

文章编号:1673-2049(2013)03-0078-08

基于振动台试验的预制再生混凝土框架 后浇边节点分析

丁 陶,肖建庄

(同济大学 建筑工程系,上海 200092)

摘要:通过振动台试验对预制再生混凝土框架不同楼层处的后浇边节点进行了抗震性能分析,对其破坏形态、滞回性能、延性特征、刚度退化等进行了研究,为采用后浇节点的预制再生混凝土结构的工程应用提供试验依据和理论基础,并对后浇节点的新旧混凝土叠合面这一薄弱环节提出了加强后浇节点抗震构造的设计建议。研究表明:再生混凝土后浇边节点破坏过程与普通混凝土边节点十分类似,可分为初裂阶段、通裂阶段、极限阶段、破坏阶段;再生混凝土边节点的延性等抗震性能仍满足相应抗震设防要求;再生混凝土框架边节点的抗剪承载力,可采用现行《混凝土结构设计规范》中节点抗剪承载力修正后的公式计算。

关键词:再生混凝土;后浇边节点;振动台试验;抗震性能;抗剪承载力

中图分类号:TU528.79

文献标志码:A

Analysis of Cast-in-situ Exterior Joints of Precast Recycled Aggregate Concrete Frame by Shaking Table Tests

DING Tao, XIAO Jian-zhuang

(Department of Building Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The shaking table test was carried out for cast-in-situ exterior joints in different floors of a precast frame made of recycled aggregate concrete (RAC). The failure feature, the hysteretic behavior, the ductility characteristic and stiffness degradation under seismic waves were comparatively investigated, for the purpose of providing experimental and theoretical background of cast-in-situ joint in RAC structures. At last, some construction design recommendations were put forward to the weak surface between new and old concrete in the cast-in-situ joint. The research results show that failure process of cast-in-situ exterior joints with RAC is similar to that of conventional concrete, which can be divided into four stages: the initial cracking stage, the fully cracking stage, the ultimate stage and the failure stage. The seismic behaviors of exterior joints of RAC, including the ductility etc., still meet the related requirements of earthquake-resistance design. The formula for calculating the shear capacity of exterior joints made of RAC is proposed and compared with the calculation formula in current Chinese *Code for Design of Concrete Structures*.

Key words: recycled aggregate concrete; cast-in-situ exterior joint; shaking table test; seismic behavior; shear capacity

收稿日期:2013-03-27

基金项目:国家自然科学基金项目(51178340)

作者简介:丁 陶(1988-),男,安徽舒城人,工学硕士研究生,E-mail:1130461@tongji.edu.cn。

0 引 言

预制混凝土结构是一种目前常用的建筑结构体系,其与现浇混凝土结构的根本区别在于预制混凝土结构中柱、梁、板的连接方式^[1]。而结构构件连接处的节点是结构的薄弱环节,也一直是抗震研究的重点。震害调查表明,预制混凝土框架结构的破坏主要表现为因各构件间的连接破坏而导致结构整体离散、倒塌,因此预制结构的节点连接显得更为重要。随着灌浆套筒等连接方式在日本和欧美等国长期、大量的实践,预制结构逐渐普及,各国学者对后浇整体式节点连接方式的研究开始有所涉及^[2-4]。这些试验结果表明,后浇整体式节点与现浇节点相比具有相同或相近的抗震性能。

由于预制构件质量的可控性,再生混凝土与预制施工相结合,不仅可以提高再生混凝土构件的质量,而且也符合当今绿色建筑的发展趋势。近几年来,不少学者对再生混凝土框架节点做了一些低周反复荷载试验^[5-8],表明虽然再生混凝土节点的抗震性能略低于普通混凝土,但再生混凝土节点的抗震性能仍满足相应抗震设防要求。这类低周反复荷载试验一般均在节点柱上施加恒定轴力,对节点梁端施加竖向反复荷载以模拟地震作用下的梁剪力。虽然这类方法可以对节点的抗震性能进行研究,但并不能真实地反映在地震作用下节点区的受力特点和破坏情况。因此,为加深对再生混凝土框架节点的研究,本文中笔者基于采用后浇整体式节点连接方式的 6 层预制再生混凝土框架的振动台试验,研究边节点的破坏特点和抗震性能,为预制再生混凝土结构的工程应用提供试验依据和理论基础。

1 振动台试验概况

1.1 相似关系

为体现不同楼层的后浇节点性能的差别,框架设计为 6 层,为最大限度地利用振动台面,预制再生混凝土框架模型几何相似比取 1/4,加速度相似比取 1.848,同时材料使用再生混凝土,弹性模量相似比为 1.0。基于 Buckingham π 定理,模型设计所需的相似关系可由几何、加速度、弹性模量 3 个相似比求出^[9]。该模型为欠质量人工质量模型。

