مجله علمی – پژوهشی
مهندسی عمران مدرس
دوره هفدهم، شماره ٤، سال ١٣٩٦

یادداشت تحقیقاتی:

اثر میانقاب‌های بنایی در مقاومت سازه قاب خمشی فولادی در برابر خرابی پیشرونده

سید مسعود میرطاهری [1*]، امیرحسین چگینی تلگرافچی [2]، محمد عباسی ذوقی [3]، حمید میرزائی فرد [4]

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه‌نصیرالدین طوسی
۲- کارشناس ارشد زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه‌نصیرالدین طوسی
۳- دکترای سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه‌نصیرالدین طوسی
٤- دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه‌نصیرالدین طوسی

* **mmirtaheri@kntu.ac.ir**

تاریخ دریافت: [۹۵/۰۲/۱۵] تاریخ پذیرش: [۹۵/۱۲/۲۳]

چکیده

امروزه تحلیل ساختمانهای طراحی شده بر اساس استانداردهای موجود در برابر خرابی پیشرونده و ارائه روش‌های بهبود و تقویت آنها جزئی از مراحل طراحی ساختمان های خاص شده است. آیین‌نامه‌های مختلفی در این زمینه در کشورهای مختلف در حال تولید یا به روز رسانی هستند. رایج‌ترین روش اشاره شده در آیین‌نامه‌ها برای تحلیل خرابی پیشرونده روش مسیر جایگزین است. ولی در این روش اشاره‌ای به تاثیر مقاومت جانبی میانقاب‌ها در سازه نشده است. پس در این پژوهش یک ساختمان فولادی هشت طبقه با سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی با در نظر گرفتن اثر میانقاب‌های بنایی مدلسازی، تحلیل و طراحی شده است. یکی از قاب‌های پیرامونی این سازه با دستک‌های قطری معادل میانقاب، استخراج و شبیه‌سازی شده و پتانسیل وقوع خرابی در آن بر اساس تحلیل دینامیکی غیرخطی ارزیابی شده است. نتایج نشان می‌دهند که در صورت لحاظ کردن میانقاب‌ها در مدلسازی و تحلیل، نیروی محوری ستون‌ها افزایش ولی لنگر خمشی تیرها و جابه‌جایی گره‌ها کاهش می‌یابند. همچنین توانایی سازه در برابر خرابی، بیشتر از حالتیست که سختی میانقاب‌ها در نظر گرفته نشوند. با توجه به پیچیده بودن و زمانبر بودن مدلسازی میانقاب‌ها در تحلیل، در این پژوهش، ضرایبی برای اعمال به ترکیب بارهای آیین‌نامه، پیشنهاد شده است تا بتوان جواب‌ها را به حالتی که میانقاب‌ها توسط دستک‌ها مدل شده‌اند نزدیک کرد. ضریب پیشنهادی برای ستون‌ها بزرگتر از یک و برای تیرها کوچکتر از یک است.

واژگان کلیدی: خرابی پیشرونده، قاب خمشی فولادی، میانقاب بنایی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، روش مسیر جایگزین

۱- مقدمه

در چند دهه‌ی اخیر تخریب ساختمان‌ها بر اثر بارهای نامتعارف یا ضعف در ساخت، مسئله ارزیابی پتانسیل خرابی پیشرونده در سازه‌های موجود و با اهمیت و همچنین سازه‌هایی که در فاز طراحی هستند را به صورت گسترده‌ای در بین پژوهشگران سراسر جهان مطرح نموده است. خرابی پیشرونده وضعیتی است که در آن بروز یک خرابی موضعی در یک عضو سازه‌ای، منجر به شکست اعضای مجاور آن و فروریزش‌های پیاپی در ساختمان می‌شود [1]. به عبارتی در جریان سازوکار خرابی پیشرونده میزان تخریب بسیار فراتر از اثر عامل پدید آورنده‌ی آن است [2].

در ارزیابی پتانسیل خرابی پیشرونده در سازه‌ها، یک روش رایج، سناریوی حذف آنی یک ستون و تحلیل مابقی سازه تحت بار ثقلی است. پس از حذف عضو مورد نظر به صورت ناگهانی، ارتعاش آزاد در سازه بوجود آمده که بسته به ویژگی‌های سازه، ممکن است خرابی در یک ناحیه از آن مهار شود و یا طی باز توزیع نیروها و تشکیل مفاصل خمیری به صورت پیشرونده به بخشهای دیگر سرایت کرده و نهایتا به انهدام کلی سازه منجر شود [3].

اولین اتفاقی که باعث توجه مهندسان به پدیده‌ی خرابی پیشرونده شد، وقوع خرابی بر اثر انفجار ناشی از نشت گاز در طبقه ۱۸ام ساختمان هتل رونان پوینت لندن بود. خرابی در این ساختمان دو فاز داشت. فاز اول خراب شدن سقف طبقات ۱۸ام تا ۲۲ام بود. ولی فاز دوم خرابی، فرو ریختن سقف طبقات ۱۷ ام تا اول بود. این فاز از خرابی به علت اثر دینامیکی و ضربه‌ای ناشی از سقوط سقف طبقات ۱۸ام تا ۲۲ام بود. فروپاشی برج رونان پوینت به عدم وجود یکپارچگی در سازه نسبت داده می‌شود. این عدم یکپارچگی باعث شد که سازه هیچ مسیری برای باز توزیع بار نداشته باشد [4].

