



ارزیابی عددی قاب‌های خمشی فولادی با عملکرد بهبود یافته برشی با ایجاد شیارهایی در میانه تیر

کیارش محتشم دولتشاهی^{۱*}، علی غروی^۲، سید رسول میرقادری^۳، محمدتقی نیکوکلام^۴

- ۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران
۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران
۳- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

۴- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه بولدر کلرادو، آمریکا

* تهران، صندوق پستی ۱۱۳۶۵-۱۱۱۵۵ dolatshahi@sharif.edu

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۶/۰۷/۲۱، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۹/۲۱)

چکیده

هدف این مقاله، بررسی عددی یک سیستم نوین جذب‌کننده انرژی در قاب‌های خمشی فولادی است. قاب‌های خمشی به عنوان یکی از مطلوب‌ترین سیستم‌های برابر جنبی شناخته می‌شوند. با این حال، شرایط حداقلی اندازه دهانه به عمق تیر که به‌منظور تشکیل مفاصل پلاستیک در دو انتهای آن در آئین‌نامه‌ها الزام شده، به عنوان یکی از محدودیت‌های این سیستم شناخته می‌شود. با قرارداد یک فیوز برشی در میانه تیر، مفاصل پلاستیک خمشی از دو انتهای تیر به مفصل پلاستیک برشی در میانه آن انتقال می‌یابد. بنابراین تسلیم فیوز دربرش، پیش از تسلیم خمشی در دو انتهای تیر اصلی اتفاق می‌افتد و درنتیجه، سیستم پیشنهادی محدودیت آئین‌نامه‌ای را مرتفع می‌نماید. فیوز بخشی از تیر است که با ورود به تغییر مکان‌های غیرخطی مانع ورود باقی اعضاء به این محدوده می‌شود. به‌منظور ایجاد فیوز برشی، با ایجاد شیارهایی با الگوی مشخص در جان میانه تیر، تضعیف مقاومت برشی حاصل می‌گردد. مدل‌های عددی این قاب در نرم‌افزار اباکوس ساخته و با نتایج آزمایشگاهی صحت‌سنجی شده است.

واژگان کلیدی

قاب خمشی فولادی، مفصل پلاستیک، فیوز برشی، بهسازی، تحلیل غیرخطی

Numerical Evaluation of Steel Moment Resisting Frames with Improved Shear Performance by Slitting Middle of the Beam

K.M. Dolatshahi, A. Gharavi, S.R. Mirghaderi, M.T. Nikoukalam

Abstract

The aim of this paper is to investigate a new energy dissipating system in steel moment resisting frames using finite element method, namely, slotted moment resisting frame system. Moment resisting frames are considered as one the most favorable novel lateral force resisting system. However, the minimum requirement of the beam span to depth ratio, to form the plastic hinges at the two ends of the beam to satisfy. By placing a shear fuse in the middle of the beam, the flexural plastic hinges are transferred to the middle of the beam through nonlinear shear behavior. Therefore, shear fuse yielding precedes flexural yielding at the two ends of the beam and consequently the proposed system satisfies the code limitations. The fuse is a part of the beam, which, by entering into the nonlinear behavior, prevents other part of the beam from entering into the nonlinear behavior. Numerical models of the proposed system are developed in ABAQUS and are compared against the experimental results.

