

远场和近场地震下核电隔震结构的摇摆响应分析

何文福¹, 吉敏¹, 任逸飞¹, 许浩¹, MIYAMA Takafumi²

(1. 上海大学力学与工程科学学院, 上海 200444; 2. 帝冢山大学现代生活学部, 奈良 631-8585, 日本)

摘要: 为了探究远场和近场地震动作用对核电隔震结构的不同影响, 研究了核电隔震结构在远场和近场地震动作用下的摇摆响应和支座状态, 主要讨论了地震特性对结构摇摆响应的影响, 包括上部结构的摇摆角、隔震支座的拉压应力、隔震支座的剪切变形等. 分析发现: 上部结构的摇摆角随地震动加速度幅值线性增加, 其中近场地震动作用下上部结构的摇摆角明显大于远场地震动作用, 且具有更大的离散性; 当地震动加速度幅值为 $1.2g$ 时, 近场地震动作用下上部结构摇摆角均值和标准差可达远场地震动作用下的 2.88 倍和 3.90 倍; 近场地震动作用下, 支座更容易进入非安定变形状态, 也更容易出现支座受拉现象. 该成果可为核电厂结构的隔震设计提供工程参考价值.

关键词: 远场和近场地震; 橡胶支座; 摇摆效应; 动力响应; 核电结构

中图分类号: TH 212; TH 213.3 **文献标志码:** A **文章编号:** 1007-2861(2024)04-0595-13

Rocking state analysis of nuclear power isolation structures under far and near field earthquakes

HE Wenfu¹, JI Min¹, REN Yifei¹, XU Hao¹, MIYAMA Takafumi²

(1. School of Mechanics and Engineering Science, Shanghai University, Shanghai 200444, China;

2. Department of Modern Life, Tezukayama University, Nara 631-8585, Japan)

Abstract: This paper explored the various effects of far and near field earthquakes by investigating the rocking response and bearing states of nuclear power isolation structures under both far and near field vibrations. The influence of seismic characteristics on the structural swing response was discussed, including the swing angle of the superstructure, tension and compression stresses, and shear displacement of the isolation bearings. The swing angle of the superstructure increased linearly with an increase in the acceleration amplitude. Moreover, the swing angle of the superstructure caused by near field vibration was larger than that caused by far field vibration, with greater discreteness. When the acceleration amplitude was $1.2g$, the mean and standard difference of the swing angle of the superstructure caused by near field vibration could reach 2.88 times and 3.90 times those caused by far field vibration, respectively. Near field vibrations were more likely to cause the bearing to enter a state of unsteady deformation, and appear to be in a state of tension. This paper provided engineering reference values for the seismic isolation design

收稿日期: 2022-11-05

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (52108461, 52078287); 广西重点研发计划资助项目 (桂科 AB19259011); 柳州市科技计划资助项目 (2020GBCA0403)

通信作者: 许浩 (1991—), 男, 博士, 研究方向为建筑结构减隔震设计. E-mail: xuhaoxy08@shu.edu.cn

of nuclear power structures.

Key words: far and near field earthquakes; rubber bearing; rocking effect; nuclear power structure

近年来, 核电作为一种清洁、高效、优质的绿色能源, 被世界各国大力发展. 核电厂结构的重要性等级高, 一旦经受地震灾害等造成核泄漏, 生命伤害和财产损失将不可估量. 尽管核电厂选址^[1]应尽量避免地震活动强烈的地区, 但地震动作用仍然是核电厂设计需要考虑的首要问题. 一方面, 地震是一种极其复杂、无法被准确预测的自然灾害, 一些低烈度地区都曾先后发生了“意料之外”的地震; 另一方面, 随着核电的广泛应用, 优良场址有限, 核电选址有时也会被迫考虑一些地震活动相对较高的地区.

隔震技术是降低核电结构震害的有效手段. 陈健云等^[2]对核岛辅助厂房抗震性能指标的划分进行了探讨, 建立了坚硬土场地下隔震和非隔震核岛厂房的数值模型. 周志光等^[3]分别从隔震与非隔震、单向输入与三向输入、地震动输入幅值等方面对核电厂隔震结构的地震响应特性进行了研究. 何文福等^[4]研究了核电厂隔震支座竖向荷载和水平变形的耦合性能, 分析了耦合特性和非耦合特性对核电厂在地震动作用下的影响, 得出了考虑耦合情况下更接近试验的结论. 刘文光等^[5]提出了核电结构支座受拉地震动峰值界限公式, 并通过数值模拟和 1:10 的振动台试验缩尺模型, 得出支座进入受拉状态的输入临界值为 0.54 g . 以上研究主要集中在远场地震动作用下, 隔震技术在核电结构中的应用方式、计算方法和其试验的抗震效果; 但对近场地震动对核电隔震结构抗震性能影响的研究较少. 作为世界上典型的地震多发国家, 中国除受环太平洋地震带和欧亚地震带影响外, 还存在有华北平原地震带、四川龙门山地震带等^[6]内陆地震带, 导致相关周边城市的建筑结构长期面临近场地震动作用的威胁.

Malhotra^[7]较为全面地研究了近场地震动与远场地震动的特征, 发现近场地震动相较于远场地震动具有更明显的前向性和阶跃效应. 前向性是指当结构在近断层地震的传播方向时, 近断层地震具有更剧烈和长周期速度脉冲^[8-9]的特点, 通常具有和剪切波速相同的速度. 在近场地震动作用下, 巨大的能量会在更短的时间内作用在结构上. 阶跃效应是指当结构平行于地震波传播方向时, 近断层地震将会导致地面永久的单向移动^[10].

普通的框架结构^[8,11-14]和隔震结构^[15-16]在近断层地震中的表现已逐渐被研究^[17-18]. 吴强等^[19]分析了近断层脉冲地震动双向地震动作用下, 基础隔震结构和组合隔震结构的隔震层位移. 王伟军等^[20]研究了近断层地震动对曲线连续梁桥地震响应及碰撞效应的影响, 结果表明脉冲效应和方向性效应削弱了高阻尼橡胶支座的隔震特性. 但目前对近断层地震动作用下核电结构脱离摇摆效应的研究仅关注于隔震层水平位移的限制.

