

考虑人行激励影响的钢筋混凝土框架 教学楼动力性能研究*

刘泽龙¹,汪梦甫^{1†},廖飞²

(1. 湖南大学 土木工程学院,湖南 长沙 410082; 2.基准方中建筑设计院,四川 成都 610023)

摘要:对钢筋混凝土框架教学楼结构进行人行激励实测试验.考虑楼梯对主结构的作用,建立不考虑填充墙影响和考虑填充墙影响的两种有限元模型,通过计算自振周期与实测自振周期进行对比,修正两种有限元模型.通过不同的活载取值分别考虑静止人群荷载、空载和人行激励荷载3种工况,采用IDA分析方法进行动力计算,对比分析上述两种模型在3种工况下的地震动力响应,研究填充墙对结构有限元模型动力性能的影响.计算结果表明,对于考虑人行激励影响的钢筋混凝土框架教学楼结构进行IDA分析时需要考虑填充墙的影响;结构在空载工况下最为有利,静止人群荷载工况次之,人行激励荷载工况下最为不利.

关键词:人行激励;钢筋混凝土;框架教学楼;填充墙;增量动力分析

中图分类号:TU375.4

文献标志码:A

Research on Dynamic Performance of Reinforced Concrete Frame Teaching Building Considering the Influences of Pedestrian Incentive Load

LIU Zelong¹, WANG Mengfu^{1†}, LIAO Fei²

(1. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China;

2. Chengdu JZFZ Architectural Design Co Ltd, Chengdu 610023, China)

Abstract: This paper performed a measurement experiment of pedestrian incentive for a reinforced concrete frame teaching building. Two finite element models were established, where one considers the influence of infilled wall and other without considering that influence, while the effect of stairs is included. Two finite element models were fixed by comparing the calculated natural vibration period with the measured natural vibration period. Three working conditions, static load, no load and pedestrian incentive load, were considered by choosing different live load. An IDA calculation analysis was conducted in order to study the seismic dynamic response of the two models under three different working conditions as well as the influence of the infilled wall on finite element model for structure dynamic performance. The results show that the infilled wall should be considered in the IDA analysis for the reinforced concrete frame teaching building considering the influence of pedestrian incentive load, the structural performance is the best when no load is applied and the static load takes the second place, and the worst is for the structure under pedestrian incentive load condition.

Key words: pedestrian incentive; reinforced concrete; frame teaching buildings; infilled wall; incremental dynamic analysis(IDA)

* 收稿日期:2016-03-15

基金项目:教育部博士点基金资助项目(20120161110022), Ph. D Programs Foundation of the Ministry of Education of China (20120161110022)

作者简介:刘泽龙(1989—),男,湖南长沙人,湖南大学博士研究生

† 通讯联系人, E-mail: wangmengfu@126.com

教学楼建筑的抗震性能优劣程度与广大青少年的生命安全息息相关,并且为广大普通民众提供了很好的灾后避难所,在社会生活中具有重要的意义.教学楼建筑具有大空间、大跨度、墙体大开洞等特点,一般分为外廊式和内廊式.美国《国际建筑规范》^[1]规定在综合考虑各州州情和经济条件许可的情况下,要尽可能地避免公立学校的坍塌,减少因此带来的人员伤亡;我国《建筑工程抗震设防分类标准》^[2]规定教育建筑抗震设防类别不应低于重点设防类;王亚勇^[3]建议注重教学楼建筑的概念设计,建立多道抗震防线;郭樟根等^[4]建议在中小学建筑中采用抗震性能好的钢筋混凝土框架结构体系,尽量不采用单跨加悬挑外廊形式.

长期以来,人与结构之间相互作用的研究相对较少.国内外一些学者进行的试验表明,人对于结构而言不仅仅表现为惯性质量,而应该视为一个同时有质量和阻尼的单自由度弹簧系统. Zheng 等人^[5-6]通过一系列试验,认为当人在楼盖上时,人的存在将消耗楼盖振动的能量,增加楼板的阻尼;陈建英等^[7]研究单人在梁不同位置时对梁的频率和阻尼影响,试验结果表明人的存在降低了梁的一阶频率;何浩祥等^[8]进行理论分析表明,随着人数的增加,结构的减震效果越来越明显,楼板的阻尼同时不断增大.

实际工程中框架结构的柱间普遍嵌砌填充墙^[9],填充墙与框架结构之间的相互作用一直是学术界研究的热点. Holmes^[10]对填充墙钢框架进行试验研究,认为填充墙对整体结构存在刚度效应;童岳生等^[11]通过大量试验研究了填充墙 RC 框架结构强度、刚度以及不同破坏特征与层间位移角的关系,并推导出层间抗侧刚度的计算方法;李英民等^[12]通过有限元分析提出一种弹性设计中考虑填充墙不利影响的方法.

楼梯作为目前各种建筑的主要垂直交通设施之一,具有重要的行人通行和疏散功能.在现行通用的结构设计方法中,一般将楼梯简化处理,计算时仅将楼梯处楼板开洞并考虑楼梯处的荷载.张望喜等^[13]对汶川地震灾区典型教学楼框架中框架与楼梯的共同工作性能进行相关分析,结果表明楼梯对框架抗侧刚度、动力特性和地震作用下构件内力等影响较大;王威等^[14]认为楼梯参与主体结构抗震,在整体结构中起斜撑作用,目前不考虑楼梯参与主体结构抗震,只将其作为荷载加在主体结构上的计算假定与其分析结果完全不同.所以本文认为楼梯

对结构分析影响很大.

为了了解教学楼框架在人与结构相互作用下的动力性能,本文以钢筋混凝土框架教学楼结构为研究对象,通过现场实测得到教学楼框架的动力特性,采用增量动力分析(Incremental Dynamic Analysis,简称 IDA)方法,分不考虑结构填充墙只考虑楼梯影响和同时考虑结构填充墙和楼梯影响两种情况,研究静止人荷载、空载、人行激励荷载 3 种活载工况下教学楼框架的动力响应,并分析填充墙因素对其动力分析的影响程度.

1 增量动力分析(IDA)理论

增量动力分析方法的基本原理为将一组或多组不同强度的地震动作用于结构,对其进行弹塑性动力时程分析.通过对每一条地震动记录乘以一系列比例系数进行调幅,使之成为一组具有多重强度水平的地震动,从而得到不同的时程分析结果,然后选择相应的地震动强度参数(Intensity Measure, IM)和结构性能参数(Damage Measure, DM)绘制其关系曲线,即 IDA 曲线.IDA 曲线能够反映结构性能随地震动强度的不断增大而产生的变化,如峰值反应的变化、强度和刚度发生退化的全过程等.

地震动强度参数用来表示地震动强度,常用的可取地震峰值加速度(PGA)、地震峰值速度(PGV)以及与结构基本周期对应的 5% 阻尼比加速度反应谱值 S_a 等,结构性能参数用来表示地震作用下结构的动力响应,常用的可取结构顶层位移、楼层最大层间位移角、最大基底剪力、楼层最大延性等.由于最大层间位移角 θ_{\max} 与层间倒塌能力、构件破坏程度、节点转动等直接相关,本文中 IM 参数选用地震峰值加速度 PGA, DM 参数选用楼层最大层间位移角 θ_{\max} .

