

活性粉末混凝土连续梁塑性性能试验

李莉, 郑文忠

(哈尔滨工业大学 土木工程学院, 哈尔滨 150090, lily_tcl@163.com)

摘要: 为了研究活性粉末混凝土连续梁的塑性性能, 制备了5根钢筋活性粉末混凝土两跨连续梁, 完成了单跨单点加载试验. 考察了试验梁在加载过程中的开裂、中支座控制截面受拉纵筋屈服、跨中控制截面受拉纵筋屈服和极限破坏状态等阶段的受力特征, 基于试验结果提出了在设计用承载能力极限状态和真实承载能力极限状态下的中支座两侧等效塑性铰长度计算公式, 以及以中支座控制截面相对塑性转角和中支座相对受压区高度为自变量的弯矩调幅计算公式.

关键词: 活性粉末混凝土连续梁; 内力重分布; 等效塑性铰区长度; 弯矩调幅

中图分类号: TU375.1

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2010)02-0193-07

Experimental study on plastic property of reactive powder concrete continuous beams

LI Li, ZHENG Wen-zhong

(School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, China, lily_tcl@163.com)

Abstract: In order to investigate the plastic property of reactive powder concrete continuous beams, 5 two-span reinforced reactive powder concrete continuous beams were fabricated, and were then tested with one point load applied at each midspan. During the test, the mechanical behaviors in the stage of cracks, yielding of the steel bar both in the critical section of intermediate support and mid span, and ultimate limit state were investigated. The calculation formulas of length of equivalent plastic hinge zone are presented based on the test data for the design state and the ultimate state. The calculation formulas of the moment modification coefficient with the plastic rotation of intermediate support and the relative height of compression zone as variables are presented respectively.

Key words: reactive powder concrete; internal force redistribution; length of equivalent plastic hinge zone; moment modification

活性粉末混凝土(RPC)是一种具有超高强度、超高韧性、超高耐久性等优良性能的新型混凝土材料^[1-2]. 目前, 国内外对RPC的材料、配比、养护条件、耐久性和强度等进行了大量的试验研究^[3-5]. 在国外的某些试点工程中也有所应用^[6-7]. 实际工程中多数构件为超静定结构, 对于普通钢筋混凝土连续梁的塑性设计方法已做过大量研究^[8-10], 由于RPC的力学性能指标与普通混凝土有较大不同, 使

得钢筋RPC连续梁塑性铰的形成、发展以及塑性设计与普通钢筋混凝土连续梁不同, 本文制备了5根钢筋RPC两跨连续梁的试件, 进行了单跨单点加载试验, 考察了试验梁的塑性铰发展过程, 提出了钢筋RPC连续梁在两个承载能力极限状态下的等效塑性铰区长度计算公式, 和以中支座附近相对塑性转角为自变量和以中支座相对受压区高度为自变量的弯矩调幅系数计算公式.

1 试验概况

1.1 试验原材料

试验梁RPC选用哈尔滨亚泰牌P.O42.5硅酸盐水泥; SiO_2 含量 85.72%, 比表面积 24 200 m^2/kg 的

收稿日期: 2009-11-12.

基金项目: 教育部新世纪优秀人才支持计划资助项目(科技司[2005]290号).

作者简介: 李莉(1980—), 女, 博士研究生;
郑文忠(1965—), 男, 教授, 博士生导师.

唐山硅灰;鞍山钢铁公司生产的比表面积为 $4\,200\text{ cm}^2/\text{g}$ 的 S75 型矿渣粉;山东莱芜汶河化工有限公司的 FDN 浓缩型高效减水剂;哈尔滨晶华水处理材料有限公司生产的 $40\sim 70$ 目和 $70\sim 140$ 目石英砂;直径为 0.22 mm ,长径比为 59.1 的鞍山昌宏钢纤维厂生产的平直钢纤维.纵筋采用 HRB235 和 HRB400 钢筋,箍筋采用 HRB335 钢筋.

1.2 试验用 RPC 配合比

根据前期配合比试验优选了一组强度较高,流动度较好的配合比,如表 1 所示^[2].

表 1 试验用 RPC 配合比

水胶比	水泥	硅灰	矿渣粉	石英砂	减水剂	钢纤维 体积掺量
0.22	1.00	0.30	0.15	1.20	0.40	0.02

注:钢纤维的体积掺量为钢纤维与混凝土的体积比;除钢纤维外,其余均为与水泥的质量比; $3.40\sim 70$ 目和 $70\sim 140$ 目石英砂掺量各占 50%.

