

بررسی اثر توزیع احتمالاتی ترک خوردگی در حالت حدی بر قابلیت اعتماد لرزه‌ای ساختمان های بتنی

محمد صافی *

استادیار، دانشکده عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی.

مجید کولیوند

دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، دانشکده عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی.

مهسا رسولی

دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، دانشکده عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی.

حسام کتابداری

دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، دانشکده عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی.

چکیده

توصیف رفتار واقعی سازه‌ها به‌طور اجتناب ناپذیری وابسته به منابع عدم قطعیت یا پارامترهای تصادفی مؤثر در آن می‌باشد. این عدم قطعیت‌ها ممکن است به‌صورت تغییرات و پراکندگی در نیروهای خارجی، شرایط محیطی، شرایط مرزی، پارامترهای هندسی یا مشخصات مصالح ظاهر شوند. یکی از عوامل تأثیرگذار در تحلیل رفتار سازه‌های بتنی، در نظر گرفتن دقیق اثر ترک خوردگی در المان‌های سازه‌ای است که در محاسبه دقیق تر دوره تناوب سازه، جابجایی طبقات و سایر پارامترهای پاسخ تأثیر مستقیم دارد. در آیین‌نامه‌های مختلف طراحی سازه‌های بتنی اثر ترک خوردگی به‌صورت ضرایب میانگین و ثابت برای هر المان سازه‌ای در نظر گرفته می‌شود، در حالی که به‌طور وضوح شرایط اجزای مختلف بر اساس وضعیت بارگذاری و مشخصات متفاوت است. در این مقاله با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو، قابلیت اطمینان ضرایب ترک خوردگی تیر و ستون‌های بتنی در آیین‌نامه ACI تحت توزیع تصادفی بار زنده در طبقات مورد بررسی قرار گرفته است. بدین ترتیب با استفاده از روش مونت کارلو، با احتساب ۱۰۰۰ حلقه مدل‌سازی و محاسبه دقیق ترک خوردگی‌های تیر و ستون در هر مدل، قابلیت اطمینان ضرایب ترک خوردگی بدست آمده است. نتایج نشان می‌دهد که شاخص قابلیت اطمینان این ضرایب بسیار کم می‌باشد. همچنین از دیگر نتایج این مدل‌سازی و اعمال ضرایب دقیق ترک خوردگی، کاهش ۴۰ الی ۵۵ درصدی در جابجایی طبقات، کاهش ۲۰ الی ۳۰ درصدی دوره تناوب در مد اول و دوم و افزایش عکس‌العمل نیروهای المان‌ها بویژه نیروی محوری و پیچشی می‌باشد.

واژه‌های کلیدی: ضرایب ترک خوردگی، المان‌های بتنی، شبیه‌سازی مونت کارلو، آیین‌نامه‌های طراحی، قابلیت اطمینان.

۱- مقدمه

قطعیت ناشی از داده‌ها مبهم یا ناکافی باشد، آن‌گاه تحلیل به‌صورت قطعی استفاده خواهد شد. در مقابل، اگر امکان تعیین ویژگی‌های آماری کمیت‌های دارای عدم قطعیت وجود داشته باشد، تحلیل احتمالاتی مناسب‌ترین انتخاب است.

در سال‌های اخیر تحقیقات گسترده‌ای بر روی قابلیت اطمینان سازه‌های مختلف تحت متغیرهای تصادفی مختلف، انجام شده است. در سال ۲۰۰۵ قابلیت اطمینان سازه‌هایی با قاب چوبی [۱۰] و در سال ۲۰۱۱، قابلیت اطمینان بهسازی سازه‌ها به کمک FRP مورد بررسی قرار گرفته است [۱۱]. در سال ۲۰۱۴، شاخص قابلیت اطمینان دوام بتن در سازه‌های بتنی توسط تپلای به‌دست آمده است [۱۲]. در سال ۲۰۱۵، قابلیت اطمینان سازه‌های سقف فولادی تحت بار برف توسط کوژاک و همکاران [۱۳] مورد بررسی قرار گرفت که در آن با استفاده از شبیه‌سازی مونت کارلو به این نتیجه رسیدند که قابلیت اطمینان این نوع سازه‌ها تحت بار برف، وابستگی شدیدی به الگوی بارش برف در محل وقوع ساختمان و حد خیز بهره برداری طراحی داشته است.

در تحقیق دیگری در سال ۲۰۱۵، جهت دسته بندی کیفیت بتن سازه ای تحلیل قابلیت اطمینانی به انجام رسیده است که در آن اثرات پارامترهای استاتیکی بتن بر روی قابلیت اطمینان سازه ای المان‌های مختلف در ساخت و ساز مورد بررسی قرار گرفته است [۱۴]. در سال ۲۰۱۶، بکانچینی و همکاران [۱۵] به بررسی ارزیابی قابلیت اطمینان سازه‌های تاریخی تحت بارهای افقی پرداخته‌اند. در سال ۲۰۱۶ کیانفر و توفیق [۱۶]، به تحلیل قابلیت اطمینان سازه‌هایی با خاک کوبیده پرداخته‌اند که نتایج نشان از اهمیت مقاومت فشاری و بارهای محیط زیستی بعنوان متغیرهای تصادفی در قابلیت اطمینان این گونه سازه‌ها می‌دهد. در سال ۲۰۱۷ ارزیابی قابلیت اطمینان سازه‌های بنایی توسط ایزابلا و همکاران [۷] مورد بررسی قرار گرفت و شاخص قابلیت اطمینان حد نهایی تیرهای آجری تحت خمش با ۲ روش مونت کارلو و فورم و با در نظر گرفتن مقاومت مصالح بنایی بعنوان متغیر تصادفی و متغیر ثابت به‌دست آمده است.

در سال ۲۰۱۸ توانا و همکاران قابلیت اطمینان سازه‌های فضاکار را با استفاده از شبیه‌سازی مونت کارلو مورد بررسی قرار داده‌اند. رفتار فروریزش و ظرفیت نهایی سازه از جمله موارد مورد بررسی در این تحقیق می‌باشند [۱۷].

هدف اصلی در طراحی آیین‌نامه‌ها فراهم ساختن سطح ایمنی مشخص و قابل قبول برای سازه‌هاست. شاخص قابلیت اطمینان یک معیار ایمنی متداول در علوم مهندسی محسوب می‌شود. اولین تعریف برای شاخص قابلیت اطمینان توسط بسلر [۱] و کرنل [۲] برای توابع حد نهایی نرمال و نسل جدید مفاهیم این شاخص به‌وسیله قاسمی و نوآک [۳] جهت اندازه‌گیری سطح ایمنی برای توابع حد نهایی غیر نرمال گسترش یافته است. مدسن و همکاران [۴] چهار سطح برای طراحی آیین‌نامه‌ها مشخص کرده‌اند که در پیشرفته‌ترین سطح انتظار می‌رود که فرمول‌های طراحی با در نظر گرفتن شاخص‌های قابلیت اطمینان مطلوب، که در آن کل هزینه مورد انتظار به حداقل و سطح ایمنی به حداکثر می‌رسد، مورد توجه قرار گیرد.

امروزه تحلیل سازه‌ها در دنیای مهندسی بیشتر بر اساس روش‌های قطعی صورت می‌گیرد. به‌طوری‌که در طراحی بر اساس روش‌های آیین‌نامه‌ای تمام متغیرهای مؤثر در مسئله از جمله هندسه، خواص مکانیکی مصالح و بارگذاری قطعی فرض شده و با اعمال ضرایب اطمینان عدم قطعیت‌ها را پوشش می‌دهند. در عمل بسیاری از پارامترها دارای عدم قطعیت فراوانی در ذات خود می‌باشند که معین فرض کردن آن‌ها و یا اعمال ضریب اطمینان بزرگ برای پوشش عدم قطعیت‌ها، باعث غیر اقتصادی شدن طرح می‌شود.

در بررسی رفتار سازه‌ها حذف کامل عدم قطعیت‌ها به علت ماهیت طبیعی و تصادفی بودن پارامترهای مرتبط در طراحی غیرممکن خواهد بود. عدم قطعیت در سازه‌ها مانند: ویژگی‌های مواد، هندسه، بارگذاری و الگوهای تحلیلی سبب اختلاف نتیجه‌ها نسبت به مقادیر واقعی می‌شود. یک راهکار انجام تحلیل احتمالاتی و شبیه‌سازی سازه در اثر این عدم قطعیت‌هاست. به‌دلیل وجود عدم قطعیت‌های فراوان در سازه‌ها بررسی قابلیت اطمینان، کاربرد گسترده‌ای در فرایندهای تحلیل و طراحی دارد. بررسی قابلیت اطمینان سازه‌ها اثر متغیرهای تصادفی موجود در بارها (استاتیکی و دینامیکی)، ویژگی‌های مواد، هندسه سازه، ابعاد و اندازه‌های مقطع و الگوی تحلیل و طراحی را به‌طور دقیق‌تر مورد ارزیابی قرار می‌دهد [۵]. در سال‌های اخیر، مطالعه سازه‌ها در فضای عدم قطعیت ناشی از تصادفی بودن مواد، بارگذاری، هندسه و... مورد توجه بسیاری از پژوهشگران قرار گرفته است [۶-۹]. اگر عدم

که در آن I_g ممان اینرسی مقطع ترک نخورده، A_{st} مساحت آرماتورهای طولی، A_g مساحت مقطع بتن، M_u لنگر نهایی در مقطع، P_u نیروی محوری نهایی، P_0 مقاومت محوری اسمی، ρ درصد آرماتور مقطع، b_w عرض مؤثر مقطع و d ارتفاع مؤثر مقطع می باشد.

