

文章编号:1001-4888(2016)05-0624-11

反复荷载下型钢再生混凝土组合柱粘结性能研究^{*}

马辉¹, 薛建阳², 刘云贺¹

(1. 西安理工大学 土木建筑工程学院, 西安 710048; 2. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 西安 710055)

摘要: 为研究反复荷载下型钢再生混凝土组合柱粘结性能,对17个组合柱进行了拟静力试验。重点分析型钢翼缘应变分布特征,利用粘结应力计算公式获取型钢翼缘粘结应力大小及其分布规律。在此基础上,分析组合柱粘结破坏机理和位移荷载循环次数对其粘结应力的影响规律,并给出粘结应力退化率计算公式。研究表明:反复荷载作用下型钢再生混凝土组合柱粘结应力分布规律基本呈抛物线状;柱中部附近的粘结应力最大,柱上下端粘结应力分布复杂,需对这三个部位采取相应的措施以保证型钢与再生混凝土之间的粘结强度;位移循环荷载作用下粘结强度逐渐降低,出现粘结应力退化现象。研究结论可为型钢再生混凝土组合柱的抗震设计提供理论参考。

关键词: 型钢再生混凝土;组合柱;拟静力试验;反复荷载;粘结性能

中图分类号: TU398

文献标识码: A

DOI: 10.7520/1001-4888-15-215

0 引言

型钢再生混凝土组合结构是指在截面中主要配置型钢,并配有一定的纵向钢筋和箍筋,再浇筑再生混凝土而形成的一种新型组合结构。它融合普通型钢混凝土结构承载能力高、抗震性能好的优点和再生混凝土节能环保的显著特点,不但可以提高建筑结构的抗震防灾能力,还符合国家绿色环保和可持续发展的战略,因此具有广阔的发展应用前景^[1,2]。国内外研究结果表明^[3-7],型钢与普通混凝土之间的粘结强度较低,容易产生相对滑移,将降低型钢与混凝土之间的共同工作,直接影响构件的承载力、变形和裂缝宽度等基本力学行为。型钢再生混凝土组合柱作为一种新型组合构件,也同样存在粘结滑移问题,尤其在地震作用下这一问题更为突出,因此研究型钢与再生混凝土之间的粘结性能具有重要意义。国内外对型钢与再生混凝土之间的粘结性能研究极少,文献[8]通过静力荷载推出试验对型钢再生混凝土粘结滑移作了初步研究,认为型钢再生混凝土在静力荷载作用的粘结强度是可以保证的,再生粗骨料取代率对粘结强度具有不利的影响。然而,对于型钢再生混凝土在反复荷载作用下的粘结性能研究尚属空白,因此有必要对型钢再生混凝土在反复荷载作用下的粘结性能进行研究。本文旨在型钢再生混凝土组合柱低周反复荷载试验研究的基础上,对型钢与再生混凝土之间的粘结应力及破坏机理进行了分析,研究结论对该新型组合柱的推广应用提供技术支持。

1 粘结应力计算与量测方案

1.1 粘结应力计算

对于钢筋混凝土来说,其粘结应力可通过量测钢筋表面应变分布规律,获取钢筋表面应变分布曲线

^{*} 收稿日期:2015-11-09;修回日期:2016-03-16

基金项目: 国家自然科学基金项目(51408485, 51178384),中国博士后科学基金资助项目(2015M572584),住房和城乡建设部科学技术计划项目(2015-K2-011),陕西省高校科协青年人才托举计划资助项目(20150114),陕西省自然科学基金基础研究计划项目(2016JQ5024),西安市建设科技计划项目(SJW2014025)

通讯作者: 马辉(1985—),男,副教授,博士,研究方向为钢与混凝土组合结构及再生混凝土结构。Email: mahuiwell@163.com

的梯度,从而计算得到钢筋混凝土粘结应力分布规律。然而,由于型钢表面状况及截面形状与钢筋相比存在较大的差异,且型钢不同部位的粘结应力也不尽相同,故与钢筋粘结应力相比,要获取型钢粘结应力的分布较为困难。文献[9]等通过在翼缘外侧、腹板等不同部位分别布置电阻应变片来获取各自的应变分布,然后参照钢筋混凝土受力平衡条件给出型钢的平衡方程,并认为型钢腹板和翼缘的粘结应力与滑移之间存在相关关系,从而可分别计算得到型钢腹板和翼缘的粘结应力的分布规律。此外,文献[10,11]基于以下假定对型钢与普通混凝土之间的粘结应力进行了研究,取得了较好的效果,即:(1)不考虑纵筋与混凝土之间的滑移,只考虑型钢与混凝土之间的粘结滑移;(2)不考虑混凝土开裂对粘结性能的影响;(3)型钢和混凝土部分具有相同的曲率;(4)型钢腹板和翼缘内、外侧与混凝土的粘结强度相等;(5)型钢腹板应力呈三角形或梯形分布,给出了弹性阶段时粘结应力计算公式:

$$\tau(x) = E_s \frac{d\epsilon(x)}{dx} \tag{1}$$

式中, τ_x 为沿柱不同高度的粘结应力大小; $\epsilon(x)$ 为沿柱不同高度的型钢应变大小; E_s 为型钢弹性模量。反复荷载下型钢与再生混凝土之间受力机理较为复杂,要准确计算其粘结应力存在一定困难。鉴于(1)式简单方便,故本文采用(1)式来计算型钢再生混凝土组合柱在反复荷载作用下的粘结应力大小。

1.2 试件设计

设计制作了 17 个试件,具体参数见表 1。型钢采用 I14 工字钢,材质为 Q235;柱截面尺寸为 240mm×180mm;纵筋采用 4Φ14 的 HRB335 级钢筋;箍筋采用 Φ8 的 HRB335 级钢筋。试件具体尺寸及配筋如图 1 所示。再生粗骨料物理力学性能指标均满足《混凝土用再生粗骨料》(GB/T25177—2010)规范要求,细骨料采用中粗河砂,水泥采用 42.5R 级普通硅酸盐水泥,浇筑再生混凝土时掺入适量的减水剂。

表 1 型钢再生混凝土组合柱试件设计参数
Tab. 1 Design parameters of steel reinforced recycled concrete composite columns

