

文章编号: 1007-6069(2002)02-0009-08

# 香港现役钢筋混凝土连梁的抗震性能试验研究

吴波<sup>1</sup>, 刘志强<sup>2</sup>, 林少书<sup>3</sup>, 李惠<sup>2</sup>

(1. 华南理工大学 建筑学院土木工程系, 广东 广州 510640; 2. 哈尔滨工业大学 土木工程学院, 黑龙江 哈尔滨 150090;  
3. 香港理工大学 土木与结构工程系, 香港)

**摘要:** 通过5个钢筋混凝土连梁模型的伪静力试验, 初步考察了香港地区未考虑抗震设防的现役钢筋混凝土连梁的抗震性能, 讨论了不同设计参数对连梁抗震性能的影响, 并与国外其他学者的试验结果进行了比较。

**关键词:** 钢筋混凝土; 连梁; 抗震; 伪动力试验

中图分类号: P315.9 文献标识码: A

## Experimental study on seismic performance of existing reinforced concrete coupling beams in Hongkong

WU Bo<sup>1</sup>, LIU Zhi-qiang<sup>2</sup>, LIN Shao-shu<sup>3</sup>, LI Hui<sup>2</sup>

(1. Department of Civil Engineering, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China; 2. School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, China; 3. Department of Civil & Structural Engineering, The Hongkong Polytechnic University, Hongkong)

**Abstract:** Based on the test results of five reinforced concrete coupling beams, the seismic performance of existing reinforced concrete coupling beams in Hongkong is studied, and the influence of design parameters on the seismic performance of coupling beams is discussed. Comparison between the test results of this paper and other references is given.

**Key words:** reinforced concrete; coupling beam; seismic performance; pseudodynamic test

## 1 引言

香港不处于地震多发区, 长期以来其结构设计多不考虑抗震设防。但近年来的研究表明, 香港也存在发生中等强度地震的可能, 从而对该地区的政治稳定和经济繁荣构成了巨大的潜在威胁。因此, 系统地考察香港现役钢筋混凝土结构的抗震性能, 并在此基础上提出相应的加固策略或修订相应的设计规范, 是十分必要的。

本文的工作主要针对钢筋混凝土连梁展开, 通过5个1:4模型的伪静力试验, 初步考察了香港地区未考虑抗震设防的现役钢筋混凝土连梁的抗震性能, 讨论了不同设计参数对连梁抗震性能的影响, 并与国外其他学者的试验结果进行了比较。

## 2 试验概况

### 2.1 试件制作

#### 2.1.1 试件形式

首先根据香港现行设计方法, 设计了5个足尺钢筋混凝土连梁。设计时混凝土的立方体抗压强度取为

收稿日期: 2002-02-12; 修订日期: 2002-04-18

作者简介: 吴波(1968-), 男, 重庆人, 教授, 博士, 主要从事防灾减灾工程研究。

30Mpa, 纵筋(螺纹钢筋)和箍筋(光圆钢筋)的屈服强度分别取为 460Mpa 和 250MPa, 其它有关参数见表 1。其中连梁 L-D 的设计弯矩和设计剪力均为连梁 L-A 的 2/3; 连梁 L-C1 和 L-C2 的有关参数完全相同, 只是箍筋的配置方式有所区别, 前者的箍筋直径较粗而间距较大, 后者则箍筋直径较细而间距较小。

表 1 足尺钢筋混凝土连梁的具体参数

编号	截面尺寸 $B \times H$ /mm	截面有效高度 $h$ /mm	连梁净跨 $L$ /mm	剪跨比 $\lambda$	设计弯矩 /(kN·m)	设计剪力 /kN	单侧纵筋 $A_{s1}$	纵筋配筋率 $\rho$	箍筋	$\frac{A_{sh}}{s_1 B}$
L-A	250×600	500	3000	3.00	618.8	412.5	2T40+2T25(双排)	2.79%	R16-2legs@140	1.15%
L-C1	300×560	500	2500	2.50	515.6	412.5	2T40+T32(单排)	2.21%	R16-3legs@175	1.15%
L-C2	300×560	500	2500	2.50	515.6	412.5	2T40+T32(单排)	2.21%	R12-3legs@100	1.15%
L-D	250×560	500	3000	3.00	412.5	275	2T40(单排)	2.01%	R16-2legs@250	0.64%
L-E	400×600	500	3500	3.50	1155	660	4T40+4T25(双排)	3.49%	R16-4legs@180	1.12%

注: 表中  $\lambda = L/2h$ ;  $\rho = A_{s1}/Bh$ ;  $A_{sh}$  为同一横截面处沿纵向剖开后所截箍筋面积的总和;  $s_1$  为箍筋间距; “T” 和 “R” 在香港地区分别表示螺纹钢筋和光圆钢筋; legs 表示箍筋肢数。