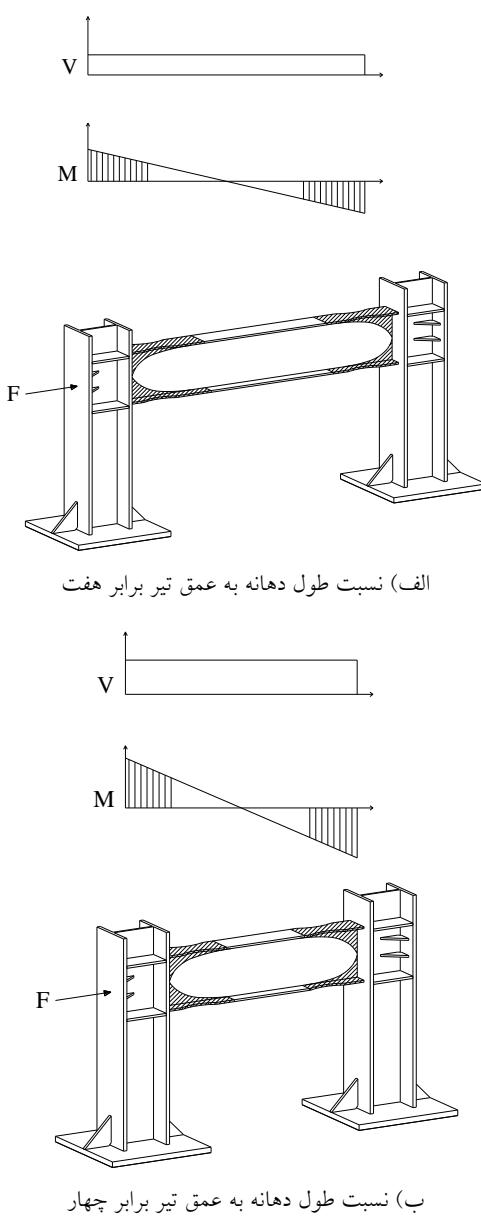
Keywords

Steel moment resisting frame, Plastic hinge, Shear fuse, Non-linear analysis



۱- مقدمه

انتهای تیر، $M = ZF_y$ ، تشکیل می‌شود [۴]. که در آن، Z اساس مقطع پلاستیک تیر و F_y تنש تسلیم تیر است. همان‌طور که مشاهده می‌شود طول مفصل پلاستیک در قاب (الف) کوچک‌تر از قاب (ب) می‌باشد. مهم‌ترین دلیل این موضوع شیب تندتر نمودار لنگر خمشی قاب (الف) نسبت به قاب (ب) می‌باشد. از آنجایی که سطح رنگ‌شده در قاب (ب) کوچک‌تر از قاب (الف) می‌باشد، قاب (ب) مقدار کمتری از نیروی لرزه‌ای را نسبت به قاب (الف) مستهلك می‌کند. فقدان آزمایش‌های کافی نیز برای تیرهای با دهانه کوچک به عدم قطعیت در مورد رفتار آن‌ها در برابر بارهای لرزه‌ای افزوده است.



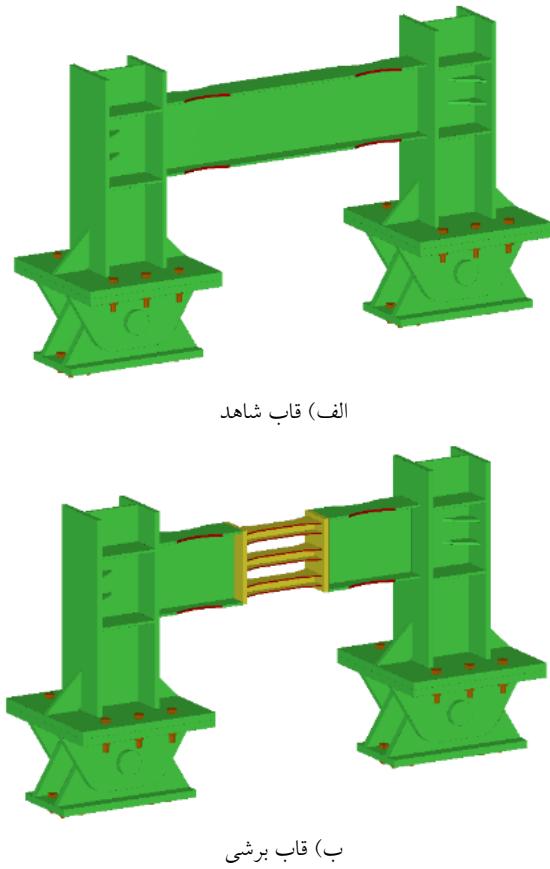
شکل ۱-۱- تغییر نمودار خمش با کاهش طول تیر در قاب

پیش از دهه ۹۰ میلادی، قاب‌های خمشی به عنوان یکی از ایمن‌ترین و مطلوب‌ترین سیستم‌های باربر لرزه‌ای در نظر گرفته می‌شد [۱]. این امر به آن علت بود که اعضای فولادی به عنوان اجزایی در نظر گرفته می‌شوند که در مقابل خمش و برش، دارای قابلیت تحمل تغییر شکل‌های پلاستیک زیادی هستند. اما این اعتماد پس از زلزله سال ۱۹۹۴ نورثربیج^۱ به طور جدی مورد تردید واقع شد. در این زمین‌زلزله، بیش از ۱۵۰ قاب خمشی متداول به صورت جدی مورد آسیب قرار گرفتند [۱]. به طوری که در محل جوش اتصال بین تیر به ستون، گسیختگی‌های زیادی ایجاد شده بود. آسیب‌های سازه‌ای و فروریزش قاب‌های خمشی طی زلزله ۱۹۹۵ کوبه^۲، اهمیت این مشکل را بیش از پیش روشن ساخت [۱]. در سال‌های بعد، نظریات متعددی پیرامون نحوه اتصال ستون به تیر مطرح شد. تشکیل مفاسل پلاستیک خمشی در دو انتهای تیر معمول‌ترین مکانیزم جذب انرژی در قاب‌های خمشی است [۲]. اگرچه تحقیقات زیادی برای بهبود طراحی و رفتار قاب‌های خمشی ارائه شده، اما دو محدودیت نسبت حداقلی طول دهانه به عمق تیر و بهسازی این قاب‌ها پس از تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای آن از اهداف این پژوهش می‌باشد. دلیل اصلی تأکید آیین‌نامه‌ها بر رعایت اندازه حداقلی دهانه تیر به عمق آن، تشکیل مفاسل پلاستیک به طول کافی در دو انتهای تیر است [۳]. مطابق آیین‌نامه ۱۰ ANSI/AISC 358-10 [۳] و قسمت اتصالات از پیش تأیید شده مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، نسبت طول دهانه به عمق تیر برای قاب‌های خمشی ویژه نمی‌بایست کمتر از هفت و برای قاب‌های خمشی متوسط می‌بایست کمتر از پنج باشد. این نسبت‌ها اعدادی هستند که دست‌یابی به آن‌ها برای تمامی تیرهای ساختمان با توجه به بارهای وارده بسیار دشوار است و در عمل نسبت‌هایی کمتر از این اعداد به دست می‌آید. شکل (۱) منطق محدودیت اول را با مقایسه دو قاب با مقاطع و بار جانبی یکسان را نشان می‌دهد. در این دو قاب تنها نسبت طول دهانه به عمق تیر متفاوت است. شکل (۱-الف) قابی را با نسبت طول دهانه به عمق تیر هفت، $L_1/D = 7$ ، که ارضیانه شرایط آیین‌نامه است را نشان می‌دهد. شکل (۱-ب) قابی با نسبت طول دهانه به عمق تیر چهار، $L_2/D = 4$ ، که ناقص شرایط آیین‌نامه است را نشان می‌دهد. این دو قاب دو ناحیه تشکیل مفاسل پلاستیک Lp1 و Lp2 را نشان می‌دهند. در شکل (۱) این دو ناحیه بارنگ متفاوت نمایش داده شده‌اند. این مفاسل پلاستیک بین دو ناحیه $M = SF_y$ و

