

doi: 10.11918/j.issn.0367-6234.2015.04.011

预应力型钢超高强混凝土梁抗弯延性试验

贾金青, 孟刚, 封硕, 朱伟庆

(海岸和近海工程国家重点实验室(大连理工大学), 116024 辽宁 大连)

摘要:为研究预应力型钢超高强混凝土梁的抗弯延性性能,进行了15根预应力型钢超高强混凝土梁和3根预应力超高强混凝土梁在静力荷载作用下的受弯性能试验.结果表明:内置型钢提高了试验梁承载力的同时,提高了试验梁峰值荷载后的持载能力;试件的位移延性系数随着有效预加力、型钢含钢率、普通纵筋和预应力筋配筋率的增大而降低,随着钢绞线和型钢在截面内位置高度的降低而降低.分析了考虑截面整体配筋情况的综合配筋指数 ω_c 与位移延性系数的关系,通过数据线性回归,给出以综合配筋指数 ω_c 作为单一变量的位移延性系数简化计算公式.

关键词: 预应力; 型钢; 超高强混凝土; 抗弯延性; 综合配筋指数

中图分类号: TU 378.2

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2015)04-0064-07

Flexural ductility of prestressed steel reinforced ultra-high strength concrete beams

JIA Jinqing, MENG Gang, FENG Shuo, ZHU Weiqing

(State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering(Dalian University of Technology), 116024 Dalian, Liaoning, China)

Abstract: Fifteen specimens of the prestressed steel reinforced ultra-high strength concrete beams and three specimens of the prestressed ultra-high strength concrete beams were tested to investigate the flexural ductility of specimens. The test results indicated that: the encased structure steel increased the bearing capacity of specimens, and enhanced the ability of sustaining load after peak load of the specimens. The increase of effective pre-stretching stress, reinforcement ratio of structure steel, reinforcement ratio of ordinary longitudinal bar, and reinforcement ratio of prestressed tendon led to the decrease of displacement ductility factor, the decrease of depth of prestressed tendon and structure steel led to the decrease of displacement ductility factor. The effect of complex reinforcement index considering of reinforcement on displacement ductility factor were studied. By linear regression of test dates, the simplified calculation formula of displacement ductility factor was obtained, and complex reinforcement index was a single variable in this formula.

Keywords: prestressed; structure steel; ultra-high strength concrete; flexural ductility; complex reinforcement index

随着社会经济的飞速发展,大跨重载桥梁和超高强建筑大量兴建,钢-混凝土组合结构不断涌现.中国研究人员在上世纪末提出了预应力型钢混凝土梁(PSRCB).PSRCB通过在内置实腹型钢混凝土梁中配置预应力筋,并施加预应力,保证组合梁高承载力的同时,改善了其正常使用阶段的工作性能,提高抗裂性能^[1-3].为了进一步提高受弯构件在大跨、重载、腐蚀环境下的服役寿命,

在预应力型钢混凝土梁中应用超高强混凝土可进一步提高组合梁的承载力和刚度、减小梁截面尺寸,同时超高强混凝土密实度高、耐久性好,使得预应力型钢超高强混凝土梁(PSRUHSCB)在大跨重载桥梁、超高层建筑和深海海洋建筑中将具有广阔的工程应用前景.

超高强混凝土具有诸多优点的同时,其脆性破坏显著,超高强混凝土结构延性较差,制约了其在工程中的广泛应用^[4];预应力技术提高抗裂性的同时,对结构延性也产生不利影响^[5].因此,在现代结构形式中,注重结构承载力、耐久性的同时,需要注重结构的变形能力,以满足必要的延性

收稿日期: 2014-02-20.

基金项目: 国家自然科学基金(51078059,50878037).

作者简介: 贾金青(1962—),男,教授,博士生导师.

通信作者: 孟刚, menggang_dlut@126.com.

性能,提高结构抵抗偶然超载、碰撞和反复荷载的能力。

目前,国内外学者分析了 PSRCB 的破坏形态、荷载-位移曲线模式和不同试验参数对其承载力的影响,并给出正截面抗弯极限承载力的计算公式,但未对 PSRCB 的延性性能进行分析^[6-8]。而对于 PSRUHSCB 而言,相关文献报道较少,国内仅有 Meng 等^[9]通过 ANSYS 有限元程序对 PSRUHSCB 抗弯承载力进行了数值分析。为探讨 PSRUHSCB 的抗弯延性性能,通过 15 根 PSRUHSCB 和 3 根 PUHSCB 在静力荷载作用下的抗弯性能试验,分析了各试验因素对抗弯延性的影响规律,提出了考虑截面整体配筋情况的综合配筋指数 ω_c 的计算方法,并通过数据曲线拟合,给出了以综合配筋指数 ω_c 作为单一变量的 PSRUHSCB 位移延性系数的简化计算公式。

