doi:10.11918/j.issn.0367-6234.2016.12.006

既有钢筋混凝土码头保护层锈胀开裂计算时长对比

吴灵杰,寇新建,周拥军,蒋 萌

(上海交通大学 船舶海洋与建筑工程学院,上海 200240)

摘 要:为评估北部湾某在役混凝土码头的耐久性状态,预测其剩余使用寿命.本文基于现场检测结果,通过确定性预测模型和随机性预测模型,对比分析了该混凝土码头的保护层锈胀开裂时长.结果表明,在确定性预测模型中,根据列举的8种模型计算得到保护层锈胀开裂时长为2.09~22.77 a.对于较为恶劣的氯离子侵蚀环境,学者和工程师给出的经验值2~5 a是合理的.在随机性预测模型中,本文考虑了裂缝宽度限值的随机性以及腐蚀速率时变特性,计算得到保护层锈胀开裂时长约为12.7 a,该值与确定性模型的计算结果相吻合.裂缝宽度限值和腐蚀速率对保护层锈胀开裂时长的预测有着显著影响.当腐蚀速率从0.5 μA/cm^{2}上升到1.0 μA/cm^{2}时,保护层锈胀开裂时长减少了14.75 %;而当裂缝宽度限值从0.15 mm增加到0.5 mm时,保护层锈胀开裂时长则增加了39.13 %.研究显示被检测混凝土码头能很好地满足设计使用年限要求.

关键词:混凝土;氯离子;腐蚀发展;随机性模型;确定性模型

中图分类号:TU528.0 **文献标志码**:A **文章编号**:0367-6234(2016)12-0051-05

Propagation assessment of existing concrete dock based on concrete cover corrosion-crack

WU Lingjie, KOU Xinjian, ZHOU Yongjun, JIANG Meng

(School of Naval Architecture, Ocean and Civil Engineering, Shanghai Jiaotong University, Shanghai 200240, China)

Abstract: To assess the durability status and remaining service life of existing concrete dock located at Beibu Gulf, the propagation phase was evaluated based on the in situ test data and concrete cover corrosion-crack model. The results indicate that the propagation phase will last about 2.09-22.77 years based on eight deterministic models. The empirical values of 2-5 years, recommended by scholars and engineers, would be more reasonable when the RC structures were exposed to harsh corrosion environment. According to the probabilistic model, the uncertainty of limit crack width and time-dependent characteristic of the corrosion rate were taken into considered, the propagation phase equated to 12.7 years, which was fitted with the deterministic models. The limit crack width and corrosion rate significantly affect the assessment of the propagation phase. When the value of corrosion rate increases from 0.5 to 1.0 μA/cm^2, the value of the propagation phase decreases by 14.75 %; and the value of the propagation phase increases by 39.13 % when the value of limit crack width rises from 0.15 to 0.50 mm. The study shows that the tested concrete dock can meet the requirement of design service life.

Keywords: concrete; chloride; propagation phase; probabilistic model; deterministic model

众所周知,根据经典的Tuutti模型,对于含氯环境中的钢筋混凝土,钢筋的腐蚀过程可分为两个阶段[1].第一阶段,即所谓的腐蚀初始阶段t_i,在氯离子渗入的情况下,但钢筋仍然处于钝化状态,当钢筋表面氯离子质量分数累积达到阀值,致使钢筋脱钝,即意味着腐蚀初始阶段的终结;第二阶段就是所谓的腐蚀发展阶段t_p,由于氯离子的活化,促使钢筋不断腐蚀,截面积随时间减少,导致结构承载能力随之下降.

近年来,由于混凝土中钢筋腐蚀的现象越发严重,学者们提出了数种不同的模型用于描述混凝土中钢筋的劣化程度.这模型集中于腐蚀初始阶段,腐蚀发展阶段的预测模型则相对较少[2].然而,忽略腐蚀发展阶段对于暴露在腐蚀环境下的结构进行耐久性评估显然是不合理的[2].

