

文章编号:1673-2049(2017)02-0071-08

基于时变可靠度的锈蚀混凝土结构全寿命成本模型

陆春华,袁思奇

(江苏大学 土木工程与力学学院,江苏 镇江 212013)

摘要:为了分析混凝土结构在氯盐环境下的全寿命周期成本,基于现有氯离子扩散模型和裂缝宽度预测模型,采用 MATLAB 软件进行 Monte-Carlo 抽样模拟,建立结构失效概率与可靠度指标的拟合公式。通过研究维护-加固措施对可靠度指标的影响,建立全寿命周期内维护-加固费用计算评估方法,并以混凝土桥梁结构为例计算了全寿命周期维护-加固成本。结果表明:失效概率与可靠度指标可用以失效概率等于 0.1 为界的分段函数进行描述;维护-加固效果持续时间对结构构件服役年限延长的影响最显著;当保护层厚度取 60 mm 时,维护-加固阶段费用有明显下降,较保护层厚度取 40 mm 时减少 25%~50%。

关键词:混凝土结构;氯盐侵蚀;锈胀裂缝宽度;时变可靠度;全寿命成本

中图分类号:TU375

文献标志码:A

Life-cycle Cost Model of Corroded Concrete Structures Based on Time-varying Reliability

LU Chun-hua, YUAN Si-qi

(Faculty of Civil Engineering and Mechanics, Jiangsu University, Zhenjiang 212013, Jiangsu, China)

Abstract: In order to analyze the life-cycle cost of concrete structures in chloride environment, the existing chloride diffusion model and crack width prediction model were used, Monte-Carlo sampling simulation was carried out using MATLAB software, and the fitting formula of structural failure probability and reliability index was established. The calculation method of maintenance-reinforcement cost in the whole life cycle was established combining the influence of maintenance-reinforcement measures on reliability index, and the life-cycle maintenance-reinforcement cost was calculated by taking concrete bridge structure as an example. The results show that the failure probability and reliability index can be described by piecewise function with failure probabilities being 0.1 as boundary. The duration of maintenance-reinforcement effect has the most obvious effect on service life extension of structural members. When the thickness of protective layer is 60 mm, the maintenance-reinforcement cost decreases obviously, and is reduced by 25%-50% compared with the thickness of protective layer 40 mm.

Key words: concrete structure; chloride erosion; corrosion crack width; time-varying reliability; life-cycle cost

收稿日期:2016-09-16

基金项目:国家自然科学基金项目(51278230,51378241,51578267);教育部高等学校博士学科点专项科研基金项目(20123227110006);江苏省普通高校研究生实践创新计划项目(SJLX15_0500)

作者简介:陆春华(1979-),男,江苏镇江人,副教授,工学博士,E-mail:lch79@ujs.edu.cn。

0 引言

钢筋混凝土结构是土木工程最主要的结构形式。由于耐久性不足使得大量钢筋混凝土结构设施在服役期内需要维护、加固,甚至出现结构提前失效而达不到设计使用年限的现象。特别是由钢筋锈蚀引起的混凝土结构保护层开裂、剥落以及露筋等一系列耐久性问题在中国已经十分普遍,并因此消耗了大量人力物力进行维护、加固甚至拆除,这给社会带来巨大的经济负担,不少国家都有沉痛的经验教训^[1]。实际工程中,引起混凝土结构内钢筋锈蚀的主要原因是混凝土碳化和氯离子侵蚀。由于中国东部沿海面积大、西北盐湖众多以及北方冬季除冰盐的使用,使得氯离子侵蚀导致的钢筋锈蚀问题在中国十分普遍,所引起的结构耐久性问题也尤为突出^[2]。因此,研究氯盐环境下由钢筋锈蚀引起的混凝土结构耐久性能退化机制,并从全寿命周期成本关系是很有必要的。

在理论研究方面,美国学者 Frangopol 等^[3-4]较早提出了劣化结构的全寿命周期成本设计理念。目前,国内外也有不少学者对结构的全寿命周期进行了研究。Kong 等^[5]提出了基于可靠度的桥梁全寿命周期维护成本优化方案,利用叠加原理,结合不同维护活动对结构可靠度的影响,建立了不同维护方案下全寿命周期可靠度指标模型,但没有考虑结构自身的可靠度时变情况。彭建新^[6]对碳化作用下的钢筋混凝土梁桥全寿命周期性能及成本进行了分析研究。王增忠等^[7]从概率角度出发研究了工程结构的全寿命经济性,但仅进行了各失效概率下的成本分析,并没考虑结构自身性能状态等。根据以上研究成果可见,全寿命周期分析已经越来越引起各方重视,但还需要进一步研究。

陆春华等^[8]提出了结构可靠度水平随时间以及维护-加固措施投入费用的变化曲线,本文基于该曲线,以正常使用状态作为判断维护-加固活动的标准,分析结构构件的失效概率与可靠度指标,通过研究维护加固活动对可靠度指标的影响,建立结构全寿命周期维护加固活动的分布方法,最终完成结构全寿命周期成本的计算。