为了研究远场和近场地震动作用对核电结构的不同影响, 本工作针对核电隔震结构在近场地震动和远场地震动下的动力响应开展研究. 基于工程案例, 采用数值模拟方法研究了近场和远场地震动作用下的核电结构动力响应、隔震支座所处的状态. 结果可为研究核电结构的隔震性能以及判断其所处的安全状态提供参考.

1 核电结构分析模型

1.1 核电结构体系及支座布置

选取某第三代核电厂隔震结构为分析模型 (见图 1(a)), 共布置 465 个橡胶隔震支座, 支座直径为 800 mm, 隔震后水平周期为 2.8 s. 隔震支座的平面布置如图 1(b) 所示.

1.2 动力方程及本构

核电厂上部结构刚度远大于隔震层, 可将上部结构简化为按刚体考虑^[21-22]. 如图 2(a) 所

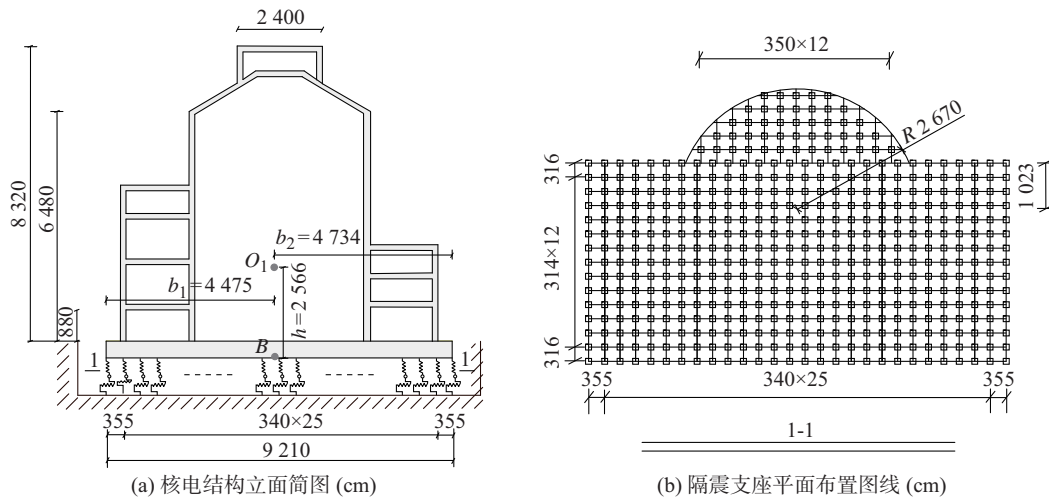


图1 核电结构分析模型

Fig. 1 Analytical model of the nuclear power structure

示, O_1 表示上部结构质心, 质心到隔震层最左、最右边支座的距离分别为 b_1 、 b_2 , 到隔震层的高度为 h , 转动惯量为 J . 隔震层的刚度由同时具有竖向、水平向刚度的支座提供. 为了方便方程的建立和计算, 取上部结构的质心在结构底部的垂直投影 (图 1(a) 中的 B 点) 为运动的研究点, 记为结构的转动中心. 结构仅考虑在竖直平面内的转动和平动, 忽略水平面的扭转. 结构的动力方程为

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{\ddot{u}_g\}, \quad (1)$$

式中: $\{\ddot{u}\}$ 、 $\{\dot{u}\}$ 和 $\{u\}$ 分别为上部结构的转动中心相对于地面的加速度、速度以及位移; $\{\ddot{u}_g\}$ 为地面加速度; $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ 分别为上部结构的质量矩阵、阻尼矩阵、刚度矩阵, 即

$$\{\ddot{u}\} = \begin{Bmatrix} \ddot{u}_x \\ \ddot{u}_z \\ \ddot{u}_\theta \end{Bmatrix}, \quad \{\dot{u}\} = \begin{Bmatrix} \dot{u}_x \\ \dot{u}_z \\ \dot{u}_\theta \end{Bmatrix}, \quad \{u\} = \begin{Bmatrix} u_x \\ u_z \\ u_\theta \end{Bmatrix}, \quad \{\ddot{u}_g\} = \begin{Bmatrix} \ddot{x}_g \\ g \\ 0 \end{Bmatrix},$$

$$[M] = \begin{bmatrix} m & 0 & -mh \\ 0 & m & 0 \\ -mh & 0 & J \end{bmatrix}, \quad [C] = a_0 \cdot [M] + a_1 \cdot [K],$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{HL} + k_{HR} & & \\ & k_{VL} + k_{VR} & -k_{VL}b_1 + k_{VR}b_2 \\ & -k_{VL}b_1 + k_{VR}b_2 & k_{VL}b_1^2 + k_{VR}b_2^2 \end{bmatrix},$$

其中

$$a_0 = \frac{2\eta(\omega_1 \cdot \omega_2)}{\omega_1 + \omega_2}, \quad a_1 = \frac{2\eta}{\omega_1 + \omega_2};$$

u_x 、 u_z 、 u_θ 分别为转动中心相对于地面的水平位移, 竖向位移和转角; \dot{u}_x 、 \dot{u}_z 、 \dot{u}_θ 和 \ddot{u}_x 、 \ddot{u}_z 、 \ddot{u}_θ 分别为其对应的速度和加速度; \ddot{x}_g 、 g 分别为水平地震加速度和重力加速度; b_1 、 b_2 分别为上部结构两个角点到质心及转动中心的水平距离; ω_1 、 ω_2 、 η 分别为结构前两阶频率和阻尼比。

