

受拉钢筋锈蚀后混凝土箱梁抗剪承载能力研究

叶晗晖, 奚 康, 葛胜良, 布占宇*

(宁波大学 土木与环境工程学院, 浙江 宁波 315211)

摘要: 为了研究不同服役时间的箱型截面混凝土桥梁上部结构抗剪受力性能和破坏机理, 按 1/4 缩尺比设计制作了 3 片剪跨比 1.27 的工字型截面钢筋混凝土梁. 首先进行纵向受力钢筋恒电流电化学快速腐蚀, 3 个试件的受拉纵向钢筋锈蚀率分别为 0、10% 和 20%, 然后用两点加载法在万能试验机上进行抗剪承载力加载试验. 结果表明: 从 S1 到 S3 试件, 随着纵向受力钢筋锈蚀率的增大, 梁的峰值荷载降低, 峰值荷载对应的挠度降低, 极限位移降低; 20% 峰值荷载以下时 S1 和 S2 试件混凝土应变沿高度方向基本满足平截面假定, 锈蚀率较大的 S3 试件则不满足平截面假定; 非锈蚀钢筋混凝土梁用公预规斜截面抗剪承载力公式计算较为准确, 3 种钢筋锈蚀混凝土斜截面抗剪承载力计算方法的结果基本一致, 但随着钢筋锈蚀率增大, 3 种方法的计算精度均有所降低.

关键词: 纵向钢筋锈蚀; 电化学腐蚀; 抗剪; 混凝土梁; 工字型截面

中图分类号: U443.22

文献标志码: A

文章编号: 1001-5132 (2019) 05-0070-08

目前我国桥梁大部分为混凝土结构, 混凝土结构的耐久性不足会直接影响桥梁的使用寿命, 增加维修和改建成本. 虽然很多学者在混凝土结构耐久性方面开展了大量的研究, 但还远不能满足目前桥梁养护和维修的技术需求.

桥梁普通钢筋的锈蚀分为一般锈蚀和局部锈蚀. 很多学者进行了大量的试验、模拟和理论分析来研究钢筋混凝土结构中纵向钢筋及横向箍筋锈蚀引起的梁承载能力变化. Wang 等^[1]认为如果锈蚀严重时, 纵向受拉钢筋的销栓作用减弱可能导致抗剪承载力下降. Azam 等^[2-3]的研究表明纵向受拉钢筋锈蚀引起的粘结退化可能导致承载机制和抗剪承载力发生变化. Higgins 等^[4]进行了锈蚀混凝土梁斜截面受剪性能的理论 and 试验研究, 结果表明, 箍筋锈蚀率、纵筋锈蚀率、粘结性能退化程度及剪跨比是控制锈蚀混凝土梁受剪性能退化的主要因素. 金伟良等^[5]通过快速锈蚀的方法得到 14 根锈蚀率为 0~6% 的矩形截面钢筋混凝土梁, 得到锈蚀钢筋与混凝土之间的协同工作关系, 提出建

议的纵向钢筋锈蚀混凝土梁抗弯承载力简化计算公式. 惠云玲等^[6]研究受弯及受压混凝土构件纵向钢筋锈蚀后的受力性能和破坏形态, 提出钢筋锈蚀后混凝土构件的弯矩及轴力承载力计算公式. 袁迎曙等^[7]通过试验发现纵向钢筋锈蚀后混凝土梁的承载力和延性下降, 且破坏形态发生改变, 提出了计算理论对试验结果进行预测. 陶峰等^[8]和牛荻涛等^[9]分别对自然暴露在役混凝土 T 梁的抗弯承载能力、抗弯刚度等性能进行了研究. 薛昕等^[10]通过对 12 根矩形梁进行纵向钢筋加速锈蚀并加载试验, 研究了剪跨比和纵向受拉钢筋锈蚀率等因素对混凝土梁抗剪能力的影响. 卫军等^[11]对不同剪跨比和纵向钢筋锈蚀率的矩形截面梁进行抗剪试验, 提出了抗剪承载力计算公式.

上述学者从不同截面、不同锈蚀率和自然锈蚀或加速锈蚀等多种工况下纵向钢筋及箍筋锈蚀后的混凝土梁的抗剪或抗弯性能进行了研究, 但是研究对象的钢筋锈蚀率均不大, 大部分学者给出的承载力计算公式过于简单, 同时对箱形截面桥

收稿日期: 2019-02-20.

宁波大学学报(理工版)网址: <http://journalg.nbu.edu.cn/>

基金项目: 国家重点研发计划 (2017YFC0702900); 国家自然科学基金 (51208268, 51878606); 浙江省基础公益研究计划工业项目 (LGG18E080004); 宁波市交通运输科技项目 (201507, 201602, 201706)。

第一作者: 叶晗晖 (1994-), 男, 浙江台州人, 在读硕士研究生, 主要研究方向: 桥梁抗震. E-mail: 15728044697@163.com

*通信作者: 布占宇 (1977-), 男, 山东聊城人, 博士/教授, 主要研究方向: 桥梁抗震. E-mail: buzhanYu@nbu.edu.cn

梁钢筋锈蚀的性能退化特征研究相对较少。

1 试验概况

1.1 试件设计

某 3×35 m 跨径单箱双室等高度预应力混凝土连续梁桥跨中截面如图 1(a)所示,进行 1/4 缩尺,考虑到实验室加载与试件的制作,取中间腹板及两侧上下翼缘得到工字型梁截面如图 1(b)所示,其中模型腹板厚度从 112.5 mm 加大到 130 mm,以便布置双排钢筋。

