

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح به همراه بررسی شاخص مقاومت در برابر خرابی پیش‌رونده با روش مسیر جایگزین

اشکان خداپنده لو*

استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران.

سجاد بیضاء قلچاچی

دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران.

چکیده

خرابی پیش‌رونده، گسترش زنجیروار خرابی از یک عضو به عضو دیگر در یک سازه است که در نهایت باعث فروریزی کل یا انهدام بخش بزرگی از سازه می‌گردد. در این مقاله به بررسی خرابی پیش‌رونده در دو سازه بتن مسلح با تعداد طبقات مختلف (ساختمان‌های ۱۰ و ۱۶ طبقه) با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی پرداخته شده است. مدل‌سازی با ایجاد خرابی موضعی در ستون میانی و ستون گوشه تحت اثر سه شتاب‌نگاشت مختلف انجام شده است. تغییر مکان نسبی طبقات، شاخص مقاومت بر اساس حداکثر برش پایه وارده و شکل‌گیری مفاصل پلاستیک و امکان ایجاد خرابی پیش‌رونده بر اساس استانداردهای موجود و طراحی بر اساس روش مسیر جایگزین دستورالعمل GSA مورد بررسی قرار گرفته و نتایج حاصل نشان می‌دهد که در ساختمان‌های بتن‌آرمه قاب خمشی ستون‌های میانی بیشترین پتانسیل خرابی پیش‌رونده را دارند و همچنین سازه‌های با ارتفاع بیشتر عملکرد بهتری در برابر خرابی پیش‌رونده از خود نشان می‌دهند.

واژه‌های کلیدی: کلمات کلیدی: خرابی پیش‌رونده، قاب‌های خمشی بتن مسلح، شاخص مقاومت، تحلیل دینامیکی غیرخطی.

* نویسنده مسئول: a.khodabandehlou@iaurmia.ac.ir

۱- مقدمه

روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یا بار افزون یکی از روش‌های نوینی است که با دارا بودن سرعت بالا و سادگی محاسبات، مورد توجه قرار گرفته است. نتیجه این تحلیلی تغییر مکان هدفی است که مبنای تعیین عملکرد سازه و بهسازی آن قرار می‌گیرد. توسعه مستمر علم در عرصه مهندسی سازه موجب شده است تا برای تقویت و بهسازی سازه‌ها از مصالح جدید استفاده شود [۶] و [۱۳]. عباسی و میرزایی در سال ۱۳۹۵ به بررسی حساسیت لرزه‌ای سازه‌ها نسبت به شاخص‌های خرابی، تغییر مکان بین طبقه‌ای و دوران خمیری مفاصل، با استفاده از منحنی شکنندگی پرداختند و بیان داشتند، رسم منحنی شکنندگی یکی از راه‌های بسیار مفید برای تعیین میزان آسیب وارد بر سازه‌ها هنگام زلزله است. همچنین با رسم این منحنی‌ها می‌توان احتمال فراگذشت از یک سطح خرابی مشخص را در برابر متغیرهای لرزه‌ای تعیین نمود. مدل‌هایی که مورد مطالعه قرار گرفته‌اند ساختمان‌های ۷ و ۱۰ طبقه بتنی می‌باشند. برای رسم منحنی شکنندگی بر اساس بیشینه شتاب زمین و پس از رسم منحنی‌های شکنندگی و مقایسه‌ی آن‌ها با یکدیگر دست یافتند که با در نظر گرفتن هر دو شاخص خرابی، قاب‌های واقع در خاک نوع II بیشتر از قاب‌های واقع در خاک نوع III دچار خرابی می‌شوند. با بررسی قاب‌ها در هر دو نوع خاک و در نظر گرفتن هر دو شاخص خرابی مشخص شد که در سطح خرابی کم، تغییر مکان بین طبقه‌ای و در سطح خرابی متوسط و شدید، دوران خمیری مفاصل باعث خرابی بیشتری در ساختمان می‌شوند [۱۴]. صادقی و کاظمی در سال ۱۳۹۶ به بررسی جامع نقش تئوری شاخص خرابی در ارزیابی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های متداول فولادی و بتنی پرداختند و بر اساس تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی (پوش آور، تاریخچه زمانی و تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA^۱)) شاخص‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای را به‌عنوان رابطه‌های مناسبی برای ارزیابی خرابی نشان دادند و بیان داشتند که در طراحی بهینه لرزه‌ای، مقاوم‌سازی، بهسازی و ارزیابی آسیب‌پذیری و خسارت، نقش مهمی را در مهندسی ساختمان ایفا می‌کنند [۱۵].

توکلی و اکبرپور در سال ۱۳۹۰ به مطالعه پدیده خرابی پیش‌رونده تحت الگوهای بارگذاری جانبی مختلف و تأثیر مکان عضو

کمی نمودن خرابی ساختمان‌های فولادی و بتنی ناشی از حوادث طبیعی مانند زمین‌لرزه مشکل از دو بخش سازه‌ای و غیرسازه‌ای است که به‌منظور برآورد میزان خسارت وارد بر ساختمان‌ها می‌توان از شاخص‌های خرابی سازه‌ای، غیرسازه‌ای و مالی استفاده کرد [۱]. بدین منظور شاخص خرابی اعضای سازه‌ای می‌تواند به‌صورت شاخص محلی (موضعی) و یا شاخص کلی (سراسری) تعریف گردد. این کمیت‌ها که معمولاً بر اساس پارامترهای مختلفی مانند تغییر مکان، مقاومت، سختی، نرمی، شکل‌پذیری، برش پایه، زمان تناوب، فرکانس و انرژی تلف شده اعضای طبقات یا کل سازه تعریف می‌شود، به‌صورت کمیت عددی بین صفر (بدون خرابی) تا یک (فروریزش) و مقادیر بین این دو عدد بیان می‌گردد [۲]. علاوه بر آن، شاخص خرابی اعضای غیرسازه‌ای نیز بر اساس پارامترهای تغییر مکان نسبی و شتاب اعضای مذکور به‌دست می‌آید و از آنجایی که بر اثر زمین‌لرزه، میزان خسارت اعضای غیرسازه‌ای از سازه‌ای فراتر است، به‌منظور برآورد میزان خسارت ریالی از شاخص خرابی اقتصادی نیز استفاده می‌گردد [۳-۴].

خرابی پیش‌رونده در چند دهه اخیر از موضوعات مهم در حوزه تحلیل سازه‌ها به‌شمار می‌رود و توجه بسیاری از پژوهشگران و طراحان سازه را به خود جلب کرده است [۵-۷]. خرابی پیش‌رونده به‌صورت خرابی اولیه در یک ناحیه کوچک از سازه شروع شده و با گسترش خرابی از عضوی به عضو دیگر، در نهایت به انهدام کل سازه در بخش وسیعی ختم می‌شود. همچنین، زمانی که یک سازه تحت یک خرابی موضعی در معرض زلزله قرار می‌گیرد، پاسخ سازه تحت تأثیر اثرات دینامیکی قرار می‌گیرد. از طرفی دیگر انتظار می‌رود که رفتار غیرخطی سازه به‌طور قابل ملاحظه‌ای رفتار کل سازه را تحت تأثیر قرار دهد. علت این امر این است که قبل از رسیدن به شرایط انهدام، یک سازه و اعضایش باید از حد الاستیک تجاوز کرده باشند؛ بنابراین تحلیل دینامیکی غیرخطی به‌عنوان یک روش دقیق مدنظر قرار می‌گیرد. [۸-۱۰].