图 2 为核电隔震结构刚体摇摆动力学模型。选取初始状态时的转动中心为原点, 水平方向为 x 轴, 竖直方向为 z 轴, 建立 Oxz 坐标轴。 O_1 表示上部结构质心, 位置可根据质心公式求得, 即

$$x_c = \frac{\int x\rho(x,z)dxdz}{\int \rho(x,z)dxdz}, \quad z_c = \frac{\int y\rho(x,z)dxdz}{\int \rho(x,z)dxdz}.$$

质心到隔震层的高度为 h , 到左角点的水平距离和直线距离分别为 b_1 和 R , 其中 $R = \sqrt{h^2 + b_1^2}$ 。 O_2 和 O'_2 分别为结构偏心前后的刚度中心, K_{Vi} 和 K_{Hi} 分别为第 i 列支座的竖向和水平刚度。

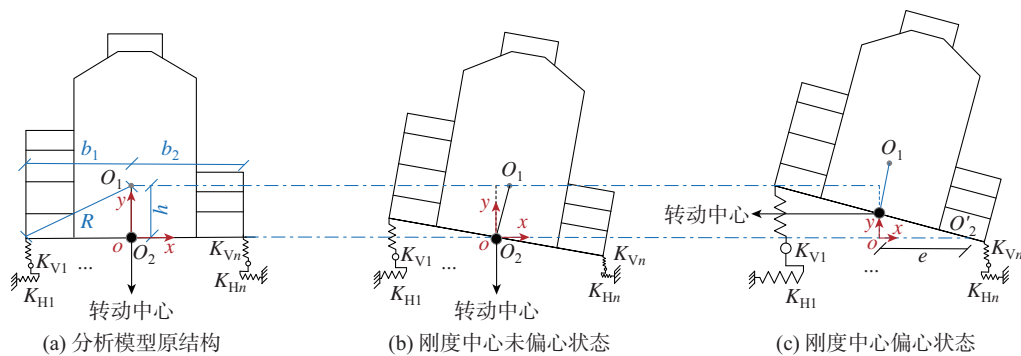


图 2 核电结构刚体摇摆动力学模型

Fig. 2 Rigid body swing dynamics model of the nuclear power structure

图 2(c) 为刚度中心偏心时的结构摇摆状态, 此处的刚度中心偏移是由于隔震支座抗压刚度不等导致的。偏心距 e 可由不同时刻支座的实际竖向刚度求得, 即

$$e = \frac{k_{VL}b_2 - k_{VR}b_1}{k_{VL} + k_{VR}}, \quad (2)$$

式中: $e > 0$ 表示结构向左偏心, $e < 0$ 表示结构向右偏心; K_{VL} 和 K_{VR} 分别表示转动中心左侧和右侧的竖向刚度之和, 即

$$K_{VL} = \sum_{i=1}^{13} K_{Vi}, \quad K_{VR} = \sum_{i=14}^{28} K_{Vi}.$$

同理可得,

$$K_{HL} = \sum_{i=1}^{13} K_{Hi}, \quad K_{HR} = \sum_{i=14}^{28} K_{Hi}.$$

图 3 为隔震支座的力学模型。图 3(a) 为 Bouc-Wen 本构模型, 用来表示隔震支座水平向的力-位移关系, 其中 k_0 为初始水平刚度, K_{hd} 为屈服后的水平刚度, K_e 为等效水平刚度, Q_d 为水平屈服力。图 3(b) 为 Kumar 等^[23]提出的拉伸模型, 可用来考虑支座的拉伸性能。

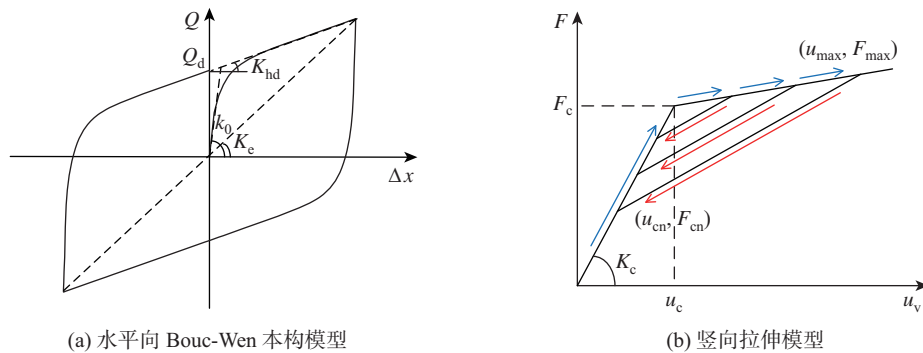


图3 水平及竖向力学本构模型

Fig. 3 Horizontal and vertical mechanical constitutive models

当支座进入拉伸状态后,在拉伸荷载达到初始损伤强度($F_c = 3GA_b$,其中 G 为橡胶剪切模量, A_b 为隔震支座截面积)前,其处于线弹性阶段且拉伸刚度与压缩刚度一致.此后,随着拉伸荷载超过初始损伤强度 F_c ,拉伸承载力为

$$F = F_c \left(1 + \frac{1}{kT_r} (1 - e^{-k(u_v - u_c)}) \right), \quad (3)$$

$$F_{cn} = F_c \left(1 - \phi_{\max} \left(1 - e^{-\alpha \left(\frac{u_{\max} - u_c}{u_c} \right)} \right) \right), \quad (4)$$

式中: u_v 为当前拉伸位移量; u_c 为初始损伤强度 F_c 所对应的拉伸变形值,且 $u_c = F_c/K_c$; k 为反映支座受拉损伤程度的参数, k 值越大,支座损伤后承载力的降低程度就越大; F_{cn} 为当前损伤强度,其降低程度取决于当前已经经历的最大拉伸变形值 u_{\max} ^[23]; α 为强度退化参数; ϕ_{\max} 是支座可预计的最大损伤参数.本工作中,取 $k=10$ 、 $\phi_{\max}=1$ 、 $\alpha=0.75$ ^[24].

