

现浇再生混凝土框架模型结构地震损伤评估

王长青^{1,2,3}, 肖建庄¹, 孙振平³

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 南阳师范学院 土木建筑工程学院, 河南 南阳 473000;

3. 同济大学 材料科学与工程学院, 上海 201804)

摘要: 基于完成的 6 层现浇再生混凝土(RAC)空间框架结构模型模拟地震试验,提出了再生混凝土框架结构地震破坏等级 7 级划分标准,明确了基于结构极限状态的抗震性能水平。采用变形和能量线性组合的双重破坏准则对再生混凝土框架结构进行抗震能力评估。结果表明:基于变形和能量线性组合的双参数地震损伤模型,能够很好地评估地震作用下再生混凝土框架结构的损伤发展过程,为基于性能的再生混凝土框架结构抗震优化设计提供了依据。

关键词: 再生混凝土(RAC); 框架模型结构; 振动台试验; 震害等级划分标准; 抗震性能水平; 地震损伤模型

中图分类号: TU528.79; TU317.1

文献标志码: A

Seismic Damage Assessment on Cast-in-situ Recycled Aggregate Concrete Frame Model Structure

WANG Changqing^{1,2,3}, XIAO Jianzhuang¹, SUN Zhenping³

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Academy of Civil Engineering & Architecture, Nanyang Normal University, Nanyang 473000, China; 3. School of Materials Science and Engineering, Tongji University, Shanghai 201804, China)

Abstract: Based on the shaking table tests of a six-storey frame model structure made of recycled aggregate concrete (RAC), seven levels of standard for the grade classification of earthquake damage of the RAC frame structure were preliminarily put forward. The seismic performance level based on the structural damage limit state of the RAC frame structure was defined. Furthermore, a two-parameter seismic damage model based on the deformation and the accumulated energy dissipation was suggested to evaluate the aseismic capacity of the RAC frame structure. The results show that the two-parameter seismic damage model can well assess the damage process of the RAC frame structure system. The

analysis results provide a basis for the performance-based aseismic optimum design of the RAC frame structures.

Key words: recycled aggregate concrete (RAC); frame model structure; shaking table test; standard for grade classification of earthquake damage; seismic performance level; seismic damage model

基于性能的抗震设计代表了未来结构抗震设计的发展方向。美国联邦紧急救援署(FEMA)和国家自然科学基金委员会开展了一项为期 6 年的研究计划^[1-2]。日本于 1995 年实施了为期 3 年的“建筑结构的新设计框架开发”研究项目^[3]。表 1 列出了美国有关部门的研究报告 FEMA 273, SEAOC Vision 2000 和 ATC40, 以及日本建设部建筑研究院的研究报告所规定的结构性能水平。当前,我国在基于性能的结构抗震设计方面也积极开展研究^[4], 抗震规范 GB 50011—2010^[5]将建筑结构划分为不坏、可修、不倒 3 种性能水平。目前结构性能水平的划分还没有形成统一的认识,仍有很多问题有待研究解决。

近些年来,再生混凝土技术的研究和开发已得到很大的发展。国内外一些专家学者在废混凝土利用方面进行了大量基础性的研究,并取得了一定的研究成果^[6]。正确地评估再生混凝土结构在动力荷载作用下的损伤,能准确地反映再生混凝土结构宏观力学性能的退化过程,是再生混凝土结构抗震性能研究中亟待解决的关键问题。

本文基于前期完成的振动台试验研究,根据地震试验中结构破坏现象宏观描述和试验数据分析,初步提出了再生混凝土框架结构地震破坏等级划分标准,明确了基于结构破坏极限状态的抗震性能水平,采用变形和能量线性组合的双重破坏准则对再

收稿日期: 2014-03-24

基金项目: 国家自然科学基金(51325802); 中国博士后科学基金(2014M550247)

第一作者: 王长青(1981—),男,工学博士,主要研究方向为再生混凝土结构抗震。E-mail: c. q. wang@foxmail. com

通讯作者: 肖建庄(1968—),男,教授,博士生导师,工学博士,主要研究方向为再生混凝土材料与结构。E-mail: jzx@tongji. edu. cn

表 1 结构性能水平划分

Tab. 1 Classification of structural seismic performance levels

| 研究报告 | | 结构性能水平 | | | |
|-------------------|--------|--------|------|------|------|
| FEMA 273 | | 正常使用 | 立即入住 | 生命安全 | 防止倒塌 |
| SEAOC Vision 2000 | 完全正常使用 | 正常使用 | | 生命安全 | 接近倒塌 |
| ATC40 | | 正常使用 | 立即入住 | 生命安全 | 结构稳定 |
| 日本研究报告 | | 正常使用 | 易修复 | 生命安全 | |

生混凝土框架结构进行了抗震能力评估。

1 振动台试验简介

1.1 试验概述

试验模型是一个 1:4 缩尺的 6 层 2 跨 2 开间的再生混凝土空间框架结构模型。该模型平立面布置规则,结构按现行国家标准 GB 50011—2010^[5]“强柱弱梁”的原则进行设计制作,其配筋和构造亦满足国家现行标准 GB 50010—2010^[7]和 GB 50011—2010^[5]的有关规定。框架模型的建筑场地为 II 类场地土,抗震设防烈度为 8 度。模型平面布置尺寸为 2 175 mm×2 550 mm,1~6 层层高均为 750 mm,柱截面尺寸 100 mm×100 mm,梁截面尺寸 62.5 mm×125 mm 和 50 mm×112.5 mm,板厚 30 mm。结构平立面布置图和构件截面配筋图详见文献 [8]。根据建筑场地土类型和地震波频谱特性,试验中选用汶川地震波(WCW)、El Centro 波(ELW)和上海人工波(SHW)作为输入波^[8]。对模型结构进行了 9 个试验阶段的测试,峰值加速度分别为 0.066g,0.130g,0.185g,0.264g,0.370g,0.415g,0.550g,0.750g,1.170g。

