建筑结构学报 Journal of Building Structures
第 XX 卷第 XX 期 20XX 年 10 月
Vol.XX No.XX Oct. 20XX
文章编号：1000-6869（XXXX）XX-0001-13
DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2023.0862

某超高层 RC 剪力墙结构的实测远场地震反应

范涛[1,2,3]，曲哲[1,2]，杨江[3,4,5]，刘晓辉[1,2]，郭学卫[6]
（1. 中国地震局工程力学研究所，黑龙江哈尔滨 150080；2. 中国地震局地震工程与工程振动重点试验室，河北三河 065201；3. 湖北省地震局，地震预警湖北省重点实验室，湖北武汉 430071；4. 武汉地震科学仪器研究院有限公司，湖北咸宁 437100；5. 湖北省重大工程地震监测与预警处置工程技术研究中心，湖北咸宁 437100；6. 武汉襄投置业有限公司，湖北武汉 430000）

摘要：结构的实际地震反应及其在地震作用下的动力特性是结构抗震分析和设计的重要基础。以某高度 160 m 以上超高层建筑在两次远场地震以及环境激励下获取的监测数据，采用随机子空间法识别得到其前两阶自振频率和一阶阻尼比，并分析其在地震作用下的加速度、速度和位移反应。结果表明：与在环境激励下相比，结构在地震作用下的基本自振周期随振幅的增加而有所延长，一阶阻尼比随振幅的增加而明显增大，且在地震后能够恢复到地震前的状态，呈现非线性特性；抗震设计时采用的基本自振周期显著大于结构在地震作用下的实测值，在结构短边方向的相对误差超过 40%，这对结构抗震设计偏于不安全；结构在地震作用下实测的阻尼比，在两个主轴方向分别约为 1.2%和 1.6%，与美国高层建筑阻尼比的测试数据相近，但远小于我国现行建筑抗震设计规范中混凝土结构 5%的建议值，反映出我国规范中建议的阻尼比取值可能偏高；结构在两次远场地震中的楼面峰值加速度和速度随着建筑高度的增加而放大，且高阶模态反应贡献显著，放大系数显著超过我国规范建议值；结构的地震位移反应呈现以弯曲变形为主的特征，层间位移角远小于规范限值。

关键词：超高层建筑；动力特性；随机子空间法；地震反应；阻尼比
中图分类号：TU399 **文献标志码：** A

Monitored responses of a high-rise residential building of RC shear wall structure to distance earthquakes

FAN Tao[1,2,3], QU Zhe[1,2], YANG Jiang[3,4,5], LIU Xiaohui[1,2], GUO Xuewei[6]
(1. Institute of Mechanical Engineering, China Earthquake Administration, Harbin 150080, China; 2. Key Laboratory of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Sanhe 065201, China; 3. Hubei Key Laboratory of Earthquake Early Warning, Hubei Earthquake Agency, Wuhan 430071, China; 4. Wuhan Institute of Seismic Instruments Co., Ltd., Xianning 437100, China; 5. Engineering Technology Research Center for Earthquake Monitoring and Early Warning Disposal of Major Projects in Hubei Province, Xianning 437100, China; 6. Wuhan Xiangtou Real Estate Co., Ltd., Wuhan 430000, China)

Abstract: The actual seismic response of a structure and its dynamic characteristics under seismic excitation are crucial foundations for seismic analysis and design of structures. Based on the monitoring data obtained from a super-tall building over 160 meters in height during two distant earthquakes and environmental excitations, the first two natural frequencies and the first-order damping ratio were identified using the stochastic subspace identification method. The acceleration, velocity, and displacement responses of the structure under earthquake action were analyzed. Compared to under environmental excitations, the fundamental period of the structure under seismic excitation with the increase of amplitude, and the first-order damping ratio significantly increases with the amplitude, and can return back to the pre-seismic values after the earthquake, indicating nonlinear elasticity. Besides, the fundamental period

基金项目：国家自然科学基金优秀青年科学基金项目 (52122811)，地震科技星火计划（XH231702YB），中国地震局地震研究所和应急管理部国家自然灾害防治研究院基本科研业务费专项资助项目（IS202216317）；湖北省重点研发计划项目（2022BAD059）。
作者简介：范涛，出生于 1987 年，男，博士研究生，高级工程师，主要从事强震动观测技术及结构反应分析。E-mail: fant_cea@163.com
通信作者：曲哲，出生于 1983 年，男，工学博士，研究员，主要从事建筑地震损伤控制研究。E-mail: quz@iem.ac.cn
收稿日期：20××年××月

used in seismic design is notably greater than the identified values in the earthquake events, with a relative error exceeding 40% in the short side direction, which is deemed unsafe for seismic design. The identified damping ratios of the structure under seismic excitations are approximately 1.2% and 1.6% in the two principal directions, respectively. These values correspond to the testing results for high-rise buildings in the United States but much lower than the recommended value of 5% for reinforced concrete structures in current Chinese code for seismic design of buildings. The peak floor acceleration and velocity of the structure during the two distant earthquakes amplify with the increase in building height, with significant contributions from higher-mode responses, and the amplification factors significantly exceed the recommended values in Chinese codes. The seismic displacement response of the structure is characterized by bending deformation, with inter-story drift angles far less than the code limits.

Keywords: Super high-rise building; dynamic characteristics; SSI; seismic response; damping ratio.

0 引言

截至 2024 年，我国已建成高度超 100m 的超高层建筑数量已接近一万栋[1]。而超高层建筑往往是人员密集场所，其地震安全对于大城市的抗震防灾至关重要。国内外均发生过高层建筑在地震作用下破坏的情况[2,3]，特别是远场地震地面运动中的长周期成分容易与超高层建筑发生共振，使结构发生破坏[4-7]。同时，也有因楼面振幅过大而引起居民恐慌[8-10]。

针对超高层建筑的地震安全问题，国家和地方均出台了关于应对重大工程实施长期地震监测的相关法律法规。利用监测数据，不仅可以在震前反演建筑物关键参数，还可以在震后实时评估建筑损伤，辅助灾情感知和应急响应。而利用结构在环境、风和地震激励下的监测数据识别结构动力特性也一直是国内外地震工程领域研究的焦点。

虽然结构的自振周期在理论上可以通过组成结构的构件质量和刚度计算得到，但是受建模、设计、材料、施工以及环境等因素存在的诸多不确定性的影响，计算得到的自振周期往往和实测结果存在一定差异。例如：Goel 等[11]根据建筑物在历史地震中的实测数据，给出了估算建筑基本自振周期的经验公式，发现不同结构形式、不同建筑高度对基本自振周期的公式均有显著影响。Kohler 等[12]对美国加州大学洛杉矶分校的 Factor 大楼的钢框架结构建筑进行动力特性测量，发现结构在地震作用下的自振周期大于环境激励下的自振周期。Shi 等[13]使用峰值拾取法和 Hilbert-Huang 变换等方法识别了上海环球金融中心（SWFC）的模态特性，发现识别的前三阶自振频率和有限元分析以及振动台试验的结果接近。Çelebi 等[14]利用峰值拾取法、半功率带宽法、随机子空间法和地震干涉法等方法识别了美国洛杉矶一栋 52 层的超高层建筑在地震中的前三阶自振频率，验证了不同方法识别结果的一致性。陶冬旺等[15]利用功率谱法和复模态指数函数法识别了云南漾濞 4 次地震中大理某高层建筑在两个主轴方向上的基本自振周期，识别出结构的前三阶自振频率基本一致。

与自振周期和振型等可以通过结构的质量矩阵和刚度矩阵来估算动力特性相比，确定阻尼更加复杂。基于实测的结构动力反应确定整体结构的阻尼是目前最可靠的方法[16]。如 Alford 和 Housner 基于地震工程研究所在一座四层混凝土建筑上进行的一系列振动试验发现，根据有限的证据，可以建立一个临界阻尼约为 5%的最低值作为普通建筑的阻尼取值，该值至今仍然被世界各国抗震设计规范所采用[17]。Jacobsen[18]利用结构构件的拟静力往复加载试验结果计算构件的等效阻尼比，建议钢筋混凝土构件的等效阻尼比取为 10%~16%。20 世纪 60 年代，美国原子能委员会（AEC）制定的 TID-7024 给出了一组推荐的阻尼比值，其中推荐钢筋混凝土结构的阻尼比取值为 7%[19]。Newmark 等[21]基于小幅值的足尺试验提出了一组新的阻尼比和应力幅值的函数关系。之后，AEC 为钢筋混凝土结构在“运行基准地震”（OBE）和“安全停堆地震”（SSE）下建议的阻尼比取值分别为 4%和 7%[22]。同时，有学者对此进行了研究，如温瑞智等[23]利用 16 栋高度在 47.5m 至 124m 的高层钢筋混凝土结构在环境激励下的监测数据，采用功率谱法和半功率带宽法识别了其自振周期和阻尼比，给出的阻尼比均在 5%附近。Bernal 等[24]通过研究建筑物在地震作用下的一阶阻尼比，指出钢筋混凝土结构的阻尼比取为 5%合理。Harris 等[25]则在研究了一组较少的建筑物后指出，钢框架结构和钢筋混凝土框架结构的阻尼比中位值分别为 3.6%和 3.1%。Li 等[26]利用环境激励数据，采用离

