

文章编号:1000-582X(2009)09-1086-07

小跨高比对角斜筋连梁抗震性能的试验

皮天祥,傅剑平,白绍良,易波,詹林

(重庆大学土木工程学院,重庆 400030)

摘要:完成了 6 个跨高比分别为 1.0、1.5、2.0 和 2.5 对角斜筋连梁试件的低周反复加载试验,分析了该类连梁的裂缝发育及破坏、延性、刚度退化以及滞回耗能性能等。结果表明,适当配筋的对角斜筋连梁具有比普通配筋连梁更好的抗震性能,可在剪压比为 0.20 的条件下达到不低于 3.5 的弦转角延性以及良好的耗能性能。在经试验识别的受力性能基础上提出了小跨高比对角斜筋连梁以主斜拉杆-压杆模型和箍筋桁架模型作为主要传力体系的受力机理。

关键词:对角斜筋连梁;抗震性能;压杆

中图分类号: TU375.1

文献标志码: A

Experiment research on aseismatic capability of diagonally crossing reinforced coupling beams with the small ratio of span to depth

PI Tian-xiang, FU Jian-ping, BAI Shao-liang, Yi bo, ZAN lin

(College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400030, P. R. China)

Abstract: Low frequency cyclic loading experiments are carried out with six diagonally crossing reinforced coupling beams. The ratio of the span to depth is 1.0, 1.5, 2.0 and 2.5. The paper analyzes the behavior of crack development, failure mode, ductility, stiffness degeneration, hysteretic and energy dissipation of these specimens. The results show that the aseismatic behavior of properly reinforced diagonally cross reinforced coupling beams is better than conventionally reinforced coupling beams, and this kind coupling beam can get no less than 3.5 chord rotation ductility at the 0.20 ratio condition of shear to compression. For diagonally crossing reinforced coupling beams with the small ratio of span to depth, the mechanism of the main force transfer system is the main diagonal strut-tie model and stirrup truss model

Key words: diagonally crossing coupling beams; aseismatic capability; struts

高层剪力墙结构中中小跨高比连梁是保证结构体系抗震性能的重要构件,在大震作用下它首先屈服并在结构中起主要的耗能作用。但已有研究表明^[1],由于这类连梁在地震作用下剪力-弯矩比较大,必须设法采取专门措施方能保证其在达到强震下所需的位移延性之前不发生剪切破坏。为此,目前国内、外研究者主要提出了以下几种配筋办法:1)在普通配筋连梁中增设对角斜向暗柱的配筋方案^[2-4],这类连梁具有很好的抗震性能,但因其施工

难度大,目前国内只有个别工程使用;2)在普通配筋连梁中增设菱形筋的配筋方案^[5-6],试验结果显示,尽管双向菱形筋能有效地约束连梁腹板核心混凝土,推迟其的失效过程,但连梁强度及刚度均较小;3)进一步降低抗剪能力上限值和增大普通箍筋用量的方案^[7],这是目前中国抗震小跨高比连梁中使用最多的配筋方案,由于该方案无法避免发生穿过梁端混凝土斜压破碎区并沿受拉区较陡斜裂缝发生的特有“滑移型剪切破坏”,故其位移延性能力较低。

收稿日期:2009-04-10

基金项目:教育部高等学校博士学科点专项科研基金资助项目(20010611021)

作者简介:皮天祥(1973-),男,重庆大学博士,主要从事钢筋混凝土结构方向的研究,(E-mail)pitianxiang@163.com。

4)文献[1]提出的在普通配筋基础上增设对角斜筋和菱形筋的小跨高比连梁配筋方案,经试验分析表明该配筋方案连梁在跨高比不超过 2.5 的范围内的 高低不等的剪压比条件下(上限可达 0.25 以上)表现出抗震延性设计所需的良好延性和塑性耗能能力。但因这种配筋方案包括交叉斜筋和 L 形筋(菱形筋),施工虽比交叉暗柱方案明显简化,但施工仍偏复杂。

故在国内、外已有试验研究工作的基础上^[8-9]开展了在普通配筋连梁中增设对角交叉斜筋的小跨高比对角连梁的抗震性能的试验研究,以进一步识别这类配筋连梁在满足延性连梁 3.5 的位移延性能力要求的前提下所能覆盖的剪压比范围,以期为大部分剪压比适中的连梁提供施工简便、抗震性能良好

的设计方案。

1 试验及试验结果

1.1 试件配筋及加载装置

小跨高比对角斜筋连梁试件的配筋简图如图 1 所示,6 个试件配筋情况详见表 1,试验加载装置如图 2 所示。试验采用了低周反复加载的加载机制,当第一根主要受力钢筋达到屈服应变时,即认为试件达到屈服位移;当试件最终承载能力下降到最大承载能力的 85% 以下时认为试件失效。试件的测试系统由两部分组成,一部分测量梁腹范围内的纵向钢筋、对角斜筋、构造纵筋及箍筋的应变;另一部分测量纵筋滑移量、连梁两端相对侧移、连梁腹板两对角变形、连梁轴向伸长等。