1.2 模型材料

试验时,为了最大程度体现节点在整体结构的受力和破坏特点,模型后浇节点和预制构件采用相同的配合比。水泥选用海螺牌普通硅酸盐水泥

P.O42.5,细骨料选用河砂,再生粗骨料粒径为 5~10 mm。配合比设计^[10]时,采用再生骨料取代率为 100%的再生混凝土,混凝土强度等级为 C30,坍落度范围控制在 180~200 mm。水、水泥、砂、再生粗骨料的混凝土配合比为 1:1.859:3.202:4.554。再生混凝土材性性能指标见表 1。根据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[11],采用镀锌铁丝模拟钢筋。模型中纵向钢筋采用 8# 和 10# 镀锌铁丝模拟,箍筋采用 14# 镀锌铁丝模拟。钢筋的材性性能指标见表 2。

表 1 再生混凝土材性性能指标

Tab. 1 Mechanical Behavior Indexes of RAC

性能指标	再生粗骨料 表观密度/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	再生粗 骨料吸 水率/%	预制构件再生混 凝土立方体抗压 强度/MPa	后浇节点再生混 凝土立方体抗压 强度/MPa
平均值	2.48	8.21	37.0	39.1

表 2 钢筋的材性性能指标

Tab. 2 Mechanical Behavior Indexes of Steel Bar

型号	直径/mm	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	弹性模量/GPa
8#	3.94	358	407	250
10#	3.32	306	388	250
14#	2.32	252	363	250

1.3 节点设计及模型制作

试验模型为 2 跨 2 开间 6 层的框架结构,平面和立面布置规则。模型集中了中节点和边节点 2 种后浇节点形式。结构按“强柱弱梁”的原则进行设计,模型的配筋和构造要求按设防烈度为 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^[12]。根据相似关系,模型结构的总高度为 4 500 mm。

《装配式混凝土结构技术规程》(送审稿)中规定预制柱的纵向钢筋可采用套筒灌浆、浆锚搭接、焊接等连接方式。试验中,框架梁设计为预制叠合梁,梁顶钢筋现场绑扎;所有后浇节点的连接形式采取柱-柱榫式连接,上下柱钢筋采用焊接连接。图 1 中给出了再生混凝土框架节点的配筋及构造。结构施工顺序为:分批预制梁和柱,并预留焊接和锚固钢筋;下柱上搁置预制梁,绑扎梁顶钢筋,吊装上柱,保证其垂直度,焊接上下柱钢筋;绑扎楼板钢筋,浇筑节点区及板混凝土。模型的平面和立面见图 2。

1.4 试验方案

为了模拟多种场地条件,振动台所输入的地震波选用汶川地震波(WCW)、El Centro 波(ELW)和上海人工波(SHW),试验共分为 35 个试验工况。

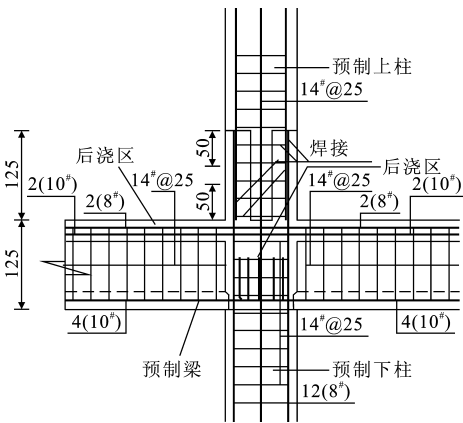


图 1 节点配筋及构造(单位:mm)

Fig. 1 Reinforcement and Construction of Joints (Unit:mm)

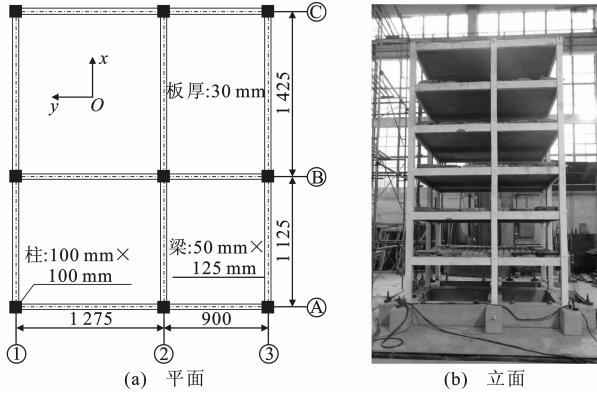


图 2 模型平面和立面(单位:mm)

Fig. 2 Plane and Elevation of Model (Unit:mm)