当支座拉伸位移超过 u_c 并卸载时,卸载路径不同于加载路径.再次加载时,首先会沿着先前的卸载路径,直至 u_v 超过已经经历的最大位移 u_{\max} (当荷载进一步增加时,后续加载过程仍然沿式(3)的路径,再次卸载时会重新形成卸载路径.每个循环的卸载路径均近似沿着 (u_{\max}, F_{\max}) 与 (u_{cn}, F_{cn}) 两点间的直线,且二者均随着加载过程不断变化.

2 地震波选取

按照地震工程学的观点,近场被定义为在震源周围一定比例波长范围内的位置,但受地面情况多变性、设备敏感度差异性、地震震级不确定性的影响,对于远场和近场地震区域的划分还没有一个统一的标准.为研究近场和远场地震动作用对核电结构隔震层的影响,参考Fang等^[25]的研究,将震中距15 km以内的地震动定义为近场地震动,15 km以外的为远场地震动,在此基础上选取远场地震波和近场地震波各15条.

表1和表2分别为15条远场和近场地震波的基本参数,其中PGA为peak ground acceleration,峰值地面加速度;PGV为peak ground velocity,峰值地面速度.所选地震震中距大于15 km,均发生在坚硬土质上.在本工作所选的15条近场地震波中,有10条具有前向性(7条自然波和3条模拟断裂带的人工波),5条具有阶跃性(均为自然波).这些地震波来自于8个不同的国家和地区,监测站点与断裂带的距离均小于15 km,均为坚硬土质.

通常地震动脉冲特性^[26]的显著性随着PGA/PGV的增加而增加.当该比值超过0.2时,地震动表现为脉冲形式.脉冲周期 T_p 有两种确定的方法:一种最简便的方法是寻找地震动速

表 1 远场地震波基本信息
Table 1 Basic information about far field motions

地震 编号	地震名称	年份	检测站点	里氏震 级/Mw	震中 距/km	PGA	PGV/ (cm·s ⁻¹)	PGA/ PGV	T _p / s
FF1	San Fernando	1971	LA-Hollywood	6.6	22.77	0.547 <i>g</i>	49.16	0.092	2.00
FF2	Imperial Valley	1979	Delta	6.5	22.03	0.697 <i>g</i>	76.11	0.111	1.55
FF3	Imperial Valley	1979	Delta	6.5	49.93	0.607 <i>g</i>	57.03	0.096	0.15
FF4	Imperial Valley	1979	El Centro Array #11	6.5	15.56	0.318 <i>g</i>	30.03	0.096	0.95
FF5	Imperial Valley	1979	El Centro Array #11	6.5	15.42	0.552 <i>g</i>	61.27	0.113	0.95
FF6	Superstition Hills	1987	El Centro Imp., Co.	6.5	18.20	0.650 <i>g</i>	84.08	0.135	0.95
FF7	Superstition Hills	1987	El Centro Imp., Co.	6.5	16.20	0.643 <i>g</i>	101.58	0.161	1.97
FF8	Superstition Hills	1987	Poe Road (temp)	6.5	15.16	0.895 <i>g</i>	71.50	0.082	0.77
FF9	Superstition Hills	1987	Poe Road (temp)	6.5	15.16	1.003 <i>g</i>	109.36	0.111	0.77
FF10	Loma Prieta	1989	Capitola	6.9	15.23	0.646 <i>g</i>	42.73	0.068	0.93
FF11	Loma Prieta	1989	Gilroy Array #3	6.9	16.82	0.406 <i>g</i>	26.08	0.066	1.28
FF12	Landers	1992	Coolwater	7.3	19.74	0.652 <i>g</i>	63.38	0.099	2.41
FF13	Northridge	1994	Beverly Hills-Mulhol	6.7	18.36	0.961 <i>g</i>	136.07	0.145	0.45
FF14	Kocaeli-Turkey	1999	Duzce	7.5	15.37	0.519 <i>g</i>	67.23	0.132	2.30
FF15	Duzce-Turkey	1999	Bolu	7.1	15.02	0.594 <i>g</i>	46.04	0.079	0.97

度反应谱的全局峰值, 得到的结果成为等效脉冲周期 (T_{p-v})^[27]; 另一种方法是根据地震动速度时程的脉冲过零时间估计脉冲周期 (T_p). 这两种方法得到的结果通常是相似的. 远场地震动通常表现出很小的近断层脉冲效应, 而近场地震动则具有明显的前向性和阶跃性. 以远场地震波 FF8 和近场地震波 NF8 为例, 从速度和位移时程可知, 近场地震动通常会存在速度脉冲和永久位移 (见图 4).

图 5 为 0.6 *g* 加速度幅值的远场和近场地震动所对应的单个反应谱和均值反应谱. 可知, 近场均值反应谱的峰值略低于远场, 下降速率也低于远场均值反应谱.

3 上部结构摇摆分析

将表 1 和表 2 中的地震动时程, 分别取加速度幅值为 0.3 *g*、0.6 *g*、0.9 *g* 和 1.2 *g* 输入计算模型. 采用 Newmark 法对模型进行数值求解, 其中上部结构具体参数为 $b_1=44.75$ m, $b_2=47.34$ m, $m=2.07\times10^8$ kg, $h=25.66$ m. 单个支座的参数如下: 屈服前水平刚度为 25.7 kN/mm, 屈服后水平刚度为 1.95 kN/mm, 竖向压缩刚度为 3 070 kN/mm; 屈服前竖向拉伸刚度为 383 kN/mm, 屈服后竖向拉伸刚度为 31 kN/mm.