در دهه اخیر پژوهشهایی در زمینه‌ی خرابی پیشرونده صورت گرفته است. در زمینه‌ی ضریب ترکیب بار، پاول (۲۰۰۵) روش‌های مختلف آنالیز را به کار برد و به این نتیجه رسید که ضریب تشدید ۲ که در آیین‌نامه GSA [5] برای ترکیب بار آنالیز استاتیکی خرابی پیشرونده به کار می‌رود، منتج به نتایج محافظه کارانه‌ای می‌شود [6]. روث (۲۰۰۶) به این نتیجه رسید که ضرب کردن ضریب تشدید ۱/۵ در ترکیب بار آیین‌نامه GSA، می‌تواند در آنالیز استاتیکی آثار دینامیکی را به درستی نشان دهد [7]. در راستای مطالعه‌ی خرابی پیشرونده در قاب‌های خمشی فولادی، توکلی و رشیدی اثر تعداد طبقات و دهانه‌ها را بررسی کرده و نشان دادند که با افزایش تعداد دهانه‌ها و طبقات، پتانسیل خرابی پیشرونده در سازه کاهش می یابد [9]. همچنین هاشمی رضوانی، یوسفی و رونق با مطالعه‌ی اثر طول دهانه‌ها بر خرابی پیشرونده در این قاب‌ها به این نتیجه رسیدند که کاهش طول دهانه می‌تواند باعث افزایش مقاومت در برابر خرابی پیشرونده شود [9].

در زمینه‌ی اثر میانقاب‌های بنایی بر خرابی پیشرونده پژوهش‌های زیادی انجام نشده است. میانقاب‌ها معمولا به عنوان اعضای غیرسازه‌ای در سازه‌ها در نظر گرفته می‌شوند و تنها وزن آن‌ها در طراحی سازه‌ای لحاظ می‌شود. از پژوهش‌های انجام شده اینگونه بر می‌آید که میانقاب‌های بنایی در مقاومت لرزه‌ای سازه مشارکت می‌کنند. پس ممکن است در مقاومت در برابر خرابی پیشرونده هم به سازه کمک کنند [10]. همچنین مطالعات تجربی روی نمونه‌های تمام مقیاس نشان داد که سختی میانقاب‌ها نقش قابل توجهی در پایداری سازه پس از حذف ستون یا ستون‌ها دارند [18,19, 20]. پس در این پژوهش به مطالعه ی اثر میانقاب‌های بنایی در قاب‌های خمشی فولادی پرداخته می‌شود.

یکی از اهداف دیگر این مقاله به دست آوردن ضریبی برای اعمال به ترکیب بار آیین‌نامه GSA است تا در صورت عدم مدلسازی میانقاب‌ها در تحلیل دینامیکی غیرخطی، نتایج مشابهی در قیاس با حالتی که میانقاب‌ها مدل شده‌اند حاصل شود چراکه مدل کردن میانقاب‌ها بر پیچیدگی مدلسازی و تحلیل می‌افزاید. به این منظور میانقاب‌هایی با دو ضخامت ۲۰ و ۲۵ سانتی‌متر مدلسازی و همچنین تحلیل دو سناریوی حذف ستون گوشه‌ای و غیر گوشه‌ای انجام خواهد شد.

۲- طراحی ساختمان مورد مطالعه

سازه‌ی مطالعه شده در این پژوهش یک ساختمان فولادی ۸ طبقه است که دارای سیستم مهار جانبی قاب خمشی متوسط است. (شکل‌های ۱و۲) این سازه در جهت محور y، ۳ دهانه ٤ متری و در جهت محور x، ۵ دهانه ٤ متری دارد. ارتفاع کلیه طبقات ۳ متر است. این سازه برای منطقه تهران طراحی شده است که منطقه‌ای با خطر لرزه‌خیزی بسیار زیاد به شمار می‌آید. طراحی بر مبنای مباحث ششم [12] و دهم [13] مقررات ملی ساختمان ایران و به روش تنش مجاز و با استفاده از نرم‌افزار ETABS انجام شده است. بار مرده و زنده در طبقات به ترتیب ٦۲۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و در بام به ترتیب ۵۵۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع است. دال ساختمان از نوع تیرچه و بلوک بوده که وزن آن توسط نرم افزار محاسبه و اعمال می‌شود.

به منظور طراحی در برابر زلزله، با توجه به منظم بودن ساختمان در نما و پلان از روش تحلیل استاتیکی معادل استفاده شده است. برای تمامی دهانه‌های خارجی میانقاب‌هایی به ضخامت ۲۵ سانتی‌متر لحاظ شده است. جان پناه بام نیز به

ضخامت ۲۵ سانتی‌متر و ارتفاع ۱ متر است. مقاطع تحلیل در جداول (۱ و ۲) ارائه شده‌اند.

شکل ۱. قاب انتخاب شده برای مدلسازی اجزاء محدود در پلان سازه

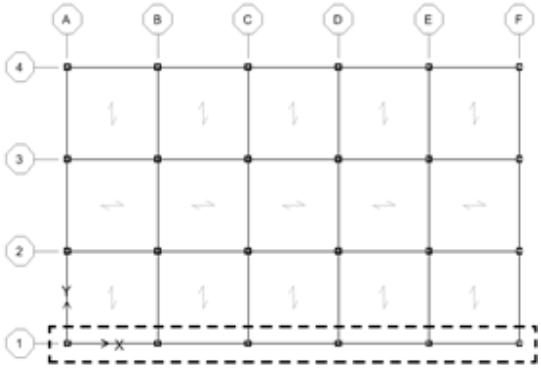

Fig. 1. Selected frame for finite element modeling

جدول ۱. مقاطع قاب استفاده شده برای مدلسازی

Floor	Beam	Column
Girder A	BOX 30*30*2	8
Girder A	BOX 30*30*2	7
Girder A	BOX 30*30*2	6
Girder A	BOX 35*35*2	5
Girder A	BOX 35*35*2	4
Girder A	BOX 35*35*2	3
Girder A	BOX 40*40*2	2
Girder A	BOX 40*40*2	1

Table 1. Sections used in frame for modeling

شکل ۲. نمای قاب انتخاب شده برای مدلسازی اجزاء محدود

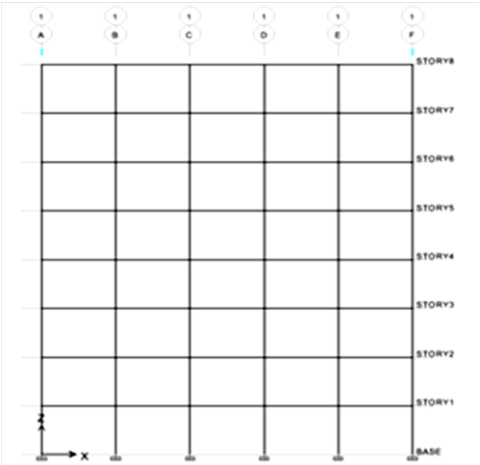

Fig. 2. View of the selected frame

جدول ۲. مشخصات هندسی مقطع تیرورقA

Section	Type	Flange thickness(cm)	Flange width(cm)	Web height(cm)	Flange width(cm)
A	I	28	30	2	1

