

# 楼板局部设缝框架结构概率地震需求分析

蒋洪波<sup>1</sup>,邱洪兴<sup>1†</sup>,张敏<sup>2</sup>

(1.东南大学 混凝土及预应力混凝土结构教育部重点实验室,江苏 南京 210096;

2.广西科技大学 土木建筑工程学院,广西 柳州 545006)

**摘要:** 楼板局部设缝框架通过在梁端设置贯穿楼板的通缝将楼板内纵筋与框架梁端分离,以实现“强柱弱梁”屈服机制.本文基于概率地震需求分析方法对该楼板局部设缝方法进行研究.首先利用楼板局部设缝框架振动台试验数据,验证采用 OpenSees 进行动力有限元分析的合理性;在此基础上,建立纯框架、传统框架、楼板局部设缝框架数值模型,选取 22 条地震动记录,对三种框架进行概率地震需求分析,从概率层面探究楼板和楼板局部设缝对框架结构抗震性能的影响.分析表明:楼板局部设缝可在一定程度上改善现浇楼板框架结构的屈服机制,削弱现浇楼板带来的不利影响,提高传统框架的抗震性能以及结构的抗地震倒塌能力.

**关键词:** 地震响应;概率地震需求分析;逐步增量动力分析;钢筋混凝土框架;楼板

**中图分类号:** TU352.1

**文献标志码:** A

## Probabilistic Seismic Demand Analysis of Frame Structure with Local Slot in Floor Slab

JIANG Hongbo<sup>1</sup>, QIU Hongxing<sup>1†</sup>, ZHANG Min<sup>2</sup>

(1.Key Laboratory of Concrete and Prestressed Concrete Structures of the Ministry of Education, Southeast University, Nanjing, 210096, China;

2.School of Civil Engineering and Architecture, Guangxi University of Science and Technology, Liuzhou, 545006, China)

**Abstract:** To implement the seismic design principle of “strong column and weak beam”, frame structure with local slot in floor slab is designed, where the continuous slot penetrating through the slab along the beam ends was set to separate the longitudinal reinforcement in the slab from the beam ends. Based on the probabilistic seismic demand analysis method, frame structure with local slot in floor slab was investigated. To investigate the accuracy of numerical model, shaking table test data was utilized to verify the calculated data of frame structure with local slot in floor slab modelling by the finite element software, OpenSees. The numerical models of frame structure without slab, conventional frame structure with cast-in-place slab, and frame structure with local slot in floor slab were established subsequently. Seismic performance was studied to explore the effect of the local slot of floor slab in the viewpoint of probability based on the probabilistic seismic demand analysis, which used 22 seismic ground motions. The results showed that the cast-in-place floor slab decreased the seismic performance.

\* 收稿日期:2017-06-11

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51368007), National Natural Science Foundation of China(51368007)

作者简介:蒋洪波(1990—),男,河南平顶山人,东南大学博士研究生

† 通讯联系人, Email: qiuhx@seu.edu.cn

Besides, the slot in floor slab weakened the adverse influence of cast-in-place floor slab and increased the seismic performance and collapse-resistant capacity of frame structure.

**Key words:** seismic response; probabilistic seismic demand analysis (PSDA); incremental dynamic analysis (IDA); reinforced concrete frames; floor slabs

框架结构是目前广泛使用的结构形式,我国是地震高发国,框架结构建筑一旦在地震灾害中形成耗能较差的柱铰屈服机制,不仅会造成建筑内部人员和财产的损失,更有可能引起倒塌,危害邻近建筑.实际上,为保证框架结构具有较好的延性和抗震能力,我国规范<sup>[1]</sup>已通过采用柱端弯矩增大系数等措施来实现框架结构“强柱弱梁”的屈服机制.历次震害表明,“强梁弱柱”的结构破坏形式仍有出现,形成此类震害的原因在于<sup>[2-5]</sup>;楼板及楼板内平行于梁纵向的板筋提高了梁的负弯矩承载能力,使框架结构难以实现梁铰屈服机制.为实现较为理想的框架破坏模式,许多学者建议提高规范<sup>[1]</sup>所建议的弯矩增大系数<sup>[6-8]</sup>,这使得结构必须增加框架柱配筋或截面尺寸来满足抗震需求.为解决框架结构的抗震问题,同时不过多地提高工程造价,张敏等<sup>[9]</sup>提出楼板局部设缝方法对此楼板效应进行考虑.

抗震性能评估是检验结构抗震能力的有力手段.在大震作用下,结构进入非线性,塑性耗能取代结构自身阻尼耗能成为主要的耗能形式,此时规范所建议的反应谱法和弹性时程分析法已不能满足结构抗震验算的需求,而有限数量的弹塑性时程分析难以有效考虑结构动力响应的随机性.近年来,基于性能的地震工程(Performance-Based Earthquake Engineering, PBEE)快速发展,其基本理念是通过分析结构在不同水准地震激励下的破坏状态,获得建筑物实现不同性能的水平.而已被纳入 FEMA-350<sup>[9]</sup>、FEMA-351<sup>[10]</sup>、FEMA-P695<sup>[11]</sup>的逐步增量动力分析(Incremental Dynamic Analysis, IDA),作为抗震性能评估的有效分析方法,可以更全面地反映结构在地震作用下的动力响应.基于 IDA, 概率地震需求分析(Probabilistic Seismic Demand Analysis, PSDA)可用于获得结构面对指定性能水准的超越概率,避免传统确定性分析方法分析结构抗震性能的不足.

因此,楼板局部设缝框架结构能否改善传统框架结构的抗震性能,仍需要进行深入研究.本文首先

利用有限元分析软件 OpenSees 对楼板局部设缝框架振动台试验进行数值模拟,验证该有限元建模方式的合理性;然后,基于概率地震需求分析,对纯框架、传统框架、楼板局部设缝框架三种框架形式进行了抗震性能评估,从概率层面进一步探究楼板局部设缝框架结构的地震反应、抗倒塌能力等.

