

مطالعه‌ی اثرات خوردگی آرماتورها در باربری ستون‌های بتن آرمه‌ی پل‌ها به روش المان محدود غیرخطی

محسنعلی شایانفر* (استادیار)

محمد قانونی بقا (دانشجوی دکتری)

قطب علمی پژوهش‌های بنادین در مهندسی سازه، دانشگاه علم و صنعت ایران

مهندسی عمران شریف
دوره ۲-۱۳۸۲، شماره ۳، ص. ۵۹-۶۸

از جمله عوامل مؤثر بر رفتار غیرخطی سازه‌های بتن آرمه می‌توان به روابط تنش-کرنش غیرخطی بتن در فشار، ترک خوردگی بتن، اثرات خوردگی بتن، اثرات زبانه‌یی، و درگیری سنگدانه‌ها اشاره کرد. همچنین خوردگی آرماتورها ظرفیت باربری و شکل‌پذیری سازه‌های بتن آرمه را تحت تأثیر قرار می‌دهد. بنابراین، اثرات خوردگی آرماتورها نیز با استفاده از در نظر گرفتن کاهش سطح مقطع فولاد، یک مدل سختی‌کشی جدید، و همچنین تغییر در مشخصات مصالح فولادی بررسی و در مدل تحلیلی ارائه شده در نظر گرفته شده است. در این نوشتار، سه ستون مستطیلی بتن آرمه، در حالت بدون وجود خوردگی و با وجود خوردگی به روش تحلیل المان محدود غیرخطی و با استفاده از یک المان بسیار پیشرفته آنالیز و سپس نتایج بررسی و مقایسه شده است.

واژگان کلیدی: تحلیل المان محدود غیرخطی، خوردگی آرماتورها، پایه‌های بتن آرمه‌ی پل‌ها.

shayanfar@iust.ac.ir
ghanoonibagha@iust.ac.ir

۱. مقدمه

حمل و نقل از چندین میلیارد دلار نیز تجاوز می‌کند. در سال‌های اخیر، تحقیقات متنوعی روی سازه‌های بتنی با آرماتورهای خورده شده انجام شده و یا در حال انجام است. همان‌طور که عنوان شد، اهمیت زیاد بتن آرمه در مهندسی سازه و کاربرد بسیار زیاد آن در ساختمان‌ها، پل‌ها، و سازه‌های ویژه مانند نیروگاه‌ها و... در نظر گرفتن عواملی که رفتار سازه‌ی بتن آرمه را دقیق‌تر نشان دهد، بسیار مهم می‌سازد. با توجه به هزینه‌های گران مدل‌های آزمایشگاهی، ایجاد مدل‌های تحلیلی غیرخطی مناسب اهمیت ویژه‌ی دارد که با پیشرفت‌های جدید در تولید رایانه‌های قدرتمند و با توان پردازش بالا امکان تحلیل غیرخطی سازه‌ها پیشرفت قابل ملاحظه‌ی کرده است. اما با توجه به اهمیت سازه‌های بتن آرمه و اثر خوردگی آرماتورها بر آن تاکنون برای در نظر گرفتن اثرات خوردگی در مدل‌های المان محدود کارهای زیادی انجام نشده است و بیشتر تحقیقات انجام شده و مدل‌های تحلیلی ارائه شده بر روی تیرهای بتن آرمه، آن هم به صورت مدل‌های دو بعدی متمرکز شده است. مطالب عنوان شده ضرورت تحقیق درباره‌ی اثرات خوردگی در ظرفیت، باربری، و ایمنی پل‌ها را با مدل‌های واقعی سه بعدی نشان می‌دهد. در سال‌های اخیر، در زمینه‌ی خوردگی آرماتورها تحقیقات بسیاری با ارائه‌ی مدل‌های المان محدود غیرخطی انجام شده است.^[۱-۶]

بتن آرمه که یکی از پرکاربردترین مصالح در مهندسی عمران است، به دلایل متعددی رفتاری غیرخطی در شرایط متفاوت بارگذاری از خود نشان می‌دهد. یکی از دلایل بروز این رفتار، ایجاد خوردگی در آرماتورهای درون بتن است. خصوصاً سازه‌هایی که در مناطق ساحلی و گرم ساخته شده‌اند تحت آسیب عوامل خورنده و حمله‌ی شدید سولفات‌ها هستند. اغماض از رفتار غیرخطی بتن آرمه، تبعات ناخوشایندی به همراه دارد؛ مثلاً شواهد آزمایشگاهی متعددی نشان می‌دهد که خوردگی آرماتورها نقش مهمی در افزایش نرمی قاب‌های بتن آرمه دارد.^[۱] همچنین رفتار بتن با آرماتورهای خورده شده، الگوی ترک را نیز متأثر می‌سازد.^[۲] اهمیت این موضوع وقتی جدی‌تر می‌شود که بدانیم خوردگی آرماتور و تبعات آن باعث تخریب و از رده خارج شدن سازه‌های بزرگ از جمله پل لاکنردیا و پل دیکسون^۱ مونترال کانادا قبل از انتهای دوره‌ی طرحشان شده است.^[۳] به همین دلیل بخش مهمی از پروژه‌های (ISIS)^۲ در کشور کانادا به موضوع رفتار سازه‌ی اعضای بتن آرمه با آرماتور خورده شده اختصاص داده شده است.^[۵] همچنین برای تحلیل یک سازه‌ی آسیب‌دیده نیاز است تا آسیب‌های وارده، مانند خوردگی آرماتور را به نوعی در مدل رایانه‌ی اعمال کرد.

در ایالات متحده‌ی آمریکا هزینه‌ی تخمینی تعمیر و بازسازی زیرساخت‌های

* نویسنده مسئول

با توجه به اینکه نرم‌افزارهای المان محدود موجود از جمله ANSYS و ABAQUS، امکان در نظر گرفتن اثرات خوردگی آرماتورها از جمله تغییر مساحت

تاریخ: دریافت ۱۸/۱۳۸۹، اصلاحیه ۱۲/۱۳۸۹، پذیرش ۱۲/۱۳۸۹.

میلگردها، تغییر مشخصات مصالح، و تغییرات تنش چسبندگی-لغزشی بین آرماتور و فولاد را بعد از تحلیل اولیه ندارند، به‌ناچار باید برای لحاظ این اثرات از برنامه‌نویسی در محیط‌هایی مانند Matlab استفاده کرد.

۲. برنامه‌ی تحلیل المان محدود غیرخطی

در این نوشتار، یک برنامه‌ی تحلیل المان محدود غیرخطی جدید که دارای قابلیت در نظر گرفتن اثرات خوردگی برای سازه‌های بتن آرمه است، در محیط برنامه‌نویسی Matlab کدنویسی شد. در نرم‌افزار تحلیلی ایجادشده‌ی حاضر از یک المان بسیار پیشرفته که در ادامه تشریح خواهد شد، برای مدل‌سازی ستون بتنی استفاده شده است. این برنامه توانایی در نظر گرفتن تمامی اثرات غیرخطی مانند روابط تنش-کرنش غیرخطی بتن، ترک‌خوردگی، اثرات اندازه‌ی المان، مدل چندخطی رفتار آرماتورها، درگیری سنگ‌دانه‌ها، و اثرات مختلف ناشی از خوردگی آرماتورها را دارد. در محاسبات به‌کاررفته برای به‌دست آوردن ماتریس سختی المان و سوارکردن ماتریس سختی کل سازه از روش کرنش‌های طبیعی مفروض استفاده شده است. در برنامه‌ی تحلیلی نوشته‌شده از روش اصلاح‌شده‌ی افزایشی با اعمال گام‌های کوچک نیرو برای انجام تحلیل غیرخطی استفاده شده است. همچنین برنامه‌ی ارائه‌شده، قادر به تحلیل دیوارها و لایه‌های FRP برای پایه‌های محصورشده است. در ضمن اثرات وابسته به زمان مانند خزش و انقباض نیز می‌توانند در محاسبات لحاظ شوند.