Table 2. Section properties of Girder "A"

شکل ۳. چگونگی معادل سازی میانقاب توسط دستک‌های قطری فشاری در قاب [۱۳]

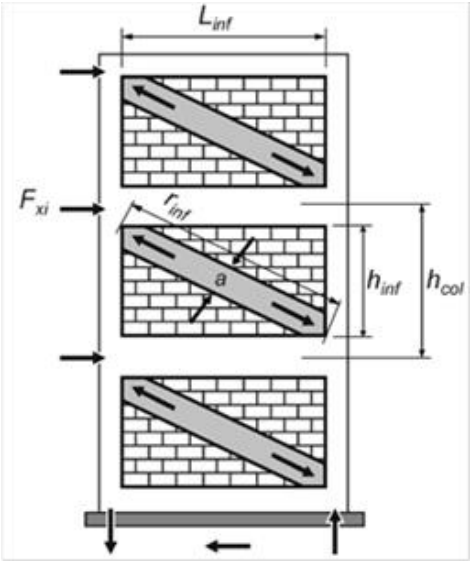

Fig. 3. Equivalent compression-concentric strut model for masonry infill panels

۳- مدلسازی میانقاب‌های بنایی

۳-۱- دستک‌های فشاری قطری معادل میانقاب

برای مدل کردن میانقاب‌های بنایی در سازه از روش ارائه شده در آیین‌نامه بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود ایران [11] استفاده شده است. در این روش میانقاب توسط دو دستک فشاری قطری معادل مدلسازی شده و از رابطه (۱) عرض این دستک های معادل محاسبه می‌شود. چگونگی قرارگیری این دستک‌ها در قاب و همچنین پارامترهای موجود در رابطه‌های (۱ و ۲) در شکل (۳) نمایش داده شده است.

$$a = 0.254\left(\lambda_1 h_{col}\right)^{-0.4} r_{inf} \qquad (۱)$$

که در آن:

$$\lambda_1 = \left[\frac{10 E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4 E_{fe} I_{col} h_{inf}}\right]^{\frac{1}{4}} \qquad (۲)$$

در این روابط h_{col} ارتفاع ستون مابین خط مرکز به مرکز تیرهای بالایی و پایینی طبقه، h_{inf} ارتفاع میانقاب، E_{fe} مدول الاستیسیته مورد انتظار مصالح قاب، E_{me} مدول الاستیسیته مورد انتظار مصالح میانقاب، I_{col} ممان اینرسی ستون، r_{inf} طول قطری میانقاب، t_{inf} ضخامت میانقاب و θ زاویه ای است که تانژانت آن از تقسیم ارتفاع ستون بر طول تیر به دست می‌آید.

رابطه (۱) برای بدست آوردن عرض دستک فشاری معادل میانقاب در هنگام وارد کردن بار افقی، مانند زلزله، ارائه شده است. پس در هنگام خرابی پیشرونده که بار در جهت قائم وارد می شود، این رابطه به رابطه (۳) تغییر شکل می‌دهد.

$$a = 0.254\left(\lambda_1 L_b\right)^{-0.4} r_{inf} \qquad (۳)$$

که در آن:

$$\lambda_1 = \left[\frac{10E_{me}t_{inf}Sin2\theta}{4E_{fe}I_b L_{inf}}\right]^{\frac{1}{4}} \qquad (۴)$$

در این رابطه L_b طول تیر مابین خط مرکز به مرکز ستون‌های دو طرف میانقاب، L_{inf} طول میانقاب، E_{fe} مدول الاستیسیته مورد انتظار مصالح قاب، E_{me} مدول الاستیسیته مورد انتظار مصالح میانقاب، I_b ممان اینرسی تیر، r_{inf} طول قطری میانقاب، t_{inf} ضخامت میانقاب و θ زاویه ای که تانژانت آن از تقسیم ارتفاع ستون بر طول تیر به دست می‌آید.

از این رو در این پژوهش، ابتدا سازه بدون در نظر گرفتن دستک‌های فشاری قطری معادل میانقاب و سپس با در نظر گرفتن دستک‌ها تحت تحلیل خرابی پیشرونده قرار گرفته است. در هر دو حالت بار ناشی از میانقاب روی تیرها قرار داده شده است. سپس اثر دستک‌های قطری معادل میانقاب روی تیرها و ستون‌ها و جابه‌جایی گره‌ی بالای ستون حذف شده بررسی شده است.

۳-۲-اعتبارسنجی مدل میانقاب

برای اعتبار سنجی مدل میانقاب بنایی، مدل آزمایشگاهی قاب میانپر یک دهانه یک طبقه که به وسیله تسنیمی و محب‌خواه [۱٤] ساخته و در نرم افزار OpenSees [۱۵] مدل شده تا نتایج مورد نظر حاصل از نمونه‌ی آزمایشگاهی و مدل نرم افزاری با یکدیگر مقایسه شود. برای فولاد مصرفی در این نمونه از مادهی Steel02 با تنش تسلیم ۳۱۵ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته ۲۰۰ گیگاپاسکال استفاده شده است که تغییر شیب از ناحیه ی الاستیک به پلاستیک در این ماده به صورت نرم است. میزان سخت شدگی نیز برابر با ۲ درصد مدول الاستیسیته در نظر گرفته شده است.

همچنین برای مدلسازی میانقاب از مادهی Pinching4 استفاده شده است. مقاومت فشاری منشور بنایی ۷/٦۳ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته آن ۷۰۰ برابر مقاومت فشاری منشور، یعنی ۵۳٤۱ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. جرم واحد حجم منشور بنایی دیوار ۱۹۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب است. برای تیرها و ستونها المان غیرخطی nonlinear Beam Column و برای میانقاب‌ها المان خرپایی CorotTruss انتخاب شده که در هر دو المان از مقطع عرضی فایبر استفاده شده است. مشخصات هندسی مدل در مرجع [14] قابل مشاهده است.