散同步挤压小波和希尔伯特变换法识别得到的韩国首尔乐天世界塔（LWT）超高层建筑的阻尼比为0.7%~3.4%。Cruz等[27]利用CSMIP数据库中大量建筑结构振动测试和地震反应监测数据，发现阻尼比随建筑高度的增加而减小，甚至低于美国超过 150 m 高层建筑抗震设计时常用的2.5%的阻尼比取值[28]；而在小振幅范围内，识别得到的结构一阶阻尼比和振幅之间并没有统计意义上的相关性[16,27]。

国内对于结构地震反应的监测工作始于1962年新丰江大坝建立的结构强震观测台阵[29]，此后在北京、上海、广州、云南、台湾和湖北等地开展了重要建筑监测和区域性特色结构强震台阵建设[30-37]，并获得了实测结构地震反应数据，但在高层建筑结构台阵占比不高，因而其实测地震反应数据较少。武汉市作为我国中部地区中心城市，抗震设防烈度为 6 度（局部地区7度），超高层建筑数量庞大，其中超高层住宅建筑高度主要集中在160 m至170 m，超高层住宅居民的正常居住生活多次受到远场地震影响[4-10]。在此背景下，武汉市于2017年在全国率先出台《应当建设专用地震监测台网和强震动监测设施的重大工程和可能产生严重次生灾害建设工程的审批》的行政许可政策，要求对高度超过 160m 的超高层建筑开展长期结构振动监测。经过6年的发展，已对全市近150余栋160m以上建筑开展长期结构监测。

本文中以武汉市某高度160 m钢筋混凝土（RC）剪力墙结构超高层建筑为代表，分析其长期监测台阵在两次远场地震和常态环境激励中获取的监测数据，考察其地震反应特征和动力特性，为我国同类工程结构的抗震设计提供参考。

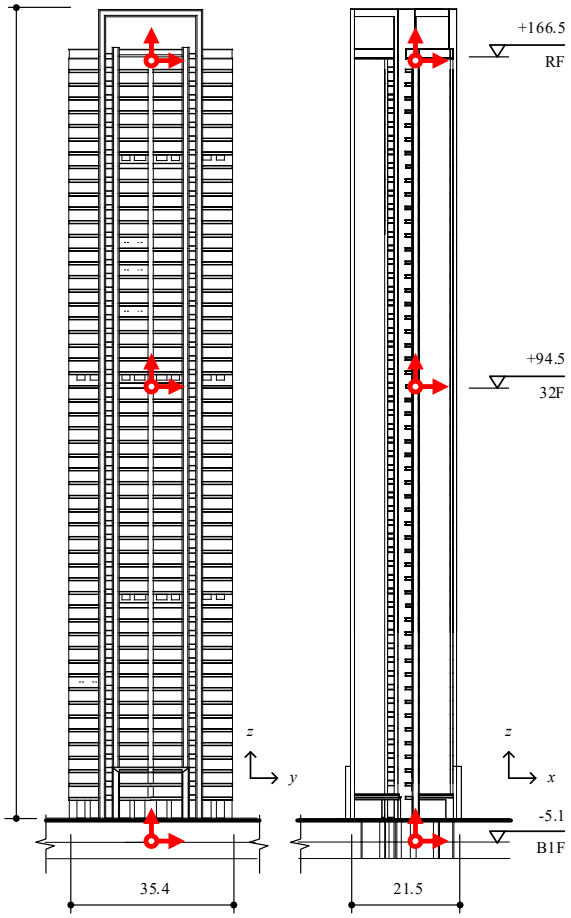
1 建筑结构和监测台阵概述

监测的建筑物位于武汉市洪山区，建成于2022年7月，为住宅建筑，总高度168.90 m，地下2层，地上55层，长轴方向（*y*方向）长35.4 m，短轴方向（*x*方向）长 21.5 m。建筑采用钢筋混凝土剪力墙结构，抗震设防烈度为6度（0.05g），II类场地，设计地震分组为第一组，反应谱特征周期0.35 s。根据其《超限高层建筑抗震设计可行性论证报告》，对结构进行抗震设计时，采用 YJK-A 和 Midas Building 软件计算了结构在*x*、*y*方向的前两阶周期，如表1所示。

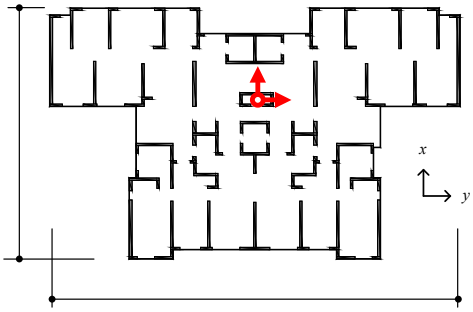
表1 抗震设计中有限元分析得到的结构自振周期 T/s
Table 1 Periods of structure by finite element analysis for its seismic design

方向	T/s			
	YJK-A		Midas Building	
	一阶	二阶	一阶	二阶
x	4.362	1.218	4.385	1.231
y	4.115	1.034	4.116	1.035

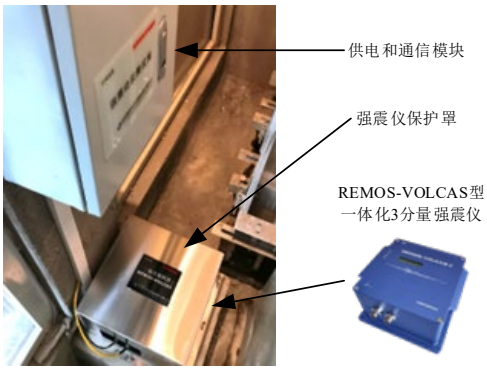
该建筑在建设过程中在地下 1 层（B1F）、32 层（32F）和屋顶（RF）度处的弱电井中等 3 个高度各布设了 1 台 REMOS-VOLCAS 型一体化强震仪，形成结构监测台阵。对每台强震仪配备 3 个正交方向的微机电（MEMS）力平衡电容式加速度传感器和 3 通道数据采集仪。加速度传感器测量范围为±2g，频率响应范围 0.1~80Hz，一体化强震仪动态范围为 113dB，数据采集仪分辨力为24位，数据采样率200sps，授时精度优于 0.2ms，内置 UPS 可满足 24h 的后备供电。结构监测台阵在建筑中的布设情况如图1所示。



（b）剖面图



面图



（d）现场图

图 1 结构地震监测台阵布设情况

Fig. 1 Configuration of structural seismic monitoring array.

2 远场地震及其引起的地面运动

该台阵建成后不久即记录到台湾 2022 年 9 月 17 日台东 6.5 级地震和 2022 年 9 月 18 日花莲 6.9 级地震中的振动反应。两次地震的基本信息如表 2 所示。其震中距离该建筑均超过 1000km。

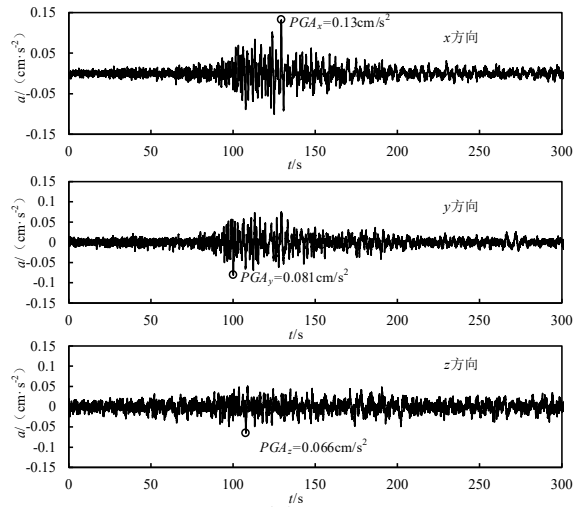
表 2 远场地震基本信息

Table 2 Basic information on distance seismic events

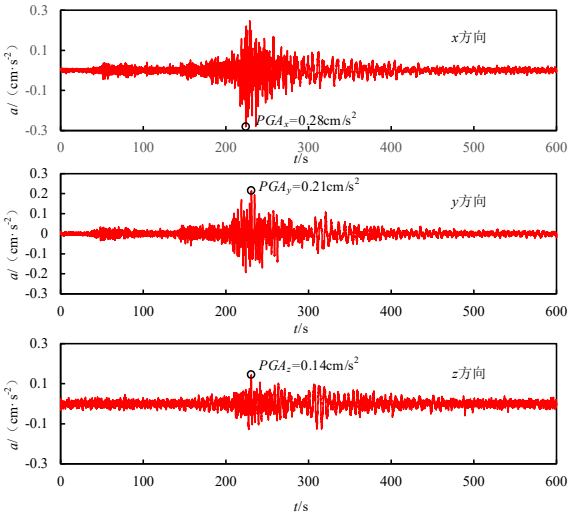
地震名称	日期	震级	震源深度/km	震中距/km
台东地震	2022 年 9 月 17 日	M6.5	8.6	1066.1
花莲地震	2022 年 9 月 18 日	M6.9	10	1071.7

