

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2018.03.018



# 页岩陶粒混凝土预制构件钢筋浆锚 连接性能试验研究

谷倩<sup>1</sup>, 张鹏<sup>1</sup>, 饶依文<sup>1</sup>, 陈荣亮<sup>2</sup>

(1. 武汉理工大学 土木工程与建筑学院, 武汉 430070; 2. 美好建设有限公司, 武汉 430071)

**摘要:** 为了验证页岩陶粒混凝土预制构件纵向受力钢筋采用浆锚连接的适用性和可靠性, 对采用该连接形式的钢筋连接试件分别进行了单向拉伸、高应力反复拉压和大变形反复拉压试验, 分析页岩陶粒混凝土强度和钢筋搭接长度对其连接性能的影响。试验结果表明: 所有试件纵筋均未出现滑移, 试件的最终破坏均为接头外钢筋被拉断或屈服; 采用浆锚连接的钢筋搭接长度不宜小于  $1.0l_{aE}$ ; 当钢筋搭接长度大于等于  $1.0l_{aE}$  时, 随着页岩陶粒混凝土强度的增加, 试件接头的极限抗拉强度有所提高。在满足规定的构造要求下, 钢筋浆锚连接形式可用于页岩陶粒混凝土预制构件纵向受力钢筋的可靠连接。

**关键词:** 页岩陶粒混凝土; 预制构件; 浆锚连接; 连接性能; 试验研究

**中图分类号:** TU375      **文献标志码:** A      **文章编号:** 1674-4764(2018)03-0124-09

## Experimental analysis on connection performance of grouted steel bars in prefabricated shale ceramsite concrete components

Gu Qian<sup>1</sup>, Zhang Peng<sup>1</sup>, Rao Yiwen<sup>1</sup>, Chen Rongliang<sup>2</sup>

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Wuhan University of Technology, Wuhan 430070, P. R. China;

2. Happy Construction Company Limited, Wuhan 430071, P. R. China)

**Abstract:** In order to verify the applicability and reliability of longitudinal reinforcing steel grouted connecting in prefabricated components of shale ceramsite concrete, specimens were tested under monotonic tension test, high strength cyclic load test and large deformation cyclic load test. The influencing factors on connection performance including the strength of shale ceramsite concrete and lapping length of steel were analyzed. The test results indicate that no slippage occurs in all specimens' longitudinal steel, and the ultimate failure of all specimens are steel outside the splice broken up or yielding. It is suggested that the lapping length of grouted steel should not be less than  $1.0l_{aE}$ . When the lapping length of steel is greater than or equal to  $1.0l_{aE}$ , the ultimate tensile strength of splice will be increased with the higher strength of shale ceramsite concrete. The grouted connecting is suitable for the reliable connection of longitudinal reinforcing

**收稿日期:** 2017-05-15

**基金项目:** 国家“十二五”科技支撑计划(2014BAB15B01); 湖北省建设科技计划(鄂建文[2015]67号); 武汉市城建科研计划(武城建[2014]205号)

**作者简介:** 谷倩(1972-), 女, 教授、博士生导师, 主要从事装配式混凝土结构理论及应用研究, E-mail: guqian@whut.edu.com。

**Received:** 2017-05-15

**Foundation item:** National “Twelfth Five-Year” Plan for Science & Technology Support Development Program (No. 2014BAB15B01); Construction Science and Technology Planning of Hubei Province (No. 201567); Wuhan Construction and Scientific Research Planning (No. 2014205)

**Author brief:** Gu Qian (1972-), professor, doctoral supervisor, main research interests: theory and application of prefabricated concrete structures, E-mail: guqian@whut.edu.com.

steel in prefabricated components of shale ceramsite concrete, when it satisfies certain structural requirements.

**Keywords:** shale ceramsite concrete; prefabricated components; grouted connection; connection performance; experimental study

页岩陶粒混凝土作为一种轻骨料混凝土,具有高强度、轻质、抗震和保温隔热等优点<sup>[1-2]</sup>。在中国大力推行“住宅产业化”和“建筑工业化”的背景下,为实现国家提出的“四节一环保”的发展要求及建筑节能减排的目标,在预制装配式结构体系中采用页岩陶粒混凝土这种新型建筑材料是符合当前中国国情的<sup>[3-5]</sup>。由于钢筋的连接是钢筋混凝土结构的重要组成部分,因此,将页岩陶粒混凝土应用于预制装配式结构中,且确保预制构件纵向受力钢筋连接的安全可靠是首先要解决的关键问题。

钢筋浆锚连接是哈尔滨工业大学姜洪斌课题组和黑龙江宇辉集团自主研发的一种钢筋连接方式,具有施工简单方便,成本低等优点,这种连接形式被广泛应用于混凝土预制构件间的连接。目前,中国对该连接形式的研究主要集中在普通混凝土预制构件的钢筋浆锚连接,且大多进行的是连接钢筋的单向拉伸试验和高应力反复拉压试验。姜洪斌等<sup>[6-7]</sup>进行了81个预制混凝土钢筋浆锚连接试件的拉拔试验和108个预制混凝土钢筋浆锚连接试件的单向拉伸试验,研究了钢筋的锚固性能和连接性能。马军卫等<sup>[8]</sup>对144个钢筋浆锚连接的普通混凝土预制试件进行了单向拉伸和高应力反复拉压试验,分析了混凝土强度、纵向受力钢筋直径和钢筋搭接长度等影响因素对其连接性能的影响。

