

# 常温养护型超高性能混凝土的圆环约束收缩性能\*

王俊颜<sup>1</sup>, 边晨<sup>1</sup>, 肖汝诚<sup>2</sup>, 马 磊<sup>3</sup>, 刘国平<sup>4</sup>

(1 同济大学先进土木工程材料教育部重点实验室, 上海 201804; 2 同济大学土木工程学院, 上海 200092;  
3 上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海 200092; 4 上海罗洋新材料科技有限公司, 上海 200092)

**摘要** 研究了 HCSA 膨胀剂 3 种掺量(0%、3%、6%)下常温养护型超高性能混凝土(Ultra high performance concrete, UHPC)的圆环约束收缩性能, 包括: (1) UHPC 轴拉应力应变曲线测试; (2) 根据 GB/T50082 的 UHPC 自由收缩实验; (3) 根据 ASTM C1581 的 UHPC 圆环约束实验。结果表明, 3 种 UHPC 的极限拉伸应变均高于 3 000 $\mu\epsilon$ , 28 d 总收缩值分别为 1 005.6 $\mu\epsilon$ 、600.0 $\mu\epsilon$ 、462.2 $\mu\epsilon$ , 并且在圆环约束作用下转化为残余应变、弹性拉应变和塑性拉应变, 其中塑性拉应变分别为 700.4 $\mu\epsilon$ 、437.9 $\mu\epsilon$ 、389.9 $\mu\epsilon$ 。3 种 UHPC 在拉伸应变达到 1 000 $\mu\epsilon$  时及圆环约束实验中均未发现 0.01 mm 以上的可检测裂缝。基于拉伸实验和声发射损伤分析方法对 UHPC 进行应变分析, 可知具有应变强化段的 3 种 UHPC 在圆环约束实验中的塑性变形以小于 0.01 mm 的多点分布微裂纹形式存在。通过添加 HCSA 膨胀剂对常温养护型 UHPC 进行收缩补偿, 可有效地降低 UHPC 自身的拉应力以及对原有结构的影响。

**关键词** 超高性能混凝土 自由收缩 圆环约束试验 轴拉应力应变曲线 塑性变形 HCSA 膨胀剂

**中图分类号:** TU528 **文献标识码:** A **DOI:** 10.11896/j.issn.1005-023X.2017.023.006

## Restrained Shrinkage Behavior of Ultra High Performance Concrete Without Thermal Curing

WANG Junyan<sup>1</sup>, BIAN Chen<sup>1</sup>, XIAO Rucheng<sup>2</sup>, MA Biao<sup>3</sup>, LIU Guoping<sup>4</sup>

(1 Key Laboratory of Advanced Civil Engineering Materials of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 201804;  
2 College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092; 3 Shanghai Municipal Engineering Design Institute(Group) Co., Ltd., Shanghai 200092; 4 Shanghai Royang Innovative Materials Technologies Co., Ltd., Shanghai 200092)

**Abstract** Restrained shrinkage behavior of ultra high performance concrete (UHPC) incorporating different HCSA expansion agent dosages (0%, 3%, 6%) without thermal curing was investigated by ring test, including three parts: (1) direct tensile stress-strain test of UHPC; (2) free shrinkage test of UHPC according to GB/T 50082; (3) restrained ring-test of UHPC according to ASTM C1581. The results indicated that three types of UHPC all achieved ultimate tensile strain higher than 3 000 $\mu\epsilon$ . The 28 d free shrinkage values of three types of UHPC were 1 005.6 $\mu\epsilon$ , 600.0 $\mu\epsilon$ , 462.2 $\mu\epsilon$  respectively, which converted into residual strain, elastic tensile strain and plastic tensile strain under ring restraint whose values were 700.4 $\mu\epsilon$ , 437.9 $\mu\epsilon$ , 389.9 $\mu\epsilon$ , respectively. None of the three kinds of UHPC shows a crack wider than 0.01 mm both in the direct tensile test before a tensile strain of 1 000 $\mu\epsilon$  and in the ring test. The plastic tensile deformation mechanism of UHPC based on the direct tensile test and acoustic emission (AE) analysis method shows that the tensile stress-strain curves of the three kinds of UHPC all have the strain-hardening properties and their plastic deformation presents in the form of multiple cracks smaller than 0.01 mm in the ring test. Adding HCSA expansion agent can effectively reduce the tensile stress of UHPC and influence of UHPC on the structure.

**Key words** ultra high performance concrete, free shrinkage, restrained ring-test, tensile stress-strain curve, plastic deformation, HCSA expansion agent

## 0 引言

超高性能混凝土(Ultra high performance concrete, UHPC)是混凝土材料的一项技术革新, 具备超高抗压及抗拉强度、类金属拉伸变形能力和优异的耐久性能, 各方面性能指标相对于现有高性能混凝土而言都是数倍甚至数十倍的提高<sup>[1]</sup>。邵旭东<sup>[2]</sup>提出将 UHPC 用于钢-UHPC 轻型组合桥面

板结构, 可同时解决钢桥面结构的疲劳破坏问题和传统铺装容易开裂的问题。目前国内地方规范(包括广东<sup>[3]</sup>和湖南<sup>[4]</sup>)均推荐对 UHPC 进行蒸汽养护, 增加了 UHPC 铺装的施工难度。采取常温养护可简化钢-UHPC 轻型组合结构的施工工艺。