1.3 材料性能

为了得到本批试验所使用的 RPC 材料力学性能,分别进行了轴压和轴拉力学性能试验.实测的 RPC 棱柱体强度为 102.28 MPa ,峰值应力对应的应变为 $3\,560\times 10^{-6}$,极限压应变为 $5\,500\times$

10^{-6} ,弹性模量为 $41\,237\text{ MPa}$.试验中所用的一级钢筋屈服强度为 275.0 MPa ,极限强度为 310.5 MPa ,屈服应变为 $1\,310\times 10^{-6}$;三级钢筋的屈服强度平均值为 475.7 MPa ,极限强度平均值为 618.3 MPa ,屈服应变平均值为 $2\,378.3\times 10^{-6}$.

1.4 试验梁参数

混凝土连续梁塑性设计的关键参数为中支座控制截面的弯矩调幅系数.因此以调幅系数为变化参数设计了 5 根 RPC 连续梁试件,参数见表 2.

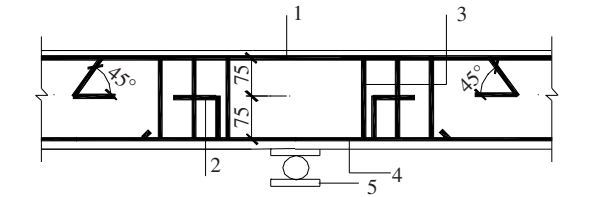
1.5 加载方案

采用液压千斤顶分别在试验梁两跨中点单点对称施加集中荷载,试验梁中支座为固定铰支座,两边支座为滚动铰支座.试验装置如图 2 所示.为确保试验梁在试验过程中与真实受力状态一致,通过图 2 所示的中支座控制截面下的 100 t 螺旋式千斤顶反复调节中支座高度,直至试验梁在自重及加载设备作用下,3 个支座反力实测值与按两跨连续梁计算简图得到的支反力弹性计算值的误差在允许范围内.

表 2 连续梁试件设计参数

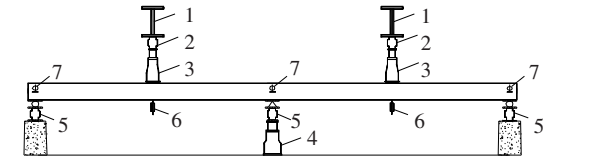
梁编号	长度/mm	截面尺寸	预估调幅系数	中支座配筋	跨中纵筋	箍筋	a_s/mm
LL-1	3400	180×220	0.21	2C22+1C14	3C22	C12@80	35
LL-2	3400	180×220	0.29	2C22	3C22	C12@80	35
LL-3	3400	180×220	0.43	2C18	3C22	C12@80	35
LL-4	3400	180×220	0.57	2C14	3C22	C12@80	35
LL-5	3400	180×220	0.68	2A10	3C22	C12@80	35

注:5 根试验梁的跨中和中支座纵向受拉钢筋均为一排布置;表中 a_s 是指纵向受拉钢筋合力点至梁截面受拉边缘的距离;中支座抵抗负弯矩的纵向受拉钢筋在满足充分利用点和理论切断点的伸出长度要求的位置弯折,以满足锚固长度要求,如图 1 所示;试验梁的跨中纵向受拉钢筋不伸入支座,为形成钢筋骨架和“强剪弱弯”,在纵向钢筋不通长处设 2A6 的架立钢筋.



1—中支座抵抗负弯矩的纵向受拉钢筋;2—跨中抵抗正弯矩的纵向受拉钢筋;3—箍筋;4—架立钢筋;5—中支座.

图 1 中支座配筋示意图



1—反力梁;2—加载传感器;3—250 t 液压千斤顶;4—100 t 螺旋千斤顶;5—支座传感器;6—电子位移计;7—百分表.

图 2 连续梁试验加载设备

梁的挠度通过布置于支座和跨中的位移计测得,裂缝宽度通过读数放大镜测得.中支座和跨中控制截面沿梁高的应变通过布置于梁侧的 5 个应变引

伸计测得.试验加载采用分级加载,直到试件破坏.

2 试验现象及结果

2.1 试验现象

当中支座控制截面受压边缘混凝土达到极限压应变 $\varepsilon_{cu}=5\,500\times 10^{-6}$ 时为设计用承载能力极限状态,这里称为破坏标志 I,此时还可继续承担荷载;当试验梁任一跨出现荷载开始减小,变形持续增大时为真实承载能力极限状态,称为破坏标志 II.

5 根试验梁均在中支座附近先出现第一条裂缝,随着荷载的增长,裂缝宽度和数量不断增加,中支座纵向钢筋首先屈服,随着荷载发展逐渐形成塑性铰,由于加载的细微差异和试件材料离散性,试件两跨跨中的裂缝开展和纵向钢筋应变发展略有不同.