1 结构劣化过程理论分析

钢筋锈蚀引起的结构混凝土保护层锈胀裂缝发展过程如图 1 所示,其中, t_1 为混凝土产生初始裂缝

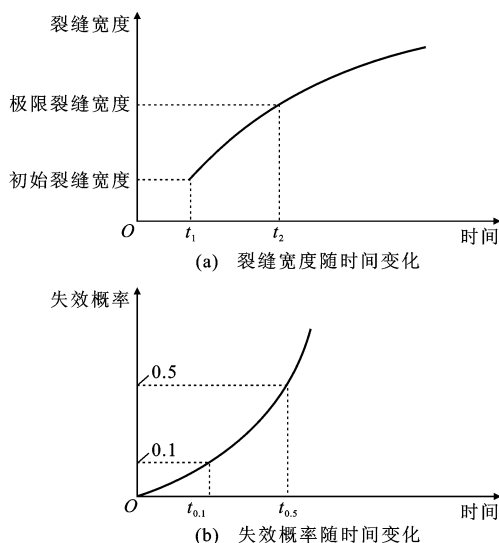


图 1 裂缝宽度和失效概率随时间变化

Fig. 1 Changes of Crack Width and Failure Probability with Time

的时间, t_2 为裂缝发展至极限裂缝宽度的时间, $t_{0.1}$ 为失效概率 p_f 等于 0.1 时对应的时间, $t_{0.5}$ 为失效概率 p_f 等于 0.5 时对应的时间。考虑到现实环境中氯盐环境下结构的劣化过程^[9], 本文将结构的可靠度时变模型划分为未裂阶段与开裂阶段两部分进行分析研究。

1.1 结构未裂阶段

目前研究结果表明, 钢筋混凝土结构的未裂阶段可以分为 3 个部分: 氯离子扩散阶段、锈蚀产物发展阶段和裂缝产生阶段。根据相关试验数据, 钢筋混凝土结构从钢筋锈蚀开始到发生初裂所经历的时间通常较短, 因此将钢筋锈蚀开始时间视为钢筋混凝土结构的初裂时间。

当混凝土结构处于完全饱和状态时氯离子在混凝土中的输运方式以扩散为主, 而在非饱和状态下, 混凝土表面一定深度存在对流区, 对流区以内仍可视作扩散方式。因此, 为简化运算, 将氯离子侵蚀过程视为以扩散方式为主, 同时考虑温度、湿度、应力等影响因素。氯离子扩散系数 D_t 可表示为^[9]

$$D_t = D_{\text{ref}} \left(\frac{t_{\text{ref}}}{t} \right)^m K_o K_T K_{RH} \quad (1)$$

式中: t 为时间; t_{ref} 为相对时间, 一般取混凝土养护 28 d 龄期; D_{ref} 为相对时间对应的氯离子扩散系数; m 为时间衰减系数, 与混凝土的质量有关; K_o , K_T , K_{RH} 分别为应力、温度、湿度的影响系数。

参考文献^[8], ^[10], ^[11], 系数 k_o , K_T , K_{RH} 按以下公式进行计算

$$K_{\sigma}=1+\lambda \frac{\sigma_{c/t}}{f_{ck/tk}} \quad 0 \leq \sigma_{c/t}/f_{ck/tk} \leq 0.8 \quad (2)$$

$$K_T=\exp[0.028(T-23)] \quad T>0 \quad (3)$$

$$K_{RH}=[1+(\frac{1-R}{1-0.75})^4]^{-1} \quad (4)$$

式中: T 为温度; R 为湿度; $\sigma_{c/t}$ 为实际拉(压)应力; $f_{ck/tk}$ 为设计标准拉(压)应力; $\sigma_{c/t}/f_{ck/tk}$ 表示自锚构件预应力水平; λ 为经验系数,一般拉应力作用下取 0.25,压应力时取 -0.20。

若假定混凝土内氯离子初始浓度为 0,根据 Fick 第二定律,结合式(1)~(4),可得到混凝土内部氯离子浓度 $C(x,t)$ 随深度 x 与时间 t 的变化规律模型为

$$C(x,t)=C_s[1-\operatorname{erf}(\frac{x}{2\sqrt{K_{\sigma}K_TK_{RH}t_{ref}^mD_{ref}t^{1-m}}})] \quad (5)$$

