

腐蚀与荷载作用下高强钢筋RPC梁精细化模拟

颜海泉¹, 赵辉², 苏俊省²

[1. 上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海市 200082; 2. 天津大学, 天津市 300350]

摘要: 随着高强钢筋和高性能混凝土在钢筋混凝土结构中的扩大应用, 钢筋锈蚀对混凝土结构耐久性的影响不容忽视。为了揭示高强钢筋和RPC材料对钢筋混凝土梁构件耐久性退化的影响, 首先, 采用数值模拟方法, 将2种混凝土(RPC和C60)、2种钢筋(HTRB600和HRB400)进行组合, 形成HRPC、LRPC和HRC这3种类型的钢筋混凝土梁; 其次, 以锈蚀时间(0、30、60、90、120 d)为变量, 引入了考虑锈蚀效应的材料性能退化模型, 以模拟在腐蚀和荷载耦合作用下的结构承载力劣化情况; 最后, 将仿真计算结果与试验数据进行比较, 验证了仿真计算方法的可靠性。

关键词: 活性粉末混凝土; 高强钢筋; 钢筋混凝土梁; 锈蚀; 数值模拟

中图分类号: TU317

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2026)05-0050-06

Refined Simulation of High-Strength Reinforced RPC Beams under Corrosion and Load Condition

YAN Haiquan¹, ZHAO Hui², SU Junsheng²

[1. Shanghai Municipal Engineering Design Institute (Group) Co., Ltd., Shanghai 200092, China; 2. Tianjin University, Tianjin 300350, China]

Abstract: With the expanding application of high-strength rebar and high-performance concrete in reinforced concrete structures, the impact of rebar corrosion on the durability of concrete structures cannot be overlooked. To reveal the influence of high-strength rebar and RPC materials on the durability degradation of reinforced concrete beams, firstly the numerical simulation method is adopted to combine two types of concrete (RPC and C60) and two types of rebar (HTRB600 and HRB400), forming three types of reinforced concrete beams (HRPC, LRPC and HRC). And then, taking corrosion time (0, 30, 60, 90 and 120 d) as variables, a material performance degradation model considering the effects of corrosion is introduced to simulate the deterioration of structural load-bearing capacity under the coupled effects of corrosion and loading. Finally, the simulation results are compared with experimental data to validate the reliability of the simulating calculation method.

Keywords: reactive powder concrete (RPC); high-strength rebar; reinforced concrete (RC) beam; corrosion; numerical simulation

0 引言

混凝土材料自19世纪中叶发明以来就成为桥梁、建筑、公路、大坝和城市运输系统的首选材料。但钢筋混凝土结构也存在耐久性问题, 其中钢筋锈蚀是最突出的一个影响因素^[1]。随着技术的发展, 活性粉末混凝土(reactive powder concrete, RPC)和高强钢筋也逐渐应用于钢筋混凝土结构^[2-3]。相较于传统混凝土构件, RPC构件可以采用更小的厚度和

截面尺寸来达到相同的承载能力, 从而减轻结构的自重。此外, 通过将高强钢筋代替普通钢筋, 并在具有良好韧性和抗裂性能的RPC中应用, 可以充分发挥钢筋的强度。这不仅节省了钢筋用量, 同时也能提高RPC构件的整体性能和可靠性。但钢筋锈蚀对结构耐久性的影响仍然不可忽视。钢筋锈蚀是一个长期、逐渐的过程, 采用研究实际结构的方式过于费时费力, 随着计算机仿真技术的发展, 采用数值模拟的方法来研究钢筋锈蚀对RPC构件耐久性的影响正成为一种有效方法。本文采用ABAQUS有限元软件, 分析不同RPC构件在达到截面开裂的荷载下, 不同锈蚀时间下的抗弯性能变化。

1 模拟工程简介

本文将2种混凝土(RPC和C60)、2种钢筋

收稿日期: 2025-10-22

基金项目: 中国博士后基金项目(2020T130468); 天津市科技支撑重点项目(23YFZCSN00330); 天津市创新联合体科技重大项目(25ZXCKQY00090)