IDA 方法的基本步骤为:

- 1) 建立结构的弹塑性分析有限元模型,根据场地类型、震中距以及震级选取一组地震动记录.
- 2) 选取地震动强度参数 IM,对某一条地震动记录进行单调调幅,先确定一个用于初始弹性分析的地震动强度值,再按一定的增量依次提高地震动强度值,调幅的大小可采用等步长法和变步长法.
- 3) 选取结构性能参数 DM,进行小条幅地震动记录下结构的弹性时程分析计算,得到第一个 DM-IM 点,将原点与该点之间连线的斜率定义为 K_e .

4) 计算下一调幅地震动记录下的结构动力反应, 得到第 2 个 DM-IM 点, 连线该点和前一个 DM-IM 点, 若连线的斜率大于 $0.2K_c$, 则继续计算下一调幅地震动记录下的 DM-IM 点, 否则认为结构发生倒塌, 停止计算。

5) 变换原始地震动记录, 重复步骤 2)~4), 得到多条 IDA 曲线。

6) 对 IDA 数据进行后处理分析, 依据其结果分析结构的动力性能。

2 人行激励试验实测

2.1 工程概况

某 5 层教学楼框架结构, 总高度为 27 m, 第 1 层层高 4.2 m, 第 2 至 5 层层高 4.8 m, 屋顶层层高 3.6 m, 结构平面尺寸为 55.4 m × 47.1 m, 结构平面布置如图 1 所示, 结构立面见图 2。

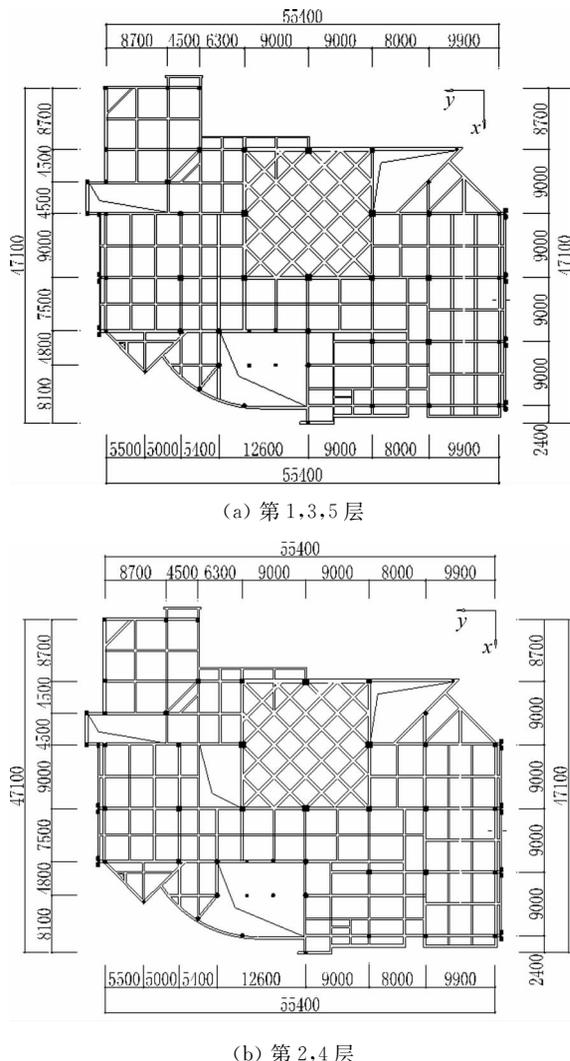


图 1 结构平面布置图

Fig. 1 Layout of structure



图 2 结构立面图

Fig. 2 Elevation of structure

2.2 测试目的

本试验目的为测试该结构在 3 种活载工况下的结构动力特性, 即自振频率和阻尼比。3 种活载工况分别为: 1) 学生在教学楼内上课, 称为工况 1 (静止人群荷载工况); 2) 教学楼内没有学生, 称为工况 2 (空载工况); 3) 学生下课时离开教学楼, 称为工况 3 (人行激励荷载工况)。

2.3 测试方法

本试验采用脉动法对结构进行测试。由于环境激励的随机性和其频率成分的丰富性, 建筑物在脉动响应下能较为明显地反映出其动力特性, 运用高灵敏度的传感器记录建筑物在微小地震作用、来往车辆作用、风荷载作用下产生的微小而不规律的振动, 由此得出建筑物的固有频率和自振特性的方法, 称之为脉动法^[15]。采用 STD (Spare Time Domain) 时域模态参数识别法进行阻尼比的识别。

2.4 测试设备与测试过程

本次测试使用的主要设备有: 1) LMS 8 通道信号采集仪 1 台; 2) 高灵敏度低频加速度传感器 8 只 (KD12000L 型); 3) 笔记本电脑 1 台, 通过 LMS 采集仪记录信号。

本次测试采样频率为 409.6 Hz, 每次采样时长为 10 min。传感器布置于 1~5 层, 以第 3 层为参照层, 在整个测试中不改变其传感器的布置, 整个测试过程一共进行 9 次测试: 1) 测试 1 为实测工况 1 下第 1, 2, 3 层的平动响应; 2) 测试 2 为实测工况 2 下第 1, 2, 3 层的平动响应; 3) 测试 3 为实测工况 3 下第 1, 2, 3 层的平动响应; 4) 测试 4 为实测工况 1 下第 3, 4, 5 层的平动响应; 5) 测试 5 为实测工况 2 下第 3, 4, 5 层的平动响应; 6) 测试 6 为实测工况 3 下第 3, 4, 5 层的平动响应; 7) 测试 7 为实测工况 1 下第 3, 5 层的扭转响应; 8) 测试 8 为实测工况 2 下第 3, 5 层的扭转响应; 9) 测试 9 为实测工况 3 下第

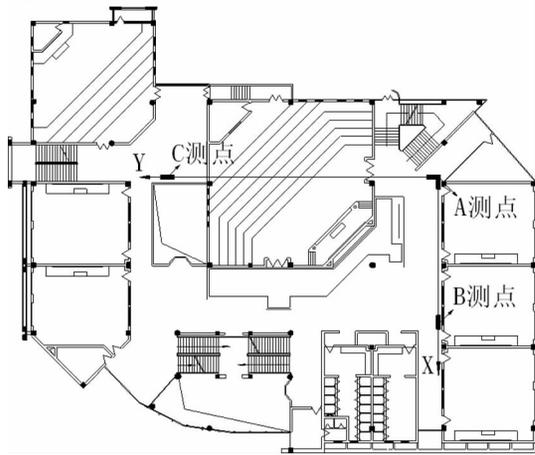


图 3 试验测点布置图

Fig. 3 Test point arrangement

3,5 层的扭转响应。测点布置如图 3 所示。测点 A 主要为测试 X,Y 方向平动的频率和振型,测点 B,C 主要为识别结构的扭转频率,同时对结构 X,Y 向平动频率和振型测试有一定的对照作用。