در سال‌های اخیر پژوهشگران گام‌های موثری در بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها برداشته‌اند و دیدگاه آنان در فراهم آوردن طرح ایمن از تأمین مقاومت، متوجه عملکرد سازه‌ها گردیده است [۱۱ و ۱۲].

¹ Incremental Dynamic Analysis

به شرایط انهدام، یک سازه و اعضایش باید از حد الاستیک تجاوز کرده باشند. بنابراین تحلیل دینامیکی غیرخطی به‌عنوان یک روش دقیق مدنظر قرار می‌گیرد. در این مقاله، با استفاده از روش مسیر جایگزین، ساختمان‌های مدل‌سازی شده در نرم‌افزار SAP 2000 در معرض تحریکات شتاب‌نگاشت‌های معرفی شده قرار گرفته و عملکرد سازه در دو حالت بدون خرابی موضعی و با خرابی موضعی مورد مقایسه قرار می‌گیرند. شاخص حساسیت از طریق تحلیل حساسیت تخمین زده می‌شود که بیانگر نبود حالت ارتجاعی و عدم ظرفیت تحمل بار عمودی ناشی از حذف یک عضو بر مبنای تحلیل پلاستیک است. ضریب حساسیت به‌صورت نسبت ظرفیت باربری سازه پس از حذف یک عضو و یا مجموعه‌هایی از یک عضو مجاور به ظرفیت باربری سازه کامل است. عضو دارای بالاترین شاخص حساسیت به‌عنوان یک المان کلیدی شناخته می‌شود.

۳- روش تحقیق و مدل‌سازی

در این پژوهش دو قاب خمشی بتن مسلح ۱۰ و ۱۶ طبقه دارای ۵ دهانه و طول دهانه‌های سازه در هر دو جهت برابر ۴ متر مورد بررسی قرار گرفته است. این سازه‌ها دارای شکل‌پذیری متوسط بوده و بر اساس مبحث ششم و نهم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم طراحی شده است. تحلیل و طراحی سازه نیز در نرم‌افزار SAP 2000 انجام شده است. سازه مورد بررسی، دارای کاربری مسکونی و اهمیت متوسط، منطقه با لرزه‌خیزی زیاد، نوع خاک از نوع III، ارتفاع طبقات ۳/۲ متر، بار مرده ناشی از سقف و پارتیشن داخلی در طبقات برابر 7 kN/m^2 ، بار مرده ناشی از سقف و جان‌پناه در بام برابر $6/5 \text{ kN/m}^2$ ، بار زنده وارد بر سطح طبقات برابر 2 kN/m^2 و بار زنده وارد بر سطح بام برابر $1/5 \text{ kN/m}^2$ در نظر گرفته شده است. ابعاد تیرها در این قاب‌ها یکسان و برابر $0/35\text{m} \times 0/3\text{m}$ و ستون‌های طبقه‌های ۱ تا ۵، $0/65\text{m} \times 0/65\text{m}$ ، طبقه‌های ۵ تا ۱۰، $0/45\text{m} \times 0/45\text{m}$ و طبقه‌های ۱۰ تا ۱۶ برابر $0/55\text{m} \times 0/55\text{m}$ هستند. در این ساختمان‌ها از آنجا که تحلیل دینامیکی خطی نمی‌تواند اثرات دینامیکی حذف ناگهانی یک عضو را به‌خوبی

آسیب‌دیده در مقاومت کلی سازه پرداختند. همچنین با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌آور تغییر مکان جانبی نسبی و سطح عملکرد سازه در خصوص این پدیده مورد ارزیابی قرار دادند. آن‌ها نسبت مقاومت برشی باقیمانده به‌عنوان یک شاخص کمی برای ارزیابی مقاومت سازه‌های آسیب‌دیده و مقاومت در برابر خرابی پیش‌رونده ارائه شده است [۱۶]. خیرالدین و همکاران، به بررسی پتانسیل خرابی در سازه‌های فولادی طرح شده بر اساس آیین‌نامه ایران پرداختند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که بحث کنترل خرابی پیش‌رونده در سازه‌های طرح شده بر اساس آیین‌نامه ایران باید وارد گردد. علاوه بر این نتایج تحقیقات آن‌ها نشان داد علاوه بر خود المان سازه‌ای، موقعیت قرارگیری المان نیز در بحث خرابی پیش‌رونده اهمیت دارد [۱۷].

فرانگوپول^۱ [۱۸]، و ایتو^۲ و همکاران [۱۹]، شاخص مربوط به نامعینی و المان کلیدی را معرفی نمودند. کیم^۳ [۲۰] و ایتو و همکاران [۲۱]، پتانسیل خرابی پیش‌رونده را با عمل زنجیروار آن در طول اعمال یک تغییر شکل بزرگ مطالعه نمودند. علاوه بر این، مطالعات تحلیلی مربوط به نامعینی و خرابی پیش‌رونده روی یک ساختمان واقعی توسط اُهی^۴ و همکاران [۲۲] و کیم و همکاران [۲۳] انجام شد. تحقیقات دیگری در زمینه‌ی شاخص مربوط به نامعینی یا المان‌های کلیدی توسط محققین صورت گرفته است و در تمامی این مطالعات حفظ مقاومت یک سازه پس از خرابی اعضای از سازه به‌واسطه یک حادثه اتفاقی مورد بررسی قرار گرفت و مقاومت حاصل با مقاومت سازه در حالت اصلی مقایسه گردید [۲۴ و ۲۵].