笔者为了验证页岩陶粒混凝土预制构件纵向受力钢筋采用浆锚连接的适用性和可靠性,设计制作了36个采用钢筋浆锚连接的试件。根据影响因素将试件分为12种,每种试件有3个,分别用于进行单向拉伸、高应力反复拉压和大变形反复拉压试验,验证各个试件钢筋连接接头的可靠性,并依据规程<sup>[9]</sup>来评价接头性能。作者主要分析页岩陶粒混凝土强度和钢筋搭接长度这两个因素对试件连接性能的影响。

## 1 试验概况

### 1.1 试件设计

钢筋浆锚连接的原理是:由于钢筋与混凝土之间的粘结锚固,锚固在搭接连接区段混凝土中的两根相向受力钢筋可以实现钢筋间的传力。页岩陶粒混凝土钢筋浆锚连接试件设计如图1所示。

试件的纵向受力钢筋强度等级为HRB400,直

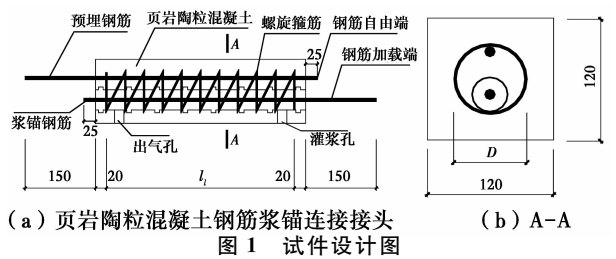


Fig. 1 Specimen design drawing

径 $d$ 为12 mm。试件纵筋外伸端可分为钢筋自由端和钢筋加载端,根据规程<sup>[9]</sup>,钢筋自由端的长度在设计时预留25 mm,用于架设千分表以观测纵筋在加载过程中的滑移情况;钢筋加载端的长度在设计时取为150 mm,钢筋加载端采用焊接高强度钢板与加载作动器相连。试件的螺旋箍筋强度等级为HPB300,直径为4 mm,螺距取40 mm,螺旋箍筋内径 $D$ 为70 mm。

试验基于混凝土与钢筋的粘结机理,由于影响粘结的因素较多<sup>[10-15]</sup>,本文主要研究页岩陶粒混凝土强度和钢筋搭接长度的影响,设计制作了36个页岩陶粒混凝土钢筋浆锚连接试件,试件的参数见表1。其中,试件的页岩陶粒混凝土强度有3个等级,分别为LC30、LC40和LC50;钢筋搭接长度 $l_i$ 分别为 $1.2l_{aE}$ 、 $1.0l_{aE}$ 、 $0.7l_{aE}$ 和 $0.5l_{aE}$ , $l_{aE}$ 为规程<sup>[16]</sup>在考虑抗震时纵向受力钢筋的基本锚固长度。以编号C2-L2为例来说明试件编号的意义,C2代表试件的页岩陶粒混凝土强度等级为LC40,L2代表钢筋搭接长度为 $1.0l_{aE}$ 。

表1 试件参数

Table1 Specimen parameters

组别	试件编号	页岩陶粒混凝土强度	钢筋搭接长度 $l_i$	试件数
I	C1-L1	LC30	$1.2l_{aE}$	3
	C1-L2	LC30	$l_{aE}$	3
	C1-L3	LC30	$0.7l_{aE}$	3
	C1-L4	LC30	$0.5l_{aE}$	3
II	C2-L1	LC40	$1.2l_{aE}$	3
	C2-L2	LC40	$l_{aE}$	3
	C2-L3	LC40	$0.7l_{aE}$	3
	C2-L4	LC40	$0.5l_{aE}$	3
III	C3-L1	LC50	$1.2l_{aE}$	3
	C3-L2	LC50	$l_{aE}$	3
	C3-L3	LC50	$0.7l_{aE}$	3
	C3-L4	LC50	$0.5l_{aE}$	3

## 1.2 材料性能试验

每种强度等级的页岩陶粒混凝土试件在浇筑时预留一组共计 3 个  $150\text{ mm} \times 150\text{ mm} \times 150\text{ mm}$  的立方体试块,标准环境下养护 28 d 后,测得 3 种强度等级页岩陶粒混凝土试块的抗压强度均值分别为 35.41、44.47、50.86 MPa。

试验采用的灌浆料为 YHSCG-I B 型特种 C80 高性能水泥基灌浆料,试验制作一组共计 3 个  $40\text{ mm} \times 40\text{ mm} \times 160\text{ mm}$  的长方体试块,养护 28 d 后,测得灌浆料试块的抗压强度均值为 93.06 MPa。

钢筋单向拉伸材性试验在 WAW-100 型液压伺服万能试验机上进行,得到直径 12 mm,强度等级为 HRB400 的钢筋屈服强度平均值  $f_y$  为 456.9 MPa,极限抗拉强度平均值  $f_u$  为 592.4 MPa,屈服强度平均值  $f_y$  和极限抗拉强度平均值  $f_u$  所对应的荷载分别为 51.67、67.0 kN。

## 1.3 试件制备

浇筑试件的模具是两个“L”型钢模具拼接而成的,通过两个模具之间的相对滑动可以调整试件的纵向长度。两个“L”型模具的短边均留有直径为 38 mm 的预留孔,孔中穿过外侧套有螺旋箍筋的波纹管和,并在波纹管正上方需要预留灌浆孔和出气孔的位置插上圆柱形塑料管,模具安装如图 2(a)所示。

根据强度等级要求设计试件混凝土的配合比,浇入钢模具中,试件混凝土浇筑完成如图 2(b)所示。当试件混凝土初凝后,缓慢螺旋抽出预埋的波纹管和塑料管,将试件置于标准环境下养护,养护完成后松开固定模具的钢丝绳,将“L”型钢模具相对滑开,完成拆模。

