

# 近场波动对钢筋混凝土框架结构地震响应的影响

彭丽<sup>1,2</sup>, 高智能<sup>1,2</sup>, 凌远辉<sup>1,2</sup>, 左志成<sup>1,2</sup>, 谷音<sup>3,4</sup>

- (1. 江西理工大学 土木与测绘工程学院, 江西 赣州 341000;  
2. 江西省环境岩土与工程灾害控制重点实验室, 江西 赣州 341000;  
3. 福州大学 土木工程学院, 福建 福州 350108;  
4. 福建省土木工程多灾害防治重点实验室, 福建 福州 350108)

**摘要:** 采用一维化时域方法将地震波动转化为等效节点荷载, 通过三维黏弹性人工边界单元模拟远场地基辐射阻尼, 建立基于刚性地基假定和考虑近场波动的三维钢筋混凝土框架结构有限元模型, 对比内力和位移动力时程响应。研究表明: 考虑近场波动使钢筋混凝土框架结构自振周期变长; 与刚性地基假定相比, 在观测点处, 梁端弯矩幅值增大, 轴力幅值减小, 剪力幅值改变; 柱端弯矩幅值减小, 轴力幅值增大, 剪力幅值也存在差异; 顶点位移和层间位移均衰减。

**关键词:** 钢筋混凝土框架结构; 近场波动; 一维化时域方法; 地震波动输入; 地震响应规律

**中图分类号:** TU375.4; P315.9 **文献标志码:** A

**文章编号:** 2097-3853(2024)03-0225-08

## Impacts of near-field wave motion on seismic response of a reinforced concrete frame structure

PENG Li<sup>1,2</sup>, GAO Zhineng<sup>1,2</sup>, LING Yuanhui<sup>1,2</sup>, ZUO Zhicheng<sup>1,2</sup>, GU Yin<sup>3,4</sup>

- (1. School of Civil Engineering & Mapping Engineering, Jiangxi University of Science and Technology, Ganzhou 341000, China;  
2. Key Laboratory for Geo-Environmental Engineering and Engineering Disaster Governance of Jiangxi Province, Ganzhou 341000, China;  
3. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350108, China;  
4. Key Laboratory for Multi-disaster Prevention and Governance of Civil Engineering of Fujian Province, Fuzhou 350108, China)

**Abstract:** A one-dimensional time-domain method was used to convert seismic wave into equivalent nodal loads. The far-field foundation radiation damping was simulated by three-dimensional viscous-elastic artificial boundary elements. Two three-dimensional finite element models of reinforced concrete frame structures based on the assumption of rigid foundation and considering near-field fluctuations were established, and the internal force and displacement dynamic time-history response were compared. The research shows that considering near-field wave motion can prolong the natural vibration period of reinforced concrete frame structures; comparison with the assumption of a rigid foundation shows that at the observation point, the amplitude of the bending moment at the beam end increases, the amplitude of the axial force decreases, and the amplitude of the shear force changes; the amplitude of the bending moment at the column end decreases, the amplitude of the axial force increases, and there are also differences in the amplitude of the shear force; both the top point's displacement and the inter-story displacement attenuate.

**Keywords:** reinforced concrete frame structure; near-field wave motion; one-dimensional time domain method; seismic wave input; seismic response rule

建筑结构动力反应在本质上是波动问题, 包括封闭系统中的波动, 也包括在结构-地基组成的开放系统中的波动<sup>[1]</sup>。结构与地基间的相互

作用会影响建筑物的地震响应, 许多学者对此开展了理论分析、数值模拟和实验研究。在地上建筑方面, 李培振等<sup>[2]</sup>通过振动台实验研究了在软

收稿日期: 2023-12-08

基金项目: 国家自然科学基金项目(52068032)

第一作者简介: 彭丽(1997—), 女, 江西宜春人, 硕士研究生, 研究方向: 结构抗震。

通信作者: 高智能(1984—), 男, 福建大田人, 讲师, 博士, 研究方向: 结构抗震。

土地基上,结构-桩-土相互作用 (SSI) 对高层钢筋混凝土框架结构的振动影响。韩庆华等<sup>[3]</sup>采用黏弹性人工边界地震输入方法,在 ABAQUS 平台建立空间网架结构-土体相互作用模型,研究了结构加速度响应、相对位移和杆件内力的分布规律。尚守平等<sup>[4]</sup>鉴于《建筑抗震设计规范》关于土-结构相互作用折减系数考虑不周全的问题,用低频激振器对在刚性和土槽中柔性基础上的钢框架结构模型开展激振实验,研究上部结构刚度和振动加速度对自振周期的影响。邱振等<sup>[5]</sup>通过 ANSYS 平台建立高耸结构(北京奥林匹克塔)-桩筏基础-地基相互作用数值模型,开展地震时程分析研究。此外,岳庆霞、李梦珂和张昊等<sup>[6-8]</sup>采用简化弹簧模型模拟土体对结构的作用。在地下结构方面,许成顺等<sup>[9]</sup>通过在地铁车站结构模型两侧设置弹簧、在底部设置橡胶垫,模拟地震作用下的土-结构相互作用,开展静力推覆试验研究。陈少林等<sup>[10]</sup>采用修正 Davidenkov 模型模拟近场区域饱和土非线性,用线弹性饱和和多孔介质假定远场区域,上部结构采用 Newmark 隐式积分算法,实现了非线性饱和土-基础-结构相互作用数值模拟研究。为了进一步从近场波动理论角度研究土-结构相互作用问题,本文依据一维化时域算法<sup>[11-12]</sup>计算等效节点荷载,采用 ABAQUS 软件建立三维钢筋混凝土框架结构-地基整体有限元模型,并和传统刚性地基模型对比,得出近场地基对框架结构地震响应的影响程度,为以后框架结构抗震设计提供帮助。