由于混凝土保护层开裂导致钢筋混凝土耐久性失效,学者们做了不少工作,并提出了数种预测模型[2-12].Zhang等[3]提出了一个裂缝宽度随侵蚀深度呈线性增长的预测模型,随后该模型被DuraCrete 2000采用.Vu等[4]基于试验研究结果,提出了一个

收稿日期:2015-11-30
基金项目:国家自然科学基金(41274012)
作者简介:吴灵杰 (1988—),男,博士研究生;
寇新建 (1950—),男,教授,博士导师
通信作者:吴灵杰,79186643@sjtu.edu.cn

裂缝宽度与混凝土质量(保护层厚度和水灰比)相互关联的非线性模型.然而,上述模型没有考虑荷载情况对裂缝发展的影响.根据受荷状态下钢筋混凝土梁的试验数据,Vidal 等[5]提出了一个裂缝发展和钢筋截面损失线性相关的预测模型.此外,Liang 等[2]还对部分预测模型进行了对比分析,然而该研究仅针对确定性模型,并未考虑随机性模型.

本文通过对北部湾某码头的现场检测,预测了混凝土码头的钢筋腐蚀开裂耐久性寿命.由于钢筋腐蚀的复杂性,基于确定性模型和随机模型,对比分析被检测钢筋混凝土码头的腐蚀发展阶段时长 t_p.在确定性模型中,t_p 定义为混凝土中钢筋腐蚀至劣化程度为 0.8 的时间[2];在随机性模型中,t_p 则定义为保护层裂缝宽度到达某一限值的时间.此外,在随机模型中,本文还考虑了裂缝宽度限值 w_{cr} 的随机特性和腐蚀速率 i_{corr} 的时变特性.

1 计算模型介绍

1.1 确定性预测模型

1.1.1 Bazant 模型

由氯离子侵蚀引起的钢筋腐蚀,其腐蚀产物会造成钢筋膨胀,使得混凝土内部产生应力变化,Bazant[6]根据弹塑性分析,得到应力 P_r 和径向变形 $\Delta\phi(0)$ 的关系:

$$\Delta\phi(0)=\delta_{pp}P_r=2f_t\frac{d}{\phi(0)}\delta_{pp}. \tag{1}$$

式中:$\phi(0)$ 为钢筋直径,δ_{pp} 为钢筋孔洞的径向柔度,f_t 为混凝土抗拉强度,d 为保护层厚度.

钢筋孔洞的径向柔度为

$$\delta_{pp}=\frac{\phi(0)}{E_{ef}}(1+v_c)+\frac{\phi(0)^3}{2E_{ef}d(d+\phi(0))}+\frac{2\phi(0)^3}{S^2E_{ef}}. \tag{2}$$

式中:E_{ef} 为混凝土有效弹性模量,$E_{ef}=E_c/(1+\varphi_p)$,E_c 为混凝土弹性模量,φ_p 为蠕变系数,v_c 为混凝土泊松比,S 为钢筋间距.

最终,Bazant 模型求解 t_p 如下:

$$t_p=\rho_p\frac{\phi(0)}{S}\frac{\Delta\phi(0)}{j_r}, \tag{3}$$

式中:ρ_p 为稳定腐蚀阶段钢筋的平均密度,j_r 为腐蚀物生成速率.

1.1.2 CW 模型

对于普通钢筋混凝土结构,Candy 等[7]指出其腐蚀发展阶段的持续时间约为 2~5 a.本文取其平均值,即 $t_p=3.5$ a.

1.1.3 LW 模型

Liu 等[8]指出钢筋的腐蚀产物并非是呈线性增长的,不同的腐蚀产物,对于腐蚀胀裂时间会有一定程度的影响.因此,腐蚀产物的多寡是计算 t_p 的重要因素.

临界腐蚀物产量 W_{crit} 可表述为

$$W_{crit}=\rho_p\left[\pi\left(\frac{d\cdot f_t}{E_{ef}}\left(\frac{b^2+a^2}{b^2-a^2}+v_c\right)+d_0\right)\phi(0)+\frac{W_{st}}{\rho_{st}}\right]. \tag{4}$$

式中:d_0 为混凝土孔隙厚度;a 为假想混凝土薄管的内径,$(\phi(0)+2d_0)/2$;b 为假想混凝土薄管的外径,$d+(\phi(0)+2d_0)/2$;ρ_{st} 为钢筋密度;W_{st} 为锈蚀钢筋质量.

