

· 港口 ·



港口工程钢筋混凝土 结构性能退化规律概率分析*

李荣庆¹, 贡金鑫², 杨林虎¹

(1. 中交水运规划设计院有限公司, 北京 100007;

2. 大连理工大学海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁大连 116024)

摘要: 以结构满足规范规定最低耐久性要求为前提, 对港口工程钢筋混凝土结构的钢筋锈蚀率、承载力可靠度、纵向裂缝宽度和刚度退化系数进行了概率分析。结果表明, 随着结构使用年限的增加, 上述指标均有不同程度的降低。分析结果为制定合理的结构耐久性极限状态及建立相应设计方法提供了依据。

关键词: 港口工程; 性能退化; 钢筋锈蚀率

中图分类号: TU 375

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2014)01-0064-06

Probabilistic analysis of performance degeneration for RC structures of port engineering

LI Rong-qing¹, GONG Jin-xin², YANG Lin-hu¹

(1. CCCC Harbor Engineering Consultants Co., Ltd., Beijing 100007, China;

2. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: The corrosion rate of reinforcement, reliability indices of bearing capacity, longitudinal crack width and rigidity degeneration factors are analyzed by probabilistic methods provided that structure satisfied the minimum requirements of durability. The results show that the values of performance parameters reduce with the working life of structure. The conclusions provide bases to develop rational durability limit states and design methods.

Key words: harbor engineering; performance degradation; corrosion rate of reinforcement

结构的安全性、适用性和耐久性为结构可靠性的3个方面。现行结构设计规范中假定材料性能不随时间变化, 其实质就是未考虑结构耐久性对安全性和适用性的影响, 这与结构在环境、荷载等作用影响下性能不断退化的实际工作状态不符, 其根本原因是对钢筋混凝土结构的性能退化规律认识不足, 因而无法合理界定结构耐久性极限状态及建立考虑性能退化的结构设计方法。目前国内外对钢筋混凝土结构性能退化的研究主要分为以下3个方面^[1-3]: 1) 锈蚀钢筋力学性能研究; 2) 锈蚀钢筋与混凝土粘结性能研究;

3) 锈蚀钢筋混凝土构件力学性能研究。这些研究通常是试验结合有限元分析, 大多给出定性分析结果, 很少建立结构性能随时间的衰变规律, 从而无法将性能退化规律应用于具体结构设计中。

影响结构性能退化的因素众多, 即使是同一环境中的钢筋混凝土结构, 也会表现出不同的性能退化规律。因此, 按确定性方法不能反映混凝土结构性能退化的实际情况, 设计中也难以达到预定的要求。为此, 采用概率方法分析混凝土结构的性能退化规律更为科学。本文提出了港口工程钢筋混凝土结构性能退化模型^[4], 对结构承载力

收稿日期: 2013-07-22

*基金项目: 交通运输建设科技项目(2009328521076)

作者简介: 李荣庆(1982—), 男, 博士, 高级工程师, 主要从事结构设计理论与方法研究。

可靠指标、纵向裂缝宽度和刚度退化系数进行了概率分析, 从宏观层面掌握了结构的性能退化规律, 为进一步界定结构耐久性极限状态并建立考虑结构性能退化的结构设计方法提供了依据。

1 规范规定的耐久性最低要求

结构性能退化规律因采取的耐久性措施而异, JTJ 275—2000《海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范》^[5]和JTS 151—2011《水运工程混凝土结构设计规范》^[6]从最小混凝土保护层厚度、最大水灰比和最低混凝土强度等级等方面对海洋环境

