

doi: 10.11835/j.issn.2096-6717.2020.036

开放科学(资源服务)标识码(OSID):



近海盐雾区钢筋混凝土圆形截面构件承载力退化研究

谷音, 李攀

(福州大学 土木工程学院, 福州 350108)

摘要:基于半无限平板单元的平板扩散模型常常直接被用来预测钢筋混凝土圆柱开始腐蚀时间,而忽视截面形状对氯离子扩散的影响。采用考虑时变性及圆形形状特性的扩散方程,分析了近海盐雾区圆形截面形状对开始腐蚀时间的影响。分析结果表明,海岸线距离越远、半径越小,采用平板扩散模型高估开始腐蚀时间的现象越明显。提出腐蚀钢筋混凝土圆柱截面承载力计算模型,进一步探讨了半径对不同服役期近海盐雾区截面承载力退化率的影响。研究结果表明,随着半径的增大,钢筋腐蚀对截面承载力的影响变小。当混凝土圆柱暴露在重度盐雾区时,可直接采用平板扩散模型评估钢筋开始腐蚀时间。为了控制采用平板扩散模型所引起的退化率差值在5%内,当钢筋混凝土圆柱暴露在轻度盐雾区且半径小60 cm时,需考虑形状对开始腐蚀时间的影响,进一步评估圆柱截面不同服役期截面剩余承载力。

关键词: 钢筋混凝土; 圆柱; 氯离子腐蚀; 承载力; 盐雾区

中图分类号: TU375.3 **文献标志码:** A **文章编号:** 2096-6717(2020)04-0153-11

Bearing capacity degradation of reinforced concrete circular members at coastal atmosphere zone

Gu Yin, Li Pan

(College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350108, P. R. China)

Abstract: The slab diffusion model based on semi-infinite slab element is usually used to estimate the time to corrosion initiation of RC (reinforced concrete) circular column exposed to coastal atmosphere zone, which ignoring the effect of the circular cross-section. The diffusion model considering the diffusion coefficient as time-dependent variable and the effect of circular cross-section shape, the influence of the shape of circular RC column exposed at coastal atmospheric zone on the corrosion initiation time is analyzed. The results show that with the coastline increasing and the radius decreasing the overestimation of the corrosion initiation time by using the slab diffusion model is the more obvious. A model for calculating the bearing capacity of corroded reinforced concrete columns is presented, the effect of the radius value on evaluating the degradation rate of bearing capacity of the column at coastal atmosphere zone under different service periods is further discussed. The research results show that the increase of radius result in the reduction of the influence of corrosion on bearing capacity. In the scenario of the RC column

收稿日期: 2019-10-14

基金项目: 国家自然科学基金(51578157); 福建省科技计划引导性项目(2009Y004)

作者简介: 谷音(1976-), 女, 教授, 博士生导师, 主要从事桥梁防震减灾研究, E-mail: cinoa@fzu.edu.cn。

Received: 2019-10-14

Foundation items: National Natural Science Foundation of China (No. 51578157); Leading Projects of Science and Technology Plan of Fujian Province(No. 2009Y004)

Author brief: Gu Yin (1976-), professor, doctoral supervisor, main research interests: seismic design of bridge, E-mail: cinoa@fzu.edu.cn.

located at heavy salt fog zone, the slab diffusion model can be directly used to evaluate the corrosion time. However, in order to control the degradation rate difference value caused by using slab diffusion model within 5%, the effect of shape on corrosion initiation time should be considered when this column is exposed to the light salt fog zone and the radius is less 60cm. And the residual bearing capacity of RC circular column with different service periods is further evaluated.

Keywords: reinforced concrete; circular column; chlorine ion corrosion; the erosion by chlorine ion; bearing capacity; salt-spray zone

钢筋混凝土圆柱暴露在氯盐环境中,氯离子通过混凝土基质渗透到钢筋表面,使得钢筋锈蚀,同时引起保护层混凝土开裂甚至剥落^[1],从而导致截面承载力出现退化。目前,腐蚀钢筋混凝土截面剩余承载力评估方法已被很多学者关注。Akiyma等^[2]通过OpenSees有限元模型,获得了腐蚀矩形桥墩截面承载力曲线。Tapan等^[3]考虑腐蚀导致的钢筋和混凝土之间粘结能力退化,通过欧拉公式来评估锈蚀钢筋的临界受压屈服应力,获得不同腐蚀情况下钢筋混凝土矩形截面轴力-弯矩相关曲线。Guo等^[4]将矩形桥墩截面划分为离散性纤维单元,进一步获得氯盐环境下钢筋混凝土矩形柱在不同服役期的轴力-弯矩相关曲线。目前,不同腐蚀程度下混凝土柱矩形截面剩余承载力评估方法的研究已经相对完善。然而,已有文献对圆形截面剩余承载力的研究较少。

为了确保混凝土圆柱在服役期的安全性,合理预测钢筋混凝土圆柱开始腐蚀时间显得尤为重要。Coleparidi等^[5]考虑扩散系数为常数,首次求解出氯离子在一维坐标下的扩散方程。Manget等^[6]通过试验发现氯离子扩散系数随着时间增加而逐渐降低,可表达为时间函数,并对Coleparidi等^[5]提出的扩散模型进行更新。近年来,越来越多的学者开始考虑截面形状对氯离子扩散的影响。Val等^[7]采用有限差分方法对二维Fick扩散方程进行求解,获得不同位置处钢筋开始锈蚀时间。胡守旺等^[8]采用有限元软件(Comsol Multiphysics)模拟暴露氯盐环境下不同服役期的预应力T梁中钢筋表面氯离子浓度。Shafei等^[9]通过利用有限元软件模拟三维坐标下混凝土圆柱中钢筋开始腐蚀时间。相比复杂的计算方法及有限元建模,简洁的数学模型更方便且更有效地预测氯离子在混凝土中扩散。对于混凝土圆柱,Morga等^[10]考虑扩散系数为常值,采用变量分离方法对极坐标下Fick二维扩散方程进行求解,获得了圆形扩散模型。Song等^[11]指出,随着混凝土水

