

بررسی تأثیر مهاربند برون محور در عملکرد ساختمان‌های فولادی و مقایسه آن با سیستم قاب خمشی در پدیده خرابی پیش رونده

مرتضی نقی پور^۱، بهنام سجودی توسروندانی^{۲*}

۱- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه نوشیروانی بابل
۲- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران سازه، دانشگاه شمال آمل

behnamsajoudi@gmail.com

تاریخ دریافت: [توسط مجله تکمیل میشود] تاریخ پذیرش: [توسط مجله تکمیل میشود]

چکیده- خرابی پیش رونده را به صورت گسترش خرابی موضعی اولیه از عضوی به عضو دیگر که سرانجام به گسیختگی تمام سازه و یا قسمت بزرگی از آن می‌انجامد، تعریف می‌کنند. خطرات احتمالی که می‌تواند موجب خرابی پیش رونده شود شامل آتش سوزی، انفجار گازها، تصادف وسایل نقلیه، انفجار بمب‌ها و ... است. هدف از این مقاله بررسی خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌های فولادی با مهاربند برون محور است که در آن تأثیر پارامترهایی مانند ارتفاع، آرایش مهاربندی و نوع سیستم سازه‌ای نیز بررسی می‌شود. بدین منظور ۶ مدل ساختمانی براساس ضوابط لرزه‌ای آیین نامه ۲۸۰۰ ایران در نرم افزار ETABS تحلیل و طراحی می‌شود سپس مقاومت آنها در برابر خرابی پیش‌رونده به وسیله سداد تسلیحات متحد آمریکا (UFC) به روش مسیر جایگزین (APM) و با استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی در نرم‌افزار SAP2000 بررسی می‌شود. با بررسی نتایج مشاهده شد حذف تک ستون فقط زمانی که در کنار ستون حذف شده مهاربندی وجود نداشته باشد و حذف همزمان ستون و مهاربند فقط در طبقه آخر سبب ایجاد خرابی پیش رونده در سازه می‌شود. همچنین نتایج نشان داد که با حذف همزمان ستون و مهاربند احتمال رخ دادن خرابی پیش‌رونده در قاب‌هایی که دهانه‌های میانی مهاربندی شده با افزایش ارتفاع افزایش و در قاب‌هایی که دهانه‌های کناری مهاربندی شده با افزایش ارتفاع کاهش می‌یابد. همچنین مشاهده شد که سیستم دوگانه نسبت به سیستم قاب خمشی و سیستم قاب ساختمانی ساده در مقابله با خرابی پیش رونده سیستمی کاملاً مقاوم است.

واژگان کلیدی: خرابی پیش‌رونده، تحلیل دینامیکی غیرخطی، مهاربند برون‌محور، قاب خمشی، روش مسیر جایگزین.

۱- مقدمه

جایگزین و انتقال بارهای حمل شده به وسیله آن عضو به اعضای مجاور است. نیروهای داخلی دینامیکی در اعضای مجاور در نتیجه آزاد شدن انرژی داخلی حاصل از حذف یک عضو افزایش می‌یابد. پس از اینکه بار دوباره در سازه توزیع شد هر عضو سازه‌ای بارهای مختلفی از جمله نیروهای داخلی اضافه شده را تحمل می‌کند. اگر هربار توزیع دوباره شده از ظرفیت‌های اعضای سالم محیطی بیشتر شود می‌تواند شکست موضعی دیگری به وجود آورد چنین شکست‌های متوالی می‌تواند از یک عضو به عضو دیگر گسترش یابد و در نهایت به همه یا بخش بزرگی از سازه انتقال پیدا کند. به طور کلی

خرابی پیش رونده یک واکنش زنجیره‌ای از شکست‌های آغاز شده با از دست رفتن یک یا چند عضو حامل بار ثقلی است. خرابی پیش رونده هنگامی رخ می‌دهد که یک عضو اصلی یا اعضای کلیدی سازه شکسته شوند، سپس شکست عضو به سمت تخریب اعضای مجاور گسترش یافته و در نهایت کل سازه و یا قسمتی از آن فروریزد، که این خرابی می‌تواند ناشی از آتش‌سوزی، انفجار بمب‌ها، تصادف وسایل نقلیه و بسیاری از عوامل دیگر باشد. هنگامی که عضو حامل بار ثقلی با شکست مواجه می‌شود، سازه نیازمند فراهم کردن یک مسیر بار

چنین خرابی پیش رونده‌ای در چند لحظه صورت می‌گیرد. در سال‌های اخیر بحث خرابی پیش رونده بسیار مورد توجه قرار گرفته است و پژوهشگران مطالعات بسیاری در این زمینه انجام داده‌اند یکی از اولین پژوهش‌هایی که در زمینه خرابی پیش رونده انجام شد به وسیله ویلیامسون و کاواگوچی [۱] در سال ۲۰۰۳ میلادی بود. ایشان با استفاده از یک مدل دو بعدی به مقایسه دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی در بحث خرابی پیش رونده پرداخت و به این نتیجه رسید که چون در تحلیل استاتیکی آثار دینامیکی ناشی از حذف ستون دیده نمی‌شود، جواب‌ها دست پایین است. تسای و لین در سال ۲۰۰۸ [۲] با بررسی تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی روی یک سازه بتنی قاب خمشی به این نتیجه رسیدند که در صورتی‌که برای تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی از ضریب افزایش بار ۲ استفاده شود، نتایج در مقایسه با نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی بسیار محافظه کارانه می‌شود.

جینکو کیم و تائیوان کیم [۳] در سال ۲۰۰۸ به بررسی پتانسیل خرابی پیش رونده در قاب‌های خمشی فولادی که بر اساس آیین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی کره و به روش LRFD طراحی شده بود، پرداختند. پس از تحلیل مشاهده شد که قاب‌هایی که تنها برای بارهای ثقیل و جانبی طراحی می‌شوند، لزوماً در مقابل پدیده خرابی پیش رونده مقاوم نیستند. همچنین مشاهده شد که پتانسیل خرابی پیش‌رونده هنگامی که ستون‌های گوشه سازه حذف شوند، افزایش می‌یابد. از طرف دیگر مشاهده شد که با افزایش تعداد طبقات پتانسیل خرابی پیش‌رونده در سازه کاهش می‌یابد. در سال ۲۰۱۰ مین لو [۴] به طراحی بهینه‌سازی شده یک قاب خمشی فولادی پرداخت به گونه‌ای که این قاب علاوه بر نیروهای جانبی در برابر خرابی پیش‌رونده نیز مقاوم سازی شده بود. طراحی بهینه نیز بر اساس به کمینه رساندن وزن فولاد مصرفی انجام شد. در این پژوهش مشاهده شد که طراحی بهینه بر اساس روش سستی به کمینه رساندن وزن فولاد، که بحث خرابی پیش رونده را در نظر نمی‌گیرد، نمی‌تواند معیارهای آیین‌نامه UFC [۵] را برای بحث خرابی پیش رونده تأمین کند. کاپیل خاندلوال و شریف التاویل [۶] در سال ۲۰۱۱ با استفاده از روش Push Down به