在表 1 所示足尺钢筋混凝土连梁的基础上, 试验模型按 1:4 的相似比缩减而得。所有 5 个试件均采用“工”字形的试件形式, 两端作成刚度较大的端头。由于香港地区螺纹钢筋的屈服强度为 460MPa 左右, 而国内 II 级螺纹钢筋的屈服强度标准值为 330MPa 左右, 因此若按等强度原则进行代换, 则表 1 中的纵筋配筋率应用表 2 所示数值进行替代。考虑到香港光圆钢筋的屈服强度与国内 I 级钢筋的屈服强度标准值相差不大, 因此箍筋不再进行代换处理。试件的详细尺寸及配筋见图 1 和表 3, 图中封闭箍筋的弯钩搭接角度均为 90 度。

表 2 根据等强度原则代换后的纵筋配筋率

L-A	L-C1	L-C2	L-D	L-E
3.89	3.08	3.08	2.80	4.87

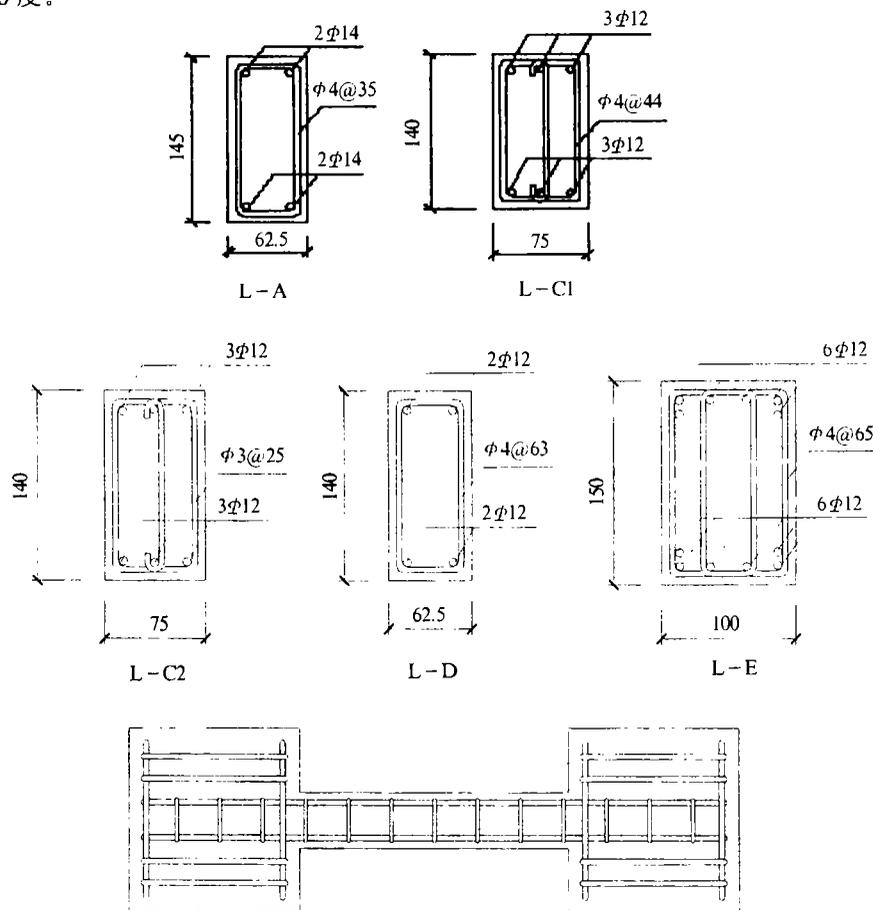


图 1 试件尺寸及配筋

表3 试件参数

试件 编号	截面尺寸 $B \times H$ /mm	截面有 效刚度 $h$ /mm	连梁 净跨 $L$ /mm	剪跨 比 $\lambda$	单侧 纵筋 $A_{st}$	配筋率 $\rho$	箍筋	$\frac{A_{sh}}{s_v B}$
L-A	62.5 × 145	128	750	3.0	2 $\phi$ 14(单排)	3.85%	$\phi$ 4-2legs@35	1.15%
L-C1	75 × 140	124	625	2.5	3 $\phi$ 12(单排)	3.65%	$\phi$ 4-3legs@44	1.15%
L-C2	75 × 140	124	625	2.5	3 $\phi$ 12(单排)	3.65%	$\phi$ 3-3legs@25	1.15%
L-D	62.5 × 140	124	750	3.0	2 $\phi$ 12(单排)	2.92%	$\phi$ 4-2legs@63	0.64%
L-E	100 × 150	124	875	3.5	6 $\phi$ 12(双排)	5.47%	$\phi$ 4-4legs@45	1.12%

### 2.1.2 试件用原材料

混凝土配制时采用哈尔滨水泥厂生产的425R普通硅酸盐水泥、中粗河砂、黑龙江冷山花岗岩碎石(粒径5~20mm)。利用直径为4mm的8号铁线和直径为3mm的10号铁线模拟I级钢筋,其屈服强度和极限强度与I级钢筋吻合较好。混凝土的实测立方体抗压强度 $f_{cu}$ 为37.3MPa,试件纵筋的混凝土保护厚度为10mm。所用钢筋的材性及混凝土配合比见表4。

