

文章编号:1673-2049(2015)05-0017-08

近场地震下框架剪力墙高层结构地震易损性分析

易伟建^{1,2}, 孙 雯^{1,3}

(1. 湖南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410082; 2. 湖南大学 湖南省结构损伤诊断重点实验室, 湖南 长沙 410082; 3. 深圳市南山区政府投资项目前期工作办公室, 广东 深圳 518052)

摘要:结合已有的研究成果,总结近场地震动的主要特点;根据中国规范给出结构4个性能水平定义及相应的量化指标限值;根据断层距等因素选取近场、远场各20条地震波并对地震波记录进行调幅。考虑地震波的不确定性,对2栋不同高度框架剪力墙结构进行地震易损性分析,得到相应的地震易损性曲线,并对两结构的抗震性能进行对比。结果表明:20层结构的层间位移地震动需求大于30层结构;近场地震波将引起结构损伤且大于远场地震波。

关键词:近场地震;易损性分析;框架剪力墙;高层结构

中图分类号:TU973.31

文献标志码:A

Seismic Fragility Analysis of Frame-wall High-rise Structures Under Near-fault Ground Motions

YI Wei-jian^{1,2}, SUN Wen^{1,3}

(1. School of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, Hunan, China; 2. Key Laboratory of Engineering Structure Damage Diagnosis of Hunan Province, Hunan University, Changsha 410082, Hunan, China; 3. Preliminary Work Office of Government Investment Project of Nanshan District Shenzhen, Shenzhen 518052, Guangdong, China)

Abstract: A comparative study was carried out to examine the seismic behavior of high-rise frame-wall structures subjected to far-fault and near-fault earthquakes. Four performance levels and corresponding quantitative damage states were defined according to the Chinese code. Two ground motion bins consisting of 20 records each were generated and classified as far-fault and near-fault motions based on distance to fault rupture. Considering the randomness of input ground motions, seismic fragility analysis was carried out on two frame-wall structures with different heights, and the relative seismic fragility curve was given. The relative seismic performance of the two structures designed according to the Chinese code was compared. The results show that the 20-story structure is likely to experience higher interstory drifts than the 30-story structure and that near-fault ground motions are more damaging than far-fault ground motions.

Key words: near-fault ground motion; fragility analysis; frame-wall; high-rise structure

0 引言

根据断层距离的大小,可将地震划分为近场地

震和远场地震。近年来全球发生的几次著名地震均发生在人口密集地区,带有明显的近场效应。针对近场地震对各类工程结构产生的影响,各国学者展

收稿日期:2015-03-11

基金项目:国家自然科学基金项目(51338004,51178175)

作者简介:易伟建(1954-),男,湖南长沙人,教授,工学博士,E-mail:wjyi@hnu.edu.cn。

开了大量的研究。Bertero 等^[1]发现含脉冲的近场地震将在固定基底结构中引起更大的结构反应。Anderson 等^[2]指出当加速度脉冲的脉冲持时大于结构固有周期时,结构的地震响应更大。Iwan^[3]认为近场地震波沿建筑物高度以波的形式传播,传统的振型分解法和集中质量模型不能准确描述地震脉冲效应,持时长的地表脉冲将激发结构的高阶模态反应。Liao 等^[4]认为 Pushover 分析得出的位移需求并不能准确预测结构在近场地震作用下的反应,提出地面速度峰值与地面加速度峰值的比值、谱速度、地震的输入能量这 3 个参数将显著影响近场地震下结构的行为。Chopra^[5]在研究近场和远场地震的谱特征时发现:相较于远场地震垂直断层方向的近场地震拥有更窄的速度敏感区和更宽的加速度敏感区及位移敏感区。

中国《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)对近场地震的考虑体现在设计地震分组的震源距离条件,而另一重要参数水平地震影响系数最大值的取值并未考虑场地类型和断层距等因素的影响。目前结构工程针对近场地震的研究集中于中低层建筑,少见于高层建筑,对近场地震下高层结构易损性分析的资料则更加缺乏。

本文选取不同特点的 3 组地震波,对 2 栋相同布置不同高度的框架剪力墙高层建筑进行地震易损性分析,对比不同高度、不同特征地震波作用下结构的抗震性能,考察按照中国规范设计的高层建筑结构在近场地震作用下的安全与性能。

1 近场地震下的结构易损性分析

与远场地震相比,近场地震最显著的特点是前方向性效应和滑冲效应,它们共同表现为地面的脉冲型运动,其中以速度脉冲最为常见。图 1 为 Loma Prieta 地震和台湾 Chi-Chi 地震中 2 条地震波的加速度、速度、位移时程曲线,前者具有前方向性效应,后者具有滑冲效应。从图 1 中可观察到明显的速度脉冲以及阶跃式的永久位移。

地震易损性是指给定地震强度下结构达到或超越各损伤状态的条件概率,本文采用的易损性分析方法为解析法,以框架剪力墙高层结构为研究对象,考虑地震动的不确定性,利用弹塑性动力时程分析方法分析结构不同性能水平下的损伤状态,获得易损性曲线,从而实现对近场地震下框架剪力墙高层结构的性能研究。图 2 为本文的易损性分析方法。