表 1 连梁各试件基本情况统计表

构件编号	b/mm	h/mm	L/mm	f_c/MPa	纵筋		对角斜筋		纵向构造筋		箍筋	
					单边数量	f_{yz}/MPa	单向数量	f_{yr}/MPa	单侧总量	f_y/MPa	数量(双肢)	f_{yv}/MPa
CB-X1	130	700	700	19.9	2 ϕ 14	379	2 ϕ 18	349	2 ϕ 10	342	Φ 6.5-120	212
CB-X2	150	700	1 050	20.3	2 ϕ 16	357	2 ϕ 22	364	2 ϕ 10	304	Φ 6.5-120	271
CB-X4	150	700	1 400	22.5	2 ϕ 22	350	2 ϕ 22	350	2 ϕ 10	350	Φ 8-100	300
CB-X5	150	700	1 400	21.1	2 ϕ 22	364	2 ϕ 18	357	2 ϕ 10	331	Φ 10-110	331
CB-X6	150	700	1 750	23.1	4 ϕ 18	422	2 ϕ 18	422	2 ϕ 10	281	Φ 10-100	281
CB-X7	150	700	1 050	19.7	2 ϕ 16	367	2 ϕ 22	384	2 ϕ 10	280	Φ 6.5-120	280

说明:表中 L 、 b 、 h 分别为连梁跨度、截面宽度和高度; f_c 为实测混凝土轴心抗压强度,它是 3 个以上与试件同条件养护的 150 mm 立方体试块在试验同时测得的立方体抗压强度平均值 f_{cu150} 的 76%,即 $f_c = 0.76f_{cu150}$,上、下边缘纵筋及各类斜筋采用 HRB335 级钢筋,箍筋及梁腹纵筋采用 HPB235 级钢筋,表中边缘纵筋 f_{yz} 、对角斜筋 f_{yr} 、菱形筋 f_{yL} 、构造纵筋 f_y 以及箍筋 f_{yv} 分别为与试件同批三根钢筋试件屈服强度实测平均值。

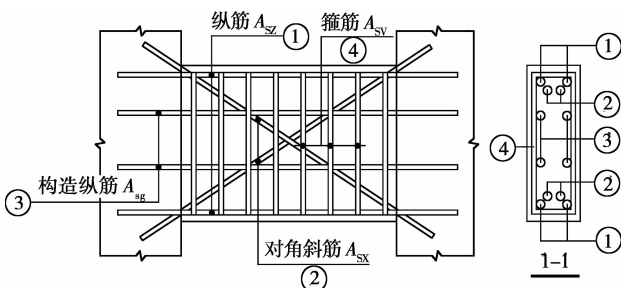


图 1 小跨高比对角斜筋连梁配筋方案

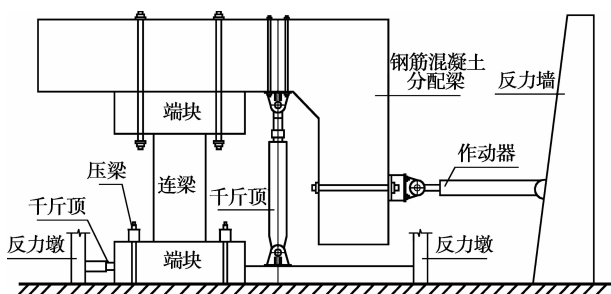


图 2 试验加载装置示意图

1.2 主要试验结果统计及分析

6 个试件的正、反双向加载极限剪力 V_u 、屈服剪力 V_y 、极限剪力与屈服剪力的比值 V_u/V_y 、剪压比、屈服位移 Δ_y 、极限位移 Δ_u 以及位移延性系数 μ_Δ 详见表 2。

1.2.1 裂缝发育特征和破坏形态分析

各试件在 $\mu_\Delta = 1$ 时的裂缝发育及破坏形态如图 3 所示。对角斜筋连梁试件以斜向裂缝发育为主,根据其发育的充分程度可分为 3 个等级。在连梁腹板受压对角区域首先出现对角受拉主斜裂缝,其发育时间较早、向两端延伸速度较快,通常在受力后期能贯通连梁受压对角且裂缝宽度较大;其次,在连梁上、下边缘中部附近指向梁端受压区分布有若干条次斜裂缝,该裂缝通常在主斜裂缝出现后形成,裂缝宽度和长度均较小;在次斜裂缝与梁端形成的弯剪受拉区内,还分布有一批宽度较小、不完全连通的次

表 2 各试件达到的承载力及延性系数

构件 编号	η	V_u /kN		V_y /kN		$\frac{V_u}{f_c b h_0}$		$\frac{V_u}{V_y}$		Δ_y		Δ_u		μ_Δ	
		正向	反向	正向	反向	正向	反向	正向	反向	正向	反向	正向	反向	正向	反向
CB-X1	0.44	460.0	404.4	404.0	363.9	0.267	0.235	1.14	1.11	2.65	2.17	10.87	10.26	4.1	4.7
CB-X2	0.36	447.2	461.4	370.3	353.8	0.221	0.228	1.21	1.30	3.28	3.03	11.48	11.69	3.5	3.9
CB-X4	0.75	397.3	395.7	223.4	300.3	0.177	0.176	1.78	1.32	5.09	6.05	29.01	29.42	5.7	4.9
CB-X5	1.74	457.4	341.4	339.0	338.6	0.217	0.162	1.39	1.01	4.31	4.73	17.67	19.02	4.1	4.0
CB-X6	1.38	448.3	349.0	314.5	282.1	0.200	0.155	1.54	1.11	5.30	5.3	18.55	19.76	3.5	3.7
CB-X7	0.35	507.6	472.3	293.6	346.3	0.258	0.240	1.72	1.36	3.82	3.93	18.19	19.91	4.8	5.1