表4 钢筋材性及混凝土配合比

钢筋	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	屈服应变/ $\mu\epsilon$
$\phi$ 12螺纹钢	393	590	1965
$\phi$ 14螺纹钢	422	630	2110
$\phi$ 3铁丝	310	429	1550
$\phi$ 4铁丝	273	374	1365

混凝土配合比		每立方米混凝土各材料用量/( $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ )	
水泥	碎石	砂	水
435	1240	535	190

## 2.2 试验方法

### 2.2.1 加载装置

试验采用建研式加载装置,试件安装在四连杆机构内,试件上部为刚度很大的水平钢梁。水平荷载由电液伺服作动器施加,电液伺服作动器的加载点、连梁的跨中及四连杆的铰接点在同一标高,从而保证连梁的反弯点在连梁跨中处。加载装置见图2。

#### (1) 加载制度

试件屈服之前按荷载控制,每一级荷载往复循环一次;试件屈服后,按等位移增量控制,每次为屈服位移的倍数,并且在相同位移下往复循环两次,以考查刚度和强度的退化,直到试件承载能力下降到最大承载力的80%以后结束试验。

#### (2) 量测装置

试验时的主要测量内容包括:①采用电子位移计测量试件上、下端头之间的相对位移;②采用电子位移计,测量连梁与上端头相交面起一倍 $H$ 高度范围内的纵向变形,进而考察该区段的弯曲和滑移变形;③采用电阻应变片,测量连梁与上、下端头相邻区域的纵向钢筋应变。对试件施加的每级水平荷载直接由电液伺服作动器测出。测点布置详见图3。

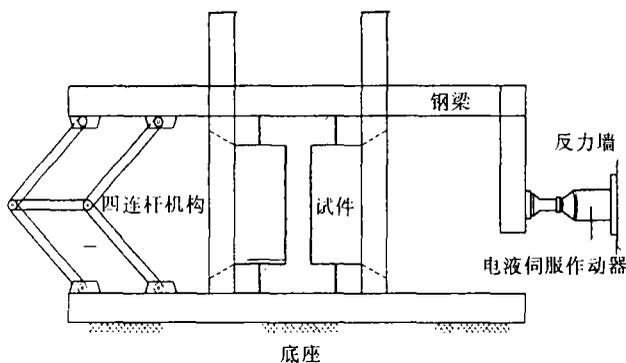


图2 加载装置示意图

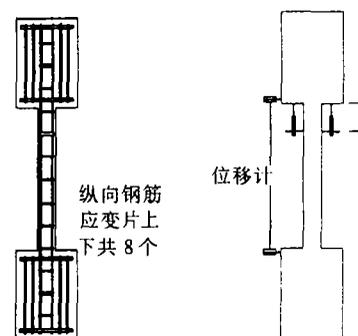


图3 应变片和位移计的布置

### 3 试验结果及分析

#### 3.1 破坏过程

由于所有试件的剪跨比均在 2.5~3.5 之间, 主要属于中等剪跨比范围, 因此其裂缝发展过程和破坏模式有一些相似之处, 大致都属于弯剪型且以剪切为主的破坏。在加载初期, 各试件都表现出一定的弯曲破坏特征, 出现了不同程度的水平裂缝; 但在随后的加载过程中却主要表现为剪切破坏的特征, 在塑性铰区出现了许多交织成网状的剪切斜裂缝, 混凝土有不同程度的剥落, 并导致试件最终破坏。部分试件的破坏形态见图 4。