图 6 所示为上部结构最大摇摆角统计结果, 其中条形图表示不同地震波下上部结构最大摇摆角的均值, 误差棒表示其对应的数据标准差. 可知: 上部结构最大摇摆角随加速度幅值呈线性增加; 当加速度幅值为 0.3 *g* 时, 远场地震动引起的上部结构最大摇摆角均值为 0.206×10^{-5} rad, 数据标准差为 4.4×10^{-7} rad; 近场地震动引起的上部结构最大摇摆角均值

表 2 近场地震波基本信息
Table 2 Basic information about near field motions

地震 编号	地震名称	年份	检测站点	里氏 震级/ Mw	震中距/ km	PGA	PGV/ (cm·s ⁻¹)	PGA/ PGV	T _p /s
NF1	Tabas	1978	Tabas	7.4	1.20	0.978 <i>g</i>	105.81	0.110	5.24
NF2	Loma Prieta	1989	Los Gatos	7.0	3.50	0.718 <i>g</i>	172.84	0.246	2.28
NF3	Loma Prieta	1989	Lex Dam	7.0	6.30	0.687 <i>g</i>	178.66	0.266	1.56
NF4	Northridge	1994	Rinaldi	6.7	7.50	0.891 <i>g</i>	174.22	0.200	1.39
NF5	Kobe	1995	KJMA	6.9	0.96	0.821 <i>g</i>	81.22	0.101	0.84
NF6	Kobe	1995	Kobe	6.9	3.40	1.089 <i>g</i>	160.17	0.150	2.16
NF7	Kobe	1995	Takatori	6.9	4.30	0.787 <i>g</i>	144.73	0.188	1.78
NF8	Elysian Park 2	—	—	7.1	10.70	0.904 <i>g</i>	96.81	0.109	0.84
NF9	Elysian Park 3	—	—	7.1	11.20	1.014 <i>g</i>	155.07	0.156	2.64
NF10	Palos Verdes 2	—	—	7.1	1.50	0.969 <i>g</i>	287.86	0.303	3.28
NF11	Landers	1992	Landers	7.3	1.10	0.714 <i>g</i>	136.05	0.194	5.70
NF12	Chi Chi	1999	TCU52	7.6	1.84	0.448 <i>g</i>	220.67	0.503	13.87
NF13	Chi Chi	1999	TCU65	7.6	2.49	0.790 <i>g</i>	132.48	0.171	6.20
NF14	Chi Chi	1999	TCU67	7.6	1.11	0.449 <i>g</i>	97.47	0.199	3.93
NF15	Chi Chi	1999	TCU68	7.6	3.01	0.512 <i>g</i>	280.28	0.559	12.15

为 0.296×10^{-5} rad, 是远场地震动的 1.43 倍; 数据标准差为 15.4×10^{-7} rad, 是远场地震动的 3.5 倍. 当加速度幅值为 0.6 *g* 时, 近场地震动的最大摇摆角及其标准差分别是远场地震动的 1.7 和 2.56 倍; 当加速度幅值为 0.9 *g* 时, 近场地震动的最大摇摆角及其标准差分别是远场地震动的 1.88 倍和 2.89 倍; 当加速度幅值为 1.2 *g* 时, 近场地震动的最大摇摆角及其标准差分别是远场地震动的 2.28 倍和 3.90 倍. 由此可知, 近场地震动引起上部结构最大摇摆角明显大于远场地震动, 且具有更大的离散性.

图 7 为上部结构最大摇摆角随脉冲周期变化. 可知: 远场地震动脉冲周期范围远小于近场地震动, 远场地震动的脉冲周期通常小于 3 s, 而近场地震动通常为 0~15 s; 随着脉冲周期的增加, 近场地震动引起的上部结构最大摇摆角先迅速增大再迅速减小, 在 2.64 s 时达到峰值; 当脉冲周期超过 6.2 s 后, 上部结构最大摇摆角没有明显变化; 随着脉冲周期的增加, 在远场地震动作用下, 3 s 内出现 3 个峰值, 且这 3 个峰值的幅度不断减小; 在近场地震动和远场地震动作用下, 上部结构最大摇摆角随脉冲周期的变化规律不同, 峰值大小也不等.

4 隔震层支座受力分析

当上部结构摇摆角较大时, 会导致边角支座出现较大应力, 甚至被破坏, 因此需对支座的应力状态进行评估. 当支座工作时, 竖向极限压应力与水平剪切变形耦合^[28], 竖向极限压应力

