ground motion and soil-foundation conditions, the 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 the upper structure. The analysis results and the existing test results are in good agreement. By using structural units to solve complex computational problems in geotechnical engineering, designers can carry out dynamic time history analysis and seismic evaluation for the superstructure quickly, accurately and efficiently.

Key words: pile-groups-soil soft support model; soil-structure interaction; nonlinear time history; dynamic response

传统抗震设计的刚性地基假定分析不考虑桩土协同作用,但对于现在普遍采用桩基础的高层建筑,

尤其在软土地基条件下,由于桩-土-上部结构体系的相互作用,长周期的地震动放大效应可能会对周

* 收稿日期:2015-02-06

基金项目:教育部新世纪优秀人才支持计划资助项目(NCET-13-190);湖南省科技计划资助项目(2013FJ4214)

作者简介:熊辉(1975-),男,湖南长沙人,湖南大学副教授,博士

[†] 通讯联系人, E-mail: xionghui5320@163.com

期较长的高层建筑产生严重的影响。同时地震动作用下,桩-土交界面上发生的脱开再闭合现象,如何快速而较为准确的进行桩-土-结构动力相互作用分析成为了当前研究的难点和热点。任重翠等^[1]采用双向线性弹簧模拟桩土相互作用,并且考虑了结构的二阶效应及材料弹塑性等因素,研究了独柱高架车站考虑桩土相互作用的抗震性能;张亚旭等^[2]利用 ABAQUS 建立了土-桩-框架结构非线性相互作用的有限元精细模型,采用接触面对法进行桩土界面的模拟,认为桩与桩周土的碰撞可能会导致桩基破坏。本文所建立的平面桩-筏-高层结构相互作用体系在考虑桩-土-桩相互作用的基础上,将桩周土分为近域和远域,在近域场提出了软支撑模型,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。

1 分析模型

1.1 整体有限元模型

基于桩基结构的复杂性,尤其在涉及桩-土接触非线性问题时,若按照岩土实体单元划分,即便是较简单的问题桩-土-结构体系相互作用的地震反应计算量也是非常大的^[3],因此桩-土-结构体系模型规模和复杂程度不宜太高,故本文采用如图 1 所示的二维平面整体有限元模型来模拟桩-土-剪切型框架(实际上,上部结构可根据需要选择不同体型)的动力特性:框架为二结点梁元,其梁的刚度值远较柱刚度为大,以满足剪切型结构特点;对于桩身同样采用梁单元进行模拟,其范围内的土层采取“人工划分”。

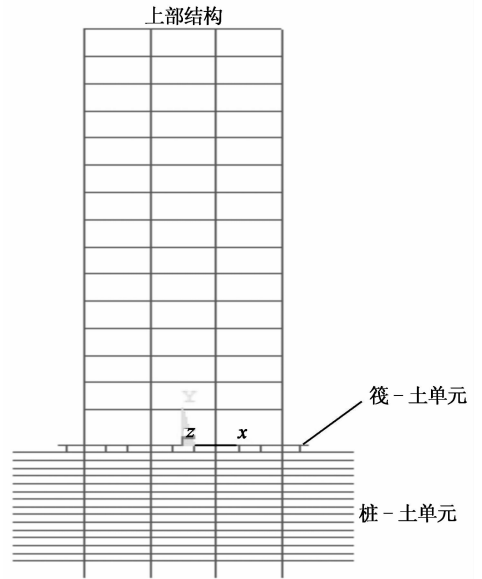


图 1 桩-土-结构简化模型
Fig. 1 A simplified model of pile-soil-structure

桩间土由质量-弹簧单元模拟,combin40 非线性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.该过程利用通用有限元 Ansys 软件 APDL 过程来实现。

1.2 上、下部动力共同作用基本运动方程

依达郎贝尔定理,根据结构以及联系结构与桩基的承台基础发生平动及摇摆反应时的瞬时平衡状态,可列出仅考虑垂直入射地震 SH 波且上部结构为纯剪切形结构时上、下部相互作用平衡方程的矩阵形式:

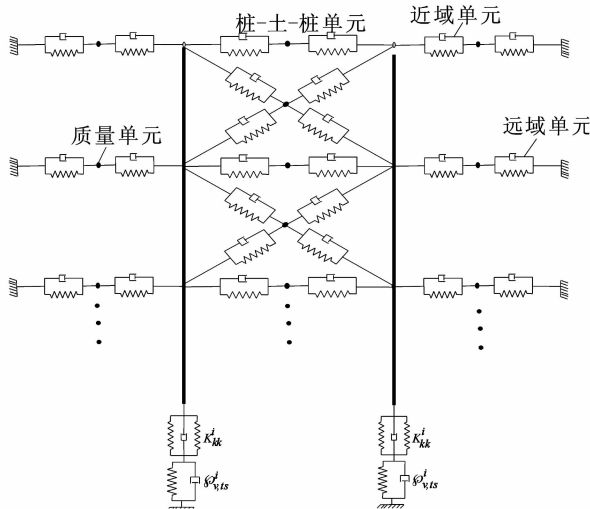
$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} [M_s] \\ [M_f] \\ [I_f] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{u}_s\} + [R]\ddot{u}_f + [T]\theta_f \\ \ddot{u}_f \\ \theta_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [C_s^{uu}] & -[C_s^{uu}][R] & -[C_s^{uu}][T] \\ -[R]^T[C_s^{uu}] & [R]^T[C_s^{uu}][R] + C_{uu}^{GP,F} & [R]^T[C_s^{uu}][T] + C_{u\varphi}^{GP,F} \\ -[T]^T[C_s^{uu}] & [T]^T[C_s^{uu}][R] + C_{\varphi u}^{GP,F} & [T]^T[C_s^{uu}][T] + C_{\varphi\varphi}^{GP,F} \end{bmatrix} \times \\
 & \begin{Bmatrix} \{\dot{u}_s\} + [R]\dot{u}_f + [T]\dot{\theta}_f \\ \dot{u}_f \\ \dot{\theta}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [K_s^{uu}] & -[K_s^{uu}][R] & -[K_s^{uu}][T] \\ -[R]^T[K_s^{uu}] & [R]^T[K_s^{uu}][R] + K_{uu}^{GP,F} & [R]^T[K_s^{uu}][T] + K_{u\varphi}^{GP,F} \\ -[T]^T[K_s^{uu}] & [T]^T[K_s^{uu}][R] + K_{\varphi u}^{GP,F} & [T]^T[K_s^{uu}][T] + K_{\varphi\varphi}^{GP,F} \end{bmatrix} \times \\
 & \begin{Bmatrix} \{u_s\} + [R]u_f + [T]\theta_f \\ u_f \\ \theta_f \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} [M_s] \\ M_f \\ I_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} [R]\ddot{u}_g \\ \ddot{u}_g \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1)
 \end{aligned}$$

式中 $[M_s]$, $[M_f]$ 和 $[I_f]$ 分别为上部结构质量矩阵承台质量及其惯性矩; $[C_s^{uu}]$, $[K_s^{uu}]$ 分别为上部结构水平阻尼矩阵和刚度矩阵; $C_{\alpha\beta}^{GP,F}$, $K_{\alpha\beta}^{GP,F}$ (α,β 为 u ,

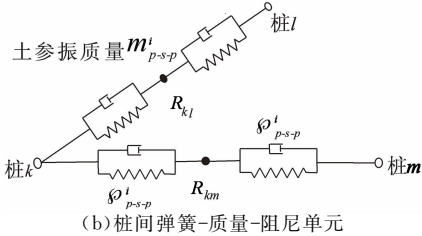
φ 组合)为群桩各项阻抗的实、虚部; $[R]=[1\ 1\ 1\ \dots\ 1]^T$, $[T]=[H_1\ H_2\ \dots\ H_i\ \dots\ H_n]^T$ 为转换矩阵; H_i 为上部结构质点至承台基础底面的高度。

2 桩土软支撑模型

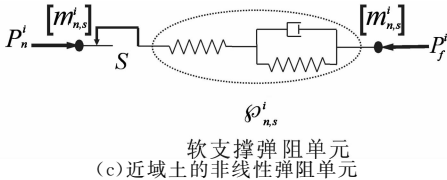
本文桩采用梁单元模拟,质量单元考虑土体的参振特征,引入具有桩-桩、桩-土、土-土、筏-土阻抗特性的弹阻单元来描述不同群桩的布置、土层状况因素对体系反应的参与作用,如图 2 所示.考虑到动力分析时桩周弱化土域的变形非线性行为、桩-土界面在大位移条件下的相对滑动和相对分离等非连续现象以及其计算区域的滞回阻尼效应,本文在[4]的基础上给出了一种具有一致质量的双质点耦联弹簧形式的近域非线性文克尔模型,即软支撑弹阻单元,由非线性弹簧、阻尼器以及滑动块组成.该单元组集刚度及质量可表示为:



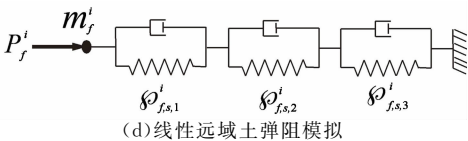
(a) 桩-土相互作用示意图



(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

图 2 群桩-分层土相互作用模型

Fig. 2 Model of pile-groups-soil foundation

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

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

近域弹簧刚度系数(如图 1(c)所示):

$$\mathcal{E}_{n,s}^i = \frac{k_{f,static}^i(0)k_{ie,static}^i(0)}{k_{f,static}^i(0) - k_{ie,static}^i(0)}$$

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

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

近域弹簧刚度系数(如图 2(c)所示):

$$\mathcal{E}_{n,s}^i = \frac{k_{f,static}^i(0)k_{ie,static}^i(0)}{k_{f,static}^i(0) - k_{ie,static}^i(0)}$$

$k_{ie,static}^i(0)$ 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、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,可取为

$$k_{ie,static}^i(0) = p_u / u_{i,max}(R_0) + iA_d / [\pi u_{i,max}^2(R_0)] \quad (4)$$

$$k_{f,static}^i(0) = \frac{u_i(R_0)}{Q_0^i} - \frac{u_i(R_0) - \bar{u}_i(R_1)}{Q_0^i} =$$

$$\left[\frac{1}{k_{e,static}^i(0)} - \frac{3 - 4\nu_{si}}{8\pi G_{si}(1 - \nu_{si})} \ln \kappa \right]^{-1}$$

式中 p_u 为极限土抗力集度,可按一般文献中的 p - y 曲线方法求得; $u_{i,max}(R_0)$ 可近似取 $3R_0/80$; A_d 取值可参照文[5]或由试验确定; $\kappa = R_1/R_0$,近、远域分界处可定义 κ 为 $10 \sim 20$; $u_i(R_0)$ 为桩身静态位移; G_{si} 为土的剪切模量; $k_{e,static}^i(0)$ 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[6].

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 3 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),可得其等效阻抗为:

$$\mathcal{Z}_{f,s}^i = \left(\frac{1}{k_{s,1}^i + i\omega c_{s,1}^i} + \frac{1}{k_{s,2}^i + i\omega c_{s,2}^i} + \frac{1}{k_{s,3}^i + i\omega c_{s,3}^i} \right)^{-1} \quad (6)$$

式中 $k_{s,1}^i, c_{s,1}^i, k_{s,2}^i, c_{s,2}^i, k_{s,3}^i, c_{s,3}^i$ 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数振动方程式求解得到.