说明:1.表中 η 为箍筋与对角斜筋的用量比, $\eta = \frac{nf_{ys}A_{sv}h_0}{sf_{yr}A_{sr}}$, n 为箍筋肢数, s 为箍筋间距;

2.由于CB-X2试件发生端块破坏失效,连梁实际位移延性能力大于试验测试结果值;故设计CB-X7试件情况与CB-X2相同,是为了探明这类连梁的真实抗震性能。

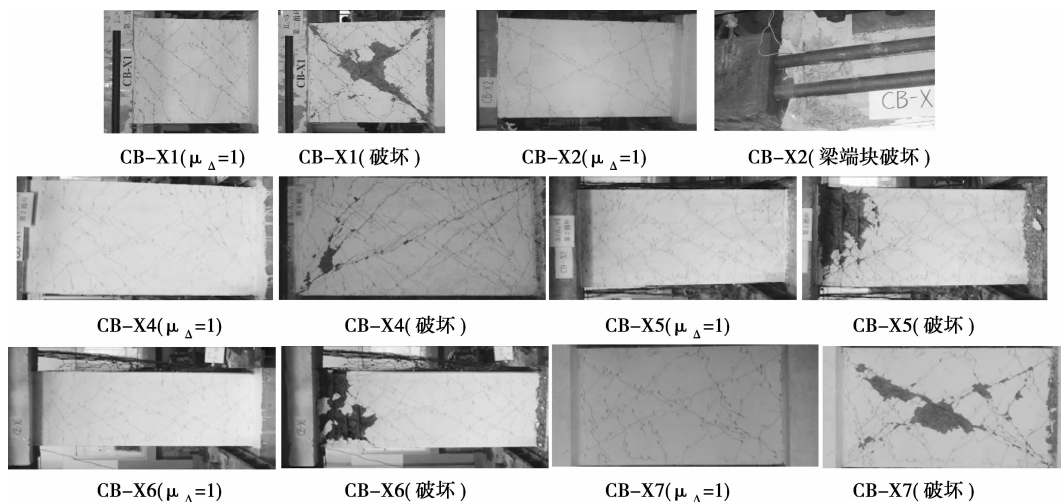


图 3 试验加载装置示意图

生斜裂缝,次生斜裂缝在弯剪受拉区内构成扇形分布裂缝群。除CB-X2由于端块混凝土强度较低,先于连梁破坏以外,其余试件均为连梁破坏。由于跨高比较小($L/h \leq 1.5$)的对角斜筋连梁对角斜压区混凝土传递了梁端大部分作用剪力,使得梁腹中部混凝土压应力较大,反复加载造成双向斜裂缝切割而成的混凝土菱形小块较多,破坏位置都集中在梁跨中部,主要发生斜压型剪切破坏;跨高比较大($1.5 < L/h \leq 2.5$)的对角斜筋连梁混凝土主应力方向偏离对角方向较多,主斜裂缝在各类裂缝都充分发育后才完全形成,被双向斜裂缝分割损伤较为严重的区域集中在距梁端约1倍梁高范围内,最终在该区域发生沿梁端部混凝土破碎区的剪切破坏。

小跨高比对角连梁中箍筋和斜筋都能对混凝土裂缝的开展起约束作用,其中斜筋的设置方向与混凝土主拉应力方向大致相同,能对穿越它的裂缝形成较强约束,但同时由于它集中布置不能全面地限制裂缝发展,所以斜筋用量较大的连梁裂缝表现为

数量少、宽度大。箍筋沿连梁腹板均匀布置,主要以与次斜裂缝间混凝土压杆所形成的桁架方式参与抗剪,它对所穿越的裂缝发展数量及宽度有较强的约束作用,当箍筋用量相对较多时,连梁腹板上裂缝多而密且宽度较小,连梁跨高比越大,上述规律越明显。故在强调对角斜筋的抗剪能力及提高连梁刚度作用的同时,适度增大箍筋用量,可在一定程度上改善对角斜筋连梁的综合抗震性能。

1.2.2 滞回性能

6个试件在低周反复加载下作用力 P -梁端侧移 Δ 滞回曲线如图4所示。 P - Δ 滞回曲线总体表现饱满,包围面积较大,耗能能力较强,对角斜筋参与抗剪有效地防止了试件出现较大的滑移变形,滞回圈捏缩程度较轻。在跨高比 $L/h \leq 1.5$ 连梁中,对角斜筋与混凝土主应力方向较接近,在箍筋用量较少的情况下,连梁加、卸载滞回曲线仍表现得较为饱满,滞回圈始终保持为“纺锤形”。在 $1.5 < L/h \leq 2.5$ 连梁中,斜筋参与抗剪的能力下降,箍筋作用逐