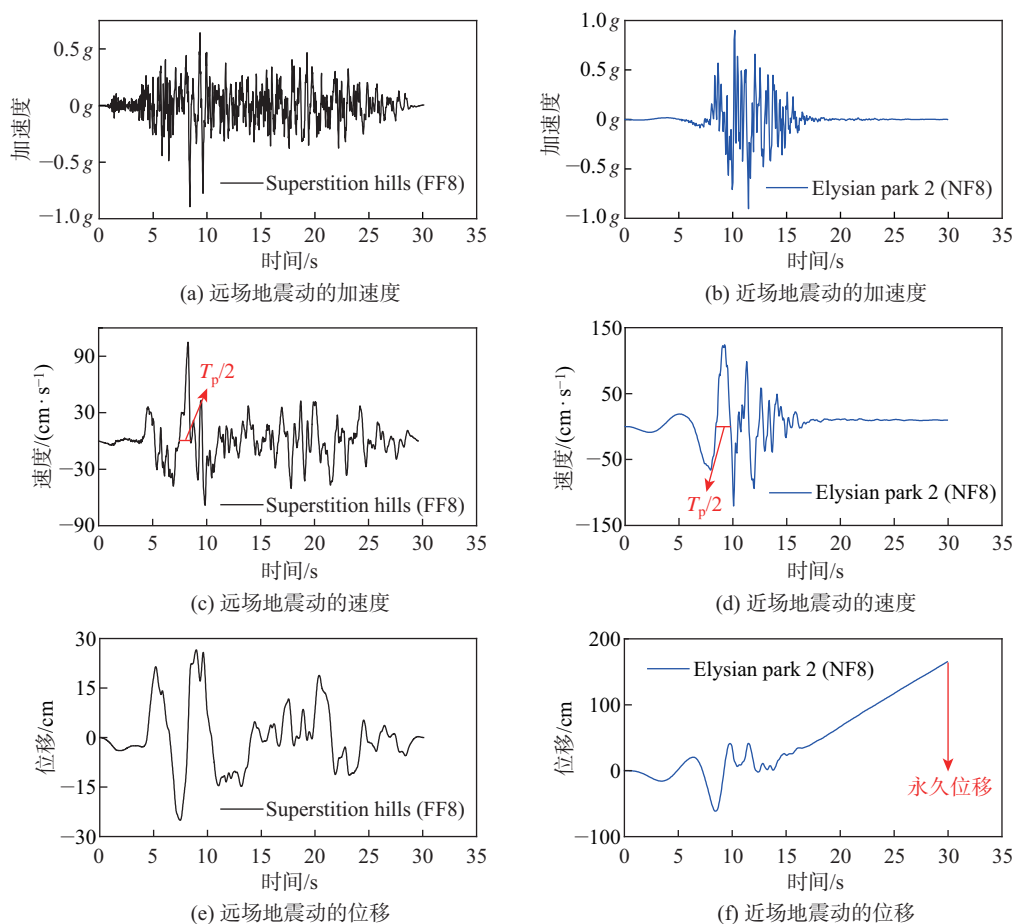


图 4 远场和近场地震动的典型地加速度、速度和位移时程

Fig. 4 Acceleration, velocity and displacement time-histories of typical far and near field motions

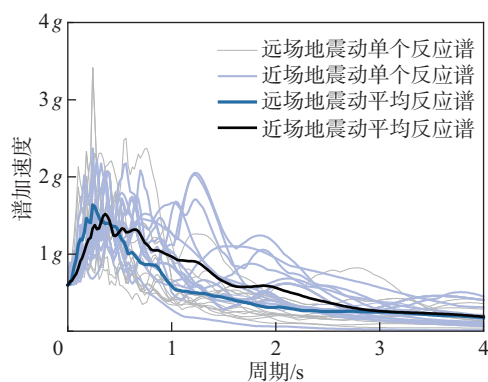


图 5 远场和近场地震反应谱

Fig. 5 Response spectrum of far and near field earthquakes

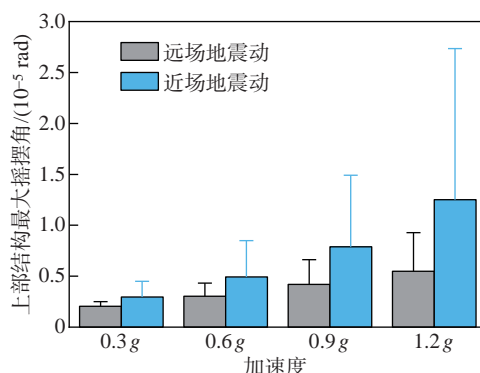


图6 上部结构最大摇摆角统计数据

Fig. 6 Statistics of the best swing angles of the superstructures

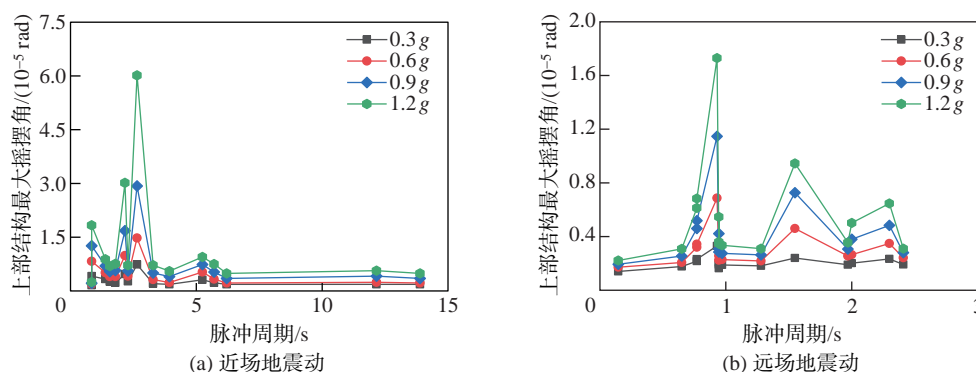


图7 上部结构最大摇摆角随脉冲周期变化

Fig. 7 Best swing angles of the superstructure varies with pulse periods

将随着水平剪切变形的增加而不断减小,直到水平剪切变形达到支座边长 D 时,竖向极限压应力减小到 0.

当叠层橡胶支座发生剪切变形时,假设有效部分面积承受全部压缩荷载,则当压应力与屈曲应力一致时达到安定极限状态,而屈曲应力可简单推算为

$$\sigma_{cr2} = \zeta G S_1 S_2, \quad (5)$$

式中: $\zeta = \pi \sqrt{\frac{\kappa}{8(1+2\kappa S_1^2 G/E_b)}}$; 模拟中采用的是方形橡胶支座,边长为 800 mm,第 1 形状系数 $S_1=24.8$,第 2 形状系数 $S_2=5.56$, $G=0.5$ MPa, $E_b=1.96$ GPa,修正系数 $\kappa=0.85$,水平刚度为 2.20 kN/mm,屈服力为 40.2 kN.一般认为支座的竖向极限拉应力为 1 MPa,可以得出支座的安定变形区如图 8 所示,其中横坐标为支座水平剪切变形, σ_{cr1} 为竖向极限拉应力,取值 1 MPa, σ_{cr2} 为竖向极限压应力,取值如式 (5) 所示.通过判断支座的竖向荷载和水平剪切变形,可以判断其是否处于安定变形区.

在结构角点处的支座具有最大的竖向变形,因此选取图 1(a) 中左下角的支座进行分析.在不同加速度幅值下,支座竖向应力和水平剪切变形滞回曲线中最不利的受力点(水平剪切变形最大或者竖向应力最大处)与安定变形范围的相对关系如图 9 所示,其中纵坐标表示支座的竖向应力状态,横坐标为剪切变形与支座边长 D 的比值.