بررسی مقاومت قاب خمشی ۱۰ طبقه فولادی در برابر خرابی پیش رونده پرداختند. این قاب یک‌بار برای منطقه با خطر لرزه خیزی بالا و یک‌بار برای منطقه با خطر لرزه خیزی متوسط طراحی شده است. نتایج نشان داد که قاب طراحی شده برای منطقه با خطر لرزه خیزی بالا نسبت به قاب طراحی شده برای منطقه با خطر لرزه خیزی متوسط در برابر خرابی پیش رونده مقاوم‌تر است. همچنین نتایج نشان داد که ضریب افزایش بار به طور قابل ملاحظه‌ای کمتر از ۲ است که در راهنمای وزارت دفاع آمریکا به آن اشاره شده است. در سال ۲۰۱۳ شان گائو و همکاران [۷] به بررسی عددی و آزمایشگاهی مقاومت قاب‌های کامپوزیت با اتصالات صلب در برابر خرابی پیش‌رونده پرداختند. با بررسی نتایج مشاهده شد که این نوع قاب‌ها از مقاومت خوبی در برابر خرابی پیش‌رونده برخوردارند و همچنین مشاهده شد که خرابی پیش‌رونده در قاب‌های کامپوزیت به ۶ مرحله الاستیک، الاستیک-پلاستیک، قوس، پلاستیک، گذرا و مرحله زنجیره‌ای تقسیم می‌شود که سختی افقی قاب تأثیر زیادی در مقاومت قاب در مرحله زنجیره‌ای دارد. همان‌گونه که در بالا اشاره شد در سال‌های اخیر مطالعات زیادی در زمینه خرابی پیش رونده انجام شده است اما امروزه استفاده از سیستم مهاربندی برون‌محور به دلیل برخورداری از شکل‌پذیری مناسب و همچنین داشتن سختی و مقاومت جانبی کافی رو به افزایش است به عبارت دیگر سیستم مهاربندی برون‌محور شکل‌پذیری سیستم قاب خمشی و سختی و مقاومت جانبی سیستم هم محور را به صورت همزمان دارد، بدین منظور با توجه به استفاده روز افزون از سیستم مهاربندی برون‌محور و کم بودن مطالعات انجام شده در زمینه خرابی پیش‌رونده روی این سیستم هدف از این پژوهش بررسی خرابی پیش‌رونده در قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور فولادی است، همچنین تأثیر پارامترهایی مانند ارتفاع، آرایش مهاربندی و نوع سیستم سازه‌ای نیز بررسی می‌شود.

۲- چگونگی انجام پژوهش

در این پژوهش شش مدل ساختمانی بر اساس مباحث ۶ و ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران که مربوط به بارهای وارد بر

۳- مدلسازی

به منظور انجام پژوهش مورد نظر دو ساختمان فولادی ۵ و ۱۰ طبقه با سیستم قاب ساختمانی ساده و قرارگیری مهاربند در دهانه‌های میانی، دو ساختمان فولادی ۵ و ۱۰ طبقه با سیستم قاب ساختمانی ساده و قرارگیری مهاربند در دهانه‌های کناری، یک ساختمان فولادی ۵ طبقه با سیستم قاب خمشی و یک ساختمان فولادی ۵ طبقه با سیستم دوگانه (قاب خمشی به همراه مهاربند برون محور) در نرم افزار Etabs تحلیل و طراحی شد. پلان ساختمان‌های گفته شده در شکل‌های (۱)، (۲) و (۳) آورده شده است. لازم به گفتن است که پلان ساختمان با سیستم دوگانه مشابه پلان ساختمان با سیستم قاب ساختمانی ساده و قرارگیری مهاربند در دهانه‌های میانی است. در این مدل‌ها فرض شده که ساختمان مورد نظر در منطقه لرزه‌خیزی شدید قرار گرفته و از گروه ساختمان‌های با اهمیت متوسط است. بنابراین مطابق استاندارد ۲۸۰۰ نسبت شتاب مبنای طرح 0.35 و ضریب اهمیت ساختمان یک است. نوع مقاطعی که برای تیرها استفاده شده از نوع مقاطع I شکل و برای ستون‌ها و مهاربندها از مقاطع BOX استفاده شده است. فولاد به کار رفته در این طراحی از نوع ST37 با تنش تسلیم 2400 kg/cm^2 است.

شکل ۳- پلان ساختمان با سیستم قاب خمشی

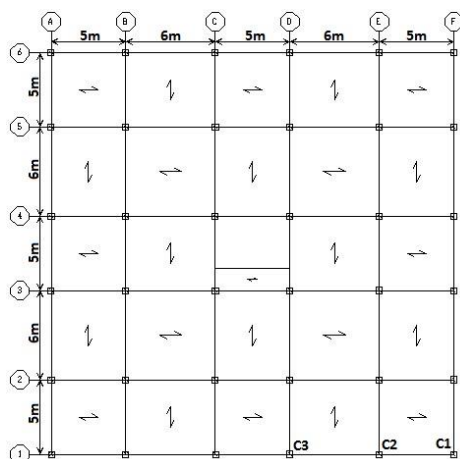


Fig. 3. Building plane with moment frame system

مشخصات بارگذاری مدل‌ها در جدول ۱ آورده شده است. قابل ذکر است بارهای مرده طبقات با احتساب وزن تیغه‌های داخل می باشد.

ساختمان [۸] و طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی [۹] است در نرم افزار Etabs طراحی شد. در این طراحی ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) [۱۰] در نظر گرفته شده است. سپس با توجه به نتایج طراحی، یکی از قاب‌های محیطی سازه در نرم‌افزار SAP2000 مدل شده، و با توجه به ضوابط آیین‌نامه UFC [۵] و حذف ناگهانی اعضا پاسخ دینامیکی سیستم تعیین شده است. نیروهای ایجاد شده در اعضای قاب، تغییر مکان گره‌ها و وضعیت مفاصل پلاستیک به روش تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی) در نرم‌افزار SAP2000 بررسی شده است. قابل گفتن است که قاب‌ها به صورت ۵ دهانه است.

