دومین کنفرانس ملی مهندسی سازه و مدیریت ساخت
2nd National Conference on Applied Research in Structural Engineering and Construction Management

به نام خدا

شماره: ۲۲۰۰/۲۵۱۴

پژوهشگر گرامی

بدینوسیله گواهی می شود مقاله شما با عنوان "**بررسی اثرات ناشی از خوردگی آرماتور بر ظرفیت باربری تیر بتن آرمه**" با نویسندگی "**محمدرضا عظیم زاده و منصور قلعه نوی**" در دومین کنفرانس ملی پژوهش های کاربردی در مهندسی سازه و مدیریت ساخت که توسط دانشگاه صنعتی شریف در نوزدهم و بیستم اسفند سال ۱۳۹۶ در این دانشگاه برگزار شد، شرکت نموده و از سوی کمیته داوران به صورت "**ارائه پوستری**" مورد پذیرش نهایی قرار گرفته است. لازم به ذکر است مقاله مذکور در پایگاه مرجع دانش (Civilica) و پایگاه استنادی علوم جهان اسلام (ISC) نمایه خواهد شد.

پروفسور علیرضا خالو

ریاست کنفرانس

دومین کنفرانس ملی مهندسی سازه و مدیریت ساخت
دانشگاه صنعتی شریف

بررسی اثرات ناشی از خوردگی آرماتور بر ظرفیت باربری تیر بتن آرمه

محمدرضا عظیم زاده [*,۱]، منصور قلعه‌نوی [۲]

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد عمران گرایش سازه، دانشگاه فردوسی مشهد، ایران (m.r.azimzade@mail.um.ac.ir)

۲- دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، ایران (ghalehnovi@um.ac.ir)

خلاصه

خوردگی آرماتورها یکی از مهم‌ترین عوامل ایجاد خرابی اعضای بتن‌آرمه است. طراحی نامرغوب، انتخاب مصالح نامناسب و از همه مهم‌تر در نظر نگرفتن شرایط محیطی خورنده در فرایند محاسبات ممکن است سبب ایجاد خرابی های ناشی از خوردگی در سازه‌های بتن‌آرمه شود. خوردگی آرماتور فولادی سبب کاهش در قطر آرماتور می‌شود که بر مشخصات مکانیکی مثل مقاومت نهایی، مقاومت تسلیم و شکل‌پذیری آرماتور فولادی اثرات منفی می‌گذارد. علاوه بر این، وقتی‌که آرماتور تحت اثر خوردگی قرار می‌گیرد، فراورده‌های خوردگی ایجادشده، حجم بیشتری نسبت به فولادی اولیه اشغال می‌کند و درنهایت یک فشار از سمت فولاد بر بتن محصورکننده اعمال می‌شود که سبب افزایش تدریجی ترک‌ها و کاهش چشم‌گیر فشار تماسی در سطح بین آرماتور با بتن می‌گردد. همچنین خوردگی آرماتور شرایط سطحی آن را تغییر می‌دهد و لایه فراورده‌های خوردگی در سطح آرماتور سبب کاهش چسبندگی و پیوستگی بین آرماتور با بتن می‌شود که مقاومت اصطکاکی در سطح را کاهش می‌دهد. در مقادیر زیاد خوردگی، مقطع آج آرماتور ازنظر اندازه کاهش پیداکرده یا کاملاً از بین می‌رود که منجر به کاهش یا از بین رفتن مقاومت باربری در آج‌ها می‌گردد. درنهایت بتن پیرامون آرماتور درنتیجه‌ی فشار افزایش‌یابنده‌ی ناشی از رشد فراورده‌های خوردگی از بین رفته و آرماتور نه‌تنها محافظ خود در برابر خوردگی را از دست می‌دهد، بلکه بخش مهمی از مقاومت پیوستگی انتقال دهنده نیرو بین آرماتور و بتن پیرامون از بین می رود. علم اثر خوردگی بر روی پیوستگی و مدل‌سازی آن بندرت مورد بررسی های کاربردی قرارگرفته و بنابراین مطالعه‌ی این پدیده حائز اهمیت است. لذا لازم است تا اثرات خرابی ناشی از خوردگی به‌دقت ارزیابی شود. برای نیل به این هدف بررسی ظرفیت باربری، سختی و شکل‌پذیری سازه در میزان خوردگی‌های مختلف باید بررسی گردد. در این پژوهش با استفاده از نرم‌افزار آباکوس، میزان اثرگذاری هر یک از اثرات خوردگی به‌صورت جدا و هم‌زمان، بر مقاومت تیر بررسی می‌شود.

کلمات کلیدی: خوردگی آرماتور، کاهش سطح مقطع آرماتور، ترک خوردن روکش بتنی، کاهش تنش تسلیم، لغزش آرماتور در بتن، خوردگی در تیر بتن آرمه

[*] **Corresponding author: Mohammad Reza Azimzade**
Email: m.r.azimzade@mail.um.ac.ir

۱ مقدمه

خوردگی آرماتورها یکی از مهم‌ترین عوامل ایجاد خرابی اعضای بتن‌آرمه است. طراحی نامرغوب، انتخاب مصالح نامناسب و از همه مهم‌تر در نظر نگرفتن شرایط محیطی خورنده در فرایند محاسبات ممکن است سبب خوردگی در سازه‌های بتن‌آرمه شود [۱]. پیامدهای خوردگی بازه‌ی ضعیف شدگی جزئی در عضو بتن‌آرمه تا خرابی‌های فاجعه انگیز که منجر به صدمه و مرگ می‌شود (مانند خرابی سالن کنگره برلین و پارکینگی در مینه سوتا) را شامل می‌شود [۲]. این موضوع زمانی جدی‌تر می‌شود که بدانیم که خوردگی آرماتور و اثرات آن سبب خرابی سازه‌های بزرگی مثل پل دیکسون مونترآل کانادا قبل از پایان دوره طرح آن‌ها شده است [۳]؛ بنابراین، بخش بزرگی از پروژه‌های کانادا به تحلیل رفتار سازه‌ای اعضای بتن‌آرمه با آرماتورهای خورده شده اختصاص داده شد [۴]. همچنین، دلیل اصلی خرابی پل یانیسی گواز * در غرب گلامورگان † خوردگی آرماتور گزارش‌شده است [۵].

از زمان گذشته تابه‌حال تلاش‌های بسیاری برای فهم علل و فرایند خوردگی آرماتور شده است اما توجه نسبتاً کمتری به ارزیابی سازه‌های تحت اثر خوردگی شده است. از سوی دیگر، درک درست‌تر اثری که خوردگی بر عملکرد سازه‌ای دارد، به مالکان و مجریان سازه‌های بتن‌آرمه کمک می‌کند تا بهسازی‌های سازه‌های آسیب‌دیده را با دید بازتر و برنامه‌ریزی دقیق تر انجام دهند. در این پژوهش تحول رفتار سازه‌ای در تیر بتن‌آرمه تحت اثر خوردگی آرماتور با ایجاد یک مدل عددی مناسب، موردمطالعه قرارگرفته و به‌وسیله‌ی مقایسه با اطلاعات تحقیقات آزمایشگاهی موجود، صحت سنجی خواهد شد.

رودریگِز ‡ و همکاران در سال ۱۹۹۷ [۶] در مرحله‌ی اول یک کار آزمایشگاهی را با ۳۱ تیر با متغیرهای مختلف مثل میزان خوردگی و میزان مختلف آرماتور مورد بررسی قراردادند. در مرحله‌ی دوم با ۱۰ تیر، ارتباط بین میزان خوردگی و ظرفیت باربری را موردمطالعه قراردادند آن‌ها به این نتیجه رسیدند که خوردگی بر عملکرد تیرها اثر گذاشته و منجر به افزایش تغییر شکل‌ها و عرض ترک‌ها تحت بار سرویس شده و مقاومت نهایی آن ها را کاهش می‌دهد. همچنین آن‌ها پی بردند که خوردگی، نوع خرابی تیرهای با آرماتور معمول را از خرابی خمشی به برشی تغییر می‌دهد. همچنین آن‌ها خرابی روکش بتنی به‌صورت ترک‌خوردگی و تکه‌تکه شدن ناشی از خوردگی آرماتورهای فشاری را مشاهده کردند. وال § و مِلچِرز ** در سال ۱۹۹۷ [۷] و اِنرایت †† و فرانگوپول ‡‡ در سال ۱۹۹۸ [۸] درزمینه‌ی تعیین میزان کاهش سطح مقطع آرماتور و اثر آن بر کاهش مقاومت سازه تحقیق کردند. مَنگات §§ و اِلگارف *** در سال ۱۹۹۹ [۹] به‌طور آزمایشگاهی رفتار مکانیکی تیر بتن‌آرمه خورده شده را مورد آزمایش قراردادند و مشاهده کردند که کاهش سطح مقطع عامل اصلی کاهش ظرفیت باربری و شکل‌پذیری تیر است.

کَستِل ††† و همکاران در سال ۲۰۰۰ [۱۰] ,[۱۱] به‌منظور تعیین اثر خرابی‌های ناشی از خوردگی بر روی رفتار اجزای سازه‌های بتن‌آرمه تحت حالت سرویس و نهایی، آزمایشی را انجام دادند. آن‌ها آزمایش را بر روی تیرهای بتن‌آرمه با ۱۴ سال قدمت انجام دادند که ۲ عدد از این نمونه‌ها المان‌های کنترل و ۲ عدد از تیرها خورده شده بودند. آن‌ها با مقایسه نتایج دریافتند که ترک‌خوردگی بتن در ناحیه فشاری هیچ اثری بر رفتار سرویس‌دهی اجزای خورده شده ندارد. اگرچه تغییرات فراوانی در رفتار سرویس‌دهی به دلیل خرابی ناحیه کششی مثل کاهش سختی خمشی و رفتار غیرمتقارن مشاهده شد.