1 试验概况

1.1 试件设计

对 15 根 PSRUHSCB 和 3 根 PUHSCB 进行静力荷载作用下抗弯性能试验。梁长均为 4 000 mm,

跨度均为 3 700 mm,截面尺寸为 200 mm×300 mm,混凝土保护层厚度 25 mm,普通纵向钢筋采用 HRB335 级钢筋,内置工字钢采用钢材牌号为 Q235 型钢,箍筋为 HPB235 级钢筋,预应力筋采用 1860 级高效低松弛钢绞线,预应力施加方式为后张法有粘结。箍筋的配筋满足构造配筋,保证试件梁的弯曲破坏,支座处 500 mm 范围内 $\phi 8@50$,剪跨段范围内 $\phi 8@150$,纯弯段范围内 $\phi 8@200$ 。试验设计参数:有效预加力、钢绞线位置高度、型钢普通纵筋和预应力筋配筋率、含钢率、型钢位置。试件梁截面配筋形式见图 1。试件设计参数见表 1,表 1 中注释 2 部分说明了纯弯段变化型钢截面的不同方式,并依此研究不同含钢率对试件抗弯延性的影响;注释 3 中有效张拉应力值是通过粘贴在钢绞线表面的应变片实测而得。

1.2 材料力学性能

试件梁超强混凝土标准立方体抗压强度平均值 $f_{cu} = 102.5 \text{ N/mm}^2$,标准棱柱体抗压强度平均值 $f_c = 86.18 \text{ N/mm}^2$,弹性模量 $E_c = 4.87 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$,钢绞线、钢筋及型钢的屈服强度、极限强度及弹性模量实测值见表 2。

表 1 试件梁设计参数

试件编号	截面形式	型钢配置			预应力筋配置			有效张拉应力 $\sigma_{pe}/$ MPa	受拉/受压 纵筋 A_s/A_s'
		a_a/mm	a_a'/mm	型号	A_p/mm^2	h_p/mm	σ_{con}		
PSRUHSCB-01	I	80	80	I14	278	100	$0.6f_{ptk}$	890	$2\phi 14/2\phi 10$
PSRUHSCB-02	I	80	80	I14	278	100	$0.7f_{ptk}$	1 035	$2\phi 14/2\phi 10$
PSRUHSCB-03	I	80	80	I14	278	100	$0.8f_{ptk}$	1 116	$2\phi 14/2\phi 10$
PSRUHSCB-04	I	80	80	I14	278	100	$0.7f_{ptk}$	1 046	$2\phi 18/2\phi 10$
PSRUHSCB-05	I	80	80	I14	278	100	$0.7f_{ptk}$	1 008	$3\phi 18/2\phi 10$
PSRUHSCB-06	I	80	80	I14	197	100	$0.7f_{ptk}$	1 032	$3\phi 18/2\phi 10$
PSRUHSCB-07	I	50	110	I14	278	100	$0.7f_{ptk}$	1 056	$2\phi 14/2\phi 10$
PSRUHSCB-08	I	50	110	I14	278	100	$0.7f_{ptk}$	1 025	$2\phi 18/2\phi 10$
PSRUHSCB-09	I	50	110	I14	278	100	$0.7f_{ptk}$	1 061	$3\phi 18/2\phi 10$
PSRUHSCB-10	I	80	80	I14 ^{*1}	278	100	$0.7f_{ptk}$	1 019	$2\phi 14/2\phi 10$
PSRUHSCB-11	I	80	80	I14 ^{*2}	278	100	$0.7f_{ptk}$	1 039	$2\phi 14/2\phi 10$
PSRUHSCB-12	II	80	80	I14	197	50	$0.6f_{ptk}$	876	$2\phi 14/2\phi 10$
PSRUHSCB-13	II	80	80	I14	197	50	$0.7f_{ptk}$	1 028	$2\phi 14/2\phi 10$
PSRUHSCB-14	II	80	80	I14	197	50	$0.8f_{ptk}$	1 098	$2\phi 14/2\phi 10$
PSRUHSCB-15	II	80	80	I14	197	50	$0.7f_{ptk}$	1 016	$3\phi 18/2\phi 10$
PUHSCB-01	III	—	—	—	278	50	$0.7f_{ptk}$	1 044	$3\phi 18/2\phi 10$
PUHSCB-02	III	—	—	—	278	70	$0.7f_{ptk}$	1 012	$3\phi 18/2\phi 10$
PUHSCB-03	III	—	—	—	278	100	$0.7f_{ptk}$	1 020	$3\phi 18/2\phi 10$

注:1. 工字钢 I14 尺寸为 140×80×5.5×9.1,工字钢 I16 尺寸为 160×88×6.0×9.9; 2. 工字钢 I14^{*1}为 140×80×(5.5+4)×9.1(腹板加厚 4 mm),工字钢 I14^{*2}为 140×80×5.5×(9.1+4.5)(下翼缘加厚 4.5 mm); 3. 实测钢绞线有效张拉预应力 $\sigma_{pe} = 0.7\sigma_{con} - \sigma_l$, σ_{con} 为预应力钢筋张拉控制应力, σ_l 为预应力损失应力值。