图 2 中结构性能水平是指在可能遇到的特定设

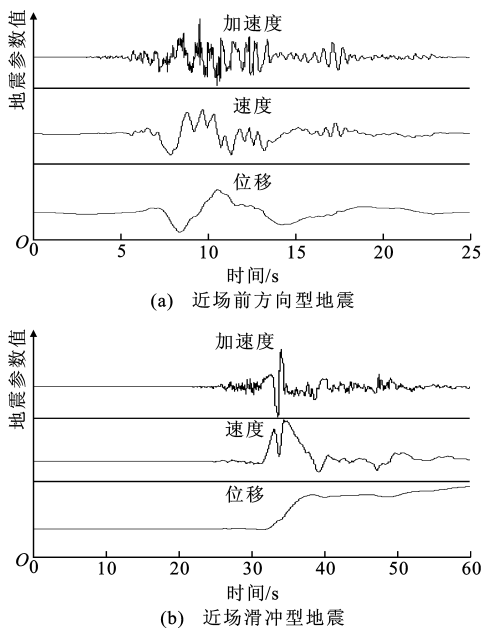


图 1 典型近场地震波的加速度、速度和位移时程曲线
Fig. 1 Typical Acceleration, Velocity and Displacement Time History Curves of Near-fault Ground Motions

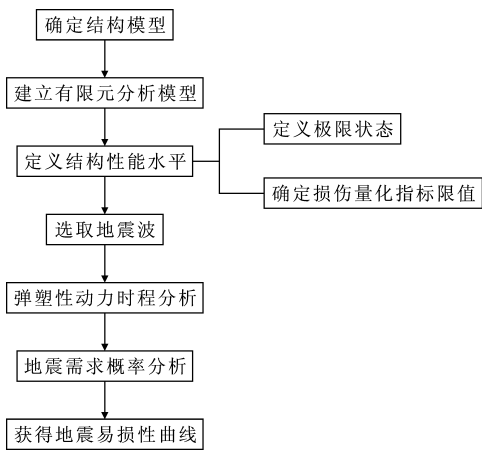


图 2 易损性分析方法

Fig. 2 Fragility Analysis Method

计地震作用下所规定的最大容许破坏^[6]。FEMA 273^[7]将结构性能水平划分为 4 个等级,即正常使用(OP)、立即使用(IO)、生命安全(LS)和防止倒塌(CP)。每种性能水平都有特定的破坏程度与之对应。参照中国规范^[8]对震后结构破坏等级划分的方法,给出性能水平的定义和破坏状态描述,见表 1。

为了定量描述各个性能水平,易损性分析中需要进一步定义极限状态量化指标。结构的层间位移角(Interstory Drift)定义明确,计算方法简单,是一种常见的损伤参数,它能在反映结构整体损伤情况的同时识别结构的软弱层位置。在实际的震后结构修复过程中,层间位移角也可被直接运用到梁柱等构件的性能评估及修复中。本文使用层间位移角作

表 1 结构性能水平划分

Tab. 1 Division of Performance Levels of Structure				
性能水平	OP	IO	LS	CP
定义	结构基本保持原有的刚度和承载力,个别构件可能存在轻微裂缝	结构保持原有承载力,个别承重构件出现需要修复的裂缝	多数承重构件出现轻微损伤,结构仍有足够的刚度和承载力储备	残余少量刚度和承载力储备,部分承重构件达到极限状态
损伤等级	基本完好	轻微损坏	中等破坏	严重破坏
破坏状态描述	承重构件保持完好	5%的承重构件轻微裂缝,所有承重构件不屈服	50%承重构件轻微裂缝,30%以下出现明显塑性变形	50%承重构件出现明显塑性变形,30%以下水平构件失效

为损伤量化指标,根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[9]条文说明推荐的不同破坏等级下层间位移角限值的计算方法,给出本文不同性能水平下的量化指标限值(表 2)。由于目前中国规范并未给出倒塌的定量描述,此处防止倒塌的层间位移角限值取自文献^[10]。

表 2 量化指标限值

Tab. 2 Limit Values of Quantitative Indices				
性能水平	OP	IO	LS	CP
量化指标描述	$[\theta_1, \theta_2)$	$[\theta_2, \theta_3)$	$[\theta_3, \theta_4)$	$[\theta_4, \theta_5)$
量化指标	θ_2	θ_3	θ_4	θ_5
指标限值	1/400	1/200	1/110	1/25

注: $\theta_1, \theta_2, \theta_3, \theta_4, \theta_5$ 均为层间位移角限值。

2 计算程序和模型验证

本文使用三维结构非线性分析及性能评估软件 PERFORM 3D 进行动力弹塑性分析,分析模型采用刚性楼板假定,梁使用集中塑性铰模型,柱使用包含纤维截面的塑性区模型,考虑构件挠曲二阶效应;剪力墙使用通用墙单元,一维纤维单元模拟剪力墙平面内压弯效应,通过定义非线性剪切本构模拟剪力墙的平面内非线性剪切行为,软件采用嵌入刚性连接梁的方式连接剪力墙与梁,如图 3 所示。材料方面,混凝土本构采用“YULRX”五折线模型,根据混凝土规范^[11]附录 C 中的公式及指标来确定相关参数,不考虑抗拉强度;钢筋本构采用三折线模型。