شکل ۱- پلان ساختمان با قرارگیری مهاربند در دهانه میانی

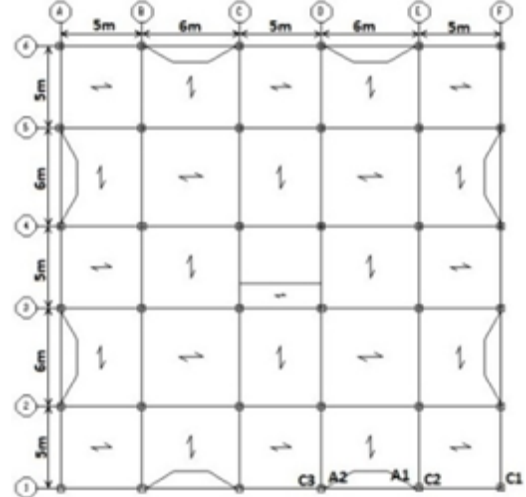


Fig. 1. Building plane with bracing in middle span

شکل ۲- پلان ساختمان با قرارگیری مهاربند در دهانه کناری

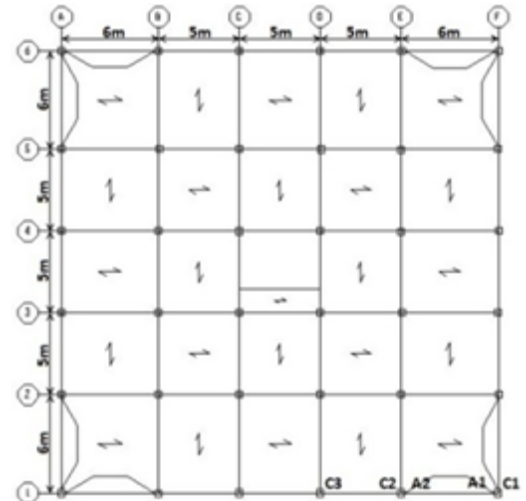


Fig. 2. Building plane with bracing in lateral span

جدول ۱- مشخصات بارگذاری مدل‌ها

Live Load	Dead Load	Position
200kg / m ²	735kg / m ²	Storeys
150kg / m ²	615kg / m ²	Roof

Table 1. Specifications of Loading models

۴- ضوابط آیین نامه UFC

این پژوهش براساس آیین نامه ستاد تسلیحات متحد آمریکا (UFC) [۵] انجام می‌شود. در ادامه به بررسی برخی از ضوابط این آیین نامه که در این پژوهش لحاظ می‌شود اشاره می‌شود.

۴-۱- معیار ایجاد خرابی پیش رونده

در تحلیل‌های غیرخطی، ظرفیت اعضای کنترل شونده به وسیله تغییر مکان، برابر با تغییر شکل‌های مجاز تعیین شده برای آنها در آیین‌نامه UFC [۵] است و ظرفیت اعضای کنترل شونده به وسیله نیرو نیز از ضرب مقاومت حد پایین آنها در ضریب کاهش مقاومت ϕ به دست می‌آید. لازم به ذکر است ضریب کاهش مقاومت ϕ از آیین‌نامه ACI318 برای سازه‌های بتنی و از آیین‌نامه AISC برای سازه‌های فولادی و یا سایر آیین‌نامه‌های مشابه به دست می‌آید. مقادیر تقاضای اعضای کنترل شونده به وسیله تغییر مکان و تقاضای اعضای کنترل شونده به وسیله نیرو نیز از تحلیل دینامیکی غیرخطی این سازه‌ها در مقابل خرابی پیش رونده به دست می‌آید. به طور کلی با در نظر گرفتن مطالب فوق می‌توان گفت که یک سازه توانایی مقاومت در برابر خرابی پیش‌رونده را دارد، اگر رابطه زیر برای تمامی اعضای آن صدق کند:

$1 \leq \text{ظرفیت} / \text{تقاضا}$ منظور از تقاضا، نیرویی است که پس از خرابی یکی از اعضای سازه در اعضای دیگر به وجود می‌آید. براساس آیین‌نامه UFC [۵] سطح عملکرد مفاصل پلاستیک در تیرها نباید از آستانه فروریزش (CP) و در ستون‌ها از ایمنی جانی (LS) تجاوز کند. با توجه به مطالب گفته شده در این مقاله برای اعضای کنترل شونده به وسیله نیرو (ستون‌ها و مهاربندها) مقادیر تقاضا به ظرفیت و برای

اعضای کنترل شونده به وسیله تغییر شکل (تیر پیوند) وضعیت مفاصل پلاستیک ایجاد شده را بررسی می‌کنیم.

۴-۲- مفهوم سطوح عملکرد

سطوح عملکرد ساختمان بر مبنای عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای تعریف می‌شود. این سطوح عملکرد بر اساس میزان ترک‌خوردگی یا خرابی اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای تعریف می‌شوند. سطح عملکرد سازه‌ای و غیرسازه‌ای برای ایجاد سطوح عملکرد ساختمان به کار می‌رود. چون در این پژوهش ملاک کار ما سطوح عملکرد سازه‌ای است در ادامه به تعریف این سطوح عملکرد اشاره می‌شود. منظور از اجزای سازه‌ای ستون‌ها، تیرها، بادبندها، دیوارهای بتنی، پی‌ها، دیافراگم‌ها و ... است. سطوح عملکرد سازه‌ای به سه سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه^۱، سطح عملکرد ایمنی جانی^۲، سطح عملکرد آستانه فروریزش^۳ دسته‌بندی می‌شود. منظور از سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله مقاومت و سختی سازه تغییر قابل توجهی پیدا نکند و استفاده بی‌وقفه از آن ممکن باشد. منظور از سطح عملکرد ایمنی جانی به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه ایجاد شود، اما خرابی به اندازه‌ای نباشد که منجر به تلفات جانی شود و منظور از سطح عملکرد آستانه فروریزش به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی گسترده در سازه ایجاد شود، اما ساختمان فرونریزد و تلفات جانی به حداقل برسد.

۴-۳- تحلیل دینامیکی غیر خطی

استفاده از آنالیز دینامیکی غیرخطی برای ارزیابی خرابی پیش‌رونده، دقیق‌ترین روش موجود بوده و در آن یک عضو باربر اصلی سازه به صورت دینامیکی حذف می‌شود در این نوع تحلیل به دلیل در نظر گرفتن ویژگی‌های غیرخطی مولفه‌های سازه‌ای و مصالح، نسبت به سایر تحلیل‌ها از دقت

1 Immediate Occupancy

2 Life Safety

3 Collapse Prevention

جدول ۳- حالت حذف ساختمان با مهاربند در دهانه کناری

Member	Storey	Case
C_1	First	1
C_3	First	2
A_2 و C_2	First	3
C_1	Middle	4
C_3	Middle	5
A_2 و C_2	Middle	6
C_1	Last	7
C_3	Last	8
A_2 و C_2	Last	9

Table 3. Removal cases in building with bracing in lateral span

جدول ۴- حالت حذف ساختمان با سیستم قاب خمشی

Member	Storey	Case
C_1	First	1
C_3	First	2
C_1	Middle	3
C_3	Middle	4
C_1	Last	5
C_3	Last	6

Table 4. Removal cases in building with moment frame system

۵- تحلیل دینامیکی پدیده حذف عضو

برای انجام تحلیل دینامیکی، نیروی محوری که روی عضو کنش دارد قبل از برداشتن محاسبه شده است. سپس عضو با بار نقطه‌ای معادل نیروهای عضو شایسته جایگزین شده است. برای شبیه‌سازی پدیده حذف ناگهانی عضو همان‌گونه که در شکل-های (۴ و ۵) دیده می‌شود بارهای ثقلی، جانبی و نیروی عضو به طور همزمان و به صورت تدریجی در مدت زمان ۵ ثانیه به سازه اثر داده می‌شوند در ثانیه پنجم کل بارهای ثقلی و جانبی سازه به آن وارد شده‌اند و نیرویی که به جای عضو و برای شبیه‌سازی اثر عضو باید به سازه اعمال می‌شد نیز به مقدار نهایی خود رسیده است. در این لحظه سازه ما مانند یک سازه آسیب ندیده عمل می‌کند. حال پس از ۲ ثانیه نیروی عضو به