化作用持续发生,毛细孔率逐渐降低,扩散系数随着服役时间增长而改变。通过对6座不同龄期普通硅酸盐混凝土的扩散系数实测数据进行回归分析,Pack等^[12]验证了扩散系数强烈依赖服役时间。汪加梁等^[13]考虑扩散系数为时变函数,对圆形扩散模型进行了更新。Morga等^[10]与汪加梁等^[13]研究结果表明,对于混凝土圆柱,混凝土表面氯离子浓度值越小,圆形截面半径对钢筋开始腐蚀时间的影响越明显。McGee等^[14]根据对位于Tasmania的1158座桥梁的研究,结果表明,混凝土表面氯离子浓度随着离海岸线距离增加而逐渐降低。Akiyma等^[15]也指出空气中氯离子浓度随着海岸线距离显著降低。由此可见,随着海岸线距离增加,混凝土圆柱形状对评估钢筋开始腐蚀的影响越显著。

笔者研究了不同海岸线距离混凝土圆形截面形状对评估钢筋开始腐蚀时间的影响,进一步分析了形状对评估截面承载能力退化率的影响,给出了更加合理评估钢筋混凝土圆柱承载力退化率的建议。

1 钢筋混凝土圆柱开始腐蚀时间

1.1 氯离子扩散模型

假设混凝土基质为均匀材料,氯离子在圆形截面中扩散可采用极坐标下Fick第二定律来描述,如式(1)所示。

$$\frac{\partial C(\rho, t)}{\partial t} = D \left(\frac{1}{\rho} \frac{\partial C(\rho, t)}{\partial \rho} + \frac{\partial^2 C(\rho, t)}{\partial \rho^2} \right) \quad (1)$$

式中: D 为氯离子扩散系数; t 为扩散时间; $C(\rho, t)$ 为距离圆心 ρ 处 t 时刻的氯离子浓度;考虑氯离子扩散系数为时间 t 的函数,如式(2)所示^[6]。

$$D(t) = D_{\text{ref}} \left(\frac{t_{\text{ref}}}{t} \right)^m \quad (2)$$

式中: m 为混凝土老化系数, $m = 2.5(\omega/c) - 0.6$,其中, ω/c 为水灰比; D_{ref} 为养护龄期 t_{ref} 对应的氯离子扩散系数,一般 t_{ref} 取28d, D_{28} 可表达为 $D_{28} = 10^{-12.06 + 2.4(\omega/c)}$ ^[16]。

氯离子在圆形截面扩散中满足如下假定:1)表面氯离子浓度为常值;2)截面中氯离子浓度分布满足轴对称;3)混凝土基质中初始氯离子浓度为0。

对 $C(\rho, t)$ 采用分离变量 $C(\rho, t) = \varphi(\rho)\psi(t)$, 结合式(2), 式(1)可更新为

$$D_{28} \left(\frac{t_{28}}{t} \right)^m \left(\frac{1}{\rho} \frac{\partial(\varphi(\rho)\psi(t))}{\partial\rho} + \frac{\partial^2(\varphi(\rho)\psi(t))}{\partial\rho^2} \right) = \frac{\partial(\varphi(\rho)\psi(t))}{\partial t} \quad (3)$$

对式(3)进行变形

$$\frac{\psi'(t)t^m}{D_{28}(t_{28})^m\psi(t)} = \frac{1}{\varphi(\rho)} \left(\frac{1}{\rho} \varphi'(\rho) + \varphi''(\rho) \right) \quad (4)$$

式(4)中, 等号左侧仅为变量 t 的函数, 右侧仅为 ρ 的函数。当且仅当左右两边的方程等于相同常数 λ^2 时, 等式(4)成立。式(4)可变形为

$$\begin{cases} \frac{\psi'(t)t^m}{D_{28}(t_{28})^m\psi(t)} = \lambda^2 \\ \frac{1}{\varphi(\rho)} \left(\frac{1}{\rho} \varphi'(\rho) + \varphi''(\rho) \right) = \lambda^2 \end{cases} \quad (5)$$

对方程组(5)中等式分别求解, 基于氯离子在混凝土圆形截面扩散假设, 氯离子在圆形截面中的扩散模型可更新为

$$C_{\text{cir}}(\rho, t) = C_0 \left\{ 1 - \frac{2}{R} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\alpha_n} \frac{J_0(\rho\alpha_n)}{J_1(R\alpha_n)} e^{-\left(\frac{1}{1-m} \alpha_n^2 D_{28} (t_{28})^m t^{1-m}\right)} \right\} \quad (6)$$

式中: C_0 为混凝土暴露在环境中的表面氯离子浓度; R 为混凝土圆柱半径; J_0 为零阶贝塞尔函数; J_1 为一阶贝塞尔函数; α_n 是方程 $J_0(R\alpha_n) = 0$ 的根。

若忽视圆形截面对氯离子扩散的影响, 评估钢筋表面氯离子浓度时, 平板扩散模型如式(7)所示^[6]。

$$C_{\text{slab}}(x, t) = C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2 \sqrt{\frac{1}{1-m} D_{28} (t_{28})^m t^{1-m}}} \right) \right] \quad (7)$$

式中: x 为保护层厚度; erf 为高斯误差函数。

为了对比平板扩散模型与圆形扩散模型, 文献

$$C_0(d_{\text{coast}}) = \begin{cases} 2.95 \text{ kg/m}^3 & d_{\text{coast}} \leq 0.1 \text{ km} \\ 1.15 - 1.81 \cdot \lg d_{\text{coast}} & 0.1 \text{ km} < d_{\text{coast}} \leq 2.84 \text{ km} \\ 0.33 \text{ kg/m}^3 & d_{\text{coast}} > 2.84 \text{ km} \end{cases} \quad (11)$$

研究半径为 40、60、80、100 cm 的钢筋混凝土

[17]定义了 $C_{\text{cir}}(R-x, t)/C_{\text{slab}}(x, t)$, 其中 R 为圆形截面半径, 分析了表面氯离子浓度 C_0 、扩散系数 D_{28} 、老化系数 m 、保护层厚度 x 、半径 R 、扩散时间 t 参数对 $C_{\text{cir}}(R-x, t)/C_{\text{slab}}(x, t)$ 比值的影响。通过参数分析结果, 圆形扩散模型可被简化为修正平板扩散模型, 如式(8)所示。

$$C_{\text{cir}}(x, t) = (1.8R^{-1.3}x + 1) \cdot C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2 \sqrt{\frac{1}{1-m} D_{28} (t_{28})^m t^{1-m}}} \right) \right] \quad (8)$$

