

مدل المان الیافی برای مدل سازی رفتار لرزه‌ی ساختمان‌های بتن مسلح قدیمی با آرماتور ساده

علی دبیری (کارشناس ارشد)

مصطفی زین الدینی (دانشیار)

دانشکده‌ی هندی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

جعفر کیوانی (استادیار)

دانشکده‌ی فنی-مهندسی، دانشگاه خوارزمی

غالب سازه‌های بتن مسلح ساخته شده‌ی قبل از سال ۱۹۷۰، براساس آرماتورهای ساده طراحی شده‌اند. از آنجا که تعدادی از این ساختمان‌ها هنوز مورد بهره‌برداری قرار می‌گیرند ارزیابی لرزه‌ی آن‌ها حائز اهمیت است. در این تحقیق یک مدل الیافی اصلاح شده برای ارزیابی لرزه‌ی رفتار این ساختمان‌ها پیشنهاد شده که در آن، تغییراتی در مشخصه‌های رفتار تنش - کرنش مصالح فولادی اعمال شده تا تأثیر ساده‌بودن آرماتور لحاظ شود. برای کالیبراسیون مدل عددی از یک دسته نتایج آزمایشگاهی استفاده شد و به منظور صحت سنجی مدل عددی، نتایج آن با نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی دیگر مقایسه شده است. نتایج حاصله بیانگر انطباق خوب نتایج مدل المان الیافی اصلاح شده با نتایج آزمایشگاهی است. همچنین با استفاده از مدل المان الیافی اصلاح شده رفتار یک قاب دوبعدی از یک ساختمان بتن مسلح قدیمی با آرماتور ساده با تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی افزایشی ارزیابی شد.

واژگان کلیدی: ساختمان‌های بتن مسلح قدیمی، ارزیابی لرزه‌ی، آرماتور ساده، المان الیافی.

۱. مقدمه

در بسیاری از ساختمان‌های قدیمی بتن مسلح -- که هنوز از تعدادی از آن‌ها بهره‌برداری می‌شود -- از آرماتورهای ساده استفاده شده است. آرماتورهای ساده به دلیل چسبندگی ضعیفی که با بتن اطراف خود دارند نمی‌توانند تنش‌های به وجود آمده در خود را به خوبی به بتن منتقل کنند. نتایج تحقیقات صورت‌گرفته بیانگر این نکته است که لغزش بین بتن و آرماتور ساده موجب کاهش سختی، مقاومت و ظرفیت جذب انرژی عضو بتنی می‌شود.^[۱] این عوامل باعث می‌شوند رفتار عضو بتنی مسلح به آرماتور ساده با رفتار اعضای بتنی مسلح به آرماتور آج‌دار -- خصوصاً در بارگذاری تناوبی -- تفاوت‌هایی اساسی داشته باشد. در ارزیابی عملکرد ساختمان‌های بتنی با آرماتور ساده باید این تفاوت‌ها مورد توجه قرار گیرد. دستیابی به راهکاری مناسب و نسبتاً دقیق در تحلیل و ارزیابی لرزه‌ی ساختمان‌های بتن مسلح به آرماتور ساده اهمیت دارد و به همین دلیل مورد توجه پژوهش‌گران در سال‌های اخیر بوده است.

در دسته‌ی نخست، برخی از محققان تأثیر پارامترهای مختلف بر میزان لغزش و مقاومت چسبندگی بین بتن و آرماتور ساده را بررسی کردند. نتایج این آزمایش‌ها حاکی از آن است که افزایش پوشش بتن، قطر آرماتور و مقاومت فشاری بتن منجر به افزایش مقاومت چسبندگی بین بتن و آرماتور می‌شود.^[۲] انتقال تنش کششی از آرماتور به بتن عمدتاً توسط دو مؤلفه‌ی «پیوستگی بین بتن و آرماتور» و «خم انتهای آرماتور» انجام می‌شود.

در ساختمان‌های بتن مسلح با آرماتور ساده برای اجتناب از طول‌مهای بلند معمولاً از قلاب برای مهار آرماتور استفاده می‌شود؛ لذا عده‌ی از محققان با بررسی تأثیر قلاب

۲. پیشینه‌ی تحقیق

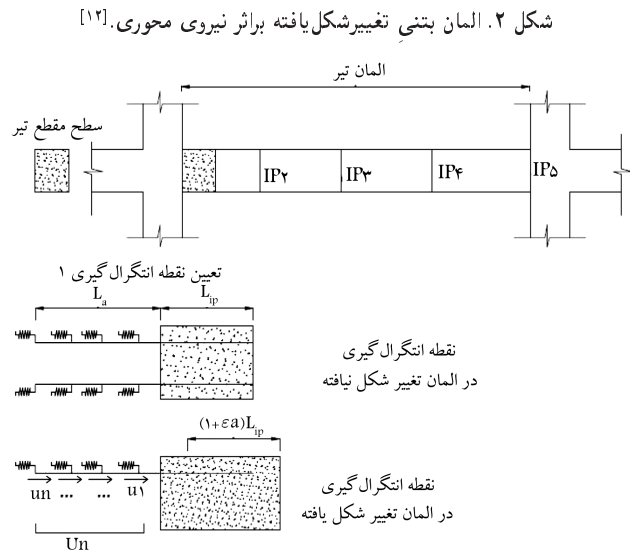
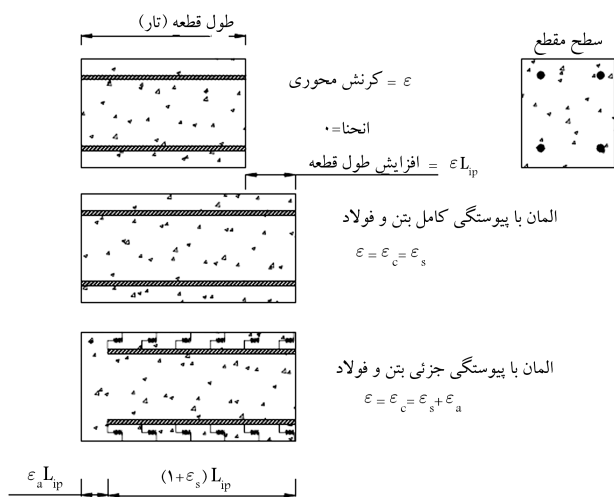
تحقیقات قبلی درمورد اعضای بتنی با آرماتور ساده عمدتاً در قالب مطالعات تاریخ: دریافت ۱۳۸۸/۳/۲۳، اصلاحیه ۱۳۸۸/۱۲/۱۳، پذیرش ۱۳۸۸/۱۲/۲۲.

ب) سهم لغزش با تغییراتی در رفتار معرفی شده برای مصالح و با عضو اعمال می‌شود. برای این منظور سختی اولیه‌ی مصالح فولادی تغییر داده می‌شود تا کرنش نقطه‌ی جاری شدن بیشتر شود.^[۱۱]

در سال ۲۰۰۰ محققین به منظور در نظر گرفتن اثرات لغزش آرماتور آج دار، کرنش آرماتور را به دو بخش «کرنش ناشی از تغییر طول آرماتور» و «کرنش ناشی از لغزش آرماتور» در درون اتصال تقسیم کردند^[۱۲] (شکل ۲) و بنابراین:

$$\varepsilon_{s+a} = \varepsilon_s + \frac{1}{L_{ip}} u_a = \varepsilon_s + \varepsilon_a \quad (1)$$

در رابطه‌ی ۱، ε_s کرنش آرماتور ناشی از تغییر شکل طولی خود آرماتور، L_{ip} طول تار آرماتور فولادی، u_a لغزش آرماتور از درون اتصال، ε_a کرنش ناشی از لغزش آرماتور، و ε_{s+a} مجموع همه‌ی کرنش‌ها در آرماتور است (شکل ۳). در این تحقیق نیز، کرنش در آرماتور ساده برابر مجموع کرنش خود آرماتور و کرنش‌های ناشی از لغزش در نظر گرفته شده است. بنابراین لازم است رابطه‌ی مناسبی برای لغزش آرماتور ساده بیابیم. برای این منظور از روابط پیشنهادی محققین در سال ۲۰۰۷ استفاده شده است.^[۱] آنان لغزش آرماتور ساده در درون اتصال را با فرض توزیع یکنواخت تنش پیوستگی بین بتن و آرماتور در طول مهاری محاسبه کردند. همچنین اثر قلاب



در مهار آرماتور ساده نشان دادند که مهار آرماتور با قلاب باعث افزایش نیروی مهاری بین بتن و آرماتور می‌شود و شکل‌پذیری عضو را به میزان زیادی افزایش می‌دهد.^[۶] در دسته‌ی دوم مطالعات آزمایشگاهی، رفتار یک عضو بتنی با آرماتور ساده تحت بارگذاری جانبی به صورت یک طرفه رفت و برگشتی بررسی شده است. نتایج بارگذاری جانبی روی این اعضا حاکی از آن است که لغزش آرماتور ساده از درون اتصال باعث کاهش سختی و مقاومت عضو می‌شود. لاغری منحنی نیرو-تغییر مکان این اعضا در بارگذاری تناوبی بیان‌گر افت قابلیت جذب انرژی آن‌هاست.^[۸،۷،۲،۱]

۳. مدل پیشنهادی المان الیافی اصلاح شده

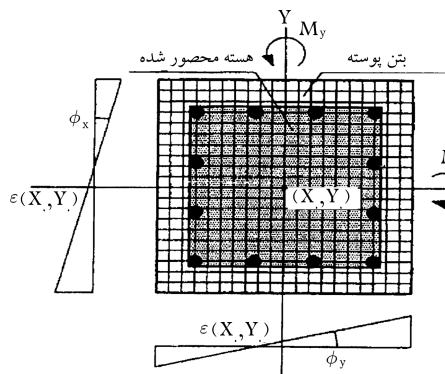
۱.۳. کلیات

از المان‌های الیافی می‌توان برای مدل کردن اعضای فولادی، بتن مسلح و مرکب استفاده کرد. در این المان گسترش تسلیم هم در طول المان و هم در سطح مقطع امکان پذیر است. در این مدل هر مقطع خود به تعدادی المان کوچک (تار) تقسیم می‌شود؛ هر یک از این المان‌ها می‌توانند از نوع بتن، فولاد یا مواد دیگر باشند (شکل ۱). همچنین هر عضو در طول خود به چند قطعه تقسیم می‌شود و رفتار هر قطعه در سطح مقطع میانی ملاک محاسبات قرار می‌گیرد. به این ترتیب در هر گام بارگذاری انحنای مقطع و نیروهای داخلی مقطع (لنگر خمشی و نیروی محوری) با استفاده از تاریخچه‌ی کرنش مصالح، منحنی تنش-کرنش تارها، و نیز با انتگرال‌گیری در سطح مقطع به دست می‌آید. سپس انحنای به دست آمده در سطح مقطع میانی هر قطعه در طول آن قطعه ضرب می‌شود و دوران مرتبط با آن به دست می‌آید.