在试件灌浆之前,需要清除灌浆通道内的异物,保证灌浆料能均匀布满整个灌浆通道。灌浆时将试件平卧在地面,插入浆锚钢筋后用堵漏王对灌浆通道两端进行封堵,封堵完成后用灌浆机从灌浆孔内匀速注入配置好的灌浆料,直到出气孔有浆料涌出停止注浆,若等待几分钟后出气孔内浆料液面有下降可进行 2 次补浆。灌浆完成后将试件置于标准条件下养护,如图 2(c)所示。



图 2 试件制备

Fig. 2 Specimen preparation

## 1.4 试件测量标距

试件加载前,使用游标卡尺测量并用记号笔在

试件两侧的钢筋表面做出标记,划分出如图 3 所示的区段。根据规程<sup>[9]</sup>中的规定,BC、DE 段的测量标距  $L_{01}$  取 100 mm,标记点 A、B、E、F 距试件端部的距离取  $2d$ 。变形测量标距为

$$L_1 = L + 4d \quad (1)$$

式中: $L_1$  为变形测量标距; $L$  为接头长度; $d$  为纵向受力钢筋直径。

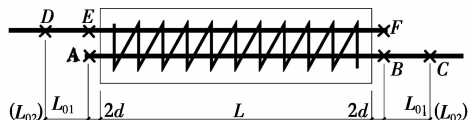


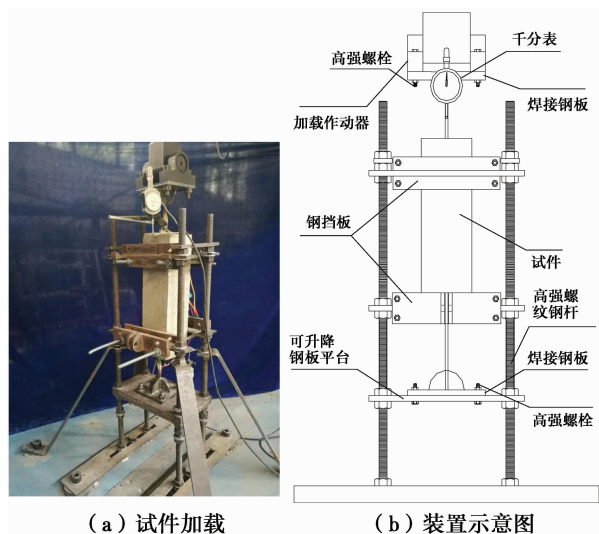
图 3 试件变形测量标距

Fig. 3 Measured standard distance of specimen deformation

## 1.5 试验加载

试验在武汉理工大学结构试验室自平衡多点加载试验台上进行,试件的加载设备为 PSD-10tSJT 型自平衡电液伺服作动器。该作动器的最大作动力为 10 t,最大加载位移为 200 mm,可通过加载设备终端的计算机进行力或位移控制的拉压加载,并采集记录加载力和加载端的位移。

为了实现试验的加载,设计制作了如图 4 所示的试验加载装置。加载装置的主体由 4 根锚固在试验台面上的高强螺纹钢杆和 30 mm 厚的可升降钢板平台组成。在试验进行之前,试件两端的钢筋加载端经过加工各焊接上一块钢板。正式加载时采用 4 根高强螺栓将试件上端焊接钢板与加载作动器相连,再用同样的方式将试件下端的焊接钢板与钢板平台相连。考虑到试件的两根搭接钢筋不对中,在试件四周放置可调节的钢挡板来平衡加载的偏心矩,并将千分表架设在试件钢筋的自由端,来观测纵



(a) 试件加载

(b) 装置示意图

图 4 试验装置

Fig. 4 Test setup

筋的滑移量。

表2 试验加载制度  
Table2 Test loading paths

试验项目	加载制度
单向拉伸	0 → 0.6 $f_{yk}$ → 0 → 最大拉力(记录抗拉强度)
高应力反复拉压	0 → (0.9 $f_{yk}$ → -0.5 $f_{yk}$ )(反复20次) → 破坏
大变形反复拉压	0 → (2 $\epsilon_{yk}$ → -0.5 $f_{yk}$ ) → (3 $\epsilon_{yk}$ → -0.5 $f_{yk}$ ) → 破坏 (反复4次) (反复4次)

注: $f_{yk}$ 为钢筋屈服强度标准值; $\epsilon_{yk}$ 为钢筋应力为屈服强度标准值时的应变。

试验按规程<sup>[9]</sup>中的Ⅰ级100%接头制定加载制度,分别进行单向拉伸、高应力反复拉压及大变形反复拉压试验。其中,考虑到钢筋浆锚连接形式与机械连接形式尚有所不同,在大变形反复拉压加载试验中,将第二阶段反复加载制度(5 $\epsilon_{yk}$  → -0.5 $f_{yk}$ )改为(3 $\epsilon_{yk}$  → -0.5 $f_{yk}$ )。试验加载制度见表2。单向拉伸、高应力反复拉压及大变形反复拉压试验3种加载制度分别用字母A、B、C表示,并附在各试件编号后以示区别。

由表2的加载制度可知,试件在高应力反复拉压及大变形反复拉压试验中存在受压情况。考虑到试件钢筋受压,在试件设计时将钢筋加载端的长度取为150 mm,可以避免直径12 mm的钢筋在受压加载时出现弯曲失稳。现将受压钢筋视作轴心受压杆件,验证钢筋加载端长度选取的合理性。

轴心受压杆件的欧拉公式为

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(\mu l)^2} \quad (2)$$

式中: $F_{cr}$ 为轴向受压杆件保持直线稳定形状时所能承受的最大压力; $E$ 、 $I$ 分别为受压钢杆的弹性模量和受压杆件的截面惯性矩; $\mu$ 为压杆的长度系数,根据压杆两端的支承情况取值; $l$ 为压杆的长度。