در سالیان اخیر تحقیقات گسترده‌ای بر روی نحوه ی پیدایش و گسترش ترک در بتن انجام شده است [۲۱-۲۶] اما در هیچ یک از آن‌ها به بررسی ضرایب ترک خوردگی پیشنهادی آیین نامه ها و اثرات آن بر روی طراحی سازه های بتنی پرداخته نشده است. با توجه به وجود پیچش (هرچند اندک) در تمامی سازه‌ها، وجود ترک خوردگی متفاوت در اعضای سازه ای بر مقدار این پیچش نیز می افزاید. با پیدایش ترک خوردگی متفاوت در اعضای سازه، تناسب دیده شده در سختی سازه برهم خورده و مستعد پیچش بیشتری در سازه می گردد. این روند یک روند تصاعدی بوده و ممکن است در تحلیل سازه تغییرات اساسی ایجاد شود. این طرز تفکر چنانچه با اعمال ترک خوردگی یکسان مطابق آیین نامه بر اعضا اعمال گردد نادیده گرفته می شود که در بعضی موارد به ویژه سازه هایی با عدم تقارن و پیچش نسبتا بزرگ قابل بررسی است. بنابراین با متفاوت بودن میزان ترک خوردگی اعضای سازه ای با یکدیگر، خطاهایی در تحلیل سازه های بتنی به وجود می آید. بدلیل اهمیت این مسئله، در این مقاله قابلیت اطمینان ضرایب ترک خوردگی آیین نامه ACI [۲۰] مورد بررسی قرار می گیرد. بدین منظور، با در نظر گرفتن اثر توزیع تصادفی بار زنده کف طبقات بر روی مقادیر ترک خوردگی تیرها و ستون‌های بتنی، تحلیل ۱۰۰۰ مدل و محاسبه ی مقادیر دقیق ترک خوردگی در هر مدل، قابلیت اطمینان این ضرایب به وسیله روش مونت کارلو محاسبه می شود. در ادامه تأثیر محاسبه دقیق این ضرایب بر پارامترهایی نظیر دوره تناوب، مقادیر جابجایی طبقات، شاخص پایداری و ... نیز ارائه شده و با نتایج حاصل از اعمال ضرایب آیین نامه ACI، مورد مقایسه قرار می گیرد.

۲- روش شبیه سازی احتمالاتی حالت حدی ترک خوردگی

۲-۱- الگوریتم شبیه سازی احتمالاتی

روش شبیه‌سازی مونت کارلو یکی از متداول‌ترین و پرکاربردترین روش‌ها در حل مسائل پیچیده مهندسی در زمینه های مختلف به

در مورد سازه‌های بتنی، رفتار بتن در فشار با دامنه تنش بیشتر از حدود نصف مقاومت فشاری، غیر ارتجاعی بوده و در نواحی کششی نیز وجود ترک‌های مختلف با فواصل و عمق‌های متفاوت سبب رفتار غیر خطی آن می‌شود. بر این اساس هر عضو بتنی در حقیقت به صورت عضوی با سختی خمشی متغیر در طول خود می‌باشد. تغییرات در مقدار و محل میلگرد و همچنین تلاش‌های داخلی در طول عضو بر پیچیدگی تغییرات صلیبیت خمشی در طول عضو می‌افزاید. با این شرایط جهت تحلیل دقیق یک سازه بتنی نیاز به یک تحلیل غیر خطی است. اما در عمل از تحلیل خطی الاستیک با صلیبیت یکنواخت عضو در سازه‌های بتنی استفاده می‌شود. در این روش که براساس پیشنهاد آیین نامه صورت می‌گیرد صلیبیت اعضا برای اساس نوع خمشی یا محوری بودن عضو به صورت تقریبی اصلاح می‌گردد. در آیین نامه ACI، ممان اینرسی مقاطع غیر پیش تنیده مطابق با جدول ۱ پیشنهاد شده است. همچنین طی تحقیقاتی در سال ۲۰۰۴ توسط خونتیا و همکاران [۱۸]، با در نظر گرفتن بار محوری، خروج از مرکزیت، مقاومت فشاری بتن و نسبت مسلح شدن آن انجام شده و مقادیر جایگزین نیز پیشنهاد شده است که در جدول ۲ مشاهده می‌شود. در آیین نامه بتن کانادا [۱۹] نیز مقادیر ضرایب ترک خوردگی مشابه با ACI [۲۰] و جدول شماره ۱ پیشنهاد شده است.

جدول ۱- ممان اینرسی اعضای سازه ای برای بار ضریب دار

اعضا	ممان اینرسی
ستون ها	$0.7 I_g$
تیرها	$0.35 I_g$
دال ها	$0.25 I_g$
ترک نخورده	$0.7 I_g$
دیوارها	$0.35 I_g$
ترک خورده	$0.35 I_g$

جدول ۲- ممان اینرسی جایگزین برای اعضای سازه‌ای برای بار ضریب دار

اعضا	مقادیر جایگزین I	
	کمترین	بیشترین
ستون ها و دیوارها	$0.35 I_g$	$\left(0.8 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0}\right)$
تیرها و دال ها	$0.25 I_g$	$(0.1 + 25 \rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g$

خاطر ویژگی ها و قابلیت های خاص آن ها، کاربرد گسترده ای در حل مسائل مهندسی دارد.

۲-۲- تابع حالت حدی برای تحلیل قابلیت اطمینان

در آنالیزهای قابلیت اطمینان، از مفهوم حالت حدی برای تعریف خرابی سیستم استفاده می شود. به بیان دیگر حالت حدی مرز بین عملکرد مطلوب و نامطلوب سازه را مشخص می سازد. این مرز اغلب به صورت ریاضی با تابع حالت حدی یا تابع خرابی نشان داده می شود. عبارت خرابی یا شکست ممکن است به معنای خرابی کلی سازه یا سیستم مورد نظر نباشد. در واقع چنان چه سازه عملکرد مورد نظر مسئله را نداشته باشد، اصطلاح خرابی به کار برده می شود.

در طراحی سازه بتنی به دلیل انجام نشدن یک تحلیل غیر خطی کامل از ضرایب ترک خوردگی استفاده می شود. در آیین نامه های فعلی از جمله ACI ضرایب ترک خوردگی با توجه به جدول ۱، برای تیر ها و ستون های بتنی بترتیب برابر ۰/۳۵ و ۰/۷ لحاظ شده است که در قاب های مهاربندی شده تا ۱/۵ برابر افزایش می یابد. بنابراین در این مقاله، تابع حالت حدی برای ستون ها و تیرها، اختلاف ۱۰ درصدی ضرایب بدست آمده از مدلسازی و ضرایب آیین نامه ACI می باشد که در رابطه (۷) بصورت ریاضی بیان شده است. معیار انتخاب این اختلاف ۱۰ درصدی، تعیین بازه ای قابل قبول در جهت پذیرش و یا عدم پذیرش ضرایب اعمالی می باشد.

$$G = \frac{|I - I'|}{I} \times 100 \leq 10\% \quad (7)$$

که در آن I ضریب ترک خوردگی آیین نامه و I' ضریب ترک خوردگی حاصل از مدلسازی می باشد.