该建筑地下一层 B1F 处的强震仪，在两次远场地震中记录到加速度时程，如图 2 所示。由台东地震引起的地面峰值加速度在 x 和 y 方向分别为 0.13 cm/s^2 和 0.081 cm/s^2，持时分别约为 65 s 和 91 s（即 Arias 谱烈度 15%~85%区间的时长）。而由花莲地震引发的地面峰值加速度在 x 和 y 方向分别为 0.28 cm/s^2 和 0.21 cm/s^2，持时分别约为 85 s 和 101 s。地震动幅值小、持时长，具有明显的远场地震特征。振动幅值虽然远小于当地多遇地震水平对应的地面峰值加速度（18 cm/s^2），但已明显大于环境激励的峰值加速度水平（约 0.03 cm/s^2）。

图 3 中比较了两次远场地震及震后当天 15:00-16:00 持续 1 h 的环境激励的反应谱，其中虚线处对应的分别是设计采用的相应方向的一阶和二阶周期，具体数值见表 1。可见，与环境激励在周期 1s 以前有相对显著的频谱成分相比，两次远场地震在结构底部引起的振动均表现出明显的更长周期频谱成分，其中花莲地震 x 方向和 y 方向的振动分别在周期约 0.76 s 和 1 s 处达到反应谱峰值，且与抗震设计时计算得到的结构 y 向基本自振周期基本重合。



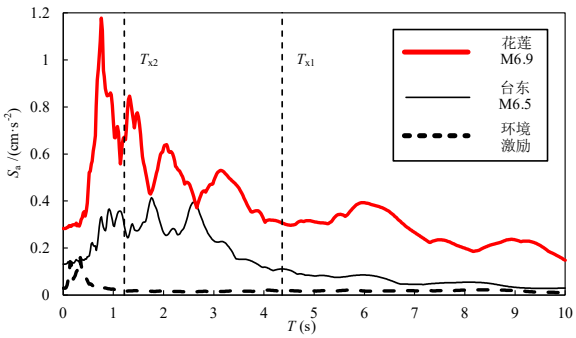
（a）台东6.5级地震



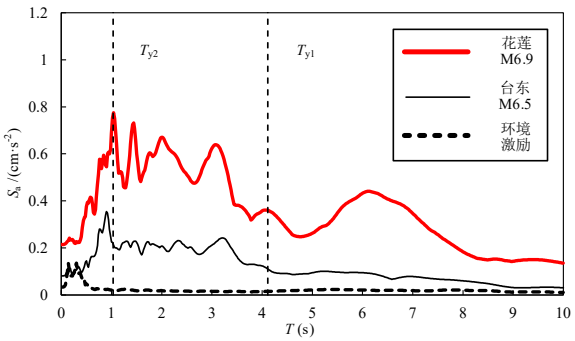
（b）花莲6.9级地震

图 2 两次远场地震中建筑 B1F 处的加速度时程曲线

Fig. 2 Acceleration time histories at B1F during the two earthquakes.



（a）x方向



（b）y方向

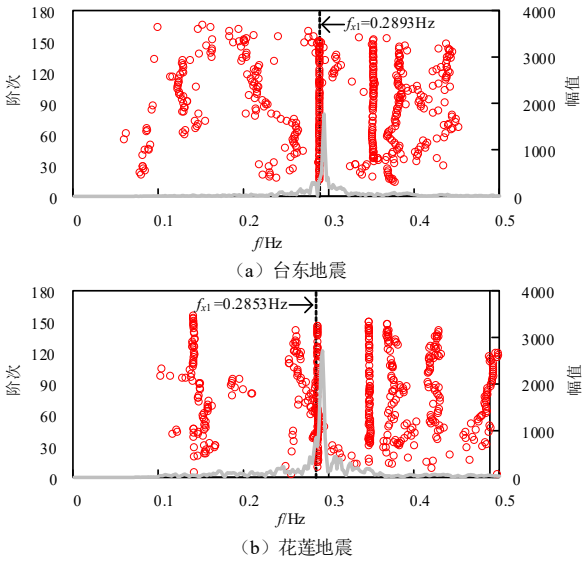
图 3 B1F 处水平振动的加速度反应谱

Fig. 3 Acceleration response spectrum of horizontal motions at B1F.

3 监测结果与分析

3.1 自振频率及周期

随机子空间法（SSI）是一种用于模态识别的数据驱动方法。通过对数据集进行随机子空间分解，将数据分解为多个子空间，然后对每个子空间进行特征提取和模态识别[38]。采用 SSI 方法识别结构在两次远场地震中自振频率、阻尼比和振型，结构的稳定图如图 4、5 所示。其中，A_{mp}为傅里叶幅值谱，将阶次最大值设为 180，Hankel 矩阵块数为 90，频率容差 1%，振型置信系数 MAC 容差为 0.1%。

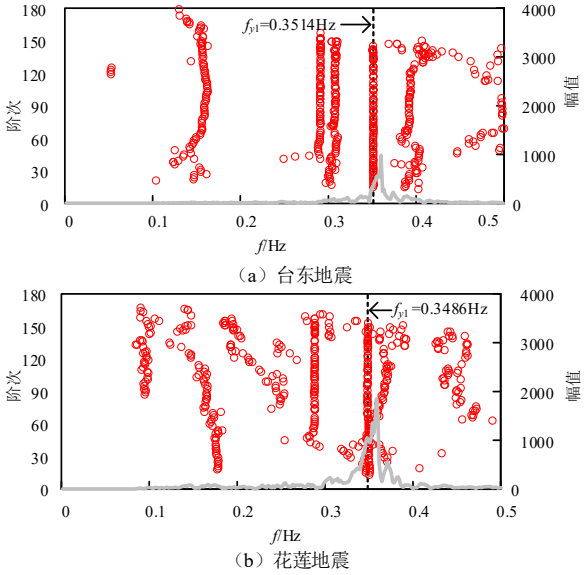


（a）台东地震

（b）花莲地震

图 4 结构 *x* 方向稳定图

Fig.4 Stability diagram in *x*-direction.



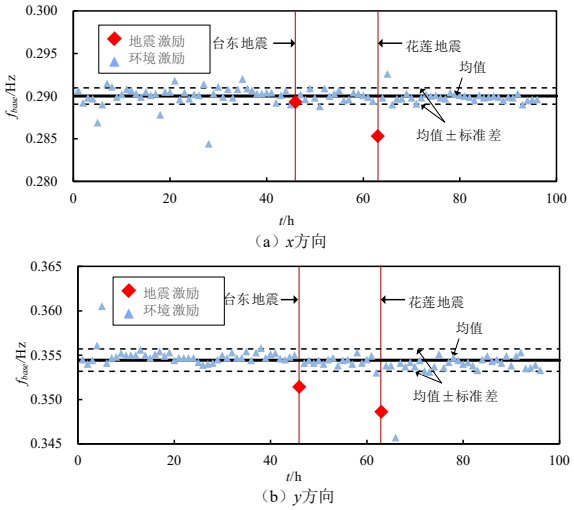
（a）台东地震

（b）花莲地震

图 5 结构 *y* 方向稳定图

Fig.5 Stability diagram in *y*-direction.

同样利用 SSI 方法，对两次远场地震事件前后的 2022 年 9 月 16 日-9 月 19 日结构在环境激励下的振动数据进行模态参数识别。采用时间长度 1 h（不包含两次地震事件分别对应的 1 h 时间）的振动数据识别得到的基本频率如图 6 所示。可见，结构在环境激励下识别得到的基本频率虽然存在一定的离散性，在个别时间段也会有一些离群点，但总体上比较稳定，在 *x* 方向的均值为 0.29 Hz，变异系数仅为 0.33%；*y* 方向均值为 0.35 Hz，变异系数仅为 0.35%。图 6 中同时给出了上述利用两次地震反应数据识别得到的结构基本频率，结构在地震中基本频率有所降低，在振幅较大的花莲地震中的降低更为明显，而当地震结束后，结构的基本频率又恢复到地震前的水平，表现出非线性特性。这与 Asrorga A 等[39]在分析日本一栋钢骨混凝土建筑的多次地震反应监测数据时观察到类似结果。说明此现象可能在混凝土建筑中具有普遍性，但其证实和机理解释尚需要更多的数据检验。



（a）*x*方向

（b）*y*方向

图 6 两次远场地震事件前后连续 96h 结构基本频率的变化

Fig.6 Variation of fundamental natural frequency for 96 continual hours before and after two earthquakes.