---

* Ynys-y-Gwas
† Glamorgan
‡ Rodriguez
§ Val
** Melchers
†† Enright
‡‡ Frangopol
§§ Mangat
*** Elgarf
††† Castel

درنهایت با اندازه‌گیری سطح مقطع باقیمانده آرماتورهای خورده شده متوجه شدند که کاهش سختی خمشی به دلیل خوردگی آرماتور را نمی‌توان صرفاً بر اساس کاهش سطح مقطع فولاد بیان کرد. همچنین این محققین در مقاله‌ای دیگر به بررسی اثر کاهش سطح مقطع فولاد با مقاومت پیوستگی بر رفتار مکانیکی تیرهای بتن‌آرمه خورده شده پرداختند.
دکاستر* و همکاران در سال ۲۰۰۳ [۱۲] اثر خوردگی بر روی منحنی بار-تغییر مکان تیرها را به‌صورت آزمایشگاهی و تحلیل المان محدود با نرم‌افزار CASTEM۲۰۰۰ مورد مطالعه قرار دادند. آن‌ها برای مدل‌سازی سطح بین آرماتور با بتن از یک المان مخصوص استفاده کردند. کورونِلی† و گَمباروواِ‡ در سال ۲۰۰۴ [۱۳] تغییرات رفتار سازه‌ای تیرهای بتن‌آرمه تحت اثر خوردگی آرماتور با استفاده از یک روش عددی مناسب را موردمطالعه قراردادند. ماداوِی§ و همکاران در سال ۲۰۰۵ [۱۴] اثر خوردگی بر روی منحنی بار-تغییر مکان تیرها را به‌صورت آزمایشگاهی و تحلیل المان محدود مورد بررسی قرار دادند. وال** و چِرنین†† در سال ۲۰۰۹ [۱۵] اثر خوردگی آرماتور فولادی بر تغییر شکل‌ها و فرکانس‌های طبیعی تیرهای بتن‌آرمه را بررسی کردند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که خوردگی بر فرکانس‌های طبیعی اول و دوم تیرهای تحلیل‌شده اثر ناچیزی دارد، بنابراین در صورت استفاده از تغییرات فرکانس‌های طبیعی برای شناسایی خرابی ناشی از خوردگی تیرهای بتن‌آرمه، اندازه‌گیری فرکانس‌های طبیعی بالاتر ضروری است. زو‡‡ و سِکی§§ در سال ۲۰۱۰ [۱۶] اثر خوردگی آرماتور طولی بر ظرفیت برشی تیرهای بتن‌آرمه مطالعه کردند. مطالعات آن‌ها نشان داد که رفتار برشی تیرهای بتن‌آرمه نه‌تنها تحت تأثیر میزان خوردگی قرار دارد، بلکه به نسبت دهانه برش به عمق مؤثر (a/d) نیز بستگی دارد. گُزمان*** و همکاران در سال ۲۰۱۱ [۱۷] خرابی بتن با احتساب ترک‌خوردگی و توسعه‌ی آن به دلیل خوردگی آرماتور و پوسته‌شدن ناحیه کششی سطح مقطع تیر را ارزیابی کردند.

۲ تأثیر خوردگی بر روی رفتار مصالح

۲-۱ اثر خوردگی بر آرماتور فولادی

۲-۱-۱ فرایند خوردگی فولاد

علت زنگ‌زدگی به اکسید شدن آهن برمی‌گردد. زنگ‌زدگی آهن در فولاد یک نمونه خوردگی الکتروشیمیایی است. فرایند الکتروشیمیایی شامل آند (به‌عنوان‌مثال قطعه‌ای از آهن که الکترون از دست می‌دهد)، یک الکترولیت (به‌عنوان‌مثال مایعی که به الکترون‌ها کمک می‌کند تا جابه‌جا شوند که در اینجا بتن است) و کاتد (به‌عنوان‌مثال قطعه‌ای که الکترون را می‌پذیرد) است [۱].

۲-۱-۲ اثر خوردگی بر سطح مقطع فولاد

خوردگی می‌تواند به دو صورت رخ دهد: کلی و حفره‌ای. خوردگی حفره‌ای با فساد موضعی سطح فولاد رخ می‌دهد. از سوی دیگر خوردگی کلی ناشی از فساد یکنواخت سطح فولاد است.
نحوه کاهش سطح مقطع آرماتور فولادی به این‌که خوردگی ناشی از واکنش با کلرایدها یا کربناته شدن است بستگی دارد. خوردگی ناشی از کربناته شدن سبب خرابی یکنواخت و کاهش نسبتاً اندک در سطح مقطع می‌شود. از سوی دیگر کلرایدها

* Dekoster
† Coronelli
‡ Gambarova
§ Maaddawy
** Val
†† chernin
‡‡ Xue
§§ Seki
*** Guzma´n

ممکن است باعث خوردگی حفره‌ای و کاهش موضعی سطح مقطع شوند. کاهش سطح مقطع آرماتور به دلیل خوردگی حفره‌ای به‌صورت رابطه (۱) قابل‌بیان است [۱۸]:

$$A_s^r = \frac{\pi (D_0 - \lambda x)^2}{4} \qquad (۱)$$

که در این روابط A_s^r سطح مقطع باقی‌مانده از آرماتور فولادی، D_0 قطر اولیه آرماتور فولادی و x عمق نفوذ خوردگی در آرماتور است [۷]، λ اثر اینکه آرماتور از یک سمت یا دو سمت خورده شده باشد را اعمال می‌کند.

۲-۱-۳ اثر خوردگی بر مقاومت تسلیم آرماتور فولادی

مقاومت تسلیم و افزایش یکنواخت طول، بعد از خوردگی اولیه به‌تدریج کاهش می‌یابد. در مقادیر بالای خوردگی، فولاد خیلی ترد می‌شود که نتیجه‌ی آن گسیختگی ناگهانی آرماتور و نهایتاً خرابی سازه است. مقاومت تسلیم باقیمانده آرماتور خورده شده از طریق رابطه‌ی تجربی (۲) قابل تخمین است:

$$f_y^r = (1 - 0.005 m_{loss})\, f_y^0 \qquad (۲)$$

که در اینجا f_y^r بیانگر مقاومت تسلیم باقیمانده آرماتور خورده شده، f_y^0 مقاومت تسلیم اولیه آرماتور و m_{loss} درصد کاهش جرم فولاد است که از طریق تقسیم جرم فولاد خورده شده بر واحد طول بر جرم اولیه فولاد بر واحد طول به دست می‌آید [۱۹].

$$m_{loss} = \frac{M_{loss}}{M_0} \times 100 \qquad (۳)$$

۲-۲ اثر خوردگی بر بتن

کاهش مقاومت فشاری بتن‌ها براثر خوردگی آرماتور یکی از دلایل اصلی خرابی در سازه‌های بتن‌آرمه است که تاکنون به‌ندرت توسط محققین وارد محاسبات شده است. بنابراین در این پژوهش بر اساس روابط تجربی که توسط محققین به‌دست‌آمده به‌طور تقریبی این کاهش مقاومت فشاری برای نمونه‌ها محاسبه‌شده و مدل‌سازی‌ها بر اساس مقاومت فشاری اصلاح‌شده انجام می‌شود [۲۰]. ترک‌های به وجود آمده در اثر ایجاد فراورده‌های حاصل از خوردگی روکش بتنی را شکسته و منجر به تکه‌تکه شدن آن می‌گردد. ترک‌خوردگی و تکه‌تکه شدن بتن فشاری با کاهش مقاومت بتن روکش و اتخاذ رفتار ترد قابل تشریح است. کاهش مقاومت فشاری به بزرگی کرنش کششی میانگین در جهت عرضی بستگی دارد که سبب ایجاد میکرو ترک‌های طولی می‌شود. مطابق با مدل وکچیو* و کولینگ† [۲۱]، مقاومت کاهش‌یافته بتن به‌صورت رابطه (۴) قابل محاسبه است:

$$f_c^* = \frac{f_c}{1 + \frac{K \varepsilon_1}{\varepsilon_{co}}} \qquad (۴)$$

که در این رابطه K ضریب مرتبط با سختی و قطر آرماتور (برای آرماتور با قطرهای رایج مقدار $K = 0.1$ توسط کِیپ‡ [۲۲] پیشنهاد شده است)، ε_{co} کرنش متناظر با تنش فشاری ماکزیمم و ε_1 کرنش کششی متوسط در بتن ترک‌خورده است. کرنش ε_1 با روابط (۵)، (۶) و (۷) قابل‌محاسبه است:

$$\varepsilon_1 = \frac{b_f - b_0}{b_0} \qquad (۵)$$

* vecchio
† colling
‡ cape

که در اینجا $b_{.}$ عرض مقطع در حالت اولیه (بدون ترک ناشی از خوردگی) است و b_f عرض افزایش‌یافته براثر ترک‌خوردگی ناشی از خوردگی است. یک تقریب برای افزایش عرض تیر در رابطه‌ی زیر داده‌شده است:

$$b_f - b_{.} = n_{bars}\, w_{cr} \qquad (۶)$$

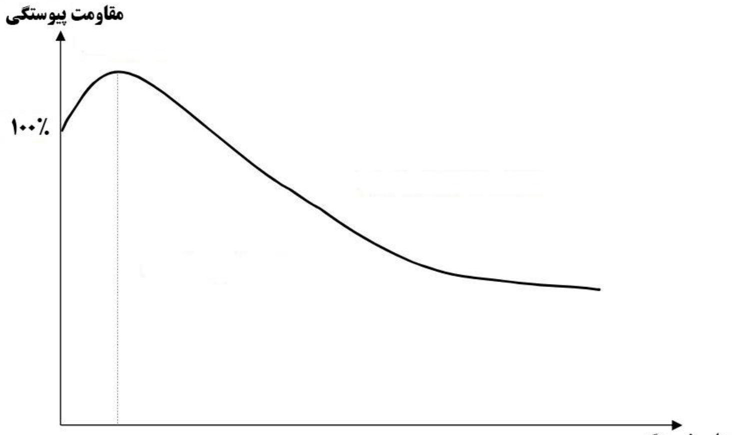
که در اینجا n_{bars} تعداد آرماتورهای لایه‌ی بالا (آرماتور فشاری) است و w_{cr} عرض کل ترک برای خوردگی به میزان X است که با رابطه پیشنهادی مولینا* [۲۳] محاسبه می‌شود:

$$w_{cr} = \sum_i u_{i\,corr} = ۲(\nu_{rs} - ۱)X \qquad (۷)$$

ν_{rs} نسبت انبساط حجمی اکسیدها به مصالح اولیه است، X عمق خوردگی و $u_{i\,corr}$ بازشدگی هر ترک ناشی از خوردگی است؛ بنابراین قطر آرماتور به اندازه ۲X افزایش می‌یابد. رابطه قبل با فرض این است که همه‌ی فراورده‌های حاصل از خوردگی دور آرماتور خورده شده جمع شود و غیرقابل فشرده شدن باشد؛ بنابراین برای یک آرماتور، عرض ترک کل w_{cr}، معادل افزایش محیط آن است [۱۳].

