



تحلیل بارافزون پل بتن مسلح تحت اثر خوردگی ناشی از نفوذ یون کلراید

محمد رضا سیفی اسگ شهر، علی رضا رهایی*

دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۲ بهمن ۱۳۹۴
بازنگری: ۲۷ مرداد ۱۳۹۵
پذیرش: ۳ آبان ۱۳۹۵
ارائه آنلاین: ۱۵ آذر ۱۳۹۵

کلمات کلیدی:

پل بتن مسلح
خوردگی کلراید
عملکرد لرزه‌ای
مفصل پلاستیک
تحلیل بارافزون

چکیده: یکی از عوامل مؤثر در تخمین عمر سرویس‌دهی پل‌های بتن مسلح تعیین عملکرد لرزه‌ای درازمدت این سازه‌ها است. خوردگی ناشی از نفوذ یون کلراید منجر به اضمحلال اعضای بحرانی پل بتن مسلح در طول عمر مفید سازه شده و در نتیجه عملکرد لرزه‌ای درازمدت پل را تحت زوال قرار می‌دهد. در مناطق جنوبی کشور ایران در مجاورت سواحل خلیج فارس و دریای عمان با توجه به لرزه‌خیزی منطقه و شدت بالای خوردگی اعضای بتن مسلح ناشی از شرایط محیطی، بررسی اثر زوال ناشی از خوردگی بر عملکرد لرزه‌ای درازمدت پل‌های موجود در این نواحی اهمیت زیادی خواهد داشت. به منظور بررسی این مسئله ابتدا بر اساس مطالعات منطبق بر شرایط محیطی مناطق جنوبی کشور، زمان شروع خوردگی در ستون‌ها به عنوان اعضای بحرانی لرزه‌ای پل تعیین شده و بر اساس آن تأثیر خوردگی بر روی مشخصات پایه بتن مسلح در نقاط زمانی مشخص (۰، ۱۵، ۳۰، ۴۵، ۶۰، ۷۵ و ۹۰ سال) در عمر مفید پل محاسبه شده است. تأثیر خوردگی شامل زوال خصوصیات بتن هسته و پوشش، میلگرد فولادی و پیوستگی بین بتن و میلگرد فولادی است. در مرحله بعد، در هر نقطه زمانی بر اساس روابط تنش-کرنش اصلاح شده، تحلیل لنگر-انحناء ستون پایه پل انجام شده و مشخصات مفصل پلاستیک تعیین شده است. در نهایت بر اساس مشخصات مفصل پلاستیک به دست آمده در هر نقطه زمانی، تحلیل بارافزون پل در هر دو راستای طولی و عرضی پل انجام شده و منحنی‌های ظرفیت پل بتن مسلح در نقاط زمانی ذکر شده مقایسه شده است. نتایج به دست آمده نشان‌دهنده زوال ظرفیت پل مربوطه در طول زمان ناشی از خوردگی می‌باشد. بر اساس مقادیر به دست آمده، پیشنهادی برای افزایش مقدار برش پایه طراحی به منظور حصول اطمینان از عملکرد لرزه‌ای درازمدت پل‌های بتن مسلح در محیط‌های خورنده داده شده است.

۱- مقدمه

مکانیزم اضمحلال حاکم برای پل‌های بتنی موجود در محیط‌های دریایی با رطوبت و غلظت نمک بالا، خوردگی ناشی از نفوذ یون کلراید است. خوردگی ظرفیت باربری و شکل‌پذیری سازه‌های بتن مسلح را در محیط‌های کلرایدی به صورت قابل توجهی کاهش می‌دهد [۱ و ۲]. در طول عمر سرویس‌دهی کاهش تدریجی عملکرد این سازه‌ها ناشی از ترک خوردگی و پکیدگی پوشش بتن [۳]، کاهش مقاومت بتن هسته [۴]، کاهش سطح مقطع میلگرد فولادی و زوال مشخصات مکانیکی آن [۵ و ۶] و کاهش پیوستگی بین بتن و میلگرد فولادی [۷ و ۸] رخ می‌دهد. عملکرد درازمدت پل‌ها و عمر سرویس‌دهی آن‌ها یک مسئله بسیار مهم برای نگهداری، بهسازی و تعمیر این نوع سازه‌ها است. یکی از عوامل مؤثر در تخمین عمر سرویس‌دهی پل‌های بتن مسلح در مناطق لرزه‌خیز تعیین عملکرد لرزه‌ای درازمدت این سازه‌ها است. خوردگی ناشی از نفوذ یون کلراید منجر به اضمحلال اعضای بحرانی پل بتن مسلح در طول عمر مفید سازه شده و در نتیجه عملکرد لرزه‌ای درازمدت پل را تحت زوال قرار می‌دهد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که پل بتن مسلح طراحی

شده بر پایه الزامات لرزه‌ای یک آیین‌نامه مشخص نمی‌تواند حاشیه ایمنی مشابه با حالتی که اعضای بحرانی پل خوردگی مهمی را متحمل می‌شوند، داشته باشد.

روش‌های ارزیابی عملکرد لرزه‌ای پل‌های بتن مسلح موجود در شرایط خورنده در طول عمر مفید آن‌ها به منظور حصول اطمینان از ایمنی سازه و ارائه استراتژی مناسب برای تعمیر و نگهداری این سازه‌ها، یک مسئله مهم بوده و مطالعاتی در این راستا در سال‌های اخیر انجام یافته است. اکثر این مطالعات در زمینه بررسی عملکرد لرزه‌ای پل‌های بتن مسلح در معرض اضمحلال ناشی از خوردگی با استفاده از مفاهیم منحنی شکنندگی، قابلیت اطمینان سازه و در نهایت تخمین هزینه‌های سازه انجام شده است. قابلیت اطمینان وابسته به زمان پل‌های بتن مسلح با سیستم‌سازه‌ای مختلف در معرض درازمدت محیط‌های مهاجم کلرایدی در مطالعات مختلفی بررسی شده است [۹ و ۱۰]. مطالعات انجام شده نشان‌دهنده کاهش قابلیت اطمینان سازه‌ها ناشی از اثر درازمدت خوردگی است. بر اساس اضمحلال ناشی از خوردگی، یک نوع روش ارزیابی احتمالاتی برای تخمین عمر سرویس‌دهی و استراتژی‌های نگهداری در طول عمر مفید سازه‌ها تحت اثر خوردگی پیشنهاد شده است [۱۱]. به عنوان بررسی اثرات کلی خوردگی بر خصوصیات

*نویسنده عهده‌دار مکاتبات: rahai@aut.ac.ir

و فولاد است.

۲-۱- زمان شروع خوردگی و سطح خوردگی

زوال عملکرد سازه‌ها مرتبط با فرآیند خوردگی میلگرد فولادی شامل سه فاز است: فاز اول به عنوان فاز پخش که یون‌های کلراید در سطح میلگرد فولادی پخش می‌شوند، فاز دوم به عنوان فاز انتشار که از زمان شروع خوردگی تا زمان شروع ترک خوردگی بتن پوشش است و در نهایت فاز سوم به عنوان فاز زوال که فاز بعد از شروع ترک خوردگی است. به منظور شبیه‌سازی تئوری و ریاضی فازهای اشاره‌شده، چند مدل خوردگی یون کلراید بر پایه قانون دوم فیک^۱ پیشنهاد شده است. بر اساس مدل‌های توسعه داده شده، غلظت کلراید بتن به عنوان تابعی از عمق و زمان و بر پایه حل تک بعدی قانون دوم فیک تعیین شده است [۱]:

$$C(x,t) = C_s \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{\sqrt{2D_c t}} \right) \right] \quad (1)$$

که در آن:

$C(x,t)$: غلظت کلراید بتن

C_s : غلظت کلراید سطحی

D_c : ضریب پخش کلراید بتن

x : عمق از سطح بتن

t : زمان

$\operatorname{erf}()$: تابع خطا

خوردگی میلگرد فولادی زمانی شروع می‌شود که غلظت کلراید در سطح میلگرد به مقدار غلظت کلراید بحرانی برسد. بر اساس شرایط محیطی موجود توابع مختلفی برای مقدار غلظت کلراید بحرانی و زمان شروع خوردگی معرفی شده است. با توجه به آن که مطالعات این تحقیق مربوط به بتن مسلح موجود در مناطق جنوبی کشور ایران در مجاورت خلیج فارس می‌باشد، از تابع پیشنهاد شده برای این مناطق استفاده شده است. در این تحقیق بر اساس مطالعات آزمایشگاهی در شرایط شبیه‌سازی شده با شرایط محیطی خلیج فارس و دریای عمان و همچنین نمونه‌های قرار گرفته در شرایط محیطی واقعی خورنده مناطق جنوبی، زمان شروع خوردگی به صورت رابطه زیر پیشنهاد داده شده است [۲۲]:

$$T_{Corr} = 0.75 \left(\frac{d_c}{B_1} \right)^{C_1} \quad (2)$$

اعضای بتن مسلح و تأثیر این مسئله بر روی پاسخ سیستم سازه و طراحی آن‌ها رویکردهای مختلفی ارائه شده است [۱۴-۱۲]. به منظور بررسی اثر توأم خسارت‌های تجمعی ناشی از زلزله‌های متعدد و اضمحلال ناشی از خوردگی در طول عمر مفید پل بتن مسلح بر روی منحنی شکنندگی لرزه‌ای پل مطالعه‌ای انجام شده است [۱۵]. منحنی شکنندگی احتمال خرابی پل به ازای سنجح شدت لرزه‌ای داده شده را در یک زمان مشخص تعیین می‌کند. مطالعات متعددی در زمینه توسعه منحنی شکنندگی لرزه‌ای پل‌های بتن مسلح در معرض خوردگی انجام شده است [۱۸-۱۶]. مطالعات نشان‌دهنده افزایش احتمال خرابی در یک سنجح شدت لرزه‌ای مشخص متناسب با افزایش زمان و سطح خوردگی رخ داده در سازه است. در نگرشی دیگر، رویکردهای کلی برای انواع تحلیل غیرخطی پل‌های بتنی تحت اثر خوردگی ارائه شده است [۱۹ و ۲۰].