## 1 概率地震需求分析

### 1.1 逐步增量动力分析(IDA)

由于地震动的复杂性和离散性,单一时程分析并不能较好地反映结构在地震作用下的动力响应,逐步增量动力分析(IDA)及其相关衍生分析方法成为性能抗震设计研究的一个热点方向<sup>[12-14]</sup>.IDA 通过逐步改变地震动强度指标(Intensity Measure, IM)获得相应的 IDA 曲线,依次分析不同地震动便可获得曲线集.面对数量较多的 IDA 曲线,早期多采用样条插值方法获得光滑曲线<sup>[15]</sup>.为获得更好的统计规律,本文将 IDA 曲线拟合为 Ramberg-Osgood 方程形式<sup>[16]</sup>,分析选取地面峰值加速度(Peak Ground Acceleration, PGA)作为 IM,选取最大层间位移角作为结构动力响应.

### 1.2 概率地震危险性分析

地震的发生具有很大的随机性,地震工程中一般采用概率方法来预测未来一段时间内可能发生的地震动强度 IM,根据相关研究<sup>[16-19]</sup>,设计场地的地震危险性概率模型可表示为:

$$\lambda_{IM}(im) = k_0 \times im^{-k} \quad (1)$$

$$k = \frac{\ln\left(\frac{H_{s1(10/50)}}{H_{s1(2/50)}}\right)}{\ln\left(\frac{S_{1(2/50)}}{S_{1(10/50)}}\right)} \quad (2)$$

$$\ln(k_0) = \frac{\ln(S_{1(10/50)}) \times \ln(H_{s1(2/50)}) - \ln(S_{1(2/50)}) \times \ln(H_{s1(10/50)})}{\ln\left(\frac{S_{1(2/50)}}{S_{1(10/50)}}\right)} \quad (3)$$

其中,  $im$  为地震动强度;  $\lambda_{IM}(im)$  为变量  $im$  的年

超越概率;  $k_0, k$  为常数, 决定场地地震危险性曲线的形状;  $S_{1(10/50)}, S_{1(2/50)}$  分别为 50 年超越概率为 10%、2% 的谱加速度, 可通过规范<sup>[1]</sup>5.1.5 节反应谱获得;  $H_{s1(10/50)}$  为 50 年超越概率为 10% 的地震年平均超越概率  $=1/475 \approx 0.0021$ ;  $H_{s1(2/50)}$  为 50 年超越概率为 2% 的地震年平均超越概率  $=1/2475 \approx 0.00040$ 。

### 1.3 地震需求危险性分析

在概率地震需求分析中, 使用工程需求参数 (Engineering Demand Parameter, EDP) 来定义结构动力响应。将地震危险性分析与 IDA 相结合, 可得到地震需求危险性函数如下<sup>[19]</sup>:

$$\lambda_{\text{EDP}}(d) = \int_{im} P[\text{EDP} > d \mid \text{IM} = im] \cdot |d\lambda_{\text{IM}}(im)| \quad (4)$$

其中,  $d$  为给定的 EDP 水平;  $\lambda_{\text{EDP}}(d)$  为  $\text{EDP} > d$  的年超越概率;  $P[\text{EDP} > d \mid \text{IM} = im]$  为面对指定  $\text{IM} = im$  时  $\text{EDP} > d$  的概率, 可由 IDA 得到。通过该式可获得 EDP 超过给定响应水平  $d$  的年超越概率。

### 1.4 结构概率抗震分析步骤

综合以上论述, 本文采用概率地震需求分析方法对结构抗震性能进行研究, 其具体研究步骤如图 1 所示。

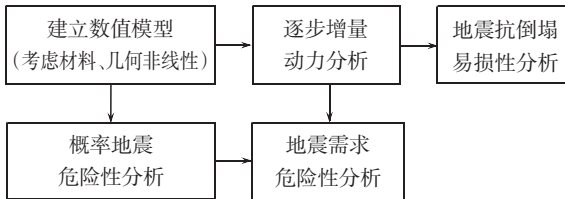


图 1 概率地震需求分析流程图

Fig.1 Flow chart of probabilistic seismic demand analysis

## 2 楼板局部设缝框架结构

### 2.1 框架结构楼板局部设缝方法

楼板局部设缝方法是指在框架梁端塑性铰范围内设置贯穿板厚的通缝, 该范围楼板钢筋不锚入框架梁内, 从而使梁端塑性铰区域内楼板混凝土及其纵向钢筋不参与框架梁受力, 削弱其对框架结构抗震能力的影响, 实现“强柱弱梁”屈服机制。由于局部设缝带来的设缝区楼板“外挑”可能引起承载力和刚度降低, 可在板角设缝区增设斜向次梁进行局部加强, 见图 2。

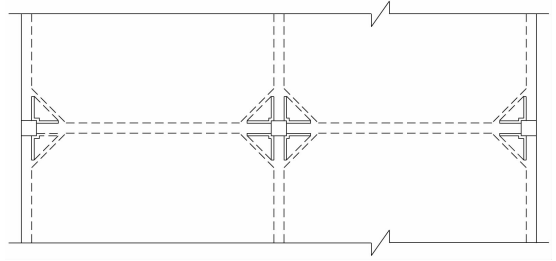


图 2 楼板局部设缝框架结构平面布置图

Fig.2 The layout of frame with local slot in floor slab

楼板局部设缝的具体做法如下: 在浇筑前将与缝宽度相同的泡沫放入楼板设缝区, 待混凝土达到强度要求后将泡沫直接剔除, 这样既可满足设缝区的要求 (即梁端楼板混凝土及其纵向钢筋均不参与梁的工作), 又可满足施工要求<sup>[20]</sup>。实际施工中, 由于泡沫弹性模量极小且可承受较大变形, 混凝土硬化后可不予剔除。

本文中, 称使用楼板局部设缝方法的框架结构为“楼板局部设缝框架结构”。

### 2.2 楼板局部设缝框架结构振动台试验

为了解楼板局部设缝框架结构在动力作用下的屈服机制和破坏形式, 进行了地震模拟振动台试验。试验模型为单榀 2 层 2 跨 1:8 缩尺模型。原型结构信息: 抗震设防烈度为 7 度 (0.15 g), 场地类别为 II 类, 设计地震分组为第一组, 框架抗震等级为三级。