平板扩散模型评估开始腐蚀时间 T_{slab} , 表达式为

$$T_{\text{slab}} = \left\{ \frac{x^2(1-m)}{4(t_{28})^m D_{28}} \left[\operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{C_{\text{cr}}}{C_0} \right) \right]^2 \right\}^{\frac{1}{1-m}} \quad (9)$$

式中: erf^{-1} 为高斯误差反函数; C_{cr} 为氯离子浓度阈值; C_0 为混凝土表面氯离子浓度。

考虑圆形截面对开始腐蚀时间的影响, 通过修正平板扩散模型评估开始腐蚀时间, 表达式为

$$T_{\text{cir}} = \left\{ \frac{x^2(1-m)}{4(t_{28})^m D_{28}} \left[\operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{C_{\text{cr}}}{(1.8R^{-1.3}x + 1)C_0} \right) \right]^2 \right\}^{\frac{1}{1-m}} \quad (10)$$

1.2 开始腐蚀时间计算

为了提高结构的使用耐久性, 《混凝土结构耐久性设计与施工指南》(CCES 01-2004)^[18]对暴露在近海盐雾区混凝土结构构造做出了具体规定。当距离海岸线 0.1 km 内时, 为重度盐雾区, 混凝土柱的最大设计水灰比为 0.36, 最小保护层厚度为 55 mm; 当距离海岸线 0.1 km 外至 0.3 km 内时, 为轻度盐雾区, 最大设计水灰比为 0.4, 最小保护层厚度为 50 mm。

考虑钢筋混凝土结构处于最易遭受氯离子腐蚀状态, 保护层厚度取最小设计值, 水灰比取最大设计值。待确定参数表面氯离子浓度与浓度阈值具有较大随机性。为了简化分析, 其参数取具有一般水平的均值。根据文献[19], 氯离子腐蚀的浓度阈值的均值为 0.9 kg/m^3 , 混凝土表面氯离子浓度均值为海岸线距离 d_{coast} 函数, 如式(11)所示。

柱。通过式(9)与式(10)分别评估不同 d_{coast} 下腐蚀

开始时间,结果如图1所示。当 d_{coast} 超过0.1 km时,钢筋开始腐蚀时间随着海岸线距离显著增加。修正平板扩散方程与平板扩散方程评估开始腐蚀时间的差值如图2所示。当混凝土圆柱暴露在轻度盐雾区时,开始腐蚀时间差值保持恒定且小于5 a,当 d_{coast} 大于0.1 km时,该差值逐渐增加。图2中不同 d_{coast} 所对应的开始腐蚀时间差值见表1。

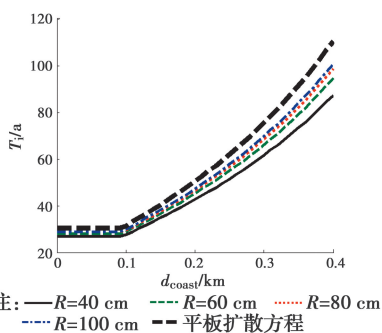


图1 海岸线距离 d_{coast} 所对应的钢筋腐蚀开始时间 T_i

Fig. 1 The time to corrosion initiation of RC circular column corresponding to d_{coast}

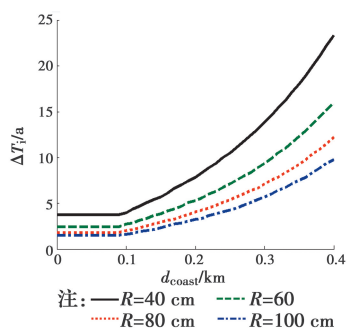


图2 采用修正平板扩散方程与平板扩散方程所产生的开始腐蚀时间差值 ΔT_i

Fig. 2 The difference value between the time to corrosion initiation estimated by modified slab diffusion model and this time estimated by original slab one

表1 不同半径下 d_{coast} 所对应的开始腐蚀时间差值($\Delta T_i/a$)

Table 1 The difference of the time to corrosion initiation corresponding to d_{coast} at a series of radius

盐雾区	R=40 cm	R=60 cm	R=80 cm	R=100 cm
重度盐雾区 ($d_{\text{coast}} \leq 0.1$ km)	4.0	2.7	2.0	1.6
轻度盐雾区 $d_{\text{coast}} = 0.2$ km)	7.8	5.3	4.0	3.2
轻度盐雾区 $d_{\text{coast}} = 0.3$ km)	13.9	9.3	7.1	5.7

2 腐蚀钢筋混凝土圆柱截面承载力模型

2.1 材料性能退化模型

Du等^[20]提出了腐蚀钢筋屈服强度退化模型,如式(12)所示。

$$f_y(t) = (1 - 0.5\eta(t))f_{y0} \quad (12)$$

式中: $f_y(t)$ 为腐蚀时间 t 钢筋剩余屈服强度; f_{y0} 为未腐蚀钢筋屈服强度; $\eta(t)$ 为 t 时刻钢筋质量损失率。

自然环境下腐蚀钢筋主要以点蚀形态存在,如图3所示。若钢筋腐蚀形态沿长度方向保持一致, $\eta(t)$ 可采用截面损失率表示。

$$\eta(t) = 1 - \frac{4A_s(t)}{\pi D_0^2} \quad (13)$$

式中: D_0 为正常钢筋直径; $A_s(t)$ 为钢筋剩余面积,计算模型如式(14)~式(18)所示^[21]。

$$A_s(t) = \begin{cases} \frac{\pi D_0^2}{4} - A_1 - A_2 & p(t) \leq \frac{D_0}{\sqrt{2}} \\ A_1 - A_2 & \frac{D_0}{\sqrt{2}} \leq p(t) \leq D_0 \\ 0 & p(t) \geq D_0 \end{cases} \quad (14)$$

$$A_1 = 0.5 \left[\theta_1 \left(\frac{D_0}{2} \right)^2 - a(t) \left| \frac{D_0}{2} - \frac{p(t)^2}{D_0} \right| \right] \quad (15)$$

$$A_2 = 0.5 \left[\theta_2 p(t)^2 - a(t) \frac{p(t)^2}{D_0} \right] \quad (16)$$

$$\theta_1(t) = 2\arcsin\left(\frac{a(t)}{D_0}\right); \theta_2 = 2\arcsin\left(\frac{a(t)}{2p(t)}\right) \quad (17)$$

$$a(t) = 2p(t) \sqrt{1 - \left(\frac{p(t)}{D_0}\right)^2} \quad (18)$$

式中: $p(t)$ 为 t 时刻局部锈蚀深度,根据文献[22],具体表达式为

$$p(t) = R \int_{T_i}^t 0.0116\lambda_1(t) dt \quad (19)$$

$$\lambda_1(t) = \frac{37.8(1 - w/c)^{-1.64}}{x} 0.0116 \times 0.85(t - T_i)^{-0.29} \quad (20)$$