由于扩散与腐蚀产物厚度成反比关系,即

$$\frac{dW_{crit}}{dt}=\frac{k_p}{W_{crit}}. \tag{5}$$

式中:k_p 为腐蚀速率,通常表示为 $0.098\frac{1}{\alpha}\pi\phi(0)\cdot i_{corr}$;$\alpha$ 根据腐蚀产物的不同而不同,当腐蚀产物为 $Fe(OH)_3$ 时,$\alpha=0.523$,当腐蚀产物为 $Fe(OH)_2$ 时,$\alpha=0.622$,本文取均值,$\alpha=0.573$.

整理得[8]

$$t_p=\frac{W_{crit}^2}{2k_p}. \tag{6}$$

1.1.4 ME 模型

Mangat[9]等基于室内加速腐蚀试验,针对不同腐蚀状态模拟钢筋腐蚀情况,并提出了 t_p 的预测模型.

腐蚀电流和材料失重之间的关系通常表示为

$$\Delta W=\frac{AIt}{ZF}. \tag{7}$$

式中:ΔW 为材料因腐蚀所造成的失重,A 为铁的原子量,I 为腐蚀电流,t 为时间,F 为法拉第常数,Z 为亚铁离子价数.

则材料损失厚度 δ 为

$$\delta=\frac{Ai_{corr}t}{\rho_{st}ZF}, \tag{8}$$

整理得到[9]

$$t_p=\frac{\delta\rho_{st}ZF}{Ai_{corr}}, \tag{9}$$

式中 ρ_{st} 为钢筋密度.

1.1.5 VS 模型

Vu 等[10]提出了腐蚀速率 i_{corr} 的预测模型,根据该模型进行反推,即可得到 t_p 的预测模型:

$$t_p=\left(\frac{32.13\ (1-w/c)^{-1.64}}{d\cdot i_{corr}}\right)^{\frac{1}{0.29}}. \tag{10}$$

1.1.6 Liang 模型

Liang 等[2]对 Bazant 模型进行了修正.依据力学

平衡，当混凝土开裂时，将钢筋直径增量 $\Delta\phi(0)$ 修改为 $\Delta\phi(0)'$：

$$\Delta\phi(0)' = f_t\left(2\frac{d}{\phi(0)}+1\right)\delta_{pp}. \tag{11}$$

最终，修正后的 t_p 计算公式为[9]

$$t_p = \rho_p\frac{\phi(0)}{S}\frac{\Delta\phi(0)'}{j_r}. \tag{12}$$

1.1.7　Lounis 模型和 Andrade 模型

Lounis 等[11]将钢筋混凝土结构假想为一个厚壁圆筒，钢筋腐蚀膨胀，导致内部产生一个环向的均匀压力 P_i，则钢筋的直径变化 $\Delta\phi(0)$ 可表示为

$$\Delta\phi(0) = \frac{p_i}{E_{ef}}\left(1+v_c+\frac{\phi(0)^2}{2d(d+\phi(0))}\right)\phi(0). \tag{13}$$

而 t_p 的计算公式为[11]

$$t_p = \frac{\pi\phi(0)\Delta\phi(0)}{2Sj_r\left(\frac{1}{\rho_p}-\frac{\alpha}{\rho_{st}}\right)}. \tag{14}$$

此外，根据试验结果，Andrade 等[12]指出，钢筋的直径变化 $\Delta\phi(0)$ 可表示为

$$\Delta\phi(0) = 0.023i_{corr}t_p, \tag{15}$$

因此，整理得，t_p 又可表示为

$$t_p = \frac{\Delta\phi(0)}{0.023i_{corr}}. \tag{16}$$

1.2　随机性预测模型

基于随机性模型预测钢筋混凝土结构的腐蚀发展阶段持续时间，首要任务便是确定结构的极限状态.正常使用极限状态 SLS 下，极限状态方程可由裂缝宽度到达某一限值来表述[1].根据本文被检测码头的实际情况，长期处于受荷状态，因此，选择 Vidal 等[5]提出的保护层锈胀开裂预测模型将会更加合理.

由氯离子侵蚀引起的混凝土保护层开裂问题，抗力为 w_{cr}，作用效应则为 $w(t)$，极限状态方程 Z 为

$$Z = w_{cr} - w(t). \tag{17}$$

根据 Vidal 模型，裂缝宽度 $w(t)$ 和钢筋截面损失的关系为

$$w(t) = 0.057\,5(\Delta A(t) - \Delta A_{s0}), \tag{18}$$

式中：$\Delta A(t)$ 为钢筋截面损失，ΔA_{s0} 表示为

$$\Delta A_{s0} = A_s\left[1-\left[1-\frac{R}{\phi(0)}\left(7.53+9.32\frac{d}{\phi(0)}\right)\times10^{-3}\right]^2\right]. \tag{19}$$

式中：A_s 为钢筋初始截面积；$\phi(0)$ 为钢筋初始直径；R 是和钢筋腐蚀类型相关的一个常数，氯离子侵蚀环境下，通常认为钢筋腐蚀类型为点蚀或者坑蚀[1].

