

文章编号: 1000-4750(2017)05-0052-08

# 下卧刚性基岩条件下场地土-结构体系 地震反应分析方法研究

杜修力, 李 洋, 赵 密, 许成顺, 路德春

(北京工业大学城市与工程安全减灾教育部重点实验室, 北京 100124)

**摘 要:** 下卧刚性基岩条件下的土-结构体系地震反应分析模型是一个能量“半开放-半封闭”系统。它与完全的能量“开放”系统土-结构体系地震反应分析模型的不同之处是其采用了域内惯性力的地震动输入方式, 这与刚性基岩-结构体系地震反应分析模型的地震动输入方式是相同的。不同于刚性基岩上的结构地震反应分析模型, 下卧刚性基岩条件下的土-结构体系地震反应分析模型需要考虑半无限土层对截断边界处的影响。就笔者-所见, 目前有许多研究者和工程技术人员对这一问题有错误的理解, 认为截断边界的影响只是一个人工边界处理问题, 分析中仅采用人工边界条件模拟了截断边界对辐射能量的影响, 而忽略了一个更重要的影响因素——下卧刚性基岩条件下场地土的自由场效应。为澄清这一问题, 基于土-结构体系地震反应的分析模型, 严格推导了在下卧刚性基岩条件下的土-结构体系地震反应分析方法, 指出在通常的工程经验尺度内遗漏自由场运动效应将得不到正确的计算结果。

**关键词:** 土-结构相互作用; 下卧刚性基岩; 地震反应; 地震动输入; 自由场效应

中图分类号: TU311.3; P315.9 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2015.09.0801

## SEISMIC RESPONSE ANALYSIS METHOD FOR SOIL-STRUCTURE INTERACTION SYSTEM OF UNDERLYING RIGID ROCK BASE SOIL CONDITION

DU Xiu-li, LI Yang, ZHAO Mi, XU Cheng-shun, LU De-chun

(Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering, Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

**Abstract:** The seismic response analysis model of soil-structure system of underlying rigid rock base soil condition is a “semi-open and semi-closed” energy system. Compared with a fully “open” energy system, the analysis model of the “semi-open and semi-closed” energy system employs the seismic input mode of an intra-domain inertial force. This input mode is exactly the same as that in the seismic response analysis model for the rigid rock base-structure system. Different from that of the structures built on rigid rock base, the analysis model of the soil-structure system with underlying rigid rock base soil conditions requires consideration of the influence of semi-infinite soil layers on the truncation boundaries. Many researchers and engineers have misunderstood this issue by assuming the effect of truncation boundaries is only an issue of an artificial boundary condition. Consequently, they have adopted artificial boundary conditions to simulate the impact of truncation boundaries on the radiation energy. In real engineering practice, a more important influential factor, i.e. the free field effect of the soil layer of underlying rigid rock base soil condition has been neglected in the analyses. In

收稿日期: 2015-09-28; 修改日期: 2016-07-01

基金项目: 国家自然科学基金创新研究群体项目(51421005); 国家自然科学基金重大研究计划集成项目(91215301)

通讯作者: 杜修力(1963—), 男, 四川广安人, 长江学者特聘教授, 博士, 博导, 主要从事地震工程领域的研究(E-mail: duxiuli@bjut.edu.cn).

作者简介: 李 洋(1987—), 男, 内蒙古集宁人, 博士生, 主要从事城市地下结构抗震领域的研究(E-mail: leon\_bjut@126.com);

赵 密(1980—), 男, 吉林公主岭人, 教授, 博士, 博导, 主要从事重大工程抗震领域研究(E-mail: zhaomi@bjut.edu.cn);

许成顺(1977—), 女, 黑龙江人, 教授, 博士, 博导, 主要从事土动力学与岩土地震工程(E-mail: xuchengshun@bjut.edu.cn);

路德春(1977—), 男, 黑龙江兰西人, 教授, 博士, 博导, 主要从事土动力学与岩土地震工程领域的研究(E-mail: dechun@bjut.edu.cn).

order to clarify this issue, based on the direct analysis model, the seismic analysis method for the soil-structure interaction of underlying rigid rock base soil condition was developed in this study. The results indicate that, in a typical engineering experience scale, omitting the free field effect at truncation boundaries would not obtain reasonable calculation results.

**Key words:** soil-structure interaction; underlying rigid rock base; seismic response; seismic input; free field effect

土-结构动力相互作用效应对高坝、核电站、高层建筑和地下工程等结构的地震反应具有重要影响,在对这些类型的结构进行抗震安全分析时,需要考虑这种影响。土-结构动力相互作用问题的求解方法主要有子结构法和直接法<sup>[1-3]</sup>。子结构法将广义结构与地基分开处理,可以采用各自适合的方法进行分析,然后进行耦合求解,计算量相对较小,并能较好地模拟无限地基的能量辐射影响。频域子结构法通常需满足线性系统的假定,难以考虑到材料、接触非线性效应等近场域的复杂情况,并且远场地基阻抗力的求解也较为复杂,通常采用的是全局耦联的边界条件。时域子结构法能较好地考虑近场域的材料、接触等非线性效应问题,但无限域效应的时域卷积积分问题为求解带来了麻烦,通常采用近似的处理方法<sup>[4-5]</sup>。直接法<sup>[3]</sup>将场地地基土、基础与结构各个部分看作一个整体,通常采用有限元法进行求解,可以较完整、准确地考虑系统内的非均匀、非线性、不规则地形特点以及界面间的接触非线性等因素,此时,模拟远场无限域能量辐射效应是采用解耦的局部人工边界条件,该方法对于求解大型复杂的近场非线性波动问题具有优势。