式中: C_s 为构件表面的氯离子浓度。

Suo 等^[12-13]研究认为当钢筋的表面氯离子浓度达到临界氯离子浓度时,钢筋开始发生锈蚀,混凝土结构开始产生裂缝,用功能函数 $G_1(x,t)$ 可描述为

$$G_1(x,t)=C_{cr}-C(x,t) \quad (6)$$

式中: C_{cr} 为临界氯离子浓度。

根据式(6)可以计算确定钢筋开始锈蚀时间 t_0 ,即混凝土产生初始裂缝的时间。混凝土结构在任意时间间隔 $(0,t)$ 内的累积开始腐蚀概率 $p_1(x,t)$ 为

$$p_1(x,t)=P[G_1(x,t)] \quad G_1(x,t) \leq 0 \quad (7)$$

1.2 结构开裂阶段

如图 1(a)所示,在 t_1 时刻结构产生初始裂缝后,结构进入裂缝发展阶段,直至 t_2 时刻结构裂缝宽度达到极限裂缝宽度 w_{lim} ,结构进入正常使用失效状态。本文采用严重顺筋锈胀开裂时间计算模型进行分析,其表达式为

$$w(t)=\frac{k_c r_{crack} i_{corr} t_{ser}}{0.0114 k_R}+0.05 \quad w(t) \leq 1.0 \text{ mm}, k_c \geq 1.0 \quad (8)$$

$$k_R \approx 0.95[\exp(-\frac{0.3 i_{corr(exp)}}{i_{corr}})-\frac{i_{corr(exp)}}{2500 i_{corr}}]+0.3] \quad 0.25 \leq k_R \leq 1.0 \quad (9)$$

式中: $w(t)$ 为结构裂缝宽度; t_{ser} 为从出现初始裂缝到产生严重锈胀裂缝所花费的时间; k_R 为试验环境与实际情况的修正系数; k_c 为由于外部缺少钢筋约束而造成的裂缝增加系数; i_{corr} 为实际腐蚀电流密度; $i_{corr(exp)}$ 为试验过程中的腐蚀电流密度; r_{crack} 为裂缝发展速率。

Vidal 等^[14]通过研究发现该模型适合 16 mm

的钢筋,计算结果表明,当钢筋直径从 16 mm 变化到 27 mm 时,腐蚀严重开裂所需时间减小 30%~40%,当钢筋直径从 16 mm 降低到 10 mm 时,腐蚀严重开裂所需时间延长 50%~60%,故本文所选用的钢筋直径为 16 mm。

当结构的裂缝宽度 $w(t)$ 达到极限裂缝宽度 w_{lim} 时,结构的正常使用功能失效,用功能函数 $G_2(x,t)$ 可表示为

$$G_2(w,t)=w_{lim}-w(t) \quad (10)$$

混凝土结构在任意时间间隔 $(0,t)$ 内的累积裂缝发展至极限裂缝宽度的概率 $p_2(x,t)$ 为

$$p_2(x,t)=P[G_2(w,t)] \quad G_2(w,t) \leq 0 \quad (11)$$

2 时变可靠度计算

在结构产生裂缝之前,虽然钢筋发生锈蚀,但是结构的承载能力及正常使用功能并没有改变,所以可靠度并不随时间而改变^[15]。结构在 t_1 时刻出现初始裂缝后进入裂缝发展阶段。通常以裂缝宽度即正常使用状态确定维护方案,故在结构开裂阶段可靠度随时间降低。结构可靠度可用可靠度指标 β 进行评价,其计算公式为

$$\beta=-\Phi^{-1}[p_2(x,t)] \quad (12)$$

式中: $\Phi^{-1}(\cdot)$ 为标准正态分布的反函数。

本文采用 Monte-Carlo 方法计算式(12)的时变可靠度。基于随机抽样模拟思想,采用 MATLAB 软件对上述理论模型进行了 $(2.5 \sim 3.5) \times 10^9$ 次随机统计抽样,分别对保护层厚度为 20,40,60 mm 的情况进行模拟,并利用 MATLAB 工具箱进行拟合。裂缝达到极限裂缝宽度前,结构的正常使用状态可靠度指标保持为初始水平,其时变图形为一条直线。在计算开裂阶段的时变可靠度指标时,钢筋直径取 16 mm,其余用于计算的参数统计如表 1 所示。模拟所得失效概率与可靠度指标如图 2 所示。

表 1 参数统计

Tab. 1 Parameter Statistics

参数	均值 μ	变异系数 δ	分布	数据来源
D/mm	20,40,60	0.16	正态	文献[16]
f_t/MPa	2.31	0.13	正态	文献[17]
$i_{corr}/(\mu\text{A} \cdot \text{cm}^{-2})$	2.50	0.19	均匀	文献[17]
w_{lim}/mm	1.0	0.4	正态	文献[18]