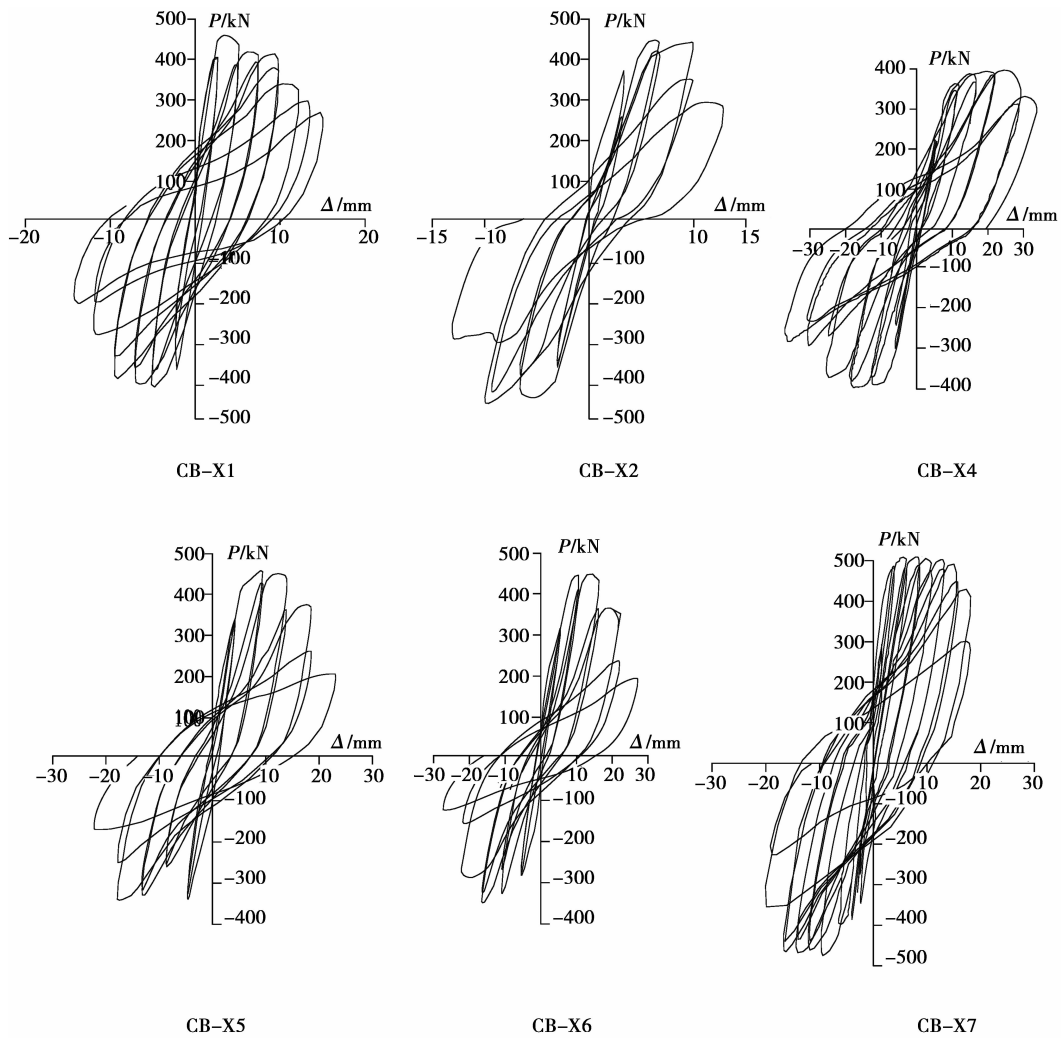


图 4 试件 P-Δ 滞回曲线

渐加强。在箍筋用量较大的连梁中, P-Δ 滞回圈面积大, 也能获得较好的延性及耗能等抗震性能。

1.2.3 延性性能

剪压比($\frac{V_u}{f_c b h_0}$)是影响对角斜筋连梁延性性能的主要因素。表 2 记录了试验各试件的剪压比和正向加载位移延性系数, 可以看出, 大部分试件正向剪压比都超过了 0.20, 其位移延性系数都达到 3.5 以上, 最大达到 7.2, 这表明对角斜筋连梁具有较好的延性能力。

箍筋和斜筋的用量大小是影响延性性能另一因素。钢筋应变测试结果表明, 跨高比 $L/h \leq 1.5$ 的对角斜筋连梁中箍筋除个别与斜裂缝相交处应变稍大外, 其余大部分应变发展都不充分, 表明它的作用是有限的, 应主要依靠对角斜筋改善连梁的延性性能。同时考虑到箍筋在连梁受力后期所起的约束作用, 应按最低构造要求设置用量。在跨高比 $1.5 <$

$L/h \leq 2.5$ 对角斜筋连梁中, 箍筋通过与其共同工作的混凝土以桁架模型方式传递剪力, 其抗剪作用随跨高比的增加而逐步加强; 同时对角斜筋的抗剪作用随跨高比的增加而有所降低。故在此由短连梁向长连梁过度的小跨高比范围内, 应保持箍筋和对角斜筋的适当用量比, 结合试验结果(详见表 2), 二者用量比范围可取为 $\eta = 0.6 \sim 1.7$ 。