1.2 主要试验结果

表 2 表示框架模型在不同地震试验阶段的最大层间变形,图 1 表示各试验阶段的模型基底剪力-顶层位移关系曲线。通过分析图 1 中的滞回曲线,不难看出,在试验前期,滞回曲线基本上为直线,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。随着地震强度的增大,模型抗侧移刚度、强度和耗能能力随之退化。因此,再生混凝土框架结构具有良好的耗能能力。

图 2 为模型整体骨架曲线,图中 Δ 和 P 分别表示结构顶层位移和基底剪力。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来确定^[9],结构的顶层位移延性系数(Δ_u/Δ_y)为 3.318。由图中曲线可以看出,模型在 0.130g 的地震试验中发生开裂,在 0.185g~0.370g 的地震试验中发生屈服。

表 2 各工况的楼层层间最大位移

Tab. 2 Maximum inter-storey deformation with three earthquake wave excitations at different seismic levels

| 峰值加速度/g | 波型 | 楼层层间最大位移/mm | | | | | |
|---------|-----|-------------|-------|-------|-------|------|------|
| | | 1层 | 2层 | 3层 | 4层 | 5层 | 顶层 |
| 0.066 | WCW | 0.67 | 0.91 | 0.82 | 0.68 | 0.53 | 0.30 |
| | ELW | 0.41 | 0.57 | 0.54 | 0.49 | 0.43 | 0.27 |
| | SHW | 0.64 | 0.90 | 0.87 | 0.78 | 0.62 | 0.34 |
| 0.130 | WCW | 1.11 | 1.64 | 1.68 | 1.66 | 1.29 | 0.67 |
| | ELW | 1.51 | 2.13 | 2.18 | 2.14 | 1.69 | 0.89 |
| | SHW | 1.85 | 2.68 | 2.82 | 2.57 | 1.59 | 0.82 |
| 0.185 | WCW | 1.78 | 2.55 | 2.36 | 2.29 | 1.36 | 0.73 |
| | ELW | 1.63 | 2.29 | 2.49 | 2.53 | 1.54 | 0.58 |
| | SHW | 3.55 | 4.32 | 3.79 | 3.77 | 2.25 | 1.02 |
| 0.264 | WCW | 3.49 | 4.42 | 4.05 | 3.54 | 2.35 | 0.76 |
| | ELW | 2.08 | 2.71 | 2.70 | 2.37 | 1.46 | 0.58 |
| 0.370 | WCW | 6.15 | 7.14 | 6.46 | 5.66 | 4.12 | 1.49 |
| | ELW | 2.77 | 3.46 | 2.91 | 2.52 | 1.90 | 0.85 |
| | SHW | 8.44 | 9.99 | 7.52 | 6.50 | 3.84 | 1.65 |
| 0.415 | WCW | 6.04 | 6.91 | 6.04 | 5.10 | 3.71 | 1.50 |
| | ELW | 4.68 | 5.16 | 4.15 | 3.35 | 2.32 | 1.16 |
| | SHW | 11.16 | 12.85 | 9.14 | 7.41 | 3.99 | 1.76 |
| 0.550 | WCW | 8.09 | 10.11 | 7.01 | 5.89 | 4.02 | 1.82 |
| | ELW | 7.66 | 8.41 | 6.38 | 4.97 | 3.51 | 1.80 |
| | SHW | 19.96 | 21.77 | 12.93 | 8.48 | 4.58 | 2.50 |
| 0.750 | WCW | 15.38 | 19.03 | 11.66 | 8.99 | 6.39 | 1.83 |
| | ELW | 15.04 | 18.03 | 11.38 | 9.34 | 6.06 | 2.44 |
| | SHW | 25.59 | 25.95 | 18.46 | 12.49 | 6.61 | 2.56 |
| 1.170 | WCW | 25.66 | 29.85 | 18.19 | 11.41 | 6.39 | 2.45 |
| | ELW | 22.01 | 21.23 | 13.58 | 8.57 | 5.31 | 2.72 |

2 地震破坏状态的划分

地震破坏状态等级划分方法有很多, Park 等^[10]采用的震害等级划分标准如表 3 所示。虽然国内外专家给出了许多建筑物破坏等级的划分方法和标准,但这些方法和标准有些相近,有些相差很大,未形成统一的标准。

在前期研究工作中,基于振动台试验和有限元数值模拟^[8, 11],结合我国现行标准^[12-13]对一般建(构)筑物的地震破坏等级划分,同时参考文献 [14-15],本文将再生混凝土框架结构震害分 7 级考虑,即: I 级为完好, II 级为很轻微破坏, III 级为轻微破坏,