۱.۲. مشخصات مصالح بتنی در فشار

رفتار تک‌محوری بتن در فشار غیرخطی است و دلیل عمده‌ی این رفتار گسترش ترک‌های ریز در ناحیه‌ی تماس بین دانه‌ها و ملات سیمان است. مطابق نتایج آزمایش‌ها و کارهای آزمایشگاهی تا زمانی که تنش فشاری وارده کم‌تر از ۳۰٪ مقاومت فشاری بیشینه‌ی بتن باشد، رفتار بتن کشسانی خطی است و این ترک‌ها رشد نمی‌کنند. با افزایش تنش‌های وارده، ترک‌های ریز در ناحیه‌ی سطح تماس دانه‌های درشت با ملات رشد می‌کنند و سبب کاهش سختی مصالح و در نتیجه سختی رفتار بتن می‌شوند. شدت تغییرات منحنی از حدود ۸۰٪ بیشینه‌ی تنش فشاری بیشتر و باعث انبساط حجمی نمونه‌های آزمایشی و افزایش ضریب پواسون می‌شود. پس از بیشینه‌ی تنش حداکثر بتن، رشد زیاد ترک‌ها باعث کاهش بار و

در نتیجه نرم‌شوندگی کرنشی در پاسخ می‌شود. برای بیان رفتار بتن در فشار مطابق آنچه در شکل ۱ ملاحظه می‌شود، از فرمول اصلاح‌شده‌ی پوپویکس^{۱۳}،^{۱۴} و آزمایش‌های بسیاری که دقت آن‌ها به اثبات رسیده، استفاده شده است. رابطه‌ی ارائه‌شده طبق رابطه‌ی ۱ است (قابل ذکر است که تمام محاسبات در این تحقیق بر مبنای واحد نیوتن و میلی‌متر است):

$$\sigma = \frac{nE_s \varepsilon}{n - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)^{n k}} \quad (1)$$

در رابطه‌ی ۱، ε_c کرنش نظیر بیشینه‌ی تنش فشاری است، که اگر $\varepsilon < \varepsilon_c$ باشد، $k = 1$ می‌شود و اگر $\varepsilon > \varepsilon_c$ باشد، $k = 0.67 + \frac{\sigma_c}{\sigma_t}$ می‌شود، مقدار n برابر با $E_s m = 0.8 + \frac{\sigma_c}{\sigma_t}$ ، مدول سکانت یعنی نسبت بیشینه‌ی تنش فشاری به مقدار کرنش متناظر آن، و ε و σ کرنش و تنش بتن در هر نقطه‌اند. (شکل ۱)

برای بتن ترک‌خورده از رابطه‌های هیپوالاستیسیته استفاده شد، که اصلاح‌شده‌ی روابط داروین و پکنولد است. مطابق محاسبات و فرضیات به‌کار گرفته‌شده، رابطه‌ی ۲، برای ماتریس مشخصه به‌دست می‌آید.^[۱۴]

$$D = \frac{1}{(1 - \nu^2 \frac{E_1 E_2}{E_1^2 E_2^2})} \begin{bmatrix} E_1 & \nu \frac{E_1 E_2}{E_1} & 0 \\ \nu \frac{E_1 E_2}{E_1} & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0.25(E_1 + E_2 - 2\nu \frac{E_1 E_2}{E_1}) \end{bmatrix} \quad (2)$$

در رابطه‌ی ۲، E_0 مدول سختی اولیه و ν نسبت پواسون معادل است، E_1 و E_2 مدول مماسی در جهت‌های عمودی برای مصالح هستند که اورتوتروپ^۴ در نظر گرفته شده‌اند. مقادیر E_1 و E_2 در معادله‌ی ۲ تابعی از سطح تنش هستند، بدین معنی که در هر نقطه‌ی منحنی تنش-کرنش، از شیب منحنی که با مشتق‌گیری ضمنی به برنامه‌ی ارائه‌شده وارد شده است، برای محاسبه‌ی این مقادیر استفاده می‌کنیم. برای مدل‌سازی و لحاظ نواحی با شیب منفی از روش باربرداری و بارگذاری با معادل کردن منحنی‌های مربوط با خط‌های صاف و نوشتن معادله‌ی خطوط با استفاده از نقاط کانونی در برنامه‌ی المان محدود ارائه‌شده استفاده شده است. برای محاسبه‌ی مدول کشسانی اولیه در سال ۱۹۸۱، رابطه‌ی ۳ برای بتن‌های با مقاومت بین ۲۱ تا ۸۳ مگاپاسکال ارائه شده است.^[۱۴]

$$E_0 = 6900 + 3320 \sqrt{f_c} \quad (3)$$

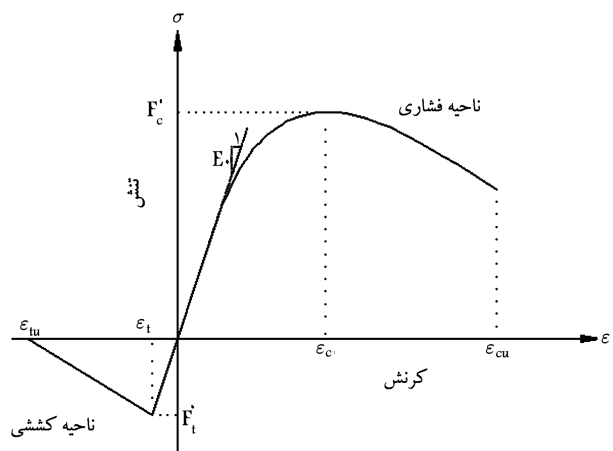
۲.۲. مشخصات بتن در کشش و مدل‌سازی ترک

رفتار بتن در کشش و ترک‌خوردگی از مهم‌ترین عوامل رفتار غیرخطی بتن محسوب می‌شود. ترک‌های ایجادشده باعث کاهش سختی سازه‌ی بتن آرمه و همچنین باعث توزیع مجدد تنش چسبندگی بین بتن و آرماتور می‌شوند. برای مدل‌سازی بتن در ناحیه‌ی کششی از مدل ارائه‌شده در سال ۱۹۸۳ استفاده شده است.^[۱۴]

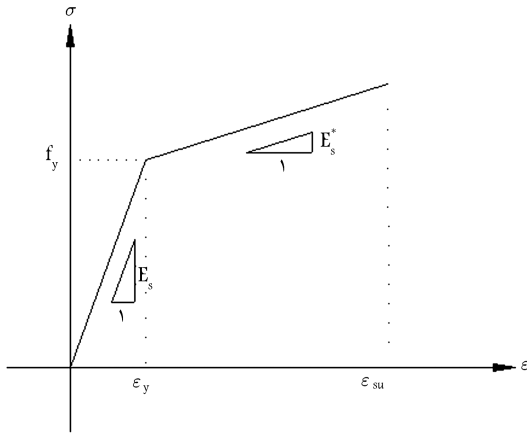
$$\sigma_t = f'_t = 0.33 \sqrt{f'_c} \quad (4)$$

در این مدل (رابطه‌ی ۴) پس از تشکیل ترک (زمانی که $\sigma \leq \sigma_t$ شد) با تغییر ماتریس مشخصه رابطه‌ی تنش-کرنش به شکل رابطه‌ی ۵ در می‌آید:

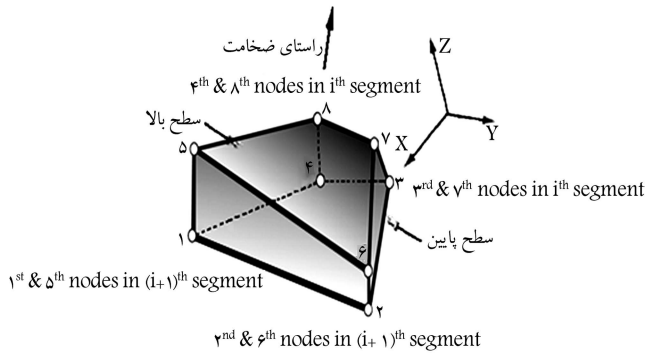
$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E_t & 0 \\ 0 & 0 & \beta G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad (5)$$



شکل ۱. منحنی تنش-کرنش بتن در کشش و فشار.



شکل ۲. منحنی تنش-کرنش فولاد در کشش و فشار.



شکل ۳. یک المان Solid Shell بین دو بخش متوالی سازه.

ستون‌ها استفاده کرده‌ایم. این المان اولین بار در طراحی بدنه‌ی هواپیماهای مسافربری شرکت بوئینگ استفاده شده است. نام این المان Solid Shell Element یا همان المان SSA (شل جدار ضخیم ۸ گره‌یی) است که در اینجا خلاصه‌یی از مشخصات آن ارائه شده است (شکل ۳).^[۱۶]

ماتریس سختی این المان در دستگاه محلی المان طی مراحل طولانی محاسبه می‌شود و به صورت خلاصه در ادامه‌ی این قسمت ارائه می‌شود. ابتدا ماتریس سختی هر المان در محل درجات آزادی دستگاه محلی المان محاسبه می‌شود (المان هشت گره‌یی که هر کدام سه درجه‌ی آزادی دارند)، بنابراین ماتریس سختی برای هر المان ۲۴ در ۲۴ خواهد بود، سپس با استفاده از ماتریس انتقال ارائه‌شده در رابطه‌ی ۹ به درجات آزادی تعریف‌شده در دستگاه عمومی سازه انتقال می‌یابد.

$$T = \begin{bmatrix} T_{11} & & & & & & & & \\ & T_{22} & & & & & & & \\ & & T_{33} & & & & & & \\ & & & T_{44} & & & & & \\ & & & & T_{55} & & & & \\ & & & & & T_{66} & & & \\ & & & & & & T_{77} & & \\ & & & & & & & T_{88} & \end{bmatrix} \quad (9)$$

در این رابطه، E_s مدول ارتجاعی مماسی موازی جهت ترک است. تا زمانی که $\sigma_t \leq \sigma_y$ نشده باشد، ترک بعدی ایجاد نمی‌شود. ضریب β در رابطه‌ی ۵ که با ضرب در سختی برشی بتن ترک‌نخورده (G) آن را کاهش می‌دهد، ناشی از درگیری دانه‌ها و اثرات زبانه‌یی است و به ضریب بازیافت برشی β معروف است. مقدار این ضریب بین صفر تا ۱ در نظر گرفته می‌شود که در این نوشتار آن را برابر ۰٫۷۵ در نظر گرفته‌ایم. به دلیل چسبندگی بین بتن و آرماتورهای فولادی، توزیع مجدد تنش‌های کششی از بتن به آرماتورها انجام می‌شود. توانایی مقاومت کششی بتن بین ترک‌ها در مسیر عمود بر ترک، پدیده‌ی سختی کششی نام دارد، که در ادامه و در بخش توضیح اثرات خوردگی توصیف می‌شود. کنترل‌ها برای مقایسه‌ی تنش‌ها و کرنش‌ها در هر المان که از سه لایه تشکیل شده است، در وسط هر لایه یعنی در سه نقطه‌ی گوسی انجام می‌شود.