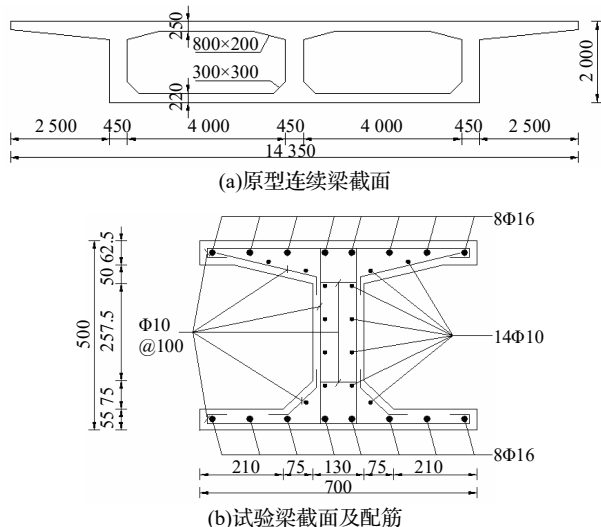


图1 试验梁截面设计(mm)

根据文献[12],受弯构件闭口截面任意一点的剪力流等于对应开口截面杆件的剪力流与开口处超静定剪力流之和,而开口位置选择在竖向对称轴上时此处的开口与闭口截面剪力流均为 0。为了研究箱型截面梁的弯曲剪切性能,可以用开口截面即工字梁作为替代结构,从而避免了箱型截面因为尺寸较小难以浇筑的问题。考虑到实验室加载空间,梁长设置为 2.1 m。模型在预制厂制作,混凝土设计强度 C40,纵向钢筋和箍筋均采用 HRB400 钢筋,纵筋采用 8 根 D16 mm 钢筋,配筋率为 1.1%,腹板设置 D10 mm 的双肢箍筋,间距 100 mm,体积配筋率为 1.2%,顶板横向钢筋、加腋钢筋、腹板分布钢筋和箍筋拉筋均采用 D10 mm@100 mm 钢筋。

根据 Anagnostopoulou 等^[13]的研究,模型与原型的相似原理一般采用质量相似的原则。本文中模型和原型采用相同材料,弹性模量相似比 $S_E=1$,

密度相似比 $S_\rho=1$,几何尺寸 $S_L=1/4$,挠度相似比 $S_L=1/4$,应力相似比 $S_E=1$,应变相似比为 1,时间相似比为 1/2,频率相似比为 2/1,质量相似比 $S_\rho S_L^3=1/64$ 。

钢筋混凝土结构处于氯离子侵蚀作用时,钢筋锈蚀是导致其结构性能劣化甚至发生破坏的主要原因^[14]。在构件钢筋锈蚀试验之前进行了钢筋材料腐蚀试验,将长度 500 mm、直径 16 mm 钢筋的中间 300 mm 范围用 100 mm 正方形截面 C40 混凝土包裹,然后放入 5% NaCl 溶液中,钢筋一端连接恒电流仪正极,恒电流仪负极与 5% NaCl 溶液中的铜棒相连。按照电化学腐蚀理论计算通电时间,最后将混凝土破碎,用砂纸打磨钢筋表面锈蚀物,然后用 12% 盐酸溶液、清水,以及石灰水、清水,清洗完成后烘干,称重。测得目标质量锈蚀率与实际质量锈蚀率,一组中 3 个试件平均值见表 1,目标锈蚀率与实际质量锈蚀率基本一致。

表1 普通钢筋锈蚀率统计表

钢筋目标质量锈蚀率	钢筋实际质量锈蚀率
0.10	0.102
0.20	0.204

1.2 钢筋绝缘处理及混凝土浇筑

因为采用简支梁加载模式,本次试验试件仅腐蚀梁底纵向钢筋,8 根纵向钢筋串联在一起,一端连接恒电流电源的阳极。绑扎钢筋笼时对梁底纵向钢筋与梁底板横向钢筋及腹板箍筋的交叉点进行绝缘处理,处理方式为在交叉点附近纵筋与横向钢筋或纵筋与腹板箍筋的表面分别涂抹一层环氧树脂胶加缠绕一层绝缘胶带,并利用塑料绑扎带固定相互交叉的 2 根钢筋,确保 2 根相互交叉的钢筋在混凝土浇筑过程中不发生相对移位和电路联通。梁底纵向钢筋绝缘和绑扎如图 2(a)所示,浇筑完成拆模后如图 2(b)所示。



(a)梁底纵向钢筋绝缘和绑扎 (b)浇筑完成后拆模

图2 试验梁工厂制作

1.3 电化学快速锈蚀

Ou 等^[15]研究表明相同锈蚀率情况下, 钢筋混凝土构件中电化学加速锈蚀与自然环境下锈蚀的受力钢筋在最大拉应变、弹性模量、屈服强度、极限强度等方面有极大的相似度. 由于与自然腐蚀相比, 电化学腐蚀具有腐蚀速度快、腐蚀量易控制等特点. 因此本次钢筋混凝土梁耐久性研究选择电化学腐蚀方法对梁底纵向钢筋进行腐蚀. 电化学快速锈蚀采用恒电流控制, 具体步骤如下: 先将实验梁在 5% NaCl 溶液中浸泡 7 d, 使试件梁充分润湿, 然后将需要锈蚀的钢筋串联与电源正极相连, 电源负极通过导线连接到铜棒, 将铜棒放入溶液中形成回路, 如图 3 所示.