که در آن V_{pb} برابر است با نیروی برشی که در اثر تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در دو انتهای تیر ایجاد می‌شود. شایان ذکر است با توجه به استفاده از مقطع کاوش یافته در دو سمت دهانه، برش تیر نیز باید متناظر با این مقاطع محاسبه گردد. چراکه طبق محاسبات اولین مقطعی که در آن تسليم خمشی اتفاق خواهد افتاد، مقاطع کاوش یافته خواهند بود. در معادله فوق ϕ ضریبی برای افزایش تششی به واسطه سختی کردنی لینک در هنگام تسليم برشی است. مطالعات گذشته این ضریب سختی کردنی لینک را برابر با $1/5$ توصیه کرده‌اند [۱۲].

۳- نمونه‌ها و برپایی آزمایش

به منظور بررسی قاب خمشی به همراه لینک برشی دو نمونه در نظر گرفته شد. در نمونه اول، قاب شاهد، محدودیت آین نامه ای نسبت حداقل طول دهانه به عمق نقض شد و برابر چهار در نظر گرفته شد. در قاب دوم لینک برشی در میانه تیر جانمایی شده و مقاطع و ابعاد آن کاملاً مشابه قاب شاهد می‌باشد. در شکل (۳) نمونه‌های مدلسازی و آزمایشگاهی نمایش داده شده‌اند.

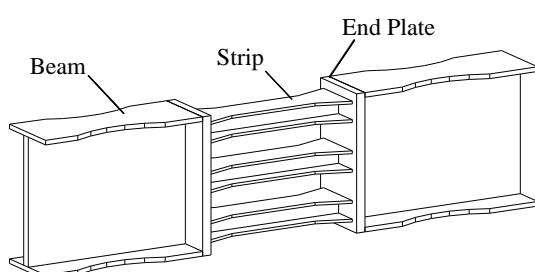


شکل ۳- نمونه‌های مدل‌سازی و آزمایش

تلاش‌های زیادی جهت توسعه مکانیزم سازه‌ای جدیدی برای قاب‌های خمشی صورت گرفته است که تأکید آن‌ها بر عملکرد فوری پس از زلزله است. به عنوان مثال می‌توان از اتصالات تیرهای پس کشیده به ستون [۵] اتصالات تیر به ستون بر اساس مقاومت اصطکاکی [۶] و [۷] و قاب‌های ستون پیوند [۸] نام برد. در این مقاله نیز به منظور مرتفع نمودن مشکلات فوق الذکر، ایده استفاده از یک تیر پیوند برشی به عنوان یک فیوز شکل‌پذیر برای قاب‌های خمشی مورد بررسی قرار خواهد گرفت. برای نیل به این هدف، فیوز با ظرفیت برشی کمتر نسبت به سایر اعضای تیر در میانه آن طراحی می‌گردد تا همانند مکانیزم جذب انرژی مهاربندهای واگرا باعث اتلاف انرژی گردد. مهاربندهای واگرا به واسطه وجود تیر پیوند در برابر تغییر شکل‌های غیرخطی عملکرد مطلوبی را از خود نشان می‌دهند [۹].

