

基于 SAP2000 预制再生混凝土框架 非线性地震反应分析*

丁 陶, 曹 明, 王少华

(同济大学建筑工程系, 上海 200092)

[摘要] 为研究一个2跨2开间的6层预制再生混凝土框架的地震反应,基于有限元软件SAP2000,采用弱化后浇节点截面面积的方法分别建立了节点截面面积为实际节点截面面积1、0.8、0.75、0.7倍的4个三维框架模型。在8度设防地震水准(0.370g, SHW)作用下对各框架模型进行非线性时程分析,并对非线性时程分析计算值与振动台试验值进行了对比分析。结果表明,此类预制再生混凝土框架的后浇节点截面面积弱化系数在0.75~0.8之间选取较为合适。

[关键词] 再生混凝土; 预制框架; 后浇节点; 截面面积弱化系数; 地震反应分析

中图分类号: TU528.79, TU317.1 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2014)13-0029-05

Nonlinear seismic response analysis on the precast recycled aggregate concrete frame based on SAP2000

Ding Tao, Cao Ming, Wang Shaohua

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

Abstract: In order to study the seismic response of a two-bay, two-span and six-story precast recycled aggregate concrete frame, the method of weakening section area of the post-cast joint was adopted to set up four three-dimensional frame models based on SAP2000 finite element software, in which the ratios of joint section area to the actual joint area were 1, 0.8, 0.75 and 0.7 respectively. Comparison analysis of all the frame models were taken between the nonlinear time-history calculation values and simulating shaking table test values under earthquake intensity level 8 (0.370g, SHW). Results show that the section area weakening coefficient of the post-cast joint is suitable around 0.75~0.8 for this kind of precast recycled aggregate concrete frame structure.

Keywords: recycled aggregate concrete; precast frame; post-cast joint; section area weakening coefficient; seismic response analysis

0 引言

作为绿色建材的再生混凝土,国内外对其材料性能和结构性能都有了较为深入的研究^[1-3]。同时,相关研究表明,预制施工方式不仅具有良好的经济性,同时可以减少在施工过程中产生的建筑垃圾总量,符合当今可持续发展的趋势^[4]。鉴于此,笔者制作了一个6层1/4缩尺的预制再生混凝土模型,并对其进行了地震振动台试验,加深了对该类再生混凝土框架抗震性能的了解^[5]。在振动台试验过程中发现,由于采用预制梁、柱构件,后浇节点与预制构件之间的结合面相对较薄弱,导致后浇节点的抗剪承载力较低,部分节点甚至产生交叉裂缝,核心区域损伤严重。后浇节点成为预制再生混凝土框架结构的薄弱处,是导致整体结构破坏的重要原因之一。

本文采用SAP2000建立三维预制再生混凝土框架模型,通过对后浇节点进行不同程度地弱化处理来对整体结构进行非线性时程分析,模拟预制再

生混凝土框架的地震反应情况,为工程设计和建造提供借鉴。

1 试验概况

1.1 模型材料

模型材料采用再生粗骨料取代率为100%的C30再生混凝土,配合比设计时,再生粗骨料由废弃混凝土破碎、筛分加工而成,粒径范围为5~10mm;细骨料选用河砂;水泥采用海螺牌42.5R普通硅酸盐水泥。配合比为:水:水泥:砂:再生粗骨料=1:1.859:3.202:4.554。模型的再生混凝土材料性能指标见表1。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,镀锌铁丝材料性能指标见表2。

1.2 模型设计与施工

振动台试验中预制再生混凝土框架模型的缩尺比取1/4。试验模型为2跨2开间的6层框架结构,

*上海市科委项目(14231201300)。

作者简介:丁陶,硕士研究生,Email:1130461@tongji.edu.cn。

根据抗规^[6],模型按强柱弱梁的原则进行设计。模型中的配筋和构造要求根据抗规^[6],按抗震设防烈度为8度、建筑场地为II类场地、设计地震分组为第二组的地震区进行设计。模型1~6层层高均为750mm,框架柱截面尺寸为100mm×100mm,框架梁截面尺寸为50mm×125mm。模型的平面布置见图1,模型的后浇梁柱节点详图见图2。模型的梁、柱构件配筋详图见文献[5]。