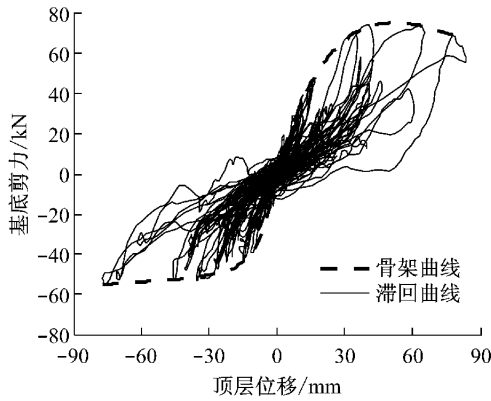


图 1 模型基底剪力-顶层位移关系曲线

Fig.1 Base shear-roof displacement hysteretic curves

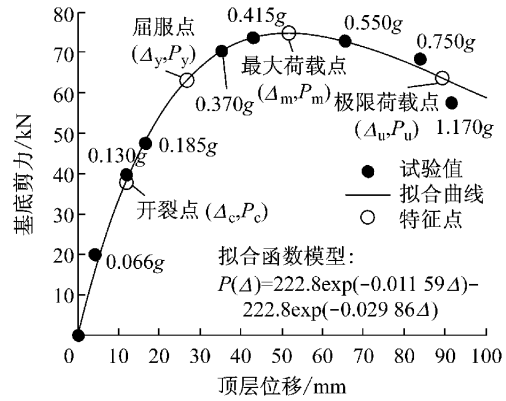


图 2 模型整体骨架曲线

Fig.2 Overall skeleton curves of RAC frame model

表 3 文献[10]提出的震害等级划分

Tab.3 Grade classification for earthquake damage in Ref.[10]

| 破坏等级 | 破坏状态描述 |
|------|------------------|
| 基本完好 | 在最严重的情况下也是局部微小裂缝 |
| 轻微破坏 | 通长微小裂缝 |
| 中等破坏 | 严重开裂和局部散落 |
| 严重破坏 | 混凝土压碎和钢筋外露 |
| 倒塌 | 倒塌 |

IV 级为中等程度破坏, V 级为严重破坏, VI 级为很严重破坏, VII 级为毁坏. 表 4 给出了再生混凝土框架结构地震破坏等级的划分标准.

3 结构性能水平的确定

结构的性能水平是一种有限的破坏状态, 而且

表 4 本文提出的再生混凝土框架结构破坏等级划分

Tab.4 Grade classification of earthquake damage for the RAC frame structure proposed in this study

| 破坏等级 | 破坏状态 | 破坏状态宏观描述 |
|------|--------|---|
| I | 完好 | 框架梁、柱构件完好;非承重构件上无细微裂缝;装修无损坏;结构使用功能正常,无需修理可继续使用 |
| II | 很轻微破坏 | 框架梁、柱构件完好;个别非承重构件轻微破坏,如个别填充墙内部或与框架交接处有轻微裂缝,个别装修有轻微损坏等;结构使用功能正常,不加修理可继续使用 |
| III | 轻微破坏 | 个别框架梁、柱构件出现细微裂缝;部分非承重墙构件有轻微损坏,或个别有明显破坏,如部分填充墙内部或与框架交接处有明显裂缝等;结构基本使用功能不受影响,稍加修理或不修理可继续使用 |
| IV | 中等程度破坏 | 多数框架梁、柱构件有轻微裂缝,部分有明显裂缝,个别梁、柱端混凝土剥落;多数非承重构件有明显破坏,如多数填充墙有明显裂缝,个别出现严重裂缝等;结构基本使用功能受到一定影响,修理后可使用 |
| V | 严重破坏 | 框架梁、柱构件破坏严重,多数梁、柱端混凝土剥落、主筋外露,个别柱主筋压曲;非承重构件破坏严重;结构基本使用功能受到严重影响,甚至部分功能丧失,需要大量修复或难以修复 |
| VI | 很严重破坏 | 框架梁、柱构件破坏严重,大部分梁、柱端混凝土剥落、主筋外露,部分柱主筋压曲;非承重构件破坏严重;或整体结构明显倾斜;结构基本使用功能受到很严重影响,大部分功能丧失,无修复价值 |
| VII | 毁坏 | 框架梁、柱破坏严重,结构濒临倒塌或已倒塌;结构使用功能不复存在,已无修复可能 |

是与不同强度地震下结构期望的最大破坏程度相对应的. 基于前期研究工作^[8, 11], 根据整个振动台试验过程中结构破坏状态的宏观描述、再生混凝土框架结构的动力特性分析、地震反应分析, 同时参考国内外关于结构性能水平的划分^[12-14, 16], 本文将再生混凝土框架结构的抗震性能水平划分为完全正常使用、正常使用、立即使用、生命安全、不易修复、接近倒塌 6 个级别. 表 5 列出了不同性能水平与相应的量化指标限值的表示符号. 表 5 中 $L_{SI} \sim L_{SS}$ 分别代表结构不同性能水平时, 反映结构抗震能力量化指标的限值.