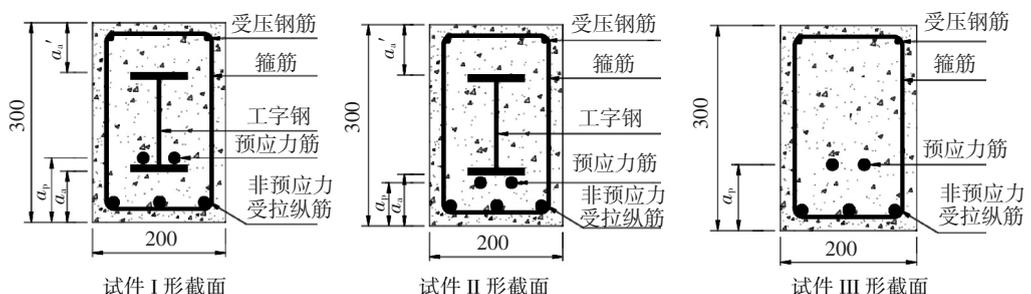


图 1 试验梁截面配筋示意 (mm)

表 2 钢绞线、钢筋和型钢实测力学性能 MPa

种类	弹性模量	屈服强度	极限强度
钢绞线 $\phi^{\circ}15.2$	1.964×10^5	1 845	1 942
钢绞线 $\phi^{\circ}12.7$	1.956×10^5	1 851	1 939
钢筋 $\phi 14$	2.010×10^5	408	572
钢筋 $\phi 18$	2.045×10^5	411	587
工字钢 H14	2.080×10^5	254	368

1.3 试验加载方案

试验采用四点弯曲分级加载方式,跨中纯弯段均为 1 100 mm,剪跨段均为 1 300 mm.荷载由 1 000 t 试验机在分配梁上施加,并通过荷载传感器测量施加荷载的大小,跨中梁底设置位移计测量试件的挠度,试验加载方式见图 2.

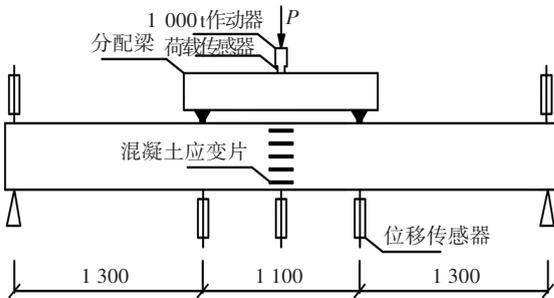


图 2 试件加载图 (mm)

1.4 试验结果

图 3 为 15 根 PSRUHSCB 荷载-位移曲线,图 4 为 3 根 PUHSCB 荷载-位移曲线.所有试件梁的开裂荷载 P_{cr} 、屈服荷载 P_y 、极限荷载 P_u 见表 3. 由图 3、4 可见:1) PSRUHSCB 的抗弯受力过程与普通型钢混凝土梁类似;试验梁开裂、屈服过程明显,当普通受拉纵筋屈服时,试验梁进入屈服状态;随着型钢腹板的逐步屈服和预应力钢绞线的应力继续增大,试验梁承载力继续上升;试验梁达到极限承载力状态时,由于保护层范围内的超高强混凝土脆性破坏,出现承载力骤降现象,但由于内置型钢存在,使得试验梁具有较好的持载能力;2) PUHSCB 的抗弯受力过程与普通钢筋混凝土梁类似;普通受拉纵筋屈服时,试验梁进入屈服状态;由于预应力钢绞线的应力继续增大,试验梁的承载力进一步增加;达到极限承载力时,受压区超高强混凝土脆性破坏,截面刚度降低较大,试验梁丧失承载能力.

图 5 为部分试验梁在各级荷载作用下的跨中截面应变分布图. PUHSCB 和 PSRUHSCB 在荷载达到 $0.9P_u$ 之前,跨中控制截面沿梁高方向的应变基本呈较好的线性关系,两种型式的试验梁平面截面假定基本符合;试验梁开裂后,随着荷载的增加,截面中和轴位置变化不大.

