

锈蚀预应力砼梁受荷裂缝宽度和间距计算

陈宇翔, 张旭辉, 李双, 戴理朝

(长沙理工大学 桥梁工程安全控制省部共建教育部重点实验室, 湖南 长沙 410004)

摘要: 通过对 8 片不同锈蚀程度预应力钢筋砼梁进行静载试验, 分析不同锈蚀率对预应力砼梁受荷裂缝分布、间距、宽度的影响; 基于裂缝宽度的综合理论, 建立了锈蚀预应力砼梁裂缝平均间距和宽度计算方法, 并通过现有文献试验数据对公式进行了验证。结果表明, 锈蚀率较低时, PC 梁的受荷裂缝间距和宽度变化不明显; 锈蚀率超过 19.47% 时, 由于预应力筋截面积减少和粘结性能退化较大, 裂缝间距和裂缝宽度变化显著, 在计算锈蚀 PC 梁裂缝宽度和间距时应考虑预应力筋锈蚀的影响。

关键词: 桥梁; 预应力砼; 预应力钢筋; 锈蚀; 裂缝宽度; 裂缝间距

中图分类号: U445.7

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2017)05-0160-05

预应力砼结构受力后必然产生裂缝, 既降低构件的承载能力, 又加速钢筋的锈蚀, 使其耐久性严重降低。一般而言, 裂缝越宽, 锈蚀越快, 其宽度直接关系到结构的耐久性。目前对锈蚀钢筋砼构件在荷载作用下裂缝宽度的研究如下: R. Saligar 在钢筋砼构件轴心受拉试验模型上得出粘结滑移理论, 并提出了裂缝宽度计算公式; Broms 和 Base 于 20 世纪 60 年代提出了无滑移理论; 各国规范也对正常使用状态下的裂缝宽度提出了相应计算公式。但预应力钢筋砼构件不同于 RC 构件, 其预应力筋的预压力会限制裂缝的发展。当预应力筋在氯离子环境下出现腐蚀时, 其抗拉承载力下降会影响最大裂缝宽度。现有规范对于正常使用极限状态下的最大裂缝宽度的计算公式并没有考虑预应力筋锈蚀的影响。该文结合现有钢筋砼裂缝综合理论, 在规范公式的基础上, 考虑锈蚀率的影响, 提出预应力砼梁在不同锈蚀程度下的受荷裂缝宽度计算公式, 并结合试验数据对其进行验证。

1 试验概况

1.1 试件设计

试验梁采用矩形截面, 截面尺寸为 $(150 \times 200 \times 2\,000)$ mm, 计算跨径为 1 800 mm; 砼级别为 C45, 砼保护层厚度为 20 mm。纵向普通受拉钢筋采用 $2\phi 8$ R235, 受压钢筋采用 $2\phi 12$ HRB335, 箍筋采用 $\phi 8$ R235, 间距为 90 mm, 整个梁段内共设置 23 根箍筋。预应力筋采用 $\phi 15.2(1 \times 7)$ 1860 级钢绞线, 张拉控制应力为 $0.75f_{cu} = 1\,395$ MPa, 张拉控制荷载

为 194 kN, 钢绞线重心至梁下边缘的距离为 60 mm (见图 1)。



图 1 试验梁尺寸与配筋 (单位: cm)

通过电化学快速锈蚀法对试验梁进行加速锈蚀, 模拟正常使用阶段的锈蚀情况。其中 B1 梁作为对比梁未锈蚀, 其余 6 片梁 (CB1~CB6) 养护 28 d 后, 对预应力筋通电加速锈蚀, 通过控制电流和通电时间得到不同锈蚀率。

1.2 试件加载

在试验梁三分点处进行加载 (见图 2), 采用单次加载法, 使用千斤顶对称逐级加载。

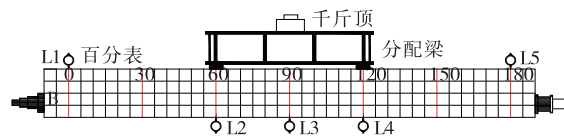


图 2 设计加载方案 (单位: cm)

每级加载完成后寻找裂缝, 仔细观察第一条裂缝的出现, 确定其为砼的开裂点, 记录开裂时的荷载, 该荷载为开裂荷载。试验梁开裂前, 按每级 3 kN 进行加载; 试验梁开裂后, 按每级 5 kN 进行加载, 直至达到极限荷载; 在后续加载中采用位移进行控制, 以跨中挠度下降 2 mm 为一级进行加载, 直至受压区砼完全压碎或出现钢绞线断丝。加载过程中观测预应力筋应力、钢筋应变及裂缝宽度、长度、位