由振动台试验分析, 得到了框架模型的楼层剪

力-层间位移角-关系曲线, 将分析中每层构件的破坏状态相应地标记在曲线上, 根据每层的极限状态来确定不同性能水平层间位移角的限值. 本试验研究中, 由试验分析可以得到框架模型的底层和 2 层为薄弱层^[8, 11]. 本文采用结构薄弱层的层间位移角限值作为结构整体性能水平层间位移角限值. 图 3 表示再生混凝土框架模型基底剪力-层间位移角关系曲线. 表 6 给出了再生混凝土框架结构的层间变形量化指标. 为了进行比较, 表中同样给出了 Wen 等^[14, 16]规定的与结构破坏状态对应的层间位移角限值. 本文取层间位移角 $< 1/468$ 为完好; $\geq 1/468 \sim 1/203$ 为很轻微破坏; $\geq 1/203 \sim 1/112$ 为轻微破坏;

表 5 结构性能水平及量化指标

Tab.5 Seismic performance levels and the corresponding quantitative indexes for the RAC frame structure

| 性能水平 | 要求 | 量化指标限值 |
|--------|-------------------|----------|
| 完全正常使用 | 结构和非结构构件保持完好 | L_{S1} |
| 正常使用 | 结构和非结构构件不损坏或很小损坏 | L_{S2} |
| 立即使用 | 结构和非结构构件需要少量修复 | L_{S3} |
| 生命安全 | 结构和非结构构件需要一般性修复 | L_{S4} |
| 不易修复 | 结构和非结构构件需要大量修复 | L_{S5} |
| 接近倒塌 | 结构濒临倒塌,其余破坏在能接受范围 | L_{S6} |

表 6 结构地震破坏等级与位移角限值

Tab.6 Earthquake damage grade and the corresponding quantitative indexes of inter-storey drift ratio for the RAC frame structure

| 破坏等级 | 破坏状态 | θ | |
|------|--------|---|--|
| | | 本文 | Wen 等 ^[14,16] |
| I | 完好 | $\theta < 1/468 (L_{S1})$ | $\theta < 1/500 (L_{S1})$ |
| II | 很轻微破坏 | $(L_{S1}) 1/468 \leq \theta < 1/203 (L_{S2})$ | $(L_{S1}) 1/500 \leq \theta < 1/200 (L_{S2})$ |
| III | 轻微破坏 | $(L_{S2}) 1/203 \leq \theta < 1/112 (L_{S3})$ | $(L_{S2}) 1/200 \leq \theta < 7/1\ 000 (L_{S3})$ |
| IV | 中等程度破坏 | $(L_{S3}) 1/112 \leq \theta < 1/65 (L_{S4})$ | $(L_{S3}) 7/1\ 000 \leq \theta < 3/200 (L_{S4})$ |
| V | 严重破坏 | $(L_{S4}) 1/65 \leq \theta < 1/38 (L_{S5})$ | $(L_{S4}) 3/200 \leq \theta < 1/40 (L_{S5})$ |
| VI | 很严重破坏 | $(L_{S5}) 1/38 \leq \theta < 1/20 (L_{S6})$ | $(L_{S5}) 1/40 \leq \theta < 1/20 (L_{S6})$ |
| VII | 毁坏 | $\theta \geq 1/20 (L_{S6})$ | $\theta \geq 1/20 (L_{S6})$ |

注: θ 为层间位移角。

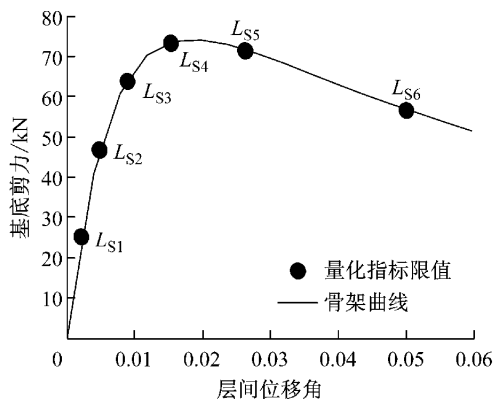


图 3 基底剪力-层间位移角关系曲线

Fig.3 Relationship of base shear and inter-storey drift ratio

$\geq 1/112 \sim 1/65$ 为中等程度破坏; $\geq 1/65 \sim 1/38$ 为严重破坏; $\geq 1/38 \sim 1/20$ 为很严重破坏; $\geq 1/20$ 为结构倒塌.与Wen等提出的层间位移角限值对比可以看出: L_{S1}, L_{S3}, L_{S4} 和 L_{S5} 层间位移角量化指标限值要比Wen等提出的偏大.

4 损伤指数限值的确定

损伤指数是描述结构或构件地震破坏状态的量纲一指数,一般定义为结构或构件反应历程中某一指标累积量与相应指标极限允许量之比,通常用 D 表示.当 $D=0$ 时,对应震害情况下结构的完好状态;当 $D \geq 1$ 时,意味着结构或构件完全破坏.根据计算

方法不同,损伤指数可分为基于变形的累积损伤指数、基于能量的累积损伤指数、组合损伤指数等.

根据振动台试验中框架模型结构在不同地震强度下的破坏程度^[8, 11],同时参考国内外现行相关标准、文献^[12, 17-19],本文定义了再生混凝土框架结构在不同地震破坏等级的损伤指数限值.表7给出了本文提出的与再生混凝土框架结构的不同震害等级对应的性能水平损伤指数限值,损伤指数限值是通过试验模型在地震试验中获得的试验数据深入分析后提出的.表中同样给出了国内外学者规定的与结构破坏状态对应的性能水平损伤指数限值.

基于以上分析,得到了本试验研究中再生混凝土框架结构地震破坏等级与层间位移角和损伤指数的关系,以及不同破坏状态下结构修复难易程度,如表8所示.