۳- تحلیل پارامتری قابلیت اطمینان ترک خوردگی

۳-۱- متغیرهای تصادفی مدل های سازه ای

در تحلیل های قطعی کلاسیک، عدم قطعیت در طراحی سازه ای گنجانده نشده است و پارامترها در نامناسب ترین حالت ممکن مورد بررسی قرار می گیرند. در حالی که پارامترهای مقاومت، بارهای اعمال شده و احتمال وقوع آن ها از تصادفی بودن تشکیل شده است. برای استفاده از مفاهیم پایه در تجزیه و تحلیل سازه ها، تعریف متغیرهای تصادفی و دقیق بودن مقادیر آن دارای اهمیت

شمار می رود و با توجه به وجود محدودیت در سایر روش ها برای این مقاله، از این روش برای تحلیل استفاده می شود. در این مسائل تابع حالت حدی در حالت کلی به شکل زیر نوشته می شود:

$$G = R - Z \quad (1)$$

که در آن G تابع حالت حدی، R ظرفیت و Z تقاضا می باشد. در روش مونت کارلو، در حالت کلی با ایجاد اعدادی تصادفی با توزیع مورد نظر و با انجام تعداد تحلیل تعیین شده برای حالتی که تابع حالت حدی $g(x) \leq 0$ باشد، احتمال خرابی سیستم محاسبه می شود. این مطلب از نظر ریاضی به شکل زیر نوشته می شود:

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} I[g(x) \leq 0] f(x) dx \quad (2)$$

که در آن $f(x)$ تابع چگالی احتمال متغیرهای تصادفی و $I[g(x) \leq 0]$ تابع مشخص سیستم است که مقدار آن به شکل زیر در نظر گرفته می شود.

$$I[g(x)] = \begin{cases} 0 \rightarrow g(x) \geq 0 \\ 1 \rightarrow g(x) < 0 \end{cases} \quad (3)$$

در عمل، احتمال خرابی با ایجاد تعداد محدودی اعداد تصادفی به دست می آید، پس احتمال خرابی محاسبه شده، تنها برابری از احتمال خرابی واقعی است. در نتیجه احتمال خرابی در عمل از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\bar{P}_f \approx E[P_f] = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n I[g(x) \leq 0] \quad (4)$$

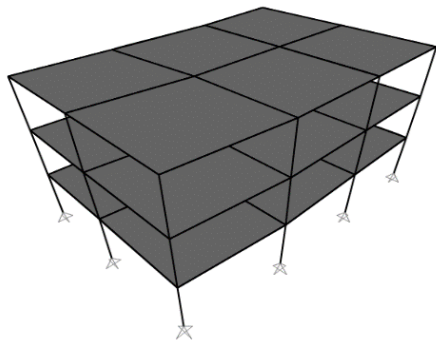
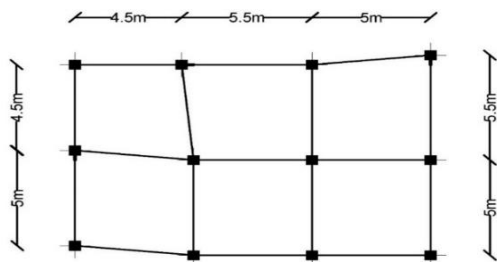
که در آن N تعداد شبیه سازی های صورت گرفته می باشد. بعد از آنکه احتمال شکست محاسبه گردید، با استفاده از معادله زیر، ضریب قابلیت اطمینان محاسبه می گردد:

$$R = 1 - P_f \quad (5)$$

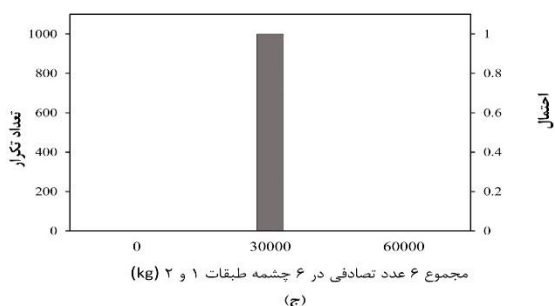
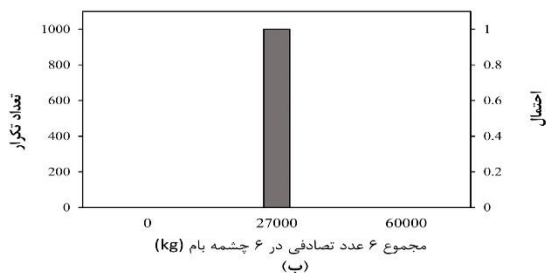
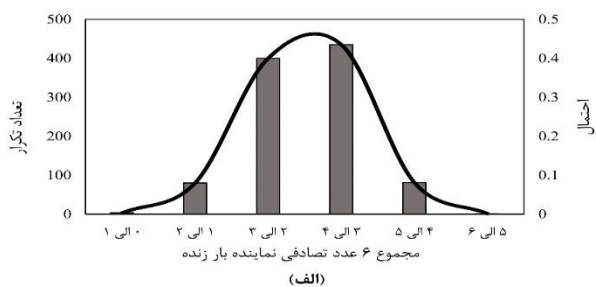
$$\beta = \Phi^{-1}(1 - P_f) \quad (6)$$

البته با افزایش تعداد دفعات شبیه سازی، این برآورد به مقدار واقعی آن نزدیک تر می شود. اگرچه این روش در حالت کلی پرهزینه و وقت گیر است، با توجه به افزایش سریع ظرفیت محاسباتی رایانه و نیز بهبود الگوریتم های تحلیلی در روش های شبیه سازی، به

بررسی اثر توزیع احتمالاتی ترک خوردگی در حالت...



شکل ۱- پلان طبقات و سازه مورد مطالعه



شکل ۲- مجموع شش عدد تصادفی نماینده بار زنده در هر چشمه

بدین منظور بار متمرکز در هر چشمه به صورت یک عدد تصادفی بین صفر و یک دارای توزیع یکنواخت در نظر گرفته شده است.

بسیاری می‌باشد. متغیرهای تصادفی عدم قطعیت را توصیف می‌کنند و با توابع توزیع داده شده و پارامترهای توزیع، مدل‌سازی می‌شوند. تابع حالت حدی وقوع رویدادی را تعیین می‌کند که احتمال آن در نظر گرفته شده است.

متغیر تصادفی مورد نظر در این تحقیق بار زنده طبقات می‌باشد. با توجه به آیین نامه ۲۸۰۰ ایران [۲۷]، مقدار بار زنده برای طبقات ساختمان‌های دارای کاربری مسکونی $\frac{Kg}{m^2}$ ۲۰۰ و برای بام $\frac{Kg}{m^2}$ ۱۵۰ می‌باشد. به عبارتی آیین نامه فرض کرده است که بار زنده، یک بار گسترده یکنواخت است که در تمامی چشمه‌های پلان ساختمان دارای مقدار ثابتی می‌باشد. این در حالی است که در واقعیت چنین حالتی غیر ممکن است و بار زنده اغلب به صورت متمرکز و موضعی و با مقادیر مختلف به چشمه‌های مختلف پلان ساختمان وارد می‌شود. این امر ممکن است منجر به تغییر ضرایب ترک خوردگی واقعی اعضای بتنی نسبت به مقادیر ذکر شده در آیین نامه گردد. لذا در این تحقیق بار زنده طبقات به عنوان متغیر تصادفی در نظر گرفته شده است. فرضیات زیر در توزیع تصادفی بار زنده در نظر گرفته شده اند:

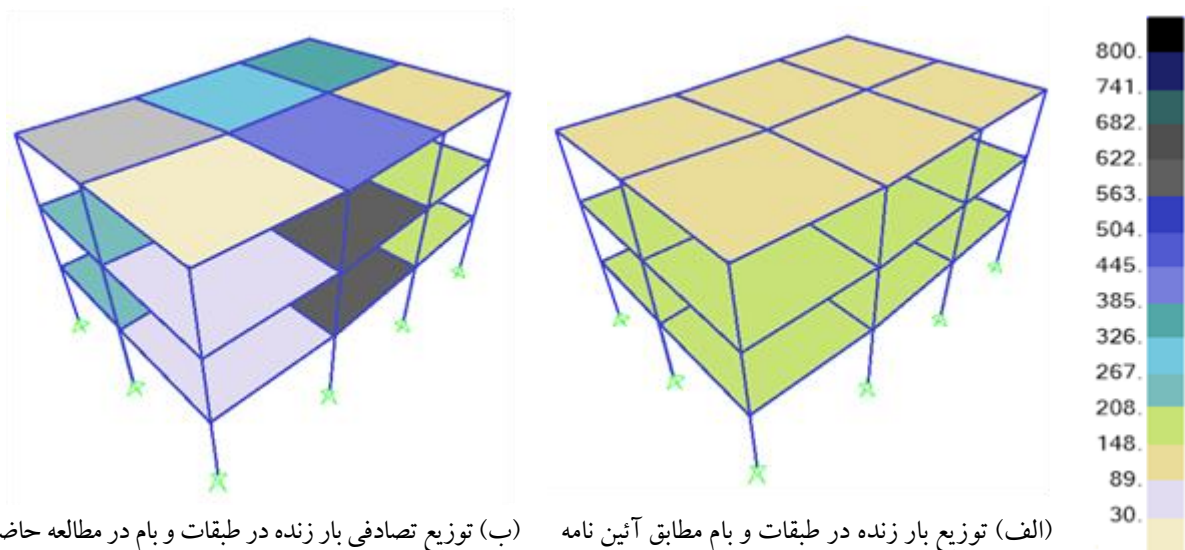
- بار زنده در هر چشمه از پلان ساختمان یک بار گسترده یکنواخت است؛
- مقدار این بار گسترده یکنواخت در چشمه‌های مختلف پلان ساختمان متفاوت است؛
- الگوی توزیع بار زنده در طبقات مختلف مشابه یکدیگر است؛
- مقدار کل بار زنده در طبقات مختلف برابر است با مقدار کل بار زنده پیشنهاد شده در آیین نامه.