20 世纪 80 年代初,美国和日本联合进行了 7 层框架剪力墙结构足尺寸模型的抗震试验^[12]。根据当时美国和日本现行建筑规范及预先分析的计算结构对试验模型进行构件设计。模型尺寸如图 4 所示,平行于加载方向有三榀三跨框架,中间中跨有一榀剪力墙,垂直加载方向为四榀两跨框架。

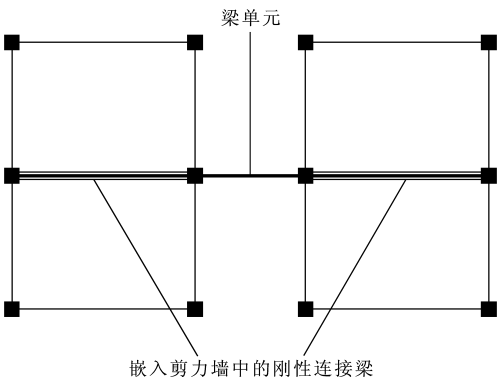


图 3 剪力墙中的刚性连接梁

Fig. 3 Rigid Connecting Beam in Shear Wall

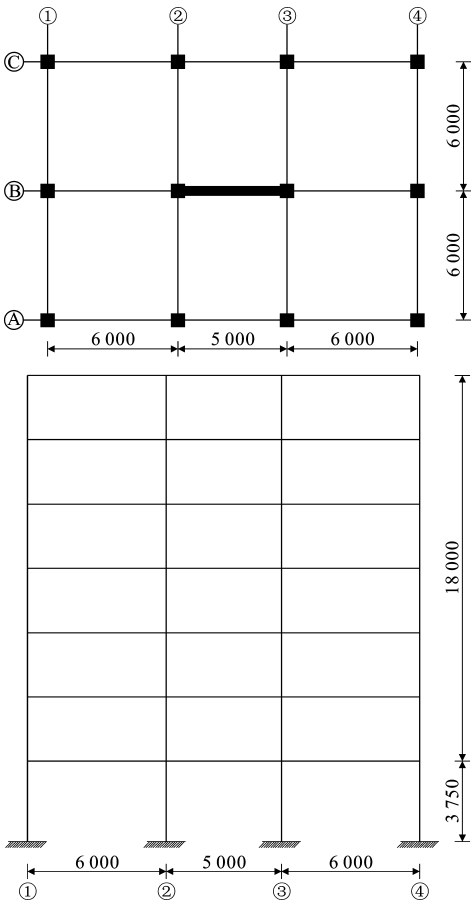


图 4 验证试验所用模型尺寸(单位:mm)

Fig. 4 Sizes of Model of Verification Experiment (Unit:mm)

根据试验报告所提供的材料、荷载等信息,使用前文所述的梁柱墙单元进行建模。对模型进行模态及动力非线性分析,并与试验实测数据进行对比。表 3 为模态试验结果与模拟结果的对比,图 5 为 PSD-4 试验的拟合对比。

对比图 5 中 2 条曲线,程序模拟与试验数据走向基本一致,最大位移及其发生的时刻都吻合较好。

表 3 模态试验结果与模拟结果的对比
Tab. 3 Comparison of Modes Between Test

Results and Simulation Results				s
数据来源	第一周期	第二周期	第三周期	
试验结果	0.468 0	0.125 0	0.060 2	
模拟结果	0.466 6	0.104 0	0.039 2	

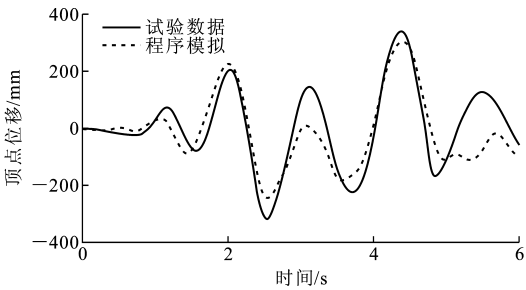


图 5 试验数据及程序模拟的顶点位移时程曲线
Fig. 5 Roof Displacement Time History Curves from Experiment Data and Program Simulation

3 算例分析

3.1 模型简介

为考察中国规范设计的高层结构在近场地震下的安全性,同时对比不同高度结构的地震响应特点,在 PKPM 中设计 20 层和 30 层 2 栋结构相似的框架剪力墙建筑,结构设计过程中,确保各设计参数均符合《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2011)^[9] 的最低要求。模型基本设计信息如下:结构抗震设防烈度为 8 度,地震分组一组,Ⅱ类场地。两建筑物结构平面布置相同,平面尺寸如图 6 所示。结构首层均为 3.6 m,其他层 3.3 m,高度分别为 66.3,99.6 m,结构截面尺寸见表 4。结构主要的抗侧力构件剪力墙的配筋率均取 0.25%。由于结构平面和竖向布置规则且结构高度小于 100 m,根据规范可不进行时程分析补充计算。楼板厚度均为 120 mm,程序自动计算现浇楼板自重,另取楼面恒载 2.5 kPa,活载 2 kPa;屋面恒载取 3 kPa,活载取 3.5 kPa。两结构基本周期分别为 2.13 s 和 2.59 s。本文的材料强度均使用材料强度平均值,根据《混凝土结构设计规范》,HRB400 屈服强度 $f_y=455.7$ MPa, C30~C60 混凝土抗压强度分别为 28,39.8,42.9,50.1 MPa。