## 1 建模过程

### 1.1 几何尺寸与材料参数

基于刚性地基假定,建立一个长宽高为  $40\text{ m} \times 12\text{ m} \times 14\text{ m}$  的三维钢筋混凝土框架结构有限元模型,如图 1 所示。纵向跨度为  $10\text{ m}$ ,共 4 跨,总长  $40\text{ m}$ ;横向跨度为  $6\text{ m}$ ,共 2 跨,总宽  $12\text{ m}$ ;第一层层高为  $6\text{ m}$ ,第二三层层高为  $4\text{ m}$ ,总高度  $14\text{ m}$ 。框架柱截面尺寸为  $500\text{ mm} \times 500\text{ mm}$ ,框架梁截面尺寸为  $600\text{ mm} \times 300\text{ mm}$ ,楼板厚度为  $120\text{ mm}$ 。混凝土强度等级为 C40,梁柱纵筋、箍筋分别采用 HRB400 和 HRB335。框架结构中混凝土选择 C3D8R 单元模拟,钢筋选择 T3D2 单元模拟,钢筋和混凝土之间相互作用采用内置区域。

为减小人工截取边界对结构地震响应的影

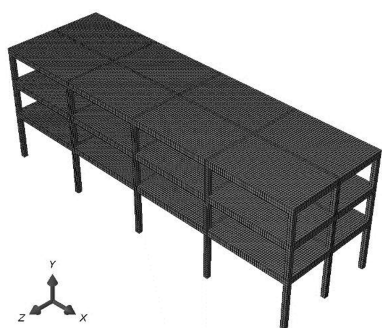


图 1 钢筋混凝土框架结构有限元模型

Fig.1 Finite element model of reinforced concrete (RC) frame structure

响,地基土沿长度方向  $X$  取  $200\text{ m}$ ,沿深度方向  $Y$  取  $50\text{ m}$ ,沿宽度方向  $Z$  取  $100\text{ m}$ ,土体采用 Mohr-Coulomb 本构模型,并划分成  $5\text{ m} \times 5\text{ m}$  的单元网格。地基土体和钢筋混凝土框架结构之间采用绑定约束,即对结构柱底面和土体表面绑定,建立考虑近场波动的三维钢筋混凝土整体模型,如图 2 所示。沿三维坐标的  $X$  方向,取钢筋混凝土结构整体模型纵向一榀框架作为研究对象,定义第一层框架梁为梁 1,第二层框架梁为梁 2,第三层框架梁为梁 3;梁最左端位置为  $0\text{ m}$ ,最右端位置为  $40\text{ m}$ ,中部位置为  $20\text{ m}$ ;该榀框架的最左端柱为柱 1,第二层柱顶点为  $D$ ,第三层柱顶点为  $A$ ;中间柱为柱 2,第三层柱顶点为  $B$ ;最右端柱为柱 3,第三层柱顶点为  $C$ ,如图 3 所示。

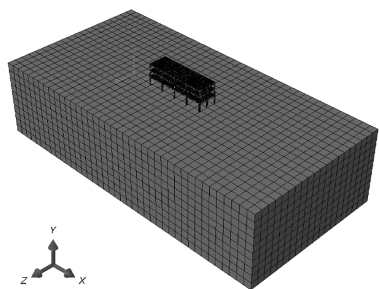


图 2 钢筋混凝土框架结构-地基整体有限元模型

Fig.2 Finite element model of reinforced concrete frame structure integrated with its foundation

### 1.2 地基土参数和人工边界条件

依据文献[13],取土体质量密度  $\rho = 1\,800\text{ kg/m}^3$ ,弹性模量  $E = 146\text{ MPa}$ ,泊松比  $\nu = 0.25$ ,剪切波速  $C_s = 180\text{ m/s}$ 。剪切模量  $G$  和纵波波速  $C_p$  可由公式(1)(2)求出。