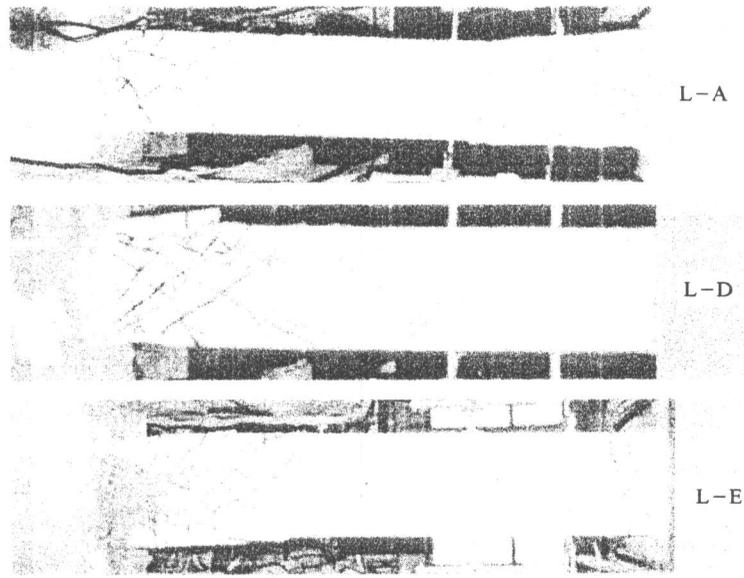


图 4 部分试件的破坏形态

试件 L-A 首先在根部出现微小的水平裂缝, 继续加载时, 裂缝斜向发展, 并有很多新的斜裂缝出现。在随后的往复加载过程中, 斜裂缝向受压区迅速扩展, 并在塑性铰区交叉呈网状分布。试件最终破坏时塑性铰区混凝土剥落, 导致该区域的抗剪能力削弱, 同时纵筋附近的混凝土出现轻微劈裂。与试件 L-A 相比, 试件 L-D 表现出的弯曲破坏特征更为明显, 加载初期水平裂缝相对较多, 但最终仍以剪切破坏为主, 剪切斜裂缝的发展范围几乎遍及连梁的整个跨度, 加载后期纵筋附近的混凝土出现较明显的劈裂现象。试件 L-E 在加载初期表现出非常明显的弯曲破坏特征, 在根部不同高度处出现多条水平裂缝, 但在随后的往复加载过程中, 裂缝发展仍以剪切斜裂缝为主, 且发展范围较大。试件最终破坏时, 塑性铰区混凝土剥落并伴有轻微的劈裂现象。试件 L-C1 和 L-C2 主要表现出剪切破坏的特征, 只在加载初期出现了很微小的水平裂缝。

#### 3.2 抗震性能

图 5 所示为各试件的滞回曲线和骨架曲线。表 5 中给出了各试件骨架曲线上屈服荷载、屈服位移、极限荷载、极限位移、破坏荷载、破坏位移的具体取值, 其中破坏荷载取为极限荷载的 80%, 破坏位移是骨架曲线下降段中与破坏荷载相应的位移。表中破坏位移角为破坏位移与连梁试件的净跨之比, 位移延性系数为破坏位移与屈服位移之比。

表 5 骨架曲线上各特征参数的具体取值

试件编号		L-A	L-C1	L-C2	L-D	L-E
屈服荷载 $P_y$ /kN	Park 法	32.28	37.88	38.2	25.7	58.21
	能量法	32.78	39.06	40.08	26.02	58.04
屈服位移 $\Delta_y$ /mm	Park 法	4.28	3.49	3.48	5.03	8.46
	能量法	4.42	4.66	4.45	5.33	8.43
极限荷载 $P_m$ /kN		37.23	45.44	46.11	31.01	67.12
极限位移 $\Delta_m$ /mm		6.52	12.02	11.97	12.55	19.66
破坏荷载 $P_u$ /kN		29.79	36.35	36.86	24.53	53.71
破坏位移 $\Delta_u$ /mm		20.04	19.91	21.84	19.66	27.64
破坏位移角		1/37.4	1/31.4	1/28.6	1/38.1	1/31.7
位移延性系数	Park 法	4.68	5.7	6.27	3.91	3.27
	能量法	4.53	4.27	4.91	3.69	3.28