直接法分析土-结构体系的地震反应时,首先需要处理两个关键问题:地震动的输入方式以及无限地基的能量辐射效应的模拟方法。后者的解决方式是通过引入局部人工边界条件来模拟这种辐射效应,目前应用较为广泛的人工边界条件有透射边界<sup>[6]</sup>、粘性边界<sup>[7]</sup>及粘弹性边界<sup>[8-12]</sup>等。地震动输入问题则较为复杂,针对不同特点的场地需采取不同的地震动输入方式。将场地看作开放的半无限空间时,地震动能量由下部基岩向上传播至地表后,又反射回下部基岩,这是一种波在介质中传播的波动效应,一般应该应用波动理论,将输入地震动转化为直接作用于边界上的等效荷载,来实现地震动的波动输入<sup>[3]</sup>。目前,针对此类分析模型的理论方法研究已取得较多成果。Joyner 和 Chen<sup>[13]</sup>将入射运动转化为作用于人工边界上的等效荷载的方法实

现了波动输入问题。Liu 等<sup>[9]</sup>通过将地震动荷载转化为作用于粘弹性边界上的等效荷载,实现了模拟半无限空间中任意角度入射的地震行波输入。杜修力<sup>[11]</sup>等采用波场分解方法实现了人工边界处的地震动输入确定。黄景琦等<sup>[14]</sup>在显式有限元法结合粘弹性人工边界的时域波动方法的基础上,建立了三维平面 SV 波斜入射的输入方法,并基于所建立的斜入射方法研究了地震波斜入射对地铁车站地震响应的影响。

当场地为下卧刚性基岩条件时,地震动能量由基岩向上传递到上覆土层中后,地震波将在土层中来回反射形成驻波,这样能量在竖向为非开放,应视为一个振动问题。同时,由于地震引起的结构振动能量会沿土层向无限远处辐射,这一问题实际上又存在一个水平开放空间的波动问题。对于这种情况,目前许多研究工作采用类似分析刚性基础上结构地震反应的方法,将场地模型底边界进行固定,水平方向取远离结构一定长度进行截断,然后将侧边界处理为自由<sup>[15-16]</sup>、固定<sup>[17-19]</sup>或粘性、粘弹性<sup>[20-25]</sup>等,并直接将基岩的加速度施加在截断区域内的上覆土体及结构上,而对侧边界处的自由场运动不作考虑。从理论分析角度来看,设置自由边界以及固定边界的处理方式均无法模拟能量通过水平侧边界向无限域逸散的效果,而设置粘性边界、粘弹性边界等人工边界条件的处理方式考虑了能量逸散,但是若没有考虑侧边界处的自由场运动效应时,这种处理方式同样是近似的。目前关于半无限空间场地模型的地震动输入方式有许多研究成果<sup>[9,26]</sup>,但对于下卧基岩条件场地模型中截断边界处理中忽略自由场运动效应的问题并未引起重视,也缺少误差评价分析,从而使得许多研究和工程技术人员对这一问题没有正确的认识,仍在使用这一错误的方法。为澄清这一问题,本文基于土-结构体系(能量开放系统模型)地震反应的分析方法,严格推导了下卧刚性基岩条件下土-结体系(能量半开放-半封闭系统模型)地震反应的正确分析方法;

通过分析不同边界处理方式以及不同宽度的模型,给出了下卧刚性基岩条件下土-结构动力相互作用问题中设置合理边界条件形式以及地震动输入方式的一些建议,并指出在通常的工程经验尺度内忽略自由场效应影响是得不到正确的计算结果的。

## 1 下卧刚性基岩条件下土-结构体系地震反应分析方法

下卧刚性基岩条件下场地土-结构体系地震反应分析模型见图1所示。刚性基岩上的场地可划分为含有结构和不均匀、不规则局部场地的近场域和半无限条状的远场域两部分。前者可以有材料、接触等非线性效应影响;后者通常是线性反应区域,可以是层状介质。近场域采用有限单元方法进行模拟。包含近场域的有限域模型节点(由 I 表示)和人工边界处节点(由 B 表示)的有限元方程<sup>[3]</sup>可表示为下式:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_I & 0 \\ 0 & \mathbf{M}_B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{U}}_I \\ \dot{\mathbf{U}}_B \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_I & \mathbf{C}_{IB} \\ \mathbf{C}_{BI} & \mathbf{C}_B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{U}}_I \\ \dot{\mathbf{U}}_B \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_I & \mathbf{K}_{IB} \\ \mathbf{K}_{BI} & \mathbf{K}_B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U}_I \\ \mathbf{U}_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{F}_B \end{Bmatrix} \quad (1)$$