由氯离子侵蚀引起的钢筋直径损失 $\phi(t)$ 则可表示为[13]

$$\phi(t) = \begin{cases}\phi(0), & t\leqslant t_i;\\ \phi(0)-2\lambda(t-t_i), & t_i<t\leqslant t_i+(\phi(0)/2\lambda);\\ 0, & t>t_i+(\phi(0)/2\lambda).\end{cases} \tag{20}$$

式中：$\lambda = 0.011\,6Ri_{corr}$，$t_i$ 为钢筋初锈时间，i_{corr} 由于其时变特性，采用 Vu 等[10]的计算模型，如式(21)所示.

$$i_{corr} = \left(\frac{32.13\,(1-w/c)^{-1.64}}{d}\right)(t-t_i)^{-0.29}. \tag{21}$$

因此，$\Delta A(t)$ 可表示为

$$\Delta A(t) = \frac{\pi}{4}(\phi(0)^2-\phi(t)^2). \tag{22}$$

2　被检测码头情况描述

广西省北部湾防城港区 13#泊位码头为 7 万 t 级散货码头，建成于 2005 年 11 月.码头水灰比为 0.40，混凝土配合见表 1.检测时间为 2012 年 7 月下旬，至此，被检测码头已经服役 80 个月.

表 1　码头外墙混凝土配合比

Tab.1　Mix proportion of dock exterior wall concrete

混凝土等级	水泥标号	水	水泥	砂	石
C40	P.O42.5	0.4	1.0	1.55	2.33

现场检测采用钻孔取样法研究氯离子侵蚀，采用 RCT 测试仪测定混凝土试样中氯离子的质量分数.混凝土保护层厚度的检测采用 Profometer5 钢筋保护层测试仪，混凝土码头强度检测采用回弹法.

根据被检测码头实际情况[14]以及文献资料[2]，对于确定性模型，具体计算参数如下：钢筋直径 $\phi(0)=0.022$ m，保护层厚度 $d=59.5$ mm，混凝土抗力强度 $f_t=1.7$ MPa，混凝土弹性模量 $E_c=32.5$ GPa，蠕变系数 $\phi_p=2.0$，泊松比 $v_c=0.18$，钢筋间距 $S=0.1$ m，稳定腐蚀阶段钢筋的平均密度 $\rho_p=3.6$ g/cm^3，腐蚀物生成速率 $j_r=1.5\times10^{-15}$ g·m^{-2}·s^{-1}，混凝土孔隙厚度 $d_0=12.5\times10^{-3}$ mm，$\alpha=0.573$，钢筋密度 $\rho_{st}=7.86$ g/m^3，铁的原子量 $A=56$，亚铁离子(Fe^{2+})价数 $Z=2$，法拉第常数 $F=0.003\,1$ A·a，材料损失的厚度 $\delta=0.05$ mm.其中，关键参数腐蚀速率 i_{corr} 本文将依次选用 0.1、0.2 直到 1.0 μA/cm^2 这 10 组数据.

基于随机可靠度方法预测钢筋腐蚀发展阶段时

长,文献中对系数 R 推荐值比较统一,根据 Stewart 等[13]的建议,本文取系数 R 服从正态分布,均值为 3.0,变异系数为 0.33.对于裂缝宽度限值 w_{cr},文献以及混凝土规范中给出的推荐值通常在 0.15~0.50 mm[1].本文较保守地选择裂缝宽度限值 w_{cr} 服从均匀分布[14],最大值为 0.30 mm,最小值为 0.15 mm.

3 结果与讨论

3.1 基于确定性方法的腐蚀发展阶段时长

将上述参数代入 1.1 节所列举的计算模型中,即可得到基于确定性模型的腐蚀发展阶段时长 t_p,计算结果见表 2.