注: D 为保护层厚度; f_t 为混凝土抗拉强度。

由图 2 可以看出,在结构构件产生裂缝之后,结构构件正常使用状态的失效概率先随时间加速发展,随后增长速度随时间逐渐减小。结构构件的可

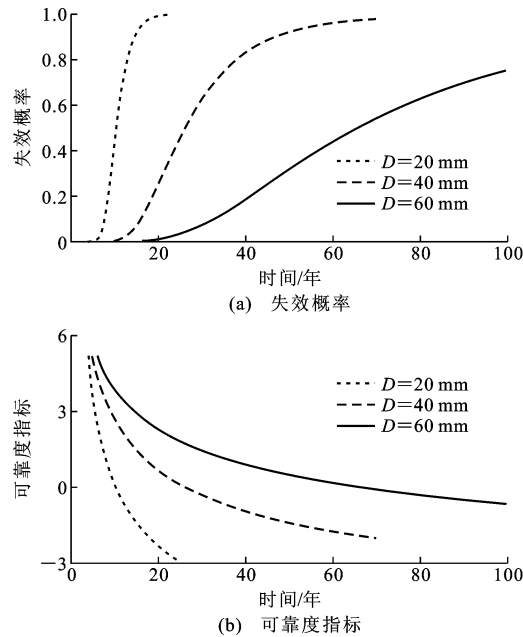


图 2 不同保护层厚度下的失效概率与可靠度指标
Fig. 2 Failure Probabilities and Reliability Indexes with Different Thicknesses of Protective Layers

可靠度指标下降速度随时间的增加逐渐减小。

对于满足适用性要求的正常使用极限状态,通常将极限可靠度指标取为 1.0~1.5,与此相对应的失效概率为 0.066 81~0.158 66。从钢筋锈蚀对结构使用功能的影响以及结构可以接受的程度,根据参考文献[19]的取值结果,建议锈蚀条件的允许失效概率为 0.05~0.10。对图 2 中失效概率小于 0.5 和可靠度指标大于 0 的部分进行了拟合分析,结果如图 3,4 所示。参数拟合结果见表 2。通过对模拟曲线进行拟合发现,结构构件的失效概率与可靠度指标可以用 $p_f=0.1$ 为界的分段函数进行描述。

通过数值模拟的拟合结果发现,在 t_1 时间后,失效概率小于 0.5 时,失效概率的拟合预测模型公式为

$$p_f = \begin{cases} a(t-t_2)^4 & t_2 \leq t \leq t_{0.1} \\ b(t-t_{0.1}) + 0.1 & t_{0.1} < t \leq t_{0.5} \end{cases} \quad (13)$$

式中: a, b 均为计算参数。

与之相对应的结构构件可靠度指标 β 预测模型公式为

$$\beta = \begin{cases} c(t-t_2)^2 + d(t-t_2) + \beta_0 & t_2 \leq t \leq t_{0.1} \\ e(t-t_{0.1}) + \beta_{0.1} & t_{0.1} < t \leq t_{0.5} \end{cases} \quad (14)$$

式中: c, d, e 均为计算参数; β_0 为初始可靠度指标; $\beta_{0.1}$ 为失效概率等于 0.1 时所对应的可靠度指标。

耐久性劣化模型通常是基于承载能力的劣化过程,Miyamoto 等^[20]研究表明,混凝土结构的承载能

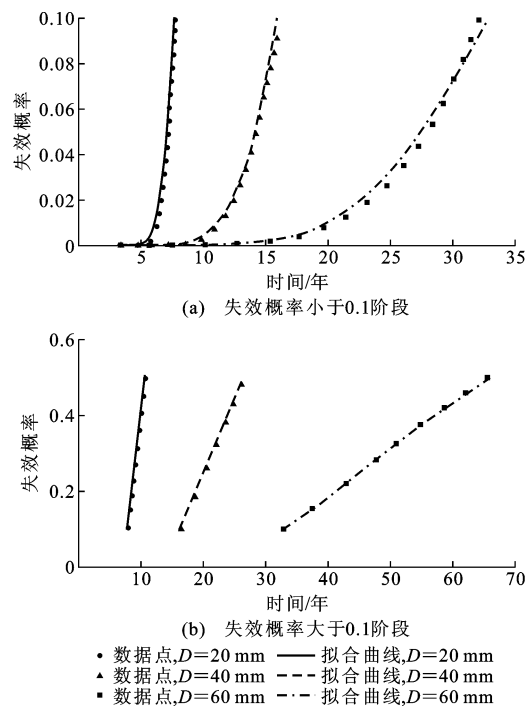


图 3 不同保护层厚度下的失效概率拟合结果
Fig. 3 Fitting Results of Failure Probabilities with Different Thicknesses of Protective Layers

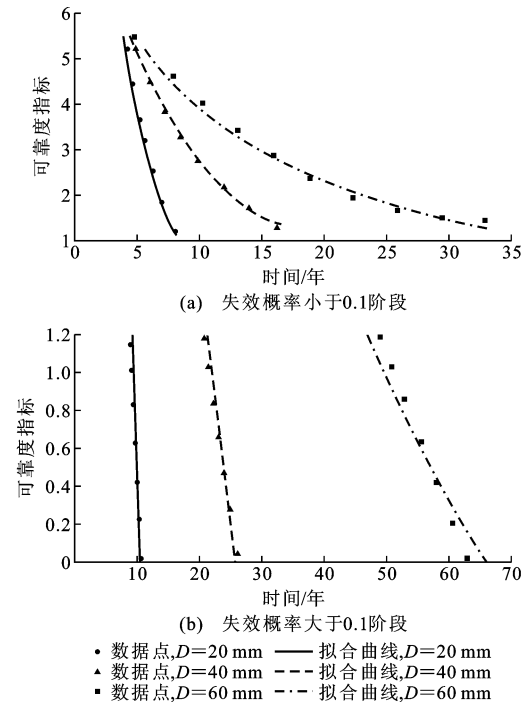


图 4 不同保护层厚度下的可靠度指标拟合结果
Fig. 4 Fitting Results of Reliability Indexes with Different Thicknesses of Protective Layers

