

بررسی نبود قطعیت‌های مؤثر در رفتار قاب‌های بتن مسلح*

محمدعلی انشکانی^(۱) مسعود سلطانی‌محمدی^(۲) علی‌اکبر آفاکوچک^(۳)

چکیده با توجه به رویکردهای جدید مهندسی زلزله در زمینه طراحی بر مبنای عملکرد، برآورد دقیق رفتار سازه‌ها بیش از پیش اهمیت پیدا کرده است. این امر نیازمند شناخت دقیق عامل‌های وابسته به رفتار سازه و به‌کارگیری روش‌های مناسب برای وارد کردن اثرهای پراکندگی این عامل‌ها در پاسخ مورد نظر می‌باشد. در این پژوهش اثر پراکندگی نبود قطعیت‌های موجود در عامل‌های مهم و وابسته به رفتار قاب بتن مسلح مورد بررسی قرار می‌گیرد. برای این منظور با استفاده از روش تحلیل حساسیت نمودار تورنادو و روش تقریبی مرتبه اول لنگر دوم، عامل‌های مهم در حالت‌های مختلف رفتار سازه شناسایی شده و با استفاده از روش تقریبی مرتبه اول لنگر دوم و شبیه‌سازی مونت‌کارلو اثرهای نبود قطعیت‌ها بر روی پاسخ انتخابی با یکدیگر ترکیب و نتیجه‌ها حاصله با یکدیگر مقایسه شده‌اند. نتیجه‌ها بیانگر دقت قابل قبول روش تقریبی مرتبه اول لنگر دوم برای ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌ها بر روی پاسخ مورد نظر و کارآمدی این روش برای طبقه‌بندی نبود قطعیت‌ها می‌باشد.

واژه‌های کلیدی نبود قطعیت، قاب بتن مسلح، نمودار تورنادو، روش تقریبی مرتبه اول لنگر دوم، شبیه‌سازی مونت کارلو.

Evaluation of Effective Uncertainty in the Behavior of Reinforced Concrete Frames

M. A. Aneshkani M. Soltani Mohammadi A. A. Aghakouchak

Abstract With respect to the new aspects of earthquake engineering in the area of performance based design, accurate estimation of structural response becomes more important. This requires precise recognizing of relevant parameters in the behavior of structures and using proper methods for applying the effects of distribution of these parameters in the desired response. In this study the effect of distribution of existing uncertainties on the important parameters corresponds to the behavior of reinforced concrete frames is studied. For this purpose by using sensitivity analysis of tornadodiagram and first-order second-moment approximation method, the important parameters in different behavior states of structure are recognized and by using first-order second-moment approximation method and Monte Carlo simulation, the effects of uncertainties in the selected response are combined together and results of these two methods are compared. The results indicate acceptable accuracy of first-order second-moment approximation method for combining the effects of uncertainties on the desired response and efficacy of this method for classification of uncertainties.

Key Words Uncertainty, RC Frame, Tornado Diagram, First-Order Second-Moment Approximation Method, Monte Carlo Simulation.

*نسخه‌ی اول مقاله در تاریخ ۱۳۸۹/۴/۱۴ و نسخه‌ی نهایی آن در تاریخ ۱۳۹۰/۱۲/۴ به دفتر نشریه رسیده است.

(۱) دانش آموخته کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه تربیت مدرس

(۲) نویسنده ی مسئول، دانشیار گروه مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

(۳) استاد گروه سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

مقدمه

به صورت تقریبی همه عامل‌های مورد نیاز برای طراحی و ارزیابی سازه‌های بتن مسلح، قطعیت ندارند. این نبود قطعیت‌ها را می‌توان از نظر ذاتی به دو گروه طبقه‌بندی کرد [۱]. نبود قطعیتی که به طور تصادفی در طبیعت فیزیکی پدیده‌های غیر قابل پیش‌بینی، که در آینده روی خواهد داد، با نام نبود قطعیت تصادفی (Aleatory Uncertainty) شناخته می‌شود، مانند طبیعت تصادفی زمین‌لرزه‌ها. همچنین، نبود قطعیتی که در عامل‌های ناشناخته و یا در حد کمی شناخته شده مشاهده می‌شود، با نام نبود قطعیت مسلم (Epistemic Uncertainty) مشخص می‌شود. در واقع نبود قطعیت مسلم از کمبود شناخت نسبت به آن عامل ناشی می‌شود، مانند ویژگی‌های مصالح، جرم و میرایی سازه. صرف‌نظر از نوع، این نبود قطعیت‌ها باعث نبود قطعیت در محاسبه واکنش سازه می‌شوند. به همین علت ارزیابی صحیح عملکرد سازه، نیازمند شناخت اثرهای نبود قطعیت‌های وابسته و استفاده از روش‌های آماری و احتمالاتی برای طبقه‌بندی، بیان و ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌های مهم است.

در این پژوهش با توجه به گستردگی نبود قطعیت‌های وابسته به رفتار قاب‌های بتن مسلح، ابتدا به سرچشمه‌های مهم نبود قطعیت مسلم اشاره می‌شود. سپس، روش‌های آماری برای طبقه‌بندی و ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌ها ارائه می‌شود. در ادامه، به روش‌های وارد کردن نبود قطعیت‌ها در الگوهای اجزای محدود پرداخته می‌شود. در نهایت با انتخاب سازه‌ای مناسب و انجام تحلیل، با استفاده از تحلیل نمودار تورنادو و روش تقریبی مرتبه اول لنگر دوم، تاثیر عامل‌های انتخابی بر روی پاسخ مورد نظر بررسی و نتیجه‌های دو روش با یکدیگر مقایسه می‌شوند. به‌گونه‌ای که بتوان با استفاده از هر دو روش اثرهای نبود قطعیت‌ها را بر روی پاسخ به‌راحتی مشاهده و عامل‌های مهم و تاثیرگذار را انتخاب کرد. همچنین با استفاده از روش تقریبی مرتبه اول لنگر دوم و روش دقیق شبیه‌سازی مونت کارلو، اثر پراکندگی عامل‌های انتخابی بر روی پاسخ مورد نظر با یکدیگر ترکیب و نتیجه‌های دو روش با یکدیگر مقایسه می‌شوند.

در این بخش هدف از مقایسه نتیجه‌های یک روش تقریبی با یک روش دقیق‌مشخص شدن اختلاف نتیجه‌های دو روش می‌باشد، به‌گونه‌ای که در نهایت بتوان با استناد به این نتیجه‌ها فوق و بیان کاستی‌ها و برتری‌های هر دو روش، دریافت مناسبی از مناسب‌ترین روش ارائه کرد.

شناخت نبود قطعیت‌های مسلم و طبقه‌بندی

سرچشمه‌های مهم آن

این گونه از نبود قطعیت ناشی از تفاوت در تعریف فرض‌های الگوسازی، عامل‌های ناشناخته یا در حد کمی شناخته شده و یا برون‌یابی در خارج از محدوده اطلاعات مشاهده شده می‌باشد. با افزایش اطلاعات و آمار ثبت شده می‌توان اثر این گونه از نبود قطعیت را کاهش داد، ولی این افزایش اطلاعات اثری بر کاهش نبود قطعیت تصادفی نخواهد داشت [۱]. در ادامه به سرچشمه‌های مهم نبود قطعیت‌های مسلم، مؤثر در رفتار قاب‌های بتن مسلح اشاره می‌شود.

نبود قطعیت در ویژگی‌های بتن

مقاومت فشاری، مقاومت کششی و ضریب کشسانی از مهمترین ویژگی‌های بتن هستند که بیشتر در طراحی سازه‌های بتنی مورد نیاز می‌باشند. ویژگی‌های بتن در هنگام اجرا ممکن است با ویژگی‌های استفاده شده در طراحی فرق داشته باشد و نیز امکان دارد این ویژگی‌ها در کل سازه یکنواخت نباشد. نبود قطعیت‌های وابسته به ویژگی‌های بتن می‌تواند ناشی از پراکندگی در کیفیت مصالح، نبود همگونی و یکنواختی در مرحله جادادن بتن در قالب، تغییرات در مرحله مخلوط کردن، پراکندگی در روش‌های عمل آوری بتن و... باشد. با ساخت شمار کافی از نمونه‌های مکعبی یا استوانه‌ای و بررسی نتیجه‌های حاصل از آزمایش آن‌ها می‌توان مقدار میانگین و انحراف استاندارد هر یک از ویژگی‌های بتن را برای هر مجموعه از آزمایش‌ها به‌دست آورد.