۲.۳. نحوه‌ی وارد کردن لغزش آرماتور در فرمول بندی المان الیافی

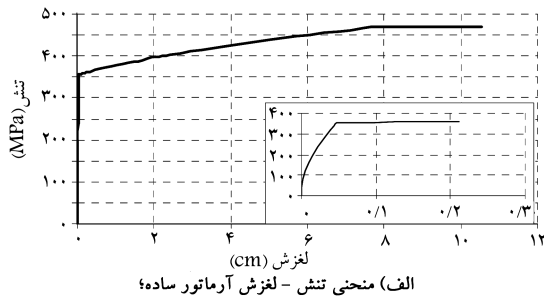
سطح مقطع یک عضو بتنی شامل بتن هسته، بتن پوسته و آرماتور است. با تقسیم بندی مقطع به تارهای بتنی و فولادی باید مشخصات مصالح مربوط به هر تار به صورت منحنی تنش-کرنش به آن اختصاص یابد. با توجه به این که بین بتن و آرماتور ساده لغزش زیادی رخ می‌دهد، در نظر گرفتن نقش این لغزش در تغییر شکل‌های عضو بتنی ضرورت می‌یابد. تعدادی از محققان برای مدل‌سازی لغزش آرماتور در تحلیل اعضای بتنی با آرماتور آج دار به یکی از روش‌های زیر عمل کرده‌اند:

الف) سهم لغزش از تغییر شکل کلی عضو جدا شده و سپس با استفاده از یک فنر غیرخطی چسبیده به انتهای عضو در مجاورت اتصال با پی، این قسمت از تغییر شکل‌ها در مدل‌سازی منظور می‌شود.^[۱۰]

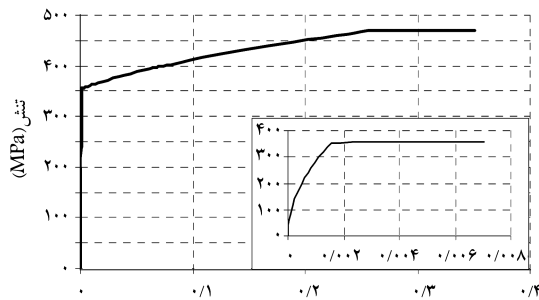


شکل ۱. مقطع تقسیم شده به رشته‌های آرماتور و بتن.^[۹]

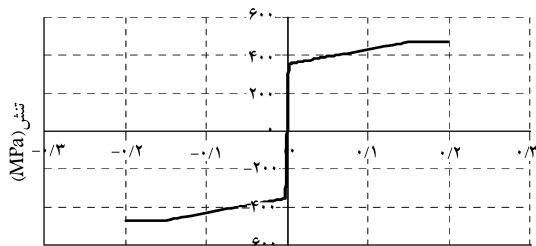
تعیین می‌شود که مقدار آن در هر سطح تنش از فولاد، به تنش و کرنش فولاد در نقطه‌ی تسلیم، قطر آرماتور و بیشینه تنش چسبندگی بتن و آرماتور بستگی دارد. در صورتی که مقدار لغزش به طول مشخصی از تیر یا ستون (در اینجا ارتفاع مقطع ملاک قرار گرفته است) تقسیم شود، می‌توان منحنی کرنش ناشی از لغزش - تنش کششی فولاد را استخراج کرد. در هر تنش، کرنش‌های این منحنی جدید با کرنش‌های منحنی تنش - کرنش فولاد جمع خواهند شد. نتیجه‌ی کار منحنی جدیدی خواهد بود که ملاک رفتار فولاد در یک مقطع بتنی با آرماتور ساده قرار خواهد گرفت. شایان ذکر است که این تغییرات در ناحیه‌ی مثبت منحنی تنش - کرنش (ناحیه‌ی کششی) اعمال شده است. در شکل ۵ نمونه‌ی از منحنی تنش - کرنش آرماتور نشان داده



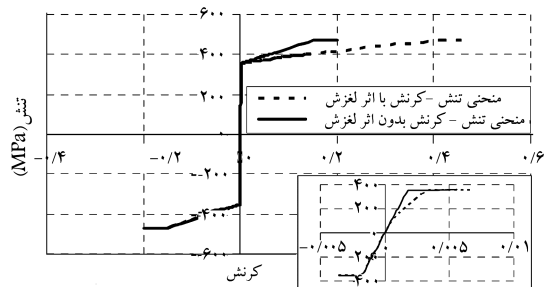
الف) منحنی تنش - لغزش آرماتور ساده



ب) منحنی تنش - کرنش ناشی از لغزش آرماتور ساده



ج) منحنی تنش کرنش فولاد



د) منحنی تنش کرنش اصلاح شده برای مدل سازی رفتار آرماتور ساده.

شکل ۵. منحنی تنش - کرنش آرماتور با در نظر گرفتن اثرات لغزش.

را با آرماتور مستقیم معادل کرده و تنش پیوستگی بین بتن و آرماتور ساده را -- در طول مهارى ثابت فرض شده -- مطابق رابطه‌ی ۲ در نظر گرفته‌اند:

$$u = 0.4 \sqrt{f'_c} \quad (2)$$

که در آن، u بیشینه تنش پیوستگی بین بتن و آرماتور، و f'_c مقاومت فشاری بتن -- هر دو برحسب MPa -- است. در سال ۲۰۰۷ تنش پیوستگی بین بتن و آرماتور در قسمتی از طول مهارى آرماتور که به حد تسلیم نرسیده است به صورت یکنواخت و برابر u ، و در قسمتی از طول مهارى که آرماتور به حد تسلیم رسیده باشد نیز به صورت یکنواخت و برابر $0.5u$ فرض شد (شکل ۴). به این ترتیب معادلات تعادل برای آرماتور کششی عبارت خواهد بود از:

$$u \pi d_b L_d = f_s \frac{\pi d_b^2}{4}, \quad \varepsilon \leq \varepsilon_y \quad (3)$$

$$\frac{u \pi d_b L'_d}{4} = (f_s - f_y) \frac{\pi d_b^2}{4}, \quad \varepsilon > \varepsilon_y \quad (4)$$

در این روابط ε و ε_y کرنش آرماتور و کرنش تسلیم آن، f_s و f_y تنش آرماتور و تنش تسلیم آن هستند. L_d ، طول مهارى کل، L_{dy} طول مهارى در قسمت کشسان، و L'_d طول مهارى در قسمت تسلیم‌شدگی آرماتور و d_b قطر آرماتور است (شکل ۴). با استفاده از رابطه‌ی ۳ و ۴ طول مهارى برای قسمت کشسان و قسمت غیر کشسان برابر است با:

$$L_d = \frac{f_s d_b}{4u}, \quad \varepsilon \leq \varepsilon_y \quad (5)$$

$$L'_d = (f_s - f_y) \frac{d_b}{4u}, \quad L_{dy} = L_d - L'_d, \quad \varepsilon > \varepsilon_y \quad (6)$$

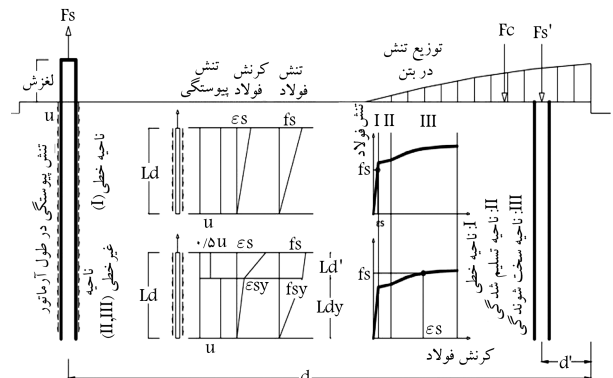
لغزش آرماتور با انتقال‌گیری از کرنش آرماتور در طول مهارى آن به دست می‌آید و برابر است با:

$$s = \begin{cases} \frac{\varepsilon_s L_d}{4} & \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ \frac{\varepsilon_s L_{dy}}{4} + \frac{L'_d}{4} (\varepsilon_s + \varepsilon_y) & \varepsilon_s > \varepsilon_y \end{cases} \quad (7)$$

با جایگذاری L_d و L'_d از روابط ۵ و ۶ در رابطه ۷ داریم:

$$s = \begin{cases} \frac{\varepsilon_s f_s d_b}{4u} & \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ \frac{d_b}{4u} [\varepsilon_y f_y + 2(\varepsilon_s + \varepsilon_y)(f_s - f_y)] & \varepsilon_s > \varepsilon_y \end{cases} \quad (8)$$

به این ترتیب، لغزش آرماتور ساده از درون اتصال در یک عضو بتنی طبق رابطه ۸



شکل ۴. توزیع تنش پیوستگی بین بتن و آرماتور در یک مقطع عضو بتن مسلح. [۲]

شده که در آن اثرات لغزش اعمال شده است. این منحنی تنش - کرنش اصلاح شده در طولی از ابتدای عضو که برای محاسبه کرنش ناشی از لغزش در نظر گرفته شده، به آرماتورها اختصاص داده می‌شود. واضح است که اگر برای این طول مقدار بیشتری در نظر گرفته شود کرنش‌های محاسبه شده‌ی ناشی از لغزش کم‌تر خواهند بود، اما منحنی تنش - کرنش اصلاح شده در طول بیشتری از عضو به آرماتورها اختصاص خواهد یافت. با مقایسه‌ی نتایج تحلیل عددی و نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی [۸۷] مشخص شد (بخش ۲.۴). را ببینید) که اگر این طول حدوداً به اندازه‌ی ارتفاع مقطع در نظر گرفته شود (در ستون‌های با مقطع مستطیلی که تحت خمش دوجمله‌اند، بعد کوچک‌تر ملاک است)، نتایج تحلیل عددی و آزمایشگاهی انطباق مناسبی خواهند داشت.