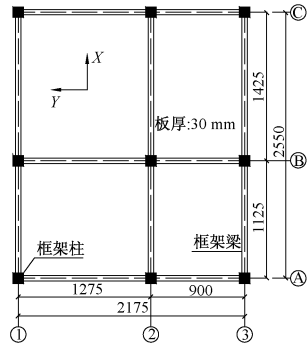


图1 模型平面布置图

预制再生混凝土框架设计时,框架梁设计为预制叠合梁,梁顶钢筋现场绑扎;预制柱采取柱-柱榫式连接,节点区柱钢筋采用焊接连接,节点区和板的混凝土采用后浇。图3为模型的预制梁、柱构件及振动台试验照片。

1.3 地震波选择与测点布置

根据拟建场地条件和试验目的,振动台试验时选定了三种地震波作为模拟地震振动台台面的输入

再生混凝土材料性能指标 表1

再生粗骨料吸水率/%	再生混凝土立方体平均抗压强度/MPa	
	梁、柱构件	后浇节点
8.21	37.0	39.1

镀锌铁丝材料性能指标 表2

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	200
10#	3.32	306	388	200
14#	2.32	252	363	200

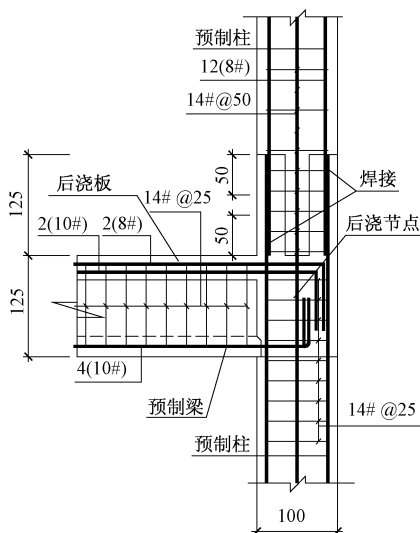


图2 模型后浇节点详图



(a) 预制梁

(b) 预制柱



(c) 振动台试验

图3 模型预制梁、柱构件及其振动台试验照片

波,分别为汶川波(WCW)、El Centro波(ELW)、上海人工波(SHW)。试验共分为35个工况,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度设防)、0.264g(9度多遇)、0.370g(8度设防)、0.415g(7度罕遇)、0.550g(8度罕遇弱)和0.750g(8度罕遇强)。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,从台面输入地震波顺序依次为WCW,ELW,SHW。模型的主震方向为X向,地震波单向输入。框架每层节点处均布置了加速度传感器、拉线式位移传感器,分别用以测量模型的加速度和位移。模型输入加速度时程曲线和测点布置详图见文献[5]。

2 SAP2000 模型建立

2.1 材料本构模型

混凝土受压时的骨架曲线采用Scott等扩展后的Kent-Park材料模型。再生混凝土材料性能的试验研究和理论分析表明,其应力-应变曲线的形状与普通混凝土比较类似^[2,7]。故在再生混凝土框架结构的非线性地震反应分析中,采用具有线性刚度退化特性的Kent-Scott-Park材料模型^[8,9]来考虑箍筋对再生混凝土的约束作用。振动台试验前,通过材料性试验获取再生混凝土骨架曲线的特征参数。有限元模拟时,根据文献[8],[9]中的公式计算出骨架曲线特征点的应力和应变值。在SAP2000分析中,

箍筋约束再生混凝土的本构关系是通过在再生混凝土骨架曲线上从起始应变0开始每隔0.002应变计算出一个应力值,并将所得应变和应力值均输入至SAP2000的方式获得的。钢筋的滞回模型选择了SAP2000自带的Kinematic随动硬化弹塑性模型,该滞回模型适用于具有包辛格效应的金属材料,其特征点取值由钢筋材性试验获得。材料本构定义好后,框架梁、柱和板分别选用SAP2000中的框架单元和壳单元进行实体建模。