试件编号	柱高 $H(\text{mm})$	再生粗骨料取代率 r	剪跨比 λ	轴压比 n	体积配箍率 ρ_{sv}
SRRC1	335	0	1.40	0.6	1.36% Φ8@90
SRRC2	335	30%	1.40	0.6	1.36% Φ8@90
SRRC3	335	70%	1.40	0.6	1.36% Φ8@90
SRRC4	335	100%	1.40	0.6	1.36% Φ8@90
SRRC5	335	100%	1.40	0.3	1.36% Φ8@90
SRRC6	335	100%	1.40	0.9	1.36% Φ8@90
SRRC7	335	100%	1.40	0.6	1.02% Φ8@120
SRRC8	335	100%	1.40	0.6	2.04% Φ8@60
SRRC9	445	100%	1.85	0.6	1.36% Φ8@90
SRRC10	565	100%	2.35	0.6	1.36% Φ8@90
SRRC11	780	0	3.25	0.6	1.36% Φ8@90
SRRC12	780	70%	3.25	0.6	1.36% Φ8@90
SRRC13	780	100%	3.25	0.6	1.36% Φ8@90
SRRC14	780	100%	3.25	0.3	1.36% Φ8@90
SRRC15	780	100%	3.25	0.9	1.36% Φ8@90
SRRC16	780	100%	3.25	0.6	1.02% Φ8@120
SRRC17	780	100%	3.25	0.6	2.04% Φ8@60

1.3 加载方案及测点布置

试验加载装置如图 2 所示。首先在柱顶通过油压千斤顶施加竖向荷载至设计值,然后在柱顶加载

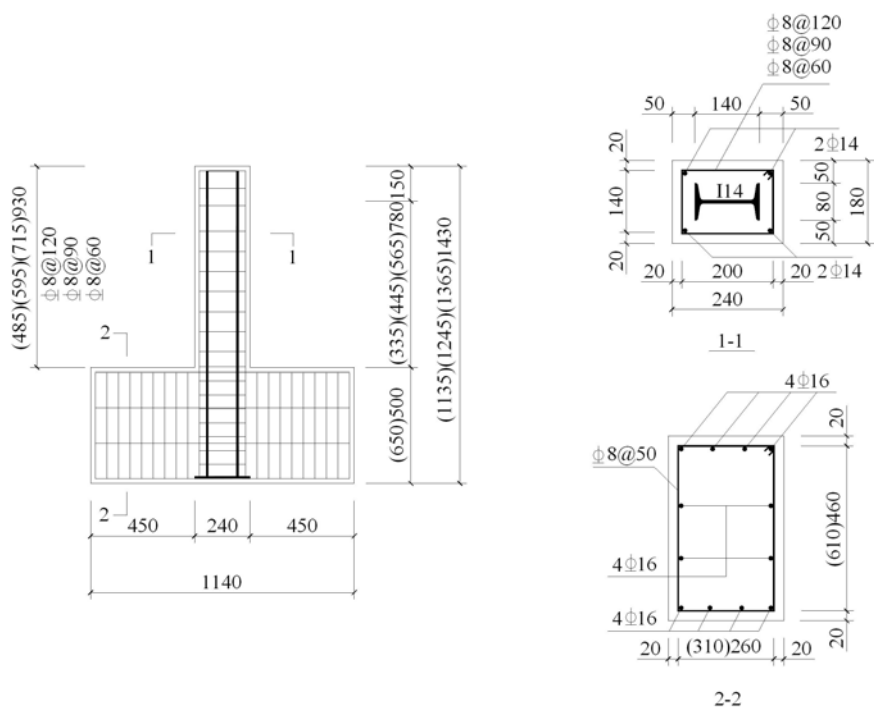


图 1 试件几何尺寸及配筋示意图

Fig. 1 Geometry size and reinforcing bars of specimens



图 2 试验加载装置

Fig. 2 Test loading set-up

截面处施加水平反复荷载。加载过程分为荷载控制和位移控制两个阶段,试件屈服前采用荷载分级控制,每级荷载增量约为 20~30kN 并循环一次,当试件屈服后,改为按等幅位移增量控制,以屈服时水平位移的倍数逐级增加,每一位移级数循环三次,直到试件水平荷载下降到峰值荷载的 85% 左右时,认为试件不适合继续承载,试验结束。

由公式(1)可知,在型钢翼缘上、下侧沿柱高方向粘贴电阻应变片以量测型钢翼缘应变分布情况,然后根据型钢翼缘各实测应变点的分布规律,并对其进行多次回归分析,得到型钢翼缘各测点应变分布

数学描述曲线,对该曲线进行求导,进而计算得到型钢翼缘外侧的等效粘结应力大小。图 3 为试件中型钢翼缘外表面沿组合柱高方向的电阻应变片布置图。

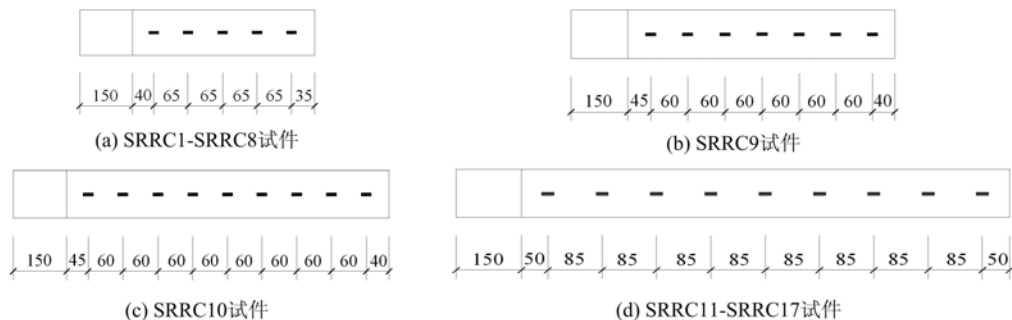


图 3 型钢翼缘外表面的电阻应变片布置示意图

Fig. 3 The layout of the strain gauges of steel flanges surface

2 型钢再生混凝土组合柱粘结应力分布规律

2.1 型钢翼缘外侧应变分布

由于试件在反复荷载作用下存在拉侧与压侧,为便于讨论,本文以型钢右侧翼缘(水平推时应变值为负值;水平拉时应变值为正值)为例进行说明,图4为典型试件在屈服前水平推和水平拉时型钢右侧翼缘外侧沿柱高的应变分布。