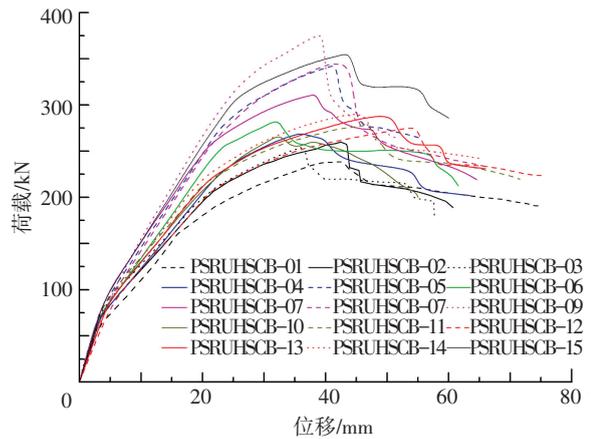


图 3 PSRUHSCB 荷载-位移曲线

表 3 实测试验梁的开裂荷载、屈服荷载、极限荷载和位移延性系数

试件编号	P_{cr}/kN	P_y/kN	P_u/kN	Δ_y/mm	Δ_u/mm	μ_Δ
PSRUHSCB-01	65	192	242	22.03	72.37	3.29
PSRUHSCB-02	72	206	254	20.65	59.88	2.90
PSRUHSCB-03	78	201	254	20.66	56.20	2.72
PSRUHSCB-04	72	232	282	24.15	54.67	2.26
PSRUHSCB-05	80	290	342	25.39	50.49	1.99
PSRUHSCB-06	70	255	283	23.50	59.92	2.55
PSRUHSCB-07	84	257	315	21.39	50.65	2.37
PSRUHSCB-08	78	275	345	23.86	45.39	1.90
PSRUHSCB-09	84	315	375	25.33	41.10	1.62
PSRUHSCB-10	70	198	264	18.68	50.32	2.69
PSRUHSCB-11	83	216	278	21.41	60.36	2.82
PSRUHSCB-12	74	205	275	21.36	78.10	3.66
PSRUHSCB-13	77	207	287	19.40	60.56	3.28
PSRUHSCB-14	81	221	290	18.73	57.50	3.07
PSRUHSCB-15	88	310	352	26.23	58.04	2.21
PUHSCB-01	94	254	282	26.33	42.34	1.61
PUHSCB-02	87	234	272	25.39	48.09	1.89
PUHSCB-03	80	226	267	25.27	60.39	2.39