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \mu)} \quad (1)$$

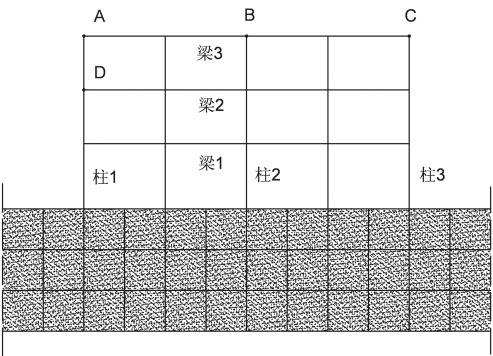


图 3 钢筋混凝土框架结构整体模型纵向一榀框架

Fig.3 A longitudinal frame of model of reinforced concrete frame structure integrated with its foundation

$$C_p = \sqrt{\frac{2(1-\mu)}{1-2\mu}} \cdot C_s \tag{2}$$

钢筋混凝土框架结构-地基整体有限元模型采用三维一致等效黏弹性人工边界单元<sup>[14]</sup>截取近场计算区域;在模型边界向外扩展一层与近场地基网格尺寸相同的单元,将单元外侧边界固定。由式(3)(4)可得等效黏弹性人工边界单元的等效弹性模量和等效阻尼比,计算结果如表 1。

$$\tilde{E} = \alpha_N \cdot h \cdot \frac{G}{R} \cdot \frac{(1+\tilde{\nu})(1-2\tilde{\nu})}{(1-\tilde{\nu})} \tag{3}$$

$$\tilde{\eta} = \frac{\rho R}{3G} \cdot \left( \frac{C_p}{\alpha_N} + 2 \frac{C_s}{\alpha_T} \right) \tag{4}$$

式中, $\tilde{E}$ 为等效弹性模量,Pa; $\tilde{\eta}$ 为等效阻尼比; $\alpha_N$ 和 $\alpha_T$ 分别为黏弹性人工边界法向和切向参数,参考文献[12]分别取值为 1.33 和 0.67; $G$ 为地基土剪切模量,Pa; $R$ 为波源至人工边界的距离,m;侧面、端部和底部 3 个部位等效参数计算时, $R$ 值分别为 50、100 和 50 m; $h$ 为等效边界单元厚度,m; $\tilde{\nu}$ 为等效泊松比, $\tilde{\nu} = (\alpha - 2)/2(\alpha - 1)$ , $\alpha$ 为黏弹性人工边界法向参数与切向参数的比值; $\alpha = \alpha_N/\alpha_T$ ; $\rho$ 为地基土密度,kg/m<sup>3</sup>。

表 1 三维一致黏弹性人工边界单元等效参数			
Tab.1 Equivalent parameters of three-dimensional uniform viscous-spring artificial boundary elements			
等效参数	侧面	端部	底部
等效弹性模量/MPa	7.754	3.877	7.754
等效阻尼比	0.397	0.793	0.397

1.3 地震波动输入方法

从太平洋地震研究中心选取日本阪神地震记录到的 Kobe 波,其时间步长为 0.01 s,记录时长为 40.96 s。图 4 绘出了 Kobe 波的位移和加速度时程曲线。

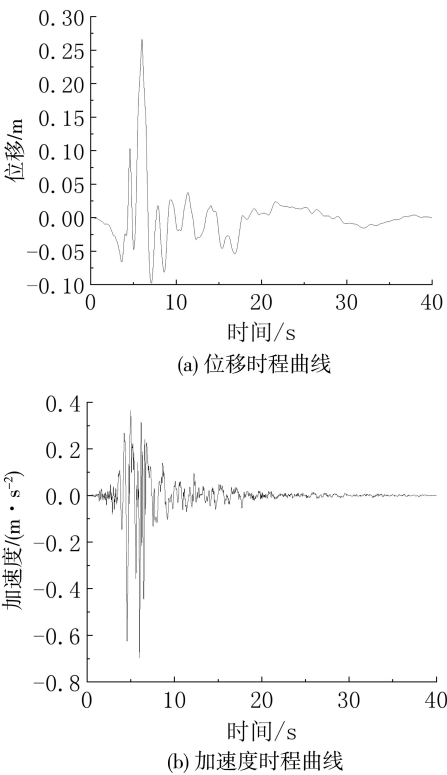


图 4 Kobe 波位移时程曲线和加速度时程曲线

Fig.4 Displacement and acceleration time-history curves of Kobe wave

基于自由波场一维化时域求解方法<sup>[11-12]</sup>,将 Kobe 波的位移时程通过 MATLAB 编程转化为人工边界节点上的等效荷载时程,按照 P 波形式输出。计算过程需满足式(5)的稳定性条件<sup>[11]</sup>。

$$\Delta t \leq \Delta y / C_p \tag{5}$$

式中, $\Delta t$ 为时间步长,取 0.001; $\Delta y$ 为沿  $y$  方向的有限元网格尺寸,m; $C_p$ 为 P 波在地基介质中的波速,m/s。已知  $\Delta y$  为 5 m, $C_p = 312$  m/s,经计算  $\Delta t = 0.001$ ,小于 0.016,满足稳定性条件。此外,为保证一维化时域算法的计算精度,有限元网格尺寸应满足式(6)所示的离散化准则<sup>[11]</sup>。