表 3 中汇总了采用 SSI 法识别得到的结构在环境激励和两次远场地震事件中的基本自振周期，并与原结构抗震设计时采用 YJK 有限元分析得到的基本自振周期进行对比。可见，不论是在环境激励还是地震作用下，实测的结构基本自振周期均明显小于有限元分析的结果，*y* 向的相对误差可超过 40%。与框架结构不同，混凝土剪力墙结构的动力特性受砌体填充墙等非结构构件的影响不大。实测周期远小于抗震设计时计算分析得到的周期的原因与下列因素有关：1）该结构在采用铝模施工工艺，外填充墙、窗下墙和部分内隔墙均采用构造配筋的现浇混凝土墙，具有较大的抗侧刚度，而在设计中仅将其视为荷载而并未考虑其对刚度贡献；此外，数值分析模型中也没有考虑现浇混凝土楼梯的刚度贡献。2）实际施工时商用混凝土往往具有明显的超强特性，导致其弹性模量大于设计时的取值。3）在计算分析时，考虑实际居住荷载和偏于保守的恒荷载。而在实际监测时房屋尚未正式交付，无论是活荷载还是恒荷载都明显小于计算时假设的荷载取值。上述前两个原因导致结构实际刚度大于计算假设，最后一个原因导致结构实际质量小于计算假设，均可能使实测周期明显小于计算周期。而上述因素在我国建筑工程实践中较为普遍，铝模施工的现浇混凝土非结构墙也在剪力墙体住宅中有较广泛的应

用，因此，上述问题可能在我国剪力墙住宅结构中普遍存在。

表 3 结构两个水平方向的基本自振周期
Table 3 Fundamental period in two horizontal directions of the structure.

方向	T/s				相对误差最小值/%
	环境激励均值	台东地震	花莲地震	YJK	
x	3.448	3.457	3.505	4.362	24.451
y	2.822	2.846	2.869	4.115	43.430

图 7 中给出了结构在环境激励、台东地震和花莲地震中的基本自振周期与顶层水平位移（Δ_{RF}）之间的相关性。可见，在小振幅的工况下，结构基本自振周期随结构振幅的增大呈明显的线性增大趋势。

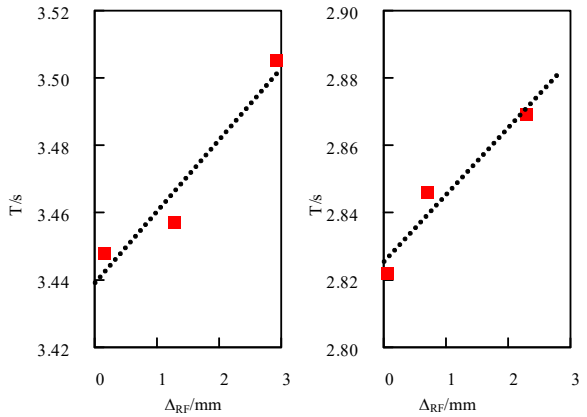


图 7 结构基本自振周期与顶层水平位移的相关性
Fig.7 Correlation of fundamental periods with Δ_{RF}

3.2 一阶模态阻尼比

采用 SSI 法识别得到结构在环境激励和两次远场地震中的一阶阻尼比随时间的变化，如图 8 所示和表 4。与自振周期相比，识别得到的环境激励下的阻尼比表现出更大的离散性。结构在 *x* 方向的一阶阻尼比均值为 0.49%，变异系数高达 51%；*y* 方向均值为 0.44%、变异系数为 28%。而结构在地震中阻尼比有所增大，在振幅较大的花莲地震中增幅尤为明显。地震结束后，结构的一阶阻尼比又恢复到地震前的水平。地震作用下结构的一阶阻尼比明显大于环境激励下的结果，但均远小于我国抗震规范建议的混凝土结构 5% 的阻尼比取值。

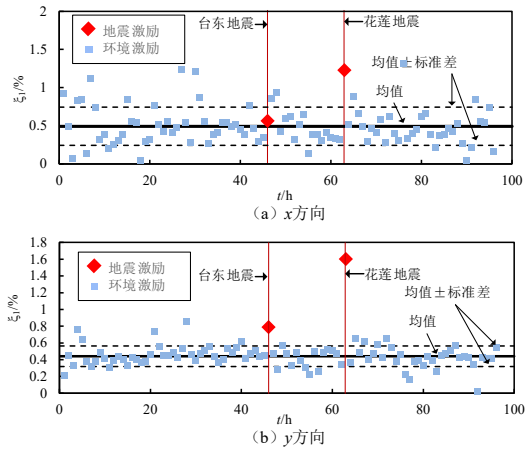


图 8 两次远场地震事件前后 96 h 结构一阶阻尼比的变化
Fig.8 Variation of first-mode damping ratio for 96 hours before and after the two earthquakes.

表 4 结构两个水平方向的一阶阻尼比
Table 4 First mode damping ratios in two horizontal directions of the structure.

方向	ξ_1/%			
	环境激励	台东地震	花莲地震	规范建议
x	0.49	0.56	1.2	5
y	0.44	0.79	1.6	5

图 9 所示为结构在环境激励、台东地震和花莲地震中的一阶阻尼比与顶层水平位移之间的相关性。可见，在小振幅工况下，结构一阶阻尼比随结构振幅的增大而大致呈线性增大趋势。这与已有研究中给出的在层间位移角小于 0.01%时，阻尼比随着振动幅度的增加而增加的规律相符[16,40-42]。而这一规律并不能简单地外推至较大振幅的情况。如 Cruz 等[16]研究发现，结构的一阶阻尼比在 1/1000 的层间位移角左右达到最大，不再随振幅的增大而继续增大。然而，这方面的实测数据很匮乏。

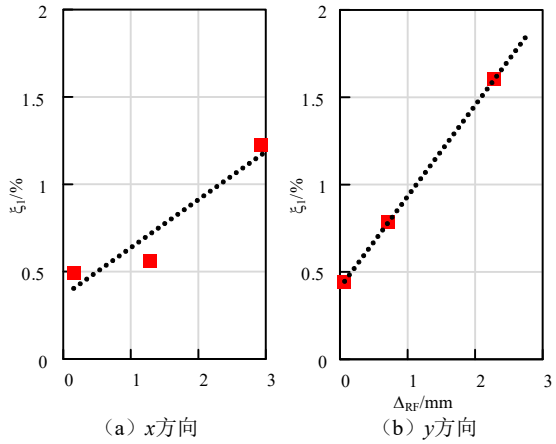


图 9 结构阻尼与顶层水平位移的相关性
Fig.9 Correlation of 1st-mode damping ratios with Δ_{RF}

图 10 中对比了混凝土剪力墙结构在花莲地震中的一阶阻尼比和美国高层混凝土结构（H>100m）的实测阻尼比[16]，并给出了我国 GB50011-2010《建筑抗震设计规范》[43]（下文简称“《抗规》”）和美国 ATC-72-1-2010[44]建议的混凝土结构的阻尼比取值。可见，采用本文方法识别得到的结构一阶阻尼比，与 Cruz 等[16]中给出的美国高度大于 100m 的混凝土建筑的实测阻尼比较为接近。无论是美国的实测数据[27]，还是 ATC-72 的建议取值，都反映出结构阻尼比随高度增大而减小的趋势，而我国规范关于混凝土结构建议的阻尼比取值尚未反映这一趋势，有可能高估高层建筑的阻尼比，使得结构抗震分析结果偏于不安全。为此，建议参考 Cruz 等[16]中的拟合公式形式，结合我国现有的高层建筑实测阻尼比数据，拟合得到我国的阻尼比随建筑高度变化的取值经验公式。

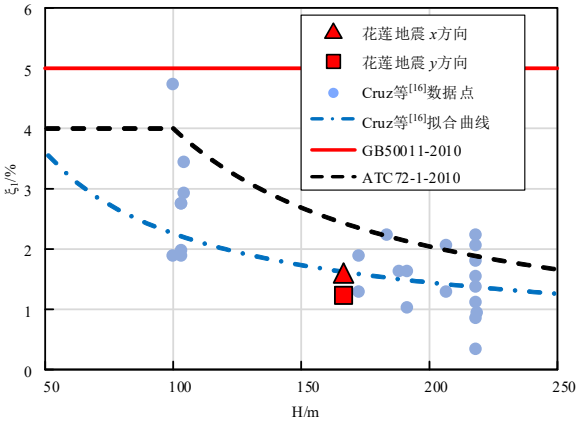


图 10 结构在花莲地震中的一阶阻尼比与已有实测阻尼比的比较

Fig.10 Comparison of 1st-mode damping ratio in Hualien earthquake with existing measured damping ratios.