در مورد نبود قطعیت ویژگی‌های بتن، می‌توان به مطالعات میرزا و هاتزینیکولاس اشاره کرد [2]. برای

نمونه، ایشان توزیع احتمالاتی مقاومت فشاری بتن را از نوع نرمال پیشنهاد داده اند. میانگین این توزیع با استفاده از رابطه (۱) محاسبه می شود.

$$\bar{f}'_c = 0.675f'_c + 77.336 \leq 1.15f'_c \quad \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \quad (1)$$

در این رابطه f'_c مقاومت فشاری طراحی و \bar{f}'_c میانگین مقاومت فشاری اجرائی می باشد. بر مبنای آزمایش ها، ایشان ضریب تغییرات ۱۰٪، ۱۵٪ و ۲۰٪ را برای کنترل کیفیت خیلی خوب، متوسط و ضعیف برای مقاومت فشاری کمتر از $280 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$ پیشنهاد و مقدارهای انحراف استاندارد $28,42,56 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$ را برای کنترل کیفیت خوب، متوسط و ضعیف برای مقاومت فشاری بالاتر از $280 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$ پیشنهاد کرده اند. همچنین، ایشان برای ضریب کشسانی، توزیع نرمال با میانگین محاسباتی پیشنهاد داده اند و بیان می دارند، همبستگی قوی میان مقاومت فشاری و ضریب کشسانی بتن با ضریبی در بازه ۰/۸۸ تا ۰/۹۱ وجود دارد.

$$\bar{E}_c = 16015 \sqrt{f'_c} \quad \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \quad (2)$$

افزون بر مطالعات میرزا، می توان به مطالعات کاپوس و چریسانتوپولوس درباره نبود قطعیت در عامل انعطاف پذیری عضوهای سازه ای بتنی اشاره کرد [3]. ایشان ضریب تغییراتی در بازه (۳۶٪-۳۲٪) برای کرنش نهائی، بتن محصور نشده ارائه داده اند. (در این حالت کرنش نهائی، کرنشی است که از مقاومتی برابر با ۸۵٪ مقاومت فشاری بتن محصور نشده، حاصل می شود). همچنین رانگانانان مطالعاتی را بر روی ویژگی های مختلف بتن انجام داده است [4]. ایشان نتیجه های آماری مطالعات خود بر روی ویژگی های مختلف بتن در مکان های مختلف هند را با نمودارهای میله ای ارائه کرده است.

نمود قطعیت در مورد ویژگی های میلگردهای فولادی

مقاومت تسلیم و ضریب کشسانی دو ویژگی اصلی فولاد می باشند، که در طراحی سازه های بتنی مورد استفاده قرار می گیرند. تغییرات بیان شده در این ویژگی ها در معمول از

دو بخش سرچشمه می گیرد. اولین بخش وابسته به ویژگی های میلگرد می باشد، مانند تغییر در مقاومت ماده اولیه و مساحت مقطع. ولی دومین بخش به تغییرات شرایط آزمایشگاهی برای محاسبه ویژگی های فولاد وابسته است، مانند نرخ بارگذاری در هنگام آزمایش و اثر کرنش تعریف شده در هنگام تسلیم. توزیع های احتمالاتی و بیان های آماری مختلفی برای بیان ویژگی های میلگردهای فولادی پیشنهاد شده است. از جمله می توان به مطالعات میرزا و مک گرگور اشاره کرد [5]. ایشان از ویژگی های میلگردهای فولادی به مقاومت تسلیم، ضریب کشسانی و میلگرد Grade 40 میانگین $3430 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$ و ضریب تغییرات ۱۰٪/۷ و برای Grade 60 میانگین $4990 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$ و ضریب تغییرات ۹٪/۳ را با توزیع لگ نرمال برای مقاومت تسلیم پیشنهاد می دهد و بیان می دارد، مقاومت نهائی میلگردهای فولادی با ضریب ۱/۵۵۵ با مقاومت تسلیم وابسته است و این در حالی است که، ضریب تغییرات آن تغییری نمی کند. برای نمونه برای میلگرد Grade 60 میانگین مقاومت تسلیم برابر با $7733 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$ و ضریب تغییرات ۹٪/۳ پیشنهاد می شود. علاوه بر مقاومت تسلیم و مقاومت نهائی میرزا برای ضریب کشسانی میلگردهای فولادی Grade 40, 60 توزیع نرمال با میانگین $2050000 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$ و ضریب تغییرات ۳٪/۳ را ارائه می کند.

همچنین در مورد ویژگی های میلگردهای فولادی می توان به توزیع های نرمالی که از طرف JCSS [6] برای مقاومت تسلیم، مقاومت نهائی و ضریب کشسانی ارائه شده است، اشاره کرد. برای نمونه همانند مطالعات میرزا، مقاومت نهائی را ۵۰٪ بیشتر از مقاومت تسلیم و ضریب تغییرات آن را ۹٪ ارائه می کند. علاوه بر این، ضریب های همبستگی میان کرنش نهائی و مقاومت تسلیم را برابر با ۵۰٪- و میان کرنش نهائی و مقاومت نهائی را با برابر با ۵۵٪- پیشنهاد می کند.

از طرفی میرزا و شاربک برای کرنش نهائی میلگردهای فولادی، توزیع نرمالی با میانگین ۱۵٪ و ضریب تغییرات ۲۰٪ پیشنهاد داده است [7].

نمونه، ایشان توزیع احتمالاتی مقاومت فشاری بتن را از نوع نرمال پیشنهاد داده اند. میانگین این توزیع با استفاده از رابطه (۱) محاسبه می شود.

$$\bar{f}'_c = 0.675f'_c + 77.336 \leq 1.15f'_c \quad \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \quad (1)$$

در این رابطه f'_c مقاومت فشاری طراحی و \bar{f}'_c میانگین مقاومت فشاری اجرائی می باشد. بر مبنای آزمایش ها، ایشان ضریب تغییرات ۱۰٪، ۱۵٪ و ۲۰٪ را برای کنترل کیفیت خیلی خوب، متوسط و ضعیف برای مقاومت فشاری کمتر از $280 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$ پیشنهاد و مقدارهای انحراف استاندارد $28,42,56 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$ را برای کنترل کیفیت خوب، متوسط و ضعیف برای مقاومت فشاری بالاتر از $280 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$ پیشنهاد کرده اند. همچنین، ایشان برای ضریب کشسانی، توزیع نرمال با میانگین محاسباتی پیشنهاد داده اند و بیان می دارند، همبستگی قوی میان مقاومت فشاری و ضریب کشسانی بتن با ضریبی در بازه ۰/۸۸ تا ۰/۹۱ وجود دارد.

$$\bar{E}_c = 16015 \sqrt{f'_c} \quad \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \quad (2)$$

افزون بر مطالعات میرزا، می توان به مطالعات کاپوس و چریسانتوپولوس درباره نبود قطعیت در عامل انعطاف پذیری عضوهای سازه ای بتنی اشاره کرد [3]. ایشان ضریب تغییراتی در بازه (۳۶٪-۳۲٪) برای کرنش نهائی، بتن محصور نشده ارائه داده اند. (در این حالت کرنش نهائی، کرنشی است که از مقاومتی برابر با ۸۵٪ مقاومت فشاری بتن محصور نشده، حاصل می شود). همچنین رانگانانان مطالعاتی را بر روی ویژگی های مختلف بتن انجام داده است [4]. ایشان نتیجه های آماری مطالعات خود بر روی ویژگی های مختلف بتن در مکان های مختلف هند را با نمودارهای میله ای ارائه کرده است.

نمود قطعیت در مورد ویژگی های میلگردهای فولادی

مقاومت تسلیم و ضریب کشسانی دو ویژگی اصلی فولاد می باشند، که در طراحی سازه های بتنی مورد استفاده قرار می گیرند. تغییرات بیان شده در این ویژگی ها در معمول از

آزمایشگاهی کامل شد [10]. ایشان تقریب مناسب برای ضریب تغییرات درصد میرائی درحالتی که میانگین درصد میرائی در بازه (۱۱٪-۱۱٪) قرار دارد را، در بازه (۴۰٪-۳۰٪) پیشنهاد داده‌اند.

روش‌های آماری برای بیان، طبقه‌بندی و ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌های مسلح

با توجه به اهمیت بررسی تاثیر نبود قطعیت‌ها بر روی رفتار سازه‌های بتن مسلح، استفاده از روش‌های آماری برای طبقه‌بندی و درک صحیح‌تر تاثیر نبود قطعیت‌ها و ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌ها با یکدیگر، بیش از پیش اهمیت پیدا می‌کند. در ادامه به این روش‌ها به طور مختصر اشاره می‌شود.

تحلیل نمودار تورنادو

نمودار تورنادو شامل شماری میله افقی (Swing) می‌باشد، که هرکدام از این میله‌ها برای یک متغیر تصادفی استفاده شده و بیان‌گر تغییر در تابع خروجی به علت تغییرات در متغیرهای تصادفی وابسته می‌باشد. بنابراین متغیری که بیشترین تاثیر را نسبت به متغیرهای دیگر بر پاسخ بگذارد، دارای بیشترین طول می‌باشد [11]. برای ارزیابی حساسیت، ابتدا برای هر متغیر تصادفی دو مقدار حدی بالا و پائین از توزیع احتمالاتی متغیر وابسته انتخاب شده و دیگر متغیرها در میانگین مقدارشان ثابت در نظر گرفته می‌شوند. سپس برای هر متغیر تصادفی تابع معین خروجی با در نظر گرفتن دو مقدار حدی متغیر ورودی ارزیابی می‌شود. این فرآیند برای همه متغیرها تکرار می‌شود. در نهایت برای هر کدام از متغیرها دو مقدار حدی خروجی به دست می‌آید. فاصله این دو مقدار حدی طول میله‌ها را تشکیل می‌دهند. سپس این میله‌ها به ترتیب نزولی مرتب شده و نموداری شبیه تورنادو تولید می‌شود. در این روش برای کرانه‌های حدی بالا صدک ۹۰ام و برای کرانه حدی پائین صدک ۱۰ام پیشنهاد شده است. نمایی از فرآیند گسترش نمودار تورنادو در شکل (۱) نشان داده شده است. از این روش برای طبقه‌بندی نبود قطعیت‌ها استفاده می‌شود.