2.5 测试结果

对于采集的数据,利用 Matlab 程序进行信号的预处理和时域与频域分析。由于测试时采用的采样频率过大,采取 40.96 Hz 对数据进行重采样。将每组数据分为 5 段进行处理,根据数据长度进行加权平均统计,分析得到结构的动力特性,结构的各阶频率及阻尼比如表 1 所示。由于数据量巨大,限于篇幅,以测试 1 中第 2 层 A 测点 X 向传感器为例说明实测结果。将第 2 层 X 向数据分为 5 段,前 4 段数据的自功率谱如图 4 所示,第 5 段数据由于测量时人群情况接近人行激励工况,忽略不计其结果。

由表 1 可知,3 种工况下结构的自振频率变化不大,结构在静止人群荷载工况下自振频率稍低于其他两种工况,人行激励工况下自振频率最大。结构的阻尼比由于人的存在有一定的提高,人行激励工况下,结构阻尼比高于空载工况,但是低于静止人群荷载工况下的阻尼比。

表 1 3 种工况下结构前 3 阶自振频率及其阻尼比

Tab. 1 Measurement natural vibration periods and damping ratio of the structure in first three order

工况	1 阶频率/Hz	第 1 周期/s	阻尼比/%	2 阶频率/Hz	第 2 周期/s	阻尼比/%	3 阶频率/Hz	第 3 周期/s	阻尼比/%
工况 1	2.434 7	0.410 7	4.023	2.442 0	0.409 5	4.107	2.873 5	0.348 0	4.177
工况 2	2.466 0	0.405 5	2.928	2.471 7	0.404 5	3.094	2.887 0	0.346 4	3.212
工况 3	2.471 7	0.404 6	3.694	2.477 7	0.403 6	3.675	2.893 7	0.345 6	3.763

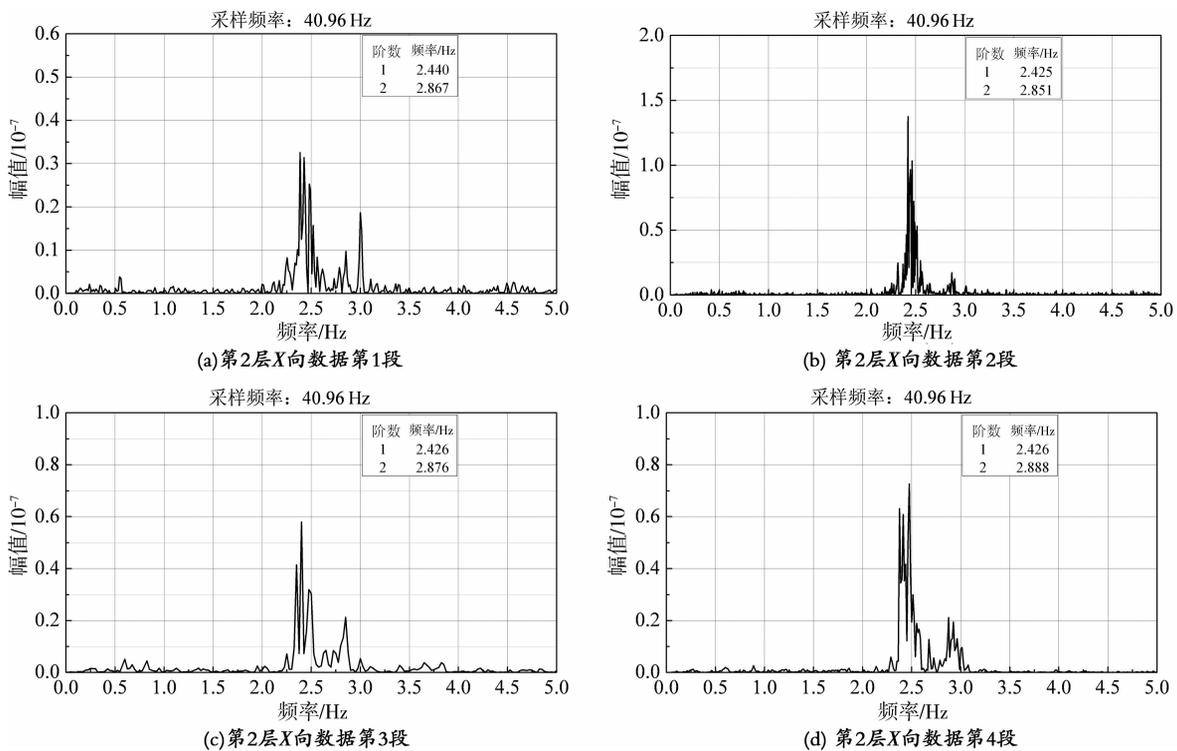


图 4 第 2 层 X 向采样自功率谱图

Fig. 4 The X direction of layer 2's sampling autopower spectrum diagram

3 有限元分析模型

增量动力分析法中,每次调整地震动强度参数,都需要对结构重新进行一次弹塑性动力时程分析,计算量十分庞大.本文采用 PERFORM-3D 有限元软件进行结构的弹塑性分析.

3.1 框架分析模型建立

该结构主要由梁、柱、楼板和填充墙组成,框架柱的混凝土强度为 C35,框架梁和楼板的混凝土强度为 C30,钢筋为 HRB400,该结构的抗震设防烈度为 6 度,设计地震分组第 1 组,II 类场地,场地特征周期为 0.35 s.梁单元采用塑性铰模型,柱单元采用纤维模型.混凝土本构关系采用约束混凝土单轴受压应力-应变关系——Mander 应力-应变关系模型^[16],钢筋采用二折线模型.

3.2 填充墙模型建立

普通烧结砖应用广泛,本文选取该材料作为研究对象.针对填充墙的计算分析,目前已经有多种填充墙的计算模型,本文采用等效斜撑模型^[17]模拟填

充墙的受力性能.填充墙厚度为 240 mm,砌体抗压强度取值 1.5 MPa,弹性模量取值 2.4×10^3 MPa,密度取值 1.9×10^3 kg/m³,泊松比取值 0.15.文献^[17]得出等效斜撑宽度的计算公式:

$$d = \frac{\alpha (H^2 + L^2)^{3/2}}{8HL} \quad (1)$$

式中: α 为不同楼层填充墙的刚度折减系数; H 为填充墙高度; L 为填充墙水平方向长度; d 为等效斜撑宽度.

结构处于正常使用状态时,由于填充墙没有损伤,填充墙刚度折减系数均取 1;结构处于罕遇地震状态时,考虑填充墙破坏对刚度的折减,底层填充墙刚度折减系数取 0,顶层填充墙刚度折减系数取初始刚度折减系数的 0.5 倍,其他楼层线性插值.由于在地震作用下,填充墙刚度是不断变化的,本文分析考虑结构层间位移角达到 1/50 时,填充墙仍能继续承载^[17].根据各楼层墙体的高度和水平方向长度,代入式(1)计算可得各填充墙的等效斜撑宽度,如表 2 所示.