5 基于变形和能量组合的双参数地震损伤评估

为正确地评估结构的抗震能力及地震后房屋的剩余承载力,需要建立一个合理的损伤模型及定量计算结构在地震中的损伤指数.本文中采用变形和能量双控的地震损伤模型^[10,17]对再生混凝土框架模型结构的破损情况进行评估.该损伤模型的表达形式为

表 7 再生混凝土框架结构破坏等级与性能水平损伤指数限值的关系

Tab.7 Earthquake damage grades and the corresponding limited values of damage indexes for the RAC frame structure

| 破坏等级 | 破坏状态 | 损伤指数 | | | | |
|------|--------|---------------------------|----------------------|----------------------|---------------------|--------------|
| | | Park 等 ^[10,17] | 欧进萍等 ^[18] | 江近仁等 ^[19] | 胡聿贤 ^[20] | 本文 |
| I | 完好 | | | | | < 0.025 |
| II | 很轻微破坏 | | ≥0~0.100 | 0.228 | ≥0~0.150 | ≥0.025~0.085 |
| III | 轻微破坏 | ≥0~0.400 | ≥0.100~0.250 | 0.254 | ≥0.150~0.400 | ≥0.085~0.170 |
| IV | 中等程度破坏 | | ≥0.250~0.450 | 0.420 | ≥0.400~0.600 | ≥0.170~0.310 |
| V | 严重破坏 | ≥0.400~1.000 | ≥0.450~0.650 | 0.777 | ≥0.800~1.00 | ≥0.310~0.550 |
| VI | 很严重破坏 | | | | | ≥0.550~1.000 |
| VII | 毁坏 | ≥1.000 | ≥0.900 | ≥1.000 | | ≥1.000 |

表 8 破坏状态与层间位移角及损伤指数的关系

Tab.8 Relationship of damage state vs. inter-storey drift ratio and damage state vs. damage index proposed for the RAC frame

| 破坏等级 | 破坏状态 | 层间位移角 | 损伤指数 | 修复难易程度 |
|------|--------|--------------|--------------|--------|
| I | 完好 | <1/468 | <0.025 | 不需修复 |
| II | 很轻微破坏 | ≥1/468~1/203 | ≥0.025~0.085 | 不需修复 |
| III | 轻微破坏 | ≥1/203~1/112 | ≥0.085~0.170 | 稍加修复 |
| IV | 中等程度破坏 | ≥1/112~1/65 | ≥0.170~0.310 | 一般修复 |
| V | 严重破坏 | ≥1/65~1/38 | ≥0.310~0.550 | 大修 |
| VI | 很严重破坏 | ≥1/38~1/20 | ≥0.550~1.000 | 难修复 |
| VII | 毁坏 | ≥1/20 | ≥1.000 | 不可修复 |

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (1)$$

式中: δ_m 为地震作用下结构的最大变形; δ_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(1)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; β 为循环荷载影响系数. 对于 β 可采用下式确定^[20]:

$$\beta = 0.7^{\rho_w} \left(-0.447 + 0.073 \frac{l}{d} + 0.2n_0 + 0.314\rho_t \right) \quad (2)$$

式中: l/d 为剪跨比; n_0 为轴压比; ρ_t 为纵向钢筋配筋率, %; ρ_w 为配箍率, %.

Park 等做了 261 个试验并进行试验回归统一, 认为循环荷载影响系数一般在 0.30~0.12 之间. 在本文中, 影响循环荷载影响系数的各个参数由试验和计算得到, 如表 9 所示. 将计算数据代入式 (2), 可确定循环荷载影响系数

$$\beta = 0.7^{1.394} (-0.447 + 0.073 \times 3.24 + 0.24 \times 0.235 + 0.314 \times 1.515) = 0.195 \quad (3)$$

表 9 计算参数

Tab.9 Determination of calculation parameters

| l/d | n_0 | $\rho_t/\%$ | $\rho_w/\%$ |
|-------|-------|-------------|-------------|
| 3.24 | 0.235 | 1.515 | 1.394 |

结构每层的 D 值由该层各构件的 D 值加权获

得, 各构件加权系数为构件滞回耗能占总滞回耗能的比列. 结构体系的损伤指数由各层的损伤指数按相同加权方式获得, 建筑物总体损伤指数可表示为

$$D = \sum_j \lambda_j D_j \quad (4)$$

$$\lambda_i = \frac{E_i}{\sum E_i} \quad (5)$$

式中: λ_j 为构件加权系数, E_i 为各构件的滞回耗能.

变形和能量双参数损伤模型较好地体现了地震动三要素 (振幅、频谱和持时) 对结构破坏的影响, 被地震工程界广泛接受和应用. 本文采用 Park-Ang 模型对再生混凝土的抗震能力进行评估. 通过试验分析, 得到了模型在不同试验阶段的最大变形、累积耗能以及模型结构的极限变形、结构的屈服强度 Q_y 和极限强度 Q_u . 表 10 表示结构不同抗震性能水平的量化指标限值及其对应的楼层剪力和位移延性系数. 由表中的数值可知, 屈服强度 $Q_y=64.0060$ kN, 极限荷载 $Q_u=56.7900$ kN, 极限变形 $\delta_u=37.5000$ mm. 表 11 表示模型在不同试验阶段的累积耗能 $\int dE$. 基于式 (1) 得到了再生混凝土框架模型在不同地震试验阶段的损伤指数, 如表 12 所示. 表 13 表示结构在不同地震试验阶段的总体损伤指数和相应破坏状态. 图 4 标出了不同试验阶段的地面峰值加速度和相应的结构总体损伤指数. 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:

$$D(PGA) = 0.8562 \times PGA - 0.03326, \quad (6)$$

$$PGA \geq 0.066g$$

式中: D 为结构总体损伤指数, PGA 为以 g 为单位的
地面加速度峰值.拟合数据和原始数据对应点之
间的和方差(SSE)为0.04948,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0.9355.式(6)对于再生混凝土结构
的抗震能力评估具有重要的参考价值,当已知地面
加速度峰值时,可以根据该公式初步确定结构的总
体损伤指数.根据结构破坏状态与总体损伤指数限
值的关系,从而进一步确定结构的破坏程度等级.同
时,也为基于性能的再生混凝土结构抗震优化设计
提供了依据.