中钢筋混凝土结构耐久性提出了要求, 将其汇总于表1。本文以满足规范规定的耐久性最低要求为前提, 分析结构对应的性能退化规律。

同时表1也给出了JTJ 302—2006《港口水工建筑物检测与评估技术规范》^[7]规定的混凝土表面氯离子浓度、钢筋锈蚀的临界氯离子浓度、混凝土纵向开裂后钢筋的平均锈蚀速度。钢筋的锈蚀与钢筋直径有关, 本文将钢筋直径取为较为常用的25 mm。因水下区缺少氧气, 钢筋基本不会发生锈蚀, 实际调查情况也是如此, 因此, 不再针对水下区开展研究。

表1 规范规定的耐久性最低要求和有关参数取值

区域	南、北方	构件或受冻情况	c/mm	W/C	$f_{cu,k}/(N \cdot mm^{-2})$	d/mm	$C_f/\%$	$C_s/\%$	$\lambda_2/(mm \cdot a^{-1})$
大气区	南方		50	0.50	30	25	0.55	3.0	0.05
	北方		50	0.55	30	25	0.55	3.0	0.05
浪溅区	南方	一般构件	65	0.40	40	25	0.40	4.5	0.20
	北方		50	0.50	35	25	0.35	4.5	0.20
	南方	板、桩等细薄构件	50	0.40	40	25	0.40	4.5	0.05
	北方		50	0.50	35	25	0.35	4.5	0.05
水位变动区	南方		50	0.50	30	25	0.55	5.0	0.06
		严重受冻	50	0.45	30	25	0.55	5.0	0.06
	北方	受冻	50	0.50	30	25	0.55	5.0	0.06
		微冻	50	0.55	30	25	0.55	5.0	0.06

2 钢筋锈蚀率的概率分析

结构承载力、纵向裂缝和刚度的退化模型都

以钢筋锈蚀率进行描述, 因此首先对钢筋锈蚀率进行概率分析。钢筋锈蚀率按式(1)计算^[4]。

$$\eta(t) = \begin{cases} 0 & t < t_i \\ 1 - \left[1 - 2 \times \frac{0.0139k_{i,load} i_{corr}(1)(t - t_i)^{0.71}}{d} \right]^2 & t_i \leq t < t_i + t_c \\ 1 - \left[1 - 2 \times \frac{0.0139k_{i,load} i_{corr}(1)t_c^{0.71} + \lambda_2(t - t_i - t_c)}{d} \right]^2 & t_i + t_c \leq t < t_i + t_c + t_e \end{cases} \quad (1)$$

分别引入模型计算不确定性系数 Ω_{p1} , Ω_{p2} 和 Ω_{p3} , 得到钢筋锈蚀诱导期的时间 t_i 和钢筋开始锈蚀到混凝土纵向开裂时间 t_c 的概率分析模型:

$$t_i = \left\{ (1 - m) \left[\frac{c}{2\sqrt{k_D \Omega_{p1} D_0 t_0^m} \operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{C_t}{C_s} \right)} \right]^2 \right\}^{\frac{1}{1-m}} \quad (2)$$

式中: Ω_{p1} 为 D_0 计算公式的不准确性系数。

$$t_c = \left[\frac{0.8641 \frac{c}{d} + 0.0605f_{cu} + 1.2961}{\Omega_{p2} \Omega_{p3} k_{i,load} i_{corr}(1)} \right]^{1.4085} \quad (3)$$

式中: Ω_{p2} 为临界锈蚀深度 δ_{cr} 计算模式不确定性系数; Ω_{p3} 为钢筋初锈时的锈蚀电流密度 $i_{corr}(1)$ 的计算模式不确定性系数。

2.1 变量统计特征

将式(1)~(3)中各参数视为随机变量, 其统计特征总结如表2所示。

2.2 统计方法和流程

采用Monte-Carlo方法^[14]模拟钢筋锈蚀率, 其流程见图1。考虑混凝土强度与水灰比之间的相关性, 将混凝土强度和水灰比表示为:

表2 变量统计参数和概率分布类型

变量符号	平均值/标准值	变异系数	分布类型
$Q_{\rho_1}^{[8]}$	1.168	0.356	对数正态
$Q_{\rho_2}^{[9]}$	0.800	0.186	对数正态
$Q_{\rho_3}^{[10]}$	1.000	0.200	正态
$d^{[11]}$	0.950	0.150	正态
$C_t^{[12]}$	1.000	0.300	正态
$C_s^{[12]}$	0.900	0.500	对数正态
$W/B^{[12]}$	1.000	0.200	正态
$d^{[13]}$	1.000	0.018	正态
$f_{cu}^{[14]}$	C30	1.299	正态
	C40	1.256	
$\lambda_2^{[12]}$	1.000	0.200	正态

$$W/C = \mu_{W/C} + \sigma_{W/C} Y_1 \quad (4)$$

$$f_{cu} = \mu_{f_{cu}} + \rho \sigma_{f_{cu}} Y_1 + \sqrt{1 - \rho^2} \sigma_{f_{cu}} Y_2 \quad (5)$$

式中： $\mu_{W/C}$, $\sigma_{W/C}$ 分别为水灰比的平均值和标准差； $\mu_{f_{cu}}$, $\sigma_{f_{cu}}$ 分别为混凝土立方体抗压强度的平均值和标准差； Y_1 , Y_2 分别为服从标准正态分布的随机变量； ρ 为混凝土抗压强度与水灰比的相关系数，此处 $\rho = -0.8$ 。

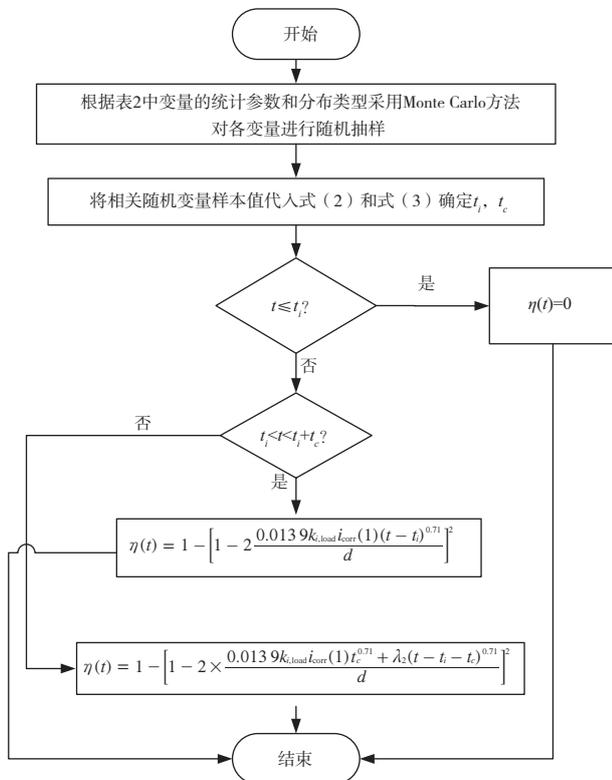
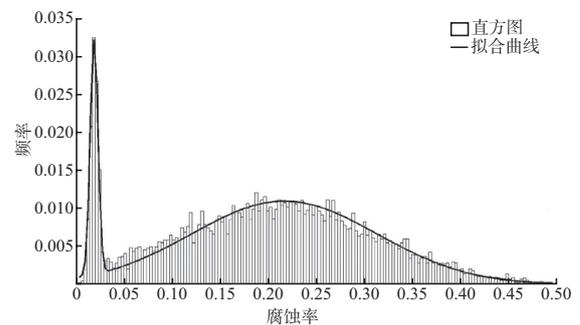