注: 表中数据均为骨架曲线正负两个方向的平均值。

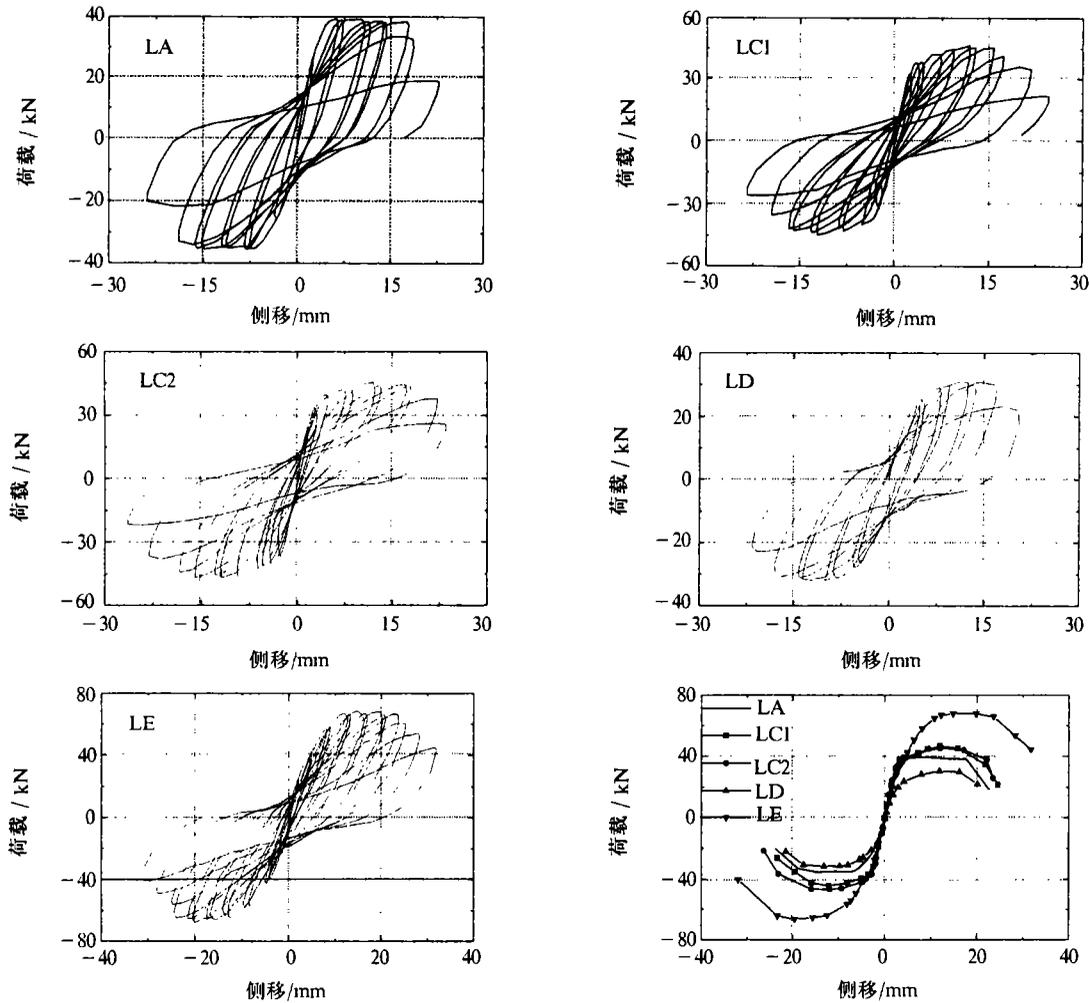


图5 各试件的滞回曲线及骨架曲线

关于屈服点的确定，本文采用了如下两种方法：

(1)能量法(图6)：曲线OA和水平轴包含的面积OAG与梯形面积ODAG相等时，与D点对应的位移即认为是屈服位移 $\Delta_y$ ，而骨架曲线上与 $\Delta_y$ 相应的水平荷载就是屈服荷载 $P_y$ 。

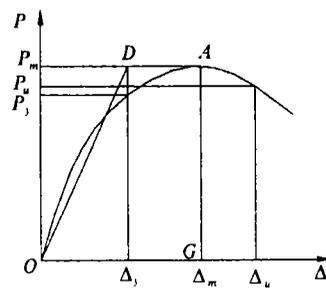


图6 能量法

(2)Park法(图7)：原点O和骨架曲线上G点的连线与水平线AB之交点D，即认为是屈服位移 $\Delta_y$ ，而骨架曲线上与 $\Delta_y$ 相应的水平荷载就是屈服荷载 $P_y$ 。

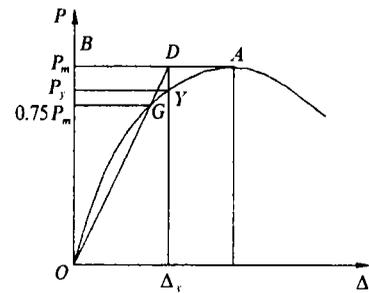


图7 Park法

从图5和表3、表5中可以看出：

- (1)各试件的滞回曲线均呈现出一定的捏拢现象；
- (2)试件L-A与L-D的截面尺寸和剪跨比几乎相同，但后者的极限承载力只有前者的80%左右。这主要是因为L-D的设计剪力和设计弯矩均仅为L-A的2/3，因此相应的纵筋配筋率小于L-A(L-D仅为L-A的76%左右)；
- (3)试件L-D的箍筋配置方式和箍筋直径与L-A相同，箍筋间距是后者的1.8倍，但二者的破坏位移却非常接近。这表明在降低设计承载力(实际表现为纵筋配筋率降低)的前提下适当增大箍筋间距，仍能获得较好的位移延性。不过，L-D的滞回曲线所包围的面积小于L-A，表明前者的耗能能力不如后者；
- (4)试件L-C1与L-C2的极限承载力、破坏位移和滞回环所包围的面积均比较接近，后者只是略微

偏大一点点。这主要是因为两个试件的有关参数完全相同，只是前者的箍筋直径较粗间距较大，而后者的箍筋直径较细间距较小。该结果表明在  $A_{sh}/s, B$  一定的情况下，适当调整箍筋的直径和间距对连梁的抗震性能影响不大，相对来说箍筋直径较细且间距较密时，连梁的抗震性能略好；

(5) 试件 L-A 的剪跨比较 L-C1(L-C2) 稍大，但破坏位移角却仅为后者的 80% 左右。这可能是由于二者虽然配箍参数  $A_{sh}/s, B$  相同，但 L-A 的箍筋配置方式只是简单的矩形箍，而 L-C1(L-C2) 却在此基础上增加了一根联系箍筋(见图 1)，因此对混凝土的约束作用有所增强；

(6) 试件 L-E 与其它试件相比，极限承载力明显增大。这主要是因为 L-E 的截面尺寸和纵筋配筋率明显大于其它试件的结果；

(7) 试件 L-E 的配箍参数  $A_{sh}/s, B$  与 L-A 和 L-C1(L-C2) 几乎相同，而剪跨比最大，但其破坏位移角却与 L-C1(L-C2) 相当。类似现象在文献[1,2] 中也曾出现。