3.3 楼面加速度反应

建筑底部 B1F 处的振动在建筑中传播时被显著放大。以强度等级相对较大的花莲地震为例，图 11 中给出了花莲地震作用下结构底部 B1F、中部 32F 和顶部 RF 处的加速度反应时程。可见，两个方向的水平峰值加速度从底部到顶部放大 6-8 倍。其中反应最大的时长 40 s 的加速度时程见图 12。可见，虽然 B1F 处的加速度变化较为杂乱，但经过结构的过滤和放大，32F 和 RF 处的加速度反应中明显包含对应于结构 1 阶、2 阶周期的两种不同的振动成分。其中，x 方向反应的 2 阶成分更加显著，y 方向反应则以 1 阶成分主导。

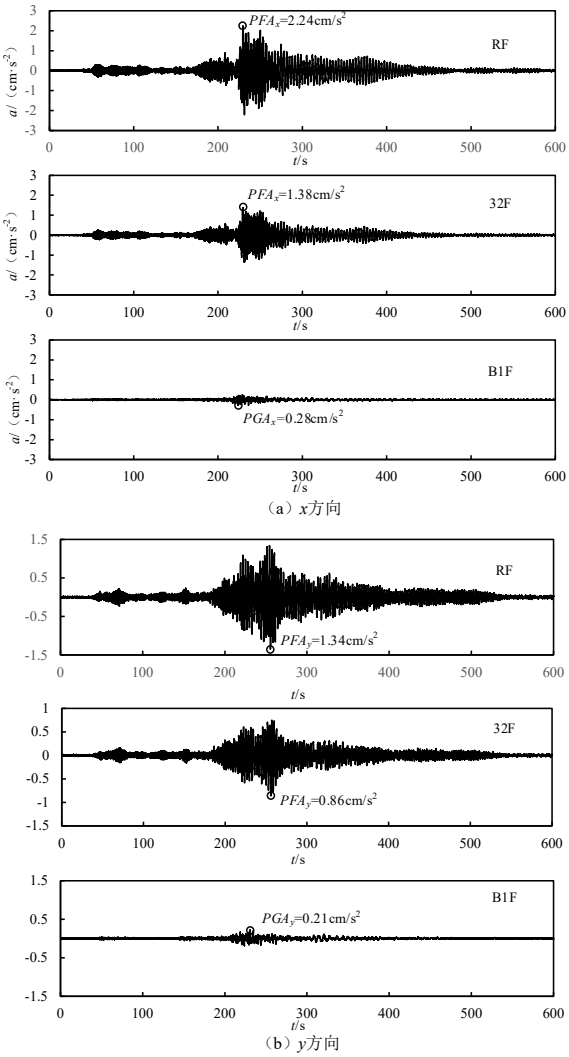
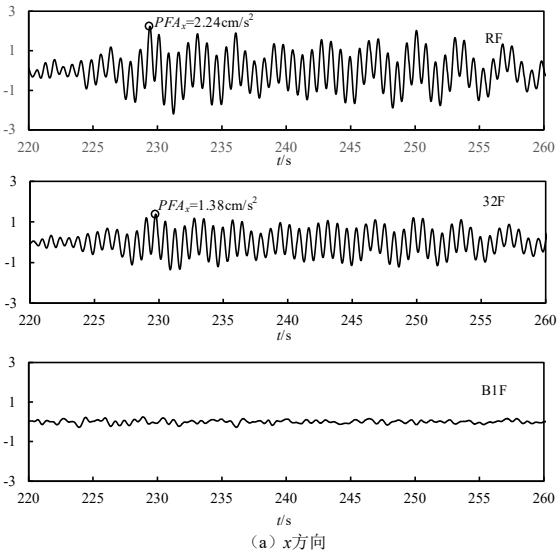
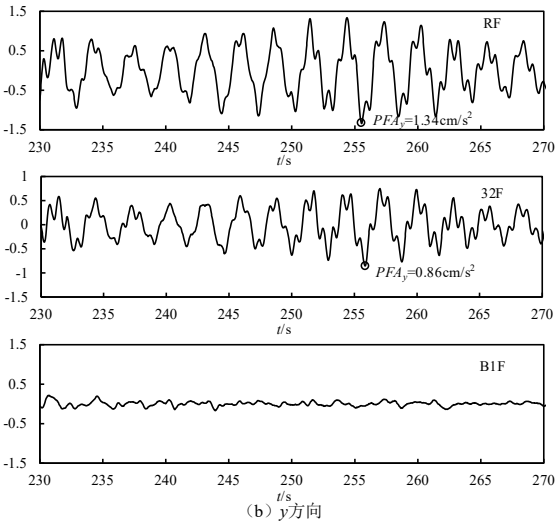


图 11 花莲地震下结构水平加速度反应时程

Fig. 11 Time histories of floor horizontal acceleration responses under Hualian earthquake.



（a）*x*方向

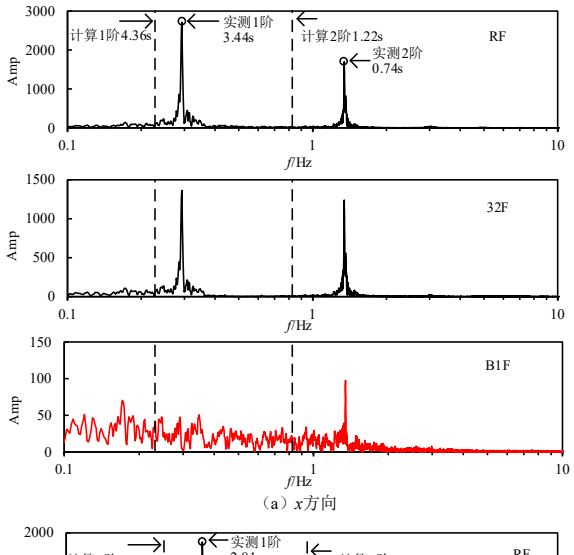


（b）*y*方向

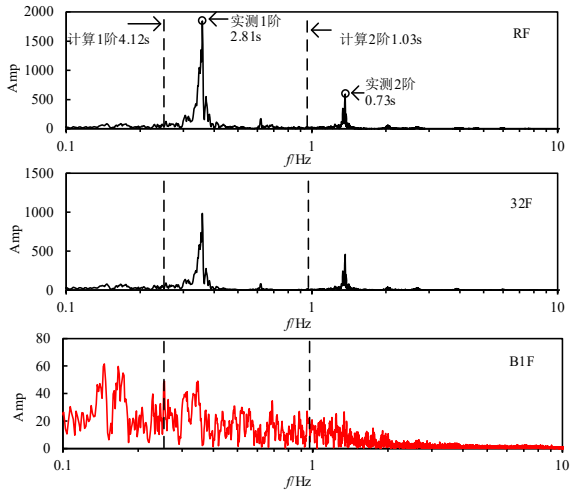
图 12 花莲地震下结构水平加速度反应时程局部

Fig. 12 Zoomed-in time histories of floor horizontal acceleration responses under Hualian earthquake.

如图 13 所示，时域上明显的两阶周期对应的振动成分在频域上表现为傅利叶幅值谱的显著峰值。可以识别结构在*x*方向的前两阶周期分别约为3.44s和0.74s，*y*方向的前两阶周期分别为2.81s和0.73s。与表1中列出的结构在抗震设计时采用的数值模型的自振周期相比，实测的两个方向振动的前两阶周期均显著小于计算值，其中，*x*方向1阶周期实测值仅为计算值的79%，*y*方向仅为68%。特别地，设计反应谱在中长周期随周期的增大而单调减小。在抗震设计中，高估长周期结构的基本自振周期将低估结构的地震作用，使设计偏于不安全。此外，原抗震设计时结构在两个平动主轴方向上的一阶周期比较接近，但实测的两个方向的一阶周期相差较大，*y*向仅为*x*向的82%，并未实现原设计意图。



（a）*x*方向

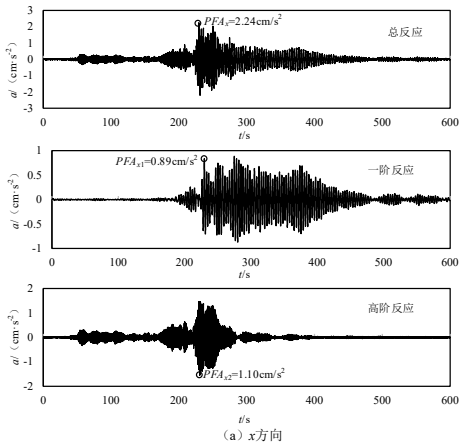


（b）*y*方向

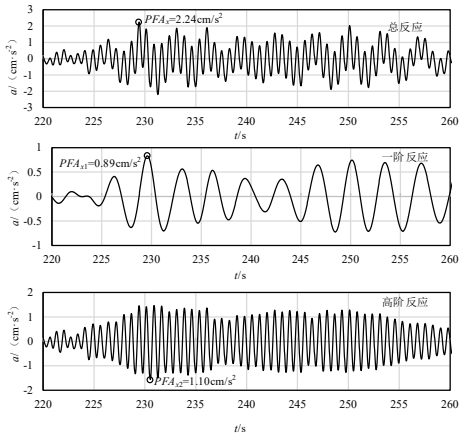
图 13 花莲地震下结构水平加速度反应的傅利叶幅值谱

Fig. 13 Fourier spectra of floor horizontal acceleration responses under Hualian earthquake.

