

DOI:10.3876/j.issn.1000-1980.2019.05.006

设备-高层结构-地基土体系交互计算方法

姜忻良^{1,2}, 张崇祥^{1,2}, 姜南^{1,2}, 罗兰芳^{1,2}

(1. 天津大学建筑工程学院, 天津 300072; 2. 滨海土木工程结构与安全教育重点实验室(天津大学), 天津 300072)

摘要:提出了模拟设备-高层结构-地基土体系振动台实时子结构试验的数值交互计算方法,并且结合地基土在强震作用下并非全部进入非线性的特点,认为可尝试将具有局部非线性特点的地基土模型作为数值子结构、设备-高层结构体系作为试验子结构,从而在振动台实时子结构试验中考虑地基土非线性特性影响。采用分支模态子结构法与线性-非线性混合约束模态子结构法推导了设备-高层结构-局部非线性地基土体系的运动方程。选用一幢13层钢框架设备-高层结构-地基土体系模型作为分析实例,采用MATLAB与ANSYS分别建立设备-高层结构体系与局部非线性地基土计算模型,两者之间进行数值交互计算,发现土-结构相互作用与设备的频率变化对设备与结构的地震反应有重要的影响。

关键词:分支模态子结构;约束模态子结构;线性-非线性;设备-高层结构-地基土体系;数值交互计算
中图分类号:TU311.3;TU435 **文献标志码:**A **文章编号:**1000-1980(2019)05-0433-07

Interactive numerical calculation method of equipment-high rise structure-soil system

JIANG Xinliang^{1,2}, ZHANG Chongxiang^{1,2}, JIANG Nan^{1,2}, LUO Lanfang^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China;
2. Ministry of Education Key Laboratory of Coastal Civil Engineering Structure and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: An interactive numerical calculation method to simulate the real-time substructure shaking table testing for the equipment-high rise structure-soil system was proposed. Considering that the soil is not completely nonlinear under strong earthquakes, locally nonlinear soil model was adopted as the numerical substructure in order to consider the influence of nonlinear soil during the substructure testing. Meanwhile, the equipment-high rise structure system was adopted as the experimental substructure. Then, equations of motion for the equipment-high rise structure-locally nonlinear soil system was derived using the branch modal substructure method and the linear-nonlinear hybrid constraint modal substructure method. A thirteen-layer steel framework system model was used as an analytical example, that the equipment-high rise structure system and locally nonlinear soil computing model were built by MATLAB and ANSYS respectively. Data communication occurred between two parts. Through the numerical result, it is found that the soil-structure interaction (SSI) and the frequency change of equipment have important influences on the seismic response of equipment and structure.

Key words: branch modal substructure; constraint modal substructure; linear-nonlinear; equipment-high rise structure-soil system; interactive numerical calculation

相关研究表明土-结构相互作用对设备-高层结构体系地震反应存在重要影响,通常考虑地基与结构物相互作用(SSi)效应后引起上部结构侧向总位移反应增大,而且与线性地基土工况相比,非线性地基土可能

基金项目:国家自然科学基金(51478312,51278335)

作者简介:姜忻良(1951—)男,教授,博士,主要从事土-结构动力相互作用研究。E-mail:jiangxinliang@126.com

引用本文:姜忻良,张崇祥,姜南,等.设备-高层结构-地基土体系交互计算方法[J].河海大学学报(自然科学版),2019,47(5):433-439.

JIANG Xinliang, ZHANG Chongxiang, JIANG Nan, et al. Interactive numerical calculation method of equipment-high rise structure-soil system[J]. Journal of Hohai University(Natural Sciences), 2019, 47(5): 433-439.

引起结构基底剪力增大,因此在某些情况下土-结构相互作用会对建筑体系反应产生不利的影响^[1-3]。现有考虑土-结构相互作用的振动台试验^[4-5]通常采用土箱模型模拟场地土,该类型试验需要建造完整的试验模型,能够同时研究结构与地基土的地震反应,但试验造价高、技术难度大,特别是由于振动台尺寸等限制无法开展大比例模型试验。近年来,随着实时子结构试验技术^[6]的发展,考虑地基土影响的振动台实时子结构试验方法逐渐引起人们的重视,该方法通常将简化地基土模型作为数值子结构,上部结构作为试验子结构,两者之间进行实时数据交互,联合评估整个耦合体系的动力响应^[7-12]。