۳.۳. مدل رفتار مصالح

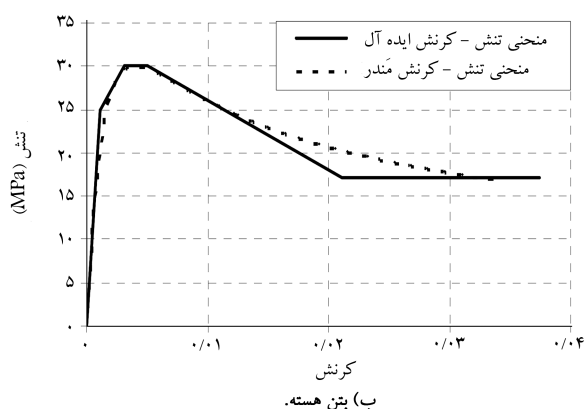
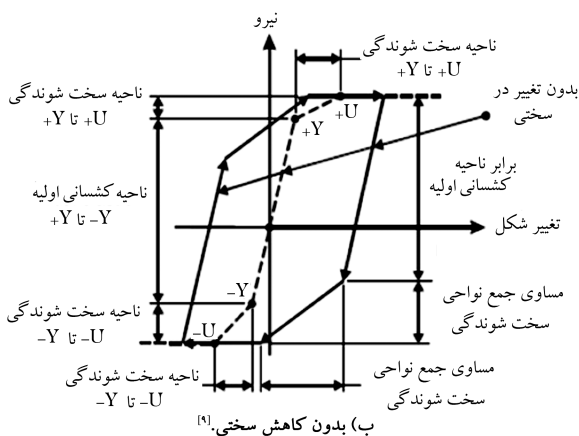
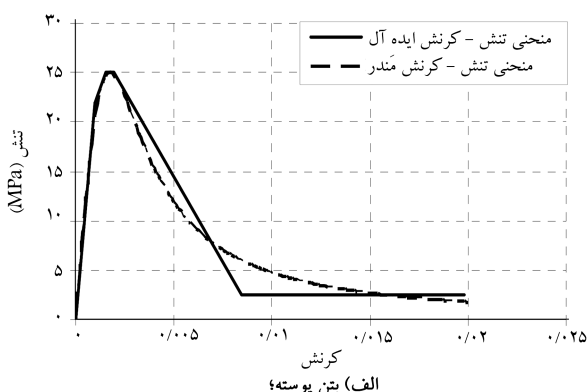
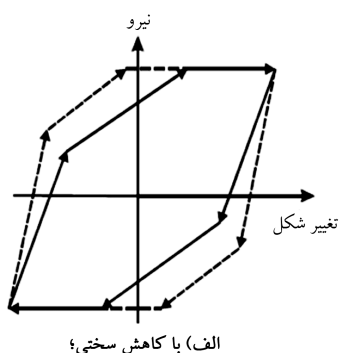
۲.۳.۳. مدل‌سازی رفتار مصالح در بارگذاری تناوبی
در الگوریتم به کار رفته در نرم‌افزارها انرژی مستهلک شده در رفتار ایده‌آل در طول مسیر بارگذاری با ضریبی به انرژی مستهلک شده واقعی تبدیل می‌شود. شکل ۷، فرضیات به کار رفته در بیان رفتار هیستریزس مصالح در نرم‌افزار PERFORM^۹ را نشان می‌دهد. از آنجا که این نرم‌افزار شامل انواع مدل‌های رفتار غیرخطی اعضای قاب از جمله مدل‌های الیافی است و یکی از مناسب‌ترین نرم‌افزارها برای ارزیابی عملکرد ساختمان‌هاست، در این تحقیق نیز مورد استفاده قرار گرفته است. چنان که در شکل ۷ مشاهده می‌شود مساحت سیکل بدون کاهش سختی به‌گونه‌ی تغییر می‌یابد تا کاهش استهلاک انرژی به دلیل افت مقاومت و سختی منظور شود. رابطه‌ی ۹ ضریب تبدیل این انتقال را ارائه می‌کند:

$$e = w(e_{\min}) + (1 - w)e_{\max} \quad (9)$$

و در آن e ، e_{\min} و e_{\max} به ترتیب نسبت انرژی مستهلک شده واقعی به انرژی مستهلک شده در رفتار ایده‌آل، بیشترین ضریب استهلاک انرژی در یک تغییر شکل معین (مثبت یا منفی)، کم‌ترین ضریب استهلاک انرژی در یک تغییر شکل معین (مثبت یا منفی) و ضریب وزنی (۰/۵ در نظر گرفته می‌شود) هستند. در سال ۲۰۰۶، ضمن کالیبراسیون مدل عددی و نمونه‌های آزمایشگاهی، ضرایب استهلاک انرژی برای بتن هسته، پوسته و آرماتور آج‌دار برحسب کرنش مصالح طبق روابط ۱۰،

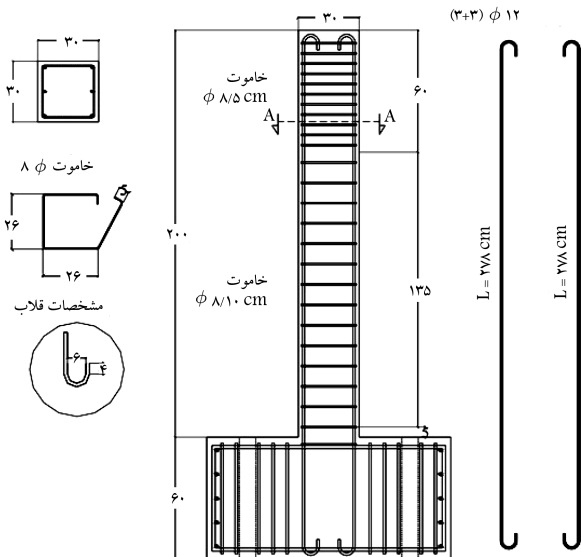
۱.۳.۳. مدل‌سازی رفتار مصالح در بارگذاری یک‌طرفه

در این تحقیق، رفتار مصالح بتنی که به پوسته و هسته‌ی مقطع اختصاص داده شده با استفاده از مدل ارائه شده در سال ۱۹۸۸ به دست آمد [۱۳] و برای معرفی به نرم‌افزار به مدل چندخطی تبدیل شد. در شکل ۶ یک نمونه منحنی تنش - کرنش مربوط به مصالح بتنی نشان داده شده است. منحنی تنش - کرنش آرماتورهای طولی نیز براساس نتایج آزمایش کشش فولاد تعیین شده و برای استفاده در نرم‌افزار به منحنی چند خطی تبدیل شده است. برای در نظر گرفتن اثرات لغزش آرماتور، در ناحیه کششی منحنی تنش - کرنش فولاد تغییراتی صورت گرفته است. منحنی تنش - کرنش اصلاح شده در طول مشخصی از ابتدای عضو (اندازه ارتفاع مقطع) که برای تعیین کرنش‌های ناشی از لغزش مبنای محاسبات قرار گرفته بود، به آرماتورها



شکل ۷. فرضیات به کار رفته در بیان رفتار هیستریزس مصالح.

شکل ۶. منحنی تنش کرنش بتن.



شکل ۸. مشخصات هندسی ستون‌های بارگذاری شده در آزمایش تحقیقی سال ۲۰۰۸.^[۸۷]

$$e = -0,129 \ln(x) + 0,1573 \quad (10)$$

$$e = -0,224 \ln(x) - 0,6385 \quad (11)$$

$$e = -0,1199 \ln x + 0,2787 \quad (12)$$

در این رابطه‌ها، e ضریب استهلاک انرژی و x میزان کرنش در مصالح است. در تحقیق حاضر ضریب استهلاک انرژی برای بتن هسته و بتن پوسته طبق روابط ۱۰ و ۱۱ تعیین شده است. ضریب استهلاک انرژی برای آرماتورهایی که در منحنی رفتار آن‌ها لغزش منظور نشده، مشابه آرماتورهای آج‌دار فرض شده و طبق رابطه ۱۲ تعیین شده‌اند. برای ناحیه‌ی ابتدایی عضو که لغزش آرماتور در منحنی رفتار آن وارد شده، در ناحیه‌ی فشاری منحنی تنش - کرنش که اثرات لغزش منظور نشده، ضریب استهلاک انرژی مشابه آرماتور آج‌دار فرض شده است اما در بخش کششی منحنی تنش - کرنش اختصاص یافته به آرماتورهای این ناحیه‌ی ابتدایی عضو، ضریب استهلاک انرژی با سعی و خطا و به‌گونه‌ی به دست آمده که انرژی مستهلک شده در مدل عددی با نمونه‌های آزمایشگاهی^[۸] مطابقت داشته باشد. مقادیر ضریب استهلاک انرژی باید در ناحیه‌ی کششی منحنی تنش - کرنش آرماتور که اثر لغزش در آن منظور شده، اعمال شوند. برای کالیبراسیون و صحت‌سنجی مدل عددی نیز از نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی^[۸۷،۲] استفاده شده است.

۴. کالیبراسیون و صحت‌سنجی مدل عددی

در این تحقیق از نتایج حاصل از مطالعات آزمایشگاهی محققین قبلی - که بر روی اعضای بتن مسلح با آرماتور ساده صورت گرفته - استفاده شده است.

۱.۴. مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی

۱.۱.۴. مشخصات نمونه‌ها در آزمایش محققین در سال ۲۰۰۸

این محققین برای بررسی رفتار ستون‌های مسلح شده با آرماتور ساده تعدادی نمونه‌ی ستون را، به صورت یک‌طرفه و تناوبی، تحت بار جانبی (با کنترل تغییر مکان) قرار دادند.^[۸۷] ستون‌ها در دو تراز بار محوری که در حین آزمایش ثابت بود، بارگذاری شده‌اند. بار محوری اعمال شده به ستون‌ها ۱۲ درصد و ۲۴ درصد ظرفیت محوری آن‌ها بوده است.

الف) مشخصات هندسی نمونه‌ها: دو نمونه، هرکدام شامل یک پی بتنی به ابعاد $120 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$ که با آرماتور آج‌دار مسلح شده‌اند، و ستونی با مقطع $30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$ و ارتفاع ۲۰۰ cm هستند، آزمایش شده‌اند. آرماتور ستون‌ها در پی امتداد داشته و هرکدام در انتها با قلاب 180° درجه مهار شده‌اند. درصد آرماتور طولی ستون‌ها برابر $0,8$ درصد و شامل $12 \Phi (3+3)$ بوده و همگی بدون آج‌اند. آرماتورهای عرضی شامل خاموت‌هایی به قطر ۸ میلی‌متر و در فاصله‌های 10 سانتی‌متری هستند (شکل ۸).