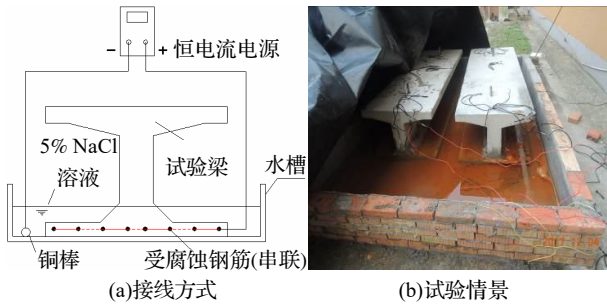


图 3 模型试件电化学快速锈蚀方案

电化学快速锈蚀时间计算时^[16], 电化学腐蚀试验一般用电流密度 i_{cor} 表示钢筋表面单位面积上的电流强度, 通电腐蚀恒定电流 I 与电流密度 i_{cor} 的关系如下

$$I = \pi d L i_{\text{cor}} / 100, \quad (1)$$

式中: I 为电流强度, mA; d 为钢筋直径, mm; L 为钢筋长度, mm; i_{cor} 为电流密度, $\text{mA} \cdot \text{cm}^{-2}$; 本次试验采用电流密度为 $i_{\text{cor}} = 0.5 \text{ mA} \cdot \text{cm}^{-2}$.

根据法拉第第一定律, 电极界面上发生化学变化物质的质量与通入的电量成正比. 电源单位时间内输出的电量 $Q = I \times t$ 与单位长度钢筋锈蚀需要的电量 $Q = (2W / M) Ne$ 相等, 具体如下

$$I \times t = (2W / M) Ne, \quad (2)$$

式中: t 为通电时间, ks; W 为需锈蚀钢筋质量, g; M 为铁的摩尔质量, $56 \text{ g} \cdot \text{mol}^{-1}$; N 为阿佛加德罗常数 $6.02 \times 10^{23} \text{ mol}^{-1}$; e 为电子电量, $1.6 \times 10^{-19} \text{ C}$.

将公式(1)代入公式(2)并进行简化, 得到特定钢筋直径 d 某一质量锈蚀率 η_s 所需要的电化学腐蚀通电时间 t (单位: h):

$$t = 9.573 \times 10^4 \frac{W_0 \eta_s}{\pi d i_{\text{cor}}}, \quad (3)$$

式中: η_s 为钢筋质量锈蚀率; W_0 为钢筋单位长度质量, $\text{kg} \cdot \text{m}^{-1}$.

1.4 试验加载及数据采集

数据采集装置主要分为 4 个部分: 混凝土应变、纵向钢筋应变、跨中挠度和梁顶竖向荷载测试. 混凝土应变片布置如图 4(a)所示, 跨中截面沿梁纵向粘结, 顶面 2 片, 腹板侧面 5 片, 底面 2 片, 顶底翼缘板中间各 1 片, 共计 11 片 100AA 电阻应变片. 梁底部分受拉钢筋跨中位置粘贴 3AA 电阻应变片, 如图 4(b)所示. 梁跨中两侧布置 2 个位移传感器, 梁顶分配梁跨中顶部布置 1 个力传感器, 如图 4(b)所示. 梁底支点距离梁端 150 mm, 计算跨径 1800 mm, 顶部分配梁 2 个支点间距 600 mm, 对称布置, 顶部力传感器布置在跨中位置. 加载时测试数据通过东华静态应变仪连接计算机进行储存, 静态应变仪每 5 s 采集一次数据.

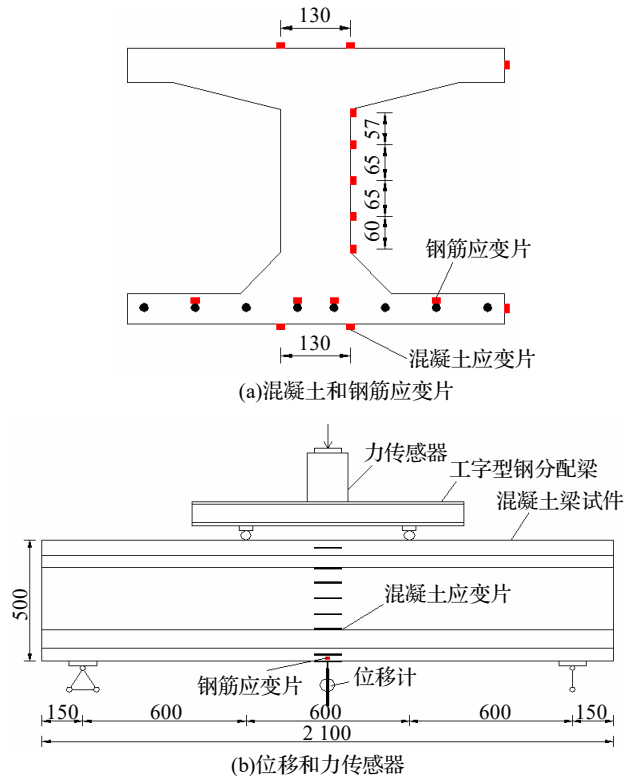


图 4 数据采集布置(mm)

试件在试验机上加载时的情况如图 5 所示, 试验加载使用 500 T 万能试验机, 加载方式为单调匀速加载, 通过控制油泵阀门对所施加竖向荷载的

增大速率进行人工控制, 加载速率约为 $1\text{ kN}\cdot\text{s}^{-1}$.