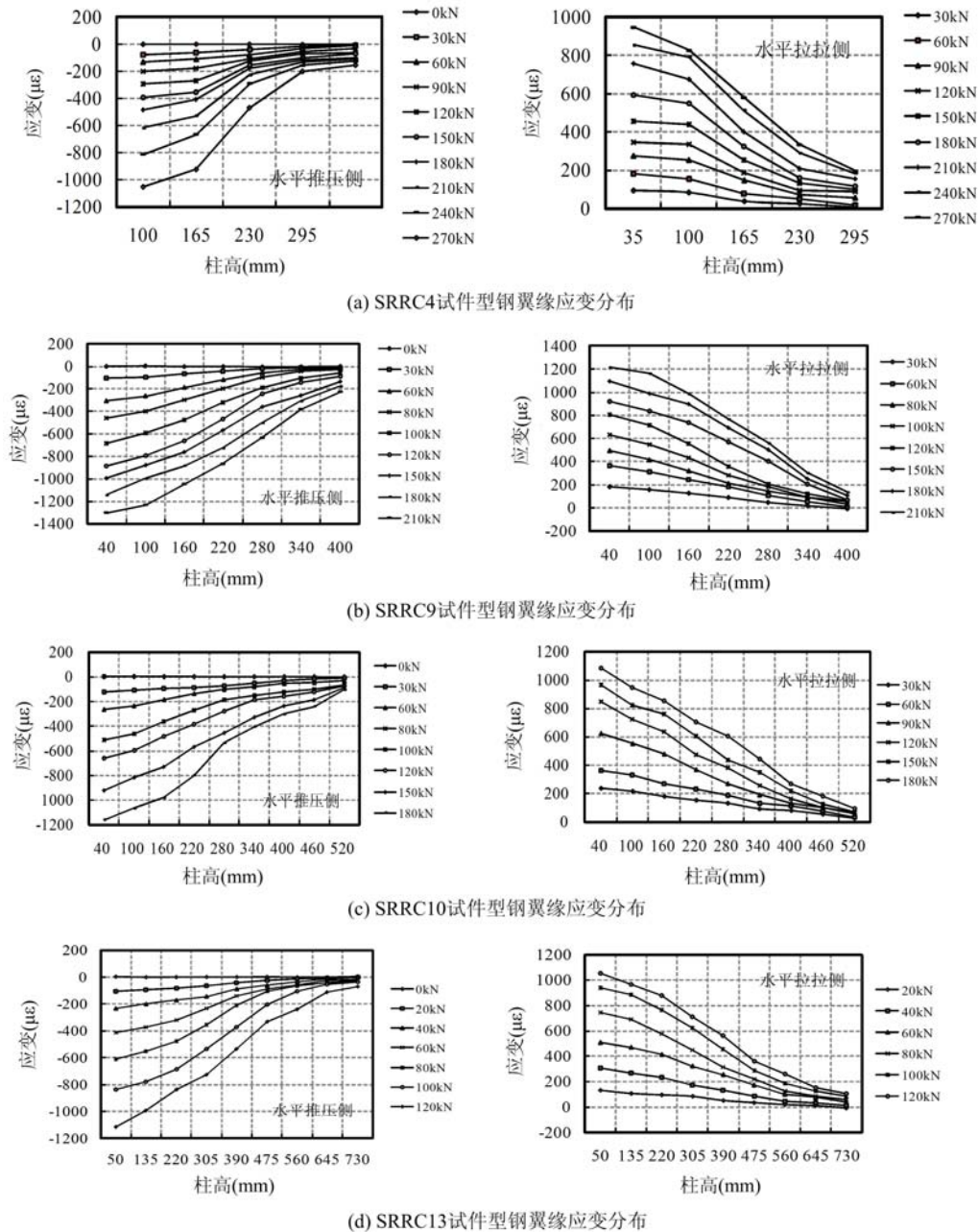


图4 典型试件中型钢翼缘应变分布

Fig. 4 Strain distribution of the steel flanges of typical specimens

从图4可知,应变片测试结果较好地反映了型钢翼缘沿柱高不同位置处的应变变化情况,达到了试验测试要求。在水平推力和水平拉力作用下,试件型钢翼缘的应变分布规律是基本相似的。当水平荷载较小时,试件未屈服之前,试件中型钢翼缘应变基本呈线性变化,水平荷载越小,线性特性越明显。型钢翼缘的应变沿柱高方向逐渐减小,柱根处型钢翼缘拉压侧应变最大,而接近试件加载点时型钢翼缘拉压侧应变最小,逐渐趋向于零。这种现象主要与构件的受力情况有关,型钢翼缘主要承受由水平荷载产

生的弯矩,柱根截面处弯矩最大,沿着柱高方向,构件截面弯矩越来越小,当接近构件的加载点时,截面弯矩几乎为零,故出现上述应变分布规律。此外,型钢翼缘应变随着水平荷载的增加而增加,即型钢翼缘截面承担的弯矩增加,导致其应变增大。试件型钢翼缘应变分布规律与文献[10,11]中型钢翼缘等效应变分布情况较为相似,反映了型钢翼缘应变在屈服前基本与水平荷载呈线性关系分布;而与文献[9]中型钢翼缘应变呈指数分布规律不同,这主要是试件加载方式不一样导致的,本试验及前两者均采用低周反复加载方式,而后者则采用单调加载方式,相对于单调加载方式来说,采用反复加载方式时型钢翼缘拉压侧的应变分布更为复杂。

另外,再生粗骨料取代率对型钢翼缘应变分布影响并不明显,随着再生粗骨料取代率增加,型钢翼缘拉压侧的应变分布规律与普通混凝土情况较为相似,型钢翼缘应变并没有出现明显突变,说明再生粗骨料取代率对型钢翼缘应变的发展影响很小。因此,在设计合理的条件下,型钢与再生混凝土之间的共同工作是可以保证的,即它们之间的粘结性能是能够满足构件共同工作要求的。剪跨比、轴压比及体积配箍率等参数对型钢翼缘应变分布规律影响也不明显,应变分布规律类似。

2.2 型钢翼缘粘结应力分布曲线

对型钢翼缘应变分布进行拟合,得到其数学函数并求导,代入(1)式即可得到型钢翼缘等效粘结应力分布计算曲线,如图 5 所示。由图 5 可知,反复荷载下型钢再生混凝土组合柱粘结应力主要有以下特点:

(1) 试件型钢翼缘屈服前,随着水平荷载增大,型钢翼缘粘结应力基本上是逐渐增大的,说明粘结应力与型钢翼缘的受力状态有关,即型钢翼缘受力越大,则其粘结应力越大;