结合强震作用下地基土并非全部进入非线性阶段这一特点,王菲等^[13-14]、姜忻良等^[15]运用分支模态子结构法以及线性-非线性混合约束模态子结构法对土-结构相互作用体系进行了系统的分析和算例验证,证明提出的计算方法能够高效准确地反映地基土非线性特性的影响。在现有研究基础上,本文给出模拟设备-高层结构-地基土体系振动台实时子结构试验的数值交互计算方法,结合地基土在强震作用下并非全部进入非线性的特点,提出可尝试应用线性-非线性混合约束模态子结构法建立局部非线性地基土模型作为振动台实时子结构试验的数值子结构。然后采用分支模态子结构法与线性-非线性混合约束模态子结构法推导设备-高层结构-局部非线性地基土体系的运动方程,并对整体运动方程进行变换,得到设备-高层结构体系与局部非线性地基土单独的运动方程。选择一幢13层的钢框架设备-高层结构-地基土体系模型作分析实例,采用ANSYS与MATLAB计算软件分别建立局部非线性地基土和设备-高层结构体系模型,两者之间进行数值交互计算模拟振动台实时子结构试验。利用数值交互计算方法开展设备-高层结构-地基土体系的动力时程分析,研究SSI效应与设备频率变化对设备与结构地震反应的影响

1 设备-高层结构-局部非线性地基土体系运动方程

结合强震作用下地基土并非全部进入非线性阶段的这一特点,本文提出可尝试在振动台实时子结构试验中引入线性-非线性混合约束模态子结构法建立的局部非线性地基土模型作为数值子结构。如图1所示的设备-高层结构-地基土体系,包括设备、高层结构与地基土三部分,地基土包括线性地基土子结构 α 与非线性地基土子结构 β 两部分。先按照分支模态子结构法推导设备-高层结构-非线性地基土子结构 β 运动方程,以便得到设备-高层结构体系与非线性地基土子结构 β 的耦合项。对于非线性地基土子结构 β 保留完整的计算矩阵,不进行自由度缩减,而线性地基土子结构 α 采用约束模态子结构法进行自由度缩减。按线性地基土子结构 α 与非线性地基土子结构 β 界面对接条件进行坐标综合,最终形成设备-高层结构-局部非线性地基土体系整体的运动方程。具体公式推导步骤如下文所述。

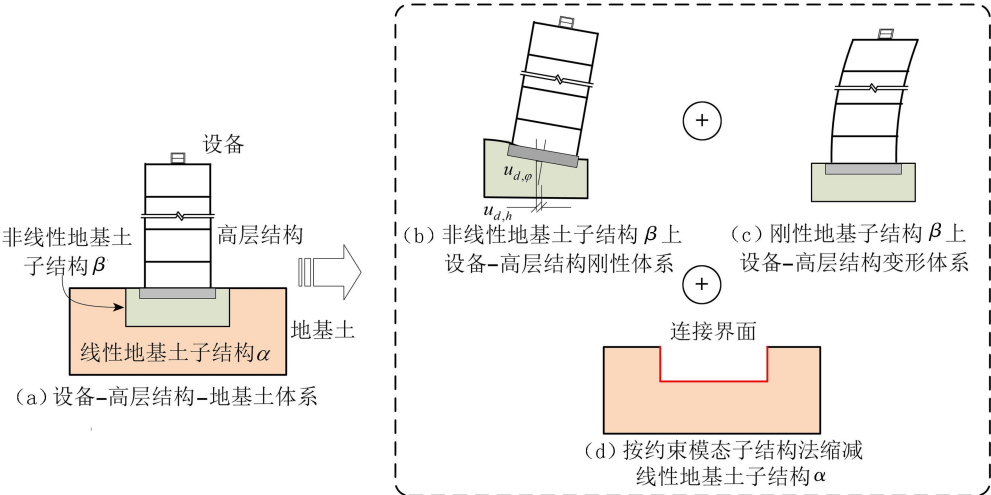


图1 设备-高层结构-局部非线性地基土体系示意图

Fig.1 Schematic for the equipment-high rise structure-local nonlinear soil system

设备-高层结构体系的位移 u_s 由两部分组成,一是图1(b)中非线性地基土子结构 β 位移 q_β 引起设备-高层结构体系的刚体位移,二是图1(c)中设备-高层结构体系本身的位移 q_s ,如式(1)所示:

$$u_s = Rq_\beta + q_s \tag{1}$$

式中: R ——设备-高层结构的刚体模态矩阵,可由分支 d 中非线性地基土子结构 β 变形产生的设备-高层结

构体系刚体位移求得。

设备-高层结构体系和非线性地基土子结构 β 位移的关系式如下：

$$\begin{Bmatrix} u_s \\ u_\beta \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} I & R \\ 0 & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_s \\ q_\beta \end{Bmatrix} \tag{2}$$

式中： I ——单位向量。

按分支模态子结构法惯性耦合的原理，整理可得到设备-高层结构-非线性地基土子结构 β 的运动方程如式(3)所示，其中只有质量矩阵存在耦合项，而刚度与阻尼矩阵均是解耦的。

$$\begin{bmatrix} m_s & m_s R \\ R^T m_s & m_\beta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{q}_s \\ \ddot{q}_\beta \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_s & 0 \\ 0 & c_\beta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{q}_s \\ \dot{q}_\beta \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_\beta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_s \\ q_\beta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_s \\ f_\beta \end{Bmatrix} \tag{3}$$