因为受到钢桥面栓钉的约束作用, UHPC 由于收缩而导致以下两种结果: (1) UHPC 内部产生拉应力, 当拉应力超

\* 上海市浦江人才计划基金项目(16PJ1409900); 国家自然科学基金青年项目(51609172); 上海市科委项目(17DZ1204200)

王俊颜: 男, 1982 年生, 博士, 研究员, 博士研究生导师, 主要从事超高性能水泥基结构材料(UHPC、ULCC 等)的研究 E-mail: wangjunyan@tongji.edu.cn

过 UHPC 的极限抗拉强度时会导致开裂现象;(2) 原结构中的钢桥面产生压应力,当结构所处的应力状态(如正弯矩区或负弯矩区)或者结构形式不同时,其影响也不同。

UHPC 收缩主要由自收缩和干燥收缩两部分组成。与普通混凝土不同,常温养护型 UHPC 由于自身极低的水胶比(小于 0.2),导致其自收缩占总收缩的比例较大。自收缩的动力来源于胶凝材料内部的自干燥。研究表明<sup>[5]</sup> UHPC 自收缩主要受孔隙内湿度影响:(1) 在 1~10 d 龄期,孔隙内相对湿度从 100% 迅速下降到 73%,同期自收缩产生并增长较快;(2) 10~90 d 龄期,孔隙内相对湿度从 73% 缓慢地降低到 68%,自收缩则几乎没有变化。另一方面,UHPC 在干燥环境失水,因此产生的收缩比较小,在  $(80 \sim 170) \times 10^{-6} \mu\epsilon$  范围内<sup>[6]</sup>。目前各国规范记载的 UHPC 总收缩值在 600~900 $\mu\epsilon$  范围内<sup>[7-9]</sup>。由于原材料及测试方法的差异性,各国的数值不尽相同。

在 UHPC 中掺加适量的膨胀剂可有效地补偿其收缩。HCSA(High performance calcium sulphoaluminate)是基于高性能混凝土收缩特点研制的新型混凝土膨胀剂<sup>[10]</sup>,具有膨胀能高、膨胀速率快、绝湿状态下膨胀显著、长期性能稳定等特点,对水胶比低的高强混凝土具有良好的收缩补偿效果。

ASTM C1581 圆环约束实验操作简便,且混凝土试件沿高度方向受力均匀,试件尺寸、边界条件对试验结果影响较小,故该方法能有效评估混凝土的抗开裂性能。目前国内外采用 ASTM C1581 圆环法对 UHPC 进行约束收缩性能的研究较少。Doo-Yeol Yoo<sup>[11]</sup>研究了圆环尺寸对 UHPC 约束收缩性能的影响;王嘉<sup>[12]</sup>验证了高吸水性树脂能够改善 UHPC 的抗开裂性能。以上研究多是针对不同因素下 UHPC 圆环试件的开裂敏感性分析,很少涉及圆环约束状态下 UHPC 的开裂机理分析。

本工作首先开展了不同 HCSA 掺量下常温养护型 UHPC 的轴拉应力应变曲线测试,系统分析了 0~1 000 $\mu\epsilon$  拉伸应变间的微裂纹开展及其内部损伤演化机制,随后进行了自由收缩实验和 ASTM C1581 圆环约束实验,阐述常温养护型 UHPC 在约束条件下的变形机制,同时模拟 UHPC 收缩对结构的影响,并考察了不同 HCSA 掺量对降低结构约束收缩应力的可行性。

## 1 实验

### 1.1 实验材料

常温养护型 UHPC 为上海罗洋新材料科技有限公司研发的 TENACAL<sup>®</sup> 产品,配合比如表 1 所示。膨胀剂掺量分别为 0%、3%、6%(膨胀剂掺量指等质量取代水泥用量),相应的试件编号定义为 U-0、U-3、U-6。采用了平直型镀铜钢纤维,体积掺量为 2.0%,其特征参数如表 2 所示。表 3 给出了依据 GB/T 31387 以及 GB/T 17671 测试的 U-0、U-3、U-6 的基本力学性能。

### 1.2 实验方法

实验内容分为 3 部分:(1) UHPC 轴拉应力应变曲线测试,U-0、U-3、U-6 试件各 6 个;(2) UHPC 自由收缩实验,包括 0~2 d UHPC 自由收缩实验和 3~28 d UHPC 自由收缩实验,每组实验 U-0、U-3、U-6 试件各 3 个;(3) UHPC 圆环

约束实验,其中 U-0、U-3、U-6 试件各 2 个。

表 1 UHPC 基础配合比  
Table 1 Mix proportion of UHPC matrix

水泥	硅灰	磨细填料	石英砂	水	高效减水剂
1	0.3	0.3	1.34	0.2	0.005

表 2 钢纤维性能参数  
Table 2 Properties of steel fiber

抗拉强度/MPa	弹性模量/GPa	长度/mm	直径/ $\mu\text{m}$	长径比	密度/ $\text{kg}/\text{m}^3$
2 500	200	13	200	65	7 850

表 3 UHPC 基本力学性能  
Table 3 Basic mechanical properties of UHPC

UHPC 基本力学性能	U-0	U-3	U-6
混凝土试件* 28 d 抗压强度/MPa	138.7	138.1	135.6
砂浆试件* 28 d 抗压强度/MPa	189.0	190.2	187.6
1 d 弹性模量/GPa	41.2	42.1	41.9
7 d 弹性模量/GPa	44.6	44.7	45.0
28 d 弹性模量/GPa	47.4	47.4	47.7