2.2 三维框架有限元模型

从试验现象发现,此类框架的构造导致了后浇节点和预制构件之间的结合面相对较弱,后浇节点成为预制再生混凝土框架的结构薄弱处。因此在使用SAP2000软件建立有限元模型时,对预制框架后浇节点区域进行适当的截面面积削弱处理,以模拟预制框架的后浇节点在地震作用下的弱化反应。建立了4个预制再生混凝土框架三维模型:无节点弱化、0.8倍节点弱化、0.75倍节点弱化和0.7倍节点弱化模型。节点截面面积弱化系数是指梁顶的上下125mm柱段柱的截面面积与柱真实截面面积之比或自柱内侧面起50mm梁段梁的截面面积与梁真实截面面积之比。三维框架有限元模型和节点弱化细部分别见图4和图5。

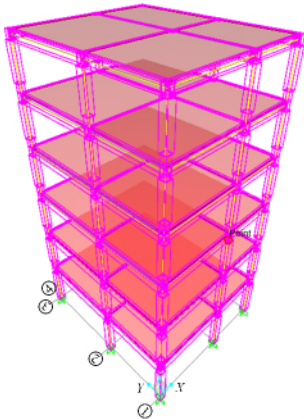


图4 SAP2000 三维模型

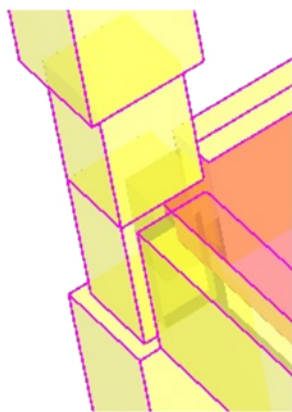


图5 后浇节点弱化示意

2.3 地震波的输入

为了和振动台试验结果相校核,在非线形动力时程分析中,分析步与试验中地震波的输入时间间隔相同,均为0.00736s。为了考虑试验中连续输入地震波的累积损伤效果,在分析过程中,采用地震波串联输入,即把每一个计算工况的输入地震波与前面工况的输入地震波依次连接在一起,形成新的台面地震波进行输入。为了更为真实地反映实际情况,各工况串联的地震波之间加入一段零加速度时间段,以反映后续的输入地震波计算都是在结构完

全静止以后进行的,从而消除自由振动的影响。对每一个工况下得到的动力响应进行非线性模拟时,将前一工况计算结束时的结构应力和变形形态作为后一工况动力分析的初始条件,并利用这样的模拟分析方法考虑结构在多次地震作用下的累积损伤。

3 非线性分析与试验结果对比

从试验现象观察到,当模型在8度设防地震水准(0.370g,SHW)工况时,部分梁、柱和节点区域已经产生裂缝;计算结果也表明,此时预制再生混凝土框架已进入非线性阶段。针对8度设防地震水准(0.370g,SHW)工况,对比研究四种考虑不同节点弱化程度的有限元模型的地震反应计算值与振动台模拟地震试验值,寻找合理的节点截面面积弱化系数,为后续工作和研究提供基础。

3.1 楼层最大位移

各模型X方向楼层最大位移计算值与试验值的对比见图6。由图可见:无节点弱化和3种不同程度的节点弱化模型的楼层最大位移计算曲线与试验曲线的形状大致相同,计算楼层最大位移曲线均为剪切型变形,这与振动台试验结果一致。总体上,各模型的楼层最大位移曲线是很光滑的,没有明显的弯曲点,这表明有无节点弱化的所有框架模型的等效抗侧刚度沿模型高度方向的分布是合理的。

从图6还可以看出:随着节点弱化程度的提高,预制再生混凝土框架结构的楼层最大位移是逐渐增大的。无节点弱化和0.8倍节点弱化模型各楼层最大位移计算值小于试验值,除1、2层外,0.75倍节点弱化和0.7倍节点弱化模型各楼层最大位移计算值大于试验值。相比较而言,0.8倍节点弱化模型楼层最大位移计算值与试验值的误差最小,最大误差出现在2层,为16.08%。