ب) مشخصات مصالح مصرفی: آرماتورهای طولی دارای مقاومت تسلیم $f_y = 335 \text{ MPa}$ ، مقاومت نهایی $f_u = 470 \text{ MPa}$ و کرنش نهایی $\epsilon_u = 0,27$ هستند. آرماتورهای عرضی دارای مقاومت تسلیم $f_y = 430 \text{ MPa}$

مقاومت نهایی $f_u = 500 \text{ MPa}$ و کرنش نهایی $\epsilon_u = 0,2$ هستند. مقاومت فشاری بتن مصرفی نیز برابر $f'_c = 25 \text{ MPa}$ است.

ج) مشخصات دستگاه بارگذاری و نحوه‌ی اعمال بار: پی نسبتاً صلب نمونه‌ها با استفاده از میله‌های فولادی پرمقاومت به کف صلب آزمایشگاه محکم بسته شده است. بار محوری با استفاده از یک جک هیدرولیکی با کنترل نیرو به بالای نمونه وارد شده و در طول آزمایش ثابت بوده است. بار متمرکز جانبی توسط یک جک هیدرولیکی با کنترل تغییر مکان و دامنه‌ی $\pm 25 \text{ cm}$ و ظرفیت 500 kN در ارتفاع 157 cm از پای ستون به صورت یک‌طرفه و تناوبی به آن اعمال شده است.

دستگاه‌های ابزار دقیق به منظور تعیین تغییر مکان در انتهای نمونه و همچنین

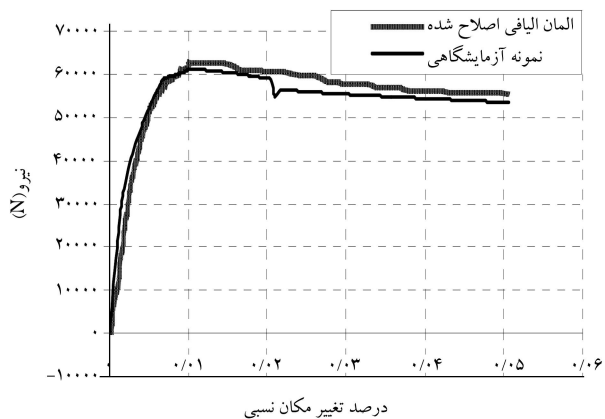
تعیین عرض ترک‌ها در پای نمونه نصب شده است. در نمونه‌های $M270$ و $M540$ ستون با اعمال بارهای محوری به ترتیب 270 kN و 540 kN ، تحت بارگذاری یک‌طرفه قرار داشته‌اند. در نمونه‌های $C270$ و $C540$ ستون با اعمال بار محوری به ترتیب 270 kN و 540 kN تحت بار تناوبی قرار داشته‌اند. به منظور کالیبراسیون مدل عددی از نتایج نمونه‌های $M540$ و $C540$ استفاده شده است. برای صحت‌سنجی نیز از نتایج نمونه‌های $M270$ و $C270$ استفاده شده است.

۲.۱.۴. مشخصات نمونه‌ی آزمایشگاهی سال ۲۰۰۷

از نتایج این آزمایش در صحت‌سنجی مدل المان پیشنهادی الیافی اصلاح شده استفاده شده است.^[۲]

الف) مشخصات هندسی: هر نمونه شامل یک پی بتنی به ابعاد $40 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} \times 135 \text{ cm}$ مسلح به آرماتور آج‌دار، و ستونی با مقطع $35 \text{ cm} \times 35 \text{ cm}$ و ارتفاع 200 cm است. در شکل ۹ ابعاد هندسی و آرماتورگذاری ستون نشان داده شده است. آرماتور ستون‌ها در پی امتداد دارند و هرکدام در انتها با قلاب 180° درجه مهار شده‌اند. درصد آرماتور طولی ستون‌ها برابر $1,66$ درصد و شامل $18 \Phi 8$ بوده و همگی بدون آج‌اند. آرماتورهای عرضی شامل خاموت‌هایی به قطر 10 mm و فاصله‌های 20 cm هستند.

ب) مشخصات مصالح مصرفی: آرماتورهای طولی و عرضی دارای مقاومت تسلیم

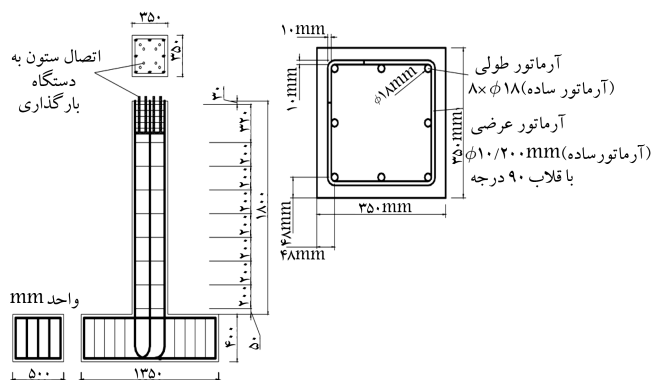


شکل ۱۰. منحنی نیرو- تغییر مکان جانبی نمونه‌ی M۵۴° در آزمایش سال ۲۰۰۸، و المان الیافی اصلاح شده در تحقیق حاضر.

به آرماتورها اختصاص داده می‌شود. بنابراین با سعی و خطا مشخص شد که اگر این طول به اندازه‌ی ارتفاع مقطع در نظر گرفته شود، نتایج مدل عددی و نمونه‌ی آزمایشگاهی انطباق بیشتری خواهند داشت. برای کالیبراسیون مدل عددی، منحنی بار - تغییر مکان آن در بارگذاری یک طرفه با نتایج نمونه‌ی M۵۴° در آزمایش سال ۲۰۰۸ مقایسه شده است (شکل ۱۰).

۲.۲.۴. انرژی مستهلک‌شده‌ی نمونه در بارگذاری تناوبی

رفتار هیستریزس مصالح بتن و فولاد در نرم‌افزارها، با استفاده از ضرایب کاهش سختی و مقاومت تعیین می‌شود. در الگوریتم به‌کار رفته در نرم‌افزار PERFORM ۳D، انرژی مستهلک‌شده در رفتار ایده‌آل در طول مسیر بارگذاری با استفاده از ضرایب استهلاک انرژی به انرژی مستهلک‌شده‌ی واقعی تبدیل می‌شود. مساحت سیکل بدون کاهش سختی به‌گونه‌ی کاهش می‌یابد تا کاهش استهلاک انرژی به دلیل افت مقاومت و سختی منظور شود. چنان‌که پیش‌تر بیان شد، در مدل پیشنهادی در این تحقیق در ابتدای هر عضو بتنی در طولی برابر ارتفاع مقطع، در رفتار تنش-کرنش مصالح فولادی تحت کشش تغییراتی ایجاد شده است. ولی مشخصات آرماتور فشاری و آرماتورها در بقیه‌ی طول عضو بدون تغییر خواهند ماند. بنابراین در مدل الیافی اصلاح‌شده به چهار ضریب استهلاک انرژی، به ترتیب برای مصالح بتنی، فولاد در نواحی فاقد لغزش، فولاد فشاری در ناحیه‌ی لغزش و فولاد کششی در ناحیه‌ی لغزش نیاز خواهیم داشت. برای سه مورد اول از ضرایب استهلاک انرژی پیشنهادی محققین در سال ۲۰۰۶^[۱۱] استفاده شده است؛ یادآور می‌شود که تحقیق این پژوهش‌گران در مورد مقاطع بتن مسلح با آرماتور آج‌دار بوده است. در ناحیه‌ی که لغزش آرماتور در ناحیه‌ی مثبت منحنی تنش - کرنش (ناحیه‌ی کششی) وارد شده، ضریب استهلاک انرژی با سعی و خطا به‌گونه‌ی به دست آمده که انرژی مستهلک‌شده در دوره‌های بارگذاری در مدل عددی و نمونه‌ی آزمایشگاهی C۵۴° با آزمایش سال ۲۰۰۸^[۹] برابر باشند. در شکل ۱۱ انرژی مستهلک‌شده در مدل عددی و نمونه‌ی آزمایشگاهی در بارگذاری تناوبی ارائه شده است. در شکل ۱۲ نیز منحنی ضریب استهلاک انرژی آرماتورهای ساده که با سعی و خطا در مدل عددی به دست آمده به نمایش گذاشته شده است. این ضرایب برحسب کرنش آرماتور بوده و باید در هر مقدار کرنش، به سطح منحنی تنش - کرنش ایده‌آل در بارگذاری تناوبی اعمال شوند. مقدار این ضرایب برای مقادیر مختلف کرنش آرماتور از ناحیه‌ی خطی تا محدوده‌ی کرنش‌های بزرگ تعیین شده و رابطه‌ی منطقی بر آن‌ها به دست آمده که در شکل ۱۲ ارائه شده است.



شکل ۹. مشخصات ستون‌های بارگذاری شده در آزمایش سال ۲۰۰۷ [۲].

(f_y) معادل با ۲۸۷ MPa، مقاومت نهایی (f_u) معادل با ۴۲۰ MPa است و مقاومت فشاری بتن مصرفی (f'_c) نیز برابر ۱۵ MPa است.

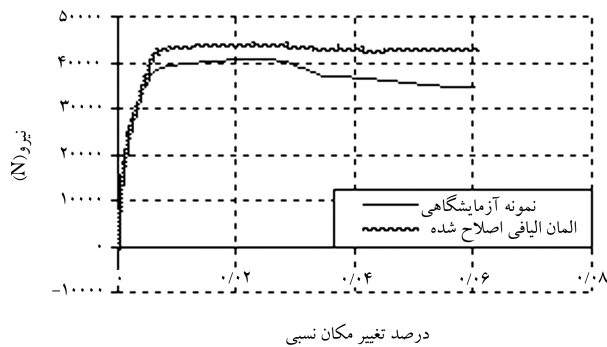
ج) مشخصات دستگاه بارگذاری و نحوه اعمال بار: پی نسبتاً صلب نمونه‌ها با استفاده از میله‌های فولادی پرمقاومت به کف صلب آزمایشگاه محکم بسته شده است. بار محوری برابر ۳۴ درصد ظرفیت فشاری ستون است که با استفاده از یک جک هیدرولیکی با کنترل نیرو به بالای نمونه وارد شده و در طول آزمایش ثابت است. بار متمرکز جانبی توسط یک جک هیدرولیکی با کنترل تغییر مکان در ارتفاع ۱۸۰ cm از پای ستون به صورت تناوبی به آن اعمال شده است. تاریخچه‌ی بارگذاری جانبی بدین صورت بوده که تا تغییر مکان ۳ درصد، تغییرات دامنه تغییر مکان اعمال‌شده به صورت متوالی برابر ۵/۰ درصد بوده و در هر دامنه‌ی ثابت سه دوره بارگذاری اعمال شده است. پس از تغییر مکان نسبی ۳ درصد، افزایش دامنه‌ی تغییر مکان اعمال‌شده برابر ۱ درصد و در هر دامنه‌ی ثابت دو دوره بارگذاری انجام شده است. دستگاه‌های ابزار دقیق در نقاط مختلف نمونه به منظور تعیین تغییر مکان در انتهای نمونه و همچنین تعیین عرض ترک‌ها در پای نمونه نصب شده است.