3.2 地震波选取

本文定义断层距离小于 20 km 的地震波为近场地震波,利用最新版 PEER 强震数据库 (PEER Ground Motion Database — Beta 2010 Version) 的筛选功能,选取近场和远场地震波,根据地震震级,

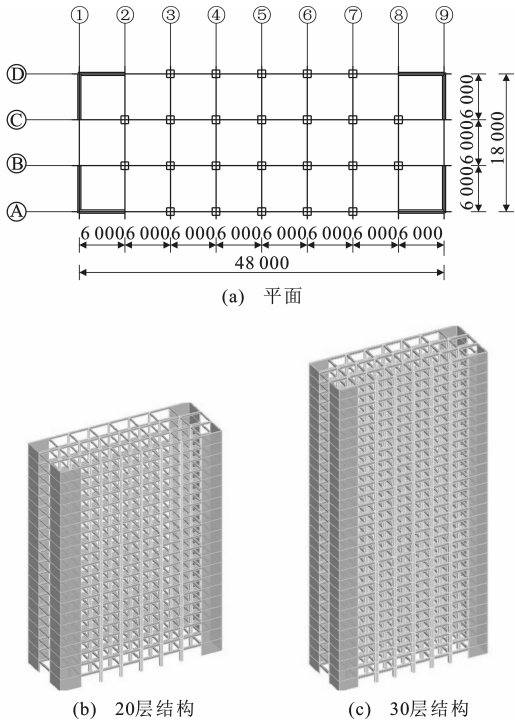


图 6 结构布置(单位:mm)
Fig. 6 Layout of Structures (Unit:mm)

表 4 结构截面尺寸

Tab. 4 Cross-section Sizes of Structures						
结构类型	20 层			30 层		
标准层	一	二	三	一	二	三
方柱边长/m	0.80	0.65	0.55	1.00	0.80	0.60
剪力墙厚度/m	0.25			0.35		

震中距的条件初选 2 组地震波。再根据地震记录反应谱在结构基本周期处谱值与规范反应谱的匹配程度以及峰值加速度大小再次筛选,此处峰值加速度 a_{PGA} 筛选条件取 $a_{PGA}>0.1g$ (g 为重力加速度)。需要说明的是,本文所用地震记录的场地分组方法与规范有所不同,其对应关系在文献[13]中已有研究,但由于现有近场地震波数据十分有限,若根据场地分组再次筛选所剩地震波将不能满足分析的统计意义,故此处对地震波峰值加速度作归一处理,并认为归一化后各场地的近场地震记录取平均反应谱可以定性地描述结构的反应特点。

按以上方法选出近场地震波 20 条,远场地震波 20 条,表 5 列出了所选近场地震波的台站信息。考虑所选地震波反应谱与规范的一致性,在选取地震波后对各组反应谱分别进行调幅,使得调幅后的各组地震波反应谱平均值在结构基本周期 T_1 处的加速度谱值等于规范设计反应谱 T_1 处的谱值。图 7 为阻尼比为 5% 的地震波弹性反应谱(其中 S_a 为谱加速度),图中反应谱按 30 层结构基本周期进行调

表 5 近场地震波台站信息

Tab. 5 Near-fault Earthquake Records

编号	地震名称	年份	台站	震级	震源机制	Joyner-Boore 距离/km	峰值加速度
95	Managua-Nicaragua-01	1972	Managua-ESSO	6.24	走滑型	3.5	0.477 5g
125	Friuli-Italy-01	1976	Tolmezzo	6.50	逆冲型	15.0	0.385 7g
132	Friuli-Italy-02	1976	Forgaria Cornino	5.91	逆冲型	14.7	0.324 8g
147	Coyote Lake	1979	Gilroy Array #2	5.74	走滑型	8.5	0.255 4g
148	Coyote Lake	1979	Gilroy Array #3	5.74	走滑型	6.8	0.260 4g
149	Coyote Lake	1979	Gilroy Array #4	5.74	走滑型	4.8	0.262 5g
162	Imperial Valley-06	1979	Calexico Fire Station	6.53	走滑型	10.4	0.171 5g
165	Imperial Valley-06	1979	Chihuahua	6.53	走滑型	7.3	0.193 5g
167	Imperial Valley-06	1979	Compuertas	6.53	走滑型	13.5	0.189 7g
182	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #7	6.53	走滑型	0.6	0.462 4g
187	Imperial Valley-06	1979	Parachute Test Site	6.53	走滑型	12.7	0.458 5g
316	Westmorland	1981	Parachute Test Site	5.90	走滑型	16.5	0.258 3g
723	Superstition Hills-02	1987	Parachute Test Site	6.54	走滑型	0.9	0.418 5g
764	Loma Prieta	1989	Gilroy-Historic Bldg.	6.93	斜向逆冲型	10.3	0.290 4g
779	Loma Prieta	1989	LGPC	6.93	斜向逆冲型	0.0	0.536 7g
802	Loma Prieta	1989	Saratoga-Aloha Ave	6.93	斜向逆冲型	7.6	0.362 7g
803	Loma Prieta	1989	Saratoga-W Valley Coll.	6.93	斜向逆冲型	8.5	0.256 4g
821	Erzican-Turkey	1992	Erzincan	6.69	走滑型	0.0	0.486 4g
1044	Northridge-01	1994	Newhall-Fire Sta	6.69	逆冲型	3.2	0.723 6g
1045	Northridge-01	1994	Newhall-W Pico Canyon Rd.	6.69	逆冲型	2.1	0.425 7g