۲-۳ اثر خوردگی بر پیوستگی بین آرماتور خورده شده و بتن

تنش پیوستگی، عبارت است از تنش برشی در سطح بین آرماتور و بتن که باعث انتقال نیرو بین آرماتور و بتن می‌شود [۲۴]. این تنش به چسبندگی و پیوستگی بین سطح آرماتور و بتن و درگیری بین آج‌ها و یا اعوجاج‌های سطح آرماتور و بتن پیرامون بستگی دارد. خوردگی منجر به کاهش هر دو عامل چسبندگی و پیوستگی می‌شود [۳]. تعداد بسیار زیادی مطالعه آزمایشگاهی در زمینه‌ی این اثر انجام شده است که به‌رغم پراکندگی زیاد آن‌ها، کلیه نتایج آزمایش‌ها یک روند یکسان برای تغییرات مقاومت پیوستگی برحسب میزان خوردگی نشان می‌دهند. بر طبق FIB، مقاومت پیوستگی به‌صورت کیفی مطابق آنچه در شکل ۱ [۲۵] نشان داده‌شده است تغییر می‌کند. به‌طورکلی عملکرد پیوستگی به ۳ دسته کلی چسبندگی شیمیایی، اصطکاک و قفل و بست مکانیکی تقسیم می‌شود. در ابتدای فرایند خوردگی فولاد با شروع تولید فراورده‌های زنگ‌زدگی و نفوذ آن در خلل فرج بتن، زبری فولاد و اصطکاک سطح آن با بتن افزایش‌یافته و درنتیجه مقاومت پیوستگی بهبود می‌یابد؛ اما اثر این پدیده تا میزان خوردگی تا حدود ۴ درصد است و در ادامه‌ی این روند و افزایش حجم فراورده‌های ناشی از زنگ‌زدگی سبب اعمال فشار شعاعی از سمت فولاد به بتن شده و ریزترک‌هایی در بتن پیرامون میلگرد ایجاد می‌شود به‌طوری‌که هر چه میزان خوردگی بیشتر شود مقاومت پیوستگی کاهش می‌یابد.



شکل ۱ نمودار مقاومت پیوستگی-میزان خوردگی [۲۵]

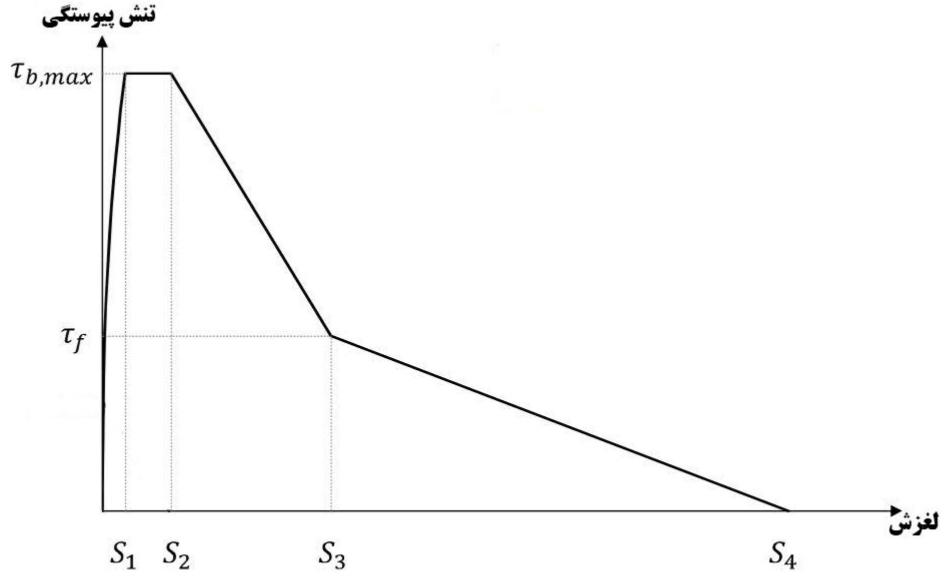
* Molina

در ادامه یک مدل تئوری کلی برای بررسی تغییرات تنش پیوستگی با لغزش میلگرد در بتن محصورشده ارائه می‌شود. (شکل۲)

۲-۳-۱-۱ منحنی پیوستگی – لغزش

منحنی پیوستگی – لغزش را می‌توان با مراحل مختلف تقسیم کرد:

در مرحله اول یک افزایش غیرخطی تنش پیوستگی تا رسیدن به مقاومت پیوستگی ماکزیمم داریم. مرحله‌ی بعد اشاره به شکل‌گیری ترک‌خوردگی موضعی و ایجاد ریزترک‌ها به دلیل نفوذ آجهای میلگرد در بتن داریم. در این مرحله شیب بسیار اندک است. به‌طورمعمول تحت شرایط محصورشدگی، تنش پیوستگی برای بازه مشخصی از لغزش ثابت باقی می‌ماند. این مرحله نشان‌دهنده خرابی پیش‌رونده و گسستگی در بتن است. در مرحله‌ی بعد شیب نزولی نشان‌دهنده زوال سختی و فرایند خرابی است. اگر محصورشدگی ناکافی باشد یا خرابی ادامه پیدا کند، شیب افقی به شیب منفی تبدیل خواهد شد که نشان‌دهنده خرابی ناشی از تکه‌تکه شدن بتن بجای خرابی ناشی از بیرون آمدن آرماتور از بتن خواهد بود. در مرحله‌ی بعد تنش پیوستگی به یک مقدار کوچک‌تر τ_f کاهش پیدا خواهد کرد. پس از آن مقاومت پیوستگی تا مقدار صفر کاهش پیدا می‌کند [۲۵].



شکل ۲ نمودار تنش پیوستگی – لغزش [۲۶]

$$\tau_b : \begin{cases} \tau_{b,max} \left(\frac{S}{S_۱}\right)^{\alpha} & ۰ \le S \le S_۱ \\ \tau_{b,max} & S_۱ \le S \le S_۲ \\ \tau_{b,max} - \frac{\tau_{b,max} - \tau_f}{S_۲ - S_۳}\left(S - S_۲\right) & S_۲ \le S \le S_۳ \\ \tau_f & S_۳ \le S \le S_۴ \\ ۰ & S \ge S_۴ \end{cases} \quad (۸)$$

که در رابطه (۸) τ_b معرف تنش پیوستگی، S معرف لغزش$\tau_{b,max}$، ماکزیمم تنش پیوستگی و τ_fحداقل مقدار ثابت (برابر ۴۰ درصد از$\tau_{b,max}$) است. S_1 تا S_4 پارامترهای مدل ارائه‌شده بوده که عبارت‌اند از: S_1 مقدار ثابت ۱ میلی‌متر، S_2مقدار ثابت ۲ میلی‌متر، S_3 فاصله‌ی بین آج‌های آرماتور و S_4 سه برابر فاصله‌ی بین آج‌های آرماتور.

رابطه‌ی تنش پیوستگی-لغزش پیشنهادشده توسط CEB-FIB برای آرماتور سالم است. بنابراین برای اینکه اثرات خوردگی نیز مشارکت داشته باشند باید این رابطه اصلاح شود؛ برای نیل به این هدف با فرض یکسان بودن میزان خوردگی آرماتور در طول تیر (هرچند که براثر خمش بیشتر در وسط دهانه، تراکم ترک‌ها در وسط دهانه بیشتر بوده و عوامل خورنده راحت‌تر نفوذ کرده و خوردگی بیشتر است)، مقاومت پیوستگی باقیمانده پس از ایجاد خوردگی با روابط تجربی زیر قابل تخمین است. این روابط بر اساس نتایج تعداد زیادی آزمایش بررسی پیوستگی آرماتور خورده شده با بتن به‌دست‌آمده و به مصالح و خصوصیات هندسی نمونه‌ها وابسته است.

$$\frac{\tau^r_{b,max}}{\tau_{b,max}} = \begin{cases} \left(1 + k_1\right)\frac{x}{x_{cr}} & x \le x_{cr} \\ \max\left[k_1 - k_2\left(x - x_{cr}\right); 0/15\right] & x \ge x_{cr} \end{cases} \qquad (9)$$

که در رابطه (۹) $\frac{\tau^r_{b,max}}{\tau_{b,max}}$ برابر است با مقاومت پیوستگی نرمال شده و بیانگر نسبت مقاومت پیوستگی تحت اثر خوردگی به مقاومت پیوستگی اولیه است، x_{cr} میزان خوردگی شروع‌کننده ترک‌خوردگی در بتن،، k_1 افزایش اولیه مقاومت پیوستگی بعد از شروع خوردگی بوده وk_2 نرخ خرابی مقاومت پیوستگی بعد از شکل‌گیری ترک‌هاست و به میزان محصورشدگی تأمین‌شده با روکش بتنی و خاموت ها بستگی دارد.

$$x_{cr} = a_1 + a_2\frac{c}{d} + a_3 f_{ct} \qquad (10)$$

$$k_1 = \begin{cases} 1 & \frac{c}{d} \le 1 \\ 1 + 0/085\left(\frac{c}{d} - 1\right) & \frac{c}{d} > 1 \end{cases} \qquad (11)$$

$$k_2 = \begin{cases} 0/005 & \rho \le 0/25 \\ 0/005 - \frac{\rho - 0/25}{300} & 0/25 < \rho \le 1 \\ 0/0025 & \rho > 1 \end{cases} \qquad (12)$$

در این رابطه a_1، a_2 و a_3 ضرایب ثابتی هستند که با رگرسیون به‌دست‌آمده‌اند و به ترتیب مقادیر تقریبی آن‌ها ۷/۳، ۷۴/۴ و ۱۷/۴- است. میزان محصورشدگی بتن با عامل ρ اعمال می‌شود که طبق رابطه (۱۳) به‌صورت حاصل تقسیم مجموع سطح مقطع آرماتورهای عرضی به مجموع سطح مقطع آرماتورهای طولی محصور شونده تعریف می‌شود [۱۵].

$$\rho = \frac{\sum A_{st}}{\sum A_s} \qquad (13)$$

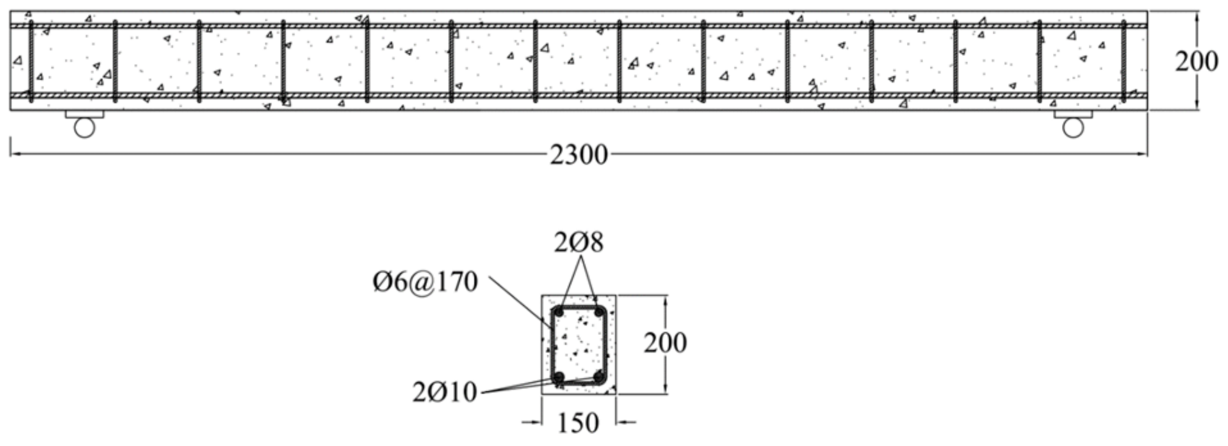
از بین معادلاتی که تابه‌حال برای محاسبه‌ی بیشترین مقاومت برشی باقیمانده بین آرماتور و بتن پس از خوردگی آرماتور ارائه شده است، رابطه (۹) به دلیل در نظر گرفتن اثرات بیشتر (ضخامت روکش بتنی، قطر آرماتور، میزان محصورشدگی، مقاومت کششی بتن، بررسی ترک خوردن یا نخوردن بتن و افزایش مقاومت پیوستگی اولیه) و همچنین جواب‌های دقیق‌تر در چند مدل آزمایشی، برای محاسبه‌ی حداکثر مقاومت برشی باقیمانده انتخاب می‌شود.