از رابطه‌ی (۳) عرض دستک‌ها ۲۵/۷ سانتی‌متر محاسبه شده است. از این رو دو دستک به عرض ۲۵/۷ سانتی متر و ضخامت ۱۱ سانتی‌متر در جهات قطری قاب قرار گرفته اند تا در مقابل بار وارد شده بر سیستم مقاومت کنند. شکل (٤) مقایسه‌ی منحنی هیسترزیس برش پایه سیستم در مقابل تغییر مکان قسمت بالایی سیستم را بین نمونه‌ی آزمایشگاهی و مدل نرم افزاری نمایش می‌دهد.

شکل ٤. منحنی هیسترزیس برش پایه سیستم در مقابل تغییر مکان برای مدل آزمایشگاهی و نرم‌افزاری

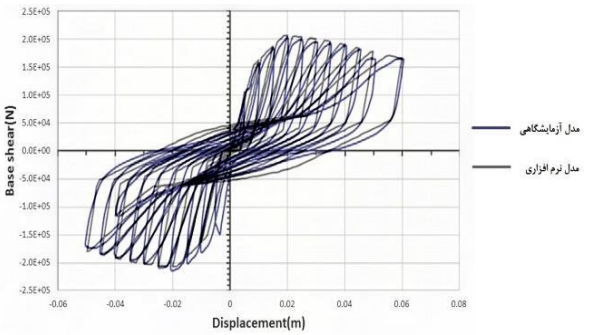

Fig. 4. Hysteresis Load-displacement curves for experimental and numerical specimen

همچنین در شکل (۵) نمودار پوش برش پایه در برابر جابجایی بالای سیستم در نمونه‌های آزمایشگاهی و نرم‌افزاری

شکل ۵. منحنی پوش برش پایه سیستم در مقابل تغییر مکان برای مدل آزمایشگاهی و نرم‌افزاری

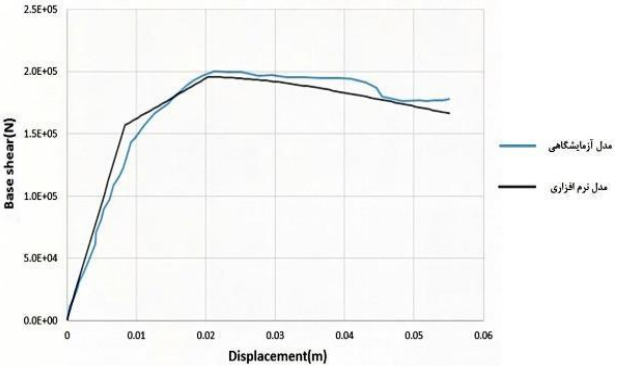

Fig. 5. maximum Load-displacement curve for experimental and numerical specimen

مقایسه شده‌اند که می‌تواند نشان دهنده هماهنگی سختی نمونه آزمایشگاهی و مدل نرم‌افزاری در محدوه‌ی خطی و غیرخطی باشد. مشاهده می‌شود که هماهنگی قابل پذیرشی بین منحنی‌های مدل آزمایشگاهی و نرم‌افزاری وجود دارد. پس می‌توان اینگونه عنوان کرد که سیستم قاب و میانقاب در حد امکان با دقت مدلسازی شده است.

٤- تحلیل خرابی پیشرونده

۴-۱- مدلسازی

به منظور ارزیابی پتانسیل وقوع خرابی در ساختمان مورد مطالعه، قاب خارجی شماره ۱ که در شکل (۱) با خط چین مشخص شده، انتخاب شده است. نمای قاب انتخاب شده در شکل (۲) ارائه شده است. مقاطع عرضی استفاده شده برای هر المان از این قاب در جدول (۱) آورده شده است.

برای مدلسازی و تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه از نرم افزار OpenSees استفاده شده است. برای سازه اصلی از فولاد St37 با تنش تسلیم ۲٤۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته ۲۰۰ گیگاپاسکال استفاده شده است. باقی مصالح و المان‌ها همانند بخش اعتبارسنجی انتخاب شده اند.

جدول (۳) عرض بدست آمده را برای دستک‌های معادل با میانقاب ۲۰ و ۲۵ سانتی‌متری نمایش می‌دهد.

جدول ۳. عرض دستک فشاری معادل برای میانقاب‌هایی با ضخامت ۲۰ و ۲۵ سانتی‌متر

thickness	20(cm)	25(cm)
width	49	47.9

Table 3. Width of the equivalent strut model for the infill panels with thickness of 20 and 25 cm

۴-۲-تحلیل

روش تحلیل خرابی پیشرونده در این مطالعه، روش مسیر جایگزین[1] است. این روش بر مبنای سناریوی حذف ستون‌های باربر اصلی و بحرانی و استقامت سازه باقیمانده برای بازپخش نیروها است.

برای تحلیل دینامیکی از ترکیب بار (۵)، پیشنهاد آیین‌نامه‌ی GSA استفاده شده است.

$$(D + 0.25L) \qquad (۵)$$

به منظور شبیه سازی حذف ناگهانی ستون در سناریوهای مختلف، در تحلیل دینامیکی غیرخطی ابتدا بارهای مرده و زنده به نسبت موجود در ترکیب بار (۵) از ثانیه صفر تحلیل تا ثانیه ۵، به صورت خطی از صفر تا بیشینه خود افزایش یافته‌اند. سپس برای اجتناب از تحریک دینامیکی قبل از حذف ستون، ۲ ثانیه ثابت مانده‌اند. در انتهای هفت ثانیه ستون و میانقاب مورد نظر حذف شده و پاسخ سازه پس از این لحظه مورد بررسی قرار گرفته است [16]. برای حذف ستون و میانقاب از دستور مربوط به حذف اعضا در نرم افزار OpenSees استفاده شده است. برای هر یک از سه بازه زمانی اشاره شده در بالا یک آنالیز دینامیکی مجزا انجام شده و بار موجود روی اعضا در انتهای هر مرحله، توسط دستور مناسب به ابتدای مرحله بعدی انتقال پیدا کرده است. دمپینگ ۵ درصد بر اساس مود اول و سوم برای این تحلیل دینامیکی در نظر گرفته شده است. در این تحلیل ستون‌ها با نام محور و شماره‌ی طبقه و تیرها و میانقاب‌ها با شماره دهانه و شماره طبقه نامگذاری شده‌اند.