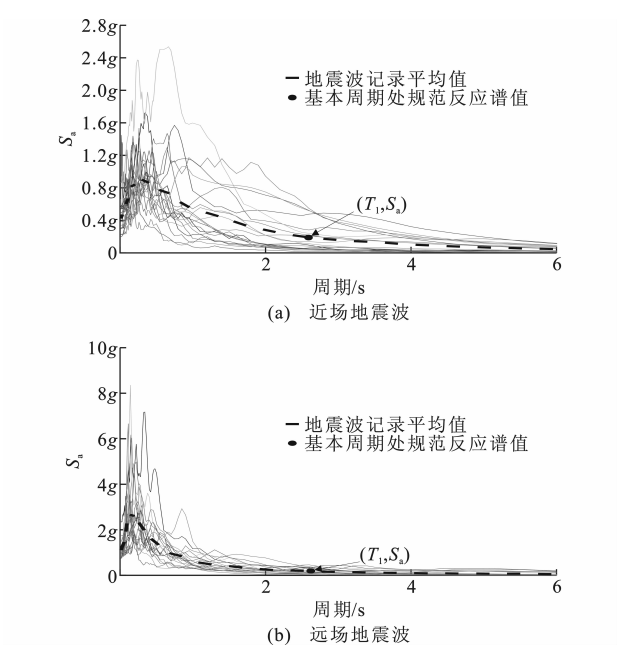


图 7 地震波反应谱

Fig. 7 Response Spectra of Ground Motions

幅。对比 2 组反应谱曲线可以看出,相较远场地震波,近场地震波加速度平台明显更宽,使得反应谱下降段曲线被抬高,下降段曲线坡度更缓。

3.3 概率地震需求分析

采用经验证的 PERFORM 3D 分析模型对算例

结构进行动力弹塑性时程分析。分析时采用刚性楼板假定,仅考虑单向地震作用,忽略竖向地震作用。图 8(a)为 1045 号近场地震波作用下 20 层结构最大层间位移角,图 8(b)为首层和第 16 层(结构最大层间位移角发生位置)层间位移角时程曲线。从图 8 可以看出高阶阵型对结构反应的显著影响。

选用谱加速度 S_a 作为地震强度参数,最大层间位移角 θ_{\max} 作为地震需求参数。根据规范中的规定,对 3 组地震波的峰值加速度按比例调整为 $400\text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$,对应规范 8 度设防罕遇地震时程分析加速度最大值。经弹塑性时程分析得到 $S_a-\theta_{\max}$ 数据分布,如图 9 所示。图 9 中水平虚线依次代表 4 个性能水平下的损伤指标限值,即 $\theta_2, \theta_3, \theta_4, \theta_5$,具体取值见表 2, $\theta_6=1/100$ 为规范中框架剪力墙结构弹塑性层间位移角限值。图 9 中虚线间的区域代表结构不同的损伤等级。从图 9 可以看出,近场地震波作的数据点总体位于横坐标上部,说明相同峰值加速度作用下近场地震的结构层间位移反应偏大。图 9(a),(b)均有 θ_6 以上的数据点,且全部为近场地震,其中 20 层结构在近场地震波作用下位移反应 $\theta>1/100$ 的比例达到 55%,说明规范中规定无须超限审查的高层建筑在近场地震作用下结构仍有较大的不安全性。

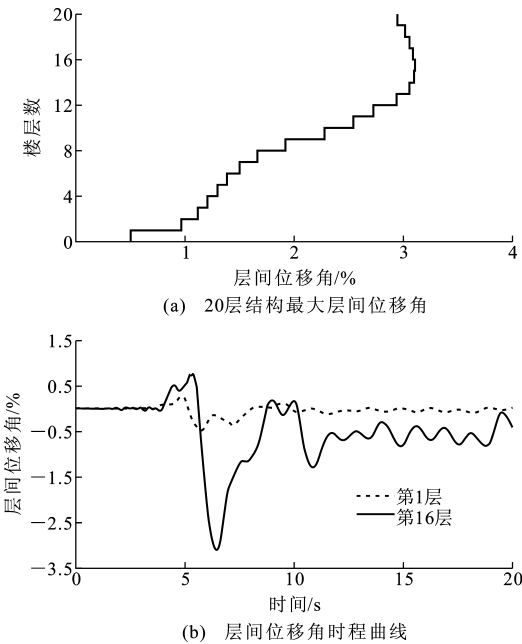


图 8 1045 号地震波作用下的 20 层结构反应
Fig. 8 Responses of 20-story Building
Under No. 1045 Ground Motions