式中: R 为局部腐蚀系数,均值为7.1。

锈蚀产物的体积膨胀,导致保护层混凝土开裂甚至剥落。Qi等^[23]结合理论与试验结果,提出钢筋腐蚀量与保护层混凝土开裂宽度的半经验与半理论

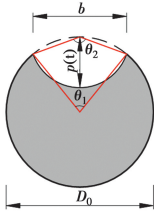


图 3 钢筋剩余面积计算示意图

Fig. 3 Schematic diagram of residual corroded area bar

模型,如式(21)~式(23)所示。

$$W_c = W_{c1} + W_{c2} \quad (21)$$

$$W_{c1} = \frac{\gamma}{\pi(\rho-1)} \left\{ \alpha_0 \beta_0 \frac{0.22[(2c+d)^2 + d^2]}{E(c+d)} f_c^{2/3} \right\} \quad (22)$$

$$W_{c2} = \frac{\gamma}{\pi(\rho-1)} \left\{ \alpha_1 \beta_1 \frac{(c+d)}{(5c+3d)} \tau \right\} \quad (23)$$

式中: W_c 为单位长度钢筋腐蚀量; γ 为铁的密度,取为 7.85 mg/mm^3 ; ρ 为体积膨胀系数,取值为3; c 为保护层厚度; d 为钢筋直径; τ 为保护层混凝土裂缝宽度;当混凝土 E 为混凝土弹性模量; f_c 为混凝土28 d抗压强度; α_0 、 β_0 、 α_1 、 β_1 为修正系数。

当钢筋开始腐蚀后,保护层混凝土开裂宽度所对应的 W_c 与腐蚀开裂时间 T_{cr} 满足

$$W_c = \gamma p(T_{cr}) \quad (24)$$

式中: V 为钢筋腐蚀速率; $p(T_{cr})$ 为开裂时间 T_{cr} 所对应的局部腐蚀深度。

当保护层混凝土开裂严重时,腐蚀速率增加,如式(25)所示^[24]。

$$\lambda_2(t) = (4.5 - 26\lambda_1(t))\lambda_1(t) \quad (25)$$

保护层混凝土剥落后,式(12)不再适用于评估腐蚀钢筋抗压强度。此时腐蚀钢筋临界受压屈服应力为^[3]

$$f_{y,c}(t) = \frac{\pi^2 E_s I_s(t)}{(L_{exp})^2 A_s(t)} \quad (26)$$

式中: E_s 为腐蚀钢筋弹性模量,腐蚀对弹模的影响可以忽略; $I_s(t)$ 为 t 时刻腐蚀钢筋截面惯性矩; L_{exp} 为钢筋暴露长度。

由于Coronelli等^[25]提出的保护层混凝土抗压强度退化模型不适用于圆形截面,当保护层混凝土未剥落时,假定保护层混凝土抗压强度不变。根据文献^[26],当裂缝宽度到达极限值 1 mm 时,裂缝扩展严重,可认为保护层剥落,其抗压强度为零。考虑箍筋腐蚀对于约束混凝土的影响,在已知箍筋的剩余面积和屈服强度后,通过Mander模型来计算约束混凝土的抗压强度。

2.2 截面承载力计算公式

如图4所示,保护层混凝土采用抛物线本构,保护层混凝土峰值应力对应的应变为 0.002 ,极限应变为 0.0033 。考虑钢筋为理想弹塑性材料,采用双线性本构描述应力-应变关系。核心混凝土采用Mander模型计算应力-应变关系,细节见参考文献^[27]。

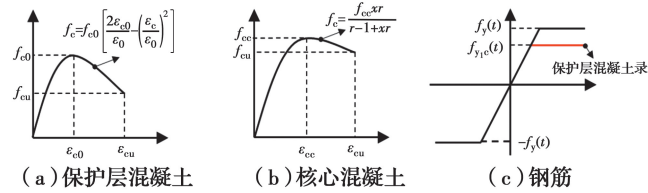


图 4 材料应力-应变关系

Fig. 4 The relationship between the stress and strain of material

对于腐蚀后圆形混凝土截面,仍满足平行截面假定。图5中, ϵ_{cu} 为保护层混凝土极限压应变; x_c 为混凝土截面受压高度; ϵ_{sc} 与 ϵ_{st} 为钢筋压应变与拉应变。混凝土划分成若干个水平层状单元,每根钢筋作为单独单元处理。 $\sigma_{co}(i)$ 为 i 单元处保护层混凝土抗压强度, $\sigma_{cc}(i)$ 为 i 单元处核心混凝土抗压强度, $\sigma_{sc}(j)$ 为 j 位置处钢筋抗压强度, $\sigma_{st}(k)$ 为 k 位置处钢筋抗压强度。当圆形截面划分条带层数量较多时,每个不规则水平层状条带简化为矩形单元,如图6所示。对于每个混凝土矩形单元,所提供的轴力 $N_c(i)$ 与弯矩 $M_c(i)$ 可表示为

$$N_{cc}(i) = 2d\sigma_{cc}(i) \sqrt{(R-c)^2 - (id-R)^2} \quad (27)$$

$$N_{co}(i) = 2d\sigma_{co}(i) (\sqrt{(R)^2 - (id-R)^2} - \sqrt{(R-c)^2 - (id-R)^2}) \quad (28)$$

$$N_c(i) = N_{co}(i) + N_{cc}(i) \quad (29)$$

$$M_c(i) = (R-id)N_c(i) \quad (30)$$

若划分混凝土条带层状单元不包含核心混凝土时, $N_{cc}(i)$ 变为0, $N_{co}(i)$ 重新表达为

$$N_{co}(i) = 2d\sigma_{co}(i) (\sqrt{(R)^2 - (id-R)^2}) \quad (31)$$

整个圆形截面轴力和弯矩的平衡条件为

$$N = \sum_{i=1}^p N_c(i) + \sum_{j=1}^m \sigma_{sc}(j) A_s + \sum_{k=1}^n \sigma_{st}(k) A_s \quad (32)$$

$$M = \sum_{i=1}^p M_c(i) + \sum_{j=1}^m \sigma_{sc}(j) A_s h_j + \sum_{k=1}^n \sigma_{st}(k) A_s h_k \quad (33)$$