置、走向、间距,分析并记录各级荷载下试验梁的挠度、裂缝宽度及其走向等。

1.3 预应力筋锈蚀水平

各试验梁预应力筋均存在较严重的局部锈蚀现象,且多数试验梁预应力筋加载过程中在局部锈蚀严重区域被拉断,局部锈蚀区域成为试验梁的脆弱区域。因此,采用钢绞线的局部截面损失率 η_s 对其锈蚀程度进行评估。将坑蚀剩余截面面积与原截面面积之比作为锈蚀率。局部截面损失率见表 1。

表 1 预应力筋的局部截面损失率

| 梁编号 | 截面损失率 $\eta_s/\%$ | 梁编号 | 截面损失率 $\eta_s/\%$ |
|-----|-------------------|-----|-------------------|
| B1 | 0.00 | CB4 | 12.06 |
| CB1 | 73.84 | CB5 | 19.47 |
| CB2 | 46.01 | CB6 | 26.96 |
| CB3 | 61.67 | | |

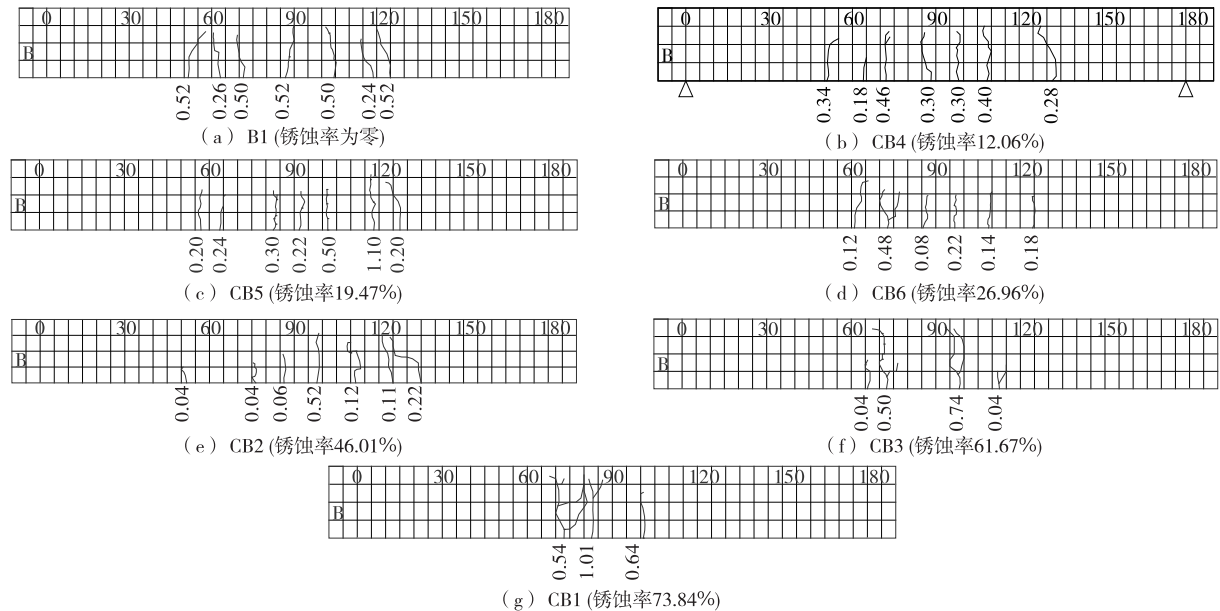


图 3 极限荷载下试验梁的裂缝分布(单位:裂缝宽度为 mm,其他为 cm)

即均为正截面受弯破坏。说明锈蚀对正截面的破坏影响显著,对斜截面的破坏影响很小。因此,下文以纯弯段作为研究对象。

2.2 裂缝特征分析

极限荷载状态下试验梁在纯弯段的平均裂缝间距和最大裂缝宽度见表 2,锈蚀率与试验梁裂缝数量、平均裂缝间距及最大裂缝宽度之间的关系见图 4~6。

由表 2 和图 4~6 可知:当锈蚀率小于 19.47% 时,锈蚀对试验梁裂缝数量及间距的影响较小;当锈蚀率较大时,随着锈蚀率的增加,裂缝数量持续减

2 试验结果分析

2.1 裂缝分布

每级加载完成后,采用 SW—LW—201 裂缝观测仪测量砼梁开裂后的裂缝宽度,试验梁极限状态时的裂缝分布见图 3。

当试验梁侧面上出现 0.2~0.4 mm 初始裂缝时,位于普通钢筋处的砼应变实测值达到 300~400 μs ,表明此时已达到砼最大抗拉强度。之后,随着荷载的增加,纯弯段又出现较多新裂缝,这些新裂缝基本对称交替出现,间距为 (100 ± 20) mm。不再出现新裂缝后,随着荷载的增加,各裂缝的延伸长度增加,但增加速度较慢。