图1 Monte-Carlo方法模拟混凝土中钢筋锈蚀率框图

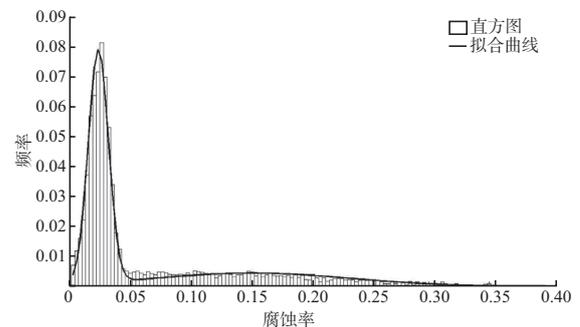
2.3 统计结果

根据模拟结果，可绘出各种情况下的钢筋锈

蚀率概率密度曲线。图2为满足规范耐久性最低要求的条件下，第50 a时南方浪溅区钢筋混凝土板钢筋锈蚀率的概率密度曲线。可以看出，钢筋锈蚀率的概率密度为双峰分布曲线，第1个峰反映了构件50 a内没有出现纵向开裂时的概率密度，第2个峰反映了构件50 a内出现纵向开裂时的概率密度。对于按规范最低耐久性要求计算的钢筋平均锈蚀率很大，特别是普通混凝土。其他情况下的概率密度曲线类似，本文不再给出。



a) 板1 (普通混凝土)



b) 板1 (高性能混凝土)

图2 第50 a时南方浪溅区的钢筋锈蚀率概率密度曲线

以 p_3 表示从结构投入使用到时间 t 仍未发生锈蚀的概率； p_1 和 p_2 分别表示从结构投入使用到时间 t 内，结构在 $[t_i, t_i+t_c]$ 段发生锈蚀的概率和在 $[t_i+t_c, t]$ 段发生锈蚀的概率， $p_1+p_2+p_3=1$ 。将构件在 $[t_i, t_i+t_c]$ 段钢筋锈蚀率的概率密度函数表示为 $f_{\eta_1}(x)$ ，在 $[t_i+t_c, t]$ 段锈蚀率的概率密度函数表示为 $f_{\eta_2}(x)$ ，则构件钢筋锈蚀率的概率密度函数为：

$$f_{\eta}(x, t) = \begin{cases} p_3 \delta(x) & \eta = 0 \\ p_1 f_{\eta_1}(x) + p_2 f_{\eta_2}(x) & \eta < x \end{cases} \quad (6)$$

式中： $\delta(x)$ 为 δ 函数，具有下列性质： $\delta(0) = \infty$ ， $\int_{-\infty}^{+\infty} \delta(x) dx = 1$ 。

根据模拟结果， $f_{\eta_1}(x)$, $f_{\eta_2}(x)$ 均服从正态分布。

因此, 锈蚀率的概率密度函数表示为:

$$f_{\eta}(x, t) = \begin{cases} p_3 \delta(x) & \eta = 0 \\ p_1 \frac{1}{\sigma_{\eta_1}} \varphi\left(\frac{x - \mu_{\eta_1}}{\sigma_{\eta_1}}\right) + p_2 \frac{1}{\sigma_{\eta_2}} \varphi\left(\frac{x - \mu_{\eta_2}}{\sigma_{\eta_2}}\right) & \eta < x \end{cases} \quad (7)$$

3 承载力衰减规律

3.1 锈蚀前的承载力可靠度

为比较海洋环境中钢筋混凝土构件锈蚀前后可靠指标的变化, 需明确构件锈蚀前的可靠指标。GB 50158—2010《港口工程结构可靠性统一标准》^[15]规定了我国港口工程结构设计的目标可靠指标, 对于一般港口工程结构为3.5。目标可靠指标是对港口工程结构要求的最低可靠指标, 实际结构的可靠指标往往比目标可靠指标大。对于受弯构件, 可靠指标为4.334^[16]。