依次对模型进行了 8 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)和 0.750g(8 度罕遇),其中, g 为重力加速度。试验中,按相似关系调整加速度峰值和时间间隔。在每个试验阶段,从台面输入地震波的顺序依次为 WCW,ELW,SHW。模型的主震方向为 x 方向,地震波为单向输入。

模型的 1~6 层边节点在 2 个方向均布置了加速度传感器和拉线式位移传感器,测试模型在节点处的加速度和位移变化。

2 试验过程及现象

在整个试验过程中,模型 1,2 层节点破坏最为严重,3 层部分节点产生裂缝,且裂缝多集中在梁端,模型 4~6 层节点并未看出明显破坏现象。在地震荷载作用下,再生混凝土后浇节点的破坏与普通

混凝土后浇节点十分类似^[13],经历了初裂、通裂、极限和破坏 4 个阶段。

由于边节点和中节点处梁提供的约束作用机理不同,故二者破坏过程和破坏形态有一定的差别。在第 8 个工况 SHW 后,1 层部分边节点的梁端出现了很细小的裂缝。此后,裂缝均主要出现在梁端,裂缝逐渐发展形成通缝,宽度增加,后浇节点与柱结合面并未产生明显的裂缝。9 度多遇地震后,2 层的边节点梁端开始产生裂缝,且裂缝较为明显。经历更加强烈的地震烈度后,1 层和 2 层的边节点开始出现斜裂缝,且边节点核心区斜裂缝多集中在无梁一侧。在 8 度罕遇地震后,部分边节点与下柱结合面处产生较为明显的水平裂缝,节点处的斜裂缝继续发展,并逐渐贯通,2 层边节点甚至出现了保护层脱落的现象。框架 1~3 层边节点典型裂缝如图 3 所示。

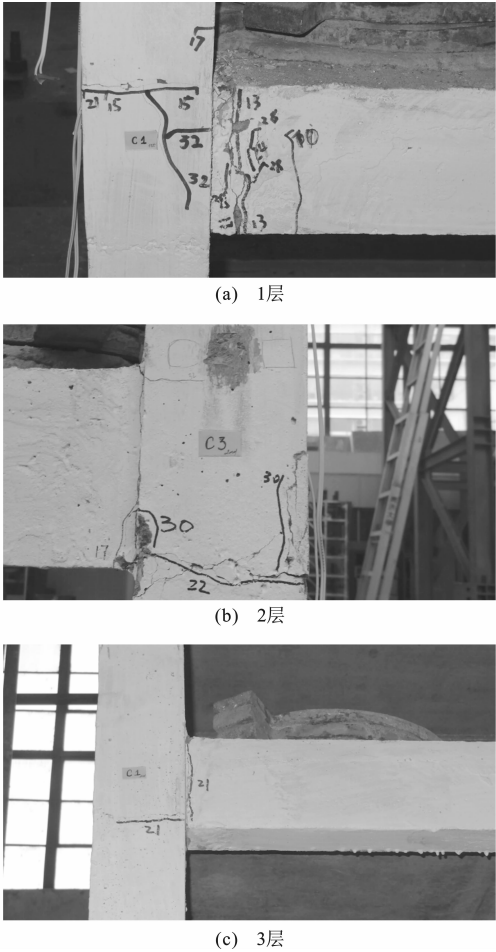


图 3 框架 1~3 层边节点典型裂缝

Fig. 3 Typical Cracks of Exterior Joints for the 1st-3rd Floors of Frames

从试验过程可以看出,在试验的后期,遭遇强烈地震时,模型底部混凝土后浇节点刚度迅速退化,呈

现半刚接状态,裂缝发展较快,部分后浇边节点与下柱结合面产生很宽的水平裂缝。但同时需要指出的是,受力较小的后浇节点与上柱的结合面处,并未产生任何水平裂缝。

3 试验结果

3.1 节点水平剪力与反弯点相对位移

振动台试验中加速度传感器布置在 1~6 层边节点处,将模型的 6 层边柱简化为层间剪切模型,等效质量集中在每层节点处,见图 4,其中, $a_i(t)$ 为绝对加速度, V_i 为剪力; x_i 为节点位移。