بیشتری برخوردار است. با توجه به دقیق بودن این روش در این مقاله نیز از این روش استفاده می‌کنیم. با توجه به اینکه روش دینامیکی غیرخطی به خوبی رفتارهای غیرخطی و دینامیک را در بر می‌گیرد بنابراین در این روش نیازی به اعمال ضریب افزایشی نیست. بارهای وارد بر سازه برای بررسی خرابی پیش‌رونده شامل بارهای مرده و زنده است و ترکیب بارهای توصیه شده در UFC [۵] که به طور همزمان به سازه اعمال می‌شود مطابق زیر است:

$$G_L = (0.9 \text{ or } 1.2)D + (0.5 \text{ L or } 0.2 S) \quad (1)$$

$$L_{LAT} = 0.002 \sum P \quad (2)$$

۴-۴- حالات حذف عضو

مطابق توصیه UFC [۵] سناریوهای برداشت به صورت حذف ناگهانی اعضا در گوشه، وسط هر طبقه و همچنین در پایین‌ترین طبقه، طبقه‌ای که مستقیماً زیر بام قرار دارد و همچنین طبقه میانی به صورت یک حداقل است، بدیهی است با تشخیص طراح تعداد این حالات حذف قابل افزایش است بدین منظور حالات حذفی که در جدول‌های (۲، ۳ و ۴) آورده شده است را در این مقاله مورد بررسی قرار دادیم.

جدول ۲- حالت حذف ساختمان با مهاربند در دهانه میانی

Member	Storey	Case
C_1	First	1
C_3	First	2
A_1 و C_2	First	3
C_1	Middle	4
C_3	Middle	5
A_1 و C_2	Middle	6
C_1	Last	7
C_3	Last	8
A_1 و C_2	Last	9

Table 2. Removal cases in building with bracing in middle span

شکل (۶) مشاهده می‌شود با حذف ستون مورد نظر تغییر مکان گره بالای ستون محذوف به بی‌نهایت میل می‌کند دلیل این امر را بدین صورت می‌توان بیان کرد که چون در مجاورت ستون C_1 هیچگونه مهاربندی وجود ندارد و اتصال تیر به ستون نیز مفصلی است با حذف این ستون، اتصال دچار شکست برشی شده و باعث خرابی پیش رونده در کلیه طبقات فوقانی سازه می‌شود. نمودار تغییر مکان گره بالای ستون محذوف در حالات حذف ۴ و ۷ مدل‌های ۵ و ۱۰ طبقه نیز که شرایط مشابه با حالت حذف ۱ را داشتند نیز بررسی، و مشاهده شد، در این گره‌ها نیز مانند حالت حذف ۱ تغییر مکان گره بی نهایت است و سازه در این حالات نیز ناپایدار می‌شود. اما در حالت ۲ حذف مدل ۵ طبقه، همان‌گونه که در شکل (۷) مشاهده می‌شود با حذف ستون C_3 تغییر مکان گره بالای ستون محذوف برعکس حالت حذف قبلی به مقدار ثابتی می‌رسد که این مقدار همان‌گونه که روی شکل نوشته شده برابر $1/415\text{cm}$ است. دلیل این امر را وجود مهاربند در کنار ستون C_3 می‌توان دانست. همچنین در این حالت بار موجود در ستون C_2 به 1074000 نیوتون می‌رسد که این مقدار از ظرفیت باربری ستون C_2 که 2978350 نیوتون می‌باشد کمتر است به شکلی که نسبت تقاضا به ظرفیت آن $0/36$ است همچنین نسبت تقاضا به ظرفیت اعضای C_1 ، A_1 و A_2 در این حالت به ترتیب $0/48$ ، $0/2$ و $0/38$ است. بنابراین می‌توان گفت با حذف ستون C_3 در طبقه اول مدل ۵ طبقه، سازه توان توزیع بارهای اعمالی را به اعضای دیگر بدون آنکه نسبت تقاضا به ظرفیت آنها از یک تجاوز کند را دارد پس می‌توان نتیجه گرفت سازه در این حالت در مقابله با خرابی پیش رونده مقاوم است. همچنین با بررسی نتایج حذف ستون C_3 در طبقات سوم و پنجم مدل ۵ طبقه و حذف ستون C_3 در طبقات اول، پنجم و دهم مدل ۱۰ طبقه مشاهده شد که سازه در این حالات نیز شرایطی مشابه با حذف ستون C_3 در طبقه اول مدل ۵ طبقه (حالت ۲) را داشته و در این حالات نیز سازه در مقابله با فروپاشی پیش رونده مقاوم است.

یکباره برای شبیه‌سازی خرابی ناگهانی حذف می‌شود در حالی که بارهای ثقلی و جانبی همچنان روی سازه قرار دارند. نسبت میرایی در نظر گرفته شده در این بررسی $0/05$ است.

شکل ۴: مدل اعمال و حذف بار عضو

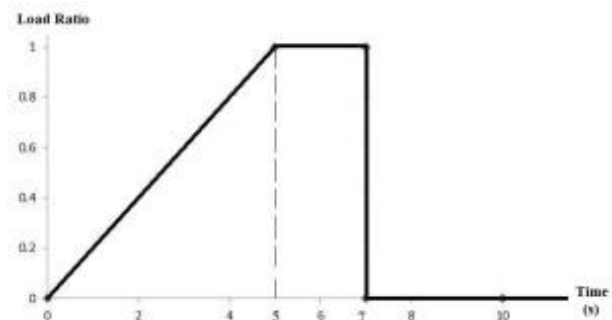


Fig. 4. Method of application and removal the load of member

شکل ۵: نحوه اعمال بارهای ثقلی و جانبی

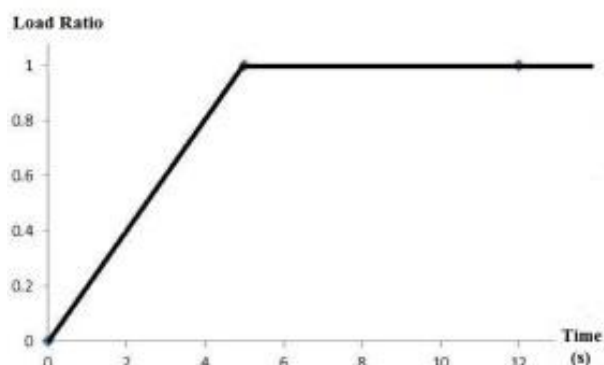


Fig. 5. Method of application the gravity and lateral load

۶- بررسی پاسخ سازه

در این قسمت به بررسی پاسخ دینامیکی سازه نسبت به حالات حذف می‌پردازیم. میزان تغییر مکان گره فوقانی عضو حذف شده، مفاصل پلاستیک تشکیل شده، نسبت تقاضا به ظرفیت در اعضای مجاور عضو حذف شده پارامترهایی است که پس از حذف عضو مورد نظر بررسی می‌شود.