نبود قطعیت هندسی

ابعاد عضوهای بتن مسلح در هنگام اجرا ممکن است، همان ابعاد تعیین شده در نقشه‌های اجرایی نباشند. این تغییرات ناشی از اشتباهات اجرایی، نبود نظارت در هنگام اجرا و... می‌باشد. میرزا و مک گرگور درباره تغییرات هندسی عضوهای سازه‌ای بتن مسلح، مانند ابعاد سطح مقطع تیرها و ستون‌ها، موقعیت قرارگیری آرماتورها و... مطالعاتی انجام داده‌اند [8]. ایشان برای محل قرارگیری میلگردهای طولی در عضوها، بررسی‌هایی بر روی ۲۳۲ ستون در ۱۲ ساختمان بتنی در ابعاد و طبقات مختلف، در شهر تورنتو انجام داده‌اند. ایشان در زمینه تغییرات ابعاد هندسی توزیع احتمالاتی نرمالی ارائه دادند، که نبود قطعیت در ابعاد هندسی را با تغییرات ضخامت بتن پوششی وابسته می‌کند. این توزیع با انحراف استاندارد (cm) 0.42 به قرار زیر است.

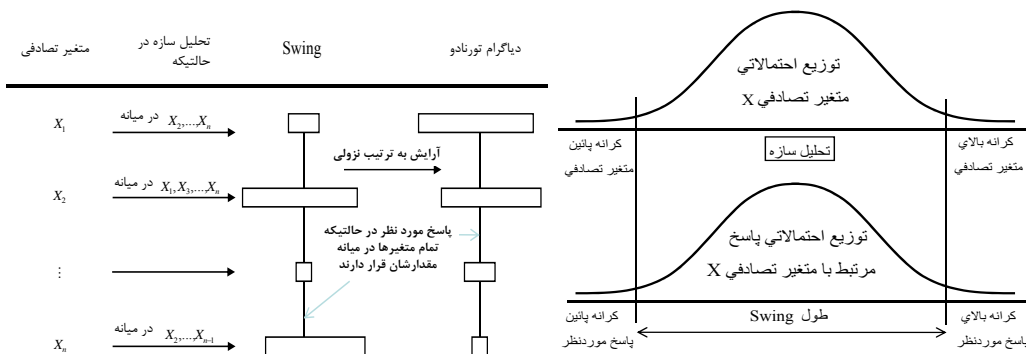
$$\bar{t} = t_{sp} + 0.635 + 0.004h \quad \text{cm} \quad (3)$$

در رابطه (۳) \bar{t} میانگین ضخامت بتن پوششی و t_{sp} ضخامت بتن پوششی اسمی و h بزرگترین وجه سطح مقطع ستون است.

نبود قطعیت در فرض‌های الگوسازی

این گونه نبود قطعیت، گستردگی فراوانی دارد. مانند کمیت‌های جرم، میرائی، فرض‌های الگوسازی و... که در بیشتر موارد هر کدام از این نبود قطعیت‌ها به چند عامل دیگر بستگی دارند، مانند کمیت جرم سازه در تحلیل‌های دینامیکی که به مصالح استفاده شده در سازه، ابعاد سازه، موقعیت عضوهای غیر سازه‌ای، الگوهای عددی استفاده شده برای الگورکدن سازه و... بستگی دارد. در این زمینه نیز مطالعات مختلفی صورت گرفته است. برای نمونه، الینگوود و کالامبوس برای بار مرده توزیع نرمالی برابر با میانگین بار مرده اسمی و ضریب تغییرات ۱۰٪ ارائه داده است [9].

همانند جرم سازه، بحث‌های گسترده‌ای برای بیان نبود قطعیت درصد میرائی ارائه شده است. در این باره می‌توان به مطالعات پورتر اشاره کرد. خلاصه‌ای از مطالعات پورتر بوسیله تاآکو به کمک مطالعات



شکل ۱ فرآیند گسترش نمودار تورنادو

$$\mu_Y \approx g(\mu_x) \quad (6)$$

حال دومین لنگر از تابع Y ، مانند واریانس، به صورت رابطه (۷) نشان داده می شود.

$$\sigma_y^2 = E[g^2(x)] - \mu_y^2 \quad (7)$$

برای حالت ویژه $x_0 = \mu_x$ رابطه (۷) را می توان به صورت رابطه (۸) ساده سازی کرد.

$$\sigma_y^2 \approx \left(\frac{dg}{dx}\right)_0^2 \sigma_x^2 \quad (8)$$

تقریب هایی که در محاسبه این رابطه ها به کار رفته است، به نام روش تقریب مرتبه اول، لنگر دوم شناخته می شود. حال اگر تابع Y به بیش از یک متغیر وابسته باشد، تقریب مرتبه اول لنگر دوم تابع چند متغیره با بسط این رابطه ها فوق به صورت رابطه های (۹) و (۱۰) نمایش داده می شود.

$$\mu_Y = \mu_{Y_1} \approx g(\mu_1, \mu_2, \dots, \mu_n) \quad (9)$$

$$\sigma_{y_1}^2 = \nabla^T g(x) VC[X] \nabla g(x) \quad (10)$$

در رابطه (۱۰) $\nabla g(x) = \left[\frac{\partial g}{\partial x_1}, \frac{\partial g}{\partial x_2}, \dots, \frac{\partial g}{\partial x_n} \right]^T$ ماتریس گرادیان و $VC[X]$ ماتریس واریانس-کواریانس

روش تقریب مرتبه اول، لنگر دوم

روش مرتبه اول لنگر دوم (First Order Second Moment Method) تحلیل تقریبی برای محاسبه میانگین و انحراف استاندارد یک تابع چند متغیره است. از این روش برای طبقه بندی نبود قطعیتها و ترکیب اثرهای آن بر روی پاسخ مورد نظر استفاده می شود [12]. برای بررسی این روش تابع $Y=g(x)$ با متغیر تصادفی x که دارای میانگین μ_x و واریانس σ_x^2 است در نظر گرفته می شود. مشروط بر اینکه مشتق های تابع در همه نقطه ها وجود داشته باشند، اولین مرتبه تخمین تابع بوسیله بسط سری تیلور در نقطه x_0 بصورت رابطه (۴) می باشد.

$$Y \approx g_0 + \left(\frac{dg}{dx}\right)_0 (x - x_0) \quad (4)$$

در رابطه (۴) $\left(\frac{dg}{dx}\right)_0$ بیانگر تغییرات تابع به ازای x_0 می باشد. حال می توان اولین لنگر تابع Y ، مانند میانگین، را به صورت رابطه (۵) نشان داد.

$$\mu_Y = E[g(x)] \approx g_0 + \left(\frac{dg}{dx}\right)_0 (\mu_x - x_0) \quad (5)$$

در این رابطه فوق $E[g(x)]$ بیانگر امید ریاضی تابع می باشد. رابطه (۵) برای حالت ویژه ای که $x_0 = \mu_x$ باشد، به صورت رابطه (۶) ساده می شود.

یکدیگر جدا کرد. بطور کلی دو روش جداگانه و یک روش ترکیبی برای در نظر گرفتن پراکندگی نبود قطعیت‌ها در الگوهای اجزای محدود وجود دارد. در روش اول که از رابطه‌سازی مومسانی متمرکز برای بیان رفتار غیرخطی اعضا استفاده می‌شود، با استفاده از تعریف پراکندگی رفتار غیرخطی اعضا در عامل‌های الگوی رفتاری مفصل مومسانی، می‌توان اثرهای نبود قطعیت‌ها را در الگوهای اجزای محدود اعمال کرد. در این روش ابتدا باید با استفاده از مطالعات عددی و شبیه‌سازی آزمایشگاهی اثرات پراکندگی ویژگی‌های مصالح را به پراکندگی عامل‌های مفصل‌های مومسانی اعضا تعمیم داد و یا از مطالعات موجود استفاده کرد.

در روش دوم از رابطه‌سازی مومسانی گسترده برای بیان رفتار غیرخطی اعضا استفاده می‌شود. در این حالت می‌توان پراکندگی ویژگی‌های مصالح را درون سطح مقطع و در طول ارتفاع عضو در الگوهای اجزای محدود وارد کرد. این روش، روش مستقیم و دقیق برای وارد کردن پراکندگی ویژگی‌های مصالح در الگوهای اجزای محدود می‌باشد. زمان‌بر بودن تحلیل‌های این روش، به‌ویژه برای سازه‌های قابی حجیم از عیب‌های این روش می‌باشد. برای جلوگیری از هدر رفتن وقت و صرف هزینه‌ها مسلم و لی روشی ترکیبی را پیشنهاد داده اند [14]. در این روش برای وارد کردن اثرهای نبود قطعیت‌ها در الگوهای اجزای محدود در سطح سامانه‌های سازه‌ای، ابتدا سامانه سازه‌ای به شماری عضو هم نوع تقسیم می‌شود. این تقسیم‌بندی با استفاده از تحلیل کشسان خطی یعنی تعریف‌های معمول تیر و ستون مانند طول تیرها و ستون‌ها، در نظر گرفتن شرایط مرزی نیروئی و جابجائی و... صورت می‌گیرد. نمایی از این فرآیند برای قاب انتخابی در شکل (۲) نشان داده شده است.