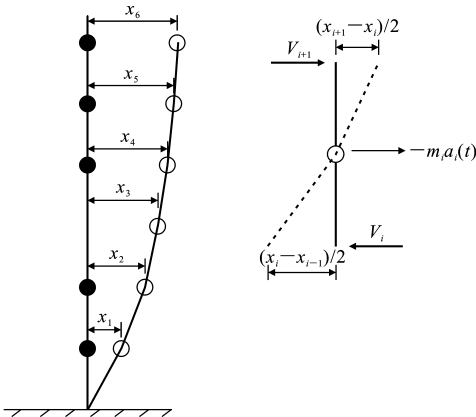


图 4 层间剪切模型
Fig. 4 Story Shear Model

求出 6 个等效质量 m_i ($i=1,2,\cdots,6$)后,通过加速度传感器测得节点处绝对加速度 $a_i(t)$,由此可得到该楼层边节点所受的地震作用力 $F_i(t)$

$$F_i(t)=-m_i a_i(t) \tag{1}$$

节点区上下柱端剪力反映了节点所受水平剪力的大小,柱剪力在数值上等于该柱以上各质点地震力的叠加。由式(1)可求出第 i 层柱的剪力 V_i

$$V_i=-\sum_{j=i}^n F_j(t)=-\sum_{j=i}^n m_j a_j(t) \tag{2}$$

在节点处,不考虑阻尼的影响,由力的平衡原理可知,第 i 层节点所受水平剪力 V_i 为

$$V_i=V_{i+1}-m_i a_i(t) \tag{3}$$

图 5 为各地震工况下,节点受模型 1~6 层正、负 2 个方向的最大柱剪力。从图 5 可以看出,各边节点所受柱端水平剪力沿楼层高度方向呈现递减趋势,在 2 个方向剪力从大到小依次为 1 层、2 层、3 层、4 层、5 层、6 层;在整个试验过程中,4~6 层节点的柱端剪力始终很小,这与试验结束后结构的 4~6 层节点并未产生裂缝是吻合的,4~6 层边节点并未达到承载力极限状态。从图 5 还可以看出,在弹性

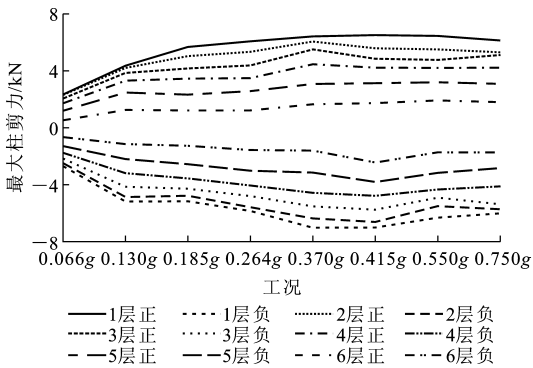


图 5 框架模型各楼层最大柱剪力
Fig. 5 Maximum Column Shear Forces of Frame Model for Different Stories

阶段,随着地震强度的增加,各楼层边节点之间所受柱端水平剪力逐渐增加;当边节点达到承载力极限状态后,其刚度退化导致结构整体刚度下降,这时随着地震强度的增加,边节点所受柱端水平剪力反而随之下降。这与试验后期观察到的部分边节点出现塑性铰,导致结构整体抗侧刚度下降的宏观现象也是吻合的。

图 4 表明,通过布置在节点处的拉线式位移传感器,可以测得在各工况地震作用下各楼层边节点上下柱反弯点之间的相对位移 $\Delta_i(t)$

$$\Delta_i(t)=\frac{1}{2}(x_{i+1}-x_i)+\frac{1}{2}(x_i-x_{i-1})=\frac{1}{2}(x_{i+1}-x_{i-1}) \tag{4}$$

节点上下柱反弯点之间的相对位移能够在一定程度上反映出节点的破坏情况。表 3 中给出了各试验工况下各节点上下柱反弯点的最大相对位移。

表 3 各节点上下柱反弯点的最大相对位移

Tab. 3 Maximum Relative Displacements Between Inflection Points for Different Joints

工况	不同楼层节点的上下柱反弯点最大相对位移/mm				
	1	2	3	4	5
0.066g	0.95	0.86	0.75	0.56	0.42
0.130g	3.61	3.22	2.28	1.59	1.01
0.185g	4.38	3.67	2.54	1.95	1.19
0.264g	5.73	5.05	3.43	2.20	1.42
0.370g	11.65	9.31	5.63	3.40	1.67
0.415g	17.26	14.68	7.99	3.90	2.39
0.550g	20.44	15.80	7.81	4.14	2.48
0.750g	36.69	29.79	11.27	5.52	2.69

从表 3 可以看出,随着地震强度的不断增大,模型各节点上下柱反弯点的相对位移也随之增大;在整个试验过程中,1 层和 2 层节点的上下柱反弯点

相对位移最大,其余各层相对位移从大到小依次为3层、4层、5层、6层。在试验后期,模型1层和2层节点的柱反弯点相对位移的增长幅度大于3~6层节点的增长幅度,这是因为在试验后期高强度地震作用下,模型的1层和2层边节点破坏严重,导致节点刚度退化较快的结果。采用后浇节点的预制再生混凝土框架结构的楼层位移变化情况与现浇再生混凝土框架结构十分类似,但试验后期层间位移明显偏大^[14],这是因为后浇节点在弹塑性阶段破坏更为严重导致的。