یکی از نمونه‌های مورد مطالعه در این پژوهش ساختمان ۳ طبقه بتن مسلح می‌باشد که پلان طبقات و ارتفاعی آن در شکل ۱ مشاهده می‌شود و ارتفاع طبقات آن ۳/۲ متر می‌باشد. به منظور توزیع تصادفی بار زنده در چشمه‌های مختلف پلان ساختمان مورد بررسی، به شش عدد تصادفی به نمایندگی از بار زنده در شش چشمه مختلف پلان ساختمان نیاز است. بنابراین استفاده از شبیه سازی مونت کارلو در این مقاله، با شبیه سازی مونت کارلوی یک بعدی متداول تفاوت دارد. زیرا متغیرهای تصادفی مورد نظر، شش عدد تصادفی هستند که مجموع آن‌ها یک عدد ثابت (۳۰۰۰۰ کیلوگرم در طبقات و ۲۲۵۰۰ کیلوگرم در بام) می‌باشد.

تصادفی موجود در شش چشمه، در نسبت مزبور ضرب شده و سپس تقسیم بر مساحت هر چشمه می‌شوند و به عنوان بار گسترده در هر چشمه به سازه اعمال می‌شوند. در شکل ۳، مقایسه بین حالت بار گذاری بار زنده در آیین نامه ۲۸۰۰ و حالت بار گذاری تصادفی مورد استفاده در این مقاله صورت گرفته است. در شکل ۳-الف، بار زنده در هر طبقه توزیع یکنواخت دارد و مقدار آن مطابق با آیین نامه ۲۸۰۰ می‌باشد. این در حالیست در هنگام بهره برداری از ساختمان بار زنده توزیع یکنواخت در هر طبقه ندارد. بدین منظور در این مقاله ۱۰۰۰ حالت تصادفی توزیع بار زنده در طبقات مختلف در نظر گرفته شده است به طوری که مقدار بار زنده در چشمه‌های مختلف هر طبقه متفاوت بوده اما مجموع آن‌ها با مجموع بار یکنواخت ارائه شده در آیین نامه برای ساختمان مورد نظر برابر است. در شکل ۳-ب یکی از ۱۰۰۰ توزیع تصادفی بار زنده نشان داده شده است.

با قبول درصد خطای ۱۰٪ در شبیه سازی مونت کارلو، نزدیک به ۱۰۰۰ عدد تصادفی به نمایندگی از بار زنده در هر چشمه تولید شده‌است. مجموع این شش عدد تصادفی توزیعی مشابه توزیع نرمال با میانگین ۳ و انحراف معیار ۳ دارا می‌باشد. در شکل ۲ توزیع نرمال مجموع شش عدد تصادفی نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود مجموع اعداد تصادفی عددی بین ۰ و ۶ با توزیع نرمال است. در صورتی که پیشتر گفته شد مجموع بار زنده در هر طبقه یک عدد ثابت برابر با مقدار مفروض در آیین نامه می‌باشد. لذا عرض تمامی نقاط موجود بر روی توزیع نرمال نشان داده شده در شکل (۲-الف) به عدد ۳۰۰۰۰ کیلوگرم در طبقات ۱ و ۲، و ۲۲۵۰۰ کیلوگرم در بام نرمال شده است (شکل ۲-ب و ۲-ج).

واضح است که مجموع بار زنده‌ای که به سازه اعمال می‌شود توزیعی ندارد و یک عدد ثابت است. بدین ترتیب شش عدد



الف) توزیع بار زنده در طبقات و بام مطابق آیین نامه (ب) توزیع تصادفی بار زنده در طبقات و بام در مطالعه حاضر

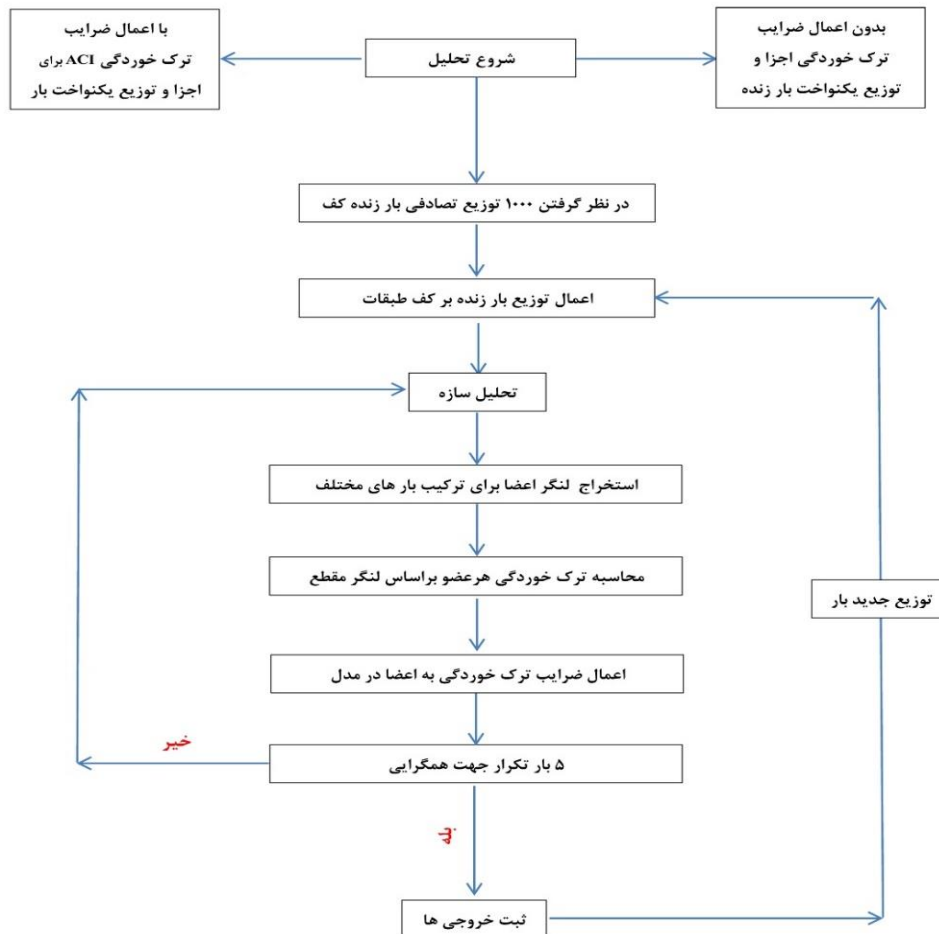
شکل ۳- توزیع بار زنده در طبقات ساختمان مورد مطالعه طبق آیین نامه در مقابل توزیع تصادفی بار زنده در مطالعه حاضر

۴ می‌باشد. در این روش کل بار مرده با مشارکت ۱۰۰٪ و بار زنده با مشارکت ۲۰٪ در جرم لرزه ای مشارکت داده شده است. با توجه به ثابت بودن بار مرده و مجموع بار زنده در طبقات مقدار برش پایه در کلیه تحلیل ها از لحاظ مقدار نسبتاً ثابت است. با استفاده از روش مونت کارلو و با میزان خطای ۱۰ درصد، نیاز به ایجاد ۱۰۰۰ توزیع تصادفی بار زنده در ساختمان و انجام ۱۰۰۰ تحلیل جهت بدست آوردن ضریب قابلیت اطمینان می‌باشد. بدین ترتیب در مدل سازی با ۱۰۰۰ حلقه تکرار، در هر حلقه بار زنده تصادفی اعمال

۲-۲- تحلیل رفتار سازه در حالات بار گذاری متداول

ساختمان مورد مطالعه قاب خمشی بتنی با مشخصات پلانی ذکر شده در نرم افزار SAP2000 مدل سازی شده است. کف‌ها بصورت دال یک طرفه و با بار گذاری مرده و زنده در نظر گرفته شده است. مقدار بار مرده در تمامی مراحل تحلیل ثابت در نظر گرفته شده و مقادیر بار زنده نیز بصورت تصادفی و مطابق با توضیحات بخش قبل در نظر گرفته شده است. روش لحاظ شده برای بار جانبی زلزله روش شبه استاتیکی مطابق با آیین نامه ۲۸۰۰-

شده، لنگر اعضا برای ترکیب بار های مختلف تحلیل شده، ترک خوردگی برای هر عضو محاسبه شده و در اخر با ۵ بار تکرار جهت همگرایی، ضریب ترک خوردگی نهایی به اعضای مختلف اعمال می شود و در نهایت خروجی های طراحی صورت گرفته نظیر دوره تناوب سازه، جابجایی طبقات و دوران پیچشی سازه با توجه به قرار گیری در مرز سیستم های منظم و نامنظم ارائه شده است. خلاصه- ای از مراحل مختلف مدلسازی در شکل ۴ مشاهده می شود. همچنین با توجه به عدم تأثیر میلگردها در تحلیل سازه از مقدار ثابت آرماتور در طراحی استفاده شده است. مقادیر آرماتور برای بحرانی ترین حالت طراحی لحاظ شده است.