验算时,取最大压力 $F_{cr}$ 为0.5 $f_{yk}A_s$ ( $A_s$ 为钢筋理论横截面面积),则

$$F_{cr} = \frac{1}{2} f_{yk} A_s = \frac{1}{8} f_{yk} \pi d^2 \quad (3)$$

受压杆件截面为圆形,则

$$I = \frac{\pi d^4}{64} \quad (4)$$

将式(3)、式(4)代入式(2)中整理得压杆临界长度 $l$ 为

$$l = \frac{\pi d}{\mu} \sqrt{\frac{E}{8f_{yk}}} \quad (5)$$

由于压杆两端的支承情况为两端固定,则长度系数 $\mu$ 取0.5,由式(5)计算得压杆临界长度为596

mm,即在本文的试验加载制度下,当钢筋加载端的长度小于596 mm时,不会出现试件钢筋受压弯曲失稳。因此,即使在试验加载过程中部分试件端部混凝土脱离,钢筋加载端的长度变得 longer,将钢筋加载端的长度取为150 mm足以保证直径12 mm的钢筋受压不会弯曲。

## 1.6 试件量测参数

单向拉伸试验中,试件量测参数有 $\mu_0$ 和 $A_{sgt}$ 。 $\mu_0$ 表示的是试件加载到0.6 $f_{yk}A_s$ 的力后,再卸载到零,试件测量标距内的残余变形,如图5(a)中所标识。 $A_{sgt}$ 表示的是试件的最大力总伸长率,按式(6)计算。

$$A_{sgt} = \left[ \frac{L_{02} - L_{01}}{L_{01}} + \frac{f_{mst}^0}{E} \right] \times 100 \quad (6)$$

式中: $f_{mst}^0$ 、 $E$ 分别为试件达到最大力时的钢筋应力和钢筋理论弹性模量; $L_{01}$ 为加载前B、C或D、E间的实测长度; $L_{02}$ 为卸载后B、C或D、E间的实测长度。

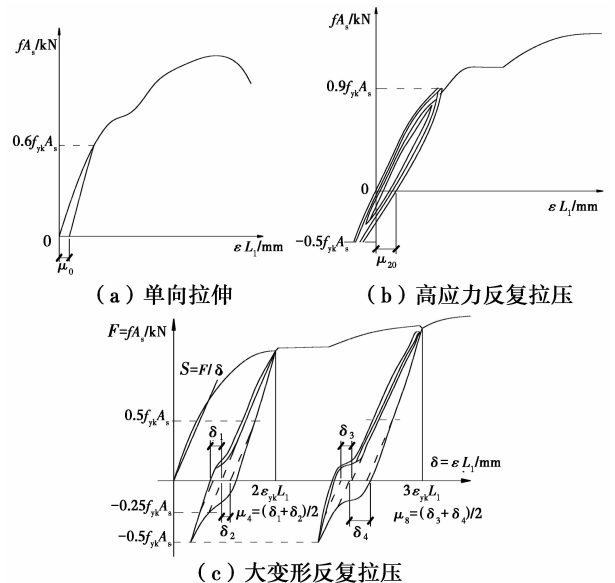


图5 3种加载制度下试件的荷载-位移曲线及残余变形  
Fig. 5 Load-displacement curve and residual deformation of specimen under three loading paths

高应力反复拉压试验中,试件量测参数为 $\mu_{20}$ 。 $\mu_{20}$ 表示的是试件加载至0.9 $f_{yk}A_s$ 的力后,再施加-0.5 $f_{yk}A_s$ 的力,如此反复拉压20次后,试件测量标距内的残余变形,如图5(b)中所标识。

大变形反复拉压试验中,试件量测参数有 $\mu_4$ 和 $\mu_8$ 。 $\mu_4$ 是试件加载至2 $\epsilon_{yk}L_1$ 的位移后,再施加-0.5 $f_{yk}A_s$ 的力,如此反复4次后,试件测量标距内的残余变形; $\mu_8$ 是试件在经过4次反复拉压后,再加载至3 $\epsilon_{yk}L_1$ 的位移,然后加载至-0.5 $f_{yk}A_s$ 的力,如此反

复 4 次后, 试件测量标距内的残余变形, 如图 5(c) 中所标识。

图 5(c) 中, S 线为钢筋的拉、压刚度; F 为钢筋所受的力;  $\delta$  为力作用下的钢筋变形;  $\delta_1$  为  $2\epsilon_{yk}L_1$  反复加载 4 次后, 在加载力为  $0.5f_{yk}A_s$  及反向卸载力为  $-0.25f_{yk}A_s$  处作 S 的平行线与横坐标交点之间的距离所代表的变形值;  $\delta_2$  为  $2\epsilon_{yk}L_1$  反复加载 4 次后, 在卸载力为  $0.5f_{yk}A_s$  及反向加载力为  $-0.25f_{yk}A_s$  处作 S 的平行线与横坐标交点之间的距离所代表的变形值;  $\delta_3$  和  $\delta_4$  为在  $3\epsilon_{yk}L_1$  反复加载 4 次后, 按与  $\delta_1$  和  $\delta_2$  相同方法所得的变形值。残余变形  $\mu_4$  和  $\mu_8$  按式(7)和式(8)求得。