مناطق جنوبی کشور ایران در مجاورت سواحل خلیج فارس و دریای عمان به دلیل دما و رطوبت بالا، بادهای شدید، نوسانات زیاد دما و غلظت بالای کلراید یکی از خورنده‌ترین محیط‌ها در دنیا می‌باشد [۲۱]. با توجه به شدت بالای خوردگی اعضای بتن مسلح ناشی از شرایط محیطی و همچنین لرزه‌خیزی منطقه، بررسی اثر زوال ناشی از خوردگی بر عملکرد لرزه‌ای درازمدت پل‌های موجود در این نواحی اهمیت زیادی خواهد داشت. در این تحقیق اثر خوردگی ناشی از کلراید بر روی عملکرد لرزه‌ای درازمدت پل بتن مسلح موجود در این منطقه با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون) بررسی شده است. ابتدا زمان شروع خوردگی در ستون‌های بتن مسلح پل تخمین زده شده است. سپس اثرات محتمل خوردگی شامل اضمحلال خصوصیات بتن هسته و پوشش، فولاد طولی و عرضی و پیوستگی بین بتن و فولاد در نقاط زمانی مشخصی از عمر مفید پل محاسبه شده است. در مرحله بعد بر اساس مدل مصالح توسعه داده شده در بخش قبل، تحلیل لنگر-انحناء ستون‌ها در نقاط زمانی انتخاب شده انجام شده و بر اساس آن‌ها خصوصیات رفتاری مفصل پلاستیک ستون‌ها تعیین شده است. در نهایت تحلیل بارافزون پل مربوطه در هر دو راستای طولی و عرضی در این نقاط زمانی انجام شده و منحنی‌های ظرفیت پل توسعه داده شده است. مقایسه منحنی‌های ظرفیت بدست آمده نشان‌دهنده کاهش ظرفیت پل در هر دو راستای طولی و عرضی طی زمان ناشی از اثر خوردگی است. با مقایسه مقادیر به دست آمده پیشنهادی برای افزایش مقدار برش پایه طراحی به منظور حصول اطمینان از عملکرد لرزه‌ای درازمدت پل بتن مسلح در شرایط محیطی خورنده داده شده است.

۲- اثرات خوردگی بر روی خصوصیات مصالح

در این بخش نحوه مدل‌سازی تمامی اثرات محتمل خوردگی ناشی از نفوذ یون کلراید بر روی خصوصیات مکانیکی مصالح توضیح داده شده است. این اثرات شامل زوال خصوصیات بتن محصورنشده (پوشش)، بتن محصورشده (هسته)، میلگرد فولادی طولی و عرضی و پیوستگی بین بتن

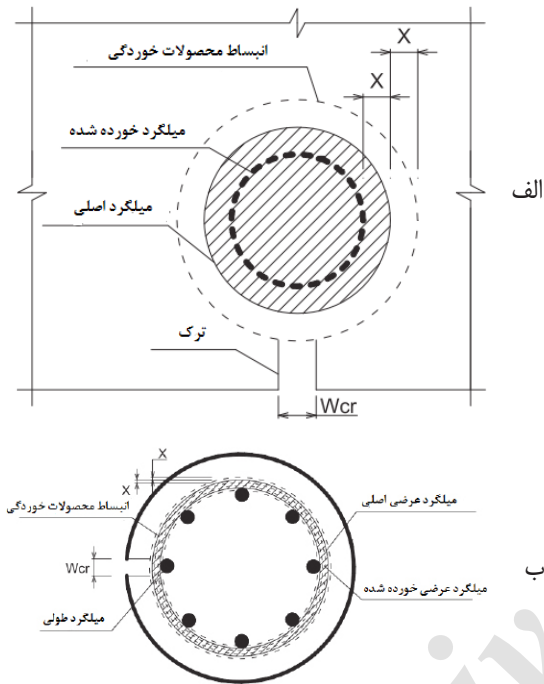
$$w_{cr} = \pi(v_{rs} - 1)(\gamma x) \quad (۶)$$

که در آن:

γx : کاهش قطر میلگرد فولادی ناشی از خوردگی

v_{rs} : ضریب انبساط قطر میلگرد فولادی ناشی از خوردگی

مقدار ضریب v_{rs} در این تحقیق برابر ۲ در نظر گرفته شده است. عرض ترک ایجاد شده توسط خوردگی میلگرد طولی و عرضی در شکل ۱ نشان داده شده است.



شکل ۱: عرض ترک بتن پوشش ناشی از خوردگی (الف) میلگرد طولی (ب) میلگرد عرضی

Fig. 1. Crack width of corroded cover concrete
(a) longitudinal bar (b) transverse bar

تنش کششی ناشی از خوردگی در بتن پوشش به عنوان ضریب نرم‌شوندگی بر روی منحنی تنش-کرنش بتن پوشش اعمال می‌شود. رفتار نرم‌شوندگی بتن با استفاده از ضریب نرم‌شوندگی که مدل‌سازی شده است:

$$\zeta = \frac{0.9}{\sqrt{1 + 60.0 \varepsilon_r}} \quad (۷)$$

با اعمال ضریب نرم‌شوندگی بتن پوشش ناشی از خوردگی، شاخه صعودی و نزولی رابطه تنش-کرنش بتن پوشش به ترتیب بر اساس روابط ۸ و ۹ محاسبه شده است [۲۴]:

می‌شود:

که در آن:

ε_r : کرنش کششی عرضی

$\sum w_{cr}$: عرض ترک کل میلگرد طولی و عرضی (mm)

b_0 : محیط مقطع بتنی (mm)

عرض ترک متناظر با میلگردهای فولادی با استفاده از رابطه زیر تعیین

می‌شود:

که در آن:

T_{Corr} : زمان شروع خوردگی (year)

d_c : ضخامت پوشش میلگرد فولادی (mm)

B_1 و C_1 : ضرایب ثابت

ضرایب B_1 و C_1 بستگی به نسبت آب به سیمان و درصد میکروسیلیس مورد استفاده در طرح اختلاط بتن دارد. قطر میلگرد فولادی در مقطع بتن مسلح ناشی از خوردگی طی زمان کاهش می‌یابد. بر اساس زمان شروع خوردگی محاسبه شده، رابطه زیر برای محاسبه مقدار قطر کاهش یافته میلگرد فولادی ناشی از خوردگی پیشنهاد داده شده است [۲۳]:

$$d_b = d_{bi} - \frac{1/0.5 \cdot \lambda (1 - w/c)^{-1/64}}{d_c} (t - T_{Corr})^{1/71} \quad (۳)$$

که در آن:

d_b : قطر میلگرد فولادی کاهش یافته

d_{bi} : قطر اولیه میلگرد فولادی

w/c : نسبت آب به سیمان

بر اساس مقدار قطر کاهش یافته میلگرد فولادی ناشی از خوردگی، سطح خوردگی ($\Delta Corr$) به صورت زیر تعریف شده است:

$$\Delta Corr = \frac{d_b^2 - d_{bi}^2}{d_{bi}^2} \times 100 \quad (۴)$$

ابتدا خوردگی در میلگرد رخ داده و سپس به علت انبساط محصولات خوردگی، در بتن پوشش و هسته ترک خوردگی ایجاد می‌شود.

۲-۲- تأثیر خوردگی بر روی خصوصیات بتن محصورنشده (پوشش)

انبساط حجمی محصولات زنگ‌زدگی ناشی از خوردگی آرماتور فولادی سبب ایجاد تنش کششی محیطی و توسعه کرنش کششی در بتن شده و در نهایت منجر به ترک خوردگی و پکیدگی بتن پوشش می‌شود. کرنش کششی محیطی ایجاد شده به صورت زیر محاسبه می‌شود [۲۰]:

$$\varepsilon_r = \frac{\sum w_{cr}}{b_0} \quad (۵)$$

که در آن:

ε_r : کرنش کششی عرضی

$\sum w_{cr}$: عرض ترک کل میلگرد طولی و عرضی (mm)

b_0 : محیط مقطع بتنی (mm)

عرض ترک متناظر با میلگردهای فولادی با استفاده از رابطه زیر تعیین

می‌شود:

که در آن:

σ : تنش فولاد

ε : کرنش فولاد

ε_{sh} : کرنش سخت شونده فولاد

$$\sigma = \zeta f'_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon}{\zeta \times \varepsilon_o} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\zeta \times \varepsilon_o} \right)^2 \right] \quad (۸)$$

$$\sigma = \zeta f'_c \left[1 - \left(\frac{\frac{\varepsilon}{\zeta \times \varepsilon_o} - 1}{\frac{2}{\zeta} - 1} \right)^2 \right] \quad (۹)$$

که در آن:

σ : تنش فشاری بتن

ε : کرنش فشاری بتن

f'_c : مقاومت فشاری مشخصه بتن

ε_o : کرنش متناظر با تنش بیشینه (۰/۰۰۲)

نقطه بیشینه منحنی تنش-کرنش بتن پوشش به مقدار $\varepsilon_o \times \zeta$ محدود شده و دامنه کرنش از صفر تا $2\varepsilon_o$ در نظر گرفته شده است. کرنش پکیدگی بتن پوشش معادل ۰/۰۰۴ در نظر گرفته شده است.