注:\* 混凝土试件为边长 100 mm 的立方体;砂浆试件为 40 mm×40 mm×160 mm

#### 1.2.1 轴拉应力应变曲线及声发射损伤同步实验

利用配置了自制轴拉夹具的 30 t 微机控制电子伺服试验机对龄期为 28 d 的 U-0、U-3、U-6 试件进行轴拉应力应变曲线测试,期间用裂缝测宽仪(精度为 0.01 mm)检测试件不同变形时的裂缝宽度,同时进行声发射(AE)无损探伤定位实验。轴拉测试系统见图 1。(1)轴拉试件为骨头形,试件由上下 2 个特制夹具固定住,夹具进行了特殊处理以避免轴拉加载偏心;(2)中间纯拉段固定有 2 个矩形金属架,用来安装精度为 0.000 1 mm 的 4 个光栅位移传感器,以便测量拉伸变形。2 个金属架之间的距离为试件的测试标距  $L$ ,本实验中  $L$  为 150 mm;(3)试件正反面各粘贴 4 个 AE 传感器,用于采集 UHPC 开裂或变形过程中的声发射信号,以确定 UHPC 内部损伤点位置。

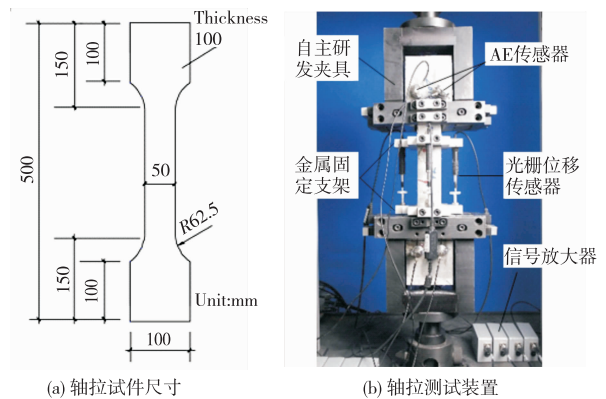


图 1 UHPC 轴拉测试系统

Fig. 1 Direct tensile test system for UHPC

#### 1.2.2 自由收缩实验

实验均参照 GB/T50082-2009《普通混凝土长期性能和

耐久性能试验方法标准》，试件为 100 mm×100 mm×515 mm 的棱柱体。实验在温度为(20±2)℃、相对湿度为(60±5)%的恒温恒湿条件下进行；早期 0~2 d 采用非接触式混凝土收缩变形测定仪测定 U-0、U-3、U-6 从加水搅拌到成型之后的自收缩变形；后期 3~28 d 采用接触法测定硬化 U-0、U-3、U-6 的自收缩变形，最终得到 UHPC 的自由收缩应变-龄期曲线。

### 1.2.3 ASTM C1581 圆环约束实验

ASTM C1581 圆环实验在温度为 23℃、相对湿度为 50%的恒温恒湿条件下进行。圆环试件如图 2 所示。(1)应变片沿内钢环的内圆周 4 等分处粘贴在中部高度位置，共 4 个；(2)在外钢环内侧涂抹一层脱模剂，将搅拌好的 UHPC 倒入圆环中并平整上表面，同时清除内钢环内侧及外钢环外侧多余的 UHPC；(3)待 6 个圆环试件均浇筑完成后，上表面覆盖一层软塑料膜，随后放松每个内钢环内侧的 4 个螺栓，将应变片调零并开始监测各圆环的应变，数据采集频率为 5 Hz；(4)试件浇筑 1 d 后拆除外钢环，该过程中不中断数据的监测。最终可得到内钢环的压缩应变-龄期曲线，同时采用裂缝测宽仪(精度为 0.01 mm)检测试验过程中 UHPC 圆环试件表面的开裂情况。

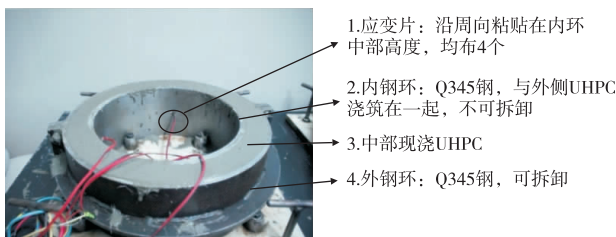
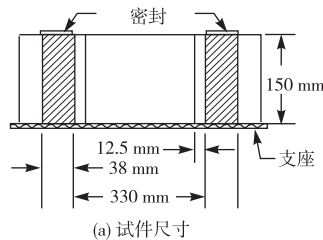


图 2 ASTM C1581 圆环试件  
Fig. 2 ASTM C1581 ring specimen

## 2 结果及分析

### 2.1 UHPC 单轴拉伸开裂机理

图 3 展示了 U-0、U-3、U-6 的轴拉应力应变曲线。由图 3 可见，三种 UHPC 的弹性段极限应变为 200~250μ $\epsilon$ ，随后曲线进入应变强化段，极限拉伸应变均高于 3 000μ $\epsilon$ 。本实验定义 UHPC 处于应变强化段的塑性变形为强化塑性变形，对应的拉应变为强化塑性拉应变。拉伸实验过程中发现，当拉伸应变达到 1 000μ $\epsilon$  时，三种 UHPC 均无可检测裂缝。由于裂缝测宽仪的精度为 0.01 mm，可认为三种 UHPC 在进入强化塑性变形初期，其裂纹宽度均小于 0.01 mm。某些试件在强化段末期出现了应变回弹现象，主要原因是应变软化段的主裂缝位置出现在 150 mm 测试标距 L 之外。

