

# 小跨高比钢纤维高强混凝土连梁延性和耗能研究

张宏战<sup>\*1</sup>, 张瑞瑾<sup>2</sup>, 黄承逵<sup>1</sup>

(1. 大连理工大学 土木水利学院, 辽宁 大连 116024;  
2. 大连水产学院 海洋环境工程学院, 辽宁 大连 116023)

**摘要:** 基于9根小跨高比( $l/h \leq 2.5$ )钢纤维高强混凝土连梁和4根高强混凝土对比连梁试验, 考察了跨高比、钢纤维体积掺率和配箍率对高强混凝土连梁位移延性和耗能能力的影响。结果表明: 随着跨高比、钢纤维体积掺率和配箍率的增大, 连梁的位移延性和耗能性能得到明显改善。当配箍率提高到一定程度后, 由于剪压区混凝土破碎引起剪切滑移破坏, 箍筋不能完全发挥作用, 配箍率对连梁的延性和耗能能力的影响不再明显。而在按非抗震要求配置箍筋的高强混凝土连梁中掺入 $\rho_f = 1.0\%$ 的钢纤维, 可使连梁达到与按抗震要求配置箍筋的连梁相当的位移延性系数, 而当 $\rho_f = 1.5\%$ 时, 试件发生了弯曲破坏, 从根本上改变了小跨高比高强混凝土连梁破坏的脆性性质。

**关键词:** 钢纤维高强混凝土; 连梁; 延性; 耗能

**中图分类号:** TU528.572 **文献标志码:** A

## 0 引言

连梁是抗震联肢墙和联肢筒壁耗散地震能量的首选部位, 钢筋混凝土连梁的刚度、强度和变形性能对抗震联肢墙和联肢筒壁的抗震性能具有重要影响。而在框架-剪力墙结构和框架-核心筒结构中, 经常使用跨高比偏小(例如 $< 2.5$ )甚至很小(例如 $\leq 1.0$ )的连梁。这类小跨高比连梁属于两端刚接、反弯点在跨中的反对称弯曲深梁, 承受的剪力和弯矩的比值较大。采用平行配置纵向受力钢筋和横向箍筋配筋方式, 即使采取了“强剪弱弯”的措施, 仍然无法避免梁端过早出现剪切破坏<sup>[1]</sup>。为了提高小跨高比钢筋混凝土连梁的受剪承载力、延性和耗能能力, 国内外在连梁配筋方案和截面形式方面已进行了大量研究<sup>[2~5]</sup>, 并取得很多有益的成果, 特别是交叉暗柱式配筋方案已被新西兰的 NZS 3101:95<sup>[6]</sup>、美国的 ACI 318<sup>[7]</sup>等多部规范采用。但是这些新型配筋形式或截面形式的连梁施工非常复杂, 在我国工程界鲜有应用。

钢纤维混凝土具有良好的韧性和塑性变形能力, 1996年, Chaallal等<sup>[8]</sup>对1根钢纤维混凝土连

梁和1根普通配筋混凝土连梁进行了对比性试验。结果表明, 以钢纤维取代因抗震要求增加的箍筋, 连梁的承载能力稍有提高, 而耗能能力增加32%。本文对4根高强混凝土连梁和9根钢纤维高强混凝土连梁进行大比例尺试验, 系统地研究钢纤维对连梁的延性和耗能能力的影响。

## 1 试验概况

本次试验主要考虑了跨高比 $l/h$ 、钢纤维体积掺率 $\rho_f$ 、配箍率 $\rho_{sv}$ 和加载方式4个因素的影响, 一共包括9个钢纤维高强混凝土连梁和4个高强混凝土对比连梁。按照以上影响因素分为4个系列。

本次试验中考虑的影响因素及各因素的水平见表1。

试件按照典型钢筋混凝土连梁尺寸的1/3进行设计, 整个试件呈工字形, 分为连梁、墙肢模块和锚梁三部分, 试件的总长度为1900 mm, 墙肢模块和锚梁的长度为1000 mm, 连梁和墙肢的厚度均为120 mm, 锚梁的尺寸为320 mm $\times$ 200 mm。每端的锚梁上预留12个直径为25 mm的孔, 在进行试验时用于试件的固定和加载。

表 1 因素水平表

Tab. 1 Factors and levels of each factor

系列	变化因素	因素水平				
		1	2	3	4	5
一	$l/h$	1.0(CCB1-1)	1.50(CCB1-2)	1.75(CCB1-3)	2.0(CCB1-4)	2.5(CCB1-5)
二	$\rho_f$	0(CCB2-1)	0.5%(CCB2-3)	0.75%(CCB1-3)	1.0%(CCB2-4)	1.5%(CCB2-5)
三	$\rho_{sv}$	0.558%(CCB2-1)	0.837%(CCB3-2)	1.675%(CCB3-3)		
四	加载方式	静载 (MCB1、MCB2)	反复加载 (CCB2-1、CCB1-3)			