۲.۴. کالیبراسیون مدل عددی با نتایج آزمایشگاهی

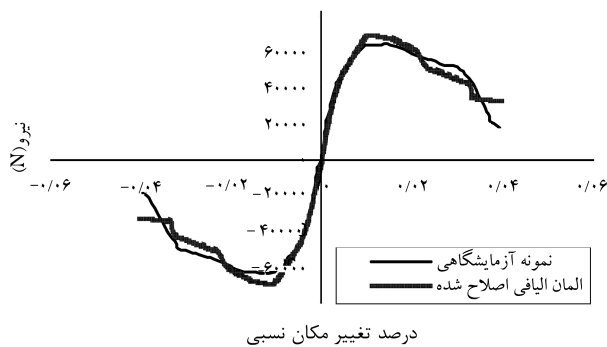
برای کالیبره کردن مدل عددی از نتایج نمونه‌های M۵۴° و C۵۴° در آزمایش سال ۲۰۰۸ استفاده شده است. ابعاد هندسی نمونه‌ها، مشخصات مصالح و بارگذاری در مدل عددی مطابق نمونه آزمایشگاهی است. منحنی تنش - کرنش مصالح بتنی و فولادی برای استفاده در نرم‌افزار به یک منحنی چندخطی تبدیل شده است. اثر آرماتورهای عرضی نیز در منحنی تنش - کرنش بتن هسته اعمال شده است. با توجه به مطالب ذکر شده دو مشخصه‌ی اصلی رفتار نمونه‌ها همانند رفتار بار-تغییر مکان جانبی در بارگذاری یک طرفه و انرژی مستهلک‌شده در نمونه‌ها بررسی و کالیبره شد که در ادامه تشریح خواهند شد.

۱.۲.۴. رفتار بار - تغییر مکان جانبی در بارگذاری یک طرفه

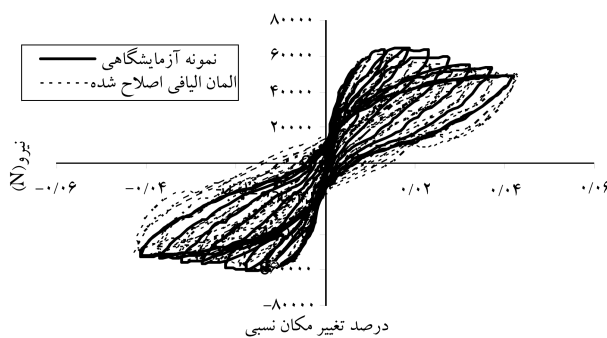
رفتار بار - تغییر مکان جانبی با استفاده از تحلیل بارافزون به دست آمده است. به منظور لحاظ کردن اثرات لغزش آرماتور در منحنی تنش - کرنش آرماتور، مقدار لغزش به طول مشخصی از ابتدای عضو (به اندازه‌ی ارتفاع مقطع) تقسیم شده تا کرنش‌های متناظر با آن به دست آید. سپس این کرنش‌ها با کرنش‌های ناشی از تغییر طول آرماتور جمع شده و رفتار کششی آرماتورها در این ناحیه از طول عضو را تعیین می‌کنند. واضح است که مثلاً با افزایش این طول میزان کرنش‌های ناشی از لغزش کم‌تر خواهند بود، اگرچه این منحنی رفتار جدید در طول بیشتری از عضو



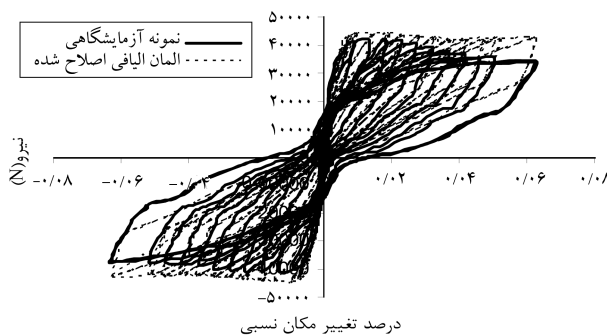
شکل ۱۳. منحنی نیرو- تغییر مکان جانبی نمونهی M۲۷° در آزمایش سال ۲۰۰۸، و المان الیافی اصلاح شده در تحقیق حاضر.



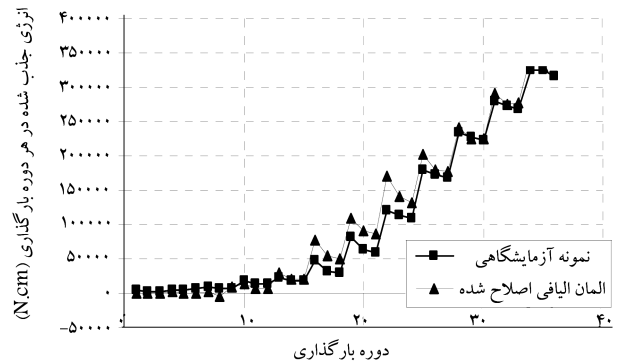
شکل ۱۴. منحنی نیرو تغییر مکان جانبی نمونه S-NL-۰-۳۴ در آزمایش سال ۲۰۰۷، و المان الیافی اصلاح شده (تحقیق حاضر).



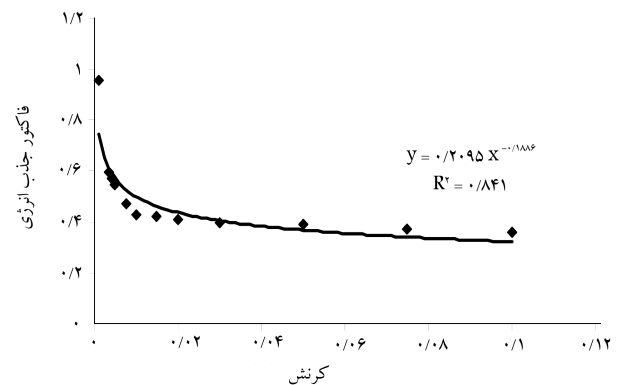
شکل ۱۵. منحنی بار- تغییر مکان جانبی نمونه C۵۴° در آزمایش سال ۲۰۰۸، و المان الیافی اصلاح شده (در تحقیق حاضر) در بارگذاری تناوبی.



شکل ۱۶. منحنی بار- تغییر مکان جانبی نمونه C۲۷° در آزمایش سال ۲۰۰۸، و المان الیافی اصلاح شده (در تحقیق حاضر) در بارگذاری تناوبی.



شکل ۱۱. مقادیر انرژی مستهلک شده در نمونه C۵۴° در آزمایش تحقیقی سال ۲۰۰۸ و المان الیافی اصلاح شده در تحقیق حاضر.



شکل ۱۲. ضریب استهلاک انرژی برای مدل‌سازی رفتار آرماتور ساده در بارگذاری تناوبی.

۳.۴. صحت‌سنجی مدل عددی با نتایج آزمایشگاهی

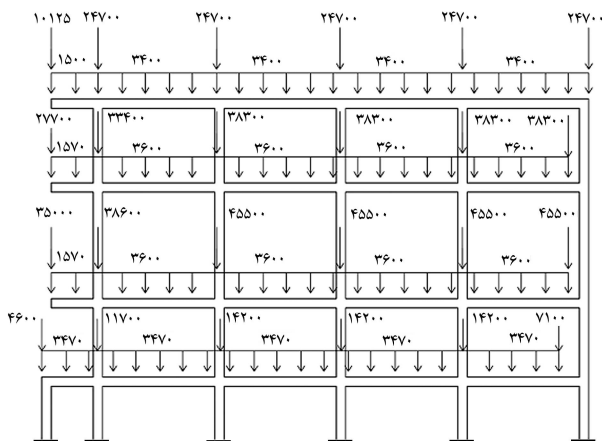
صحت فرضیات به کار رفته در مرحله‌ی کالیبراسیون باید با مقایسه‌ی مدل عددی و نتایج آزمایشگاهی دیگر بررسی شود. برای صحت‌سنجی مدل عددی از نتایج نمونه‌ی آزمایشگاهی M۲۷° و C۲۷° در آزمایش سال ۲۰۰۸، و نمونه‌ی آزمایشی S-NL-۰-۳۴ در آزمایش سال ۲۰۰۷^[۲] استفاده شده است. پارامترهای مورد بررسی شامل رفتار بار- تغییر مکان جانبی در بارگذاری یک‌طرفه و تناوبی، و نیز انرژی مستهلک‌شده در بارگذاری تناوبی است.

۱.۳.۴. مقایسه‌ی رفتار بار- تغییر مکان جانبی در بارگذاری یک‌طرفه

در شکل ۱۳ و ۱۴ منحنی نیرو- تغییر مکان جانبی نمونه‌ی M۲۷° در آزمایش سال ۲۰۰۸، و نیز نمونه‌ی S-NL-۰-۳ در آزمایش سال ۲۰۰۷ به‌همراه منحنی نیرو- تغییر مکان مدل عددی متناظر آن‌ها نشان داده شده است. چنان‌که در این شکل‌ها مشاهده می‌شود این‌گونه مدل‌سازی با دقت مناسبی توانسته رفتار نمونه‌ها را در بارگذاری یک‌طرفه شبیه‌سازی کند.

۲.۳.۴. مقایسه‌ی رفتار بار- تغییر مکان جانبی در بارگذاری تناوبی

در شکل‌های ۱۵ تا ۱۷ منحنی بار- تغییر مکان جانبی نمونه‌ها در بارگذاری تناوبی، به‌همراه نتایج مدل عددی آن‌ها نشان داده شده است. چنان‌که مشاهده می‌شود نتایج مدل‌سازی نمونه‌ها با استفاده از المان‌های الیافی به‌خوبی با نتایج آزمایشگاهی مطابقت دارد.



شکل ۱۹. بارگذاری ثقلی روی قاب مورد بررسی (kgm).