۲- مبانی طراحی لینک برشی

همانطور که در شکل (۱) نشان داده شد، نیاز خمشی میانه تیر به صورت ایده آل برابر صفر و در اطراف آن حداقل است؛ بنابراین انتظار می‌رود به کارگیری فیوز برشی با مقطع کاوش یافته در وسط تیر موجب تأثیر چندانی در سختی جانبی تیر نشود. از این جهت بهترین منطقه برای نصب فیوز میانه تیر می‌باشد [۱۰]. مطابق شکل (۲)، لینک از طریق اتصال جوشی به تیر اصلی متصل شده است. این اتصال در قاب‌های خمشی به عنوان مفصل خمشی قابل تعویض توسط Shen و همکارانش [۱۰] و همچنین در مهاربندهای واگرا به عنوان لینک برشی توسط Mansour و همکارانش [۱۱] به کار گرفته شده است.



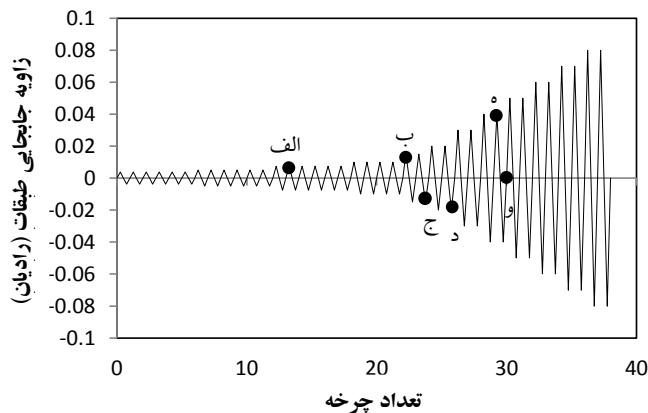
شکل ۲- نحوه اتصال فیوز به تیر قاب خمشی

مقاومت طراحی لینک برشی، V_L ، با استفاده از معادله زیر مشخص می‌شود، بر این اساس که تمام تغییرشکل‌های غیرخطی به جای دو طرف تیر در لینک میانه تیر متمرکز می‌شود:

$$V_L \leq \phi V_{pb} \quad (1)$$

۴- پروتکل بارگذاری

در آئین نامه ۱۰-۳۴۱ ANSI/AISC [۳] پروتکل بارگذاری برای اتصال تیر به ستون پیشنهاد شده است که از همان پروتکل در این آزمایش نیز استفاده می‌گردد. این پروتکل بارگذاری در شکل (۴) نشان داده شده است. در این نمودار زاویه‌ی جابجایی طبقات در مقابل تعداد چرخه‌ها کشیده شده است. شش چرخه ابتدایی این پروتکل دامنه ۰/۰۰۳۷۵ رادیان را شامل می‌شود و در



شکل ۴- پروتکل بارگذاری



الف) چرخه پانزدهم



ب) چرخه بیست و ششم

شکل ۵- رفتار قاب شاهد در دو چرخه بارگذاری

۵- مشاهدات آزمایشگاهی

رفتار قاب شاهد در چرخه‌های اولیه مطابق انتظار به صورت خطی است. این روند تا چرخه پانزدهم ادامه می‌یابد. در این چرخه بال مقطع کاهش یافته وارد ناحیه غیر خطی می‌شود. این چرخه متناظر با حرف "الف" در شکل (۴) است که نسبت جابجایی آن برابر با ۰/۰۷۵٪ می‌باشد. با افزایش بارگذاری و پس از پایان دور رفت چرخه پانزدهم، تسلیم به جان مقاطعه کاهش یافته نیز توسعه می‌یابد (شکل ۵-الف). شکل (۵-ب) تغییر مکان سازه را زمانی که ۲۰٪ افت در حداقل مقاومت سازه رخداده است نشان می‌دهد. این اتفاق در شکل (۴) با حرف "ب" مشخص شده است. همان‌طور که در تصویر نمایان است تنها در مقاطعه کاهش یافته تسلیم رخ می‌دهد و باقی اعضای سازه سالم می‌مانند. قابل ذکر است که این اتفاق در جابجایی کمی برابر با دو درصد رخ می‌دهد که این مقدار کمتر از جابجایی است که در قاب‌های خمی متداول پیشنهاد شده است.

مطابق با شکل (۶-الف) در نسبت جابجایی ۱٪ که در شکل (۴) با حرف "ج" نشان داده شده است، آهک‌های بال تیرهای کوچک لینک دچار پریدگی می‌شوند. همان‌طور که در شکل (۶-ب) نشان داده شده در تیرهای کوچک ابتدا مفصل



جوش‌ها و پیچ‌ها به صورت دقیق مدل نمی‌شود. آنالیز مش^۹ جهت بهبود نتایج و بالا بردن دقت به خصوص در مکان‌های اتصال انجام می‌گردد.



