

框架高剪压比中间层中节点抗震性能试验研究*

傅剑平¹, 朱爱萍², 陈小英¹, 白绍良¹

(1. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045; 2. 中国建筑科学研究院 结构所, 北京 100013)

摘要: 完成了5个接近足尺的不同轴压比的高剪压比钢筋混凝土框架中间层中节点平面梁柱组合体的低周变加载试验, 弥补了国内外抗震节点试验在剪压比高参数区试验数据的不足。通过较全面测试和分析梁筋在节点中的粘结及滑移规律、节点水平箍筋各肢的受力规律以及组合体的滞回耗能及刚度变化规律, 进一步揭示了这类节点的剪力传递机构特征、损伤发育特征及其综合抗震性能, 为完善设计规范和在框架非弹性动力反应分析中建立更合理的分析模型和滞回模型提供了依据。

关键词: 钢筋混凝土; 抗震性能; 梁柱节点; 剪压比; 轴压比

中图分类号: TU317.1 **文献标识码:** A **文章编号:** 1006-7329(2006)01-0040-07

Experimental Research on the Seismic Behavior of the Interior Joint with High Shear - Compression Ratios in the Frame

FU Jian - ping¹, ZHU Ai - ping², CHEN Xiao - ying¹, BAI Shao - liang¹

(1. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China; 2. China Academy of Building Research, Beijing 100013, P. R. China)

Abstract: The reversed cyclic loading tests of 5 nearly full - scale beam - column assembly specimens with high shear - compression ratio under different axial loads in reinforced concrete plane frames have been completed, which cover the shortage in the field of high shear - compression parameter among seismic joint experiments in the world. Based on relatively complete measuring and analyses of the law for the bond and slip of the beam bar through the joint, the stress of the level stirrup legs and hysteretic dissipated energy and the change of rigidity, the characteristic of shear transfer mechanisms and damage development and comprehensive seismic behavior of the assembly are proposed in this paper. It makes it possible to improve design codes and to establish relatively reasonable analytic modes and hysteretic modes in inelastic dynamic response analyses of the frame.

Keywords: reinforced concrete; seismic behavior; beam - column joint; shear - compression ratio; axial load ratio

梁柱节点是保证抗震框架实现其设防目标的关键部位, 主要传递由梁、柱端平衡条件所决定的较大节点剪力(该剪力通常比柱剪力大4到5倍), 且受力复杂。近年来对节点传力机理的认识正日趋深入, 抗震设计方法也处在不断优化的过程中。各国设计规范中的抗震节点设计方法虽不完全相同, 但均包含有对节点抗剪上限条件的规定。各国剪力上限规定有一定差异, 其中我国规定相对偏宽松(即所规定的剪力上限 $V_j = 0.3f_c b_j h_j$ 在各国规定中相对偏高)。对工程设计的调查发现, 当梁的跨度偏大, 特别是梁上竖向荷载较大时, 不乏节点剪压比非常接近规定的上限, 甚至有因超过了上限而不得不调大柱截面或调高节点混凝土强

度等级的情况。但检查已广泛收集的国内外试验结果后发现, 在同时公布有其滞回性能的试验结果中, 剪压比大于0.26的试件尚属空缺, 因此急需补充此类试验, 以验证我国抗震节点抗剪公式(包括剪力上限)的合理性。

此外, 轴压比对节点抗震抗剪性能的影响也是一个急待澄清的问题。这是因为在此次修订前的我国规范中, 国内外均缺乏有关试验对比结果, 故只能参考新西兰规范做法, 按轴压比对柱端抗震抗剪性能的影响规律, 在节点中考虑了轴压比的有利影响。但随后在已完成的剪压比 $V_j/f_c b_j h_j$ 小于0.3而轴压比不同的对比试验中已发现, 因节点抗剪机理与柱不同, 在剪压比

* 收稿日期: 2005-09-10

基金项目: 国家自然科学基金面上项目支持(59878056)

作者简介: 傅剑平(1953-), 男, 辽宁本溪人, 教授, 博士, 从事钢筋混凝土结构基本性能及抗震性能研究。

进入中等及偏大范围后,轴压比的增大对节点抗剪反而有不利影响(即减小了节点发生剪切失效时组合体的延性)。因此在修订后的设计规范中对 9 度区不再考虑轴压比的有利影响,但对非 9 度的一、二级抗震等级框架节点仍保留了轴压比的有利影响,只适度降低了有利影响的程度。为此,也有必要考察在更高剪压比条件下轴压比的变化对节点抗震抗剪性能的影响。

基于以上目的,完成了 5 个试验剪压比 $V_j/f_c b_j h_j$ 在 0.31 到 0.38 之间,试验轴压比 $N/f_c b_c h_c$ 在 0.15 ~ 0.45 之间(相当于设计轴压比大致在 0.3 到 0.9 之间)的中间层中节点梁柱平面组合体(见图 1)的低周交变加载试验。现将试验及分析结果综述如下。

