

# 再生混凝土框架结构抗震性能及其评价

肖建庄<sup>1,2</sup> 王长青<sup>1,3</sup> 丁陶<sup>1</sup>

(1. 同济大学, 上海 200092; 2. 同济大学土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092;

3. 南阳师范学院, 河南南阳 473000)

**摘要:** 通过三维6自由度振动台试验, 得到再生混凝土框架结构的地震反应。基于实测地震反应的深入分析, 发现在同一地震动输入下, 各楼层的最大层剪力、最大倾覆力矩沿高度总体上呈递减趋势。随着地震动强度的增加, 各楼层的层剪力、基底剪重比、倾覆力矩随之增大。通过对试验数据拟合, 分别得到结构的剪力系数和动力放大系数计算公式。弹性阶段前期结构动力放大系数下降较快, 而在弹性阶段的后期其下降速度趋于平缓。通过对试验模型结构整体和各层间滞回曲线、骨架曲线和特征参数的分析, 建立再生混凝土框架结构整体和层间刚度退化四折线型恢复力模型。最后基于破损程度的分析, 提出再生混凝土框架结构在不同破坏状态下的性能指标, 并进一步采用变形和能量组合的双重破坏准则对再生混凝土框架结构进行了抗震能力评价。

**关键词:** 再生混凝土; 框架; 振动台试验; 倾覆力矩; 动力放大系数; 恢复力模型; 损伤指标

**中图分类号:** TU528.79 TU317+.1 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-431X(2013)08-0055-12

## Study and evaluation on the seismic performance of recycled aggregate concrete frame

Xiao Jianzhuang<sup>1,2</sup> Wang Changqing<sup>1,3</sup> Ding Tao<sup>1</sup>

(1. Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. The State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China

3. Nanyang Normal University, Nanyang 473000, China)

**Abstract:** Based on 3D 6-DOF shaking table tests, the seismic response of the recycled aggregate concrete (RAC) frame was recorded. The analysis results indicate that the maximum inter-storey shear force and the maximum overturning moment reduce proportionally along the height of the model under the same seismic wave, and the inter-storey shear force, the shear-weight ratio and the overturning moment of the model increase progressively with the increase of acceleration amplitude. The relationship between peak ground acceleration (PGA) and shear coefficient or the dynamic amplification factor may be obtained by the mathematical fitting of experimental results. The dynamic amplification factor decreases rapidly at the early elasto-plastic stage, but decreases slowly with the development of elasto-plasticity. A four-line restoring force model with degenerated stiffness is proposed based on the analyses of hysteretic curves, skeleton curve and characteristic parameters of the model structure. The earthquake damage level for RAC frame is preliminarily classified and the corresponding performance design index is proposed according to the experimental results. Furthermore, a two-parameter seismic damage model based on deformation and cumulative energy dissipation is suggested to evaluate the seismic performance of the RAC frame structure.

**Keywords:** recycled aggregate concrete (RAC); frame structure; shaking table test; overturning moment; dynamic amplification factor; restoring force model; damage index

**E-mail:** jzx@tongji.edu.cn

## 引言

在再生混凝土材料性能较为全面研究的基础上<sup>[1-2]</sup>, 国内已开展了再生混凝土梁<sup>[3]</sup>、板<sup>[4]</sup>、柱<sup>[5]</sup>和墙<sup>[6]</sup>等基本构件的研究, 近期也初步完成了再生混凝土框架梁柱节点<sup>[7]</sup>和平面框架<sup>[8]</sup>的抗震性能研究, 但

基金项目: 国家科技支撑计划(2008BAK48B03)、国家自然科学基金(51178340)

作者简介: 肖建庄, 博士, 教授

收稿日期: 2012-01-06

目前尚未发现针对再生混凝土框架结构整体抗震性能研究和评价的文献报道。为了全面考察再生混凝土结构的抗震性能,本文基于6层1:4缩尺再生混凝土框架结构模型模拟地震振动台试验,对再生混凝土框架结构的地震反应进行分析,并进一步对再生混凝土框架结构的抗震能力进行评价,这些工作可以为再生混凝土框架结构设计提供研究依据。

## 1 振动台试验概况

### 1.1 相似关系

综合考虑了试验目的、振动台性能参数、施工条件和吊装能力等因素后,再生混凝土框架模型几何相似关系取1/4。相似设计中考虑了原型结构中非结构构件质量、楼面活载等的影响。由于振动台承载能力限制,人工质量不能全部加上去,故该模型为欠质量人工质量模型。其他详细的相似关系见文献[9]。

### 1.2 模型材料

采用再生粗骨料取代率为100%的C30细石再生混凝土,再生混凝土的配合比(质量)为水:水泥:砂:石子=1:1.887:2.301:3.312。模型中受力钢筋采用8#和10#的镀锌铁丝模拟,箍筋采用14#镀锌铁丝进行模拟。

### 1.3 模型制作

模型为2跨2开间6层的框架结构,平立面布置规则。模型按“强柱弱梁”的原则进行设计,抗震等级为二级。模型平面布置尺寸为2175mm×2550mm,1~6层层高均为750mm,柱截面尺寸100mm×100mm,梁截面尺寸62.5mm×125mm和50mm×112.5mm,板厚30mm。

模型的配筋和构造要求根据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)<sup>[10]</sup>和《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)<sup>[11]</sup>,按设防烈度为8度、设计地震分组为第2组、建筑场地为II类场地的地震区进行设计。文献[9]给出了结构平立面布置图、构件截面配筋图及梁柱节点详图。

### 1.4 波形选择与测点布置

选用地震波时,应同时考虑地震动的三要素,即地震动强度、频谱特性和持续时间。本试验选取了2组天然波和1组人工波作为模拟地震振动台台面的输入波,分别为汶川地震波(WCW)(N-S)、El-Centro波(ELW)(N-S)和上海人工波(SHW)。图1表示3条地震波在不同阻尼比下标准加速度反应谱与规范设计加速度反应谱<sup>[11]</sup>的对比图。通过图中的曲线可以看出,3条地震波的频谱特性存在一定差异,相同阻尼