قدیمی موجود که با آرماتور ساده مسلح شده است، به صورت دوبعدی به چند روش مدل‌سازی شده و تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی افزایشی قرار گرفته است. مشخصات مدل‌های مذکور به شرح زیر است:

الف) مدل مفصل خمیری شماره ۱. این یک مدل غیرالیافی است که در آن رفتار غیرخطی تیرها و ستون‌های قاب مورد نظر به کمک مفصل خمیری متمرکز مدل شده است. پارامترهای مدل‌سازی رفتار غیرخطی اعضا نیز مطابق راهنمای ۳۵۶ اتحادیه‌ی آژانس‌های مدیریت اضطراری^[۱۴] تعیین شده است. بنابراین این مدل قاب مورد نظر را با آرماتور آج‌دار و با روش مفصل خمیری متمرکز شبیه‌سازی می‌کند.

ب) مدل مفصل خمیری شماره ۲. این مدل همان مدل مفصل خمیری شماره ۱ است که در آن برای تعیین مقاومت اعضا، مساحت آرماتورها به نصف کاهش یافته است. در حقیقت این روشی است که راهنمای شماره ۲۷۳ اتحادیه‌ی آژانس‌های مدیریت اضطراری^[۱۴] برای مدل‌سازی رفتار یک ساختمان با آرماتور ساده توصیه کرده است.

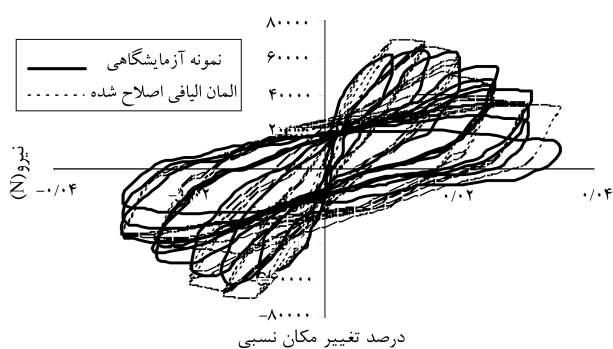
ج) مدل المان الیافی شماره ۱. رفتار غیرخطی اعضا با استفاده از المان‌های الیافی مدل‌سازی شده و در تمام طول اعضا رفتار غیرخطی مد نظر بوده است. برای لحاظ کردن لغزش آرماتور ساده، در منحنی تنش - کرنش مصالح فولادی تغییراتی اعمال شد که در بخش‌های قبل تشریح شد. در حقیقت این مدل رفتار ساختمان با آرماتور ساده را به روش پیشنهاد شده در این تحقیق شبیه‌سازی می‌کند.

د) مدل المان الیافی شماره ۲. این همان مدل المان الیافی شماره ۱ است که در آن از لغزش صرف نظر شده است. بنابراین انتظار می‌رود این مدل الیافی رفتار قاب با آرماتور آج‌دار را شبیه‌سازی کند.

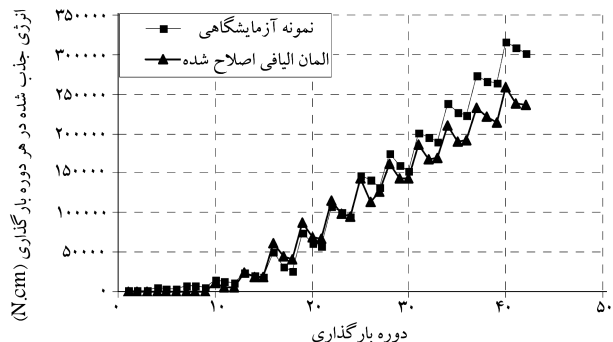
در شکل ۱۹ مشخصات قاب به همراه مقادیر بار ثقلی سازه - که با احتساب ۱۰۰ درصد بار مرده و ۲۰ درصد بار زنده تعیین شده - ارائه شده است.

۲.۵. رفتار غیرخطی استاتیکی

قاب مورد بررسی با چهار توزیع بار جانبی در ارتفاع، شامل توزیع بار مثلثی^۱، توزیع بار یکنواخت^۲، توزیع بار متناسب با مود اول ارتعاش^۳، و توزیع بار متناسب با تحلیل دینامیکی طیفی (SRSS)، تحت بار جانبی استاتیکی افزایشی قرار گرفته است.



شکل ۱۷. منحنی بار - تغییر مکان جانبی نمونه ۳۴-S-NL-۰ در آزمایش سال ۲۰۰۷، و المان الیافی اصلاح شده (در تحقیق حاضر) در بارگذاری تناوبی.



شکل ۱۸. مقادیر انرژی مستهلک شده در نمونه C۲۷۰ در آزمایش سال ۲۰۰۸، و المان الیافی اصلاح شده (در تحقیق حاضر) در بارگذاری تناوبی.

۳.۳.۴. مقایسه‌ی انرژی مستهلک شده در نمونه‌ی آزمایشگاهی و مدل عددی، در بارگذاری تناوبی

در شکل ۱۸ مقادیر انرژی مستهلک شده در نمونه‌ی آزمایشی C۲۷۰ در آزمایش سال ۲۰۰۸ و مقادیر مربوط به مدل عددی ارائه شده است. چنان که مشاهده می‌شود انرژی مستهلک شده در مدل عددی انطباق مناسبی با نمونه‌ی آزمایشگاهی، خصوصاً در تغییر مکان‌های نسبی کم‌تر از ۶ درصد (سیکل ۳۶) دارد.

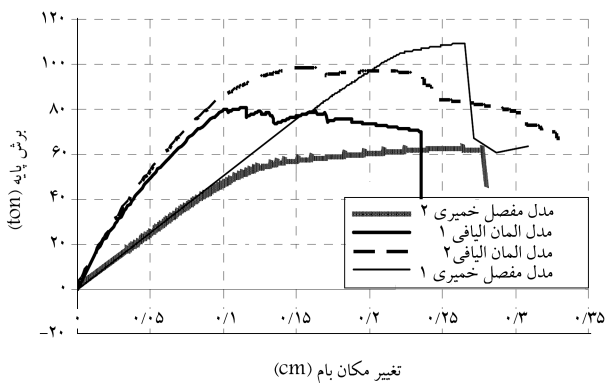
۴.۳.۴. نتیجه‌گیری از کالیبراسیون و صحت‌سنجی مدل عددی

در این بخش ضمن کالیبراسیون مدل عددی با نتایج آزمایشگاهی، پارامترهای لازم برای مدل‌سازی عضو بتنی با آرماتور ساده تعیین شد. نتایج حاصل از کالیبراسیون بیان‌گر این نکته بود که اصلاح رفتار مصالح فولادی در طولی برابر ارتفاع مقطع به نتایج مورد مقبول منتهی می‌شود. ضرایب استهلاک انرژی برای آرماتور کششی در ناحیه‌ی ابتدایی که در آن اثرات لغزش در نظر گرفته شده نیز از کالیبراسیون مدل عددی به دست آمده است. انطباق مناسب نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی در بارگذاری جانبی به صورت یک طرفه و تناوبی صحت مقادیر پارامترهای فوق را تأیید می‌کند.

۵. کاربرد مدل الیافی اصلاح شده در ارزیابی قاب بتنی مسلح با آرماتور ساده

۱.۵. معرفی مدل‌های بررسی شده

به منظور مقایسه‌ی رفتار ساختمان بتنی با آرماتور ساده و آج‌دار و مقایسه‌ی مدل المان الیافی اصلاح شده با سایر مدل‌ها، یک قاب طولی از یک ساختمان مهم



شکل ۲۳. منحنی برش پایه در مقابل تغییر مکان بام در مدل‌های مختلف، برای الگوی بار متناسب با مود اول.

مدل‌های مبتنی بر مفصل خمیری متمرکز است. با بررسی نمودار بار - تغییر مکان جانبی مدل‌های مختلف تحت الگوهای بارگذاری، مشاهده می‌شود که در تحلیل استاتیکی غیرخطی در مدل المان الیافی ۱ که در آن اثرات لغزش آرماتور ساده منظور شده است، مقاومت سازه در حدود ۲۰ درصد نسبت به مدل الیافی ۲ (که رفتار سازه با آرماتور آج‌دار را مدل می‌کند) کمتر است. همچنین با بررسی نمودارهای فوق می‌توان دریافت که اگر در محاسبه‌ی مقاومت خمشی مقاطع اعضای بتن مسلح با آرماتور ساده، نصف سطح مقطع آرماتورها مبنای محاسبات قرار گیرند، به یک پیش‌بینی کاملاً محافظه‌کارانه منجر خواهد شد به‌گونه‌ی که مقاومت جانبی سازه در این حالت حدود ۲۰ تا ۳۰ درصد نسبت به مقدار واقعی خود کاهش خواهد داشت.

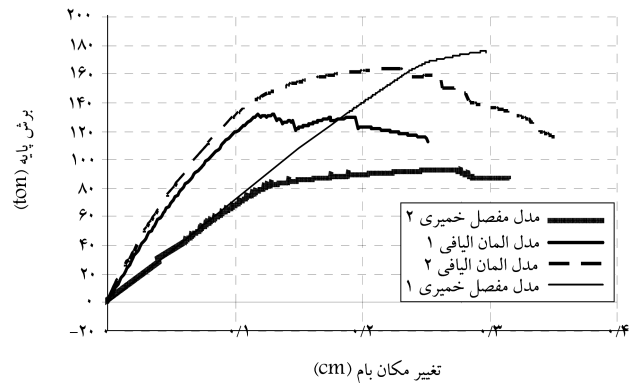
۲.۲.۵. تغییر مکان نسبی جانبی طبقات

برای تغییر شکل نسبی جانبی طبقات، ابتدا تغییر مکان هدف هرکدام از مدل‌های یادشده در زلزله‌ی سطح خطر ۱ تعیین شد. سپس در تغییر مکان هدف مقدار تغییر مکان نسبی طبقات تعیین شدند. لازم به ذکر است که مدل المان الیافی شماره ۱ تحت توزیع بار مثلثی وارونه و مود اول قبل از رسیدن به تغییر مکان هدف دچار ناپایداری شده است که ناشی از مقاومت کم‌تر در این دو توزیع بار و تشدید اثر $P - \Delta$ در بارگذاری با این الگوهای بار است.