将式(3)非线性地基土子结构的计算矩阵按照内部自由度 i 和边界自由度 b 重新分块后的运动方程如式(4)所示(类似地，变量 R 以及非线性地基土子结构 β 的计算矩阵表示按照内部自由度 i 与边界自由度 b 重新分块后如式(4)中所示)：

$$\begin{bmatrix} m_s & m_s R_i & m_s R_b \\ R_i^T m_s & m_{\beta,ii} & m_{\beta,ib} \\ R_b^T m_s & m_{\beta,bi} & m_{\beta,bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{q}_s \\ \ddot{q}_{\beta,i} \\ \ddot{q}_{\beta,b} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_s & 0 & 0 \\ 0 & c_{\beta,ii} & c_{\beta,ib} \\ 0 & c_{\beta,bi} & c_{\beta,bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{q}_s \\ \dot{q}_{\beta,i} \\ \dot{q}_{\beta,b} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_s & 0 & 0 \\ 0 & k_{\beta,ii} & k_{\beta,ib} \\ 0 & k_{\beta,bi} & k_{\beta,bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_s \\ q_{\beta,i} \\ q_{\beta,b} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_s \\ f_{\beta,i} \\ f_{\beta,b} \end{Bmatrix} \tag{4}$$

式中： m_s 、 c_s 、 k_s 、 f_s ——分支 s 中设备-高层结构体系的质量矩阵、阻尼矩阵、刚度矩阵和荷载矩阵； m_β 、 c_β 、 k_β 、 f_β ——分支 d 中非线性地基土子结构 β 的质量矩阵、阻尼矩阵、刚度矩阵和荷载矩阵； $q_{\beta,i}$ 、 $q_{\beta,b}$ ——非线性地基土子结构 β 的内部自由度 i 和边界自由度 b 对应的位移。

线性地基土子结构 α 计算矩阵按照内部自由度 i 和边界自由度 b 形式重新排列后再按照约束模态子结构法进行自由度缩减。

$$q_\alpha = \begin{Bmatrix} q_{\alpha,i} \\ q_{\alpha,b} \end{Bmatrix} = T \tilde{q}_\alpha = \begin{bmatrix} \phi_{\alpha,N} & \varphi_{\alpha,C} \\ 0 & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{q}_{\alpha,N} \\ \tilde{q}_{\alpha,b} \end{Bmatrix} \tag{5}$$

式中： T ——线性地基土子结构 α 自由度缩减的坐标变换矩阵； $\phi_{\alpha,N}$ ——主模态； $\varphi_{\alpha,C}$ ——约束模态； $q_{\alpha,i}$ 、 $q_{\alpha,b}$ ——线性地基土子结构 α 的内部自由度 i 和边界自由度 b 对应的物理位移； $\tilde{q}_{\alpha,N}$ 、 $\tilde{q}_{\alpha,b}$ ——线性地基土子结构 α 的内部自由度 i 和边界自由度 b 对应的模态位移。

按照约束模态子结构法，经坐标变换后线性地基土子结构 α 的运动方程式如下：

$$\begin{bmatrix} \tilde{m}_{\alpha,ii} & \tilde{m}_{\alpha,ib} \\ \tilde{m}_{\alpha,bi} & \tilde{m}_{\alpha,bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\tilde{q}}_{\alpha,N} \\ \ddot{\tilde{q}}_{\alpha,b} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \tilde{c}_{\alpha,ii} & \tilde{c}_{\alpha,ib} \\ \tilde{c}_{\alpha,bi} & \tilde{c}_{\alpha,bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\tilde{q}}_{\alpha,N} \\ \dot{\tilde{q}}_{\alpha,b} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \tilde{k}_{\alpha,ii} & \tilde{k}_{\alpha,ib} \\ \tilde{k}_{\alpha,bi} & \tilde{k}_{\alpha,bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{q}_{\alpha,N} \\ \tilde{q}_{\alpha,b} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \tilde{f}_{\alpha,N} \\ \tilde{f}_{\alpha,b} \end{Bmatrix} \tag{6}$$

式(6)中分块后的计算矩阵顶部加“ $\sim$ ”表示经模态变换后的变量，非线性地基土子结构 β 与线性地基土子结构 α 之间的界面协调条件满足 $q_{\alpha,b} = q_{\beta,b}$ 关系，按照对号入座的方法，根据非线性地基土子结构 β 与线性地基土子结构 α 位移协调关系，综合线性与非线性地基土子结构的运动方程，可得到设备-高层结构-局部非线性地基土体系整体运动方程。整体体系总运动方程质量矩阵存在耦合项 $m_s R_i$ 、 $m_s R_b$ ，它们是连接设备-高层结构体系与局部非线性地基土运动方程之间的纽带，为了实现子结构试验，需要将总运动方程中的耦合项相关的荷载移动到方程右边，从而得到设备-高层结构体系与局部非线性地基土各自的运动方程：