۱-۶- قاب ساختمانی ساده (مهاربند در دهانه میانی)

۱-۱-۶- حذف ستون

حالت ۱ حذف مدل‌های ۵ و ۱۰ طبقه همان‌گونه که در

حذف ستون C_2 و مهاربند A_1 در طبقه دهم مدل ۱۰ طبقه (حالت ۹) همان گونه که در شکل (۹) مشاهده می شود علاوه بر اینکه نسبت تقاضا به ظرفیت مهاربند A_2 از یک تجاوز کرده در تیر پیوند نیز مفصل پلاستیک تشکیل شده است که یکی از این مفاصل نیز از سطح عملکرد آستانه فروریزش فراتر رفته و این امر نشان دهنده رخ دادن خرابی پیش رونده در هر ۲ مدل و حالت بحرانی تر قاب ۱۰ طبقه نسبت به قاب ۵ طبقه در مقابله با خرابی پیش رونده است.

شکل ۸- قاب ۵ طبقه پس از حذف هم زمان ستون و مهاربند

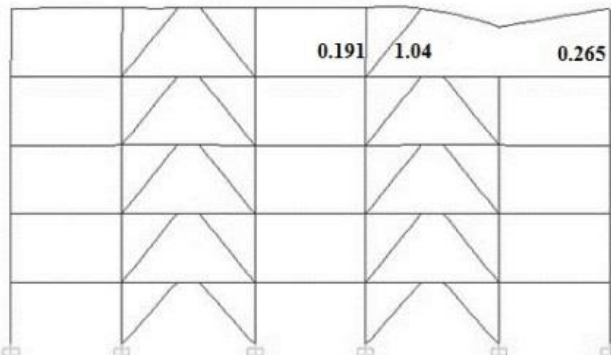


Fig. 8. View of 5 storeis frame after column and brace removal

شکل ۹- قاب ۱۰ طبقه پس از حذف هم زمان ستون و مهاربند

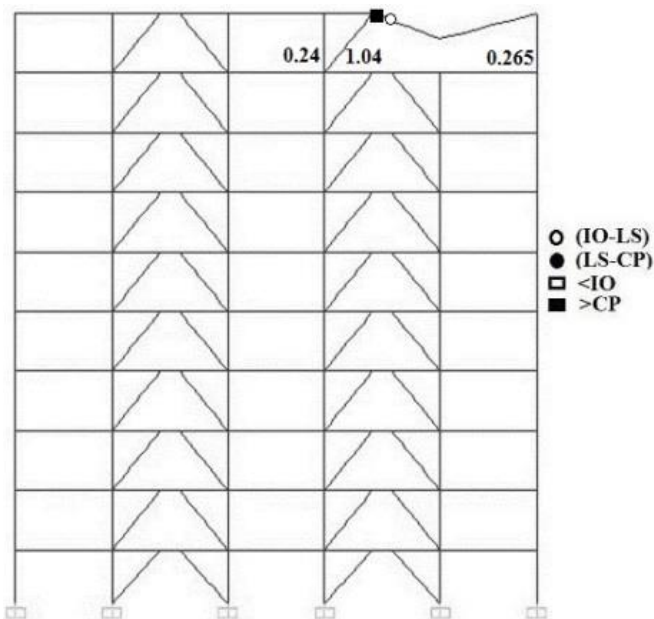


Fig. 9. View of 10 storeis frame after column and brace removal

شکل ۶- تاریخچه جابه جایی گره بالای ستون C_1 طبقه اول مدل ۵ و ۱۰ طبقه (مهاربند در دهانه میانی)

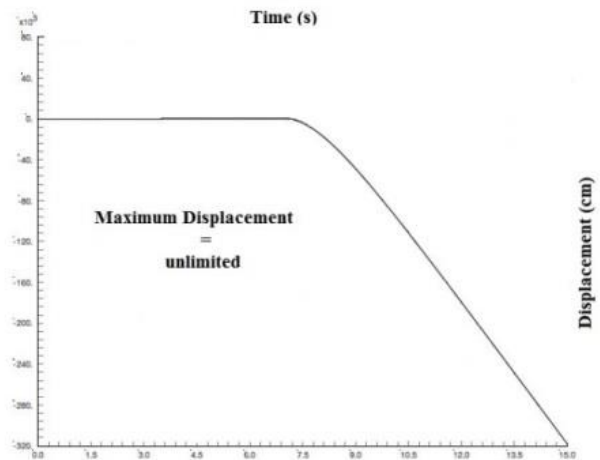


Fig. 6. Node displacement history of column C_1 (First storey in 5 and 10 storey models and brace in middle span)

شکل ۷- تاریخچه جابه جایی گره بالای ستون C_3 طبقه اول مدل ۵ طبقه (مهاربند در دهانه میانی)

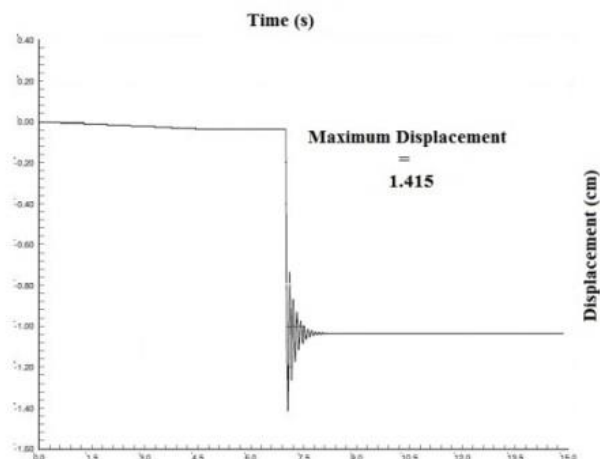


Fig. 7. Node displacement history of column C_3 (First storey in 5 storey model and brace in middle span)

۶-۱-۲- حذف هم زمان ستون و مهاربند

در حالت ۳ حذف مدل های ۵ و ۱۰ طبقه که مربوط به حذف هم زمان ستون C_2 و مهاربند A_1 در طبقه اول است، با بررسی نتایج هیچگونه علائمی از خرابی پیش رونده مشاهده نشد همین شرایط در حالت ۶ این مدل ها نیز مشاهده شد اما با حذف ستون C_2 و مهاربند A_1 در طبقه پنجم مدل ۵ طبقه (حالت ۹) همان گونه که در شکل ۸ مشاهده می شود نسبت تقاضا به ظرفیت مهاربند A_2 از یک فراتر رفته همچنین با

ملاحظه شد که مدل‌های ۵ و ۱۰ طبقه در حالات حذف ۵ و ۸ نیز شرایطی مشابه با حالت حذف ۲ را داشته و بنابراین می‌توان گفت سازه در این حالات نیز در مقابله با خرابی پیش رونده مقاوم نیست.