力 S_L 与耐久能力 S_D 劣化过程可以利用公式(15), (16)进行计算,即

$$S_L = b_L - a_L t^4 \quad (15)$$

表 2 参数拟合结果

Tab. 2 Fitting Results of Parameters

D/mm	a	b	c	d	e	t_1/s
20	6.133×10^{-4}	0.145 80	0.128 100	-1.522 0	-0.489 20	4.00
40	6.173×10^{-6}	0.039 39	0.022 270	-0.589 6	-0.135 40	4.80
60	2.009×10^{-7}	0.012 40	0.005 365	-0.282 8	-0.042 42	5.79

$$S_D = b_D - a_D t^3 \quad (16)$$

式中: a_L, b_L, a_D, b_D 均为通过试验确定的计算系数。

根据试验数据的分析,承载能力劣化曲线为一条四次方曲线。因为耐久能力的劣化速度比承载能力的劣化速度更快,所以耐久能力的劣化曲线为比承载能力低一阶的三次方曲线^[20]。

目前常用的耐久能力劣化曲线为一条加速劣化曲线[图(5)]^[14,20]。然而本文利用混凝土结构构件正常使用状态建立的耐久能力劣化曲线为减速劣化过程。Frangopol 等^[21]提出,对于受到氯离子侵蚀的混凝土结构,不仅要考虑其安全性能,也要考虑其全寿命周期内的适用性能。因此,本文所得到的劣化曲线对于预测结构寿命以及全寿命周期的性能评价有一定价值。同时,由图 5 可见,利用本文得到的劣化预测模型计算值小于利用常用模型的计算值,因此在预测结构性能时,本文劣化预测模型更加严苛,预测结果更加安全。值得说明的是,本文所得到的劣化曲线是在假设条件下的预测曲线,其主要描述了耐久能力的劣化趋势并提供了可靠度指标数值的预测,但氯盐环境下的混凝土结构劣化过程存在许多随机性,具体劣化过程与预测过程可能存在一定差异。

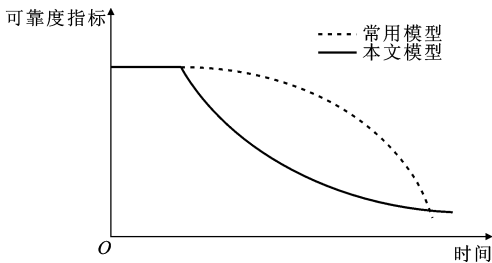


图 5 不同耐久能力劣化模型比较

Fig. 5 Comparison of Different Durability Deterioration Models

3 全寿命周期维护-加固成本分析

3.1 理论分析

应在规范中考虑结构的优化设计,并使结构全寿命预期总费用 C_{tot} 趋于最小, C_{tot} 计算公式为^[22]

$$C_{\text{tot}} = C_b + C_m + \sum p_i C_i \quad (17)$$

式中: C_b 为结构造价; C_m 为维护和拆除的预期费用; C_i 为失效损失。

根据结构可靠度水平随时间以及维护-加固措施投入费用的变化曲线,提出的全寿命周期成本 L_{CC} 计算模型为

$$L_{\text{CC}} = C_C + C_M + C_R + C_F + C_D \quad (18)$$

式中: C_C 为初始建造费用; C_M 为全寿命周期内维持结构正常可靠度水平变化的日常维护费用; C_R 为全寿命周期内的维护-加固费用; C_F 为全寿命周期内的结构失效损失; C_D 为所建造的结构体系在全寿命周期后的残值。

对于结构体系的维护-加固活动,可利用叠加原理分析计算不同维护-加固措施下的可靠度指标变化^[4],其表达式为

$$\beta(t) = \beta_0(t) + \sum_{i=1}^n \Delta\beta_i(t) \quad (19)$$

式中: $\beta(t)$ 为 t 时刻的可靠度指标; $\beta_0(t)$ 为初始可靠度指标; $\Delta\beta_i(t)$ 为第 i 次维护-加固措施作用下的可靠度指标增量; n 为维护次数。

对于全寿命周期,文献[8]将维护-加固措施划分为维护与加固 2 类,维护是为了减缓性能下降的速度而延长结构的使用寿命,并不提高结构的可靠度,加固的目的是提高结构的可靠度,从而延长其使用寿命。设结构在 t 时刻进行第 j 次维护而使结构可靠度的蜕变速度减小值为 $\Delta\alpha_j(t)$ ^[23],则维护费用 C_{RH} 计算模型公式为

$$C_{\text{RH}} = \sum_{j=1}^N \frac{C_{\text{RH}j} \Delta\alpha_j(t)}{(1+r)^{t_j}} \quad (20)$$