الف) چرخه بیست و ششم



ب) چرخه بیست و نهم



ج) چرخه سی و دوم



د) چرخه سی و دوم

شکل ۶- رفتار قاب برشی

خمشی در دو انتهای لینک برشی تشکیل شده است. این امر به این دلیل رخداده است که نسبت طول دهانه به عمق تیر در تیرهای کوچک رعایت شده است. این جابجایی متناظر با چرخه بیست و ششم اتفاق می‌افتد که در شکل (۴) با حرف "د" نشان داده شده است. مطابق شکل که از نمای جلو لینک را نشان می‌دهد، بالهای تیرهای کوچک در دو انتهای آن دچار تغییر شکل موضعی شده‌اند. ازانجایی که نیروی محوری وارد بر نمونه طی بارهای رفت و برگشتی از طریق جک هیدرولیکی در شرایط آزمایشگاهی موجود و عدم حضور نیروی محوری غیرقابل حذف می‌باشد. نیروی محوری در این مرحله از آزمایش باعث لهش‌گی لینک می‌گردد. این میزان لهش‌گی ناشی از نیروی محوری ادامه می‌باید تا در چرخه سی و دوم بین تیرهای کوچک لینک برخورد ایجاد می‌شود. این برخورد مطابق شکل (۶-ج) باعث پارگی جان تیر کوچک لینک می‌گردد. مضارفاً این برخورد باعث تشکیل ناحیه صلی در لینک می‌گردد و باعث افزایش سطح نیرو می‌گردد. این افزایش سطح نیرو باعث تشکیل مفاصل پلاستیک در مقاطع کاهش‌یافته بال در چرخه سی و دوم مطابق شکل (۶-د) مفصل پلاستیک می‌گردد.

۶- مدل‌سازی

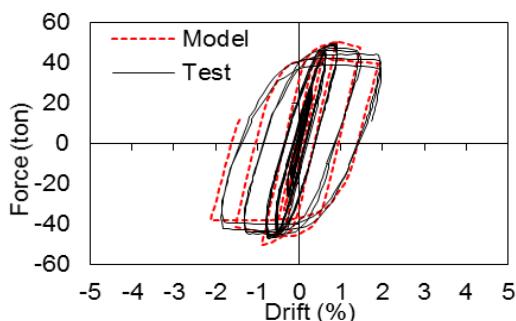
مطالعات عددی به جهت تحلیل غیرخطی اجزا محدود، به وسیله نرم‌افزار ABAQUS [۱۲] با مدل‌سازی غیرخطی و سه بعدی ABAQUS قاب انجام شده است. برای این تحلیل از نرم‌افزار ABAQUS نسخه ۶.۱۴.۱ استفاده می‌گردد. فولاد St52 با تنش تسلیم ۳۷۰ مگاپاسکال برای ستون‌ها، صفحات انتهایی، سخت‌کننده‌ها و ورق‌های پیوستگی استفاده می‌شود. همچنین فولاد St52 با تنش تسلیم ۳۷۲ مگاپاسکال و تنش نهایی ۴۹۶ مگاپاسکال برای تیرها و لینک انتخاب می‌گردد.

مدل‌ها با تعریف کردن عیوبی برای سازه قادر به پیش‌بینی کاهش مقاومت که نتیجه‌ای از تسلیم بال‌ها، جان‌ها و سخت‌کننده‌ها است، هستند. همچنین کاهش مقاومت همراه با شکست مواد یا پاره شدن آن‌ها تحت مطالعه قرار می‌گیرد. برای کاهش زمان محاسبات، مدل قاب‌ها با المان‌های ایزوتروپیک S4R شل^۸ چهار گره ساخته می‌شوند. همچنین المان‌های شل قادر به در نظر گرفتن تاثیرات کمانش موضعی^۷ هستند. در قاب برشی، صفحات انتهایی، المان‌های هشت گره‌ای جامد پیوسته^۸ (C3D8R) جهت در نظر گرفتن تاثیرات ضخامت این صفحات در نظر گرفته می‌شوند. جزئیات سخت‌کننده‌ها، ورق‌های پیوستگی و صفحات انتهایی در نظر گرفته نمی‌شوند و همچنین

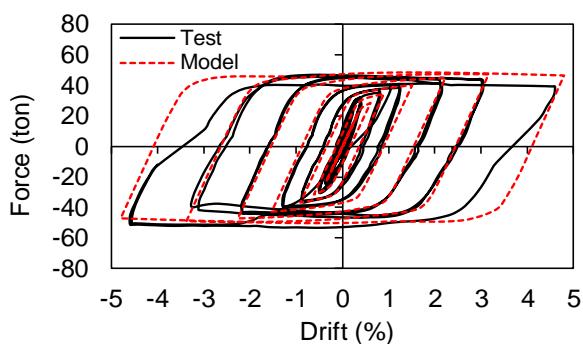
اندازه مش بندی انجام شد، اندازه مش برابر دو سانتی متر انتخاب شد.