$$\Delta \leq (1/10 \sim 1/6) \cdot \lambda \tag{6}$$

式中, $\Delta$ 为有限元网格尺寸,m; $\lambda$ 为波长,m。

2 模态分析

由图 5 可知,两类框架结构模型第一阶模态均以结构水平摆动为主,第二阶均以结构纵向摆动为主。图 5(a)中第三阶模态以框架结构扭转

为主,图 5(b)中第三阶模态主要是土的变形。表 2 列出钢筋混凝土框架结构模型的前 5 阶自振频率及差异,从中可看出,考虑近场波动后框架结构的自振频率降低。

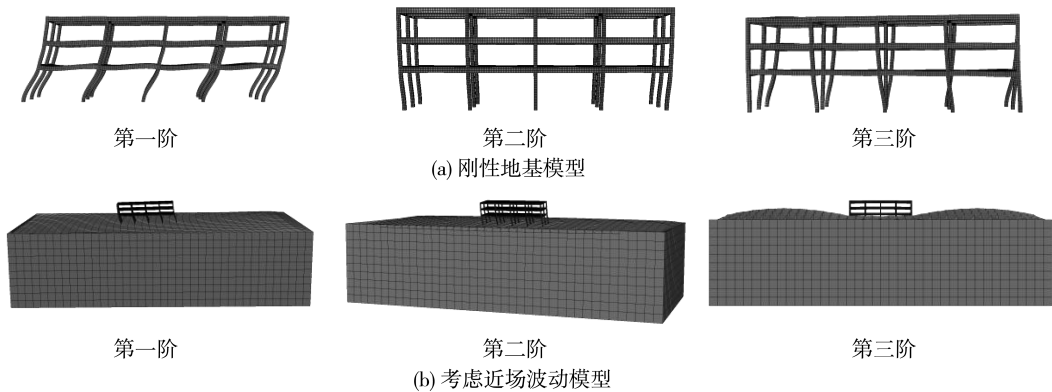


图 5 两类有限元模型的前三阶模态  
Fig.5 Top three modes of two types of finite element models

表 2 钢筋混凝土框架结构自振频率

Tab.2 Natural vibration frequencies of RC frame structures

模态阶数	不考虑近场波动时 结构自振频率 $f_1/\text{Hz}$	考虑近场波动时 结构自振频率 $f_2/\text{Hz}$	误差 $e/\%$
一阶	1.635 9	0.694 50	57.55
二阶	1.665 9	0.776 27	53.40
三阶	1.939 9	0.790 27	59.26
四阶	2.085 9	0.853 70	59.07
五阶	2.087 4	0.876 73	58.00

注:表中  $e=(f_1-f_2)/f_1$

通过模态分析计算 Rayleigh 阻尼比例系数。由于前两阶贡献大,取前两阶自由场自振频率  $\omega_1$  和  $\omega_2$ ,同时假定土体阻尼比  $\xi = 0.1$ , $\alpha$  和  $\beta$  为比例系数,由公式(7)计算。

$$\alpha=\frac{2\omega_i\omega_j\xi}{\omega_i+\omega_j}, \quad \beta=\frac{2\xi}{\omega_i+\omega_j} \tag{7}$$

式中, $\xi$  为均匀土层的阻尼比,取为 0.1; $\omega_i$  和  $\omega_j$  分别为均匀土层两个特定的自振圆频率,分别取为第 1 阶和第 2 阶自振圆频率,其中  $\omega=2\pi f$ ,由模态分析求得两阶自由场自振频率  $\omega_1=19.071 \text{ rad/s}$ 、 $\omega_2=23.827 \text{ rad/s}$ 。把已知值带入公式(7)中,求得  $\alpha=2.119$ 、 $\beta=0.004\ 662$ 。将  $\alpha$ 、 $\beta$  值输入 ABAQUS 中赋予土体阻尼属性。在地震响应分析时,阻尼在地震中起到耗能作用。

3 动力时程分析

3.1 内力分析

将图 3 所示的钢筋混凝土框架结构最左侧柱、中间柱和最右侧柱依次编号为柱 1、柱 2 和柱 3,一、二和三层纵梁依次编号为梁 1、梁 2 和梁 3,并通过 ABAQUS 软件计算分析 Kobe 波(P 波波形)入射下,钢筋混凝土框架结构在楼层标高 0、6、10 和 14 m 处柱子的内力幅值变化规律和在 0、20 和 40 m 位置处梁的内力幅值变化规律。图 6~图 9 分别绘制了钢筋混凝土框架结构在刚性地基假定和近场波动两种情况下梁和柱的内力幅值变化曲线。

3.1.1 框架梁分析

刚性地基假定下和考虑近场波动情况下的框架梁内力分别如图 6 和图 7 所示。

由图 6(a)可知,梁 1、梁 2 和梁 3 的轴力幅值在梁位置为 0~20 m 内增大,在 20~40 m 内减小。梁 1、梁 2 和梁 3 在 20 m(中部)处幅值达到最大,分别为 4 430、3 690 和 2 600 kN;在 0 m(左端)处幅值最小,分别为 3 460、2 440 和 2 120 kN。由图 6(b)可知,梁 1、梁 2 和梁 3 的剪力幅值在梁位置为 0~20 m 内增大,在 20~40 m 内减小。梁 1、梁 2 和梁 3 在 20 m(中部)处幅值达到最大,分别为 5 320、4 610 和 3 520 kN;在 0 m(左端)处幅值最小,分别为 4 160、3 240 和 2 030 kN。由图 6(c)