作者简介: 颜海泉(1978—), 男, 博士, 高级工程师, 从事桥梁设计和检测工作。

(HTRB600 和 HRB400)进行组合,形成 HRPC、LRPC 和 HRC 这 3 种类型的钢筋混凝土梁,对其进行精细化数值模拟。

模拟梁基本参数见表 1。

表 1 模拟梁基本参数

梁类型	混凝土类型	钢筋类型	配筋率/%	剪跨比
HRPC	RPC	HTRB600	1.2	1.42
LRPC	RPC	HRB400	1.2	1.42
HRC	C60	HTRB600	1.2	1.42

每种梁分别考虑锈蚀 0、30、60、90、120 d 共 5 种工况,采用 ABAQUS 有限元软件分析其抗弯性能的变化。

混凝土梁的截面尺寸为 180 mm×250 mm,长 2 000 mm;箍筋采用直径为 8 mm 的钢筋,间距为 100 mm,底部纵筋采用 3 根直径为 16 mm 的钢筋,上部架立钢筋采用直径为 10 mm 的钢筋。

梁的钢筋构造图见图 1。

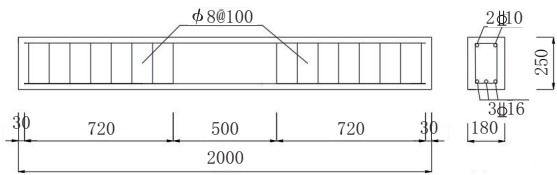


图 1 梁的钢筋构造图(单位:mm)

采用 4 点加载方式,支座间距 1 700 mm,纯弯段 500 mm,如图 2 所示。

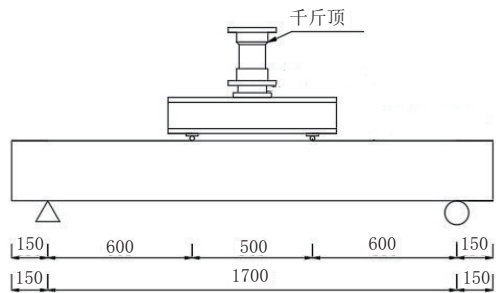


图 2 加载示意图(单位:mm)

模拟过程中采取力-位移混合控制分级加载方式,在达到极限荷载理论计算值前采取荷载控制加载,梁体开裂前每级荷载为 5 kN,梁体开裂后每级荷载为 10 kN;达到极限荷载理论计算值后,进行位移控制加载,每级位移荷载为 2 mm,直至梁体加载破坏。

2 分析模型简介

钢筋混凝土梁采用精确度较高的分离式建模方法,为避免应力集中,在加载点与支座处设置垫块。钢筋与混凝土采用不同的单元独立建模。其中混凝

土梁、加载垫块、支座垫块采用 8 节点减缩积分单元(C3D8R)进行模拟,该类单元的积分点仅存在于单元中心,这一特性有助于在保证计算效率的同时,能准确预测结构模型的位移响应;钢筋使用三维 2 节点线性杆单元(T3D2)进行模拟。为提高模型收敛性和计算效率,通过非线性弹簧建立钢筋与混凝土的黏结关系。底部受拉钢筋采用非线性弹簧单元来模拟钢筋与混凝土间的相互作用,架立钢筋与箍筋通过组装(merge)成为一个整体,然后通过内置区域(Embedded)来模拟混凝土的相互作用。

垫块弹性模量设置为 2×10^6 MPa,以确保在加载过程中,垫块不会发生较大变形。上部加载垫块与混凝土梁采用绑定约束(tie)连接并设置参考点,参考点与加载垫块通过耦合(coupling)连接,下部支座垫块与混凝土梁通过接触定义约束。

为考虑计算结果精确性和计算时模型收敛性,钢筋混凝土梁体网格尺寸为 10 mm,梁内钢筋网格尺寸为 5 mm,垫块网格大小为 5 mm。钢筋混凝土梁有限元模型见图 3。