式中:  $\mathbf{M}_I$  和  $\mathbf{M}_B$  分别为采用集中质量模型时与结构体系的内部节点自由度和边界节点自由度对应的质量矩阵的分块子矩阵;  $\mathbf{C}_I$ 、 $\mathbf{C}_{IB}$ 、 $\mathbf{C}_{BI}$  和  $\mathbf{C}_B$  为相应的土-结构体系阻尼矩阵的分块子矩阵;  $\mathbf{K}_I$ 、 $\mathbf{K}_{IB}$ 、 $\mathbf{K}_{BI}$  和  $\mathbf{K}_B$  为相应的土-结构体系刚度矩阵的分块子矩阵;  $\mathbf{U}$ 、 $\dot{\mathbf{U}}$  及  $\ddot{\mathbf{U}}$  为节点绝对位移、速度和加速度;  $\mathbf{F}_B$  为无限域远场施加在人工截断边界处的作用力。

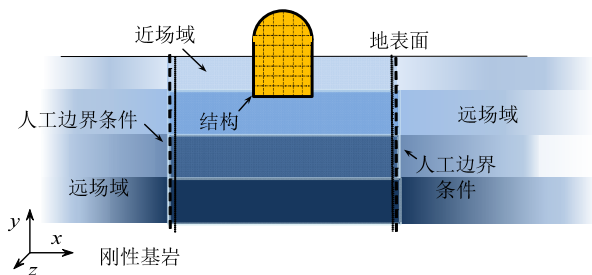


图1 下卧刚性基岩场地条件土-结构相互作用分析模型  
Fig.1 Soil-structure interaction analysis model of underlying rigid rock base soil condition

粘弹性边界是一种局部应力型人工边界条件,是由粘性边界(Lysmer-Kuhlemeyer 边界)发展而来,其不仅具有粘性边界良好的吸收散射波能量的能力,而且比粘性边界具有更好的稳定性。同时还具

有相对容易实现、计算效率高等优点,因此得到了较为广泛的应用。

粘弹性边界一般形式可写为:

$$\mathbf{f}_{li} = -\mathbf{A}(k_{li}\mathbf{u}_{li} + c_{li}\dot{\mathbf{u}}_{li}) \quad (2)$$

二维粘弹性人工边界等效物理系统的弹簧系数  $k$  和阻尼系数  $c$  分别为: 切向边界  $k_T = \alpha_T \frac{G}{R}$ ,

$c_T = \rho c_s$ , 法向边界  $k_N = \alpha_N \frac{G}{R}$ ,  $c_N = \rho c_p$ 。本文参考文献[3]取值  $\alpha_T = 1.5$ ,  $\alpha_N = 2$ ,  $R = B/2$ 。

将式(1)中的绝对位移、速度及加速度分解为基岩运动以及相对基岩的运动两部分,即  $\mathbf{U} = \bar{\mathbf{U}} + \mathbf{U}_g$ , 代入式(1)可得边界节点  $l$  (不含土-基岩界面)的运动方程为:

$$m_l(\ddot{\bar{\mathbf{u}}}_{li} + \ddot{\mathbf{u}}_{li}^g) + \sum_n \sum_j c_{linj}(\dot{\bar{\mathbf{u}}}_{li} + \dot{\mathbf{u}}_{li}^g) + \sum_n \sum_j k_{linj}(\bar{\mathbf{u}}_{li} + \mathbf{u}_{li}^g) = \mathbf{f}_{li}^B \quad (3)$$

式中:  $\bar{\mathbf{u}}_{li}$ 、 $\dot{\bar{\mathbf{u}}}_{li}$  以及  $\ddot{\bar{\mathbf{u}}}_{li}$  为  $l$  节点  $i$  方向相对于基岩的位移、速度及加速度部分;  $\mathbf{f}_{li}^B$  为自由场反应时远场域对近场域在人工边界处的作用力。

引入粘弹性边界并合并刚度与阻尼系数,由于结构弹性力仅与结构相对变形有关,式(3)可进一步写为:

$$m_l \ddot{\bar{\mathbf{u}}}_{li} + \sum_n \sum_j (c_{linj} + \delta_{ln} \delta_{ij} A_l c_{li}) \dot{\bar{\mathbf{u}}}_{li} + \sum_n \sum_j (k_{linj} + \delta_{ln} \delta_{ij} A_l k_{li}) \bar{\mathbf{u}}_{li} = -m_l \ddot{\mathbf{u}}_{li}^g + \mathbf{f}_{li}^f + \mathbf{f}_{li}^b \quad (4)$$

式中:  $k_{li}$ 、 $c_{li}$  分别是粘弹性边界的弹簧刚度以及阻尼器阻尼系数;  $m_l \ddot{\bar{\mathbf{u}}}_{li}^g$  项为施加在  $l$  节点  $i$  方向上的惯性力;  $\mathbf{f}_{li}^B = \mathbf{f}_{li}^f + \mathbf{f}_{li}^b$ , 其中  $\mathbf{f}_{li}^b = A_l(c_{li}\dot{\mathbf{u}}_{li}^f + k_{li}\mathbf{u}_{li}^f)$ , 为边界节点运动时由于粘弹性边界效应所引起的作用反力,  $\mathbf{u}_{li}^f$  及  $\dot{\mathbf{u}}_{li}^f$  为自由场动力反应;  $\mathbf{f}_{li}^f$  为反映自由场边界效应的等效节点力。式(4)写成矩阵形式为:

$$\mathbf{M}_B \ddot{\bar{\mathbf{U}}}_B + (\mathbf{C}_B + \mathbf{C}'_B) \dot{\bar{\mathbf{U}}}_B + (\mathbf{K}_B + \mathbf{K}'_B) \bar{\mathbf{U}}_B = -\mathbf{M}_B \ddot{\mathbf{U}}_B^g + \mathbf{F}_B^f + \mathbf{F}_B^b \quad (5)$$