$m_f^i = \pi \rho_s R_1^2 \zeta_m(v_{si})$ 表示远域土参振质量。

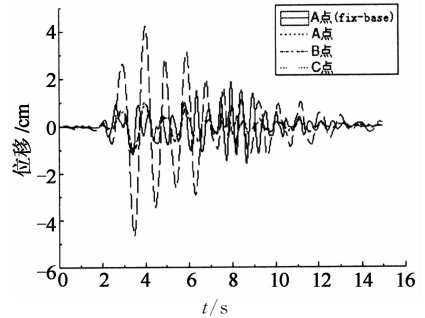
3 算例分析

某高度为 53.5 m 的桩承 15 层框架结构如图 1 所示,底层层高 4.5 m,其余层高均为 3.5 m。SFD 波和 PAK 波,峰值加速度均调至 0.15g;梁、柱及基础材料均为 C₃₀,桩身材料采用 C₂₅,柱距为 3×6 m,其中各部分尺寸为:柱:600 mm×600 mm(1~5 层),500 mm×500 mm(6~10 层),400 mm×400 mm(11~15 层);梁 300 mm×800 mm(1~5 层),300 mm×700 mm(6~10 层),300 mm×600 mm(11~15 层);筏式承台高为 1.2 m,基础半宽 6 m。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与非线性运算,桩长为 15 m,其中每根桩梁单元为 15 个;桩径分别为 0.3 m(工况 2 为 0.45 m);沿承台和桩身范围内进行 3 层土划分,土层基本属性参数(压缩模量、剪切波速、泊松比、质量密度、材料阻尼比)如下:第 1 层: $E_1 = 3.0 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ (工况 2 为 $1.2 \times 10^7 \text{ N/m}^2$), $V_{s1} = 85 \text{ m/s}$, $\nu_1 = 0.35$, $\rho_1 = 1750 \text{ kg/m}^3$, $\xi_1 = 0.1$;第 2 层: $E_2 = 2.4 \times 10^7 \text{ N/m}^2$, $V_{s2} = 120 \text{ m/s}$, $\nu_2 = 0.30$, $\rho_2 = 1800 \text{ kg/m}^3$, $\xi_2 = 0.08$;第 3 层: $E_3 = 3.6 \times 10^7 \text{ N/m}^2$, $V_{s3} = 180 \text{ m/s}$, $\nu_3 = 0.35$, $\rho_3 = 2000 \text{ kg/m}^3$, $\xi_3 = 0.08$ 。远域距离比 $R_1/R_0 = 20$ 。由振型分析得到固基情形下前三阶频率值为 $\omega_1 = 11.559 (T_1 = 0.543 \text{ s})$, $\omega_2 = 28.851 (T_2 = 0.218 \text{ s})$, $\omega_3 = 48.702 (T_3 = 0.129 \text{ s})$,PGSS 体系前 3 周期与固基周期比值 $T_i/T (i=1\sim3)$ 工况 1 条件下分别为 1.690,1.638,1.541,工况 2 条件下分别为 1.400,1.183,1.226,符合考虑相互作用体系的周期增长且场地越软,体系周期越长的一般规律^[7-8]。

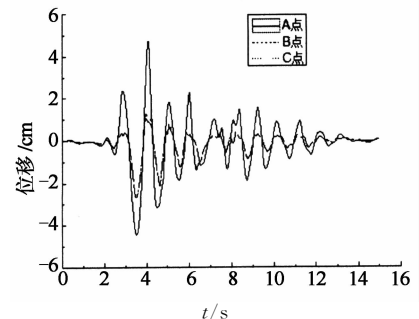
3.1 时程曲线

为了考查上下部动力共同作用中的刚体(运动)相互作用效应,本文通过 SFD 波输入来反映承台与邻近自由场运动。图 3,图 4 分别为 SFD 波激励下固基假定、线性相互作用及考虑桩土接触非线性时的结构顶层(A 点)、桩头与承台连接点(B 点)以及桩身(C 点)的位移和加速度时程曲线。从反应结果来看,线性情形下 B 和 C 两点的位移反应几乎是重合的;对于桩土间发生了非线性滑移的情形,B 和 C 的位移和加速度峰值较线性情形高出 2~3 倍,刚体相互作用明显。同时可知:1)由于桩-土软支撑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;2)非线性与线性位移反应差异

不大,说明软支撑弹阻单元非线性对体系的顶点位移反应贡献较小。

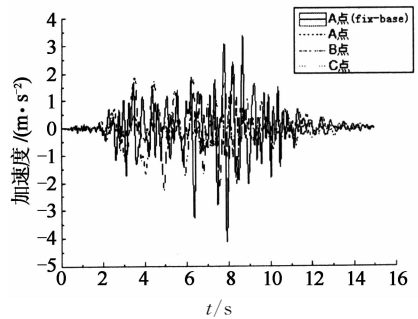


(a) 固基和线性情况

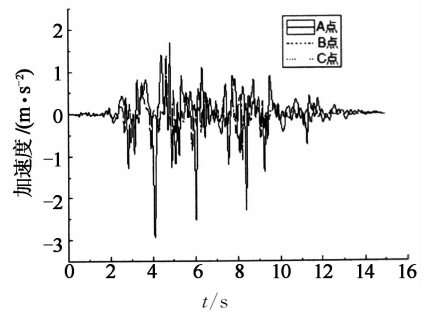


(b) 非线性情况

图 3 SFD 波作用下位移时程曲线
Fig. 3 The vertex displacement time history curve of SFD wave



(a) 固基和线性情况



(b) 非线性情况

图 4 SFD 波作用下加速度时程曲线
Fig. 4 The acceleration time history curve of SFD wave

3.2 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(见表 1)。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,且非线性分析结果大于线性分析结果。由表 1 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-土接触非线性情况时,PAK 波作用下出现了加速度峰值大于刚性假定的情况(工况 2