表 2 各层等效斜撑换算宽度

Tab. 2 The layers of equivalent diagonal's conversion width

mm

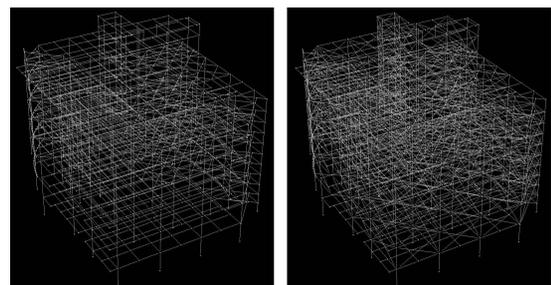
填充墙长度/m	正常使用状态						罕遇地震状态					
	1层	2层	3层	4层	5层	屋顶层	1层	2层	3层	4层	5层	屋顶层
13.2	5 993	5 467	5 467	5 467	5 467	6 737	0	547	1 093	1 640	2 187	3 369
10.5	4 099	3 817	3 817	3 817	3 817	4 523	0	382	763	1 145	1 527	2 261
9.9	3 739	3 503	3 503	3 503	3 503	4 100	0	350	701	1 051	1 401	2 050
9.0	3 240	3 071	3 071	3 071	3 071	3 514	0	307	614	921	1 228	1 757
8.0	2 744	2 643	2 643	2 643	2 643	2 930	0	264	529	793	1 057	1 465
7.5	2 520	2 452	2 452	2 452	2 452	2 666	0	245	490	735	981	1 333
6.3	2 051	2 054	2 054	2 054	2 054	2 106	0	205	411	616	821	1 053
4.5	1 543	1 648	1 648	1 648	1 648	1 477	0	165	330	494	659	738
2.6	1 380	1 629	1 629	1 629	1 629	1 169	0	163	326	489	652	585

3.3 楼梯模型建立

本模型考虑楼梯对结构的作用,按楼梯的实际布置情况建立楼梯模型,楼梯的梯梁和梯柱分别采用梁、柱单元模拟,混凝土强度采用 C30,钢筋采用 HRB400.

3.4 有限元数值模型验证

本文分析采用两种模型,模型 1 不考虑填充墙只考虑楼梯的影响,模型 2 同时考虑填充墙和楼梯的影响.两个有限元模型如图 5 所示.



(a) 模型 1

(b) 模型 2

图 5 有限元模型

Fig. 5 Finite element model

为验证本结构有限元数值模型的正确性与合理性,计算模型自振周期,与结构实测数据进行对比,如图 6 及表 3 所示.由表 3 可知,结构实测周期略小于模型 2 的计算周期,其原因为该实际结构第 1 层局部低于地平面,周边覆土使结构整体刚度加大,且另一侧有一空中连廊与旁边房屋相连,也增大了结构整体刚度.当模型 1 的计算周期取折减系数 0.35~0.45 时,所得周期与模型 2 计算周期相当,我国《高层建筑混凝土结构技术规程》^[18] 规定框

架结构考虑填充墙及构造影响后周期折减系数可取 0.6~0.7,由于隔音要求,教学楼内墙设置有隔音板,内隔墙较普通框架结构的填充墙刚度大很多,外墙考虑隔音和保温效果,墙体及窗户等构造的刚度也比普通框架结构大,故折减系数取值较为合理.综上所述,结构计算周期与实测周期吻合较好,本文建立的有限元数值模型能较好地模拟该结构的实际性能,可用于进行非线性动力时程分析.

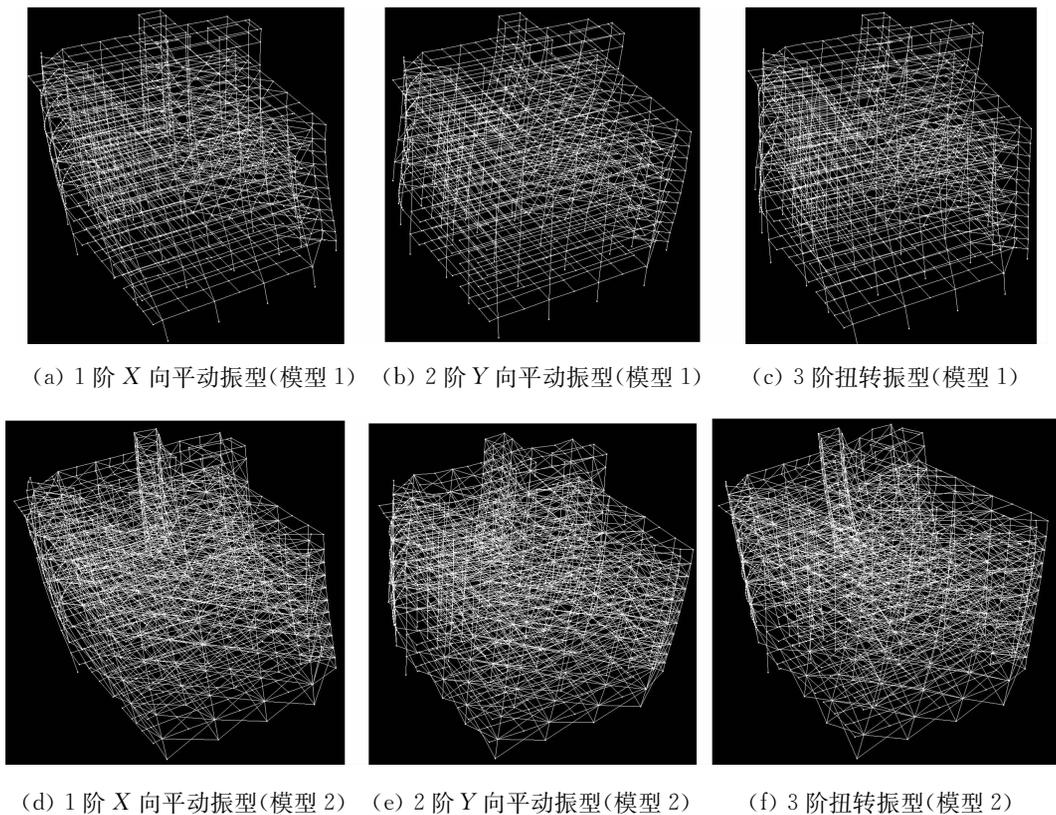


图 6 模型 1 和模型 2 自振振型

Fig. 6 Natural vibration modes of model 1 and model 2

4 教学楼框架的 IDA 分析

4.1 地震动选择

结构的增量动力分析需要采用大量地震动输入进行计算,以反映地震动的随机特性影响^[19],美国 ATC—63^[20] 报告中建议了 22 条远场地震动记录来考虑地震波离散性的影响,本文采用其中的 10 条地震动记录进行结构分析,如表 4 所示.考虑双向

地震作用,结构主轴 X 方向与 Y 方向地震动分量的 PGA 比值为 1 : 0.85.