比下,在平台段,SHW的谱值最大,其次是WCW、ELW,且WCW和ELW的频谱曲线比SHW的更接近设计加速度频谱曲线。

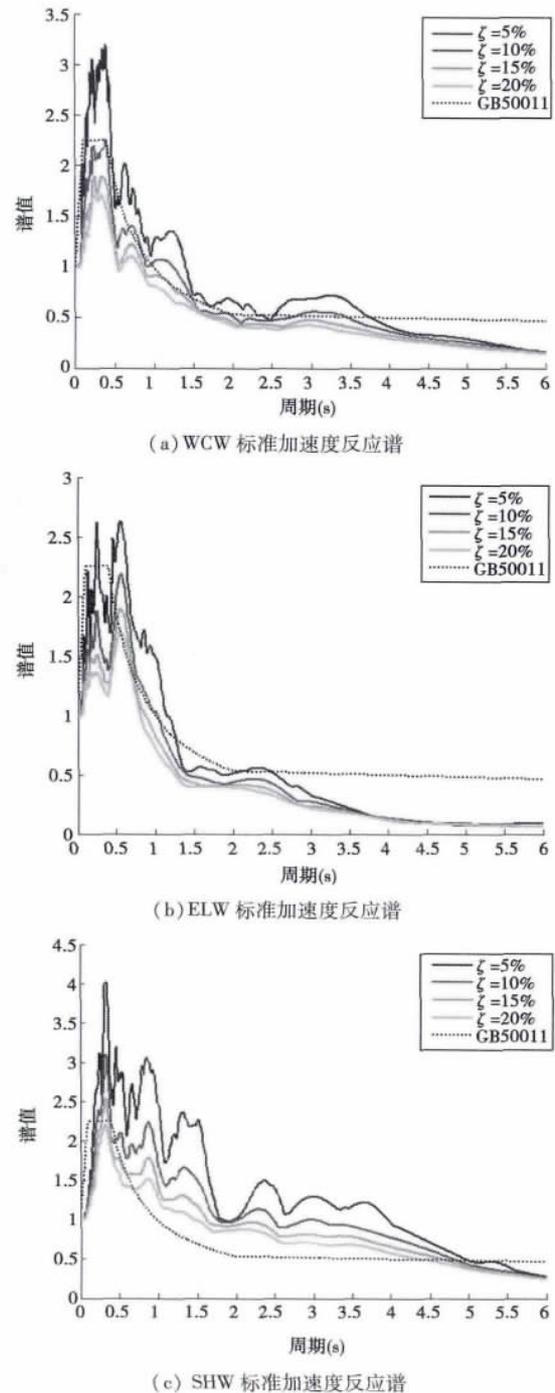


图1 三种地震波的标准加速度反应谱  
Fig.1 Standard acceleration response spectrum

试验主要测试模型的位移、加速度、梁柱节点的应变以及构件的裂缝开展、塑性铰发育情况。30个加速度计布置在X、Y两个方向,基础顶部X、Y方向各布置1个,1~5层每层布置4个,顶层布置8个。1~5

层每层 X、Y 方向各布置 1 个位移计,顶层布置 4 个,共布置 14 个位移计。应变传感器布置在模型 2~3 层角柱底部,共布置 8 个。试验模型照片见图 2。



图 2 模型在振动台上的照片

Fig. 2 Recycled concrete frame model on the shaking table

### 1.5 试验加载方案

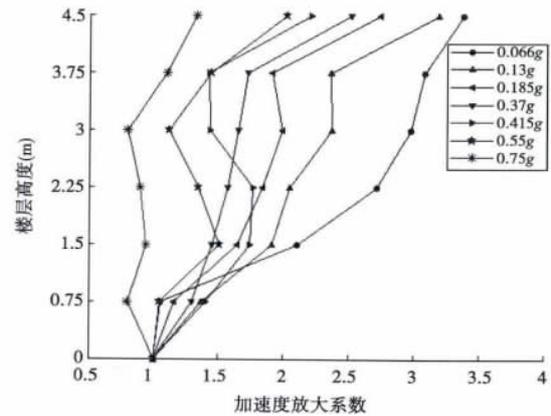
根据地震加速度峰值和地震波的不同,试验共分为 35 个试验工况。试验中,按相似关系调整加速度峰值和时间间隔,振动台台面输入的地震波时间间隔为 0.00736s。在每个试验阶段,从台面依次输入 WCW、ELW 和 SHW。模型的主震方向为 X 方向,地震波单向输入。试验开始前首先对模型进行白噪声扫描,测量自振频率、振型和阻尼比等动力特征参数。然后依次对模型进行 9 个地震水准的激励,分别为 0.066g(7 度多遇)、0.130g(8 度多遇)、0.185g(7 度基本)、0.264g(9 度多遇)、0.370g(8 度基本)、0.415g(7 度罕遇)、0.550g(8 度罕遇弱)、0.750g(8 度罕遇)和 1.170g(9 度罕遇)。每个水准的模拟地震试验后,再进行一次白噪声扫描,测试结构的动力特性变化。

## 2 地震反应分析

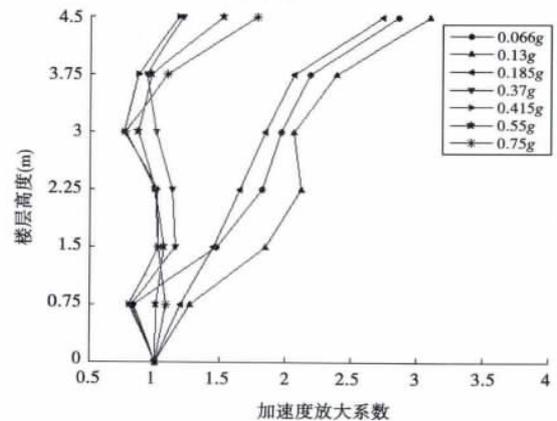
### 2.1 加速度

不同楼层处测点加速度反应峰值与输入台面加速度峰值的比值为各楼层相应的加速度放大系数。图 3 表示不同试验阶段,结构分别在 WCW、ELW 和 SHW 激励下模型的加速度放大系数分布。分析图 3 发现:在同一工况中,加速度放大系数总体上沿楼层高度方向逐渐增大。随着地震强度的增加,结构出现一定程度的破坏后,模型抗侧移刚度退化、结构的阻尼比增大,加速度放大系数会逐渐降低。再生混凝土框架结构,其加速度分布特征与普通混凝土框架结构的类似<sup>[12-16]</sup>。加速度放大系数不仅与层间刚度和各

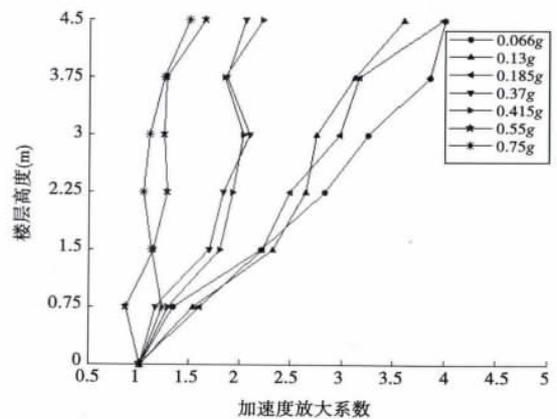
层强度有关,同时与非弹性变形的发展以及台面输入地震波的频谱特性等有关。图 3 中,在同一地震水准作用,结构在 3 条地震波下同一测点处的加速度放大系数并不相同,SHW 引起的动力反应最大,ELW 最小,这与上文关于地震波的频谱分析结果相同,说明造成结构加速度放大系数差别的主要原因是不同地震波的频谱特性。



(a) WCW



(b) ELW

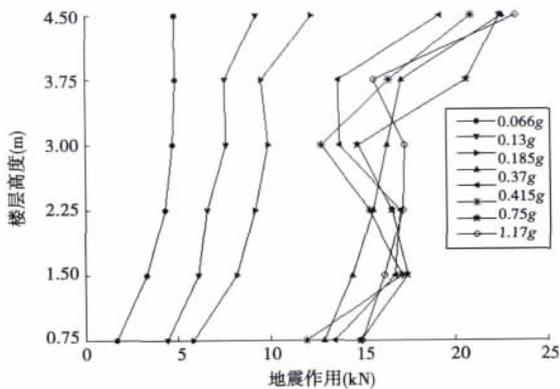


(c) SHW

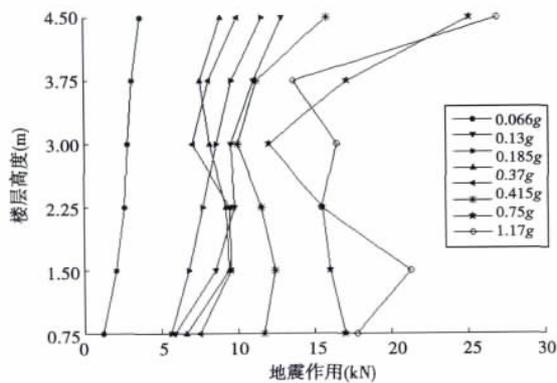
图 3 模型在不同地震波下的加速度放大系数分布图  
Fig. 3 Distribution of acceleration amplification factor