۷- فرآیند مدل سازی و صحت سنجی

جهت صحت سنجی روش عددی با کار آزمایشگاهی هر دو قاب شاهد و برشی به روش فوق در نرم افزار ABAQUS مدل می شوند. این دو قاب تحت بارگذاری رفت و برگشتی و مشابه می شوند. آنچه در آزمایشگاه انجام می شود قرار می گیرند که نتایج حاصله بسیار مشابه با نتایج آزمایشگاهی است. جهت مقایسه دقیق تر نمودار به دست آمده از روش عددی و کار آزمایشگاهی هر دو منحنی آزمایشگاهی و عددی مرتبط با هر قاب در یک نمودار رسم می شوند. بر این اساس که شکل (۵) مربوط به مقایسه نمودارهای مربوط به قاب شاهد و همچنین شکل (۶) مربوط به نمودارهای قاب با عملکرد برشی است.



شکل ۷- مقایسه نتایج مدل سازی عددی و آزمایشگاهی قاب شاهد



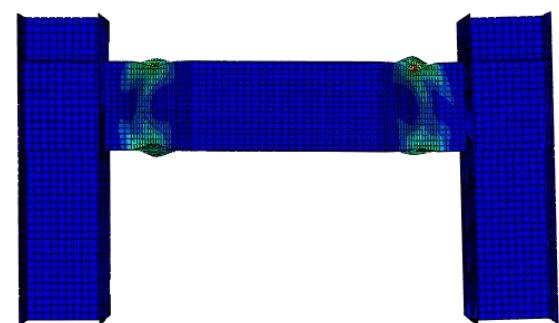
شکل ۸- مقایسه نتایج مدل سازی عددی و آزمایشگاهی قاب برشی

برای ارزیابی مشابهت رفتار مدل در تحلیل عددی و کار آزمایشگاهی، تصاویر مربوط به جابجایی های متناظر در تحلیل عددی و کار آزمایشگاهی در ادامه رسم می شود. همان طور که در شکل (۹) مشخص است این تصویر قاب شاهد را در هنگام ورود به مرحله غیرخطی نشان می دهد. شکل (۹-الف)

از معیار گسیختگی ون میسز^{۱۰} و قوانین آن برای مدل کردن پلاستیسته مدل استفاده می گردد. همچنین از ترکیب کرنش سختی ایزوتروپیک و کینماتیک^{۱۱} برای مدل کردن سخت شدگی استفاده می گردد. برای لینک و تیر به طور مجزا نمودار تنش-کرنش با توجه به تست کششی که بر روی آنها صورت گرفته است و همچنین با استفاده از مقاله ای که توسط Kaufmann و همکارانش [۱۲] نگارش شده است پیش‌بینی می گردد. در این مقاله کافمن و همکاران فرمولی را برای نمودار تنش و کرنش فولادهایی با تنش تسلیم مشخص ارائه داده اند. بنابراین برای پیش‌بینی رفتار پلاستیک اجزا سازه در این آزمایش، از مصالحی با خصوصیات مشابه آنچه در مقاله مذکور است، استفاده می گردد. مصالح این آزمایش مانند فولاد C مقاله Kaufmann و همکارانش در نظر گرفته می شود که خصوصیات مشابهی با فولاد مورد استفاده در این آزمایش دارد. فولاد C دارای تنش تسلیم ۳۷۲ مگاپاسکال و تنش گسیختگی ۴۹۶ مگاپاسکال است. مدول الاستیسته^{۱۲} برابر با ۲۰۰۰۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون^{۱۳} نیز برابر با 0.۳ در نظر گرفته می شوند.

جهت ساده نمودن تحلیل عددی، بار و شرایط مرزی با اندکی تغییرات نسبت به آزمایش اعمال می شوند. به عنوان مثال تیر فرعی که در آزمایشگاه، مفاصل و ستون بر روی آن واقع می شوند حذف می گردد و انتهای ستون مفصل شده است. همچنین مفاصل مدل سازی نمی شوند بلکه به اندازه ارتفاع آنها ستون با مشخصات ستون اصلی در نظر گرفته می شود. مهارهای جانبی نیز که احتمالاً تاثیر ناچیزی بر نحوه عملکرد مدل داشتند، مدل سازی نمی گردند. از طرفی برای اعمال تاثیر نیروی محوری زیاد موجود در تیرها برای بارگذاری بار به این ترتیب عمل می شود که در هر چرخه بارگذاری محل اعمال نیرو تغییر می کند و متناسب با شرایط آزمایش نیرو به ترتیب در هر چرخه از سمت چپ و سپس از سمت راست به قاب وارد می شود. شایان ذکر است با توجه به آنالیز حساسیت نیازی به تحلیل کمانشی^{۱۴} نیست. علاوه بر این، انتخاب هندسه غیرخطی^{۱۵} در نرم افزار ABAQUS به منظور اعمال تاثیرات جابجایی های بزرگ فعل شده است که به این ترتیب تسلیم موضعی در نظر گرفته خواهد شد و رفتار پساکمانشی^{۱۶} اجزا شبیه سازی می شوند. پروتکل بارگذاری که در قسمت K2 آینین نامه ANSI/AISC 341-10 [۱۳]، برای اتصالات تیر به ستون در قاب های خمی تعریف شده است برای تحلیل ها استفاده می گردد. شایان ذکر است براساس آنالیز حساسیتی که برای