表 2 基于确定性模型的腐蚀发展阶段时长

Tab.2 The propagation phase based on deterministic models a

i_{corr}	Bazant	Liang	CW	Lounis	LW	ME	VS	Andrade
0.10	12.86	15.22	3.50	30.29	374.50	43.51	5 855.40	36.96
0.20	12.86	15.22	3.50	30.29	187.25	21.76	536.44	18.48
0.30	12.86	15.22	3.50	30.29	124.83	14.50	132.53	12.32
0.40	12.86	15.22	3.50	30.29	93.63	10.88	49.15	9.24
0.50	12.86	15.22	3.50	30.29	74.90	8.70	22.77	7.39
0.60	12.86	15.22	3.50	30.29	62.42	7.25	12.14	6.16
0.70	12.86	15.22	3.50	30.29	53.50	6.22	7.14	5.28
0.80	12.86	15.22	3.50	30.29	46.81	5.44	4.50	4.62
0.90	12.86	15.22	3.50	30.29	41.61	4.83	3.00	4.11
1.00	12.86	15.22	3.50	30.29	37.45	4.35	2.09	3.70

在表 2 中,Bazant、Liang 和 Lounis 模型均没有考虑锈蚀速率 i_{corr} 的时变特性对 t_p 计算结果的影响,且 Lounis 模型较其它模型结果明显偏大,高估了腐蚀发展阶段的时长.Liang 等[15]指出,t_p 的大小应该为钢筋初锈时间 t_i 的 1/4~1/5.而文献[14]基于蒙特卡罗模拟方法计算得到该混凝土码头 t_i 约为 40 a.如果 Liang 的观点正确,那么显然 Bazant 模型计算结果是最合理的.CW 模型只是给出了一个经验值 2~5 a,没有考虑环境因素的影响,该值虽然较为保守,却为众多学者所接受[1-2].

LW、ME、VS 和 Andrade 模型均考虑了腐蚀速率 i_{corr} 的时变特性.LW 模型计算过程复杂,并不适合在实际工程中的应用,且结果较其余 3 种模型偏大.VS 模型对腐蚀速率 i_{corr} 表现出了较大的敏感性,当腐蚀速率 i_{corr} 提高 10 倍,即从 0.10 提高到 1.00 μA/cm^2,相应的 t_p 数值从 5 855.40 a 下降到了 2.09 a,下降了近2 800倍.被检测混凝土码头长期处于受荷状态,侵蚀环境极为复杂且恶劣,因此,腐蚀速率 i_{corr} 的取值应大于 0.50 μA/cm^2.从表 2 可知,当腐蚀速率 i_{corr} = 0.50 μA/cm^2,根据 Liang 等[15]的理论,ME 和 Andrade 模型的计算结果十分合理;而当腐蚀速率 i_{corr} 取值为 0.60~0.70 μA/cm^2 时,VS 模型的计算结果较好地吻合 Liang 的理论.此外,当 i_{corr} ≥0.70 μA/cm^2 时,ME、VS 和 Andrade 模型计算得到 t_p 数值十分接近,最大值为 7.14 a,最小值为 2.09 a,这与 CW 模型推荐的经验值 2~5 a 近似,这也从另一个角度解释了 CW 模型广为接受的原因.表 2 给出的 8 种预测模型,Lounis 和 LW 模型理论上较为详细,考虑的因素较多,但计算结果却不尽理想,可能是这两个方法针对性较强,模型中部分经验系数并不适合本文的被检测码头所致.

根据上述讨论结果,基于确定性模型预测得到 t_p 数值应在 2.09~22.77 a.

3.2 基于随机性方法的腐蚀发展阶段时长

上述讨论皆是基于确定性预测模型,图 1 给出了基于随机性预测模型的结构时变可靠度指标.