مشخصات سناریو های مختلف حذف ستون در جدول (٤)

1 alternate path method

آورده شده است. برای مقایسه ی وضعیت المان‌های بحرانی در سناریوهای مختلف، از تاریخچه زمانی نیروی محوری و لنگر خمشی(به ترتیب در ستون ها و تیرها)، تاریخچه زمانی جابه‌جایی گره‌ی بالای ستون حذف شده، مقدار DCR[1] (نسبت تقاضا به ظرفیت) برای نیروی محوری و لنگر خمشی و در نهایت ضریب شکل پذیری (میزان جابه‌جایی به جابه‌جایی تسلیم) استفاده شده است.

جدول ٤. مشخصات هر یک از سناریوهای حذف ستون و میانقاب

Scenario	URM Thickness (cm)	Removed URM	Removed Column	Strut
A1-20-N	20	11	A1	No
A1-25-N	25	11	A1	No
B1-20-N	20	11&21	B1	No
B1-25-N	25	11&21	B1	No
A1-20-I	20	11	A1	Yes
A1-25-I	25	11	A1	Yes
B1-20-I	20	11&21	B1	Yes
B1-25-I	25	11&21	B1	Yes

Table 4. column removal scenarios and infill properties

شکل ٦. نمای سازه پس از حذف ستون (سناریوی A۱-۲۵-N)

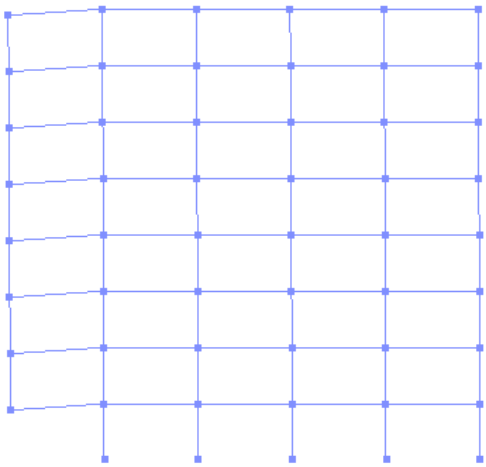

Fig. 6. Frame status after column removal (scenario: A1-25-N)

1 Demand Capacity Ratio

۴-۳- اثر میانقاب‌ها

به منظور بررسی اثر دستک‌های معادل میانقاب روی اجزای سازه در تخریب پیشرو سناریوهای A1-25-N و A1-25-I با هم مقایسه شده اند. در شکل‌های (٦ و ٧)، نمای سازه پس از حذف ستون برای این دو سناریو مشاهده می‌شود.

شکل ٧. نمای سازه پس از حذف ستون (سناریوی A۱-۲۵-I)

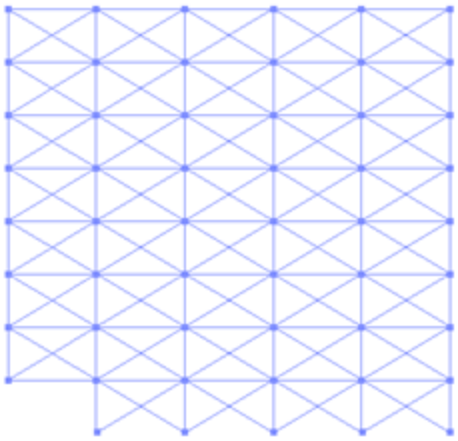

Fig .7. Frame status after column removal (scenario: A1-25- I)

در شکل (٨) حداکثر لنگر خمشی تیر ۱۱ و در جدول (٥) مقدار DCR متناظر با آن بین دو سناریو مقایسه شده است. مشاهده می‌شود که حضور میانقاب‌ها باعث کاهش ٥٧٪ درصدی لنگر خمشی و مقدار DCR آن از ۱/٦٨ به ۰/٨٧٩ شده است (٥٢٪ کاهش).

شکل ٨. مقایسه ی لنگر خمشی تیر بحرانی بین سناریوهای A۱-۲۵-N و A۱-۲۵-I

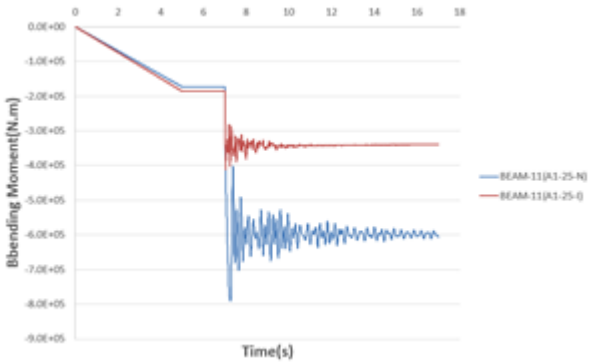

Fig. 8. Comparing momentum of the critical beam between scenarios A1-25-N and A1-25- I

در شکل (۹) بیشینه جابه‌جایی گره‌ی بالای ستون حذف شده بین دو سناریو مقایسه شده است. مشاهده می‌شود که حضور میانقاب‌ها باعث کاهش چشمگیر جابه‌جایی شده است.