注： $\rho_{sv}=0.558\%$ 按对非抗震区结构的配筋要求配置箍筋， $\phi 8@150$  mm；  
 $\rho_{sv}=0.837\%$ 按抗震区结构的配筋构造要求配置箍筋， $\phi 8@100$  mm；  
 $\rho_{sv}=1.675\%$ 按抗震区结构的计算要求配置箍筋， $\phi 8@50$  mm

全部试件均采用普通配筋方式。试件连梁部分纵向受力钢筋为直径为 14 mm 和 12 mm 的热轧带肋钢筋(HRB335)，箍筋为直径为 8 mm 的热轧光圆钢筋(HPB235)，还在梁侧面配置了纵向

构造钢筋( $\phi=10$  mm, HPB235)，纵向钢筋的净保护层厚度为 20 mm。以试件 CCB2-1 为例，详细配筋见图 1。连梁中使用的各种钢筋的力学性能指标见表 2。

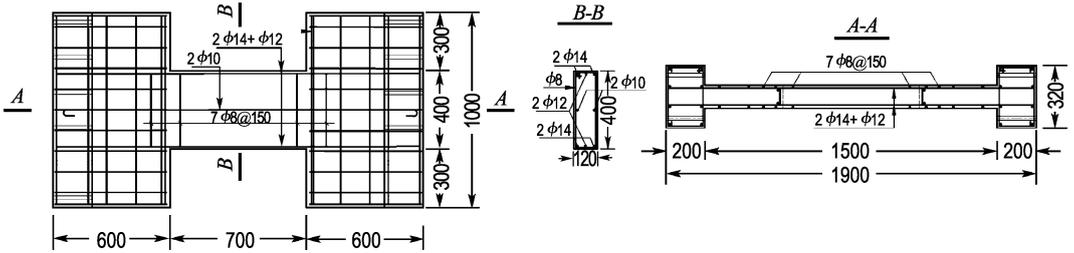


图 1 试件 CCB2-1 的详细配筋

Fig. 1 Details for reinforcements of specimen CCB2-1

表 2 钢筋的性能指标

Tab. 2 Properties of steel bars

钢筋种类	$\phi$ /mm	$f_y$ /MPa	$f_u$ /MPa
HRB335	14	441	635
	12	373	526
HPB235	10	350	475
	8	350	487

水泥采用大连小野田水泥厂生产的 PI42.5 硅酸盐水泥；石子为直径 0.5~2.0 mm 的碎石；砂子采用细度模数为 2.6 的天然河砂；钢纤维采用上海贝卡尔特公司生产的端钩形高强钢丝切断型钢纤维，长度  $l_f=60$  mm，直径  $d_f=0.8$  mm，长径比  $l_f/d_f=75$ 。混凝土基体目标强度等级为 C60。混凝土的配合比，每  $m^3$  混凝土的水泥用量为 500 kg， $m(\text{水泥}) : m(\text{水}) : m(\text{砂子}) : m(\text{石子})=1 : 0.35 : 1.20 : 2.44$ 。

试验采用了如图 2 所示的加载设备。试验中 2 个试件进行了静载试验，对 11 个试件进行了反复加载的拟静力试验。使用近 30 个电阻应变片测量连梁的钢筋应变，水平荷载用荷载传感器测量，

使用 9 个精度为 0.01 mm 的位移传感器测量连梁不同高度的侧移及沿纵轴线的延伸长度。应变片和位移传感器的布置见图 3。其中荷载传感器和位移传感器测量的数据使用动态数据采集系统进行连续采集，电阻应变片的数据由东华静态数据采集系统采集。