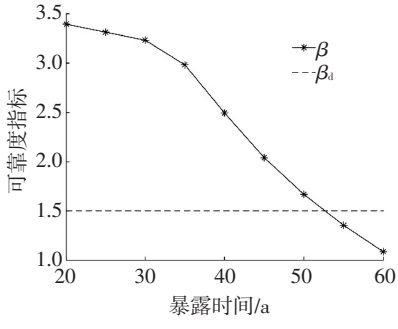


图 1 时变可靠度指标

Fig.1 Time-dependent reliability index

对于设计使用年限为 50 a 的普通钢筋混凝土结构,正常使用极限状态下,规范中给出的目标可靠度指标 β_d 通常为 1.5[1].由图 1 可知,基于随机性预测模型,被检测钢筋混凝土码头的使用寿命为 52.7 a,很好满足了设计使用年限的要求.已知该混凝土码头的钢筋初锈时间 t_i 约为 40 a[14],依此,腐蚀发展阶段的时长 t_p = 12.7 a,与上文 Bazant(确定性)模型计算得到的 12.86 a 相近.进一步计算可知 t_p 约为 t_i 的 31.25 %,近似于 Liang 等[15]所推荐的 25 %.此外,Val 等[16]给出了一种简化的腐蚀发展阶段的时长 t_p 判定办法,t_p 的大小约为 10 倍的混凝土初始裂缝形成所需的时间.而试验研究显示,混凝土初始裂缝形成的时间往往在 200~400 d[17].基于此,相应的 t_p 值应为 5.5~11.0 a,同样与本文的结果接近.综上所述,本文计算得到腐蚀发展阶段的时长 t_p = 12.7 a 是可信的.

混凝土规范中给出的混凝土裂缝宽度限值通常

在 0.15～0.30 mm，而文献[1-2]中，给出的却通常在0.30～0.50 mm.图 2、3 分别给出了不同裂缝宽度限值 w_{cr}和腐蚀速率 i_{corr}下的时变可靠度.

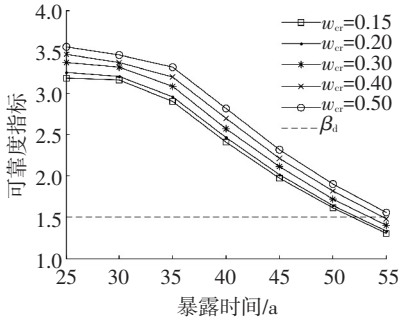


图 2　不同裂缝宽度限值下时变可靠度指标

Fig.2　Time-dependent reliability index with various limit crack widths

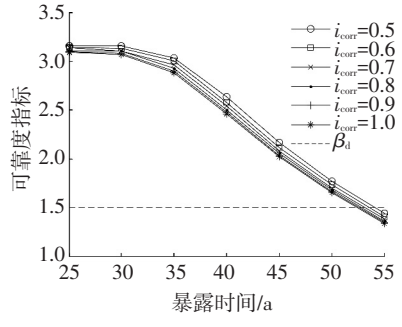


图 3　不同腐蚀速率下时变可靠度指标

Fig.3　Time-dependent reliability index with various corrosion rates

由图 2 和图 3 可知，增加裂缝宽度限值 w_{cr}会使相应的结构使用寿命增加，与此相反，结构使用寿命会随腐蚀速率 i_{corr}的增大而减小.在给定目标可靠度指标 $\beta_d=1.5$ 的情况下，当裂缝宽度限值 $w_{cr}=0.15$、0.2、0.3、0.4 和 0.5 mm 时，相应的使用寿命分别为 51.5、52.2、53.5、54.5 和 56 a；当腐蚀速率 i_{corr}为 0.5、0.6、0.7、0.8、0.9 和 0.5 μA/cm^{2}时，相应的使用寿命分别为 54、53.5、53、52.6、52.3 和 52.2 a.改变裂缝宽度限值 w_{cr}和腐蚀速率 i_{corr}的数值看似对结构使用寿命的影响并不明显，这是因为腐蚀发展阶段的时长在结构使用寿命中所占比例较小.如果仅仅考虑腐蚀发展阶段的时长 t_p，从图 2 可知，当裂缝宽度限值 w_{cr}从 0.15 mm 提高到 0.5 mm，t_p增加了 39.13 %；从图 3 可知，当腐蚀速率 i_{corr}从 0.5μA/cm^2 增加到 1.0 μA/cm^2，t_p减少了 14.75 %.

4　结　论

1）基于确定性模型，根据列举的 8 种方法，钢筋腐蚀发展阶段时长 t_p为 2.09～22.77 a.对于较恶劣的侵蚀环境，Candy 和 Weyers 推荐的 t_p经验值 2～5 a是合理的.

2）根据随机性模型，在给定目标可靠度指标 $\beta_d=1.5$ 情况下，得到腐蚀发展阶段时长 $t_p=12.7$ a，该结果与 Bazant（确定性）模型的计算值 12.86 a 近似.被检测钢筋混凝土码头能满足设计使用年限的要求.