۲- هدف تحقیق

در این پژوهش، هدف تعیین شاخص مقاومت قاب‌های خمشی بتن مسلح در برابر خرابی پیش‌رونده با روش مسیر جایگزین در اثر حذف ستون‌های میانی و گوشه است. زمانی که یک سازه تحت یک خرابی موضعی در معرض زلزله قرار می‌گیرد، پاسخ سازه تحت تأثیر اثرات دینامیکی قرار می‌گیرد. از طرفی دیگر انتظار می‌رود که رفتار غیرخطی سازه به‌طور قابل ملاحظه‌ای رفتار سازه را تحت تأثیر قرار دهد. علت این امر این است که قبل از رسیدن

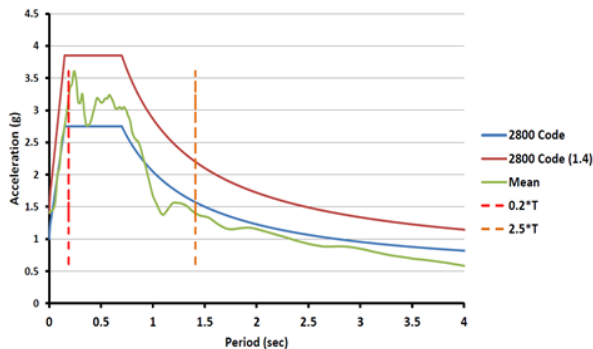
³ Kim

⁴ Ohi

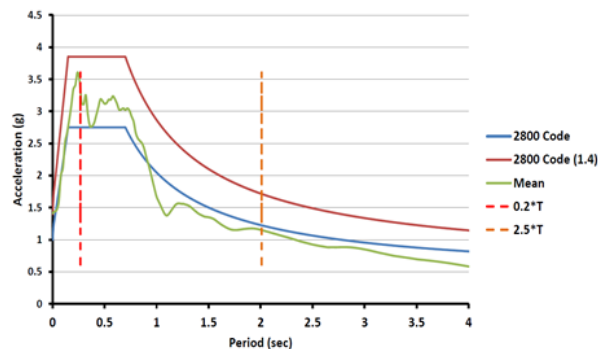
¹ Fragopol

² Ito

آنچنان تعریف می‌گردد که در این محدوده مقادیر متوسط در هیچ شرایطی بیشتر از ۱/۴ برابر مقدار نظیر آن در طیف استاندارد نباشد که T زمان تناوب اصلی ساختمان است.



شکل ۱- مقایسه طیف میانگین با ۱/۴ برابر طیف استاندارد برای سازه ۱۰ طبقه



شکل ۲- مقایسه طیف میانگین با ۱/۴ برابر طیف استاندارد برای سازه ۱۶ طبقه

۲-۳- تحلیل دینامیکی غیرخطی

در تحلیل دینامیکی غیرخطی جهت بررسی ایجاد خرابی پیش‌رونده، همانند شکل ۳ ابتدا نیروی محوری ستون موردنظر قبل از حذف، تحت ترکیب بار $1.2D+0.5L$ قرار می‌گیرد. سپس ستون موردنظر با بار نقطه‌ای محوری معادل جایگزین می‌شود. برای شبیه‌سازی پدیده حذف ناگهانی ستون، نیروی محوری ستون بعد از سپری شدن زمان معینی حذف می‌شود. در این روش نیروی محوری P به صورت خطی و به مدت پنج ثانیه افزایش می‌یابد تا زمانی که به مقدار نهایی اش برسد و با توجه به شکل ۴ سپس به مدت دو ثانیه به صورت ثابت نگه داشته شده تا سیستم به شرایط پایدار برسد. مقدار P بر اساس وزنی که ستون معادل در آن نقطه

شبیه‌سازی کند، در برخی از پژوهش‌ها [۲۶] بیشتر به استفاده از روش‌های تحلیل استاتیکی خطی، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی توصیه شده است.

۳-۱- تحلیل استاتیکی خطی و غیرخطی

در روش تحلیل استاتیکی خطی معادل نیروی جانبی زلزله بر اساس ضوابط آیین‌نامه تعیین شده و به صورت استاتیکی در امتدادها و جهات مختلف به سازه اعمال می‌گردد و سازه با فرض رفتار خطی تحلیل می‌شود. در این پژوهش برای طراحی سازه از تحلیل استاتیکی خطی معادل بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ و ویرایش سوم استفاده شده است.

از آنجایی که فرایند خرابی پیش‌رونده، به طور ذاتی یک فرایند غیرخطی است، تحلیل‌های غیرخطی برتری قابل توجهی نسبت به تحلیل‌های خطی دارند. نتایج تحلیل استاتیکی از طریق نموداری که محور افقی آن جابه‌جایی بالای ستون حذف شده و محور قائم آن، عامل اضافه‌بار است، بیان می‌شود. عامل اضافه‌بار به صورت نسبت بار وارده به بار اسمی تعریف می‌شود. منظور از بار وارده، باری است که در تحلیل فشار یکنواخت به پایین^۱ تا فروپاشی ساختمان افزایش می‌یابد و بار اسمی، باری است که آیین‌نامه GSA^۲ برای تحلیل استاتیکی خرابی پیش‌رونده تعیین کرده است. رابطه ۱، عامل افزایش ضریب بار بر طبق بارهای تعریف شده توسط GSA را نشان می‌دهد [۲۷]:

$$\lambda = \frac{P}{\Omega_v (1.2D + 0.5L)} \quad (1)$$

که در این رابطه Ω_v ضریب اضافه مقاومت است. در این پژوهش برای ارزیابی عملکرد خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌های مورد بررسی از تحلیل حذف ستون استفاده شده است. در تحلیل‌های انجام شده از سه شتاب‌نگاشت مقیاس شده نزدیک گسل امپریال^۳، نورتریج^۴ و طیس به عنوان رکورد زلزله‌های موردنیاز در تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی استفاده گردیده است. با توجه به شکل‌های ۱ و ۲ طیف‌های پاسخ ترکیبی سه شتاب‌نگاشت متوسط‌گیری شده و در محدوده زمان‌های متناوب $0.2T$ و $2.5T$ با طیف طرح استاندارد مقایسه گردیده است. ضریب مقیاس

³ Emprial

⁴ Northridge

¹ Uniform Push Down

² General Service Administration

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح به همراه...

برای به دست آوردن مقاومت نهایی ساختمان‌ها در خرابی پیش‌رونده، نیاز است تا تحلیل فشار یکنواخت به پایین نیز انجام شود. تحلیل فشار یکنواخت به پایین سازه آسیب‌دیده به ۳ روش صورت می‌گیرد که شامل روش‌های تحلیل فشار یکنواخت به پایین (UP^۱)؛ تحلیل فشار به پایین دهانه‌ای (BP^۲)؛ و تحلیل فشار به پایین افزایشی دینامیکی (IDP^۳) است. عوامل اضافه بار محاسبه‌شده از روش‌های مذکور، باحالت فروپاشی مربوط، باهم به‌عنوان میزانی از مقاومت سیستم سازه‌ای در خرابی پیش‌رونده ارائه می‌شود [۲۹].