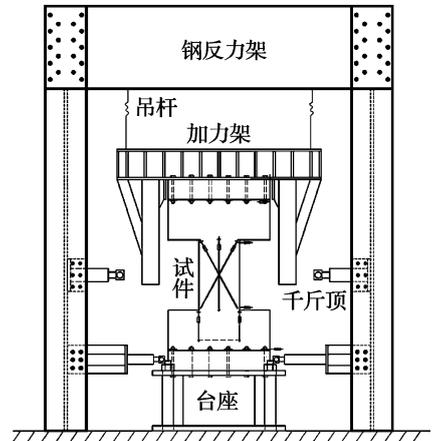


图 2 加载设备简图

Fig. 2 Sketch for loading equipments

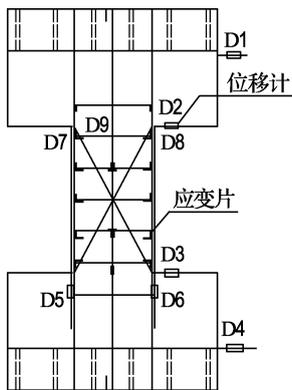


图 3 钢筋应变片的位置

Fig. 3 Locations of strain gauges for reinforcement

## 2 试验结果及分析

### 2.1 荷载位移曲线和骨架曲线

图 4 给出了各试件的荷载-位移曲线,图 5 给出了反复荷载作用下 3 个系列试件的正向加载骨架曲线. 系列一中, 试件 CCB1-1 ( $l/h = 1.0$ ) 的滞回曲线产生明显的捏缩现象. 随着跨高比  $l/h$  的增大, 这种现象逐步改善. 当  $l/h = 2.5$  时, 试件 CCB1-5 的滞回曲线已经较为饱满. 而对应的骨架曲线表明, 随着  $l/h$  的增大, 系列一 试件承载力显著下降, 骨架曲线的下降段逐渐趋于平缓, 表现出更好的延性.