۲-۲-۶- حذف هم‌زمان ستون و مهاربند

در این قاب نیز مانند قاب با قرارگیری مهاربند در دهانه‌های میانی، با حذف هم‌زمان ستون و مهاربند در طبقات اول و میانی در مدل‌های ۵ و ۱۰ طبقه (حالت حذف ۳ و ۶) مشاهده شد سازه در مقابله با خرابی پیش رونده مقاوم است اما با حذف هم‌زمان ستون C2 و مهاربند A2 در طبقه آخر مدل ۵ طبقه (حالت حذف ۹) همان‌گونه که در شکل (۱۱) مشاهده می‌شود نسبت تقاضا به ظرفیت مهاربند A_1 از یک فراتر رفته همچنین ملاحظه می‌شود که در تیرهای پیوند قاب نیز مفصل پلاستیک تشکیل شده که تمامی این مفاصل پلاستیک از سطح عملکرد آستانه فروریزش تجاوز نموده است. اما با بررسی نتایج حالت حذف ۹ قاب ۱۰ طبقه همان‌گونه که در شکل (۱۲) مشاهده می‌شود وضعیت سازه در مقابله با خرابی پیش رونده نسبت به قاب ۵ طبقه کمی بهبود پیدا کرده به گونه‌ای که با حذف هم‌زمان ستون و مهاربند در هیچ‌کدام از اعضای قاب نسبت تقاضا به ظرفیت از یک تجاوز نکرده و فقط در یکی از تیرهای پیوند مفصل پلاستیکی با سطح عملکردی فراتر از آستانه فروریزش به وجود آمده اما با این حال در این حالت نیز مانند حالت حذف ۹ قاب ۵ طبقه در سازه خرابی پیش رونده اتفاق می‌افتد.

شکل ۱۱- قاب ۵ طبقه پس از حذف هم‌زمان ستون و مهاربند

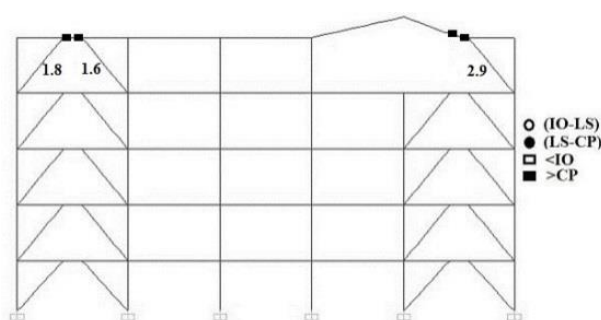


Fig. 11. View of 5 stories frame after column and brace removal

شکل ۱۰- تاریخچه جابه‌جایی گره بالای ستون C1 طبقه اول مدل ۵ طبقه (مهاربند در دهانه کناری)

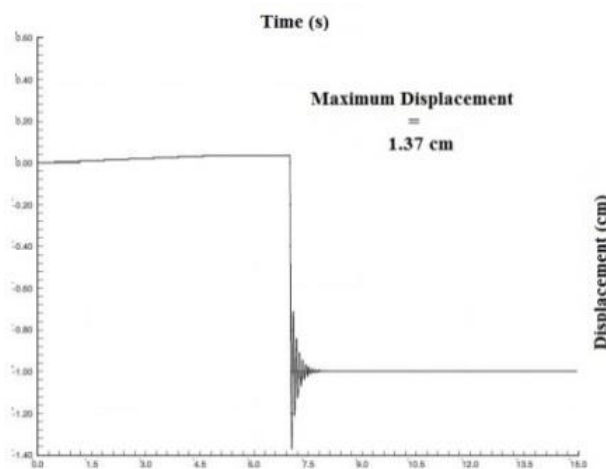


Fig. 10. Node displacement history of column C1 (First storey in 5 storey model and brace in lateral span)

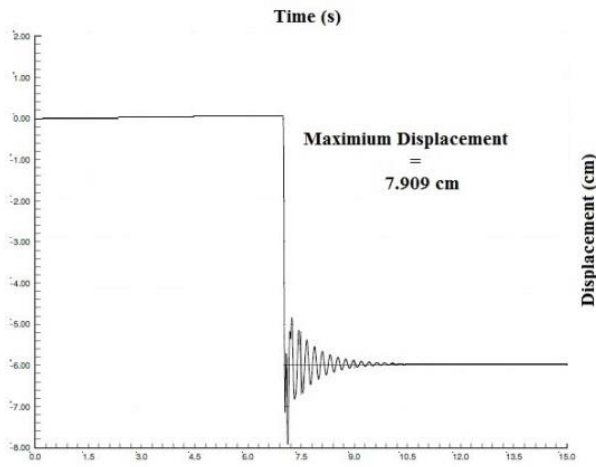
۲-۲-۶- قاب ساختمانی ساده (مهاربند در دهانه کناری)

۱-۲-۶- حذف ستون

در حالت ۱ حذف مدل ۵ طبقه همان‌گونه که در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود با حذف ستون C1 تغییر مکان گره بالای ستون حذف شده به مقدار ثابتی می‌رسد همچنین در این حالت بار موجود در ستون C2 که ۱۰۴۲۰۰۰ نیوتون می‌رسد که این مقدار از ظرفیت باربری ستون C2 که ۳۲۵۶۷۶۰ نیوتون است کمتر است به گونه‌ای که نسبت تقاضا به ظرفیت آن ۰/۳۲ است همچنین نسبت تقاضا به ظرفیت اعضای C3، A1 و A2 در این حالت به ترتیب ۰/۳۶، ۰/۳۱ و ۰/۱۶ است. بنابراین می‌توان گفت با حذف ستون C1 در طبقه اول مدل ۵ طبقه، سازه در مقابله با خرابی پیش رونده مقاوم است. همچنین با بررسی نتایج حذف ستون C1 در طبقات سوم و پنجم مدل ۵ طبقه حذف ستون C1 در طبقات اول، پنجم و دهم مدل ۱۰ طبقه مشاهده شد که سازه در این حالات نیز شرایطی مشابه با حذف ستون C1 در طبقه اول مدل ۵ طبقه (حالت ۱) را داشته و در این حالات نیز سازه در مقابله با خرابی پیش رونده مقاوم است. اما در حالت ۲ حذف مدل‌های ۵ و ۱۰ طبقه با حذف ستون مورد نظر تغییر مکان گره بالای ستون حذف شده به بی‌نهایت میل می‌کند و این بیانگر ایجاد ناپایداری و ایجاد خرابی پیش رونده در سازه است. همچنین با بررسی نتایج

شکل ۱۴- تاریخچه جابجایی گره بالای ستون C_1

در قاب خمشی

Fig. 14. Node displacement history of column C_1 in moment frame

اما در حالت حذف ۳ با حذف ستون مورد نظر سه تا از تیرهای قاب از حد CP و دوتا از ستون‌های قاب از حد LS گذشته‌اند و همچنین تغییر مکان گره بالای ستون محذوف به بی‌نهایت میل می‌کند و این خود نشان دهنده ایجاد ناپایداری در سازه و فروپاشی پیش رونده در سازه است. در جدول (۵) وضعیت مفاصل پلاستیک ایجاد شده در قاب در حالات مختلف حذف آورده شده است.