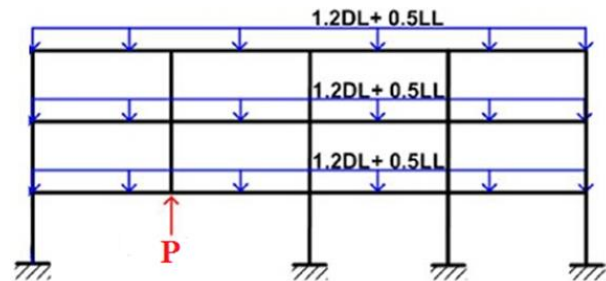
۴- بحث و نتایج

روش‌های تحلیلی اخیر، برای خرابی پیش‌رونده تنها یک ارزیابی کیفی از مقاومت کلی سیستم سازه‌ای ارائه می‌دهد. به‌رحال برای ارزیابی خرابی پیش‌رونده نیاز به نتایج کمی و ظرفیت باقی‌مانده تحمل بار در سازه آسیب‌دیده است. بدین منظور یک شاخص کمی برای ارزیابی مقاومت برشی سازه‌های آسیب‌دیده در برابر خرابی پیش‌رونده ارائه‌شده است که به‌عنوان شاخص مقاومت برشی باقی‌مانده یا شاخص مقاومت (R) تعریف می‌گردد [۹]. به همین منظور، بیشینه برش پایه طرح (V_{design}) را از نمودارهای برش پایه نسبت به زمان در شکل‌های ۵ و ۶ استخراج کرده و نتایج حاصله به‌صورت نسبتی از برش پایه سازه آسیب‌دیده (V_{damaged}) به سازه سالم بیان می‌گردد و همچنین نتایج این تحلیل‌ها با استفاده از حداکثر مقدار سه شتاب‌نگاشت اعمال‌شده ارائه‌شده است.

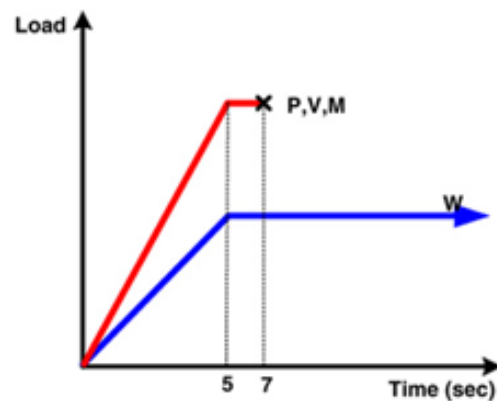
$$R = \frac{V_{damaged}}{V_{design}} \quad (3)$$

جدول ۱ بحرانی‌ترین برش پایه قابل‌تحمل در سازه تحت تأثیر شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در قاب خمشی بتنی ۱۰ طبقه، میزان برش پایه قابل‌تحمل در حالت‌های خرابی موضعی در ستون‌های میانی و گوشه نسبت به حالت بدون خرابی به ترتیب ۲۹٪ و ۳۲٪ کاهش یافته است. از سوی دیگر، این مقادیر برای قاب خمشی ۱۶ طبقه‌ای به ترتیب برابر ۱۶٪ و ۱۵٪ می‌باشند.

تحمل می‌کند محاسبه می‌شود. در این هنگام برای مشابه‌سازی اثر دینامیکی و حذف ناگهانی ستون نیروی رو به بالای P به‌طور ناگهانی در هفتمین ثانیه حذف می‌شود. منحنی آبی‌رنگ در شکل ۴ بیان‌گر تاریخچه بار ثقلی است.



شکل ۳- نحوه بارگذاری



شکل ۴- نحوه اعمال بار ستون حذف‌شده بر سازه در تحلیل

دینامیکی غیرخطی [۲۸]

۳-۳- روش مسیر جایگزین دستورالعمل GSA

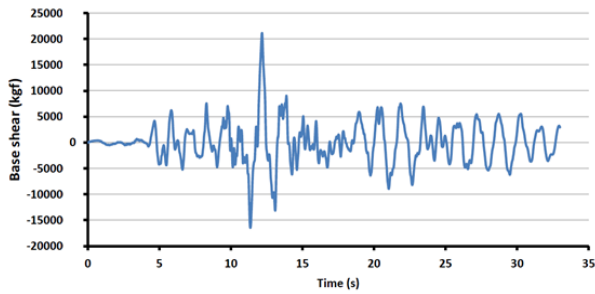
سازه توسط روش مسیر جایگزین بار به چهار روش تحلیل می‌شود که شامل روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی و غیرخطی می‌شوند. در اینجا برای تحلیل دقیق سازه از روش دینامیکی غیرخطی استفاده‌شده است. این تحلیل بر طبق آیین‌نامه GSA انجام‌شده است که بارگذاری مورد‌استفاده در مرحله تحلیل خرابی پیش‌رونده با مرحله طراحی متفاوت است. در مرحله تحلیل حذف ستون، بارهای ثقلی یکنواختی مطابق رابطه ۲ به کل سازه اعمال می‌شود. این بارها در روش‌های استاتیکی شامل یک ضریب افزایش دینامیکی نیز می‌شود.

$$G_{ND} = 1.2D + (0.5L \text{ or } 0.2S) \quad (2)$$

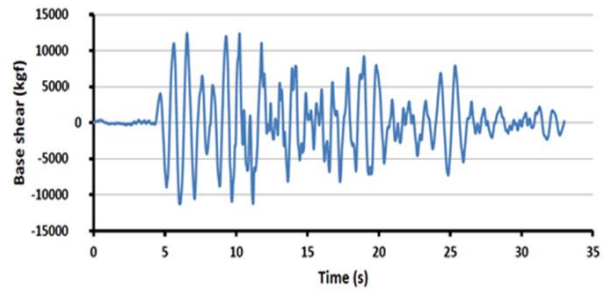
³ Incremental dynamic push-down

¹ Uniform push-down

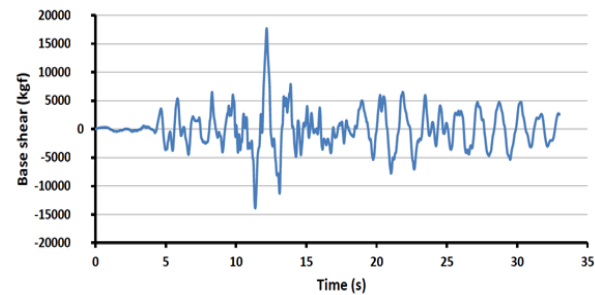
² Bay push-down



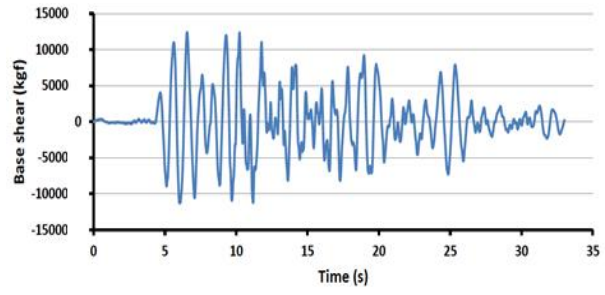
الف- بدون خرابی موضعی



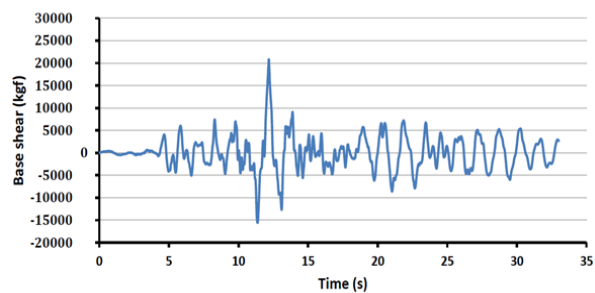
الف- بدون خرابی موضعی



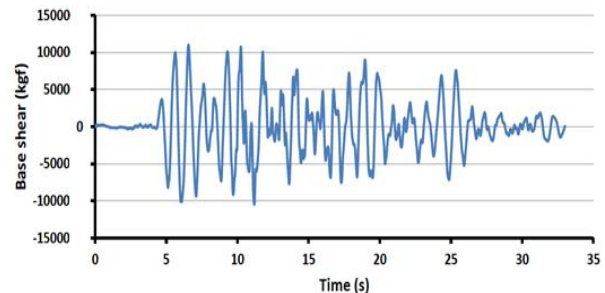
ب- با خرابی موضعی (ستون میانی)