شکل ۹. مقایسه ی جابه‌جایی گره‌ی بالای ستون حذف شده بین سناریوهای A۱-۲۵-N و A۱-۲۵-I

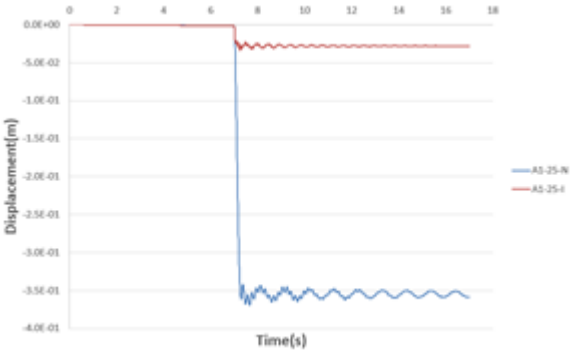

Fig. 9. Comparing node displacements of the removal column between scenarios A1-25-N and A1-25- I

جدول ۵. مقایسه DCR لنگر خمشی تیر بحرانی بین سناریو های A1-25-N و A1-25-I

Scenario	Considered Beam	DCR
A1-25-N	A1-25-N	11
A1-25-I	A1-25-I	11

Table. 5. Comparing DCR of the critical beam momentum between scenarios A1-25-N and A1-25- I

می‌توان اینگونه بیان کرد که وجود دستک‌های فشاری معادل میانقاب باعث افزایش میزان DCR نیروی محوری ستون بحرانی و کاهش میزان DCR لنگر خمشی و ضریب شکل پذیری تیر بحرانی شده است. همچنین قابل مشاهده است که در صورت وجود میانقاب، در تیرها مفصل پلاستیک تشکیل نشده است زیرا میزان DCR کمتر از یک بوده و به عبارت دیگر لنگر خمشی از M_P تجاوز نکرده است. میزان DCR بحرانی نیروی محوری ستون‌ها و لنگر خمشی تیرها و همچنین میزان ضریب شکل پذیری بحرانی تیرها با مراجعه به دستورالعمل GSA استخراج شده است. چگونگی محاسبه‌ی ظرفیت نیروی محوری ستون‌ها، ظرفیت لنگر خمشی تیرها و جابه‌جایی تسلیم تیرها در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود ایران ذکر شده است. همچنین مقاومت دستک‌های فشاری از طریق [17, 14] کنترل شده است تا در صورتی که نیروی محوری در دستکی از ظرفیت آن تجاوز کرد، دستک مورد نظر در جریان تحلیل از سازه حذف شود.

۴-۴- ضریب ترکیب بار برای معادلسازی اثر میانقاب

نتایج مطالعات تجربی [20, 19, 18] و همچنین دستاوردهای این پژوهش، نشان دادند که سناریوهایی که اثر میانقاب‌ها در آن ها لحاظ شده است می‌توانند به واقعیت نزدیک‌تر بوده و نتایج نسبتا دقیق‌تری از مقادیر DCR نیروی محوری ستون، DCR لنگر خمشی تیر و ضریب شکل پذیری ارائه دهند. پس در این پژوهش ضرایبی پیشنهاد می‌شود که با اعمال آن‌ها به ترکیب بار آیین‌نامه‌ی GSA، بتوان اثر عدم مدلسازی میانقاب‌ها را از بین برده و با اعمال این ضرایب در ترکیب بار، به نتایجی دست یافت که در صورت مدل کردن میانقاب‌ها به دست آمده اند. به عبارت دیگر هدف از پیشنهاد این ضرایب، ساده سازی تحلیل خرابی پیشرونده با در نظر گرفتن اثر میانقاب‌های بنایی است.

نتایج نشان می‌دهند که ضریب مذکور برای رسیدن به نیروی محوری ستون‌ها باید بزرگتر از یک باشد. در حالی که این ضریب برای به دست آوردن جابه‌جایی و لنگر تیرها باید کوچکتر از یک باشد. به منظور رسیدن به یک ضریب برای هر یک از مولفه‌های DCR نیروی محوری ستون، DCR لنگر خمشی تیر و ضریب شکل‌پذیری، ضرایب ترکیب بار برای سناریوهایی با میانقاب‌های با دو ضخامت ۲۰ و ۲۵ سانتی‌متر، که ضخامت معمول میانقاب هستند، و همچنین سناریوهای حذف ستون A1 و B1 محاسبه شده و با توجه به این مقادیر یک ضریب مشخص برای هر یک از مولفه‌ها پیشنهاد شده است. ضرایب پیشنهادی برای معادل‌سازی نیروی محوری ستون بحرانی، لنگر خمشی تیر بحرانی و شکل‌پذیری تیر بحرانی در سناریوهای مختلف به ترتیب در جدول‌های (٦ تا ٨) ارائه شده است. جدول (٦) مربوط به مقدار ضریب ترکیب بار برای معادل سازی نیروی محوری ستون بحرانی است. همانطور که مشاهده می‌شود در چهار سناریوی بحرانی میزان ضریب ترکیب بار به منظور معادلسازی اثر میانقاب‌های بنایی به دست آمده است. به عبارت دیگر در هر سناریو ابتدا دستک‌های معادل میانقاب در سازه مدل شده و میزان DCR