顶层加速度峰值增大了 6.7%);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 SFD 波输入的工况 1 条件下出现了中部小而上部 and 底部大的“弯剪型”变化。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,但主要还是体现了软支撑的减震作用。

表 1 各层位移、加速度峰值

Tab. 1 The peak displacement and acceleration of each layer

楼层	SFD			PAK		
	Fixed	SSI		Fixed	SSI	
		工况 1	工况 2		工况 1	工况 2
15	1.87(4.14)	4.74/4.67(2.95/2.41)	2.21/1.91(3.09/2.86)	5.08(5.65)	6.42/6.34(2.88/3.10)	6.24/5.68(6.03/5.38)
14	1.80(3.77)	4.55/4.52(2.70/2.18)	2.13/1.82(2.81/2.61)	4.94(5.45)	6.21/6.18(2.72/2.98)	6.01/5.44(5.69/4.85)
13	1.70(3.27)	4.29/4.33(2.30/2.02)	2.02/1.71(2.42/2.23)	4.72(5.15)	5.98/5.98(2.77/2.83)	5.70/5.12(5.20/4.67)
12	1.57(2.83)	4.20/4.11(1.89/1.82)	1.89/1.61(2.06/1.96)	4.42(4.74)	5.74/5.80(2.73/2.65)	5.31/4.75(4.62/4.21)
11	1.40(2.60)	4.09/3.85(1.67/1.63)	1.73/1.53(1.74/1.83)	4.04(4.31)	5.57/5.58(2.55/2.46)	4.86/4.35(4.32/3.86)
10	1.22(2.49)	3.97/3.59(1.55/1.60)	1.56/1.43(1.69/1.92)	3.60(3.84)	5.40/5.34(2.41/2.30)	4.36/3.94(3.96/3.52)
9	1.11(2.32)	3.87/3.36(1.41/1.55)	1.43/1.33(1.73/1.95)	3.30(3.51)	5.17/5.10(2.33/2.17)	3.98/3.60(3.65/3.23)
8	0.98(2.15)	3.75/3.13(1.31/1.49)	1.29/1.22(1.77/1.96)	2.95(3.16)	4.98/4.89(2.22/2.04)	3.56/3.21(3.28/2.91)
7	0.84(2.04)	3.62/2.87(1.21/1.42)	1.14/1.09(1.76/1.94)	2.57(2.77)	4.79/4.68(2.04/1.91)	3.10/2.81(2.86/2.59)
6	0.69(1.87)	3.48/2.61(1.23/1.37)	0.99/0.95(1.68/1.86)	2.17(2.35)	4.61/4.45(1.82/1.78)	2.63/2.38(2.41/2.22)
5	0.54(1.65)	3.34/2.34(1.42/1.30)	0.85/0.79(1.52/1.68)	1.74(1.91)	4.43/4.21(1.58/1.65)	2.17/1.95(1.96/1.85)
4	0.43(1.41)	3.23/2.11(1.53/1.21)	0.74/0.66(1.37/1.45)	1.43(1.57)	4.21/3.99(1.54/1.55)	1.80/1.60(1.59/1.55)
3	0.31(1.10)	3.11/1.88(1.58/1.18)	0.62/0.52(1.14/1.20)	1.10(1.22)	3.98/3.76(1.52/1.46)	1.431.24(1.21/1.22)
2	0.22(0.75)	2.98/1.64(1.53/1.21)	0.51/0.37(1.02/0.89)	0.76(0.85)	3.75/3.51(1.51/1.36)	1.06/0.87(0.90/0.86)
1	0.12(0.38)	2.85/1.41(1.42/1.20)	0.38/0.21(0.99/0.51)	0.41(0.46)	3.57/3.30(1.50/1.27)	0.69/0.50(0.52/0.49)
地面	0(0)	2.68/1.11(1.39/1.15)	0.24/0.03(0.88/0.03)	0(0)	3.37/2.97(1.45/1.17)	0.26/0.06(0.31/0.05)