表 3 结构前 3 阶计算自振周期与实测周期对比

Tab. 3 Comparison between calculating and measurement natural vibration periods of the structure in first three order

	第 1 周期/s	第 2 周期/s	第 3 周期/s
实测数据	0.410 7	0.409 5	0.348 0
模型 1 数据	1.298	1.117	1.035
模型 2 数据	0.507 6	0.492 7	0.427 8

表4 地震动输入

Tab. 4 Seismic input

编号	震级	发生年份	名称	地震台	分量
1	6.7	1994	Northridge	Canyon Country-WLC	LOS270/LOS000
2	7.1	1999	Duzce, Turkey	Bolu	BOL090/ BOL000
3	7.1	1999	Hector Mine	Hector	HEC090/ HEC000
4	6.5	1979	Imperial Valley	Delta	H-DLT352/H-DLT262
5	6.9	1995	Kobe, Japan	Shin-Osaka	SHI090/SHI000
6	6.5	1987	Superstition Hills	Poe Road (temp)	B-POE270/B-POE360
7	6.5	1979	Imperial Valley	El Centro Array #11	H-E11230/ H-E11140
8	6.9	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	NIS000/ NIS090
9	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Arcelik	ARC000/ARC090
10	7.3	1992	Landers	Coolwater	CLW-TR/CLW-LN

4.2 3种工况

本次分析与实测试验对应,考虑静止人群荷载、空载、人行激励荷载3种活载工况,并且忽略人对结构刚度的影响,只考虑人对结构阻尼的影响,阻尼采用模态阻尼,采用瑞利阻尼(βK 阻尼)考虑阻尼对结构高阶振型的影响, $\beta=0.004\ 130\ 5\%$.采用试验实测数据,3种工况下活载输入与阻尼输入见表5.

表5 3种工况下活载与阻尼的输入

Tab. 5 Input of live load and damping under three conditions

工况	活载输入	模态阻尼		瑞利阻尼	
		周期/s	阻尼比/%	T_A/T_1	阻尼比/%
工况 1	1.0×活载	0.410 7	4.023	0.05	0.2
		0.409 5	4.107	0	0
		0.348 0	4.177		
工况 2	0×活载	0.405 5	2.928	0.05	0.2
		0.404 5	3.094	0	0
		0.346 4	3.212		
工况 3	2.0×活载	0.404 6	3.694	0.05	0.2
		0.403 6	3.675	0	0
		0.345 6	3.763		

注: T_1 表示结构第1振型对应的周期; T_A 表示结构高阶振型对应的周期.

4.3 IDA 分析计算

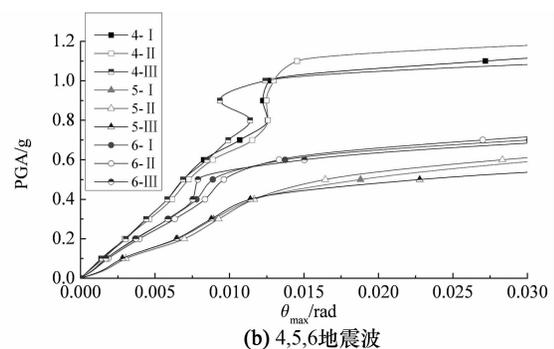
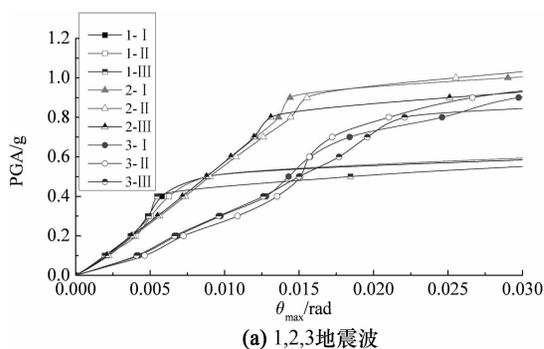
对所选地震动记录逐一进行调幅,调幅后的PGA分别为:0.035 g,0.1~1.1 g(间隔0.1 g).根

据结构响应判断继续调幅或者终止分析.选择结构X方向,分析结构各层最大层间位移角的变化,以所有楼层的最大层间位移角 θ_{\max} 为DM参数,以PGA为IM参数,绘制IDA曲线.

4.4 IDA 曲线分析结果

图7和图8分别给出3种工况中10条地震波作用下,模型1和模型2的IDA曲线,图中以数字“1~10”表示10条地震波,以“Ⅰ”,“Ⅱ”和“Ⅲ”分别表示工况1,工况2和工况3.

由图7和图8可知,在不同地震动作用下,PGA相等时,模型1和模型2 IDA曲线前段部分的结构最大层间位移角值均相差不大,IDA曲线中后段的结构最大层间位移角值基本上均为工况2最小,工况1次之,工况3最大,以5-I~5-III为例,模型1中当地震动峰值加速度为0.5 g时,5-I,5-II和5-III下结构的最大层间位移角分别为1/54,1/61和1/44,5-III和5-I比5-II分别增大38.6%,13.0%;模型2中当地震动峰值加速度为0.4 g时,5-I,5-II和5-III下结构的最大层间位移角分别为1/42,1/45和1/41,5-III和5-I比5-II分别增大9.8%,7.1%.限于篇幅,在此不一一列举所有工况,经对比发现,不同地震动作用下,模型1和模型2均为空载工况结构最为有利,静止人群荷载工况次之,人行激励荷载工况下最为不利.



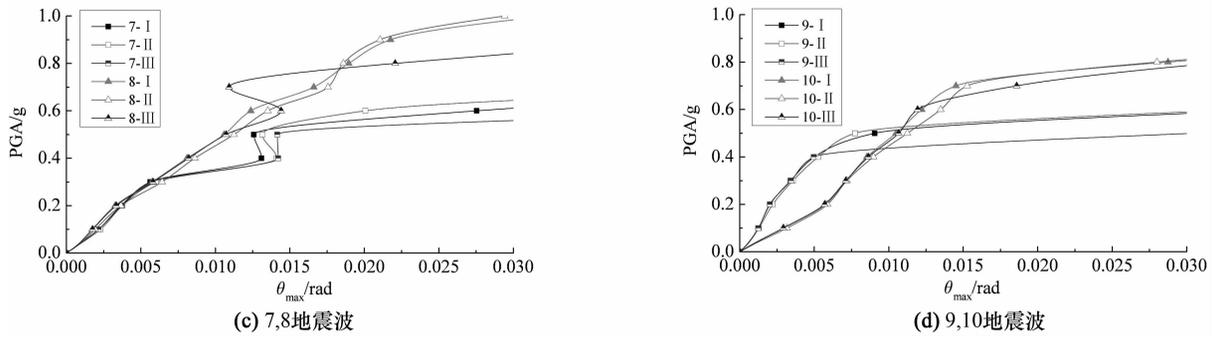


图 7 模型 1 在 3 种工况下各地震波 IDA 曲线对比
Fig. 7 Comparison of model one's seismic wave IDA curve under three conditions