式中:  $\mathbf{K}'_B$ 、 $\mathbf{C}'_B$  分别为与粘弹性边界对应的弹簧刚度及阻尼矩阵。由于土体与基岩接触面边界处的相对位移、速度及加速度为零,将  $\mathbf{U} = \bar{\mathbf{U}} + \mathbf{U}_g$  代入式(1)中可得由各节点质量和  $\mathbf{U}_g$  表述的惯性力作用荷载,得到式(6),此时有限元运动方程的待求未知量为  $\bar{\mathbf{U}}$ 、 $\dot{\bar{\mathbf{U}}}$  以及  $\ddot{\bar{\mathbf{U}}}$ 。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_I & 0 \\ 0 & \mathbf{M}_B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{U}}_I \\ \ddot{\mathbf{U}}_B \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_I & \mathbf{C}_{IB} \\ \mathbf{C}_{BI} & \mathbf{C}_B + \mathbf{C}'_B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{U}}_I \\ \dot{\mathbf{U}}_B \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_I & \mathbf{K}_{IB} \\ \mathbf{K}_{BI} & \mathbf{K}_B + \mathbf{K}'_B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{U}_I \\ \mathbf{U}_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\mathbf{M}_I \ddot{\mathbf{U}}_I^g \\ -\mathbf{M}_B \ddot{\mathbf{U}}_B^g + \mathbf{F}_B^f + \mathbf{F}_B^b \end{Bmatrix} \quad (6)$$

下卧刚性基岩条件的土-结构相互作用问题边界条件及动力输入方式可分为一个振动问题与一个波导问题两个部分进行考虑：当上覆土层随着基岩一起运动时，自由场反应可视为一个振动问题，此时近场域在边界处受到远场域的自由场运动反力  $F_B^f$ ，同时应考虑设置人工边界条件后边界运动引起的应力  $F_B^b$ ；场地中存在结构时，结构振动引起的散射波向远场域逸散是一个波导问题，此时散射波传播至边界处被人工边界条件所吸收以描述散射波透过边界向外逸散。

因此该问题正确的边界条件设置及动力输入为：在土体水平侧边界节点处设置弹簧阻尼器，底部边界固定；在除底部边界以外的所有有限元节点

上施加基岩加速度等效的惯性力，侧边界节点处施加自由场作用反力  $F_B^f$  及近场域克服人工边界约束运动而产生的作用反力  $F_B^b$ ，本文将  $F_B^f + F_B^b$  称为边界节点自由场等效荷载，许多文献在进行地震动输入时忽略的也就是这一部分荷载。第 2 节将介绍有限元模型边界处  $F_B^f$  及  $F_B^b$  的求解方法。

## 2 人工边界处的 $F_B^f$ 及 $F_B^b$ 求解方法

将自由场等效成为一维土柱模型，建立一维土柱有限元模型，得到各有限元节点的动力时程反应，然后通过各点的动力反应求得二(三)维土-结构相互作用模型所需的边界节点自由场等效荷载。

表 1 给出了三种刚性基岩运动形式单独作用时均匀介质情况二维模型的边界节点自由场等效荷载计算结果。 $dy$  表示一维有限元单元的尺寸， $\rho$  表示质量密度， $G$  表示剪切模量、 $\lambda$  表示拉压模量， $A$  表示计算节点影响二维或三维模型的区域面积。

表 1 节点等效荷载计算

Table 1 Equivalent nodal force calculation

基岩地震动 $\ddot{U}_g(t)$	平面外水平运动	平面内水平运动	竖直运动
一维有限元模型计算自由场位移 $U$ 速度 $\dot{U}$ 及加速度 $\ddot{U}$			
自由场地震反应			
利用有限单元计算应力			
边界节点应力状态			
左边界	$f^b$ $f_{z(i)}^b = A(k_b u_z^j + c_b \dot{u}_z^j)$	$f_{x(i)}^b = A(k_b u_x^j + c_b \dot{u}_x^j)$	$f_{y(i)}^b = A(k_b u_y^j + c_b \dot{u}_y^j)$
右边界	$f^f$ 0	$f_{y(j)}^f = -A\tau_{xy} = -A \left[ \frac{G}{dy} (u_x^i - u_x^j) + \frac{1}{2} \rho dy \ddot{u}_x^j \right]$	$f_{x(j)}^f = -A\sigma_x = -A \left[ \frac{\lambda + 2G}{dy} (u_y^i - u_y^j) + \frac{1}{2} \rho dy \ddot{u}_y^j \right]$
等效荷载	左边界 $f^b$ $f_{z(i)}^b = A(k_b u_z^j + c_b \dot{u}_z^j)$	左边界 $f_{x(i)}^b = A(k_b u_x^j + c_b \dot{u}_x^j)$	左边界 $f_{y(i)}^b = A(k_b u_y^j + c_b \dot{u}_y^j)$
	右边界 $f^f$ 0	右边界 $f_{y(j)}^f = A\tau_{xy} = A \left[ \frac{G}{dy} (u_x^i - u_x^j) + \frac{1}{2} \rho dy \ddot{u}_x^j \right]$	右边界 $f_{x(j)}^f = A\sigma_x = A \left[ \frac{\lambda + 2G}{dy} (u_y^i - u_y^j) + \frac{1}{2} \rho dy \ddot{u}_y^j \right]$