表 10 不同性能水平的量化指标限值及其对应的楼层剪力和位移延性系数

Tab.10 Storey shear forces and displacement ductility coefficients at different seismic performance levels

| 性能水平 | 层间位移限值/mm | 损伤指数 | 层间位移限值对应的基底剪力/kN | 层间位移限值对应的延性系数 |
|--------|-----------|-------|------------------|---------------|
| 完全正常使用 | 1.6026 | 0.025 | 25.2411 | 0.2393 |
| 正常使用 | 3.6946 | 0.085 | 46.9789 | 0.5517 |
| 立即使用 | 6.6964 | 0.170 | 64.0060 | 1.0000 |
| 生命安全 | 11.5385 | 0.310 | 73.4683 | 1.7231 |
| 不易修复 | 19.7368 | 0.550 | 71.6415 | 2.9474 |
| 接近倒塌 | 37.5000 | 1.000 | 56.7900 | 5.6000 |

表 11 各工况的楼层层间累积耗能

Tab.11 Inter-storey cumulative energy dissipation with three earthquake wave excitations at different seismic levels

| 峰值加速度/ g | 波型 | 楼层层间累积滞回耗能/(kN·mm) | | | | | |
|------------|-----|--------------------|----------|----------|---------|---------|---------|
| | | 1层 | 2层 | 3层 | 4层 | 5层 | 顶层 |
| 0.066 | WCW | 8.217 | 5.613 | 2.576 | 4.891 | 2.914 | 4.762 |
| | ELW | 1.916 | 0.571 | 1.216 | 1.652 | 1.697 | 1.316 |
| | SHW | 6.035 | 2.354 | 3.739 | 6.042 | 5.986 | 4.029 |
| 0.130 | WCW | 37.566 | 10.017 | 0.464 | 37.314 | 84.586 | 3.132 |
| | ELW | 24.964 | 3.331 | 11.975 | 37.945 | 47.139 | 30.147 |
| | SHW | 3.005 | 41.891 | 41.745 | 34.936 | 8.742 | 2.297 |
| 0.185 | WCW | 100.699 | 13.335 | 9.116 | 34.815 | 155.227 | 169.669 |
| | ELW | 24.681 | 5.365 | 0.534 | 0.732 | 46.938 | 40.594 |
| | SHW | 18.954 | 97.773 | 102.429 | 73.280 | 14.733 | 14.829 |
| 0.264 | WCW | 161.780 | 242.951 | 270.003 | 257.934 | 105.158 | 72.011 |
| | ELW | 48.016 | 57.538 | 57.198 | 69.494 | 23.768 | 17.828 |
| | SHW | 339.304 | 548.946 | 495.845 | 346.278 | 181.306 | 83.607 |
| 0.370 | WCW | 46.093 | 69.984 | 67.182 | 53.824 | 9.527 | 26.459 |
| | ELW | 381.340 | 432.827 | 354.925 | 196.656 | 112.567 | 36.358 |
| | SHW | 235.681 | 375.007 | 293.884 | 148.820 | 57.883 | 18.010 |
| 0.415 | WCW | 41.189 | 88.705 | 70.869 | 31.853 | 4.166 | 5.060 |
| | ELW | 587.147 | 639.106 | 455.759 | 193.692 | 110.271 | 31.576 |
| | SHW | 535.651 | 709.469 | 515.045 | 233.497 | 135.506 | 71.202 |
| 0.550 | WCW | 221.103 | 303.207 | 248.190 | 138.111 | 65.133 | 43.654 |
| | ELW | 1705.600 | 1662.880 | 882.533 | 352.319 | 212.617 | 87.460 |
| | SHW | 1580.741 | 1599.650 | 781.086 | 208.853 | 167.710 | 89.074 |
| 0.750 | WCW | 581.475 | 604.717 | 325.684 | 84.881 | 8.426 | 11.921 |
| | ELW | 1652.507 | 1622.476 | 1041.355 | 467.506 | 228.206 | 96.731 |
| | SHW | 2412.419 | 2394.536 | 974.798 | 101.350 | 16.429 | 35.621 |
| 1.170 | WCW | 1146.373 | 1121.734 | 586.592 | 120.788 | 8.207 | 1.266 |
| | ELW | | | | | | |

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估,可以得到如下
结论:0.066g(7度多遇)的地震试验中,层间最大
损伤指数为0.025,发生在2层,结构总体损伤指数
为0.018,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,层间最大损伤指
数为0.079,发生在3层,结构总体损伤指数为
0.072,由表8可知,结构进入弹塑性阶段.0.185g
(7度基本)和0.264g(9度多遇)的地震试验中,层
间最大损伤指数分别为0.124和0.140,结构总体损