(2) 从粘结应力分布曲线看,在水平推和水平拉荷载作用下,型钢翼缘粘结应力基本是分别呈抛物线上凸和抛物线下凹,与文献[10,11]中型钢翼缘粘结应力分布规律较为相似,而与文献[8]中由推出试验得到的型钢再生混凝土粘结应力曲线呈指数函数上凸分布现象不一样,说明在水平荷载反复作用下型钢翼缘受力与推出试验情况受力存在较大区别,导致其粘结应力发生改变,较前者更为复杂;

(3) 在低周反复荷载作用下,型钢翼缘粘结应力的最大值一般位于沿试件高度中部附近,且逐渐向组合柱两端递减,基本呈现较为典型的抛物线分布;随着水平荷载增大,粘结应力抛物线的曲率基本上呈增大趋势;接近柱根部位和加载点时,粘结应力分布更为复杂。可能原因为:在反复荷载作用下,由于组合柱加载基座处于固接状态,而组合柱加载点同样由作动器夹紧施加水平荷载,使得组合柱在荷载作用下中部的变形曲率要大于组合其他部位,因此导致型钢翼缘沿柱高中部附近的粘结应力最大。尽管本次试验中试件并没有发生粘结破坏,但试验中仍然发现柱中部型钢翼缘两侧附近再生混凝土首先出现一些竖向粘结裂缝,这也验证了柱中部附近粘结应力最大的结论;

(4) 从型钢翼缘粘结应力可知,SRRC4 试件极限粘结应力约为 1.1MPa,而 SRRC13 试件极限粘结应力约为 0.45MPa,后者为前者的 2.4 倍左右;试件粘结应力随水平荷载增大而增加,表明剪跨比和水平荷载大小对型钢翼缘粘结应力影响较大,其他因素对试件粘结应力影响较小。此外,在同一级荷载大小作用下,随着剪跨比增大,型钢翼缘粘结应力减小,改变了型钢翼缘受力大小,导致其粘结应力发生较为明显的变化,这也说明大剪跨比试件比小剪跨比试件更易产生粘结裂缝。在弹性阶段工作内,随着水平荷载的增大,试件更容易发生粘结强度破坏;

(5) 在反复荷载作用下,型钢翼缘拉压侧的粘结应力方向基本上是相反的,但在试件柱根及柱顶的一定范围内,存在着“反粘结应力”区域,该区域的粘结应力方向和试件其他部位的粘结应力方向恰好相反,这主要是因为试件柱根受到基座固接约束以及柱顶受到试验加载装置约束,使得型钢上下端翼缘应力的最大点发生一定移动,导致该区域应变梯度方向发生改变,从而产生“反粘结应力”区域。

综上所述,在低周反复荷载作用下型钢再生混凝土组合柱中部附近型钢翼缘粘结应力最大,组合柱上下两端型钢翼缘的粘结应力分布复杂且存在“反粘结应力”区域,因此在对型钢再生混凝土组合柱进行设计时,应在这三个部位采取相应的措施以避免发生粘结滑移破坏。