جدول ۵ - وضعیت مفاصل ایجاد شده در قاب خمشی

LS<	<CP	CP>	Case
0		0	1
0		0	2
0		3 Beam 2 Column	3
0		0	4
1 Beam		13 Beam 14 Column	5
0		3 Beam 1 Column	6

Table 5. Hinge Condition in moment frame

شکل ۱۲- قاب ۱۰ طبقه پس از حذف هم‌زمان ستون و مهاربند

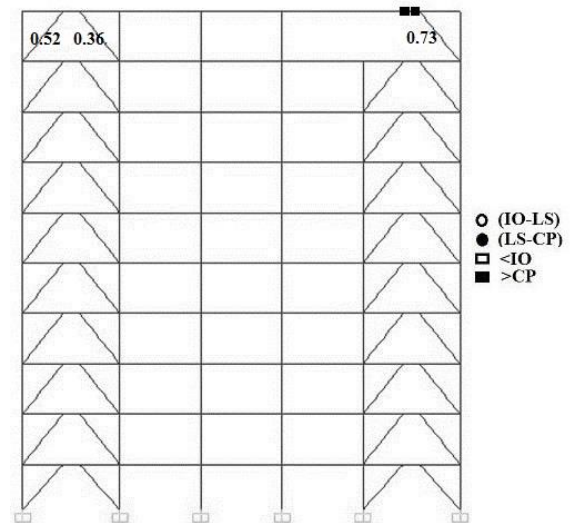
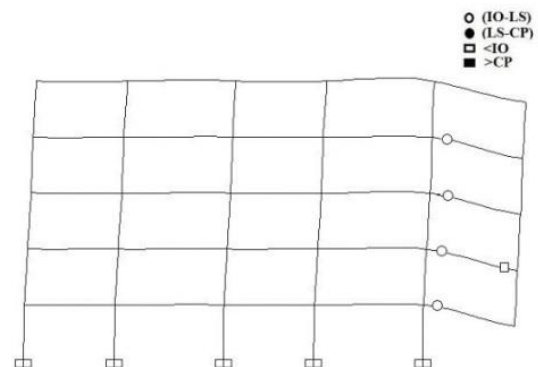


Fig. 12. View of 10 storeys frame after column and brace removal

۳-۶- قاب خمشی (متوسط)

در حالت حذف ۱ (شکل ۱۳) با حذف ستون مورد نظر در پنج تا از تیرهای سازه مفصل پلاستیک تشکیل شده است که در چهار تا از تیرها مفاصل پلاستیک در سطح عملکرد LS و در یکی از تیرها مفصل پلاستیک تشکیل شده در سطح عملکرد IO قرار دارند بنابراین هیچ کدام از مفاصل پلاستیکی که در اعضا به وجود آمده از حدود تعیین شده در آیین نامه UFC [۵] که برای تیرها سطح عملکرد CP و برای ستون‌ها سطح عملکرد LS است فراتر نرفته است. همچنین تغییر مکان گره بالای ستون محذوف به مقدار ثابتی می‌رسد (شکل ۱۴). بنابراین می‌توان گفت در این حالت سازه در مقابل فروپاشی پیش‌رونده مقاوم است.

شکل ۱۳- قاب خمشی پس از حذف ستون C_1 Fig. 13. View of moment frame after remove the column C_1

۶-۴- قاب خمشی با مهاربند برون محور (دو گانه)

در حالت حذف ۱ همان‌گونه که در شکل (۱۵) مشاهده می‌شود با حذف ستون مورد نظر تغییر مکان گره بالای ستون محذوف به مقدار ثابتی می‌رسد در صورتی‌که در همین حالت حذف در قاب ساختمانی ساده (مهاربند در دهانه میانی) به علت مفصلی بودن اتصال، شکست برشی در اتصال رخ داده بود و تغییر مکان گره بالای ستون محذوف به بی‌نهایت میل می‌کرد همین امر در حالات حذف ۴ و ۷ نیز مشاهده شد. همچنین با بررسی مقادیر نیاز به ظرفیت در حالت حذف ۱، این مقادیر در هیچ کدام از اعضا از یک تجاوز نکرد بنابراین می‌توان گفت با خمشی شدن اتصال در این سیستم بدون اینکه تغییری در آرایش مهاربندی قاب نسبت به سیستم قاب ساختمانی ساده (مهاربند در دهانه میانی) به وجود آید قاب در مقابل خرابی پیش رونده مقاوم شده است. با بررسی بقیه حالات حذف هیچ‌گونه علائمی از خرابی پیش‌رونده در این مدل دیده نشد.