图5 试验梁加载图

2 试验结果及分析

2.1 加载试验结果及破坏形态

根据剪跨比 λ 的不同, 受弯构件剪切破坏模式可以分为3类^[17]: 斜拉破坏($\lambda>3$)、剪压破坏($1\leq\lambda\leq3$)和斜压破坏($\lambda<1$). 加载之前 S2、S3 试件锈胀裂缝宽度分别为 1.8、2.6 mm, 加载后首条明显裂缝出现时的荷载称为开裂荷载. S1 试件开裂荷载为 507.8 kN, S2 和 S3 试件开裂荷载与 S1 试件相对值分别为 0.968 和 0.946. S1 试件峰值荷载最高, 达到 1 215.6 kN, S2 和 S3 试件峰值荷载与 S1 试件相对值分别为 0.823 和 0.791. S1、S2 和 S3 试件峰值荷载对应跨中竖向挠度依次降低, 分别为 8.5、7.8 和 6.8 mm.

图 6 为 3 个试件实际加载破坏照片. 梁的破坏形态均表现为剪压破坏, 但是钢筋锈蚀率不同的梁在加载过程中裂缝的发展呈现出不同特征和机理. 各个试件的裂缝形态如图 7 所示, 具体试验结果及破坏特征见表 2.

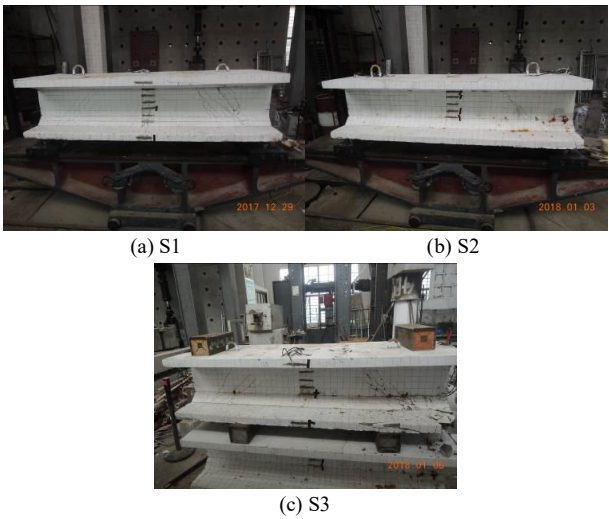


图6 试验梁加载破坏图

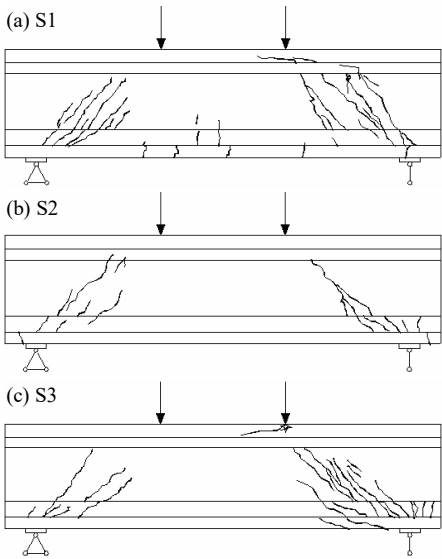


图7 试验梁裂缝正面图

S1 试件: 如图 7(a)所示, 主要开裂形态是腹板斜向腹剪裂缝加梁底竖向弯剪裂缝. S2 试件: 如图 7(b)所示, 主要开裂形态是腹剪裂缝, 未出现弯剪裂缝. S3 试件: 如图 7(c)所示, 主要开裂形态是腹剪裂缝和支座附近的次生裂缝.

表2 试验结果及破坏特征

编号	锈蚀率/%	加载前锈胀裂缝宽度/mm	开裂荷载/kN	峰值荷载/kN	峰值荷载时挠度/mm	极限挠度/mm
S1	0	0	507.8	1 215.6	8.5	11.1
S2	10	1.8	491.3	1 000.8	7.8	10.8
S3	20	2.6	480.6	961.7	6.8	10.1

编号	裂缝形态	破坏类型
S1	剪弯区段出现多条斜裂缝, 其中一条发展成主裂缝并贯通致支座垫板, 梁底有弯曲裂缝, 延性性能好	剪压破坏
S2	斜裂缝数量较少, 主裂缝形成较早, 梁底无弯曲裂缝, 延性性能差	剪压破坏
S3	在主裂缝内侧出现短的斜裂缝, 主裂缝相连的右侧梁底端支点附近混凝土被压碎, 梁底无弯曲裂缝, 延性性能最差	剪压破坏

2.2 竖向荷载—跨中挠度曲线

不同锈蚀率试验梁竖向荷载(F)与跨中挠度(Δ)曲线如图 8 所示. 具体如下: (1)加载刚度. S2 试件开始时较大, 在 3 mm 位移后, 加载刚度降低, 低于 S1 试件; S3 试件加载刚度始终小于 S1 试件. 在弹性阶段, 混凝土开裂之前, 截面抗弯刚度主要由