2.3 荷载上升段粘结应力计算模型

由上述可知,粘结应力计算公式主要是针对型钢再生混凝土组合柱屈服前弹性工作阶段而言的,由

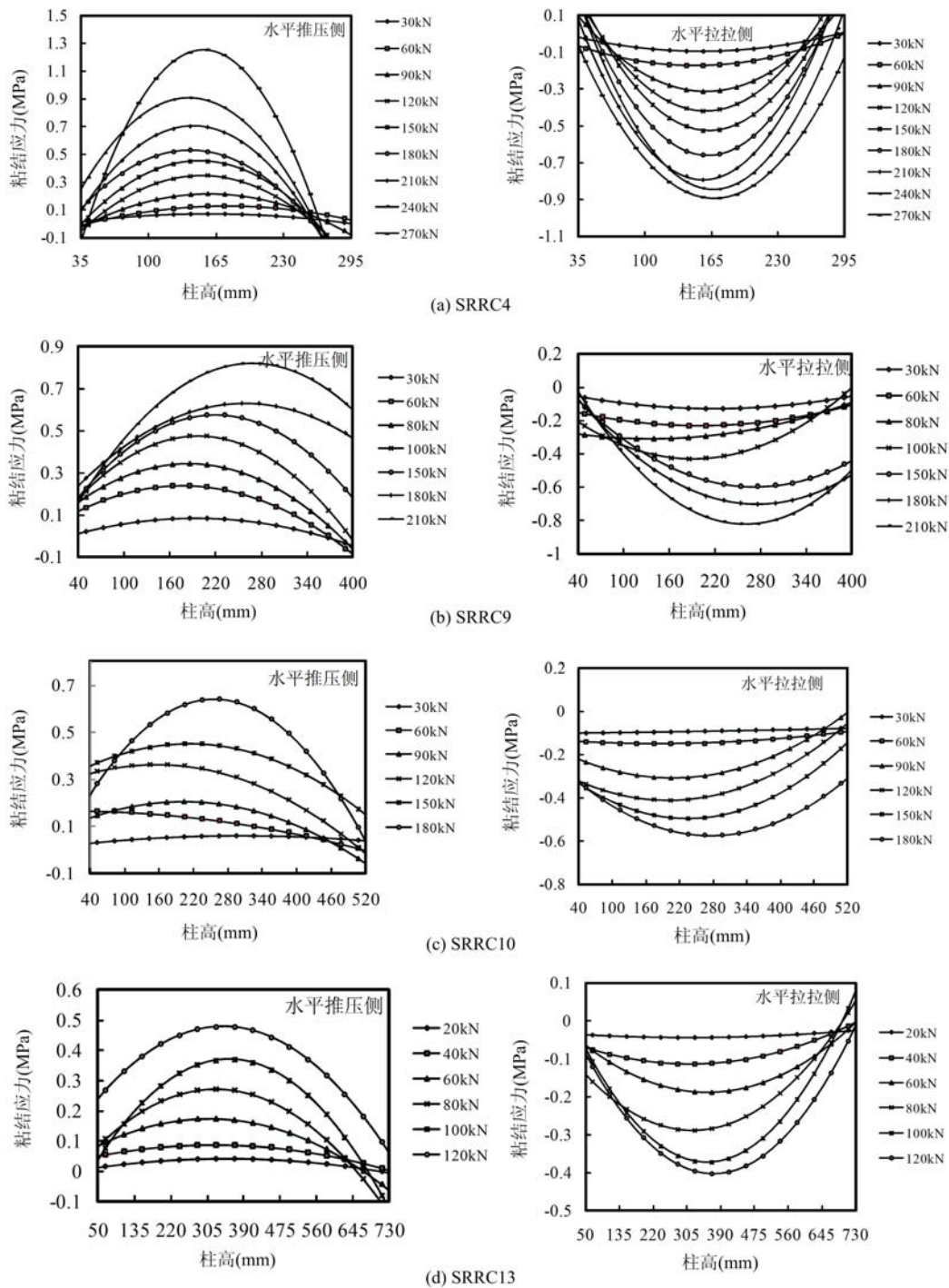


图5 部分试件中型钢翼缘粘结应力分布曲线

Fig. 5 Bond stress distribution of the steel flanges of typical specimens

于型钢再生混凝土组合柱加载方式采用荷载和位移混合加载,使得组合柱受力较为复杂,水平荷载阶段时型钢大部分处于未屈服状态,而进入位移控制加载阶段后,大部分组合柱根范围内型钢翼缘都已经屈服,且在位移循环作用下型钢翼缘应力存在退化现象,从而导致型钢翼缘粘结应力也相应地存在退化现象,故要分析型钢翼缘在整个试验加载过程中的粘结应力分布情况是很困难的。因此,本文中荷载上升段是指试件在整个试验加载过程中的荷载控制阶段,该阶段大部分试件组合柱根范围内的型钢翼缘未屈服,粘结应力可以采用(1)式计算得到。由图5可知,反复荷载作用下型钢再生混凝土组合柱粘结应力基本上呈抛物线分布,故可采用下列二次多项式对粘结应力分布进行数学模型描述。

$$\tau_y(x) = A_y + B_y x + C_y x^2 \quad (2)$$

$$\tau_l(x) = A_l + B_l x + C_l x^2 \quad (3)$$

式中, τ_y 为组合柱压侧型钢翼缘表面粘结应力; τ_l 为组合柱拉侧型钢翼缘表面粘结应力; x 为柱高; A_y 、 B_y 、 C_y 、 A_l 、 B_l 、 C_l 为与水平荷载 P 有关的函数表达式。结合本文 17 个型钢再生混凝土组合柱低周反复试验结果, 通过数学统计回归分析得到上述各函数表达式: $A_y(P) = a_y + b_y(P/P_u)$; $B_y(P) = c_y + d_y(P/P_u)$; $C_y(P) = e_y + f_y(P/P_u)$; $A_l(P) = a_l + b_l(P/P_u)$; $B_l(P) = c_l + d_l(P/P_u)$; $C_l(P) = e_l + f_l(P/P_u)$, 其中, P_u 为组合柱荷载控制阶段最大水平荷载; P 为组合柱荷载控制阶段各级水平荷载。型钢与再生混凝土之间的粘结应力分布主要由系数 a_y 、 b_y 、 c_y 、 d_y 、 e_y 、 f_y (压侧)、 a_l 、 b_l 、 c_l 、 d_l 、 e_l 、 f_l (拉侧) 确定, 可参考文献[2]取值。

2.4 荷载下降段粘结应力分布规律

荷载下降段是指试件达到水平荷载峰值至发生破坏时所对应的加载阶段。荷载上升段粘结应力的计算条件是型钢翼缘未屈服, 但加载达到最大荷载后, 加载方式改为位移循环加载, 此时试件柱根范围内的型钢翼缘大部分已经屈服, 型钢翼缘应变迅速增大, 试件进入塑性阶段, 可知(1)式不适合屈服状态下型钢翼缘粘结应力计算, 因此只能得到荷载下降段试件型钢翼缘尚未屈服部位的粘结应力。另外, 进入位移循环加载后, 柱根破坏大部分是由再生混凝土发生正裂缝或斜裂缝压碎脱落破坏, 试验中并未发现型钢与再生混凝土之间粘结失效而导致构件破坏的现象。因此, 分析型钢再生混凝土组合柱在荷载下降段的粘结应力意义并不是很大, 主要是因为此阶段逐渐趋于破坏状态, 其应变值不稳定且很难精确测量, 故很难获得试件型钢翼缘在整个试验加载过程的粘结应力分布情况。

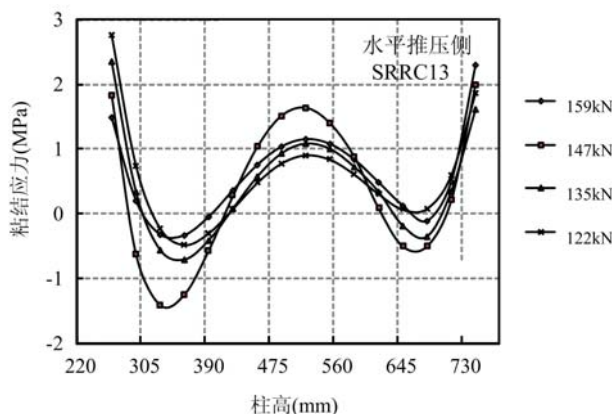


图 6 典型荷载下降段型钢翼缘粘结应力特征

Fig. 6 Typical bond stress characteristics of steel flanges at load descending

图 6 为具有代表性的 SRRC13 试件荷载下降段的粘结应力分布情况, 荷载取每级位移第一次循环所对应的荷载值, 粘结应力为型钢翼缘应变未屈服位置所对应的值。由图 6 可知, 与荷载上升段的粘结应力相比, 荷载下降段时型钢翼缘粘结应力分布情况复杂且明显不同, 型钢翼缘粘结应力出现了多次方向的变化, 粘结应力方向改变部位大致可以沿组合柱高分为三段, 即第一段为接近组合柱根区域; 第二段为试件中部位置附近; 第三段为接近加载区域。导致这种现象的原因是由于试件进入位移循环控制加载后, 组合柱根范围内型钢翼缘屈服且再生混凝土不断被压碎脱落, 导致试件中部未屈服型钢受力状态发生改变, 使得荷载下降段粘结应力分布不具有荷载上升段的规律性, 从而导致其粘结应力分布出现异常, 即型钢翼缘外面粘结应力沿组合柱高的传递方向发生了改变。