式中: N 为全寿命周期内的维护总次数; t_j 为第 j 次维护的时间; $C_{\text{RH}j}$ 为第 j 次维护费用; r 为折现率。

同理,加固费用 C_{RG} 计算模型公式为

$$C_{\text{RG}} = \sum_{k=1}^M \frac{C_{\text{RG}k} \Delta\beta_k(t)}{(1+r)^{t_k}} \quad (21)$$

式中: M 为全寿命周期内的加固总次数; t_k 为第 k 次加固的时间; $\Delta\beta_k(t)$ 为第 k 次加固的可靠度指标增量; $C_{\text{RG}k}$ 为第 k 次加固费用。

在计算结构全寿命周期费用时,折现率 r 由社会折现率 i_{ci} 和物价指数的年变化率 f_i 确定^[24],其

表达式为

$$r=(i_{ci}-f_i)/(1+f_i) \tag{22}$$

根据中国经济形势可取 $i_{ci}=8\%$, $5\%<f_i<6\%$, 则折现率的变化范围为 $2\%\sim3\%$ 。在 50 年使用年限期间, r 可根据式(23)分 2 段取值, 即

$$r_i=\begin{cases} 2.0\% & i=1\sim25 \text{ 年} \\ 3.0\% & i=26\sim50 \text{ 年} \end{cases} \tag{23}$$

考虑到全寿命周期维护-加固方案内结构构件性能的复杂性, 彭建新^[6]对文献[5]所提出的维护-加固模型进行了简化, 提出了 4 个假设: ①维护的持续时间间隔是相同的; ②维护效应的时间是相同的; ③每次维护后影响指标增量是一样的; ④每次维护后指标值不会超过初始值。从而提出了如图 6 所示的概率维护-加固模型, 其中, t_{P1} 为第 1 次维护的时间, t_P 为维护的时间间隔, t_{PD} 为维护效应的持续时间, θ 为维护活动后在 t_{PD} 内的劣化率, R_s 为可靠度指标的提提高量, β_{target} 为目标可靠度指标。

3.2 算例分析

以混凝土桥梁结构为例, 目前常见的维护-加固

表 3 维护-加固活动对可靠度指标的影响

维护-加固方法	可靠度指标提高量	维护-加固后的劣化率	维护-加固效果持续时间	维护-加固成本/万元
灌浆处理		$T(0,0.001\ 75,0.002\ 1)$	$T(7.5,10.0,12.5)$	$T(0.613,6.133,18.399)$
贴钢板	$T(0.24,0.32,0.40)$	$T(0,0.001\ 72,0.002\ 2)$	$T(10.0,17.0,25.0)$	$T(2.450,24.530,68.680)$

注: $T(7.5,10.0,12.5)$ 为三角分布, 最小值为 7.5, 最大值为 12.5, 中间值为 10.0, 其他同。

标极限可靠度指标的服役时间为研究对象。根据式(14)与表 3, 保护层厚度为 20, 40, 60 mm 的混凝土构件在无维护-加固活动影响下开裂阶段的可靠度指标变化如图 7 所示。在无维护-加固活动影响下, 保护层厚度分别为 20, 40, 60 mm 的结构构件在开始开裂后可靠度指标劣化至极限可靠度指标需要的时间分别为 7.408, 15.018, 29.786 年。

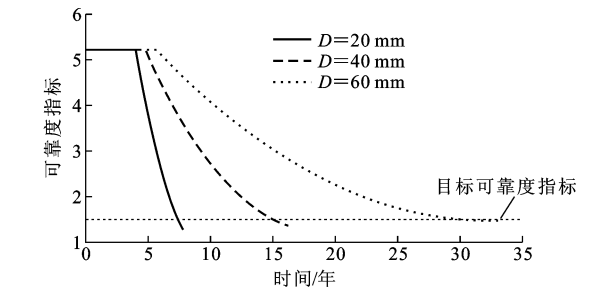


图 7 无维护-加固活动影响下开裂阶段可靠度指标变化

Fig. 7 Changes of Reliability Indexes in Crack Period Without Maintenance-strengthening Activities

当考虑维护活动单一作用时, 第 i 次维护活动延长的服役年限 Δt_i 为

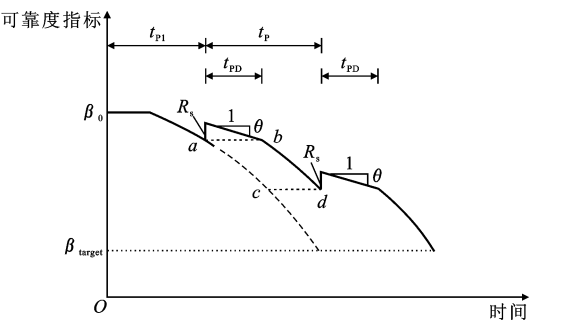


图 6 概率维护-加固模型

Fig. 6 Maintenance-strengthening Probability Model

方法有混凝土修复、灌浆处理、阴极防护、重建和贴钢板加固。本文将贴钢板与灌浆处理 2 种维护-加固活动作为目标, 其中贴钢板为加固活动, 灌浆处理为维护活动, 以此为代表进行研究, 其他维护-加固活动可以根据结果进行类推。基于专家经验判断和现有桥梁管理系统数据, 得到维护-加固方法对可靠度指标的影响如表 3 所示^[5]。