从图 3 可看出:试验梁裂缝分布稀疏,数量较少,基本分布在纯弯段,且都为竖向裂缝,无斜裂缝,

表 2 极限荷载时试验梁的裂缝数据

| 梁编号 | 裂缝数量 $n/\text{条}$ | 平均裂缝 间距 l_{cr}/mm | 最大裂缝 宽度 W_{\max}/mm |
|-----|----------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| B1 | 7 | 108.2 | 0.52 |
| CB1 | 4 | 165.1 | 1.01 |
| CB2 | 5 | 145.9 | 0.52 |
| CB3 | 4 | 158.3 | 0.74 |
| CB4 | 7 | 111.2 | 0.46 |
| CB5 | 7 | 107.9 | 0.50 |
| CB6 | 6 | 128.7 | 0.48 |

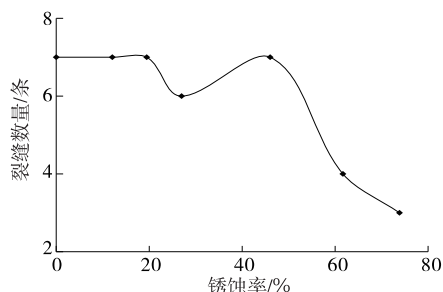


图4 锈蚀率与裂缝数量的关系

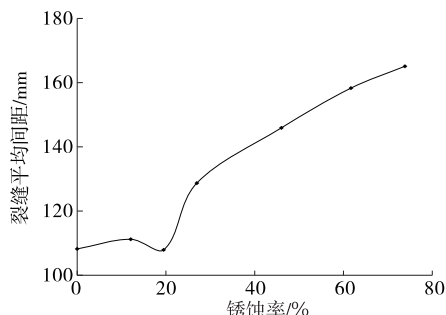


图5 锈蚀率与平均裂缝间距的关系

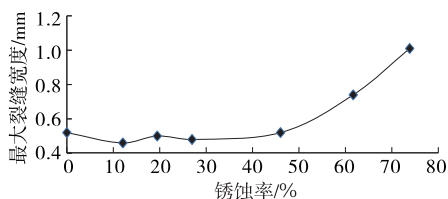


图6 锈蚀率与最大裂缝宽度的关系

少,而裂缝产生的位置逐渐集中,平均裂缝间距增大。未锈蚀的试验梁在极限荷载下的最大裂缝宽度为 0.52 mm,而局部截面锈蚀率为 73.84% 时,最大裂缝宽度为 1.01 mm,二者相差 2 倍以上。主要原因为锈蚀使钢绞线本身的性能降低,同时与砼之间产生粘结滑移,其等效应力的降低导致钢筋与砼的应变差变大,从而扩大了裂缝宽度。因此,在进行受荷裂缝分布间距和宽度计算时需考虑锈蚀的影响。

3 PC 梁的裂缝间距与宽度计算

3.1 平均裂缝间距 l_{cr} 的计算

试验研究表明,影响平均裂缝间距的因素很多,机理也十分复杂。参照规范中的计算公式,通过引入两个修正系数分别考虑锈蚀及其引起的粘结退化的影响,提出锈蚀下砼梁受荷裂缝平均间距 l_{cr} 计算公式如下:

$$l_{cr} = K_1 c + K_2 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \quad (1)$$

式中: K_1 、 K_2 为参数, $K_1 c$ 反映纵筋保护层厚度对锈蚀预应力砼梁裂缝间距的影响, $K_2 d_{eq}/\rho_{te}$ 反映纵向受拉配筋与砼之间的粘结滑移对裂缝间距的影响; c 为最外层纵向受拉钢筋的保护层厚度,即外边缘至受拉区下缘的距离; d_{eq} 为受拉区纵向钢筋的等效直径; ρ_{te} 为按照有效受拉砼截面面积计算的纵向受拉钢筋的配筋率。