$$\mu_4 = (\delta_1 + \delta_2) / 2 \quad (7)$$

$$\mu_8 = (\delta_3 + \delta_4) / 2 \quad (8)$$

## 2 试验结果及分析

### 2.1 典型试件的试验现象

选取试件 C2-L2 作为典型试件, 描述页岩陶粒混凝土钢筋浆锚连接试件在 3 种加载制度下的试验现象。

单向拉伸试验中, 试件 C2-L2-A 从 0 加载到  $0.6f_{yk}A_s$  的过程中, 试件表面无裂缝出现。再由 0 开始加载直至峰值荷载的过程中, 当荷载为 34 kN 时, 靠近预埋钢筋一侧的混凝土表面首先出现一条纵向裂缝; 当荷载增加到 40 kN 左右时, 试件中部开始出现横向裂缝; 随着荷载的增大, 裂缝开展延伸; 纵筋在荷载加至 52.9 kN 时屈服, 靠近浆锚钢筋一侧的混凝土表面出现横向及纵向裂缝, 且有部分混凝土发生斜剪脱落; 当荷载加至 62.95 kN 时, 接头外浆锚钢筋被拉断, 试验结束。在整个试验过程中未见千分表有读数, 则可以认为试件纵筋未发生滑移。试件 C2-L2-A 的最终破坏形态和裂缝展开图, 如图 6 和图 7 所示。

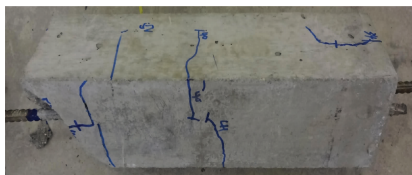


图 6 试件 C2-L2-A 最终破坏形态

Fig. 6 Ultimate failure morphology of C2-L2-A

高应力反复拉压试验中, 试件 C2-L2-B 首次从 0 加载到  $0.9f_{yk}A_s$  的过程中, 当荷载为 30 kN 时, 靠近预埋钢筋一侧混凝土表面出现两条横向裂缝; 当荷载增大至 36 kN 时, 试件中部出现两条横向裂缝, 靠近浆锚钢筋一侧开始出现纵向裂缝。在往后的拉

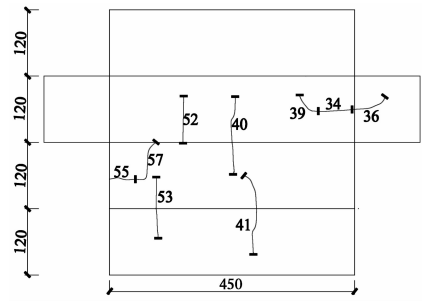


图 7 试件 C2-L2-A 极限破坏时的裂缝展开图

Fig. 7 Unfolded crack figure of C2-L2-A at the ultimate failure

压往复循环过程中, 裂缝处于张开、闭合的循环状态, 无明显开展, 直至结束循环加载。在加载至破坏的过程中, 当荷载逐渐增大至 57 kN 时, 靠近浆锚钢筋一侧混凝土表面出现斜裂缝, 预埋端的混凝土有少许剥落; 当荷载达到 62.05 kN 时, 接头外钢筋被拉断, 试验结束。在整个试验过程中纵筋未发生滑移。试件 C2-L2-B 的最终破坏形态和裂缝展开图, 如图 8 和图 9 所示。



图 8 试件 C2-L2-B 最终破坏形态

Fig. 8 Ultimate failure morphology of C2-L2-B

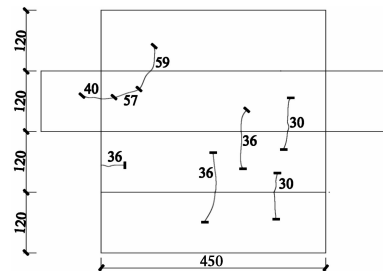


图 9 试件 C2-L2-B 极限破坏时的裂缝展开图

Fig. 9 Unfolded crack figure of C2-L2-B at the ultimate failure

大变形反复拉压试验中, 试件 C2-L2-C 首次从 0 加载到  $2\epsilon_{yk}L_1$  的过程中, 当荷载为 25 kN 时, 预埋钢筋一侧的混凝土端面出现了一条纵向裂缝。在  $2\epsilon_{yk}L_1$  到  $-0.5f_{yk}A_s$  的循环过程中, 裂缝缓慢开展延伸, 当循环到第 3 次时, 荷载为 40 kN 左右时, 试件中部出现两条横向横缝。在  $3\epsilon_{yk}L_1$  到  $-0.5f_{yk}A_s$  的循环过程中, 当第 4 次加载至  $3\epsilon_{yk}L_1$  的过程中, 当荷载达到 50 kN 时, 靠近浆锚钢筋一侧的混凝土表面出现纵向和横向裂缝。在加载至破坏的过程中, 当荷载为 53.0 kN 时, 钢筋屈服; 当荷载增大至 62.98 kN 时, 接头外钢筋被拉断, 试验结束。在整个试验过程中纵筋未发生滑移。试件 C2-L2-C 的最