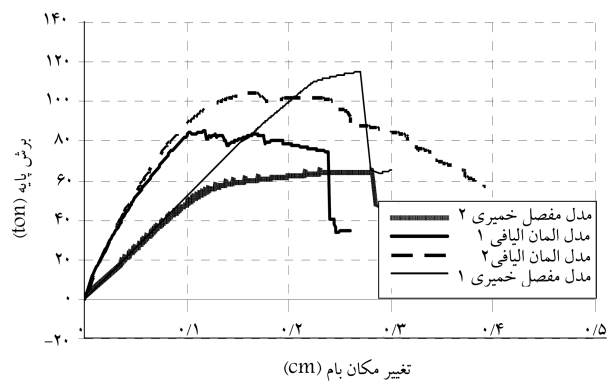
در مدل مفصل خمیری شماره ۲ که در آن نصف سطح مقطع آرماتورها مبنای محاسبات قرار گرفته، به دلیل بار ثقلی تیرها در بارگذاری جانبی، مفصل خمیری به جای ستون‌ها، در تیرها تشکیل شده است و علی‌رغم مقاومت جانبی کم‌تر، پس از تسلیم رفتار بهتری نسبت به سایر مدل‌ها دارد به‌گونه‌ی که اثرات $P - \Delta$ در آن کم‌تر بوده و پس از تسلیم دارای سختی مثبت است. این موضوع باعث می‌شود که مقاومت کم‌تر آن نسبت به سایر مدل‌ها، تأثیری در مقدار تغییر مکان هدف به روش ضرایب نداشته باشد و در نتیجه تغییر مکان هدف آن برابر تغییر مکان هدف در مدل مفصل خمیری شماره ۱ بوده و نسبت به مدل المان الیافی شماره ۱ دارای تغییر مکان هدف کم‌تری است. در شکل‌های ۲۴ تا ۲۷ منحنی توزیع درصد تغییر مکان نسبی طبقات، در هر چهار مدل تحت الگوهای بارگذاری مختلف در سطح خطر ۱ نشان داده شده است. چنان که مشاهده می‌شود در همه‌ی مدل‌ها سازوکار خرابی سازه تحت توزیع بارهای مختلف مشابه هم‌اند به‌طوری که در همه‌ی آن‌ها با تشکیل طبقه‌ی نرم در طبقه‌ی سوم عمده خسارت‌ها در این طبقه متمرکز می‌شود. در مدل المان الیافی شماره ۱ تغییر شکل‌های ایجادشده در طبقه‌ی اول نسبت به سایر مدل‌ها بیشتر است. این بدان دلیل است که تغییر

۱.۲.۵. رفتار بار - تغییر مکان جانبی

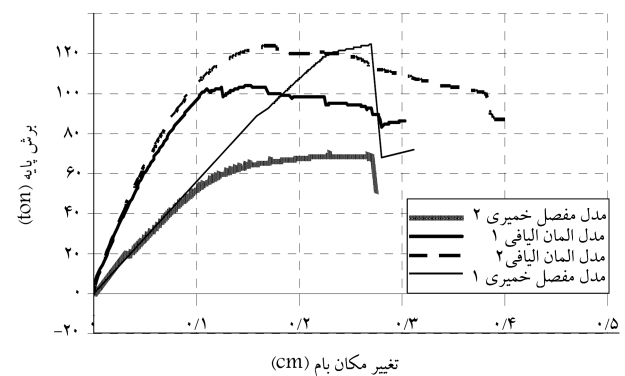
در شکل‌های ۲۰ تا ۲۳ منحنی برش پایه در مقابل تغییر مکان بام برای مدل‌های مختلف تحت الگوهای بار مختلف نشان داده شده است. چنان که مشاهده می‌شود، مدلی که مبتنی بر مفصل متمرکز در انتهای اعضاست و اعضای با آرماتور آج‌دار را به روش مفصل خمیری شبیه‌سازی می‌کند (مدل مفصل خمیری ۱) در تمام الگوهای بارگذاری مقاومت بیشتری نسبت به مدل‌های دیگر نشان می‌دهد. در دو مدل مبتنی بر مفصل خمیری متمرکز، سختی سازه کم‌تر از مدل‌های الیافی است، و این عمدتاً به دلیل منظورکردن سختی مقطع ترک‌خورده برای تیرها و ستون‌ها در



شکل ۲۰. منحنی برش پایه در مقابل تغییر مکان بام در مدل‌های مختلف برای الگوی بار یکنواخت.



شکل ۲۱. منحنی برش پایه در مقابل تغییر مکان بام در مدل‌های مختلف برای الگوی بار مثلثی وارونه.



شکل ۲۲. منحنی برش پایه در مقابل تغییر مکان بام در مدل‌های مختلف برای الگوی بار متناسب با تحلیل طیفی.

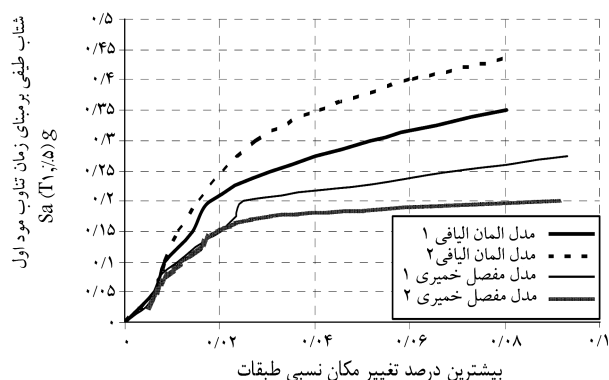
مکان هدف در این مدل نزدیک به ۴۰ درصد بیشتر از تغییر مکان هدف در سایر مدل‌هاست. از طرفی این اختلاف در تغییر مکان هدف ناشی از تشکیل طبقه نرم در طبقه سوم است؛ لذا تغییر مکان نسبی این طبقه در مدل المان الیافی ۱ تفاوت قابل ملاحظه‌ای با تغییر مکان نسبی همین طبقه در سایر مدل‌ها دارد.

۳.۵. مقایسه‌ی مدل‌های مختلف رفتار غیرخطی اعضای بتنی با

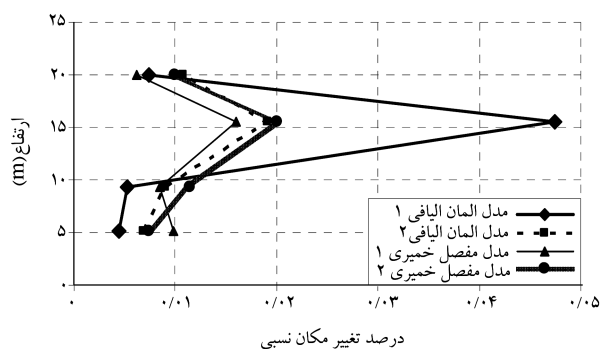
استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی

به منظور مقایسه‌ی مدل المان الیافی اصلاح شده برای ساختمان با آرما تور ساده با سایر مدل‌های رفتار غیرخطی، تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی نیز انجام شد. رکوردهای زلزله در مطالعات انجام شده بر روی ساختمان سازه‌ی مورد بررسی انتخاب شده است. در جدول ۱ مشخصات رکوردهای مورد استفاده ارائه شده است. برای تحلیل دینامیکی افزایشی هر رکورد در دامنه، مقیاس خطی شده و به تدریج دامنه‌ی آن بزرگ‌تر می‌شود تا رفتار سازه از محدوده‌ی خطی تا ناپایداری دینامیکی را تحت پوشش قرار دهد. سپس در هر تحلیل مقادیر بیشترین تغییر مکان نسبی در کل طبقات و شتاب طیفی متناظر با پرپود مود اول سازه با میرایی ۵ درصد تعیین شدند. در همه‌ی مدل‌ها تحلیل نمایی سازه برای تعیین زمان‌های تناوب مودهای ارتعاش بر مبنای سختی مقطع ترک نخورده انجام شده است. برای هر کدام از مدل‌های فوق و تحت هر رکورد زلزله منحنی بیشترین درصد تغییر مکان نسبی طبقات در مقابل شتاب طیفی رسم شد. برای هر مدل منحنی‌های ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ تعیین شد که در شکل‌های ۲۸ تا ۳۰ نشان داده شده است.

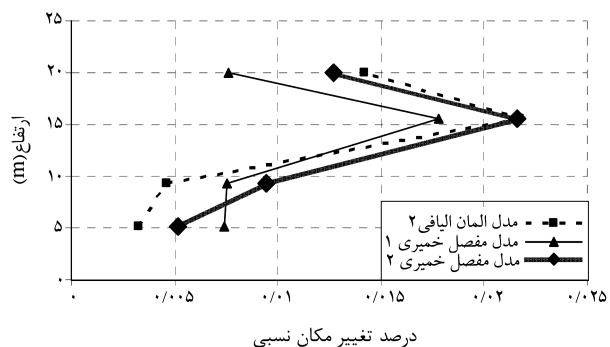
با توجه به شکل‌های ۲۸ تا ۳۰ و با مقایسه‌ی مدل‌های مختلف ملاحظه می‌شود که در مدل‌های مبتنی بر مفصل خمیری متمرکز با تقاضای یکسان، تغییر شکل‌های بیشتری در سازه ایجاد می‌شود. این رفتار در تحلیل استاتیکی غیرخطی نیز مشاهده شده بود. این منحنی‌ها تفاوت رفتار ساختمان با آرما تور ساده و رفتار ساختمان با آرما تور آج دار در تحلیل دینامیکی غیرخطی را به خوبی نشان می‌دهند. اما به دلیل تفاوت سختی اولیه‌ی مقاطع تیر و ستون در مدل‌های مبتنی بر مفصل خمیری متمرکز و مدل‌های مبتنی بر المان الیافی، معیار مناسبی برای مقایسه‌ی این مدل‌های رفتار غیرخطی نیستند. در واقع با توجه به مقادیر زیاد آرما تورهای به کار رفته در تیرها و ستون‌های قاب، در مدل‌های مبتنی بر المان الیافی، سختی آن‌ها در ناحیه‌ی خطی و غیرخطی زیاد بوده و در نتیجه تغییر شکل‌های ایجاد شده در سازه نسبت به مدل‌های مبتنی بر مفصل خمیری، واقعی‌تر به نظر می‌رسند. از طرفی با



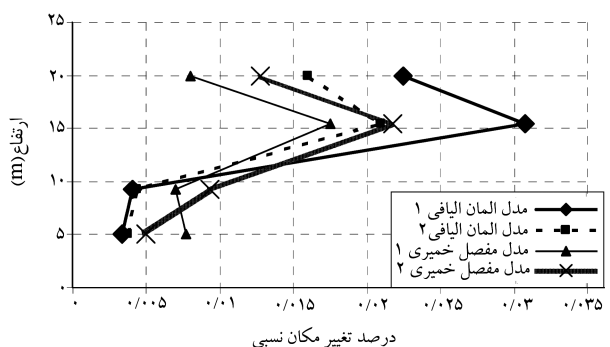
شکل ۲۸. منحنی ۸۴٪ تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی برای تغییر مکان نسبی حداکثر طبقات.