混凝土提供, 钢筋锈蚀率的影响并不明显; (2)峰值荷载. S1 试件最大, 峰值荷载为 1 215.6 kN, S2 试件次之, 峰值荷载达到 1 000.8 kN, S3 试件峰值荷载最小, 为 961.7 kN, 说明锈蚀率 10% 引起峰值荷载的降低约为 17.7%, 而 20% 锈蚀率较无锈蚀试件峰值荷载降低约为 20.9%. S1 试件峰值荷载对应位移最大, 为 8.5 mm, S2 试件峰值荷载对应位移为 7.8 mm, S3 试件峰值荷载对应位移最小, 为 6.8 mm, 说明随着锈蚀率增大, 不仅竖向抗弯承载力下降, 变形能力也降低; (3)极限位移. 试验结束加载条件竖向承载力降低 15% 或脆性断裂. S1 试件极限挠度最大, 为 11.1 mm, S2 试件极限挠度为 10.8 mm, S3 试件极限挠度最小, 只有 10.1 mm, 说明随着锈蚀率的增大, 结构极限变形能力降低, 钢筋锈蚀引起混凝土锈胀开裂, 钢筋和混凝土之间的粘结性能退化, 钢筋因锈蚀截面面积减小, 这些因素导致 S3 试件竖向承载能力的降低和发生过早受剪倒塌.

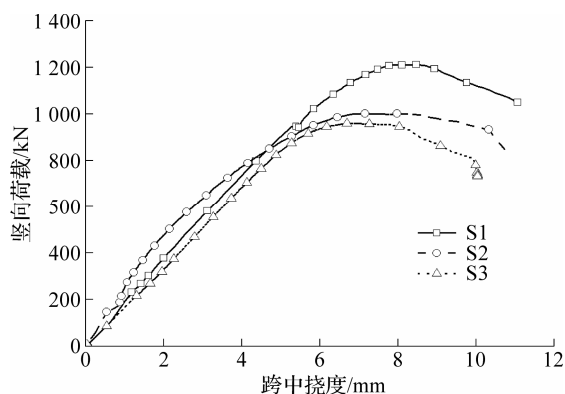


图 8 荷载—跨中挠度曲线

2.3 混凝土应变变化

现行规范假设钢筋混凝土受弯构件满足平截面假定, 为了研究在不同荷载下梁截面沿高度不同点处混凝土应变的分布规律, 测试了不同加载阶段截面不同高度点的混凝土应变分布, 如图 9 所示. 结果表明: (1)峰值荷载 20% 及以下时, S1、S2 试件基本满足平截面假定, S3 试件不满足, 可能原因是锈胀开裂的影响; (2)50% 至 100% 峰值荷载时, S1、S2、S3 试件都不满足平截面假定; (3)3 个试件上缘峰值压应力基本相同, 下缘峰值拉应力 S1 和 S2 试件基本相同, S3 试件较小, 可能原因是钢筋锈蚀产物体积比原钢筋体积增大很多, 钢筋保护层开裂, 锈蚀使钢筋与混凝土之间的粘结性能下降.

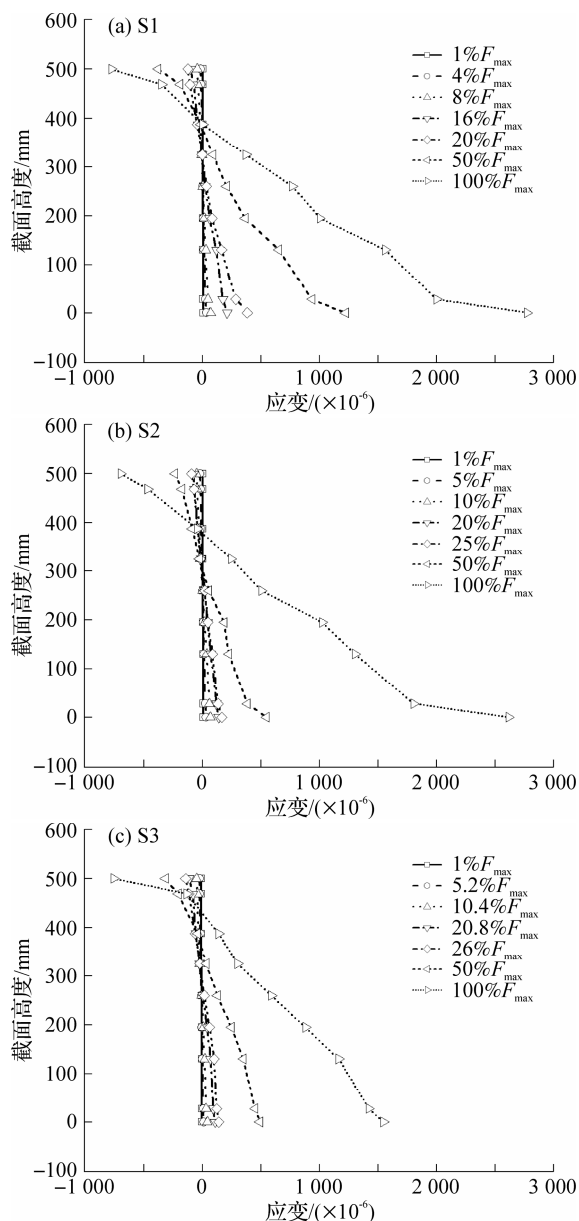


图 9 试验梁混凝土沿截面高度的应变

2.4 钢筋应变—跨中挠度曲线

钢筋应变随荷载的变化如图 10 所示. 计算得到锈蚀率为 0 时受拉钢筋屈服应变为 0.001 725, 从图中可以看出 S1、S2、S3 钢筋应变分别为 0.002 8、0.002 1、0.001 9, 对应的跨中竖向挠度分别为 8.63、7.99、7.57 mm, 表明梁底腹板位置受拉钢筋均已进入屈服阶段, 钢筋峰值应变时梁底挠度比图 8 中峰值承载力时稍大. 初始阶段, S2 试件钢筋应变最大, 随着跨中挠度增大, 在相同跨中挠度处, S1 试件钢筋应变最大, S2 试件次之, S3 试件钢筋应变最小. 原因是 S1 试件的开裂破坏最轻微, 因此刚度最大,

而 S3 试件锈蚀率最高,刚度最低.