اثرات اندازه‌ی المان: تحقیقات انجام‌شده در دهه‌ی ۹۰ نشان می‌دهد که در یک تحلیل غیرخطی انتخاب اندازه‌ی المان، شکل و طول شاخه‌ی نزولی منحنی تنش-کرنش اثر مهمی بر پاسخ حاصل از مدل‌های المان محدود خواهند داشت.^[۱۵] همچنین نشان داده شد که برای منحنی تنش-کرنش شبیه معادله‌ی بازانت،^[۱۴] اثر f_t در مقابل ϵ_{tu} قابل صرف‌نظر کردن است. طبق این مطالعات برای هر المان یک ϵ_{tu} وجود دارد که بهترین جواب محاسباتی را خواهد داشت. همچنین از رابطه‌ی ۶ محاسبه می‌شود:

$$\epsilon_{tu} = 0.004 e^{-0.0008h} \quad (6)$$

در این معادله، h بر حسب میلی‌متر ارائه شده است.

۳.۲. مشخصات مصالح فولادی

برای برنامه‌ی تحلیلی المان محدود نوشته‌شده از روش مدل گسترده برای مدل‌سازی آرماتورها استفاده شده است. در این مدل، فولاد بر روی بتن پخش و پیوستگی کامل بین فولاد و بتن فرض می‌شود. در این پژوهش، المان‌های کامپوزیتی ساخته شده که مناسب با المان انتخاب‌شده است. همچنین برای بیان رفتار آرماتورها از مدل دوخطی استفاده شده است. رابطه‌ی تنش-کرنش فولاد قبل از جاری شدن به صورت رابطه‌ی ۷ است:

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E_s & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_1 \\ d\epsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad (7)$$

در رابطه‌ی ۷، E_s مدول ارتجاعی تک محوری فولاد است. در این مدل، پس از آنکه فولاد جاری شد رابطه‌ی تنش-کرنش به صورت رابطه‌ی ۸ اصلاح می‌شود.

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E_s^* & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_1 \\ d\epsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad (8)$$

در رابطه‌ی ۸، E_s^* مدول ارتجاعی سخت‌شوندگی کرنشی فولاد است. در شکل ۲، نمودار دو خطی با سخت‌شدگی کرنشی در نظر گرفته‌شده برای آرماتورهای فولادی ملاحظه می‌شود. در اغلب موارد $E_s^* = (0.01 \sim 0.05)E_s$ انتخاب می‌شود.

۴.۲. توصیف المان به‌کاررفته در برنامه‌ی تحلیلی

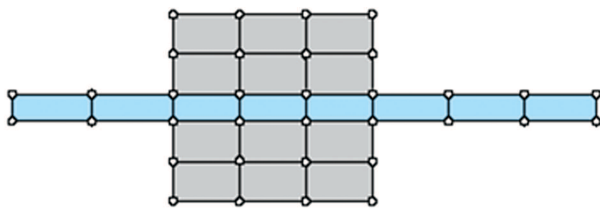
به‌منظور نشان‌دادن اهمیت مسئله‌ی تحلیل غیرخطی سازه‌های بتن‌آرمه با در نظر گرفتن اثرات خوردگی آرماتورها، در این پژوهش از یک المان بسیار پیشرفته برای مدل کردن

T_{ii} در رابطه‌ی ۹، از رابطه‌ی ۱۰ محاسبه می‌شود:

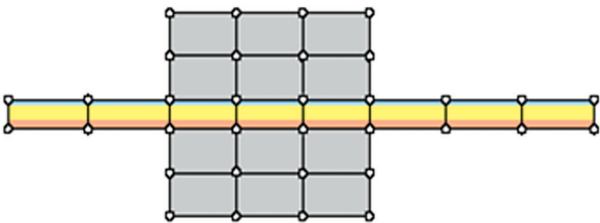
$$T_{ii} = \begin{bmatrix} T_{xx}(z_{i-1}) & T_{xx}(z_{i-1}) & T_{xx}(z_i) \\ T_{yy}(z_{i-1}) & T_{yy}(z_{i-1}) & T_{yy}(z_i) \\ T_{zz}(z_{i-1}) & T_{zz}(z_{i-1}) & T_{zz}(z_i) \end{bmatrix} \quad (10)$$

مشابه المان‌های حجیم دارند، حال آنکه رفتاری شبیه رفتار پوسته‌ها را در راستای ضخامت از خود نشان می‌دهند. بهترین کاربرد این المان‌ها در مدل‌کردن بخش‌های پوسته مانند یک سازه‌ی سه‌بعدی، بدون نیاز به اتصال گره‌های المان‌های حجیم به گره‌های المان‌های پوسته است. (شکل ۵ الف)

علت انتخاب این المان برای مدل‌کردن سازه‌های پوسته در این پژوهش، امکان در نظر گرفتن هم‌زمان بتن و فولاد با اثرات خوردگی و استفاده از قابلیت‌های کامپوزیتی این المان در مدل اجزای محدود غیرخطی است. در اصل این المان از یک المان هشت‌گره‌یی به نام (SSA) مشتق شده است. بیشتر استنتاج‌های به‌کارگرفته‌شده در محاسبات این المان از روش کرنش‌های طبیعی مفروض برای المان‌های پوسته‌ی جدار نازک دو قوسی،^[۱۷] و از روش کرنش‌های طبیعی مفروض (ANS) برای صفحات مایندلین-ریسنر^[۱۸] پیروی می‌کنند. مباحث در نظر گرفته‌شده در المان پوسته‌ی جدار ضخیم بسیار پیچیده‌تر از مباحثی هستند که در المان‌های حجیم معمولی در نظر گرفته می‌شوند، که از جمله قابلیت‌های بسیار زیاد این المان می‌توان این موارد را در نظر گرفت:



الف) یک المان SSA (رنگی) متصل به المان‌های آجر استاندارد (خاکستری)؛



ب) پیکره بندی لایه بی دیوار با استفاده از المان SSA. شکل ۵. یک نمونه کاربرد المان SSA.

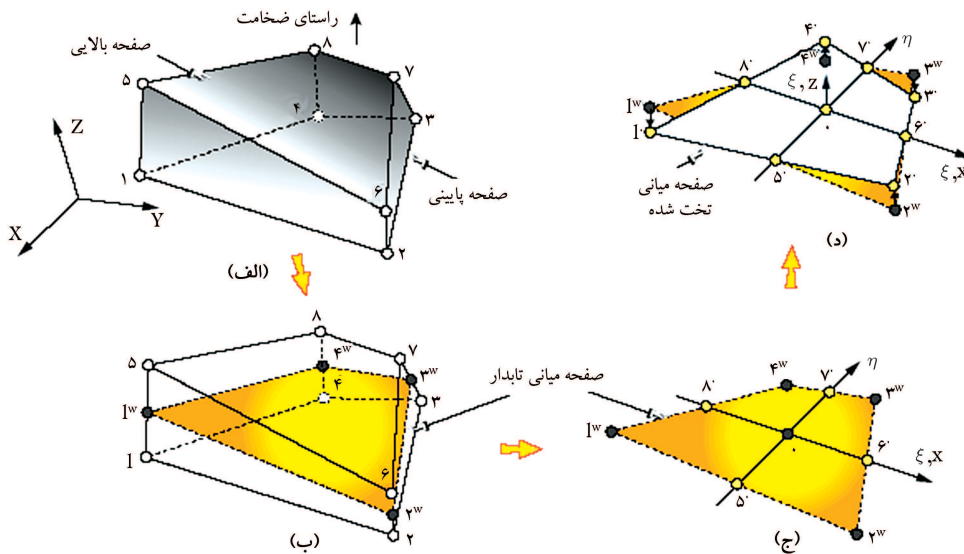
در رابطه‌ی ۱۰، T_{xx} کسینوس زاویه‌ی بین محور x (راستای اول المان از گره‌ی 8° به گره‌ی 6° که اولین میانه‌ی میان‌لایه‌ی نامسطح المان است) و \hat{n} اُمین درجه‌ی آزادی در دستگاه مختصات عمومی سیستم است (که جهات در بخش‌های مختلف سازه برای DOF‌های مختلف متفاوت هستند)؛ در حالی که اندیس z بیانگر محور z است (ضرب خارجی بین اولین و دومین میانه‌های میان‌لایه‌ی نامسطح المان) و اندیس y بیانگر محور y است (ضرب خارجی بین محور z‌ها و میانه‌ی اول میان‌لایه‌ی نامسطح المان). (شکل‌های ۳ و ۴)

از آنجا که مشخصاً برای هر گره‌ی المان نشان داده‌شده در شکل ۳، یک جهت خاص درجه‌ی آزادی تعریف شده است، هر یک ψ_i خاص خود را دارند و ماتریس انتقال از دستگاه مختصات المان به دستگاه مختصات عمومی سازه به صورت نشان داده‌شده در رابطه‌ی ۸، به دست خواهد آمد.