对于考虑人工边界处节点等效荷载的振动分析方法，本文采用 ABAQUS 有限元分析软件及 MATLAB 编程对其进行实现，计算流程见图 2。若

需要考虑成层场地或场地非线性问题时，自由场反应及自由场应力也可基于商用有限元分析软件或一维土层分析软件平台直接进行求解。

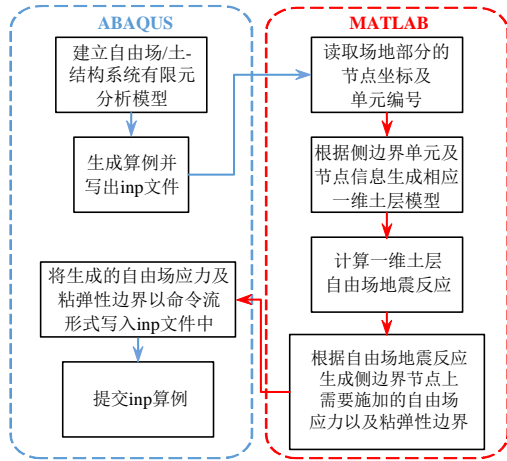


图2 计算流程图

Fig.2 The schematic flow-chart

### 3 数值算例及分析

#### 3.1 自由场反应分析

如第2节所述,下卧刚性基岩的均匀或水平层状介质场地自由场地震反应可以采用一维模型进行分析。本文为说明人工边界条件和地震动输入模式的影响,在这里以此问题为例,应用二维有限元模型来进行求解,并对比两侧边界考虑或不考虑边界节点自由场等效荷载时的自由场反应结果。基岩输入狄拉克脉冲加速度时程,按平面内运动问题假设基岩运动模式为水平运动,总持时4 s,脉冲波峰持时0.5 s,采样时步 $dt=0.001$  s,波峰幅值为0.01 m,脉冲位移及加速度时程如图3所示。土层深度为50 m,质量密度为 $2000 \text{ kg/m}^3$ ,材料考虑为线弹性,不考虑材料阻尼,剪切模量为80 MPa,泊松比为0.25。一维模型采用两节点线性单元,单元长度为1 m;二维模型中,采用四节点平面应变单元,划分正方形网格,网格边长为1 m,单元尺寸满足波长要求,水平两侧边界采用粘弹性边界,底部为固定边界,顶部自由,对所有节点施加反向惯性力。

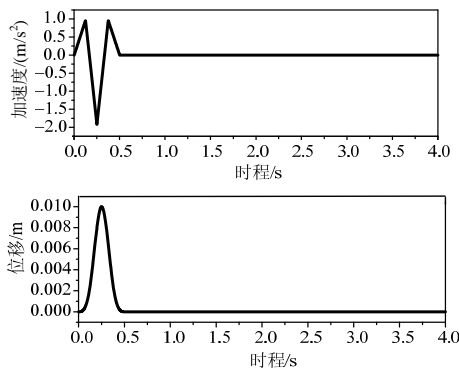
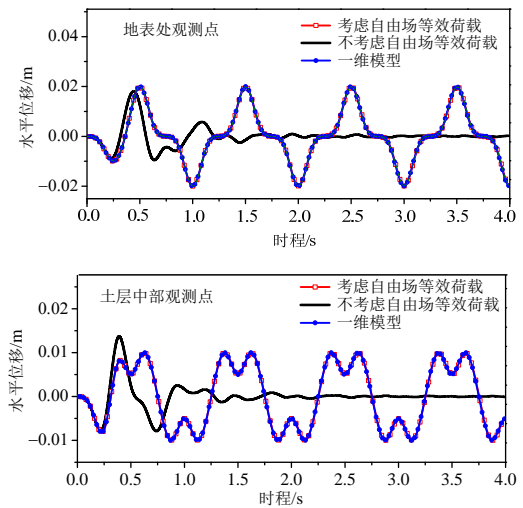


图3 狄拉克脉冲位移及加速度时程

Fig.3 Displacement and acceleration process of Dirac pulse

二维有限元计算模型的宽度 $B$ 取100 m~1200 m之间的7种尺寸,进行考虑或不考虑边界节点自由场等效荷载时自由场反应分析。取模型中心处的顶部节点及土层中部节点两处作为观测点,并采用一维土柱模型的自由场反应作为精确解。本文所有结果均取观测点的 $x$ 方向位移时程进行分析。

首先取自由场模型宽度 $B=100$  m时的结果进行比较,计算结果如图4所示。施加粘弹性边界并考虑边界节点自由场等效荷载的二维模型与一维模型以及远置边界模型动力响应完全吻合,说明获得了较精确的自由场反应。宽度 $B=100$  m时只加粘弹性边界而未考虑自由场等效荷载的模型没有得到正确的自由场反应。