۲-۳- تأثیر خوردگی بر روی خصوصیات مکانیکی میلگرد فولادی

اثر خوردگی بر روی میلگرد فولادی به صورت کاهش سطح مقطع و تغییر پارامترهای رابطه تنش-کرنش فولاد در نظر گرفته می‌شود. خوردگی مقاومت و شکل پذیری فولاد را کاهش می‌دهد. نحوه کاهش تنش جاری شدن (σ_y)، تنش نهایی (σ_u)، مدول الاستیسیته (E_s) و کرنش نهایی (ε_u) میلگرد فولادی ناشی از خوردگی به ترتیب در روابط ۱۰ تا ۱۳ ذکر شده است [۶]. اندیس O مربوط به حالت اولیه بدون اثر خوردگی است.

$$\sigma_y = [1 - (1/98 \times \Delta Corr)] \sigma_{yo} \quad (۱۰)$$

$$\sigma_u = [1 - (1/57 \times \Delta Corr)] \sigma_{uo} \quad (۱۱)$$

$$E_s = [1 - (1/15 \times \Delta Corr)] E_{so} \quad (۱۲)$$

$$\varepsilon_u = [1 - (2/59 \times \Delta Corr)] \varepsilon_{uo} \quad (۱۳)$$

روابط فوق برای تغییر خصوصیات میلگردهای طولی و عرضی به کار برده می‌شوند. از رابطه تنش-کرنش متقارن زیر برای مدل سازی رفتار فولاد استفاده شده است [۲۵]:

$$\sigma = \sigma_y \left[\frac{\sigma_u}{\sigma_y} - \left(\frac{\sigma_u - \sigma_y}{\sigma_y} \right) \times \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}} \right)^2 \right] \quad (۱۴)$$

۲-۴- تأثیر خوردگی بر روی خصوصیات بتن محصورشده (هسته)

مدل بتن محصورشده به منظور مدل سازی رفتار بتن هسته تحت فشار استفاده شده است [۲۶]. به طور کلی ضریب محصورشدگی مقاومت (K) و کرنش نهایی بتن محصورشده (ε_{cu}) به علت خوردگی کاهش داده شده است:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1/4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (۱۵)$$

که در آن:

ρ_s : نسبت حجمی میلگرد عرضی

f_{yh} : مقاومت جاری شدن میلگرد عرضی

ε_{su} : کرنش بیشینه میلگرد عرضی

f'_{cc} : مقاومت فشاری بتن محصور شده

مقاومت فشاری بتن محصورشده با استفاده از روابط ۱۶ و ۱۷ محاسبه شده است:

$$f'_{cc} = K \times f'_c \quad (۱۶)$$

$$K = 2/254 \sqrt{1 + \frac{7/94 f'_l}{f'_c} - \frac{f'_l}{f'_c}} - 1/254 \quad (۱۷)$$

تنش مؤثر محصورشدگی (f'_l) با استفاده از روابط ۱۸ تا ۲۰ تعیین شده است:

$$f'_l = 0.5 K_e \rho_s f_{yh} \quad (۱۸)$$

$$K_e = \frac{(1 - \frac{s'}{2d_s})^2}{1 - \rho_{cc}} \quad (۱۹)$$

$$\rho_s = \frac{(4A_{sp})^2}{d_s \times s} \quad (۲۰)$$

که در آن:

K_e : ضریب تأثیر محصورشدگی

d_s : قطر بتن هسته

ρ_{cc} : نسبت سطح مقطع میلگرد فولادی طولی به هسته

s : فاصله قائم میلگردهای عرضی

۲-۵- تأثیر خوردگی بر روی پیوستگی بین بتن و میلگرد فولادی

یکی از اثرات خوردگی در مصالح بتن مسلح، زوال پیش‌رونده پیوستگی بین بتن و فولاد به عنوان تابعی از سطح خوردگی رخ داده است. مکانیزم‌های کاهش سطح مقطع میلگرد فولادی و ترک خوردگی ناشی از انبساط حجمی محصولات خوردگی منجر به تضعیف پیوستگی می‌شود. به منظور بررسی اثرات خوردگی بر روی کاهش پیوستگی، مفهوم طول ناپیوستگی معادل استفاده شده است [۲۰]. در این مفهوم کاهش مقاومت پیوستگی با اعمال ضریب در منحنی تنش-کرنش فولاد منعکس می‌شود. کاهش پیوستگی توسعه تنش متناسب با افزایش کرنش را با تأخیر می‌اندازد. بنابراین به ازای کرنش موجود، تنش در فولاد به علت زوال پیوستگی کاهش داده می‌شود. ضریب مربوط به کاهش پیوستگی به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\psi = \frac{L_{eu1}}{L_{eu2}} \quad (26)$$

که در آن:

ψ : ضریب مربوط به کاهش پیوستگی ناشی از خوردگی

L_{eu1} : طول ناپیوستگی معادل میلگرد فولادی اصلی

L_{eu2} : طول ناپیوستگی معادل میلگرد فولادی خورده شده

با فرض توزیع یکنواخت کرنش، طول ناپیوستگی معادل با استفاده از

رابطه زیر تعیین شده است:

$$L_{eu} = \frac{S_E}{\epsilon_s} \quad (27)$$

که در آن:

S_E : لغزش میلگرد

ϵ_s : کرنش بیشینه میلگرد

لغزش میلگرد در صورتی که کرنش بیشینه موجود میلگرد (ϵ_s) از کرنش جاری شدن میلگرد (ϵ_y) کمتر باشد با استفاده از رابطه ۲۸ و در غیر این صورت با استفاده از رابطه ۲۹ محاسبه شده است:

$$S_E = \epsilon_s \frac{L_{d1}}{2} \quad (28)$$

$$S_E = \epsilon_y \frac{L_{d1}}{2} + (\epsilon_s + \epsilon_y) \frac{L_{d2}}{2} \quad (29)$$

در روابط فوق L_{d1} طول پیوستگی لازم برای انتقال نیروی میلگرد متناظر با تنش بیشینه موجود میلگرد (f_s) می‌باشد در حالتی که تنش موجود میلگرد از تنش جاری شدن (f_y) آن کمتر باشد و L_{d2} طول پیوستگی لازم

S' : فاصله خالص قائم میلگردهای عرضی

A_{sp} : سطح مقطع میلگردهای عرضی

اثر خوردگی بر روی خصوصیات بتن هسته، با سطح مقطع کاهش یافته میلگرد فولادی در محاسبه نسبت سطح مقطع میلگرد طولی به بتن هسته (ρ_s) و نسبت حجمی میلگرد عرضی (ρ_s) به منظور تعیین ضریب محصورشدگی (K) منعکس شده است. همچنین کرنش بیشینه بتن (ϵ_{cu}) از طریق کاهش کرنش بیشینه فولاد (ϵ_{su}) کاهش داده شده است. در محاسبات مربوطه خصوصیات میلگردهای طولی و عرضی نیز بر اساس روابط ۱۰ تا ۱۳ تغییر داده شده است. رابطه تنش-کرنش بتن محصور شده با استفاده از رابطه ۲۱ تعیین شده است:

$$\sigma = \frac{f'_{cc} \times x_e \times r}{r - 1 + x_e} \quad (21)$$

در رابطه فوق f'_{cc} مقاومت فشاری بیشینه بتن محصورشده، x_e نسبت کرنش مورد نظر به کرنش متناظر تنش فشاری بیشینه بتن محصورشده و r نسبت مدول الاستیسیته (E_s) به تفاضل مدول الاستیسیته و مدول سکانت بتن محصورشده (E_{sec}) می‌باشد؛ روابط مربوط به تعیین این پارامترها در معادلات ۲۲ تا ۲۵ ذکر شده است:

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c} \text{ (Mpa)} \quad (22)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (23)$$

$$x_e = \frac{\epsilon}{\epsilon_{cc}} \quad (24)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (25)$$

که در آن‌ها:

σ : تنش فشاری بتن

ϵ : کرنش فشاری بتن

ϵ_{cc} : کرنش متناظر با تنش بیشینه بتن محصورشده

ϵ_{co} : کرنش متناظر با تنش بیشینه بتن اولیه (۰/۰۰۲)

با توجه به توضیحات داده شده، مقدار تنش فشاری بیشینه (مقاومت) و کرنش نهایی (شکل‌پذیری) ناشی از خوردگی در نمودار تنش-کرنش بتن محصورشده کاهش داده می‌شود.

۳- مدل سازی پل بتن مسلح مورد مطالعه

در این بخش پل بتن مسلح موجود در مناطق جنوبی کشور با شرایط محیطی خورنده به منظور مطالعه تأثیر خوردگی بر عملکرد لرزه‌ای درازمدت پل مربوطه در نرم افزار SAP2000 [۲۷] مدل سازی شده است. پل مورد نظر یک پل چهار دهانه معمول استاندارد با پایه‌های سه ستونه بوده و عرشه آن با تیرهای پیش ساخته بتنی و دال درجاریز اجرا شده است. پل دارای دو دهانه کناری و یک دهانه میانی ۲۴ متری و یک دهانه میانی ۲۰ متری بوده و طول کل آن ۹۲ متر است. عرشه در محل پایه ناپیوسته بوده و تیرها در محل پایه بر روی تکیه‌گاه‌های الاستومریک قرار گرفته اند. مشخصات کلی پل در جدول ۱ ارائه و مدل آن در شکل ۲ نشان داده شده است.

جدول ۱: مشخصات کلی پل

Table 1. General characteristics of bridge

پارامتر	مقدار
عرض کل عرشه	۱۱ / ۳m
عمق عرشه	۱ / ۴m
مشخصات مقطع عرضی عرشه	$A = ۵/۱۹۶m^2, J = ۰/۱۲۰۸m^4$ $I_x = ۱/۰۶۷۵m^4, I_y = ۵۹/۱۵۷m^4$ $A_{xx} = ۲/۴۷۲m^2, A_{yy} = ۲/۶۳۲m^2$ $S_x = ۲/۱۱۵m^3, S_y = ۱۰/۴۷۰۲m^3$ $Z_x = ۲/۰۰۴m^3, Z_y = ۱۵/۲۲۹۲m^3$
ارتفاع ستون	۶ / ۱m
قطر ستون	۱ / ۲m
ابعاد تیر سرستون	۱ / ۷ × ۱ / ۲m
مقاومت فشاری مشخصه بتن	۳۴ / ۳۴ MPa (۳۵۰ kg / cm ^۳)
مقاومت جاری شدن میلگرد	۳۹۲ / ۴ MPa (۴۰۰۰ kg / cm ^۳)
نسبت آب به سیمان بتن	۰/۴
درصد میکروسیلیس بتن	۷
آرماتور طولی ستون	۱۲φ۳۲
آرماتور عرضی ستون	φ۱۰@۷ / ۵cm
ضخامت پوشش	۶ cm

A : سطح مقطع
 J : ممان اینرسی پیچشی
 I : ممان اینرسی خمشی
 A_v : سطح مقطع برشی
 S : اساس مقطع الاستیک
 Z : اساس مقطع پلاستیک

برای انتقال تفاسل نیروی موجود میلگرد از نیروی جاری شدن آن است در حالتی که تنش بیشینه موجود میلگرد بیشتر از تنش جاری شدن میلگرد باشد:

$$L_{d1} = \frac{f_s d_b}{4\tau_{max}}, \quad L_{d2} = \frac{(f_s - f_y) d_b}{4\tau_f} \quad (30)$$

که در آن:

τ_{max} : مقاومت پیوستگی بیشینه

τ_f : مقاومت پیوستگی پسماند

مقاومت پیوستگی بیشینه و پسماند با استفاده از رابطه ۳۱ محاسبه شده است:

$$\tau_{max} = \sqrt{f_c'} \quad (MPa), \quad \tau_f = ۰/۱۵\tau_{max} \quad (31)$$