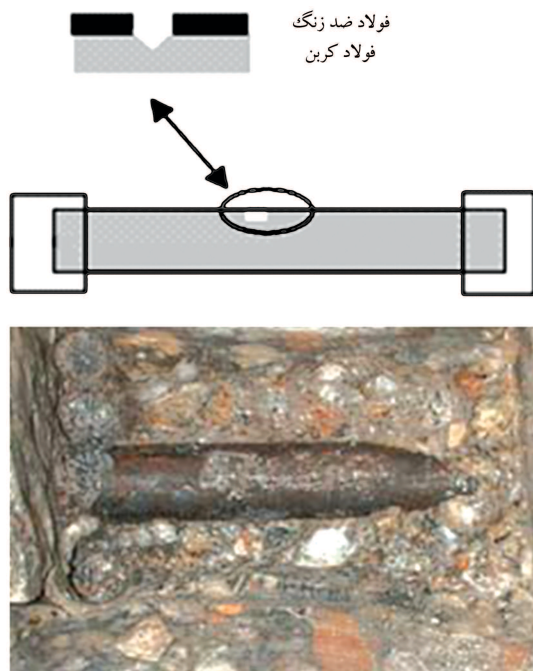
برای محاسبه‌ی ماتریس جرم متمرکز برای هر المان، ابتدا حجم کل المان با محاسبه‌ی مجموع احجام شش چهاروجهی سازنده‌ی شش‌وجهی اولیه‌ی المان محاسبه می‌شود. سپس برای محاسبه‌ی متوسط جرم واحد حجم کل المان، جرم واحد حجم هر ماده‌ی سازنده (آرماتورها یا بتن) در نسبت حجم ماده به حجم کل المان ضرب و سپس با هم جمع می‌شوند.

پس از محاسبه‌ی حجم کل المان و چگالی متوسط آن، جرم کل از حاصل ضرب دو مقدار فوق به دست می‌آید و ماتریس جرم متمرکز المان با توزیع جرم کل المان به نسبت عکس فواصل بین گره‌های المان تا مرکز هندسی آن در محل گره‌های آن حاصل می‌شود. عملیات مونتاز ماتریس جرم المان‌ها مشابه روش‌های معمول انجام می‌گیرد.

المان‌های پوسته‌ی جدار ضخیم، دسته‌یی از المان‌ها را تشکیل می‌دهند که خواصی بین خواص المان‌های پوسته‌ی جدار نازک و خواص المان‌های حجیم به‌کار گرفته‌شده در مدل‌سازی سازه‌ها دارند. این المان‌ها گره‌ها و چیدمان درجات آزادی



شکل ۴. گام‌های اولیه‌ی شکل‌گیری یک المان SSA از روی یک شش‌وجهی غیرمنتظم.



شکل ۶. کاهش سطح مقطع آرماتورها در اثر خوردگی.

۳.۳. مقاومت چسبندگی نهایی

مقاومت چسبندگی نهایی بین بتن و آرماتور با فرمول تجربی ۱۳ تخمین زده می‌شود:

$$f_{bu} = \frac{0.4c}{d_s} \sqrt{f_c'} \quad (13)$$

کاهش مقاومت چسبندگی بین بتن و فولاد به علت خوردگی در مدل سخت‌شوندگی کششی که در ادامه ارائه می‌شود، در نظر گرفته شده است. مطابق تحقیقات انجام شده با شروع خوردگی و درصد‌های پایین خوردگی، مقدار مقاومت چسبندگی بین آرماتور و بتن به علت افزایش اصطکاک کمی افزایش می‌یابد؛ ولی طول این دوره بسیار کوتاه است و با ادامه و افزایش خوردگی تنش چسبندگی بین آرماتور و بتن به شدت کاهش می‌یابد.

۴.۳. متوسط فواصل ترک نهایی S_m

از آسیب‌های دیگر خوردگی بر روی سازه‌ها تأثیر بر روی ترک خوردگی بتن و ایجاد ترک‌های ناشی از خوردگی است که باعث کاهش فواصل بین ترک‌ها می‌شود. این مورد نیز در مدل سختی کششی ارائه شده،^[۱۲] در نظر گرفته شده است.

در نقطه‌ی ترک نهایی، بتن سالم بین ترک‌ها نمی‌تواند به مقاومت کششی برسد؛ بنابراین، فضای بین دو سطح مجاور ترک‌ها بدون تغییر باقی می‌ماند تا زمانی که نمونه بشکند. برای رسیدن ضریب قطعیت به یکسان‌سازی انتقال از حالت چند ترک‌ی به حالت ترک نهایی براساس نتایج آزمایشگاهی به دست آمده رابطه‌ی ۱۴ پیشنهاد شده است:^[۲۴-۲۶]

$$S_m = 2.35c \begin{cases} 1 & C_w = 0 \\ 1.533 - 0.3 \frac{c}{d_s} + 4.2 \left(\frac{C_w d_s}{9c} \right)^2 & C_w > 0 \end{cases} \quad (14)$$

در معادله‌ی ۱۴، میانگین فاصله‌های ترک نهایی، S_m ، یعنی متوسط فواصل بین سطوح مجاور در نقطه‌ی ترک نهایی در یک نمونه‌ی مخصوص است. (شکل ۷)

الف) قفل‌شدگی غشایی و برشی المان را کنترل می‌کند. این مسئله عموماً با عنوان فرمولاسیون کرنش مرکب،^[۱۹] تنش مرکب،^[۲۰] و فرمولاسیون‌های کرنش طبیعی پیشرفته و کرنش طبیعی،^[۲۱] مفروض خوانده می‌شود.

ب) قفل‌شدگی دوزنقه‌ی که انحراف شکل میان صفحه‌ی المان، از شکل مستطیلی را در نظر می‌گیرد.^[۲۲]

ج) قفل‌شدگی حاصل از ضخامت به واسطه‌ی وجود هم‌زمان نسبت پواسون در هر دو تنش قائم در صفحه و عمود بر آن.^[۲۳،۱۹]

همان‌طور که پیشتر ذکر شد، فرمولاسیون المان به‌طور کلی از روش کرنش‌های طبیعی مفروض همراه با اصلاحاتی برای عملکرد صحیح جنبش‌ها برای ساخت دیوارهای چندلایه استفاده می‌کند؛ (شکل ۵ ب) این عملیات با فرض تنش یکنواخت در ضخامت مقطع به جای کرنش یکنواخت انجام می‌گیرد و منجر به معادلات جامع اصلاح‌شده‌ی می‌شود که بر کل ضخامت المان حاکم هستند.

۳. اثرات خوردگی و فرمولاسیون در برنامه‌ی المان محدود

غیرخطی

چنان‌که اشاره شد، خوردگی آرماتورها در سازه‌ها باعث اعمال آسیب‌هایی به سازه می‌شود و ممکن است قبل از پایان عمر مفید سازه باعث فرورویختن و یا از رده خارج شدن آن‌ها شود. در ادامه‌ی این بخش آسیب‌های ناشی از خوردگی و فرمول‌های مدل‌سازی آن‌ها بیان خواهد شد.

۱.۳. کرنش تسلیم آرماتور فولادی در حالت خوردگی

مطابق یافته‌های آزمایشی که در سال ۲۰۰۴ بر روی ۵۸ نمونه‌ی بتنی انجام شد، اثرات خوردگی آرماتورهای فولادی بر کرنش تسلیم آرماتورهای فولادی در رابطه‌ی ۱۱ ملاحظه می‌شود:^[۲۴]

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \begin{cases} 1 & C_w = 0 \\ 0.907 - 0.757 \frac{C_w d_s}{9c} + 0.087 \frac{c}{d_s} & C_w > 0 \end{cases} \quad (11)$$

در رابطه‌ی ۱۱، C_w درجه‌ی خوردگی آرماتورها، d_s قطر آرماتورها و c کاور بتنی است. این معادله نشان می‌دهد که حساسیت کرنش تسلیم آرماتور فولادی قطعاً به درجه‌ی خوردگی آن‌ها بستگی دارد، همچنین به قطر آرماتور و کاور بتنی وابسته است.

۲.۳. سطح مقطع عرضی تسلیم آرماتور فولادی پس از ایجاد خوردگی

همان‌طور که عنوان شد و در شکل ۶ مشخص است، از اثرات مهم خوردگی کاهش سطح مقطع عرضی آرماتورهای فولادی است.

برای در نظر گرفتن کاهش سطح مقطع عرضی آرماتورهای فولادی به علت خوردگی، معادله‌ی تجربی ۱۲ پیشنهاد شده است:^[۲۵]

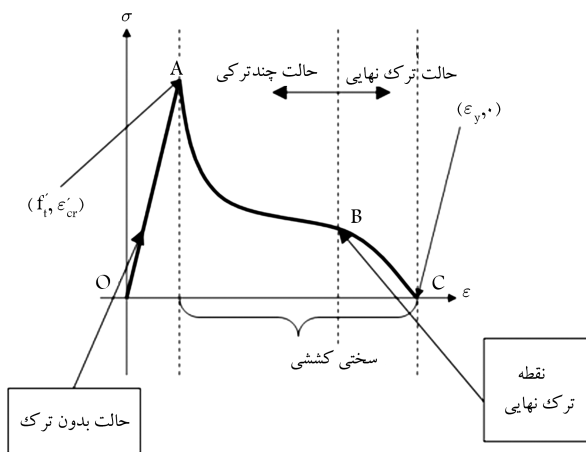
$$A_s = A_{s0} \begin{cases} 1 & C_w = 0 \\ 1.2 - 0.35 \frac{C_w d_s}{9c} + 0.08 \frac{c}{d_s} & C_w > 0 \end{cases} \quad (12)$$

رابطه‌ی ۱۲ میزان اثرات دو مورد را بیان می‌کند: یکی خوردگی غیریکنواخت و دیگری سوراخ‌شدگی سطح مقطع عرضی.