### 2.2 地震作用

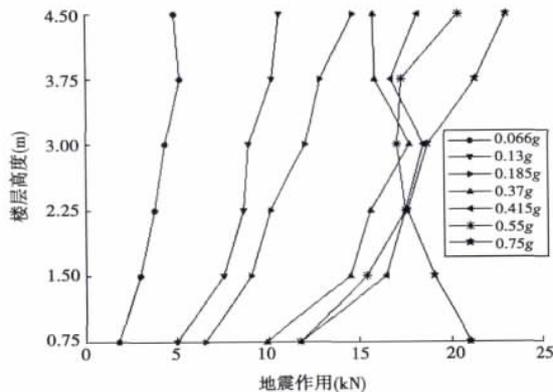
图4表示各工况下各楼层最大地震作用分布。结构在弹性阶段,地震作用沿模型高度方向的分布基本上符合倒三角形分布形式,或者稍加修正后采用倒三角形是可以接受的。弹性阶段的地震作用可以忽略高阶振型影响。随着弹塑性的发展,高阶振型影响逐渐增大,地震作用分布不再适合采用倒三角形分布形式。在严重弹塑性阶段,地震作用可能随输入地面峰值加速度的增加而降低。再生混凝土框架的地震作用与普通混凝土框架结构类似<sup>[12-16]</sup>。



(a) WCW



(b) ELW



(c) SHW

图4 最大地震作用分布

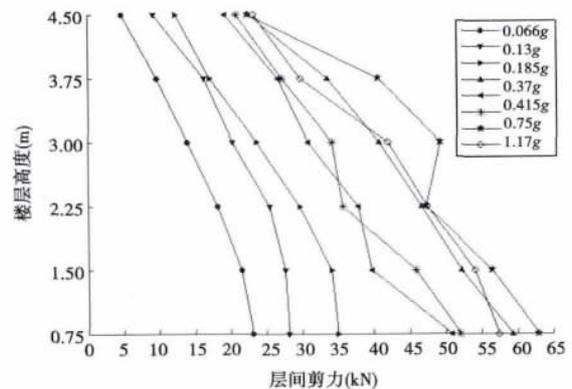
Fig.4 Seismic action envelope of the model

地震作用的变化规律比较复杂,与结构的特性(层间刚度、各层强度)、非弹性变形的发展以及台面输入地震波的频谱特性等因素有关。对比3条地震波作用下的结构地震,地震分布形式不尽相同;且在同一地震峰值作用下,SHW作用下结构的地震反应最为强烈,WCW作用和ELW作用结构地震反应差别相对较小。结合上文关于3条地震波的频谱分析,说明不同地震波的频谱特征不仅对地震力的大小有很大影响,而且会影响其分布形式。

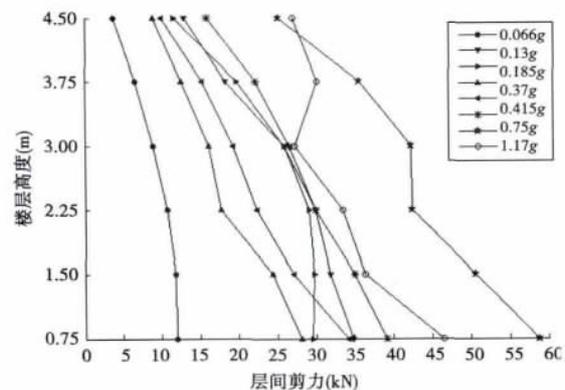
### 2.3 层剪力、剪力系数和倾覆力矩

图5表示各工况下最大层剪力分布。由图5看出:在同一工况下中,各楼层的最大层剪力总体上沿楼层高度方向递减。在弹性阶段,随着地震强度的增加,各楼层的层剪力逐渐增加,基底剪力最大,结构进入弹塑性阶段后,模型抗侧移刚度开始退化,随着结构破坏程度的加剧,当模型达到承载能力极限状态后,随着地震加速度峰值的提高,模型层剪力随之下降。

输入加速度峰值大小不同的不同地震波,结构层剪力的大小及其沿模型高度方向的变化趋势均不相同。SHW引起的层剪力反应最大,WCW次之,ELW最小,这与输入地震波的频谱特性有关。



(a) WCW



(b) ELW

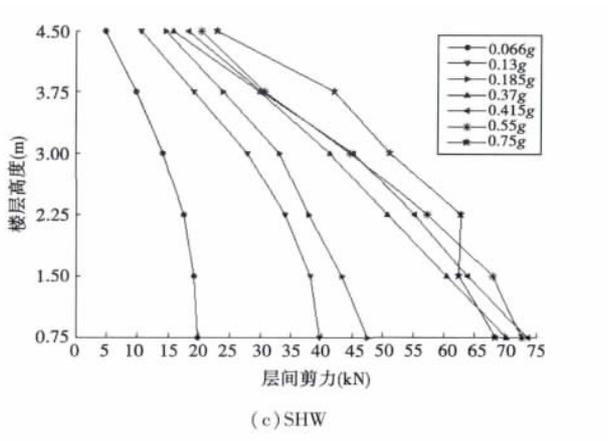


图 5 最大层间剪力分布

Fig. 5 Inter-storey shear force envelope of the model

基底剪重比是指基底剪力与模型结构总重的比值。表 1 列出了各试验阶段最大基底剪重比。从表 1 可以发现: 0.066 ~ 0.415g 的地震模拟试验中, 随着台面输入地震波加速度幅值的不断提高, 模型最大基底剪重比随之增大; 0.415g 地震试验中, 模型发生严重破坏, 基底剪力已达到和接近极限值, 相应的最大基底剪重比也达到最大, 最大值为 54.02%; 随后的地震试验中, 模型最大基底剪重比逐渐降低, 在 1.170g 的地震试验中, 模型最大基底剪重比为 42.14%, 比最大值下降了 21.99%。总体上看, 模型最大基底剪重比值符合现行国家标准 GB 50011—2010<sup>[11]</sup> 和现行行业标准 JGJ 3—2010<sup>[17]</sup> 的有关规定的要求。

表 1 各试验阶段的最大基底剪重比

Table 1 Maximum base shear to weight ratio

PGA (g)	X-Direction	
	基底总剪力(kN)	剪重比(%)
0.066	19.83	14.55
0.130	39.66	29.09
0.185	47.58	34.90
0.370	70.35	51.60
0.415	73.66	54.02
0.550	72.80	53.40
0.750	68.47	50.22
1.170	57.46	42.14

图 6 标出了不同试验阶段的台面加速度峰值和相应的最大基底剪重比。通过对该图中的试验数据进行曲线拟合, 可得:

$$f(PGA) = \frac{0.7542 \times PGA - 0.01096}{PGA^2 + 0.3954 \times PGA + 0.2364}$$

$$(PGA \geq 0.066g) \quad (1)$$

式中:  $f$  为最大基底剪重比;  $PGA$  为以  $g$  为单位的台面

加速度峰值。拟合数据和原始数据对应点之间的误差的平方和 (SSE) 为 0.0008, 近似为 0, 均方根 (RMSE) 为 0.01443, 确定系数 (R-square) 为 0.9941, 接近于 1, 说明拟合效果好。

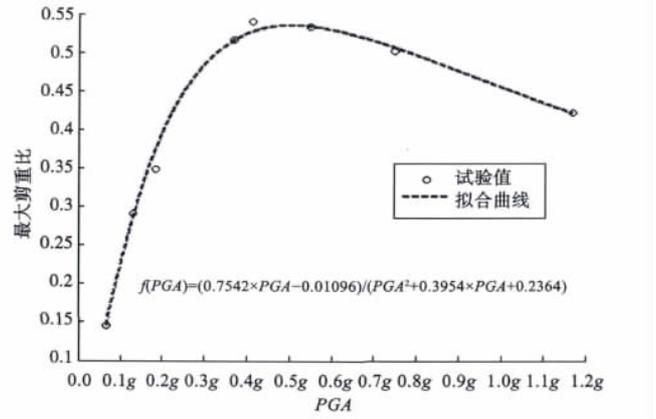


图 6 不同试验阶段最大基底剪重比拟合曲线

Fig. 6 Fitting curve of the maximum shear-weight ratio

式 (1) 对于一定地面加速度峰值下的平立面布置规则的再生混凝土框架结构抗震设计具有重要的参考价值。当已知地面加速度峰值时, 可以根据该式估算最大基底剪重比。

图 7 显示各楼层最大层倾覆力矩分布。由图 7 可看出 0.066 ~ 0.415g 的地震试验中, 同一地震水准下, 各楼层的最大层倾覆力矩沿楼层高度方向递减; 随着地震强度的增加, 各楼层的层倾覆力矩逐渐增加。0.415g 以后试验工况, 模型发生严重破坏, 模型最大层倾覆力矩分布发生了一些变化, 底层最大倾覆力矩与上一层接近, 如在 1.170g 的地震试验中, 底层最大倾覆力矩为 212.78kN·m, 而上一层的最大倾覆力矩为 217.19kN·m。