由于 U-0、U-3、U-6 的轴拉应力应变曲线及裂缝开展机

理类似，仅通过对 U-0 进行声发射损伤定位实验来验证上述微裂纹的存在。当拉伸应变处于 200~1 000μ $\epsilon$  时，U-0 试件的声发射损伤点演化如图 4 所示，括号内的数字为损伤点个数：(1)在轴拉弹性段区间(0~200μ $\epsilon$ )U-0 内部无损伤点；(2)进入强化塑性变形段后检测到的损伤点逐渐增多，并且呈现弥漫状态，说明 U-0 在 1 000μ $\epsilon$  之前的强化塑性变形对应的内部损伤是以多点分布微裂纹形式开展。

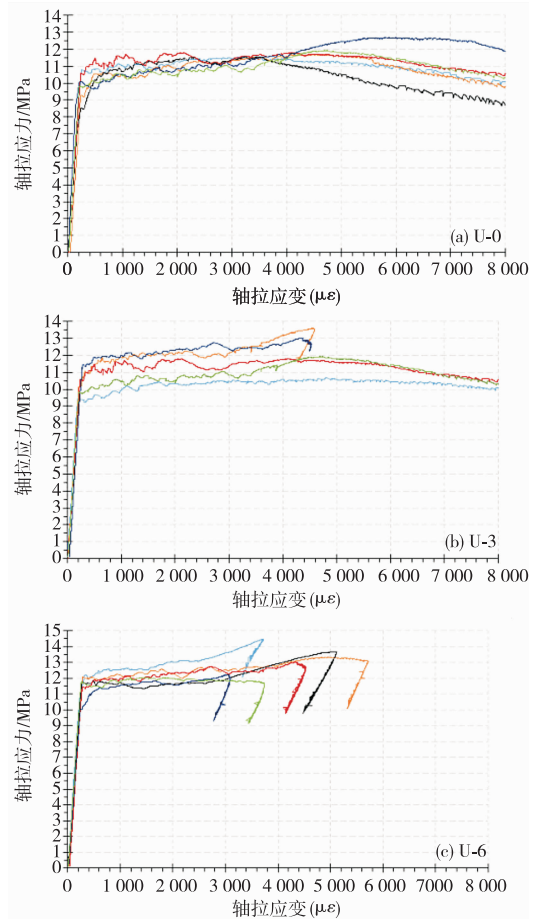


图 3 三种 UHPC 的轴拉应力应变曲线  
Fig. 3 Tensile stress-strain curve of three kinds of UHPC

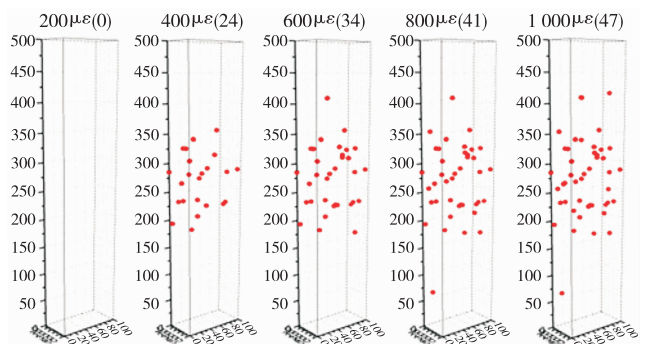


图 4 拉伸应变在 200~1 000μ $\epsilon$  间 U-0 试件内部损伤点分布图  
Fig. 4 Internal damage points distribution of U-0 in the range of 200—1 000μ $\epsilon$

### 2.2 UHPC 自由收缩实验

28 d 内 U-0、U-3、U-6 以 0 h(加水搅拌时刻为 0 h)为起点的自由收缩-龄期曲线如图 5 所示，曲线由 2 部分数据组

成:(1)0~2 d 采用非接触式法测试数据;(2)3~28 d 采用接触式法测试数据。由图 5 可知,以 0 h 为起点的 U-0、U-3、U-6 第 28 d 的收缩值分别为 1 005.6 $\mu\epsilon$ 、600.0 $\mu\epsilon$ 、462.2 $\mu\epsilon$ ,可见 HCSA 能有效减少 UHPC 的自由收缩。

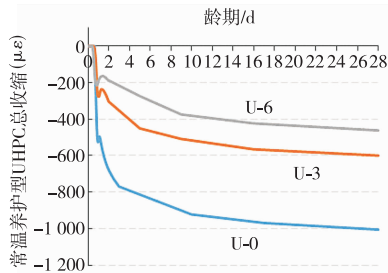


图 5 以 0 h 为起点的 UHPC 自由收缩-龄期曲线  
Fig. 5 Free shrinkage-age curve of UHPC start from 0 h