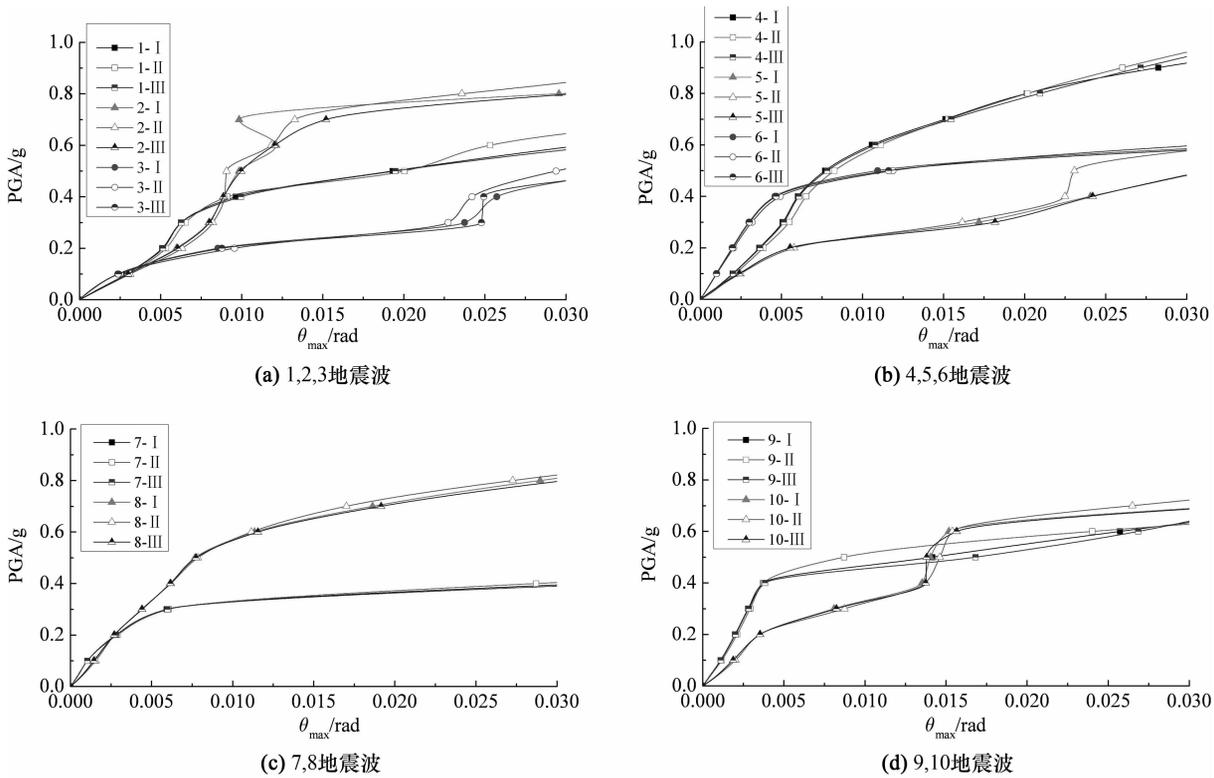


图 8 模型 2 在 3 种工况下各地震波 IDA 曲线对比
Fig. 8 Comparison in model two's seismic wave IDA curve under three conditions

4.5 各层最大层间位移角的变化

图 9 所示为 3 种工况下,模型 1 和模型 2 在不同峰值加速度(0.035 g,0.3 g,0.4 g,0.6 g,0.8 g)的 10 条地震动作用时,结构各楼层最大层间位移角的均值曲线。

由图 9 可知,当地震动强度较小时(0.035 g),3 种工况下模型 1 和模型 2 的各楼层最大层间位移角均值曲线上的最大值相差很小,均出现在结构的第 2 层;随着地震动强度的增大,模型 1 最大层间位移角均值曲线成抛物线形,在第 2,3,4 层突出得越来越明显,模型 2 最大层间位移角均值曲线在第 1 层

突出得越来越明显,且 3 种工况下的曲线开始分离;当地震峰值加速度达到 0.6 g 时,模型 1 在工况 3 下的最大层间位移角均值的最大值达到 1/42,工况 2 为 1/65,工况 1 为 1/58,均出现于第 1 层,工况 3 和工况 1 分别比工况 2 增大 54.8%和 12.1%,工况 3 下第 1 层处的最大层间位移角均值为 1/42,比第 2 层的最大层间位移角均值 1/99 大 135.7%;当地震峰值加速度达到 0.8 g 时,模型 2 在工况 3 下的最大层间位移角均值的最大值达到 1/37,工况 2 为 1/43,工况 1 为 1/39,均出现于第 1 层,工况 3 和工况 1 分别比工况 2 增大 16.2%和 9.3%,工况 3 下

第 1 层处的最大层间位移角均值为 1/37,比第 2 层的最大层间位移角均值 1/92 大 148.6%。

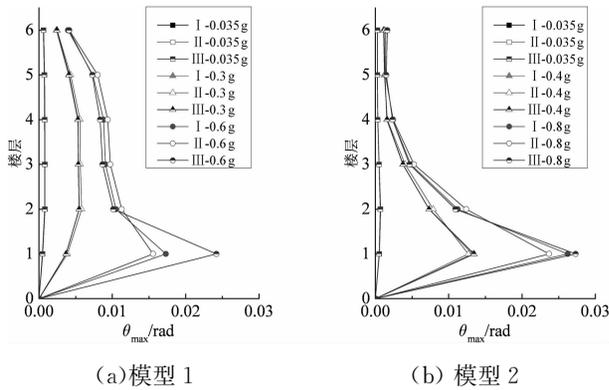


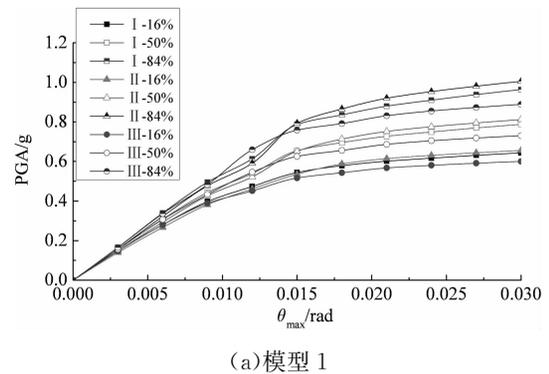
图 9 各层最大层间位移角均值曲线
Fig. 9 Average maximum interlayer displacement angle curve of the floors

由此可见,随着地震动强度的增大,模型 1 和模型 2 均为空载工况下结构变形最小,静止人群荷载工况次之,人行激励荷载工况结构变形最大,并且底层会成为钢筋混凝土框架教学楼结构的薄弱楼层。

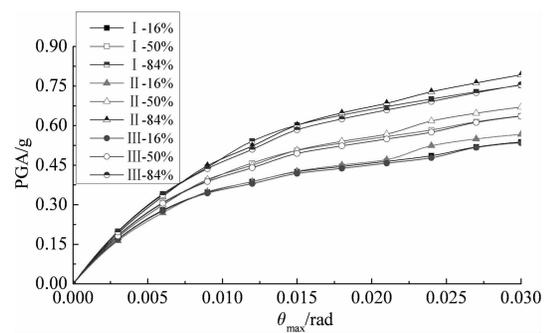
4.6 采用 IDA 研究钢筋混凝土框架教学楼结构的动力性能

对于结构的 IDA 数据进行整理统计,得到模型 1 和模型 2 在 3 种工况下结构 16%,50%,84%分位的 IDA 曲线如图 10 所示.由图 10 可知,模型 1 和模型 2 的所有曲线在前端部分,PGA 偏小时,3 种工况下 IDA 曲线均基本重合;随着 PGA 的增大,曲线逐渐开始分离,工况 2 曲线位于最上面,工况 1 曲线