3.2 楼层层间最大位移

各个模型X方向各楼层层间最大位移计算值与试验值的对比见图7。由图可见:无节点弱化和3种不同程度节点弱化模型的楼层层间最大位移计算曲线与试验曲线的分布形式比较接近。除0.7倍节点弱化模型的楼层层间最大位移发生在1层外,其余模型的楼层层间最大位移均发生在2层,其次是1层;2层以上各模型楼层层间最大位移关系为:3层>4层>5层>6层。这与振动台试验结果一致。

从图7还可以看出,随着节点弱化程度的提高,预制再生混凝土框架模型的楼层层间最大位移是逐渐增大的。无节点弱化、0.8倍节点弱化和0.75倍节点弱化模型的1层和2层的层间最大位移计算值

小于试验值,而0.7倍节点弱化模型的1层和2层的层间最大位移计算值大于试验值,4个模型的3~6层的层间最大位移计算值均大于试验值,这可能是由于试验中模型的1层和2层较3~6层损伤严重而SAP2000模型对1~6层节点均进行了弱化导致的。总体来看,0.75倍节点弱化模型的模拟较为合理。

3.3 楼层最大剪力和基底剪重比

各模型X方向楼层最大剪力计算值与试验值的对比见图8。由图可见:无节点弱化和3种不同程度节点弱化模型的楼层最大剪力计算曲线与试验曲线的形状大致相同,各模型的楼层最大剪力的大小均满足:1层>2层>3层>4层>5层>6层。

从图8还可以看出,随着节点弱化程度的提高,再生混凝土框架结构的楼层最大剪力是逐渐降低的。无节点弱化模型和各楼层剪力计算值大于试验值,0.8倍节点弱化模型的楼层最大剪力(除2层和3楼层最大剪力外)、0.75倍节点弱化和0.7倍节点弱化模型的楼层最大剪力计算值均小于试验值。相比较而言,0.8倍节点弱化模型的计算值与试验值的误差最小,最大误差出现在6层,为-8.73%,最小误差出现在1层,仅为-1.85%。

各模型基底剪重比计算值与试验值对比见表3。由表可见,随着节点弱化程度的提高,基底剪重比逐渐减小。这表明随着节点弱化程度的提高,结构的周期不断增大,自振频率不断降低,刚度不断减小。从计算值与试验值的误差来看,0.8倍节点弱化模型误差最小,为-1.85%。

基底剪重比计算值与试验值的对比 表3

内容	试验值	计算值			
		无节点弱化	0.8倍节点弱化	0.75倍节点弱化	0.7倍节点弱化
基底剪重比/%	48.20	51.38	47.31	43.16	42.09
误差/%	—	6.59	-1.85	-10.46	-12.68