اثر خوردگی بر روی پیوستگی بین بتن و فولاد به صورت کاهش مقدار مقاومت پیوستگی بیشینه مدل شده است. رابطه مقاومت پیوستگی بیشینه در حالت اولیه بدون خوردگی (τ_{max0}) و حالت خورده شده (τ_{max}) به صورت زیر می‌باشد [۷]:

$$\tau_{max} = (1 - D_c)\tau_{max0} \quad (32)$$

که در آن:

D_c : ضریب کاهش مقاومت پیوستگی بیشینه

ضریب کاهش مقاومت پیوستگی بیشینه در صورتی که کاهش سطح مقطع فولاد ناشی از خوردگی (ΔA_s) کمتر از کاهش سطح مقطع فولاد مورد نیاز برای شروع ترک خوردگی (ΔA_{s0}) باشد، برابر صفر بوده و در غیر این صورت با استفاده از رابطه ۳۳ تعیین شده است:

$$D_c = 1 - \left(\frac{A_s - \Delta A_s}{A_s - \Delta A_{s0}} \right)^5 \quad (33)$$

که در آن:

A_s : سطح مقطع فولاد قبل از ایجاد خوردگی

کاهش سطح مقطع فولاد لازم برای شروع ترک خوردگی (ΔA_{s0}) با استفاده از رابطه ۳۴ تعیین شده است:

$$\Delta A_{s0} = A_s \left[1 - \left[1 - \frac{\alpha}{d_b} \left(۰/۰۷۵۳ + ۰/۰۰۹۳۲ \frac{d_c}{d_b} \right) \right]^2 \right] \quad (34)$$

که در آن:

α : ضریب عمق نفوذ خوردگی ($\alpha = ۶$)

d_c و d_b : به ترتیب قطر و ضخامت پوشش میلگرد فولادی

که در آن:

M_Y : لنگر مؤثر جاری شدن

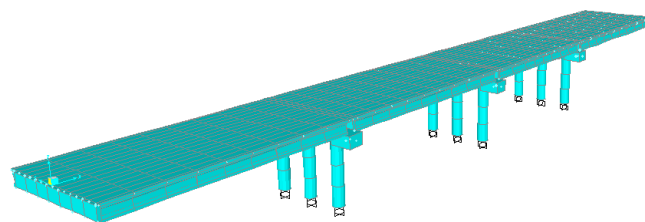
ϕ_Y : انحنای مؤثر جاری شدن

E : مدول الاستیسیته بتن

لنگر و انحنای مؤثر جاری شدن با دوخطی‌سازی منحنی لنگر-انحناء به دست آمده از تحلیل مقطع ستون تعیین می‌شود. سختی پیچشی و برشی اعضای بتنی به صورت عمده پس از شروع ترک خوردگی کاهش می‌یابد. به همین دلیل از ضریب $0/2$ برای کاهش ممان اینرسی پیچشی و ضریب $0/8$ برای کاهش سطح مقطع برشی ستون استفاده شده است.

با توجه به مشخصات تکیه گاه الاستومریک استفاده شده، سختی طولی و قائم این تکیه‌گاه به ترتیب 3270 kN/m و 62550 kN/m تعیین شده است. در محل تکیه‌گاه میانی با توجه به وجود کلید برشی در راستای حرکت عرضی تیرها، از سختی بی‌نهایت برای مدل‌سازی سختی عرضی تکیه‌گاه استفاده شده است. تکیه‌گاه پای ستون‌ها به صورت گیردار مدل شده است. علاوه بر محاسبه وزن اعضای پل، بار مرده روسازه آسفالت عرشه، بتن زرده و پیاده‌رو پل مجموعاً معادل $2/6 \text{ kN/m}^2$ در بارگذاری پل لحاظ شده است.

مدل کوله نشیمنی این پل شامل یک المان صلب با طول معادل عرض عرشه بوده که از طریق یک نقطه صلب به خط مرکزی عرشه متصل شده و دارای پاسخ غیرخطی طولی، عرضی و قائم تعریف شده در هر انتهای این المان صلب است [۲۸]. در جهت طولی، سیستم سری شامل المان صلب با برش و لنگر آزاد شده، یک المان شکاف^۱ با شرایط مرزی انتهایی که تنها اجازه به انتقال طولی می‌دهد و یک المان طول-صفر^۲ تعریف شده است. به المان با طول-صفر منحنی استقامت^۳ الاستوپلاستیک با سختی کوله معادل $15/98 \text{ kN/mm}$ و مقاومت نهایی کوله معادل $117/1 \text{ kN}$ اختصاص داده شده است. رفتار تعیین شده برای پاسخ طولی در صورتی فعال خواهد شد که جابجایی طولی رخ داده در عرشه بیشتر از اندازه شکاف موجود بین عرشه و کوله معادل 50 mm باشد. در جهت عرضی، المان طول-صفر در هر انتهای المان صلب با منحنی استقامت الاستوپلاستیک با سختی معادل $19/78 \text{ kN/mm}$ و مقاومت نهایی $46/3 \text{ kN}$ تعریف شده است. به منظور محاسبه سختی جهت عرضی کوله، مقادیر جهت طولی با استفاده از ضریب متناظر با طول مؤثر دیوار و ضریب مشارکت به ترتیب معادل $4/3$ و $2/3$ اصلاح شده است. طول دیوار برگشتی معادل $1/3$ طول دیوار پشتی در نظر گرفته شده است. در جهت قائم یک فنر الاستیک در هر انتهای المان صلب با سختی متناظر با سختی قائم تکیه‌گاه الاستومریک تعریف شده است.



شکل ۲: مدل پل بتن مسلح مورد مطالعه

Fig. 2. Model of studying RC bridge

برای تحلیل لرزه‌ای پل از المان‌های سه بعدی تیر-ستون با خصوصیات متناظر مقطع عرضی، برای مدل‌سازی روسازه و اعضای پایه (ستون و تیر سرستون) استفاده شده است. به منظور تقریب جرم گسترده اعضای پل با اجرام متمرکز در گره‌ها، هر یک از دهانه‌های عرشه و پایه‌ها به پنج المان با طول یکسان و تیر سرستون به چهار المان گسسته شده است. عرشه به صورت المان تیر-ستون الاستیک خطی با خصوصیات مصالح متناظر با بتن مسلح ترک خورده مدل شده است. هیچ نوع خاصیت غیرخطی برای عرشه در تحلیل کلی پل در نظر گرفته نشده است. برای تخمین مقدار واقع‌گرایانه برای دوره تناوب پل، ترک خوردگی رخ داده قبل از رسیدن به حد نهایی لحاظ شده و از ضریب $0/75$ برای کاهش ممان اینرسی خمشی مقطع عرشه استفاده شده است. خصوصیات هندسی عرشه در جدول ۱ ذکر شده است. در پل مورد مطالعه با پایه‌های چندستونه، یک المان قابی الاستیک با مقطع عرضی مستطیلی منطبق با ابعاد نقشه‌های اجرایی برای مدل‌سازی تیر سرستون استفاده شده است. به این علت که بتن روسازه و تیر سرستون به صورت همزمان ریخته می‌شود، سختی خمشی روسازه منجر به افزایش قابل توجه سختی پیچشی تیر سرستون می‌شود. بنابراین برای مدل‌سازی واقع‌گرایانه تیر سرستون، ممان اینرسی پیچشی تیر سرستون با استفاده از ضریب 100 تشدید شده است. پیشنهاد داده شده است که یک قطعه جداگانه در بالای ستون با طول مشخص تعریف شود که نشان‌دهنده بخش قرار گرفته شده از ستون در تیر سرستون است. این طول مشخص برابر با فاصله از بالای ستون تا مرکز ثقل روسازه بوده و این طول به صورت یک ناحیه صلب مدل شده است [۲۸].

برای ستون‌های پایه پل که به صورت اعضای شکل‌پذیر با رفتار غیرخطی طراحی می‌شوند، سختی خمشی مؤثر ناشی از ترک خوردگی در مدل‌سازی استفاده شده است. با فرض سطح بار محوری به دست آمده از بار مرده ستون، سختی خمشی مؤثر (I_{eff}) با استفاده از رابطه زیر تعریف شده است:

$$I_{eff} = \frac{M_Y}{E\phi_Y} \quad (35)$$

1 Gap

2 Zero-length

3 Backbone

۴- تحلیل بارافزون پل مورد مطالعه

به منظور ارزیابی لرزه‌ای پل مورد مطالعه تحت اثر خوردگی از روش تحلیل بارافزون (استاتیکی غیرخطی) استفاده شده است. برای اعتبارسنجی از روش مدل‌سازی بر پایه نتایج آزمایشگاهی مدل ظرفیت ستون خورده شده، از نتایج مرجع [۲۳] استفاده شده است. هدف اصلی این مطالعه مقایسه منحنی‌های ظرفیت پل مورد مطالعه در زمان‌های مختلف انتخاب شده در عمر مفید آن است. با این مقایسه می‌توان اثر خوردگی بر ظرفیت پل بتن مسلح در هر نقطه زمانی را تعیین کرد. زمان صفر نشان‌دهنده پل دست‌نخورده بدون اثر خوردگی است. در هر یک از زمان‌های انتخابی دیگر، تمام اثرات خوردگی بر روی مشخصات ستون بتن مسلح پل شامل زوال خصوصیات بتن هسته، بتن پوشش، میلگرد فولادی و پیوستگی بین بتن و میلگرد فولادی مطابق بخش ۲ در نظر گرفته شده است. در روش تحلیل بارافزون، خصوصیات مفصل پلاستیک اختصاص یافته به سازه منعکس‌کننده رفتار غیرخطی سازه است؛ بنابراین نواحی مفاصل پلاستیک پل که تحت بارگذاری لرزه‌ای عمدتاً در پایه‌های پل ایجاد می‌شوند، تعیین‌کننده منحنی ظرفیت پل خواهند بود. ناحیه ایجاد مفصل پلاستیک معمولاً در دو انتهای ستون است. بنابراین برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای پل تحت اثر خوردگی، فرض توسعه خوردگی در نواحی تشکیل مفصل پلاستیک منطقی بوده و اساس این مطالعه خواهد بود. بنابراین در نقاط زمانی انتخابی، خصوصیات مفصل پلاستیک ناشی از خوردگی بایستی به‌هنگام شود. رویه تحلیل بارافزون با ملاحظه خوردگی به منظور توسعه منحنی ظرفیت پل در شکل ۳ نشان داده شده است

در روند نشان داده شده در فلوجارت شکل ۳، قدم اول تعیین مدل مصالح در هر نقطه زمانی با ملاحظه خوردگی است. مدل مصالح شامل رفتار تنش-کرنش اصلاح شده بتن و فولاد منطبق با توضیحات بخش ۲ است. با توجه به بار محوری اولیه و مدل مصالح توسعه داده شده، تحلیل لنگر-انحناء مقطع ستون پل در هر نقطه زمانی انجام شده و خصوصیات مفصل پلاستیک بر اساس نتایج این تحلیل تنظیم شده است. در نهایت تحلیل بارافزون پل به منظور تعیین منحنی ظرفیت پل در هر یک از نقاط زمانی انتخابی انجام شده است.