终破坏形态和裂缝展开图,如图 10 和图 11 所示。

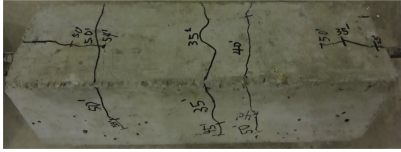


图 10 试件 C2-L2-C 最终破坏形态

Fig. 10 Ultimate failure morphology of C2-L2-C

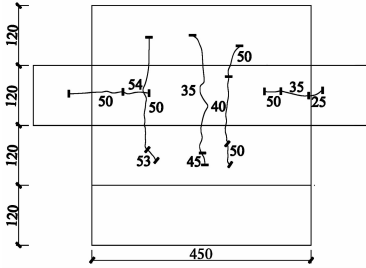


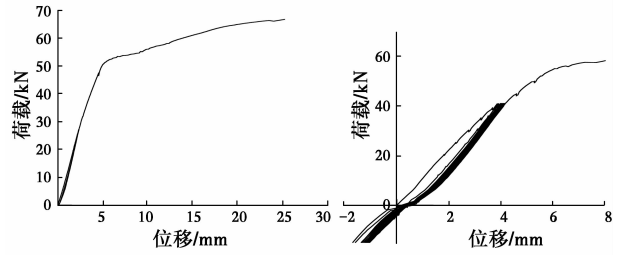
图 11 试件 C2-L2-C 极限破坏时的裂缝展开图

Fig. 11 Unfolded crack figure of C2-L2-C at the ultimate failure

### 2.2 典型试件的荷载-位移曲线

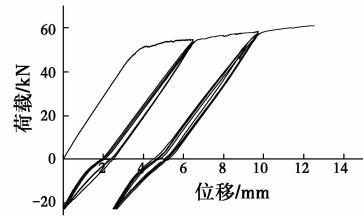
选取试件 C3-L2 作为典型试件,说明页岩陶粒混凝土钢筋浆锚连接试件在 3 种加载制度下的力学性能。通过提取加载设备终端计算机中的荷载及位移的数据并导入 Origin 软件绘得试件 C3-L2 在 3 种加载制度下的荷载-位移曲线如图 12 所示(荷载为钢筋加载端所受的力,位移为加载端的位移)。试件 C3-L2-A 在单向拉伸试验中加载到接头外钢筋被拉断结束,试验峰值荷载 66.8 kN,试件实际抗拉强度为 591 MPa,残余变形  $\mu_0$  为 0.05 mm,计算得试件的最大力总伸长率  $A_{sgt}$  为 15.1%。试件 C3-L2-B 在高应力反复拉压试验中加载到钢筋屈服时测得试件实际屈服强度为 460.1 MPa,残余变形  $\mu_{20}$  为 0.26 mm。试件 C3-L2-C 在大变形反复拉压

试验中加载到接头外钢筋被拉断结束,试验峰值荷载 62.95 kN 时,试件实际抗拉强度为 557 MPa,残余变形  $\mu_1$ 、 $\mu_8$  分别为 0.22、0.45 mm。



(a) C3-L2-A 单向拉伸

(b) C3-L2-B 高应力反复拉压



(c) C3-L2-C 大变形反复拉压

图 12 3 种加载制度下试件 C3-L2 的荷载-位移曲线

Fig. 12 Load-displacement curve of C3-L2 under three loading paths

### 2.3 试件接头强度和变形

由于中国尚未出台关于浆锚连接接头性能评价的行业标准,暂依据规程<sup>[9]</sup>中对 I 级接头提出的强度和变形性能要求对页岩陶粒混凝土浆锚连接试件接头性能作出分析和评价。表 3 给出了 3 种加载制度下的连接试件接头的实测屈服强度和变形情况。其中,试件 C3-L4 由于加载端端板焊缝质量不过关,在 3 种加载制度下的试验过程中都出现提前结束,所以,表中并未给出其数据,也不作分析评价。

表 3 3 种加载制度下钢筋连接接头的实测屈服强度和变形

Table3 Measured yielding strength and deformation of steel connecting splice under three loading paths

试件 编号	单向拉伸				高应力反复拉压			大变形反复拉压			
	实测屈服 强度/MPa	$\mu_0$ /mm	$A_{sgt}$ /%	纵筋有 无滑移	实测屈服 强度/MPa	$\mu_{20}$ /mm	纵筋有 无滑移	实测屈服 强度/MPa	$\mu_1$ /mm	$\mu_8$ /mm	纵筋有 无滑移
C1-L1	459.7	0.12	9.9	无	460.5	0.03	无	459.3	0.23	0.35	无
C1-L2	459.3	0.13	10.08	无	458.9	0.20	无	453.7	0.19	0.42	无
C1-L3	484.6	0.06	15.9	无	494.7	0.24	无	459.4	0.2	0.31	无
C1-L4	450.0	0.12	12.6	无	454.8	0.28	无	441.4	0.19	0.35	无
C2-L1	450.7	0.11	11.1	无	468.5	0.27	无	442.1	0.32	0.51	无
C2-L2	468.4	0.13	11.8	无	460.5	0.29	无	468.7	0.25	0.38	无
C2-L3	468.2	0.05	12.8	无	461.1	0.33	无	440.1	0.25	0.24	无
C2-L4	484.7	0.11	15.2	无	464.9	0.29	无	471.4	0.38	0.75	无
C3-L1	432.8	0.13	7.0	无	486.6	0.27	无	499.9	0.20	0.35	无
C3-L2	468.6	0.05	15.1	无	460.1	0.26	无	468.4	0.22	0.45	无
C3-L3	447.7	0.12	8.5	无	462.4	0.35	无	449.3	0.37	0.47	无

对比材性试验中母材钢筋屈服强度平均值 456.9 MPa,发现表 3 中大多数钢筋连接接头的实测屈服强度超过了母材钢筋屈服强度平均值,其中,搭接长度为  $0.5l_{aE}$  和  $0.7l_{aE}$  的部分试件虽未超过母材钢筋屈服强度平均值,但均达到了其 95% 以上;且所有钢筋连接接头的实测屈服强度均大于 HRB400 级钢筋的标称屈服强度标准值 400 MPa。表 4 给出了 3 种加载制度下的钢筋连接试件的峰值

荷载,经过计算得到表 4 中所有试件峰值荷载平均值为 62.39 kN,大于 HRB400 级钢筋的标称抗拉强度标准值  $f_{stk}$  对应荷载 61.07 kN,即试件接头的实测极限抗拉强度整体达到了 HRB400 级钢筋的标称极限抗拉强度标准值 540 MPa。因此,页岩陶粒混凝土浆锚连接试件的接头强度基本满足规程<sup>[9]</sup>对 I 级接头强度的要求。