$$m_s \ddot{q}_s + c_s \dot{q}_s + k_s q_s = f_s - m_s R_i \ddot{q}_{\beta,i} - m_s R_b \ddot{q}_{\beta,b} \tag{7}$$

$$\begin{bmatrix} m_{\beta,ii} & m_{\beta,ib} & 0 \\ m_{\beta,bi} & m_{\beta,bb} + \tilde{m}_{\alpha,bb} & \tilde{m}_{\alpha,bi} \\ 0 & \tilde{m}_{\alpha,ib} & \tilde{m}_{\alpha,ii} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{q}_{\beta,i} \\ \ddot{q}_{\beta,b} \\ \ddot{q}_{\alpha,N} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{\beta,ii} & c_{\beta,ib} & 0 \\ c_{\beta,bi} & c_{\beta,bb} + \tilde{c}_{\alpha,bb} & \tilde{c}_{\alpha,bi} \\ 0 & \tilde{c}_{\alpha,ib} & \tilde{c}_{\alpha,ii} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{q}_{\beta,i} \\ \dot{q}_{\beta,b} \\ \dot{q}_{\alpha,N} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{\beta,ii} & k_{\beta,ib} & 0 \\ k_{\beta,bi} & k_{\beta,bb} + \tilde{k}_{\alpha,bb} & \tilde{k}_{\alpha,bi} \\ 0 & \tilde{k}_{\alpha,ib} & \tilde{k}_{\alpha,ii} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_{\beta,i} \\ q_{\beta,b} \\ q_{\alpha,N} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_{\beta,i} - R_i^T m_s \ddot{q}_s \\ f_{\beta,b} + \tilde{f}_{\alpha,b} - R_b^T m_s \ddot{q}_s \\ \tilde{f}_{\alpha,N} \end{Bmatrix} \tag{8}$$

根据振动台实时子结构试验原理,本文提出采用不同软件模拟试验子结构与数值子结构的交互计算方法,由于该方法采用各子结构单独建模,降低了建模难度,同时利用不同软件的计算优势也可作为复杂体系分析的一种有效计算途径。根据推导的运动方程给出设备-高层结构-地基土体系数值交互计算的流程:(a)假定第*i*步局部非线性地基土受到的外荷载和耦合项荷载均已知;(b)计算得到地基土在*i*+ Δt 步的加速度反应;(c)计算此时设备-高层结构体系受到的外荷载和耦合项荷载传递给设备-高层结构体系;(d)根据设备-高层结构体系上的加速度反应及地震激励计算在局部非线性地基土产生的作用力,并将其传递给地基土,继续下一步数值计算。

数值交互计算时采用编程软件 MATLAB 与商业通用有限元软件 ANSYS 分别建立设备-高层结构体系和局部非线性地基土的数值计算模型,两者之间进行数值交互计算。由于每一步数值交互计算涉及数据传递,需要在每个计算软件工作目录建立相应的文本文档,用于存储传递数据,便于各仿真软件读取对应的计算数据,这样完成每一步数值交互计算,直到仿真结束为止。例如 MATLAB 采用循环命令不断读取该文本文件中的数据,其中第一行数据用于标志所需的计算数据是否传输完成,如果第一个数据是“0”说明 ANSYS 尚未计算完成,MATLAB 处于等待期间,同时不断读此文本文件,直到第一行数据是“1”为止,说明 ANSYS 已经完成计算,读取完成后 MATLAB 启动计算。ANSYS 工作目录中文本文件操作原理与此类似。

2 分析实例

选择一幢 13 层 4 跨的钢框架设备-高层结构-地基土体系作为分析实例,其中设备模拟放置在楼面的通信设备并简化成单自由度模型,结构为 13 层 4 跨的钢框架结构,地基土属于Ⅲ类场地。选择适合Ⅲ类场地分析的 El Centro、TianJin 和 PerSon 地震波,前 2 条地震波是自然波,最后一条地震波是人工波,各地震波的加速度时程曲线如图 2 所示,按 8 度抗震设防小震、中震、大震阶段要求将加速度调幅到 0.7 m/s²、2.0 m/s² 与 4.0 m/s²,进行地震时程分析。采用 MATLAB 编程建立设备-高层结构体系计算模型和采用 ANSYS 应用线性-非线性混合约束模态子结构法建立局部非线性地基土的计算模型,两者之间进行数值交互计算。

2.1 设备-高层结构体系模型

设备-高层结构体系的计算模型如图 3 所示,梁柱型钢截面如表 1 所示,结构各层高度为 3.56 m,纵横向跨度均为 7.32 m;结构第 1 到第 12 层的总质量均为 5.86×10⁵ kg,第 13 层的总质量为 5.32×10⁵kg。柱子和梁的弹性模量均取 2.01×10¹¹ Pa,柱子屈服强度为 345 MPa,梁的屈服强度为 245 MPa,结构阻尼比取 0.02。