3 型钢再生混凝土组合柱粘结应力退化分析

3.1 荷载循环次数对粘结应力的影响规律

与型钢混凝土结构一样, 反复荷载作用下型钢再生混凝土组合柱中型钢与再生混凝土之间的粘结应力随着位移循环次数的增加而存在退化现象。这主要是由于反复荷载作用下型钢翼缘表面粘结应力分布不断地发生变化, 使得再生混凝土与型钢表面之间的粘结损伤逐渐累积, 导致粘结强度逐渐降低, 从而出现粘结应力退化现象。

图 7 为组合柱粘结应力随位移循环次数变化的分布曲线, 其中柱高位置取至型钢翼缘尚未屈服段的长度; 短柱(SRRC4)取至第一级位移循环, 而长柱(SRRC13)取至第二级位移加载循环, 主要是因为

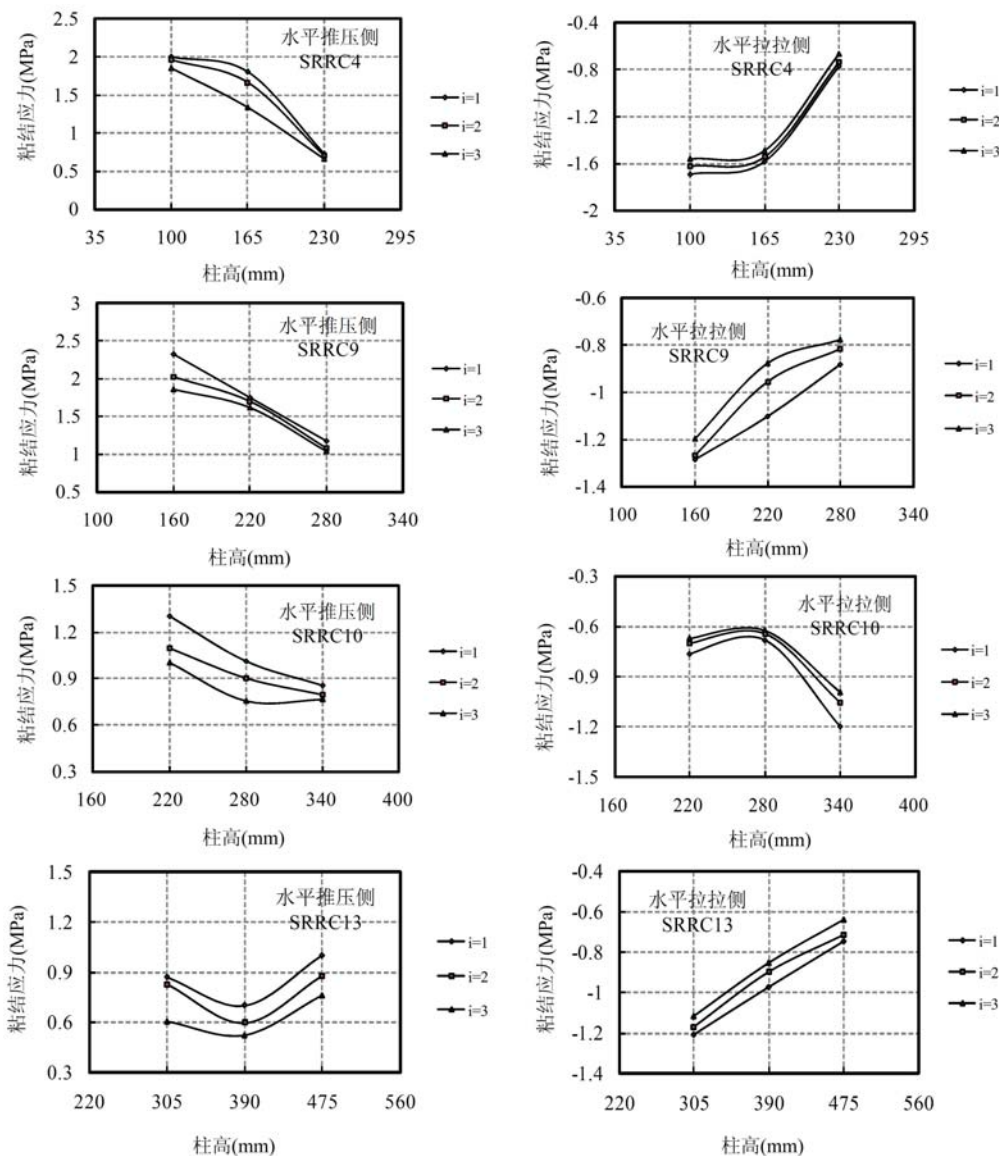


图7 位移循环次数对粘结应力的影响规律

Fig. 7 Influence laws of displacement cycles on the bond stress of columns

上述各位移循环下试件粘结应力表现稳定。由图7可见,随位移荷载循环次数增加,型钢与再生混凝土之间的粘结应力不断降低,出现了粘结应力退化现象。

3.2 粘结应力退化机理

从目前研究成果可知^[3-7],型钢与混凝土之间的粘结作用原理和光圆钢筋与混凝土之间的粘结作用原理较为类似,型钢混凝土粘结强度主要由以下三部分构成:①混凝土中水泥胶体与型钢表面的化学胶结力;②型钢与混凝土接触面上的摩擦阻力;③由于型钢表面粗糙不平而产生的机械咬合力。对于型钢再生混凝土构件来说,本文仍然假定型钢与再生混凝土之间的粘结应力由上述三部分组成。

型钢再生混凝土组合柱粘结作用过程如下:当型钢与再生混凝土界面未发生相对粘结滑移时,化学胶结力对粘结强度起主要作用;当型钢与再生混凝土界面发生相对滑移后,水泥晶体被剪断或挤碎,化学胶结力大为降低并逐渐退出工作,此时,型钢再生混凝土粘结应力主要由摩擦阻力和机械咬合力来提供,其中摩擦阻力主要与型钢和再生混凝土界面上的正应力和摩擦系数有关,而机械咬合力则主要与型钢表面的凹凸不平情况以及凹凸间再生混凝土的强度有关。随着位移循环作用,型钢表面的再生混凝土颗粒逐渐被磨平,使得型钢与再生混凝土之间的摩擦系数不断减小,导致型钢表面的摩擦阻力不断衰退;与此同时,型钢表面凹凸间再生混凝土随着位移反复作用而不断挤碎,导致型钢表面的机械咬合力