2.2 试验结果

2.2.1 试验梁实测开裂弯矩和极限弯矩

根据前期工作提出的 RPC 梁开裂弯矩计算式得到计算值,与实测值对比如表 3 所示.

$$M_{cr} = \gamma_m f_t W_0, \gamma_m = 1.1 + 24\rho.$$

式中： ρ 为纵向受拉钢筋截面配筋率， W_0 为换算截面抵抗矩。

表 3 试验梁开裂弯矩计算值与实测值对比 kN·m

梁编号	控制截面	M_{cr}^t	M_{cr}^c
LL-1	中支座	31.58	30.69
	跨 中	34.94	34.75
LL-2	中支座	28.58	27.75
	跨 中	33.70	34.75
LL-3	中支座	27.07	23.63
	跨 中	34.94	34.75
LL-4	中支座	22.56	20.51
	跨 中	33.70	34.75
LL-5	中支座	19.55	18.27
	跨 中	34.20	34.75

令 $x = M_{cr}^c/M_{cr}^t$ ，其平均值 $\bar{x} = 0.99$ ，均方差 $\sigma_x = 0.134$ ，变异系数 $\delta_x = 0.018$ ，可见这种开裂弯矩计算方法可用。

试验梁对应于破坏标志 I 荷载值 $P_{u,I}$ 、边支座反力 $R_{u,I}$ 及正截面抗弯极限弯矩 $M_{u,I}^t$ 如表 4 所示。试验梁对应于破坏标志 II 的荷载值 $P_{u,II}$ 、边支座反力 $R_{u,II}$ 及正截面抗弯极限弯矩 $M_{u,II}^t$ ，如表 5 所示。可以看出，虽然各试验梁跨中控制截面配置的纵筋相同，但破坏时的承载力不同，随着中支座控制截面配筋的减少，跨中控制截面的承载力增大。

表 4 试验梁对应于破坏标志 I 的极限弯矩实测值

梁编号	$P_{u,I}/\text{kN}$	$R_{u,I}/\text{kN}$	$M_{u,I}^t/(\text{kN}\cdot\text{m})$
LL-1	340	119.92	中支座 80.13
			跨 中 95.94
LL-2	315	114.79	中支座 68.33
			跨 中 91.83
LL-3	295	111.56	中支座 57.50
			跨 中 89.25
LL-4	270	113.31	中支座 34.70
			跨 中 90.65
LL-5	250	106.88	中支座 29.00
			跨 中 85.50

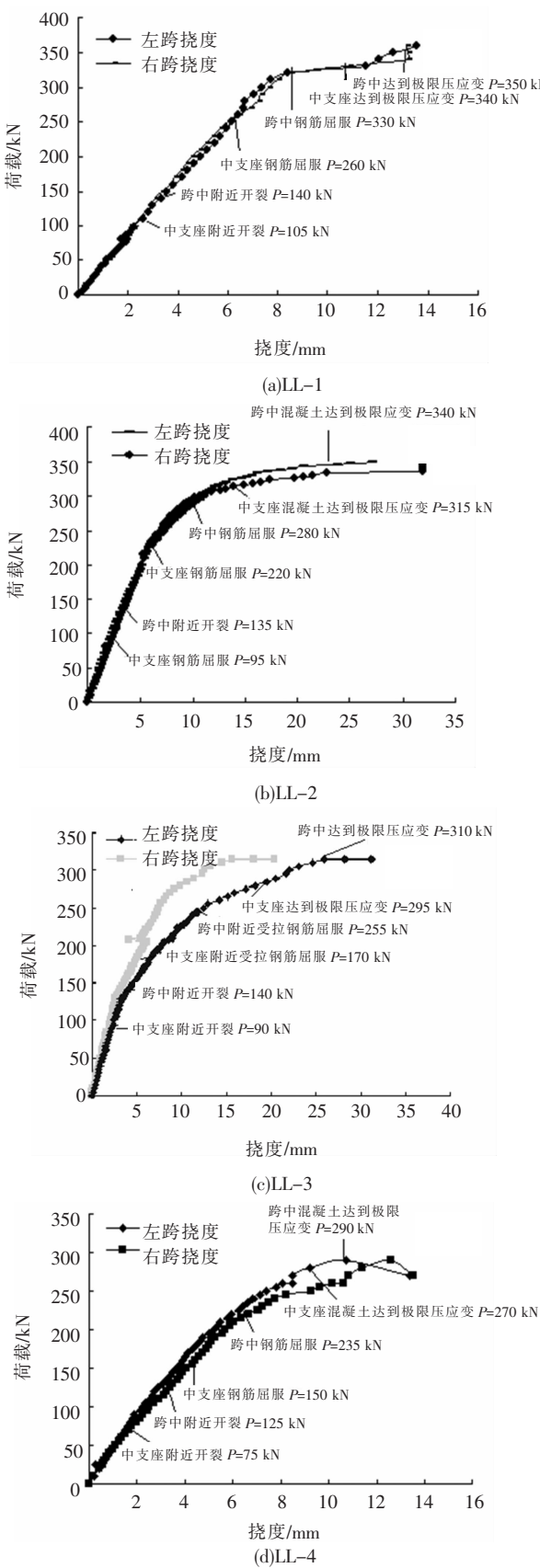
表 5 试验梁对应于破坏标志 II 的极限弯矩实测值

梁编号	$P_{u,II}/\text{kN}$	$R_{u,II}/\text{kN}$	$M_{u,II}^t/(\text{kN}\cdot\text{m})$
LL-1	360	128.63	中支座 82.19
			跨 中 102.90
LL-2	340	124.26	中支座 73.18
			跨 中 99.41
LL-3	310	118.13	中支座 59.00
			跨 中 94.50
LL-4	290	122.41	中支座 36.14
			跨 中 97.93
LL-5	285	122.50	中支座 32.00
			跨 中 99.00