1.2.4 刚度退化特征

如图 5 所示, 定义割线刚度 K_{gi}

$$K_{gi} = \frac{|\pm P_i|}{|\pm \Delta_i|}, \tag{1}$$

式中: K_{gi} 为对应第 i 倍屈服位移循环荷载峰值的割线刚度; $\pm P_i$ 为第 i 倍屈服位移循环正、反向荷载峰值; $\pm \Delta_i$ 为第 i 倍屈服位移循环正、反向峰点侧移值。

6 个对角斜筋连梁试件在各屈服位移倍数加载下刚度退化曲线如图 6 所示。从图中看出, 连梁刚

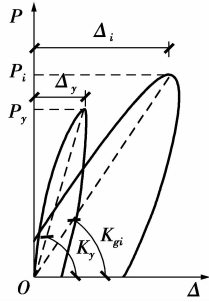
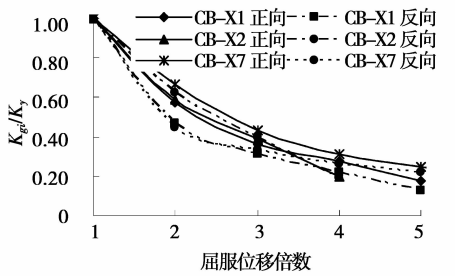
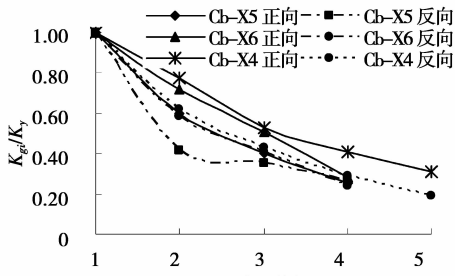


图 5 试件割线刚度的定义

度退化曲线走势表现出受力前期刚度下降速度较快,后期逐渐趋于平缓的特点,到试件失效时,各构件刚度都保持在屈服刚度的 20%左右。



$L/h \leq 1.5$ 对角斜筋连梁刚度退化曲线



$1.5 < L/h \leq 2.5$ 对角斜筋连梁刚度退化曲线

图 6 对角斜筋连梁刚度退化曲线

对角斜筋连梁刚度退化性能受跨高比影响较大。在 $L/h \leq 1.5$ 对角斜筋连梁中,梁腹区域斜压混凝土应力上升较快,其塑性变形的发展迅速,同时在较大斜向拉应力作用下混凝土产生强度和应变软化现象,且参与剪力传递的对角斜压杆有效面积有一定程度的减少,连梁的实际抗剪承载力有所降低,导致了该跨高比连梁受力前期刚度快速下降。 $1.5 < L/h \leq 2.5$ 对角连梁剪力传递主要有两个通道,一是由对角受压斜筋及混凝土形成的对角斜压杆将梁端剪力直接传至对面端头,二是由次斜裂缝间混凝土斜压杆将梁端剪力通过箍筋桁架模型传递到对面端头(详见 2.3 节),这 2 个分散传力通道形成了混凝土斜向压力沿连梁腹板分布较为均匀的状态,

势,连梁各部位混凝土应变及强度退化的均匀发展,刚度退化速度较慢。不同跨高比对角斜筋连梁在各位移加载阶段平均刚度退化系数如表 3 所示。

表 3 对角斜筋连梁刚度退化系数

跨高比	屈服位移倍数			
	$\mu_{\Delta}=1.0$	$\mu_{\Delta}=2.0$	$\mu_{\Delta}=3.0$	$\mu_{\Delta}=4.0$
$L/h \leq 1.5$	1.00	0.56	0.37	0.22
$1.5 < L/h \leq 2.5$	1.00	0.63	0.39	0.23

1.2.5 耗能性能

在反复荷载作用下,试件在各位移循环下的耗能能力用能量散耗系数 β_i (耗能比)表示,它是衡量试件耗能能力的主要指标之一。如图 7 所示, β_i 可定义为

$$\beta_i = \frac{S_{ABCD}}{(S_{ODE} + S_{OBF})}, \quad (2)$$

式中 β_i 为第 i 倍屈服位移循环时的耗能比; S_{ABCD} 为第 i 倍屈服位移第一循环滞回圈包围的面积; S_{OBF} 、 S_{ODE} 为第 i 倍屈服位移第一循环正、反向位移峰值点连线及向位移轴的投影线与位移轴所围的面积。

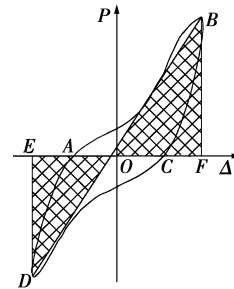


图 7 试件耗能系数定义

同时,引入另一个耗能指标 K_E ,反应试件每循环的平均耗能大小,可定义为

$$K_E = \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i}{n}, \quad (3)$$

式中: K_E 为试件平均耗能比; n 为试件失效时的屈服位移倍数。

K_E 大小与混凝土强度、跨高比、各类钢筋配筋率以及材料变形模量等多种因素有关,它是对连梁耗能能力的综合反应,同时其大小也是在罕遇地震作用下连梁塑性耗能与当量等位移弹性变形能大小关系的定量反应,如图 8 所示。图中假设地震作用力降低系数为 R ,则在罕遇地震作用下连梁耗能

S_{ABC} 与弹性变形能 S_{OED} 之比为 $\frac{K_E}{R}$,其工程意义在于能为用弹性等效线性化的方法分析罕遇地震作用下的剪力墙结构反应提供阻尼比的需求。