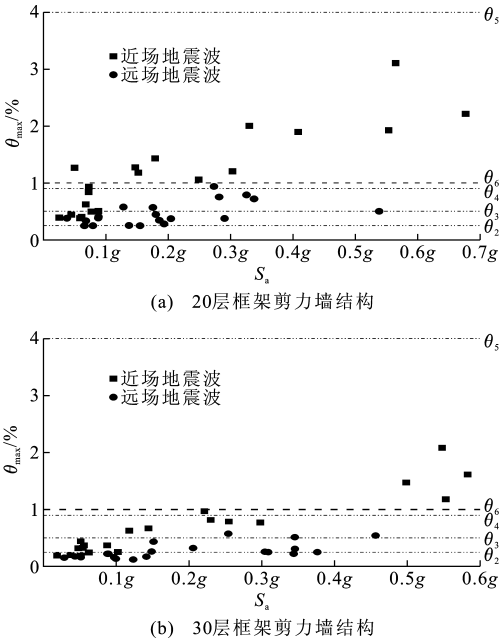


图 9 S_a - θ_{\max} 数据分布

Fig. 9 Data Distributions of S_a - θ_{\max}

基于文献[14]的研究,地震动强度指标和结构损伤指标服从对数正态分布,对 $\ln(\theta_{\max})$ 和 $\ln(S_a)$ 进行一元线性回归分析(图 10),得近场地震波和远场地震波线性回归方程。

20 层结构:

$$\ln(\theta_{\max}) = -3.366\ 2 + 0.632\ 6 \ln(S_a)$$

$$\ln(\theta_{\max}) = -4.638\ 8 + 0.448 \ln(S_a)$$

30 层结构:

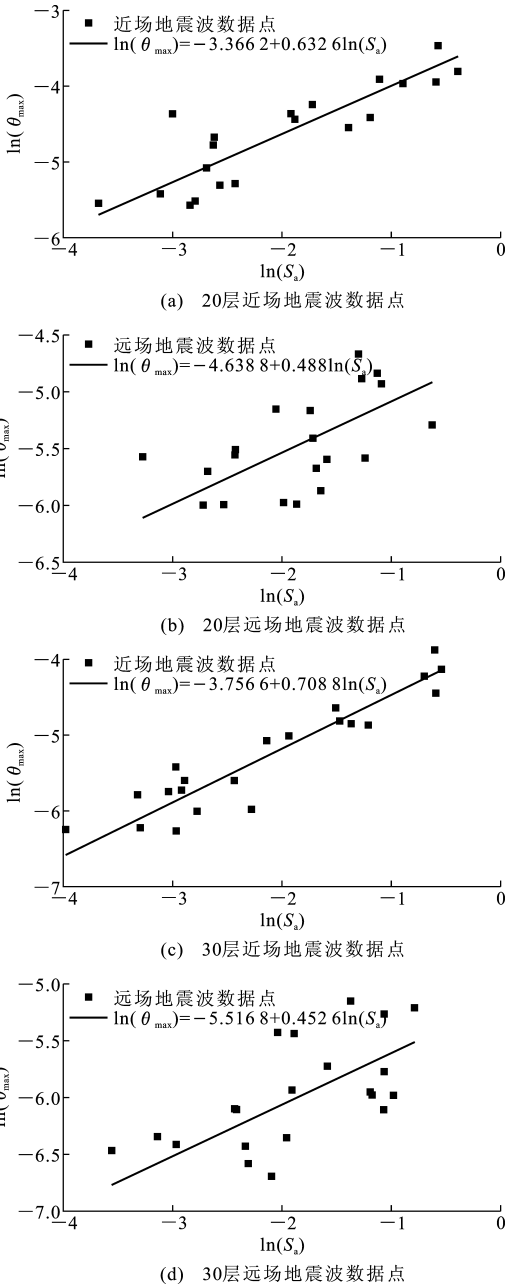


图 10 $\ln(\theta_{\max})$ - $\ln(S_a)$ 一元线性回归分析

Fig. 10 One Variable Linear Regression

Analysis of $\ln(\theta_{\max})$ - $\ln(S_a)$

$$\ln(\theta_{\max}) = -3.756\ 6 + 0.708\ 8 \ln(S_a)$$

$$\ln(\theta_{\max}) = -5.156\ 8 + 0.452\ 6 \ln(S_a)$$

3.4 易损性曲线

易损性曲线用来表示在给定地震强度下结构超越某一损伤状态的强度概率,可将这一超越概率 P_f 表示为

$$P_f = P\left(\frac{\theta_c}{\theta_{\max}} < 1 \mid S_a\right) \quad (1)$$

即有

$$P_f = P\left(\ln\left(\frac{\theta_c}{\theta_{\max}}\right) < 0 \mid S_a\right) \quad (2)$$

式中: θ_c 为上文确定的不同性能水平下量化指标限值。

$\ln(\theta_c), \ln(\theta_{\max})$ 服从正态分布, 故某一地震强度 S_a 条件下的失效概率 $P_f(S_a)$ 可表示为

$$P_f(S_a) = \Phi\left(\frac{\ln(\theta_{\max}/\theta_c)}{\sqrt{\sigma_{\theta_c}^2 + \sigma_{\theta_{\max}}^2}}\right) \quad (3)$$

式中: $\sigma_{\theta_{\max}}$ 为 θ_{\max} 的对数标准差; 根据文献[10], 当地震强度参数取 S_a 时, 可取 $\sqrt{\sigma_{\theta_c}^2 + \sigma_{\theta_{\max}}^2} = 0.4$; $\Phi(\cdot)$ 为正态分布函数, 其值可由查表获得。