2.2.2 试验梁的变形

根据布置在试验梁跨中及各支座的位移计测

到的位移实测值，可计算得到在外荷载作用下跨中挠度，各试验梁两跨的荷载 - 挠度曲线如图 3 所示，各试验梁均经过了中支座附近开裂、跨中附近开裂、中支座钢筋屈服、跨中钢筋屈服、中支座达到极限压应变和跨中达到极限压应变 6 个阶



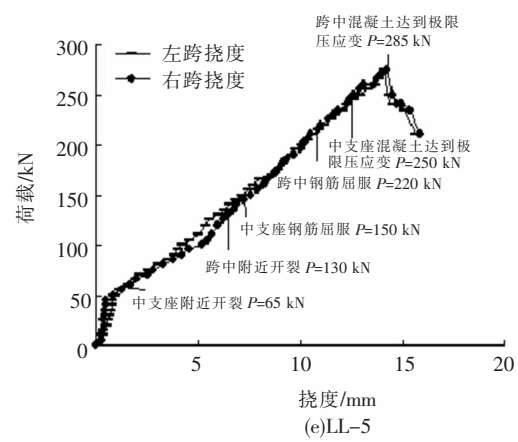


图 3 各试验梁荷载 - 挠度曲线

段,每个阶段所对应的荷载分别列于图中.开裂前,试验梁的两跨中挠度均很小,且基本相等;由试验梁开裂至中支座控制截面纵向钢筋屈服,跨中挠度开始有较快增长;在中支座及跨中的塑性铰形成及转动过程中,跨中挠度急速增长,占最终变形的绝大部分.

3 钢筋活性粉末混凝土连续梁的塑性设计

3.1 梁的内力重分布

图 4 和图 5 以 LL-1 和 LL-5 为例给出了试验梁在加载过程中支座反力和中支座控制截面弯矩的弹性计算值和实测值的对比情况.由图中可以看出,从开始加载之后的若干级荷载作用下,试验梁的支反力实测值与弹性计算值、中支座控制截面弯矩实测值与弹性计算值基本相等,表明此

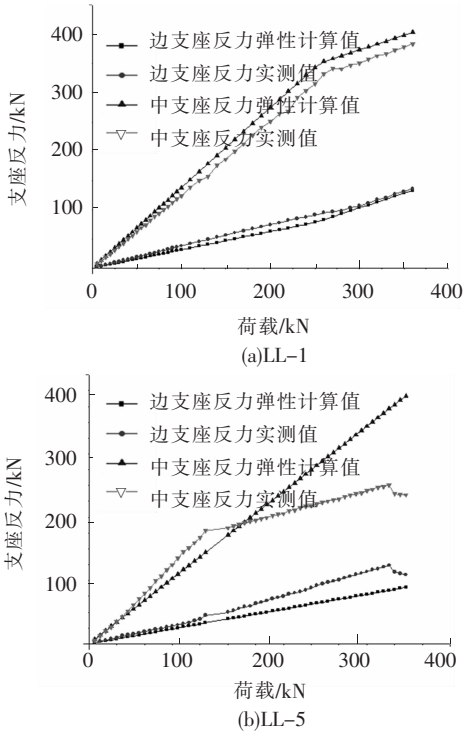


图 4 试验梁支座反力弹性计算值与实测值的对比

时试验梁处于弹性受力阶段;随着荷载的增加,实测值与弹性计算值开始有偏差,至中支座控制截面纵向钢筋受拉屈服过程中,试验梁边支反力实测值均逐渐较弹性计算值增大、中支座反力实测值逐渐较弹性计算值减小;相应地,中支座控制截面弯矩实测值逐渐小于弯矩弹性计算值、跨中控制截面弯矩实测值逐渐大于弯矩弹性计算值,表明试验梁开始出现一定程度的内力重分布现象.