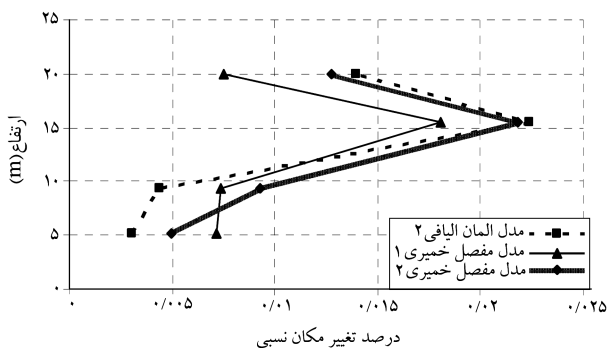
شکل ۲۴. درصد تغییر مکان نسبی طبقات در تحلیل استاتیکی غیر خطی تحت توزیع بار یکنواخت در سطح خطر ۱.



شکل ۲۵. درصد تغییر مکان نسبی طبقات در تحلیل استاتیکی غیر خطی تحت توزیع بار مثلثی وارونه در سطح خطر ۱.



شکل ۲۶. رانش طبقات در تحلیل استاتیکی غیر خطی تحت توزیع بار متناسب با تحلیل طیفی.



شکل ۲۷. رانش طبقات در تحلیل استاتیکی غیر خطی تحت توزیع بار متناسب با مود اول.

جدول ۱. مشخصات رکوردهای انتخاب شده در تحلیل تاریخی زمانی.

شماره	رکورد	زمان وقوع	موقعیت	HP (Hz)	LP	نوع خاک	PGA	زمان تداوم
۱	G06000-AT2	۱۹۸۹/۱۰/۱۸	کوپه مندوسینو	۰/۲	۰/۳۸	B	۰/۱۲۵۷۰۳	۲۰
۲	G6090-AT2	۱۹۸۹/۱۰/۱۸	لوما پریتا	۰/۲	۰/۳۱	B	۰/۱۷۰۲۴	۱۵
۳	CHY022-E-AT2	۱۹۹۹/۲۰/۹	چی چی	۰	۴۰	B	۰/۰۶۵۰۵	۶۰
۴	G06320-AT2	۱۹۷۹/۶/۸	کویوت	۰/۲	۴۰	B	۰/۳۱۶۰۹۳	۱۰
۵	SKR180-AT2	۱۹۹۹/۱۲/۱۱	دوز سی	۰/۰۵	۴۰	B	۰/۰۱۵۹۸۱	۴۰
۶	L00	۲۰۰۳/۱۲/۲۳	بم			B	۰/۷۵۹۰۷۴	۱۲/۵
۷	T90	۱۹۸۱	طیس			B	۰/۰۹۳۷	۲۵

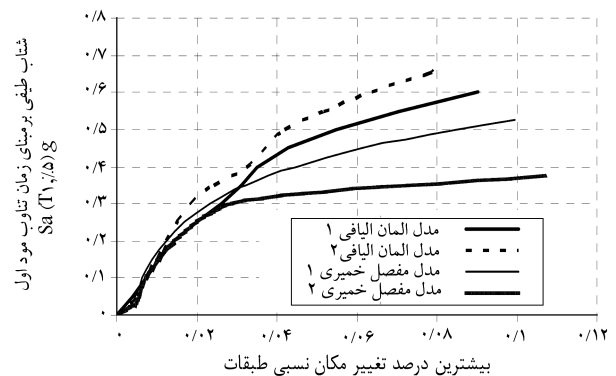
می‌شوند، به صورت محافظه‌کارانه برخورد شده است. با بررسی نتایج حاصل از مدل المان الیافی شماره ۱ (که اثرات لغزش آرماتور ساده در مدل‌سازی لحاظ شده است) و المان الیافی شماره ۲ می‌توان نتیجه گرفت که در تحلیل دینامیکی غیر خطی، در سازه با آرماتور ساده نسبت به سازه با آرماتور آج‌دار تغییر شکل‌های بزرگ‌تری به وجود می‌آید که در برخورد با این ساختمان‌ها باید به این موضوع توجه کرد.

۶. نتیجه‌گیری

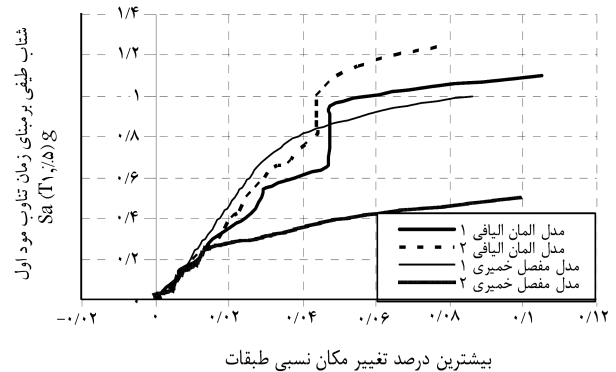
موضوع این تحقیق تلاش برای ارائه یک مدل تحلیلی برای ارزیابی رفتار لرزه‌بی ساختمان‌های بتن مسلح با آرماتور ساده بوده است. برای این منظور یک مدل المان الیافی اصلاح شده پیشنهاد شده است. در این مدل در طولی برابر ارتفاع مقطع تغییراتی در مشخصه‌های رفتار تنش - کرنش مصالح فولادی تحت کشش اعمال می‌شود. مشخصه‌های رفتار بتن و فولاد در سایر بخش‌های عضو و همچنین در بخش فشاری منحنی تنش - کرنش بدون تغییر باقی می‌مانند. به این ترتیب تلاش شده است تا تأثیرات لغزش آرماتور در رفتار عضو شبیه‌سازی شود. اندازه‌ی طولی از عضو که باید تغییرات یاد شده در رفتار فولاد کششی آن اعمال شود از طریق مقایسه‌ی نتایج مدل عددی و نتایج آزمایشگاهی مشخص شده است. همچنین برای بارهای تناوبی ضرایب استهلاک انرژی از طریق کالیبراسیون مدل عددی با نتایج آزمایشگاهی به دست آمده است.

صحت نتایج مدل عددی کالیبره شده با مقایسه‌ی آن‌ها با دسته‌ی دیگر از نتایج آزمایشگاهی بر روی اعضای بتن مسلح با آرماتور ساده کنترل شده است که در مجموع انطباق خوبی هم برای بارهای یک‌طرفه و هم برای بارهای تناوبی به دست آمده است.

مدل المان الیافی اصلاح شده در ارزیابی یک قاب بتن مسلح با آرماتور ساده به کار برده شده است و نتایج آن با مدل رایج مفصل خمیری هم در بارگذاری استاتیکی غیر خطی و هم در بارگذاری دینامیکی غیر خطی افزایشی مقایسه شده‌اند. نتایج به دست آمده حاکی از آن است که توصیه‌ی برخی محققین^[۳] - مبنی بر این که برای محاسبه‌ی مقاومت خمشی اعضای بتن مسلح با آرماتور ساده سطح مقطع آرماتورها به نصف کاهش داده شوند به نتایج کاملاً محافظه‌کارانه منجر می‌شود.



شکل ۲۹. منحنی ۵۰٪ تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی برای تغییر مکان نسبی حداکثر طبقات.



شکل ۳۰. منحنی ۱۶٪ تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی برای تغییر مکان نسبی حداکثر طبقات.

توجه به این که مقادیر پیشنهاد شده در مراجعی همچون راهنمای ۳۵۶ اتحادیه‌ی آژانس‌های مدیریت اضطرابی^[۱۴] برای پارامترهای مربوط به مدل مفصل خمیری متمرکز محافظه‌کارانه هستند - به عنوان مثال در مراجع ذی‌ربط مقدار پیشنهاد شده برای مقاومت باقی‌مانده در فاز تغییر شکل‌های بزرگ در مقاطع تیر و ستون برابر ۲۰ درصد مقاومت پیشینه است - می‌توان نتیجه گرفت که در مدل‌های مبتنی بر روش مفصل خمیری متمرکز که پارامترهای مدل‌سازی آن از مراجع یادشده استخراج

1. triangle
2. uniform
3. 1st mode

پانویس

منابع

1. Yalcin, C.; Kaya, O. and Sinangil, M. "Seismic retrofitting of R.C. column having plain rebars using CFRP sheets for improved strength and ductility", *Construction and Building Materials*, **22**, pp. 295-307 (2008).
2. Ozcan, O.; Binici, B. and Ozcebe, G. "Improving seismic performance of deficient reinforced concrete columns using carbon fiber-reinforced polymers", *Engineering Structures*, **30**, pp. 1632-1646 (2008).
3. NEHRP, *Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Building*, Federal Emergency Management Agency, Report 273 (1996).
4. Feldman, L.R. and Bartlett, F.M. "Bond strength variability in pullout specimens with plain reinforcement", *ACI Structural Journal*, **102**(6), pp. 860-867 (2005).
5. Chan, J. "Bond and slip of plain rebars in concrete", *Journal of Material in Civil Engineering*, **8**(4), pp. 208-211 (1996).
6. Fabbrocino, G.; Verderame, G.M. and Manfredi, G. "Experimental behaviour of anchored smooth rebars in old type reinforced concrete buildings", *Engineering Structures*, **27**, pp. 1575-1585 (2005).
7. Verderame, G.M.; Fabbrocino, G. and Manfredi, G. "Seismic response of R.C. columns with smooth reinforcement. Part I: Monotonic tests", *Engineering Structures*, **30**, pp. 2277-2288 (2008).
8. Verderame, G.M.; Fabbrocino, G. and Manfredi, G. "Seismic response of R.C. columns with smooth reinforcement. Part II: Cyclic tests", *Engineering Structures*, **30**, pp. 2289-2300 (2008).
9. Powell, G.H., Perform-3D CSI, User Manual and User Guide, Powell Inc (2000).
10. Hashem, M.M.; Mahin, S.A. and Moehle, J.P. "Performance of circular reinforced concrete bridge columns under bidirectional earthquake loading", University of California, Berkeley, PEER Report, 06 (2003).
11. Khan Mohammadi, M., *Displacement and Damage Index Criteria in Performance Based Seismic Design of R.C. Buildings*, PhD thesis, Tehran university (2006).
12. Monti, G. and Spacone, E. "Reinforced concrete fiber beam element with bond-slip", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **126**(6), pp. 654-661 (2000).
13. Mander, J.B.; Priestley, M.J.N. and Park, R. "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *ASCE Journal of Structural Engineering*, **114**(8), pp. 1804-1826 (1988).
14. NEHRP, *Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Building*, Federal Emergency Management Agency, Report 356 (2000).