3.2 构件锈蚀后的承载力可靠度

考虑抗力随时间变化时的结构功能函数为

$$Z = R(t) - S_G - S_{Q_1} \quad (8)$$

式中: $R(t)$ 为钢筋锈蚀后的抗力, 以式(9)表示:

$$R(t) = [1 - \eta(t)][1 - 0.2\eta(t)] \quad (9)$$

式中: $\eta(t)$ 为钢筋锈蚀率。

由于 $\eta(t)$ 的概率密度函数是双峰曲线, 不能直接采用一次二阶矩方法求解可靠指标, 本文采用一次二阶矩和数值积分相结合的方法计算失效概率:

$$p_f(t) = \int_0^1 \Phi[-\beta(t|\eta=x)] f_{\eta}(x) dx = p_3 \Phi[-\beta(t|0)] + \int_0^1 \Phi[-\beta(t|x)] \left[p_1 \frac{1}{\sigma_{\eta_1}} \varphi\left(\frac{x - \mu_{\eta_1}}{\sigma_{\eta_1}}\right) + p_2 \frac{1}{\sigma_{\eta_2}} \varphi\left(\frac{x - \mu_{\eta_2}}{\sigma_{\eta_2}}\right) \right] dx \quad (10)$$

式中: $\beta(t|\eta=x)$ 为 η 取 x 时由一次二阶矩方法计算的可靠指标; $f_{\eta}(x)$ 为式(7)表示的双峰概率密度函数。

由式(10)求得失效概率后, 按下式计算不同时间时的可靠指标

$$\beta(t) = -\Phi^{-1}[p_f(t)] \quad (11)$$

式中: $\Phi^{-1}(\cdot)$ 为标准正态概率分布函数的反函数。

通过分析得出: 结构建成投入使用, 由于构件钢筋锈蚀, 可靠指标降低较大。单排配筋时, 对于普通钢筋混凝土构件, 第50 a的可靠指标大部分小于3.5, 对于高性能钢筋混凝土构件, 第50 a的可靠指标有较大提高, 但也存在小于3.5的情况。

两排配筋时, 降低幅度要小, 第50 a的可靠指标都大于3.5。限于篇幅, 仅给出南方浪溅区单排配筋时的承载力可靠指标衰减规律(图3)。

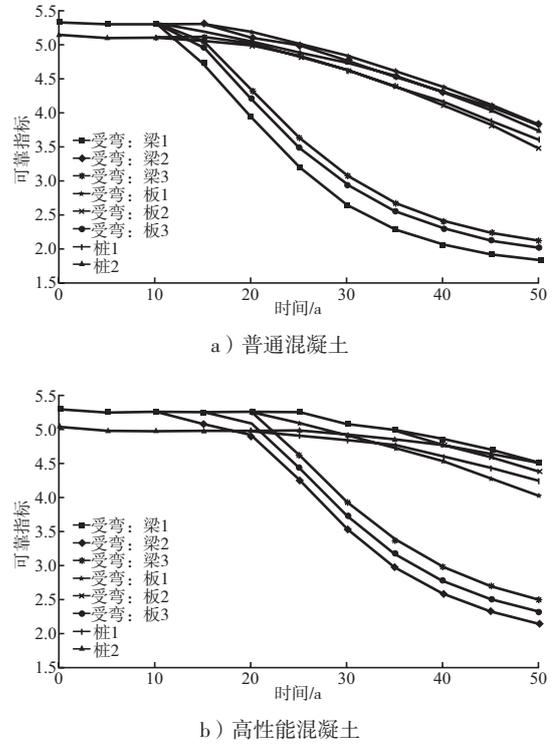


图3 承载力可靠指标随时间的变化

4 纵向裂缝开展规律

4.1 纵向裂缝宽度的概率分布

对于海洋环境中的钢筋混凝土结构, 混凝土保护层厚度与钢筋直径的比值接近 $c/d=2.19$, 根据性能退化模型^[4], 采用下式计算纵向裂缝宽度:

$$w = \frac{\eta - 0.003}{0.062} \quad (12)$$

由式(1)和(12)即可计算 t 年的纵向裂缝宽度。需要注意的是, 当 $t_i \leq t < t_i + t_c$ 时, 钢筋虽然开始锈蚀, 但混凝土没有出现纵向裂缝, 所以 $w=0$; 而当 $t \geq t_i + t_c$ 时, 裂缝一出现就有一定的宽度。因此, 纵向裂缝宽度的概率描述应是混凝土纵向开裂的概率 p (未开裂概率为 $1-p$)和开裂后裂缝宽度的概率分布 $F_{w|w_i}(w)$ 及统计特征。