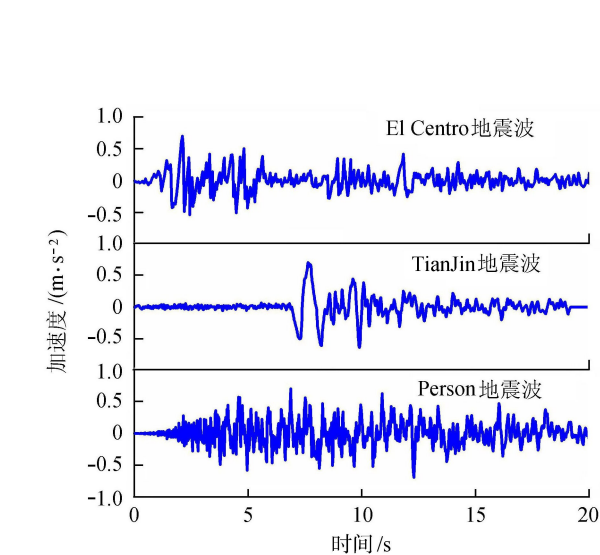


图 2 地震加速度曲线

Fig.2 Acceleration curves of ground motions

放置在楼面的设备简化成单自由度模型,设计参数取设备质量为所在楼层质量的 10%,设备阻尼比取 0.02,位置在结构第 13 层,设备的频率范围取 0~3 Hz。设备与结构的材料模型均采用两折线随动强化模型,屈服后刚度取屈服前刚度的 1%。

根据给定的参数采用 MATLAB 编程建立设备-高层结构体系的有限元计算模型,其中结构中的梁柱采用 Euler-Bernoulli 空间梁单元,每个单元包括 2 个节点、12 个自由度,结构质量矩阵采用集中质量矩阵,阻尼

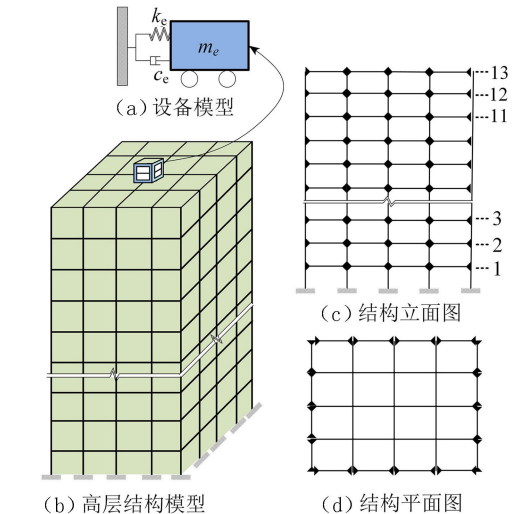


图 3 设备-高层结构体系计算模型

Fig.3 Computing model of the equipment-high rise structure system

矩阵基于 Rayleigh 阻尼假定。采用弹簧阻尼单元建立单自由度设备计算模型。按照设备与结构位移协调关系连接成设备-高层结构体系计算模型。

2.2 地基土模型

强震作用下地基土并非全部进入非线性状态,采用线性-非线性混合约束模态子结构法建立局部非线性地基土模型。地基土参数见表 2。图 4 所示的地基土模型总尺寸为 200 m×200 m×60 m,采用埋置基础,其中基础平面尺寸为 31.5 m×31.5 m,厚度为 2.50 m。采用 ANSYS 软件对地基土模型建模、划分网格,地基土有限元模型采用八节点六面体实体 SOLID45 单元,每个单元节点包括沿 x 、 y 、 z 方向的平动自由度。定义刚性基础的约束方程时, O 点表示基础面的中心点, S 表示基础面上任意点,由于 O 点本身属于实体单元节点,不具备转动自由度,故在 O 点处引入 Mass21 单元并定义实常数为很小的值,此时 O 点具备沿 x 轴、 y 轴和 z 轴方向平动自由度和转动自由度,刚性基础定义基础中心点 O 点与基础面其他任意点 S 的自由度满足如下关系式: $u_{O,x}=u_{S,x}$, $u_{O,roty}=u_{S,z}/x_S$,其中 $u_{O,x}$ 、 $u_{S,x}$ 分别表示点 O 与点 S 沿 x 轴方向的位移, $u_{O,roty}$ 表示点 O 绕 y 轴方向转角, $u_{S,z}$ 表示点 S 沿 z 轴方向的位移, x_S 表示点 S 在 x 轴方向的坐标, x 轴方向是加载方向。地基土底部边界固定,周边设置黏弹性边界,黏弹性边界采用 ANSYS 中弹簧阻尼单元 Combin14 模拟。

表 2 地基土参数

Table 2 Parameters of soil material

地基类型	深度/m	弹性模量/Pa	密度/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	黏聚力/ kPa	摩擦角/ ($^{\circ}$)
基础	2.5	3.12×10^{10}	2570		
土层 1	15.0	2.43×10^7	1630	13.7	15.3
土层 2	33.0	5.64×10^7	1820	19.5	16.8
土层 3	12.0	3.82×10^8	2030	28.4	21.6