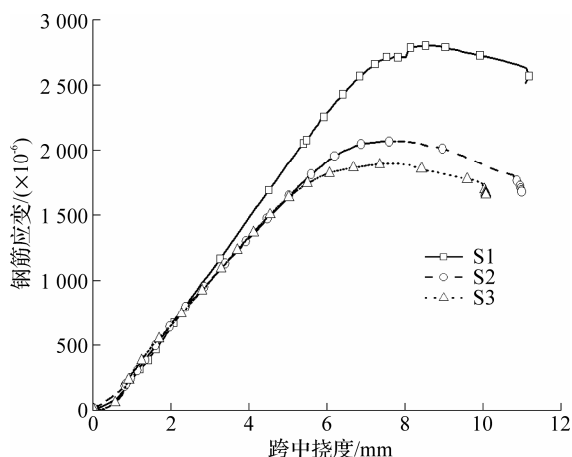


图 10 试验梁腹板梁底钢筋应变图

3 钢筋锈蚀混凝土梁斜截面抗剪承载力

有腹筋(包括箍筋和弯起钢筋)钢筋混凝土梁斜截面抗剪承载力主要由以下 4 个部分组成^[18]: 剪压区混凝土贡献的部分、纵向钢筋的销栓作用、斜裂缝处的骨料咬合作和腹筋提供的抗剪承载能力. 纵向钢筋的销栓作用和骨料咬合作用一般在规范中统一考虑.

3.1 非锈蚀混凝土梁抗剪承载力

(1)结构设计规范(GB50010-2010)^[19].

我国混凝土结构设计规范(GB50010-2010)提供的钢筋混凝土梁抗剪承载力 F_u (试验总加载值,如图 4(b)所示)为:

$$F_u = 2V = 2V_{cs} = 2 \left(\frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + \frac{A_{sv}}{s} f_{yv} h_0 \right), \quad (4)$$

式中: V_{cs} 为由混凝土与箍筋提供的抗剪承载力; λ 为剪跨比(λ 小于 1.5 时取 1.5); f_t 为混凝土抗拉强度设计值; b 为截面有效宽度; h_0 为截面有效高度; A_{sv} 为箍筋面积; s 为箍筋间距; f_{yv} 为箍筋抗拉强度设计值.

(2)公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范(JTG D3362-2018)^[20].

公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范(JTG D3362-2018)简称公预规,其建议的钢筋混凝土梁斜截面抗剪计算公式如下:

$$F_u = 2V \leq 2\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 (0.45 \times 10^{-3}) b h_0 \cdot \sqrt{(2 + 60\rho_s) \sqrt{f_{cu,k} \rho_{sv} f_{yv}}}, \quad (5)$$

式中: α_1 为异号弯矩影响系数(取 1.0); α_2 为预应

力极高系数(取 1.0); α_3 为受压翼缘影响系数(取 1.1); ρ_s 为纵向受拉钢筋配筋率; ρ_{sv} 为箍筋配筋率; $f_{cu,k}$ 为混凝土立方体抗压强度.

(3)试验回归公式.

卫军等^[11]参考混凝土结构设计规范(GB50010-2010)^[19]抗剪承载力计算公式,对试验数据进行回归计算,得到未锈蚀钢筋混凝土梁的抗剪承载力计算公式如下:

$$F_u = 2V = \frac{50}{\lambda - 1} f_t b h_0 \rho_s + f_{yv} b h_0 \rho_{sv}. \quad (6)$$

采用 C40 混凝土,实测抗压强度 $f_{cu,k} = 57.44$ MPa,混凝土抗拉强度 $f_t = 1.95$ MPa. 箍筋采用 HRB400 钢筋,抗拉强度 $f_{yv} = 509.9$ MPa. 将上述参数代入公式(4)~(6)中得到未锈蚀钢筋混凝土试验梁 S1 试件的斜截面破坏竖向承载力,见表 3.

表 3 S1 试件竖向承载力 F_u

公式	计算值/kN	试验值/kN	计算值/试验值
(4)	1 107.4 (885.1)	1 215.6	0.911 (0.728)
(5)	1 414.5 (1 188.6)	1 215.6	1.164 (0.978)
(6)	1 296.9 (1 064.5)	1 215.6	1.067 (0.876)

注: 括号外为箍筋抗拉强度取实测值的计算结果,括号内为取 360 MPa 的计算结果,下表同; $b h_0$ 按截面有效高度范围内的实际面积计算.

从表 3 中可以看出,当箍筋抗拉强度取实测值时,对于非锈蚀钢筋混凝土梁,结构设计规范的抗剪承载力估计偏保守,当箍筋抗拉强度按照规范取 360 MPa 时,计算值均小于实测值,其中公预规公式计算结果与试验结果较为接近.