美国联邦公路局 FHWA 对拉法基公司开发的 Ductal<sup>®</sup> JS1000 和 JS1000RS(常温养护型 UHPC)进行了自由收缩实验<sup>[13]</sup>,报告中给出了以 24 h 为测试起点的自由收缩数值。为便于与 Ductal<sup>®</sup> JS1000 和 JS1000RS 进行对比分析,本实验亦计算出了 U-0、U-3、U-6 以 24 h 为起点的自由收缩变形,两者的对比结果如表 4 所示。由表 4 可见,本试验 U-0 的收缩值为 482.2 $\mu\epsilon$ ,与拉法基 Ductal<sup>®</sup> JS1000RS 的收缩值相当。

表 4 以 24 h 为起点自由收缩试验结果对比

Table 4 Comparison of free shrinkage test starting from 24 h

材料	参照标准	试件尺寸	28 d 收缩值( $\mu\epsilon$ )
拉法基 Ductal <sup>®</sup> JS1000 <sup>[13]</sup>	ASTM	76.2 mm×76.2 mm×279.4 mm	N. A. *
拉法基 Ductal <sup>®</sup> JS1000RS <sup>[13]</sup>	C157-08	76.2 mm×76.2 mm×279.4 mm	-520.0
U-0	GB/T50082-2009	100 mm×100 mm×515 mm	-482.2
U-3			-323.9
U-6			-267.9

注:Ductal<sup>®</sup> JS1000 由于 24 h 未硬化,因此没有以 24 h 为时间起点的收缩数据

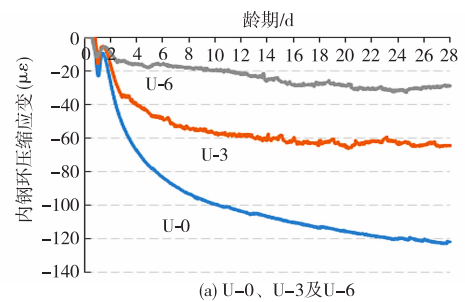
## 2.3 ASTM C1581 圆环约束实验

### 2.3.1 实测内钢环的压缩应变-龄期曲线

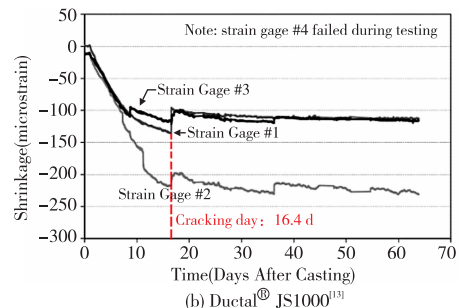
测得的 U-0、U-3、U-6 的 ASTM C1581<sup>[14]</sup>内钢环压缩应变-龄期曲线如图 6(a)所示。由图 6(a)可知,由于 UHPC 在浇筑初始阶段未硬化且弹性模量较低,其收缩对内钢环无法产生压缩应变。但随着 UHPC 硬化且弹性模量的提高,UHPC 收缩引起内钢环的压缩应变,同时 UHPC 内部逐渐产生拉应力。定义内钢环能检测到压应变的时刻为 Time-zero 点<sup>[11]</sup>,该点表示 UHPC 圆环产生拉应力的起始点。U-0、U-3、U-6 的 Time-zero 点在 0.57~0.82 d 之间。最终 U-0、U-3、U-6 在 28 d 的内钢环压缩应变分别为 122.0 $\mu\epsilon$ 、64.8 $\mu\epsilon$ 、28.9 $\mu\epsilon$ 。

在圆环约束条件下,若 UHPC 不开裂,其内钢环压缩应变随着龄期增长而光滑连续增加,因此一旦内钢环的压缩应变出现明显的瞬时减小,这意味着 UHPC 开裂使得内钢环的压缩应变得到释放。由 UHPC 环中性轴的平均周长

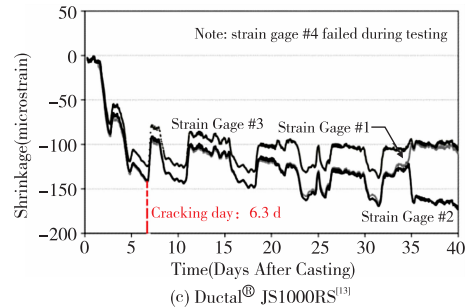
1 155.5 mm 计算可得,内钢环压缩应变每下降 1 $\mu\epsilon$ ,对应应在 UHPC 内部产生了约为 0.001 mm 宽度的微裂纹。由图 6(a)可知,本试验内钢环的环向压缩应变-龄期曲线出现众多锯齿状的波动,且波动幅度小于 10 $\mu\epsilon$ ,由此推断 UHPC 在约束收缩过程中已进入拉伸强化段,出现强化塑性变形,且多点微裂纹的宽度小于 0.01 mm,这与裂缝测宽仪并未检测到裂缝这一试验结果相吻合。美国联邦公路局 FHWA 对拉法基 Ductal<sup>®</sup> 产品也进行了 ASTM C1581 圆环约束实验<sup>[14]</sup>,其中 Ductal<sup>®</sup> JS1000 和 JS1000RS 的内钢环压缩应变-龄期曲线在初裂龄期时均出现了 40 $\mu\epsilon$  左右的突然减小,如图 6(b)、(c)所示,说明其 UHPC 圆环产生了 0.04 mm 左右的裂缝。UHPC 与 Ductal<sup>®</sup> 两种产品的开裂机制不同可能是两者的轴拉应力应变曲线类型不同(应变强化或应变软化),这点在本课题组的后续实验研究中会进行验证。