居中,工况 3 曲线位于最下面。



(a)模型 1



(b)模型 2

图 10 3 种工况下经统计的三分位 IDA 曲线对比
Fig. 10 Comparison in statistics of three quantile IDA curve under three conditions

为验证该趋势,统计模型 1 和模型 2 在 3 种工况下不同分位 IDA 曲线到达《建筑抗震设计规范》^[21]中框架结构的弹性和弹塑性层间位移角限值(1/550 和 1/50)时的地面峰值加速度 PGA,统计结果见表 6。

表 6 2 个模型不同分位 IDA 曲线到达规范层间位移角限值时的 PGA

Tab. 6 The PGA of two models when three quantile IDA curve reaches the specification interlayer displacement Angle limitation

模型	位移角	16%分位 PGA/g			50%分位 PGA/g			84%分位 PGA/g		
		工况 1	工况 2	工况 3	工况 1	工况 2	工况 3	工况 1	工况 2	工况 3
模型 1	$\theta_{max}=1/550$	0.092 0	0.086 9	0.091 8	0.095 9	0.090 6	0.095 7	0.100 1	0.094 4	0.099 9
	$\theta_{max}=1/50$	0.595 2	0.607 3	0.560 6	0.718 3	0.741 2	0.677 8	0.866 7	0.904 5	0.819 5
模型 2	$\theta_{max}=1/550$	0.111 6	0.107 6	0.110 5	0.119 9	0.115 1	0.118 7	0.128 9	0.123 0	0.127 4
	$\theta_{max}=1/50$	0.457 7	0.463 0	0.450 9	0.550 4	0.557 9	0.540 7	0.661 8	0.672 5	0.648 3

由表 6 可知,以 50%分位的 IDA 曲线为例:模型 1 中,当 $\theta_{max}=1/550$ 时,工况 1、工况 2、工况 3 下 PGA 分别为 0.095 9,0.090 6,0.095 7,相差不大;当 $\theta_{max}=1/50$ 时,工况 1、工况 2、工况 3 下 PGA 分别为 0.718 3,0.741 2,0.677 8;工况 3 和工况 1 分别比工况 2 减小 8.6%和 3.1%。模型 2 中,当 $\theta_{max}=1/550$ 时,工况 1、工况 2、工况 3 下 PGA 分别为 0.119 9,0.115 1,0.118 7,相差不大;当 $\theta_{max}=1/50$

时,工况 1、工况 2、工况 3 下 PGA 分别为 0.550 4,0.557 9,0.540 7,工况 3 和工况 1 分别比工况 2 减小 3.1%和 1.3%,其他分位 IDA 曲线趋势相同。

由此得出,随着地震动强度增加,模型 1 和模型 2 的安全状况均为空载工况大于静止人群荷载工况,静止人群荷载工况大于人行激励荷载工况.故比较模型 1 和模型 2 可得,计算分析时考虑填充墙因素和不考虑填充墙因素,结构均为在空载工况下最

为有利,静止人群荷载工况次之,人行激励荷载工况下最为不利。

4.7 填充墙对结构 IDA 分析下动力性能的影响

为了考虑填充墙对结构在 IDA 分析下动力性能的影响,对比表 6 中模型 1 和模型 2 的地面峰值加速度 PGA。

以 50%分位的 IDA 曲线为例:当 $\theta_{\max} = 1/550$ 时,工况 1 下,模型 1 和模型 2 的 PGA 分别为 0.095 9 和 0.119 9,模型 1 比模型 2 小 20.0%;工况 2 下,模型 1 和模型 2 的 PGA 分别为 0.090 6 和 0.115 1,模型 1 比模型 2 小 21.3%;工况 3 下,模型 1 和模型 2 的 PGA 分别为 0.095 7 和 0.118 7,模型 1 比模型 2 小 19.4%。当 $\theta_{\max} = 1/50$ 时,工况 1 下,模型 1 和模型 2 的 PGA 分别为 0.718 3 和 0.550 4,模型 1 比模型 2 大 30.5%;工况 2 下,模型 1 和模型 2 的 PGA 分别为 0.741 2 和 0.557 9,模型 1 比模型 2 大 32.9%;工况 3 下,模型 1 和模型 2 的 PGA 分别为 0.677 8 和 0.540 7,模型 1 比模型 2 大 25.4%;其他分位 IDA 曲线趋势相同。

由此得出,当结构达到弹性层间位移角限值时,PGA 均较小,模型 2 与模型 1 比较,由于填充墙的作用,结构刚度增大,模型 2 IDA 曲线的 PGA 比模型 1 的 PGA 大;当结构达到弹塑性层间位移角限值时,模型 2 与模型 1 比较,由于填充墙在结构平面内刚度分布不均匀,并且填充墙在 PGA 较高时发生破坏,刚度减小,造成结构竖向刚度分布不均匀,下部刚度小,上部刚度大,模型 2 IDA 曲线的 PGA 比模型 1 的 PGA 小。因此计算分析时,建议考虑填充墙的影响。

5 结 论

本文对钢筋混凝土框架教学楼结构进行了结构动力特性实测试验,并在选取数值模型的正确性得到验证的基础上,针对静止人群荷载、空载、人行激励荷载 3 种工况,采用两种有限元模型,不考虑填充墙只考虑楼梯影响和考虑填充墙与楼梯影响,分别对钢筋混凝土框架教学楼结构进行增量动力分析,研究两种模型在不同工况下结构的动力性能,本文主要结论如下:

1)由试验实测可得,3 种工况下结构自振频率总体变化不大,人行激励荷载工况下(2.471 7 Hz)最大,空载工况(2.466 0 Hz)次之,静止人群荷载工况(2.434 7 Hz)最小;人的存在增大了结构的阻尼

比,结构阻尼比在静止人群荷载工况下(4.023%)最大,人行激励工况(3.694%)次之,空载工况(2.928%)最小。

2)随着地震动强度的增加,不考虑填充墙模型和考虑填充墙模型的曲线最大值均向底层转移,并越来越突出。人行激励荷载工况下,当地震峰值加速度达到 0.6 g 时,不考虑填充墙模型底层处的最大层间位移角均值大于第 2 层的最大层间位移角均值达 135.7%,当地震峰值加速度达到 0.8 g 时,考虑填充墙模型底层处的最大层间位移角均值大于第 2 层的最大层间位移角均值达 148.6%,底层成为钢筋混凝土框架教学楼结构的薄弱层。

3)对比考虑填充墙和不考虑填充墙的钢筋混凝土框架教学楼结构可知,考虑填充墙进行结构的 IDA 分析时,随着地震动强度的增加,填充墙的存在引起了结构的平面内刚度分布不均匀和竖向刚度分布不均匀,导致考虑填充墙模型的 IDA 曲线 PGA 比不考虑填充墙模型的 PGA 小。故计算分析时建议考虑填充墙的影响。