式中: p 为混凝土条带层状单元数量; m 为截面受压

钢筋数量; n 为截面受拉钢筋数量。

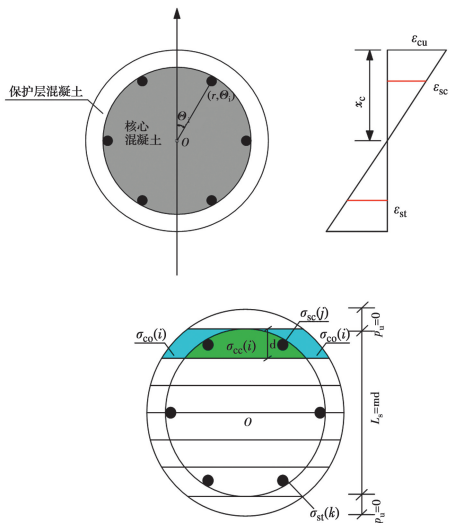


图 5 钢筋混凝土圆形截面应变-应力分布及条带层划分

Fig. 5 The strain-stress distribution and layer element division of circular section of reinforced concrete

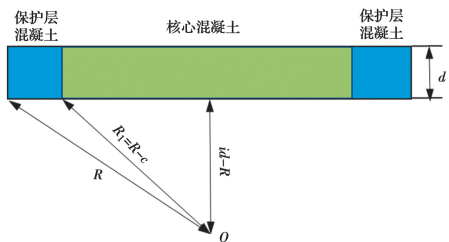


图 6 第 i 个混凝土条带层示意图

Fig. 6 Schematic diagram of the i^{th} concrete layer element

基于 Matlab, 编制混凝土圆柱截面弯矩承载力计算程序。给定截面轴向荷载 N_p , 通过图 7 所示流程可得截面弯矩承载力。

2.3 模型验证

《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[28]

对正常圆形截面承载力计算公式进行了详细描述。若钢筋腐蚀率为 0, 即钢筋未发生腐蚀的情况, 将规范与笔者所提出的计算方法进行对比。假定钢筋混凝土圆柱截面半径为 60 cm, 保护层厚度为 5 cm, 截面配置 24@25 mm、设计屈服强度为 360 MPa 的纵筋。箍筋采用直径为 10 mm、间距为 80 mm 的 HPB300, 设计屈服强度为 270 MPa。混凝土抗压强度分别取 30、40、50 MPa。计算结果如图 8 所示。需指出的是, 笔者考虑了截面处于轴心受压状态。在轴力-弯矩相关曲线中, 弯矩为零对应为截面所能承受的最大轴力值。在弯矩为零附近未考虑水平直线段。

由图 8 可见, 当竖向轴力较小时, 采用的计算方

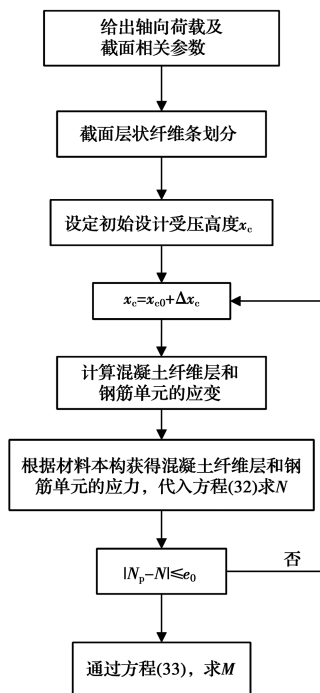
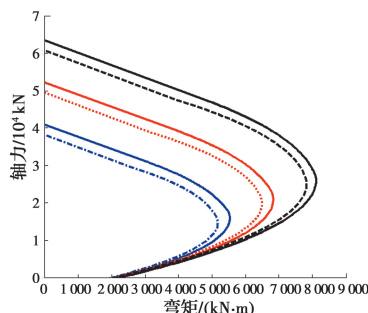


图 7 计算指定轴力下载面弯矩承载力示意图

Fig. 7 Flow chart of calculating bending moment capacity under specified axial force at circular cross-section



注: --- 规范(GB50010—2010) $f_c=30$ MPa — 本文模型 $f_c=30$ MPa
 规范(GB50010—2010) $f_c=40$ MPa — 本文模型 $f_c=40$ MPa
 - - - 规范(GB50010—2010) $f_c=50$ MPa — 本文模型 $f_c=50$ MPa

图 8 规范(GB50010-2010)与本文计算模型对比

Fig. 8 Comparison between Code (GB50010-2010) and calculation method proposed in the paper

法与规范计算结果吻合很好。当轴力增加时, 混凝土受压高度增加, 所对应的弯矩承载力大于规范计算值, 这是由于规范中未考虑箍筋对核心的约束作用, 核心混凝土强度取值与保护层混凝土强度一致。对比结果表明, 计算方法对未腐蚀性圆形截面同样适用, 一定程度上反映了腐蚀圆形截面承载力计算方法的合理性。

Ma 等^[29]设计了 13 个不同腐蚀程度的混凝土圆柱来研究墩柱的力学性能退化规律。选取其中 5 个发生弯曲破坏的圆形桥墩试验信息进行对比。纵筋实测屈服强度为 373.2 MPa, 箍筋实测屈服强

度为 327 MPa, 28 d 混凝土实测抗压强度为 32.4 MPa, 加载高度为 0.82 m。朱杰^[30]对不同腐蚀程度的钢筋混凝土圆柱进行拟静力试验, 构件均发生弯曲破坏。纵筋实测屈服强度为 355.626 MPa, 箍筋实测屈服强度为 230.677 MPa, 28 d 混凝土实测抗压强度为 30.43 MPa。加载高度为 1.1 m, 以上试验构件中的钢筋质量损失率与轴压比信息分别列于表 2 和表 3 中, 试验样本的截面及配筋信息如图 9 所示。Ma 等^[29]试验信息中, 未对箍筋腐蚀率进行描述。参考已有文献^[31-32]试验结果, 取箍筋腐蚀率为纵筋腐蚀率的 2 倍。