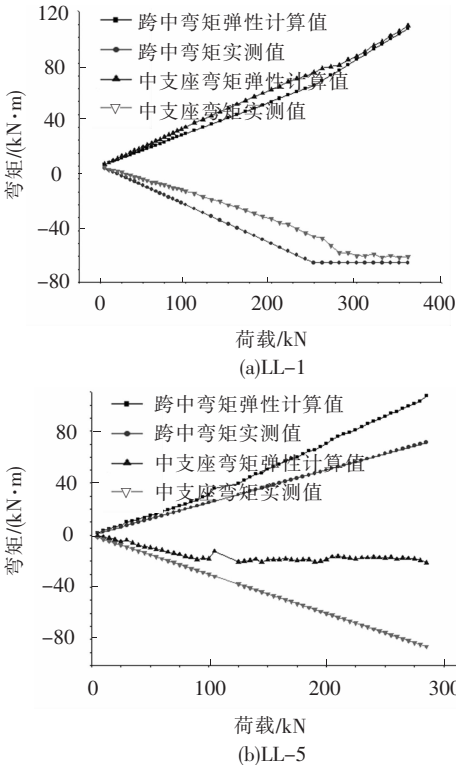


图 5 试验梁支座弯矩弹性计算值与实测值的对比

3.2 塑性铰长度及塑性转角

3.2.1 基于设计用承载能力极限状态下

在各试验梁中支座控制截面 800 mm 长范围内的纵向钢筋表面粘贴了间距为 25 mm 的应变片,可测得中支座控制截面两侧纵向钢筋应变不小于屈服应变的长度,即中支座两侧的实际塑性铰区长度. φ_d 为设计用承载能力极限状态下的极限曲率, φ_y 为屈服曲率,以实际塑性铰区内非弹性曲率所包围面积相等为原则,将非弹性曲率等效为矩形分布,由此可确定试验梁在设计用承载能力极限状态下的等效塑性铰区长度. 试验梁在达到设计用承载能力极限状态时中支座控制截面附近曲率分布和等效塑性铰区如图 6 所示. 此时塑性铰的转角为 $\theta_{pd} = (\varphi_d - \varphi_y) l_{pd}$. 基本参数见表 6.

取 5 根试验梁基于设计用承载能力状态时两侧等效塑性铰区长度的平均值,则 $L_{pd} = 0.40h_0$.