(a) U-0、U-3及U-6



(b) Ductal<sup>®</sup> JS1000<sup>[13]</sup>



(c) Ductal<sup>®</sup> JS1000RS<sup>[13]</sup>

图 6 ASTM C1581 内钢环压缩应变-龄期曲线

Fig. 6 Compressive strain-age curve of ASTM C1581 inner ring

### 2.3.2 ASTM C1581 参数计算

ASTM C1581 定义了应变率系数  $\alpha$  及应力率系数  $S$ , 其中  $t$  为时间,  $k$  为回归常数,  $G$  为与圆环尺寸相关的常数, 计算公式为:

$$\epsilon = \alpha \sqrt{t} + k \quad (1)$$

$$S = \frac{G|\alpha|}{2\sqrt{t}} \quad (2)$$

美国联邦公路局 FHWA 给出了 Ductal<sup>®</sup> JS1000 和 JS1000RS 的  $\alpha$  及  $S$  值<sup>[13]</sup>, 根据 ASTM C1581 计算 U-0、U-3、

U-6 的  $\alpha$  及 S 数值,与前者的对比结果见表 5。由表 5 可见, U-0、U-3、U-6 的  $\alpha$  及 S 均小于 Ductal<sup>®</sup>,其中 U-3、U-6 的数值约比 Ductal<sup>®</sup>小 1 个数量级。ASTM C1581 把 S 作为评价其开裂潜力的指标,如表 6 所示,可看出 U-3、U-6 属于低开裂风险级别,U-0 属于中低开裂风险级别,而拉法基 Ductal<sup>®</sup> JS1000 和 Ductal<sup>®</sup> JS1000RS 均属于高开裂风险。研究报告证明<sup>[13]</sup>,拉法基 Ductal<sup>®</sup> JS1000 和 Ductal<sup>®</sup> JS1000RS 的初裂龄期分别为 16.4 d 和 6.3 d。

表 5 应变率系数和应力率系数计算  
Table 5 Calculation of strain rate and stress rate

UHPC 种类	应变率系数 $\alpha/(\epsilon/d^{1/2})$	应力率系数 $S/(MPa/d)$
U-0	$-15.7 \times 10^{-6}$	0.108
U-3	$-6.5 \times 10^{-6}$	0.045
U-6	$-5.4 \times 10^{-6}$	0.037
拉法基 Ductal <sup>®</sup> JS1000 <sup>[13]</sup>	$-49 \times 10^{-6}$	0.44
拉法基 Ductal <sup>®</sup> JS1000RS <sup>[13]</sup>	$-89 \times 10^{-6}$	1.28

注:在美国 FHWA 试验报告中 Ductal<sup>®</sup> JS1000 编号为 U1,Ductal<sup>®</sup> JS1000RS 编号为 U2

表 6 ASTM C1581 混凝土开裂潜力等级划分  
Table 6 ASTM C1581 concrete potential for cracking classification<sup>[14]</sup>

应力率系数 $S/(MPa/d)$	开裂风险
$S \geq 0.34$	高
$0.17 \leq S < 0.34$	中高
$0.10 \leq S < 0.17$	中低
$S < 0.10$	低

### 2.3.3 圆环约束实验中界面处 UHPC 环向拉应力

UHPC 收缩会在内钢环-UHPC 环界面产生法向压应力  $P_{res}$ ,UHPC 环、内钢环的受力可简化为平面应力问题,如图 7 所示。 $\sigma_{\theta}$ 指 UHPC 的环向正应力, $\sigma_r$ 指 UHPC 的径向正应力, $r_{ic}$ ( $r_{is}$ )指 UHPC 环(内钢环)的内径, $r_{oc}$ ( $r_{os}$ )指 UHPC 环(内钢环)的外径。

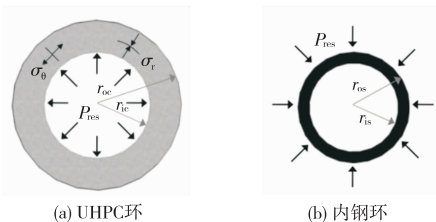


图 7 约束圆环试件的理想化模型<sup>[11]</sup>

Fig. 7 Idealization of restrained ring specimen<sup>[11]</sup>

根据弹性力学理论计算,得到内钢环-UHPC 环界面法向压应力  $P_{res}$ <sup>[11]</sup>为:

$$P_{res} = -\frac{(r_{os}^2 - r_{is}^2)}{2r_{os}^2} E_{st} \epsilon_{st} \quad (3)$$

与内钢环界面处 UHPC 的环向拉应力  $\sigma_{res}$ <sup>[11]</sup>为:

$$\sigma_{res} = \frac{(r_{os}^2 - r_{is}^2)}{2r_{os}^2} \frac{(r_{os}^2 + r_{oc}^2)}{(r_{oc}^2 - r_{os}^2)} E_{st} \epsilon_{st} \quad (4)$$