شکل ۴- فلوچارت مراحل مختلف مدلسازی

تقارن کامل در هندسه پلان و لحاظ شدن پیچش های جزئی در سازه می باشد.

۳-۳- فرایند تحلیل در حالات خاص توزیع بار

در بار زنده تصادفی اعمالی با این حالت که مجموع هر ۶ چشمه برای طبقات $\frac{Kg}{m^2}$ ۲۰۰ و برای بام $\frac{Kg}{m^2}$ ۱۵۰ بشود، اعمال شده است. بنابراین ۲۰ حالت بار زنده خاص با عدم رعایت این شرط جهت بررسی بیش از پیش تاثیر بارهای زنده اعمالی در طراحی ها و نیز محتمل بودن این حالت بارگذاری و عدم بررسی آن در بارگذاری تصادفی، مورد تحلیل قرار گرفته است که خلاصه بارهای زنده اعمالی در جدول ۳ و پلان شماره گذاری چشمه ها در شکل ۵ ارائه شده است. علت انتخاب چنین پلانی از بین بردن

۳-۴- معیار ارزیابی ترک خوردگی بتن

با توجه به وقوع ترک خوردگی در سازه های بتن آرمه تحت بارهای وارده، می بایست ترک خوردگی ها به نحوی مناسب در مدلسازی محاسبه و اعمال شوند؛ چراکه رفتار عضو و نهایتاً کل سازه در اثر این ترک ها با حالت بدون ترک متفاوت خواهد بود. ترک های کششی هنگامی که باراعمالی بهمراه لنگر ترک

خوردگی سبب خمشی می شود، رخ داده و سبب ایجاد تنش های کششی در بتن بیش از مدول گسیختگی آن می شود. روش های مختلفی جهت تخمین تغییرات سختی به وسیله ترک خوردگی بین دهانه ها گسترش یافته است. این روش ها، ضریب های اصلاحی برای صلبیت خمشی EI [28]، شناسایی اینرسی لنگر تاثیر [29]، تنظیم انحنای دهانه در مقاطع بحرانی [30]، تغییر نسبت لنگر به اینرسی [31] و ... را فراهم می کند. تحقیقات گسترده برانسون [32, 33] نشان می دهد که تغییر شکل اولیه رخ داده در تیرها و دال ها پس از بزرگتر شدن مقدار لنگر بیشینه از لنگر ترک خوردگی، بوسیله ممان اینرسی مؤثر ارزیابی می شوند.

جدول ۳- بارهای زنده اعمالی در چشمه ها در حالات مختلف

شماره حالت	بار چشمه شماره ۱ (Kg/Cm ²)	بار چشمه شماره ۲ (Kg/Cm ²)	بار چشمه شماره ۳ (Kg/Cm ²)	بار چشمه شماره ۴ (Kg/Cm ²)	بار چشمه شماره ۵ (Kg/Cm ²)	بار چشمه شماره ۶ (Kg/Cm ²)
۱	-	۲۰۰	-	۲۰۰	-	۲۰۰
۲	۲۰۰	-	۲۰۰	-	۲۰۰	-
۳	-	-	-	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
۴	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	-	-	-
۵	-	-	۲۰۰	-	۲۰۰	۲۰۰
۶	۲۰۰	۲۰۰	-	۲۰۰	-	-
۷	۲۰۰	۲۰۰	-	-	۲۰۰	-
۸	-	۲۰۰	۲۰۰	-	۲۰۰	-
۹	-	-	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	-
۱۰	-	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	-	-
۱۱	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	-	-	-
۱۲	-	-	-	-	۲۰۰	۲۰۰
۱۳	-	-	۲۰۰	۲۰۰	-	-
۱۴	۲۰۰	۲۰۰	-	-	-	-
۱۵	-	-	-	-	-	۲۰۰
۱۶	-	-	-	-	۲۰۰	-
۱۷	-	-	-	۲۰۰	-	-
۱۸	-	-	۲۰۰	-	-	-
۱۹	-	۲۰۰	-	-	-	-
۲۰	۲۰۰	-	-	-	-	-

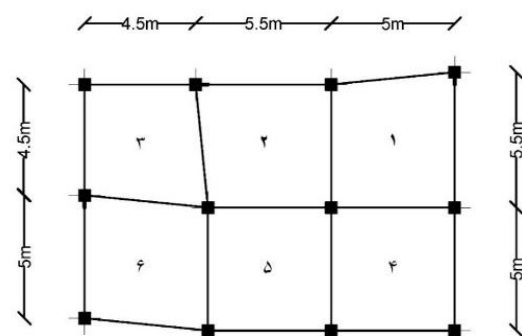
الف) در وسط دهانه اعضای با تکیه گاه ساده:

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \quad (8)$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (9)$$

$$f_r = 0.623 \lambda \sqrt{f'_c} \quad (10)$$

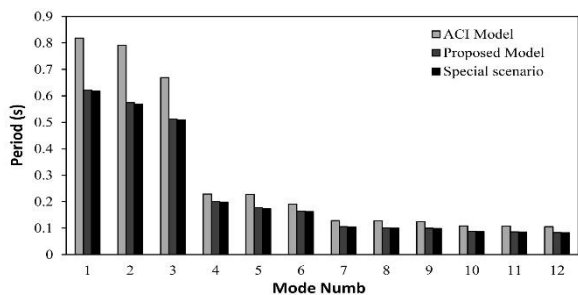
که در آن I_e ممان اینرسی موثر مقطع، I_{cr} ممان اینرسی مقطع ترک خورده با در نظر گرفتن آرماتورها، I_g ممان اینرسی مقطع ترک نخورده بدون در نظر گرفتن اثر آرماتورها، M_{cr} لنگر خمشی ترک خورده، M_a حداکثر لنگر خمشی در حالت بهره



شکل ۵- پلان شماره گذاری چشمه ها

بر اساس این تحقیقات، آیین نامه ACI 435R-95 [34] ممان اینرسی موثر اعضا بر اساس مشخصات اعضا و میزان ترک خوردگی آن ها به شرح زیر ارائه می دهد:

بارگذاری خاص نیز نشان از اختلاف بیش از ۳۰ درصدی دوره تناوب در مودهای مختلف سازه می دهد. دلیل این کاهش تناوب، افزایش سختی حاصل از عدم ترک خوردگی برخی المان ها و اعمال مقادیر واقعی آن ها می باشد. شکل ۶ نشان دهنده مقایسه میانگین دوره تناوب بدست آمده از ۱۰۰۰ تحلیل صورت گرفته، میانگین ۲۰ حالت خاص بارگذاری و دوره تناوب حاصل از ضرایب ترک خوردگی آیین نامه ACI می باشد.



شکل ۶- مقایسه دوره تناوب مودهای مختلف سازه

همچنین با مقایسه ۱۰۰۰ تحلیل با بارگذاری تصادفی با ۲۰ تحلیل با بارگذاری خاص، نشان از اختلاف حدود ۵ درصدی نتایج در دوره های تناوب مختلف می دهد بنابراین می توان نتیجه گرفت که محدودیت اعمالی در بارهای تصادفی تاثیر چندانی در مورد دوره تناوب سازه نداشته است.

۳-۵-۲- جابجایی طبقات

در مورد جابجایی طبقات تغییرات نتایج متفاوت تر و بیش تر بوده و با کاهشی ۴۰ الی ۵۰ درصدی در طبقات مختلف برای توزیع تصادفی بار زنده و کاهش بیش از ۵۰ درصدی برای حالات خاص توزیع بار تصادفی مواجه شده است که میانگین نتایج حاصل از اصلاح ضریب ترک خوردگی برای توزیع بارهای تصادفی، حالات خاص توزیع رندم بار و نتایج حاصل از ضرایب ترک خوردگی آیین نامه ACI به همراه بارگذاری آیین نامه ای در شکل ۷ نشان داده شده است. لازم به ذکر است که با توجه به ضریب قابلیت اطمینان بدست آمده، عدم ترک خوردگی برخی مقاطع و در نتیجه سختی بالاتر، این درصد از کاهش ایجاد شده است. همچنین با مقایسه ۲۰ تحلیل با بارگذاری خاص و آیین نامه ACI، همچون مدل قابلیت اطمینان، نشان از اختلاف بیش از ۴۰ درصدی برای جابجایی های مختلف می دهد.

برداری، f_r مدول گسیختگی بتن، l_r فاصله محور خشتی در مقطع ترک نخورده، λ ضریبی برای محاسبه اضافه خیز در دراز مدت و f_c' مقاومت فشاری مشخصه بتن می باشد.