4)统计考虑填充墙模型各层层间位移角的变化,PGA 为 0.8 g 时模型在人行激励荷载工况和静止人群荷载工况下的最大层间位移角均值的最大值分别比空载工况增大 16.2%和 9.3%,并且统计考虑填充墙模型在 3 种工况下不同分位 IDA 曲线到达框架结构的弹性和弹塑性层间位移角限值时的地面峰值加速度 PGA, $\theta_{\max} = 1/50$ 时,模型在 50%分位 IDA 曲线中人行激励荷载工况和静止人群荷载工况分别比空载工况减小 3.1%和 1.3%,故由此得出,随着地震动强度增加,结构在空载工况下最为有利,静止人群荷载工况次之,人行激励荷载工况最为不利。因此,建议对钢筋混凝土框架教学楼结构进行 IDA 分析时考虑人行激励因素的影响。

参考文献

- [1] IBC 2012, International building code[S]. Falls Church, Va: International Code Council, 2012: 10-89.
- [2] GB 50223-2008 建筑工程抗震设防分类标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008: 10-11.
GB 50223-2008 Standard for classification of seismic protection of building constructions [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008: 10-11. (In Chinese)
- [3] 王亚勇. 汶川地震建筑震害启示—抗震概念设计[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(4): 20-25.
WANG Yayong. Lessons learnt from building damages in the Wenchuan earthquake—seismic concept design of building[J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(4): 20-25. (In Chi-

- nese)
- [4] 郭樟根,孙伟民,倪天宇,等.汶川地震中小学校建筑震害调查及抗震性能分析[J].南京工业大学学报:自然科学版,2009,31(1):49-54.
GUO Zhanggen, SUN Weimin, NI Tianyu, *et al.* Earthquake damage and anti-seismic behavior analysis of school buildings in Wenchuan earthquake[J]. Journal of Nanjing University of Technology: Natural Science, 2009, 31(1): 49-54. (In Chinese)
- [5] ZHENG X, BROWN JOHN J M W. Modeling and simulation of human-floor system under vertical vibration[C]//Smart Structures and Materials, Smart Structures and Integrated Systems. Newport Beach, CA: Society of Photo-Optical Instrumentation Engineers, 2001: 513-520.
- [6] PEDERSEN L, HANSEN L P. Human damping and its capacity to control floor vibrations[C]//Smart Structures and Materials, Damping and Isolation Bellingham. San Diego, CA: International Society for Optical Engineering, 2004: 141-152.
- [7] 陈建英,方之楚.人-结构相互作用动力学建模研究[J].振动与冲击,2007,26(6):10-13,25.
CHEN Jianying, FANG Zhichu. Study on modeling of human occupants-structure dynamic interaction [J]. Journal of Vibration and Shock, 2007, 26(6): 10-13, 25. (In Chinese)
- [8] 何浩祥,闫维明,张爱林,等.竖向环境振动下人与结构相互作用及舒适度研究[J].振动工程学报,2008,21(5):446-451.
HE Haoxiang, YAN Weiming, ZHANG Ailin, *et al.* Human-structure dynamic interaction and comfort evaluation in vertical ambient vibration[J]. Journal of Vibration Engineering, 2008, 21(5): 446-451. (In Chinese)
- [9] 史文海,李正农,黄斌.框架与框架填充墙结构的统计损伤诊断[J].湖南大学学报:自然科学版,2007,34(10):20-24.
SHI Wenhai, LI Zhengnong, HUANG Bin. Statistical damage diagnosis of frame and infilled frame structures[J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2007, 34(10): 20-24. (In Chinese)
- [10] HOLMES M. Sreel frames with brickwork and concrete infilling[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1961, 19(4): 473-478.
- [11] 童岳生,钱国芳.砖填充墙钢筋砼框架房屋实用抗震计算方法[J].建筑结构学报,1987,8(1):43-52.
TONG Yuesheng, QIAN Guofang. A practical earthquake-resistant calculating method for building frames with masonry fillers walls[J]. Journal of Building Structures, 1987, 8(1): 43-52. (In Chinese)
- [12] 李英民,韩军,田启祥,等.填充墙对框架结构抗震性能的影响[J].地震工程与工程振动,2009,29(3):51-58.
LI Yingmin, HAN Jun, TIAN Qixiang, *et al.* Study on influence of infilled walls [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 29(3): 51-58. (In Chinese)
- [13] 张望喜,易伟建,肖岩,等.“5.12”汶川地震灾区典型教学楼框架与楼梯共同工作性能[J].建筑科学与工程学报,2009,26(2):38-45.
ZHANG Wangxi, YI Weijian, XIAO Yan, *et al.* Interaction performance between frames and stairs of typical teaching building in “5.12” Wenchuan earthquake disaster area [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2009, 26(2): 38-45. (In Chinese)
- [14] 王威,薛建阳,罗大明,等.建筑楼梯在2008年汶川大地震中的震害分析[J].地震工程与工程振动,2011,31(5):158-165.
WANG Wei, XUE Jianyang, LUO Daming, *et al.* Analysis of the damage to building stairs in 2008 Wenchuan earthquake [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2011, 31(5): 158-165. (In Chinese)
- [15] 钱稼茹,过静珺,陈志鹏.地王大厦动力特性及大风时楼顶位移和加速度实测研究[J].土木工程学报,1998,31(6):30-39.
QIAN Jiuru, GUO Jingjun, CHEN Zhipeng. Measurement researches on dynamic property and on top displacement and acceleration during large wind for Diwang Plaza [J]. China Civil Engineering Journal, 1998, 31(6): 30-39. (In Chinese)
- [16] MANDER J B, PRIESTLEY M J N, PARK R, *et al.* Theoretical stress-strain model for confined concrete [J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(8): 1804-1826.
- [17] 刘翔.考虑填充墙影响的RC框架结构的抗震性能分析[D].长沙:湖南大学土木工程学院,2012:50-52.
LIU Xiang. Analysis of seismic performance of infilled-wall RC frame structures [D]. Changsha: College of Civil Engineering, Hunan University, 2012: 50-52. (In Chinese)
- [18] JGJ 3-2010 高层建筑混凝土结构技术规程[S].北京:中国建筑工业出版社,2010:42-43.
JGJ 3-2010 Technical specification for concrete structures of tall building [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010: 42-43. (In Chinese)
- [19] 陈昉健,易伟建.近场地震作用下锈蚀钢筋混凝土桥墩的IDA分析[J].湖南大学学报:自然科学版,2015,42(3):1-8.
CHEN Fangjian, YI Weijian. Incremental dynamic analysis of corroded reinforced concrete bridge columns subjected to near-field earthquake [J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2015, 42(3): 1-8. (In Chinese)
- [20] ATC-63 Quantification of building seismic performance factors[S]. Washington D C: FEMA, 2008: 109-231.
- [21] GB 50011-2010 建筑抗震设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2010:45-47.
GB 50011-2010 Code for seismic design of building [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010: 45-47. (In Chinese)