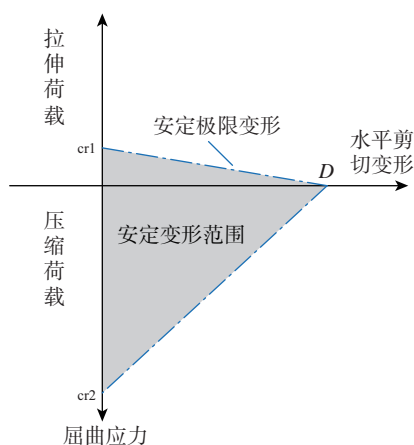


图 8 安定变形范围

Fig. 8 Ranges of the stable deformations

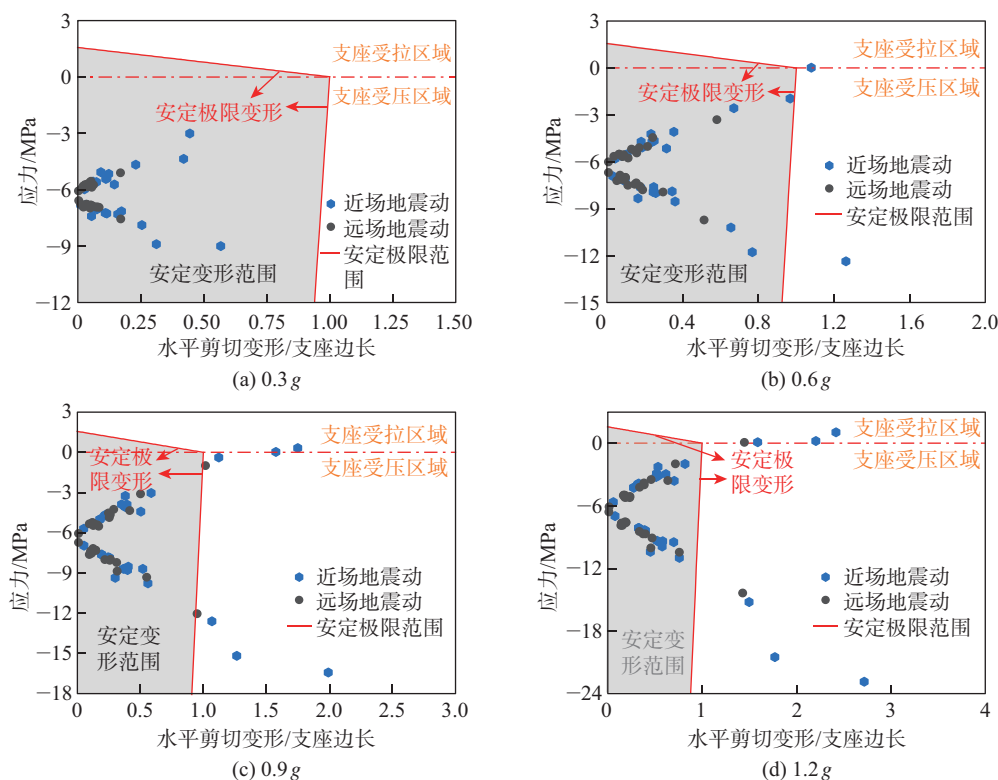


图 9 不同地震工况下安定变形范围

Fig. 9 Ranges of the stable deformations under different seismic conditions

由图 9 可知: ①在 0.3 g 工况时, 近场地震动和远场地震动下, 支座都处在安定变形范围内; 远场地震动下支座最大剪切变形都在 0.17D 以内, 近场地震动最大剪切变形可达 0.57D; ②在 0.6 g 工况时, 远场地震动下支座仍处于安定变形范围内, 最大剪切变形 0.58D; 近场地震动下, 有 1 条地震动使得支座处于安定变形范围之外, 且支座开始出现受拉的情况, 最大剪切

变形可达 $1.26D$; ③在 $0.9g$ 工况时,远场地震动下有1条地震动使得支座处于安定变形范围之外;近场地震动下有3条地震动使得支座处于安定变形范围之外,且有2条地震动使得支座出现受拉状态;④在 $1.2g$ 工况时,远场地震动下支座开始出现受拉的情况;近场地震动下有3条地震动处于安定范围之外,且这3条地震动都使支座出现了受拉状态。

综上,通过对比两种地震动下支座的受力和变形可知:在近场地震动作用下,支座的应力和剪切变形普遍大于远场地震动下的响应结果,同时支座更易进入非安定变形状态,更易出现受拉状态。

5 结束语

本工作选取了不同的远场和近场地震动作用,基于工程案例,采用数值模拟的方法计算了核电隔震结构的摇摆响应并进行数理统计,得到了不同加速度幅值下,核电隔震结构的安定变形范围。在此基础上,分析了远场和近场地震动作用下核电结构的摇摆响应以及支座所处状态,得到以下结论。

(1) 在近场地震动作用下,上部结构最大摇摆角明显地大于远场地震动且具有更大的离散性。在 $0.3\sim 1.2g$ 加速度幅值下,近场地震动作用下上部结构最大摇摆角均值和标准差最大,分别为远场地震动的 2.88 和 3.90 倍。因此,与远场地震动作用相比,近场地震动作用下各项指标整体增幅较大、不确定性较大,进行隔震设计时应考虑其影响。

(2) 当近场地震动的脉冲周期增加时,上部结构最大摇摆角先增加后减小。当脉冲周期超过 $6.2s$ 时,上部结构最大摇摆角趋于不变。在进行核电隔震结构设计中,当进行近场地震动作用输入时,有必要考虑其脉冲周期对结构摇摆的影响。

(3) 在近场地震动作用下,支座更易进入非安定变形状态,其中在 $0.6g$ 工况时,近场地震动开始使得支座进入非安定变形状态;在 $0.9g$ 工况时,远场地震动才开始使得支座进入非安定变形状态。

(4) 近场地震动更易使支座进入受拉状态。在 $1.2g$ 工况时,分别有1条远场地震动和3条近场地震动使得支座受拉。综合来看,支座受拉增大了结构的危险性。因此,在进行结构的极限变形和稳定性分析时,必须考虑近场地震动更易导致支座受拉而带来更大的安全威胁。