对纵向裂缝进行Monte-Carlo模拟, 得到满足规范最低耐久性要求时纵向开裂的概率和裂缝宽度的统计参数以及不同环境不同年限对应的概率密度曲线。图4给出了南方浪溅区钢筋混凝土“板1”组构件第50 a时纵向裂缝宽度的统计直

方图，同时给出了采用左截尾正态分布函数拟合得到的曲线。其他情况下的概率密度曲线形状类似，不再给出。图5给出了南方浪溅区普通钢筋混凝土构件纵向裂缝宽度平均值随时间的变化。

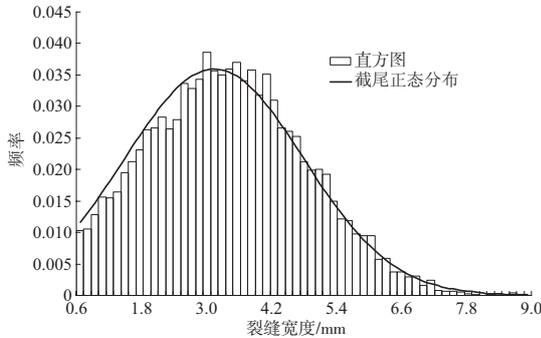


图4 第50 a时的纵向裂缝宽度概率密度曲线

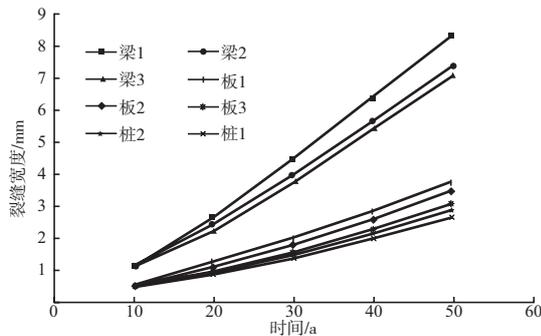


图5 纵向裂缝宽度平均值与时间的关系

由图4可以看出，钢筋混凝土构件的纵向裂缝宽度能够比较好地服从左截尾正态分布，其分布函数为：

$$F_{W|w_1}(w) = \frac{\Phi\left(\frac{w - \mu_w}{\sigma_w}\right) - \Phi\left(\frac{w_1 - \mu_w}{\sigma_w}\right)}{1 - \Phi\left(\frac{w_1 - \mu_w}{\sigma_w}\right)} \quad (w \geq w_1) \quad (13)$$

式中： $\Phi(\cdot)$ 为标准正态分布的概率分布函数； w_1 为左截尾裂缝宽度值； μ_w, σ_w 分别为截尾正态随机变量的平均值和标准差。

4.2 保证率为95%时的纵向裂缝宽度

不同的保证率对应不同的纵向裂缝宽度，以下确定具有一定保证率 P 的纵向裂缝宽度 w_p 。构件裂缝宽度小于 w_p 的概率为：

$$P = P(W < w_p) = (1-p) \cdot P(W=0) + p \cdot P(w_1 \leq W < w_p) \\ = (1-p) + p \cdot \frac{\Phi\left(\frac{w_p - \mu_w}{\sigma_w}\right) - \Phi\left(\frac{w_1 - \mu_w}{\sigma_w}\right)}{1 - \Phi\left(\frac{w_1 - \mu_w}{\sigma_w}\right)} \quad (14)$$