将 $\ln(\theta_{\max})$ 和 $\ln(S_a)$ 的线性回归方程代入到式(3), 根据不同极限状态的量化指标限值, 便可求出两结构给定地震动需求下各性能水平的失效概率, 进而得到结构的易损性曲线, 如图 11 所示。图 11 中横坐标表示地震动大小, 以 S_a 表示, 纵坐标表示超越概率 P_f , 不同曲线代表不同的性能水平, 曲线间区域代表结构不同的损伤状态。

观察易损性曲线特征可以发现, 不同性能水平下的易损性曲线陡峭程度不同, 说明其随着地震强度的增长超越概率大小的增长速度不同, 从正常使用(OP)到防止倒塌(CP)曲线坡度逐渐变缓。对比图 11(a), (b) 的 20 层结构 2 组地震波下的地震易损性曲线可知, 近场地震波 4 个性能水平的易损性曲线较远场地震波曲线更为陡峭, 说明同等地震强度条件下, 近场地震引起的结构损伤更大。造成这一现象的原因可通过对图 11 的分析得出。图 12 为两模型调幅后的平均反应谱加速度, 其中 T_2, T_3 分别为结构第二阶和第三阶弹性基本周期, 当结构进入非线性阶段, 结构周期将变长, 这 2 组数值右移。从图 12 中可以看出, 在周期 $T > 1$ s 时近场地震加速度谱曲线均位于远场地震之上, 即近场地震作用下结构响应更大, 而两数值的差别在 20 层结构的曲线上更为明显。

对比图 11 同一组地震波两结构的易损性曲线可以发现, 20 层结构各性能水平下的易损性曲线相较 30 层结构曲线更陡峭, 即相同地震波作用下 30 层结构比 20 层结构损伤更小。图 13 为两模型近场地震波易损性曲线的对比, 图中 8 度设防地震 ($0.2g$) 下两高度的结构模型超越概率均接近 100%; 20 层结构立即使用和生命安全的超越概率分别为 98.9% 和 84.2%, 而 30 层结构这 2 个性能水平的超越概率分别为 78.9% 和 30.6%, 均远低于 20 层结构。这一结果与图 12 分析结果一致。

4 结 语

(1) 基于本文得到的结构地震易损性曲线, 可以

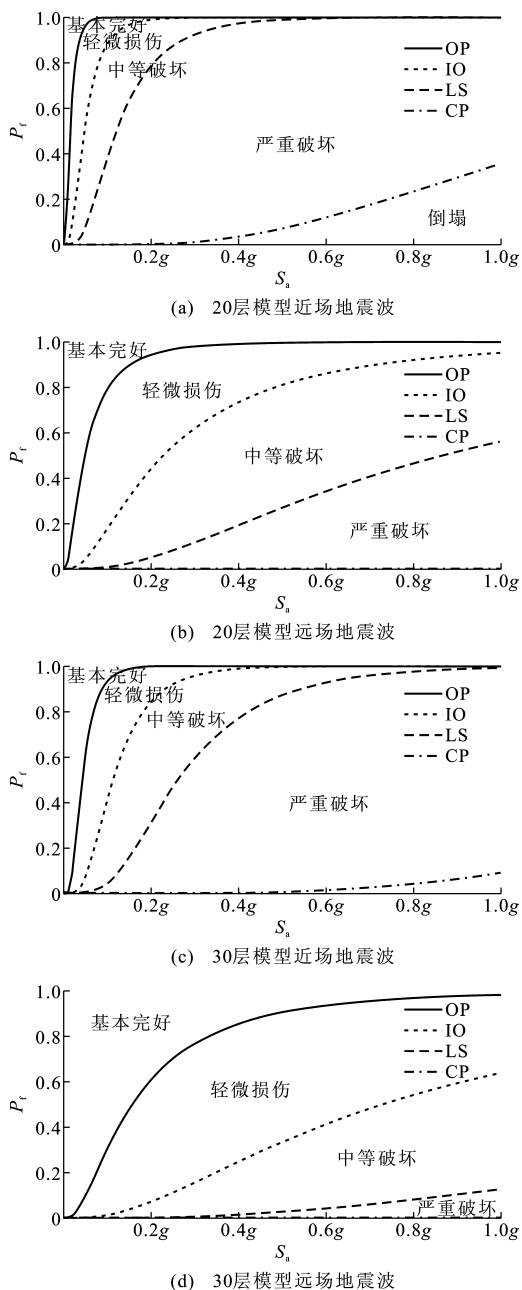


图 11 框架剪力墙地震易损性曲线

Fig. 11 Seismic Fragility Curves of Frame-wall Structures
给出框架剪力墙结构在给定地震作用下结构的破坏概率, 为地震灾害损失评估提供依据。

(2) 相同地震强度下, 高层框架-剪力墙结构在近场地震作用下各性能水平的超越概率均高于远场地震作用下的超越概率。

(3) 在相同地震动作用下, 30 层框架-剪力墙结构的易损性优于 20 层框架-剪力墙结构。

(4) 本文所设计结构平面对称规则且高度符合规范的最大高度要求, 按规范中规定无须进行时程分析的补充计算, 而根据本文的分析结果, 当近场地震作用时, 结构仍可能出现远大于规范最大变形要