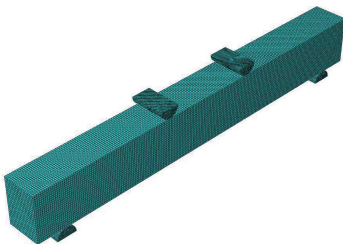


图 3 钢筋混凝土梁有限元模型

边界约束条件为约束支座垫块下表面所有自由度。

3 材料本构

3.1 钢筋本构

HTRB600、HRB400 级钢筋采用由单调拉伸试验所得的拉伸曲线,如图 4 所示。

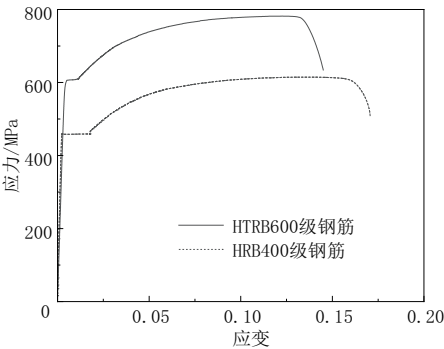


图 4 钢筋应力应变曲线

3.2 C60混凝土本构

C60混凝土的受拉和受压本构根据文献[4]确定。C60混凝土受拉、受压本构曲线见图5。

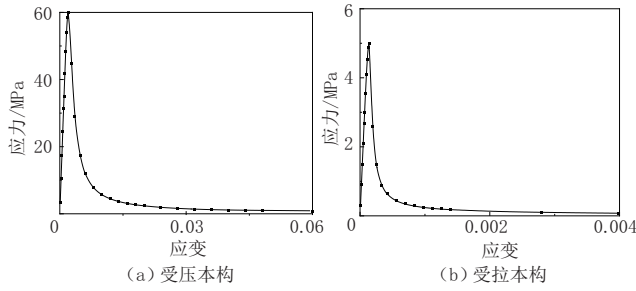


图5 C60混凝土本构曲线

3.3 RPC混凝土本构

文献[5]、[6]分别给出了RPC混凝土受压和受拉本构模型。RPC混凝土受拉、受压本构曲线如图6所示。

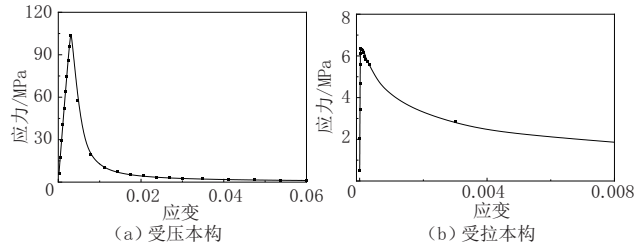


图6 RPC混凝土本构曲线

3.4 塑性损伤模型

在加载过程中,材料的力学性能会随着加载过程出现劣化渐变,并且在弯曲荷载作用下混凝土的刚度会出现退化。

本文采取ABAQUS软件提供的混凝土塑性损伤(Concrete Damaged Plasticity, CDP)模型来模拟RPC和C60这2种混凝土材料的刚度退化情况。

CDP模型假定混凝土的破坏为:混凝土受压区压应力达到峰值压应力时的压碎破坏、混凝土受拉区拉应力达到最大开裂应力时的开裂破坏。

当混凝土处于弹性阶段时,可用弹性模型来定义混凝土的力学性能;当混凝土进入塑性阶段时,损伤以后混凝土的弹性模量可引入损伤因子来表示:

$$E_c = (1 - d)E_0 \quad (1)$$

式中: E_c 为损伤后的弹性模量,MPa; E_0 为初始弹性模量,MPa; d 为损伤因子。

混凝土不考虑损伤时,材料会沿初始刚度进行卸载,当混凝土考虑损伤效应后,材料沿产生损伤以后的刚度进行卸载。

根据能量守恒定理,文献[7]给出了受拉损伤因子 d_t 的表达式:

$$d_t = 1 - \sqrt{\frac{\sigma_t}{E_0 \varepsilon_t}} \quad (2)$$

文献[8]给出了受压损伤因子 d_c 的表达式:

$$d_c = 1 - \frac{\frac{\sigma_c}{E_0}}{0.2\varepsilon_c + \frac{\sigma_c}{E_0}} \quad (3)$$

上述式中: σ_t 和 σ_c 为混凝土的拉应力和压应力,MPa; ε_t 和 ε_c 为混凝土的拉应变和压应变。

3.5 锈蚀后梁性能退化模型

锈蚀前后钢筋混凝土梁发生性能退化主要表现在钢筋与混凝土的黏结力退化以及材料力学性能的退化。

3.5.1 钢筋力学退化模型

通常情况下描述钢筋材料性能的指标为钢筋横截面面积、弹性模量、屈服强度、极限强度、极限应变等,不同锈蚀工况会导致上述力学性能指标出现不同程度的退化。锈蚀后钢筋屈服强度 f_{yc} 、弹性模量 E_{sc} 的计算选用Wang和Liu^[9]模型,其表达式为:

$$f_{yc} = (1 - \frac{1.98\delta}{100})f_y \quad (4)$$

$$E_{sc} = (1 - \frac{1.13\delta}{100})E_s \quad (5)$$

式中: δ 为锈蚀钢筋质量损失率; f_y 为锈蚀前钢筋屈服强度,MPa; E_s 为锈蚀前钢筋弹性模量,MPa。

锈蚀后钢筋极限强度 f_{uc} 、极限应变 ε_{uc} 的计算选用袁迎曙^[10]推荐的模糊计算模型,其表达式为:

$$f_{uc} = (1 - 0.019\delta)f_u \quad (6)$$

$$\varepsilon_{uc} = (1 - 0.021\delta)\varepsilon_u \quad (7)$$

式中: f_u 为锈蚀前钢筋极限强度,MPa; ε_u 为锈蚀前钢筋极限应变。

截面损失率 ρ_s 与质量损失率 δ 的关系为:

$$\rho_s = \begin{cases} 0.013 + 0.987\delta & \delta \leq 10\% \\ 0.061 + 0.939\delta & 10 < \delta \leq 20\% \end{cases} \quad (8)$$

3.5.2 混凝土力学退化模型

钢筋锈蚀对混凝土力学性能的影响主要表现为混凝土截面的几何损伤、力学性能劣化、延性劣化。

锈蚀后混凝土性能劣化采用邢国华^[11]模型,其表达式为:

$$f_c^* = \frac{f_{ck}}{1 + K\varepsilon_1/\varepsilon_0} \quad (9)$$

式中: f_c^* 为混凝土锈蚀后抗压强度,MPa; f_{ck} 为混凝土抗压强度标准值,MPa; K 是钢筋粗糙度与直径的相关系数,取0.1; ε_0 是混凝土峰值抗压强度对应的峰值压应变,一般取0.002。

式(9)中的 ε_1 是开裂混凝土的广义拉应变,其表达式为:

$$\varepsilon_1 = (b_f - b)/b \quad (10)$$

式中: b 为锈蚀前构件的截面宽度, m ; b_f 为锈蚀后构件的截面宽度, m 。

b 与 b_f 这两者的关系为:

$$b_f - b = n\omega_{cr} \quad (11)$$

式中: n 为锈蚀构件中的纵筋数量; ω_{cr} 为锈蚀深度, m 。

3.5.3 黏结力退化模型

钢筋与混凝土之间的黏结滑移关系根据欧洲规范^[12]选用。锈蚀后钢筋混凝土构件黏结力折减系数 $\theta^{[13]}$ 为:

$$\left\{ \begin{aligned} \theta = \frac{\tau_{\mu}^{cor}}{\tau_{\mu}} &= 0.9959e^{0.0041\delta} + 0.0069e^{0.7858\delta} & \delta \leq 4\% \\ \theta = \frac{\tau_{\mu}^{cor}}{\tau_{\mu}} &= 9.662e^{-0.5552\delta} + 0.1887e^{0.0069\delta} & \delta > 4\% \end{aligned} \right. \quad (12)$$

式中: τ_{μ} 为最大剪切应力, MPa ; τ_{μ}^{cor} 为锈蚀后有效剪切应力, MPa 。

4 模拟结果

在低锈蚀条件下,钢筋与混凝土之间的黏结力会增大,同时加上 RPC 混凝土的水化作用,会导致混凝土强度有一定程度的提高,因此在模拟过程中需要对混凝土的本构模型进行一定程度上的调整。根据文献^[14]的研究,本文在低锈蚀条件下将混凝土强度提高了 10%。