3.2 滞回曲线

滞回曲线反映了结构构件在反复荷载作用下表现出的变形特性,又称变形恢复力曲线,是结构试件抗震综合性能的体现。根据框架模型边节点的水平剪力和对应的上下柱反弯点相对位移,可以得到不同楼层边节点在地震试验中的荷载-位移曲线,即滞回曲线。图6~8中给出了各试验阶段模型1~3层边节点的水平剪力-上下反弯点相对位移关系曲线。通过分析图6~8中的滞回曲线可以看出:在试验前期,滞回曲线基本上为直线循环,表明此时边节点处于弹性工作状态;进入弹塑性阶段后,节点产生裂缝,出现残余变形,滞回曲线面积增大,并逐渐弯曲,向位移轴靠拢,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,边节点的刚度、强度和耗能能力随之退化,滞回环“捏缩”效应更加明显。

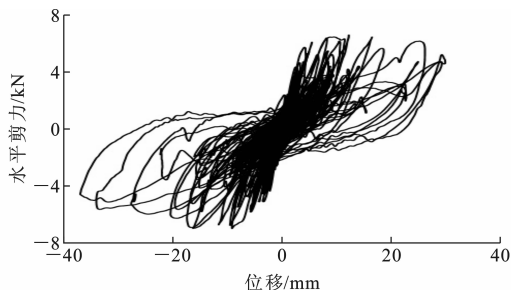


图6 模型1层边节点滞回曲线

Fig. 6 Hysteresis Curve of the 1st Floor Exterior Joint of Model

4~6层边节点破坏程度较轻或基本没有破坏,节点刚度退化较小,滞回曲线基本上仍为直线。对比图6~8中的1~3层边节点滞回曲线,发现1层边节点滞回曲线在后期强震作用下向位移轴靠拢更为明显,滞回环面积最大,“捏缩”效应明显,2层次之;表明模型1层和2层边节点是结构受力最大和破坏最为严重的节点,在结构设计时应尤为注意。

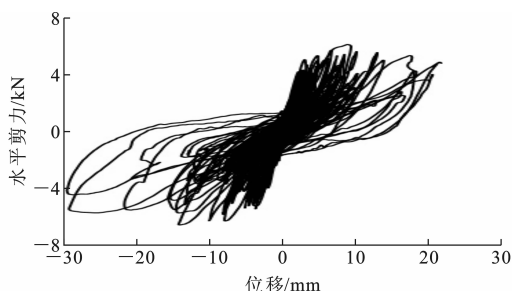


图7 模型2层边节点滞回曲线

Fig. 7 Hysteresis Curve of the 2nd Floor Exterior Joint of Model

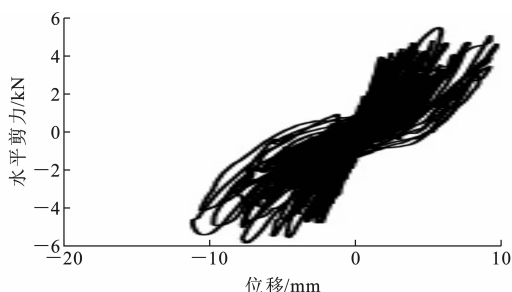


图8 模型3层边节点滞回曲线

Fig. 8 Hysteresis Curve of the 3rd Floor Exterior Joint of Model

3.3 骨架曲线和延性

图9为模型1~5层边节点骨架曲线,它是由不同地震强度等级作用下,各楼层边节点滞回曲线的顶点连成的曲线。从图9可以看出,模型1层和2层节点上下反弯点相对位移较大,相应的破坏较为严重,3~5层节点相对位移较小,其相应的破坏程度也较小。各楼层边节点的初始刚度基本一致,骨架曲线呈现为一条直线,说明此时边节点处于弹性阶段;随着地震作用造成结构的累积损伤,各楼层的边节点刚度发生退化,1层和2层边节点刚度退化较快,骨架曲线出现了下降段,表明模型的1层和2层边节点已经进入破坏阶段,而3~5层边节点虽然有所损伤,但骨架曲线却没有进入下降段,边节点并未达到承载力极限状态,这与前面的分析是一致的。

延性系数反映了结构或构件的非线性变形能力,是评价结构、构件抗震性能的一个重要因素。本文中采用上下柱反弯点相对位移延性系数来反映边节点塑性变形能力。延性计算一般使用极限位移 Δ_u 与屈服位移 Δ_y 来计算,即延性系数 $\mu = \Delta_u / \Delta_y$ 。由于振动台试验无法通过试验仪器及时获得柱剪力,试验并未采集到骨架曲线上1层和2层边节点柱端剪力下降到85%时的试验数据,因此本文中的延性系数 μ_m 的计算采用节点达到最大承载力时对