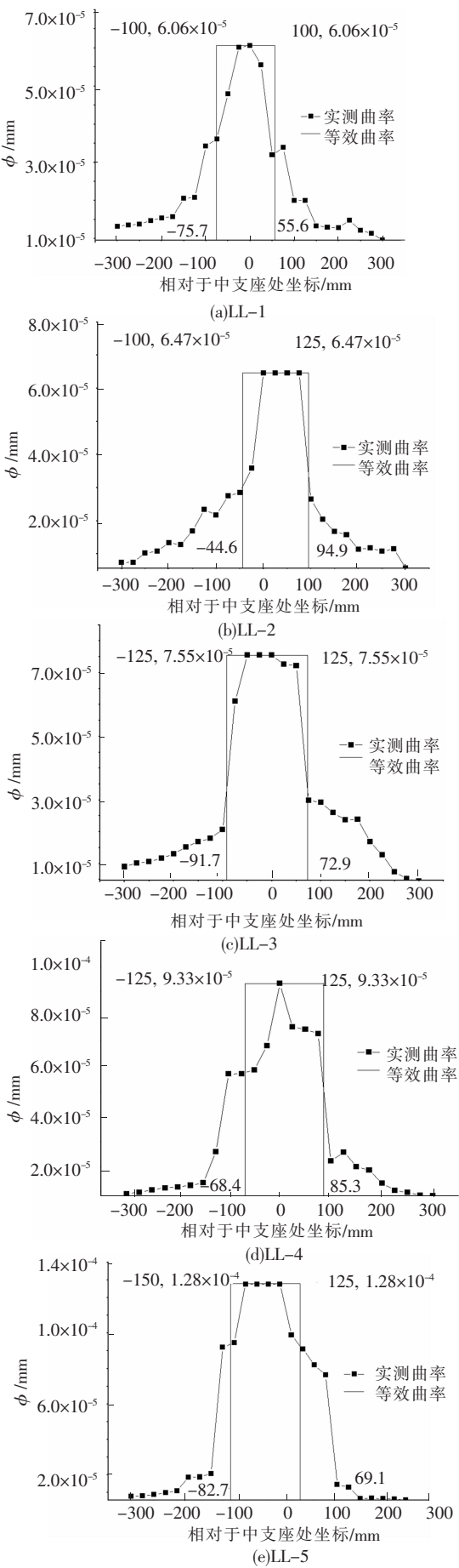


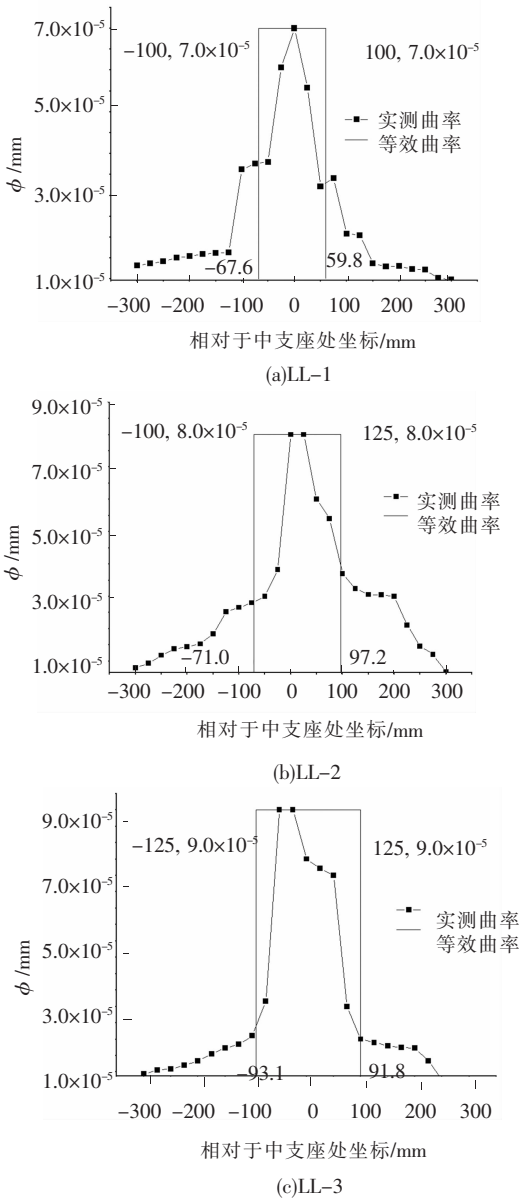
图6 基于设计用承载力极限状态时试验梁实际塑性铰区内实测曲率及其等效矩形分布

表6 基于设计用承载力极限状态时试验梁塑性铰区长度和塑性转角

梁编号	$\varphi_y / 10^{-6}$	$\varphi_d / 10^{-6}$	L_{pd} / mm	$\theta_{pd} / 10^{-3} \text{rad}$
LL-1	20.85	60.59	71.20	2.82
LL-2	19.72	64.67	81.45	3.67
LL-3	18.00	75.51	85.05	4.89
LL-4	16.56	93.33	87.00	6.67
LL-5	15.34	128.00	109.25	12.27

3.2.2 基于真实承载力极限状态

φ_u 为试验梁真实承载力状态下极限曲率,按照与实际塑性铰区非弹性曲率所包围面积相等的原则,将曲率等效为矩形分布.从而可得到中支座控制截面两侧等效塑性铰区长度 l_{pu} .图7为各试验梁在该状态下实测曲率分布和等效矩形分布,塑性转角为 $\theta_{pu} = (\varphi_u - \varphi_y) l_{pu}$.基本参数见表7.



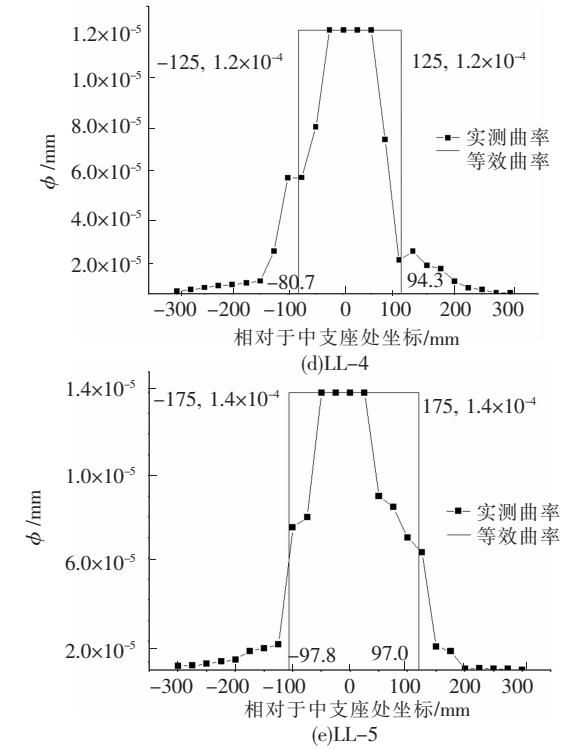


图 7 基于真实承载力极限状态时试验梁实际塑性铰区内实测曲率及其等效矩形分布

表 7 基于真实承载力极限状态时试验梁塑性铰区长度和塑性转角

梁编号	$\varphi_y / 10^{-6}$	$\varphi_u / 10^{-6}$	l_{pu} / mm	$\theta_{pu} / 10^{-3} \text{ rad}$
LL-1	20.85	70.00	71.70	3.52
LL-2	19.72	80.00	82.70	4.99
LL-3	18.00	90.00	96.25	6.93
LL-4	16.56	120.00	92.15	9.53
LL-5	15.34	140.00	113.50	14.15

取 5 根试验梁基于真实承载力状态时两侧等效塑性铰区长度的平均值,则 $L_{pu} = 0.45 h_0$.