锈蚀 PC 梁的有效配筋率以有效受拉砼截面面积 A_{te} 计算的纵向受拉钢筋的配筋率为基础,考虑预应力筋的锈蚀影响,即:

$$\rho_{te} = \frac{A_p(\eta) + A_s}{A_{te}} \quad (2)$$

式中: $A_p(\eta)$ 为受拉区纵向预应力筋锈蚀后的剩余截面积,通过局部坑蚀处原截面面积减去坑蚀截面面积求得; A_s 为受拉区纵向普通钢筋截面面积; A_{te} 为有效受拉砼截面面积,对于矩形截面受弯构件, $A_{te} = 0.5bh$ 。

等效钢筋直径 d_{eq} 按下述规范公式计算:

$$d_{eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i v_i d_i} \quad (3)$$

式中: n_i 为受拉区第 i 种纵向钢筋的数量; d_i 为受拉区第 i 种纵向钢筋的公称直径; v_i 为受拉区第 i 种纵向钢筋的相对粘结特性系数,对于环氧涂层的普通钢筋,以非预应力带肋钢筋的 0.8 倍计算,即 $v_i = 1.0 \times 0.8 = 0.8$ 。

按照上述公式计算出主要因素的试验值,再对变量 c 、 d_{eq}/ρ_{te} 进行线性回归,得:

$$l_{cr} = 4.3768c + 0.175 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \quad (4)$$

式(4)的相关系数为 0.85。为验证上述平均裂缝间距计算公式的正确性,将试验实测值与公式计算值进行对比,结果见表 3。从中可见,公式的计算精度较高。

3.2 裂缝宽度计算模型

根据裂缝开展的综合理论,平均裂缝宽度 W_m 应等于平均裂缝间距 l_{cr} 之间沿钢筋水平位置处钢筋和砼总伸长之差,其基本表达式为:

$$W_m = \int_0^{l_{cr}} (\epsilon_s - \epsilon_c) dl \quad (5)$$

为方便计算,参照 GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》将上述应变曲线分布简化为直线分布,化简后可得:

$$W_m = \alpha_{cr} \psi \frac{\sigma_{ss}}{E_s} l_{cr} \quad (6)$$

式中: α_{cr} 为反映砼平均应变与钢筋平均应变比值的参数,通常由材料试验可得 $\alpha_{cr} = 0.85$; ψ 为裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数, $0.2 \leq \psi \leq 1.0$; σ_{ss} 为按标准组合计算的预应力砼构件纵向受拉钢筋等效应力; E_s 为钢筋弹性模量; l_{cr} 为平均裂缝间距。

表 3 试验梁平均裂缝间距计算值与试验值对比

| 梁号 | 平均裂缝间距/mm | | $l_{cr}^{cal} / l_{cr}^{exp}$ |
|-----|--------------------|--------------------|-------------------------------|
| | 计算值 l_{cr}^{cal} | 试验值 l_{cr}^{exp} | |
| CB1 | 174.4 | 165.7 | 1.05 |
| CB2 | 132.7 | 145.9 | 0.94 |
| CB3 | 149.5 | 158.3 | 0.94 |
| CB4 | 116.0 | 111.2 | 1.04 |
| CB5 | 118.5 | 107.9 | 1.09 |
| CB6 | 121.5 | 128.7 | 0.94 |

式(6)中的 σ_{ss} 、 ψ 需通过推导确定。

3.2.1 纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ 的计算

根据 GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》,受弯构件裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数的基本公式为:

$$\psi = \omega \left(1 - \frac{M_{cr}}{M_{kc}} \right) \quad (7)$$

式中: ω 为表征钢筋与砼之间握裹力的系数,统一取 1.1; M_{cr} 为锈蚀预应力砼梁开裂弯矩; M_{kc} 为锈蚀预应力砼梁按标准荷载组合计算的弯矩值,取计算区间内最大弯矩值。

开裂弯矩 M_{cr} 采用文献[14]的计算方法求得,代入式(7)中,即可推导出 ψ 值。

3.2.2 纵向受拉钢筋等效应力 σ_{ss} 的计算

预应力砼构件的纵向受拉钢筋等效应力是指在该钢筋合力点处砼预压应力抵消后钢筋中的应力增量,等效为压弯受力应力状态下预应力构件中钢筋的应力 σ_{ss} 。

采用钢筋砼大偏心受压构件的计算方法求解开裂后预应力砼梁在压弯受力状态下截面上钢筋和砼的应力,计算时作以下假定:不考虑砼的抗拉强度;受压砼的极限压应变 $\epsilon_{cu} = 0.003 \sim 0.0033$; 受压区砼应力分布为三角形(见图 7)。