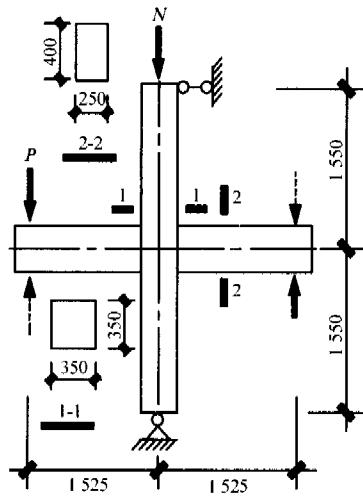


图 1 试件尺寸及加载方式

-2002 的规定进行设计。试件均为节点边缘梁端纵筋先达屈服,在随后逐步加大组合体变形的循环加载过程中节点在不同位移延性下发生剪切失效。通过对各试件节点区取用不同的剪压比、不同的轴压比和不同的配箍特征值($\Sigma A_{sv} f_{yv}/f_c b_j h_j$ 或 $\rho_{sv} f_{yv}/f_c$, 其中 ΣA_{sv} 为节点水平箍筋全部截面面积, f_{yv} 为其屈服强度)考察这三个主要参数对节点性能的影响。各试件梁筋贯穿段的 h_c/d_b 值均恰好满足规范最低要求。有关比值 h_c/d_b 大小对节点性能的影响将另组织试验进行研究。试验中所完成的详细测试内容及手段已在文献 [6,7] 中作过说明,此处不再重述。各试件主要参数、失效方式以及节点失效时组合体所达到的位移延性系数 μ_Δ 见表 1。各试件在 $V_j/f_c b_j h_j - \rho_{sv} f_{yv}/f_c$ 坐标中的位置及其与规范 9 度区以及规范 9 度区以外一、二级抗震等级节点抗剪公式的关系见图 2。

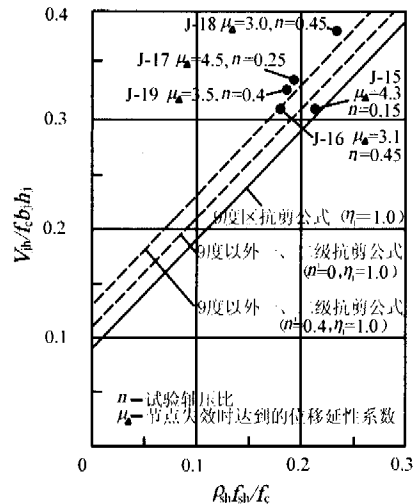


图 2 各试件参数取值与我国规范节点抗剪公式的关系

1 试验方案及试件特征

试验采用的加载方案及试件尺寸如图 1 所示。文中各试件均参照我国《混凝土结构设计规范》GB50010

表 1 试件的主要数据及失效方式

试件名称	梁上部纵筋用量及其实测屈服强度		梁下部纵筋用量及其实测屈服强度		柱一侧纵筋用量及其实测屈服强度		节点正面或背面柱构造纵筋量及其实测屈服强度		实测混凝土立方强度 f_{cu150} N/mm ²	试验剪压比 $V_j/f_c b_j h_j$	试验轴压比 $N/f_c b_c h_c$	节点配箍量、箍筋实测屈服强度	配箍特征值 $\rho_{sv} f_{yv}/f_c$	试件失效方式	节点失效时达到的 μ_Δ	
	mm	N/mm ²	mm	N/mm ²	mm	N/mm ²	mm	N/mm ²								
J-15	6Φ18	400	4Φ18	400	5Φ18	400	1Φ14	380	29.6	0.310	0.15	7Φ12	370	0.213	YB	4.5
J-16	6Φ18	400	4Φ18	400	4Φ14	375	1Φ14	380	30.7	0.310	0.45	6Φ12	370	0.180	YB	3.0
J-17	7Φ18	344	4Φ18	344	4Φ18	344	1Φ14	366	27.4	0.338	0.25	7Φ12	311	0.193	YB	4.5
J-18	7Φ18	397	4Φ18	397	4Φ16	359	1Φ14	389	26.2	0.383	0.45	7Φ12	360	0.234	YB	3.0
J-19	6Φ18	378	3Φ18	378	4Φ14	364	1Φ14	364	25.4	0.328	0.40	7Φ12	278	0.186	YB	3.5