试件立面、试验前试验模型分别如图 3 和图 4 所示。振动台试件模型材料主要使用镀锌铁丝、模型砂浆, 模拟原型结构中的钢筋、混凝土。试件底座高度为 250 mm, 楼板厚度 30 mm, 框架总高度为 1 000 mm, 试件总高度为 1 250 mm。试件楼板平面尺寸为 1 950 mm × 800 mm, 框架梁截面尺寸 35 mm × 75 mm, 框架柱截面尺寸为 65 mm × 65 mm。按照相似系数进行模型的缩尺以及配筋计算, 其配筋按照规范<sup>[1]</sup>强柱弱梁的要求进行设计, 柱端弯矩增大系数取 1.3。为防止设缝区局部强度降低影响试验, 在设缝区楼板下侧放置两根直径为 8 mm 的斜向钢筋进行局部加强。试件浇筑前将 20 mm 厚泡沫板放入楼板设缝区, 设缝长度 150 mm, 模型砂浆硬化后将泡沫剔除, 形成通缝如图 5 所示。楼板局部设缝框架试件在试验中表现出较为理想的梁铰屈服机制, 关于该试验更加详细的尺寸、配筋、试验工况信息见文献<sup>[20]</sup>。

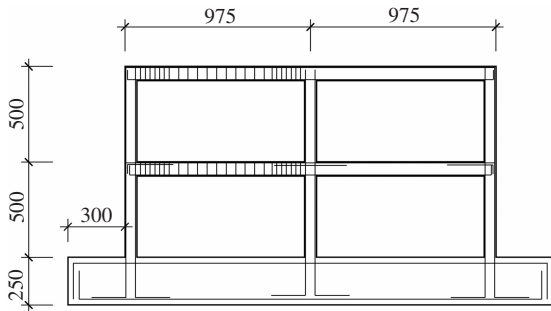


图3 框架试件立面图

Fig.3 Elevation views of test model

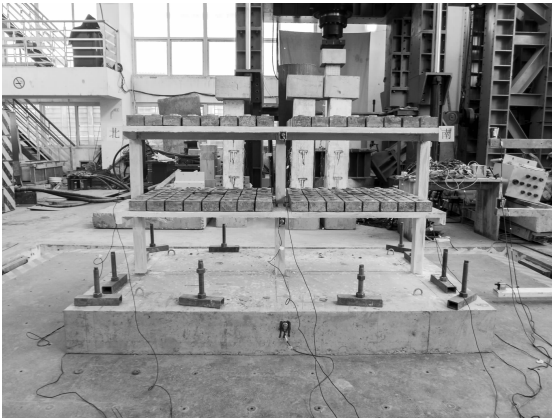


图4 楼板局部设缝框架试验模型

Fig.4 Test model of frame with local slot in floor slab

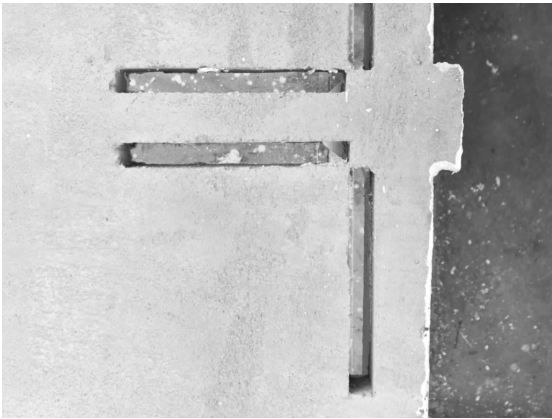


图5 边节点通缝

Fig.5 Local slot of exterior joint

### 2.3 楼板局部设缝框架结构有限元建模方法

采用 OpenSees 建立楼板局部设缝框架结构二维模型进行有限元分析.梁、柱构件均采用基于柔度法的 forceBeamColumn 单元,通过 P-Delta 坐标转换考虑重力二阶效应.混凝土采用基于 Kent-Scott-Park 模型的 Concrete01 材料本构,该模型不考虑混

凝土的抗拉强度,其中约束箍筋对混凝土强度和极限应变的提高作用通过 Mander 理论进行考虑.钢筋采用等向强化 Giuffre-Menegotto-Pinto 的 Steel02 材料本构.使用 Section Aggregator 功能定义截面的剪切、抗扭刚度.数值模型未考虑钢筋黏结滑移和应变渗透的影响.认为结构满足设计、施工要求,地震作用下不发生梁柱节点破坏,将梁柱节点定义为刚性节点.柱底为固定支座,不考虑土体与结构的相互作用.试验的研究方向为框架纵向(单向),未考虑次梁可能带来的楼板受力情况改变,目前仅将斜向次梁作为防止局部损坏的构造措施,不考虑其对框架刚度的影响,未在数值模型中对斜向次梁进行建模.

已有研究表明<sup>[3,21]</sup>,对梁产生影响的楼板集中在梁两侧各 6 倍板厚范围内,因此该有限元模型将设缝区梁截面定义为矩形截面,非设缝区梁截面定义为 T 形截面,以此来考虑楼板存在对框架梁承载能力的影响,截面形式详见图 6.

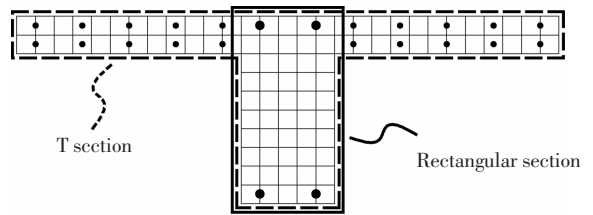


图6 梁纤维截面划分

Fig.6 The fiber section modelling of beam

### 2.4 基于楼板局部设缝框架结构振动台试验的有限元模型验证

通过有限元分析,得到 OpenSees 计算结果与试验结果对比如图 7 和图 8 所示.振动台试验表明<sup>[20]</sup>,即使处在较小的加速度( $PGA=0.11g$ )激励工况下,试件依然出现了轻微损伤和自振频率下降现象.而仿真分析可较为理想地模拟出试件的加速度时程响应,试件一层、二层加速度时程的均方根误差分别为 0.033 9、0.045 8;各层层间位移角接近,计算结果与试验结果趋势基本一致.框架二层的模拟结果误差较大,这可能是由于:振动台试验过程中配重块出现松动;配重块在一定程度上提升了各层的质心,而有限元模型并未考虑这种改变;试验采用不含粗骨料的模型砂浆替代混凝土,其本构或与 Concrete01 材料有一定区别.