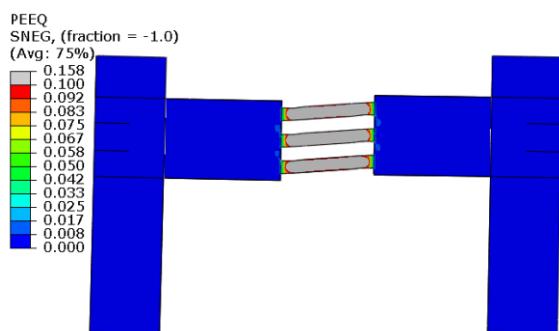


الف) نرم افزار



ب) آزمایشگاه

شکل ۱۰- تغییر شکل قاب شاهد در جابجایی متناظر با٪۲



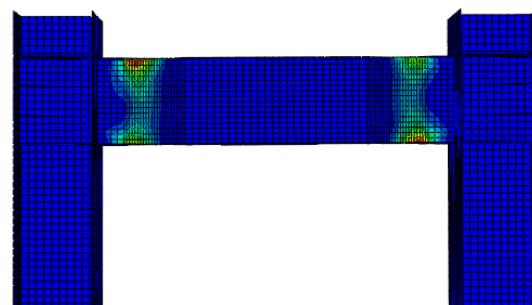
الف) نرم افزار



ب) آزمایشگاه

شکل ۱۱- تغییر شکل قاب برشی در جابجایی متناظر با٪۲

تغییر شکل قاب شاهد در نرم افزار و شکل (۹-ب) تغییر شکل متناظر با غیرخطی شدن مقاطع کاهش یافته را در مدل آزمایشگاهی نشان می دهد که می توان نتیجه گرفت این دو مشابهت قابل قبولی با یکدیگر دارند.



الف) نرم افزار



ب) آزمایشگاه

شکل ۹- تغییر شکل قاب شاهد در جابجایی متناظر با٪۰/۷۵

شکل (۱۰-الف) تغییر شکل نهایی مدل را در نرم افزار و شکل (۱۰-ب) تغییر شکل قاب را در آزمایشگاه در جابجایی متناظر با٪۲ مشخص می کند. همانگونه که مشخص است رفتار قاب در هر دو حالت یکسان است و تسلیم خمی تنها در مقاطع کاهش یافته رخ می دهد.

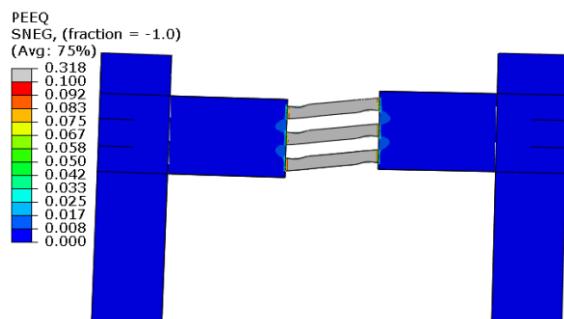
جهت ارزیابی روش عددی در مورد قاب برشی نیز، تصاویر اتفاقات حساس تسلیم لینک و مقاطع کاهش یافته و همچنین حالت نهایی قاب در دو حالت مدل سازی با نرم افزار و همچنین کار آزمایشگاهی آورده شده است. بر این اساس که شکل (۱۱) زمان آغاز غیرخطی شدن لینک را نشان می دهد. همان طور که در شکل (۱۱-الف) نشان داده شده است اتفاقی که در مدل نرم افزاری می افتد مطابقت زیادی با شکل (۱۱-ب) که تسلیم لینک را در آزمایشگاه نشان می دهد دارد. در هر دو تصویر مشخص است که لینک به طور کامل تسلیم می شود.

و مشابه کار آزمایشگاهی است. بر این اساس که لینک در ابتدا تسلیم شده و در این زمان تغییر شکل‌های غیرخطی موضعی که در بال تیرهای کوچک لینک تشکیل می‌شود. همچنان این تغییر شکل در حال پیشرفت است تا در انتهای دو تیر کوچک لینک به هم برخورد می‌کنند که این باعث تشکیل ناحیه صلب شده و سخت شدگی ایجاد شده موجب انتقال تغییر شکل‌ها و ناحیه غیرخطی به دو انتهای تیر می‌شود. در نهایت شکل (۱۳-الف و ب) به ترتیب نمایشگر تغییر شکل نهایی قاب در نرم‌افزار و آزمایشگاه هستند.