مفصل پلاستیک ستون می‌تواند به عنوان مدل پلاستیسیته متمرکز در نرم افزار SAP2000 و با استفاده از مفصل غیرمزدوج^۲ در جهت خمش M2 و M3 متناظر با محور محلی ۲-۲ و ۳-۳ (به ترتیب جهات عرضی و طولی پل) مدل شود. پل مورد مطالعه در این تحقیق در جهت طولی عملکرد تک‌ستونه و طره‌ای داشته و مکان محتمل تشکیل مفصل پلاستیک در جهت طولی در پای ستون خواهد بود؛ در مقابل در جهت عرضی، پل عملکرد قابی داشته و با توجه به انحنای مضاعف رخ داده در ستون در جهت عرضی، مفصل پلاستیک احتمالاً در هر دو انتهای ستون تشکیل خواهد شد. بنابراین متناظر با جهت طولی پل، مفصل پلاستیک M3 در پای ستون و متناظر با جهت عرضی مفصل پلاستیک M2 در هر دو انتهای ستون تعریف شده است. طول مفصل پلاستیک مطابق رابطه ۳۶ محاسبه شده است [۲۹]:

$$L_p = 0.08H + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.044f_{ye}d_{bl} \quad (36)$$

که در آن:

L_p : طول مفصل پلاستیک (mm)

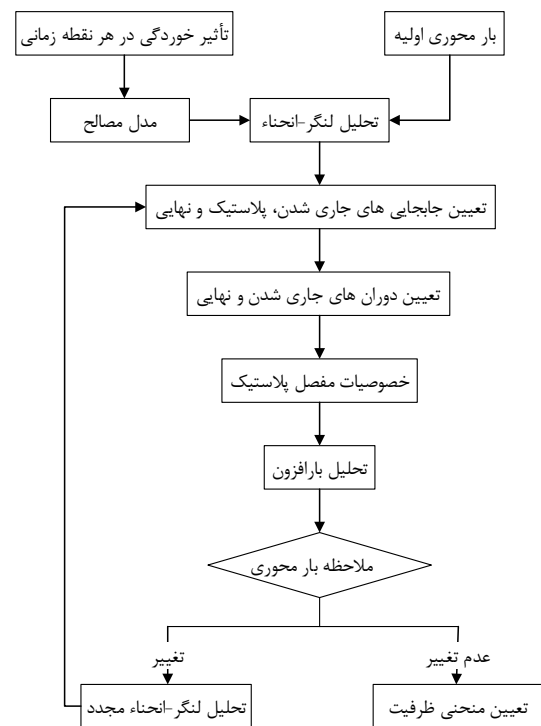
H : ارتفاع ستون (mm)

f_{ye} : مقاومت جاری شدن میلگردهای طولی (MPa)

d_{bl} : قطر میلگردهای طولی (MPa)

بار مرده محوری ستون شامل وزن منشعب روسازه و وزن خود اعضاء است. با توجه به عملکرد طره‌ای پل در جهت طولی، تغییرات بار محوری ستون حین تحلیل بارافزون رخ نمی‌دهد؛ در حالی که در جهت عرضی با توجه به عملکرد قابی پل، تغییرات بار محوری ستون در حین تحلیل بارافزون رخ داده و بار محوری ستون در نقطه نهایی منحنی بارافزون پل برابر با بار محوری اولیه ستون نخواهد بود. بنابراین تغییرات بار محوری مطابق فلوجارت شکل ۳ برای تعیین منحنی ظرفیت جهت عرضی پل بایستی لحاظ شود.

در این تحقیق از نرم افزار XTRACT برای انجام تحلیل لنگر-انحناء استفاده شده است [۳۰]. به منظور تعیین خصوصیات مفصل پلاستیک، مقادیر انحناء و لنگر متناظر با نقطه جاری شدن (M_y , ϕ_y)، نقطه مؤثر جاری



شکل ۳: روند تحلیل بارافزون پل

Fig. 3. Pushover analysis procedure of bridge

1 Concentrated Plasticity
2 Uncoupled

L_p : طول مفصل پلاستیک
 Δ_y : جابجایی جاری شدن ستون
 H : ارتفاع ستون
 Δ_p : جابجایی پلاستیک ستون

۵- نتایج

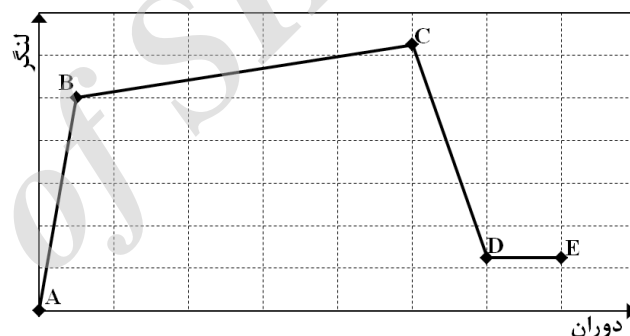
با توجه به جدول ۱، در طرح اختلاط بتن مورد استفاده در پایه‌های پل، نسبت آب به سیمان ۰/۴ و درصد میکروسیلیس ۷٪ است. با توجه به این مقادیر بر اساس مرجع [۲۲]، ضریب B_1 برابر ۲۳/۸۴۵ و ضریب C_1 برابر ۲/۸۰۸ در نظر گرفته شده است. بنابراین بر اساس ضخامت پوشش mm ۶۰ برای میلگرد عرضی و mm ۷۰ برای میلگرد طولی و با استفاده از رابطه ۲، زمان شروع خوردگی برای میلگرد طولی و عرضی به ترتیب ۱۵/۴ و ۱۰ سال به دست آمده است. قطر کاهش یافته میلگرد طولی و عرضی ناشی از خوردگی بر اساس رابطه ۳ محاسبه شده و مقادیر آن‌ها در نقاط زمانی موردنظر در جدول ۲ ذکر شده است. سطح خوردگی میلگرد طولی و عرضی بر اساس رابطه ۴ محاسبه شده و نمودار سطح خوردگی نسبت به زمان موردنظر در شکل ۵ نشان داده شده است. به دلیل ضخامت پوشش کمتر میلگرد عرضی نسبت به میلگرد طولی، خوردگی میلگرد عرضی سریعتر شروع شده و سطح خوردگی آن بیشتر است.

جدول ۲: قطر کاهش یافته میلگرد طولی و عرضی ناشی از خوردگی

Table 2. Reduced diameter of corroded longitudinal and transverse reinforcements

قطر آرماتور عرضی (mm)	قطر آرماتور طولی (mm)	زمان (سال)
۱۰	۳۲	۰
۹/۸۷	۳۲	۱۵
۹/۶۶	۳۱/۷۷	۳۰
۹/۴۹	۳۱/۶۲	۴۵
۹/۳۵	۳۱/۴۹	۶۰
۹/۲۲	۳۱/۳۶	۷۵
۹/۰۹	۳۱/۲۶	۹۰

شدن (M_y, ϕ_y) ، ظرفیت نهایی (M_u, ϕ_u) و ظرفیت پلاستیک (M_p, ϕ_p) بر اساس تحلیل لنگر-انحناء ستون تحت بار محوری اولیه ناشی از بار مرده پل محاسبه می‌شوند. مقادیر مربوط به نقطه مؤثر جاری شدن با استفاده از مفهوم دوخطی سازی منحنی لنگر-انحناء تعیین شده است. پیروی الاستیک سازه با تعریف و اختصاص مفصل غیرمزدوج تغییر نمی‌کند. رفتار غیرخطی مفصل پلاستیک از طریق رابطه لنگر-دوران $(M-\theta)$ نرمالیزه شده نسبت به نقطه مؤثر جاری شدن مطابق شکل ۴ تعریف شده است. بنابراین مقادیر انحنای به دست آمده از تحلیل لنگر-انحناء ستون بایستی به مقدار دوران تبدیل شوند. نقطه A متناظر با نقطه صفر، نقطه B متناظر با نقطه جاری شدن مؤثر (M_y, θ_y) و نقطه C متناظر با نقطه ظرفیت نهایی است که برای جلوگیری از دست بالا گرفتن ظرفیت پلاستیک ستون و برش پایه پل به صورت نقطه پلاستیک (M_p, θ_p) تعریف شده است. نقطه D متناظر با نقطه زوال یافته معادل ۲۰٪ ظرفیت پلاستیک ستون در نظر گرفته شده و نقطه E به عنوان نقطه گسیختگی ستون تعریف شده است.



شکل ۴: رفتار غیرخطی تعریف شده برای مفصل پلاستیک

Fig. 4. Defined nonlinear behavior for plastic hinge

به منظور تبدیل مقادیر انحنای به دست آمده از تحلیل لنگر-انحناء به مقادیر جابجایی و در مرحله بعد به مقادیر دوران ستون از روابط ۳۷ تا ۳۹ استفاده شده است. این روابط با فرض انحنای پلاستیک ثابت در طول مفصل پلاستیک است.