4.1 HRPC 梁

不同锈蚀时间下,HRPC 梁的力-位移曲线汇总见图 7。

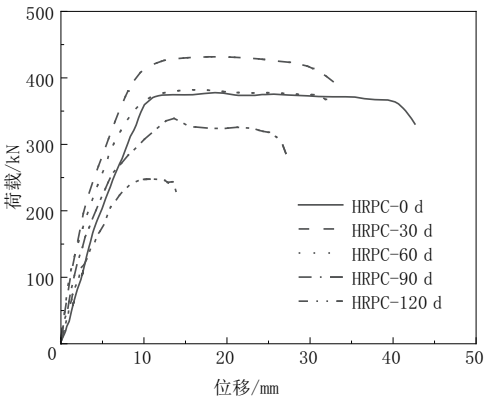


图 7 HRPC 梁力-位移曲线汇总

由图 7 可知,在锈蚀初始阶段,钢筋锈蚀产物提升了混凝土与钢筋界面的摩擦力,同时 RPC 混凝土内钢纤维的锈蚀也产生了影响,使得 HRPC 梁在经

历 30、60、90 d 锈蚀后,其加载前期刚度有所增加;当锈蚀时间延长至 120 d 时,其加载前期刚度与未锈蚀时的数值趋于一致。摩擦效应的增强以及 RPC 混凝土水化反应的共同作用,导致锈蚀 30 d 的梁体极限承载力较未锈蚀时更高;锈蚀 60 d 后,梁体的极限承载力逐步衰减;至锈蚀 120 d 时,梁体的极限承载力下降至未锈蚀时的 60% 左右。随着锈蚀时间的增加,梁破坏时的跨中最大挠度持续减小,反映出钢筋锈蚀对结构延性的不利影响。此外,由于箍筋的锈蚀速率快于纵向受力钢筋,致使梁的抗剪能力减弱,在锈蚀 120 d 的条件下,梁体达到承载力峰值后迅即失效,荷载-位移曲线缺乏明显的平台阶段,呈现出典型的脆性破坏形态。

4.2 LRPC 梁

不同锈蚀时间下,LRPC 梁的力-位移曲线汇总见图 8。

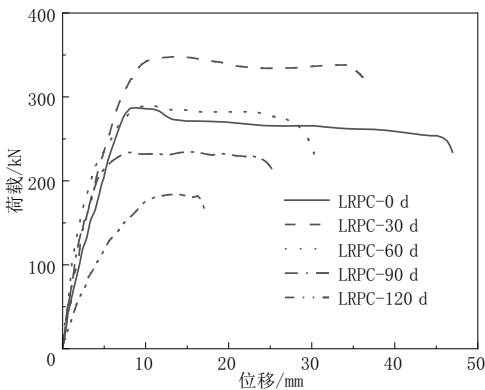


图 8 LRPC 梁力-位移曲线汇总

由图 8 可知,该类型梁与 HRPC 梁在锈蚀初期的力学性能演变规律较为相似:当锈蚀时间达到 30、60、90 d 时,梁体的加载前期刚度呈现上升趋势;在锈蚀时间延长至 120 d 后,其加载前期刚度则出现明显衰减现象。从承载力性能来看,锈蚀 30 d 的梁体极限承载力有所提升;锈蚀 60 d 时,该数值逐渐接近未锈蚀参照梁的水平;待锈蚀时间达到 120 d 时,梁体的极限承载力显著下降至未锈蚀时的 50% 左右。同时,梁体的延性特性随着锈蚀持续时间的增加而持续弱化。当经历 120 d 锈蚀后,梁体在达到峰值荷载后迅速发生失效,其荷载-位移关系曲线未出现明显的屈服平台,整体破坏模式呈现出典型的脆性特征。

4.3 HRC 梁

不同锈蚀时间下,HRC 梁的力-位移曲线汇总见图 9。

由图 9 可知,在锈蚀初始阶段,由于钢筋锈蚀产

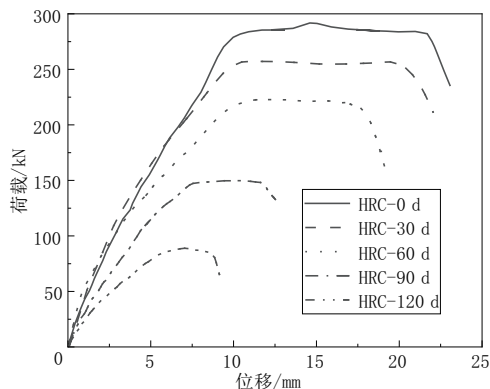


图9 HRC梁力-位移曲线汇总

物填充了界面区,增强了钢筋与混凝土之间的摩擦作用,因此在锈蚀30 d后,梁体的加载前期刚度有所提升。当锈蚀时间达到60 d时,因锈胀应力导致混凝土表面出现裂缝,其刚度开始呈现衰退趋势。至锈蚀90 d,梁底混凝土发生大面积剥落,严重削弱了钢筋与混凝土的黏结力;同时纵向钢筋锈蚀速率加快,致使梁的破坏模式从适筋破坏向少筋破坏转变,表现出显著的脆性特征。经历120 d锈蚀后,该类型梁的极限承载力急剧下降,仅为未锈蚀时承载力的30%左右。