ب) در قطعات یکسره، ممان اینرسی موثر برابر با مقدار متوسط ممان اینرسی قطعه که براساس مشخصات مقاطع بحرانی در وسط دهانه و بر روی تکیه گاه ها و بر اساس رابطه زیر محاسبه می شود:

$$I_e = \frac{1}{4}(I_{eL} + 2I_{em} + I_{eR}) \quad (11)$$

که در آن I_{eL} ممان اینرسی موثر مقطع در تکیه گاه سمت چپ، I_{eR} ممان اینرسی مؤثر مقطع در تکیه گاه سمت راست و I_{em} ممان اینرسی مؤثر مقطع در وسط دهانه می باشد.

۳-۵-۳- بررسی و تفسیر نتایج تحلیل پارامتری

با استفاده از مدل سازی های صورت گرفته، اعمال متغیرهای تصادفی، محاسبه دقیق ضرایب ترک خوردگی و اعمال آن ها به سازه و در نهایت با بکارگیری روابط ارائه شده در بخش ۲ و با در نظر گرفتن تابع حالت حدی از رابطه (۷)، شاخص قابلیت اطمینان ضرایب ترک خوردگی آیین نامه ACI [20] با استفاده از شبیه سازی مونت کارلو برای تیرها برابر ۰/۱۵ و برای ستون ها برابر ۲/۶- بدست آمده است. نتایج بدست آمده از ستون ها نشان دهنده عدم ترک خوردگی آن ها در اکثر مدل ها داشته و با قرار گیری بیشتر مدل ها خارج از تابع حالت حدی، مقدار قابلیت اطمینان آن منفی بدست آمده است.

قابلیت اطمینان به دست آمده ضرایب ترک خوردگی نشان از دست بالا بودن این ضرایب آیین نامه ای دارد. به دنبال دست بالا بودن ضرایب اطمینان در ضرایب ترک خوردگی، محاسبات دیگر پارامترها نیز تحت شعاع قرار گرفته و می تواند خطای قابل توجهی شامل خروجی های سازه ای نظیر دوره تناوب سازه، جابجایی طبقات، دوران پیچشی و نظایر آن را در برگیرد. بدین ترتیب تغییرات این پارامترها نیز در ادامه مورد بررسی قرار گرفته است.

۳-۵-۳-۱- دوره تناوب مودهای مختلف

اعمال ضرایب ترک خوردگی محاسبه شده و بررسی دوره تناوب مودهای مختلف سازه نشان از کاهش حدود ۲۵ الی ۳۰ درصدی دوره تناوب در مودهای مختلف سازه می دهد. همچنین ۲۰

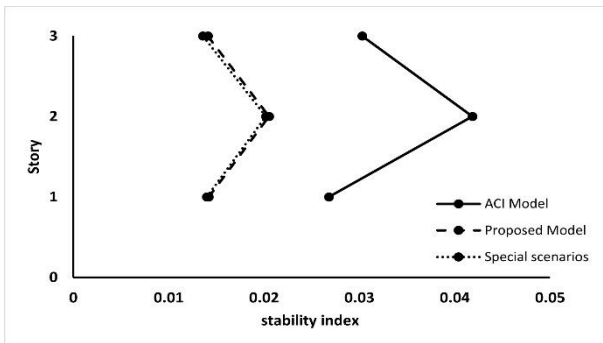
پارامترهای مورد بررسی در این تحقیق می باشد. رابطه ۱۳ نیز نشان دهنده افزایش تغییر مکان نسبی طبقات می باشد.

$$\theta_i = \left[\frac{P_u \Delta_{ei}}{V_u h} \right]_i \quad (12)$$

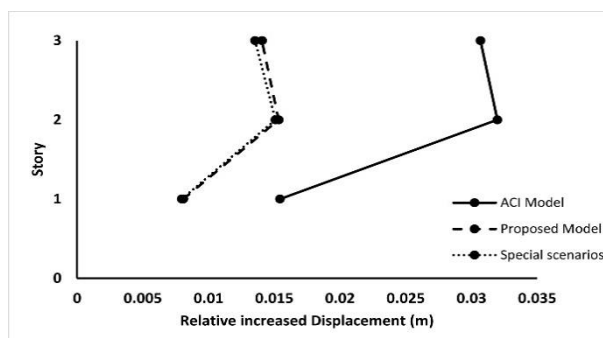
$$\bar{\Delta}_{eui} = \frac{\Delta_{eui}}{1 - \theta_i} \quad (13)$$

که در آن P_{ui} مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقات، Δ_{eui} تغییر مکان جانبی نسبی اولیه در طبقه i حاصل از تحلیل خطی، V_{ui} مجموع نیروی برشی وارده در طبقه i ، h_i ارتفاع طبقه و $\bar{\Delta}_{eui}$ تغییر مکان جانبی نسبی یافته طبقه i می باشد.

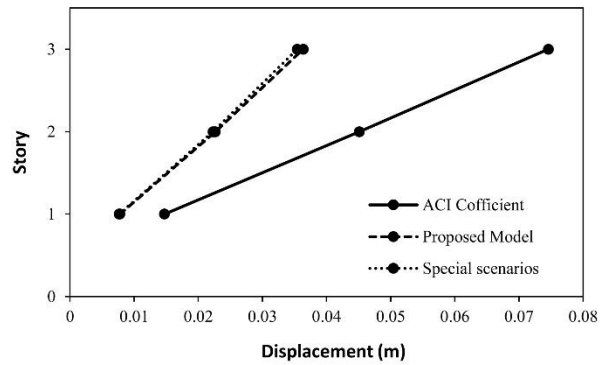
همانطور که در شکل ۹ مشاهده می شود، محاسبه دقیق ضرایب ترک خوردگی موجب کاهش ۵۰ تا ۶۰ درصدی شاخص پایداری می شود و انتظار می رود در سازه های بلندتر این اثر چشم گیرتر شود. با در نظر نگرفتن این کاهش در سازه های پیچیده تر، با نیروهای ثقلی و لرزه ای بیشتر، درصد شاخص پایداری نیز افزایش یافته و مطابق با آیین نامه ۲۸۰۰ [۲۷]، اعمال ضریب افزایش جابجایی طبقات نیز در سازه ضروری می گردد و به موجب آن طراحی به شدت غیراقتصادی خواهد بود. در شکل ۱۰ نیز، مقادیر افزایش جابجایی نسبی طبقات ارائه شده است.



شکل ۹- مقادیر شاخص پایداری در طبقات مختلف



شکل ۱۰- تغییر مکان نسبی افزایش یافته در طبقات مختلف

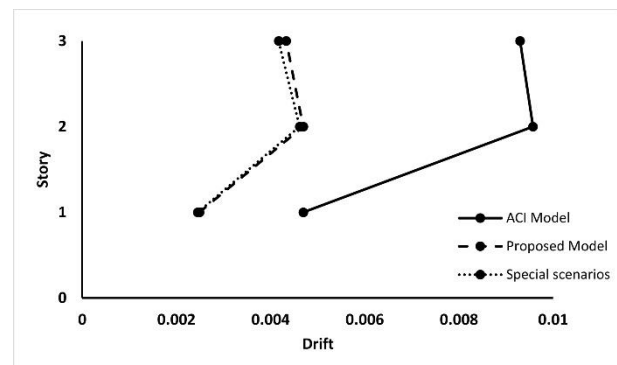


شکل ۷- مقادیر جابجایی در طبقات مختلف

۳-۵-۳- جابجایی نسبی طبقات (دریفت)

همانند جابجایی مطلق طبقات، در جابجایی نسبی طبقات نیز سازه با کاهش زیادی در طبقات روبه رو شده است. میانگین جابجایی نسبی طبقات در ۱۰۰۰ مدل توزیع تصادفی بار زنده، ۲۰ مدل توزیع حالات خاص بار و مدل ضرایب ترک خوردگی اعمالی ACI، در شکل ۸ مشاهده می شود.

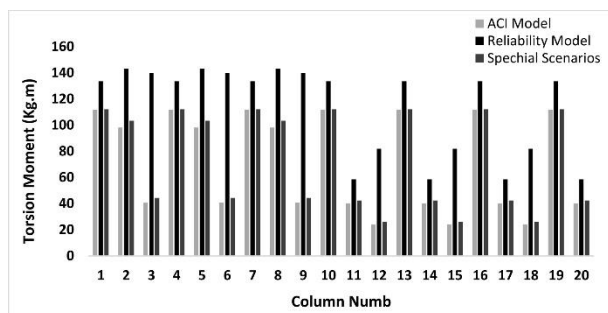
با توجه به شکل ۸، مقادیر کاهش جابجایی نسبی طبقات از جابجایی مطلق نیز بیشتر بوده و در هر دو مدل توزیع تصادفی بار زنده و حالات خاص توزیع بار، بیش از ۵۰ درصد نسبت به ضرایب ترک خوردگی اعمالی آیین نامه ACI و توزیع ثابت بار زنده تفاوت مشاهده می شود. همچنین با مقایسه مدل قابلیت اطمینانی صورت گرفته و مدل توزیع حالات خاص بار، با افزایش ارتفاع تفاوتی ۵ درصدی ایجاد می شود.