注:()中表示各层加速度峰值(m/s²),()外表示各层位移峰值(cm),/上方表示非线性分析结果,下方表示线性分析结果。

3.3 层间位移、层间剪力

以考虑相互作用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,考虑相互作用线性分析与非线性分析中框架结构的层间位移、剪力的变化情况,结果如图 5,图 6 所示。层间位移 K 值表现为 SFD 波作用下非线性分析对工况 1 影响较大,且非线性结果大于线性结果,Pak 波作用下上部结构非线性分析结果略小于线性分析结果;对于工况 2 条件下,PAK 波作用下非线性分析影响不大,而 SFD 波输入下部结构非线性结果小于线性分析结果。各层柱

底剪力 K 值介于 0.4~1.2 之间,SFD 波作用下工况 2 条件下出现了 K 值都大于 1.0 的情况,且大于线性分析结果,Pak 波作用下 K 值几乎都小于 1.0,工况 1 非线性结果小于线性结果,工况 2 反之,这说明某些特定条件下考虑非线性设计是可能达到较为经济的效果。

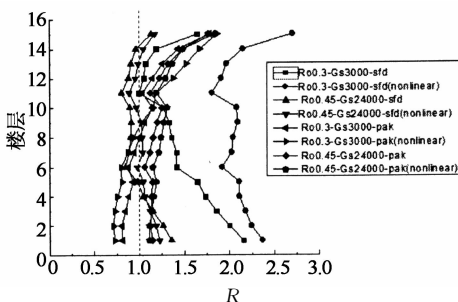


图 5 层间位移
Fig. 5 The interlayer displacement

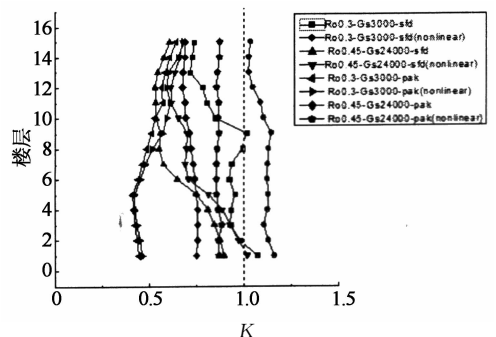


图 6 各层剪力
Fig. 6 Each layer shear

3.4 软支撑模型柔性贡献分析

为了进一步反映桩-土(软支撑)-结构非线性 SSI 效应对上部结构的柔性贡献,本文还取桩土组合采用 $R_0=0.15\text{ m}$, $G_{s1}=1\ 000\text{ kPa}$ 的情形作为工况 3 进行了分析,模态分析得到 PGSS 体系前 3 周期与固基周期比

值 T_i/T ($i=1\sim 3$) 分别为 2.564, 2.096, 1.705, 对比上述工况 1 和工况 2 的结果可知与文献[9—11]中尚守平等进行的上部结构与地基相对刚度比对土-结构体系基频影响试验结论是一致的:基频折减率和上部结构与地基相对刚度比有关,相对刚度比越大基频折减率越大^[12]。

通过时程分析可知工况 3 情形下结构顶部在非线性分析、线性分析下最大位移分别为 PAK 波作用下 7.06 cm, 6.84 cm; SFD 波作用下 5.98 cm, 6.13 cm。同样结构顶层加速度分别为 PAK 波作用下 2.03 m/s^2 , 2.46 m/s^2 (0.825 : 1.0); SFD 波作用下 1.23 m/s^2 , 1.51 m/s^2 (0.814 : 1.0)。对比工况 1, 工况 2 可知下部越软, 桩-土(软支撑)-结构非线性 SSI 效应对上部结构的柔性贡献越大, 符合吕西林等^[3] 分层土-基础-高层框架结构相互作用体系振动台模型试验分析结果: 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。

4 结 论

通过对考虑桩-土接触非线性的桩-土(软支撑)-框架结构相互作用体系的地震反应分析, 得到一些结论:

1) 利用各种具有软支撑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来模拟 SSI 体系动力反应较岩土实体划分单元计算效率成倍提高;