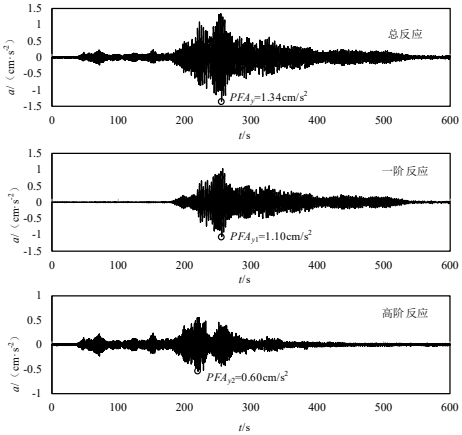
以结构顶层（RF）在花莲地震中的反应为例，采用 Butterworth 4 阶带通滤波器对其水平加速度记录分别以 0.5Hz 作为低通和高通截止频率，将总反应分解为 1 阶反应和高阶反应，如图 14 所示。可见，在 50-300 s时段，结构反应以高阶为主导，而 1 阶反应主要出现在200~500 s区间。在达到反应幅值后，高阶反应快速衰减，而 1 阶反应则持续了一段时间。此外，结构在 *x* 方向的高阶反应尤其显著，其对应的峰值加速度为 1.55cm/s^2，甚至大于 1 阶反应的峰值加速度 0.88cm/s^2。在结构的 *y* 方向，高阶反应的峰值虽然小于 1 阶反应，但也占相当大的比例。在对台东地震的反应中也存在类似的现象。可见，在估算结构的楼面加速度反应时，高阶反应不可忽略。



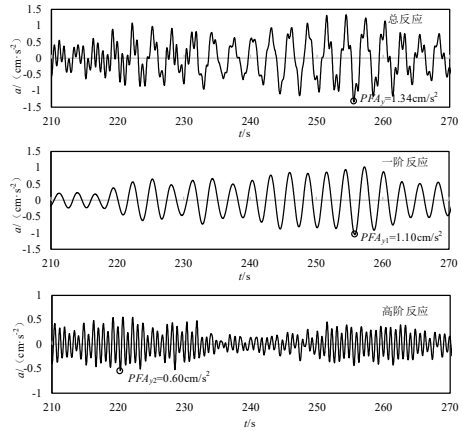
（a）x方向



（b）x方向局部



（c）y方向

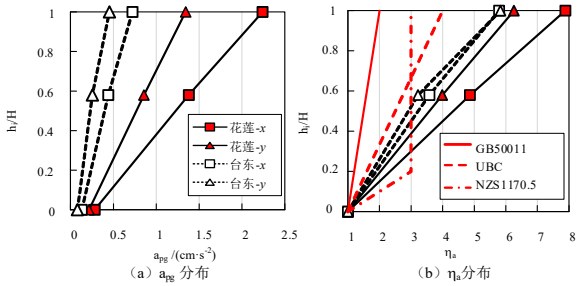


（d）y方向局部

图 14 花莲地震下结构顶层 RF 处加速度反应时程的模态分解

Fig. 14 Modal decomposition of roof acceleration response under Hualian earthquake.

图 15 所示为建筑在两次远场地震中两个水平方向的楼面峰值加速度（a_{pg}）反应随高度的分布及其放大系数（η_a）。虽然由花莲地震引起的结构反应较台东地震更为剧烈（图 15a），但在两次远场地震中，楼面峰值加速度在两个方向均随高度的增加而线性增大，顶层的放大系数在 5~8 之间。其中，在台东地震中，顶层的放大系数在两个方向均约为 5.5；在花莲地震中，顶层放大系数η_a在 y 方向约为 6.3，在 x 方向高达 8.0（图 15b）。需要说明的是《抗规》中在计算非结构构件的水平地震作用时，采用位置系数 z_2，建议沿建筑高度线性放大，但顶层放大系数建议值仅为 2.0，远小于实际观测的加速度放大系数。图 15b 中同时给出了美国 UBC-1997[44]和新西兰 NZS 1170. 5-2004 规范中建议的楼面峰值加速度放大系数[45]。二者在顶层的放大系数分别为 4 和 3。

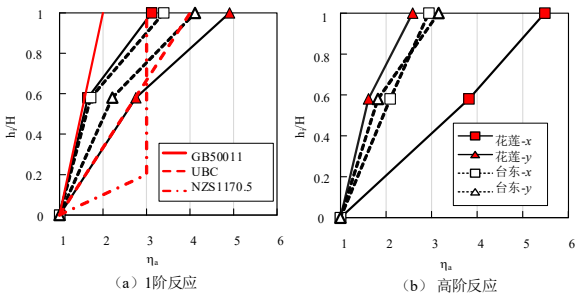


（a）a_{pg} 分布　　（b）η_a分布

图 15 楼面峰值加速度及其放大系数沿结构高度分布

Fig. 15 Floor peak acceleration and its amplification factor distribution along the structural height.

由于楼面峰值加速度受高阶反应影响显著，所以对 B1F、32F 和 RF 处的加速度均采用与图 14 相同的方法分解为 1 阶和高阶反应，并分别计算其对应的峰值加速度放大系数，如图 16 所示。可见，1 阶和高阶对应的楼面峰值加速度沿高度分布的规律有显著不同。如图 16a 所示，1 阶对应的顶层峰值加速度放大系数在两次地震 x 方向基本相等，均略大于 3；y 方向有显著差异，分别为 4 和 5。图中同时给出了我国、美国和新西兰相关规范建议的楼面峰值加速度放大系数。对于 1 阶反应的顶层的放大系数，美国 UBC 建议的放大系数较为合理，而我国《抗规》中的位置系数 z_2 则明显偏小。高阶反应对应的台东地震的两个方向的放大系数基本相等；台东地震的两个方向的加速度放大系数接近，花莲地震中结构在 x 方向的楼面加速度放大系数在顶层则高达 5.5，与 y 方向的放大系数相差较大，差值为 3。



（a）1阶反应　　（b） 高阶反应

图 16 1 阶和高阶反应的楼面峰值加速度放大系数

Fig. 16 Peak floor acceleration amplification factors in the first and higher mode responses.

3.4 速度反应

通过对地震中获取的绝对加速度时程记录进行积分[46][47]，得到相应的速度和位移反应时程，具体流程如图 17 所示。其中，常数基线校正采用原始记录触发之前 120s 记录的均值作为校正项，带通滤波采用 4 阶 Butterworth 滤波器，滤波频带为[0.2Hz, 10Hz]，线性基线校正采用一阶多项式拟合得到趋势线作为校正项。

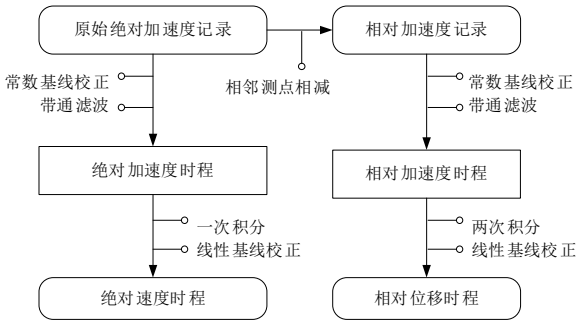


图 17 加速度记录积分流程

Fig. 17 Procedure of integration of acceleration records.

按上述方法得到了花莲地震中结构顶层在 x 方向的绝对速度和相对位移反应的 60s 的时程，如图 18 所示。可见，楼面速度反应中仍有明显的 2 阶成分，但与楼面加速度相比，2 阶反应的影响已明显减小。在相对位移时程中可忽略 2 阶反应的影响。

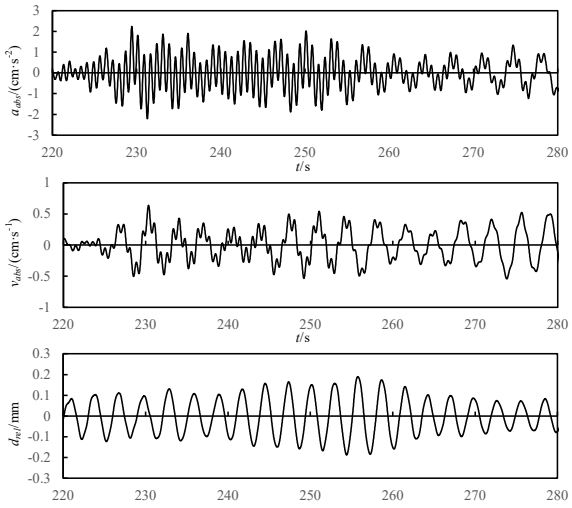
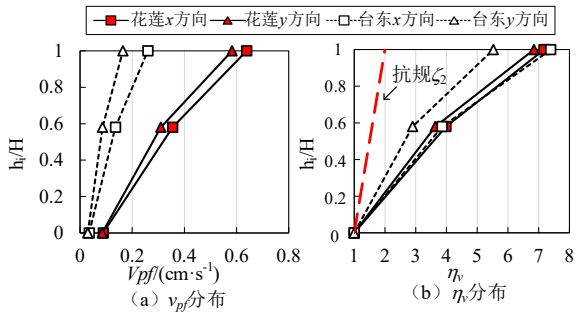


图 18 花莲地震中结构顶层 x 方向的振动时程

Fig. 18 Vibration time histories of the roof in x-direction under Hualian earthquake.