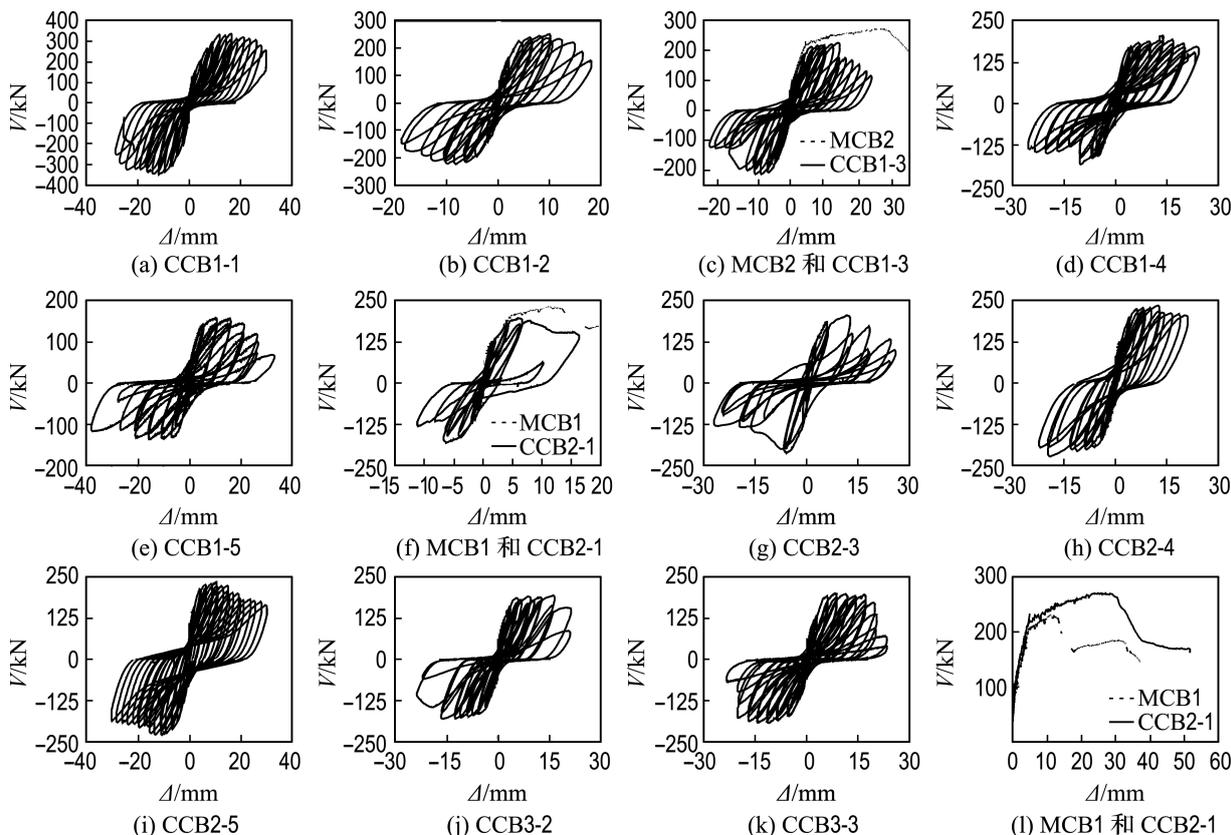


图 4 试件的荷载-位移曲线

Fig. 4 Load-displacement response of specimens

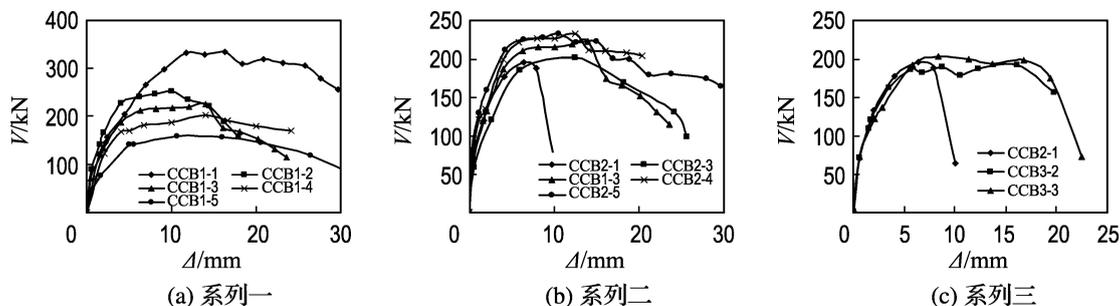


图 5 骨架曲线

Fig. 5 Skeleton curves

系列二中,试件 CCB2-1( $\rho_f=0$ )屈服后,很快就发生了脆性破坏,滞回曲线严重捏缩.随着钢纤维掺率  $\rho_f$  的增大,不仅连梁的承载力有明显的提高,而且试件在峰值荷载后的承载和变形能力都有显著改善.当纤维掺率  $\rho_f=1.5\%$  时,试件 CCB2-5 的滞回曲线已经变得较饱满,表现出良好的延性.

系列三的配箍率  $\rho_{sv}$  从 0.558% 增大到 1.675%,连梁的承载力提高不明显.试件 CCB3-3 ( $\rho_{sv}=1.675\%$ ) 配有密集的箍筋,其滞回曲线仍具有明显的捏缩现象,原因在于 CCB3-3 在反复荷载作用下,剪压区混凝土破碎引起剪切滑移破坏,箍筋并未完全发挥作用.但试件 CCB3-2 和 CCB3-3 在峰值荷载之后的承载和变形能力较 CCB2-1 有明显的改善.

表 3 试件的主要性能指标和试验结果

Tab.3 Main properties and experimental results of specimens

序号	$f_{icu}/\text{MPa}$	$\rho_f/\%$	$l/h$	$\rho/\%$	$\rho_{sv}/\%$	$\mu_\Delta$	$U_E$	$n$	$\mu_E$	破坏类型
CCB1-1	72.8	0.75	1.00	0.739	0.558	3.96	20.1	12	1.673	剪压
CCB1-2	74.3	0.75	1.50	0.936	0.558	4.04	24.1	10	2.408	剪压
CCB1-3	75.3	0.75	1.75	0.936	0.558	3.80	24.3	12	2.026	剪拉
CCB1-4	73.6	0.75	2.00	1.080	0.558	4.20	40.4	16	2.527	弯曲剪切
CCB1-5	78.3	0.75	2.50	1.376	0.558	4.98	35.7	13	2.748	弯曲剪切
CCB2-1	68.8	0	1.75	0.936	0.558	2.14	11.2	8	1.406	剪拉
CCB2-3	69.8	0.50	1.75	0.936	0.558	2.77	14.4	8	1.800	剪拉
CCB2-4	66.3	1.00	1.75	0.936	0.558	4.67	31.1	14	2.220	弯曲剪切
CCB2-5	73.4	1.50	1.75	0.936	0.558	4.72	51.4	16	3.212	弯曲
CCB3-2	70.3	0	1.75	0.936	0.837	4.62	28.4	18	1.581	剪压
CCB3-3	68.3	0	1.75	0.936	1.675	4.75	33.7	18	1.872	剪切滑移
MCB1	68.8	0	1.75	0.936	0.558	3.29	9.7	—	—	剪拉
MCB2	72.9	0.75	1.75	0.936	0.558	6.58	19.9	—	—	弯曲剪切

2.2.2 各因素对延性的影响 影响连梁延性的因素有很多,下面就本次试验的结果考察了跨高比  $l/h$ 、破坏形态、钢纤维体积掺率  $\rho_f$  和配箍率  $\rho_{sv}$  等因素对连梁位移延性系数的影响.