可知,梁 1、梁 2 和梁 3 的弯矩幅值变,在梁位置为 0~20 m 内增大,在 20~40 m 内减小。梁 1、梁 2 和梁 3 在 20 m(中部)处幅值达到最大,分别为 479.116、285.488 和 150.001 kN·m;在 0 m(左端)处幅值最小,分别为 217.622、122.375 和 71.194 kN·m。

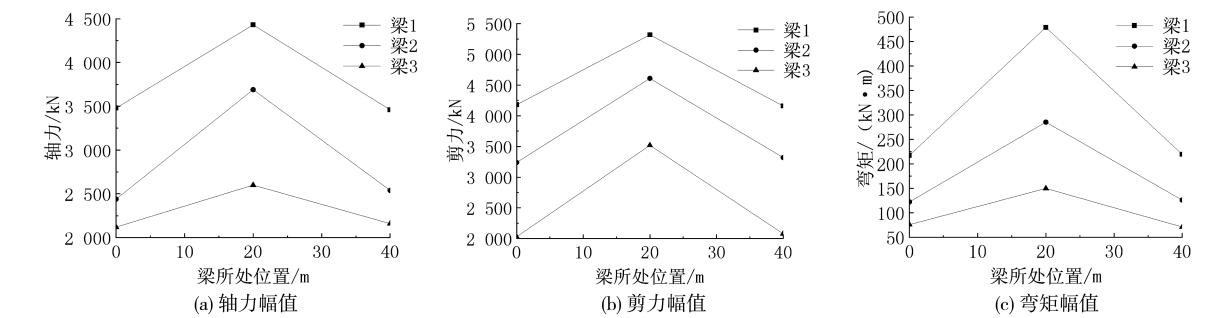


图 6 刚性地基假定下框架梁内力

Fig.6 Internal forces of frame beams based on rigid foundation assumption

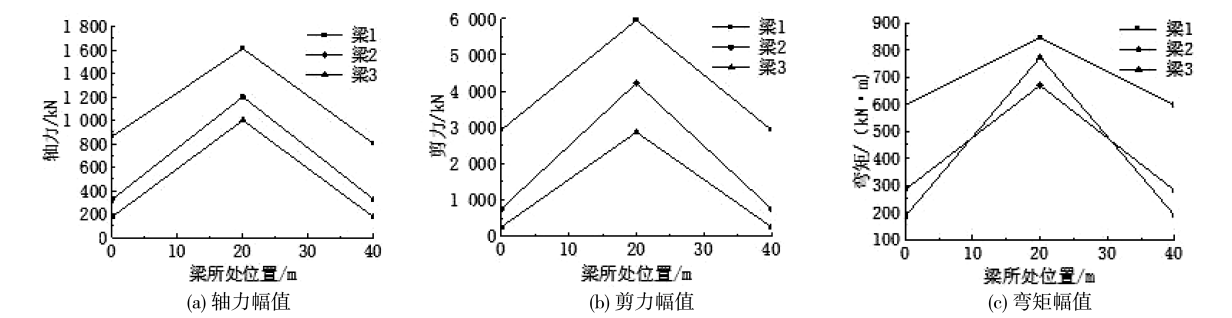


图 7 考虑近场波动情况下框架梁内力

Fig.7 Internal forces of frame beams considering near-field wave motion

由图 7(a)可知,梁 1、梁 2 和梁 3 的轴力幅值在梁位置为 0~20 m 内增大,在 20~40 m 内减小。梁 1、梁 2 和梁 3 在 20 m(中部)处幅值达到最大,分别为 1 610、1 200 和 1 000 kN;在 40 m(右端)处轴力幅值最小,分别为 800、325.2 和 174.87 kN。由图 7(b)可知,梁 1、梁 2 和梁 3 的剪力幅值在梁位置为 0~20 m 内增大,在 20~40 m 内减小。梁 1、梁 2 和梁 3 在 20 m(中部)处剪力幅值达到最大,分别为 5 960、4 220 和 2 870 kN;在 40 m(右端)处剪力幅值最小,分别为 2 923.7、750 和 248.15 kN。由图 7(c)可知,梁 1、梁 2 和梁 3 的弯矩幅值在梁位置为 0~20 m 内增大,在 20~40 m 内减小。梁 1、梁 2 和梁 3 在 20 m(中部)处弯矩幅值达到最大,分别为 845.39、668.8 和 772.05 kN·m;在 40 m(右端)处弯矩幅值最小,分别为 595.146、280.5 和 185.68 kN·m。综合 3 幅图可知,在刚性地基和考虑近场波动两种情况下梁的轴力幅值、剪力幅值和弯矩幅值随着梁所处位置的改变变化趋势基本一致。表 3 列出了在刚性地基假定和考虑近场波动两种情况下,框架结构梁 20 m 处截面的轴力、剪力和弯矩最大值。从表 3 数据可看出,相比于刚性地基,考虑近场波动情况下,梁的轴力幅值减小,弯矩幅值变大,而剪力幅值只有梁 1 变大,梁 2 和梁 3 的剪力幅值变小。