注:①表中 f_{cu150} 为与该试件同条件养护的一组三个 150 mm 立方体实测抗压强度的平均值;②梁纵筋直径为 18 mm, $h_c/d_b = 19.4$; 其中 h_c 为沿受力方向的柱截面高度, d_b 为梁纵筋直径;这一比值接近规范对一、二级抗震等级规定的 $h_c/d_b \geq 20$ 的条件;③上部梁筋为 7 根或 6 根时均按两排放置,其中外面一排布置 4 根钢筋;试件上、下部梁筋均贯穿节点;④试件梁、柱纵筋的保护层均为 20 mm;⑤节点失效时的位移延性 μ_Δ 取为各试件极限位移与屈服位移的比值,其中极限位移指试件梁外端荷载值降至该方向曾达到的最大值的 85% 时的梁外端沿加载方向的位移值,屈服位移指梁外端对应于节点侧边梁受拉纵筋屈服时的位移值;⑥ YB 表示在梁筋屈服后组合体达到一定位移延性时,节点核心区混凝土在核心区水平箍筋全面屈服后发生斜向压溃型剪切失效。⑦表中试验轴压比中的 N/f_c 均取各试件试验中的实测值。

2 试验结果及分析

2.1 贯穿节点梁筋的粘结性能及滑移特征

贯穿节点的梁纵筋段和柱纵筋段的粘结性能是影响节点核心区两种抗剪机构分担剪力份额以及组合体滞回耗能性能的重要因素^[2,3]。在图 3 中给出了 5 个

试件上部梁筋各位移延性下的第一个正向加载循环达到峰值位移时实测的上部梁筋贯穿段的应变分布,下部梁筋及柱筋的应变分布限于篇幅从略,可参见文献[9、10]。根据节点左、右边梁筋的应力差和贯穿长度求出平均粘结应力 τ ,并进一步算得比值 τ/τ_u 。该比值随位移延性的变化情况如图4所示。其中 τ_u 为《钢筋混凝土结构设计规范》确定钢筋临界锚固长度时,

由临界锚固段上测得的锚固钢筋拉拔力恰好等于屈服拉力时的锚长算得的平均粘结应力。之所以使用 τ/τ_u 是为了通过 τ_u 消除钢筋直径及混凝土强度等对粘结规律的干扰。从图4中五个试件的实测 $\tau/\tau_u - \mu_\Delta$ 关系与本文作者所在研究组已完成的14个中、低剪压比试件的 $\tau/\tau_u - \mu_\Delta$ 关系的综合对比结果可以看出以下特点:

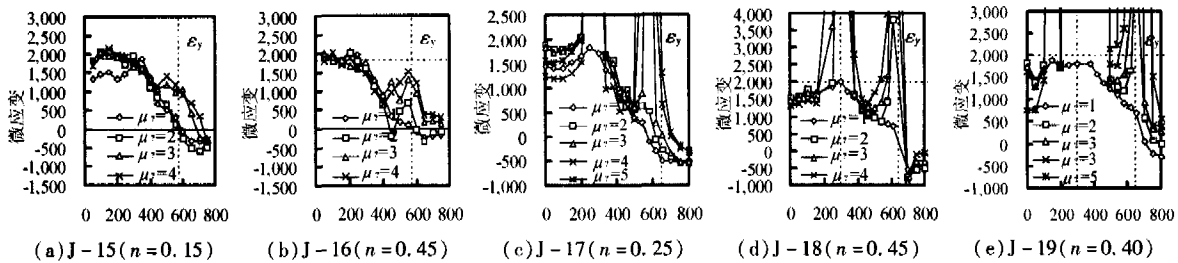


图3 各试件上部梁筋贯穿段在不同 μ_Δ 第一循环峰值位移状态下的实测应变分布

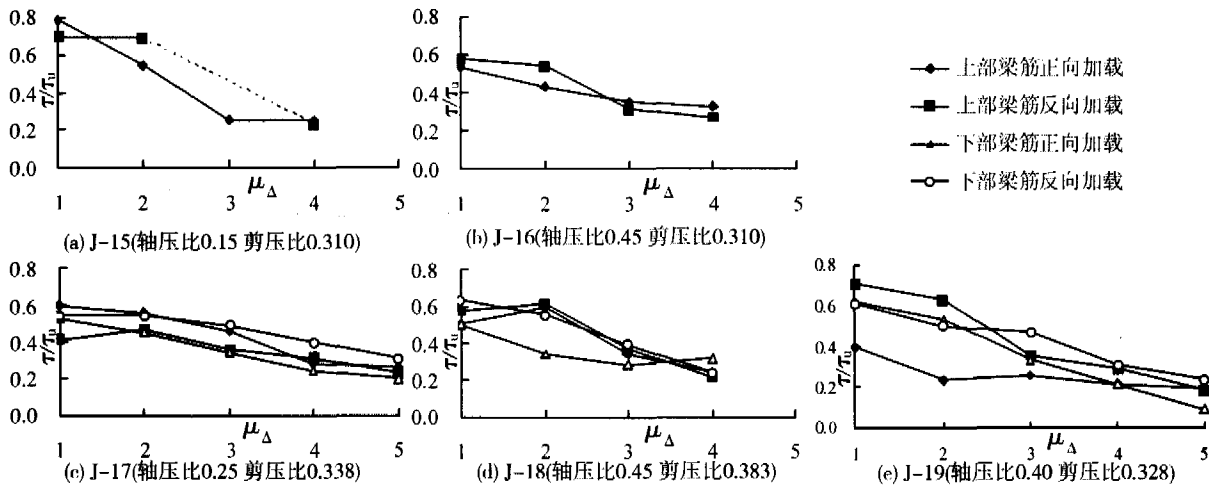


图4 试件实测的 τ/τ_u 值随组合体 μ_Δ 的退化规律

1) 轴压比的增大对梁筋粘结性能总体上有有利影响,这是因为竖向压力有助于增大水平梁筋的滑动阻力;

2) 剪压比增大后,因梁筋根数增多,相互间距减小,与梁筋根数少,周围粘结环境更好的较低剪压比试件相比,粘结条件会逐步有所退化,这导致 τ/τ_u 随剪压比增大而有所降低;

3) 随着延性增大,梁筋正、反向受力交变的次数增加,有时还常伴有屈服区向节点中部的扩展(屈服渗透),梁筋贯穿段的粘结条件将逐步退化。因此,各试件的 τ/τ_u 均随试件非弹性变形的增大而逐步下降;

4) 从图3实测结果可以看出,几乎所有试件的梁筋屈服区都将随着组合体非弹性交替变形的增大而逐步向节点区内发展,但贯穿段中部总还有或长或短的一段梁筋保持了原有的粘结能力,从而使节点左、右侧梁内钢筋一侧受拉,另一侧受压或轻度受拉的基本态势,特别是在剪压比和轴压比都高的试件中始终保持未变。

由于在相同的 μ_Δ 下 τ/τ_u 随轴压比的增大而略有提高,但随剪压比的提高而略有下降,因此当轴压比和剪压比都较大时, τ/τ_u 值并不一定比中等轴压比和剪压比时更高,但 τ/τ_u 随 μ_Δ 增长而退化的趋势却是在任何轴压比和剪压比下都存在的。

至于 τ/τ_u 与轴压比、剪压比和 μ_Δ 的定量关系将在另文中通过综合分析各类轴压比和剪压比下的实测结果后给出。

针对图3的梁筋贯穿段应变分布还需要指出的是,如后面图11所示,高剪压比试件的节点核心区在较大的非弹性变形状态下出现多而密的交叉斜裂缝,而其中轴压比较大的试件还将在这些斜裂缝中沿每个斜向各形成一条主斜裂缝,如示意图5中处在被主拉应力拉开状态的裂缝ef和被主压应力趋向于压闭合但实际并未完全闭合的裂缝ad。而且试验中观察到,当例如图5中上部梁筋向右滑动时,节点右侧边梁内垂直裂缝ag并未重新张开,而是把尚未完全闭合的斜裂缝ad的右上角段(图5中的ab段)进一步拉

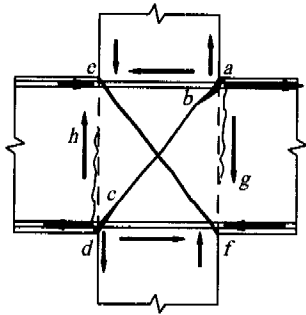


图5 非弹性变形较大状态下高剪压比高轴压比节点主裂缝开闭示意图

正是由于这一原因,在图3所示试件J-17、J-18和J-19的上部梁筋贯穿段中形成了左、右两段高拉应变区。其中右侧极高应变区自然是因右侧梁的负弯矩使上部纵筋屈服而出现的屈服渗透区,而左侧高应变区的形成则很可能是以下两种现象的重叠:一是在此前的反向受拉状态下因e点附近钢筋受拉屈服形成

的极高应变在卸载和受力反向后因高轴压力导致的贯穿段中部滑移不畅而残留的拉应变;二是在第一个现象的基础上,因核心区主拉应力使主斜裂缝ef重新张开而进一步叠加上去的拉应变。轴压比很高的试件J-16虽未形成明显的左、右两个高应变区,但在梁端受压一侧的贯穿段上也出现了拉应变局部增大的现象,其原因与上述解释类似。以上现象是剪压比和轴压比同时较高的试件的特有现象。试件J-15因轴压比较小未形成明显的主斜裂缝,故这一现象不明显。各高轴压比试件下部梁筋贯穿段的受力也存在类似的特点。

在图6中给出了本文试件上、下部梁筋在各非弹性变形状态下相对于柱边的水平滑动(J-15和J-16的梁筋水平滑动规律因试验时间较早,量测数据不充分而未将其列出),正值为滑出量,负值为推入量。从中可以得出以下规律:

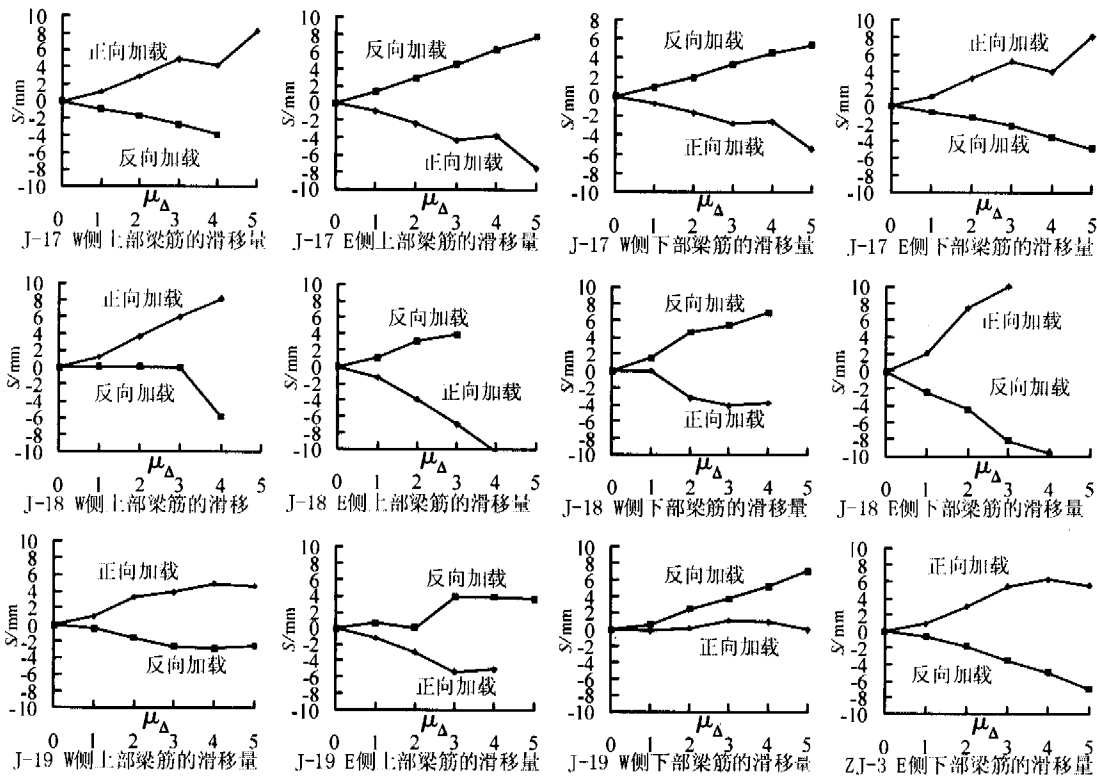


图6 各试件梁筋在不同的 μ_{Δ} 下第一循环最大位移状态下实测的滑动量

(图中正向加载指组合体W一侧梁外端受向下荷载作用,E一侧梁外端受向上荷载作用;反向加载指荷载作用方向相反)

1) 随着组合体非弹性变形的增大,如上面所述,梁筋粘结状态逐步退化,故不论滑出量还是滑入量均随 μ_{Δ} 而不断增长。

2) 以反向加载的上部梁筋为例,如图7所示,此时试验组合体E侧上部梁筋从节点中滑出,滑出量为 Δ_{uE} ,而组合体W侧上部梁筋滑入节点,滑入量为 Δ_{uW} 。实测结果表明,总是 $|\Delta_{uE}| > |\Delta_{uW}|$ 。这是因为从图7所示的几何关系可以明显看出,同一根梁筋在同一个

受力状态下的一侧滑出量应等于另一侧的滑入量与该梁筋贯穿段的总伸长之和;或者说,滑入量即为该梁筋的整体滑动量。从图6中的实测结果不难看出,从 $\mu_{\Delta} = 1.0$ 开始,在滑出量中就总是整体滑动量占的比重很大,而贯穿段伸长量占的比重较小。经核算可以证实这是与贯穿段的实际高粘结受力状态相符的。

3) 若对比剪压比相近的试件J-17和J-19,则可发现轴压比偏高的J-19的梁筋滑动量均小于轴压

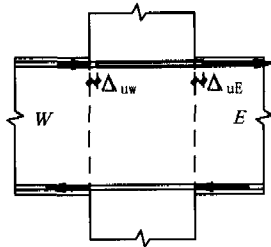


图7 节点上部梁筋在图6反向加载条件下的滑动情况($\Delta_{ue} > \Delta_{uw}$)