也不断退化,这是型钢与再生混凝土之间粘结应力发生退化的根本原因所在。

与普通型钢混凝土相比,型钢再生混凝土最大特点在于再生混凝土的使用,由于再生混凝土材料的特点,特别其再生粗骨料的初始损伤和界面特点,这都可能导致型钢再生混凝土构件在粘结作用机理上存在一些区别,但从上述分析看,型钢再生混凝土粘结应力破坏机制与普通混凝土情况基本类似。因此,再生混凝土与型钢之间的粘结强度仍可以得到保证。

3.3 粘结应力退化率

在相同位移数级情况下,型钢与再生混凝土之间的粘结应力随着位移循环次数增加而不断降低,如图 7 所示。可采用粘结应力退化率来表示试件在反复荷载作用下粘结应力退化程度。粘结应力退化率可定义为在同一位移数级下第 i 次反复加载时粘结应力与第一次加载时粘结应力的比值。

$$\chi_i = \frac{\tau_i}{\tau_1} \quad (4)$$

式中, χ_i 为型钢再生混凝土组合柱粘结应力退化率; τ_i 为第 i 次位移循环时的粘结应力; τ_1 为第一次位移循环时的粘结应力。

图 8 为典型试件粘结应力退化率与位移循环次数的关系曲线。由图 8 可知,粘结应力退化率 χ_i 与循环次数 i 之间的关系可用负指数函数曲线来描述其退化规律,采用负指数对其进行拟合具有较高的精度,较好地反映了粘结应力的退化规律。型钢再生混凝土组合柱的粘结应力退化率 χ_i 与循环次数 i 的关系为:

$$\chi_i = \alpha e^{-\beta i} \quad (4)$$

式中, α 、 β 分别为型钢再生混凝土组合柱在低周反复荷载作用下粘结应力退化系数,通过本文 17 个试件试验计算结果的数理统计回归,可得到在水平推和水平拉时所对应的系数 α_1 、 β_1 、 α_2 、 β_2 的统计平均值分别为 1.1185、-0.1079、1.0987、-0.0921。因此,型钢再生混凝土组合柱在水平推和水平拉时的粘结应力退化率表达式分别为:

$$\chi_{T,i} = 1.1185 e^{-0.1079 i} \quad (5)$$

$$\chi_{L,i} = 1.0987 e^{-0.0921 i} \quad (6)$$

式中, $\chi_{T,i}$ 为型钢再生混凝土组合柱在水平推时的粘结应力退化率; $\chi_{L,i}$ 为型钢再生混凝土组合柱在水平拉时的粘结应力退化率; i 为一定位移级数下位移循环的次数。

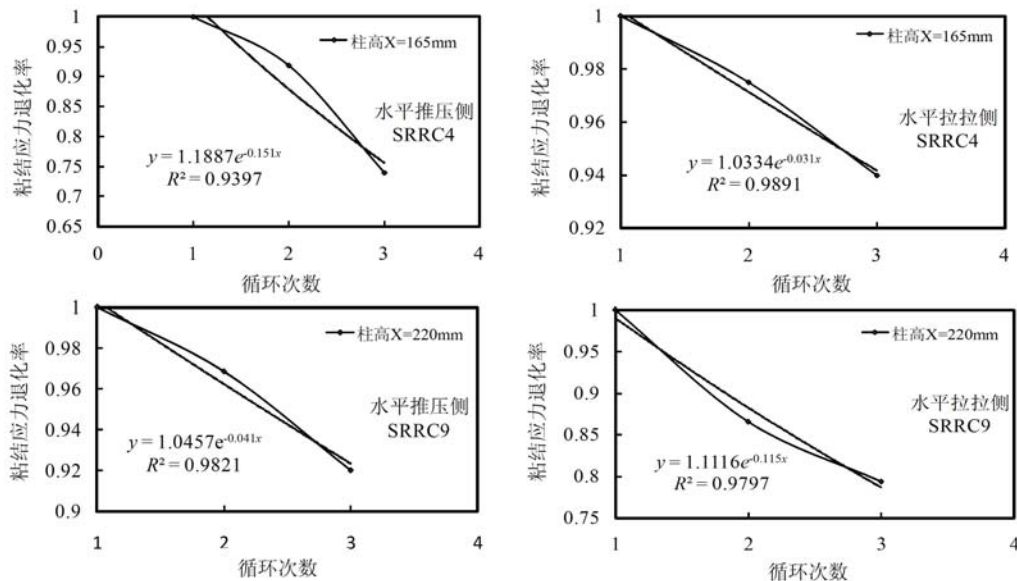


图 8 粘结应力退化率与位移循环次数之间的关系曲线

Fig. 8 Relation curves between bond degradation rate and cycles number of displacement

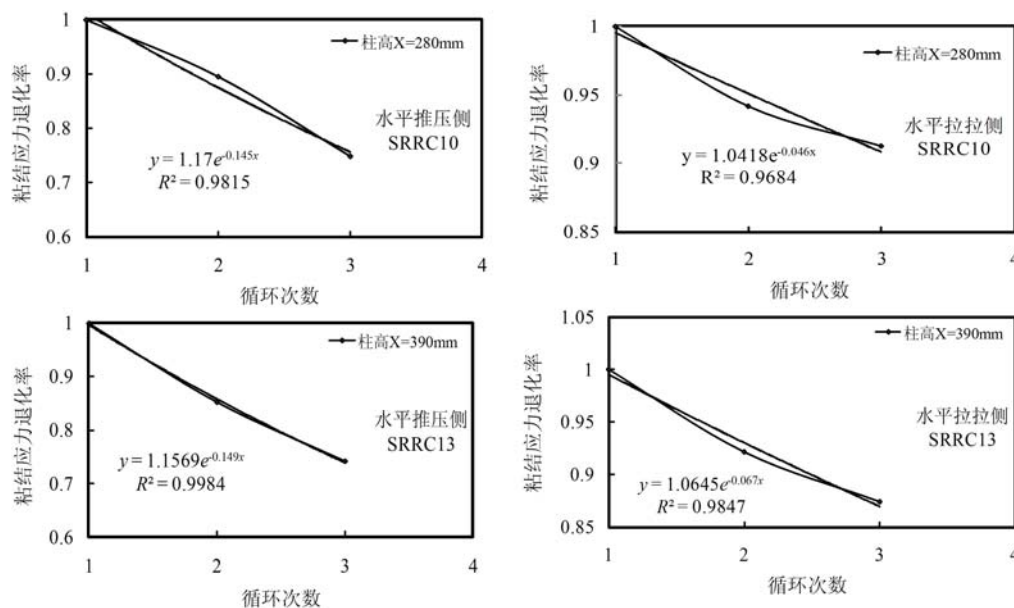


图8(续) 粘结应力退化率与位移循环次数之间的关系曲线

Fig. 8 Relation curves between bond degradation rate and cycles number of displacement