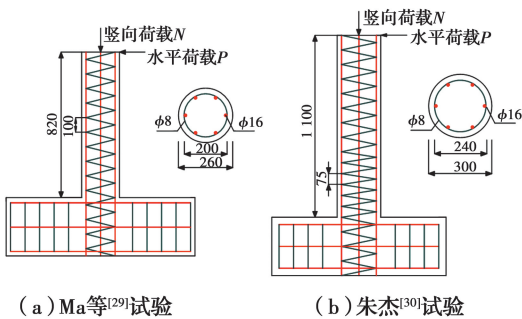


图 9 试验样本构造图(单位:mm)

Fig. 9 The detail of experiment specimen (unit: mm)

表 2 Ma 等试验样本腐蚀率和轴压比信息

Table 2 The specimens about corrosion degree and ratio of axial compression stress to strength by Ma et al

样本编号	纵筋腐蚀率/%	轴压比
C9-15	9.5	0.15
C4-25	4.1	0.25
C9-25	9.7	0.25
C9-40	9.3	0.40
C14-32	14.7	0.32

表 3 朱杰试验样本腐蚀率和轴压比

Table 3 The specimens about corrosion degree and ratio of axial compression stress to strength by Zhu

样本编号	纵筋腐蚀率/%	箍筋腐蚀率/%	轴压比
C5	3.83	0.00	0.2
C5-40	3.99	0.00	0.2
C5-60	4.45	0.00	0.2
C10	8.00	0.00	0.2
C10-40	8.41	0.00	0.2
C10-60	7.96	0.00	0.2
CG10	7.16	18.27	0.2

由于钢筋的不均匀腐蚀, 试验样本的骨架曲线

往往出现不对称现象。需指出的是, Ma 等^[29]试验资料中未给出正负加载方向的承载力信息。给出的承载力试验值为构件正负加载方向的均值。预测值与试验值的比值分布如图 10(a)所示。朱杰^[30]试验资料中, 给出了构件正负加载时各自承载力试验值。预测值与正向承载力比值如图 10(b)所示, 预测值与负向承载力比值如图 10(c)所示。通过统计分析, 试验与预测比值分布的均值为 0.88, 方差为 0.07。由此可见, 预测值略低于试验值。在加速腐蚀过程中, 纵筋的截面损失率沿墩高并非一致。保护层混凝土考虑完全剥落, 受压钢筋采用欧拉公式即式(26)计算得到。实际情况中, 保护层混凝土具有分布裂缝而并非完全脱落。这些原因导致预测值与试验值的比值分布具有较大离散性, 且普遍小于 1。文献[4]将腐蚀钢筋混凝土矩形截面承载力预测值与试验结果进行对比, 结果表明了相同现象。考虑腐蚀截面的安全富余, 该模型可作为圆形截面的剩余承载力评估。图 10 中的数据信息汇总见表 4。

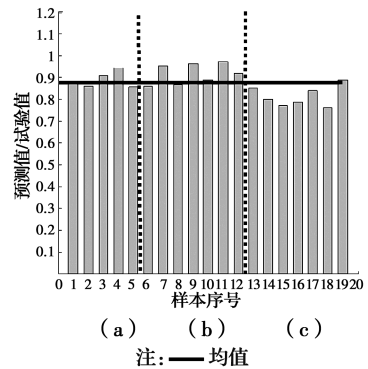


图 10 预测值与试验值比值分布

Fig 10 The distribution of the ratio of predicted value and experiment value

表 4 试验样本的预测值与试验结果对比

Table 4 Comparison between predicted value and experimental value of specimens

样本编号	预测值/(kN·m)	试验值/(kN·m)	预测值/试验值
C9-15	42.3	48.5	0.87
C4-25	48.8	56.7	0.86
C9-25	46.7	51.28	0.91
C9-40	52.0	49.65	1.05
C14-32	47.6	55.46	0.86
C5	63.5	73.9(+)	0.86
C5-40	63.48	66.7(+)	0.95
C5-60	63.3	72.8(+)	0.87
C10	61.5	63.6(+)	0.97

续表 4

样本编号	预测值/(kN·m)	试验值/(kN·m)	预测值/试验值
C10-40	61.3	68.9(+)	0.89
C10-60	61.5	63.25(+)	0.97
CG10	61.9	67.3(+)	0.92
C5	63.5	74.3(-)	0.85
C5-40	63.48	79.2(-)	0.80
C5-60	63.3	82.1(-)	0.77
C10	61.5	78.1(-)	0.79
C10-40	61.3	72.9(-)	0.84
C10-60	61.5	81(-)	0.76
CG10	61.9	69.5(-)	0.89

3 算例分析

以半径为 40、60、80 cm 的钢筋混凝土圆柱为研究对象,柱高 4 m,采用 C40 混凝土,设计抗压强度为 19.1 MPa,水灰比为 0.4。混凝土保护层厚度为 50 mm。当半径为 40 cm 时,配置 12@25 mm 的 HRB400 纵向钢筋,半径分别为 60、80 cm 时,截面分别配置 24@25 mm 与 44@25 mm 的 HRB400 纵向钢筋,纵筋设计屈服强度为 360 MPa。箍筋采用直径为 10 mm、间距为 80 mm 的 HPB300,设计屈服强度为 270 MPa。通过式(21)~式(24)可得,钢筋开始腐蚀后,保护层混凝土剥落时间为 3.6 a。不同锈蚀时间 T_c 下圆形截面时变轴力-弯矩相关曲线如图 11 所示。

由图 11 可见,当保护层混凝土剥落时,截面承载力出现骤降。选取截面最大轴向承载力 N_{max} ,最大弯矩承载力 M_{max} 以及截面轴力为零对应的弯矩承载力 M_0 作为研究对象。基于图 11 中数据, N_{max} 、 M_{max} 及 N_{max} 在不同腐蚀时间时所对应的退化率如图 12。由图 12 可见,对于 M_0 ,不同锈蚀时间下,各半径所对应的退化率基本保持一致。然而,对于 M_{max} 和 N_{max} ,半径越小,相同锈蚀时间所对应的退化率越高。对比 M_0 、 M_{max} 和 N_{max} ,截面 M_0 退化程度最为显著,其次为 M_{max} 。这是由于截面受压高度越大,半径越大,钢筋对承载力的贡献越小,腐蚀对截面承载的影响越小。从拟合方程可见,退化率与锈蚀时间很好地满足了线性关系,且不同半径下,退化率随锈蚀时间增长速率基本相同。