تابع $Y=g(x)$ می‌باشند. در صورتی که متغیرها به یکدیگر وابسته نباشند، ماتریس واریانس-کواریانس قطری و مقادیرهای عناصر قطری واریانس هر کدام از متغیرها می‌باشد. همچنین برای عناصر ماتریس گرادیان رابطه (۱۱) برقرار است:

$$\frac{\partial g}{\partial x_i} = \frac{g(\mu_i + \Delta x_i) - g(\mu_i - \Delta x_i)}{2\Delta x_i}, i=1,2,\dots,n \quad (11)$$

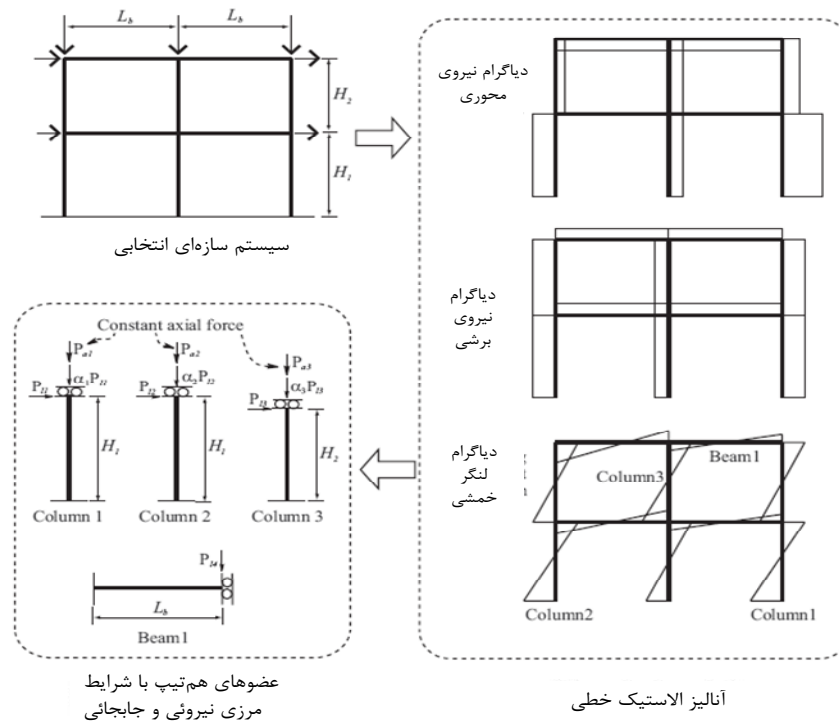
در ادامه از این روش با نام روش تقریبی یاد می‌شود. از این روش برای طبقه‌بندی و ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌ها استفاده می‌شود.

شبیه‌سازی مونت کارلو

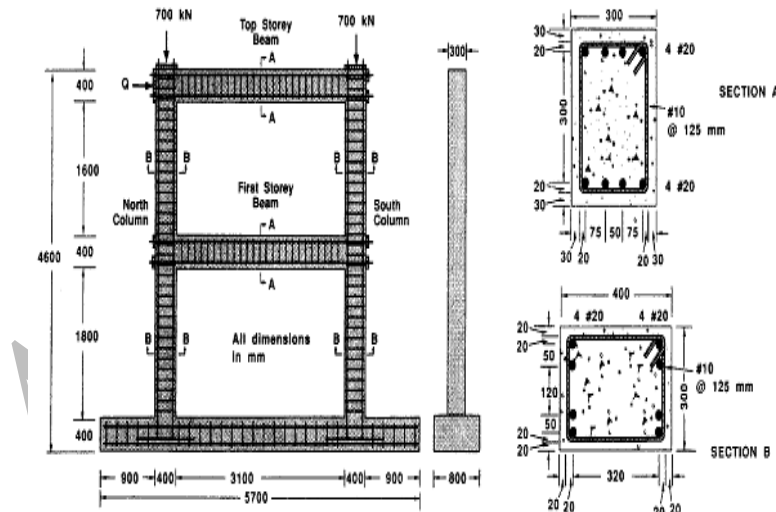
روش‌های مونت کارلو دسته‌ای از الگوریتم‌های محاسباتی هستند، که بر اساس تکرار تصادفی نمونه برداری، برای محاسبه نتیجه‌ها استوار می‌باشند [12]. از این الگوریتم‌ها در معمول، زمانی استفاده می‌شود که امکان محاسبه نتیجه دقیق یک مسأله با یک الگوریتم قطعی، به علت تصادفی بودن مقادیرهای ورودی آن وجود نداشته باشد. به‌طور خلاصه الگوریتم غالب روش‌های مونت کارلو را می‌توان به این گونه بیان کرد. گام اول، تعریف دامنه ورودی. گام دوم، تولید نمونه‌های تصادفی از دامنه و اجرای عملیات قطعی بر روی آنها. گام سوم، جمع‌بندی نتیجه‌های حاصل از تک تک محاسبات در نتیجه نهائی. در نهایت پس از پایان فرآیند شبیه‌سازی مونت کارلو، برای بررسی دقت نتیجه‌ها شبیه‌سازی، بر روی نتیجه‌ها آزمون همگرایی صورت می‌گیرد.

روش‌های وارد کردن نبود قطعیت‌ها در الگوهای اجزای محدود

مطالعات موجود در زمینه روش‌های وارد کردن اثرهای نبود قطعیت‌های مسلم در الگوهای اجزای محدود را می‌توان با چگونگی بیان و گسترش نبود قطعیت‌ها و چگونگی انتخاب آن‌ها در الگوهای اجزای محدود از



شکل ۲ فرآیند تحلیل کشسان خطی برای دسته‌بندی اعضا

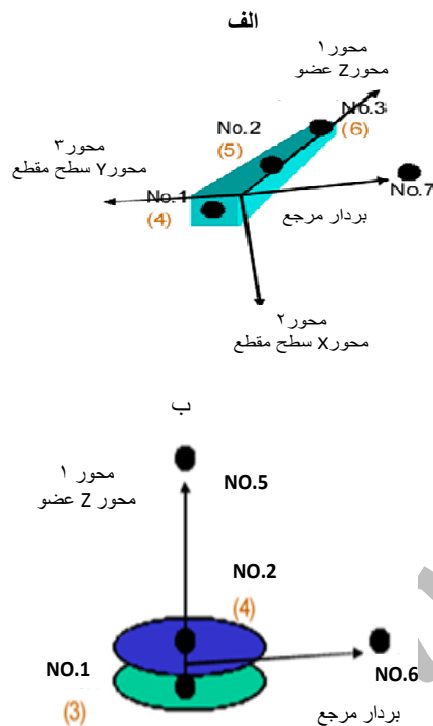


شکل ۳ ویژگی‌های قاب VE با شرایط بارگذاری

به عنوان پاسخ در می‌آید. پس از این فرآیند الگوی رفتاری احتمالاتی مفصل‌های مومسانی عضوهای هم‌نوع در می‌آید. سپس با الگوکردن سامانه سازه‌ای با استفاده از رابطه‌سازی مومسانی متمرکز، برای بیان رفتار غیرخطی عضوهای از الگوهای رفتاری احتمالاتی عضوهای هم‌نوع

پس از دسته‌بندی عضوها، اثرهای پراکندگی ویژگی‌های مصالح، با مدل‌کردن عضوهای هم‌نوع با شرایط رابطه‌سازی مومسانی گسترده در الگوهای اجزای محدود وارد و پراکندگی عامل‌های الگوهای رفتاری مفصل‌های مومسانی عضوهای پلاستیک عضوهای هم‌نوع

(۳) جزئیات گره‌های جزء تماسی نمایش داده شده است. همچنین، تاثیر محصورشدگی خاموت‌های مصرفی به طور مستقیم که از ویژگی‌های خاص این نرم افزار می‌باشد، بر مبنای مطالعات قریبی و سلطانی‌محمدی [۱۸] با تعریف نرخ حجمی آرماتورهای عرضی به حجم کل جزء و عبارت S/D ، S فاصل بین دو ساق خاموت‌ها و D طول سطح مقطع عضو در نرم افزار منظور شده است.



شکل ۴ نمایش درجه‌های آزادی انتقالی و دورانی (الف) جزء الیافی، (ب) جزء تماسی

در ادامه قاب VE با استفاده از نرم‌افزار COM3 الگو می‌شود. برای الگوسازی هر یک از ستون‌ها از ۲ جزء الیافی به طول یک متر و برای تیرها از سه جزء یک متری و یک جزء نیم متری استفاده شده است. با توجه به شرایط بارگذاری موجود در شکل (۳)، ابتدا نیروهای ثقلی و سپس جابجائی به طبقه دوم قاب وارد می‌شود. نمودار نیروی برشی و جابجائی در مقایسه با تیرهای آزمایشگاهی در شکل (۵) ارائه شده است، که نشان از دقت نرم افزار و الگوسازی صورت گرفته دارد.

حاصله استفاده می‌شود. به این صورت حجم محاسبات کاهش می‌یابد.