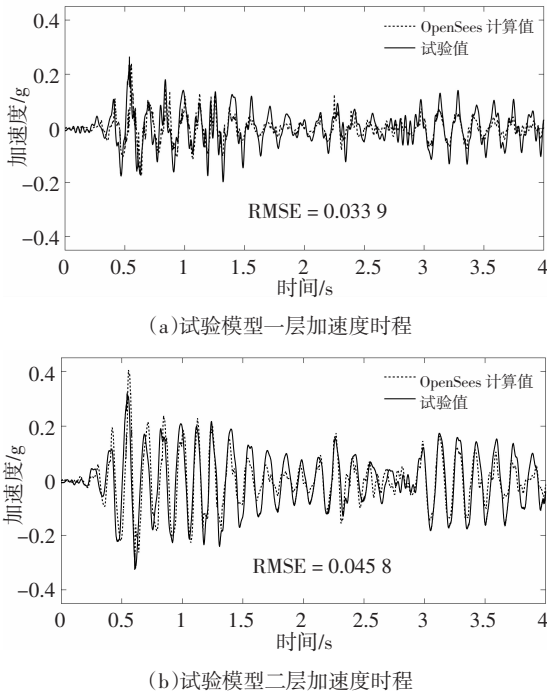


图 7 El-Centro 波激励下试验模型的加速度响应  
试验值与有限元模拟值对比分析

Fig.7 Comparison of accelerogram between test  
and simulation under El-Centro

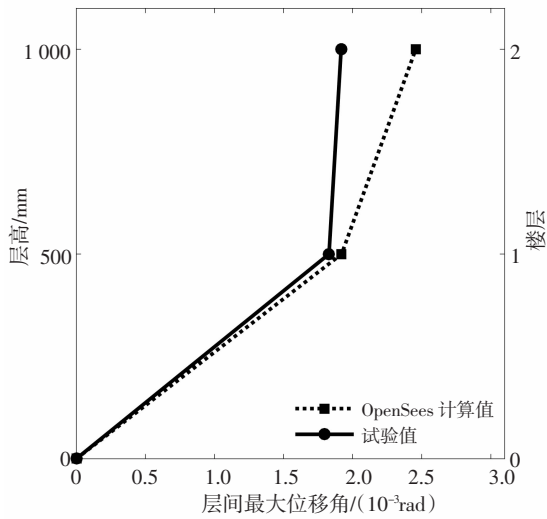


图 8 El-Centro 波激励下试验模型的层间位移角  
响应试验值与有限元模拟值对比分析

Fig.8 Comparison of interstorey drift ratio between test  
and simulation under El-Centro

综合分析,该有限元建模方法能较好地反映楼板局部设缝框架试件在弹性和弹塑性阶段的动力响应,可作为楼板局部设缝框架结构有限元分析的基本模型。

### 3 纯框架、传统框架、楼板局部设缝框架抗震性能评估

#### 3.1 工程概况

某框架结构平面布置见图 9,抗震设防烈度为 7 度(0.10 g),设计地震分组为第一组,首层层高 3.6 m,标准层层高 3.0 m,框架抗震等级为二级,场地类别为 II 类场地.混凝土强度等级 C35,纵筋 HRB335,箍筋 HPB300,楼板厚 120 mm,楼板配筋按  $\phi 8@150$  双层双向考虑.楼面恒、活载标准值分别为 4.2 kN/m<sup>2</sup>、2.0 kN/m<sup>2</sup>;屋面恒、活载标准值分别为 5.6 kN/m<sup>2</sup>、2.0 kN/m<sup>2</sup>.结构阻尼比 5%,按 Rayleigh 阻尼考虑.该框架结构采用 PKPM 软件 SATWE 模块进行配筋计算,柱端弯矩增大系数取 1.5.

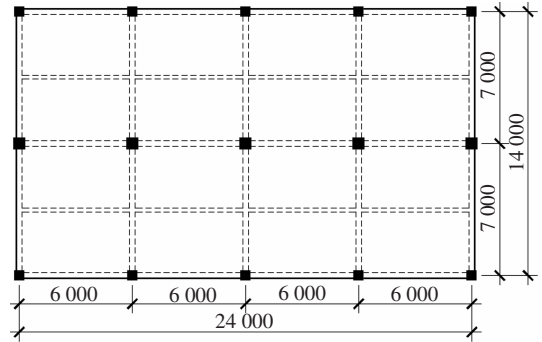


图 9 框架结构平面布置图

Fig.9 Structural layout

考虑到结构平面对称,取结构中间榀框架作为计算单元建立二维有限元模型,中间榀框架梁柱配筋面积如图 10 所示.竖向荷载按(1.0 恒载+0.5 活载)进行折算,并将质量源分配至各单元节点,底层中柱轴压比 0.70,底层边柱轴压比 0.67.

其中,“纯框架”指不包含楼板的纯框架结构,将数值模型的框架梁截面定义为矩形截面进行考虑;“传统框架”指包含现浇楼板的传统框架结构,将数值模型的框架梁定义为 T 形截面来模拟楼板的作用,两侧翼缘各考虑 6 倍板厚宽度的楼板;“楼板局部设缝框架”的建模方式与 2.3 节相同.各数值模型具体异同详见表 1.楼板局部设缝框架设缝长度取箍筋加密区长度(即 1.5 倍梁高,900 mm).此外,三种框架的单元、材料本构、节点的数值建模处理方式均与 2.3 节相同。

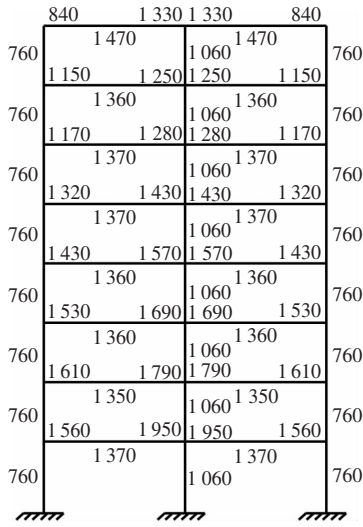


图 10 梁柱配筋(单位: mm<sup>2</sup>)

Fig.10 Reinforcement in columns and beams(unit: mm<sup>2</sup>)

表 1 数值模型的截面属性

Tab.1 Cross-section attributes of numerical models

	纯框架	传统框架	楼板局部设缝框架
框架梁截面形式	矩形截面	T形截面	梁端设缝区为矩形截面,跨中为T形截面
中柱截面尺寸/mm		600 × 600	
边柱截面尺寸/mm		500 × 500	
主梁截面尺寸/mm		300 × 600	
单元类型	forceBeamColumn 单元		
材料本构	混凝土 Concrete01, 钢筋 Steel02		
梁柱配筋	三种模型配筋和质量相同		
质量源分布	三种模型配筋和质量相同		