图 6 给出了系列一试件 ( $\rho_f=0.75\%$ ,  $\rho_{sv}=0.558\%$ ) 的位移延性系数  $\mu_\Delta$  随跨高比  $l/h$  的变化关系.从图中可知,除试件 CCB1-3 ( $l/h=1.75$ ) 外,其余连梁的  $\mu_\Delta$  都达到或超过了 4.0,表现出较好的延性.且  $\mu_\Delta$  随着跨高比  $l/h$  的增大而逐渐增大,当  $l/h$  从 1.0 增大到 2.5 时,  $\mu_\Delta$  从 3.96 增至 4.98,提高了 26%.而试件 CCB1-3 的位移延性系数  $\mu_\Delta$  偏小的原因,可以从图 7 得到解释.

本次试验以及文献[9]的试验结果表明,连梁的破坏形态对其延性具有重要影响.图 7 给出了本次试验中不同破坏类型试件的平均位移延性系数.发生剪拉破坏试件的延性最差,  $\mu_\Delta$  的平均值为 2.90.其余破坏类型下,位移延性系数均达到

系列四为静载试验, MCB2 较 MCB1 不仅承载力有明显的提高,而且峰值荷载后的承载和变形能力都有显著改善.

## 2.2 延性分析

2.2.1 位移延性系数计算 延性表示结构的塑性变形能力,是衡量结构抗震性能的一个重要指标.延性的大小一般以延性系数来衡量,下面以位移延性系数来讨论连梁的延性,其定义为

$$\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y \quad (1)$$

式中:  $\Delta_u$  为荷载-位移骨架曲线上荷载下降至  $0.85P_{\max}$  时对应的位移;  $\Delta_y$  为试件的屈服位移.

表 3 给出了各试件位移延性系数的计算结果,计算时取正向和负向的位移延性系数的平均值.

或超过了 4.0,表现出良好的延性性能.系列一的 5 个试件,随着  $l/h$  从 1.0 增大到 2.5,破坏形态依次从剪压破坏转化成剪拉破坏再进一步转化成弯曲剪切破坏.试件 CCB1-3 的破坏类型即为剪拉破坏,发生剪拉破坏的试件 CCB2-1、CCB2-3 和 CCB1-3 的箍筋是按照《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002<sup>[10]</sup> 中非抗震结构要求配置的,

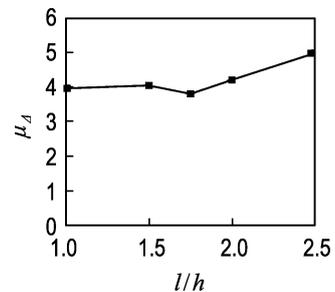
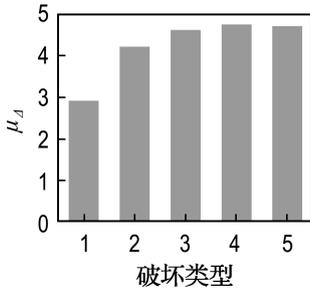


图 6 跨高比  $l/h$  对  $\mu_\Delta$  的影响

Fig. 6 Effect of  $l/h$  on  $\mu_\Delta$



1 剪拉破坏; 2 剪压破坏; 3 弯曲剪切;  
4 剪切滑移; 5 弯曲破坏

图 7 破坏类型对  $\mu_{\Delta}$  的影响

Fig. 7 Effect of failure modes on  $\mu_{\Delta}$

而且钢纤维体积掺率也偏小, 试件产生主斜裂缝后, 主斜裂缝迅速张开, 箍筋随即屈服, 甚至被拉断, 因此发生剪拉破坏试件的位移延性系数  $\mu_{\Delta}$  较其他试件偏小。

图 8 以试件 CCB2-1 ( $\rho_{sv} = 0.558\%$ ,  $\rho_f = 0$ ) 为参照标准, 比较了连梁的位移延性系数  $\mu_{\Delta}$  随钢纤维掺率  $\rho_f$  和配箍率  $\rho_{sv}$  的变化关系。从图中可见, 随着  $\rho_f$  和  $\rho_{sv}$  的增大,  $\mu_{\Delta}$  均有显著提高。在试件 CCB2-1 的基础上掺加  $\rho_f = 0.75\%$ 、 $1.0\%$  和  $1.5\%$  的钢纤维, 位移延性系数  $\mu_{\Delta}$  分别增加了  $78\%$ 、 $118\%$  和  $121\%$ 。特别是当  $\rho_f = 1.5\%$  时, 试件 CCB2-5 实现了从剪切破坏到弯曲破坏的转化, 从根本上改变了小跨高比高强混凝土连梁破坏的脆性性质。而在 CCB2-1 的基础上, 增加配箍率  $\rho_{sv}$  到  $0.837\%$  的箍筋,  $\mu_{\Delta}$  从  $2.14$  增加到  $4.62$ , 提高了  $116\%$ ; 而当  $\rho_{sv}$  进一步从  $0.837\%$  增加到  $1.675\%$  时,  $\mu_{\Delta}$  仅提高了  $3\%$ 。可见在配箍率  $\rho_{sv}$  处于较低水平时, 连梁的延性随  $\rho_{sv}$  的增大可以得到显著提高, 而当  $\rho_{sv}$  增大到一定程度后,  $\rho_{sv}$  的进一步提高对连梁延性的影响就变得不再明显。比较图 8 中的两条曲线可以发现, 当  $\rho_f = 1.0\%$  时, 连梁的位