伤指数分别为 0.107 和 0.115,由表 8 可知,模型遭受轻微破坏. 0.370g (8 度基本) 的地震试验中,层间最大损伤指数为 0.306,发生在 2 层,结构总体损伤指数为 0.242,小于结构“中等程度破坏”极限状态性能水平界限值 0.310,模型发生中等程度破坏. 0.415g (7 度罕遇) 的地震试验中,层间最大损伤指数为 0.401,发生在 2 层,结构总体损伤指数为 0.322,模型发生严重破坏. 0.550g 和 0.750g (8 度罕遇) 的地震试验中,层间最大损伤指数分别为

0.733和0.841,结构总体损伤指数分别为 0.591 和 0.701,由表 8 可知,模型发生很严重破坏. 1.170g (9 度罕遇) 的地震试验中,层间最大损伤指数为1.000,发生在 2 层,说明结构 2 层的梁、柱构件破坏严重;而结构总体损伤指数为 0.872,小于结构“很严重破坏”极限状态性能水平界限值 1.000,说明模型发生很严重破坏. 经过多次重复的地震试验后,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震能力.

表 12 各工况的结构层间和整体损伤指数

Tab.12 Inter-storey damage and overall damage indexes with three earthquake wave excitations under different seismic levels

| 峰值加速度/g | 波型 | 结构层间和整体损伤指数 | | | | | | |
|---------|-----|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1层 | 2层 | 3层 | 4层 | 5层 | 顶层 | 整体 |
| 0.066 | WCW | 0.019 | 0.025 | 0.022 | 0.019 | 0.014 | 0.008 | 0.018 |
| | ELW | 0.011 | 0.015 | 0.015 | 0.013 | 0.012 | 0.007 | 0.012 |
| | SHW | 0.018 | 0.024 | 0.024 | 0.021 | 0.017 | 0.009 | 0.018 |
| 0.130 | WCW | 0.033 | 0.045 | 0.045 | 0.048 | 0.042 | 0.018 | 0.041 |
| | ELW | 0.043 | 0.057 | 0.059 | 0.061 | 0.049 | 0.026 | 0.047 |
| | SHW | 0.050 | 0.075 | 0.079 | 0.072 | 0.043 | 0.022 | 0.072 |
| 0.185 | WCW | 0.057 | 0.069 | 0.064 | 0.064 | 0.050 | 0.035 | 0.048 |
| | ELW | 0.046 | 0.062 | 0.066 | 0.068 | 0.045 | 0.019 | 0.037 |
| | SHW | 0.096 | 0.124 | 0.110 | 0.107 | 0.061 | 0.029 | 0.107 |
| 0.264 | WCW | 0.108 | 0.140 | 0.133 | 0.118 | 0.072 | 0.027 | 0.115 |
| | ELW | 0.060 | 0.078 | 0.077 | 0.070 | 0.041 | 0.017 | 0.065 |
| 0.370 | WCW | 0.195 | 0.241 | 0.218 | 0.183 | 0.126 | 0.047 | 0.199 |
| | ELW | 0.078 | 0.099 | 0.084 | 0.072 | 0.052 | 0.025 | 0.078 |
| | SHW | 0.260 | 0.306 | 0.233 | 0.191 | 0.113 | 0.047 | 0.242 |
| 0.415 | WCW | 0.183 | 0.219 | 0.188 | 0.150 | 0.104 | 0.042 | 0.185 |
| | ELW | 0.129 | 0.146 | 0.117 | 0.092 | 0.062 | 0.031 | 0.124 |
| | SHW | 0.351 | 0.401 | 0.285 | 0.215 | 0.116 | 0.050 | 0.322 |
| 0.550 | WCW | 0.265 | 0.335 | 0.234 | 0.178 | 0.120 | 0.055 | 0.255 |
| | ELW | 0.225 | 0.252 | 0.193 | 0.145 | 0.100 | 0.052 | 0.199 |
| | SHW | 0.688 | 0.733 | 0.426 | 0.258 | 0.142 | 0.075 | 0.591 |
| 0.750 | WCW | 0.555 | 0.654 | 0.382 | 0.259 | 0.186 | 0.057 | 0.522 |
| | ELW | 0.454 | 0.536 | 0.333 | 0.257 | 0.162 | 0.066 | 0.446 |
| | SHW | 0.834 | 0.841 | 0.588 | 0.376 | 0.197 | 0.077 | 0.701 |
| 1.170 | WCW | 0.905 | 1.000 | 0.574 | 0.314 | 0.172 | 0.069 | 0.872 |
| | ELW | 0.692 | 0.669 | 0.416 | 0.240 | 0.142 | 0.073 | 0.609 |

表 13 不同地震试验阶段的结构体系损伤指数和破坏状态

Tab.13 Damage indexes and damage states of the RAC frame structure subjected to different earthquake histories

| 峰值加速度/g | 损伤指数 | 破坏状态 |
|---------|-------|--------|
| 0.066 | 0.018 | 完好 |
| 0.130 | 0.072 | 很轻微破坏 |
| 0.185 | 0.107 | 轻微破坏 |
| 0.264 | 0.115 | 轻微破坏 |
| 0.370 | 0.242 | 中等程度破坏 |
| 0.415 | 0.322 | 严重程度破坏 |
| 0.550 | 0.591 | 很严重破坏 |
| 0.750 | 0.701 | 很严重破坏 |
| 1.170 | 0.872 | 很严重破坏 |