表 4 3 种加载制度下钢筋连接试件的峰值荷载

Table 4 Peak load of steel connecting specimens under three loading paths

试件编号	C1-L1	C1-L2	C1-L3	C1-L4	C2-L1	C2-L2	C2-L3	C2-L4	C3-L1	C3-L2	C3-L3
单向拉伸	61.96	61.92	64.78	60.87	60.95	62.95	62.93	64.79	58.92	66.8	60.61
高应力反复拉压	62.05	61.87	65.92	61.41	62.96	62.05	62.12	62.55	65.01	62.01	62.27
大变形反复拉压	61.92	61.29	61.93	59.90	59.97	62.98	59.75	63.29	66.51	62.95	60.79

表 5 为规程<sup>[9]</sup>对 I 级接头变形性能的要求。对照表 3 和表 5,可以发现,单向拉伸下试件的最大力总伸长率满足 I 级接头变形要求,且 3 种加载制度下,试件接头的残余变形也基本满足规程<sup>[9]</sup>对 I 级接头变形要求,即页岩陶粒混凝土钢筋浆锚连接试件接头具有高延性和残余变形小的性能。

表 5 钢筋接头变形要求

Table 5 Deformation requirements for steel splice

单向拉伸		高应力 反复拉压	大变形 反复拉压
残余变形/mm	最大力总 伸长率/%	残余变形/mm	残余变形/mm
$\mu_0 \leq 0.1$ ( $d \leq 32$ )	$A_{sgt} \geq 6.0$	$\mu_{20} \leq 0.3$	$\mu_4 \leq 0.3$ 且 $\mu_8 \leq 0.6$

由于在试验过程中未见千分表有读数,则可以认为所有试件的纵筋均未出现滑移,试件的最终破坏形态为接头外钢筋被拉断或屈服,没有发生粘结锚固破坏。

以上的试验结果表明,直径 12 mm 的 HRB400 级钢筋采用浆锚连接,且钢筋搭接长度不小于  $1.0l_{aE}$  时,钢筋浆锚连接形式可用于页岩陶粒混凝土预制构件纵向受力钢筋的可靠连接。

### 3 影响因素分析

#### 3.1 页岩陶粒混凝土强度

图 13 为  $1.0l_{aE}$  搭接长度下,不同页岩陶粒混凝土强度的试件在单向拉伸试验下的荷载-位移曲线。从图 13 中可以看出,在试件纵向受力钢筋屈服前,3 条曲线的斜率相近,试件的刚度相当。由于各试件

都是加载至接头外钢筋被拉断结束,从图 13 中还可以看出页岩陶粒混凝土强度越高,试件接头的极限抗拉强度越高。其中,试件 C3-L2-A 接头的极限抗拉强度 590.6 MPa,相较于试件 C1-L2-A 接头的极限抗拉强度 547.5 MPa,强度提高了 8%。这是因为混凝土强度增加,混凝土与灌浆料、混凝土与钢筋、灌浆料与钢筋之间的粘结力均有所增大。

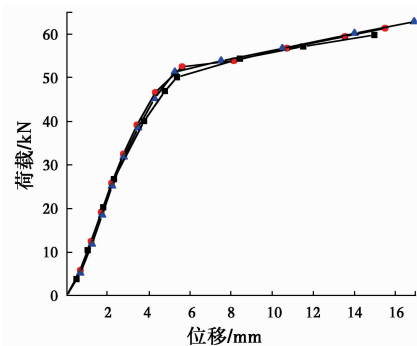


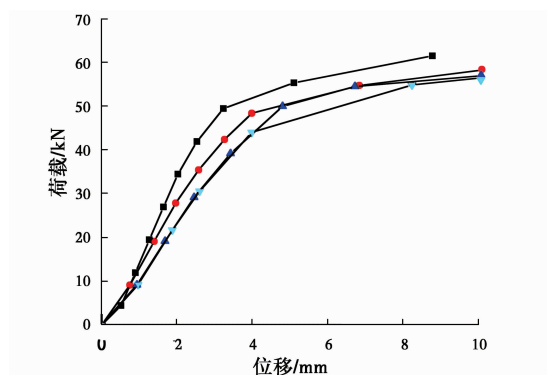
图 13 页岩陶粒混凝土强度影响对比曲线 ( $1.0l_{aE}$ )

Fig. 13 Contrast curves under the influence of the strength of shale ceramsite concrete ( $1.0l_{aE}$ )

#### 3.2 钢筋搭接长度

图 14 为页岩陶粒混凝土强度为 LC40,4 种钢筋搭接长度的试件在单向拉伸试验下的荷载-位移曲线。从图 14 中可以看出,虽然  $0.7l_{aE}$  和  $0.5l_{aE}$  搭接长度试件的承载力可以满足要求,试验加载过程中试件纵筋也均未出现滑移,但若在纵筋屈服后继续加载, $0.7l_{aE}$  搭接长度试件的纵向裂缝逐渐加宽,端部混凝土部分剥落,而  $0.5l_{aE}$  搭接长度试件混凝土的破坏情况就更为严重,个别试件纵缝贯通,发生劈裂破坏。不像  $1.0l_{aE}$  和  $1.2l_{aE}$  搭接长度的试件,裂

缝主要为横向裂缝,且横向裂缝大多集中出现在试件的中部。这是因为页岩陶粒混凝土和螺旋箍筋对纵筋有着横向约束作用,试件钢筋搭接长度越短,这种约束作用就越弱,混凝土产生纵向劈裂裂缝,而不是因受拉产生横向裂缝。因此,当页岩陶粒混凝土预制构件纵向受力钢筋采用浆锚连接时,钢筋搭接长度不宜过短,建议钢筋搭接长度不宜小于 $1.0l_{aE}$ 。