### 3.2 Pushover 分析

为初步了解各框架的抗震性能,使用 OpenSees 对三榀框架分别进行 Pushover 分析,水平加载模式采用倒三角分布,得到各框架的基底剪力-顶点侧移曲线如图 11 所示。

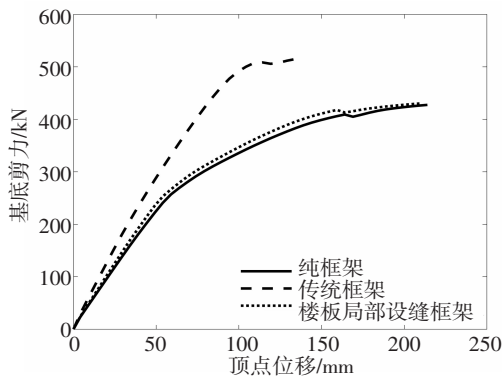


图 11 Pushover 曲线

Fig.11 Pushover curves

由图11可知,由于楼板的存在,传统框架的整体刚度明显大于其他两种框架,基底剪力相对于纯框架增加 20.3%,但顶点极限侧移相对减小 37.3%;楼板局部设缝框架的 Pushover 曲线略高于纯框架,总体趋势基本一致.曲线未能出现较明显的下降段,这是由于当进入材料本构模型下降段时数值运算较难满足能量平衡从而实现迭代收敛,所以一般较难计算出下降段<sup>[22]</sup>.可知梁端塑性铰区域的现浇楼板对框架结构的变形能力有一定程度影响,导致结构延性下降,这与已有的静力弹塑性分析结果一致<sup>[23]</sup>.造成这种现象的主要原因在于:传统框架较多的塑性铰出现在柱端,而楼板局部设缝框架结构塑性铰多出现在梁端,改变了框架结构的整体屈服机制。

### 3.3 地震动记录选取

IDA 是基于大样本分析的研究方法,需要一定数量的地震动记录对结构进行输入才能获得相对正确的统计结果.本文在 FEMA-P695 推荐 22 条远场地震动记录的基础上进行了 IDA 地震动选取,其场地类别相当于中国规范<sup>[4]</sup>二类场地,详见表 2.

表 2 逐步增量动力分析用地震动

Tab.2 Ground motion records for incremental dynamic analysis

序号	NGA-West2 库编号	地震名称	发生年份	矩震级	分量
1	953	Northridge, USA	1994	6.7	NORTHR/MUL009
2	960	Northridge, USA	1994	6.7	NORTHR/LOS000
3	1602	Duzce, Turkey, USA	1999	7.1	DUZCE/BOL000
4	1787	Hector Mine, USA	1999	7.1	HECTOR/HEC000
5	169	Imperial Valley, USA	1979	6.5	IMPVALL/H-DLT262
6	174	Imperial Valley, USA	1979	6.5	IMPVALL/H-E11140
7	1111	Kobe, Japan	1995	6.9	KOBE/NIS000
8	1116	Kobe, Japan	1995	6.9	KOBE/SHI000
9	1158	Kocaeli, Turkey	1999	7.5	KOCAELI/DZC180
10	1148	Kocaeli, Turkey	1999	7.5	KOCAELI/ARC000
11	900	Landers, USA	1992	7.3	LANDERS/YER270
12	848	Landers, USA	1992	7.3	LANDERS/CLW-LN
13	752	Loma Prieta, USA	1989	6.9	LOMAP/CAP000
14	767	Loma Prieta, USA	1989	6.9	LOMAP/G03000
15	1633	Manjil, Iran	1990	7.4	MANJIL/ABBAR--L
16	721	Superstition Hills	1987	6.5	SUPERST/B-ICC000
17	725	Superstition Hills	1987	6.5	SUPERST/B-POE270
18	6	Imperial Valley, USA	1940	7.0	IMPVALL/I-ELC000
19	1244	Chi-Chi, Taiwan	1999	7.6	CHICHI/CHY101-E
20	1485	Chi-Chi, Taiwan	1999	7.6	CHICHI/TCU045-E
21	68	San Fernando, USA	1971	6.6	SFERN/PEL090
22	125	Friuli, Italy	1976	6.5	FRIULI/A-TMZ000

### 3.4 概率地震需求分析

#### 3.4.1 场地地震危险性曲线

对各框架进行模态分析, 得到前 3 阶自振周期如表 3 所示, 可见结构刚度在一定程度上受楼板影响, 传统框架、楼板局部设缝框架的基本周期分别较纯框架降低 15.8%、4.4%。

表 3 纵向自振周期

Tab.3 Natural vibration period s

	纯框架	传统框架	楼板局部设缝框架
$T_1$	1.14	0.96	1.09
$T_2$	0.37	0.31	0.36
$T_3$	0.20	0.18	0.19

根据式(1)并结合规范<sup>[1]</sup>, 得到三种框架的场地地震危险性曲线如图 12 所示。由场地地震危险性曲线可以看出, 三种框架面对相同 PGA 的年超越概率基本一致, 说明较小的刚度差异并未引起结构地震危险性的显著区别, 现浇楼板对框架结构的设计场地地震危险性影响较小, 可以忽略不计。

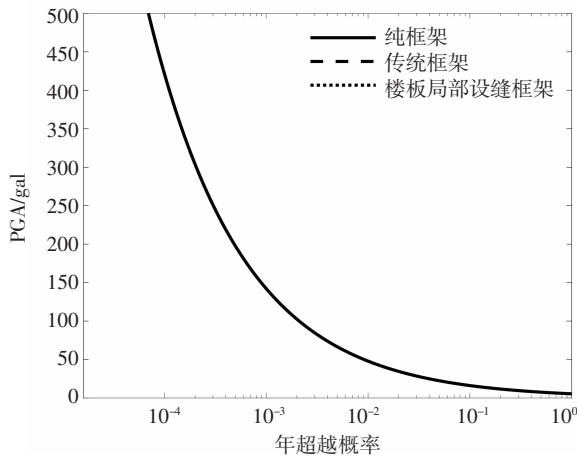
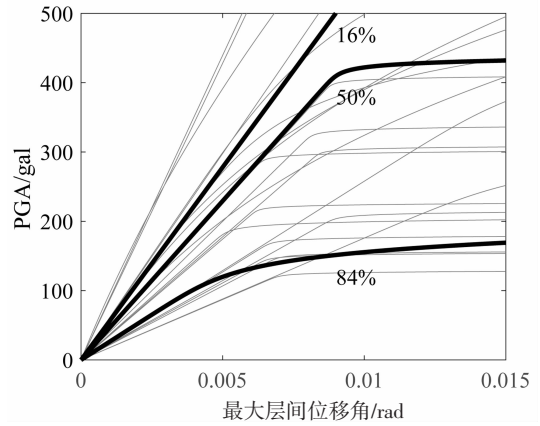