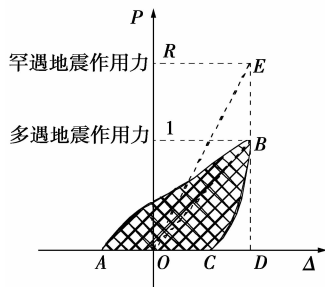


图 8 连梁平均耗能比与地震力降低系数

对角斜筋连梁试件耗能比 β 和平均耗能比 K_E 计算结果详见表 4,表中显示了随着试件进入非线性变形程度的不断加大,对角斜筋连梁耗能比相应增大的大致规律。为了考察按中国现行《高规》(JGJ3—2002)设计小跨高比普通配筋连梁的抗震性能,文献[1]还完成了 6 个跨高比为 1.0 和 2.5 该类配筋连梁试件的低周反复加载试验,得到了 6 个试件的平均耗能比 K_E 分别为 0.59、0.83、0.62、0.83、1.02 和 1.13,普遍小于对角斜筋的平均耗能比。这表明由于对角斜筋参与连梁屈服后耗能,且有效地阻止了梁端截面的较大滑移变形,其耗能能力明显高于普通配筋连梁。

表 4 对角斜筋连梁试件的耗能比 β

试件名称	位移延性系数					平均耗能比 K_E
	$\mu_\Delta=1.0$	$\mu_\Delta=2.0$	$\mu_\Delta=3.0$	$\mu_\Delta=4.0$	$\mu_\Delta=5.0$	
CB-X1	1.02	1.33	1.17	1.48	—	1.25
CB-X2	0.93	0.99	1.04	—	—	>0.99
CB-X4	0.51	0.60	1.50	1.32	1.32	1.05
CB-X5	0.68	1.47	1.15	1.17	—	1.12
CB-X6	0.58	0.75	0.96	1.07	—	0.84
CB-X7	0.57	0.83	0.90	1.28	1.60	1.04

2 小跨高比对角斜筋连梁受力机理分析

连梁抗震性能受跨高比影响较大,这主要是由于不同跨高比连梁的抗剪传力机理的差异引起的。

根据试验中连梁表现出的受力性能的相近性,下面分别介绍跨高比 $L/h \leq 1.5$ 和 $1.5 < L/h \leq 2.5$ 对角斜筋连梁的受力机理。

2.1 跨高比 $L/h \leq 1.5$ 的对角斜筋连梁

近似地忽略箍筋的传力作用,在梁端弯矩和剪力共同作用下连梁开裂后腹板混凝土受力状态如图 9 所示。从图中看出,弯矩的作用在梁端受压区产生较大的压应力,梁端截面弯曲裂缝开展后裂缝受拉区剪应力大大减少,大部分梁端作用力由混凝土受压区传递。上述弯、剪共同作用下的主应力方向大致指向连梁对角受压区。于是连梁中形成了直接传递梁端部分剪力的混凝土主斜压杆,该压杆代表的混凝土传力范围介于连梁次斜裂缝之间,其中靠近连梁对角斜裂缝附近的混凝土主压应力最大,偏离主斜裂缝越远混凝土主压应力越小。受压斜筋布置方向大致与混凝土主斜压杆方向接近。试件失效前,主斜压杆混凝土对受压斜筋的裹握及斜筋间的构造拉筋增强了斜筋抗侧向弯曲的能力,使受压斜筋能成为斜筋压杆成功地将梁端部分剪力向对角传递。连梁中的受拉斜筋与主拉应力方向较为一致,其拉力纵向分量与纵筋共同抵抗连梁中的弯矩作用,横向分量则是连梁抗剪承载力的重要构成部分。上述由对角受压混凝土和受压斜筋形成的压杆以及由受拉斜筋和纵筋形成的拉杆构成了 $L/h \leq 1.5$ 对角斜筋连梁的拉杆-压杆机构抗剪桁架体系。

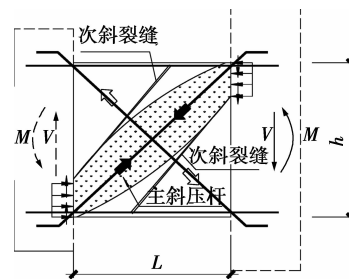


图 9 跨高比 $L/h \leq 1.5$ 对角斜筋连梁受力示意图

在该拉杆-压杆模型中,拉杆及斜筋压杆设置方向与拉、压杆钢筋纵向一致,混凝土主斜压杆方向则随作用于梁端混凝土受压区压力和剪力大小、连梁裂缝开展宽度等因素的变化而改变。位于主、次斜裂缝之间由主斜裂缝分割的单侧主斜压杆的受力状态如图 10 所示。该脱离体边界作用有梁端受压区压力合力、主、次斜裂缝位置相邻混凝土块体施加的骨料咬合力、纵筋和箍筋在裂缝处的暗稍力等。假设梁端压力合力与梁端夹角为 θ' 。在该压力向另一