线性-非线性的混合约束模态子结构法在 ANSYS 具体实施时,根据文献[14]中研究选取 3 倍大小的基础范围作为非线性地基土子结构 β 的区域,能够保证地基土的非线性边界满足计算要求,地基土的其余部分可统一划分为线性地基土子结构 α ,地基土子结构划分如图 4 所示。线性地基土子结构按照约束模态子结构法进行自由度缩减,并按照势能截断准则^[16]保留 2000 阶主模态,非线性地基土子结构保留 11 925 个自由度,其中地基土非线性材料使用 Druck-Prager 屈服准则,这样按线性-非线性混合约束模态子结构法建立局部非线性地基土计算模型。利用建立设备-高层结构-局部非线性地基土体系的数值交互计算平台,按照 8 度小震、中震和大震阶段的要求输入各地震波进行地震反应分析。

3 计算分析

利用数值交互方法建立刚性地基下的设备-高层结构体系分析模型与Ⅲ类场地的设备-高层结构-地基土体系分析模型,其中刚性地基下的设备-高层结构体系分析直接输入地震波计算即可。分析 SSI 效应以及设备频率变化对设备及结构地震反应的影响,以设备相对楼面、结构相对地面的位移作为评价指标。

图 5 显示刚性地基与Ⅲ类场地中设备顶部位移峰值反应,从图 5 中发现刚性地基下当设备频率 $w_e \approx 0.43 \text{ Hz}$ 时,即设备频率与高层结构的基频接近时,设备顶部位移峰值反应出现明显的波峰;考虑 SSI 效应后设备的频率与Ⅲ类场地中高层结构-地基土体系的基频相接近时设备顶部位移峰值反应出现明显的波峰,此时设备的频率 $w_e \approx 0.36 \text{ Hz}$ 。比较考虑 SSI 效应后设备顶部的位移峰值波峰的大小变化情况,发现 El Centro 和 TianJin 地震波作用下小震、中震、大震阶段,与刚性地基中设备反应相比较,Ⅲ类场地中设备顶部位移峰

表 1 结构梁、柱截面

Table 1 Cross-sections of beams and columns of the structure

楼层	H 型钢 类型	柱截面参数/mm				H 型钢 类型	梁截面参数/mm			
		H	B	t_1	t_2		H	B	t_1	t_2
1~3	HW	592	565	25	30	HN	646	299	10	15
4~6	HW	558	517	25	30	HN	600	200	11	17
7~9	HW	514	505	28	38	HN	546	199	9	14
10~13	HW	494	505	28	28	HN	500	200	10	16

注: H 为高度, B 为宽度, t_1 为腹板厚度, t_2 为翼缘厚度。

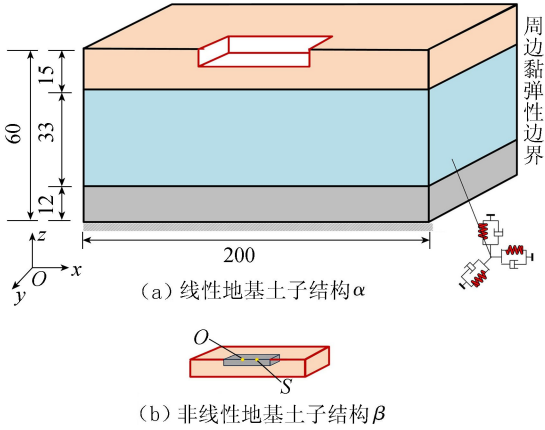


图 4 局部非线性地基土体系计算模型(单位:m)
Fig.4 Computing model of the locally nonlinear soil system(units:m)

值的波峰分别减小 25.7%、18.3%、11.3% 与 28.5%、18.0%、9.0%；而 PerSon 地震波作用下小震、中震、大震阶段，与刚性地基中设备反应相比较，Ⅲ类场地中设备顶部位移峰值的波峰分别增大 37.9%、23.8%、13.4%。

图 6 显示刚性地基与Ⅲ类场地中结构顶部的位移峰值反应，从图 6 中发现各地震波作用下结构顶部的位移峰值反应均出现一个明显的波谷，其中波谷的位置与图 5 中设备顶部位移峰值的波峰位置相对应，即刚性地基下当设备的频率与高层结构的基频接近，考虑 SSI 效应后设备频率与高层结构-地基土体系的基频接近时结构顶部的位移峰值曲线出现波谷。比较各地震波作用下考虑 SSI 效应后结构顶部位移峰值波谷的大小变化情况：El Centro 地震波作用下小震、中震、大震阶段，与刚性地基中结构反应相比较，Ⅲ类场地中结构顶部位移峰值的波谷分别减小 12.7%、9.6%、6.7%；TianJin 地震波作用下小震、中震、大震阶段，与刚性地基中结构反应相比较，Ⅲ类场地中结构顶部位移峰值的波谷分别减小 18.1%、15.7%、10.8%；PerSon 地震波作用下小震、中震、大震阶段，与刚性地基中结构反应相比较，Ⅲ类场地中结构顶部位移峰值的波谷分别减小 8.7%、6.3%、5.8%。