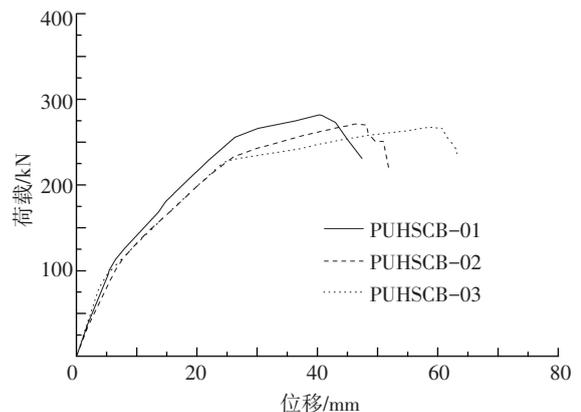


图 4 PUHSCB 荷载-位移曲线

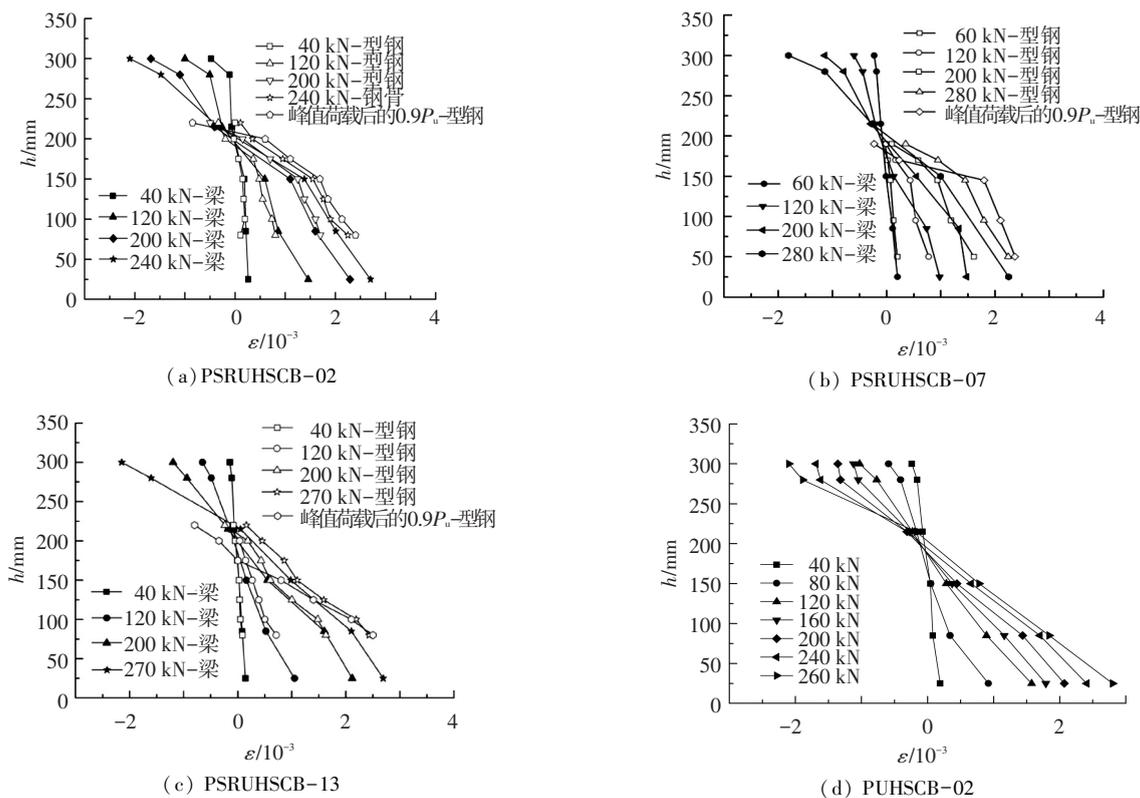


图 5 部分试件的跨中控制截面应变

2 延性性能分析

2.1 抗弯延性评价指标

延性是指材料、构件和结构体系在荷载作用或其他间接作用下进入非线性状态后,在承载力没有显著降低情况下的变形能力^[10].对于受弯构件的延性通常采用位移延性系数 $\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y$ 来描述^[11].

由于 PSRUHSCB 试件的荷载-位移曲线上屈服拐点不明显,采用文献[12]中的几何作图法来确定试件的屈服点,图 6 中屈服点对应的横坐标为屈服位移 Δ_y , 纵坐标为屈服荷载;对于极限位移 Δ_u 的取值,由于其荷载-位移曲线下降段上有较明显的持载现象,依据文献[13] Δ_u 取截面抗弯承载力下降至极限承载力的 80% 时对应的跨中位移.

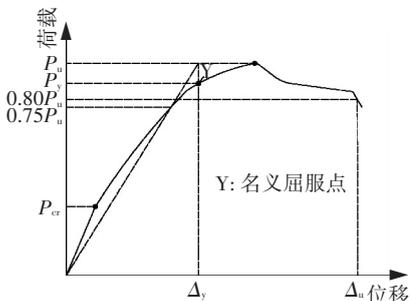


图 6 PSRUHSCB 荷载-位移曲线示意

对于 PUHSCB, 试验梁的荷载-位移曲线上屈服点明显, Δ_y 取屈服荷载对应的跨中位移, 试件的屈服荷载为普通受拉钢筋屈服时对应的所加荷载; Δ_u 同样取截面抗弯承载力下降至极限承载力的 80% 时对应的跨中位移. 试验梁实测的位移延性系数 μ_{Δ} 的试验结果见表 3.

2.2 位移延性系数影响因数分析

钢绞线位置高度 a_p 的影响: 根据表 3 中试验梁 PUHSCB-01~03 和 PSRUHSCB-06、15 的试验结果, 图 7 为钢绞线位置高度 a_p 对 PUHSCB 和 PSRUHSCB 的位移延性系数的影响. PUHSCB 和 PSRUHSCB 的位移延性系数随着预应力筋高度 a_p 增大而线性增大, 其原因为钢绞线布置越高, 极限拉伸阶段越滞后, 导致试验梁从屈服后到极限承载力阶段, 变形越大; 当 a_p 增大 50 mm, PUHSCB 的位移延性系数可增大 50.6%, PSRUHSCB 的位移延性系数可增大 15.4%. 由此可见, 钢绞线位置高度对 PUHSCB 和 PSRUHSCB 位移延性系数的影响较显著, 并且内置型钢可改善预应力筋高度的降低对 PSRUHSCB 位移延性的影响. 由于内置型钢限制了预应力筋布置, 因此未设置 $a_p = 70$ mm 的 PSRUHSCB 试件.

有效预加力的影响: 根据表 3 试验梁 PSRUHSCB-01~03 和 PSRUHSCB-12~14 的试验结果, 钢绞线的有效预加力 $P_{e} = \sigma_{pe} A_p$. 图 8 给出了两种截面形式下有效预加力对 PSRUHSCB 位移延性系数的

影响.无论 I、II 型截面,PSRUHSCB 位移延性系数随着有效预加力的增大而降低,且降低趋势基本呈线性关系;相同位移延性系数时,I 型截面的 PSRUHSCB 试件可施加的有效预加力明显大于 II 型截面试件.