由式(14)解得：

$$w_p = \mu_w + \sigma_w \Phi^{-1} \left[\frac{P+p-1}{p} - \frac{P-1}{p} \Phi\left(\frac{w_1 - \mu_w}{\sigma_w}\right) \right] \quad (15)$$

式中： $\Phi^{-1}(\cdot)$ 为标准正态概率分布函数的反函数； p 为开裂概率； w_1, μ_w, σ_w 为统计分析得出的参数。

取 $p=95\%$ ，由式(15)计算的第50 a时保证率为95%时的纵向裂缝宽度 w_p 见表3。由表3可知，普通钢筋混凝土构件第50 a时的纵向裂缝宽度都大于3 mm，高性能钢筋混凝土构件第50 a的纵向裂缝宽度部分大于3 mm。

表3 满足规范耐久性最低要求时保证率

		为95%的裂缝宽度 w_p				mm	
		南方		北方			
环境条件	构件类型	普通混凝土	高性能混凝土	普通混凝土	高性能混凝土		
大气区	梁、板	1	6.883	5.485	6.690	5.258	
	梁、板	2	6.651	4.842	6.404	4.619	
	梁、板	3	6.450	4.532	6.244	4.312	
	桩	1	6.510	4.643	6.300	4.426	
	桩	2	6.197	4.043	5.999	3.836	
	板	1	6.143	3.788	6.411	4.536	
浪溅区	板	2	5.642	2.646	5.999	3.740	
	板	3	5.401	2.120	5.795	3.344	
	桩	1	5.485	2.305	5.870	3.479	
	桩	2	5.008	1.382	5.477	2.753	
水位变动区	梁、板	1	8.149	6.599	6.886	4.006	
	梁、板	2	7.805	5.916	6.284	2.785	
	梁、板	3	7.652	5.589	5.967	2.165	
	桩	1	7.705	5.712	6.079	2.387	
桩	2	7.380	5.084	5.488	1.258		

5 刚度退化规律

采用式(16)所示的刚度退化系数计算模型^[4]，由钢筋锈蚀率 η 的统计特性可确定其统计特性，即刚度退化系数的平均值和标准差分别如式(17)和(18)所示。

$$\alpha = 0.464e^{-\eta/0.053} + 0.605, \eta > 0 \quad (16)$$

$$\mu_\alpha = 0.464e^{-\mu_\eta/0.053} + 0.605 \quad (17)$$

$$\sigma_\alpha = \frac{0.464}{0.053} \cdot e^{-\mu_\eta/0.053} \sigma_\eta \quad (18)$$

式中： μ_η, σ_η 分别为钢筋锈蚀率的平均值和标准差。

计算表明，钢筋混凝土受弯构件受到腐蚀

后,其刚度随时间降低,且降低到一定程度后降低的幅度不再明显。单排配筋时,对于普通混凝土,刚度退化系数约为0.6,对于高性能混凝土,约为0.75;两排配筋时,对于普通混凝土,刚度退化系数约为0.66,对于高性能混凝土,刚度退化系数约为0.85。图6给出了浪溅区受弯构件刚度退化系数平均值随时间的变化关系。