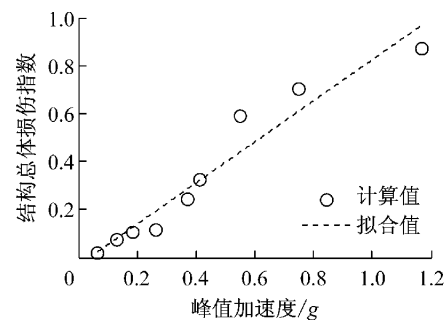


图 4 各试验阶段的结构体系损伤指数

Fig.4 Peak ground acceleration vs. damage index

6 结论

(1) 初步提出了现浇再生混凝土框架结构地震破坏等级为 7 级的划分标准,并对每级破坏状态进行宏观描述;明确了基于结构破坏极限状态的抗震性能水平,并确定了性能水平量化指标,建立了结构地震破坏等级与量化指标的对应关系。

(2) 在 0.066g 地震试验阶段, $D < 0.025$, 结构处于弹性工作状态,模型保持完好;在 0.130g 地震试验阶段, $0.025 < D < 0.085$, 结构进入弹塑性工作状态,模型发生很轻微破坏;在 0.185g~0.264g 的地震试验中, $0.085 < D < 0.170$, 模型发生轻微破坏;在 0.370g 地震试验阶段, $0.170 < D < 0.310$, 模型发生中等程度破坏;在 0.415g 地震试验阶段, $0.310 < D < 0.550$, 模型发生严重破坏;在 0.550g~1.170g 的地震试验中, $0.550 < D < 1.000$, 模型发生很严重破坏。

(3) 由试验数据,拟合出了地面加速度峰值与结构损伤指数的关系式。根据该公式可以初步确定结构的总体损伤指数,为基于性能的再生混凝土结构抗震优化设计提供了依据。

参考文献:

- [1] Applied Technology Council (ATC). Seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings [R]. Redwood: California Seismic Safety Commission, 1996.
- [2] Federal Emergency Management Agency (FEMA). NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of building seismic safety council [R]. Redwood: Building Seismic Safety Council, 1997.
- [3] Midorikawa M, Okawa I, Iiba M, *et al.* Performance-based seismic design code for buildings in Japan [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, 2003, 4(1):15.
- [4] 王光远. 工程结构与系统抗震优化设计的实用方法 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.
WANG Guangyuan. Practical methods of optimum aseismic design for engineering structure and systems [M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1999.
- [5] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2010.
- [6] Xiao J Z, Li W G, Fan Y H, *et al.* An overview of study on recycled aggregate concrete in China (1996—2011) [J]. *Construction and Building Materials*, 2012, 31: 364.
- [7] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 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.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. GB 50010—2010 Code for design of concrete structures [S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2010.
- [8] XIAO Jianzhuang, WANG Changqing, LI Jie, *et al.* Shake-table model tests on recycled aggregate concrete frame structure [J]. *ACI Structural Journal*, 2012, 109(6): 777.
- [9] 朱伯龙. 结构抗震试验 [M]. 北京: 地震出版社, 1989.
ZHU Bolong. Seismic tests for structures [M]. Beijing: Seismological Press, 1989.
- [10] Park Y J, Ang A H-S, Wen Y K. Damage-limiting aseismic design of buildings [J]. *Earthquake Spectra*, 1987, 3(1): 1.
- [11] 肖建庄, 王长青, 丁陶. 再生混凝土框架结构抗震性能及其评价 [J]. *土木工程学报*, 2013, 46(8): 55.
XIAO Jianzhuang, WANG Changqing, DING Tao. Study and evaluation on the seismic performance of recycled aggregate concrete frame[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2013, 46(8):55.
- [12] 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局, 中国国家标准化管理委员会. GB/T 17742—2008 中国地震烈度表 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2008.
General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China, China National Standardization Management Committee. GB/T 17742—2008 The Chinese seismic intensity scale [S]. Beijing: China Standard Press, 2008.
- [13] 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局, 中国国家标准化管理委员会. GB/T 24335—2009 建(构)筑物地震破坏等级划分 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2009.
General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China, China National Standardization Management Committee. GB/T 24335—2009 Classification of earthquake damage to buildings and special structures [S]. Beijing: China Standard Press, 2009.
- [14] Wen Y K, Kang Y J. Minimum building life-cycle cost design criteria I: methodology [J]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 2001, 127(3): 330.
- [15] 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 Gengdong. Performance-based seismic design, theory, method and application for structures [M]. Beijing: Science Press, 2004.
- [16] Wen Y K, Kang Y J. Minimum building life-cycle cost design criteria II: applications [J]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 2001, 127(3): 338.
- [17] Park Y J, Ang A H-S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete [J]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 1985, 111(ST4): 722.
- [18] 欧进萍, 牛狄涛, 王光远. 多层非线性抗震钢结构的模糊动力可靠性分析与设计 [J]. *地震工程与工程震动*, 1990, 10(4): 27.
OU Jinping, NIU Ditao, WANG Guangyuan. Fuzzy dynamical reliability analysis and design of multi-storey nonlinear aseismic steel structures [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 1990, 10(4): 27.
- [19] 江近仁, 孙景江. 砖结构的地震破坏模型 [J]. *地震工程与工程震动*, 1987, 7(1): 20.
JIANG Jinren, SUN Jingjiang. Seismic damage model of brick structure [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 1987, 7(1): 20.
- [20] 胡聿贤. 地震工程学 [M]. 北京: 地震出版社, 1988.
HU Yuxian. *Earthquake Engineering* [M]. Beijing: Seismological Press, 1988.