图 12 场地地震危险性曲线

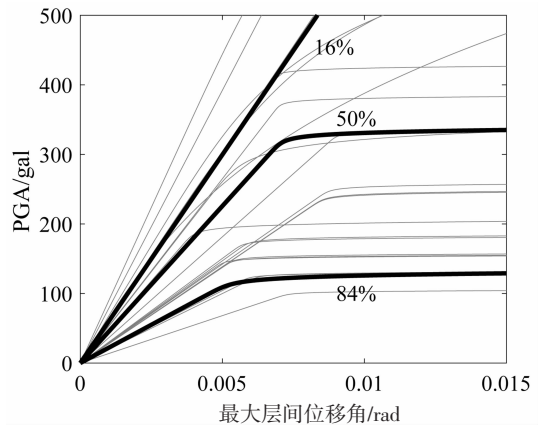
Fig.12 Hazard intensity recurrence relations

#### 3.4.2 IDA 曲线

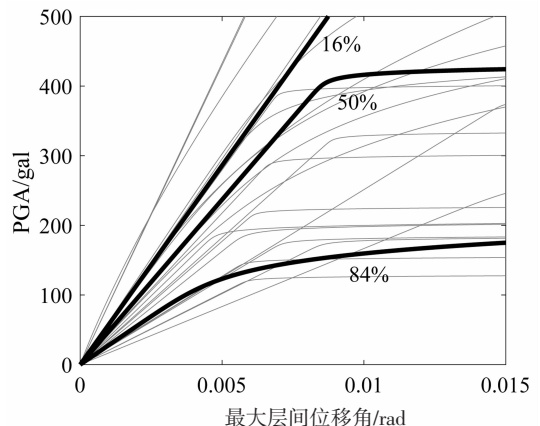
分别对纯框架、传统框架、楼板局部设缝框架进行逐步增量动力分析, 统计 R-O 方程控制参数得到 16%、50% 和 84% 的 IDA 概率分位曲线如图 13 所示。为进一步了解不同框架形式对结构耗能的影响, 图 14 给出了最大基底剪力作为动力响应时的 IDA 曲线。



(a) 纯框架



(b) 传统框架

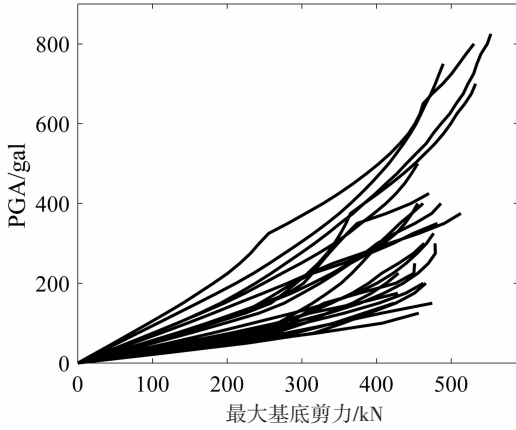


(c) 楼板局部设缝框架

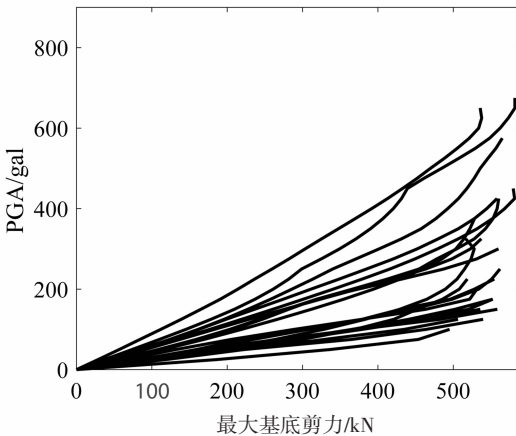
图 13 最大层间位移角拟合 IDA 曲线及其统计曲线  
Fig.13 Fitted IDA curves and the 16%, 50%, 84% fractiles of maximum interstorey drift ratio

由图 13 可以看出, 传统框架的 IDA 曲线低于另外两种框架, 且曲线出现软化时层间位移角较小; 楼板局部设缝框架的 IDA 曲线则与纯框架接近。由图 14 可以看出, 随着 PGA 的提高, 传统框架的最大基底剪力均大于 500 kN, 而纯框架与楼板局部设缝

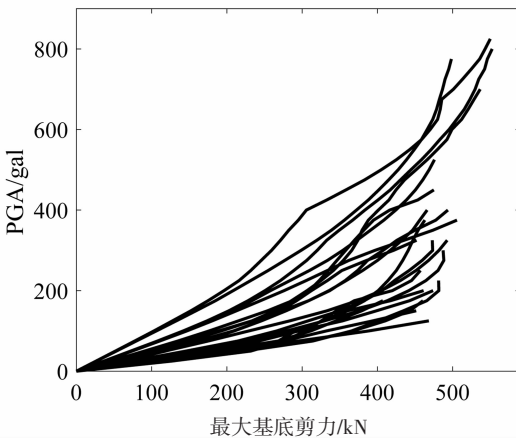
框架的最大基底剪力基本小于 500 kN,考虑楼板的传统框架更容易产生较大的基底剪力. 可知考虑楼板的传统框架不能较好地耗散地震能量,延性较差,这与 Pushover 分析结果一致.



(a) 纯框架



(b) 传统框架



(c) 楼板局部设缝框架

图 14 最大基底剪力 IDA 曲线

Fig.14 IDA curves of maximum base shear

### 3.4.3 概率地震需求危险性曲线

基于反映结构平均响应水平的最大层间位移角

50%概率分位曲线,可由式(4)获得三种框架的概率地震需求危险性曲线,即年超越概率-最大层间位移角曲线,见图 15.