式中:  $E_{st}$ 、 $\epsilon_{st}$  分别指内钢环的弹性模量及压缩应变。按照上

述公式计算出界面处 UHPC 的环向拉应力-龄期的数据,可作拉应力-龄期曲线,如图 8 所示。在龄期相同的情况下,U-0、U-3、U-6 的拉应力依次减小,主要是因为随着膨胀剂掺量的增加,UHPC 的收缩减小,即钢环对 UHPC 的约束降低。28 d 时 U-0 的界面处 UHPC 拉应力最大,其值为 8.7 MPa。同时,在龄期达到 16 d 之后,U-3、U-6 的拉应力开始趋于稳定,分别维持在 4.5 MPa、2 MPa 左右。

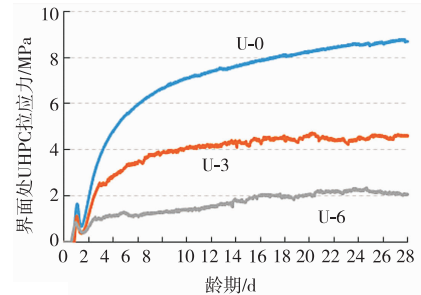


图 8 界面处 UHPC 拉应力-龄期曲线

Fig. 8 Tensile stress-age curve of UHPC at interface

### 2.4 基于收缩实验的 UHPC 约束变形机制分析

本实验中 UHPC 的自由收缩实验与圆环约束实验的环境及条件虽稍有差异,但两种实验中 UHPC 的收缩性能变化规律基本一致,故本节对此进行了简化处理,用 UHPC 棱柱体试件的自由收缩实验的结果模拟圆环约束实验的 UHPC 的自由收缩结果。

在圆环约束条件下,UHPC 的自由收缩被限制,其收缩应变满足如下规律,如图 9 所示。UHPC 残余应变  $\epsilon_1$  (近似认为是内钢环实测的压应变值)、UHPC 弹性拉应变  $\epsilon_2$  (近似认为是 UHPC 环形拉应力与其弹性模量的比值)与 UHPC 的塑性拉应变  $\epsilon_3$  (对应轴拉曲线强化段的强化塑性变形和考虑轴拉荷载长期作用的徐变变形)三者之和等于无约束条件下 UHPC 自由收缩应变值  $\epsilon_0$ 。

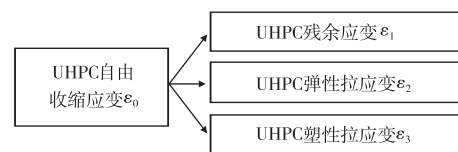


图 9 UHPC 收缩应变关系

Fig. 9 Shrinkage strain relationship of UHPC

$\epsilon_0$ 、 $\epsilon_1$  为直接实测值, $\epsilon_2$  为间接计算值,故可根据上述应变规律推算  $\epsilon_3$ ,则  $\epsilon_0$ 、 $\epsilon_1$ 、 $\epsilon_2$ 、 $\epsilon_3$  随龄期的增长曲线如图 10 所示。由图 10 可知,U-0、U-3、U-6 在龄期 1 d 时的收缩应变大部分转化为塑性拉应变  $\epsilon_3$ ,并未对内圆环产生有效的约束,这是由于 UHPC 在 1 d 之内的弹性模量较低,并不会对原结构产生太大影响。28 d 时 U-0、U-3、U-6 的塑性拉应变  $\epsilon_3$  分别为  $700.4 \mu\epsilon$ 、 $437.9 \mu\epsilon$ 、 $389.9 \mu\epsilon$ ,占自由收缩  $\epsilon_0$  的 69.6%、73.0%、84.4%,可见内钢环有效约束了 UHPC 的收缩应变,塑性拉应变是 UHPC 在约束条件下主要的应变存在形式。

28 d 时 U-0 的弹性拉应变及塑性拉应变之和为  $881.2 \mu\epsilon$ ,处于轴拉曲线的塑性变形段的初始段( $200 \sim 1000 \mu\epsilon$ ),因此可推测 U-0 在圆环约束状态下的塑性拉应变可能部分对应了轴拉应力应变曲线的强化塑性拉应变,另外

一部分可能为 UHPC 自身在约束拉伸应力下的徐变。这证实了图6(a)中 U-0、U-3、U-6 内钢环的压缩应变-龄期曲线出现众多幅度小于  $10\mu\epsilon$  的锯齿状波动(对应宽度小于 0.01 mm 的微裂纹)是由于 UHPC 约束之后进入轴拉塑性强化阶段的论点,图 4 的声发射损伤定位测试证实了多点分布微裂纹的存在。UHPC 在圆环的长期约束作用下可能还存在徐变变形,这部分作用机理还需要在后续做进一步的深入研究。