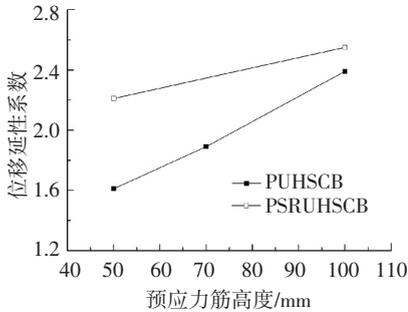


图 7 预应力筋高度对位移延性系数的影响

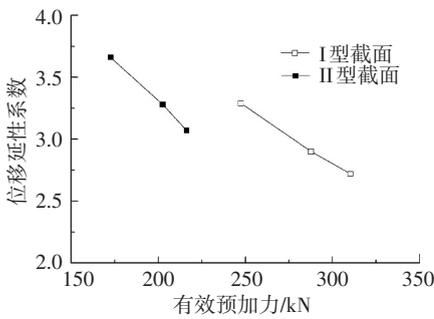


图 8 有效预加力对位移延性系数的影响

普通纵筋配筋率和型钢位置的影响:定义普通纵筋配筋率 $\rho_s = A_s/bh_0$, 根据表 3 试验梁 PSRUHSCB-02、04~05 和 07~09 的试验结果,图 9 为 I 型截面的 PSRUHSCB 试件,在不同型钢位置时普通纵筋配筋率对位移延性系数的影响.型钢未偏移和型钢向下偏移时, ρ_s 由 0.58% 增大到 9.6% 时,增大了 65.5%,PSRUHSCB 的位移延性系数均降低 22%,由 0.58% 增大到 1.44% 时,增大了 148%,PSRUHSCB 的位移延性系数均降低 31%,且曲线规律相似;相同纵筋配筋时,型钢向下偏移 30 mm 后,位移延性系数均降低 18%左右.另外由 II 型截面的试件 PSRUHSCB-15、17 试验结果, ρ_s 由 0.58% 增大到 1.44%,位移延性系数降低 29.2%.由此可见,PSRUHSCB 位移延性系数随着普通纵筋配筋率的提高而降低的趋势与普通钢筋混凝土梁一致,且内置型钢的位置变化基本不会影响上述规律.

型钢含钢率的影响:试验中通过对 I14 工字钢增大下翼缘和腹板的面积,产生不同的含钢率,定义含钢率 $\rho_a = A_a/bh_0$. 根据表 3 中试件 PSRUHSCB-02、10~11 的试验结果,图 10 为型钢含钢率对 PSRUHSCB 位移延性系数的影响.含钢

率的增大导致了 PSRUHSCB 位移延性系数降低,因为含钢率的增大等同于增大了普通纵筋配筋率,导致位移延性系数降低. ρ_a 提高 20.4%,PSRUHSCB 的位移延性系数降低了 7.2%.试验中未考虑通过增大型钢上翼缘来变化含钢率对试件位移延性系数的影响.

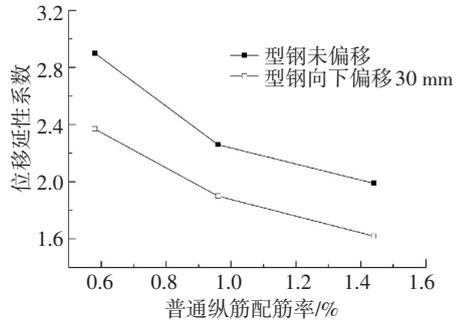


图 9 普通纵筋配筋率对位移延性系数的影响

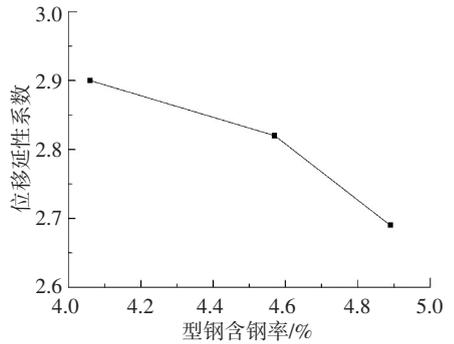


图 10 型钢含钢率对位移延性系数的影响

预应筋配筋率的影响:由表 3 中试件 PSRUHSCB-05~06 试验结果,定义预应筋配筋率 $\rho_p = A_p/bh_0$, ρ_p 增大 40.5% 时,PSRUHSCB 位移延性系数降低了 22%.由此可见,相对于普通纵筋配筋率,预应筋配筋率对 PSRUHSCB 位移延性系数的影响更为显著.

由表 3 中试件 PSRUHSCB-06 和 PUHSCB-03、PSRUHSCB-09 和 PUHSCB-02 的试验结果得出,相同预应筋和普通纵筋配筋时,相对于 PUHSCB,PSRUHSCB 的位移延性系数并未得到明显提高,甚至会降低.其原因为:内置型钢的作用,主要是改变了梁的荷载-位移曲线模式,使其具有一定持载能力;然而内置型钢也相当于增大了截面的配筋,同时提高了抗弯刚度,限制了挠度的增加,进而降低了延性系数.

3 综合配筋指数与延性的关系

对于 PSRUHSCB,梁截面内受拉区提供抗力的单元较多,强度和配置位置各不相同,上述分析的各试验因素对 PSRUHSCB 位移延性系数均有较显著影响.对于传统的预应筋混凝土梁,可采用

配筋指数 $\omega = (A_p f_{py} + A_s f_y) / f_c b h_0$ 来反应梁截面的配筋情况^[14], 进而分析梁的承载力和位移延性系数的变化规律, 但采用配筋指数来反映 PSRUHSCB 的截面配筋情况, 无法完整体现钢绞线和型钢的配置对 PSRUHSCB 受力性能的影响. 因此, 为了简化部分预应力型钢超高强混凝土梁弯曲延性分析, 需要寻找一个统一的指标, 考虑梁截面内型钢和钢绞线的配置情况, 将不同屈服强度的钢材等效为普通受拉纵筋, 并将预应力筋和型钢面积按照配置高度进行折减, 引入综合配筋指数 ω_c , 其计算公式为

$$\omega_c = \frac{A_s f_y + k_p f_p A_p + k_{af} f_a A_{af} + k_{aw} f_a A_{aw}}{f_c b h_0}, \quad (1)$$