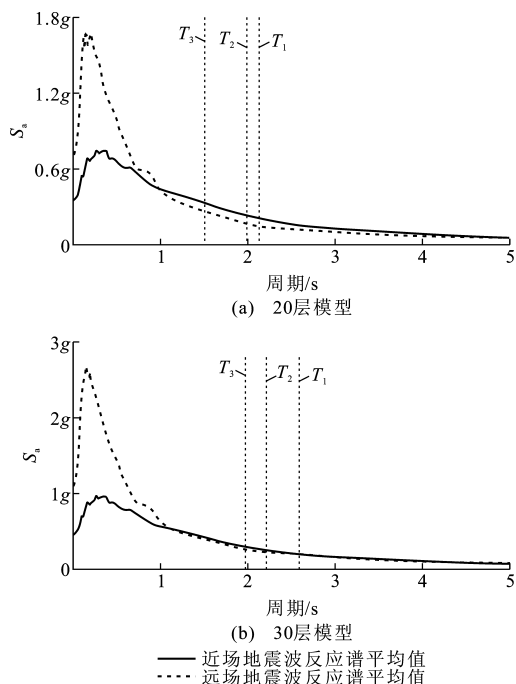


图 12 两模型调幅后的平均反应谱加速度

Fig. 12 Average Modified Acceleration Spectra of Two Models

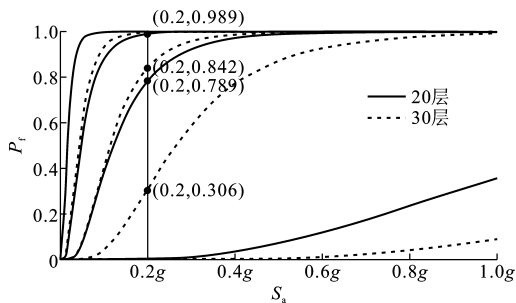


图 13 两模型在近场地震波作用下的地震易损性曲线对比

Fig. 13 Comparison of Seismic Fragility Curves of Two Models Under Near-fault Ground Motion

求的侧移,说明中国规范设计结构在近场地震作用下偏于不安全。针对近场效应,建议规范设计反应谱的形成应更全面地考虑近场地震的影响,或者单独建立近场地震设计反应谱。

(5)由于地震波数据较为有限,本文未考虑地震波场地类型的影响,另外,在反应谱调幅方法上本文仅考虑了第一周期的谱值,在进一步研究中可考虑前三阶周期处的反应谱近似,使得输入的地震波与规范设计反应谱更具一致性。

参考文献:

References:

[1] BERTERO V V, MAHIN S A, HERRERA R A. Aseismic Design Implications of Near-fault San Fer-

nando Earthquake Records[J]. Earthquake Engineering Structure Dynamic, 1978, 6(1): 31-42.

[2] ANDERSON J C, BERTERO V V. Uncertainties in Establishing Design Earthquake[J]. Journal of Structural Engineering, 1987, 113(8): 1709-1724.

[3] IWAN W D. Drift Spectrum: Measure of Demand for Earthquake Ground Motions[J]. Journal of Structural Engineering, 1997, 123(4): 397-404.

[4] LIAO W I, LOH C H, WAN S, et al. Dynamic Responses of Bridge Subjected to Near-fault Ground Motions[J]. Journal of the Chinese Institute of Engineers, 2000, 23(4): 455-464.

[5] CHOPRA A K. Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2005.

[6] 谢礼立, 马玉宏, 翟长海. 基于性能的抗震设防与设计地震动[M]. 北京: 科学出版社, 2009.

XIE Li-li, MA Yu-hong, ZHAI Chang-hai. Performance-based Seismic Design and Design Ground Motion[M]. Beijing: Science Press, 2009.

[7] FEMA 273, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings[S].

[8] GB/T 24335—2009, 建(构)筑物地震破坏等级划分[S].

GB/T 24335—2009, Classification of Earthquake Damage to Buildings and Special Structures[S].

[9] GB 50011—2010, 建筑抗震设计规范[S].

GB 50011—2010, Code for Seismic Design of Buildings[S].

[10] FEMA. Earthquake Loss Instillation Methodology HAZUS97 User's Manual[R]. Washington DC: Federal Emergency Management Agency, 1997.

[11] GB 50010—2010, 混凝土结构设计规范[S].

GB 50010—2010, Design Code of Concrete Structures[S].

[12] KABEYASAWA T, SHIOHARA H, OTANI S. Analysis of the Full-scale Seven-story Reinforced Concrete Test Structure[J]. Journal of the Faculty of Engineering, 1997, 37(2): 431-478.

[13] 吕红山, 赵凤新. 适用于中国场地分类的地震动反应谱放大系数[J]. 地震学报, 2007, 29(1): 67-76.

LU Hong-shan, ZHAO Feng-xin. Site Coefficient Suitable to China Site Category[J]. Acta Seismologica Sinica, 2007, 29(1): 67-76.

[14] 李刚, 程耿东. 基于性能的结构抗震设计——理论、方法与应用[M]. 北京: 科学出版社, 2004.

LI Gang, CHENG Geng-dong. Theory, Method and Application — Performance-based Seismic Design of Structures[M]. Beijing: Science Press, 2004.