3）裂缝宽度限值 w_{cr}和腐蚀速率 i_{corr}对腐蚀发展阶段时长 t_p的计算结果有着显著影响.当 w_{cr}从0.15 mm增加到 0.5 mm 时，t_p 增加了 39.13 %；而当 i_{corr} 从 0.5 μA/cm^{2}增加到 1.0 μA/cm^{2}时，t_p减少了 14.75 %.

参考文献

[1] SHI X M, XIE N, FORTUNE K, et al. Durability of steel reinforced concrete in chloride environments: An overview [J]. Construction and Building Materials, 2012, 30: 125-138. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2011.12.038.

[2] LIANG M, LIN L, LIANG C. Service life prediction of existing reinforced concrete bridges exposed to chloride environment [J]. Journal of Infrastructure Systems, 2002, 8(3): 76-85. DOI: 10.1061/(ASCE)1076-0342(2002)8:3(76).

[3] ZHANG R J, CASTEL A, FRANCOIS R. Concrete cover cracking with reinforcement corrosion of RC beam during chloride-induced corrosion process[J]. Cement and Concrete Research, 2010, 40(3): 415-425. DOI: 10.1016/j.cemconres.2009.09.026.

[4] VU K, STEWART M G, MULLARD J. Corrosion-induced cracking: Experimental data and predictive models [J]. ACI Structural Journal, 2005, 102(5): 719-726.

[5] VIDAL T, CASTEL A, FRANCOIS R. Analyzing crack width to predict corrosion in reinforced concrete [J]. Cement and Concrete Research, 2004, 34(1): 165-174. DOI: 10.1016/S0008-8846(03)00246-1.

[6] BAZANT Z P. Physical model for steel corrosion inconcrete sea structures-theory [J]. Journal of the Structural Division, 1979, 105(6): 1137-1153.

[7] CADY P, WEYERS R. Deterioration rates ofconcrete bridge decks [J]. Journal of Transportation Engineering, 1984, 110(1): 34-44. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-947X(1984)110:1(34).

[8] LIU Y, WEYERS R E. Modeling the time-to-corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures [J]. ACI Materials Journal, 1998, 95(6): 675-681.

[9] MANGAT P S, ELGARF M S. Flexural strength of concrete beams with corroding reinforcement [J]. ACI Materials Journal, 1999, 96(1): 149-158.

[10] VU K A T, STEWART M G. Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models [J]. Structural Safety, 2000, 22(4): 313-333. DOI: 10.1016/S0167-4730(00)00018-7.

[11] LOUNIS Z, DAIGLE L. Reliability-based decision support tool for life cycle design and management of highway bridge decks: 20378143 [R]. Ontario: National Research Council Canada, 2008.

[12] ANDRADE C, ALONSO C. On-site measurements of corrosion rate of reinforcements [J]. Construction and Building Materials, 2001, 15(2-3): 141-145. DOI: 10.1016/S0950-0618(00)00063-5.

[13] STEWART M G, ROSOWSKY D V. Time-dependent reliability of deteriorating reinforced concrete bridge decks [J]. Structural Safety, 1998, 20(1): 91-109. DOI: 10.1016/S0167-4730(97)00021-0.

[14] WU L J, KOU X J, JIANG M. Probabilistic Corrosion Initiation Time Assessment of Existing Concrete Structures Under Marine Environment [J]. Arabian Journal for Science and Engineering, 2015, 40(11): 3099-3105. DOI: 10.1007/s13369-015-1774-y.

[15] LIANG M T, WANG K L, LIANG C H. Service life prediction of reinforced concrete structures [J]. Cement and Concrete Research, 1999, 29(9): 1411-1418. DOI: 10.1016/S0008-8846(99)00109-X.

[16] VAL D V, STEWART M G. Life-cycle cost analysis of reinforced concrete structures in marine environments [J]. Structural Safety, 2003, 25(4): 343-362. DOI: 10.1016/S0167-4730(03)00014-6.

[17] KHAN I, FRANCOIS R, CASTEL A. Prediction of reinforcement corrosion using corrosion induced cracks width in corroded reinforced concrete beams [J]. Cement and Concrete Research, 2014, 56: 84-96. DOI: 10.1016/j.cemconres.2013.11.006.

（**编辑**　赵丽莹）