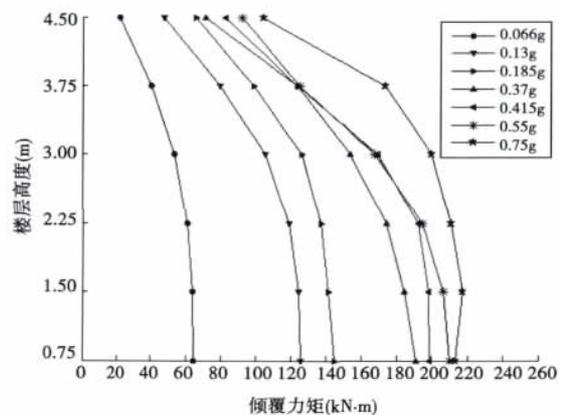


图 7 各楼层最大层倾覆力矩分布

Fig. 7 Distribution of the maximum overturning moment

图 8 和图 9 分别绘出了基底剪力和基底倾覆力矩

动力放大系数变化曲线以及相应的拟合曲线,图中以第1次地震波输入时的模型结构反应动力放大系数作为基准。模型在整个试验阶段,最大反应动力放大系数在总体上呈不断下降的趋势。试验过程中,WCW和SHW作用下结构反应动力放大系数变化曲线较光滑,没有明显的拐点;ELW作用下的结构反应动力放大系数变化曲线上有几个明显的拐点。通过框架结构破坏特征以及试验数据分析,结构在SHW和WCW下的地震反应要大于ELW。在0.370~0.750g的地震试验中,结构从中等程度破坏进入严重破坏状态,每组地震试验依次输入WCW、ELW和SHW。在WCW作用下,结构发生较为明显的弹塑性反应,加速度放大系数下降明显,而再次输入ELW后,结构几乎没有遭受进一步的损伤,故相应的加速度放大系数变化不大;而最后输入SHW后,结构的破坏程度又明显加大,相应的加速度放大系数也下降明显。因此在此范围内,ELW下的动力放大系数会从下降曲线变化为

近似水平段,从而出现较为明显的拐点。

通过对图8中的试验数据进行拟合,可以得到如下关系式:

$$f_1(PGA) = \frac{0.2736}{PGA + 0.2076} \quad (PGA \geq 0.066g) \quad (2)$$

式中: $f_1$ 为基底剪力动力放大系数比; $PGA$ 为以 $g$ 为单位的峰值地面加速度。拟合数据和原始数据对应点之间误差的平方和(SSE)为0.1862,均方根(RMSE)为0.0941。

通过对图9中的试验数据进行拟合,可以得到如下关系式:

$$f_2(PGA) = \frac{0.2409}{PGA + 0.1749} \quad (PGA \geq 0.066g) \quad (3)$$

式中: $f_2$ 为基底倾覆力矩动力放大系数比; $PGA$ 为以 $g$ 为单位的峰值地面加速度。拟合数据和原始数据对应点之间的误差的平方和(SSE)为0.1428,均方根(RMSE)为0.08247。

拟合优度的分析结果表明所求的拟合曲线对原始数据拟合良好。由拟合曲线可以看出,模型刚进入弹塑性阶段时,结构最大反应动力放大系数下降较快,弹塑性阶段的后期,结构最大反应动力放大系数下降速度趋于平缓。这与结构抗侧移刚度的变化规律一致。

### 2.4 位移

文献[9]给出了在输入WCW、ELW和SHW地震波时楼层标高处相对于基础的最大位移反应和各楼层的最大层间位移反应。分析表明:模型的位移反应受低阶振型影响较大,变形曲线基本为剪切型;随着地震强度不断加大,各楼层相对位移和层间位移也随之增大。除0.130g地震模拟试验外,在其他各地震水准下2层层间位移最大,其次是1层层间位移,其余各楼层层间关系为:3层>4层>5层>6层。图10和图11分别列出了在0.370g和0.750g试验工况中,模型在WCW、ELW和SHW作用下的楼层最大位移反应和最大层间位移反应。可以看出,输入加速度峰值大小相同的3条地震波,结构位移曲线形状相似,但是结构位移大小不同。SHW地震波引起的结构位移反应最大,ELW下结构位移反应最小。从上文的分析可知,这是因为3条地震波的频谱特性、持续时间都不相同。

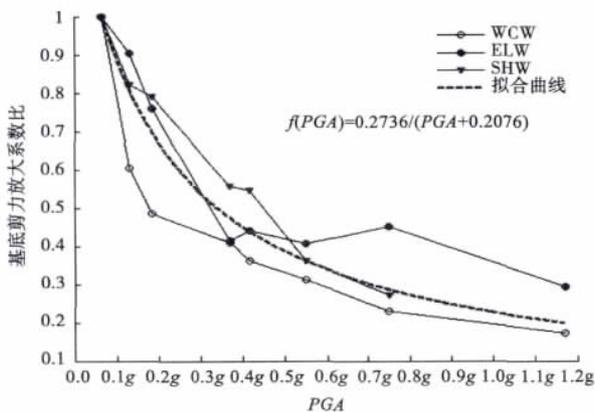


图8 基底剪力动力放大系数变化曲线  
Fig.8 Variation of dynamic amplification factor of the base shear force

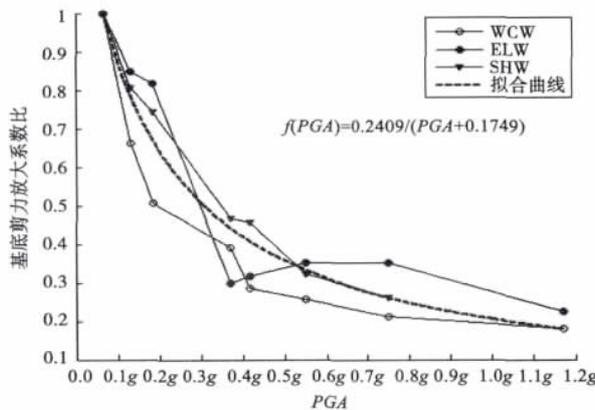


图9 基底倾覆力矩动力放大系数变化曲线  
Fig.9 Variation of dynamic amplification factor of the base overturning moment

### 3 恢复力模型

#### 3.1 滞回和骨架曲线

恢复力曲线是结构在荷载作用下的力-变形函数

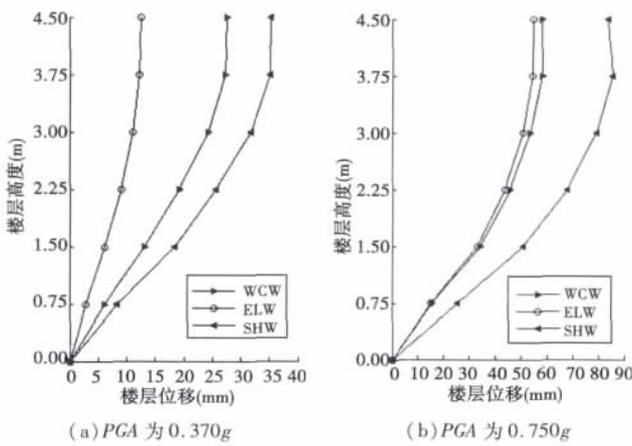


图 10 模型在不同地震波下的楼层最大位移  
 Fig. 10 Maximum storey displacement of the model under different seismic waves