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \quad (37)$$

$$\Delta_y = H^2 \phi_y / 3 \quad (38)$$

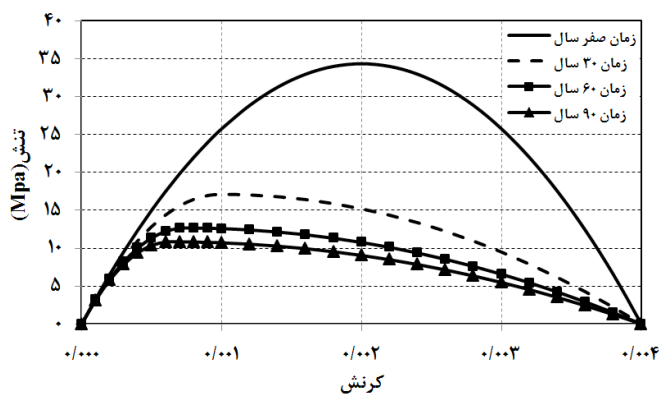
$$\Delta_p = \theta_p (H - L_p / 2) \quad (39)$$

که در آن‌ها:

θ_p : دوران پلاستیک ستون

ϕ_u : انحنای نهایی ستون

ϕ_y : انحنای مؤثر جاری شدن (انحنای اسمی) ستون



شکل ۶: نمودار تنش-کرنش بتن پوشش ناشی از خوردگی

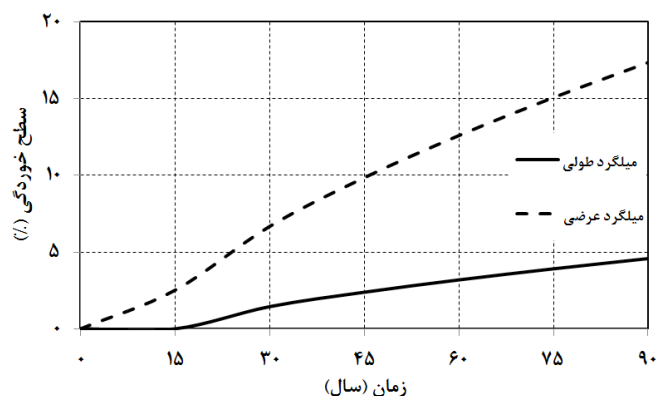
Fig. 6. Stress-strain diagram of corroded cover concrete

اثر خوردگی بر روی مقادیر کرنش فولاد با و بدون در نظر گرفتن زوال پیوستگی بین بتن و میلگرد فولادی در جدول ۴ ذکر شده است. کاهش پیوستگی توسعه تنش متناسب با افزایش کرنش را با تأخیر می‌اندازد. بنابراین با در نظر گرفتن زوال پیوستگی، میلگرد در کرنش بیشتری به سطح تنش مشابه با حالت اولیه خواهد رسید. مقایسه بین نمودار تنش-کرنش میلگرد در زمان صفر و زمان ۹۰ سال با و بدون در نظر گرفتن زوال پیوستگی در شکل ۷ نشان داده شده است. نمودار تنش-کرنش فولاد ناشی از خوردگی در نقاط زمانی موردنظر با ملاحظه زوال پیوستگی در شکل ۸ ارائه شده است. کرنش نهایی فولاد ناشی از خوردگی کاهش ۱۲٪ داشته است. با در نظر گرفتن زوال پیوستگی، کرنش نهایی میلگرد خورده شده در زمان ۹۰ سال افزایش ۱۸٪ نشان داده است.

جدول ۴: اثر خوردگی بر روی کرنش نهایی فولاد

Table 4. Corrosion effect on the steel ultimate strain

کرنش نهایی بتن در نظر گرفتن زوال پیوستگی	کرنش نهایی بدون در نظر گرفتن زوال پیوستگی	زمان (سال)
۰/۲	۰/۲	۰
۰/۲	۰/۲	۱۵
۰/۱۹۶۲	۰/۱۹۲۵	۳۰
۰/۲۰۰۶	۰/۱۸۷۶	۴۵
۰/۲۰۴۴	۰/۱۸۳۵	۶۰
۰/۲۰۷۹	۰/۱۷۹۸	۷۵
۰/۲۰۷۲	۰/۱۷۶۲	۹۰



شکل ۵: سطح خوردگی میلگرد طولی و عرضی

Fig. 5. Corrosion level of longitudinal and transverse reinforcements

اثر خوردگی بر خصوصیات بتن محصورنشده (پوشش) بر اساس روابط بخش ۲-۲ محاسبه شده است. کرنش متناظر با تنش پیشینه و تنش پیشینه بتن پوشش در نقاط زمانی موردنظر در جدول ۳ ذکر شده و منحنی تنش-کرنش بتن پوشش در شکل ۶ نشان داده شده است. نتایج نشان‌دهنده کاهش ۶۶٪ تنش پیشینه ناشی از خوردگی است.

به منظور تشخیص بهتر داده‌های نمودار، فقط نتایج مربوط به نقاط زمانی ۰، ۳۰، ۶۰ و ۹۰ سال ارائه شده است. نقطه زمانی صفر نشان‌دهنده حالت دست نخورده بدون تأثیر خوردگی است.

جدول ۳: اثر خوردگی بر روی خصوصیات بتن پوشش

Table 3. Corrosion effect on the cover concrete characteristics

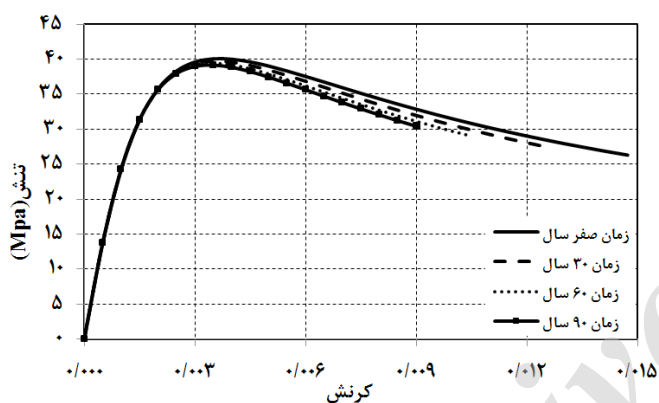
زمان (سال)	کرنش متناظر با تنش پیشینه	تنش پیشینه (MPa)
۰	۰/۰۰۲	۳۴/۳۴
۱۵	۰/۰۰۱۸	۲۹/۹۵
۳۰	۰/۰۰۱	۱۷/۱۱
۴۵	۰/۰۰۰۹	۱۴/۲۳
۶۰	۰/۰۰۰۸	۱۲/۶۶
۷۵	۰/۰۰۰۷	۱۰/۸۴
۹۰	۰/۰۰۰۶	۱۱/۶۱

اثر خوردگی بر روی خصوصیات میلگرد فولادی مطابق بخش ۲-۳ و اثر زوال پیوستگی بتن و میلگرد فولادی بر روی رفتار میلگرد بر اساس بخش ۲-۴ محاسبه شده است. اثر خوردگی بر روی تنش جاری شدن و نهایی فولاد نشان‌دهنده کاهش ۹٪ و ۷٪ در در نقطه زمانی ۹۰ سال نسبت به حالت بدون اثر خوردگی معادل نقطه زمانی صفر است.

جدول ۵: اثر خوردگی بر روی خصوصیات بتن هسته

Table 5. Corrosion effect on the core concrete characteristics

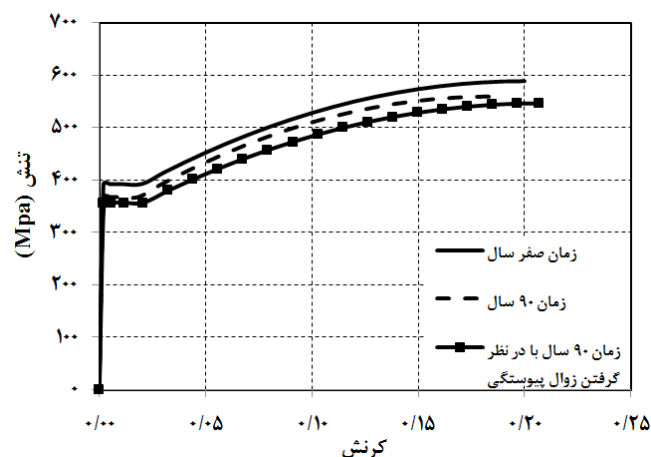
زمان (سال)	کرنش نهایی	تنش بیشینه (MPa)
۰	۰/۰۱۴۷	۴۰/۰۵
۱۵	۰/۰۱۳۸	۳۹/۹۲
۳۰	۰/۰۱۲۴	۳۹/۷۲
۴۵	۰/۰۱۱۳	۳۹/۵۵
۶۰	۰/۰۱۰۵	۳۹/۴۱
۷۵	۰/۰۰۹۷	۳۹/۲۷
۹۰	۰/۰۰۹	۳۹/۱۴



شکل ۹: نمودار تنش-کرنش بتن هسته ناشی از خوردگی

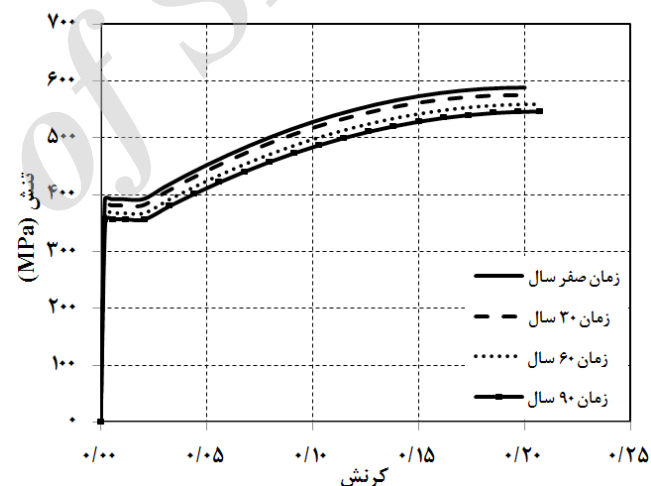
Fig. 9. Stress-strain diagram of corroded core concrete

بر اساس رفتار تنش-کرنش به دست آمده برای بتن پوشش، بتن هسته و میلگرد فولادی، تحلیل لنگر-انحناء ستون پل با ملاحظه بار محوری اولیه ناشی از بار مرده پل انجام شده است. نمودار لنگر-انحناء مقطع ستون بتن مسلح انتخابی در نقاط زمانی موردنظر در شکل ۱۰ نشان داده شده است. نتایج نشان دهنده کاهش مقاومت و شکل پذیری است. نتایج مربوط به مقادیر لنگر مؤثر جاری شدن و لنگر نهایی در نقاط زمانی موردنظر در جدول ۶ ذکر شده است. با توجه به نتایج به دست آمده، در نقطه زمانی ۹۰ سال لنگر مؤثر جاری شدن و نهایی به ترتیب کاهش ۱۲٪ و ۱۱٪، انحنای مؤثر جاری شدن و نهایی به ترتیب کاهش ۲۰٪ و ۳۷٪ نشان داده است. انرژی در واحد طول ستون به عنوان سطح زیر نمودار لنگر-انحناء کاهش ۴۳٪، ظرفیت دوران پلاستیک بر اساس رابطه ۳۷ کاهش ۳۸٪ و شکل پذیری انحنایی به عنوان حاصل تقسیم انحنای نهایی بر انحنای مؤثر جاری شدن کاهش ۲۴٪ نشان داده است.