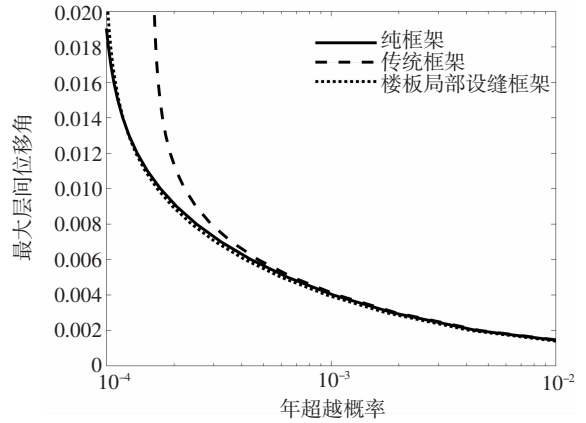


图 15 概率地震需求危险性曲线

Fig.15 Probabilistic seismic demand hazard curves

在层间位移角指标较小时结构处于弹性阶段,三种框架面对相同年超越概率的层间位移角相近,传统框架表现略优于其他框架,这是由楼板带来的框架结构刚度增大造成的;进入弹塑性阶段后,面对相同年超越概率,楼板局部设缝框架的表现与纯框架较为一致,传统框架的最大层间位移角大于其他两种框架,且随着年超越概率的降低最大层间位移角的差距逐渐变大.这说明在塑性耗能作为主要耗能形式的大震激励下,楼板的存在会使得框架结构更容易发生层间位移并屈服,而楼板局部设缝框架则可削弱楼板的影响,明显减小了传统框架结构发生损害的年超越概率.

### 3.5 地震抗倒塌易损性分析

地震抗倒塌易损性是指结构在不同 IM 水平的地震激励下,结构可能发生倒塌的概率.基于 IDA 结果并定义相关准则作为倒塌判定标准,可以得到结构的倒塌易损性曲线.一般将 IDA 曲线出现侧移不稳定或层间位移角达到某一限值作为倒塌判定准则<sup>[15]</sup>,这种计算过程较为繁琐且处理后的结果对接下来的地震损失评估不一定有效<sup>[16]</sup>.而将 IDA 曲线拟合为 Ramberg-Osgood 方程形式,可获得更好的统计规律,并可同时拟合出临界倒塌最大层间位移角作为倒塌判定点.Ramberg-Osgood 方程表示为:

$$\frac{EDP}{EDP_c} = \frac{IM}{IM_c} = \left( \frac{IM}{IM_c} \right)^r \quad (5)$$

其中,IM<sub>c</sub> 为临界倒塌时的 IM;EDP<sub>c</sub> 为临近倒



塌时的 EDP;  $r$  为控制曲线形状的常数. 这三个参数可通过对各条 IDA 曲线拟合得到.

根据倒塌判定点可以得到不同 PGA 的倒塌概率, 采用最小二乘法将离散点拟合为对数正态分布函数的形式, 得到如图 16 所示的结构倒塌易损性曲线. 基于倒塌易损性曲线, 可获得结构抗倒塌储备系数 (CMR), 该指标用于结合规范评价结构整体抗倒塌能力, 反映结构的倒塌安全性<sup>[11]</sup>, 见表 4.

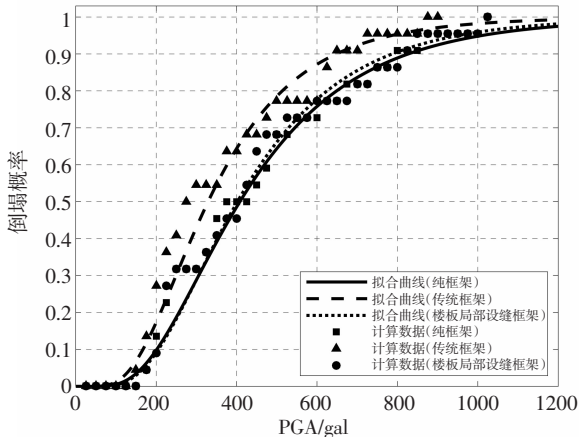


图 16 结构倒塌易损性曲线

Fig.16 Collapse fragility curves

表 4 结构抗倒塌储备系数

Tab.4 Collapse margin ratio (CMR)

	纯框架	传统框架	楼板局部设缝框架
$IM_{Cf}/gal$	408	329	402
$IM_{Mf}/gal$	220	220	220
CMR	1.85	1.50	1.83

可以看出, 传统框架的倒塌易损性曲线高于其他框架, CMR 指标较纯框架降低约 23.3%, 楼板的存在会降低框架结构的倒塌安全性; 而楼板局部设缝框架可减轻楼板的不利作用, 抗倒塌能力与纯框架较为一致.

#### 4 破坏机理分析

通过数值模拟分析可知, 楼板局部设缝会略微降低传统框架结构的整体刚度, 这种刚度的降低主要来自梁柱节点处梁侧楼板抗弯承载力贡献的消除. 水平荷载作用下, 虽然设缝使得框架结构在弹性阶段更容易发生较大位移, 但可以发挥结构在弹塑

性阶段的耗能能力, 提高结构的延性. 结合已有研究<sup>[8, 20, 23]</sup>和本文概率地震需求分析可知, 楼板局部设缝可以改善含现浇楼板框架结构的屈服机制, 削弱楼板对梁负弯矩承载能力的提高作用, 从而在不过多提高工程造价的情况下提高传统框架的抗震性能.

#### 5 结论

本文首先利用有限元软件 OpenSees, 对楼板局部设缝框架结构振动台试验进行模拟, 计算结果表明该建模方法是合理的, 可以较好地反映楼板局部设缝框架试件的动力响应.

基于概率地震需求分析, 对纯框架、传统框架、楼板局部设缝框架数值模型进行对比研究, 得到如下结论:

1) 楼板局部设缝对框架的整体刚度影响较小, 进而对框架结构场地地震危险性影响较小.

2) 逐步增量动力分析表明, 楼板局部设缝框架的 IDA 曲线与传统框架差别较大, 楼板局部设缝可削弱现浇楼板带来的不利影响.

3) 结构进入弹塑性阶段后, 楼板局部设缝显著降低了传统框架结构发生损害的年超越概率; 根据抗倒塌易损性分析, 楼板的存在使得框架结构更容易遭受损伤并引起倒塌, 而局部设缝框架可减轻楼板的不利作用.