نیروی محوری ستون بحرانی در تحلیل خرابی پیشرونده محاسبه شده است. سپس در حالتی که میانقاب‌ها مدل نشده‌اند، ضریبی برای ترکیب بار خرابی پیشرونده در نظر گرفته شده است تا بتوان در صورت مدل نکردن میانقاب‌ها، آثار آنها را در سازه مد نظر قرار داد. این ضریب باید به گونه‌ای انتخاب شود که میزان DCR نیروی محوری ستون بحرانی که با اعمال ضریب در ترکیب بار خرابی پیشرونده به دست می‌آید، به همین پارامتر در حالت مدل سازی دستک‌ها نزدیک باشد. مشاهده می‌شود که در چهار سناریو کمترین ضریب ۱/۰۳ و بیشترین ضریب ۱/۱٦ است. پس می‌توان ضریب ۱/۲ را به صورت محتاطانه به منظور معادل سازی نیروی محوری ستون بحرانی در نظر گرفت. همچنین همین مراحل به منظور به دست آوردن ضریب مناسب ترکیب بار برای معادل سازی لنگر خمشی و ضریب شکل پذیری تیر بحرانی طی شده است که نتایج آن در جدول‌های (۷ و ۸) قابل مشاهده است. به این صورت که در هر یک از چهار سناریوی حذف ستون، در حالتی که میانقاب‌ها مدل نشده‌اند، ضریبی برای ترکیب بار خرابی پیشرونده در نظر گرفته شده است تا بتوان در صورت مدل نکردن میانقاب ها، اثرات آن ها را در سازه مد نظر قرار داد. این ضرایب باید به گونه‌ای انتخاب شوند که مقادیر DCR لنگر خمشی و شکل پذیری تیر بحرانی که با اعمال ضریب در ترکیب بار خرابی پیشرونده به دست می‌آیند، به همین پارامترها در حالت مدل‌سازی دستک‌ها نزدیک باشند. در جدول (۷) مشاهده می‌شود که در بین چهار سناریو کمترین ضریب ۰/۳ و بیشترین ضریب ۰/۳۷ است. پس می‌توان ضریب ۰/٤ را به صورت محتاطانه به منظور معادل سازی لنگر خمشی تیر بحرانی در نظر گرفت. همچنین در جدول (۸) نیز مشاهده می‌شود که در چهار سناریو کمترین ضریب ۰/۳ و بیشترین ضریب ۰/۳۷ است. پس می‌توان ضریب ۰/٤ را به صورت محتاطانه به منظور معادل سازی شکل‌پذیری تیر بحرانی در نظر گرفت. از شباهت میزان ضرایب جدول‌های (۷ و ۸) که برای پارامترهای لنگر خمشی و شکل‌پذیری هستند، این گونه بر می‌آید که می‌توان ضریب واحد ۰/٤ را برای معادل سازی اثر میانقاب‌ها روی تیرها برگزید.

پس می‌توان در صورت عدم مدلسازی میانقاب‌ها، ترکیب بار آیین‌نامه‌ی GSA را به صورت روابط زیر اصلاح کرد:

$$1.2\,(D + 0.25L) \quad \text{(برای ستون ها)} \qquad (۵)$$

$$0.4\,(D + 0.25L) \quad \text{(برای تیرها)} \qquad (۶)$$

در واقع می‌توان در صورت عدم مدلسازی میانقاب‌ها، با استفاده از ترکیب بار رابطه‌ی (۵) برای تحلیل دینامیکی غیر خطی، مقدار بیشینه نیروی محوری ستون بحرانی را به منظور ارزیابی خرابی پیشرونده بدست آورد. همچنین با استفاده از ترکیب بار رابطه‌ی (٦) میزان بیشینه لنگر خمشی و جابه‌جایی تیر بحرانی معادل‌سازی می‌شوند.

جدول ٦. مقدار ضریب ترکیب بار برای معادل سازی نیروی محوری ستون بحرانی

Scenario	Load Factor	DCR with Load factor	DCR with struts
A1-20-N	0.37	0.89	0.884
A1-25-N	0.34	0.888	0.879
B1-20-N	0.34	0.84	0.839
B1-25-N	0.3	0.826	0.816

Table. 6 equivalent Load factor for axial load of critical column

جدول ۷. مقدار ضریب ترکیب بار برای معادل سازی لنگر خمشی تیر بحرانی

Scenario	Load Factor	DCR with Load factor	DCR with struts
A1-20-N	1.11	0.966	0.969
A1-25-N	1.03	۰/0.981	0.980
B1-20-N	1.16	0.946	0.953
B1-25-N	1.09	0.967	0.965

Table. 7. equivalent Load factor for momentum of critical beam

جدول ۸– مقدار ضریب ترکیب بار برای معادل سازی شکل پذیری تیر بحرانی

Scenario	Load Factor	DCR with Load factor	DCR with struts
A1-20-N	0.37	1.22	1.22
A1-25-N	0.35	1.28	1.27
B1-20-N	0.34	0.837	0.834
B1-25-N	0.3	0.82	0.828

Table. 8 equivalent Load factor for ductility of critical beam

٥- نتیجه‌گیری

اکثر طراحان سازه به هنگام مدلسازی، سختی میانقاب‌ها را در نظر نگرفته و به وارد کردن بار ناشی از آنها روی تیرها بسنده می‌کنند. این در حالی است که در صورت عدم مدلسازی میانقاب‌ها و استفاده از ترکیب بار موجود در دستورالعمل‌ها برای تحلیل خرابی پیشرونده، نتایج به دست آمده دقت کافی را ندارند. از این رو در این پژوهش اثر میانقاب‌ها بر اعضای یک سازه قاب خمشی فولادی در تحلیل خرابی پیشرونده بررسی شد. مشاهده شد که مقدار DCR نیروی محوری ستون‌ها در صورت وجود میانقاب‌ها افزایش یافت. این در حالی است که مقدار DCR لنگر خمشی و مقدار ضریب شکل‌پذیری تیرها کاهش یافت. پس می‌توان اینگونه استنباط کرد که عدم مدلسازی میانقاب‌ها باعث می‌شود تا در هنگام ارزیابی خرابی پیشرونده، میزان نیروی محوری ستون‌ها کمتر از مقدار واقعی و میزان لنگر خمشی و جابه‌جایی گره‌ها بیشتر از مقدار واقعی به دست آید.

همچنین در این پژوهش نشان داده شد که می‌توان با ضرب کردن یک ضریب مناسب در ترکیب بار آیین‌نامه، جواب‌ها را به حالتی که میانقاب‌ها توسط دستک‌ها مدل شده‌اند نزدیک کرد. ضریب پیشنهادی برای ستون‌ها بزرگتر از یک ١/٢ و برای تیرها کوچکتر از یک ٠/٤ به دست آمد.

٦- مراجع References

[1] American Society of Civil Engineers, Minimum design loads for buildings and other structures: ASCE/SEI 7-05. Reston,Virginia (US) (2010).

[2] Bazant ZP. Verdure M, Mechanics of progressive collapse: learning from World Trade Center and building demolitions. Eng Mech; 133(3):308–19 (2007).