表 6 所示为不同试件的总滞回耗能 E(即每个试件各滞回环所包围面积的总和)。从表中可以看出，试件 L-A、L-C1 和 L-C2 的总滞回耗能相差不大，L-E 明显偏大，

表 6 滞回耗能

试件编号	L-A	L-C1	L-C2	L-D	L-E
总滞回耗能/(kN·mm)	5140	5080	5400	3240	12300
无量纲总滞回耗能 $E/P_y \Delta_u$	7.82	6.53	6.17	6.33	7.67

L-D 则偏小。由于各试件的尺寸和配筋不完全相同，为对比它们的耗能能力，用各试件的屈服强度  $P_y$  (能量法) 与破坏位移  $\Delta_u$  之积对其总滞回耗能进行无量纲化，结果也列入表 6 中。从表中可以看出，试件 L-A 和 L-E 的耗能能力最强，其余 3 个试件的耗能能力则基本相当。

在图 5 所示各试件的滞回曲线中，最后一圈的正向和负向平均峰值位移  $\Delta_p$  并不正好是该试件的破坏位移  $\Delta_u$ 。为此，又可以用各试件的屈服强度  $P_y$  (能量法) 与  $\Delta_p$  之积对其总滞回耗能进行无量纲处理，具体结果见表 7。从表中可以看出，试件 L-A 和 L-E 的耗能能力仍然最强，L-D 居中，L-C1 和 L-C2 的耗能能力最小。

表 7 无量纲滞回耗能

试件编号	L-A	L-C1	L-C2	L-D	L-E
滞回曲线最后一圈的平均峰值位移 $\Delta_p$ /mm	23.26	24.12	25.00	21.04	32.03
无量纲总滞回耗能 $E/P_y \Delta_p$	6.74	5.39	5.39	5.92	6.62

### 3.3 连梁两端一倍截面高度范围内的弯曲位移和粘结滑移位移

钢筋混凝土连梁两端的相对位移主要由两部分构成，分别为：(1) 塑性铰区的弯曲变形、剪切变形和纵筋的粘结滑移变形所产生的位移；(2) 非塑性铰区变形产生的位移。其中，塑性铰区主要集中在连梁两端一倍截面高度范围内，此区域变形所产生的位移在连梁两端的总相对位移中占有相当大的比重。为后文叙述方便，将连梁两端一倍截面高度范围内的弯曲变形、剪切变形和纵筋粘结滑移变形所产生的位移分别称为弯曲位移  $\Delta_f$ 、剪切位移  $\Delta_s$  和粘结滑移位移  $\Delta_b$ 。图 8 所示为  $\Delta_f$  和  $\Delta_b$  的示意图。需要指出的是，由于图 3 中一倍截面高度范围内的位移计是直接顶在端头表面的，因此受拉一侧位移计的读数实际上同时包含了  $\delta_{1f}$  和  $\delta_b$ 。

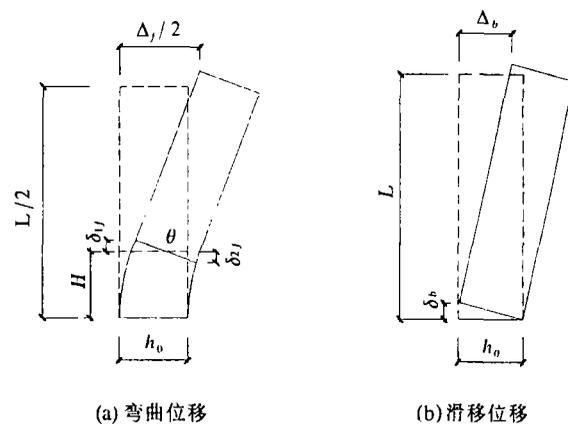


图 8 塑性铰区的弯曲位移和粘结滑移位移

根据  $\delta_{1f}$  和  $\delta_{2f}$ ，可得一倍截面高度范围内的平均曲率。考虑到试件两端变形的对称性，由下式可得该区域弯曲变形所引起的弯曲位移  $\Delta_f$ ：

$$\Delta_f = 2 \times \left[ \int_0^H \varphi_y y dy + \theta(L/2 - H) \right] = (L - H) (\delta_{1f} - \delta_{2f}) / h_0 \quad (1)$$