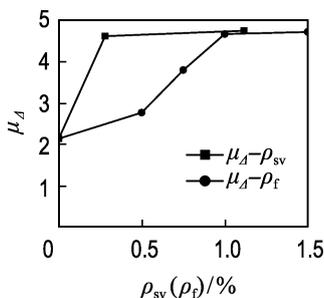


图 8  $\rho_f$  和  $\rho_{sv}$  对  $\mu_{\Delta}$  的影响

Fig. 8 Effect of  $\rho_f$  and  $\rho_{sv}$  on  $\mu_{\Delta}$

移延性系数  $\mu_{\Delta}$  达到  $4.67$ , 已经与按照抗震结构计算要求配置密集箍筋的试件 CCB3-3 ( $\rho_{sv} = 1.675\%$ ) 的位移延性系数相当。

## 2.3 耗能能力分析

### 2.3.1 耗能能力的计算

#### (1) 构件的总耗能 $E$

$E$  是构件的承载力在下降到  $85\%$  的峰值荷载之前所有循环的滞回环面积之和。

#### (2) 耗能比 $U_E$

$U_E$  是试件总耗能与名义弹性变形能之比, 它反映了试件屈服后的耗能能力, 是试件屈服之后的承载能力和变形能力的综合反映。

$$U_E = \frac{E}{\frac{1}{2}(P_y^+ \Delta_y^+ + P_y^- \Delta_y^-)} = \frac{2E}{P_y^+ \Delta_y^+ + P_y^- \Delta_y^-} \quad (2)$$

式中:  $P_y^+$ 、 $P_y^-$  为试件的正向屈服荷载和负向屈服荷载, kN;  $\Delta_y^+$ 、 $\Delta_y^-$  为试件的正向屈服位移和负向屈服位移, mm。

试件屈服至承载力下降到  $85\%$  的峰值荷载的加载循环数不尽相同, 因此又引入了以下指标衡量试件屈服后单个加载循环的平均耗能能力:

#### (3) 平均耗能比 $\mu_E$

$$\mu_E = U_E/n \quad (3)$$

式中  $n$  为试件屈服后至承载力在下降到  $85\%$  的峰值荷载的加载循环次数。

各项指标的计算结果见表 3。

2.3.2 各因素对耗能能力的影响 图 9 和 10 分别描述了跨高比  $l/h$  对连梁耗能性能的影响。从图中可以看出, 耗能比  $U_E$  和平均耗能比  $\mu_E$  随着  $l/h$  的增大均有显著提高。当  $l/h$  从  $1.0$  增加到  $2.5$  时,  $U_E$  从  $20.1$  增大到  $35.7$ , 提高了  $78\%$ , 而  $\mu_E$  从  $1.673$  增大到  $2.748$ , 相应提高了  $64\%$ 。