4) 框架梁端塑性铰区域楼板及其板内纵筋是影响框架结构抗震性能的重要原因, 在不改变现有规范“强柱弱梁”设计要求的前提下, 尚应合理考虑楼板的作用, 或采用楼板局部设缝框架.

#### 参考文献

- [1] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010:54—66.  
GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010:54—66. (In Chinese)
- [2] 清华大学土木工程结构专家组, 西南交通大学土木工程结构专家组, 北京交通大学土木工程结构专家组, 等. 汶川地震建筑震害分析[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(4):1—9.  
Civil and Structural Groups of Tsinghua University, Xi'an Jiaotong University and Beijing Jiaotong University, et al. Analysis on seismic damage of buildings in the Wenchuan earthquake [J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(4):1—9. (In Chinese)

- [3] 阎红霞, 杨庆山, 李吉涛. 现浇楼板对钢筋混凝土框架结构在地震作用下破坏形式的影响[J]. 振动与冲击, 2011, 30(7): 227—232.  
YAN H X, YANG Q S, LI J T. Influence of cast-in-place floor slab on damage style of frame structures under earthquake [J]. Journal of Vibration & Shock, 2011, 30(7): 227—232. (In Chinese)
- [4] 汪小林, 顾祥林, 印小晶, 等. 现浇楼板对钢筋混凝土框架结构倒塌模式的影响[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(4): 23—31.  
WANG X L, GU X L, YIN X J, *et al.* Effect of cast-in-situ floor slab on collapse modes of RC frame structures under earthquake [J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(4): 23—31. (In Chinese)
- [5] 李永梅, 李玉占, 孙国富. 基于易损性方法评估楼板对结构抗震性能的影响[J]. 工程力学, 2016, 33(1): 141—147.  
LI Y M, LI Y Z, SUN G F. Evaluation of the effect of floor slab on structural seismic performance based on vulnerability analysis [J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(1): 141—147. (In Chinese)
- [6] 蔡健, 周靖, 方小丹. 柱端弯矩增大系数取值对 RC 框架结构抗震性能影响的评估[J]. 土木工程学报, 2007, 40(1): 6—14.  
CAI J, ZHOU J, FANG X D. Evaluation of influences of various moment magnifying coefficients at column ends of RC frames on seismic performance [J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(1): 6—14. (In Chinese)
- [7] 张耀庭, 马超, 郭宗明, 等. 不同弯矩增大系数钢筋混凝土框架结构地震易损性分析[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(2): 29—37.  
ZHANG Y T, MA C, GUO Z M, *et al.* Seismic fragility analysis for RC frame structures with various moment magnifying coefficients [J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(2): 29—37. (In Chinese)
- [8] 张敏, 朱宏锋. 传统框架及楼板局部设缝框架柱端弯矩增大系数分析[J]. 结构工程师, 2015, 31(1): 21—27.  
ZHANG M, ZHU H F. The CMAF parameter analysis for the traditional frame and the frame with local gaps in slabs [J]. Structural Engineers, 2015, 31(1): 21—27. (In Chinese)
- [9] FEMA. Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings: FEMA-350 [R]. Washington DC: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [10] FEMA. Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings: FEMA-351 [R]. Washington DC: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [11] Applied Technology Council. Quantification building seismic performance factors: FEMA-P695 [R]. Washington DC: Federal Emergency Management Agency, 2009.
- [12] 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 F J, YI W J. 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)
- [13] 陈伟宏, 崔双双, 吴波. 基于动力方法的 RC 框架结构整体超强能力分析[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2015, 42(1): 62—67.  
CHEN W H, CUI S S, WU B. Capacity analysis for structural global overstrength factor of RC frames by dynamic methods [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2015, 42(1): 62—67. (In Chinese)
- [14] 张耀庭, 杜晓菊, 杨力. RC 框架结构基于构件损伤的抗震性能评估研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2016, 43(5): 9—21.  
ZHANG Y T, DU X J, YANG L. Research on seismic performance assessment based on component damage for RC frame structure [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2016, 43(5): 9—21. (In Chinese)
- [15] VAMVATSIKOS D, CORNELL C A. Incremental dynamic analysis [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2002, 31(3): 491—514.
- [16] MANDER J B, DHAKAL R P, MASHIKO N, *et al.* Incremental dynamic analysis applied to seismic financial risk assessment of bridges [J]. Engineering Structures, 2007, 29(10): 2662—2672.
- [17] YUN S, HAMBURGER R O, CORNELL C A, *et al.* Seismic performance evaluation for steel moment frames [J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(4): 534—545.
- [18] WU Q, ZHU H, FAN J. Performance-based seismic financial risk assessment of reinforced concrete frame structures [J]. Journal of Central South University, 2012, 19(5): 1425—1436.
- [19] BAKER J W. Probabilistic structural response assessment using vector-valued intensity measures [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2007, 36(13): 1861—1883.
- [20] 蒋洪波. 楼板局部设缝框架结构振动台试验研究 [D]. 柳州: 广西科技大学土木建筑工程学院, 2016: 9—27.  
JIANG H B. Experimental investigation of frame with local slot in floor slab: shaking table test [D]. Liuzhou: School of Civil Engineering and Architecture, Guangxi University of Science and Technology, 2016: 9—27. (In Chinese)
- [21] 蒋永生, 陈忠范, 周绪平, 等. 整浇梁板的框架节点抗震研究 [J]. 建筑结构学报, 1994, 15(6): 11—16.  
JIANG Y S, CHEN Z F, ZHOU X P, *et al.* Aseismic research on RC frame joint of monolithically casted slab [J]. Journal of Building Structures, 1994, 15(6): 11—16. (In Chinese)
- [22] 朱张峰, 郭正兴. 装配式短肢剪力墙低周反复荷载试验 [J]. 工程力学, 2013, 30(5): 125—130.  
ZHU Z F, GUO Z X. Low-cyclic reversed load test on new precast concrete short-leg shear wall [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(5): 125—130. (In Chinese)
- [23] 张敏, 李冬梅. 楼板局部设缝框架结构静力弹塑性分析 [J]. 建筑科学, 2015, 31(9): 13—18.  
ZHANG M, LI D M. Static elasto-plastic analysis of reinforced concrete frame structure with local slot in floorslab [J]. Building Science, 2015, 31(9): 13—18. (In Chinese)