式中： $h_0$  为试件左、右外侧纵筋之间的距离； $\theta$  为一倍截面高度处的截面弯曲转角； $\varphi_y$  为各截面的曲率； $y$

为各截面距端头表面的距离。

根据  $\delta_b$ 、可得滑移位移  $\Delta_b$ :

$$\Delta_b = \frac{\delta_b L}{h_0} \quad (2)$$

令图3中一倍截面高度范围内受拉一侧位移计的实际读数为  $\delta_1$ ，受压一侧为  $\delta_2$ 。在试件的滞回变形过程中，针对任一滞回环的峰值位移来说，此时受压区混凝土是压实的，即有：

$$\delta_{2f} = \delta_2 \quad (3)$$

$$\delta_{1f} = \delta_1 \quad (\text{纵筋发生粘结滑移之前, } \delta_b = 0) \quad (4)$$

$$\delta_{1f} + \delta_b = \delta_1 \quad (\text{纵筋发生粘结滑移之后, } \delta_b \neq 0) \quad (5)$$

将式(3)~式(5)代入式(1)和式(2)，可得：

$$\text{纵筋发生粘结滑移之前} \quad \Delta_f = \frac{(L-H)(\delta_1 - \delta_2)}{h_0}, \quad \Delta_b = 0 \quad (6)$$

$$\text{纵筋发生粘结滑移之后} \quad \Delta_f = \frac{(L-H)(\delta_1 - \delta_2)}{h_0} - (1 - \frac{H}{L})\Delta_b \quad (7)$$

令  $\Delta^* = (L-H)(\delta_1 - \delta_2)/h_0$ ，由式(6)和式(7)可得：

$$\text{纵筋发生粘结滑移之前} \quad \Delta^* = \Delta_f + \Delta_b \quad (\Delta_b = 0) \quad (8)$$

$$\text{纵筋发生粘结滑移之后} \quad \Delta^* = \Delta_f + (1 - \frac{H}{L})\Delta_b = \Delta_f + \Delta_b - \frac{H}{L}\Delta_b \quad (9)$$

从式(9)中可以看出，纵筋发生粘结滑移之后  $\Delta^*$  只比弯曲位移和粘结滑移位移之和小  $\Delta_b H/L$ 。根据表3可知，试件 L-A、L-C1、L-C2、L-D 和 L-E 的比值  $H/L$  分别为 0.19、0.22、0.22、0.19 和 0.17，加之粘结滑移位移  $\Delta_b$  一般较小在连梁两端总相对位移中所占比重有限，因此可以近似认为：

$$\Delta^* \approx \Delta_f + \Delta_b \quad (10)$$

联立式(8)和式(10)可知，无论纵筋是否发生粘结滑移， $\Delta^*$  形式上均可认为是弯曲位移和粘结滑移位移之和。

图9所示为不同试件  $\Delta^*/\Delta$  随滞回圈数的变化情况，其中  $\Delta$  为试件的总位移。针对任一滞回环，图中数据均是利用相应其峰值位移的  $\delta_1$  和  $\delta_2$  计算得到的。

从图9中可以看出：

(1) 随滞回圈数增加，试件 L-A 的弯曲位移与粘结滑移位移之和占总位移的比例变化较小，平均为 69% 左右；试件 L-D 的弯曲位移与粘结滑移位移之和占总位移的比例开始变化也较小，但在临近破坏阶段却急剧降低，具体数值由前 6 圈的平均 74% 左右减小为第 8 圈的 35% 左右。这可能是因为试件 L-A 与 L-D 的截面尺寸、剪跨比、箍筋配置方式和箍筋直径几乎相同，但后者的箍筋间距却是前者的 1.8 倍，在临近破坏阶段后者剪切变形产生的位移比前者增长更快，致使后者弯曲位移与粘结滑移位移之和占总位移的比例较前者大幅度降低。

(2) 随滞回圈数增加，试件 L-E 的弯曲位移与粘结滑移位移之和占总位移的比例开始变化较小，平均为 73% 左右，但在临近破坏阶段却急剧降低，最终减小为第 15 圈的 40% 左右。