图4  $B=100$  m自由场结果对比Fig.4 Result comparison of  $B=100$  m free-field model

由于场地的振动特性,采用单一峰值大小评价反应的误差大小有一定的局限性,本文为定量地评价不同方式计算的地震反应过程的误差,定义了一种累积平均误差的评价方法。将第 $j$ 个观测点的计算结果时程 $U_j(t_i)$ 与精确解时程 $\bar{U}_j(t_i)$ 作差,得到“误差”时程,然后将得到的“误差”时程绝对值进行累加,并除以计算总时步数 $n$ ,得到“累积误差”平均值,再除以精确解时程绝对值的最大值,得到“累积误差”平均值的相对值 $R_j$ 。

$$R_j = \frac{\sum_{i=1}^n |U(t_i) - \bar{U}(t_i)|}{n |\bar{U}(t)|_{\max}} \quad (7)$$

取所有观测点的累积平均误差值进行平均,

$$R = \frac{\sum_{j=1}^N R_j}{N}, \quad N \text{ 为观测点数目。}$$

图5所示为 $B$ 分别取100 m、200 m、400 m、600 m、800 m、1000 m和1200 m时二维有限元模型自由场反应的累积误差曲线。由图可知,考虑边界节点自由场等效荷载时的自由场模型的计算结果 $R$ 均接近于0,表明即使取较小的 $B$ 也可得到较为准确的自由场反应,而不考虑边界节点自由场等效荷载时计算的总平均累积误差即使 $B$ 取到1000 m时仍超过了10%。

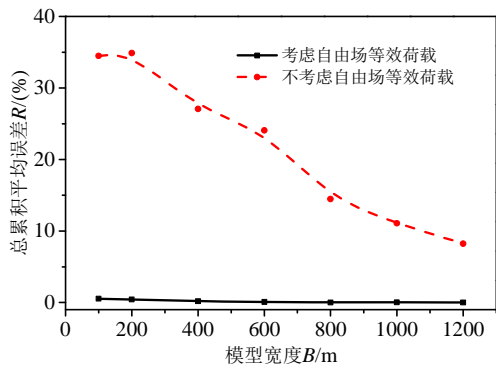


图5 不同宽度自由场模型 $R$ 值比较

Fig.5  $R$  comparison of free-field models with different width

自由场分析表明考虑边界节点自由场等效荷载的地震动输入方法是有效的,不考虑边界节点自由场等效荷载的计算结果即使取较大的计算区域也存在较大的误差。

### 3.2 土-结构系统不同场地宽度模型的影响分析

一个箱型混凝土地下结构建造于土层中,土层深度为 $H$ ,质量密度为 $2000 \text{ kg/m}^3$ ,剪切模量为 $80 \text{ MPa}$ ,泊松比为 $0.25$ 。结构宽 $L=12 \text{ m}$ ,高 $h=10 \text{ m}$ ,壁厚 $1 \text{ m}$ ,上表面距离地表 $5 \text{ m}$ 。混凝土的质量密度为 $2450 \text{ kg/m}^3$ ,剪切模量为 $1.568 \text{ GPa}$ ,泊松比为 $0.25$ 。土体及结构的材料均考虑线弹性,不考虑材料阻尼。地下结构的土-结构相互作用二维有限元模型如图6所示。采用Loma Prieta地震动加速度时程作为地震动输入,加速度时程如图7所示。动力分析时长为 $15 \text{ s}$ ,时间步长为 $0.0025 \text{ s}$ 。

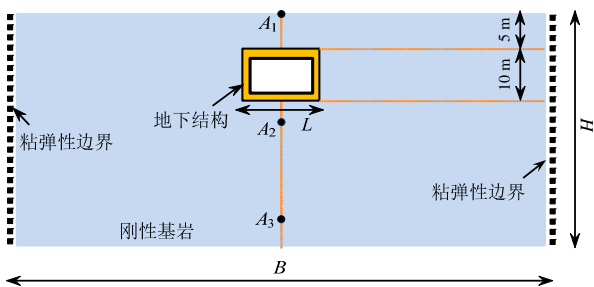


图6 土-结构相互作用二维模型

Fig.6 2-D soil-structure interaction model

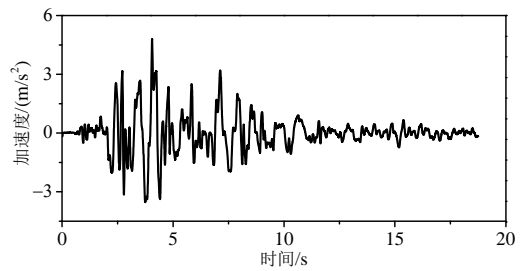
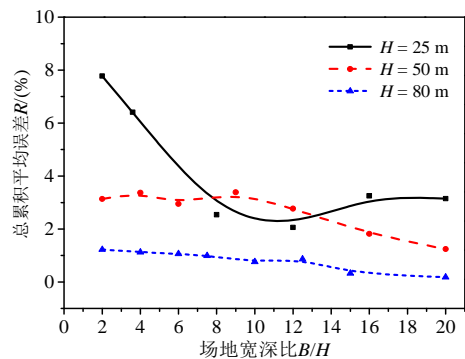