شکل ۷: اثر زوال پیوستگی ناشی از خوردگی بر رفتار فولاد

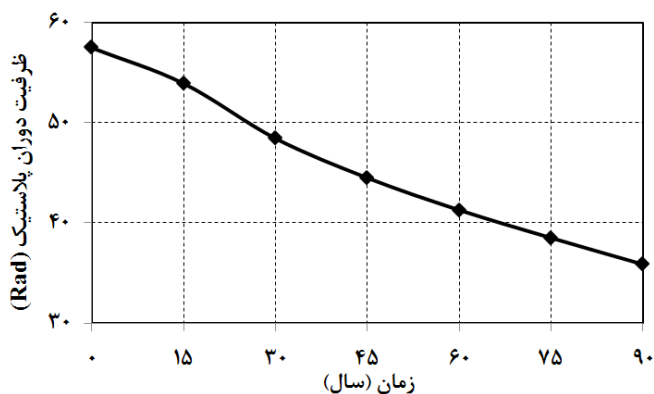
Fig. 7. Effect of corrosion-induced bonding degradation on the behavior of steel



شکل ۸: نمودار تنش-کرنش فولاد ناشی از خوردگی با ملاحظه زوال پیوستگی بتن و میلگرد فولادی

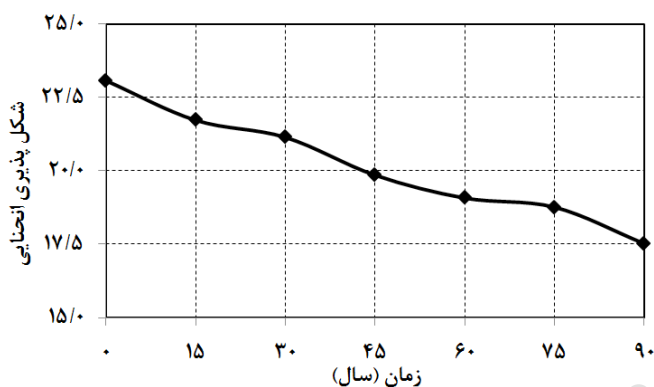
Fig. 8. Stress-strain diagram of corroded steel considering the bonding degradation between concrete and steel

اثر خوردگی بر خصوصیات بتن محصورشده (هسته) بر اساس روابط بخش ۲-۴ محاسبه شده است. کرنش نهایی و تنش بیشینه بتن هسته در نقاط زمانی موردنظر در جدول ۵ ذکر شده و منحنی تنش-کرنش بتن هسته در شکل ۹ نشان داده شده است. مقاومت و شکل پذیری بتن هسته ناشی از خوردگی کاهش یافته است. تنش بیشینه و کرنش نهایی بتن هسته به ترتیب کاهش ۳٪ و ۳۹٪ نشان داده است.



شکل ۱۲: کاهش ظرفیت دوران پلاستیک (10^{-3}) ستون ناشی از خوردگی

Fig. 12. Reduction of plastic rotation capacity (10^{-3}) of corroded column

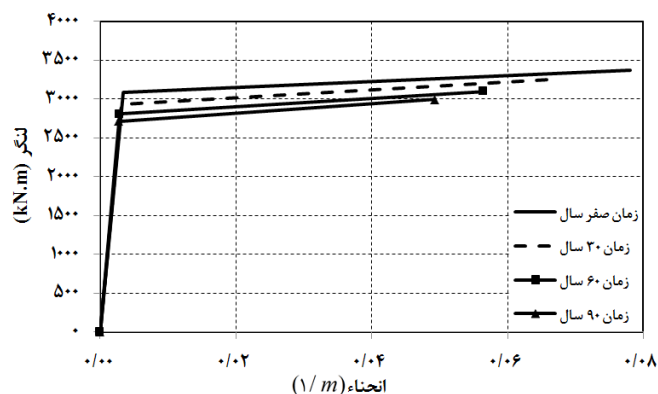


شکل ۱۳: کاهش شکل پذیری انحنایی ستون ناشی از خوردگی

Fig. 13. Reduction of curvature ductility of corroded column

بر حسب نتایج تحلیل لنگر-انحناء و تبدیل این نتایج به مقادیر لنگر-دوران بر اساس روابط ۳۷ تا ۳۹، خصوصیات مفاصل پلاستیک در هر نقطه زمانی تنظیم شده و تحلیل بارافزون پل در هر دو جهت طولی و عرضی مطابق روند نشان داده شده در شکل ۳ انجام شده است. نتایج مربوط به برش پایه بیشینه و جابجایی متناظر با آن برای جهات طولی و عرضی پل به ترتیب در جدول ۷ و جدول ۸ ارائه شده است. منحنی ظرفیت (منحنی بارافزون) پل در دو جهت طولی و عرضی به ترتیب در شکل ۱۴ و شکل ۱۵ نشان داده شده است.

نتایج نشان دهنده کاهش ۱۱/۵٪ و ۱۲/۵٪ در برش پایه بیشینه پل به ترتیب در جهت طولی و عرضی پل خورده شده در نقطه زمانی ۹۰ سال است. بنابراین برای حصول اطمینان از عملکرد لرزه‌ای پل تحت خوردگی ۹۰ ساله می‌توان برش پایه طراحی را به میزان ۱۲/۵٪ افزایش داد. در هر یک از نقاط زمانی دیگر می‌توان میزان افزایش برش پایه طراحی را با محاسبات مشابه تعیین نمود.



شکل ۱۰: نمودار لنگر-انحناء ستون بتن مسلح ناشی از خوردگی

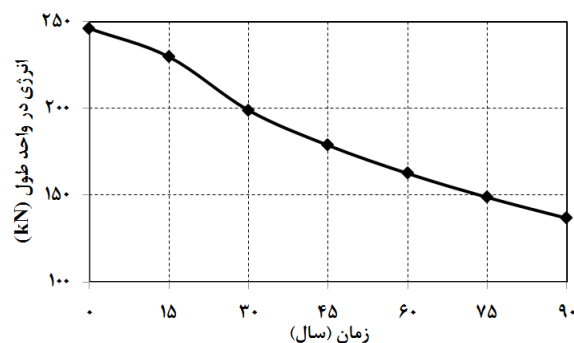
Fig. 10. Moment-curvature diagram of corroded RC column

جدول ۶: لنگر مؤثر جاری شدن و نهایی مقطع ناشی از خوردگی

Table 6. Effective yield and ultimate moments of corroded section

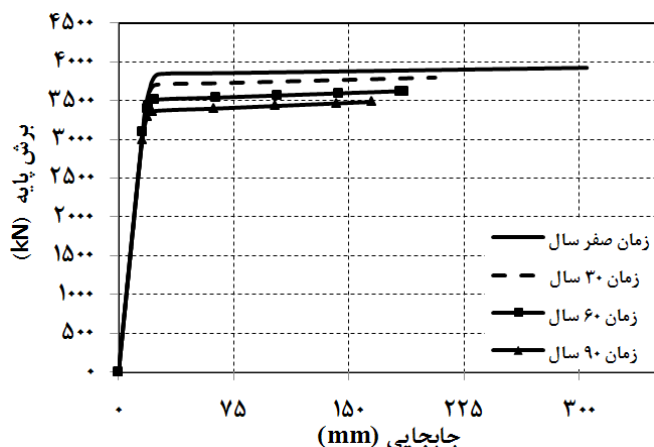
لنگر نهایی (kN.m)	لنگر مؤثر جاری شدن (kN.m)	زمان (سال)
۳۳۶۶	۳۰۸۶	۰
۳۳۴۱	۳۰۷۲	۱۵
۳۲۴۳	۲۹۳۵	۳۰
۳۱۶۶	۲۸۶۷	۴۵
۳۰۹۸	۲۸۰۸	۶۰
۳۰۳۹	۲۷۵۲	۷۵
۲۹۹۴	۲۷۱۱	۹۰

نمودار کاهش انرژی در واحد طول، ظرفیت دوران پلاستیک و شکل‌پذیری انحنایی ستون بر حسب زمان به ترتیب در شکل ۱۱، شکل ۱۲ و شکل ۱۳ نشان داده شده است.



شکل ۱۱: کاهش انرژی در واحد طول ستون ناشی از خوردگی

Fig. 11. Reduction of energy per length of corroded column



شکل ۱۵: منحنی ظرفیت (بارافزون) عرضی پل

Fig. 15. Transverse capacity curve (pushover) of bridge

۶- نتیجه گیری

تحقیق حاضر برای تعیین اثر خوردگی ناشی از نفوذ یون کلراید بر عملکرد لرزه‌ای پل بتن مسلح انجام شده است. در مناطق جنوبی کشور ایران در مجاورت سواحل خلیج فارس و دریای عمان، با توجه به شدت بالای خوردگی اعضای بتن مسلح ناشی از شرایط محیطی و لرزه‌خیزی منطقه، بررسی عملکرد لرزه‌ای پل‌های بتن مسلح موجود در این منطقه تحت اثر خوردگی اهمیت زیادی دارد. برای این منظور، تحلیل بارافزون پل بتن مسلح موجود در این مناطق تحت اثر خوردگی انجام شده و نتایج زیر بدست آمده است:

۱. به علت ضخامت پوشش نازکتر، خوردگی میلگرد عرضی سریعتر شروع شده و در مدت زمان ۹۰ سال سطح خوردگی میلگرد عرضی ۳/۸ برابر میلگرد طولی است.
۲. نتایج نشان‌دهنده کاهش ۶۶٪، ۹٪ و ۳۹٪ به ترتیب در تنش بیشینه بتن پوشش، مقاومت جاری شدن فولاد و کرنش نهایی بتن هسته در مدت زمان ۹۰ ناشی از خوردگی است.
۳. تحلیل لنگر-انحناء ستون بتن مسلح نشان‌دهنده کاهش ۱۲٪، ۱۱٪، ۲۰٪ و ۳۷٪ لنگر مؤثر جاری شدن، لنگر نهایی و مقادیر انحنای متناظر با آن‌ها طی زمان ۹۰ سال ناشی از خوردگی است.
۴. انرژی در واحد طول، ظرفیت دوران پلاستیک و شکل‌پذیری انحنایی ستون ناشی از خوردگی طی زمان ۹۰ سال به ترتیب کاهش ۴۳٪، ۳۸٪ و ۲۴٪ نشان داده‌اند.
۵. تحلیل بارافزون پل بتن مسلح نشان‌دهنده کاهش متوسط ۱۲/۵٪ و ۵۰٪ به ترتیب در برش پایه بیشینه (معیار مقاومت) و جابجایی متناظر با آن (معیار شکل‌پذیری) ناشی از خوردگی طی زمان ۹۰ سال است.
۶. با توجه به مقادیر بدست‌آمده برای میزان زوال ظرفیت پل ناشی از خوردگی، می‌توان پیشنهادی برای افزایش برش پایه طراحی به

جدول ۷: برش پایه بیشینه و جابجایی متناظر با آن در تحلیل بارافزون جهت طولی پل

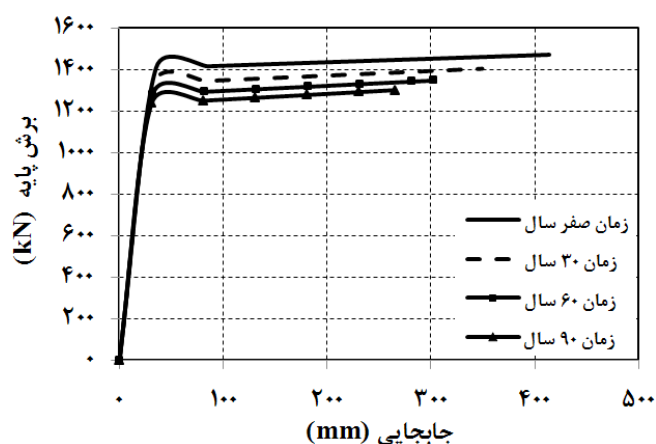
Table 7. Maximum base shear and corresponding displacement in the longitudinal pushover analysis of bridge

زمان (سال)	جابجایی بیشینه (mm)	برش بیشینه (kN)
۰	۴۱۳/۹۲	۱۴۷۱/۰۴
۱۵	۳۹۰/۵۷	۱۴۶۲/۱۳
۳۰	۳۴۹/۴۵	۱۴۰۳/۷۶
۴۵	۳۲۳/۷۹	۱۳۷۵/۴۱
۶۰	۳۰۲/۰۹	۱۳۴۶/۴۶
۷۵	۲۸۱/۴۱	۱۳۱۹/۶۴
۹۰	۲۶۵/۷۵	۱۳۰۰/۶۹

جدول ۸: برش پایه بیشینه و جابجایی متناظر با آن در تحلیل بارافزون جهت عرضی پل

Table 8. Maximum base shear and corresponding displacement in the transverse pushover analysis of bridge

زمان (سال)	جابجایی بیشینه (mm)	برش بیشینه (kN)
۰	۳۰۵/۰۳	۳۹۲۲/۴۳
۱۵	۲۹۵/۳۱	۳۸۸۷/۹۸
۳۰	۲۰۶/۳۹	۳۷۹۶/۹۳
۴۵	۱۹۵/۶۸	۳۷۰۸/۸۵
۶۰	۱۸۵/۶۲	۳۶۲۲/۲۷
۷۵	۱۷۵/۱۴	۳۵۴۳/۴۷
۹۰	۱۷۰/۶۱	۳۴۳۱/۵۶



شکل ۱۴: منحنی ظرفیت (بارافزون) طولی پل

Fig. 14. Longitudinal capacity curve (pushover) of bridge

- cycle cost including deterioration risk due to carbonation, *Journal of advanced concrete technology*, 6(3) (2008) 469-480.
- [12] E., Martinelli, E., Erduran, Seismic Capacity Design of RC frames and environment-induced degradation of materials: Any concern?, *Engineering Structures*, 52 (2013) 466-477.
- [13] L., Berto, R., Vitaliani, A., Saetta, P., Simioni, Seismic assessment of existing RC structures affected by degradation phenomena, *Structural Safety*, 31(4) (2009) 284-297.
- [14] H., Yalciner, S., Sensoy, O., Eren, Time-dependent seismic performance assessment of a single-degree-of-freedom frame subject to corrosion, *Engineering Failure Analysis*, 19 (2012) 109-122.
- [15] R., Kumar, P., Gardoni, M., Sanchez-Silva, Effect of cumulative seismic damage and corrosion on the life-cycle cost of reinforced concrete bridges, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 38(7) (2009) 887-905.
- [16] J., Zhong, Seismic fragility estimates for corroded reinforced concrete bridge structures with two-column bents, PhD Thesis, Texas A&M University, Texas, (2008).
- [17] J., A., Harvat, Effect of corrosion on the seismic response of a single-bent, reinforced concrete bridge". PhD Thesis, Texas A&M University, Texas, (2009).
- [18] J., Ghosh, J. E., Padgett, Aging considerations in the development of time-dependent seismic fragility curves, *Journal of Structural Engineering*, 136(12) (2010) 1497-1511.
- [19] F., Biondini, M., Vergani, Damage modeling and nonlinear analysis of concrete bridges under corrosion, In *Sixth International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS 2012)*, Stresa, Italy, (2012) 8-12.
- [20] Y. C., Ou, H. D., Fan, N. D., Nguyen, Long-term seismic performance of reinforced concrete bridges under steel reinforcement corrosion due to chloride attack, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(14) (2013) 2113-2127.
- [21] M., Shekarchi, F., Moradi, Concrete durability issues in the Persian Gulf, In *CBM-CI International Workshop*, 200 (2007) 357-370.
- [22] H. R., Ashrafi, A. A., Ramezani-pour, Model Presentation for the Chloride Diffusion in Silica Fume Concretes Based on the Experimental Results, PhD Thesis, Amirkabir University of Technology, Tehran, 2007. [In Persian]
- منظور حصول اطمینان از عملکرد لرزه‌ای پل بتن مسلح در محیط خوردنده ارائه نمود.
۷. به منظور حصول اطمینان از عملکرد لرزه‌ای ۹۰ ساله پل بتن مسلح موجود در مناطق جنوبی کشور با سیستم سازه‌ای مشابه با پل مورد مطالعه، مقدار برش طراحی را می‌توان به میزان ۱۲/۵ درصد افزایش داد.

مراجع

- [1] C. Q., Li, J. J., Zheng, Propagation of reinforcement corrosion in concrete and its effects on structural deterioration, *Magazine of Concrete Research*, 57(5) (2005) 261-71.
- [2] X., Shi, N., Xie, K., Fortune, J., Gong, Durability of steel reinforced concrete in chloride environments: An overview, *Construction and Building Materials*, 30 (2012) 125-138.
- [3] F. J., Molina, C., Alonso, C., Andrade, Cover cracking as a function of rebar corrosion: part 2-numerical model, *Materials and structures*, 26(9) (1993) 532-548.
- [4] D., Coronelli, P., Gambarova, Structural assessment of corroded reinforced concrete beams: modeling guidelines, *Journal of Structural Engineering*, 130(8) (2004) 1214-1224.
- [5] M. P., Enright, D. M., Frangopol, Service-life prediction of deteriorating concrete bridges, *Journal of Structural engineering*, 124(3) (1998) 309-317.
- [6] H. S., Lee, Y. S., Cho, Evaluation of the mechanical properties of steel reinforcement embedded in concrete specimen as a function of the degree of reinforcement corrosion, *International journal of fracture*, 157(1-2) (2009) 81-88.
- [7] A., Castel, I., Khan, R. I., Gilbert, Development length in reinforced concrete structures exposed to steel corrosion: A correction factor for AS3600 provisions, *Australian Journal of Structural Engineering*, 16(2) (2015) 89-97.
- [8] K., Bhargava, A. K., Ghosh, Y., Mori, S., Ramanujam, Suggested empirical models for corrosion-induced bond degradation in reinforced concrete, *Journal of structural engineering*, 134(2) (2008) 221-230.
- [9] K. A., Vu, M. G., Stewart, Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models, *Structural safety*, 22(4) (2000) 313-333.
- [10] T., Guo, R., Sause, D. M., Frangopol, A., Li, Time-dependent reliability of PSC box-girder bridge considering creep, shrinkage, and corrosion, *Journal of Bridge Engineering*, 16(1) (2010) 29-43.
- [11] C. K., Chiu, T., Noguchi, M., Kanematsu, Optimal maintenance plan for RC members by minimizing life-

- and Structures, Inc, Berekeley, California, (2005).
- [28] A., Aviram, K. R., Mackie, B., Stojadinović, Guidelines for nonlinear analysis of bridge structures in California. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berekeley, California, (2008).
- [29] Caltrans., Caltrans Seismic Design Criteria Version 1.6. California Department of Transportation, Sacramento, California, (2010).
- [30] XTRACT., Cross Section Analysis Program for Structural Engineers, IMBSEN & Associate Inc., USA, (2007).
- [23] D. E., Choe, P., Gardoni, D., Rosowsky, T., Haukaas, Seismic fragility estimates for reinforced concrete bridges subject to corrosion, *Structural Safety*, 31(4) (2009) 275-283.
- [24] T. T., Hsu, Unified theory of reinforced concrete, CRC press, Dec, (1992).
- [25] J. B., Mander, Seismic design of bridge piers, PhD Thesis, University of Canterbury, Christchurch, N.Z, (1983).
- [26] J. B., Mander, M. J., Priestley, R., Park, Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of structural engineering*, 114(8) (1988) 1804-1826.
- [27] CSI., SAP2000- Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures: Basic Analysis Reference Manual. Computers

Please cite this article using:

M. R., Seify Asghshahr, A. R., Rahai, Pushover Analysis of Reinforced Concrete Bridges under Chloride-Induced Corrosion. *Amirkabir J. Civil Eng.*, 50(1) (2018) 73-88.

DOI: 10.22060/ceej.2016.863

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:



Archive of SID

Archive of SID