式中: A_s 、 A_p 、 A_{af} 、 A_{aw} 分别为普通受拉纵筋、钢绞线、型钢下翼缘和型钢全腹板面积, 由于型钢截面中主要由下翼缘和腹板提供梁截面的拉应力, 综合配筋指数 ω_c 中不考虑型钢上翼缘; f_y 、 f_a 、 f_c 分别为普通受拉纵筋、型钢受拉屈服强度实测平均值和混凝土棱柱体抗压强度实测平均值. 由于钢绞线没有明显的屈服点, f_p 为钢绞线受拉强度, 其计算公式为

$$f_p = \sigma_{p0} + \sigma_{pd}, \quad (2)$$

式中: σ_{p0} 为预应力筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力筋应力, 计算方法见规范^[15]; σ_{pd} 为预应力合力点处混凝土法向应力等于零时至试验梁承载力极限状态时的预应力筋应力增量, 可由平截面假定计算得出.

式(1)中 k_p 、 k_{af} 、 k_{aw} 分别为钢绞线、型钢下翼缘和型钢腹板面积的折减系数. 由图 5 和图 7 的分析可以看出: 型钢上翼缘处应力基本为零或者应力较小, 因此式(1)中未考虑型钢上翼缘的贡献; 钢绞线和型钢的配置位置对延性性能影响较大, 且钢绞线位置高度与 PUHSCB 的位移延性系数基本呈线性关系. 将钢绞线和型钢假设为普通受拉纵筋, 以普通受拉纵筋的配置位置为基准, 将钢绞线和型钢按照基准位置进行截面面积折减, 折减系数计算公式为:

$$k_p = \frac{h - a_p}{h_0}, \quad k_{af} = \frac{h - a_{af}}{h_0}, \quad k_{aw} = \frac{h - a_{aw}}{h_0}.$$

式中: h 、 h_0 、 a_p 、 a_{af} 、 a_{aw} 分别为梁截面高度、普通受拉纵筋中心距梁受压边缘的距离、钢绞线中心距梁受拉边缘的距离、型钢下翼缘中心距梁受拉边缘的距离和型钢腹板中心距梁受拉边缘的距离. 对 PUHSCB 计算综合配筋指数时, 式(1)不考虑型钢的贡献. PSRUHSCB 和 PUHSCB 的综合配筋指数计算结果见表 4.

表 4 位移延性系数计算结果对比

试件编号	ω_c	μ_{Δ}^t	μ_{Δ}^c	$\mu_{\Delta}^c / \mu_{\Delta}^t$
PSRUHSCB-01	0.161 4	3.29	3.21	0.975 7
PSRUHSCB-02	0.168 1	2.90	2.97	1.024 1
PSRUHSCB-03	0.171 8	2.72	2.85	1.047 8
PSRUHSCB-04	0.186 2	2.26	2.45	1.084 1
PSRUHSCB-05	0.209 0	1.99	1.97	0.989 9
PSRUHSCB-06	0.185 7	2.55	2.46	0.964 7
PSRUHSCB-07	0.190 0	2.37	2.36	0.995 8
PSRUHSCB-08	0.208 1	1.90	1.98	1.042 1
PSRUHSCB-09	0.231 4	1.62	1.62	1.000 0
PSRUHSCB-10	0.181 9	2.69	2.56	0.951 7
PSRUHSCB-11	0.180 0	2.82	2.61	0.925 5
PSRUHSCB-12	0.152 2	3.66	3.58	0.978 1
PSRUHSCB-13	0.158 6	3.28	3.31	1.009 1
PSRUHSCB-14	0.161 2	3.07	3.21	1.045 6
PSRUHSCB-15	0.199 0	2.21	2.16	0.977 4
PUHSCB-01	0.175 4	1.61	—	—
PUHSCB-02	0.166 7	1.89	—	—
PUHSCB-03	0.154 3	2.39	—	—

注: μ_{Δ}^t 为实测位移延性系数, μ_{Δ}^c 为计算位移延性系数.