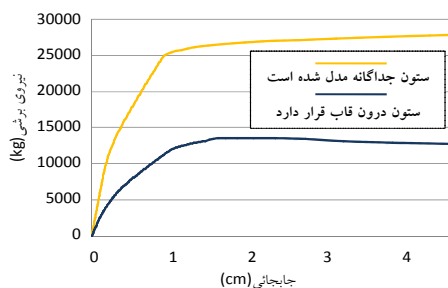
طبقه‌بندی نبود قطعیت‌های مهم

برای گسترش مطالعات قابی با نام VE از مطالعات وکیو و امرا انتخاب می‌شود [15]. ویژگی‌ها و شرایط بارگذاری قاب در شکل (۳) نشان داده شده است.

مسلم ولی نیز از این قاب برای بررسی اثرهای نبود قطعیت‌ها بر روی عامل‌های مورد نیاز مهندسی استفاده کرده‌اند. برای الگوسازی قاب از نرم‌افزار COM3 توسعه یافته در آزمایشگاه بتن دانشگاه توکیو استفاده می‌شود [16]. در این نرم افزار انواع عضوهای قابی بتن مسلح، با استفاده از جزئی با مقطع الیافی با امکان وارد کردن اثرهای برش بر رفتار پسماند جزء الگو می‌شوند [17]. بر خلاف جزء های BEAM موجود در نرم افزارهای رایج، این جزء دارای هفت گره می‌باشد. گره‌های ۱، ۲، ۳ برای بیان درجه‌های آزادی انتقالی، گره‌های ۴، ۵، ۶ برای بیان درجه‌های آزادی دورانی و گره ۷ برای بیان محور محلی و جهت‌گیری جزء مورد استفاده قرار می‌گیرند. که می‌توان با استفاده از این هفت گره موقعیت هندسی جزء و وابستگی بین محور محلی و کلی را مشخص ساخت. لازم به ذکر است، گره‌های ۱، ۲، ۳ با گره‌های ۴، ۵، ۶ دارای مختصات یکسان می‌باشند. بدین گونه که گره‌های ۱ و ۴ در ابتدای جزء، گره‌های ۲ و ۵ در وسط جزء و گره‌های ۳ و ۶ در انتهای جزء قرار می‌گیرند. در شکل (۴-الف) درجه‌های آزادی انتقالی و دورانی این جزء ارائه شده است.

برای الگوسازی عضوها مقطع‌های عضوها به شماری سلول تقسیم شده و با توجه به موقعیت سلول‌ها مقدار میلگرد آن و ویژگی‌های مصالح مصرفی تعریف می‌شوند. در محل اتصال ستون به شالوده و برای وارد کردن اثرهای جدا شدگی و لغزش در محل اتصال از جزء تماسی استفاده شده است. این جزء بدون بعد و دارای شش گره می‌باشد. گره ۱ و ۲ انتقالی و گره ۳ و ۴ دورانی. گره پنجم امتداد باز شدگی جزء و گره ششم برای بیان محور محلی جزء مورد استفاده قرار می‌گیرد. در شکل

تسلیم فولاد وابسته است. بنابراین نمی توان به صورت معین طول مفصل مومسانی را مشخص کرد.



شکل ۶ نمودار نیروی برشی - جابجائی ستون فشاری طبقه اول قاب VE

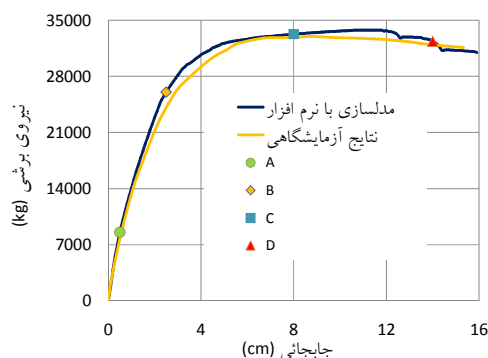
جدول ۱ طول مفصل مومسانی ستون از رابطه های مختلف

طول مفصل مومسانی (cm)	نمونه ای از رابطه های بیانگر طول مفصل مومسانی
۲۷/۷	[19] پریستلی و پارک $L_p=0.08L+6d_b$
۳۴/۰۲	[20] پانلی و پریستلی $L_p=0.08L+0.22(d_b \cdot F_y)$
۲۵	[۱۴] لی و مسلم $L_p=(L/8)$

با توجه به مطلب های اشاره شده، مشاهده شد روش پیشنهادی مسلم از دقت قابل قبولی برخوردار نیست. بنابراین برای گسترش مطالعات از جزء های با سطح مقطع الیافی و رابطه سازی مومسانی گسترده برای بیان رفتار غیرخطی عضوها استفاده می شود.

برای طبقه بندی نبود قطعیت های مهم و مقایسه روش های موجود، مجموعه عامل های جدول (۲) به عنوان عامل های مهم وابسته به رفتار قاب های بتنی انتخاب شده است. بازه تغییرات این عامل ها از مطالعات اشاره شده در بخش ۲ درآمده اند. (مقدار میانگین عامل های موجود در جدول برای الگوسازی قاب VE در شکل (۴-ب) به کار رفته است).

با توجه به وارد کردن جابجائی به سازه، مقدار تغییرات نیروی برشی در هر دو تکیه گاه، در گام های جابجائی ۰.۵، ۲.۵، ۵، ۸، ۱۴ سانتیمتر ملاک تحلیل حساسیت قرار می گیرند. این نقطه ها بر روی شکل (۴-ب) با نمادهای A, B, C, D مشخص شده اند. (با توجه به جهت وارد کردن جابجائی، ستون سمت چپ طبقه اول در

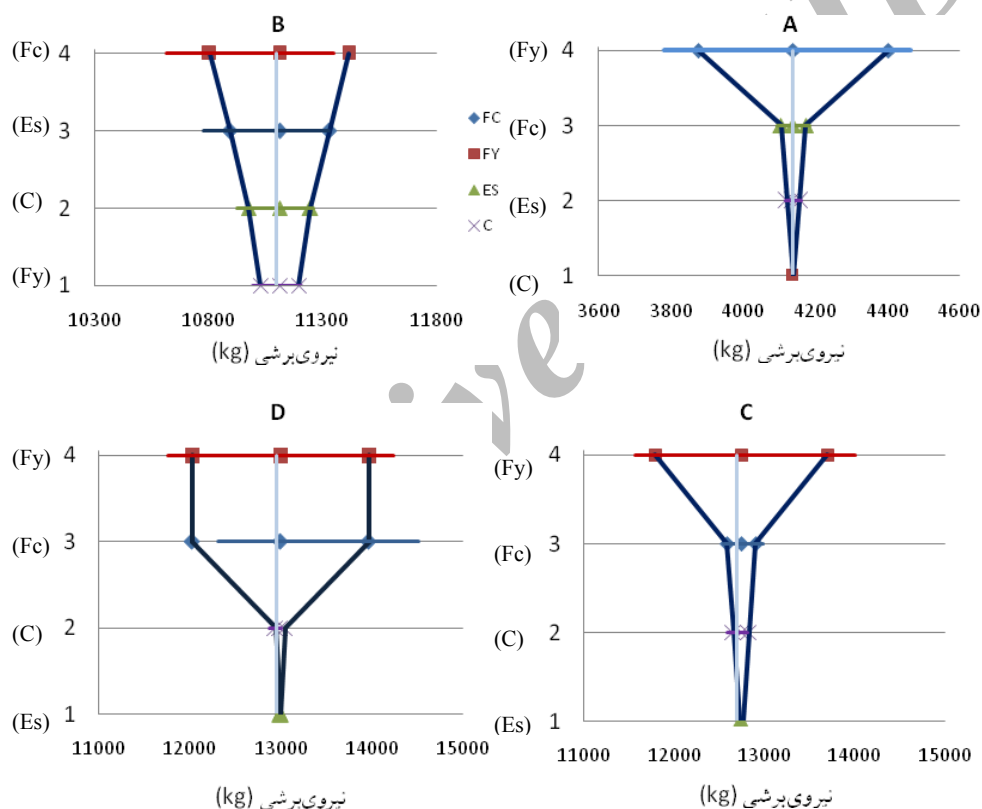


شکل ۵ مقایسه تحلیل قاب VE با نتیجه های آزمایشگاهی

اکنون برای گسترش مطالعات ابتدا روش پیشنهادی مسلم و لی ارزیابی می شود. پس از بررسی های کامل در روش مسلم و لی، مشاهده شد که روش پیشنهادی و فرض های به کار رفته در روش ایشان تاثیرهای منفی بر ارزیابی می گذارد. در این جا که به دو نمونه از آن ها به صورت مختصر اشاره می شود. اولین آن بحث ساده سازی عضوهای هم نوع از لحاظ شرایط مرزی جابجائی می باشد. همانطور که در شکل (۲) مشخص است، یک طرف عضوهای هم نوع گیردار کامل و طرف دیگر عضوها از نظر شرایط مرزی انتقالی آزاد ولی از دوران آنها جلوگیری می شود. با توجه به مطالعات و بررسی های صورت گرفته مشاهده شد، این شرایط مرزی تطابقی با شرایط مرزی واقعی ندارد. برای نمونه در شکل (۶) به مقایسه اثر شرایط مرزی انتخابی بر روی نمودار نیروی برشی - جابجائی ستون تحت فشار طبقه اول قاب VE پرداخته شده است، که نشان دهنده اختلاف بین شرایط مرزی ساده شده دارد. ولی پس از به دست آوردن عامل های الگوی رفتاری مفصل های مومسانی به صورت احتمالاتی، این الگوهای رفتاری به سامانه سازه ای اختصاص داده می شود. در این حالت مسلم طول مفصل مومسانی را یک هشتم طول عضوها در نظر می گیرد. که با توجه به جدول (۱) برای یک عضو نمونه انتخابی از قاب VE مشاهده می شود، اول این که طول مفصل مومسانی انتخابی اختلاف زیادی با طول های حاصل از رابطه های موجود دارد. دوم، طول مفصل مومسانی نیز خود به عامل های مهم و دارای پراکندگی، مانند مقاومت

تورنادو انجام می‌شود و مقادارهای میانه و بازه تغییرات پاسخ مورد نظر محاسبه می‌شود. سپس با در نظر گرفتن رابطه‌سازی روش تقریبی، نخست با انتخاب میانگین مقادارهای عامل‌های جدول (۲)، مقادارهای میانگین پاسخ مورد نظر محاسبه و سپس با انتخاب انحراف استاندارد عامل‌های ورودی به عنوان بازه تغییرات، انحراف استاندارد پاسخ مورد نظر محاسبه می‌شود. در ادامه برای مقایسه دو روش، نتیجه‌های روش تقریبی به صورت خط‌های شکسته بر روی دیاگرام تورنادو در شکل‌های (۷) و (۸) اضافه شده است.