表 3 梁 1、梁 2 和梁 3 的内力幅值

Tab.3 Internal force amplitudes of Beam 1, Beam 2 and Beam 3

地基条件	轴力幅值/kN			剪力幅值/kN			弯矩幅值/(kN·m)		
	梁 1	梁 2	梁 3	梁 1	梁 2	梁 3	梁 1	梁 2	梁 3
刚性地基	4 430	3 690	2 600	5 320	4 610	3 520	479.12	285.49	150.01
考虑近场波动	1 610	1 200	1 000	5 960	4 220	2 870	845.39	668.80	772.05

3.1.2 框架柱分析

刚性地基假定下和考虑近场波动情况下的框

架柱内力分别如图 8 和图 9 所示。

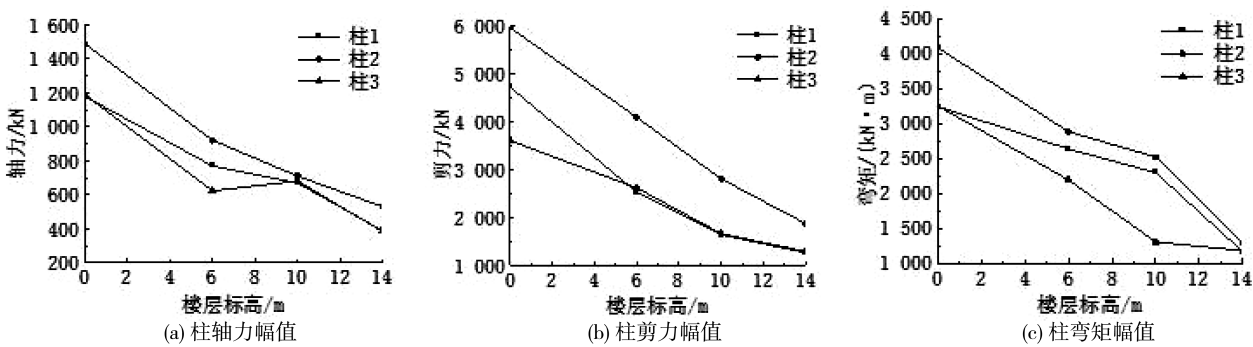


图 8 刚性地基假定下框架柱内力

Fig.8 Internal forces of frame columns based on rigid foundation assumption

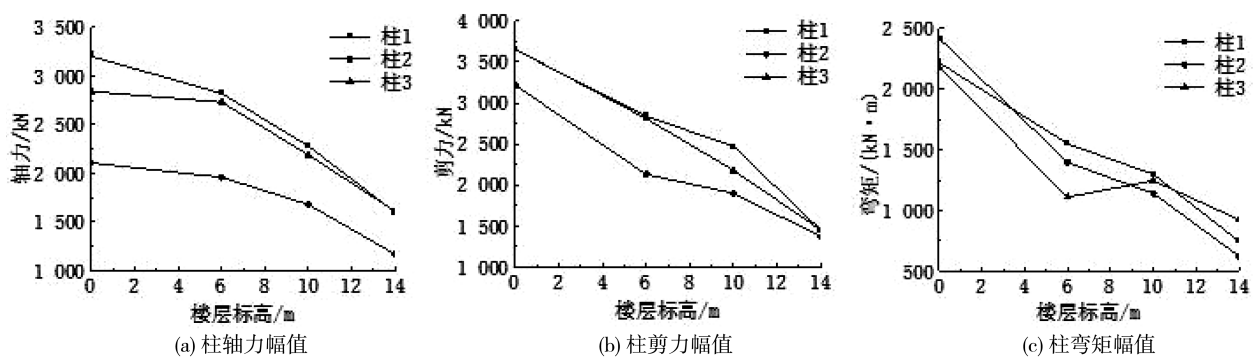


图 9 考虑近场波动情况下框架柱内力

Fig.9 Internal forces of frame columns under considering near-field wave motion

由图 8(a)可知,随着楼层标高的增大,柱 1 和柱 2 轴力幅值均随着楼层标高的增大而减小,而柱 3 的轴力幅值在 6~10 m 内小范围增大,其余标高范围内均随楼层标高增大而减小。当标高为 0 m(柱底)时,柱 1、柱 2 和柱 3 的轴力幅值最大,分别为 1 180、1 490 和 1 190 kN;当标高为 14 m 时(柱顶),柱 1、柱 2 和柱 3 的轴力幅值最小,分别为 390、531.1 和 384.7 kN。由图 8(b)可知,随着楼层标高的增大,柱 1、柱 2 和柱 3 的剪力幅值均近似呈线性减小。当标高为 0 m 时(柱底),柱 1、柱 2 和柱 3 的剪力幅值最大,分别为 4 730、5 980 和 3 610 kN;当标高为 14 m 时(柱端),柱 1、柱 2 和柱 3 的剪力幅值最小,分别为 1 260、1 870 和 1 290 kN。由图 8(c)可知,柱 1、柱 2 和柱 3 弯矩幅值随着楼层标高的增大而减小。柱 1、柱 2 和柱 3 弯矩幅值在标高 0 m 时(柱底)达到最大值,分别为 3 240、4 080 和 3 250 kN·m;在 14 m 时(柱端)弯矩幅值为最小值,分别为 1 161.1、1 280 和 1 177.5 kN·m。