根据前文对失效概率与可靠度指标取值范围的介绍, 本文中极限可靠度指标取值为 1.5, 以达到目

$$\Delta t_i=t_{PD}-\frac{t_{PD}\theta_i}{|k_i|}=t_{PD}(1-\frac{\theta_i}{|k_i|}) \tag{24}$$

式中: k_i 为第 i 次维护活动发生时时变可靠度曲线的切线斜率; θ_i 为第 i 次维护活动后在 t_{PD} 内的劣化率。

单一维护活动方案对服役年限的影响 Δt 为

$$\Delta t=\sum \Delta t_i=\sum t_{PD}(1-\frac{\theta_i}{|k_i|}) \tag{25}$$

通过 MATLAB 软件模拟可得不同保护层厚度时满足服役年限所需维护活动次数, 并将维护活动均匀安排在 $t_1\sim70$ 年时间内, 以开始开裂为时间基点, 根据式(20)计算的维护费用如表 4 所示。由表 4 可知, 由于结构构件自身劣化速度与维护后的劣化率相比较, 故结构构件达到服役年限要求所需维护活动次数多由维护-加固效果持续时间决定。

当考虑加固活动单一作用时, 可简化为仅考虑 t_{PD} 对结构构件服役年限的影响。通过 MATLAB 软件模拟出不同保护层厚度时满足服役年限所需加固活动次数, 并将加固活动均匀安排在 $t_1\sim70$ 年时间内, 以开始开裂为时间基点, 根据式(21)可计算得

到加固费用 C_{RG} , 结果如表 4 所示。

表 4 不同保护层厚度所需维护-加固次数与费用
Tab. 4 Times and Costs of Maintenance-strengthening
with Different Thicknesses of Protective Layers

保护层厚度/mm	20	40	60
所需维护次数	6	6	4
C_{RH} /万元	28.845	23.828	12.624
所需加固次数	4	3	2
C_{RG} /万元	40.501	38.462	28.708

以上过程为本文假设情况下的全寿命周期成本计算分析过程,旨在提供全寿命周期成本的分析与计算方法。具体的实际工程项目或其他全寿命周期成本计算项目可以参考上述计算方法,将项目实际情况代入计算过程得到符合工程项目的全寿命周期成本。

4 结 语

(1)建立了基于正常使用状态的全寿命周期可靠度评价方法,利用氯离子扩散模型与裂缝宽度发展模型建立极限状态方程,得到了符合工程实际的以 $p_i=0.1$ 为界的失效概率与可靠度指标分段拟合公式。

(2)模拟结果表明,结构构件的失效概率先随时间加速发展,随后增长速度随时间逐渐减小,结构构件的可靠度指标下降速度随时间的增加逐渐减小。

(3)利用维护-加固活动对结构构件可靠度指标的影响,对结构构件的全寿命周期成本做出分析,提出结构构件全寿命周期维护-加固费用计算模型与影响参数。

(4)通过以混凝土桥梁结构为例的全寿命周期成本计算,提出了维护-加固次数的计算与分布方法,计算发现维护-加固效果持续时间对结构构件服役年限延长的影响最显著。

参考文献:

References:

[1] 陈肇元. 混凝土结构安全性耐久性 & 裂缝控制[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2013.
CHEN Zhao-yuan. Safety, Durability and Crack Control of Concrete Structures[M]. Beijing:China Architecture & Building Press,2013.

[2] 刘志勇. 基于环境的海工混凝土耐久性试验与寿命预测方法研究[D]. 南京:东南大学,2006.
LIU Zhi-yong. Study on Methods of Accelerated Testing of Marine Concrete Durability Based on Simula-

ting Environment and Service Life Prediction[D]. Nanjing:Southeast University,2006.

[3] FRANGOPOL D M, LIN K Y, ESTES A C. Life-cycle Cost Design of Deteriorating Structures[J]. Journal of Structural Engineering, 1997, 123 (10): 1390-1401.

[4] BARONE G, FRANGOPOL D M. Reliability, Risk and Lifetime Distributions as Performance Indicators for Life-cycle Maintenance of Deteriorating Structures [J]. Reliability Engineering & System Safety, 2014, 123:21-37.

[5] KONG J S, FRANGOPOL D M. Life-cycle Reliability-based Maintenance Cost Optimization of Deteriorating Structures with Emphasis on Bridges[J]. Journal of Structural Engineering, 2003, 129 (6): 818-828.