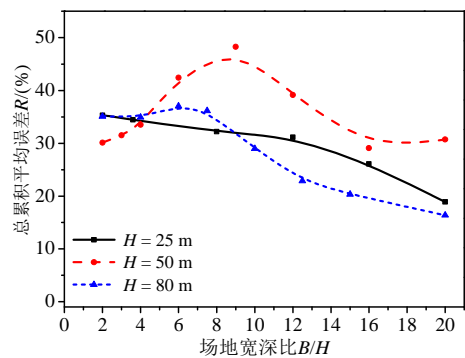
图7 Loma Prieta地震动加速度时程

Fig.7 Acceleration process of Loma Prieta earthquake motion

为了考察计算模型宽度对土-结相互作用系统地震反应的影响,针对 $H=25 \text{ m}$ 、 $50 \text{ m}$ 、 $80 \text{ m}$ 三种土层深度情况,取 $B/H=2 \sim 20$ 进行了计算。 $A_1$ 、 $A_2$ 、 $A_3$ 为三个不同的观测点,足够宽的计算模型其侧边界在分析时程内将不会对模型中部的动力反应产生影响,故取 $B=8000 \text{ m}$ 计算模型中上述三个观测点的动力反应作为精确解。图8为计算得到的总的累计平均误差。



(a) 考虑自由场等效荷载工况



(b) 不考虑自由场等效荷载工况

图8 不同 $B/H$ 模型 $R$ 值比较

Fig.8  $R$  comparison of models with different  $B/H$

由图8可知,考虑边界节点自由场等效荷载情况, $B/H$ 取2时,总累积平均误差也控制在10%范围内;不考虑边界节点自由场等效荷载情况, $B/H$ 即使取到20,总累积平均误差也超过了10%。

工程中常用结构的最大宽度来确定分析模型

的计算区域宽度,一般取  $B = 3L \sim 5L$ 。图 9 所示为本文取  $B/L = 1.5 \sim 100$  计算总累积平均误差  $B/L$  情况。由图可知,当考虑边界节点自由场等效荷载模型时,  $B/L$  在最小值 1.5 时总累积平均误差也在 10% 以内; 当不考虑边界节点自由场等效荷载时,  $B/L$  即使达到 50, 总累积平均误差也未达到 10% 以内。

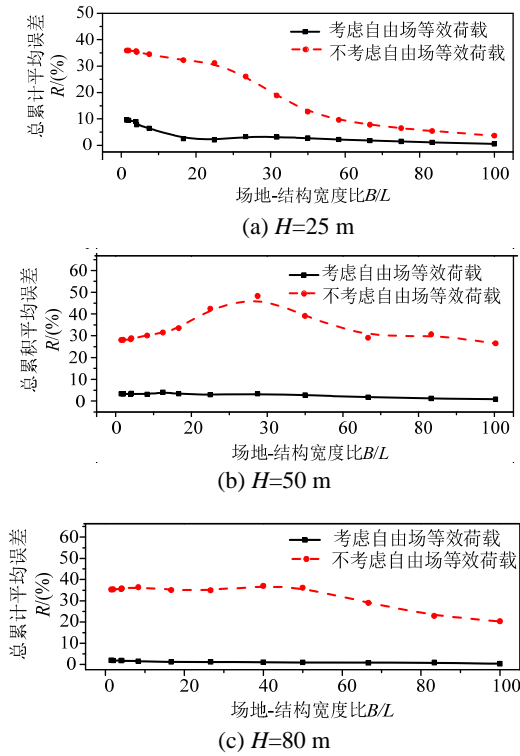


图 9  $R$  值随  $B/L$  的变化

Fig.9  $R$  variation with different  $B/L$

综合图 8、图 9 可知,考虑边界节点自由场等效荷载后,  $B/L \geq 1.5$  时一般可认为满足工程计算精度,而不考虑边界节点自由场等效荷载时,总累积平均误差在很大范围内均不平稳。实际上,按工程上通常的取  $B = 3L \sim 5L$  的方式,而不考虑边界节点自由场等效荷载时,可认为这种计算模型是得不到合理的结果的。

## 4 结论

针对下卧刚性基岩场地条件的土-结构动力相互作用问题,严格推导了地震作用下的人工边界处理和地震动输入方法。算例分析表明,以往多数研究和工程技术人员采用的忽略自由场效应影响的边界处理方式和地震动输入模式是不合理的,即使较大的增加计算区域,也难以获得可信的结果。正确的做法是:在人工截断边界处不仅要设置考虑能量辐射效应的人工边界条件,还必须将自由场反应