比偏低的试件 J-17;而对于轴压比相差不很显著的试件 J-18 和 J-19,则可发现剪压比偏大的试件 J-18 的梁筋滑动量均大于剪压比偏小的试件 J-19。这种剪压比增大对滑动量的不利影响(增大滑动量)和轴压比增大对滑动量的有利影响(滑动量减小)与前面所述剪压比和轴压比对梁筋贯穿段粘结性能的不同影响趋势是一致的。

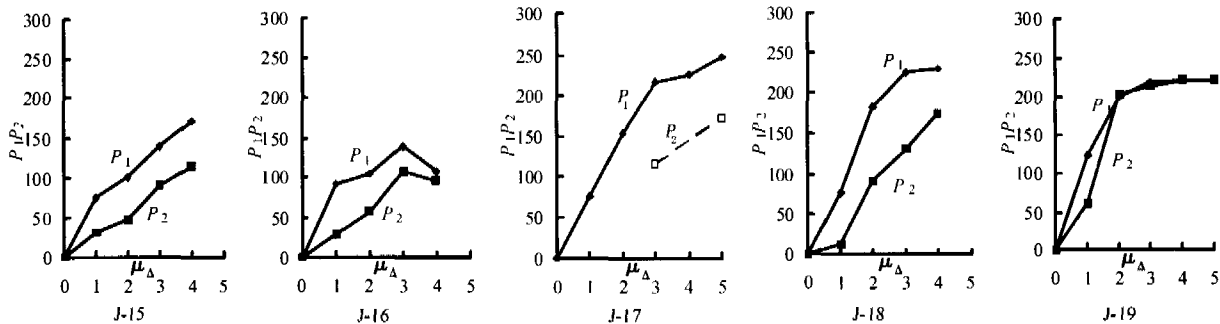


图8 各试件节点区平行受力方向与垂直受力方向水平箍筋拉力随 μ_{Δ} 的变化规律

桁架机构的拉力随梁筋贯穿段的粘结退化和滑移增大而逐步降低;垂直受力方向的箍筋不参与桁架作用,其拉力仅表现为对核心区斜压混凝土的被动约束。当节点箍筋还未屈服时,箍筋有足够的潜力承担由节点混凝土变形产生的被动约束力。随着组合体位移的增大,箍筋的肢陆续屈服,箍筋变形继续增大,但应力不再提高,不能为节点混凝土提供更大的约束力。若箍筋各肢基本上同时达到全面屈服时,两个方向的箍筋拉力就将基本同时达到最大值, J-19 就是这种情况。这种现象表明,在加载后期箍筋的作用已主要不在直接抗剪,而是为核心区混凝土提供足够的约束,使混凝土能保持足够的抗斜压能力和变形能力,避免由核心区混凝土破碎导致的节点核心区剪切失效发生过早。由此说明节点水平配箍值的多少影响了核心区混凝土斜向压溃的快慢,是决定节点抗震性能好坏的重要因素。

2.3 组合体的滞回特征

在试验中对每个试件均分别记录了组合体的 W 侧梁外端和 E 侧梁外端竖向荷载-竖向位移滞回曲线。由于竖向位移体现了上、下柱段,左、右梁段和节

2.2 节点水平箍筋对节点受力性能的作用

为了了解节点箍筋各肢的受力状况,本组试验的每个试件均在每根水平箍筋的四个箍肢上各布置了三个应变片,用于量测箍筋在各个位移延性下的应变。图 8 给出了各个构件平行于受力方向和垂直于受力方向箍肢总拉力 P_1 和 P_2 的实测结果。其中 P_1 为平行于受力方向的各个箍肢由实测应变平均值算得的拉力之和(其中应变超过屈服应变时,应力均取为屈服应力), P_2 为垂直于受力方向各箍肢由实测应变平均值算得的拉力之和。由图 8 可知一般情况下 P_1 总是大于 P_2 的(J-19 在三倍位移后二者相等),这是因为节点核心区存在斜压杆机构、桁架机构及箍筋的约束效应;平行于受力方向的箍肢由始至终都要承担部分桁架机构的主拉应力并发挥对受斜向压应力作用的核心区混凝土的被动约束作用(即受约束拉力作用),其中

点区变形的综合效果,故能反映组合体的总体受力特征。因 W 端和 E 端测得的滞回曲线相当接近,故在图 9 中只给出每个试件实测两条滞回曲线中的一条。

观察图 9 中各试件的滞回曲线可以看出,所有试件的滞回线再加载段均表现出程度不等的“捏拢”现象,但轴压比偏小的试件这一现象明显偏重,而且直到非弹性变形很大的循环,这一现象依然明显;而在轴压比较大的试件中这一现象相对偏轻,特别是在非弹性变形相对较大的循环中,“捏拢”现象已不明显。本文作者认为,“捏拢”现象是由试件刚度的变化产生的,即由试件反向再加载的各类裂缝闭合过程所引起。在全部 5 个试件中裂缝可主要分为以下三类:一类是由梁筋较大的粘结滑移在节点角部引起的较宽斜裂缝(见图 5 中的裂缝 ab 段和 cd 段)或节点侧边较宽的梁端垂直裂缝;第二类是节点区由斜向主拉应力引起的交叉斜裂缝;第三类则是弯矩和剪力在左、右梁段和上、下柱段内引起的垂直裂缝或斜裂缝。当节点在一个方向受力时,相应部位的这三类裂缝张开;但在试件进入非弹性受拉状态后,这些裂缝在这一方向荷载卸去后并不能完全闭合;反向加载(再加载)时因各未闭