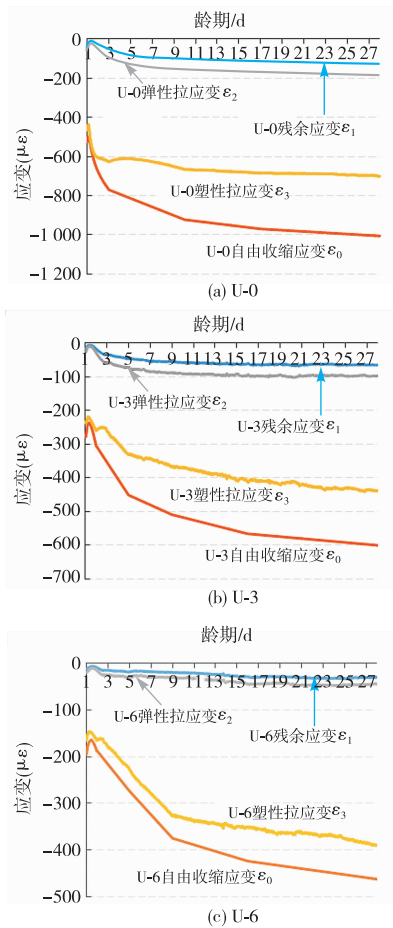


图 10 UHPC 的收缩应变分析  
Fig. 10 Shrinkage strain analysis of UHPC

### 3 结论

(1) 三种 UHPC 均为应变强化型,其极限拉伸应变均大于  $3\ 000\mu\epsilon$ 。当拉伸应变达到  $1\ 000\mu\epsilon$  时,三种 UHPC 均无 0.01 mm 以上的可检测裂缝。U-0 的声发射损伤定位试验显示其内部损伤点呈现弥漫状态, $1\ 000\mu\epsilon$  之前的强化塑性变形对应的内部损伤是以不可检测的多点分布微裂纹形式开展。

(2) 以 0 h 为起点的 U-0、U-3、U-6 第 28 d 的自由收缩值分别为  $1\ 005.6\mu\epsilon$ 、 $600.0\mu\epsilon$ 、 $462.2\mu\epsilon$ ,可见 HCSA 膨胀剂能有效改善 UHPC 的收缩。圆环约束实验说明 HCSA 可有效地降低 UHPC 自身的拉应力,同时也可以降低对原有结构的影响。

(3) ASTM C1581 圆环约束试验中,U-0、U-3、U-6 的内钢环压缩应变随龄期的延长出现锯齿状的波动,在 28 d 时分别达到  $122.0\mu\epsilon$ 、 $64.8\mu\epsilon$ 、 $28.9\mu\epsilon$ ,整个过程均无 0.01 mm 以上的可检测裂缝。

(4) U-0、U-3、U-6 在圆环约束状态下,自身的自由收缩值  $\epsilon_0$  转化为残余应变  $\epsilon_1$ 、弹性拉应变  $\epsilon_2$  与塑性拉应变  $\epsilon_3$  三者之和,其中塑性拉应变  $\epsilon_3$  分别为  $700.4\mu\epsilon$ 、 $437.9\mu\epsilon$ 、 $389.9\mu\epsilon$ 。根据  $0\sim 1\ 000\mu\epsilon$  拉伸应变间的微裂纹开展及声发射损伤定位分析,应变强化 UHPC 在圆环约束试验中的塑性拉应变主要以多点分布微裂纹(宽度小于 0.01 mm)的形式存在。

### 参考文献

- 1 赵筠, 廉慧珍, 金建昌. 钢-混凝土复合的新模式-超高性能混凝土(UHPC/UHPFR)之一:钢-混凝土复合模式的现状、问题及对策与UHPC发展历程[J]. 混凝土世界, 2013(10):56.
- 2 Shao X D, Yi D T, Huang Z Y, et al. Basic performance of the composite deck system composed of orthotropic steel deck and ultrathin RPC layer[J]. J Bridge Eng, 2011, 18(5):417.
- 3 GDJTG/T A01-2015, 超高性能轻型组合桥面结构技术规程[S].
- 4 DB43T1173-2016, 钢-超高韧性混凝土轻型组合结构桥[S].
- 5 Loukili A, Khelidj A, Richard P. Hydration kinetics change of relative humidity and autogenous shrinkage of ultra-high-strength concrete[J]. Cem Concr Res, 1999, 29(4):577.
- 6 Vande Voort T L, Suleiman M T, Sritharan S. Design and performance verification of UHPC piles for deep foundations[R]. America: Iowa State University, 2008.
- 7 SETRA-AFGC. Ultra high performance fiber-reinforced concretes recommendations[S]. France, 2013.
- 8 MCS-EPFL. Ultra-high performance fibre reinforced cement-based composites (UHPPRC): Construction material, dimensioning and application[S]. Switzerland; Swiss Federal Institute of Technology, 2016.
- 9 Russell H G, Graybeal B A. Ultra-high performance concrete: A state-of-the-art report for the bridge community[R]. America: Federal Highway Administration (FHWA), 2013.
- 10 赵顺增, 刘立, 郑万康, 等. 高性能补偿收缩混凝土用膨胀剂—HCSA 的特点及其应用[J]. 膨胀剂与膨胀混凝土, 2009(2):2.
- 11 Yoo D Y, Park J J, Kim S W, et al. Influence of ring size on the restrained shrinkage behavior of ultra high performance fiber reinforced concrete[J]. Mater Struct, 2013, 47(7):1161.
- 12 Wang J. The effects of super absorbent polymer on the performance of ultra high performance concrete[D]. Changsha: Hunan University, 2012 (in Chinese).
- 13 王嘉. 高吸水性树脂对超高性能混凝土性能的影响[D]. 长沙:湖南大学, 2012.
- 13 Swenty M K, Graybeal B A. Material characterization of field-cast connection grouts[R]. America: Federal Highway Administration (FHWA), 2013.
- 14 ASTM. C1581 - 04 Standard test method for determining age at cracking and induced tensile stress characteristics of mortar and concrete under restrained shrinkage[S]. America, 2004.

(责任编辑 谢 欢)