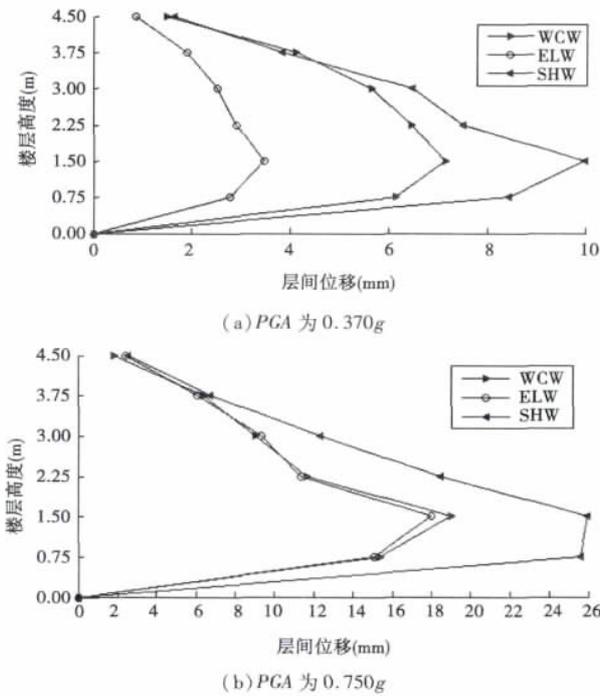


图 11 模型在不同地震波下的层间最大位移  
 Fig. 11 Maximum inter-storey drift of the model under different seismic waves

曲线,它表明结构或构件在产生变形时,企图恢复原来状态的抗力与变形大小的关系。图 12 表示各试验阶段的模型基底剪力-顶层位移关系曲线。图 13 和图 14 表示各试验阶段模型 1 层和 2 层层间剪力-层间位移关系曲线。通过分析图 12 ~ 图 14 中的滞回曲线,不难看出,在试验前期,框架结构的滞回曲线基本上为直线,表明结构处于弹性工作状态,裂缝出现后,滞

回曲线逐渐弯曲,向位移轴靠拢,滞回环面积增大,且有“捏缩”效应,形状由原来的梭形向反 S 形转化。随着地震强度的增大,模型抗侧移刚度,承载力和耗能能力随之退化,结构滞回环“捏缩”效应更加明显。整个试验过程,再生混凝土框架结构的滞回曲线都比较饱满,表明再生混凝土与普通混凝土一样,具有良好的耗能能力。

图 15 和图 16 分别为模型总体和层间骨架曲线,它是由不同地震强度等级下,滞回曲线的顶点连成的曲线构成的。结合前面的分析可以看出,模型在 0.130g 的试验中发生混凝土开裂,在 0.185 ~ 0.370g 的试验中发生受拉钢筋屈服,这样可以确定结构的开裂荷载和相应的开裂位移,结构的屈服荷载和相应的屈服位移可采用通用屈服弯矩法 (G. Y. M. M) [18] 确定。

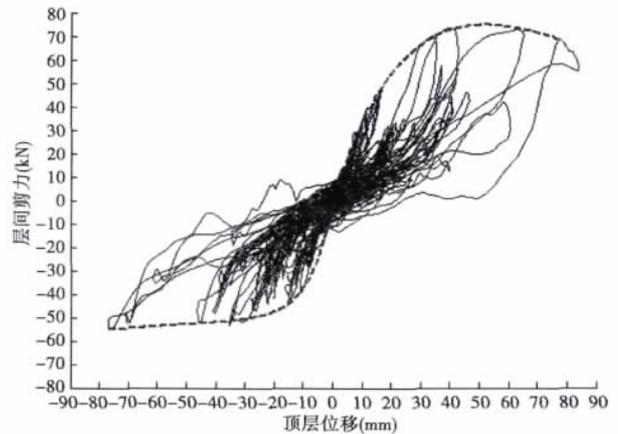


图 12 模型基底剪力-顶层位移关系曲线  
 Fig. 12 Restoring force curves of the model

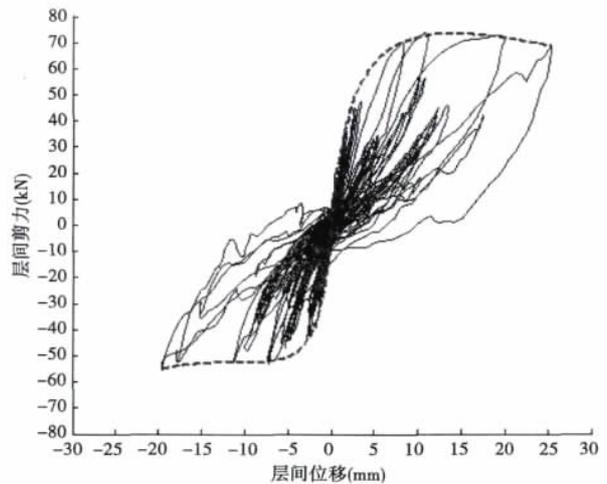


图 13 模型 1 层层间剪力-层间位移关系曲线  
 Fig. 13 Inter-storey restoring force curves of the 1<sup>st</sup> floor