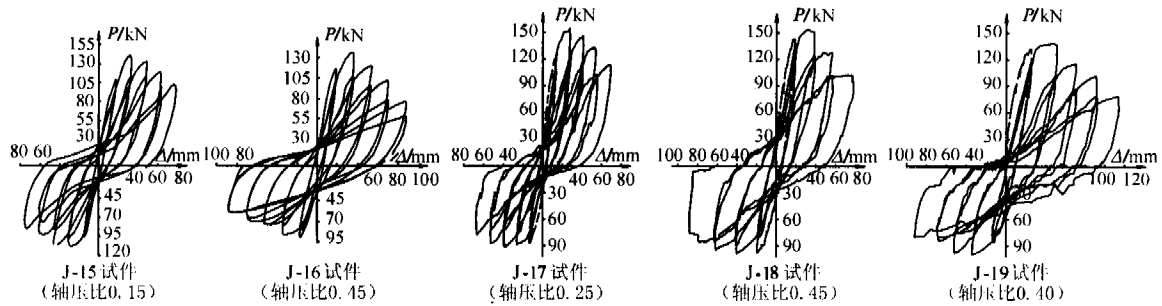


图 9 各试件梁外端竖向力-竖向位移滞回曲线

合裂缝两个界面尚无法直接传递压力,导致试件再加载刚度明显下降;只有当变形增大到裂缝重新闭合后,试件刚度才会重新升高。在轴压比较小的试件中,图 5 所示 *ab*、*cd* 裂缝一般不出现,梁筋滑移主要表现为节点相应一侧梁内端垂直裂缝的张开。这类试件在反向受力后裂缝能重新闭合,即试件刚度能够重新提高,因此这类试件的“捏拢”现象可以保持到最后。而轴压比较大的构件,因梁筋滑移引起的是图 5 所示的斜裂缝 *ab*、*cd*,进入反向加载状态后,这种裂缝的宽度虽有一定减小,但因受核心区相应方向主拉应力影响并不能完全闭合;由于梁筋滑移对试件刚度所起作用较大,这种裂缝不能闭合的现象将使这类试件的滞回圈在大的非弹性变形循环中只有刚度退化,而“捏拢”现象不明显。

正因为以上现象,使三个轴压比较大的试件 J-16、J-18 和 J-19 的反映单圈塑性耗能相对大小的粘滞阻尼系数 h_{eq} 比两个轴压比较小试件 J-15 和 J-17 的 h_{eq} 明显偏大,而且前三个试件的 h_{eq} 还随 μ_{Δ} 的增大持续增长(图 10),但这并不说明前三个试件的综合性能更好。这是因为其 h_{eq} 偏大是与刚度在再加载过程中不再重新上升相联系的,而刚度不再上升又导致组合体承载能力更快退化。

从图 9 看出滞回曲线的第二个特点是,随着轴压比的降低,骨架线的强度随 μ_{Δ} 增长而退化的现象减轻,反之则加重。这是因为节点核心区混凝土虽受相当数量水平箍筋的约束,但随着轴压比的增大,它所承

担的主压应力会明显增大,主压应力方向与水平轴的交角也会逐步增长。但因所试验的三个高轴压比试件的节点箍筋数量仅按节点抗剪公式规定的规律随剪压比的增大而增长,并未专门考虑轴压比偏高所带来的这一不利影响,因此与相同剪压比的轴压比偏低的试件相比,其混凝土的斜向抗压能力随 μ_{Δ} 增长的退化趋势自然会相应加快。

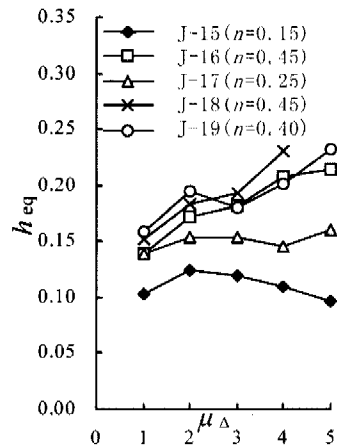


图 10 各试件不同非弹性变形第一循环的 h_{eq} 变化规律

与所有约束较强的混凝土类似,受箍筋约束的节点核心区混凝土的强度也是随 μ_{Δ} 的增长而逐步退化的,而不会出现突然压溃。因此只能根据人为规定的强度退化程度(例如退到该方向曾经达到的最大竖向力的 85%);来判定节点是否剪切失效。