۳ مدل‌سازی اجزای محدود تیر بتن‌آرمه با اثر خوردگی در نرم‌افزار آباکوس

رودریگز و همکاران [۶] جهت ارزیابی رفتار سازه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه با آرماتور خورده شده، بر روی ۴۰ تیر بتن‌آرمه آزمایش انجام دادند. مدل‌های تحلیلی استفاده‌شده در این پژوهش، با نتایج حاصل از تحقیقات آزمایشگاهی انجام‌شده بر روی تیرهای این محققین صحت سنجی شده است. از آنجایی‌که میزان خوردگی در آرماتورهای کششی، فشاری و عرضی در نمونه‌های این محققین مقادیر مختلفی داشت و بررسی و نتیجه‌گیری از اثرات ناشی از پدیده خوردگی را با دشواری روبرو می‌کرد، در این پژوهش برای گرفتن خروجی‌ها از مدل همین محققین اما با میزان خوردگی‌های یکسان در آرماتورها استفاده‌شده است. مدل‌سازی‌های انجام‌شده برای گرفتن خروجی‌ها، تیر با میزان خوردگی ۰، ۵، ۱۰، ۲۰، ۳۰ و ۴۰ درصد است.

۳-۱ هندسه نمونه

مطابق با شکل ۳ تیر دارای مقطع مستطیلی به ابعاد ۲۰۰×۱۵۰ میلی‌متر و طول ۲۳۰۰ میلی‌متر است. آرماتورهای کششی این تیر ۲ عدد Ø۱۰ و آرماتورهای فشاری ۲ عدد Ø۸ است. از Ø۶ با فواصل ۱۷۰ میلی‌متر نیز برای آرماتورهای عرضی استفاده شده است. ضخامت روکش بتنی در این نمونه‌ها ۳۵ میلی‌متر است.



شکل ۳: جزئیات هندسی تیرها (ابعاد برحسب میلی‌متر است)

۳-۲ مصالح

۳-۲-۱ بتن

۳-۲-۱-۱ ضریب ارتجاعی اولیه بتن

این ضریب مانند ضریب ارتجاعی فولاد ثابت نبوده و به مشخصات دانه‌بندی، نوع سیمان، عمر بتن، سرعت بارگذاری و نوع و ابعاد نمونه آزمایشگاهی وابسته است. چندین رابطه توسط محققین مختلف برای پیش‌بینی مقدار این پارامتر ارائه شده است. یکی از روابطی که با تقریب خوبی ضریب ارتجاعی را برای بازه بزرگی از مقاومت فشاری‌ها تخمین می‌زند رابطه‌ی (۱۴) است:

$$E_c=(۳۳۲۰\sqrt{f'_c}+۹۶۰۰) \qquad ۲۱<f'_c<۸۳MPa \qquad (۱۴)$$

با توجه به اینکه رابطه (۱۴) برای بتن‌های با مقاومت فشاری زیر ۲۱ مگاپاسکال مناسب نیست[۲۷] ، در این پژوهش برای بتن‌های با مقاومت فشاری کمتر از این مقدار از رابطه‌ی (۱۵) استفاده‌شده است:

$$E_c=۴۷۰۰\sqrt{f'_c}$$ (۱۵)

۳-۲-۱-۲ معادلات منحنی تنش-کرنش فشاری بتن

عموماً رفتار تک‌محوری بتن با منحنی تنش- کرنش فشاری بیان می‌شود. در تحلیل غیرخطی اجزاء محدود سازه‌های بتن‌آرمه، نیاز به یک رابطه ریاضی برای منحنی تنش- کرنش بتن است. برای پیش‌بینی این منحنی روابط پیشنهادی زیادی توسط محققین ارائه‌شده است که با استناد به بررسی‌های انجام‌شده در این زمینه، رابطه‌ی پوپوویکس * بهترین همخوانی را برای بتن‌های با مقاومت بالا در هر دو ناحیه صعودی و نزولی منحنی تنش-کرنش از خود نشان می‌دهد [۲۸]. ازآنجایی‌که در بررسی اثر خوردگی بر مقاومت فشاری بتن فشاری به مقاومت‌های پایین از بتن برخورد می‌شود لذا نیاز است که از یک معیار دیگر که با مقاومت‌های پایین همخوانی داشته باشد استفاده کنیم. برای این منظور از رابطه‌ی هاگنستاد † استفاده می‌شود.

۳-۲-۱-۲-۱ رابطه اصلاح‌شده Popovics

رابطه تنش- کرنش برای در نظر گرفتن رفتار بتن‌های با مقاومت بالا به‌صورت زیر ارائه شد:

$$\sigma=\frac{nE_s\,\varepsilon}{[n-۱+(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c})^{nk}]}$$ (۱۶)

که در آن مقادیر n و k به‌صورت معادلات (۱۷) و (۱۸) به دست می‌آیند:

$$\begin{cases}\varepsilon<\varepsilon_c & k=۱\\ \varepsilon>\varepsilon_c & k=۰/۶۷+\frac{\sigma_c}{۶۲}\end{cases}$$ (۱۷)

$$n=۰/۸+\frac{f'_c}{۱۷}$$ (۱۸)

۳-۲-۱-۲-۲ رابطه Hognestad :

رابطه (۱۹) برای شاخه صعودی به‌صورت سهمی و برای شاخه نزولی به‌صورت خط پیشنهادشده است:

$$۰<\varepsilon<\varepsilon_c\rightarrow\sigma=\sigma_c[۲\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)-\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)^{۲}]$$
$$\varepsilon_c<\varepsilon<\varepsilon_{cu}\rightarrow\sigma=\sigma_c[۱-۰/۱۵\left(\frac{\varepsilon-\varepsilon_c}{\varepsilon_{cu}-\varepsilon_c}\right)]$$ (۱۹)

در این معادلات σ_c (fc') تنش فشاری حداکثر و ε_{cu} کرنش فشاری نهایی بتن است.

۳-۲-۲ فولاد

برای تعریف رفتار فولاد از مدل سخت‌شوندگی دوخطی با ضریب یانگ ۲۰۰ گیگاپاسکال و ضریب پوآسون ۰/۳ استفاده‌شده است.

* Popovics
† Hognestad

۳-۳ مشخصات هندسی و مصالح نمونه‌ها

مشخصات فولاد مصرف‌شده در تیرها مطابق با آنچه در مقاله رودریگز و همکاران [۶] ارائه‌شده طبق جدول ۱ انتخاب‌شده است. مقاومت فشاری بتن و عمق نفوذ خوردگی در مدل صحت سنجی شده مطابق با مقاله در جدول ۲ ارائه‌شده است. در کلیه مدل‌های ساخته‌شده جهت بررسی نتایج، مقاومت فشاری بتن ۳۱/۴ مگاپاسکال انتخاب‌شده است. در جدول ۳ میزان خوردگی‌های در نظر گرفته‌شده برای مدل و عمق خوردگی متناظر با آن‌ها ذکر گردیده است. جدول ۴ و ۵ مشخصات مصالح را بعد از ایجاد خوردگی در نمونه صحت سنجی و نمونه انتخابی نمایش می‌دهند.

جدول ۱ مشخصات مصالح آرماتورهای تیر

قطر آرماتور (mm)	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)
۶	۶۲۶	۷۶۰
۸	۶۱۵	۶۷۳
۱۰	۵۷۵	۶۵۵

جدول ۲ مقاومت فشاری بتن و میزان عمق خوردگی در آرماتورهای تیر صحت سنجی شده

تیر	مقاومت فشاری بتن (MPa)	عمق نفوذ خوردگی (mm)		
		آرماتورهای طولی پایین	آرماتورهای طولی بالا	خاموت ها
۱۱۱	۵۰	-	-	-
۱۱۴	۳۶/۸	۰/۴۵	۰/۵۲	۰/۳۹
۱۱۵	۳۱/۴	۰/۳۶	۰/۲۶	۰/۳۷
۱۱۶	۳۱/۴	۰/۷۱	۰/۴۸	۰/۶۶

جدول ۳ میزان عمق خوردگی در آرماتورهای تیر انتخاب‌شده جهت بررسی خروجی‌ها

درصد خوردگی در تیر	عمق نفوذ خوردگی (mm)		
	آرماتورهای کششی	آرماتورهای فشاری	آرماتورهای عرضی
۰	-	-	-
۵	۰/۱۳	۰/۱۰	۰/۰۸
۱۰	۰/۲۶	۰/۲۱	۰/۱۵
۲۰	۰/۵۳	۰/۴۲	۰/۳۲
۳۰	۰/۸۲	۰/۶۵	۰/۴۹
۴۰	۱/۱۳	۰/۹۰	۰/۶۸