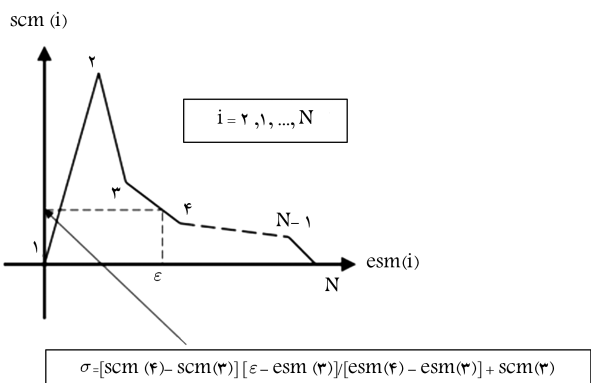
بتن و آرماتور را در تحلیل‌های غیرخطی خود وارد می‌کردند، در حالی‌که در سال ۲۰۰۸ مدلی ساده‌تر و کارآمد را برای ناحیه‌ی نرم‌شوندگی کرنشی که قبلاً ارائه داده بودند تکمیل کردند،^[۱۲] که می‌تواند کاهش مقاومت چسبندگی بتن که به علت خوردگی ایجاد می‌شود و همچنین ایجاد ترک‌های ناشی از خوردگی را در نظر بگیرد.

مطابق تحقیقات انجام‌شده،^[۱۲] منحنی سختی کششی از دو حالت مجزا تشکیل شده است، که حالت چند ترکی و حالت ترک نهایی نامیده می‌شوند؛ بنابراین منحنی تنش-کرنش کششی تک‌محوری المان بتن‌آرمه می‌تواند به سه حالت تقسیم شود که در شکل ۹ ملاحظه می‌شود: (a) حالت بدون ترک (مسیر OA)، (b) حالت چند ترکی (مسیر AB)، و (c) حالت ترک نهایی (مسیر BC). در حالت چند ترکی، فرض رفتار خطی چسبندگی، لغزشی با مشاهدات آزمایشگاهی در سال ۲۰۰۴ پذیرفته شده است.^[۱۲]

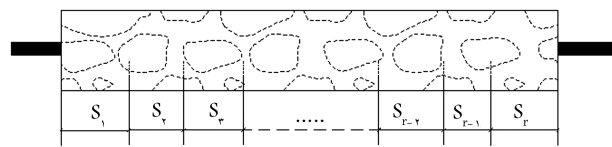
شماره‌گذاری مدل پیشنهادی برای تکه‌تکه کردن منحنی تنش-کرنش کششی، با استفاده از یک مجموعه‌ی نقاط گسسته که نقاط اصلی نامیده می‌شود، انجام گرفته است. این نقاط با خطوط مستقیم از یک چندضلعی مشابه شکل ۱۰ به هم متصل شده‌اند. تعداد نقاط اصلی، N، برای یک المان بتن‌آرمه به خصوص در طول هر مرحله از تحلیل مقدار ثابتی است. این مقدار از یک نمونه‌ی بتن‌آرمه به دیگری متفاوت است، و به مشخصات آن‌ها بستگی دارد. کم‌ترین مقدار N برابر ۴ است؛ زیرا دست‌کم برای توصیف منحنی تنش-کرنش کششی بتن‌آرمه ۳ خط لازم است.



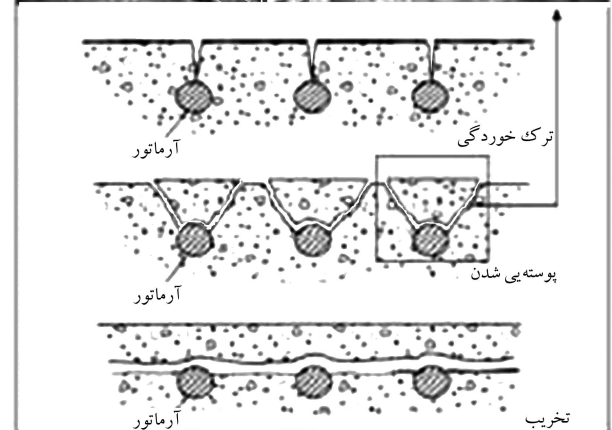
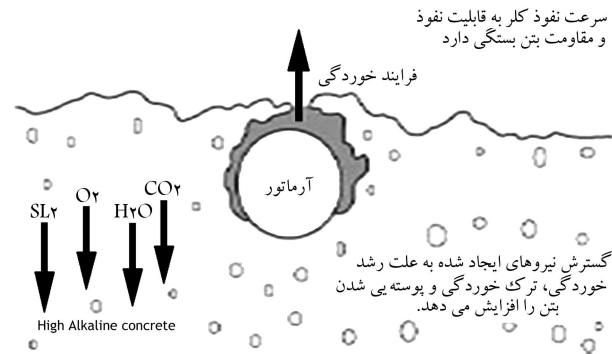
شکل ۹. نمایش شماتیک منحنی سخت‌شوندگی کششی.



شکل ۱۰. ایده‌آل‌سازی رفتار سخت‌شوندگی کششی بتن‌آرمه برای درون‌یابی خطی بین نقاط اصلی.



شکل ۷. ترک در یک قطعه‌ی بتن.
 $S_m = (S_1 + S_2 + S_3 + \dots + S_{E-2} + S_{E-1} + S_F) \cdot r$



شکل ۸. ایجاد ترک به علت خوردگی آرماتورها.

در شکل ۷، مجموع تعداد فاصله‌ی ترک‌ها با مجموع تعداد ترک‌ها به علاوه‌ی ۱ است.

همان‌طور که عنوان شد، از آثار مخرب که با شروع خوردگی ایجاد می‌شود، افزایش ترک خوردگی است. این مورد به علت هل‌دادن کاور بتنی به بیرون ایجاد می‌شود و در ادامه فساد و زوال و خوردگی تشدید می‌شوند. (شکل ۸)

۵.۳. مدل سختی کششی^[۱۲]

چنان که پیشتر اشاره شد، از آسیب‌هایی که خوردگی به سازه‌ها وارد می‌کند این است که خوردگی باعث کاهش مقاومت چسبندگی نهایی بین بتن و آرماتور و همچنین باعث ترک‌های اضافی می‌شود. اغلب محققان برای مطالعه‌ی تیرها مستقیماً اتصال

جدول ۱. مشخصات ستون‌های مورد آزمایش.

R۵	R۳	R۱	مشخصات مکانیکی مصالح و ابعاد
۴۰۶٫۴	۴۰۶٫۴	۴۰۶٫۴	Hx (mm)
۶۰۹٫۶	۶۰۹٫۶	۶۰۹٫۶	Hy (mm)
۱۸۲۸٫۸	۲۴۳۸٫۴	۲۴۳۸٫۴	H _z (mm)
۱٫۹۶	۱٫۹۶	۱٫۹۶	N (MPa)
۷۰۲	۶۰۵	۵۶۴	V (KN)
۳۲٫۱۵	۳۴٫۱۳	۳۷٫۹۲	f _c ' (MPa)
۲۵۸۹۹٫۵۷	۲۶۲۹۵٫۷۳	۲۷۳۴۴٫۳	E _s (MPa)
۰٫۰۰۰۱۵	۰٫۰۰۰۱۵	۰٫۰۰۰۱۵	ε _c
۰٫۰۰۰۰۶	۰٫۰۰۰۰۶	۰٫۰۰۰۰۴۵	ε _u
۱٫۸۹	۱٫۹۳	۲٫۰۳	f _t ' (MPa)
۰٫۰۰۰۰۰۷۳	۰٫۰۰۰۰۰۷۳	۰٫۰۰۰۰۰۷۴	ε _t
۰٫۰۰۰۵۹۸	۰٫۰۰۰۵۹۸	۰٫۰۰۰۵۹۸	ε _{tu}
۲۲	۲۲	۲۲	تعداد آرماتورها
۶	۶	۶	قطر آرماتورها (mm)
۴۶۹٫۵۵	۴۶۹٫۵۵	۳۱۷٫۱۷	f _y (MPa)
۱۹۹۹۵۵	۱۹۹۹۵۵	۱۹۹۹۵۵	E _s (MPa)
۰٫۰۰۰۲۳	۰٫۰۰۰۲۳	۰٫۰۰۰۱۶	ε _y
۰٫۰۰۴۴	۰٫۰۰۴۴	۰٫۰۰۳	ε _{yu}
۵۹۹۸٫۶۵	۵۹۹۸٫۶۵	۵۹۹۸٫۶۵	E _s [*] (MPa)

۵. مقایسه و تفسیر نتایج در حالت عدم وجود خوردگی

با توجه به اینکه برای ستون‌های مورد آزمایش اطلاعاتی در مورد خوردگی در دسترس نیست و نرم‌افزار ABAQUS همان‌طور که عنوان شده این اثرات را نمی‌تواند در نظر بگیرد، در این قسمت به مقایسه‌ی نتایج به‌دست‌آمده از نرم‌افزار و آزمایش با نتایج حاصل از برنامه‌ی تحلیلی بدون خوردگی پرداخته شده و در بخش بعد با توجه به دقت نسبتاً مناسب نتایج به‌دست‌آمده در این بخش اثرات خوردگی در برنامه‌ی تحلیلی اعمال و با حالت بدون خوردگی برنامه‌ی تحلیلی مقایسه شده است.