终止试验后典型试件节点区的外观如图 11 所示。



图 11 终止试验后典型试件节点区外观

3 结语

1) 梁筋贯穿段的粘结特征对节点抗震性能有较重要影响。对试验结果进行综合分析后发现,粘结性能将随剪压比的升高而有所退化,随轴压比的升高而有所改善,且随组合体非弹性变形得增长而退化。因此,在进一步拟合梁筋贯穿段粘结性能规律的表达式时,除混凝土强度、钢筋直径等因素外,应综合考虑剪压比、轴压比和所达到的非弹性变形状态这三个主要参数的影响。

2) 完成的剪压比不小于0.3的节点组合体试验结果表明,试件的滞回耗能能力虽有差异,但都还能够满足要求。而组合体在节点剪切失效时的所达到的位移延性(以组合体承载力降至最大承载力的85%时的位移延性为准)即使在试验轴压比达到0.4~0.45的水准时(相当于设计轴压比大致为0.8~0.9时),仍可保持不低于3.0的水平。至于这样的位移延性水准是否能满足在大震下节点区依然不发生剪切失效的这一抗震基本要求,目前正在通过对典型结构的系列非线性动力反应分析进行识别。若需将位移延性保持在4.0的水准上,则如本文图9和图10规律所示,对于高剪压比节点,应考虑在目前抗震抗剪公式的基础上随轴压比的增大进一步适度增大节点的配箍量(即在节点抗震抗剪公式中考虑轴压比对组合体延性能力的不利影响)。

3) 从试验结果来看,若取直交梁和现浇板的约束系数为 $\eta_j = 1.0$,即不考虑其有利的约束效应,则现行规范所取的 $V_j = 0.3f_c b_j h_j$ 的节点剪力上限应是可以继续使用的。但 η_j 的取值大小仍是一个值得关注的重要问题。在修订前的GBJ10-89规范和GBJ11-89规范中,参考了美国ASCE-ACI352委员会设计建议^[8]中的经验做法(经查证此经验做法并无试验依据),并结合我国情况,对各类抗震等级在直交梁尺寸满足规范要求的前提下均取 $\eta_j = 1.5$,这相当于将节点剪力上限由 $V_j = 0.3f_c b_j h_j$ 提高到 $V_j = 0.45f_c b_j h_j$ 的惊人高度。此次修订规范,考虑到日本学术界^[11]不主张取过大 η_j 值的建议(因两个正交方向的梁都可能在

大震下进入屈服后的较大非弹性变形状态),将9度区的 η_j 由1.5降至1.25,但对9度以外的一、二级抗震等级节点则维持 $\eta_j = 1.5$ 未变。作者认真查看了国内外带现浇板和直交梁节点组合体的双向交替加载试验结果,可看出直交梁和现浇板的存在对节点剪切失效时组合体所能达到的位移延性有一定帮助,但其有利作用决达不到将 η_j 取为1.5的程度。据此,并结合日本学者建议,认为:在任何设计条件下均不宜将 η_j 值取成大于1.2。

参考文献:

- [1] GB 50010-2002, 混凝土结构设计规范[S].
- [2] 傅剑平. 钢筋混凝土框架节点抗震性能与设计方法研究[D]. 重庆:重庆大学,2002.
- [3] 傅剑平,张川,白绍良. 钢筋混凝土抗震框架节点各机构传递剪力的定量分析[J]. 建筑结构,2005,(1):91-96.
- [4] Standard Association of New Zealand, New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures, NZS3101[S]. 1995.
- [5] 粘结锚固专题组. 钢筋混凝土粘结锚固的研究及设计建议[J]. 建筑结构,1986,(4):2-12.
- [6] 傅剑平,陈小英,陈滔,等. 中低剪压比框架节点抗震机理的试验研究[J]. 重庆建筑大学学报,2005,27,(1):41-46.
- [7] 傅剑平,张笛川,陈滔,等. 中等偏高剪压比抗震框架节点传力机理及非弹性反应性能的试验研究[J]. 重庆建筑大学学报,2005,27(6):84-90.
- [8] ACI-ASCE Committee 352, Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures[S]. 1991.
- [9] 朱爱萍. 高轴压比高剪压比框架中间层中节点试验及分析[D]. 重庆:重庆大学,2005.
- [10] 林东. 高轴压比下钢筋混凝土框架中间层中节点抗震性能试验研究[D]. 重庆:重庆建筑大学,2000.
- [11] K. Kitayama, S. Otani and H. Aoyama, Develop of Design Criteria for RC Interior Beam-Column Joints[A]. Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance[C]. SP-123, ACI, Detroit, 1991, 145-165.