5 试验验证

在文献[15]中设计了一个与本文数值模拟工况相同的试验,可用该文献中的试验数据来验证本文数值模拟方法的可靠性。具体试验过程参见文献[15]。由于篇幅受限,仅列出了HRPC梁力-位移曲线的模拟值与试验值的对比,LRPC和HRC梁仅给出了最大值的比较。

5.1 HRPC梁

HRPC梁有限元模拟结果与试验数据对比见图10。

HRPC梁最大承载力和极限挠度的比较见表2、表3。

5.2 LRPC梁

LRPC梁最大承载力和极限挠度的数值模拟和试验数据的比较见表4和表5。

5.3 HRC梁

HRC梁最大承载力和极限挠度的数值模拟和试验数据的比较见表6、表7。

从上面的比较结果来看,HRPC梁、LRPC梁、HRC梁的最大承载力和极限挠度的仿真计算结果与试验数据非常接近,除个别数据外,最大承载力的误差在5%以内;极限挠度除锈蚀120 d工况外,其余工

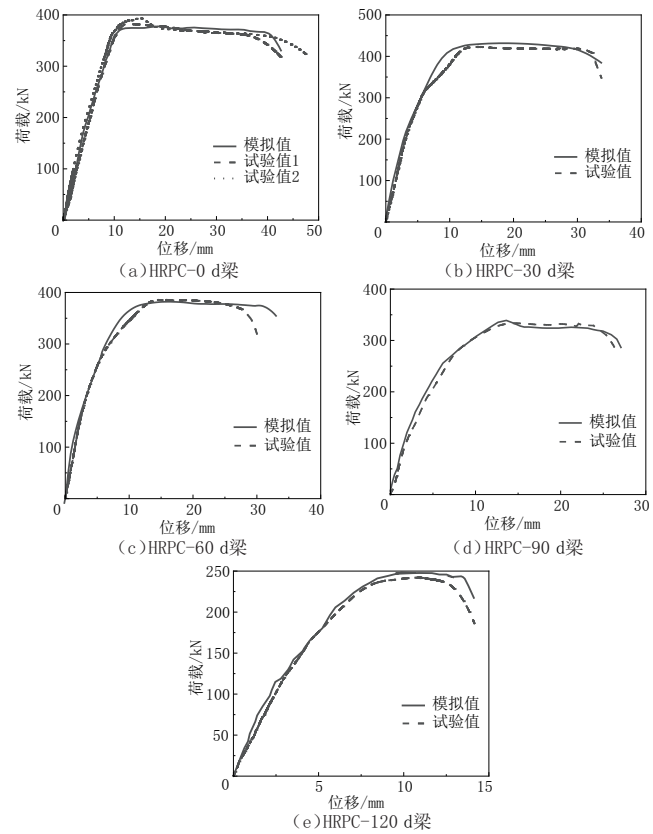


图10 HRPC梁有限元模拟结果与试验数据对比

表2 不同锈蚀时间下HRPC梁的最大承载力比较

试验梁名称	模拟值/kN	试验值/kN	误差/%
HRPC-0 d	391	382	2.4
HRPC-30 d	423	424	-0.2
HRPC-60 d	395	392	0.7
HRPC-90 d	330	324	1.9
HRPC-120 d	242	231	4.8

表3 不同锈蚀时间下HRPC梁的极限挠度比较

试验梁名称	模拟值/mm	试验值/mm	误差/%
HRPC-0 d	36.1	33.2	8.7
HRPC-30 d	30.0	30.3	-0.6
HRPC-60 d	25.6	26.3	-2.7
HRPC-90 d	22.1	21.6	2.3
HRPC-120 d	14.0	12.1	15.7

表4 不同锈蚀时间下LRPC梁的最大承载力比较

试验梁名称	模拟值/kN	试验值/kN	误差/%
LRPC-0 d	291	305	-4.6
LRPC-30 d	353	346	2.0
LRPC-60 d	295	286	3.1
LRPC-90 d	256	241	6.2
LRPC-120 d	180	176	2.3