4 结论

(1) 通过电阻应变片测量试件中型钢翼缘应变分布情况,对其进行数学描述,并利用粘结应力计算公式求得型钢翼缘的粘结应力大小及分布特征。

(2) 反复荷载作用下型钢再生混凝土组合柱粘结力分布规律基本上呈抛物线状,柱中部附近的粘结应力最大,且柱上下端粘结应力分布较为复杂;对这三个部位应采取措施以保证型钢与再生混凝土之间的粘结强度;不同设计参数对型钢再生混凝土组合柱粘结应力影响不明显。

(3) 通过合理设计,反复荷载作用下型钢与再生混凝土之间的粘结强度是可以保证的,依据试件试验结果,统计回归提出了构件粘结应力数学模型表达式。

(4) 在位移循环荷载作用下,型钢翼缘表面粘结应力分布不断地发生变化,使得型钢与再生混凝土之间的粘结损伤累积,导致其粘结强度逐渐降低,出现粘结应力退化现象。

(5) 通过统计回归方法提出了型钢再生混凝土组合柱粘结应力退化率表达式。

参考文献:

- [1] 薛建阳, 马辉, 刘义. 反复荷载下型钢再生混凝土柱抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2014, 47(1): 36—46 (XUE Jianyang, Ma Hui, Liu Yi. Experimental study on seismic performance of steel reinforced recycled concrete columns under low-cyclic reversed loading [J]. China Civil Engineering Journal, 2014, 47(1): 36—46 (in Chinese))
- [2] 马辉. 型钢再生混凝土柱抗震性能及设计计算方法研究[D]. 西安建筑科技大学, 2013 (MA Hui. Research on seismic performance and design calculation methods of steel reinforced recycled concrete columns [D]. Xi'an University of Architecture and Technology, 2013 (in Chinese))
- [3] Roeder C W. Composite and mixed construction [C]. New York: ASCE, 1984.
- [4] Wium J A, Lebet J P. Simplified calculation method for force transfer in composite columns [J]. Proceeding of ASCE, Journal of Structural Division, 1992, 120(3): 728—745.
- [5] 张誉, 李向民, 李辉等. 钢骨高强混凝土结构的粘结性能研究[J]. 建筑结构, 1999, 29(7): 3—5 (ZHANG Yu, LI Xiangmin, LI Hui, et al. Study on the bond behavior of steel reinforced high-strength concrete [J]. Building Structures, 1999, 29(7): 3—5 (in Chinese))
- [6] 孙国良, 王英杰. 劲性混凝土柱断部轴力传递性能的试验研究与计算[J]. 建筑结构学报, 1989, 10(6): 40—49

- (SUN Guoliang, WANG Yingjie. Experimental study and calculation of axial load transmission in the top section of encased columns [J]. Journal of Building Structures, 1989, 10(6):40–49(in Chinese))
- [7] 赵鸿铁, 杨勇, 薛建阳 等. 型钢混凝土粘结滑移力学性能研究及基本问题[J]. 力学进展, 2003, 33(1):74–86 (ZHAO Hongtie, YANG Yong, XUE Jianyang, et al. A review on the bond-slip mechanical behaviors of SRC structures [J]. Advances in Mechanics, 2003, 33(1):74–86 (in Chinese))
- [8] 陈宗平, 郑华海, 薛建阳 等. 型钢再生混凝土黏结滑移推出试验及黏结强度分析[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(5):130–138 (CHEN Zongping, ZHENG Huahai, XUE Jianyang, et al. Push-out test on interface bond slip behavior and analysis on bond strength between steel and recycled coarse aggregate concrete [J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(5):130–138 (in Chinese))
- [9] 杨勇, 郭子雄, 薛建阳 等. 型钢混凝土粘结滑移性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2005, 26(4):1–9 (YANG Yong, GUO Zixiong, XUE Jianyang, et al. Experiment study on bond slip behavior between section steel and concrete in SRC structures[J]. Journal of Building Structures, 2005, 26(4):1–9 (in Chinese))
- [10] 李俊华. 低周反复荷载下型钢高强混凝土柱受力性能研究[D]. 西安建筑科技大学, 2005 (LI Junhua. Study on the performance of steel reinforced high-strength concrete columns under low cyclic reversed loading [D]. Xi'an University of Architecture and Technology, 2005 (in Chinese))
- [11] 柯晓军, 陈宗平, 薛建阳 等. 反复荷载下型钢混凝土异形柱粘结滑移性能研究[J]. 工程力学, 2013, 30(2):211–218 (KE Xiaojun, CHEN Zongping, XUE Jianyang, et al. Study on bond slip behavior of SRC special-shaped columns under cyclic reversed loading[J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(2):211–218 (in Chinese))

On the Bond Performance of Steel Reinforced Recycled Concrete Composite Column Subjected to Cyclic Loading

MA Hui¹, XUE Jian-yang², LIU Yun-he¹

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Xi'an University of Technology, Shanxi 710048, China;

2. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Shanxi 710055, China)

Abstract: In order to study the bond performance of steel reinforced recycled concrete (SRRC) composite column, quasi-static experiment was carried out for 17 specimens. The strain distribution characteristics at steel flanges were selectively analyzed. The bond stress and its distribution at steel flanges were obtained by using bond stress calculation formula. Based on above results, the effect of bond failure mechanism of composite column and the number of cyclic loading cycle on the bond stress was analyzed. In addition, calculation formula of bond stress degradation rate is presented in this paper. Results show that bond stress distribution of steel reinforced recycled concrete composite column subjected to cyclic loading presents essentially parabolic shape. Bond stress at the column middle is the largest, and its distribution close to column top and bottom respectively is more complicated than that in other parts. Therefore, it is necessary to take corresponding measures to ensure the bond strength between steel and recycled concrete in above-mentioned three parts. Furthermore, the bond strength gradually decreases due to the cyclic loading, bond stress degradation phenomenon occurs. Above results may provide theoretical reference for the seismic design of steel reinforced recycled concrete composite column.

Keywords: steel reinforced recycled concrete; composite column; quasi-static test; cyclic loading; bond performance