3.2 钢筋锈蚀混凝土梁抗剪承载力

在公式(6)的基础上考虑纵向钢筋锈蚀引起的钢筋与混凝土之间协同工作改变以及纵向钢筋质量锈蚀率引起的混凝土抗剪能力降低和箍筋质量锈蚀率引起的箍筋抗剪能力降低,钢筋锈蚀混凝土梁的抗剪承载力为

$$F_u = k_s (1 - \eta_s) \frac{50}{\lambda - 1} f_t b h_0 \rho_s + (1 - \eta_{sv}) f_{yv} b h_0 \rho_{sv}, \quad (7)$$

式中: k_s 为钢筋与混凝土之间协同工作系数^[21]; η_s 为纵向钢筋质量锈蚀率; η_{sv} 为箍筋质量锈蚀率.

现采用 3 种方法计算钢筋锈蚀混凝土梁的抗剪承载力.

方法 1: 协同工作系数与质量锈蚀率有关.

何世钦^[22]认为协同工作系数 k_s 与钢筋的质量锈蚀率 η_s 有关,协同工作系数表达式为:

$$k_s = \begin{cases} 1.575\eta_s + 1, \eta_s \leq 4\%, \\ -2.413\eta_s + 1.16, \eta_s > 4\%. \end{cases} \quad (8)$$

方法 2: 协同工作系数与锈胀裂缝宽度有关.

惠云玲等^[6]总结的 k_s 计算公式与钢筋锈蚀之后梁体的锈胀裂缝宽度有关:

$$k_s = \begin{cases} 1.0, \omega \leq 0.5 \text{ mm}, \\ (1.1 - 0.09d/10)(1.12 - \omega/9.4), \\ \quad 0.5 \text{ mm} < \omega \leq 2.0 \text{ mm}, \\ 0.7 \sim 0.8, \omega > 2.0 \text{ mm}, \end{cases} \quad (9)$$

式中: d 为钢筋直径; ω 为锈胀裂缝宽度.

方法 3: 锈蚀后实际配筋率方法.

作者对上述方法进行了改进,考虑钢筋锈蚀后的实际配筋率,用面积锈蚀率代替协同工作系数,抗剪承载力、钢筋锈蚀后的受拉钢筋和箍筋实际配筋率计算式分别为:

$$F_u = (1 - \eta_s) \frac{50}{\lambda - 1} f_t b h_0 \rho_{\eta s} + f_{yv} (1 - \eta_{sv}) b h_0 \rho_{\eta sv}, \quad (10)$$

$$\rho_{\eta s} = (1 - \eta) \rho_s, \quad (11)$$

$$\rho_{\eta sv} = (1 - \eta) \rho_{sv}, \quad (12)$$

式中: $\rho_{\eta s}$ 为锈蚀后纵向钢筋配筋率; $\rho_{\eta sv}$ 为锈蚀后箍筋配筋率; η 为钢筋面积损失锈蚀率.

上述公式中钢筋锈蚀率一般采用质量锈蚀率,王雪慧等^[23]根据快速腐蚀试验统计得到钢筋质量锈蚀率 η_s 与截面锈蚀率 η 之间的关系:

$$\eta = \begin{cases} \eta_s, \eta_s < 2\%, \\ 0.015 + 0.97\eta_s, 2\% \leq \eta_s \leq 10\%, \\ 0.062 + 0.95\eta_s, 10\% < \eta_s \leq 20\%. \end{cases} \quad (13)$$

采用 3 种抗剪承载力计算方法分别计算 S2 和 S3 试件的斜截面抗剪破坏竖向荷载 F_u (表 4).

表 4 锈蚀钢筋混凝土梁抗剪承载力计算

编 号	试验值/kN	计算值/kN		
编 号	方法 1	方法 2	方法 3	
S2	1 000.8	1 209.3 (976.8)	1 195.1 (962.7)	1 195.3 (962.9)
S3	961.7	1 065.0 (832.6)	1 074.2 (841.8)	1 093.6 (861.2)
编 号	计算值/试验值			
编 号	方法 1	方法 2	方法 3	
S2	1.208 (0.976)	1.194 (0.962)	1.194 (0.962)	
S3	1.107 (0.866)	1.117 (0.875)	1.137 (0.895)	

从表 4 可以看出, 这些方法都高估了钢筋锈蚀后的斜截面抗剪承载力. 如何准确预测钢筋锈蚀后混凝土梁的斜截面抗剪承载力仍然需要进一步的理论和试验研究.

4 结论

开展了 3 片 1/4 缩尺比的剪跨比 1.27 的工字型截面钢筋混凝土梁受拉钢筋电化学快速腐蚀试验, 受拉纵向钢筋锈蚀率分别为 0、10% 和 20%, 分别模拟自然环境中不同服役时间的钢筋. 主要结论如下:

(1) 随着梁底纵筋锈蚀率的增大, 结构极限变形能力降低, 受拉钢筋均已进入屈服阶段, 原因是钢筋锈蚀引起混凝土锈胀开裂, 钢筋和混凝土之间的粘结性能退化, 钢筋因锈蚀截面面积减小, 导致试件竖向承载能力降低并过早发生受剪倒塌.

(2) 当荷载和梁底纵向钢筋锈蚀率较低时, 试件基本满足平截面假定. 当锈蚀率逐渐增高时, 平截面假定在较低荷载水平下就不能满足, 表现为下缘混凝土拉应力减小, 可能原因是钢筋锈蚀产物体积比原钢筋体积增大很多, 钢筋保护层开裂且锈蚀使钢筋与混凝土之间的粘结性能下降.