این سه ستون قبلاً با برنامه‌ی المان محدود غیرخطی HODA بررسی شده‌اند.^[۲۵] نتایج این پژوهش با نتایج حاصل از مدلی دیگر مقایسه شده است.^[۲۸] نتایج این محاسبات نیز در این بخش از تحقیق ارائه خواهد شد. لازم به ذکر است المان مورد استفاده در برنامه‌ی آنالیز المان محدود غیرخطی HODA، المان Shell Facet در مقایسه با المان به‌کاررفته یعنی Solid Shell Element در برنامه‌ی تحلیلی ارائه شده قادر به در نظر گرفتن اثرات برش در ضخامت المان نیست.

اختلاف موجود بین نتایج تحلیل‌های انجام‌شده و آزمایشات مربوط به فرض کردن مواردی از پارامترهای مهم مانند کرنش فشاری متناظر بیشینه‌ی تنش فشاری و کرنش نهایی و مدل نمودن ساده‌ی بازوی اعمال بار در بالای ستون است که براساس نقاط به‌دست‌آمده از جابجایی و تغییرمکان برای هر درجه‌ی آزادی بارش منحنی انجام شده است. نتایج نسبتاً بهتر به‌دست‌آمده نسبت به نرم‌افزار تحلیلی HODA به دلیل دقت بالاتر المان به‌کاررفته که توانایی در نظر گرفتن برش در ضخامت المان را دارد، می‌باشد.

ستون R۱:

این ستون نسبت به دو ستون دیگر دارای بتن با مقاومت بیشتر و فولاد طولی ضعیف‌تر

تنش محاسبه شده و مقدار کرنش متناظر با نقاط اصلی در دو بردار مجزا ذخیره می‌شود، این دو بردار {esm} و {scm} نامیده می‌شوند. ابعاد (دیمانسیون) این دو بردار با تعداد نقاط اصلی N برابرند، محاسبه‌ی جزئیات همراه شده با المان‌های این دو بردار در خطوط زیر معرفی شده‌اند؛ مقدار تنش کششی متناظر با یک کرنش کششی خاص می‌تواند با یک درون‌یابی خطی محاسبه شود. این مفهوم و یک مثال برای درون‌یابی بین نقاط اصلی در شکل ۱۰ نشان داده شده است. برای $i = 1$ مقدار $esm(i = 1)$ و $scm(i = 1)$ برابر صفر هستند. وقتی که $i = 2$ باشد، مقدار $esm(i = 2)$ و $scm(i = 2)$ برابر با صفر هستند. وقتی i فراتر از ۲ می‌رود، حالت چند ترکیبی شروع می‌شود و این حالت تا زمانی که مقدار a (نصف طول نمونه‌ی بتنی بین دو سطح ترک) به کم‌تر از ۰٫۵۵ m برسد، طول می‌کشد. مقدار تنش کرنش متناظر با نقاط اصلی در حالت چند ترکیبی با رابطه‌ی ۱۵ محاسبه می‌شود:^[۲۵]

$$esm(2 < i < N - 1) = \left(\frac{1 + n\rho \frac{\cosh(ka)}{n\rho \cosh(ka) - 1} - \frac{\sqrt{1 + 0.75 \cosh(2ka) - \frac{0.75 \sinh(2ka)}{ka}}}{(\cosh(ka) - 1)n\rho}}{\cosh(ka) - 1} \right) \cdot (e'_{cr}(\exp(-0.55 \cdot esm(i) - \epsilon'_{cr})))$$

$$scm(2 < i < N - 1) = \left(\frac{\sqrt{1 + 0.75 \cosh(2ka) - \frac{0.75 \sinh(2ka)}{ka}}}{\cosh(ka) - 1} \right) \cdot (f'_t(\exp(-0.55 \cdot esm(i) - \epsilon'_{cr}))) \quad (15)$$

۴. ستون‌های بتنی مورد بررسی

برای ارزیابی کارایی برنامه‌ی المان محدود ارائه شده از مدل‌سازی در برنامه‌ی تحلیلی نوشته شده و مقایسه‌ی نتایج با نتایج آزمایشگاهی حاصل از سه ستون موجود در مقالات و مدل‌سازی همین ستون‌ها در نرم‌افزار ABAQUS استفاده شده است.^[۲۷] در ضمن نتایج برنامه‌ی تحلیل المان محدود غیرخطی HODA نیز برای این ستون‌ها موجود است که در مقایسه‌ی نتایج آورده شده است.

در مطالعات آزمایشگاهی که به‌طور تحلیلی بررسی شده‌اند، سه عدد ستون بتنی در این تحقیق انتخاب شده است. این ستون‌ها به اندازه‌ی یک سوم نمونه‌های واقعی پایه‌های پل ساخته شده در اواسط ۱۹۶۰ میلادی است. ستون‌های آزمایش شده را در پایین گیردار و در بالای ستون بارگذاری قائم به وسیله‌ی دستک یا بازوی بارگذاری فرض می‌کنیم به طوری که در تمام طول تحلیل ثابت است. در بالای ستون اجازه‌ی حرکت دورانی وجود ندارد. بار جانبی در آزمایشگاه به صورت بارگذاری، بار برداری انجام شده است. چنان‌که عنوان شد برای هر ستون بار قائم ثابت بوده است و در مقابل بار جانبی به‌طور تدریجی به ستون اعمال می‌شود و حرکت جانبی ستون در مقابل برش اضافه شده ثبت می‌شود و نمودار برش اعمال شده در مقابل تغییرمکان بالای ستون رسم می‌شود و از پوش بارگذاری جانبی و فقط به صورت بارگذاری افزایشی با اعمال بار به‌طور تدریجی به ستون استفاده شده است. در انتها نمودار برش اعمال شده در مقابل تغییرمکان بالای ستون به صورت فزاینده رسم شده است.

مشخصات مقطع و نحوه‌ی آرماتورگذاری هر سه نمونه‌ی انتخاب شده یکسان است. در جدول ۱ مشخصات فیزیکی و مکانیکی مربوط به ستون‌های مورد آزمایش نشان داده شده است.

مقایسه‌ی نمودار برش تغییرمکان بالای ستون به دست آمد. در شکل ۱۲، مقایسه‌ی نمودار مذکور به همراه نتایج حاصل از نرم‌افزار ABAQUS و برنامه‌ی آنالیز المان محدود غیرخطی HODA ارائه شده است.

ستون R۵:

این ستون دارای مقطع و آرماتورهای مشابه دو ستون قبلی است، ولی از نظر ارتفاع کوتاه‌تر از دو ستون قبلی است. مطابق نتایج آزمایش‌های انجام شده در این ستون نیز مانند ستون R۳ خرابی برشی همراه با ترک‌های برشی متعدد رخ داده است. و قبل از رسیدن ستون به ظرفیت خمشی، خرابی برشی رخ داده است و باعث کاهش شدید در ظرفیت باربری ستون شده است.

در جدول ۲، مقایسه‌ی بین نتایج آزمایشگاهی و مدل تحلیلی معرفی شده، انجام شده است.

در شکل ۱۳، مقایسه‌ی نمودار برش اعمالی در مقابل جابجایی بالای ستون به همراه نتایج حاصل از نرم‌افزار ABAQUS و برنامه‌ی آنالیز المان محدود غیرخطی HODA ارائه شده است.

جدول ۲. مقایسه‌ی بین نتایج آزمایشگاهی و مدل تحلیلی.

نتایج آزمایشگاه		نتایج آزمایشگاه		ستون
Δu	P_u (max)	Δy	P_y	
۳۳٫۹	۵۶۴	۱۰٫۶	۴۶۳	R۱
۲۴	۶۰۵	۹٫۸	۴۷۹	R۳
۱۶٫۵	۷۰۲	۱۱٫۴	۴۹۸	R۵
نتایج مدل تحلیلی		نتایج مدل تحلیلی		ستون
Δu	P_u (max)	Δy	P_y	
۳۴٫۸	۵۷۱	۹٫۷	۴۶۹	R۱
۲۶٫۵	۶۱۴	۸٫۸	۴۹۵	R۳
۱۷٫۹	۷۱۹	۱۰٫۲	۵۱۷	R۵

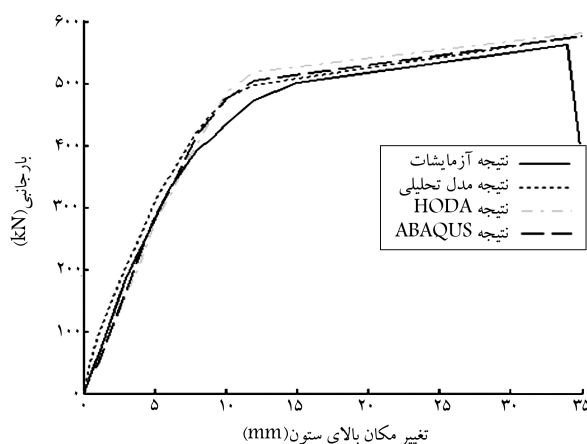
* جابجایی‌ها به mm و نیروها به KN هستند.