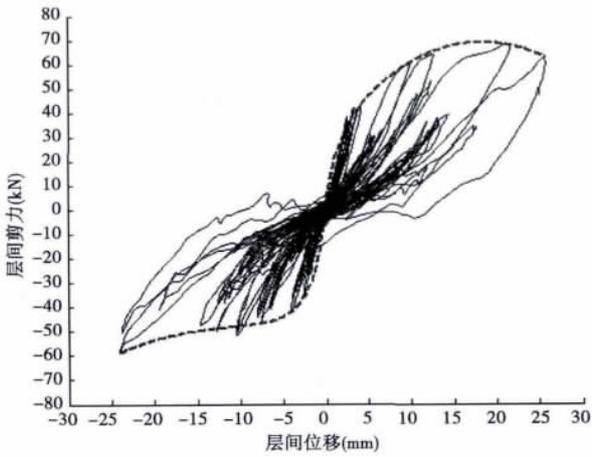


图 14 模型 2 层层间剪力-层间位移关系曲线

Fig. 14 Inter-storey restoring force curves of the 2<sup>nd</sup> floor

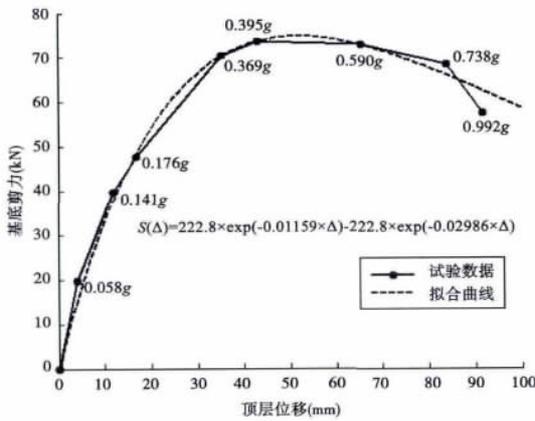


图 15 模型整体骨架曲线

Fig. 15 Overall skeleton curve of the model

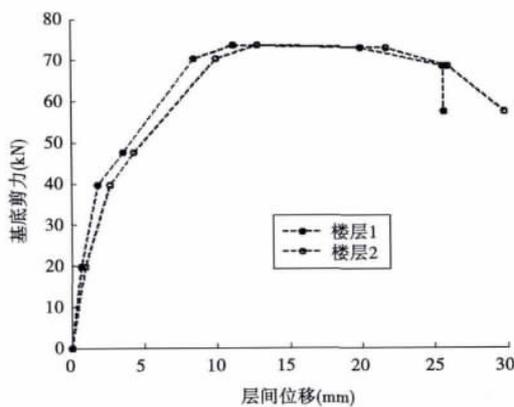


图 16 模型层间骨架曲线

Fig. 16 Inter-storey skeleton curve of the model

通过对模型结构整体和各层间滞回曲线、骨架曲线和特征荷载的计算和分析,参考相关的文献 [19-20] 得到了再生混凝土框架结构整体和层间刚度退

化四折线型恢复力模型,分别如图 17、图 18 所示。结构进入开裂、屈服、最大荷载后卸载时的刚度分别为  $K_1$ 、 $K_2$  和  $K_{13}$ ,其中  $K_{12} = P_y/d_y$ ,  $K_{13} = P_m/d_m$ 。在整个试验过程中,框架模型的 1 层和 2 层破坏明显,为结构的薄弱层;3 至 6 层梁、柱构件破坏程度相对较轻。表 2 给出了模型整体及 1 层、2 层层间恢复力模型的特征荷载和特征位移以及相应的延性系数。表中  $P_c$ 、 $P_y$ 、 $P_m$  和  $P_u$  分别为结构基底开裂荷载、屈服荷载、最大荷载和极限荷载; $D_c$ 、 $D_y$ 、 $D_m$  和  $D_u$  分别为结构层间开裂位移、屈服位移、最大位移和极限位移。表 3 给出了由试验结果得到的再生混凝土框架结构恢复力模型归一化特征参数。恢复力的具体滞回过程如下:

(1) 弹性阶段(01 段或 05 段)。此阶段为四折线的第 1 段,表示结构的线弹性阶段。点 1 和点 5 表示开裂点。此阶段的刚度为  $K_1$ ,  $K_1 = P_c/d_c$ ,不考虑刚度退化和残余变形,刚度退化系数  $\alpha = 1$ 。

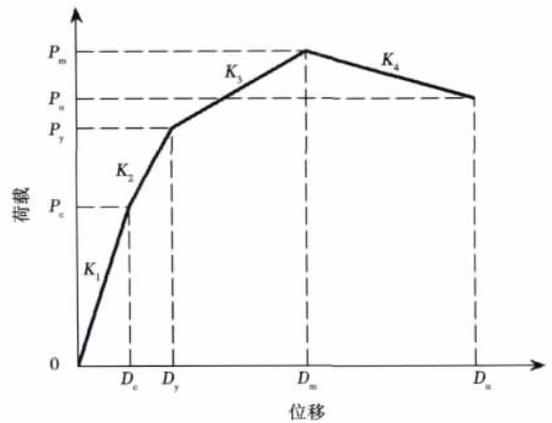


图 17 再生混凝土框架结构恢复力模型骨架曲线

Fig. 17 Skeleton curve of restoring force model of the RAC frame

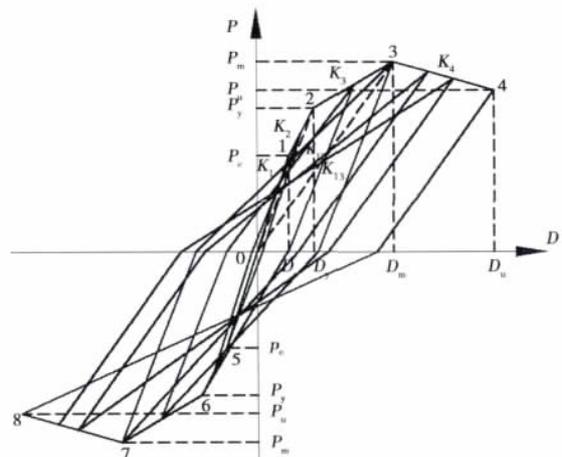


图 18 再生混凝土框架结构恢复力模型滞回曲线

Fig. 18 Hysteretic curve of restoring force model of the RAC frame

(2) 开裂至屈服阶段( 12 段或 56 段)。此阶段为四折线的第 2 段。点 2 或点 6 表示屈服点。此阶段的加载刚度为  $K_2$ , 考虑刚度退化和残余变形, 刚度退化系数  $\alpha = K_2/K_1$ ; 此阶段的卸载刚度取  $K_1$ , 不考虑刚度退化, 刚度退化系数  $\alpha = 1$ ; 在此阶段卸载至 0 点( $P = 0$ ) 且第一次反向加载时, 加载路径指向反向开裂点。在后续反向加载时直线指向所经历过的最大位移点。

表 2 恢复力模型特征荷载、特征位移及延性系数

Table 2 Characteristic load, characteristic displacement and ductility factor

特征参数	框架整体	1 层层间	2 层层间
特征荷载(kN)	$P_c$	37.89	37.89
	$P_y$	56.43	56.43
	$P_m$	74.79	73.66
	$P_u$	63.57	63.57
特征位移(mm)	$D_c$	11.89	1.74
	$D_y$	21.51	5.45
	$D_m$	51.80	11.16
	$D_u$	89.50	25.62
延性系数	$\mu$	4.16	4.70

表 3 再生混凝土框架结构恢复力模型归一化特征参数

Table 3 Normalized characteristic parameters of the restoring force model

特征参数	$P_m$	$P_u$	$P_y$	$P_c$	$D_u$	$D_m$	$D_y$	$D_c$
框架整体	1.00	0.85	0.75	0.51	1.00	0.58	0.24	0.13
1 层层间	1.00	0.86	0.77	0.51	1.00	0.44	0.21	0.07
2 层层间	1.00	0.86	0.77	0.51	1.00	0.46	0.24	0.09

(3) 屈服至最大荷载阶段( 23 段或 67 段)。此阶段为四折线的第 3 段。点 3 或点 7 表示最大荷载点。此阶段的加载刚度为  $K_3$ , 考虑刚度退化和残余变形, 刚度退化系数  $\alpha = K_3/K_1$ ; 此阶段的卸载刚度取割线 02 的刚度  $K_{12}$ , 考虑刚度退化和残余变形, 刚度退化系数  $\alpha = K_{12}/K_1$ ; 在此阶段卸载至 0 点( $P = 0$ ) 且第一次反向加载时, 加载路径指向屈服点。在后续反向加载时直线指向所经历过的最大位移点。

(4) 最大荷载点至极限荷载点阶段( 34 段或 78 段)。此阶段为四折线的第 4 段。点 4 或 8 表示极限荷载点。此阶段的加载刚度为  $K_4$ , 考虑刚度退化和残余变形, 刚度退化系数  $\alpha = K_4/K_1$ ; 此阶段的卸载刚度取割线 03 的刚度  $K_{13}$ , 考虑刚度退化和残余变形, 刚度退化系数  $\alpha = K_{13}/K_1$ ; 在此阶段卸载至 0 点( $P = 0$ ) 且第一次反向加载时, 加载路径指向最大荷载点。在后续反向加载时直线指向所经历过的最大位移点。

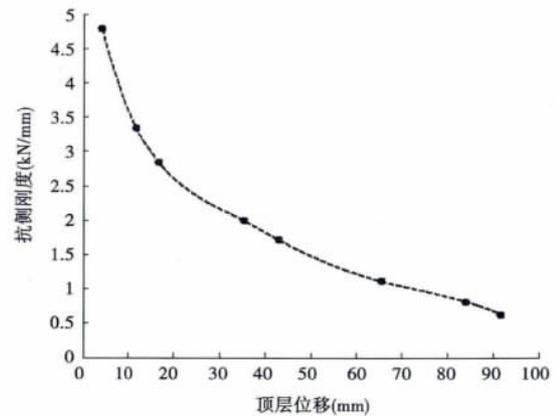
### 3.2 刚度退化

由结构基底剪力、顶层位移以及层间位移, 可以计算出结构的总体折算刚度和层间折算刚度。折算刚度计算公式为  $K = V/\Delta(V/\Delta_i)$ , 其中  $V$  为模型基底剪力,  $\Delta$  为模型顶点位移,  $\Delta_i$  为模型  $i$  层层间位移。图 19 表示模型总体刚度退化曲线和层间刚度退化曲线。分析图 19 可以看出:

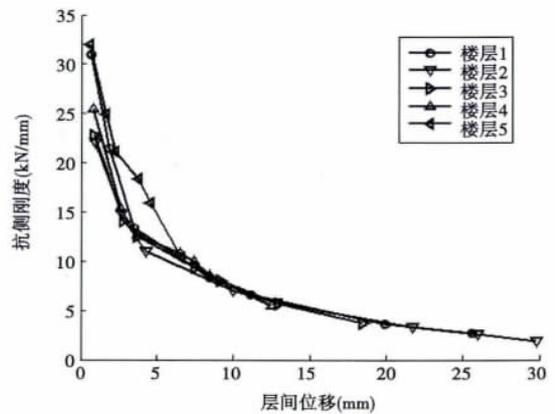
(1) 模型总体初始刚度为 4.786kN/mm, 框架模型在试验初期刚度退化较快, 当混凝土出现开裂时, 结构整体抗侧移刚度降到初始刚度的 71%。随着地震强度的增大, 结构塑性变形不断发展, 刚度退化速度变慢, 整个刚度衰减比较均匀, 没有明显的刚度突变。

(2) 5 层层间刚度相对较大, 2 层层间刚度相对小。在整个地震试验过程中, 2 层的梁、柱构件破坏程度相对较大。

(3) 除 5 层外, 1~4 层各层层间刚度退化趋势较为接近。



(a) 总体刚度退化曲线



(b) 层间刚度退化曲线

图 19 模型总体和层间刚度退化曲线

Fig. 19 Overall stiffness degradation curve and inter-storey stiffness degradation curve of the model

### 4 抗震能力评价

#### 4.1 损伤指标确定

根据再生混凝土框架在试验中的破坏程度,结合普通混凝土抗震设计规范<sup>[11]</sup>,同时参考我国对一般建筑结构的震害划分及相关文献<sup>[21-23]</sup>,将再生混凝土框架结构震害分7级,提出了再生混凝土框架结构在不同破坏状态下的层间位移角限值和结构的总体损伤指标限值,如表4所示。

表4 破坏状态与层间位移角及损伤指标的关系

Table 4 Relations between failure state and inter-storey drift as well as damage index

破坏等级	破坏状态	层间位移角	损伤指标	修复难易程度
1	完好	<1/468	<0.025	不需修复
2	很轻微破坏	1/468 ~ 1/203	0.025 ~ 0.085	不需修复
3	轻微破坏	1/203 ~ 1/112	0.085 ~ 0.170	稍加修复
4	中等破坏	1/112 ~ 1/65	0.170 ~ 0.310	一般修复
5	严重破坏	1/65 ~ 1/38	0.310 ~ 0.550	大修
6	很严重破坏	1/38 ~ 1/20	0.550 ~ 1.000	难修复
7	倒塌	>1/20	>1.000	不可修复

#### 4.2 损伤指标确定

正确评价结构的抗震能力及地震过后结构的剩余承载力,需要建立一个合理的损伤模型及损伤指标。变形与累积耗能的联合效应是引起结构地震破坏的主要原因。本文采用 Park 和 Ang<sup>[24-26]</sup>提出的双参数地震破坏模型对再生混凝土框架结构模型进行抗震能力评价。损伤指标计算公式为:

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (4)$$

式中:  $\delta_m$  为地震作用下结构的最大变形;  $\delta_u$  为单调荷载作用下结构的极限变形;  $Q_y$  为屈服强度的计算值,当极限强度  $Q_u$  小于屈服强度  $Q_y$  时,式中的  $Q_y$  被  $Q_u$  替代;  $dE$  为滞回耗能增量;  $\int dE$  则为滞回耗能总量;  $\beta$  为循环荷载影响系数。

表5表示结构在不同试验阶段的总体损伤指标和相应破坏状态。图20给出了不同台面峰值加速度和相应的结构总体损伤指标,通过对该图中的试验数据进行曲线拟合,得到如下线性关系式:

$$D(PGA) = 0.8573 \times PGA - 0.03351$$

$$(PGA \geq 0.066g) \quad (5)$$

式中:  $D$  为结构总体损伤指标;  $PGA$  为以  $g$  为单位的峰值地面加速度。拟合数据和原始数据对应点之间的误差的平方和(SSE)为0.04947,均方根(RMSE)为

0.08407,拟合数据和原始数据平均值的确定系数(R-square)为0.9356。当已知地面加速度峰值时,可按式(5)初步确定结构的总体损伤指标,从而进一步确定结构的破坏程度等级。

表5 不同地震试验阶段的结构体系损伤指标和破坏状态

Table 5 Structural damage index and failure state under different test phases

PGA	损伤指标	破坏状态
0.066g	0.0180	完好
0.130g	0.0720	很轻微破坏
0.185g	0.1070	轻微破坏
0.264g	0.1150	轻微破坏
0.370g	0.2420	中等破坏
0.415g	0.3220	严重破坏
0.550g	0.5910	很严重破坏
0.750g	0.7020	很严重破坏
1.170g	0.8730	很严重破坏

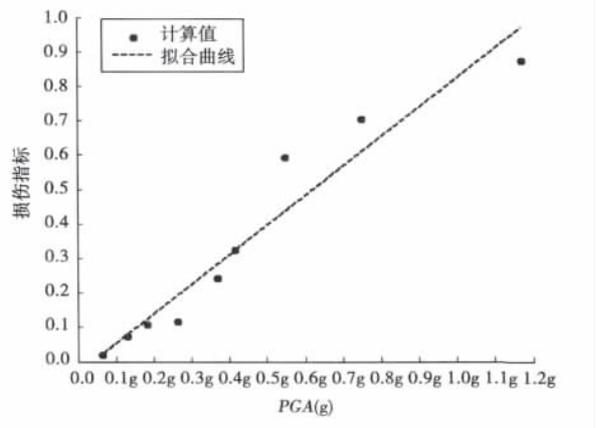


图20 各试验阶段的结构体系损伤指标

Fig.20 Structural damage index under different test phases

通过对振动台试验模型的破坏形态和层间位移分析以及双参数地震损伤模型评价,可以得到如下结论:0.066g(7度多遇)地震试验中,结构总体损伤指标为0.018,小于结构“完好状态”极限状态的性能水平界限值0.025,说明结构处于弹性工作状态,模型保持完好。0.130g(8度多遇)的地震试验中,结构总体损伤指标为0.072,小于结构“很轻微破坏”极限状态性能水平界限值0.085,模型发生很轻微破坏,结构进入弹塑性阶段。0.185g(7度基本)的地震试验中,结构总体损伤指标为0.107,小于结构“轻微破坏”极限状态性能水平界限值0.170,模型发生轻微破坏。0.370g(8度基本)的地震试验中,结构总体损伤指标

为0.242,小于结构“中等破坏”极限状态性能水平界限值0.310,模型发生中等破坏。0.415g(7度罕遇)的地震试验中,结构总体损伤指标为0.322,小于结构“严重破坏”极限状态性能水平界限值。0.550g和0.750g(8度罕遇)的地震试验中,结构总体损伤指标为0.702,小于结构“很严重破坏”极限状态性能水平界限值1.00,模型发生很严重破坏。经过多次的重复的地震试验后,尽管再生混凝土框架的破坏较为严重,但仍没有倒塌,这说明再生混凝土框架结构有良好的变形能力和抗地震能力。