شکل ۱۵- تاریخچه جابه‌جایی گره بالای ستون C_1 در قاب با سیستم دو گانه

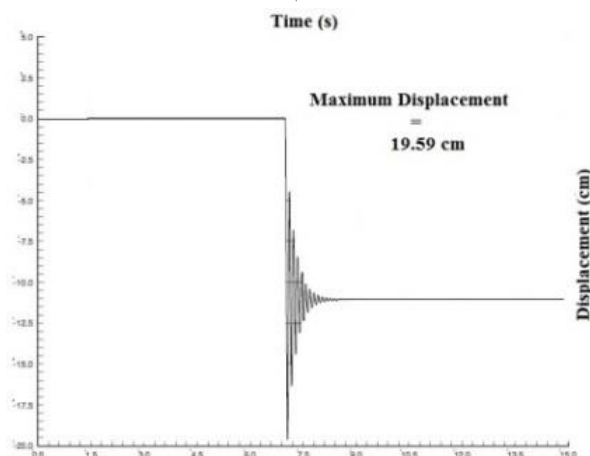


Fig. 15. Node displacement history of column C_1 in dual system frame

۷- نتیجه‌گیری

بررسی شد. بدین منظور ۶ مدل ساختمانی در این پژوهش در نظر گرفته شد. این ۶ مدل عبارتند از دو مدل ساختمانی ۵ و ۱۰ طبقه با سیستم قاب ساختمانی ساده و قرارگیری مهاربند برون محور در دهانه‌های میانی، دو مدل ساختمانی ۵ و ۱۰ طبقه با سیستم قاب ساختمانی ساده و قرارگیری مهاربند برون محور در دهانه‌های کناری، یک مدل ساختمانی ۵ طبقه با سیستم قاب خمشی و یک مدل ساختمانی ۵ طبقه با سیستم ترکیبی قاب خمشی و مهاربند برون محور در دهانه‌های میانی. روند انجام پژوهش بدین صورت است که ابتدا مدل‌های در نظر گرفته شده براساس مقررات ملی ساختمان ایران در نرم افزار ETABS تحلیل و طراحی شد. سپس با توجه به مقاطع طراحی شده یکی از قاب‌های محیطی برای بررسی نیروهای ایجاد شده در اعضای قاب، تغییر مکان گره‌ها و وضعیت مفاصل پلاستیک به روش تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی) در نرم‌افزار SAP2000 مدل شده است. سپس با توجه به ضوابط آیین نامه‌های موجود وحذف ناگهانی اعضا (ستون‌ها و مهاربندها) پاسخ دینامیکی سیستم تعیین شده است. این امر برای اعضای نیرو کنترل، با بررسی نسبت نیرویی که بعد حذف عضو مورد نظر در سایر اعضا به وجود آمده (تقاضا) به ظرفیت آنها و برای اعضای تغییر شکل کنترل، با بررسی سطح عملکرد مفاصل پلاستیک ایجاد شده، انجام گرفت. با بررسی نتایج مشاهده شد که در ساختمان‌های با سیستم قاب ساختمانی ساده حذف تک ستون فقط زمانی سبب ایجاد خرابی پیش رونده در سازه می‌شود که در کنار ستون حذف شده مهاربندی وجود نداشته باشد دلیل این امر را بدین صورت می‌توان بیان کرد که چون در مجاورت ستون حذف شده هیچ‌گونه مهاربندی وجود ندارد و اتصال تیر به ستون نیز مفصلی است با حذف این ستون، اتصال دچار شکست برشی شده و باعث خرابی پیش‌رونده در کلیه طبقات فوقانی سازه می‌شود. همچنین نتایج نشان داد که با حذف هم‌زمان ستون و مهاربند احتمال رخ دادن خرابی پیش‌رونده در قاب‌هایی که دهانه‌های میانی مهاربندی شده با افزایش ارتفاع افزایش و در قاب‌هایی که دهانه‌های کناری مهاربندی شده با افزایش ارتفاع کاهش می‌یابد. همچنین پس از مقایسه نتایج سه سیستم قاب خمشی (متوسط)، قاب

در این مقاله خرابی پیش‌رونده با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی (تحلیل تاریخچه زمانی) در ساختمان‌های با مهاربند برون محور مورد بررسی قرار گرفت همچنین تأثیر پارامترهایی مانند ارتفاع، آرایش مهاربندی و نوع سیستم نیز در این پدیده

[5] UFC. United facilities criteria design of building to resist progressive collapse (ufc4-023-23). Washington (dc): department of defence; 2009.

[6] Khandelwal, k., and El-Tawil, s. (2011). "Pushdown resistance as a measure of robustness in progressive collapse analysis", *Engineering Structures* (Elsevier), Vol. 33, pp. 2653-2661.

[7] Lanhui Guo, Shan Gao, Feng Fu, and Yuyin Wang. (2013). "Experimental study and numerical analysis of progressive collapse resistance of composite frames", *Journal of Constructional Steel Research* (Elsevier), Vol. 89, pp. 236-251.

[۸] مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران، بارهای وارد بر ساختمان، وزارت مسکن و شهرسازی، معاونت امور مسکن و ساختمان، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان (ویراست دوم)، ۱۳۸۵.

[۹] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، طرح و اجرای ساختمان های فولادی، وزارت مسکن و شهرسازی، معاونت امور مسکن و ساختمان، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، ۱۳۸۷.

[۱۰] آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰-۸۴ (ویرایش سوم)، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله.

ساختمانی ساده و سیستم دوگانه (قاب خمشی به همراه مهاربند برون محور) مشاهده شد که قاب خمشی (متوسط) در بیشتر موارد حذف، دچار خرابی پیش رونده شد اما قاب ساختمانی ساده با مهاربند برون محور نسبت به قاب خمشی (متوسط) سیستمی مقاوم تر نشان داد با این وجود سیستمی کاملاً مقاوم نیست اما با بررسی نتایج سیستم دوگانه (قاب خمشی به همراه مهاربند برون محور) هیچگونه علانمی از خرابی پیش رونده مشاهده نشد بنابراین می توان گفت سیستم دوگانه نسبت به دو سیستم دیگر سیستمی کاملاً مقاوم است.

۸- مراجع

[1] Kaewkulchai, G., and Williamson, E.B. (2003). "Dynamic behavior of planar frames during progressive collapse". 16th ASCE engineering mechanics conference.

[2] Meng-Hao Tsai, and Bing-Hui Lin. (2008). "Investigation of progressive collapse resistance and inelastic response for an earthquake-resistant RC building subjected to column failure", *Engineering Structures* (Elsevier), Vol. 30, pp. 3619-3628.

[3] Jinkoo Kim, and Taewan Kim. (2009). "Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames". *Journal of Constructional Steel Research* (Elsevier), Vol. 65, pp. 169-179.

[4] Min Liu. (2010). "Progressive collapse design of seismic steel frames using structural optimization". *Journal of Constructional Steel Research* (Elsevier), Vol. 67, pp. 322-332.

Assessment of Eccentric Brace Effect on Steel Structures Performance and Its Comparison with Moment Frame System in Progressive Collapse Phenomenon

Naghipour M.¹, Sojoudi Touservandani B.²

1- Assoc. Prof., Faculty of Civil Engineering, Noushirvani Technical University of Babol

2- M.Sc. Student, Civil and Construction Engineering, University of Amol

behnamsajoudi@gmail.com

Abstract:

Structural safety in the design of civil engineering projects has always been significantly important for engineers. One of the failure mechanisms of structures which is recently attended is progressive collapse. Progressive collapse of structures during earthquakes and even explosions near the construction has become a major challenge, creating problems for structures, and may even lead to the destruction of the entire structure. Progressive collapse is defined as extension of primary local failure from an element to another element that finally collapses the entire structure or a major part of it. Potential hazards that cause progressive collapse are fires, gas explosions, accidents, bombs etc. the purpose of this paper is to investigate progressive collapse in steel structures with centrally braced frames, and the influence of parameters such as height, bracing arrangement and type of structural system. In this study, the progressive collapse due to column removal in steel centrally braced frames that are designed seismically according to Iranian guidelines is analyzed using alternate path method and nonlinear dynamic analysis. Also, the progressive collapse due to column and brace removal is simultaneously analyzed in steel centrally braced frames. The analysis of the progressive collapse in moment frame and the comparison of it with centrally braced frames will also be carried out. For this purpose, two five- and ten-story structures with braces in the middle spans, and also two five- and ten-story structures with braces in lateral spans were analyzed using ETABS program. One of the five-story structures was with system of moment frames and the other one with a combinational system of moment frames centrally braced. Thereafter, the progressive collapse was modeled in SAP2000 program for one of the structures with outside frames. Results showed that the removal of a single column only when there is no brace beside the removed column, and also simultaneous removal of columns and braces only in the last floor cause progressive collapse of the structure. Also, the probability of progressive collapse with simultaneous removal of columns and braces will increase when the height of the frames centrally braced increases, and will decrease when the height of the frames laterally braced increases. Also the comparison of centrally braced frames with moment frames showed that centrally braced frames are more resistant to the progressive collapse than the moment frames. However, combinational system of moment frames and centrally braced ones in comparison with the other analyzed systems is the most resistant system to progressive collapse.

Keywords: Progressive collapse, Nonlinear dynamic procedure, Eccentric brace, Moment frame, Alternate path method