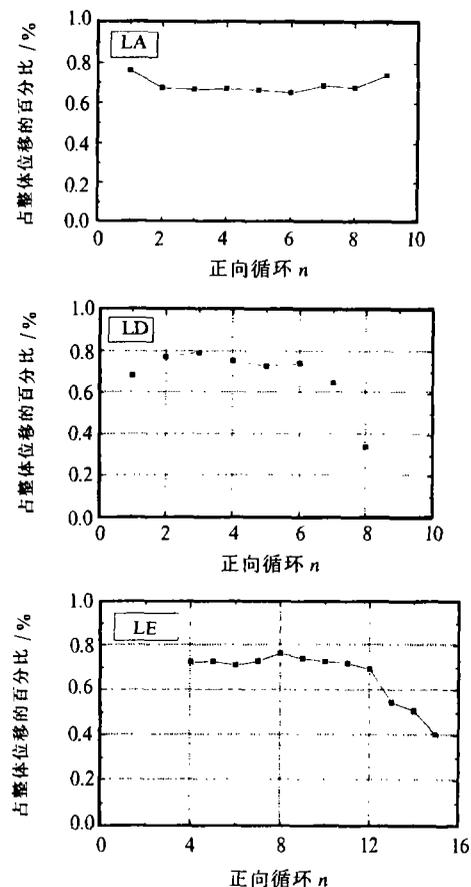


图9  $\Delta^*/\Delta$  随滞回圈数的变化情况

## 4 与其他学者研究结果的比较

表 8 所示为国外其他学者的研究结果。从表中可以看出, 5 个试件的配箍参数  $A_{sh}/s_v B$  基本相同, 虽然它们剪跨比和箍筋屈服强度的变化范围分别为 0.52 ~ 2.66 和 296.0MPa ~ 490.2MPa, 但 5 个试件的破坏位移角却相差不大。试件 3 与同一文献中的试件 1 和试件 2 相比, 虽然剪跨比增大 100%, 但破坏位移角却仅增加了 13% 左右。此外, 试件 5 与试件 4 相比, 剪跨比增大了 66%, 而破坏位移角也仅增加了 8% 左右。类似现象从本文试件 L-E 与 L-C1(L-C2) 的比较中也可看出。

表 8 其他学者的研究结果

编号	截面尺寸 $B \times H$ /mm	截面有效高度 $h$ /mm	连梁净跨 $L$ /mm	剪跨比 $\lambda$	箍筋	箍筋屈服强度 /MPa	$\frac{A_{sh}}{s_v B}$	破坏 位移角	文献
1	102 × 169	159	423	1.33	$\phi 5-2\text{legs}@34$	477.8	1.10%	1/21.9	[1]
2	102 × 169	159	423	1.33	$\phi 5-2\text{legs}@34$	490.2	1.10%	1/22.5	[1]
3	102 × 169	159	847	2.66	$\phi 5-2\text{legs}@34$	428.2	1.10%	1/19.6	[1]
4	130 × 500	484	500	0.52	$\phi 8-2\text{legs}@75$	296.0	1.03%	1/20.5	[2]
5	130 × 300	284	500	0.88	$\phi 8-2\text{legs}@75$	296.0	1.03%	1/19.0	[2]

对比表 8 和表 5 可以看出, 虽然本文试件的剪跨比较大(与表 8 中试件 3 的剪跨比相当), 配筋参数  $A_{sh}/s_v B$  与表 8 基本相似(试件 L-D 除外), 但本文试件的破坏位移角均明显小于文献[1,2] 中的试验结果。这可能是由于本文加载装置的特点只允许试件上、下端头发生平动, 限制了端头的转动, 而文献[1,2] 中的加载装置却允许试件端头产生一定的转动。另外, 本文试件的纵筋配筋率明显大于文献[1,2] 中的试件, 也可能是导致上述现象的原因之一。

## 5 小结

通过 5 个钢筋混凝土连梁模型的伪静力试验, 可得到以下主要结论:

(1) 在降低连梁设计承载力(实际表现为纵筋配筋率降低)的前提下适当增大箍筋间距, 仍能获得较好的位移延性。

(2) 在配箍参数  $A_{sh}/s_v B$  一定的情况下, 适当调整箍筋的直径和间距对连梁的抗震性能影响不大, 相对来说箍筋直径较细且间距较密时, 连梁的抗震性能略好。

(3) 配箍参数  $A_{sh}/s_v B$  相同时, 改变箍筋配置方式对连梁的抗震性能有一定影响。

(4) 在配箍参数  $A_{sh}/s_v B$  相似的情况下, 适当增大剪跨比对连梁破坏位移角的影响有限。

(5) 随滞回圈数增加, 连梁试件的弯曲位移与粘结滑移位移之和占总位移的比例开始变化较小, 平均为 72% 左右, 临近破坏阶段却急剧降低为 35% ~ 40% 左右。但在其它参数不变的情况下, 减小箍筋间距可能使临近破坏阶段该比例的降低趋势减缓。

(6) 本文试件的破坏位移角均明显小于文献[1,2] 中的试验结果, 其原因可能是本文加载装置只允许试件上、下端头发生平动, 而文献[1,2] 中的加载装置却允许试件端头产生一定的转动。另外, 本文试件的纵筋配筋率明显大于文献[1,2] 中的试件, 也可能是导致上述现象的原因之一。

## 参考文献:

- [1] Barney G B, Shiu K N, Rabba B G, Fiorato A E, Russell H G, Corle W G. Behavior of coupling beams under load reversals[R]. Research and development bulletin RD068.01, Portland Cement Association, research and development/construction technology laboratories, 1980.
- [2] Tassios T P, Moretti M, Bezas A. On the behavior and ductility of reinforced concrete coupling beams of shear walls[J]. ACI Structural Journal, 1996, 93(6): 711-720.
- [3] Galano L, Vignoli A. Seismic behavior of short coupling beams with different reinforcement layouts[J]. ACI structural Journal, 2000, 97(6): 876-885.
- [4] Park R, Dai R-T. Ductility of doubly reinforced concrete beam sections[J]. ACI structural Journal, 1989, 85: 217-225.
- [5] Harries K A, Gong B-N, Shahrooz B M. Behavior and design of reinforced concrete, steel, and steel-concrete coupling beams[J]. Earthquake spectra, 2000, 16(4):775-799.