注:误差 = [(计算值 - 试验值) / 试验值] × 100%, 表4同。

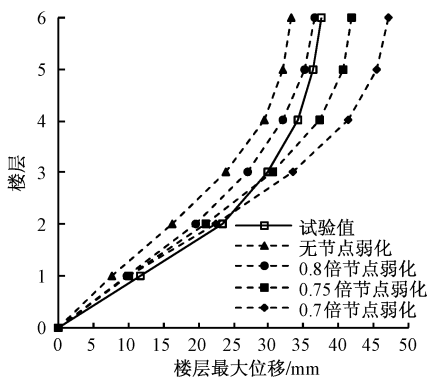


图6 楼层最大位移计算值与试验值的对比

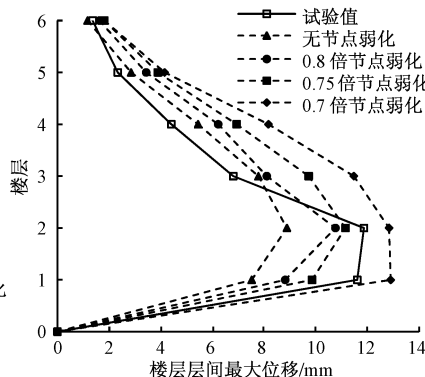


图7 楼层层间最大位移计算值与试验值的对比

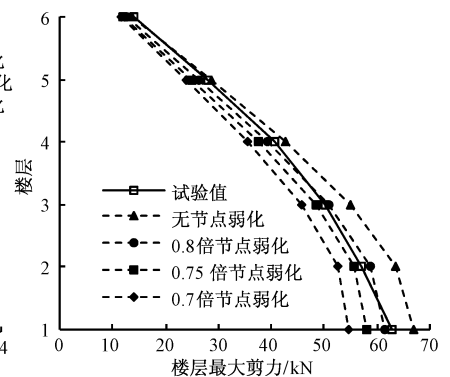


图8 楼层最大剪力计算值与试验值的对比

3.4 整体和层间等效抗侧刚度

由结构基底和层间剪力、顶层和层间位移可计算出结构整体等效抗侧刚度K和层间等效抗侧刚度 K_i ,其计算公式分别为: $K = V/\Delta$ 和 $K_i = V_i/\Delta_i$,其中V、 V_i 分别为模型基底剪力和i层层间剪力; Δ 、 Δ_i 分别为模型顶层位移和i层层间位移。等效抗侧刚度的物理意义是将整体结构等效为单自由度体系,将质量集中于屋顶标高处的抗侧刚度,虽然等效抗侧刚度不是结构的真实抗侧刚度,但是它能在某种程度上反映结构的抗侧能力,可用于基于性能的抗震设计。

各模型整体和层间等效抗侧刚度计算值与试验值的对比分别见表4、图9。由表4和图9可以得到以下结论:采取0.8倍节点弱化模型,则弱化程度偏小,误差在5%范围内;采取0.75倍节点弱化模型,则弱化程度偏大。综上所述,采用0.8倍节点弱化模型较能真实地反映预制再生混凝土框架实际地震反应情况。

整体等效抗侧刚度计算值与试验值的对比 表4

内容	试验值	计算值			
		无节点弱化	0.8倍节点弱化	0.75倍节点弱化	0.7倍节点弱化
整体等效抗侧刚度/(kN/mm)	1.676 2	2.012 4	1.732 3	1.338 7	1.163 6
误差/%	—	20.06	3.35	-20.14	-30.58

3.5 出铰情况

图10为各模型的出铰情况(破坏机制)。图中各模型中的铰均处于生命安全阶段,即初步屈服开裂阶段。从图10可知:无节点弱化模型的破坏机制为混合机制,只有梁端和柱脚开裂屈服而出现塑性铰;0.8倍节点弱化模型在1、2层的部分节点处梁、柱同时开裂,由于SAP2000不能显示节点的破坏,此处可近似将节点处梁、柱同时开裂、梁与柱裂缝发展贯通视为节点区域的裂缝和损伤,因此0.8倍节