梁端受压区传递过程中,裂缝处的骨料咬合力和箍筋稍栓力将使连梁中混凝土主应力方向朝着指向对角混凝土受压区方向转变,并与主斜裂缝成小角度相交,致使梁端绝大部分压力通过主斜裂缝骨料咬合力及箍筋暗稍力向另一侧主斜压杆传递,最终以相同的方式传至梁端对角受压区。从上述分析可知,由于对角斜裂缝方向基本上与对角斜筋一致,梁端压力夹角 θ' 一般比连梁两端受压区纵筋形心连线与梁纵向的夹角小,并且该夹角随着裂缝宽度的开展,主、次斜裂缝间骨料咬合力的降低而略有增加。随着位移延性系数的增大,连梁斜裂缝开展加宽,裂缝间混凝土摩擦力及拉力逐渐减小,引起混凝土主压应力方向变化的外因减弱,混凝土压杆与梁端夹角趋于稳定。

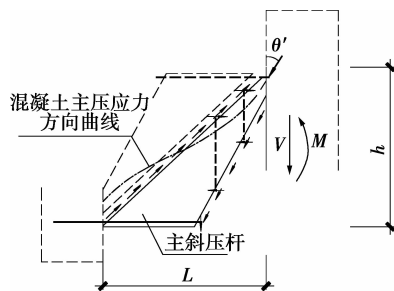


图 10 跨高比 $L/h \leq 1.5$ 对角斜筋连梁主斜压杆受力图

2.2 跨高比 $1.5 < L/h \leq 2.5$ 的对角斜筋连梁

如图 11 所示,该跨高比对角斜筋连梁梁端扇形分布次斜压杆将梁端部分压力交给与之共同工作的箍筋,箍筋受拉后将拉力传递至与其另一端相连的主斜压杆。主斜压杆并不指向连梁两对角,而是大致平行于梁端受压区中心与对侧梁跨中边缘的连线方向。在受力较为均匀的梁腹中部,若干相互平行的主斜压杆和与之相连的箍筋承受了梁端区域箍筋拉力,并将该拉力通过箍筋传递至另一侧次斜压杆上,最终将该压力交待给另一侧梁端。在梁端压力的这一传递过程中,主斜压杆并未直接和梁端受压区相连,它只是传递梁端压力的中间通道,由于主斜压杆所代表的混凝土面积占梁腹面积的 50% 以上,在承受次斜压杆传来的全部荷载时压应变相对较小,而在靠近梁端受压区位置次斜压杆由于受到尺度限制压应变较大,这通常都导致连梁由梁端区域次斜压杆混凝土首先达到极限压应变而破坏。

该跨高比连梁受压对角斜筋较大地偏离了混

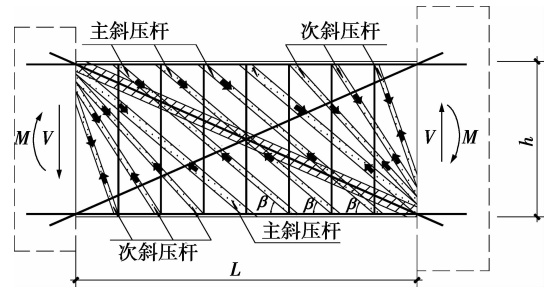


图 11 $1.5 \leq L/h \leq 2.5$ 对角斜筋连梁受力机理示意图

土主压应力方向,这导致受压斜筋的压应变发展相对滞后,它所分担的梁端剪力的比重在连梁受力后期有一定程度的增长。当达到峰值荷载时 ($\mu_\Delta = 2 \sim 3$),受压斜筋一般都能受压屈服,提供其全部抗剪承载力。但随着次斜压杆混凝土的逐渐失效,混凝土对受压斜筋提供的抗侧向变形能力减弱,受压斜筋因发生侧向弯曲变形而导致抗剪作用大大减小。连梁受拉斜筋与混凝土斜裂缝方向不垂直,与更小跨高比连梁相比,其应变发展也相对滞后,通常在 $\mu_\Delta = 2$ 时达到屈服应变。在随后的加载过程中,受拉斜筋以保持不变的屈服后拉力参与抗剪。上述两类斜筋由于和梁端截面夹角较大,其抗剪分量相对较小,故它们在参与抗剪和改善连梁抗震性能上的作用比 $L/h \leq 1.5$ 连梁弱。

3 结 论

1) 跨高比 $L/h \leq 1.5$ 对角斜筋连梁中对角斜筋是起主要的抗剪作用的钢筋,箍筋的抗剪作用较小;跨高比 $1.5 < L/h \leq 2.5$ 对角斜筋连梁中对角斜筋和箍筋改善连梁抗震性能的作用并重;

2) 小跨高比对角斜筋连梁剪压比为 0.20 时,它能达到不低于 3.5 的位移延性系数,其延性能力满足剪力墙类结构对小跨高比连梁提出的延性需求;

3) 与小跨高比普通配筋连梁相比,对角斜筋连梁具有更好的滞回性能,耗能能力更强;

4) 跨高比 $L/h \leq 1.5$ 对角斜筋连梁梁端作用力主要由对角受压混凝土、受拉受压斜筋和纵筋形成的主斜拉杆-压杆桁架体系传递;跨高比 $1.5 < L/h \leq 2.5$ 对角斜筋连梁传力机构有两类,即由对角受拉、受压斜筋及部分对角受压混凝土构成的主斜拉杆-压杆传力体系和由箍筋及与之共同工作的次斜压杆构成的箍筋桁架模型传力体系。