图 11 给出了综合配筋指数与位移延性系数的关系. PUHSCB 的位移延性系数 μ_{Δ} 随着综合配筋指数 ω_c 的增大而减小; PSRUHSCB 的位移延性系数 μ_{Δ} 与综合配筋指数 ω_c 关系趋势明显, 随着 ω_c 的增大, μ_{Δ} 呈非线性降低, 且降低速率越来越缓慢, 其规律与普通受拉纵筋配筋率对钢筋混凝土梁位移延性系数的影响规律基本一致; 当综合配筋指数相同时, PSRUHSCB 的位移延性系数明显大于 PUHSCB. 因为, 内置型钢调整了截面总体配置钢材的位置, 使得预应力型钢超高强混凝土梁具备一定的峰值后承载能力, 其位移延性系数明显大于预应力超高强混凝土梁. 通过数理统计方法给出了 PSRUHSCB 位移延性系数关于综合配筋指数单一变量的曲线拟合公式:

$$\mu_{\Delta} = 0.102 5 \omega_c^{-1.887 9}, \quad 0.15 \leq \omega_c \leq 0.24. \quad (3)$$

当预应力型钢超高强(强度等级 C100)混凝土梁发生类似钢筋混凝土适筋梁的破坏形态, 同时梁内型钢不发生向上偏移时, 式(3)在 $0.15 \leq \omega_c \leq 0.24$ 范围内适用. 由于 PUHSCB 的试件较少, 未进行数据拟合. 按照式(3)计算的 PSRUHSCB 位移延性系数计算值与试验值对比结果见表 4. 计算值 μ_{Δ}^c 与试验值 μ_{Δ}^t 之比的平均值为 1.000 8, 标准差为 0.040 6, 计算结果与试验结果吻合较好.

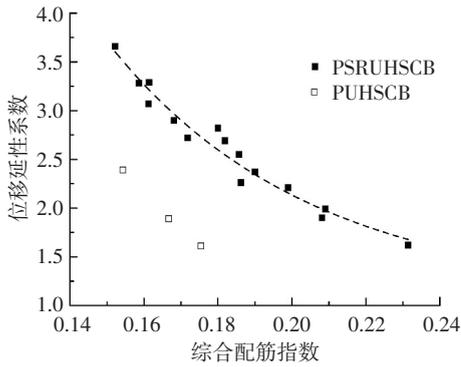


图 11 综合配筋指数对位移延性系数的影响

4 结 论

1) 内置型钢改变了预应力超高强混凝土梁的荷载-位移曲线模式,使得预应力型钢超高强混凝土具有一定的峰值荷载后持载能力。

2) 预应力型钢超高强混凝土梁的位移延性系数 μ_{Δ} 与综合配筋指数 ω_c 关系趋势明显,随着 ω_c 的增大, μ_{Δ} 呈非线性降低,且降低速率越来越缓慢;并通过数理统计的方法给出了位移延性系数 μ_{Δ} 关于综合配筋指数 ω_c 的曲线拟合公式,公式计算值和试验值吻合较好。

3) 相同综合配筋指数 ω_c 时,由于内置型钢调整了截面总体配置钢材的位置,使得预应力型钢超高强混凝土梁具备一定的峰值后持载能力,其位移延性系数明显大于预应力超高强混凝土梁。

参考文献

- [1] ZHANG Boyi, ZHENG Wenzhong. Experimental research on mechanical properties of prestressed truss concrete composite beam encased with circular steel tube [J]. Journal of Harbin Institute of Technology (New Series), 2009, 16(3): 338-345.
- [2] 李峰. 预应力钢骨混凝土梁承载能力试验研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2007: 1-2.

- [3] 薛伟辰, 杨枫, 苏旭霖, 等. 预应力钢骨混凝土梁低周反复荷载试验研究[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2007, 39(8): 1185-1190.
- [4] 蒲心诚. 超高强高性能混凝土[M]. 重庆: 重庆大学出版社, 2004: 1-6.
- [5] 张利梅. 高效预应力混凝土梁受力性能及延性研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2004: 86-85.
- [6] 傅传国, 李玉莹, 梁书亭. 预应力型钢混凝土筒支梁受弯性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2007, 28(3): 63-73.
- [7] 郑文忠, 王钧, 韩宝权. 内置 H 型钢预应力混凝土连续组合梁受力性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(7): 23-31.
- [8] 熊学玉, 高峰. 预应力型钢混凝土框架试验研究及分析[J]. 四川大学学报: 工程科学版, 2011, 43(6): 1-8.
- [9] MENG Gang, ZHANG Lihua, JIA Jinqing. Numerical analysis on flexural capacity of prestressed steel reinforced ultra-high strength concrete beams[J]. Key Engineering Materials, 2013, 531/532: 429-434.
- [10] 范立础, 卓卫东. 桥梁延性抗震设计[M]. 北京: 人民交通出版社, 2001: 320-324.
- [11] 张利梅, 赵顺波, 黄承逵. 预应力高强混凝土梁延性性能分析与试验研究[J]. 工程力学, 2005, 23(3): 166-171.
- [12] PARK R. Evaluation of ductility of structures and structural sub-assemblages from laboratory testing [J]. Bull New Zealand Soc Earthquake Engineering, 1989, 22(3): 155-166.
- [13] Frédéric Légeron, Patrick Panltre. Behavior of high-strength concrete columns under cyclic flexure and constant axial load [J]. ACI Structural Journal, 2000, 97(4): 591-601.
- [14] 罗小勇, 陈跃科, 邓鹏麒. 无粘结部分预应力混凝土梁的疲劳性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2007, 28(3): 98-104.
- [15] GB50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.

(编辑 赵丽莹)