ب- با خرابی موضعی (ستون میانی)



ج- با خرابی موضعی (ستون گوشه)



ج- با خرابی موضعی (ستون گوشه)

شکل ۶- نمودار برش پایه سازه نسبت به زمان برای قاب
خمش ۱۶ طبقه

شکل ۵- نمودار برش پایه سازه نسبت به زمان برای قاب
خمش ۱۰ طبقه

در مقایسه باحالت خرابی در ستون گوشه منجر می‌گردد. پس می‌توان نتیجه گرفت که با خرابی ستون گوشه، سازه قادر خواهد بود که ظرفیت برشی خود را به نسبت زیادی حفظ کند.

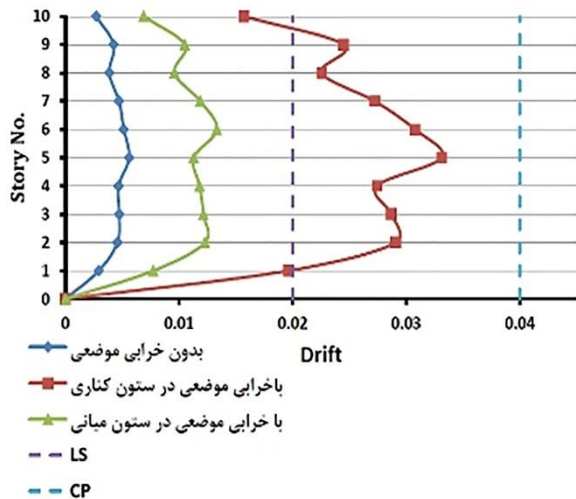
بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که محل خرابی نقش مهمی در ظرفیت برشی سازه دارد. به طوری که برش قابل تحمل در هر دو سازه به ازای خرابی موضعی در ستون میانی، به کاهش قابل توجهی

جدول ۱- ارزیابی شاخص مقاومت در برابر خرابی پیش‌رونده در قاب‌های خمشی ۱۰ و ۱۶ طبقه

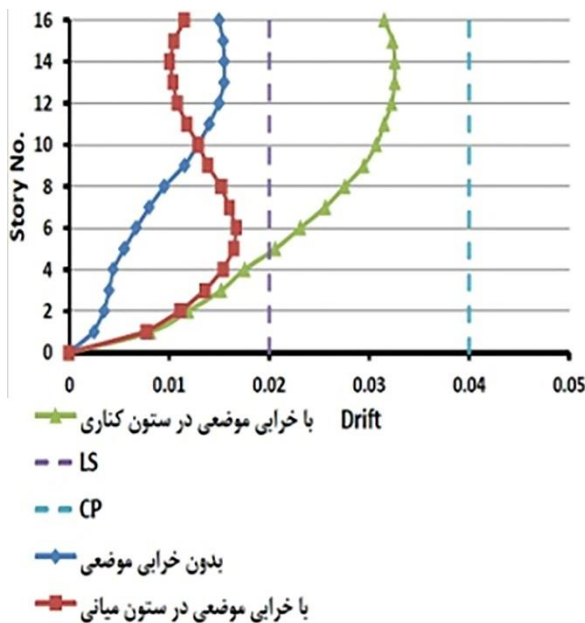
تعداد طبقات	برش پایه بیشینه (kN)		شاخص مقاومت		
	بدون خرابی موضعی	حذف ستون میانی	حذف ستون گوشه	حذف ستون میانی	حذف ستون گوشه
۱۰ طبقه	۱۲۳۹۰	۸۷۸۵	۱۲۱۰,۰۰	۰,۷۱	۰,۸۹
۱۶ طبقه	۲۱۱۱۲	۱۷۶۹۸	۲۰۷۹,۵۷	۰,۸۳	۰,۹۸

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح به همراه...

در شکل‌های ۸ و ۹ نسبت تغییر مکان طبقه قاب‌های ۱۰ و ۱۶ طبقه مورد بررسی قرار گرفته و با مقادیر حدی متناظر با سطوح عملکردی ایمنی جانی (LS^۱) و آستانه فروریزش (CP^۲) مقایسه شده است.

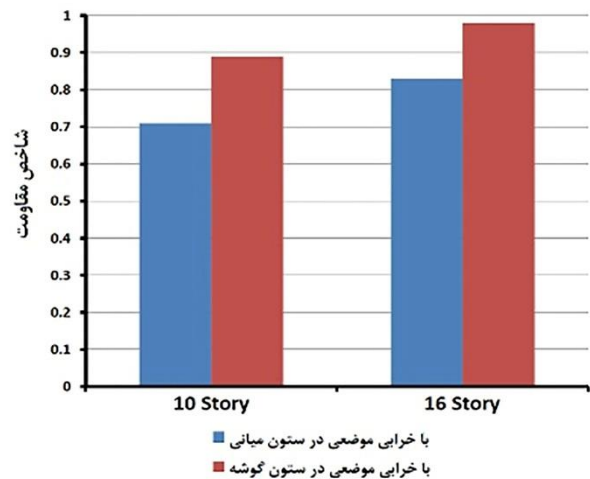


شکل ۸- بیشینه نسبت تغییر مکان تراز طبقه‌های قاب خمشی بتنی ۱۰ طبقه



شکل ۹- بیشینه نسبت تغییر مکان تراز طبقه‌های قاب خمشی بتنی ۱۶ طبقه با بررسی شکل‌های ۸ و ۹ مشخص می‌شود که تعداد طبقات سازه تأثیر قابل توجهی در حفظ عملکرد آن دارد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در هر دو سازه با خرابی موضعی در ستون میانی سازه قادر به حفظ سطح عملکردی ایمنی جانی است؛ اما با این حال، با در نظر گرفتن خرابی موضعی در ستون گوشه، سازه جوابگوی سطح

شکل ۷ نیز مقدار شاخص مقاومت را برای سازه‌های ۱۰ و ۱۶ طبقه تحت خرابی موضعی در ستون‌های میانی و گوشه را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با افزایش تعداد طبقات مقدار شاخص مقاومت افزایش می‌یابد؛ بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش تعداد طبقات میزان برش قابل تحمل سازه تحت اثر خرابی به میزان کمتری کاهش می‌یابد. این موضوع نشان‌دهنده کاهش حساسیت سازه نسبت به خرابی موضعی تحت اثر زلزله در سازه‌های با ارتفاع بیشتر است.