由图 2 和图 12 可见,采用平板扩散模型将高估钢筋开始腐蚀时间,从而低估截面承载力的退化率。由于 M_0 的退化程度最为明显,通过图 12(a)中的拟

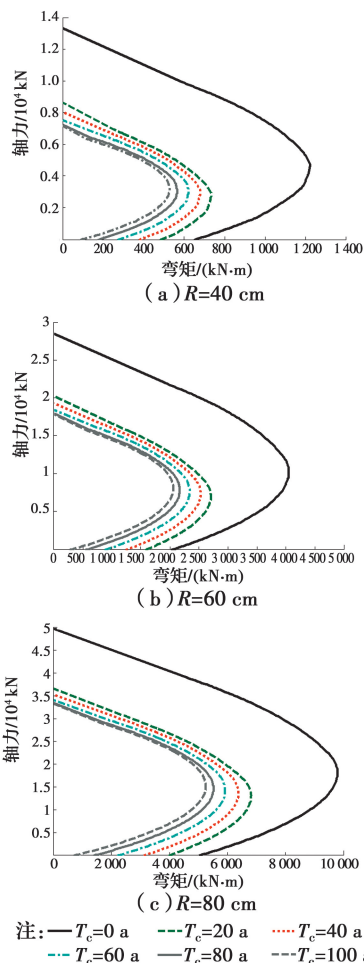


图 11 钢筋锈蚀时间对截面 N-M 曲线影响
Fig. 11 The effect of corrosion time on N-M curve of RC circular column

合方程,不同海岸线距离下所对应的 M_0 退化率差值如图 13 所示。从图 13 可以看出,对于重度盐雾区,各半径所对应的退化率差值均小于 4%。随着海岸线距离增加,退化率差值逐渐增加,采用平板扩散模型对评估承载力退化率的影响逐渐增加。对于轻度盐雾区,图 12 中不同半径所对应的退化率差值见表 5。由表 5 可见,当半径为 40 cm 时,退化率差值的均值为 6.6%。当半径增加为 60 cm 时,差值降低到 4.2%。

表 5 不同海岸线距离 d_{const} 下 M_0 退化率差值
Table 5 The difference of M_0 degradation rate under a series of d_{const}

R/cm	退化率差值/%					均值
	$d_{const} = 0.1$ km	$d_{const} = 0.15$ km	$d_{const} = 0.2$ km	$d_{const} = 0.25$ km	$d_{const} = 0.3$ km	
40	3	5	6	8	11	6.6
60	2	3	4	6	8	4.2
80	1	2	3	4	6	2.7

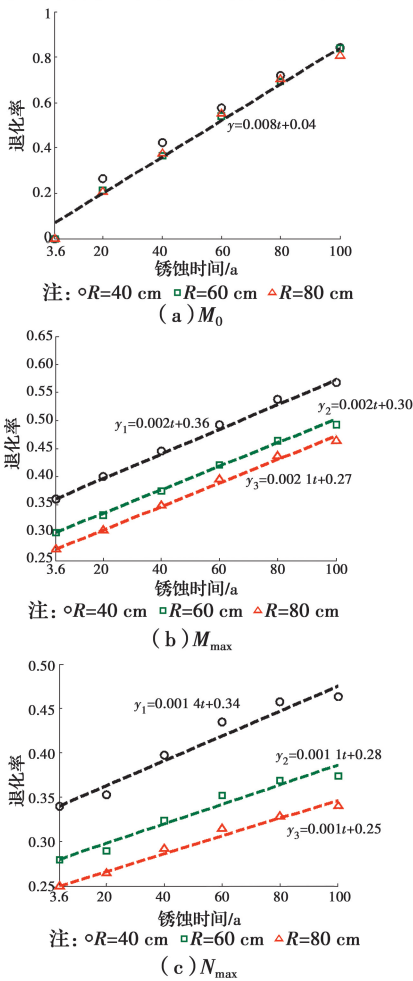


图 12 钢筋锈蚀时间对 M_0 、 M_{max} 、 N_{max} 的退化率影响
Fig. 12 The effect of corrosion time on the degradation rate of M_0 、 M_{max} 、 N_{max}

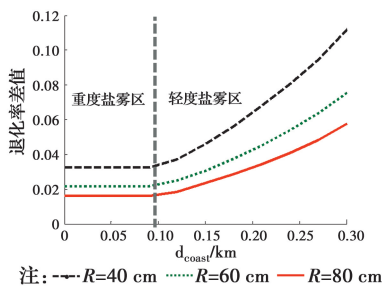


图 13 截面 M_0 退化率差值随海岸线距离变化图
Fig. 13 The difference value of bearing capacity M_0 degradation rate varying with d_{coast}

4 结论

推导与验证了腐蚀钢筋混凝土圆形截面承载力计算模型。考虑近海盐雾区截面形状对钢筋开始腐蚀时间的影响,对比了分别采用修正平板扩散模型与平板扩散模型对评估钢筋混凝土圆柱截面承载力

退化率的影响,得到如下结论:

1)采用平板扩散模型将高估近海盐雾区钢筋混凝土圆截面中钢筋开始腐蚀时间。海岸线距离越大、半径越小,高估现象越明显。

2)保护层混凝土剥落,使得截面承载力出现急剧下降。钢筋锈蚀对轴力为 0 所对应的弯矩承载力 M_0 的影响最为明显。随着半径增大,钢筋锈蚀对截面承载力的影响逐渐减小。

3)钢筋混凝土圆柱在重度盐雾区时,采用平板扩散模型所引起的截面承载力退化率差值小于 4%,可以直接采用平板扩散模型评估钢筋开始腐蚀时间。位于轻度盐雾区时,当半径为 40 cm,该承载力退化率差值的均值为 7%,当半径为 60 cm,该差值的均值变为 5%左右。为了控制差值在 5%以内,当钢筋混凝土圆柱半径小于等于 60 cm 且暴露在轻度盐雾区时,建议使用修正平板扩散方程评估圆柱钢筋锈蚀开始时间,进一步评估截面剩余承载力。

参考文献:

[1] TUUTTI K. Corrosion of steel in concrete [R]. Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982: 82.