虽然本工作的研究成果是基于核电厂隔震结构的具体分析,但对于高宽比、隔震周期等参数相近的民用隔震结构仍具有参考价值。

参考文献:

- [1] 李小军,王芳,杨建华,陈苏.场地剪切波速对核电厂结构地震响应的影响[J].防灾减灾工程学报,2021,41(6):1195-1201.
- [2] 陈健云,李静,渠亚卿,等.隔震与非隔震核岛辅助厂房易损性分析[J].自然灾害学报,2017,26(4):29-38.
- [3] 周志光,陈浩,赵锦一.考虑土-结构相互作用效应和隔震的核电结构振动台试验研究[J].工业建筑,2022,52(6):87-92.
- [4] 何文福,黄一沈,刘文光,等.核电厂隔震结构支座力学性能多因素耦合地震响应研究[J].振动与冲击,2018,37(17):72-78.
- [5] 刘文光,程颖,李韶平,等.核电厂隔震支座的受拉临界理论与结构振动台试验研究[J].振动与冲击,2019,38(14):153-160.
- [6] 高和平.近场地震下钢框架结构地震易损性分析[J].华南地震,2022,42(1):147-152.

- [7] MALHOTRA P K. Response of buildings to near-field pulse-like ground motions [J]. Earthq Eng Struct Dyn, 1999, 28(11): 1309-1326.
- [8] ALAVI B, KRAWINKLER H. Strengthening of moment-resisting frame structures against near-fault ground motion effects [J]. Earthq Eng Struct Dyn, 2004, 33(6): 707-722.
- [9] GERAMI M, ABDOLLAHZADEH D. Vulnerability of steel moment-resisting frames under effects of forward directivity [J]. Struct Des Tall Special Build, 2015, 24(2): 97-122.
- [10] YADAV K K, GUPTA V K. Near-fault fling-step ground motions: characteristics and simulation [J]. Soil Dyn Earthq Eng, 2017, 101: 90-104.
- [11] KARAVASILIS T L, MAKRIS N, BAZEOS N, et al. Dimensional response analysis of multistory regular steel MRF subjected to pulselike earthquake ground motions [J]. J Struct Eng, 2010, 136(8): 921-932.
- [12] ALONSO-RODRÍGUEZ A, MIRANDA E. Assessment of building behavior under near-fault pulse-like ground motions through simplified models [J]. Soil Dyn Earthq Eng, 2015, 79: 47-58.
- [13] DICLELI M, MEHTA A. Effect of near-fault ground motion and damper characteristics on the seismic performance of chevron braced steel frames [J]. Earthq Eng Struct Dyn, 2007, 36(7): 927-948.
- [14] RUIZ-GARCÍA J, NEGRETE-MANRIQUEZ J C. Evaluation of drift demands in existing steel frames under as-recorded far-field and near-fault mainshock-aftershock seismic sequences [J]. Eng Struct, 2011, 33(2): 621-634.
- [15] ISMAIL M, RODELLAR J, POZO F. An isolation device for near-fault ground motions [J]. Struct Contr Health Monit, 2014, 21(3): 249-268.
- [16] MAZZA F, MAZZA M, VULCANO A. Base-isolation systems for the seismic retrofitting of r.c. framed buildings with soft-storey subjected to near-fault earthquakes [J]. Soil Dyn Earthq Eng, 2018, 109: 209-221.
- [17] TZIMAS A S, KAMARIS G S, KARAVASILIS T L, et al. Collapse risk and residual drift performance of steel buildings using post-tensioned MRFs and viscous dampers in near-fault regions [J]. Bull Earthq Eng, 2016, 14(6): 1643-1662.
- [18] VAFAEI D, ESKANDARI R. Seismic performance of steel mega braced frames equipped with shape-memory alloy braces under near-fault earthquakes [J]. Struct Des Tall Special Build, 2016, 25(1): 3-21.
- [19] 吴强, 陈少林. 近断层双向水平地震作用下隔震结构地震反应 [J]. 地震工程与工程振动, 2022, 42(1): 104-109.
- [20] 王伟军, 虞庐松, 李子奇, 等. 近断层地震特性对隔震曲线连续梁桥地震响应的影响 [J]. 地震工程学报, 2022, 44(1): 86-92.
- [21] PAN T C, KELLY J M. Seismic response of base-isolated structures with vertical-rocking coupling [J]. Earthq Eng Struct Dyn, 2010, 12(5): 681-702.
- [22] PEROTTI F, DOMANESCHI M, GRANDIS S D. The numerical computation of seismic fragility of base-isolated nuclear power plants buildings [J]. Nuclear Engineering & Design, 2013, 262: 189-200.
- [23] KUMAR M, WHITTAKER A S, CONSTANTINOU M C. An advanced numerical model of elastomeric seismic isolation bearings [J]. Earthq Eng Struct Dyn, 2014, 43(13): 1955-1974.

- [24] KUMAR M. Seismic isolation of nuclear power plants using elastomeric bearings [D]. New York: The State University of New York at Buffalo, 2015.
- [25] FANG C, ZHONG Q, WANG W, et al. Peak and residual responses of steel moment-resisting and braced frames under pulse-like near-fault earthquakes [J]. Eng Struct, 2018, 177: 579-597.
- [26] LOH C, WAN S, LIAO W. Effects of hysteretic model on seismic demands: consideration of near-fault ground motions [J]. Struct Des Tall Build, 2002, 11: 155-169.
- [27] KRAWINKLER H, ALAVI B. Development of improved design procedures for near-fault ground motions [C]// SMIP 98, Seminar on Utilization of Strong Motion Data. 1998.
- [28] 日本建筑学会. 隔震结构设计 [M]. 刘文光, 译. 北京: 地震出版社, 2006: 38-41.

(责任编辑: 丁嘉羽)