况的误差在10%以内。锈蚀120 d工况极限挠度的误差较大,是因为该工况下极限挠度值本身就较小,同样的差值在该工况下产生的误差就会偏大。因此,对比结果证明了仿真计算的可靠性。

表 5 不同锈蚀时间下 LRPC 梁的极限挠度比较

试验梁名称	模拟值/mm	试验值/mm	误差/%
LRPC-0 d	41.7	42.3	-1.4
LRPC-30 d	31.8	31.2	1.9
LRPC-60 d	24.6	25.0	-1.6
LRPC-90 d	21.3	20.2	5.4
LRPC-120 d	16.1	14.6	10.3

表 6 不同锈蚀时间下 HRC 梁的最大承载力比较

试验梁名称	模拟值/kN	试验值/kN	误差/%
HRC-0 d	290	302	-4.0
HRC-30 d	248	252	-1.6
HRC-60 d	213	207	2.9
HRC-90 d	143	142	0.7
HRC-120 d	86	78	0.7

表 7 不同锈蚀时间下 HRC 梁的极限挠度比较

试验梁名称	模拟值/mm	试验值/mm	误差/%
HRC-0 d	23.5	22.3	5.4
HRC-30 d	20.5	20.1	2.0
HRC-60 d	17.4	15.9	9.4
HRC-90 d	12.0	11.6	3.4
HRC-120 d	8.4	7.2	16.7

6 结 语

本文采用数值模拟方法,将 2 种混凝土材料(RPC 与 C60)、2 种钢筋(HTRB600 和 HRB400)进行组合配置,构建了 HRPC、LRPC 和 HRC 这 3 类钢筋混凝土梁试件。以锈蚀时间(0、30、60、90、120 d)为变化参数,引入考虑锈蚀效应的材料性能退化模型,模拟在锈蚀与荷载耦合作用下试件承载能力的劣化情况,从而揭示高强钢筋和 RPC 材料对钢筋混凝土梁腐蚀劣化性能的作用机制。最终,通过将数值模拟结果与试验数据进行对比分析,验证了本文采用的

仿真计算方法的有效性和准确性。

参考文献:

[1] 张誉,蒋利学,张伟平,等.混凝土结构耐久性概论[M].上海:上海科学技术出版社,2003:19-20.

[2] 陈宝春,季韬,黄卿维,等.超高性能混凝土研究综述[J].建筑科学与工程学报,2014,31(3):1-24.

[3] 陈伟,张卫强,昆钢.500 MPa 高强抗震钢筋开发及应用[N].世界金属导报,2013-08-20(B08).

[4] GB/T 50010—2010 混凝土结构设计标准(2024 版)[S].

[5] 闫光杰,阎贵平,安明喆,等.200 MPa 级活性粉末混凝土试验研究[J].铁道学报,2004(2):116-119.

[6] 胡翱翔,梁兴文,于婧,等.超高性能混凝土轴心受拉力学性能试验研究[J].湖南大学学报(自然科学版),2018,45(9):30-37.

[7] Al-Osta M A, Isa M N, Baluch M H, et al. Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened with ultra-high performance fiber reinforced concrete[J]. Construction and Building Materials, 2017, 134: 279-296.

[8] Solhmirzaei R, Kodur V. A numerical model for tracing structural response of ultra-high performance concrete beams[J]. Modelling, 2021, 2(4): 448-466.

[9] Wang X, Liu X. Modeling the flexural carrying capacity of corroded RC beam[J]. Journal of Shanghai Jiaotong University (Science), 2008, 13: 129-135.

[10] 陈海彬,王星原,周聘.高强预拌混凝土尺寸效应的研究[J].混凝土,2013(9):51-52;55.

[11] 邢国华,牛荻涛.锈蚀钢筋混凝土梁的受弯分析模型[J].中南大学学报(自然科学版),2014,45(1):193-201.

[12] Comité Euro-International du Béton. CEB-FIP model code 1990: Design code[M]. London: Thomas Telford Publishing, 1993.

[13] Li C Q, Yang S T, Saafi M. Numerical simulation of behavior of reinforced concrete structures considering corrosion effects on bonding [J]. Journal of Structural Engineering, 2014, 140(12): 14-26.

[14] 苏俊省,娄策翔,喻志然,等.腐蚀与荷载共同作用下高强钢筋活性粉末混凝土梁抗弯性能试验研究[J/OL].工程力学.https://link.cnki.net/ urlid/11.2595. 03.20241008