截面上的合力对受压区合力作用点取矩,由力矩平衡得:

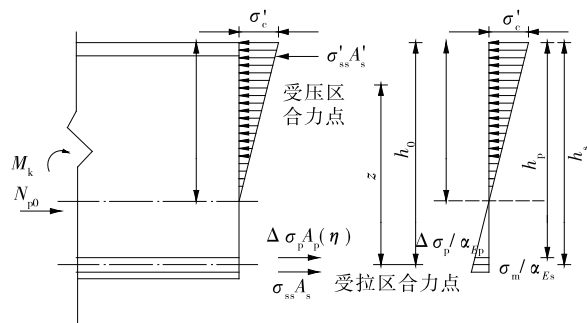


图 7 开裂截面及截面应力计算简图

$$M_k = N_{p0}(z - e_p) + (\Delta\sigma_p A_p(\eta) + \sigma_{ss} A_s) z \quad (8)$$

引入预应力筋等效应力系数 $\alpha = \Delta\sigma_p / \sigma_{ss}$, 得:

$$\sigma_{ss} = \frac{M_k - N_{p0}(z - e_p)}{(\alpha A_p(\eta) + A_s) z} \quad (9)$$

式中: N_{p0} 为砼法向应力取零时普通钢筋和纵向预应力筋的合力; e_p 为 N_{p0} 的作用点到纵向受拉预应力筋和普通钢筋合力之间的距离; A_s 为纵向受拉普通钢筋的面积; z 为受拉区预应力筋和纵向普通钢筋的合力点到截面受压区合力点的距离,即内力臂。

(1) 内力臂 z 采用规范中的公式计算:

$$z = \left[0.87 - 0.12(1 - \gamma'_f) \left(\frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 \quad (10)$$

式中: γ'_f 为受压翼缘截面面积与腹板有效截面积之比,按式(11)计算; e 为轴向压力作用点至纵向受拉普通钢筋合力点的距离,按式(12)计算。

$$\gamma'_f = \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0} \quad (11)$$

$$e = e_p + \frac{M_k}{N_{p0}} \quad (12)$$

根据试验数据,计算得 z 值为 0.139。

根据规范,用有粘结预应力钢带代替无粘结预应力钢筋,其等效应力系数取 0.3,而后张灌浆预应力筋假设不会发生粘结滑移,其等效系数取 1。锈蚀会导致预应力筋的截面积减小、与砼的粘结强度发生退化,其受力状态应界于无粘结预应力筋和后张灌浆预应力筋之间,则等效折减系数取值为 0.3~1。因此,考虑锈蚀影响的预应力筋等效折减系数的计算公式为:

$$\alpha = K_1 + K_2 \frac{\tau(\eta)}{\tau} \quad (13)$$

式中: $\tau(\eta)$ 为不同锈蚀率下预应力筋平均粘结应力; K_1 和 K_2 为待定系数。

预应力筋平均粘结应力的退化按下式计算:

$$\frac{\tau(\eta)}{\tau} = \frac{f_{ptm,\eta}}{f_{ptm,0}} = 1.00 - 3.41\eta \quad (14)$$

将式(14)带入式(13),在不考虑截面减少的前提下,当锈蚀率为100%时,粘结失效,此时等效折减系数取0.3;当锈蚀率为零时,等效折减系数取1。由此确定应力等效折减系数的计算公式为:

$$\alpha = 0.29 + 0.71\eta \quad (15)$$

3.3 模型验证

使用文献[4]中4片锈蚀预应力砼的原始试验数据对上述公式的正确性进行验证。梁尺寸为150 mm×200 mm×2 000 mm,计算跨度为1 800 mm;砼设计强度等级为C30;纵向普通受拉钢筋采用2 ϕ 6R235,受压钢筋采用2 ϕ 12HRB335,箍筋采用 ϕ 6HPB235,间距为100 mm;预应力筋采用 ϕ 15.2(1×7)1860级钢绞线。通过控制电流和通电时间得到0.94%、1.12%、1.51%、1.98%不同锈蚀率。试验采用三分点加载。