(下转第 1116 页)

- network for solving monotone variational inequalities and related optimization problems [J]. Transactions on Neural Networks, 2004, 15(2): 318-328.
- [12] BAI D H, MEJU M A. All-time apparent resistivity for transient electromagnetic method[C]// Proceedings of the 15th Workshop on Electromagnetic Induction in the Earth, Aug 19-26, 2000, Cabo Frio, Brazil. [S. l.]: IEEE, 2000: 33.
- [13] CHRISTENSEN N B. 1D imaging of central loop transient electromagnetic soundings [J]. The Journal of Environmental & Engineering Geophysics, 1995, 2 (1): 53-66.
- [14] 付志红, 周维维, 苏向丰, 等. 两种新颖的准谐振型电流陡脉冲整形电路[J]. 中国电机工程学报, 2006, 26(5): 70-75.
- FU ZHI-HONG, ZHOU LUO-WEI, SU XIANG-FENG, et al. Two novel quasi-resonant steep current impulse rectifying circuits [J]. Proceedings of the CSEE, 2006, 26(5): 70-75.
- [15] FITTERMAN D V, ANDERSON W L. Effect of transmitter turn-off time on transient soundings [J]. Geophysics Exploration, 1987, 24(2): 131-146.
- [16] 飞思科技产品研发中心. 神经网络理论与 MATLAB 7 实现[M]. 北京: 电子工业出版社, 2005.

(编辑 李胜春)

(上接第 1092 页)

参考文献:

- [1] 皮天祥. 钢筋混凝土剪力墙小跨高比连梁抗震性能试验和设计方法研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2008.
- [2] ACI Committee 318. Building code requirements for structural concrete (ACI318-08) and commentary (ACI318R-08) [S]. American Concrete Institute, 2007.
- [3] British-Adopted European Standard. EN 1998-1: 2004 Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance, part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings[S]. Bromeliad Society International, 2005.
- [4] National Information Centre of Earthquake Engineering. NZS3101 Newzealand codes, part II: Commentary on the design of concrete structures[S]. National Information Centre of Earthquake Engineering, 1995.
- [5] GALANO L, VIGNOLI A. Seismic behavior of short coupling beams with different reinforcement layouts [J]. ACI Structural Journal, 2000, 97(6): 876-885.
- [6] 戴瑞同, 孙占国. 菱形配筋剪力墙连梁的承载能力[J]. 工业建筑, 1993(10): 32-38.
- DAI RUI-TONG, ZUN ZHAN-GUO. Load-bearing capacity of coupling beam of shear wall reinforced with inclined rhombic bars [J]. Industrial Construction, 1993 (10): 32-38.
- [7] 中国建筑科学研究院. JGJ3—2002 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, 2002.
- [8] TEGOS I A, PENELIS G G. Seismic resistance of short columns and coupling beams reinforced with inclined bars [J]. ACI Structural Journal, 1998, 85 (10): 82-88.
- [9] KOMIYA Y, NAKATSUKA T, ONAL T, et al. Experimental study on structural characteristics of diagonally reinforced short span beam [J]. Journal of Structural and Construction Engineering, 2007 (5): 173-180.
- [10] 万鹏, 郑凯锋. 基于可视化路径的结构混凝土拉-压杆模型[J]. 应用力学学报, 2004, 21(4): 125-128.
- WAN PENG, ZHENG KAI-FENG. Strut-and-tie model of structural concrete based on load path visualization [J]. Chinese Journal of Applied Mechanics, 2004, 21 (4): 125-128.
- [11] 刘清山, 梁兴文. 抗震剪力墙小跨高比连梁受剪承载力的软化拉压杆模型解[J]. 建筑科学, 2008, 24(7): 5-9.
- LIU QING-SHAN, LIANG XIN-WEN. The softening strut-and-tie model method for calculation of shear bearing capacity of deep coupling beams [J]. Building Science, 2008, 24(7): 5-9.
- [12] 张彬彬, 白绍良. 剪力墙小跨高比连梁合理配筋的试验研究[J]. 建筑科学, 2005, 21(4): 10-15.
- ZHANG BIN-BIN, BAI SHAO-LINAG. Experimental research of reasonable reinforcement of short coupling beams of shear walls [J]. Building Science, 2005, 21 (4): 10-15.
- [13] TANG C Y, TAN K H. Interactive mechanical model for shear strength of deep beams [J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(10): 1534-1544.
- [14] ZHAO Z Z, KWAN A K H, HE K G. Nonlinear finite analysis of deep reinforced concrete coupling beams [J]. Engineering Structures, 2004, 26(1): 13-25.
- [15] 陈云涛, 吕西林. 联肢剪力墙抗震性能研究: 试验和理论分析[J]. 建筑结构学报, 2003, 24(4): 25-34.
- CHEN YUN-TAO, LU XI-LIN. Seismic behavior of coupled shear walls: experiment and theoretical analysis [J]. Journal of Building Structures, 2003, 24 (4): 25-34.
- [16] 詹霖. 采用交叉配筋方案的小跨高比洞口连梁的试验研究及设计方法[D]. 重庆: 重庆大学, 2007.

(编辑 赵静)