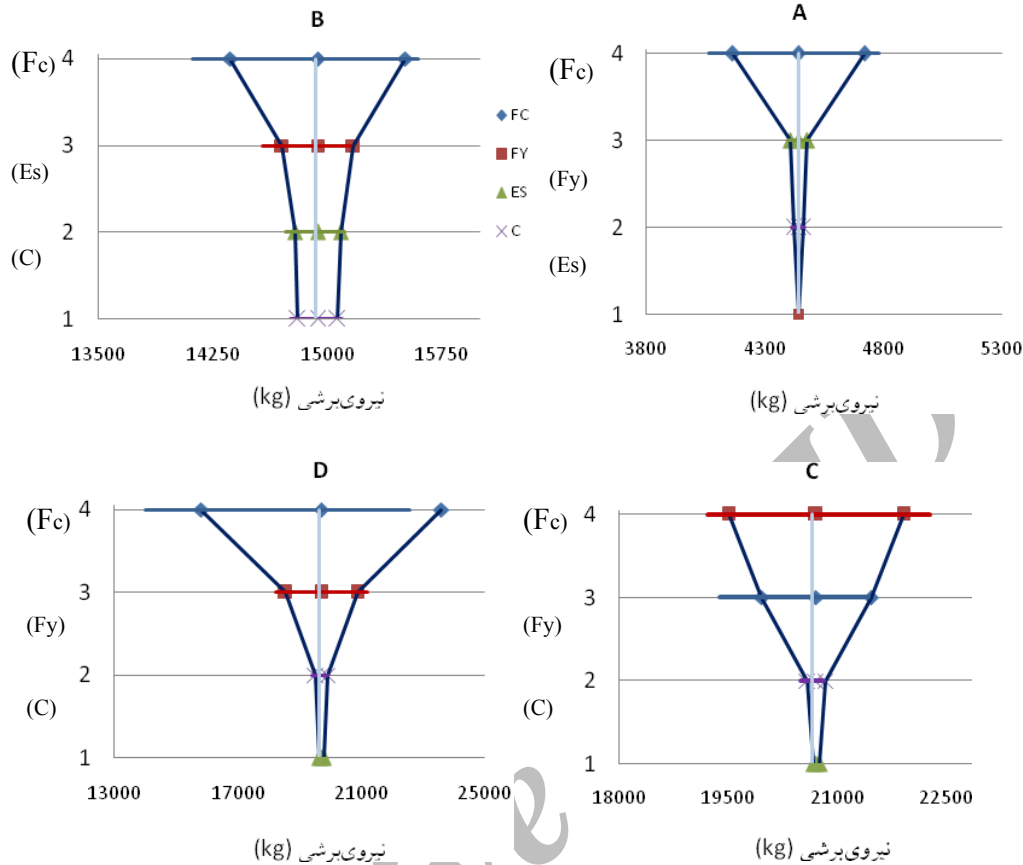
کشش و ستون دیگر در فشار قرار می‌گیرد. در ادامه تکیه گاه‌های این دو ستون با این نام معرفی می‌شوند). سعی شده گام‌های انتخابی، همه حالت‌های رفتار سازه را در برگیرند. در این باره، نقطه A در محدوده رفتار خطی سازه، نقطه B برای حالتی که سازه در حال وارد شدن به رفتار غیر خطی می‌باشد، نقطه C برای حالتی که سازه دارای رفتار غیر خطی کامل است و نقطه D برای حالتی که سازه در حال خرابی است، انتخاب شده‌اند. با توجه به مطلب‌های اشاره شده در بخش ۱.۳ ابتدا با توجه به چگونگی توزیع متغیرها و با انتخاب مقادارهای صدک ۱۱۰، ۵۰، ۱۰ و ۹۰ برای هر کدام از عامل‌ها، تحلیل نمودار



شکل ۷ تحلیل حساسیت متغیرها، نیروی برشی تکیه‌گاه ستون کششی

جدول ۲ عامل‌های انتخابی به عنوان نبود قطعیت

استاندارد انحراف	میانگین	نوع توزیع	نمادها و واحدها	عامل‌های انتخابی
۴۵	۳۰۰	نرمال	$F_c(\text{kg/cm}^2)$	مقاومت فشاری بتن
۳۷۶/۲	۴۱۸۰	لگ نرمال	$F_y(\text{kg/cm}^2)$	مقاومت تسلیم فولاد
۶۳۵۲۵	۱۹۲۵۰۰۰	نرمال	$E_s(\text{kg/cm}^2)$	ضریب کشسانی فولاد
۰/۴۲	۲	نرمال	C (cm)	ضخامت بتن پوششی



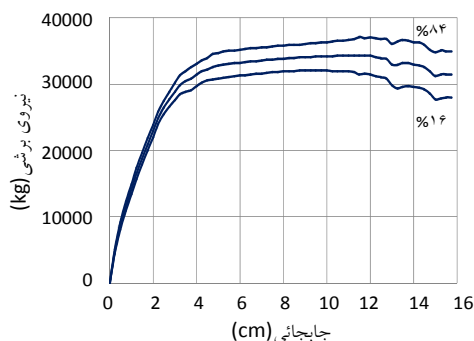
شکل ۸. تحلیل حساسیت متغیرها، نیروی برشی تکیه‌گاه ستون فشاری

از ذهن نیست. همچنین، در نقطه C مقاومت تسلیم فولاد مهمترین عامل می‌باشد، که با توجه به رفتار غیرخطی سازه در این گام، این نتیجه نیز قابل تصور است.

از نتیجه‌های مهم این بخش، در نظر نگرفتن فرض یکسان بودن نوع توزیع عامل ورودی با نوع توزیع پاسخ حاصل شده در روش نمودار تورنادو، در برخی از حالت‌های می‌باشد. به عنوان نمونه می‌توان به بازه تغییرات پاسخ وابسته به مقاومت فشاری بتن اشاره کرد. با توجه به اینکه بازه تغییرات مقاومت فشاری بتن در جدول (۲) با توزیع نرمال معرفی شده است، بازه تغییرات پاسخ حاصل شده در نقطه D شکل (۷) با توزیع نرمال مشاهده نمی‌شود. در نهایت نوع بازه پاسخ در تحلیل نمودار تورنادو، به علت شامل نبودن داده‌های مهم

همان‌گونه که از این شکل‌ها آشکار است، برای طبقه‌بندی نبود قطعیت‌ها دو روش نتیجه‌های یکسانی ارائه می‌دهند. با توجه به بزرگ‌تر بودن بازه ورودی متغیرها در روش تحلیل نمودار تورنادو نسبت به روش تقریبی، بازه تغییرات نتیجه‌های این روش نیز بزرگ‌تر می‌باشد. در این شکل‌ها بیان‌گر این مطلب هستند که با استفاده از هر دو روش، در نقطه A که سازه رفتار خطی دارد، مقاومت فشاری بتن به عنوان مهمترین عامل معرفی شده است. ولی برای نقطه B در ستون کششی مقاومت تسلیم فولاد و در ستون فشاری مقاومت فشاری بتن مهمترین عامل می‌باشد. با توجه به اینکه در این گام ستون‌های کششی وارد محدوده غیرخطی شده و ستون فشاری همچنان در محدوده خطی است، این نتیجه‌ها دور

عامل‌های ورودی، تغییرات پاسخ انتخابی به ازای تغییر عامل‌ها به دست می‌آید و با استفاده از رابطه (۹) انحراف استاندارد پاسخ مورد نظر به ازای مجموع متغیرها حاصل می‌شود. با اضافه و کم کردن انحراف استانداردهای حاصل شده، از مقدارهای نیروی برشی و جابجائی در حالی که همه عامل‌های متغیر در میانگین مقدارشان قرار دارند، دو مقدار حدی برای نیروی برشی و جابجائی (میانگین افزوده شده به انحراف استاندارد یا صدک ۸۴ و میانگین کم شده از انحراف استاندارد یا صدک ۱۶) در هر گام حاصل می‌شود. در پایان با انتخاب نقطه‌های متناظر می‌توان تاثیر مجموع نبود قطعیت‌ها بر پاسخ انتخابی را همانند شکل (۹) نمایش داد.