و فولاد عرضی قوی‌تر است که باعث می‌شود از نظر برشی نسبت به دو ستون دیگر قوی‌تر باشد. نتایج آزمایش این ستون، ترک‌های برشی خمشی را نشان داد. مطابق آزمایشات مقاومت ستون به دلیل خرابی برشی فقط در سیکل‌های آخر بارگذاری آفت داشته است.

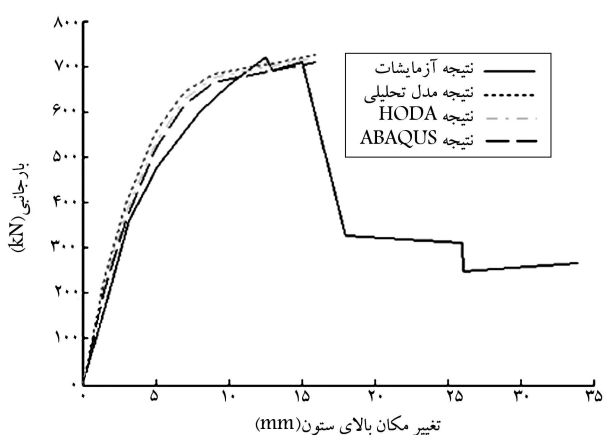
برای این ستون که در برنامه‌ی المان محدود غیرخطی مدل‌سازی و تحلیل شد و نیز نتایج نسبتاً قابل‌قبولی در مقایسات نمودار برش تغییرمکان بالای ستون به دست آمد. در شکل ۱۱، مقایسه‌ی نمودار مذکور به همراه نتایج حاصل از نرم‌افزار ABAQUS و برنامه‌ی تجزیه و تحلیل المان محدود غیرخطی HODA ارائه شده است.

ستون R۳:

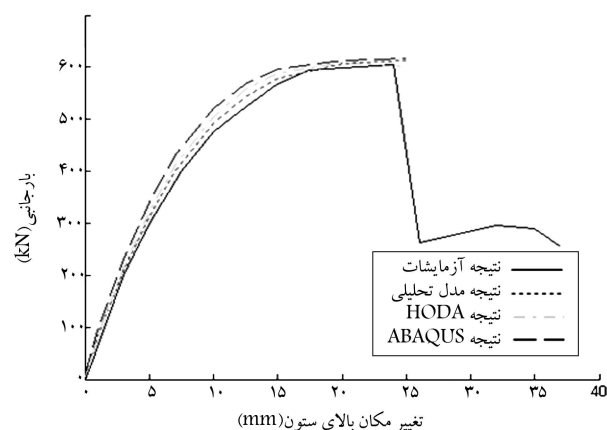
این ستون از نظر ابعاد و آرماتورها مشابه ستون اول است، با این تفاوت که بتن آن مقاومت کم‌تری از بتن ستون اول دارد ولی در مقابل دارای آرماتورهای طولی قوی‌تری است. مطابق آزمایشات انجام شده برای این ستون خرابی برشی که همراه با ترک‌های برشی متعدد است، قبل از رسیدن ستون به ظرفیت خمشی رخ داده و باعث کاهش شدید در ظرفیت باربری ستون شده است. برای این ستون که در برنامه‌ی المان محدود غیرخطی کد نویسی شده است، نیز آنالیز انجام شد، و نیز نتایج قابل‌قبولی در



شکل ۱۱. مقایسه‌ی نتایج تحلیل ستون R۱ در برنامه‌ی ارائه شده با نتایج آزمایشگاهی، HODA و ABAQUS.



شکل ۱۳. مقایسه‌ی نتایج تحلیل ستون R۵ در برنامه‌ی ارائه شده با نتایج آزمایشگاهی، HODA و ABAQUS.



شکل ۱۲. مقایسه‌ی نتایج تحلیل ستون R۳ در برنامه‌ی ارائه شده با نتایج آزمایشگاهی، HODA و ABAQUS.

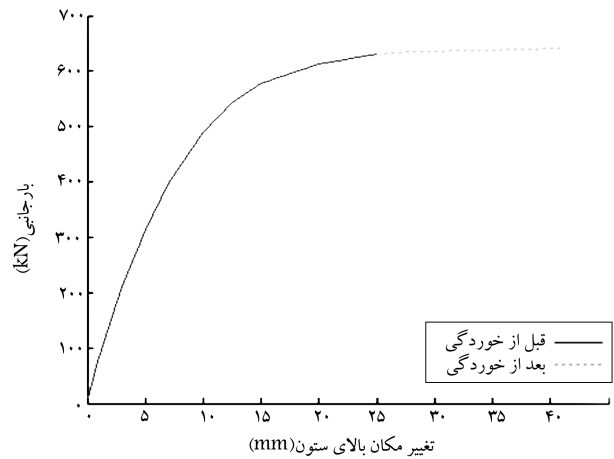
استفاده شدن آن می‌شود. نمودارهای ارائه شده نشان می‌دهد که خوردگی به علت آسیب‌های عنوان شده در قسمت‌های قبل باعث ایجاد تغییر مکان اضافی شده است و در صورت پیشرفت خوردگی تغییر مکان‌های اضافی ایجاد شده، حتی در بارهای کم‌تر از آنچه در اینجا به سازه اعمال شد، باعث تخریب و یا غیرقابل استفاده شدن ستون می‌شود. به بیان بهتر خوردگی باعث می‌شود نمودار نیرو در مقابل استفاده شدن جانبی به سمت چپ شیفت (انتقال) پیدا کند. در شکل ۱۵، تغییر نمودار برش - تغییر مکان که با اعمال قسمتی از خوردگی در هر گام افزایش بار جانبی فرض شده است به طور شماتیک ملاحظه می‌شود.

مطابق تحلیل‌های انجام شده در میان سه ستون مورد بررسی، در نظر گرفتن عوامل خوردگی در ستون R۱ بیشترین اثر و در ستون R۵ کم‌ترین اثر را داشته است. به عبارت دیگر، ستون R۱ در درجه‌ی خوردگی مشابه نسبت به ستون‌های دیگر دارای بیشترین نسبت کاهش سختی و افزایش جابجایی است. دلیل اصلی این مورد، به علت ضعف ستون R۱ در خمش و رفتار خمشی‌ترین ستون نسبت به دو ستون دیگر و مهم بودن اثرات پیوستگی لغزش در خمش است.

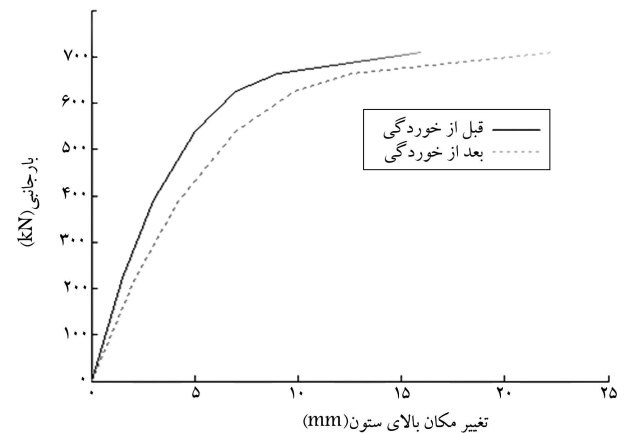
۷. نتیجه‌گیری

در این نوشتار، یک برنامه‌ی تحلیلی جدید سه بعدی با در نظر گرفتن عوامل مؤثر در رفتار غیرخطی سازه‌های بتنی مانند روابط تنش - کرنش غیرخطی بتن در فشار، اثرات ترک خوردگی، اثرات اندازه‌ی المان در پارامترهای پاسخ، در نظر گرفتن اثرات درگیری بین سنگدانه‌ها، مدل رفتاری دو خطی آرماتورها، وارد کردن روابط معتبر و مناسب برای منحنی‌های بتن در فشار و کشش و مدول ارتجاعی مناسب برای بتن، لحاظ کردن اثرات خوردگی مانند تغییر مساحت آرماتورها، کاهش مقدار کرنش فولاد و در نظر گرفتن ترک‌های ناشی از خوردگی به همراه کاهش چسبندگی بین فولاد و بتن با توصیف کردن پدیده‌ی سختی کششی با در نظر گرفتن رفتار لغزشی چسبندگی ارائه شد. کلیه‌ی عوامل فوق در این برنامه‌ی تحلیلی باعث اصلاح و به روز شدن ماتریس سختی المان می‌شوند.