[3] Mohamed.OA. Progressive collapse of structures: Annotated bibliography and comparison of codes and standards. Perform Constr Fac ;20(4):41825. (2006)

[4] National Institute of Standards And Technology (NIST). Best Practices For Reducing The Potential For Progressive Collapse In Buildings: NISTIR 7396. U.S.Department Of Commerce. (2007)

[5] U.S. General Service Administration (U.S. GSA). Progressive collapse analysis and design guidelines for newfederal office buildings and major modernization projects. Washington (DC). (2003)

[6] Powell G. Progressive collapse: Case study using nonlinear analysis. Proceedings of the 2005 structures congress and the 2005 forensic engineering symposium. April 20–24, 2005 New York, New York. (2005)

[7] Ruth P, Marchand KA, Williamson EB. Static equivalency in progressive collapse alternative path analysis: reducing conservatismwhile retaining structural integrity. J Perform Constr Facil. 20(4):349–64. (2006)

[8] H.R.Tavakoli, A.Rashidi Alashti, Evaluation of progressive collapse potential of multi-story moment resisting steel frame buildings under lateral loading, Scientia Iranica A 20 (1) 77–86, Sharif University of Technology (2013)

[9] Farshad Hashemi Rezvani, Amir Mohammad Yousefi, Hamid Reza Ronagh, Effect of span length on progressive collapse behaviour of steel moment resisting frames, Structures, ISTRUC-00025; (2015)

[10] Tsai.Meng-Hao, Huang.Tsuei-Chiang, Effect of Interior Brick-infill Partitions on the Progressive Collapse Potential of a RC Building: Linear Static Analysis Results. World Academy of Science, Engineering and Technology Vol:26. 28 February. (2009)

[11] Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, NO. 360, 2014, Islamic Republic of Iran, Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision. (In Persian)

[12] BHRC, No 6, Iranian Building and housing Research Center, Loading on the buildings. 2013, (In Persian)

[13] BHRC, No 10, Iranian Building and housing Research Center, Design and construction of steel frame buildings, 2013, (In Persian)

[14] Tasnimi.A.A, Mohebkhah.A. Investigation on the behavior of brick-infilled steel frames with openings, experimental and analytical approaches. Engineering Structures 33; 968–980.(2011)

[15] PEER, Open system for earthquake engineering (OpenSees). Univ. of California. (2005) http://opensees.berkeley.edu/.

[16] Asgarian. Behrouz, Hashemi Rezvani. Farshad, Progressive collapse analysis of concentrically braced frames through EPCA algorithm, Journal of Constructional Steel Research 70 (2012) 127–136. (2012)

[17] Federal Emergency Management Agency. FEMA. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Report no. FEMA 356. Washington (DC): FEMA. (2000)

[18] Sasani, M., Bazan, M., and Sagiroglu, S., “Experimental and Analytical Progressive Collapse Evaluation of Actual Reinforced Concrete Structure”, ACI Journal, 104(6),731-739,(2007)

[19] Sasani, M. and Sagiroglu, S., “Progressive Collapse resistance of Hotel San Diego”. ASCE Journal of Structural Engineering 134:3, 478-488, (2008).

[20] Song, B. I. and Sezen, H., “Evaluation of an Existing Steel Frame Building against Progressive Collapse”. Proceedings, ASCE Structures 2009 Congress, (2009).

Effects of URM Infill Panels on the Progressive Collapse of Steel Structures with Moment Resistant Frames

M. mirtaheri[1*], A. Chegini Telegraphchi [2], M. Abbasi Zoqie[3], H. Mirzaeefard[4]

1- Assoc. Prof., Dept. of Civil Engineering, K.N. Toosi University of Technology
2- M.Sc., Dept. of Civil Engineering, K.N. Toosi University of Technology
3- Ph.D. , Dept. of Civil Engineering, K.N. Toosi University of Technology
4- Ph.D. Candidate, Dept. of Civil Engineering, K.N. Toosi University of Technology

*** mmirtaheri@kntu.ac.ir**

Abstract:

When one or more vertical elements of a structure fail due to defects in construction stages or over loading or etc., load distribution path of the structure changes and local failure arises in the damaged area. This kind of damage is not considered by engineers and can cause local collapse. The local collapse can spread vertically or horizontally to the other areas of the building if no alternate path exists to redistribute the loads. Therefore, limiting the local collapse in the damaged area is major idea to mitigate progressive collapse in buildings.

Nowadays, analyzing the structures which are designed based on the current standards, against progressive collapse and offering ways to improve and strengthen them is leading to part of the designing stages of the special buildings. Thus, some standards and codes in this field are being produced or updated. The most common method to analyze the structure against progressive collapse is the alternate path method. In this direct design method, the critical columns are removed immediately and stability of the remaining structure is investigated. However, there is no reference on the effect of lateral resistance of the infill panels. This is one of the simplifier assumptions which are used in numerical studies of progressive collapse in structures, indicating inconsistency between the numerical and experimental full-scale results. Unlike numerical studies, experimental studies showed that the structure remain stable even if more than one column is removed.

In this research, a steel structure with 8 stories with moment resistant frame is analyzes as a case study, and designed considering the effect of unreinforced masonry infill panels (URM). URM infill panels in full contact with the frame elements on all four sides shall be considered as primary elements of a lateral force-resisting system. Recognizing this behavior, the stiffness contribution of the infill is represented with an equivalent compression strut connecting windward upper and leeward lower corners of the in-filled frames. Thus, analytical macro-model based on the equivalent strut approach is used to simulate the effective infill panels. Progressive collapse potential of one of the peripheral frames is evaluated with the Opensees program based on the nonlinear dynamic analysis. Researchers found that linear static analysis might result in non-conservative results since it cannot reflect the dynamic effect caused by sudden removal of columns. So, time-history analysis should be applied to seek dynamic response of the structure.

Results indicate that considering infill panels may increase axial force of the columns and decrease bending moment of the beams and nodes displacements. So results are closer to the experimental studies and prove stability of the structure after column removal and increase resistance of building against progressive collapse.

As it is distinct, modeling the infill panels in the analysis is complex and time-consuming, so in this research, the coefficients are proposed to apply to the load combinations instead of modeling the infill panels in order to make the results closer. The proposed coefficients are larger than one for columns forces and smaller than one for the beams forces.

Keywords: progressive collapse; steel moment resistant frame; masonry infill panels; nonlinear dynamic analysis; alternate path method.