شکل ۷- مقایسه بیشینه شاخص مقاومت در قاب‌های خمشی ۱۰ و ۱۶ طبقه

۴-۱- بررسی تغییر مکان نسبی طبقات

کنترل تغییر مکان نسبی طبقات به عنوان روشی برای بررسی سطح عملکرد سازه‌ها تحت بار جانبی همواره مورد توجه بوده است. برای کنترل تغییر مکان‌های جانبی سازه، از مفهوم تغییر مکان جانبی نسبی طبقه استفاده می‌گردد. با استفاده از این مفهوم، پارامتر حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقه سازه‌ها محاسبه می‌شود و با مقادیر حدی مقایسه می‌شود. این مقادیر در جدول ۲ که تنها برای ارزیابی کیفی رفتار تقریبی سازه‌ها در سطح عملکردی مورد نظر است نشان داده شده است.

جدول ۲- مقادیر مجاز نسبت تغییر مکان طبقه در سطوح مختلف عملکرد [۳۰]

عملکرد	قابلیت استفاده	ایمنی جانبی	آستانه فروریزش
سیستم سازه‌ای	بی‌وقفه (IO)	(LS)	(CP)
	۰/۰۱	۰/۰-۰/۰۲	۰/۰۴
قاب خمشی بتنی			

² Collapse prevention

¹ Life safety

در شکل‌های ۱۱ و ۱۲، تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده در محدوده‌های مختلف B تا D نشان شده است. با بررسی شکل‌های ۱۱ و ۱۲ مشاهده می‌شود که در حالت خرابی موضعی ستون میانی نسبت به خرابی موضعی در ستون گوشه، تعداد مفاصل بیشتری در ستون‌های دهانه آسیب‌دیده هر دو سازه ۱۰ و ۱۶ طبقه ایجاد شده است. با توجه به نتایج تحلیل تاریخچه زمانی، می‌توان نتیجه گرفت که محل خرابی موضعی تأثیر مهمی در نتایج دارد چراکه با حذف المان کلیدی (ستون میانی) تعداد بیشتری مفاصل پلاستیک ایجاد می‌شود و همچنین تعداد مفاصل در محدوده C تا D نیز زیاد می‌شود که خود بیان‌گر این موضوع است که حذف ستون میانی تأثیری به مراتب مخرب‌تر از حذف ستون گوشه در پایداری سازه دارد. همچنین با افزایش تعداد طبقات سازه، کنش زنجیره‌ای اعضای سازه برای حمل و انتقال بهتر بار عضو آسیب‌دیده تقویت می‌گردد که همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش تعداد طبقات به ۱۶ طبقه هیچ مفصلی در محدوده C تا D تشکیل نشده است که این خود گویای این مطلب است که با افزایش طبقات در یک سازه به دلیل کنش زنجیره‌ای اعضا و همچنین با افزایش المان‌های سازه‌ای رفتار سازه در اثر خرابی موضعی در المان باربر بهبود می‌یابد. در نتیجه خرابی موضعی در ستون میانی نسبت به خرابی موضعی در ستون گوشه بحرانی‌تر بوده و با مقایسه نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی با نتایج به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی، می‌توان نتیجه گرفت که بر اساس دستورالعمل‌ها و راهنماهای معتبر، قاب‌های خمشی بتنی در هنگام رویارویی با خرابی موضعی در طبقات پایینی سازه از حاشیه امن کمتری برخوردار بوده و نیاز به تمهیدات بیشتر در طراحی است.

۵- نتیجه‌گیری

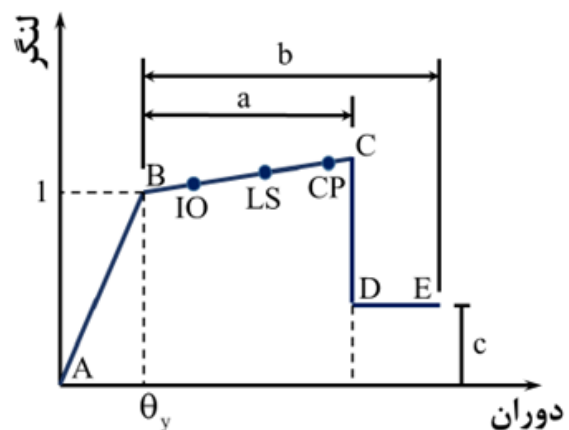
بر اساس نتایج به دست آمده در این پژوهش از تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی، به موارد زیر می‌توان اشاره کرد:

- در تحلیل استاتیکی غیرخطی با تعریف شاخص مقاومت برای سازه و با بررسی مقدار این شاخص در حالت‌های با خرابی موضعی در ستون‌های گوشه و میانی، می‌توان به این نتیجه رسید که محل خرابی ستون نقش مهمی در میزان شاخص مقاومت دارد. مقدار شاخص مقاومت عبارت است از نسبت برش قابل تحمل سازه در حالت با خرابی موضعی به برش قابل تحمل سازه در حالت بدون خرابی

عملکردی ایمنی جانبی نیست. در هر دو سازه ۱۰ و ۱۶ طبقه‌ای با خرابی موضعی در ستون گوشه، نسبت تغییر مکان طبقه به سطح عملکرد آستانه فروریزش نزدیک‌تر است. این موضوع نشان می‌دهد که سازه دارای خرابی در ستون گوشه فاقد عملکرد سازه‌ای مطلوب است و افزایش تعداد طبقات تأثیری بر بهبود رفتار سازه ندارد. بنابراین قاب‌های خمشی بتنی با شکل‌پذیری متوسط و با المان آسیب‌دیده، تحت زلزله‌های بزرگ بر اساس دستورالعمل FEMA 356، قادر به حفظ سطح عملکرد موردنظر نمی‌باشد.