利用式(6)计算锈蚀预应力砼梁的平均裂缝宽度,结合规范给出的最大裂缝宽度公式对最大裂缝宽度模型进行验证。

$$W_{\max} = \tau_s \tau_l W_m \quad (16)$$

式中: τ_s 为荷载短期效应裂缝扩大系数; τ_l 为荷载长期效应裂缝扩大系数。

如图8所示,理论值与试验值的比较结果如下:均值为1.06,标准差为0.27,变异系数为0.24,计算值与试验值总体吻合良好,计算结果较精确。

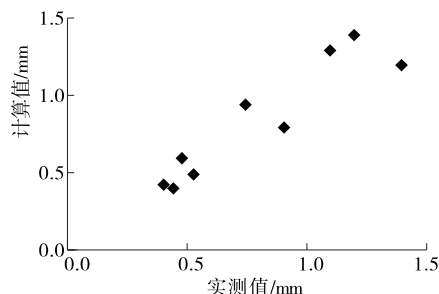


图8 最大裂缝宽度实测值与计算值对比

4 结论

(1) 在加载过程中,裂缝对称交替出现于试验梁的纯弯段内,且均为竖向裂缝,无斜裂缝。与未锈蚀梁相比,锈蚀并未对裂缝的分布区域及类型造成显著影响。

(2) 在一定锈蚀范围内,锈蚀基本不会影响试验梁的裂缝数量及宽度;当锈蚀率较大时,随着锈蚀率的增加,裂缝数量减小,裂缝宽度增大。

(3) 结合锈蚀对裂缝性能退化的研究结果,基

于裂缝宽度计算中的综合理论建立锈蚀预应力砼梁平均裂缝宽度计算公式,并对公式中涉及锈蚀影响的参数计算公式进行修正,验证结果表明其具有较高的计算精度。

参考文献:

- [1] 郑文忠,解恒燕.与有粘结相协调的无粘结预应力混凝土梁刚度及裂缝宽度计算方法[J].建筑结构学报,2005,26(3).
- [2] Fumin Li, Yingshu Yuan. Effects of corrosion on bond behavior between steelstrand and concrete [J]. Construction and Building Materials, 2013, 38(1).
- [3] 张建仁,邓鸣.锈蚀钢筋混凝土梁的裂缝研究[J].长沙理工大学学报:自然科学版,2007,4(3).
- [4] 李富明,袁迎曙.锈蚀钢绞线预应力混凝土梁的受弯性能试验研究[J].建筑结构学报,2010,31(2).
- [5] 梁岩,罗小勇,肖小琼,等.锈蚀钢筋混凝土粘结滑移性能试验研究[J].工业建筑,2012,42(10).
- [6] 吴雪峰.锈蚀钢绞线力学性能和粘结性能研究[D].长沙:中南大学,2014.
- [7] 李富民,袁迎曙,杜健民,等.氯盐锈蚀钢绞线的受拉性能退化特征[J].东南大学学报:自然科学版,2009,39(2).
- [8] 罗小勇,李政.无粘结预应力钢绞线锈蚀后力学性能研究[J].铁道学报,2008,30(2).
- [9] 丁嵬.钢筋混凝土结构裂缝宽度计算方法研究[D].天津:天津大学,2007.
- [10] 郑亚明,欧阳平,安琳.锈蚀钢绞线力学性能的试验研究[J].现代交通技术,2005(6).
- [11] 向阳开,曾建民,马艳兵.钢筋及预应力筋锈蚀速率试验研究[J].山西建筑,2010,36(10).
- [12] 王磊,易驹,张旭辉.钢绞线沿粘结长度的粘结应力分析[J].交通科学与工程,2015,31(3).
- [13] GB 50010—2010,混凝土结构设计规范[S].
- [14] 王磊,李双,张旭辉,等.锈蚀预应力混凝土梁刚度的分析和计算[J].工业建筑,2015,45(12).
- [15] 蓝宗建,严欣春,夏保国,等.无粘结部分预应力混凝土梁裂缝宽度的计算[J].东南大学学报,1991,21(4).
- [16] 葛文杰,张继文,曹大富,等.细晶粒高强钢筋混凝土梁受弯性能试验与参数分析[J].土木建筑与环境工程,2013,35(2).
- [17] 秦想姣,刘礼刚.钢筋砼旧梁裂缝宽度计算公式的修正[J].公路与汽运,2009(1).
- [18] 越国明.预应力混凝土受弯构件的变形控制[D].广州:华南理工大学,2011.

收稿日期:2017-03-07