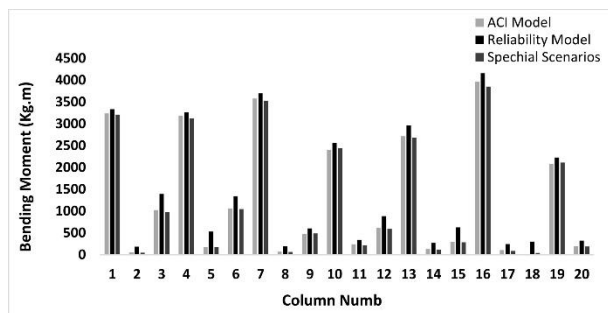
شکل ۸- مقادیر جابجایی نسبی در طبقات مختلف

۳-۵-۴- شاخص پایداری

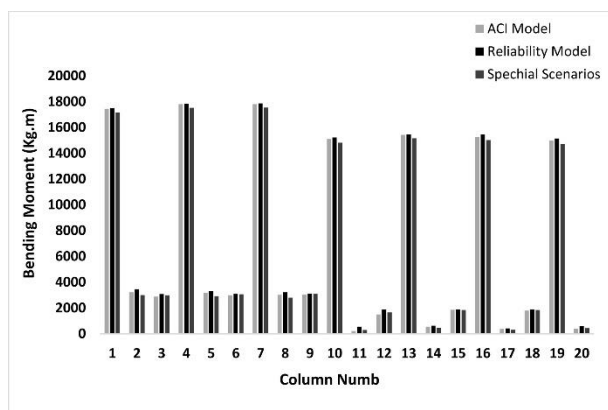
شاخص پایداری با توجه به رابطه ۱۲ که به منظور اعمال کردن اثر پایداری جانبی و یا $P-\Delta$ در سازه محاسبه می شود، از دیگر



شکل ۱۴- مقادیر لنگر پیچش در ستون های طبقات مختلف



شکل ۱۵- مقادیر لنگر خمشی در ستون های طبقات مختلف در راستای محور طولی ساختمان

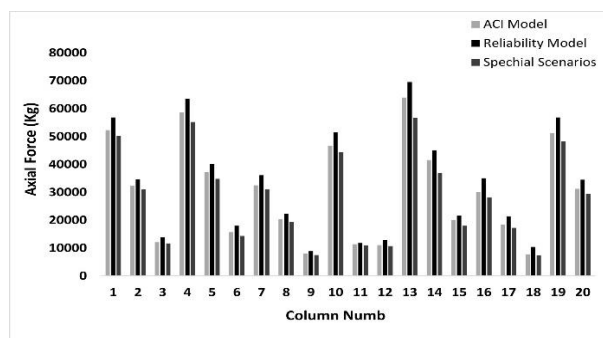


شکل ۱۶- مقادیر لنگر خمشی در ستون های طبقات مختلف در راستای محور عرضی ساختمان

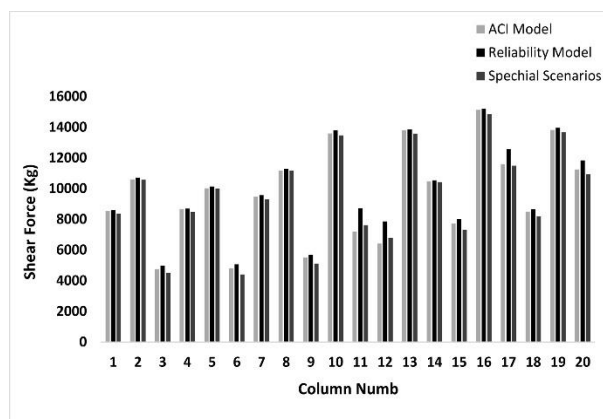
با توجه به تصادفی بودن مقادیر بار های زنده بیشترین تفاوت در پاسخ نیروی محوری ایجاد شده است و تا ۱۵ درصد تفاوت در شکل ۱۱ مشاهده می شود. همچنین با قرار گیری ساختمان در مرز نامنظمی، تفاوت پاسخ ها در لنگر پیچشی و نیروی برشی ایجاد شده در محور عرضی ساختمان، نیز چشم گیر بوده و لنگرهای پیچشی بطور میانگین تا ۵۰ درصد افزایش می یابند اما در دیگر پاسخ ها نظیر لنگر خمشی با توجه به یکسان بودن نیروی لرزه ای، تفاوتی ایجاد نشده است. همچنین با مقایسه نتایج حالات خاص توزیع رندم بار، اختلافی کمتر از ۵ درصد با نتایج آیین نامه حاصل

۳-۵-۵- بررسی نیروها و لنگرهای ایجاد شده در المانها

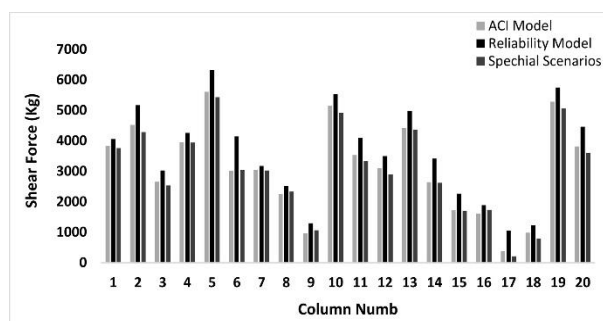
در ادامه برای ارزیابی دیگر پاسخ های سازه، میانگین لنگرها و نیروهای ایجاد شده در ۱۰۰۰ مدل قابلیت اطمینان و ۲۰ مدل حالات خاص بارگذاری ارائه شده است. بدین منظور ۲۰ مورد از ستون های طبقات مختلف (۷ مورد از ستون های طبقه اول، ۷ مورد از ستون های طبقه دوم و ۶ مورد از ستون های طبقه سوم) بعنوان نمونه، مورد مقایسه قرار گرفته است که نتایج آن در شکل های ۱۱ الی ۱۶ مشاهده می شود.



شکل ۱۱- مقادیر نیروی محوری در ستون های طبقات مختلف



شکل ۱۲- مقادیر نیروی برشی در ستون های طبقات مختلف در راستای محور طولی ساختمان



شکل ۱۳- مقادیر نیروی برشی در ستون های طبقات مختلف در راستای محور عرضی ساختمان

- شاخص پایداری به عنوان معیاری در جهت اعمال اثر بار محوری در عناصر قائم بر روی تغییر مکان های جانبی آنها، در مدل ارائه شده بیش از ۵۰ درصد نسبت به حالت ترک خوردگی آیین نامه کاهش یافته است.

- در عکس العمل های نیرویی، نیروی محوری ستون ها تا ۱۵ درصد و لنگر پیچشی ستون ها بطور میانگین حدود ۵۰ درصد در تحلیل های صورت گرفته نسبت به مدل آیین نامه افزایش می یابند ولی لنگرهای خمشی و نیروهای برشی تفاوتی حداکثر ۵ درصدی داشته و تفاوت چندانی با مدل آیین نامه ای ندارند.

- توزیع تصادفی بار زنده با مجموع مقدار ثابت برای چشمه های مختلف در مقایسه با حالات شطرنجی و ترکیب های مشابه تاثیر قابل توجهی در پاسخ های بدست آمده ندارد.

بالحاظ سایر منابع نامعینی از جمله خصوصیات مصالح که در سازه های بتنی بسیار محتمل است و همچنین اثرات بارهای دینامیکی مانند زلزله که ماهیت تصادفی بالایی دارند می توان اثرات این مساله را مورد بررسی دقیق تری قرار داد. البته لحاظ این اثرات شبیه سازی دقیق با روش هایی مانند مونت کارلو را بسیار حجیم و حجم محاسباتی را چندین برابر افزایش می دهد.

۵- مراجع

- [1] E. Basler, Untersuchungen über den Sicherheitsbegriff von Bauwerken, ETH Zurich, 1960.
- [2] C.A. Cornell, A probability-based structural code, in: Journal Proceedings, 1969, pp. 974-985.
- [3] S.H. Ghasemi, A. Nowak, Reliability index for non-normal distributions of limit state functions, Structural Engineering and Mechanics, 62(3) (2017) 365-372.
- [4] H.O. Madsen, S. Krenk, N.C. Lind, Methods of structural safety, Courier Corporation, 2006.
- [5] A.S. Nowak, K.R. Collins, Reliability of structures, CRC Press, 2012.
- [6] D. Li, Z. Zheng, Y. Tian, J. Sun, X. He, Y. Lu, Stochastic nonlinear vibration and reliability of orthotropic membrane structure under impact load, Thin-Walled Structures, 119 (2017) 247-255.
- [7] I. Skrzypczak, J. Kujda, L. Buda-Ozóg, The use of probabilistic methods in assessing the reliability of masonry structures, Procedia Engineering, 193 (2017) 160-167.
- [8] H. Zhang, Durability reliability analysis for corroding concrete structures under uncertainty,

شده است. بنابراین می توان نتیجه گرفت که محدودیت اعمالی در بارهای تصادفی تاثیر چندانی در پاسخ های سازه نداشته است.