虽然现行抗震规范并未考虑楼面峰值速度反应对建筑抗震性态的影响，但研究表明，浮放于楼面上的功能性设备等非结构部件的地震损伤与楼面速度反应有关[48][49]。由建筑在两次远场地震中两个水平方向的楼面峰值速度反应（v_{pf}）随高度的分布及其放大系数（η_v）可知，花莲地震引起的结构速度反应较台东地震更加剧烈（图 19a），楼面峰值速度在两个方向均随高度的增加而增大。与峰值加速度放大系数类似，结构顶层的楼面速度放大系数也在 5~8 之间。其中，在花莲地震中，顶层的放大系数在两个方向均约为 7；在台东地震中，顶层 y 方向放大系数约为 5.5，x 方向则高达 7.4（图 19b）。



（a）v_{pf}分布　　（b）η_v分布

图 19 楼面峰值速度沿结构高度分布及其放大

Fig. 19 Height-wise distribution of peak floor velocity and amplification factors.

3.5 位移反应

建筑在两次远场地震中结构两个水平方向的相对位移反应随高度的分布见图 20。结构的最大顶层位移发生在花莲地震中的 x 方向，仅为 2.9mm，对应的平均层间位移角仅约为 1/58824，远小于我国《抗规》规定的多遇地震下剪力墙结构 1/1000 的层间位移角限值。

对位移反应按顶层位移进行归一化，可见建筑在两次地震中的变形分布基本相同，且在两个方向均表现出弯曲型变形模式（图 20）

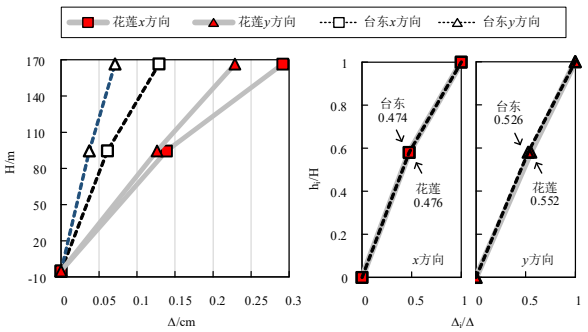


图 20 结构相对位移反应及其沿高度的分布

Fig. 20 Lateral displacement responses and its height-wise distribution.

4 结论

1）结构在两次地震中的地震动表现显著的远场地震的特性，即小幅值、长持时。同时，结构变形以弯曲变形为主，结构最大层间位移角为 1/58824，虽然远小于我国多遇地震变形验算中的弹性层间位移角限值，但已远超结构在环境激励下的反应幅值，且其动力特性已表现出可识别的变化。特别是在花莲地震中，结构基本自振周期和一阶阻尼比均明显增大，但在地震过后又恢复到地震前的均值，表现出非线性特性。

2）实测结构基本自振周期显著小于原抗震设计时有限元分析得到的基本自振周期，在结构长边方向的相对误差可超过 40%。在抗震设计中高估结构周期可能低估结构的地震作用，从而使结构抗震设计偏于不安全。此外，尽管在原抗震设计时，结构在两个主轴方向的周期接近，但结构实测的基本自振周期在两个方向相差较大，并未实现原抗震设计的目的。

3）实测结构一阶阻尼比显著小于我国抗震规范针对混凝土结构建议的 5%的阻尼比取值，而与美国高层混凝土结构的实测阻尼比较为接近。我国规范对于混凝土结构尚未考虑阻尼比随高度增大而减小的事实，有可能高估高层建筑的阻尼比，从而使结构抗震分析结果偏于不安全。

4）结构楼面峰值加速度和速度均随着建筑高度的增加而显著放大，且高阶模态反应贡献显著。实测结构楼面峰值加速度和速度放大系数，与美国 UBC-1997 的建议值较为接近，而远大于我国《抗规》建议的系数。

参 考 文 献

[1] Dylan Leblanc. Skyscaper Diagrams: China's tallest buildings 2024 [EB/OL]. [2024-07-27]. https://skyscraperpage.com/database/country/3.

[2] NAEIM F, LEW M, HUANG S C, et al. The performance of tall buildings during the 21 September 1999 Chi-Chi earthquake, Taiwan[J]. The Structural Design of Tall Buildings, 2000, 9(2): 137-160.

[3] 周颖, 吕西林. 智利地震钢筋混凝土高层建筑震害对我国高层结构设计的启示[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(5): 17.
(ZHOU Ying, LV Xilin. Lessons from the Seismic Damage of Reinforced Concrete High-Rise Buildings in the Chile Earthquake for the Design of High-Rise Structures in China[J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(5): 17. (in Chinese))

[4] VERDE R V. Explanation for the numerous upper floor collapses during the 1985 Mexico City earthquake[J]. Earthquake engineering & structural dynamics, 1991, 20(3): 223-241.

[5] 钮泽蓁. 1985 年墨西哥地震高层建筑的地震表现[J]. 建筑结构, 1991 (1): 58-62.
(NIU Zezhen. Seismic Performance of High-Rise Buildings in the 1985 Mexico Earthquake[J]. Building Structure, 1991 (1): 58-62. (in Chinese))

[6] 财经汇聚网. 孝感应城 4.9 级地震：武汉市属地震偏安全城市,因软土地基和高楼放大震感[EB/OL]. (2019-12-27) [2024-07-27]. https://www.sohu.com/a/363067699_99984127.
(Financial Convergence Network. 4.9 Yingcheng Earthquake in Xiaogan: Wuhan is a relatively safe city from earthquakes, but soft soil foundation and tall buildings amplify the seismic sensation [EB/OL]. (2019-12-27) [2024-07-27]. https://www.sohu.com/a/363067699_99984127. (in Chinese))

[7] 梁兴文, 董振平, 王应生, 等. 汶川地震中离震中较远地区的高层建筑的震害[J]. 地震工程与工程振动, 2009, 29(1): 24-31.
(LIANG Xingwen, DONG Zhenping, WANG Yingsheng, et al. Seismic Damage to High-Rise Buildings in Areas Far from the Epicenter during the Wenchuan Earthquake[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 29(1): 24-31. (in Chinese))

[8] 贺超. 台湾花莲发生地震武汉高楼居民有震感[EB/OL]. (2009-12-20) [2024-07-27]. https://china.huanqiu.com/article/9CaKrnJmN1O.
(HE Chao. Earthquake in Hualien, Taiwan felt by residents in high-rise buildings in Wuhan [EB/OL]. (2009-12-20) [2024-07-27]. https://china.huanqiu.com/article/9CaKrnJmN1O. (in Chinese))

[9] 刘孝斌. 台湾海峡发生 6.2 级地震,武汉高楼居民有震感[EB/OL]. (2018-11-26) [2024-07-27]. http://hb.sina.com.cn/news/b/2018-11-26/detail-ihmutuec3733682.shtml.
(LIU Xiaobin. A M6.2 earthquake occurred in the Taiw

an Strait, and residents in high-rise buildings in Wuhan felt the tremors [EB/OL]. (2018-11-26) [2024-07-27]. http://hb.sina.com.cn/news/b/2018-11-26/detail-ihmutuec3733682.shtml. (in Chinese))

[10] 第一财经. 成都“高层住宅震歪了”真相：部分消息是谣传，专家称结构安全未受影响[EB/OL]. (2022-09-05) [2024-07-27]. https://www.chinanews.com.cn/cj/2022/09-05/9845167.shtml.
(First Finance. The Truth Behind the "High-rise Residential Building in Chengdu Leaning" Incident: Some Messages Are False Rumors, Experts Say Structural Safety Is Not Affected [EB/OL]. (2022-09-05) [2024-07-27]. https://www.chinanews.com.cn/cj/2022/09-05/9845167.shtml. (in Chinese))

[11] GOEL R K, CHOPRA A K. Vibration properties of buildings determined from recorded earthquake motions [M]. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1997:1-60.

[12] KOHLER M D, DAVIS P M, SAFAK E. Earthquake and ambient vibration monitoring of the steel-frame UCLA Factor building[J]. Earthquake Spectra, 2005, 21(3): 715-736.

[13] SHI W, SHAN J, LU X. Modal identification of Shanghai World Financial Center both from free and ambient vibration response [J]. Engineering Structures, 2012, 36: 14-26.

[14] ÇELEBI M, ULUSOY H S, NAKATA N. Responses of a tall building in Los Angeles, California, as inferred from local and distant earthquakes[J]. Earthquake Spectra, 2016, 32(3): 1821-1843.