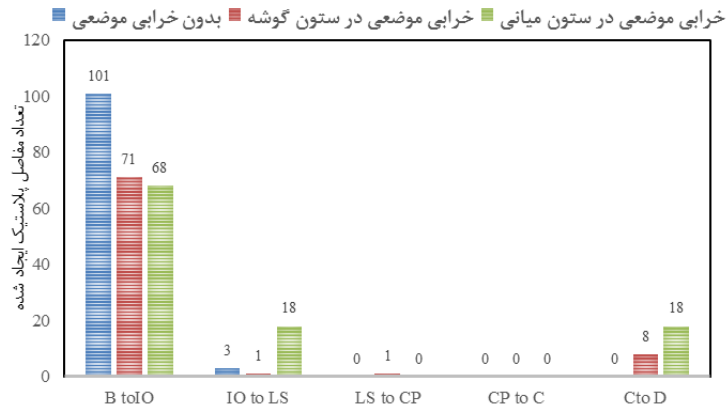
۴-۲- بررسی وضعیت مفاصل ایجاد شده

بررسی وضعیت مفاصل مهم‌ترین بخش ارزیابی پتانسیل خرابی پیش‌رونده و حفظ سطح عملکرد است. زمانی که تیرها و ستون‌های واقع در دهانه‌ای که ستون زیر آن‌ها حذف گردیده از سطح عملکرد موردنظر (ایمنی جانبی) تجاوز نمایند، آنگاه سازه موردنظر به عنوان سازه‌ای با پتانسیل ایجاد خرابی پیش‌رونده شناخته می‌شود و باید در طراحی تجدیدنظر نمود. شکل ۱۰ ارتباط لنگر خمشی با دوران اعضای سازه‌ای توصیه شده در ASCE/SEI 41-06 را نشان می‌دهد. نقاط B و C به ترتیب بیانگر مقاومت تسلیم اسمی و مقاومت نهایی هستند. سختی پس تسلیمی سه درصد سختی اولیه است. نقاط D و E نشان‌دهنده حالت شکست اولیه و نهایی می‌باشند. همچنین بر روی نمودار، حالت‌های حدی عملکرد از قبیل (IO) محدوده استفاده بی‌وقفه، (LS) ایمنی جانی، (CP) آستانه فروریزش و (E) شکست نهایی نشان داده شده است. ضرایب a، b و c نیز معرف رفتار غیرخطی هستند و مطابق با ASCE/SEI 41-06 به دست می‌آیند.

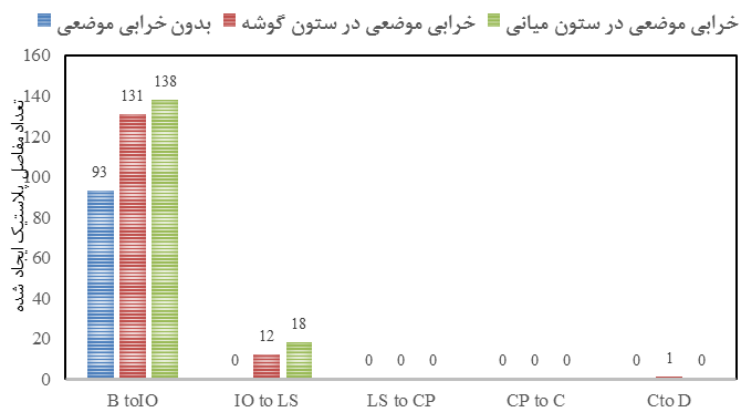


شکل ۱۰- رابطه غیرخطی بار-جابجایی اعضای خمشی [۱۹]

موضعی که این شاخص بین صفر و یک قرار می‌گیرد که نزدیکی این شاخص به یک نشان‌دهنده کاهش حساسیت سازه نسبت به خرابی موضعی است و همچنین نتایج نشان می‌دهد که تحت اثر خرابی موضعی در ستون گوشه، سازه قادر به تأمین برش پایه‌ای بیشتر از حالت با خرابی موضعی در ستون میانی است؛ بنابراین، خرابی موضعی در ستون میانی اثر بحرانی تری را بر سازه اعمال می‌کند.



شکل ۱۱- بررسی تعداد مفاصل‌های پلاستیک ایجاد شده در سازه ۱۰ طبقه



شکل ۱۲- بررسی تعداد مفاصل‌های پلاستیک ایجاد شده در سازه ۱۶ طبقه

موردنظر نیست. این در حالی است که خرابی موضعی در ستون میانی تأثیر قابل توجهی در نقض سطح عملکرد موردنظر نداشته و به میزان مناسبی رعایت می‌شود؛ بنابراین قاب‌های خمشی بتنی با شکل‌پذیری متوسط تحت خرابی موضعی و زلزله‌های بزرگ بر اساس دستورالعمل FEMA 356، قادر به حفظ عملکرد موردنظر است.

- با بررسی وضعیت مفاصل ایجاد شده در تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه، می‌توان نتیجه گرفت که در خرابی موضعی در ستون میانی تعداد مفاصل کمتری ایجاد شده‌اند؛ اما در حالت خرابی موضعی در ستون گوشه، تعداد مفاصل بیشتری از سطح عملکرد جانی (LS) گذشته‌اند و وارد ناحیه غیرخطی شده‌اند. لذا

- با بررسی مقادیر بیشینه شاخص مقاومت ناشی از شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده در سازه‌های ۱۰ و ۱۶ طبقه‌ای، می‌توان نتیجه گرفت که محل خرابی موضعی در سازه و همچنین تعداد طبقات سازه تأثیر قابل توجهی بر روی مقاومت برشی سازه دارد؛ بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که افزایش تعداد طبقات سازه آسیب‌پذیری سازه با خرابی موضعی در برابر زلزله را کاهش می‌دهد.

- بررسی تغییر مکان نسبی طبقات در سازه‌های بررسی شده، نشان می‌دهد که نوع خرابی موضعی تأثیر قابل توجهی در حفظ سطح عملکرد سازه را دارد. نتایج حاصله نشان می‌دهد که در حالت خرابی موضعی ستون گوشه، سازه قادر به حفظ سطح عملکرد

Prev. Progress. Collapse. Rosemont, Illinois. USA Natl. Inst. Build. Sci., (2002).

[11] Jahangir, H., Bagheri, M. "Evaluation of Seismic Response of Concrete Structures Reinforced by Shape Memory Alloys" International Journal of Engineering, 2020; 33(3): 410-418. DOI: 10.5829/IJE.2020.33.03C.05.

[12] Bagheri, M., Chahkandi, A., and Jahangir, H., "Seismic Reliability Analysis of RC Frames Rehabilitated by Glass Fiber-Reinforced Polymers" International Journal of Civil Engineering, 2019; 17: 1785-1797. DOI: 10.1007/s40999-019-00438-x.

[13] Shan L, Petrone F, Kunnath S. Robustness of RC buildings to progressive collapse: Influence of building height. Eng Struct (2019);183:690-701. doi:10.1016/j.engstruct.2019.01.052.

[14] Abbasi S, Mirza'i R. Evaluation of the seismicity of concrete buildings relative to the type of failure indicators and fragility curve drawing. 2nd Int Conf New Res Find Civ Eng Archit Urban Manag Tehran University Appl Sci (2016) (in Persian).

[15] Sadeghi, A. Kazemi H. Evaluation and review of Damage Index failure theory in steel and concrete buildings. The 2nd National Conference on Research and Educational Development of Iran's Urban and Environmental Architecture, Tehran, Permanent Secretariat of the Conference. (2016).

[16] Tavakoli H, Akbarpour S. Determination of the strength of concrete flexural frame under progressive collapse using Robustness Index. Paper presented at the Sixth National Congress on Civil Engineering, Semnan, semnan university. (2010) (in Persian).