شکل ۹ ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌ها به روش تقریبی بر روی نمودار نیروی برشی - جابجای قاب

مانند روش تقریبی این بار با استفاده از شبیه‌سازی مونت کارلو اثرات مجموع نبود قطعیت‌های انتخابی بر روی نمودار نیروی برشی - جابجائی قاب VE بررسی و ترکیب می‌شوند. مرحله اول از این روش، تعریف میدان‌های تصادفی می‌باشد. همانند روش تقریبی سه عامل مقاومت فشاری بتن، مقاومت تسلیم و ضریب کشسانی فولاد با توزیع مشخص و مقادیرهای معرفی شده در جدول ۱ به عنوان میدان‌های تصادفی انتخاب می‌شوند. در مرحله دوم با استفاده از نرم‌افزار R [21]، از میدان‌های تصادفی به تعداد کافی نمونه تولید می‌شود. سپس در هر بار تحلیل برای ستون‌های طبقه اول یک میدان، برای ستون‌های طبقه دوم یک میدان و برای تیرهای هر کدام از

آماري از کاستی‌های این روش می‌باشد. در مقابل، در روش تقریبی پاسخ حاصل شامل دو داده مهم آماری میانگین و انحراف استاندارد می‌باشد. از سوی دیگر در روش تقریبی می‌توان تاثیر چند متغیر را با یکدیگر بر روی پاسخ بررسی کرد.

از دیگر نتیجه‌های مهم، می‌توان به بازه تغییرات پاسخ به دست آمده اشاره کرد. همان گونه که از شکل‌های (۷) و (۸) مشخص است، هرچه رفتار سازه به محدوده خرابی نزدیک‌تر شود، تاثیر پراکندگی نبود قطعیت‌های موجود در عامل‌ها، بر روی پاسخ موردنظر بیشتر می‌باشد. این نتیجه اهمیت لحاظ کردن نبود قطعیت‌های وابسته به رفتار سازه‌های بتنی را، در مطالعات وابسته به عملکرد سازه در نقطه‌های حدی فروریزش، بیش از پیش نمایان می‌کند.

ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌های انتخابی بر روی پاسخ موردنظر و مقایسه روش‌های موجود

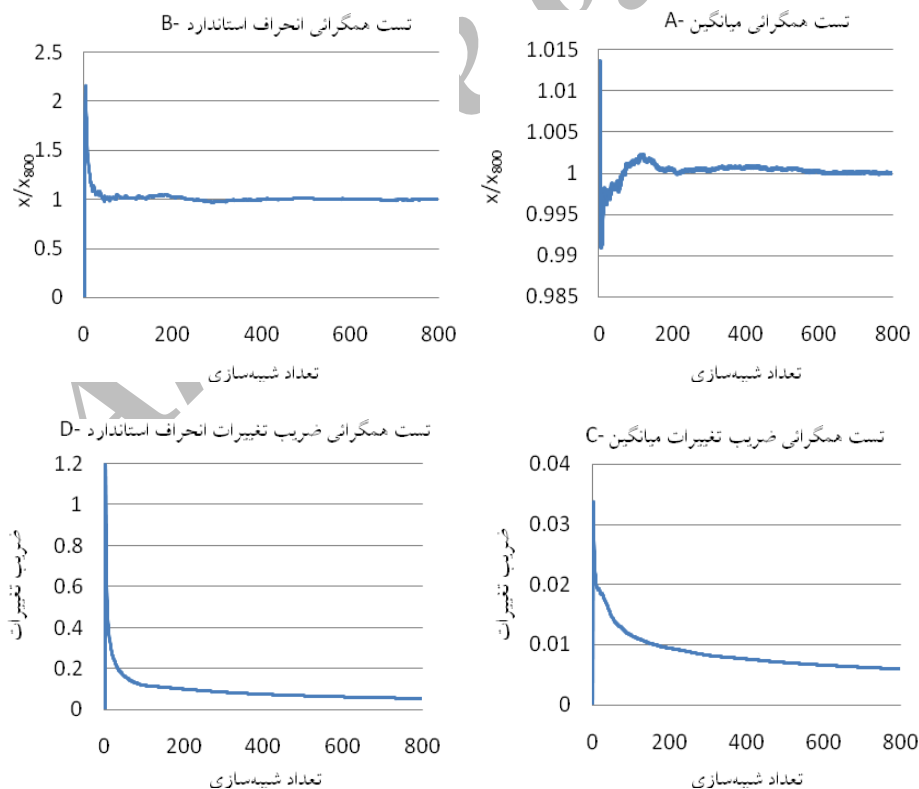
در بخش گذشته اثرهای نبود قطعیت‌های مهم بر روی پاسخ به صورت جداگانه بررسی شدند. در این بخش، با استفاده از روش تقریبی مرتبه اول لنگر دوم و روش دقیق شبیه‌سازی مونت کارلو، این اثرها بر روی پاسخ موردنظر با یکدیگر ترکیب شده و نتیجه‌های دو روش با یکدیگر مقایسه می‌شود.

برای ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌ها، قاب VE با ویژگی‌ها و شرایط بارگذاری موجود در شکل (۴-الف) انتخاب می‌شود. با توجه به نتیجه‌های حاصل از بخش (۴)، عامل‌های مقاومت فشاری بتن، مقاومت تسلیم و ضریب کشسانی میلگردهای فولادی، با بازه تغییرات مشخص در جدول (۲)، به عنوان عامل‌های مهم انتخاب می‌شوند. پاسخ انتخابی برای ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌ها نمودارهای نیروی برشی - جابجائی ستون‌های کششی، فشاری و کل قاب انتخاب می‌شوند.

نخست اثرهای پراکندگی عامل‌های متغیر انتخابی روی نمودار نیروی برشی - جابجائی قاب VE با استفاده از روش تقریبی مرتبه اول لنگر دوم بررسی می‌شود. همانند بخش گذشته با انتخاب دو مقدار حدی برای

انحراف استاندارد تجمعی می‌باشد. در این نوع آزمون نتیجه‌ها با رواداری هدف مقایسه می‌شود. در مطالعاتی که به دقت بالا احتیاج است، این مقدار ۰/۰۵ در نظر گرفته شده است [14]. در این فرآیند با مقایسه ضریب تغییرات میانگین و انحراف استاندارد تجمعی با رواداری هدف از دقت شبیه‌سازی اطمینان حاصل می‌شود. در مطالعه حاضر با توجه به سازه مورد نظر و نوع تحلیل و پاسخ انتخابی، با تولید ۳۲۰۰ میدان تصادفی و انجام ۸۰۰ تحلیل، نتیجه‌ها به همگرایی مورد نظر رسیدند. برای نمونه به دو گونه آزمون همگرایی مورد بحث در شکل (۱۰) اشاره می‌شود. در این آزمون‌ها، نقطه A برای جابه‌جایی ستون کششی، نقطه B برای جابه‌جایی ستون فشاری، نقطه C برای نیروی برشی ستون کششی و نقطه D برای نیروی برشی ستون فشاری در نظر گرفته می‌شود.

طبقات نیز یک میدان اختصاص داده می‌شود. این شیوه بازنمایی میدان‌های تصادفی به پیشنهاد هسلتون بر مبنای رعایت ضابطه‌های اجرایی سازه انتخاب شده است [22]. سپس تحلیل‌ها انجام می‌شود و پاسخ مورد نظر در می‌آید. این فرآیند تولید میدان‌های تصادفی و تحلیل تا جایی ادامه پیدا می‌کند که نتیجه‌ها به همگرایی مورد نظر برسد. در مجموع از دو نوع آزمون در فرآیندهای شبیه‌سازی برای اطمینان یافتن از همگرایی نتیجه‌ها استفاده می‌شود. اولین آن آزمون همگرایی میانگین و انحراف استاندارد تجمعی است. در این آزمون با تقسیم میانگین و انحراف استاندارد تجمعی در هر گام بر میانگین و انحراف استاندارد کل و مقایسه نتیجه‌ها با عدد یک، از دقت شبیه‌سازی اطمینان حاصل می‌شود کارائی این گونه آزمون در فضائی که محور افقی آن شمار شبیه‌سازی و محور قائم آن نتیجه آزمون می‌باشد، مشخص می‌شود. دومین نوع آزمون، آزمون همگرایی ضریب تغییرات میانگین و



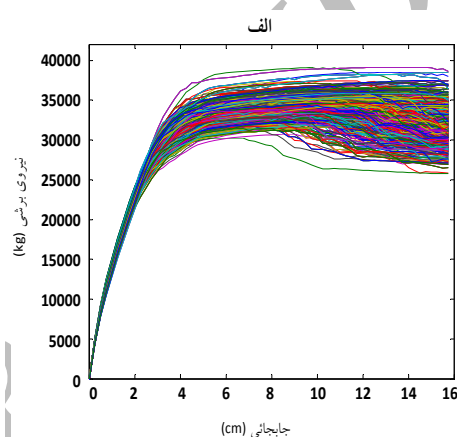
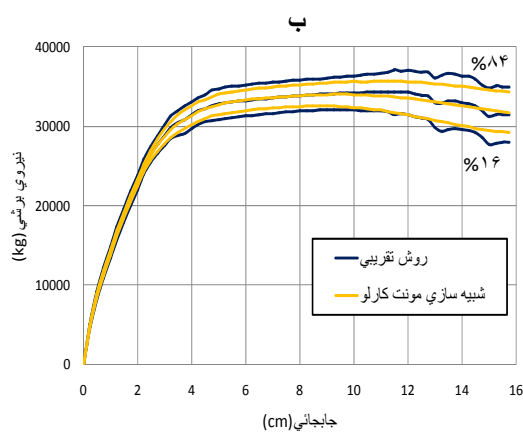
شکل ۱۰ نمونه‌ای از مجموعه آزمون‌های همگرایی

حاصل از شبیه‌سازی مونت‌کارلو در کنار نتیجه‌های روش تقریبی در شکل (۱۱-ب) مشاهده می‌شود.