[6] 彭建新. 基于寿命周期成本的桥梁全寿命设计方法研究[D]. 长沙:湖南大学,2008.
PENG Jian-xin. Life-cycle Cost-based Bridge Whole-life Design Method[D]. Changsha: Hunan University, 2008.

[7] 王增忠, 施建刚, 张新宇, 等. 建筑工程全寿命安全经济决策理论与应用[M]. 上海:同济大学出版社, 2007.
WANG Zeng-zhong, SHI Jian-gang, ZHANG Xin-yu, et al. Theory and Application of Life-cycle Safety Economic Decision in Construction Engineering[M]. Shanghai: Tongji University Press, 2007.

[8] 陆春华, 袁思奇, 高 远. 基于钢筋锈蚀的混凝土结构全寿命周期成本优化设计分析[C]//《工程力学》杂志社. 第 24 届全国结构工程学术会议论文集. 北京:《工程力学》杂志社, 2015: 519-524.
LU Chun-hua, YUAN Si-qi, GAO Yuan. Analysis of the Life Cycle Cost Optimization Design of Reinforced Concrete Structures Based on Reinforcement Corrosion[C]//Engineering Mechanics Press. Proceedings of the 24th National Conference on Structural Engineering, Beijing: Engineering Mechanics Press, 2015: 519-524.

[9] LU C H, JIN W L, LIU R G. Probabilistic Lifetime Assessment of Marine Reinforced Concrete with Steel Corrosion and Cover Cracking[J]. China Ocean Engineering, 2011, 25 (2): 305-318.

[10] ABABNEH A, BENBOUDJEMA F, XI Y. Chloride Penetration in Nonsaturated Concrete[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2003, 15 (2): 183-191.

[11] SAMSON E, MARCHAND J. Modelling the Effect of Temperature on Ionic Transport in Cementitious materials[J]. Cement and Concrete Research, 2007, 37

- (3):455-468.
- [12] SUO Q H, STEWART M G. Corrosion Cracking Prediction Updating of Deteriorating RC Structures Using Inspection Information [J]. Reliability Engineering & System Safety, 2009, 94(8):1340-1348.
- [13] VAL D V, CHERNIN L, STEWART M G. Experimental and Numerical Investigation of Corrosion-induced Cover Cracking in Reinforced Concrete Structures[J]. Journal of Structure Engineering, 2009, 135(4):376-385.
- [14] VIDAL T, CASTEL A, FRANCOIS R. Analyzing Crack Width to Predict Corrosion of Reinforced Concrete[J]. Cement & Concrete Research, 2004, 34(1):165-174.
- [15] STEWART M G. Mechanical Behaviour of Pitting Corrosion of Flexural and Shear Reinforcement and Its Effect on Structural Reliability of Corroding RC Beams[J]. Structural Safety, 2009, 31(1):19-30.
- [16] 陆春华. 钢筋混凝土受弯构件开裂性能及耐久性性能研究[D]. 杭州:浙江大学, 2011.
- LU Chun-hua. Flexural and Durability Performance of RC Members with Cracks[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2011.
- [17] STEWART M G, ESTES A C, FRANGOPOL D M. Bridge Deck Replacement for Minimum Expected Cost Under Multiple Reliability Constraints[J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(9):1414-1419.
- [18] 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.
- [19] KWON S J, NA U J, PARK S S, et al. Service Life Prediction of Concrete Wharves with Early-aged Crack; Probabilistic Approach for Chloride Diffusion [J]. Structural Safety, 2009, 31(1):75-83.
- [20] MIYAMOTO A, KAWAMURA K, NAKAMURA H. Bridge Management System and Maintenance Optimization for Existing Bridges [J]. Computer-aided Civil and Infrastructure Engineering, 2000, 15(1):45-55.
- [21] FRANGOPOL D M, SOLIMAN M. Life-cycle of Structural Systems; Recent Achievements and Future Directions[J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2016, 12(1):1-20.
- [22] 王光远, 季天健, 张 鹏. 抗震结构全寿命预期总费用最小优化设计[J]. 土木工程学报, 2003, 36(6):1-6.
- WANG Guang-yuan, JI Tian-jian, ZHANG Peng. An Optimal Design for Total Lifetime Cost of Aseismic Structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2003, 36(6):1-6.
- [23] 胡江碧. 道路工程全寿命成本分析方法及案例[M]. 北京:科学出版社, 2012.
- HU Jiang-bi. Life Cycle Cost Analysis Method and Case of Road Engineering[M]. Beijing: Science Press, 2012.
- [24] 杨林虎, 李克非, 李全旺. 裂缝控制宽度对氯盐侵蚀环境中钢筋混凝土受弯构件劣化及维护成本的影响 [J]. 土木工程学报, 2013, 46(11):1-7.
- YANG Lin-hu, LI Ke-fei, LI Quan-wang. Impact of Crack Control Width on Degradation and Maintenance Cost of Flexural Reinforced Concrete Members in Chloride Environment [J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(11):1-7.