由图 9(a)可知,柱 1、柱 2 和柱 3 的轴力幅值变化规律相似,随着楼层标高的增大,轴力幅值逐渐减小。当标高为 0 m 时(柱底),柱 1、柱 2 和柱 3 的轴力幅值达到最大,分别为 3 200、2 109 和 2 840 kN;当标高为 14 m 时(柱端)轴力幅值最小,分别为 1 600、1 171.28 和 1 610 kN。由图 9(b)可知,随着楼层标高的增大,柱 1、柱 2 和柱 3 的剪力幅值均近似呈线性减小。当标高为 0 m 时(柱底),柱 1、柱 2 和柱 3 的剪力幅值最大,分别为 3 650、3 220 和 3 660 kN;当标高为 14 m 时(柱端),柱 1、柱 2 和柱 3 的剪力幅值最小,分别为 1 450、1 370 和 1 450 kN。由图 9(c)可知,柱 1 和柱 2 的弯矩幅值随着楼层标高的增大而减小,柱 3 的弯矩幅值在标高 6~10 m 内小幅度增大,其余标高范围内均随楼层标高增大而减小。在 0 m(柱底)时,柱 1、柱 2 和柱 3 的弯矩幅值最大,分别为 2 220、2 420 和 2 180 kN·m;在 14 m(柱端)时弯矩幅值最小,分别为 743.69、621.94 和 923.54 kN·m。表 4 汇总了钢筋混凝土框架结构在刚性

地基假定和考虑近场波动两种情况下,在 0 m(柱底)处柱 1、柱 2 和柱 3 的轴力、剪力和弯矩幅值。

由表 4 可知,考虑近场波动情况下,框架柱的轴力幅值变大,弯矩幅值变小。

表 4 柱 1、柱 2 和柱 3 的内力幅值

Tab.4 Internal force amplitudes of Column 1, Column 2 and Column 3

地基条件	轴力幅值/kN			剪力幅值/kN			弯矩幅值/(kN·m)		
	梁 1	梁 2	梁 3	梁 1	梁 2	梁 3	梁 1	梁 2	梁 3
刚性地基	1 180	1 490	1 190	4 730	5 980	3 610	3 240	4 080	3 250
考虑近场波动	3 200	2 109	2 840	3 650	3 220	3 660	2 220	2 420	2 180

3.2 位移分析

通过数值计算结果绘出在 Kobe 波(P 波波形)地震动作用下,不考虑近场波动和考虑近场波动两种情况,钢筋混凝土框架结构顶点 A、B 和

C 三点的水平位移时程曲线,如图 10 所示。框架结构最左侧柱 3 层顶部(观测点 A)和二层顶部(观测点 D)相对水平位移的时程变化曲线,如图 11 所示。

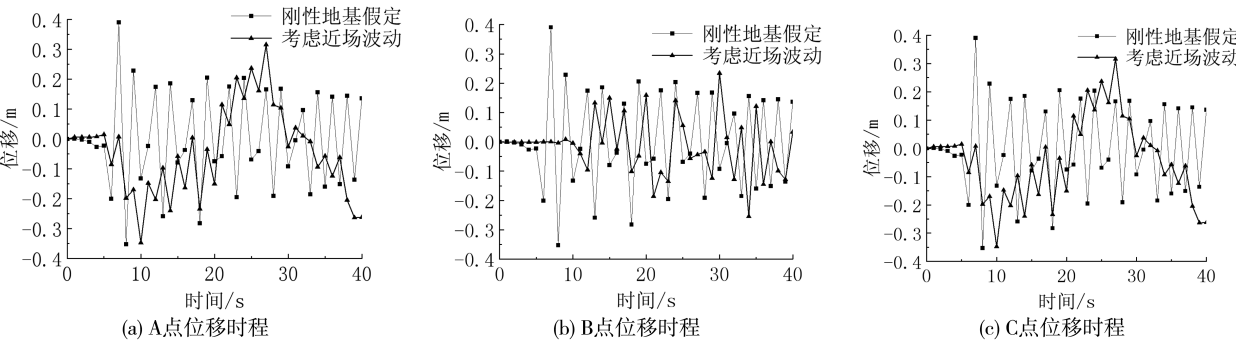


图 10 Kobe 波入射下框架结构顶点位移时程

Fig.10 Displacement time-history of top points of frame structure under incident Kobe wave