通过分析发现，考虑设备-高层结构耦合作用时设备顶部的位移峰值反应会出现一个明显的波峰，结构顶部

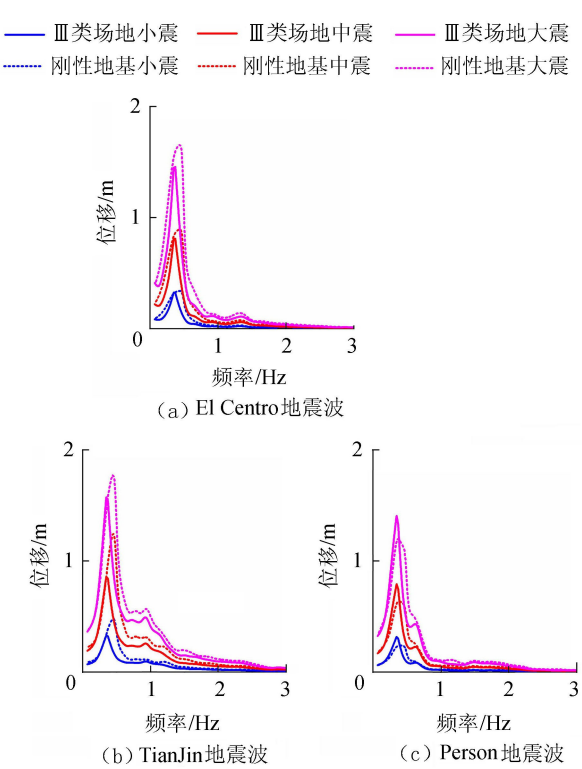


图 5 刚性地基与Ⅲ类场地中设备顶部位移峰值反应
Fig.5 Peak displacement response of the equipment top on the rigid base and site of type III

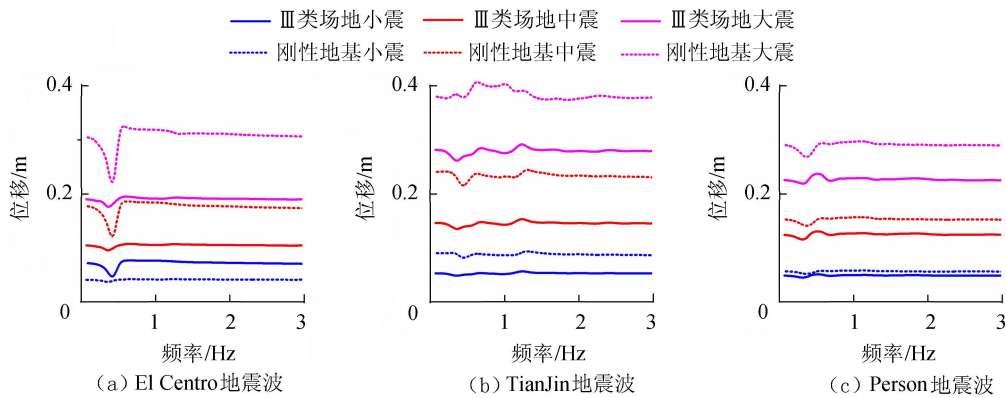


图 6 刚性地基与Ⅲ类场地中结构顶部位移峰值反应

Fig.6 Peak displacement response of the structure top on the rigid base and site of type III

的位移峰值反应出现一个明显的波谷，此时在刚性地基下设备的频率与高层结构的基频相接近，考虑 SSI 效应后设备的频率与高层结构-地基土体系的基频相接近，场地类型从刚性地基到Ⅲ类场地变化时出现波峰、波谷对应设备的频率点逐渐向低频方向移动。根据计算分析发现考虑 SSI 效应对设备反应影响较复杂，与刚性地基下设备反应相比较，Ⅲ类场地 El Centro、TianJin 地震波作用下设备顶部位移峰值反应呈减小趋势且设备反应的波峰变化幅值随地震强度增大而减小，而其他地震波作用下设备顶部的位移峰值呈现增大趋势。由于本文研究选取特定的结构类型，考虑 SSI 效应后各地震波作用下结构顶部的位移峰值呈减小趋势，考虑 SSI 效应后一般结构响应是变大还是变小，应该与系统的动力特性密切相关，因此实际建筑设计中有必要开展设备-高层结构-地基土整体体系地震反应研究。

4 结 论

a. 基于分支模态子结构法与线性-非线性混合约束模态子结构法推导并变换后的设备-高层结构-局部

非线性地基土体系运动方程,可将其应用于振动台实时子结构试验,该方法具有概念清晰,使用方便等特点。

b. 在刚性地基下,设备的频率与高层结构的基频相接近,并且考虑 SSI 效应后设备的频率与高层结构-地基土体系的频率相接近时,设备顶部的位移峰值反应会出现一个明显的波峰,结构顶部的位移峰值反应出现一个明显的波谷。

c. 各地震波作用下 SSI 效应对不同类型设备与结构地震反应影响复杂,具体的变化趋势与系统的动力特性密切相关,实际建筑设计中有必要开展设备-高层结构-地基土整体体系的地震反应分析。

参考文献:

[1] CARBONARI S, DEZI F, LEONI G. Nonlinear seismic behaviour of wall-frame dual systems accounting for soil-structure interaction[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2012, 41(12):1651-1672.