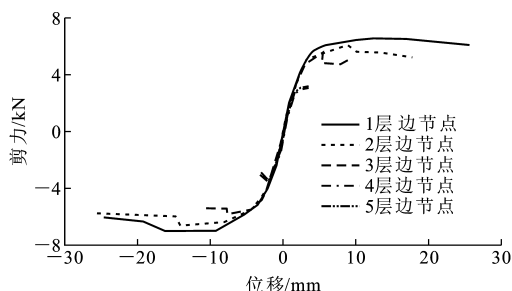


图 9 模型 1~5 层边节点骨架曲线

Fig. 9 Skeleton Curves of Exterior Joints for the 1st-5th Floor of Model

应的上下柱反弯点相对位移 Δ_m 和屈服时所对应的位移 Δ_y 来计算,即 $\mu_m = \Delta_m / \Delta_y$,其中,屈服时所对应的位移 Δ_y 采用通用屈服弯矩法^[15]计算。模型 1 层和 2 层边节点 2 个方向的延性系数的具体数值如表 4 所示。

表 4 边节点延性系数

Tab. 4 Ductility Coefficients of Exterior Joints

楼层	方向	Δ_y /mm	Δ_m /mm	μ_m
1	正向	5.32	12.26	2.30
	反向	5.50	14.13	2.57
2	正向	3.43	8.82	2.57
	反向	5.17	14.23	2.75

从表 4 可以看出,1 层和 2 层边节点柱端延性系数较为接近,2 层略好于 1 层。同时与普通混凝土后浇节点的相关研究进行对比^[16],可以看出,再生混凝土应用于后浇节点,其抗震性能与普通混凝土后浇节点相近。

3.4 刚度退化

在地震作用下,边节点的刚度会不断退化,由柱剪力和柱端相对位移可以计算出边节点的折算刚度,即用各工况下的 2 个方向上剪力绝对值之和除以位移绝对值之和。图 10 中给出了模型 1~5 层边节点刚度退化曲线。从图 10 可以看出:各楼层边节点刚度退化趋势较为接近,且边节点刚度在试验初期下降很快,当边节点出现裂缝时,节点刚度已经很小,在弹塑性阶段,边节点刚度随位移的增大而缓慢减小。对比 1~5 层边节点刚度退化曲线,1 层和 2 层边节点刚度退化相对较大,这与在整个试验过程中,下部 2 层的边节点破坏程度也相对较大的宏观现象是一致的。

4 边节点计算分析

根据节点所承受的水平剪力,并考虑“强节点、弱构件”的设计原则,《混凝土结构设计规范》

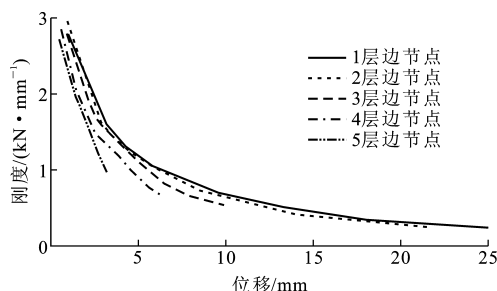


图 10 模型 1~5 层边节点刚度退化曲线

Fig. 10 Stiffness Degradation Curves of Exterior Joints for the 1st-5th Floor of Model

(GB 50010—2010)中规定,二级抗震等级条件下框架梁、柱节点核心区剪力设计值 V_j 可由下述公式进行计算:

顶层中间节点和边节点

$$V_j = \frac{\eta_{jb} \sum M_b}{h_{b0} - a'_s} \quad (5)$$

其他层中间节点和边节点

$$V_j = \frac{\eta_{jb} \sum M_b}{h_{b0} - a'_s} \left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b}\right) \quad (6)$$

式中: η_{jb} 为剪力增大系数,本文中采用试验值计算,取 $\eta_{jb} = 1.0$; $\sum M_b$ 为节点两侧弯矩值之和; h_{b0} 、 h_b 分别为梁的截面有效高度和截面高度; a'_s 为梁纵向受压钢筋合力至截面近边的距离; H_c 为上下柱反弯点之间的距离。

文献[11]中以节点核心区通裂阶段为依据,推导出普通混凝土框架梁、柱节点抗剪承载力的计算公式为

$$V_j = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(1.1 \eta_i f_t b_j h_j + 0.05 \eta_i N \frac{b_j}{b_c} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right) \quad (7)$$

若引入再生混凝土界面影响系数 $\eta_i = 0.9$,可得到再生混凝土节点抗剪承载力的计算公式为

$$V_j = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(1.1 \eta_i \eta_j f_t b_j h_j + 0.05 \eta_i N \frac{b_j}{b_c} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} \right) \quad (8)$$