[2] AKIYAMA M, FRANGOPOL D M. Long-term seismic performance of RC structures in an aggressive environment; emphasis on bridge piers [J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2014, 10 (7): 865-879.

[3] TAPAN M, ABOUTAHA R S. Strength evaluation of deteriorated RC bridge columns [J]. Journal of Bridge Engineering, 2008, 13(3): 226-236.

[4] GUO A X, YUAN W T, LI H T, et al. Structural strength deterioration of coastal bridge piers considering non-uniform corrosion in marine environments [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2018, 17(2): 429-444.

[5] COLLEPARDI M, MARCIALIS A, TURRIZIANI R. Penetration of chloride ions into cement pastes and concretes [J]. Journal of the American Ceramic Society, 1972, 55(10): 534-535.

[6] MANGAT P S, MOLLOY B T. Prediction of long term chloride concentration in concrete [J]. Materials and Structures, 1994, 27(6): 338-346.

- [7] VAL D V, TRAPPER P A. Probabilistic evaluation of initiation time of chloride-induced corrosion [J]. *Reliability Engineering & System Safety*, 2008, 93(3): 364-372.
- [8] 胡守旺, 彭建新, 张建仁. 混凝土中氯离子扩散数值分析方法及实桥应用[J]. *铁道科学与工程学报*, 2017, 14(12): 2570-2578.
- HU S W, PENG J X, ZHANG J R. Numerical simulation method of the chloride ion diffusion in concrete and its application in bridge [J]. *Journal of Railway Science and Engineering*, 2017, 14(12): 2570-2578. (in Chinese)
- [9] SHAFEI B, ALIPOUR A. Estimation of corrosion initiation time in reinforced concrete bridge columns: how to incorporate spatial and temporal uncertainties [J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2015, 141(10): 04015037.
- [10] MORGA M, MARANO G C. Chloride penetration in circular concrete columns [J]. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 2015, 9(2): 173-183.
- [11] SONG H W, LEE C H, ANN K Y. Factors influencing chloride transport in concrete structures exposed to marine environments [J]. *Cement and Concrete Composites*, 2008, 30(2): 113-121.
- [12] PACK S W, JUNG M S, SONG H W, et al. Prediction of time dependent chloride transport in concrete structures exposed to a marine environment [J]. *Cement and Concrete Research*, 2010, 40(2): 302-312.
- [13] 汪加梁, 杨绿峰, 余波. 圆形截面混凝土中氯离子时变扩散解析模型[J]. *水利水运工程学报*, 2019(5): 76-84.
- WANG J L, YANG L F, YU B. Analytical model for time-dependent chloride diffusion in circular section concrete [J]. *Hydro-Science and Engineering*, 2019(5): 76-84. (in Chinese)
- [14] MCGEE R W. MCGEE R. Modelling of durability performance of Tasmanian bridges [C] // *ICASP8 applications of statistics and probability in civil engineering*, 2001: 297-306.
- [15] AKIYAMA M, FRANGOPOL D M, SUZUKI M. Integration of the effects of airborne chlorides into reliability-based durability design of reinforced concrete structures in a marine environment [J]. *Structure and Infrastructure Engineering*, 2012, 8(2): 125-134.
- [16] BENTZ E C, THOMAS M D A. Life-365 service life prediction model and computer program for predicting the service life and life-cycle costs of reinforced concrete exposed to chlorides[R]. Version 2.0. 2008.
- [17] YIN G, PAN L. The effect of shape on chloride penetration of circular reinforcement concrete columns and its durability design [J]. *Applied Sciences*, 2020, 10(2): 459.
- [18] 混凝土结构耐久性设计与施工指南: CCES 01-2004 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.
- Guide for durability design and construction of concrete structures: CCES 01-2004 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2005. (in Chinese)
- [19] 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.
- [20] DU Y G, CLARK L A, CHAN A H C. Residual capacity of corroded reinforcing bars [J]. *Magazine of Concrete Research*, 2005, 57(3): 135-147.
- [21] VAL D V, MELCHERS R E. Reliability of deteriorating RC slab bridges [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1997, 123(12): 1638-1644.
- [22] LIU T, WEYERS R. Modeling the dynamic corrosion process in chloride contaminated concrete structures [J]. *Cement and Concrete Research*, 1998, 28(3): 365-379.
- [23] QI L K, SEKI H. Analytical study on crack generation situation and crack width due to reinforcing steel corrosion [J]. *Doboku Gakkai Ronbunshu*, 2001, 669: 161-171.
- [24] CUI F K, ZHANG H N, GHOSN M, et al. Seismic fragility analysis of deteriorating RC bridge substructures subject to marine chloride-induced corrosion [J]. *Engineering Structures*, 2018, 155: 61-72.
- [25] CORONELLI D, GAMBAROVA P. Structural assessment of corroded reinforced concrete beams: modeling guidelines [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2004, 130(8): 1214-1224.

- [26] VU K A, STEWART M G. Predicting the likelihood and extent of reinforced concrete corrosion-induced cracking [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2005, 131(11): 1681-1689.
- [27] MANDER J B, PRIESTLEY M J, PARK R. Theoretical stress-strain model for confined concrete [J]. *Journal of Structure Engineering*, 1988, 114(8): 1804-182.
- [28] 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
Code for design of concrete structures: GB 50010-2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [29] MA Y, CHE Y, GONG J X. Behavior of corrosion damaged circular reinforced concrete columns under cyclic loading [J]. *Construction and Building Materials*, 2012, 29: 548-556.
- [30] 朱杰. 受腐蚀钢筋混凝土墩柱的性能退化研究[D]. 上海: 上海交通大学, 2013.
ZHU J. Degradation of capacity of the corroded reinforced concrete columns [D]. Shanghai: Shanghai Jiaotong University, 2013. (in Chinese)
- [31] YUAN W, GUO A X, YUAN W T, et al. Shaking table tests of coastal bridge piers with different levels of corrosion damage caused by chloride penetration [J]. *Construction and Building Materials*, 2018, 173: 160-171.
- [32] VU N S, LI B. Seismic performance assessment of corroded reinforced concrete short columns [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2018, 144(4): 04018018.

(编辑 王秀玲)