以力边界条件施加在截断边界上。

## 参考文献:

- [1] Wolf J P. Dynamic soil-structure interaction [M]. Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall, 1985: 9—10.
- [2] Wolf J P. Soil-structure-interaction analysis in time domain [M]. Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall, 1988: 4—7.
- [3] 杜修力. 工程波动理论与方法[M]. 北京: 科学出版社, 2009: 134—141.  
Du Xiuli. Theories and methods of wave motion for engineering [M]. Beijing: Science Press, 2009: 134—141. (in Chinese)
- [4] Tan H C, Chopra A K. Dam-foundation rock interaction effects in frequency-response function of arch dams [J]. Earthquake Engineering and Structure Dynamics, 1995, 24(11): 1475—1489.
- [5] Zhang C, Jin F, Pekau O A. Time domain procedure of FE-BE-IBE coupling for seismic interaction of arch dams and canyons [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1995, 24(12): 1651—1666.
- [6] Liao Z P, Wong H L. A transmitting boundary for the numerical simulation of elastic wave propagation [J]. International Journal of Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 1984, 3(4): 174—183.
- [7] Lysmer J, Kuhlemeyer R L. Finite dynamic model for infinite media [J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 1969, 95(1): 759—877.
- [8] Deeks A J, Randolph M F. Axisymmetric time-domain transmitting boundaries [J]. Journal of Engineering Mechanics, 1994, 120(1): 25—42.
- [9] Liu Jingbo, Lu Yandong. A direct method for analysis of dynamic soil-structure interaction based on interface idea [M]// Zhang C H, Wolf J P, et al. Dynamic Soil-Structure Interaction-Current Research in China and Switzerland. Beijing: International Academic Publishers, 1997: 258—273.
- [10] 刘晶波, 王振宇, 杜修力, 杜义欣. 波动问题中的三维时域粘弹性人工边界[J]. 工程力学, 2005, 22(6): 46—51.  
Liu Jingbo, Wang Zhenyu, Du Xiuli, Du Yixin. Three-dimensional visco-elastic artificial boundaries in time domain for wave motion problems [J]. Engineering Mechanics, 2005, 22(6): 46—51. (in Chinese)
- [11] 杜修力. 局部解耦的时域波分析方法[J]. 世界地震工程. 2000, 16(3): 22—26.  
Du Xiuli. A partially decoupling analytical method for wave propagation problems in time domain [J]. World Information on Earthquake Engineering, 2000, 16(3): 22—26. (in Chinese)
- [12] 杜修力, 赵密, 王进廷. 近场波动模拟的人工应力边界条件[J]. 力学学报, 2006, 38(1): 49—56.  
Du Xiuli, Zhao Mi, Wang Jinting. A stress artificial

- boundary in FEA for near-field wave problem [J]. Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 2006, 38(1): 49–56. (in Chinese)
- [13] Joyner W B, Chen A T F. Calculation of nonlinear ground response in earthquakes [J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1975, 65(5): 315–1336.
- [14] 黄景琦, 杜修力, 田志敏, 金浏, 赵密. 斜入射 SV 波对地铁车站地震响应的影响[J]. 工程力学, 2014, 31(9): 81–88.  
Huang Jingqi, Du Xiuli, Tian Zhimin, Jin Liu, Zhao Mi. Effect of the oblique incidence of seismic SV waves on the seismic response of subway station structure [J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(9): 81–88. (in Chinese)
- [15] Parra-Montesinos G J, Bobet A, Ramirez J A. Evaluation of soil-structure interaction and structural collapse in Daikai subway station during Kobe earthquake [J]. ACI Structural Journal, 2006, 103(1): 113–122.
- [16] 庄海洋, 程绍革, 陈国兴. 阪神地震中大开地铁车站震害机制数值仿真分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(1): 245–250.  
Zhuang Haiyang, Cheng Shaoge, Chen Guoxing. Numerical simulation and analysis of earthquake damages of Dakai metro station caused by Kobe earthquake [J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(1): 245–250. (in Chinese)
- [17] Rui C G, Gouveia F, Torcato D, et al. Seismic response of shallow circular tunnels in two-layered ground [J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2015, 75: 37–43.
- [18] Torabi H, Rayhani M T. Three dimensional Finite Element modeling of seismic soil-structure interaction in soft soil [J]. Computers & Geotechnics, 2014, 60(1): 9–19.
- [19] 袁勇, 禹海涛, 陈之毅. 软土浅埋框架结构抗震计算方法评价[J]. 振动与冲击, 2009, 28(8): 50–56.  
Yuan Yong, Yu Haitao, Chen Zhiyi. Evaluation of seismic calculation methods for shallow-buried frame structures in soft soil [J]. Journal of Vibration and Shock, 2009, 28(8): 50–56. (in Chinese)
- [20] Amorosi A, Boldini D. Numerical modelling of the transverse dynamic behavior of circular tunnels in clayey soils [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2009, 29(6): 1059–1072.
- [21] Hatzigeorgiou G D, Beskos D E. Soil-structure interaction effects on seismic inelastic analysis of 3-D tunnels [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2010, 30(9): 851–861.
- [22] Nakamura N. Nonlinear response analyses of a soil-structure interaction system using transformed energy transmitting boundary in the time domain [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2009, 29(5): 799–808.
- [23] Li Mengke, Lu Xiao, Lu Xinzheng, Ye Lieping. Influence of soil-structure interaction on seismic collapse resistance of super-tall buildings [J]. Journal of Rock Mechanics & Geotechnical Engineering, 2014, 6(5): 477–485.
- [24] Asheghabadi M S, Matinmanesh H. Finite element seismic analysis of cylindrical tunnel in sandy soils with consideration of soil-tunnel interaction [J]. Procedia Engineering, 2011, 14(1): 3162–3169.
- [25] 林利民, 陈健云. 软土中浅埋地铁车站结构的抗震性能分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2006, 26(3): 268–273.  
Lin Limin, Chen Jianyun. Analysis of earthquake-resistant capacity of shallow-buried subway station structures in soft soil [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2006, 26(3): 268–273. (in Chinese)
- [26] Itasca Consulting Group, Inc. FLAC (fast lagrangian analysis of continua) user manuals, version 5.0 [R]. Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc., 2005.