式中: γ_{RE} 为承载力调整系数; η_j 为正交梁对节点的约束系数; b_j 、 b_c 分别为节点核心区截面有效验算宽度和柱截面宽度; h_j 为节点核心区高度; N 为柱轴向力; f_{yv} 为箍筋抗拉强度设计值, A_{svj} 为计算方向箍筋各肢截面面积总和; s 为箍筋间距; f_t 为混凝土抗拉强度。

利用文献[17]中的再生混凝土抗拉强度与立方

体抗压强度的关系式(9)可得 $f_t=2.07\text{ MPa}$

$$f_t=(ar+0.24)(f_{cu}^r)^{\frac{2}{3}}\tag{9}$$

式中: $a=-0.06$; r 为再生骨料取代率; f_{cu}^r 为再生混凝土立方体抗压强度。

采用式(7),(8)分别对预制再生混凝土框架的后浇边节点进行抗剪承载力计算,并与试验结果进行对比,结果见表 5。

表 5 边节点计算抗剪承载力及与实测剪力比较

Tab. 5 Comparisons Between Tested Shear Force and Calculated Shear Capacities of Exterior Joints

楼层	V_j^t/kN	V_j^{cl}/kN	V_j^{c2}/kN	$V_j(V_j^{cl})^{-1}$	$V_j(V_j^{c2})^{-1}$
1	34.37	36.23	33.95	0.95	1.01
2	37.73	36.10	33.83	1.05	1.12
3	32.27	35.99	33.70	0.90	0.96
4	26.16	35.86	33.58	0.73	0.78
5	19.04	35.74	33.46	0.53	0.57
6	9.50	35.62	33.34	0.27	0.28

注: V_j^t 为剪力试验值; V_j^{cl} 为规范中公式的抗剪承载力; V_j^{c2} 为修正公式的抗剪承载力。

从表 5 可以看出,3~6 层边节点并未达到抗剪承载力极限状态。采用现行《混凝土结构设计规范》中节点抗剪承载力的计算公式,直接计算再生骨料取代率为 100%的再生混凝土后浇节点的抗剪承载力偏于不安全,需要引入再生混凝土界面影响系数 $\eta_1=0.9$,再生混凝土后浇节点的构造仍需要加强。

参阅相关文献[3],[4],为改进和提高后浇再生混凝土节点的抗剪承载力,可以对叠合面进行凿毛处理,在预制梁、柱端头设置剪力键,增强节点区后浇混凝土与预制梁、柱之间的剪力传递,避免新旧混凝土界面处发生受界面影响的开裂或破坏。此外,还可以在预制混凝土结构后浇节点区域采用钢纤维混凝土,不仅可以减少节点核心区箍筋用量,方便现场施工,还可以提高节点的开裂强度和节点开裂阶段的延性和耗能能力,减小节点核心区的剪切变形。

5 结 语

(1)从试验结果可以看出,在试验的后期,遭遇强烈地震时,模型 1 层和 2 层边节点破坏最为严重,后浇混凝土边节点刚度退化迅速,呈现半刚接状态。在地震作用下,后浇再生混凝土边节点的破坏与普通混凝土边节点破坏十分类似,经历了初裂、通裂、极限和破坏 4 个阶段。值得注意的是,部分后浇边节点与下柱结合面会产生很宽的水平裂缝,建议工程实际中,对新旧混凝土结合面做打毛处理,或在预

制梁柱端头设置剪力键,避免新旧混凝土界面处发生受界面影响的开裂或破坏。

(2)各边节点所受柱水平剪力沿楼层高度方向呈现递减趋势;在弹性阶段,随着地震强度的增加,各节点所受水平剪力逐渐增加,当边节点达到承载力极限状态后,随着地震强度的增加,水平剪力反而随之下降。随着地震强度的不断增大,模型各节点的上下柱端反弯点相对位移也随之增大;在整个试验过程中,1 层和 2 层节点的上下柱反弯点相对位移最大。

(3)在试验前期,边节点滞回曲线基本上为直线循环,此时边节点处于弹性工作状态;进入弹塑性阶段后,滞回曲线面积增大,并逐渐弯曲,向位移轴靠拢,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,滞回环“捏缩”效应更加明显。1 层和 2 层节点是结构受力最大和破坏最为严重的节点。

(4)各楼层的初始边节点刚度基本一致,骨架曲线呈现为一条直线;随着地震作用造成结构的累积损伤,各楼层的边节点刚度发生退化,1 层和 2 层边节点刚度退化相对较大,骨架曲线出现了下降段,而 3~5 层边节点虽然有所损伤,但并未达到承载力极限状态,骨架曲线仍未进入下降段。再生混凝土后浇节点延性和普通混凝土后浇节点的抗震性能相接近。