[2] CHAU K T, SHEN C Y, GUO X. Nonlinear seismic soil-pile-structure interactions: shaking table tests and FEM analyses[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2009, 29(2):300-310.

[3] ANASTASOPOULOS I, LOLI M, GEORGARAKOS T, et al. Shaking table testing of rocking-isolated bridge pier on sand[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2013, 17(1): 1-32.

[4] 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 Shouping, HE Zhiwen, WANG Haidong, 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 & Engineering Vibration, 2008, 28(5):94-101. (in Chinese))

[5] 楼梦麟, 宗刚, 牛伟星, 等. 土-桩-钢结构-TLD 系统振动台模型试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2006, 26(6): 172-177. (LOU Menglin, ZONG Gang, NIU Weixing, et al. Study on shaking table model test of soil-pile-steel structure-TLD interaction system[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2006, 26(6):172-177. (in Chinese))

[6] NAKASHIMA M, KATO H, TAKAOKA E. Development of real-time pseudo dynamic testing[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1992, 21(1): 79-92.

[7] WANG Qiang, WANG Jinting, JIN Feng, et al. Real-time dynamic hybrid testing for soil-structure interaction analysis[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2011, 31(12): 1690-1702.

[8] 闫晓宇, 李忠献, 韩强, 等. 考虑土-结构相互作用的大跨度连续刚构桥振动台阵试验研究[J]. 工程力学, 2014, 31(2):58-65. (YAN Xiaoyu, LI Zhongxian, HAN Qiang, et al. Shaking tables test on a long-span rigid-framed bridge considering soil-structure interaction[J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(2):58-65. (in Chinese))

[9] ZHANG Chongxiang, JIANG Nan. Effects of equipment-structure-soil interaction on seismic response of equipment and structure via real-time dynamic substructuring shaking table testing[J]. Shock and Vibration, 2017, 1:1-13.

[10] TANG Zhenyun, MA Hua, GUO Jun, et al. Effect of soil-structure interaction on seismic performance of long-span bridge tested by dynamic substructuring method[J]. Shock and Vibration, 2017, 3:1-12.

[11] 郭琤, 唐贞云, 李易, 等. 基于子结构试验的土-结相互作用实现研究[J]. 工程力学, 2017, 34(增刊 1):214-219. (GUO Jun, TANG Zhenyun, LI Yi, et al. The simulation of soil structure interaction based on substructuring testing[J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(Sup1):214-219. (in Chinese))

[12] 施有志, 孙爱琴, 林树枝, 等. 地下综合管廊土-结构接触面参数对地震动力响应的影响数值分析[J]. 地震工程学报, 2017, 39(5):811-819. (SHI Youzhi, SUN Aiqin, LIN Shuzhi, et al. Numerical analysis of the influence of soil-structure interface parameters on the seismicdynamic response of underground utility tunnels [J]. China Earthquake Engineering Journal, 2017, 39(5):811-819. (in Chinese))

[13] 王菲, 姜忻良. 土-结构体系的分枝模态与约束模态混合二步法[J]. 地震工程与工程振动, 2010, 30(4):24-30. (WANG Fei, JIANG Xinliang. Analysis of soil-structure interaction system based on mixed branch mode and constrained mode two-step method[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2010, 30(4):24-30. (in Chinese))

[14] 王菲, 姜南. 土-结构三维动力分析的线性-非线性混合子结构法[J]. 工程力学, 2012, 29(1):155-161. (WANG Fei, JIANG Nan. 3D dynamic analysis of soil-structure interaction system based on mixed linear-nonlinear substructure method[J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(1):155-161. (in Chinese))

[15] 姜忻良, 张海顺. 复杂工况下土-结构体系的混合约束模态法[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2016, 44(4):283-290. (JIANG Xinliang, ZHANG Haishun. Mixed constraint modal method for analysis of soil-structure system under complex conditions[J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences), 2016, 44(4):283-290. (in Chinese))

[16] 姜忻良, 王菲. 基于势能判据的约束模态综合法截断准则[J]. 振动与冲击, 2011, 30(2):32-38. (JIANG Xinliang, WANG Fei. Mode cut-off criterion of constrained mode synthesis method based on a potential energy criterion[J]. Journal of Vibration and Shock, 2011, 30(2):32-38. (in Chinese))