由图 10(a)(c)可见,两种地基条件下观测点 A 和 C 的位移变化规律相似,不考虑近场波动的刚性地基情况下,A 点的最大位移为 0.415 m,C 点的最大位移为 0.411 m;考虑近场波动情况下,A 点和 C 点的最大位移都为 0.399 m。由图 10(b)可见,不考虑近场波动的刚性地基情况下,B 点的最大位移为 0.408 m;考虑近场波动情况下,B 点的最大位移为 0.336 m。表 5 为 Kobe 波按 P 波波形输入时,考虑刚性地基和近场波动两种情况下,钢筋混凝土框架结构 3 个不同观测点的位移幅值。从表 5 可看出,相比于刚性地基情况下,考虑近场波动时,观测点顶点位移更小。观测点 A 和 C 考虑近场波动前后位移幅值差较小,分别为 3.86%和 2.92%;而在观测点 B 的位移幅值差较大,为 17.60%。这说明考虑近场波动对框架结构顶层中间结构位移幅值影响更显著。

地基假定)下,A 观测点和 D 观测点之间相对水平位移幅值较大,最大值为 0.027 6 m;考虑近场波动情况后,A 观测点和 D 观测点之间相对水平位移幅值最大为 0.017 2 m,减小了 37.68%。综上,当地震波以 P 波波形输入时,钢筋混凝土框架结构位移响应规律为:考虑近场波动,框架柱顶部 A、B 和 C 三点的水平位移响应和层间位移(A-D 点)响应均有所衰减。

表 5 观测点 A、B 和 C 的位移幅值

Tab.5 Displacement amplitudes of Points A, B and C

观测点	刚性地基位移幅值 $c_1$ /m	考虑近场波动位移幅值 $c_2$ /m	差值 $\xi$ /%
A	0.415	0.399	3.86
B	0.408	0.336	17.60
C	0.411	0.399	2.92

注:表中  $\xi=(c_1-c_2)/c_1$

由图 11 可知,在不考虑近场波动情况(刚性

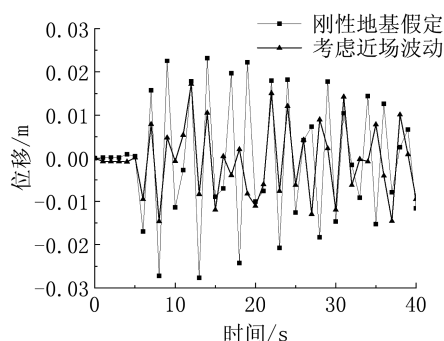


图 11 框架结构层间位移(A-D) 时程

Fig.11 Time-history of inter-story displacement (A-D) of RC frame structure

## 参考文献:

- [1] 廖振鹏. 工程波动理论导论[M]. 2 版. 北京:科学出版社,2002.
- [2] 李培振,肖嘉取,杨金平,等. 考虑 SSI 效应的框架结构体系动力响应分析[J]. 华南理工大学学报(自然科学版), 2023,51(9):139-148.
- [3] 韩庆华,何金明,刘铭劼. 考虑土-结构相互作用的空间网格结构地震响应分析[J]. 地震工程与工程振动,2018,38(2):42-52.
- [4] 尚守平,鲁华伟,邹新平,等. 土-结构动力相互作用结构自振周期的研究[J]. 地震工程与工程振动,2013,33(2):117-125.
- [5] 邱振. 考虑土-结构相互作用北京奥林匹克塔的抗震分析[D]. 苏州:苏州科技大学,2022.
- [6] 岳庆霞,叶列平,陆新征. 土结相互作用对框架结构倒塌的影响研究[J]. 工程力学,2014,31(3):87-92.
- [7] LI M K, LU X, LU X Z, et al. Influence of soil-structure interaction on seismic collapse resistance of super-tall buildings[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2014,6(5):477-485.
- [8] 张昊,康帅,王自法,等. 考虑土-结构相互作用的框架结构抗震性能分析[J]. 世界地震工程,2022,38(2):29-37.
- [9] 许成顺,韩润波,杜修力,等. 考虑土-结构相互作用的弹簧-地下结构体系静力推覆试验技术及其试验研究[J]. 建筑结构学报,2023,44(1):248-258.
- [10] 陈少林,朱学江,赵宇昕,等. 考虑土骨架非线性的饱和土-结构相互作用分析[J]. 地震工程与工程振动,2019,39(1):114-127.
- [11] 刘晶波,王艳. 成层介质中平面内自由波场的一维化时域算法[J]. 工程力学,2007,24(7):16-22.
- [12] 高智能. 考虑地震动空间变异性的地铁地下结构抗震研究[D]. 福州:福州大学,2017.
- [13] 彭浩. 非一致波动输入下大型钢筋混凝土框架结构-地基相互作用体系地震响应研究[D]. 赣州:江西理工大学,2022.
- [14] 谷音,刘晶波,杜义欣. 三维一致粘弹性人工边界及等效粘弹性边界单元[J]. 工程力学,2007,24(12):31-37.

(责任编辑:陈雯)

## 4 结论

1)考虑近场波动会降低钢筋框架结构的自振频率,使结构自振周期变长。

2)在考虑近场波动情况下,钢筋混凝土框架结构梁端的弯矩幅值增大,轴力幅值减小,剪力幅值存在差异;框架柱端弯矩幅值减小,轴力幅值增大,剪力幅值也存在差异。

3)与刚性地基模型相比,考虑近场波动使钢筋混凝土框架结构顶点位移和层间位移均有所衰减。