با توجه به شکل‌های بالا مشاهده می‌شود، نتیجه‌های از هر دو روش هماهنگی خوبی با یکدیگر دارند. همچنین نتیجه این دو روش برای ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌های انتخابی بر روی نمودارهای نیروی برشی-جابجائی (۱۲) ارائه شده است.

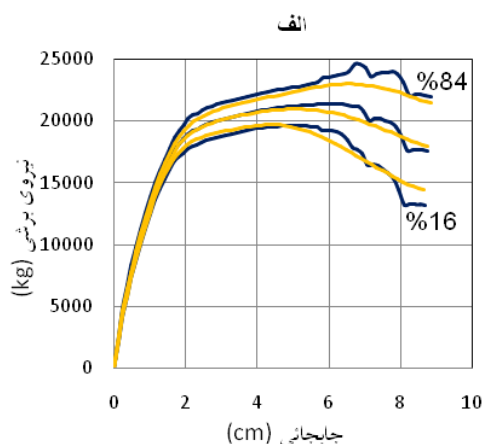
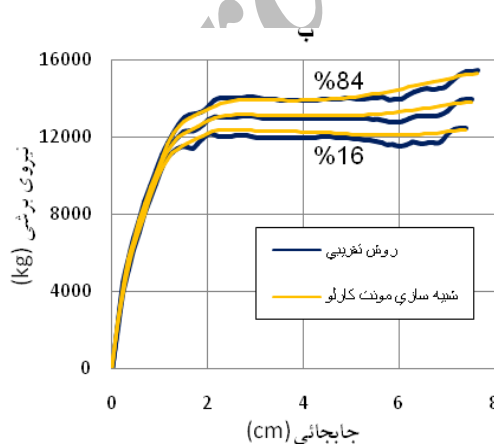
همان گونه که مشاهده می‌شود، شمار نمونه‌های تولید شده برای شبیه‌سازی کافی می‌باشد. ولی اگر نمونه‌ها کافی نبود با تولید دوباره میدان‌های تصادفی فرآیند شبیه‌سازی ادامه می‌یابد.

پس از اطمینان یافتن از همگرایی مورد نظر، مجموعه نمودارهای شبیه‌سازی شده نیروی برشی-جابجائی قاب در شکل (۱۱-الف) نمایش داده می‌شود. در نهایت پاسخ‌های به‌دست آمده همانند روش تقریبی با یکدیگر ترکیب و خلاصه‌سازی می‌شوند. نتیجه‌های



شکل ۱۱ الف) نمودارهای شبیه‌سازی نیروی برشی-جابجائی قاب،

ب) مقایسه روش تقریبی و شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌ها



شکل ۱۲ مقایسه روش تقریبی و شبیه‌سازی مونت‌کارلو در ترکیب اثرهای نبود قطعیت‌ها، الف) ستون فشاری، ب) ستون کششی

نتیجه گیری

با توجه به مطالعات انجام شده در این پژوهش، می توان این موردها را نتیجه گرفت.

۱- با توجه به بازه تغییرات عامل های مهم و شکل های (۷) و (۸)، می توان به ترتیب مقاومت فشاری بتن، مقاومت تسلیم، ضریب کشسانی میلگردهای فولادی و موقعیت قرارگیری میلگردها را به عنوان مهمترین عامل در حالت های مختلف رفتاری قاب های بتن مسلح معرفی کرد.

۲- دو روش تحلیل نمودار تورنادو و روش تقریبی مرتبه اول لنگر دوم برای طبقه بندی نبود قطعیت ها نتیجه یکسان با بازه تغییرات متفاوتی ارائه می دهند. با توجه به انتخاب صدک های ۱۰ام و ۹۰ام به عنوان مقدارهای حدی، به دلیل توجه بیش از اندازه به داده های پراکنده و همچنین کاربردی نبودن بازه تغییرات پاسخ حاصل در تحلیل نمودار تورنادو و از طرفی ارائه پاسخ مناسب

(انحراف استاندارد) در روش تقریبی، استفاده از روش تقریبی برای طبقه بندی نبود قطعیت ها توجیه پذیر می باشد.

۳- دو روش تقریبی و شبیه سازی مونت کارلو برای ترکیب اثرهای نبود قطعیت ها، نتیجه یکسانی ارائه می دهند. با توجه به محدودیت های شبیه سازی مونت کارلو از جمله کاربردی نبودن این روش در تحلیل های تاریخیچه زمانی، صرف هزینه زیاد و تلف شدن وقت فراوان، مشکلات احتمالی همگرایی در تحلیل های مختلف و از طرفی دقت بالای روش تقریبی، استفاده از روش تقریبی برای گسترش مطالعات پیشنهاد می شود.

۴- شناخت نبود قطعیت ها و پی بردن به اثرهای آن ها بر روی رفتار سازه های بتنی، بسیار مهم به نظر می رسد. این موضوع در بخش طراحی بر مبنای عملکرد بویژه در محدوده رفتار غیرخطی و در تغییر شکل های بزرگ، از اهمیت بیشتری برخوردار است.

مراجع

۱. تسنیمی، ع، و تهرانی زاده، م، " راهنمای تشریحی ویرایش سوم آئین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله"، انشارات مرکز تحقیقات مسکن و شهرسازی، تهران، صفحه ۱۸۴-۱۸۶، (۱۳۸۶).
2. Mirza, S.A. and Hatzinikolas, M., "Statistical descriptions of strength of concrete", *Journal of structural division*, ASCE, 105, pp.1021-1037, (1979).
3. Kappos, A.J. and Chryssanthopoulos, M.K., "Uncertainty analysis of strength and ductility of concrete members", *Journal of engineering structures*, 21, pp.195-208, (1969).
4. Ranganathan, R., "Structural reliability analysis & design", Jaico Publishing House, Mumbai, pp.20-125, (1999).
5. Mirza, S.A. and MacGregor, J.G., "Variation in dimensions of reinforced concrete members", *Journal of Structural Division*, ASCE, 105, pp.751-766, (1979).
6. Joint Committee for Structural Safety, "Probabilistic model code. Part3, Resistance Models", Working Document, JCSS-VROV-08-02-96, (1996).
7. Mirza, S.A. and Skarbak, B.W., "Reliability of short composite beam-column strength interaction", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 117, pp.2320-2339, (1991).
8. Mirza, S.A. and MacGregor, J.G., "Variation in dimensions of reinforced concrete members", *Journal of Structural Division*, ASCE, 105, pp.751-766, (1979).

9. Ellingwood, B. and Galambos, T.V., "Development of a probability-based load criterion for american national standard A58", Washington, D.C, (1980).
10. Tako, G.T., "Damping measurements of tall structures", *Proceeding of the 2th Specialty Conference on Dynamic Response of Structures*, New York, 4, (1981).
11. Clemen, R.T., "Making a hard decisions: an introductory to decision analysis (2nd ed)", Belmont, CA: Duxbury, pp.50-84, (1996).
12. Melchers, R.E., "Structural reliability analysis and prediction", Chichester, John Wiley and Sons, pp.22-68, (1999).
13. Rubinstein, R.Y., "Simulation and the monte carlo method", New York, John Wiley and Sons, pp.35-172, (1981).
14. Lee, T.H., and Mosalam, K.M., "Probabilistic seismic evaluation of reinforced concrete structural components and system", Peer, Report No.4, University of California, Berkeley, (2004).
15. Vechio, F.J. and Emar, M.B., "Shear deformations in reinforced concrete frames", *Structural Journal*, 89, pp.46-56, (1992).
16. Maekawa, K., "General information for COM3 version 9.11 in MULTI-COM", University of Tokyo publication, pp.1-60, (2006).
17. Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H., "Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete", SPON Press, Tokyo, pp.23-68, (2003).
۱۸. قریبی، ا. و سلطانی محمدی، م.، "توسعه الگو رفتار فشاری بتن محصور شده با FRP"، نشریه بین المللی علوم مهندسی، جلد ۱۹، صفحه ۹۷-۱۰۹، (۱۳۸۷).
19. Priestly, M.J and Park, R "Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading", *ACI Structural Journal*, 84, pp.61-76, (1987).
20. T. Paulay and M.J. Priestly, "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Wiley and Sons, New York, pp.125-490, (1992).
21. R Development Core Team., "R: A language and environment for statistical computing. R foundation for statistical computing," Vienna, Austria, ISBN 3-900051-07-0,(2008).
22. Haselton.C.B and Deierlein.G, "Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings", The John A.Blume Earthquake Engineering Center, Report No.156, University of California, Stanford, (2007).