[15] 陶冬旺, 刘泉, 马强, 等. 云南漾濞地震大理某高层建筑结构地震响应观测数据初步分析[J]. 世界地震工程, 2021, 37 (3): 19-30.
(TAO Dongwang, LIU Quan, MA Qiang, XIE Quancai, LI Jilong, LI Shanyou. Preliminary analysis of structural seismic response of a tall building in Dali recorded in Yunnan Yangbi earthquakes [J]. World Earthquake Engineering, 2021, 37(3): 19-30. (in Chinese))

[16] CRUZ C, MIRANDA E. Damping ratios of the first mode for the seismic analysis of buildings[J]. Journal of Structural Engineering, 2021, 147(1): 04020300.

[17] Crawford R, Ward H S, Determination of the natural periods of buildings. Bulletin of the Seismological Society of America 1964, 54 (6): 1743–1756.

[18] JACOBSEN L S. Frictional effects in composite structures subjected to earthquake vibrations[M]. Los Angeles: State of California Department of Public Works, Division of Architecture, 1959.

[19] AEC U S. Nuclear Reactors and Earthquakes: TID-4500[R]. Washington: RICHARD H, 1963.

[20] NEWMARK N M. Design criteria for nuclear reactors subjected to earthquake hazards[R]. Urbana: University of Illinois Urbana-Champaign, 1967.

[21] NEWMARK N M, Hall W J. Seismic design criteria for nuclear reactor facilities[C]//Proceedings of the 4th World conference on Earthquake Engineering. Santiago: Asociación Chilena de Sismología e Ingenieria Antisímica, 1969: 37-50.

[22] Newmark N M. Earthquake response analysis of reactor structures[J]. Nuclear engineering and design, 1972, 20(2): 303-322.

[23] 温瑞智, 胡进军, 周正华. 基于环境振动测试的高层钢筋混凝土结构模态参数识别[J]. 地震研究, 2008, 31(3): 268-273.
(WEN Ruizhi, HU Jinjun, ZHOU Zhenghua. Modal Parameter Identification of High-Rise Reinforced Concrete Structures Based on Environmental Vibration Testing[J]. Earthquake Research, 2008, 31(3): 268-273. (in Chinese))

[24] BERNAL D, DOHLER M, KOJIDI S M, et al. First mode damping ratios for buildings[J]. Earthquake Spectra, 2015, 31(1): 367-381.

[25] HARRIS A, XIANG Y, NAEIM F, et al. Identification and validation of natural periods and modal damping ratios for steel and reinforced concrete buildings in California[C]//SMIP15 Seminar on Utilization of Strong-Motion Data. California: California Strong Motion Instrumentation Program, 2015: 121-134.

[26] LI Z, PARK H S, ADELI H. New method for modal identification of super high-rise building structures using discretized synchrosqueezed wavelet and Hilbert transforms[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2017, 26(3): e1312.

[27] CRUZ C, MIRANDA E. Evaluation of damping ratios for the seismic analysis of tall buildings[J]. Journal of Structural Engineering, 2017, 143(1): 04016144.

[28] LATBSDC (Los Angeles Tall Buildings and Structural Design Council).2023. An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings located in the Los Angeles region[R]. Los Angeles: LATBSDC.

[29] 于海英, 周宝峰, 王家行, et al. 强震动观测仪器面临的机遇和挑战 [J]. 震灾防御技术, 2017, 12(01): 68-77.
(YU Haiying, ZHOU Baofeng, WANG Jiaxing, et al. Opportunities and challenges faced by strong vibration observation instruments [J]. Earthquake Disaster Prevention Technology, 2017, 12(01): 68-77. (in Chinese))

[30] 周宝峰, 樊圆, 温瑞智, et al. 建筑结构地震反应观测台阵的发展现状及展望 [J]. 地震工程与工程振动, 2017, 37(3): 57-66.
(ZHOU Baofeng, FAN Yuan, WEN Ruizhi, et al. Development status and prospects of seismic response observation array of building structures [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2017, 37(3): 57-66. (in Chinese))

[31] 李小军. 中国强震动观测台网建设与发展 [J]. 地震地

磁观测与研究, 2015, 36(04): 2.
(LI Xiaojun. Construction and development of China's strong motion observation network [J]. Seismic and Geomagnetic Observation and Research, 2015, 36(04): 2. (in Chinese))

[32] 王飞. 结构地震反应观测台阵布设方法的研究 [D]; 中国地震局地震预测研究所, 2006.
(WANG Fei. Research on layout method of structural seismic response observation array [D]; Earthquake Prediction Institute of China Earthquake Administration, 2006. (in Chinese))

[33] 王飞, 康现栋, 罗桂纯, et al. 唐山古冶 5.1 级地震北京地区建筑结构地震反应观测记录初步分析 [J]. 地震科学进展, 2020, 50(07): 20-25.
(WANG Fei, KANG Xiandong, LUO Guichun, et al. Preliminary analysis of observation records of seismic response of building structures in Beijing area after the Tangshan Guye 5.1 earthquake [J]. Progress in Earthquake Science, 2020, 50(07): 20-25. (in Chinese))

[34] 叶春明, 张彪. 广东省强震观测的现状与展望 [J]. 华南地震, 2001, 21(2): 58-63.
(YE Chunming, ZHANG Biao. Current status and prospects of strong earthquake observation in Guangdong Province [J]. South China Earthquake, 2001, 21(2): 58-63. (in Chinese))

[35] 徐永林, 周生良, 熊里军, et al. 上海数字强震观测网 [J]. 地震地磁观测与研究, 2002, 23(6): 37-43.
(XU Yonglin, ZHOU Shengliang, XIONG Lijun, et al. Shanghai Digital Strong Earthquake Observation Network [J]. Seismic and Geomagnetic Observation and Research, 2002, 23(6): 37-43. (in Chinese))

[36] 郑秀芬, 陈朝辉, 张春贺. 台湾地震观测系统的发展与现状 [J]. 地震地磁观测与研究, 2005, 26(3): 100-7.
(ZHENG Xiufen, CHEN Chaohui, ZHANG Chunhe. Development and current situation of Taiwan's seismic observation system [J]. Seismic and Geomagnetic Observation and Research, 2005, 26(3): 100-7. (in Chinese))

[37] 湖北省地震局. 高层建筑强震动监测系统[EB/OL]. (2023-07-19) [2024-07-27].http://www.hubdzj.gov.cn/info/1407/26532.htm.
(Hubei Provincial Earthquake Bureau. Strong vibration monitoring system for high-rise buildings [EB/OL]. http://www.hubdzj.gov.cn/info/1407/26532.htm. (in Chinese))

[38] 宋明亮. 环境激励下结构模态参数自动识别研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2017.
(SONG Mingliang. Automatic identification of modal parameters under ambient excitation [D]. Hanzhou: Zhejiang University, 2017. (in Chinese))

[39] ASRORGA A, GUEGUEN P, KASHIMA T. Nonlinear elasticity observed in buildings during a long sequence of earthquakes[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 2018, 108(3): 1185-1198.

[40] JEARY A P. Damping in tall buildings—a mechanism and a predictor[J]. Earthquake engineering & structural dynamics, 1986, 14(5): 733-750.

[41] LI Q S, LIU D K, FANG J Q, et al. Damping in buildings: its neural network model and AR model[J]. Engineering Structures, 2000, 22(9): 1216-1223.

[42] TAMURA Y. Damping in buildings for wind resistant design[C]//International Symposium on Wind and Structures for the 21st Century, Cheju, Korea: Wind Engineering Institute of Korea, 2000: 115-130.

[43] GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S]．北京：中国建筑工业出版社，2016.
(GB50011-2010 Seismic Design Code for Buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016. (in Chinese))

[44] Code U B. International building code[S]. Washington: International Code Council, USA, 1997.

[45] Structural design actions, Part 5: Earthquake actions: NZS1170. 5 [S]. Wellington: Standards New Zealand, 2004.

[46] 范涛. 数字滤波与偏振分析在强震动数据处理中的应用[D]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 2014.
(FAN Tao. Application of Digital Filtering and Polarization Analysis in the Processing of Strong Ground Motion Data [D]. Harbin: Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, 2014. (in Chinese))

[47] 姚鑫鑫, 任叶飞, 岸田忠大, 等.强震动记录的数据处理流程: 去噪滤波[J]. 工程力学, 2022, 39(S1): 320-329.
(YAO Xinxin, REN Yefei, ADACHI Tadahiro, et al. Data Processing Workflow for Strong Ground Motion Records: Denoising and Filtering[J]. Engineering Mechanics, 2022, 39(S1): 320-329. (in Chinese))

[48] HAMBURGER R O, ROJAHN C, HEINTZ J, et al. FEMA P58: Next-generation building seismic performance assessment methodology[C]//15th world conference on earthquake engineering. 2012, 10(10).

[49] WANG F, HUANG Y, QU Z. Limitation of base isolation in protecting freestanding contents in buildings[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2023, 52(6): 1805-1822.