注: —■— C2-L4-A —●— C2-L3-A —▲— C2-L2-A —▼— C2-L1-A

图 14 钢筋搭接长度影响对比曲线(LC40)

Fig. 14 Contrast curves under the influence of the lapping length of steel (LC40)

## 4 结论

根据试验研究,可以得到如下结论:

1)直径为 12 mm 的 HRB400 级钢筋采用浆锚连接方式,试件的最终破坏形态为接头外钢筋被拉断或屈服,没有发生粘结锚固破坏,钢筋浆锚连接形式可用于页岩陶粒混凝土预制构件纵向受力钢筋的可靠连接。

2)页岩陶粒混凝土钢筋浆锚连接接头试件的强度和变形性能基本满足 JGJ 107—2010 对钢筋 I 级连接接头性能的要求。

3)在相同钢筋搭接长度下,随着页岩陶粒混凝土强度的增加,试件接头的极限抗拉强度有所提高。

4)页岩陶粒混凝土和螺旋箍筋对钢筋接头有明显横向约束作用,在相同页岩陶粒混凝土强度下,钢筋搭接长度越短,横向约束作用越弱,页岩陶粒混凝土预制构件的纵向劈裂破坏程度越严重。因此建议:页岩陶粒混凝土预制构件纵向受力钢筋采用浆锚搭接连接时,钢筋搭接长度不宜小于 $1.0l_{aE}$ 。

### 参考文献:

[1] 杨健辉,陈静,张鹏,等. 基于结构自保温的高性能页岩陶粒混凝土试验研究[J]. 工业建筑, 2014, 44(12): 102-108.  
YANG J H, CHEN J, ZHANG P, et al. Experimental

study on high-performance shale ceramsite concrete based on insulation structure [J]. Industrial Construction, 2014, 44(12): 102-108. (in Chinese)

- [2] 范宏宏,彭鹏,侯子义. 页岩陶粒混凝土工作性能及强度试验分析[J]. 混凝土与水泥制品, 2014(10):30-33.  
FAN Y H, PENG P, HOU Z Y. Experimental analysis on shale ceramsite concrete workability and strength [J]. China Concrete and Cement Products, 2014(10):30-33. (in Chinese)
- [3] 蒋勤俭. 中国建筑产业化发展研究报告[J]. 混凝土世界, 2014(7): 10-20.  
JIANG Q J. Research report on development of construction industry in China [J]. China Concrete, 2014(7): 10-20. (in Chinese)
- [4] 刘琼,李向民,许清风. 预制装配式混凝土结构研究与应用现状[J]. 施工技术, 2014, 43(22): 9-14.  
LIU Q, LI X M, XU Q F. Present research and application of precast concrete structure [J]. Construction Technology, 2014, 43(22): 9-14. (in Chinese)
- [5] LYU X L. Precast concrete structures in the future [J]. Structural Concrete, 2014, 15(1):1-2.
- [6] 姜洪斌,张海顺,刘文清,等. 预制混凝土插入式预留孔灌浆钢筋锚固性能[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2011, 43(4): 28-31, 36.  
JIANG H B, ZHANG H S, LIU W Q, et al. Experimental study on plug-in filling hole for steel bar anchorage of the PC structure [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2011, 43(4): 28-31, 36. (in Chinese)
- [7] 姜洪斌,张海顺,刘文清,等. 预制混凝土插入式预留孔灌浆钢筋搭接试验[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2011, 43(10): 18-23.  
JIANG H B, ZHANG H S, LIU W Q, et al. Experimental study on plug-in filling hole for steel bar lapping of precast concrete structure [J]. Journal of Harbin Institute of Technology. 2011, 43(10): 18-23. (in Chinese)
- [8] 马军卫,尹万云,刘守城,等. 钢筋约束浆锚搭接连接的试验研究[J]. 建筑结构, 2015, 45(2):32-35, 79.  
MA J W, YIN W Y, LIU S C, et al. Experimental study on constraint grout-filled lap connection of steel bar [J]. Building Structure, 2015, 45(2): 32-35, 79. (in Chinese)
- [9] 钢筋机械连接技术规程:JGJ 107—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.  
Technical specification for mechanical splicing of steel reinforcing bars: JGJ 107-2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)



- [10] YERLICI V A, ÖZTURAN T. Factors affecting anchorage bond strength in high-performance concrete [J]. *ACI Structural Journal*, 2000, 97(3): 499-507.
- [11] SPACONE E, LIMKATANYU S. Responses of reinforced concrete member bond-slip effects [J]. *ACI Structural Journal*, 2000, 97(6): 831-839.
- [12] FILHO F M D A, DEBS M K E, DEBS A L H C E. Bond-slip behavior of self-compacting concrete and vibrated concrete using pull-out and beam tests [J]. *Materials & Structures*, 2008, 41(6): 1073-1089.
- [13] JR G N, NAAMAN A E. Bond stress model for fiber reinforced concrete based on bond stress-slip relationship [J]. *ACI Materials*, 1989, 86(1): 45-57.
- [14] LUTZ L A. Analysis of stresses in concrete near a reinforcing bar due to bond and transverse cracking [J]. *ACI Journal*, 1970, 67(10): 778-787.
- [15] DESNERCK P, SCHUTTER G D, TAERWE L. Bond behavior of reinforcing bars in self-compacting concrete: experimental determination by using beam tests [J]. *Materials & Structures*, 2010, 43(Sup1): 53-62.
- [16] 装配整体式混凝土剪力墙结构技术规程: DB42/T 1044—2015[S]. 武汉: 武汉理工大学出版社, 2015. Technical specification for assembled precast concrete shear wall structures: DB42/T 1044-2015[S]. Wuhan: Wuhan University of Technology Press, 2015. (in Chinese)

(编辑 胡玲)