(5)各层边节点刚度退化趋势较为接近,且节点刚度在试验初期下降很快,当节点出现裂缝时,节点刚度已经很小,在弹塑性阶段,边节点刚度随位移的增大而缓慢减小,1 层和 2 层边节点刚度退化相对较大。

参考文献:

References:

[1] 范 力,吕西林,赵 斌. 预制混凝土框架结构抗震性能研究综述[J]. 结构工程师,2007,23(4):90-97.
FAN Li,LU Xi-lin,ZHAO Bin. Summary of Investigation on Seismic Behavior of Precast Concrete Frame [J]. Structures Engineers,2007,23(4):90-97.

[2] RESREEPO J I, PARK R, BUCHANAN A H. Design of Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames[J]. PCI Journal,1995,40(5):68-80.

[3] 赵 斌,吕西林,刘海峰. 预制高强混凝土结构后浇整体式梁柱组合件抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2004,25(6):22-28.

- ZHAO Bin, LU Xi-lin, LIU Hai-feng. Experimental Study on Seismic Behavior of Precast Concrete Beam-column Subassembly with Cast-in-situ Monolithic Joint[J]. Journal of Building Structures, 2004, 25(6): 22-28.
- [4] ZHANG J C, LI N, JI L. Experimental Study on Seismic Behavior of Pre-cast Concrete Structure with Cast-in-situ Integral Beam-column Joint Sub-assembly[J]. Applied Mechanics and Materials, 2011, 71-78: 506-509.
- [5] 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 Jian-zhuang, ZHU Xiao-hui. Study on Seismic Behaviour of Recycled Concrete Frame Joints [J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2005, 33(4): 436-440.
- [6] BAI G L, LIU C, JIA S W, et al. Study on Seismic Behavior of Recycled Concrete Frame Joints Under Low Cyclic Load[C]//XIAO J Z, ZHANG Y, CHEUNG M S, et al. Proceedings of the 2nd International Conference on Waste Engineering and Management. Shanghai: Curran Associates Inc, 2011: 638-644.
- [7] XIAO J Z, TAWANA M M, WANG P J. Test on the Seismic Performance of Frame Joints with Pre-cast Recycled Concrete Beams and Columns[C]//XIAO J Z, ZHANG Y, CHEUNG M S, et al. Proceedings of the 2nd International Conference on Waste Engineering and Management. Shanghai: Curran Associates Inc, 2011: 773-786.
- [8] CORINALDESI V, LETELIER V, MORICONI G. Behaviour of Beam-column Joints Made of Recycled-aggregate Concrete Under Cyclic Loading[J]. Construction and Building Materials, 2011, 25(4): 1877-1882.
- [9] 张敏政. 地震模拟实验中相似律应用的若干问题[J]. 地震工程与工程振动, 1997, 17(2): 52-58.
- ZHANG Min-zheng. Study on Similitude Laws for Shaking Table Tests[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1997, 17(2): 52-58.
- [10] JGJ 55—2011, 普通混凝土配合比设计规程[S]. JGJ 55—2011, Specification for Mix Proportion Design of Ordinary Concrete[S].
- [11] GB 50010—2010, 混凝土结构设计规范[S]. GB 50010—2010, Code for Design of Concrete Structures[S].
- [12] GB 50011—2010, 建筑抗震设计规范[S]. GB 50011—2010, Code for Seismic Design of Buildings[S].
- [13] 黄志诚. 混凝土后浇框架节点的抗震性能研究[D]. 南京: 东南大学, 2005.
- HUANG Zhi-cheng. Study of Seismic Behavior for R. C Frame Post-cast Joint [D]. Nanjing: Southeast University, 2005.
- [14] XIAO J Z, WANG C Q, LI J. et al. , Shake-table Model Tests on Recycled Aggregate Concrete Frame Structure[J]. ACI Structural Journal, 2012, 109(6): 777-786.
- [15] 朱伯龙. 建筑抗震试验[M]. 北京: 地震出版社, 1989.
- ZHU Bo-long. Building Earthquake Resistant Test [M]. Beijing: Seismological Press, 1989.
- [16] 陈适才, 闫维明, 李振宝, 等. 大型预制混凝土梁柱叠合板中节点整体抗震性能试验研究[J]. 工程力学, 2012, 29(2): 135-141.
- CHEN Shi-cai, YAN Wei-ming, LI Zhen-bao, et al. Experimental Study on Seismic Behavior of Layered Slab and Beam to Column Interior Joints in Precast Concrete Structures [J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(2): 135-141.
- [17] 肖建庄. 再生混凝土[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- XIAO Jian-zhuang. Recycled Concrete [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008.