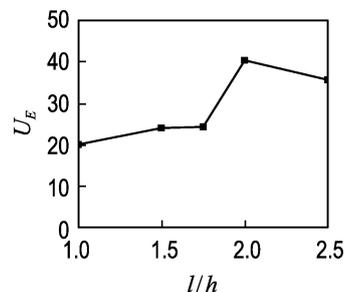


图 9  $l/h$  对  $U_E$  的影响

Fig. 9 Effect of  $l/h$  on  $U_E$

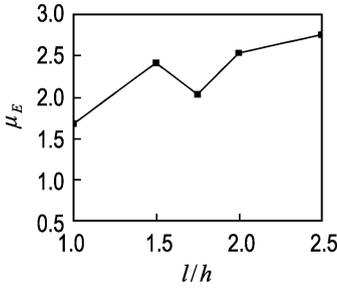


图 10  $l/h$  对  $\mu_E$  的影响

Fig. 10 Effect of  $l/h$  on  $\mu_E$

图 11 和 12 以试件 CCB2-1 ( $\rho_{sv}=0.558\%$ ,  $\rho_f=0$ ) 为基准描述了钢纤维掺率  $\rho_f$  和配箍率  $\rho_{sv}$  对连梁耗能能力的影响. 从图中可以看出, 随着  $\rho_{sv}$  或  $\rho_f$  的增大, 耗能比  $U_E$  和平均耗能比  $\mu_E$  均有大幅度提高. 试件 CCB3-2 与 CCB2-1 相比, 配箍率  $\rho_{sv}$  增大了 0.279%,  $U_E$  和  $\mu_E$  分别提高了 154% 和 12%; 试件 CCB3-3 与 CCB2-1 相比, 配箍率  $\rho_{sv}$  增大了 1.117%,  $U_E$  和  $\mu_E$  分别提高了 201% 和 33%. 而在 CCB2-1 的基础上参加  $\rho_f=1.0\%$  的钢纤维 (CCB2-4),  $U_E$  和  $\mu_E$  分别提高了 178% 和 58%, 此时连梁的耗能能力已经与按抗震要求配置箍筋的试件 CCB3-3 ( $\rho_{sv}=1.675\%$ ) 相当. 当钢纤维掺率  $\rho_f=1.5\%$  (CCB2-5) 时, 连梁的耗能比  $U_E$  和平均耗能比  $\mu_E$  分别达到 51.4 和 3.212, 比试件 CCB3-3 高出 53% 和 72%.

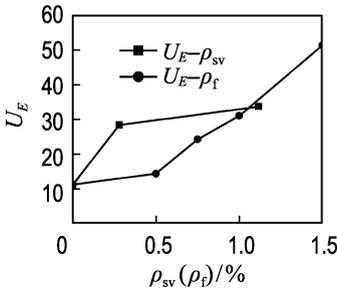


图 11  $\rho_f$  和  $\rho_{sv}$  对  $U_E$  的影响

Fig. 11 Effect of  $\rho_f$  and  $\rho_{sv}$  on  $U_E$

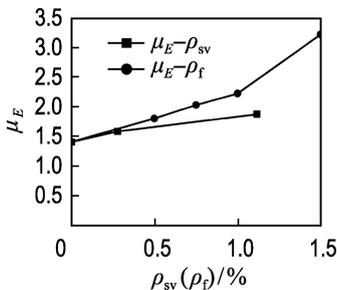


图 12  $\rho_f$  和  $\rho_{sv}$  对  $\mu_E$  的影响

Fig. 12 Effect of  $\rho_f$  and  $\rho_{sv}$  on  $\mu_E$

从图中还可以看出, 在  $\rho_{sv}$  较小的条件下, 箍筋对  $U_E$  的影响效率较高, 而当配箍率高于 0.837% 后, 继续提高配箍率对  $U_E$  的影响已不再明显; 而在  $\rho_f=0\sim 1.5\%$  的范围内, 钢纤维对  $U_E$  的影响都很显著. 产生这种现象的原因在于, 单纯依靠增大配箍率对防止斜裂缝面上以及剪压区的混凝土在反复荷载的崩裂、破碎和剥落的作用有限; 而裂缝面上钢纤维一方面能够直接防止混凝土的崩裂剥落, 另一方面在裂缝张开过程中, 裂缝面上大量纤维直接消耗了大量的能量. 由于随着钢纤维掺率  $\rho_f$ 、跨高比  $l/h$  和配箍率  $\rho_{sv}$  的增大, 试件屈服后至承载力下降到 85% 峰值荷载的加载循环数  $n$  也相应增大, 因此  $\mu_E$  随  $\rho_f$ 、 $l/h$  和  $\rho_{sv}$  增大的提高幅度较  $U_E$  要低.

### 3 结 论

(1) 随着跨高比  $l/h$  和钢纤维掺率  $\rho_f$  的增大, 连梁荷载位移滞回曲线的捏缩现象得到逐步改善. 当钢纤维掺率  $\rho_f$  超过 1.0% 后, 不仅连梁的承载力有明显的提高, 滞回曲线也变得较为饱满. 而仅增大配箍率  $\rho_{sv}$ , 高强混凝土连梁承载力的提高幅度不大, 滞回曲线的捏缩现象也得不到有效缓解. 但随着  $\rho_{sv}$  的增大, 试件 CCB3-2 和 CCB3-3 在峰值荷载之后的承载和变形能力有明显的改善, 表现出良好的延性. 静力试验条件下, 钢纤维高强混凝土连梁与高强混凝土对比连梁相比, 不仅承载力有明显的提高, 延性也得到了显著改善.