جدول ۴ مشخصات مصالح تیرهای صحت سنجی پس از ایجاد خوردگی

تیر	مقاومت فشاری روکش بتنی (MPa)	سطح مقطع سالم باقیمانده (mm^2)			تنش تسلیم آرماتور عرضی (MPa)		
		آرماتورهای کششی	آرماتورهای فشاری	آرماتورهای عرضی	آرماتورهای کششی	آرماتورهای فشاری	آرماتورهای عرضی
۱۱۱	۵۰/۰	۷۸/۵	۵۰/۳	۲۸/۳	۵۷۵/۰	۶۱۵/۰	۶۲۶/۰
۱۱۴	۱۱/۶	۶۵/۰	۳۸/۱	۲۱/۴	۵۲۵/۶	۵۴۰/۲	۵۴۹/۹
۱۱۵	۱۵/۰	۶۷/۶	۴۳/۹	۲۱/۷	۵۳۵/۱	۵۷۶/۳	۵۵۳/۶
۱۱۶	۱۰/۴	۵۷/۸	۳۸/۹	۱۷/۲	۴۹۹/۱	۵۴۵/۶	۵۰۳/۴

جدول ۵ مشخصات مصالح تیرهای انتخابی پس از ایجاد خوردگی

درصد خوردگی در تیر	مقاومت فشاری روکش بتنی (MPa)	سطح مقطع سالم باقیمانده (mm^۲)			تنش تسلیم آرماتور (MPa)		
		آرماتورهای کششی	آرماتورهای فشاری	آرماتورهای عرضی	آرماتورهای کششی	آرماتورهای فشاری	آرماتورهای عرضی
۰	۳۱/۴	۷۸/۵	۵۰/۳	۲۸/۳	۵۷۵/۰	۶۱۵/۰	۶۲۶/۰
۵	۲۰/۵	۷۴/۶	۴۷/۸	۲۶/۹	۵۶۰/۶	۵۹۹/۶	۶۱۰/۴
۱۰	۱۵/۱	۷۰/۷	۴۵/۲	۲۵/۵	۵۴۶/۳	۵۸۴/۳	۵۹۴/۷
۲۰	۹/۸	۶۲/۸	۴۰/۲	۲۲/۶	۵۱۷/۵	۵۵۳/۵	۵۶۳/۴
۳۰	۷/۱	۵۵/۰	۳۵/۲	۱۹/۸	۴۸۸/۸	۵۲۲/۸	۵۳۲/۱
۴۰	۵/۵	۴۷/۱	۳۰/۲	۱۷/۰	۴۶۰/۰	۴۹۲/۰	۵۰۰/۸

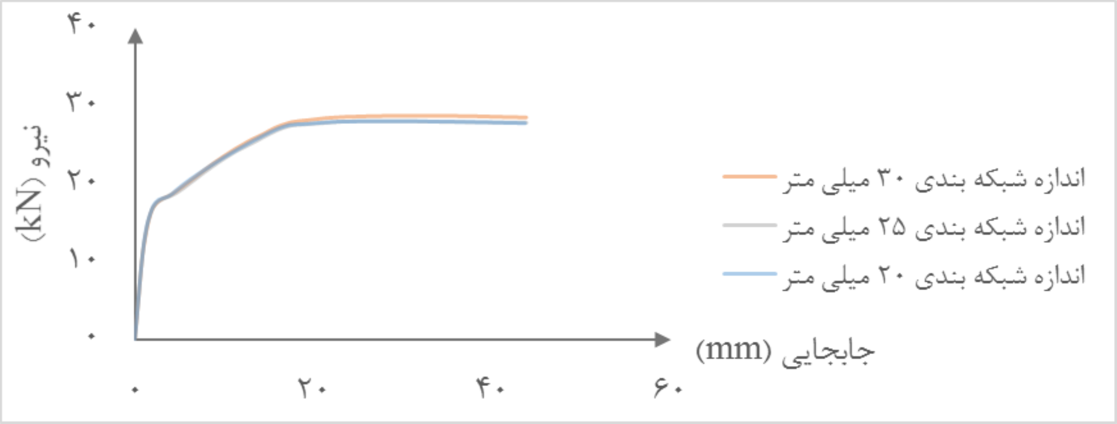
۳-۴ اجزاء*

برای مدل‌سازی بتن تیرها از اجزاء جامد† هشت گرهی استفاده‌شده است. اجزاء انتخاب‌شده برای آرماتورها از نوع اجزاء خرپایی‡ خطی است. برای اعمال اثر لغزش بین آرماتور با بتن در مدل، اندرکنش بین بتن و فولاد کششی با اجزای فنری غیرخطی§ تعریف‌شده است.

۳-۵ اندازه شبکه‌بندی**

در این پژوهش به دلیل تعریف رفتار غیرخطی برای بتن و همچنین استفاده از فنرهای غیرخطی در محل اتصال بتن به فولاد، لازم است برای جلوگیری از واگرایی نتایج تحلیل، از شبکه‌بندی‌های کوچک استفاده کرد. برای این منظور پس از سعی و خطا و عدم همگرایی در نتایج تحلیل آباکوس با شبکه‌بندی‌های ۵۰، ۴۵ و ۴۰ میلی‌متر، از بین شبکه‌بندی با اندازه‌های کوچک‌تر، اندازه‌ی ۲۰ میلی‌متر به دلیل همگرایی در نتایج استفاده‌شده است. همان‌طور که در شکل ۴ مشاهده می‌شود در این اندازه از شبکه، نسبت به‌اندازه‌ی قبلی، تغییراتی در خروجی‌ها ایجاد نمی‌شود.

* elements
† Solid
‡ Truss
§ Connector
** Mesh



شکل ۴ بررسی همگرایی نتایج با اندازه‌ی شبکه‌بندی مختلف

۳-۶ شرایط مرزی

۳-۶-۱ اندرکنش آرماتور طولی کششی با بتن

پیچیده‌ترین کار در مدل‌سازی اندرکنش بین آرماتور با بتن انتخاب المان مناسبی است که به‌طور دقیق اندرکنش بین بتن و بتن محصورکننده است. اتصال‌دهنده نوعی المان فنر مانند هستند که در نرم‌افزار آباکوس موجود بوده و برای شبیه‌سازی رفتار انتقال نیرو بین ۲ گره استفاده می‌شوند. یک ویژگی خوب این اتصال‌دهنده‌ها این است که امکان تعریف رفتار غیرخطی برای آن‌ها موجود است. با توجه به اینکه هدف از استفاده از این نوع اتصال‌دهنده امکان ایجاد جابجایی نسبی بین آرماتور و بتن به‌صورت کنترل‌شده و مقید است، لذا باید نوع آن به‌گونه‌ای انتخاب گردد که در راستای طولی آرماتور بتوان رفتار آن را تعریف کرد و در سایر درجات آزادی تابع بتن متصل به آن باشد. هرچه تعداد این اتصال‌دهنده‌ها بیشتر باشد، اندرکنش بین دو قسمت بهتر منتقل می‌گردد. لازم به ذکر است که اگر تعداد این اتصال‌دهنده‌ها کم باشد، نرم‌افزار آباکوس قادر به انتقال نیرو به شکل درست نخواهد بود و در پردازش خطای عدم همگرایی پاسخ را می‌دهد. رفتار اتصال‌دهنده‌ها باید به‌صورت نمودار نیرو-جابجایی نسبی تعریف گردد. برای به دست آوردن این منحنی مطابق با رابطه (۲۰)، منحنی تنش-لغزش به‌دست‌آمده از آزمایش‌های بیرون کشیدن آرماتور از بتن را در سطح جانبی یک آرماتور ضرب کرده و بر تعداد اتصال‌دهنده‌های موجود در محل اتصال یک آرماتور با بتن تقسیم می‌شود.

$$F_{\text{یک اتصال دهنده}} = \frac{\tau A_{\text{جانبی}}}{n_{\text{اتصال دهنده}}} = \frac{\tau \pi d L}{n_{\text{اتصال دهنده}}} \qquad (۲۰)$$

که در این رابطه F نیرو، τ تنش برشی، d قطر آرماتور و L طول آرماتور است.

مقاومت برشی حداکثر در آرماتورهای کششی تیر با استفاده از رابطه (۹) محاسبه‌شده و در جدول ۶ برای مدل صحت سنجی و جدول ۷ برای مدل انتخابی ارائه‌شده است.

جدول ۶ تنش برشی حداکثر در نمونه‌های صحت سنجی شده

نام تیر	۱۱۱	۱۱۴	۱۱۵	۱۱۶
τ_max (MPa)	۷/۳	۱/۳	۲/۶	۲/۱

جدول ۷ تنش برشی حداکثر در نمونه‌های انتخابی

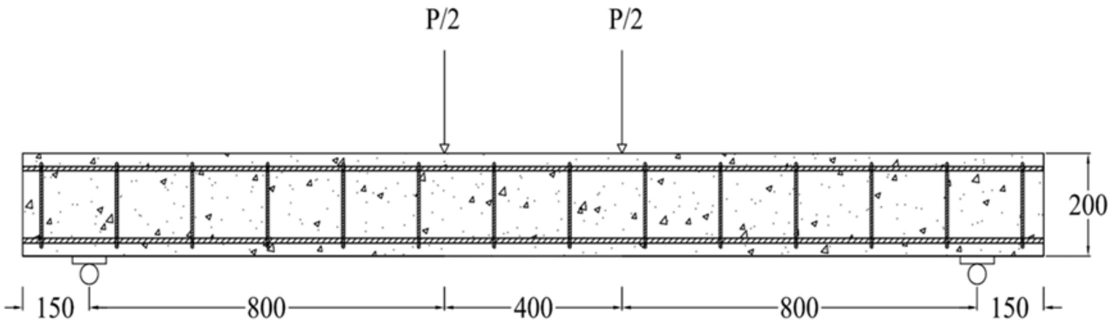
درصد خوردگی آرماتور	۰	۵	۱۰	۲۰	۳۰	۴۰
τ_{max} (MPa)	۱/۷	۱/۷	۰/۵	۱/۱	۱/۱	۱/۱

۳-۶-۲ آرماتور عرضی و طولی فشاری

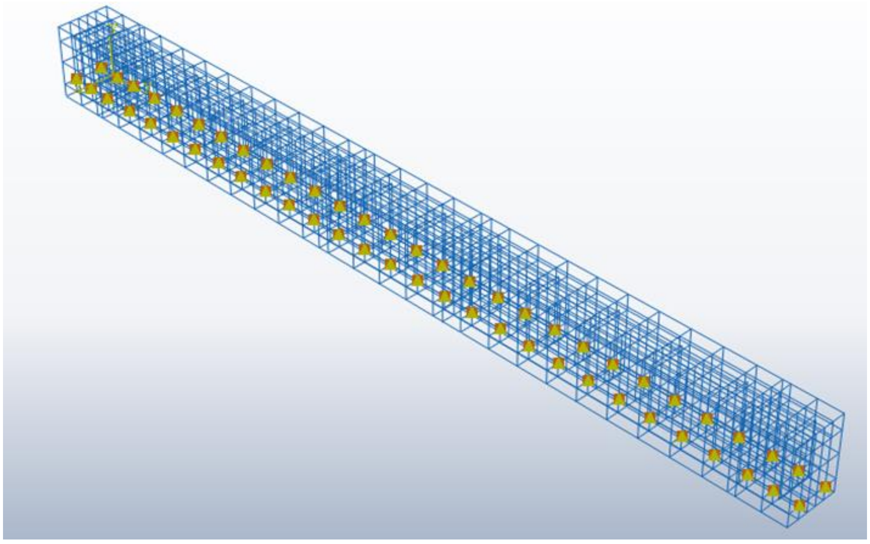
اندرکنش بین آرماتورهای عرضی و آرماتورهای فشاری با بتن از نوع مدفون* انتخاب‌شده است. در این قید تمام درجات آزادی ناحیه مدفون‌شده به درجات آزادی ناحیه میزبان مقید می‌شود.