3.3 塑性调幅系数的计算

3.3.1 基于设计用承载力状态下的弯矩调幅系数

试验梁在设计用承载力极限状态下中支座弯矩实测值 M_d ,中支座弯矩弹性值 M_{de} 和调幅系数 β_d 如表 8 所示.以 β_d 为纵坐标,以达到该状态时相对塑性转角 θ_{pd}/h_0 为横坐标,得到试验梁试验点分布,见图 8 所示,根据图中数据拟合得到

$$\begin{cases} \beta_d = 0.109 \left(\frac{\theta_{pd}}{h_0} \times 10^5 \right) + 0.05, & \frac{\theta_{pd}}{h_0} \leq 5.1 \times 10^{-5}; \\ \beta_d = 0.614, & \frac{\theta_{pd}}{h_0} > 5.1 \times 10^{-5}. \end{cases}$$

表 8 各试验梁在设计用承载力极限状态下的 M_d, M_{de} 和 β_d

梁编号	$M_d / (\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_{de} / (\text{kN} \cdot \text{m})$	β_d
LL-1	80.13	102.27	0.22
LL-2	68.33	94.75	0.28
LL-3	57.50	88.74	0.35
LL-4	34.70	81.22	0.57
LL-5	29.00	75.20	0.61

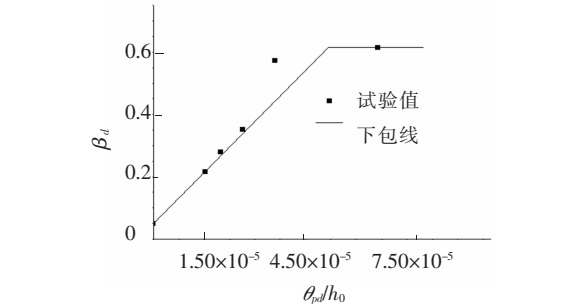


图 8 β_d 与 θ_{pd}/h_0 试验点分布及关系曲线

表 9 列出了根据实测值计算的设计用承载力状态下的中支座控制截面混凝土相对受压区高度 ξ_i 与调幅系数 β_d 的计算值.

表 9 试验梁实测的中支座相对受压区高度 ξ_i 及 β_d

梁编号	x'_c / mm	h_0 / mm	ξ_i	β_d
LL-1	26.30	185	0.142	0.22
LL-2	23.77	185	0.128	0.28
LL-3	15.34	185	0.102	0.35
LL-4	12.98	185	0.070	0.57
LL-5	7.03	185	0.038	0.61

5 根钢筋 RPC 连续梁 β_d 与 ξ_i 试验点分布,见图 9. 由此可得到

$$\beta_d = \begin{cases} 0.61, & \xi_i < 0.038; \\ 0.05, & \xi_i > 0.176; \\ \text{直线内插,} & \xi_i \text{ 在 } 0.038 \sim 0.175. \end{cases}$$

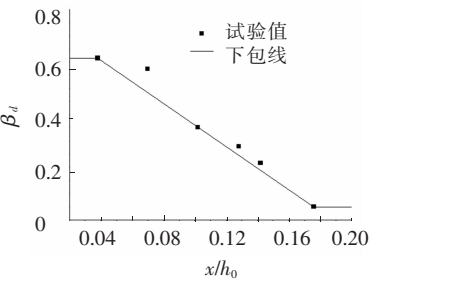


图 9 β_d 与 x/h_0 试验点分布及关系曲线

3.3.2 基于真实承载力极限状态的弯矩调幅系数

试验梁在真实承载力极限状态下的中支座弯矩实测值 M_u ,中支座弯矩弹性计算值 M_{ue} 以及调幅系数 β_u 见表 10.以 β_u 为纵坐标,以达到该状态时相对塑性转角 θ_p/h_0 为横坐标,得到试验梁试验点分布,见图 10,根据图中数据拟合得到

$$\begin{cases} \beta_u = 0.85 \left(\frac{\theta_p}{h_0} \times 10^4 \right) + 0.05, & \frac{\theta_p}{h_0} \leq 6.06 \times 10^{-5}; \\ \beta_u = 0.63, & \frac{\theta_p}{h_0} > 6.06 \times 10^{-5}. \end{cases}$$

表 10 各试验梁在真实承载力极限状态下的 M_u, M_{ue} 和 β_u

梁编号	$M_u / (\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_{ue} / (\text{kN} \cdot \text{m})$	β_u
LL-1	82.19	108.29	0.24
LL-2	73.18	102.27	0.28
LL-3	59.00	93.25	0.37
LL-4	36.14	87.23	0.59
LL-5	32.00	85.73	0.63