(2) 除钢纤维掺量较小的试件 CCB2-3 ( $\rho_f=0.5\%$ ) 外, 其他钢纤维混凝土连梁的位移延性系数  $\mu_\Delta$  均达到或超过 3.80, 表现出较好的延性.  $\mu_\Delta$  随着跨高比  $l/h$  和钢纤维体积掺率  $\rho_f$  的增大而增大. 当  $\rho_f=1.0\%$  后, 试件 CCB2-4 的  $\mu_\Delta$  已经与按抗震要求配置箍筋的试件 CCB3-3 ( $\rho_{sv}=1.675\%$ ) 相当, 特别是当  $\rho_f=1.5\%$  时, 试件 CCB2-5 发生了弯曲破坏, 从根本上改变了小跨高比 ( $l/h=1.75$ ) 的高强混凝土连梁破坏的脆性性质. 此外, 连梁的破坏类型对位移延性有着重要影响, 剪拉破坏时的位移延性最差, 弯曲破坏或弯曲剪切破坏时的位移延性最好.

(3) 连梁的耗能比  $U_E$  和平均耗能比  $\mu_E$  随着钢纤维掺率  $\rho_f$  的增大都有显著提高. 在对比试件 CCB2-1 ( $\rho_{sv}=0.558\%$ ,  $\rho_f=0$ ) 的基础上, 增加  $\rho_{sv}=1.117\%$  的箍筋 (试件 CCB3-3),  $U_E$  和  $\mu_E$  的增长比例分别为 201% 和 33%; 而在 CCB2-1 的基

础上掺加  $\rho_f = 1.5\%$  的钢纤维(试件 CCB2-5), 相同指标则分别提高了 357% 和 128%。可见以一定量的钢纤维代替部分箍筋的钢纤维高强混凝土连梁具有更好的耗能性能。此外, 连梁随着跨高比  $l/h$  的增大, 其耗能性能也得到了明显改善。

### 参考文献:

[1] 曹云峰, 张彬彬, 赵杰林, 等. 改善洞口连梁抗震性能的一种有效配筋方式[J]. 重庆建筑大学学报, 2003, 25(5):24-30

[2] PAULAY T, BINNEY J R. Diagonally reinforced coupling beams of shear walls [C] // **ACI Special Publication SP-42: Shear in Reinforced Concrete**. Detroit: American Concrete Institute, 1974:579-598

[3] 程文灏, 曹征良, 牛润生, 等. 钢筋混凝土抗震连系梁的试验研究[J]. 建筑结构学报, 1993, 14(1):17-25

[4] 孙占国, 林宗凡, 戴瑞同. 菱形配筋剪力墙连梁的受力性能[J]. 建筑结构学报, 1994, 15(5):14-23

[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] New Zealand Concrete Design Committee (P3101). Concrete structures standards(NZS 3101:1995):Part 1-The design of concrete and Part 2-Commentary on the design of concrete structures [S]. New Zealand: Wight and Carman Ltd., 1995

[7] ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)[S]. Detroit: American Concrete Institute, 2002

[8] CHAALLAL O, THIBODEAU S, LESCELLEUR J, *et al.* Steel fiber or conventional reinforcement for concrete shearwalls [J]. **Concrete International**, 1996, 18(6):39-42

[9] 刘华民. 低周反复荷载作用下联肢剪力墙连梁的抗震性能及斜截面抗剪强度的试验研究[D]. 重庆: 重庆建筑大学, 1997

[10] 中国建筑科学研究院. JGJ 3—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

## Ductility and energy dissipation capacity of steel fiber reinforced high-strength concrete coupling beams of small span/depth

ZHANG Hong-zhan<sup>\*1</sup>, ZHANG Rui-jin<sup>2</sup>, HUANG Cheng-kui<sup>1</sup>

( 1. School of Civil and Hydraulic Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China;

2. College of Marine Environmental Engineering, Dalian Fisheries University, Dalian 116023, China )

**Abstract:** On the basis of the experiment of 9 steel fiber reinforced high-strength concrete coupling beams of small span/depth ( $l/h \leq 2.5$ ) and 4 control coupling beams, the effects of span/depth, steel fiber volume fraction and stirrup content on ductility and energy dissipation capacity of high-strength concrete coupling beams were investigated. The test results show that increasing span/depth, steel fiber volume fraction and stirrup content can improve the ductility and the energy dissipation capacity of coupling beams evidently. When the stirrup content goes beyond a certain value, a shear slippage failure occurs due to the crumbling and spalling of concrete in compressive-shear region of coupling beams, and the effect of stirrup content on coupling beam is not obvious. Whereas, adding  $\rho_f = 1.0\%$  steel fibers to a nonseismic coupling beam can achieve an equivalent displacement ductility ratio to that of seismic designed one. And a further increase of  $\rho_f$  to 1.5% can change the failure type of a coupling beam from a brittle shear failure to a ductile flexural failure essentially.

**Key words:** steel fiber reinforced high-strength concrete; coupling beam; ductility; energy dissipation