## 5 结论和建议

通过基于振动台试验的再生混凝土框架抗震性能深入分析,可以得到以下结论:

(1) 再生混凝土框架结构在试验中的加速度、位移反应和地震作用与普通混凝土框架结构类似。模型结构的位移反应受低阶振型影响较大,变形曲线呈剪切型,随着地震强度不断加大,模型各楼层相对位移和层间位移随之增大;模型所受地震作用在弹性阶段沿结构高度度基本呈倒三角分布,随着地面峰值加速的不断增大,地震作用不再符合倒三角形分布形式。

(2) 框架模型的第1层和第2层是结构的薄弱层,且第1层的延性要好于第2层的延性。再生混凝土模型总的位移延性系数为4.16,1层和2层层间位移延性系数分别为4.70和4.25。经过多次地震试验后,尽管再生混凝土框架的破坏较为严重,但在9度罕遇地震后仍然没有倒塌,这些都表明再生混凝土框架结构具有良好的抗倒塌能力。

(3) 通过对试验模型结构整体和各层间滞回曲线、骨架曲线和特征荷载的分析,得到了再生混凝土框架结构整体和层间刚度退化四折线型恢复力模型。

(4) 基于变形和累积耗能双控的双参数地震损伤模型,能有效的评价再生混凝土框架结构损伤发展过程和抗震能力。

(5) 文中提出的公式仅适用于平立面布置规则的“强梁弱柱”型多层再生混凝土框架结构。结构动力放大系数和结构破损度均与地震动参数PGA建立函数关系,但未涉及结构的柱轴压比等参数变化的影响,这有待于作进一步的研究。

### 参考文献

[1] Xiao J, Li W, Poon C. Recent studies on mechanical properties of recycled aggregate concrete in China—a review [J]. *Science China Technological Sciences*, 2012, 55(6): 1463-1480

- [2] Hansen T C. Recycling of demolished concrete and masonry [R]. London: E & FN SPON, 1992
- [3] 肖建庄,兰阳. 再生混凝土梁抗剪性能试验研究[J]. *结构工程师*, 2004, 20(6): 54-58, 53 (Xiao Jianzhuang, Lan Yang. Experimental study on shear behavior of recycled concrete beams [J]. *Structural Engineers*, 2004, 20(6): 54-58, 53 (in Chinese))
- [4] 肖建庄,李宏,金少慧,等. 压型钢板-再生混凝土组合板纵向抗剪承载力试验[J]. *结构工程师*, 2010, 26(4): 91-95 (Xiao Jianzhuang, Li Hong, Jin Shaochun, et al. Longitudinal shear test on steel deck recycled aggregate concrete composite slabs [J]. *Structural Engineers*, 2010, 26(4): 91-95 (in Chinese))
- [5] 肖建庄,沈宏波,黄运标. 再生混凝土柱受压性能试验[J]. *结构工程师*, 2006, 22(6): 73-77 (Xiao Jianzhuang, Shen Hongbo, Huang Yunbiao. Test on compression performance of recycled concrete columns [J]. *Structural Engineers*, 2006, 22(6): 73-77 (in Chinese))
- [6] 曹万林,徐泰光,刘强,等. 再生混凝土高剪力墙抗震性能试验研究[J]. *世界地震工程*, 2009, 25(2): 18-23 (Cao Wanlin, Xu Taiguang, Liu Qiang, et al. Experimental study on seismic performance of high-rise recycled aggregate concrete shear wall [J]. *World Earthquake Engineering*, 2009, 25(2): 18-23 (in Chinese))
- [7] 肖建庄,朱晓晖. 再生混凝土框架节点抗震性能研究[J]. *同济大学学报:自然科学版*, 2005, 33(4): 436-440 (Xiao Jianzhuang, Zhu Xiaohui. Study on seismic behavior of recycled concrete frame joints [J]. *Journal of Tongji University: Natural Science Edition*, 2005, 33(4): 436-440 (in Chinese))
- [8] Xiao J, Sun Y, Falkner H. Seismic performance of frame structures with recycled aggregate concrete [J]. *Engineering Structures*, 2006, 28(1): 1-8
- [9] 王长青,肖建庄. 再生混凝土框架结构模型振动台试验[J]. *同济大学学报:自然科学版*, 2012, 40(12): 1766-1772 (Wang Changqing, Xiao Jianzhuang. Experimental study on recycled aggregate concrete frame structure model [J]. *Journal of Tongji University: Natural Science Edition*, 2012, 40(12): 1766-1772 (in Chinese))
- [10] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010(GB 50010—2010 Code for design of concrete structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010 (in Chinese))
- [11] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010(GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010 (in Chinese))
- [12] Lu X, Chen L, Zhou Y, et al. Shaking table model tests

- on a complex high-rise building with two towers of different height connected by trusses [J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings ,2009 ,18( 7) :765-788
- [13] Hosoya H. Shaking table tests of three-dimensional scale models of reinforced concrete high-rise frame structures with wall columns [J]. ACI Structural Journal ,1995 ,92( 6) :765-780
- [14] Xiao J ,Li J ,Chen J. Experimental study on the seismic response of braced reinforced concrete frame with irregular columns [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration ,2011 ,10( 4) :487-494
- [15] Bracci J M ,Reinhorn A M ,Mander J B. Seismic resistance of reinforced concrete frame structures designed for gravity loads: performance of structural system [J]. ACI Structural Journal ,1995 ,92(5) :597-610
- [16] Lu X ,Zhou Y ,Yan F. Shaking table test and numerical analysis of RC frames with viscous wall dampers [J]. Journal of Structural Engineering ,2008 ,134( 1) :64-76
- [17] 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 ( JGJ 3—2010 Technical specification for concrete structures of tall buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press ,2010 ( in Chinese) )
- [18] 朱伯龙. 结构抗震试验 [M]. 北京: 地震出版社 ,1989
- [19] 吕西林 ,卢文生. R. C. 框架结构的振动台试验和面向设计的时程分析方法 [J]. 地震工程与工程振动 ,1998 ,18( 2) :48-58( Lu Xilin ,Lu Wensheng. Shaking table tests of R. C. frames and development of design-oriented time history analysis method [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration ,1998 ,18( 2) :48-58( in Chinese) )
- [20] 肖建庄 ,谢猛. 高性能混凝土框架火灾后抗震性能试验研究 [J]. 土木工程学报 ,2005 ,38( 8) :36-42( Xiao Jianzhuang ,Xie Meng. An experimental study on the seismic behavior of HPC frames after fire [J]. China Civil Engineering Journal ,2005 ,38( 8) :36-42( in Chinese) )
- [21] 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
- [22] Wen Y K ,Kang Y J. Minimum building lifecycle cost design criteria. I: methodology [J]. Journal of Structural Engineering ,2001 ,127( 3) :330-337
- [23] Wen Y K ,Kang Y J. Minimum building life-cycle cost design criteria. II: applications [J]. Journal of Structural Engineering ,2001 ,127( 3) :338-346
- [24] Park Y ,Ang A H. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete [J]. Journal of Structural Engineering ,1985 ,111( 4) :722-739
- [25] Park Y ,Ang A H ,Wen Y K. Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings [J]. Journal of Structural Engineering ,1985 ,111( 4) :740-757
- [26] Park Y J ,Ang A H ,Wen Y K. Damage-limiting aseismic design of buildings [J]. Earthquake Spectra ,1987 ,3( 1) :1-26

肖建庄(1968-) 男,博士,教授。主要从事再生混凝土结构理论的研究。

王长青(1981-) 男,博士,讲师。主要从事再生混凝土结构抗震及结构非线性分析的研究。

丁陶(1988-) 男,硕士研究生。主要从事再生混凝土结构抗震的研究。