(3) 当箍筋抗拉强度取实测值时, 梁底纵筋锈蚀试件斜截面抗剪承载力计算公式均高估了钢筋锈蚀后的斜截面抗剪承载力. 当箍筋抗拉强度根据混凝土结构设计规范取值时, 梁底纵筋锈蚀试件 3 种斜截面抗剪承载力计算公式均低估了钢筋锈蚀后的斜截面抗剪承载力.

参考文献:

- [1] Wang X H, Li B, Gao X H, et al. Shear behaviour of RC beams with corrosion damaged partial length[J]. Materials and Structures, 2012, 45(3):351-379.
- [2] Azam R, Soudki K. Structural behavior of shear-critical RC slender beams with corroded properly anchored longitudinal steel reinforcement[J]. Journal of Structural Engineering, 2013, 139(12):136-142.
- [3] Azam R, Soudki K. Structural performance of shear-critical RC deep beams with corroded longitudinal steel reinforcement[J]. Cement and Concrete Composites, 2012, 34(8):946-957.
- [4] Higgins C, Farrow I W. Tests of reinforced concrete beams with corrosion-damaged stirrups[J]. ACI Structural

- Journal, 2006, 103(1):131-141.
- [5] 金伟良, 赵羽习. 锈蚀钢筋混凝土梁抗弯强度的试验研究[J]. 工业建筑, 2001, 31(5):9-11.
- [6] 惠云玲, 李荣, 林志伸, 等. 混凝土基本构件钢筋锈蚀前后性能试验研究[J]. 工业建筑, 1997, 27(6):14-18; 57.
- [7] 袁迎曙, 余索. 锈蚀钢筋混凝土梁的结构性能退化[J]. 建筑结构学报, 1997, 18(4):51-57.
- [8] 陶峰, 王林科, 王庆霖, 等. 服役钢筋混凝土构件承载力的试验研究[J]. 工业建筑, 1996, 26(4):17-20; 27.
- [9] 牛荻涛, 翟彬, 王林科, 等. 锈蚀钢筋混凝土梁的承载力分析[J]. 建筑结构, 1999, 29(8):23-25.
- [10] 薛昕, 杨成. 纵向受拉钢筋锈蚀钢筋混凝土梁的抗剪性能[J]. 上海交通大学学报, 2016, 50(11):1767-1772.
- [11] 卫军, 张萌, 董荣珍, 等. 钢筋锈蚀对混凝土梁破坏模式影响的试验研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2013, 40(10):15-21.
- [12] 郭在田. 薄壁杆件的弯曲与扭转[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1989.
- [13] Anagnostopoulou M, Filiatrault A, Aref A. Seismic design and analysis of a precast segmental concrete bridge model[R]. Buffalo: University at Buffalo, State University of New York, 2011.
- [14] Tang L, Utgenann P, Boubitsas D. Durability and service life prediction of reinforced concrete structures[J]. Journal of the Chinese Ceramic Society, 2015, 43(10): 1408-1419.
- [15] Ou Y C, Susanto Y T T, Roh H. Tensile behavior of naturally and artificially corroded steel bars[J]. Construction & Building Materials, 2016, 103:93-104.
- [16] 胡俊. 锈蚀钢筋混凝土偏心受压构件试验及其承载力计算模型研究[D]. 长沙: 长沙理工大学, 2010.
- [17] 江见鲸, 李杰, 金伟良. 高等混凝土结构理论[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007.
- [18] 周氏. 现代钢筋混凝土基础理论[M]. 上海: 上海交通大学出版社, 1989.
- [19] GB50010-2010. 混凝土结构设计规范[S].
- [20] JTG D3362-2018. 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].
- [21] Auyeung Y B, Balaguru P, Chung L. Bond behavior of corroded reinforcement bars[J]. ACI Materials Journal, 2000, 97(2):214-220.
- [22] 何世钦. 氯离子环境下钢筋混凝土构件耐久性能试验研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2004.
- [23] 王雪慧, 钟铁毅. 混凝土中锈蚀钢筋截面损失率与重量损失率的关系[J]. 建材技术与应用, 2005(1):4-6.

Shear capacity of concrete girder with corroded longitudinal reinforcing steel bars

YE Hanhui, XI Kang, GE Shengliang, BU Zhanyu*

(School of Civil and Environmental Engineering, Ningbo University, Ningbo 315211, China)

Abstract: In order to study the shear resistance and failure mechanism of the box-section concrete bridge superstructure with different service time, three I-section reinforced concrete beams with a 1/4-scale ratio of 1.27 are designed and fabricated. Firstly, the electrochemical stress rapid corrosion of the longitudinally stressed steel bar was carried out. The corrosion rates of the longitudinal steel bars of the three specimens were 0, 10% and 20%, respectively, and then the shear capacity was tested on a universal testing machine by two-point loading method. The results show that from the S1 test piece to the S3 test piece, the peak load of the beam decreases with the increase of the corrosion rate of the longitudinally loaded steel bar, the deflection corresponding to the peak load decreases, and the ultimate displacement decreases. S1 and S2 are below the 20% peak load. The specimen concrete strain satisfies the flat section assumption in the height direction, and the S3 specimen with large corrosion rate does not satisfy the flat section assumption. The non-corroded reinforced concrete beam is calculated accurately with the common pre-standard oblique section shear capacity formula. The results of three types of calculation method of the shear capacity of the steel corrosion concrete oblique section are basically the same, but with the increase of the corrosion rate of the steel, the calculation accuracy of the three methods is reduced.

Key words: longitudinal reinforcing steel corrosion; electrochemistry corrosion; shear resistance; concrete beam; I-shaped section

(责任编辑 韩超)