۳-۶-۳ بارگذاری

تیرها مطابق با آنچه در مدل آزمایشگاهی تحت بارگذاری قرارگرفته بودند، تحت ۲ بار متمرکز افزایشی به‌صورت جابجایی کنترل، به فاصله‌ی ۲۰۰ میلی‌متر از وسط تیر بارگذاری می‌شوند. شکل 5 جزئیات بارگذاری تیر مشخصات هندسی در تیر را نشان می‌دهند. تصویری از مدل‌سازی نهایی در شکل ۶ نشان داده شده است.



شکل ۵ جزئیات بارگذاری تیر (ابعاد برحسب میلی‌متر است)

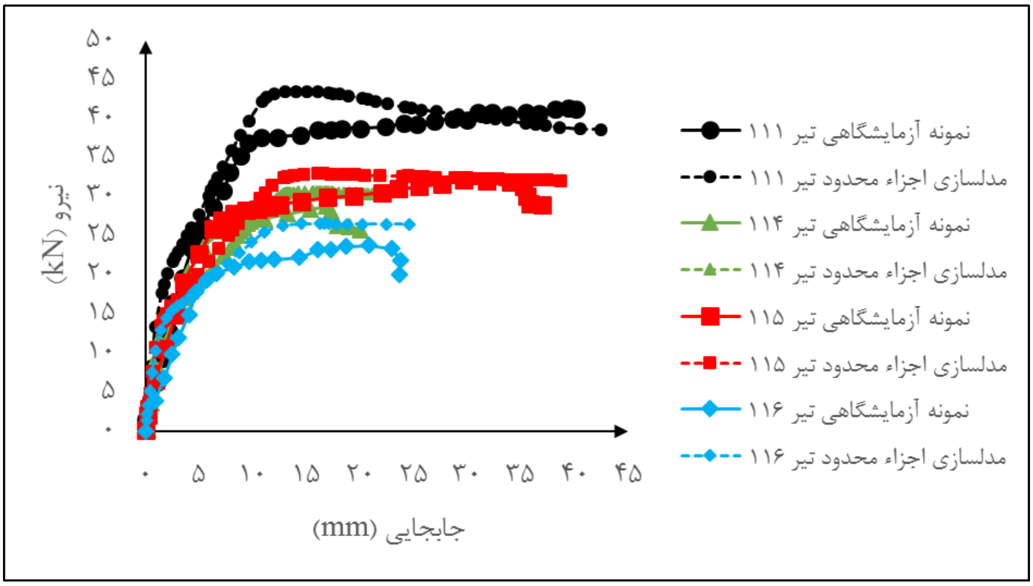


شکل ۶ تصاویری از مدل‌سازی نهایی در محیط آباکوس

* embed

۳-۷ صحت سنجی مدل المان محدود

در هر تحقیق برای آنکه بتوان نتایج تحلیل‌های کامپیوتری را مبنایی برای نتیجه‌گیری‌ها و مقایسه‌های بعدی قرارداد لازم است ابتدا درستی مدل‌سازی را اثبات کرد. بهترین روند برای نیل به این هدف آن است که نمونه‌هایی از پژوهش‌های آزمایشگاهی انجام‌شده توسط سایر محققان را انتخاب کرده و با روش یا نرم‌افزار مورداستفاده سعی در به دست آوردن نتایج تقریباً مشابه داشت. دقت صحت سنجی انجام‌شده در جدول ۸ محاسبه شده است.



شکل ۷: صحت سنجی مدل‌سازی تیرها

جدول ۸ محاسبه‌ی خطای صحت سنجی انجام‌شده بین نتایج آزمایشگاهی و مدل‌سازی اجزاء محدودی برای تیرها

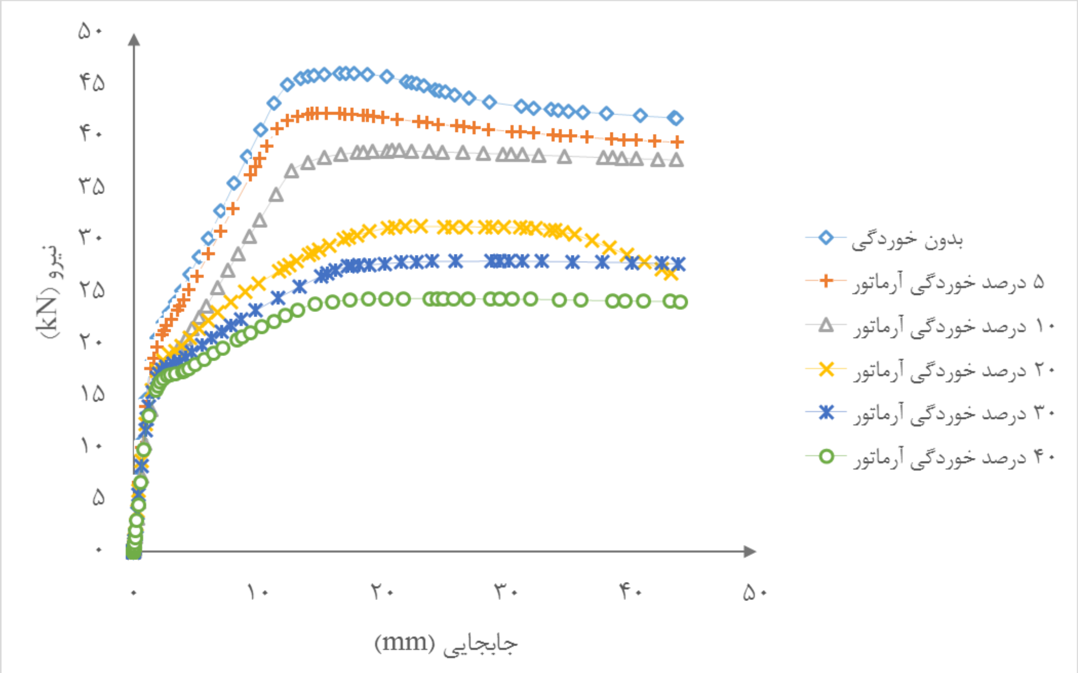
تیر	آزمایش (kN)	مدلسازی اجزاء محدود (kN)	خطا (٪)
۱۱۱	۴۱/۴	۴۳/۵۲	۵/۱۴
۱۱۴	۲۸/۸۲	۳۰/۶۲	۶/۲۴
۱۱۵	۳۲/۱۲	۳۲/۹۵	۲/۵۸
۱۱۶	۲۳/۷۸	۲۶/۵۵	۱۱/۶۶
میانگین خطا (٪)			۶/۴۱

۴ نتایج

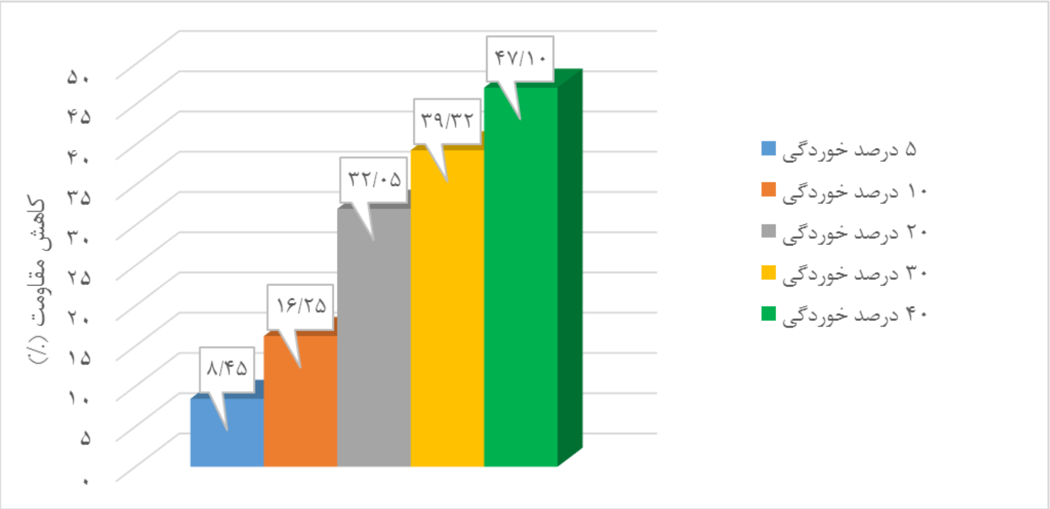
در شکل ۸ نمودار بار-جابجایی برای تیر با میزان خوردگی‌های مختلف ارائه‌شده است. همان‌طور که انتظار می‌رود با افزایش میزان خوردگی در تیرهای بتن‌آرمه، ظرفیت باربری کاهش می‌یابد. تغییرات ناشی از خوردگی‌های ۵، ۱۰، ۲۰، ۳۰ و ۴۰ درصد در نمودار شکل ۹ نشان داده‌شده است. روش‌های مختلفی برای ترمیم اثرات مختلف ناشی از خوردگی وجود دارد. به‌عنوان‌مثال برای رفع مشکل ترک‌خوردگی روکش بتنی می‌توان از محصور کردن عضو با ورق‌های FRP* استفاده کرد. همچنین برای تقویت بخش کششی عضو می‌توان در قسمت‌هایی که کاهش سطح مقطع آرماتورهای کششی بحرانی هستند