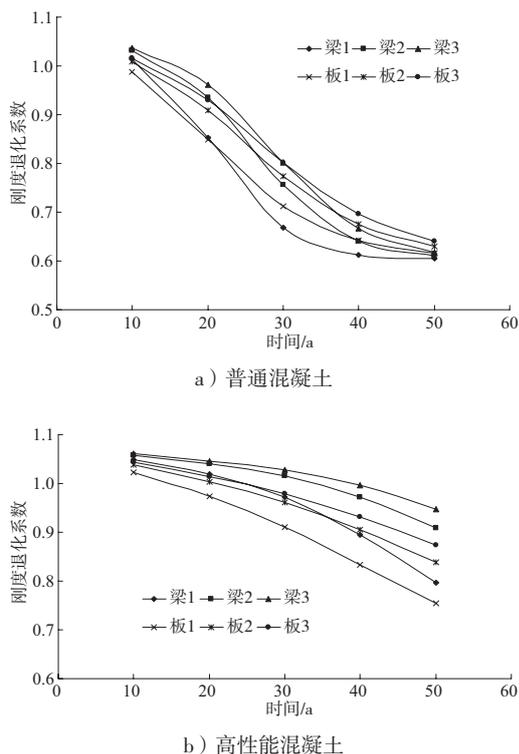


图6 南方浪溅区刚度退化系数平均值与时间的关系

6 结论

1) 由于影响钢筋锈蚀的因素多而复杂,按规范最低耐久性要求计算的钢筋平均锈蚀率较大,且呈现较大的随机性,其概率密度曲线为双峰分布。

2) 钢筋混凝土构件承载力可靠度比未腐蚀时有较大降低。单排配筋时,对于普通钢筋混凝土构件,第50 a的可靠指标大部分小于3.5,对于高性能钢筋混凝土构件,第50 a的可靠指标有较大提高,但也存在小于3.5的情况。两排配筋时,降低幅度要小,第50 a的可靠指标都大于3.5。

3) 钢筋混凝土构件的纵向裂缝宽度服从左截尾的正态分布,随钢筋锈蚀的进行不断增大。

4) 钢筋混凝土受弯构件受到腐蚀后,其刚度

随时间降低,且降低到一定程度后降低的幅度不再明显。单排配筋时,对于普通混凝土,第50 a时的刚度退化系数约为0.6,对于高性能混凝土,约为0.75;两排配筋时,对于普通混凝土,刚度退化系数约为0.66,对于高性能混凝土,刚度退化系数约为0.85。

参考文献:

- [1] 袁迎曙,贾福萍,蔡跃. 锈蚀钢筋的性能退化研究[J]. 工业建筑, 2000, 30(1): 43-46.
- [2] 赵羽习,金伟良. 钢筋与混凝土粘结本构关系的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2002, 23(1): 32-37.
- [3] Azad A k, Ahmad S, Azher S A. Residual strength of corrosion-damaged reinforced concrete beams[J]. ACI Materials Journal, 2007,104(1): 40-47.
- [4] 杨国平,贡金鑫,吴锋,等. 港口工程钢筋混凝土结构性能退化模型研究[J]. 水运工程, 2013 (12): 41-46.
- [5] JTJ 275—2000 海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范[S].
- [6] JTS 151—2011 水运工程混凝土结构设计规范[S].
- [7] JTJ 302—2006 港口水工建筑物检测与评估规范[S].
- [8] Bentz E C, Thomas M D A. Life-365 computer program for predicting the service life and life cycle costs of RC exposed to chloride[R]. Gaithersburg: American Silica Fume Association, 2000.
- [9] 牛荻涛. 混凝土结构耐久性与寿命预测[M]. 北京: 科学出版社, 2003.
- [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.
- [11] CECS 220:2007 混凝土结构耐久性评定标准[S].
- [12] 杨国平,贡金鑫,吴锋,等. 港工典型钢筋混凝土结构性能退化模型及其评估、预测方法的初步探讨[R]. 北京: 中交水运规划设计院有限公司, 2013.
- [13] 史志华,胡德炘,陈基发,等. 钢筋混凝土结构构件正常使用极限状态可靠度的研究[J]. 建筑科学, 2000, 16(6): 4-11.
- [14] 贡金鑫,魏巍巍. 工程结构可靠性设计原理[M]. 北京: 机械工业出版社, 2007.
- [15] GB 50158—2010 港口工程结构可靠性统一标准[S].
- [16] 贡金鑫,张春宇,钱丽. 港口工程钢筋混凝土结构可靠度分析[J]. 水利水运工程学报, 2004(4): 8-14.

(本文编辑 武亚庆)