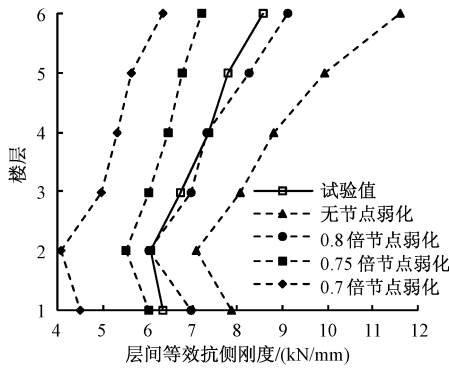


图9 层间等效抗侧刚度计算值与试验值的对比

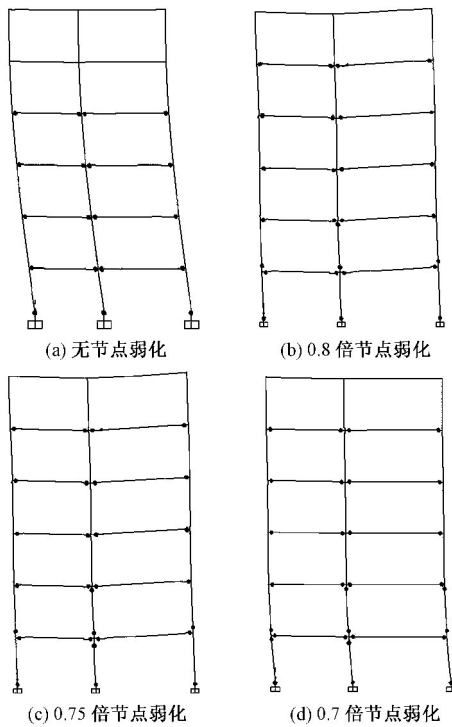


图10 各模型出铰情况

点弱化模型的1、2层节点区域出现裂缝和屈服,节点损伤,在梁柱节点处形成塑性铰区;相对于0.8倍节点弱化模型,0.75倍节点弱化和0.7倍节点弱化模型发生损伤和开裂的节点数目更多,损伤更严重,甚至在1层边柱的节点处,节点X方向两端的梁和上下的柱均开裂屈服而出现塑性铰,可近似认为该节点区域塑性发展更加充分,损伤更为严重。

4 结论

(1) SAP2000数值模拟的模型楼层最大位移曲线均为剪切型,楼层最大位移曲线没有明显的拐点。随着节点弱化程度的提高,预制再生混凝土框架结构的楼层最大位移和层间最大位移是逐渐增大的。0.8倍节点弱化模型的楼层最大位移计算值与试验值误差相对较小。

(2) 随着节点弱化程度的提高,再生混凝土框

架结构的楼层最大剪力和基底剪重比是逐渐降低的。0.8倍节点弱化模型计算精度较高,其1~6层的楼层最大剪力误差均在10%以内。

(3) 随着节点弱化程度的增大,模型的整体和层间等效抗侧刚度不断减小。经其计算值与试验值对比发现,预制再生混凝土框架的节点截面面积弱化系数在0.75~0.8之间选取较合适。

(4) 无节点弱化模型的破坏机制为混合机制,只有梁端和柱脚开裂屈服而出现塑性铰;0.8倍节点弱化模型在1、2层的部分节点处梁、柱同时开裂,并有节点区域的损伤和裂缝的发展;相对于0.8倍节点弱化模型,0.75倍节点弱化和0.7倍节点弱化模型发生损伤和开裂的节点数目更多,损伤更严重。

(5) 针对2跨2开间6层预制再生混凝土框架结构,通过不同节点弱化程度模型的非线性时程计算分析及其与预制再生混凝土框架振动台试验试验值的对比分析可知,此类框架节点截面面积弱化系数在0.75~0.8之间选取较为合理。但需要指出的是,节点截面面积弱化系数的选取与梁、柱的配箍率有关,同时这种弱化后浇筑节点截面面积的方法与结构实际情况还是存在一定差异,因此其适用性还有待进一步研究。

参 考 文 献

[1] HANSEN T C. Recycling of demolished concrete and masonry [M]. London: E & FN Spon, 1992.

[2] 郝彤,石磊,陈晶晶. 再生混凝土物理力学性能试验研究[J]. 建筑结构, 2013, 43(1): 73-75.

[3] 陈丽华,肖飞,柳炳康,等. 不同轴压比下再生混凝土高剪力墙试验研究[J]. 建筑结构, 2013, 43(9): 101-104.

[4] JAILLON L, POON C S, CHIANG Y H. Quantifying the waste reduction potential of using prefabrication in building construction in Hong Kong [J]. Waste Management, 2009, 29(1): 309-320.

[5] 肖建庄,丁陶,范氏鸾,等. 预制再生混凝土框架模型模拟地震振动台试验 [J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2014, 42(2): 190-197.

[6] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.

[7] 肖建庄. 再生混凝土单轴受压应力-应变全曲线试验研究[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2007, 35(11): 1445-1449.

[8] SCOTT B D, PARK R, PRIESTLEY M J N. Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates [J]. ACI Journal, 1982, 79(1): 13-27.

[9] MANDER J B, PRIESTLEY M J N, PARK R. Theoretical stress-strain model for confined concrete [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1988, 114(8): 1804-1826.