* Fiber Reinforced Polymer

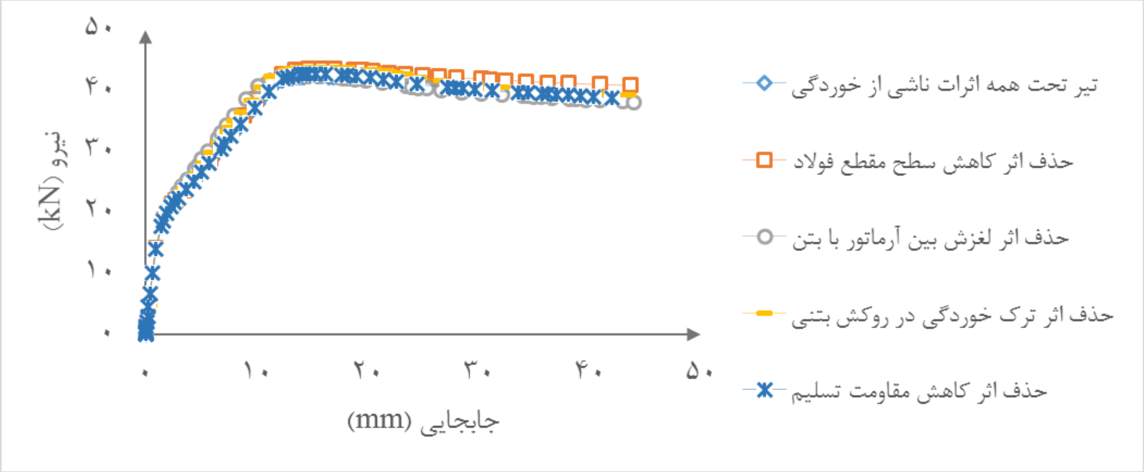
ورق FRP چسباند. یا اینکه در صورت وجود احتمال خوردگی در آرماتورها می‌توان در زمان طراحی و ساخت از آرماتورهایی با ارتفاع آج بیشتر و فواصل آج کمتر استفاده کرد و یا اینکه محصورشدگی بیشتری در نظر گرفت تا لغزش کاهش پیدا کند. برای بررسی اینکه حذف هریک از پیامدهای ناشی از خوردگی به چه میزان در افزایش مقاومت مؤثر است، در هر عضو با میزان خوردگی مشخص، در هر مرحله از ۴ عامل مخرب یکی را حذف کرده و مجدداً تیر را تحلیل کرده و تغییر ظرفیت باربری حاصل، با تیری که همه‌ی اثرات خرابی در آن اعمال‌شده است مقایسه می‌شود. در ادامه‌ی این پژوهش نمودارهای بار-جابجایی به‌دست‌آمده طبق روند گفته‌شده، در اشکال ۱۰ تا ۱۴ ارائه‌شده است. مقاومت حداکثر به‌دست‌آمده از همه‌ی نمودار به‌طور هم‌زمان در نمودار شکل ۱۵ ترسیم‌شده است.



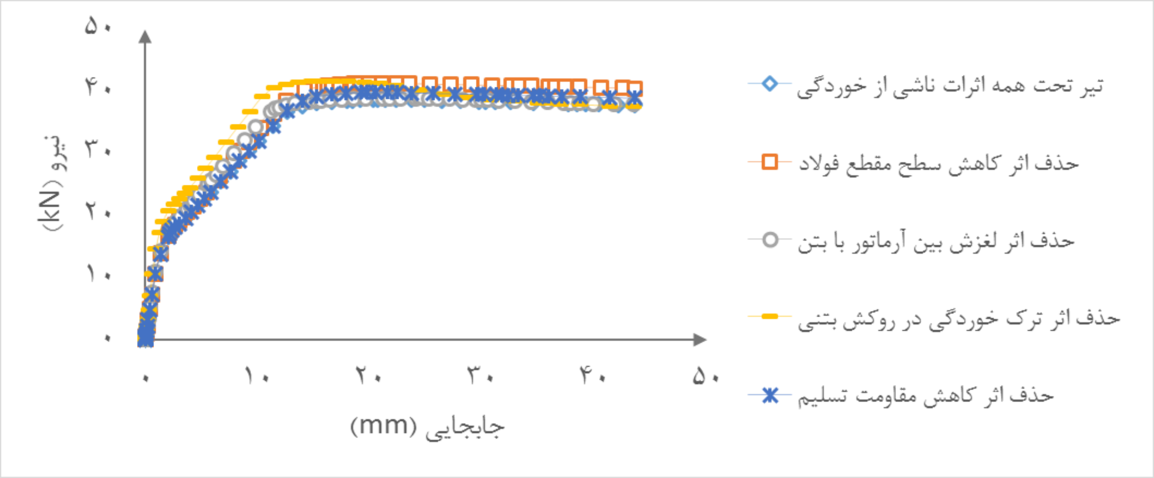
شکل ۸ نمودار بار-جابجایی برای میزان خوردگی‌های مختلف در تیر



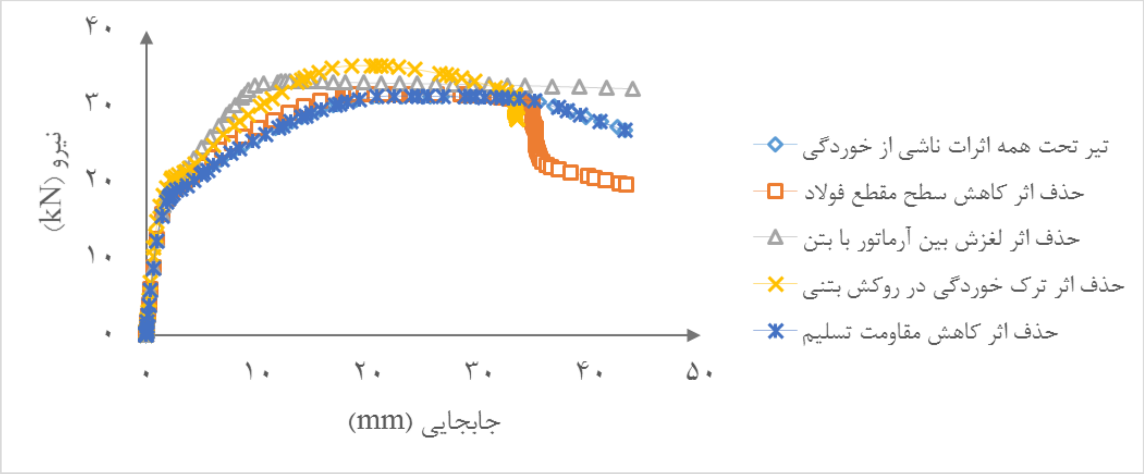
شکل ۹ نمودار تغییرات ظرفیت باربری تیر برای میزان خوردگی‌های مختلف



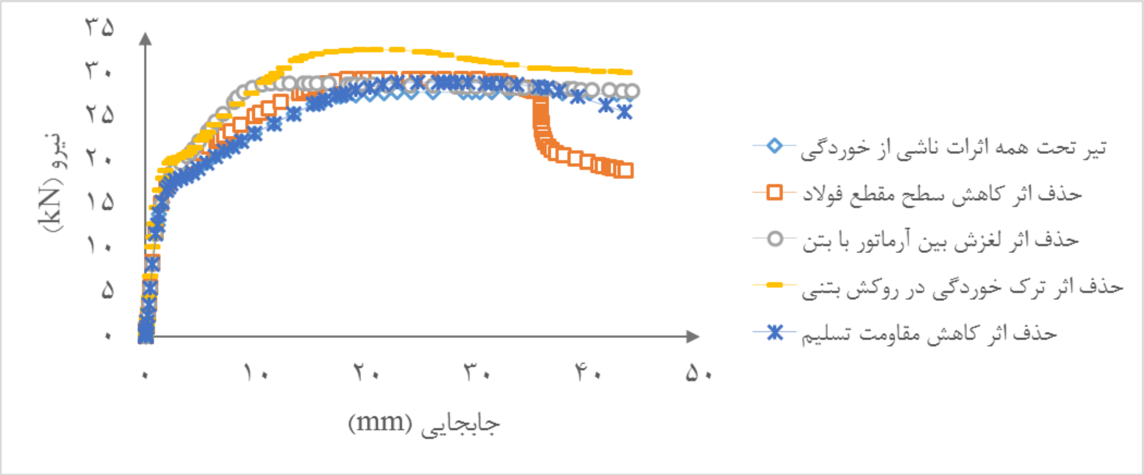
شکل ۱۰ بررسی نمودار نیرو-جابجایی تیر با ۵ درصد خوردگی آرماتور پس از حذف هریک از اثرات ناشی از خوردگی



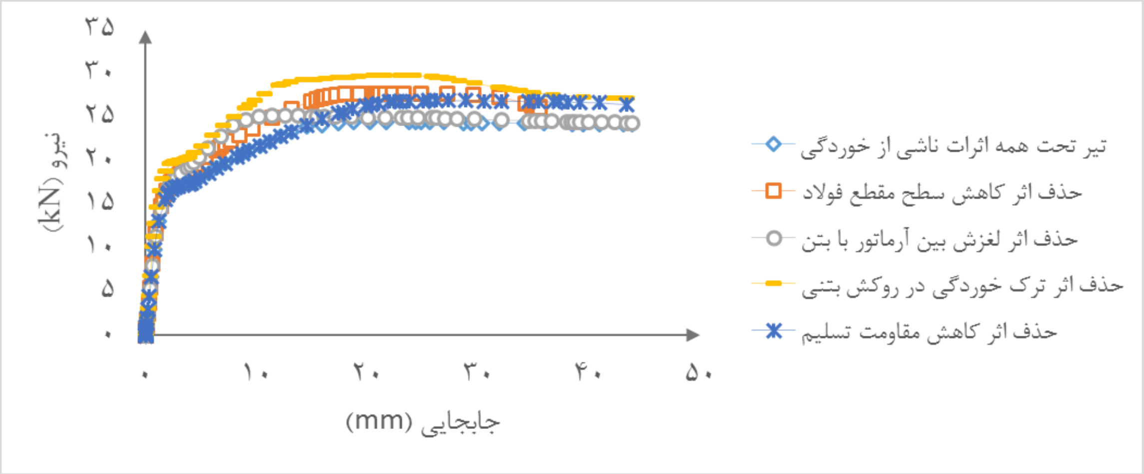
شکل ۱۱ بررسی نمودار نیرو-جابجایی تیر با ۱۰ درصد خوردگی آرماتور پس از حذف هریک از اثرات ناشی از خوردگی



شکل ۱۲ بررسی نمودار نیرو-جابجایی تیر با ۲۰ درصد خوردگی آرماتور پس از حذف هریک از اثرات ناشی از خوردگی