در انتها نیز با بررسی مجموع نتایج بدست آمده، تاثیر مقادیر ترک خوردگی المان ها با افزایش ارتفاع، بیش از پیش نمایان شده و انتظار می رود که در ساختمان های بلند مرتبه، این اثر بشدت افزایش یافته و پاسخ های سازه ای را تحت تاثیر بسیار زیادی قرار دهد.

۴- نتیجه گیری

در این مقاله با استفاده از روش مونت کارلو و با تصادفی در نظر گرفتن توزیع بار زنده کف طبقات در ساختمان ۳ طبقه بتنی، قابلیت اطمینان ضرایب ترک خوردگی تیرها و ستون های بتنی در آیین نامه ACI محاسبه شده و اثرات آن بر روی پاسخ های سازه ای نظیر دوره تناوب سازه، جابجایی طبقات و عکس العمل های نیرویی المان ها مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته است. همچنین حالات خاصی از توزیع رندم بار نیز مورد بررسی قرار گرفته است که خلاصه نتایج کلیه تحلیل های صورت گرفته به شرح زیر می باشد:

- توزیع ترک خوردگی در سازه بطور یکنواخت نمی باشد و اعمال ضرایب ثابت ترک خوردگی مطابق با آیین نامه، می تواند خطای بسیاری در پاسخ سازه ها ایجاد نماید. میزان این خطا بسته به شرایط سازه و بارگذاری متفاوت است. در سازه های کاملاً منظم این اثرات به حداقل خود می رسد و با افزایش نامنظمی در سازه به هر شکل آن میزان این اثرات شروع به افزایش می نماید.

- در نمونه های مورد بررسی در این پژوهش قابلیت اطمینان ضرایب ترک خوردگی بر اساس آیین نامه ACI، برای ستون ها ۲٫۶- و برای تیرها ۰٫۱۵ به دست آمده که نشان از بهینه بودن این ضرایب دارد.

- در نمونه های مورد بررسی در این پژوهش تقاضای تغییر شکل با اعمال ضرایب دقیق ترک خوردگی حدود ۴۰ الی ۵۵ درصد و جابجایی نسبی طبقات بیش از ۵۰ درصد نسبت به آیین نامه کاهش یافته است.

- در نمونه های مورد بررسی در این پژوهش زمان تناوب مود های اول و دوم سازه با اعمال ضرایب دقیق ترک خوردگی حدود ۲۰ الی ۳۰ درصد نسبت به آیین نامه کاهش یافته است.

- using digital image correlation, *Engineering Fracture Mechanics*, 182 (2017) 487-505.
- [22] I. Luchko, Basic concepts of the fracture mechanics of reinforced concrete, *Materials Science*, 31(4) (1996) 448-453.
- [23] H. Nahvi, M. Jabbari, Crack detection in beams using experimental modal data and finite element model, *International Journal of Mechanical Sciences*, 47(10) (2005) 1477-1497.
- [24] E. Ooi, Z. Yang, A hybrid finite element-scaled boundary finite element method for crack propagation modelling, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 199(17-20) (2010) 1178-1192.
- [25] E.T. Ooi, Z.J. Yang, Modelling crack propagation in reinforced concrete using a hybrid finite element-scaled boundary finite element method, *Engineering Fracture Mechanics*, 78(2) (2011) 252-273.
- [26] Z. Yang, J. Chen, Finite element modelling of multiple cohesive discrete crack propagation in reinforced concrete beams, *Engineering Fracture Mechanics*, 72(14) (2005) 2280-2297.
- [27] B.H.R. Center, Standard No.2800. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, in, BHRC Publication, Forth Edition, In persian, Tehran, Iran, 2016.
- [28] D.E. Branson, G.A. Metz, Instantaneous and time-dependent deflections of simple and continuous reinforced concrete beams, Department of Civil Engineering and Auburn Research Foundation, Auburn University, 1963.
- [29] A.W. Beeby, Short-term deformations of reinforced concrete members, *Cement and Concrete Association*, 1968.
- [30] C. CEB-FIP, Model code for concrete structures, *Bulletin D'Information*, (1990).
- [31] D.E. Branson, *Deformation of concrete structures*, McGraw-Hill New York, 1977.
- [32] D.E. Branson, M. Christiason, Time Dependent Concrete Properties Related To Design-Strength and Elastic Properties, Creep, and Shrinkage, *Special Publication*, 27 (1971) 257-278.
- [33] D.E. Branson, K. Kripanarayanan, Loss of prestress, camber and deflection of non-composite and composite prestressed concrete structures, *PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. JOURNAL*, (1971).
- [34] ACI Committee 435, Control of deflection in concrete structures, *ACI 435R-95*, in, *ACI*, Farmington Hills, Michigan 2003.
- Mechanical Systems and Signal Processing*, 101 (2018) 26-37.
- [9] Z. Zheng, J. Guo, W. Song, X. He, F. Lu, C. Xie, J. Sun, Nonlinear free vibration analysis of axisymmetric polar orthotropic circular membranes under the fixed boundary condition, *Mathematical Problems in Engineering*, 2014 (2014).
- [10] J. Van de Lindt, Damage-based seismic reliability concept for woodframe structures, *Journal of Structural Engineering*, 131(4) (2005) 668-675.
- [11] K.T. Wieghaus, R.A. Atadero, Effect of existing structure and FRP uncertainties on the reliability of FRP-based repair, *Journal of Composites for Construction*, 15(4) (2010) 635-643.
- [12] B. Teplý, Interrelation among service life, reliability index, and costs of concrete structures subjected to aggressive exposure, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 28(4) (2013) 04014003.
- [13] D.L. Kozak, A.B. Liel, Reliability of steel roof structures under snow loads, *Structural Safety*, 54 (2015) 46-56.
- [14] N.M. Okasha, M. Aichouni, Proposed structural reliability-based approach for the classification of concrete quality, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27(5) (2014) 04014169.
- [15] M.L. Beconcini, P. Croce, F. Marsili, M. Muzzi, E. Rosso, Probabilistic reliability assessment of a heritage structure under horizontal loads, *Probabilistic engineering mechanics*, 45 (2016) 198-211.
- [16] E. Kianfar, V. Toufigh, Reliability analysis of rammed earth structures, *Construction and Building Materials*, 127 (2016) 884-895.
- [17] M. Gordini, M. Habibi, M. Tavana, M. TahamouliRoudsari, M. Amiri, Reliability Analysis of Space Structures Using Monte-Carlo Simulation Method, in: *Structures*, Elsevier, 2018, pp. 209-219.
- [18] M. Khuntia, S. Ghosh, Flexural stiffness of reinforced concrete columns and beams: experimental verification, *Structural Journal*, 101(3) (2004) 364-374.
- [19] C.S. Association, *Design of concrete structures*, Mississauga, Ont.: Canadian Standards Association, 2004.
- [20] ACI, *Building code requirements for reinforced concrete*, in, 2014.
- [21] T.M. Fayyad, J.M. Lees, Experimental investigation of crack propagation and crack branching in lightly reinforced concrete beams

Investigating the effect of probabilistic distribution of crack at the limit state on the seismic reliability of concrete buildings

M. Safi *

Assistant Professor, Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran.

M. Koolivand

Ph.D. Student, Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran.

M. Rasouli

Ph.D. Student, Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran.

H. Ketabdari

Ph.D. Student, Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran.

Abstract

Description of the real behavior of the structures depends on the sources of uncertainty or effective random parameters of the inputs and structural characteristics. These uncertainties may appear as changes and dispersal in external forces and environmental conditions, boundary conditions, geometric parameters or specification of the materials. One of the effective factors in the analysis of concrete structures is consideration of the effect of cracking on the structural elements, which directly affects the calculation of the natural periods, the story displacement and other response parameters. In different codes for design of concrete structures, cracking effect is considered as a mean and constant coefficient for each element, while clearly the condition of various components will be different based on loading situation and specifications. In this paper, reliability of stiffness reduction coefficients of the beams and columns due to cracking of concrete in the ACI code is investigated under random distribution of floor live loads using Monte Carlo simulation method. By considering 1000 modelling loops, calculating accurate crack coefficients of beams and columns and applying them in each model, the reliability of cracking coefficients has been obtained. The results show that the reliability index of these coefficients is very low. Also, other results of this modeling and applying accurate cracking coefficients, show that the story displacements and time period of first and second modes decrease about 40-55% and 20-30%, respectively and the reaction forces of the elements, especially the axial forces and torsional moments increase about 20-30%.

Keywords: Cracking coefficients, Concrete Elements, Monte Carlo Simulation, Design Codes, Reliability.

* Corresponding Author: M_Safi@sbu.ac.ir