در مدل‌سازی ستون‌های نوشته شده از یک المان بسیار پیشرفته به نام Solid Shell element استفاده شد که برای اولین بار در طراحی بدهی بوئینگ استفاده شده است. با توجه به کامپوزیتی بودن المان در برنامه‌ی المان محدود ارائه شده، امکان مدل‌سازی ستون‌ها با FRP نیز به راحتی فراهم می‌شود. برای کنترل نتایج برنامه‌ی حاضر مقایسه‌هایی بین نمونه‌های آزمایشگاهی، برنامه‌ی تحلیل غیرخطی HODA و نرم‌افزار ABAQUS انجام شد. در ادامه نتایج تحلیل با در نظر گرفتن اثرات خوردگی ارائه شد. این برنامه با توجه به اینکه مدل‌های hypoelastic عملکرد بهتری از مدل‌های خمیری دارند، از یک مدل hypoelastic برای بتن ترک نخورده و روش ترک پخش شده برای بتن ترک خورده در کشش استفاده می‌کند. پاسخ‌های تحلیلی به دست آمده از برنامه‌ی تحلیلی المان محدود غیرخطی ارائه شده در محیط برنامه‌نویسی Matlab، همخوانی مناسبی با یافته‌های آزمایشی و تحلیلی موجود داشتند. مطابق تحلیل‌های انجام شده و نتایج به دست آمده، خوردگی باعث می‌شود نمودار نیرو در مقابل تغییر مکان جانبی به سمت چپ شیفت (انتقال) پیدا کند، که تغییر مکان اضافی به سازه باعث تخریب و یا غیرقابل استفاده شدن آن می‌شود. همچنین اثرات خوردگی در ستون‌هایی که ضعف خمشی در آن‌ها بیشتر است، به دلیل اثرگذاری بر پدیده‌ی سختی کششی، آسیب بیشتری به ستون وارد می‌کند.



شکل ۱۴. تغییر مکان بیشتر در اثر خوردگی در ستون‌ها در انتهای بارگذاری‌ها.



شکل ۱۵. شماتیک تغییر مکان بیشتر در اثر خوردگی در ستون‌ها در هر گام از بارگذاری‌ها.

۶. نتایج برنامه‌ی تحلیلی با در نظر گرفتن خوردگی

در این بخش اثرات خوردگی در برنامه‌ی تحلیلی اعمال و با حالت بدون خوردگی برنامه‌ی تحلیلی که در مرحله‌ی قبل به دست آمده بود مقایسه شد. در این حالت فرض بر این است که ۱۵٪ خوردگی در انتهای بارگذاری ایجاد شده است که آن را در ۵ گام اعمال و در هر گام ماتریس سختی اصلاح شده است. در انتهای تحلیل و بارگذاری مرحله‌ی قبل فرض شد خوردگی در سازه ایجاد شده است. این اتفاق مطابق آنچه در بخش اثرات خوردگی در بند سوم توضیح داده شد، باعث کاهش سختی سیستم و در نتیجه کاهش ظرفیت سیستم می‌شود. در اینجا خوردگی به چند گام تقسیم شده است تا به طور مناسبی بتوان تغییرات ماتریس سختی را در برنامه‌ی تحلیل غیرخطی ارائه شده لحاظ کرد. چنان‌که عنوان شد، در اینجا در انتهای بارگذاری که نیروهای جانبی اعمال شده‌اند، خوردگی لحاظ شده است. بنابراین، مطابق انتظار نتایج حاصل تا پایان مرحله‌ی قبل همان است؛ ولی در اینجا بدون افزایش بار جانبی (تغییرات ناچیز) تغییر مکان سیستم به علت اثرات خوردگی عنوان شده افزایش می‌یابد که این موضوع در شکل ۱۴ نشان داده شده است. در این موارد تغییر مکان اضافی اعمالی به سازه باعث تخریب و یا غیرقابل

پانوشتها

1. Dixon
2. intelligent sensing for innovative structures
3. Popovics
4. Orthotrop
5. shear retention factor
6. assumption natural strain

(References) منابع

1. Salari, R.S. and Spacone, E. "Finite element formulation of one-dimensional elements with bond-slip", *Engineering Structures*, **23**(7), pp. 815-826 (2001).
2. Chen, G. and Baker, G. "Influence of bond slip on crack spacing in numerical modeling of reinforced concrete", *Journal of Structural Engineering*, pp.1514-1521 (2003).
3. Ahwazi, B.B.N.; Amleh, L. and Mirza, M.S., *Effect of Corrosion on Bond Strength of Reinforcing Bars in Concrete*, 1st International Conference on Concrete & Development, Tehran, Iran, pp. 309-330 **96** (3) (2001).
4. Amleh, L. and Mirza, M.S. "Corrosion influence on bond between steel and concrete", *ACI Structural Journal*, **96**, (3) pp.415-423 (1999).
5. Lee, C.; Bonacci, J.F.; Thomas, M.D.A.; Maalej, M.; Khajehpour, S.; Hearn, N.; Pantazopoulou, S. and Sheikh, S. "Accelerated corrosion and repair of reinforced concrete columns using carbon fiber reinforcement polymer sheets", *Can. Civ. Eng.*, **27**, pp. 941-948 (2000).
6. Lundgren, K. "Modeling the effect of corrosion on bond in reinforced concrete", *Magazine of Concrete Research*, **54**(3), pp. 165-173 (2002).
7. Mangat, P.S. and Elgarf, M.S. "Flexural strength of concrete beams with corroding reinforcement", *ACI Structural Journal*, **96**, (1) pp. 149-158 (1999).
8. Dekoster, M.; Buyle-Bodin, F.; Maurel, O. and Delmas, Y. "Modeling of flexural behavior of RC beams subjected to localized and uniform corrosion", *Engineering Structures*, **25**, pp. 1333-1341 (2003).
9. Palsson, R. and Mirza, M.S. "Mechanical response of corroded steel reinforcement of abandoned concrete bridge", *ACI Structural Journal*, **99**(2), pp. 157-162 (2002).
10. Coronelli, D. "Corrosion cracking and bond strength modeling for corroded bars in reinforced concrete", *ACI Structural Journal*, **99**(3), pp. 267-276 (2002).
11. Thorenfeldt, E.; Tamaszemicz, A. and Jenson, J.J. "Mechanical properties of high strength concrete and application in design", *Proceedings of International Symposium on Utilization of High Strength Concrete*, Stavanger, Norway, pp. 149-159 (1987).
12. Shayanfar, M.A. and Safiey, A. "Hypoelastic modeling of reinforced concrete walls", *Computers and Concrete*, **5**, (3) pp.131-152 (2008).
13. Carrasquillo, R.L.; Nilson, A.H. and Slate, F.O. "Properties of high strength concrete subject to short-term loads", *ACI Journal*, **78**(3), pp. 171-178 (1981).
14. Bazant, Z.P. and Oh, B.H. "Crack bond theory for corroded fracture in concrete", *Mater Struct*, **16**(93), pp. 155-177 (1983).
15. Shayanfar, M.A.; Kheyroddin, A. and Mirza, M.S. "Element size effects in nonlinear analysis of reinforced concrete members", *Computer Struct.*, **62**(2), pp. 339-352 (1997).
16. Hofstetter, G. and Mang, H.A. "Computational mechanics of reinforced concrete structures, fundamental and advances in the engineering sciences", Friedr. Vieweg & Sohn, Wiesbaden, (1995).
17. Park, K.C. and Stanley, G.M. "A curved C° shell element based on assumed natural coordinate strains", *Journal Appl. Mech.*, **53**, pp. 278-290 (1986).
18. Bathe, K.J. and Dvorkin, E.N. "A formulation of general shell elements-the use of mixed interpolation of tensorial components", *Int. Journal Numer. Meth. Engineering*, **22**, pp. 697-722 (1986).
19. Ausserer, M.F. and Lee, S.W. "An eighteen node solid element for thin shell analysis", *Int. Journal Numer. Meth. Engineering*, **26**(6), pp. 1345-1364 (1988).
20. Sze, K.Y. and Ghali, A. "A hexahedral element for plates, shells and beam by selective scaling", *Int. Journal Numer. Meth. Engineering*, **36**(9), pp. 1519-1540 (1993).
21. Betsch, P. and Stein, E. "An assumed strain approach avoiding artificial thickness straining for a nonlinear 4-node shell element", *Comp. Meths. Appl. Mech. Engineering*, **11**(11), pp. 899-909 (1997).
22. MacNeal, R.H. "Toward a defect free four-noded membrane element", *Finite Elem. Anal. Des.*, **5**(1), pp. 31-37 (1989).
23. Pian, T.H.H. "Finite elements based on consistently assumed stresses and displacements", *Finite Elem. Anal.Des.*, **1**(2), pp.131-140 (1985).
24. Ghalehnovi, M., *Characteristic Relations in Nonlinear Finite Element Analysis with Considering Corrosion and Bond-Slip*, PhD thesis, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran, (In Persian) (2004).
25. Shayanfar, M.A. and Safiey, A. "A new approach for nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures with corroded reinforcements", *Computers and Concrete*, **5**(2), pp. 155-174 (2008).
26. Shayanfar, M.A.; Ghalehnovi, M. and Safiey, A. "Corrosion effects on tension stiffening behavior of reinforced concrete", *Computers and Concrete*, **4**(5), pp. 403-424 (2007).
27. Hibbit, K. and Sorensen, I., *ABAQUS, Theory Manual, Version 5.6*, HKS, Providence, Rhode Island, USA (1996).
28. Choi, C.K. and Cheung, S.H. "Tension stiffening model for planar reinforced concrete members", *Computer Struct.*, **59**, pp. 179-190 (1996).