2) 考虑桩-土-结构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。SFD 波作用激励下, 非线性情形下刚体相互作用效应显著于线性情形, 且在较软土及较小桩径组合工况中, 考虑软支撑弹阻效应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) 地震动作用过程中桩与土界面处出现的相对滑移、脱开及闭合等非线性行为, 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;

4) 针对桩-土-高层框架进行的地震动作用分析结果与现有的试验成果有良好的一致性, 说明土体软支撑的 PGSS 体系非线性动力分析方法具有相当的理论和工程实践意义。

参 考 文 献

[1] 任重翠, 徐自国, 肖从真, 等. 独柱高架车站考虑桩土相互作用的抗

震性能分析[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(5): 25—32.

- REN Chong-cui, XU Zi-guo, XIAO Cong-zhen, *et al.* Seismic performance analysis of single-column elevated station considering pile-soil interaction[J]. *Journal of Building Structures*, 2014, 35(5): 25—32. (In Chinese)
- [2] 张亚旭, 王修信, 庄海洋. 土-桩-框架结构非线性相互作用的精细数值模型及其验证[J]. 防灾减灾工程学报, 2010, 30(5): 558—566. ZHANG Ya-xun, WANG Xiu-xin, ZHUANG Hai-yang. Fine numerical modeling of nonlinear soil-pile-frame structure interaction system and its verification[J]. *Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering*, 2010, 30(5): 558—566. (In Chinese)
- [3] 陈跃庆, 吕西林, 李培振. 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, LV Xi-lin, LI Pei-zhen. Shaking table testing for layered soil-foundation-structure interaction system[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2001, 21(3): 104—112. (In Chinese)
- [4] 熊辉, 邹银生. 层状土中考虑频域内轴向力分担的群桩水平动力阻抗[J]. 计算力学学报, 2004, 23(4): 757—763. XIONG Hui, ZOU Yin-sheng. Horizontal vibration impedance of pile-groups considering allocated frequency-dependent axial forces in layered soil-field[J]. *Journal of Computational Mechanics*, 2004, 23(4): 757—763. (In Chinese)
- [5] WANG S, KUTTER B L, EERI M, *et al.* Nonlinear seismic soil-pile structure interaction[J]. *Earthquake Spectra*, 1998, 14(2): 377—396.
- [6] NOGAMI T, OTANI J, KONAGAI K. Nonlinear soil-pile interaction model for dynamic lateral motion[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1992, 118(1): 89—106.
- [7] 尚守平, 贺志文, 王海东, 等. 上部结构与地基相对刚度比对土-结构体系基频影响试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2008, 28(5): 94—101. SHANG Shou-ping, HE Zhi-wen, WANG Hai-dong, *et al.* Experimental investigation on the effect of the relative stiffness ratio between superstructure and ground soil on the fundamental frequency of soil-structure system[J]. *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2008, 28(5): 94—101. (In Chinese)
- [8] 熊辉. 群桩-土-结构(PGSS)相互作用体系的动力有限元方法研究[D]. 上海: 同济大学结构工程与防灾研究所, 2005: 91—134. XIONG Hui. Dynamic finite-element method research on pile-grouped-soil-structure(PGSS) interaction system [D]. Shanghai: Research Institute of Structural Engineering and Disaster Reduction, Tongji University, 2005: 91—134. (In Chinese)
- [9] 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—5. 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—5. (In Chinese)
- [10] 尹华伟, 易伟建. 简化桩模型在土-结构相互作用分析中的应用[J]. 湖南大学学报: 自然科学版, 2007, 34(2): 11—15. YIN Hua-wei, YI Wei-jian. Application of simplified pile model in soil structure interaction analysis[J]. *Journal of Hunan University: Natural Sciences*, 2007, 34(2): 11—15. (In Chinese)
- [11] 尚守平, 朱志辉, 涂文戈. 土-箱形基础-结构动力相互作用的模态试验分析[J]. 湖南大学学报: 自然科学版, 2004, 31(5): 71—76. SHANG Shou-ping, ZHU Zhi-hui, TU Wen-ge. Modal experimental analysis for soil-box foundation-structure dynamic interaction system [J]. *Journal of Hunan University: Natural Sciences*, 2004, 31(5): 71—76. (In Chinese)
- [12] 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)