[17] Mehrabi F, Kheiroddin A, Gerami M. Assessment of progressive collapse potential of steel structures that designed on Iran code. civil engineering. (2015). 2-28(4), 65-72. (in Persian).

[18] Frangopol DM, Curley JP. Effects of Damage and Redundancy on Structural Reliability. J Struct Eng (1987) ;113:1533-49. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1987)113:7(1533).

[19] Ito T, Ohi K, Li Z. A sensitivity analysis related to redundancy of framed structures subjected to vertical loads. J Struct Constr Eng Trans ASCE (2005):145-51.

[20] Kim J, An D. Evaluation of progressive collapse potential of steel moment frames considering catenary action. Struct Des Tall Spec Build (2009);18:455-65. doi:10.1002/tal.448.

[21] Ito T, Fukuyama T. A Potential Strength and Ultimate Behavior of Framed Structures Considering Catenary Effects after Failure

می توان نتیجه گرفت که در سازه های بتنی حاشیه ایمنی کافی برای مقابله با خرابی پیش رونده وجود نداشته و نیاز به الزامات بیشتری است.

- با بررسی مفاصل ایجاد شده می توان دریافت که در سازه ۱۰ طبقه حذف ستون میانی نسبت به حذف ستون گوشه باعث ایجاد مفاصل بیشتری خارج از محدوده ایمن شده و همچنین با افزایش طبقات از تعداد مفاصل ناایمن کاسته می شود.

۶- مراجع

[1] Gsa U. Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects. Washington, DC (2003).

[2] DoD.. Design of buildings to resist progressive collapse: Unified Facilities Criteria (UFC), DOD Washington, DC. (2013)

[3] Ellingwood BR. Mitigating Risk from Abnormal Loads and Progressive Collapse. J Perform Constr Facil 2006;20:315-23. doi:10.1061/(ASCE) 0887-3828(2006)20:4(315).

[4] Alashker Y, Li H, El-Tawil S. Approximations in Progressive Collapse Modeling. J Struct Eng (2011);137:914-24. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000452.

[5] Liu Y. Progressive-failure analysis of steel building structures under abnormal loads. A Thesis Degree Dr Philosophy, Waterloo, Univ Waterloo (2007).

[6] Lu X, Lin K, Gu D, Li Y. Experimental Study of Novel Concrete Frames Considering Earthquake and Progressive Collapse. Concr. Struct. Earthq., Singapore: Springer Singapore; (2019), p. 29-45. doi:10.1007/978-981-13-3278-4_3.

[7] Eren N, Brunesi E, Nascimbene R. Influence of masonry infills on the progressive collapse resistance of reinforced concrete framed buildings. Eng Struct (2019);178:375-94. doi:10.1016/j.engstruct.2018.10.056.

[8] Ferraioli M. Dynamic Increase Factor for Nonlinear Static Analysis of RC Frame Buildings Against Progressive Collapse. Int J Civ Eng (2019);17:281-303. doi:10.1007/s40999-017-0253-0.

[9] Jahangir, H., Karamodin, A., Structural Behavior Investigation Based on Adaptive Pushover Procedure 10th International Congress on Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran (2015).

[10] Ellingwood BR. Load and resistance factor criteria for progressive collapse design. Natl. Work.

- Mechanism Formation Subjected to Vertical Load. *Theor Appl Mech Japan* (2011);59:29–38.
- [22] Choi JH, Ito M, Ohi K. Prevention of Building Structural Collapse Caused by Accidental Events. *proc. 2nd Int. Symp. Improv. Struct. Saf. Build. Struct.*, (2007), p. 85–98.
- [23] Kim K. Evaluation of progressive collapse resisting capacity of tall buildings (2012).
- [24] Ito T, Takemura T. Sensitivity Analysis of Redundancy of Regular and Irregular Framed. *Int J High-Rise Build* (2014);3:297–304.
- [25] Abbasnia R, Yoosefpooravandar A. Progressive collapse resistance of RC framed buildings with different ductilities. *Sharif Journal of Civil Engineering*, (2016). 32.2(2.2), 3-10. (in Persian) .
- [26] Jahangir, H., Daneshvar Khorram, M.H., Ghalehnovi, M., “Influence of Geometric Parameters on Perforated Core Buckling Restrained Braces Behavior (In Persian)” *Journal of Structural and Construction Engineering*, (2018), doi:10.22065/jsce.2018.101904.1359.
- [27] Agency, F. E. M. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. American Society of Civil Engineers (ASCE).
- [28] Kim J, Kim T. Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames. *J Constr Steel Res* (2009) 65:169–79. doi:10.1016/j.jcsr.2008.03.020.
- [29] Khandelwal K, El-Tawil S. Pushdown resistance as a measure of robustness in progressive collapse analysis. *Eng Struct* (2011);33:2653–61. doi:10.1016/j.engstruct.2011.05.013.
- [30] *Management and Planning Organization of Iran*. (2009). *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (Code No.360)*.

Assessment of Seismic Performance of RC Frames and the Evaluation of Robustness Index for Progressive Collapse with Alternative Path Method

Ashkan KhodaBandehLou *

Assistant Professor, Civil Engineering Department, Faculty of Engineering, Urmia Branch, Islamic Azad University, Urmia, Iran.

Sajad Beyza Ghalghachi

Ph.D. Student, Civil Engineering Department, Faculty of Engineering, Urmia Branch, Islamic Azad University, Urmia, Iran.

Abstract

Engineered structures are designed to resist all expected loading without failure. However, structural failures do occasionally occur due to inadequate design and construction, especially for extreme and unconventional loads. In terms of progressive-failure in structural analysis, it is important to determine the most vulnerable element that are capable for destruction with improving these defective elements, the performance of whole structure will be better and the risk of progressive collapse will decrease. Progressive failure is the spread of a chain of damage from one member to another in a structure that, following local damage caused by the removal of one or more load-bearing members, begins and is disproportionately transferred to the other members of the structure. The whole or destruction becomes a large part of the structure. In the discussion of progressive failure, determining the element that has the greatest potential for progressive failure is important. Because by strengthening this element, the performance of the structure can be improved. In this paper, the progressive failure of two reinforced concrete structures with a different number of floors (10 and 16-storey buildings) using nonlinear dynamic analysis is investigated. The analysis and design of this structure has been done in SAP 2000 software and modeling has been done by creating local failure in the middle column and corner column under the influence of three different acceleration angles. The relative displacement of the floors, the viscosity index based on the maximum base cut and the formation of plastic joints, and the possibility of progressive failure based on existing standards and design based on the GSA guideline alternative method have been investigated. The results of this study show that in reinforced concrete buildings, the bending frame of the corner columns has the highest potential for progressive failure. In addition, the results show that structures with higher heights perform better against progressive failure.

Keywords: Progressive Collapse, Reinforced Concrete Frames, Structural Robustness Index, Nonlinear Dynamic Analysis.

* Corresponding Author: a.khodabandehlou@iaurmia.ac.ir