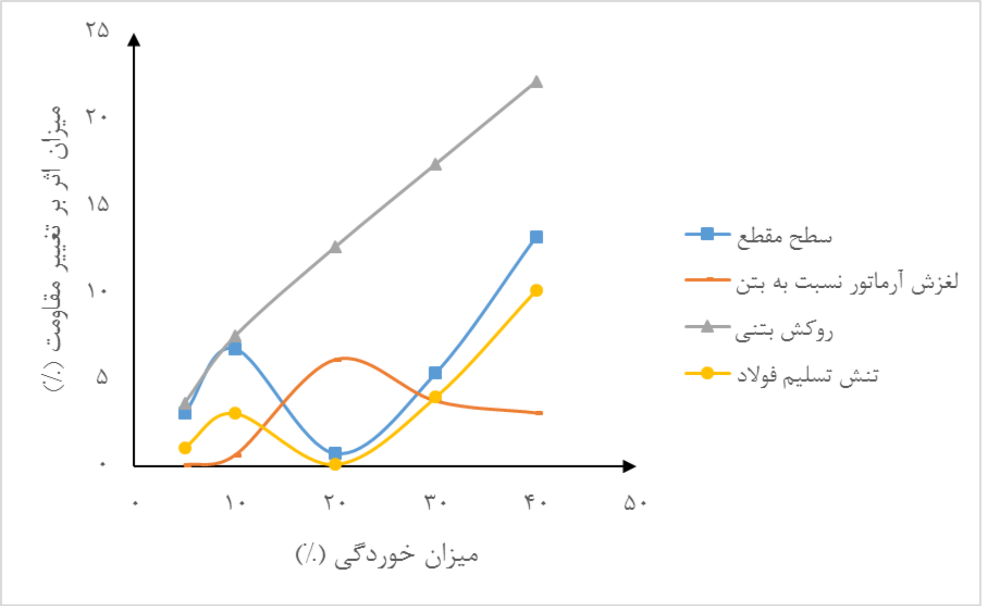


شکل ۱۳ بررسی نمودار نیرو-جابجایی تیر با ۳۰ درصد خوردگی آرماتور پس از حذف هریک از اثرات ناشی از خوردگی



شکل ۱۴ بررسی نمودار نیرو-جابجایی تیر با ۴۰ درصد خوردگی آرماتور پس از حذف هریک از اثرات ناشی از خوردگی

همان‌طور که در شکل ۱۵ مشاهده می‌شود، در تیرها با افزایش ترک‌خوردگی و ضعیف‌تر شدن روکش بتنی تقریباً با یک روند یکسان از مقاومت تیر کاسته می‌شود؛ اما میزان تغییر مقاومت ناشی از لغزش آرماتور در بتن، کاهش تنش تسلیم و کاهش سطح مقطع با افزایش میزان خوردگی روند یکسانی ندارند. در میزان خوردگی اندک که لغزش بین آرماتور با بتن اندک است (در این پژوهش خوردگی ۰ تا ۱۰ درصد)، با افزایش میزان خوردگی، روندکاهش مقاومت، با شیب ثابت افزایش می‌یابد؛ اما از یک‌میزان خوردگی مشخص (در اینجا ۱۰ درصد) به دلیل افزایش لغزش بین آرماتور با بتن، پیوستگی بین آرماتور و بتن کم شده و دو عامل سطح مقطع و تنش تسلیم فولاد که تأمین‌کننده‌ی نیروی کششی مقطع هستند میزان اثرگذاری‌شان در تغییر مقاومت کاهش پیدا می‌کند. البته این روند به همین ترتیب ادامه پیدا نمی‌کند و در یک‌میزان خوردگی مشخص (در اینجا ۲۰ درصد) به دلیل کاهش زیاد سطح مقطع، طول بیشتری از آرماتورها تسلیم‌شده و تغییرات اثرگذاری سطح مقطع و تنش تسلیم آرماتورها مجدداً افزایش پیدا می‌کند.



شکل ۱۵ نمودار تغییرات اثر خرابی‌های ناشی از خوردگی بر مقاومت در میزان خوردگی‌های مختلف برای تیر

۵ نتیجه‌گیری

از نتایج این پژوهش می‌توان به تعیین میزان کاهش مقاومت تیر در حالتی که به‌طور هم‌زمان کلیه اثرات خوردگی اعمال‌شده باشند اشاره کرد. در میزان خوردگی‌های ۰، ۵، ۱۰، ۲۰، ۳۰ و ۴۰ درصد به ترتیب در تیر ۸، ۱۶، ۳۲، ۳۹ و ۴۷ درصد کاهش مقاومت مشاهده شد.

یکی دیگر از اهداف این پژوهش این است که میزان تأثیرگذاری رفع هریک از عوامل ناشی از خوردگی آرماتور فولادی در تیر بتن‌آرمه بررسی شود. برای این منظور در هر عضو با میزان خوردگی مشخص، در هر مرحله، از ۴ عامل مخرب یکی را حذف کرده و مجدداً تیر را تحلیل کرده و تغییر ظرفیت باربری حاصل، با تیری که همه‌ی اثرات خرابی در آن اعمال‌شده است مقایسه شد. نتایج نشان داد که میزان و روند تغییر مقاومت، در میزان خوردگی‌های مختلف متغیر است.

۶ مراجع

[1] J. P. Broomfield, *Corrosion of Steel in Concrete*, no. 4. Weinheim, FRG: Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, 2011.

[2] G. J. Verbeck, "Mechanisms of Corrosion of Steel in Concrete," in *Special Publication*, vol. 49, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959: ASTM International, 1975, pp. 21–38.

[3] L. Amleh and S. Mirza, "Corrosion influence on bond between steel and concrete," *ACI Struct. J.*, vol. 96, no. 3, pp. 415–423, 1999.

[4] C. Lee, J. F. Bonacci, M. DA Thomas, M. Maalej, S. Khajehpour, and N. Hearn, "Accelerated corrosion and repair of reinforced concrete columns using carbon fibre reinforced polymer sheets," *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 27, no. 5, pp. 941–948, Oct. 2000.

[5] R. Woodward and F. Williams, "Collapse of Yns-Y-Gwas Bridge, Glamorgan.," *Proc. Inst. Civ. Eng.*, vol. 84, no. 4, pp. 635–669, Aug. 1988.

[6] J. Rodriguez, L. M. Ortega, and J. Casal, "Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement," *Constr. Build. Mater.*, vol. 11, no. 4, pp. 239–248, Jun. 1997.

[7] D. V. Val and R. E. Melchers, "Reliability of Deteriorating RC Slab Bridges," *J. Struct. Eng.*, vol. 123, no. 12, pp. 1638–1644, Dec. 1997.

[8] M. P. Enright and D. M. Frangopol, "Probabilistic analysis of resistance degradation of reinforced concrete bridge beams under corrosion," *Eng. Struct.*, vol. 20, no. 11, pp. 960–971, 1998.

[9] P. S. Mangat and M. S. Elgarf, "Flexural strength of concrete beams with corroding reinforcement," *ACI Struct. J.*, vol. 96, no. 1, pp. 149–158, 1999.

[10] A. Castel, R. François, and G. Arliguie, "Mechanical behaviour of corroded reinforced concrete beams—Part 2: Bond and notch effects," *Mater. Struct.*, vol. 33, no. 9, pp. 545–551, 2000.

[11] A. Castel, R. François, and G. Arliguie, "Mechanical behaviour of corroded reinforced concrete beams—Part 1: Experimental study of corroded beams," *Mater. Struct.*, vol. 33, no. 9, pp. 539–544, 2000.

[12] M. Dekoster, F. Buyle-Bodin, O. Maurel, and Y. Delmas, "Modelling of the flexural behaviour of RC beams subjected to localised and uniform corrosion," *Eng. Struct.*, vol. 25, no. 10, pp. 1333–1341, Aug. 2003.

[13] D. Coronelli and P. Gambarova, "Structural Assessment of Corroded Reinforced Concrete Beams: Modeling Guidelines," *J. Struct. Eng.*, vol. 130, no. 8, pp. 1214–1224, Aug. 2004.

[14] T. El Maaddawy, K. Soudki, and T. Topper, "Analytical model to predict nonlinear flexural behavior of corroded reinforced concrete beams," *ACI Struct. J.*, vol. 102, no. 4, pp. 550–559, 2005.

[15] D. V. Val and L. Chernin, "Serviceability Reliability of Reinforced Concrete Beams with Corroded Reinforcement," *J. Struct. Eng.*, vol. 135, no. 8, pp. 896–905, Aug. 2009.

[16] X. Xue and H. Seki, "Influence of Longitudinal Bar Corrosion on Shear Behavior of RC Beams," *J. Adv. Concr. Technol.*, vol. 8, no. 2, pp. 145–156, 2010.

[17] S. Guzmán, J. C. Gálvez, and J. M. Sancho, "Cover cracking of reinforced concrete due to rebar corrosion induced by chloride penetration," *Cem. Concr. Res.*, vol. 41, no. 8, pp. 893–902, 2011.

[18] L. Berto, P. Simioni, and A. Saetta, "Numerical modelling of bond behaviour in RC structures affected by reinforcement corrosion," *Eng. Struct.*, vol. 30, no. 5, pp. 1375–1385, May 2008.

[19] Y. G. Du, L. A. Clark, and A. H. C. Chan, "Residual capacity of corroded reinforcing bars," *Mag. Concr. Res.*, vol. 57, no. 3, pp. 135–147, 2005.

[20] M. A. Shayanfar, M. A. Barkhordari, and M. Ghanooni-Bagha, "Effect of longitudinal rebar corrosion on the compressive strength reduction of concrete in reinforced concrete

structure,” *Adv. Struct. Eng.*, vol. 19, no. 6, pp. 897–907, Mar. 2016.
[21] F. J. Vecchio and M. P. Collins, “The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear,” *ACI J. Proc.*, vol. 83, no. 2, 1986.
[22] M. Cape`, “Residual service-life assessment of existing R/C structures,” Chalmers Univ. of Technology, Go¨teborg ~Sweden! and Milan Univ. of Technology, 1999.
[23] F. J. Molina, C. Alonso, and C. Andrade, “Cover cracking as a function of rebar corrosion: Part 2-Numerical model,” *Mater. Struct.*, vol. 26, no. 9, pp. 532–548, Nov. 1993.
[24] T. Park, Robert and Paulay, *Structures*. 1975.
[25] CEB-fib, *Bond of reinforcement in concrete. Bulletin 10*, vol. 10. 2000.
[26] Fedération Internationale Du Béton, *International Federation for Structural Concrete (fib) Model Code 2010*, vol. 1. Switzerland, 2010.
[27] A. C. I. C. 363, *363R-10 Report on High-Strength Concrete*. 2010.
[۲۸] م. قلعه نوی و م. شایانفر، “بررسی رفتاری معادلات تنش-کرنش فشاری تک محوری بتن ”، در *ششمین کنفرانس بین المللی مهندسی عمران*، ۱۳۸۲.