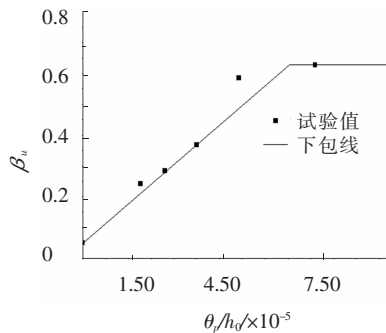


图 10 β_u 与 θ_p/h_0 试验点分布及关系曲线

表 11 列出了根据实测值计算的真实承载能力状态下的中支座控制截面混凝土相对受压区高度 ξ_i 与调幅系数 β_u 的计算值. 5 根钢筋 RPC 连续梁 β_u 与 ξ_i 试验点分布, 见图 11. 由此可得到以 ξ_i 为自变量的中支座弯矩调幅系数 β_u 为

$$\beta_u = \begin{cases} 0.627, & \xi_i < 0.053; \\ 0.05, & \xi_i > 0.201; \\ \text{直线内插,} & \xi_i \text{ 在 } 0.053 \sim 0.201. \end{cases}$$

表 11 各试验梁在真实承载能力状态下实测的中支座相对受压区高度 ξ_i 及调幅系数 β_u

梁编号	x_c^t/mm	h_0/mm	ξ_i	β_u
LL-1	28.84	185	0.161	0.24
LL-2	26.05	185	0.141	0.28
LL-3	19.99	185	0.108	0.37
LL-4	15.14	185	0.082	0.59
LL-5	9.89	185	0.053	0.63

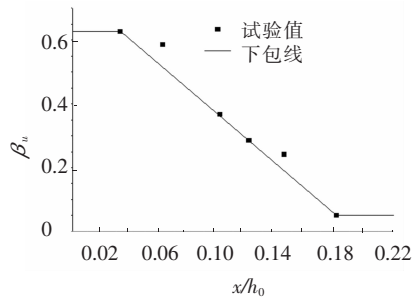


图 11 β_u 与 x/h_0 试验点分布及关系曲线

钢筋 RPC 连续梁的调幅能力比相同截面相同配筋的普通钢筋混凝土连续梁大, 这是由于 RPC 的极限压应变为 $5\,500 \times 10^{-6}$, 大于普通混凝土的 $3\,300 \times 10^{-6}$, 对于适筋梁, 截面的极限曲率 φ_u 取决于混凝土的极限压应变, 而屈服曲率 φ_y 取决于钢筋的屈服应变, 因此钢筋 RPC 连续梁的中支座截面极限曲率 φ_u 比普通钢筋混凝土连续梁大, 使得钢筋 RPC 连续梁的中支座塑性铰转角比普通钢筋混凝土连续梁大. 由此说明钢筋 RPC 连续梁具有更优越的塑性调幅能力.

4 结 论

- 1) 通过 5 根钢筋活性粉末混凝土两跨连续梁的破坏试验考察了试验梁的开裂、中支座控制截面纵向钢筋屈服, 跨中控制截面纵向钢筋屈服和极限破坏状态的受力特征.
- 2) 建立了活性粉末混凝土连续梁达到设计用承载能力极限状态和真实承载能力极限状态时的等效塑性铰区长度计算公式.
- 3) 建立了活性粉末混凝土连续梁达到设计用承载能力极限状态和真实承载能力极限状态的以中支座附近相对塑性转角和以相对受压区高度为自变量的弯矩调幅系数计算公式.

参考文献:

[1] RICHARD P. Reactive powder concrete: a new ultra-high strength cementitious material[C]//The 4th International Symposion Utilization of High Strength/High Performance Concrete, Paris, France: [s. n.], 1996: 1343 - 1349.

[2] RICHARD P, CHEYREZY M. Composition of reactive powder concretes[J]. Cement and Concrete Research, 1995, 25(7): 1501 - 1511.

[3] 郑文忠, 李莉. 活性粉末混凝土配制及其配合比计算方法[J]. 湖南大学学报, 2009, 35(2): 13 - 17.

[4] 谢友均, 刘宝举, 龙广成. 掺超细粉煤灰活性粉末混凝土的研究[J]. 建筑材料学报, 2001, 9: 280 - 284.

[5] ROUX B N, ANDRADEJ C, SANJUAN M A. Experimental study of durability of reactive powder concretes [J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 1996, 8(2): 1 - 6.

[6] 张燕. 活性粉末混凝土在结构工程中的应用及发展 [J]. 河南建材, 2003(4): 18 - 20.

[7] 周文元. 活性粉末混凝土在道路桥梁工程中的应用 [J]. 水运工程, 2004(12): 103 - 105.

[8] 邓宗才, 马俊. 钢筋混凝土连续梁塑性分析的试验研究 [J]. 建筑结构, 1997(5): 16 - 18.

[9] 杨春峰. 无粘结预应力混凝土连续梁截面曲率延性分析与塑性设计[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2003.

[10] 清华大学土木与环境工程系, 山西省建筑科学研究所. 钢筋混凝土连续梁弯矩调幅限值的试验研究 [J]. 山西建筑, 1981(1): 1 - 33.

(编辑 赵丽莹)