۸- نتیجه گیری

در این مقاله یک سیستم باربر جانبی برای طراحی سازه‌های جدید و همچنین روشی برای بهسازی سازه‌های آسیب‌دیده تحت زلزله ارائه گردیده است. این روش با تضعیف میانه تیر با الگویی که ذکر شد، موجب انتقال انرژی از خمین به برش می‌گردد. به عبارت دیگر تسلیم برشی را به خمینی مقدم می‌سازد. درواقع یک سیستم متعارف خمینی که طی بار لرزه‌ای دو انتهای تیر آن به وسیله خمین تسلیم شده است را می‌توان با استفاده از تضعیف ظرفیت برشی بهسازی کرد. همان‌طور که در مقدمه ذکر شد، طراحی تیر با نسبت طول خالص دهانه به عمق تیر کمتر از هفت برای استفاده در قاب‌های خمینی ویژه و کمتر از پنج در قاب‌های خمینی متوسط، غیرمجاز است. این محدودیت به دلیل طول کافی تیر برای شکل‌گیری مفاصل پلاستیک می‌باشد. این خود باعث افزایش چشمگیر کرنش پلاستیک در بالهای تیر می‌شود و عدم جذب انرژی مطلوب توسط مفاصل خمینی را سبب می‌گردد هم‌اکنون همین بند سخت‌گیرانه آیین‌نامه ANSI/AISC 358-10 [۲] در برخی از سازه‌های موجود نقض گردیده است که با ایده پژوهش حاضر می‌توان این مشکل را برطرف نمود.

همان‌طور که ذکر شد، برای انتقال مفصل پلاستیک از دو انتهای تیر به میانه آن می‌بایست میانه تیر ضعیف شود. برای این هدف روش‌های متعددی در نظر گرفته شد تا جان میانه تیر تضعیف شود که از جمله این روش‌ها می‌توان به سوراخ‌کاری دایروی جان تیر^{۱۷}، تغییر مقطع میانه تیر، تیر غیرمنشوری، غیرمشابه بودن مشخصات مصالح تیر و لینک و همچنین روش اسلیت اشاره کرد. در این پژوهش روشی برای تضعیف میانه تیر استفاده شد که بیشتر از بقیه روش‌ها ظرفیت برشی تیر را کاهش دهد؛ زیرا این روش علاوه بر طراحی سازه‌های موجود می‌بایست برای سازه‌های آسیب‌دیده نیز استفاده شود.

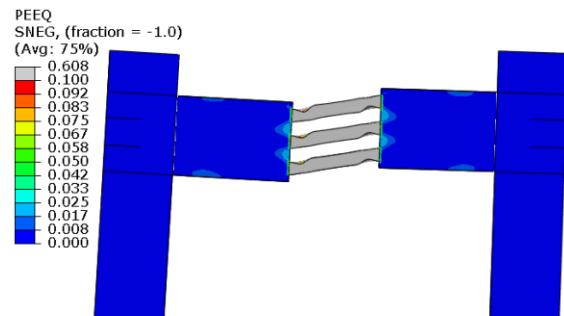


الف) نرم‌افزار



ب) آزمایشگاه

شکل ۱۲- تغییر شکل قاب برشی در جابجایی متناظر با ۳٪



الف) نرم‌افزار



ب) آزمایشگاه

شکل ۱۳- تغییر شکل قاب برشی در جابجایی متناظر با ۴٪

با توجه به شکل (۱۲-الف و ب) می‌توان نتیجه گرفت که عملکرد مدل نرم‌افزاری دقیقاً مطابق با مبانی طراحی قاب برشی

۹- مراجع

- [1] Gupta, A. and H. Krawinkler, (1999), "Seismic Demands for the Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures", Doctoral dissertation, Stanford University.
- [2] Bruneau, M., Uang, C.M., Sabeli, R. (2011), "Ductile Design of Steel Structures", Second Edition, McGraw Hill Companies, Inc.
- [3] ANSI/AISC 358-10, (2010), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, American Institute of Steel Construction Inc., Chicago.
- [4] Nikoukalam, M. and Dolatshahi, K.M. (2015), "Development of Structural Shear Fuse in Moment Resisting Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 114, No. .pp. 349-361.
- [5] Ricles, J.M., Sause, R., Garlock, M.M. and Zhao, C. (2001), "Posttensioned Seismic-Resistant Connections for Steel Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 127, No. 2, pp. 113-121.
- [6] Butterworth, J.W., and Clifton, C.G. (2000), "Performance of Hierarchical Friction Dissipating Joints in Moment Resisting Steel Frames", In Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering.
- [7] MacRae, G.A., Clifton, G.C., Mackinven, H., Mago, N., Butterworth, J. and Pampanin, S. (2010), "The Sliding Hinge Joint Moment Connection", Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 43, No. 3, pp. 202-212.
- [8] Malakoutian, M., Berman, J.W. and Dusicka, P. (2013), "Seismic Response Evaluation of the Linked Column Frame System", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 201, No. 6, pp. 795-814.
- [9] Popov, E.P., Kasai, K. and Engelhardt, M.D. (1987), "Advances in Design of Eccentrically Braced Frames", Earthquake Spectra, Vol. 3, No. 1, pp. 43-55.
- [10] Shen, Y., Christopoulos, C., Mansour, N. and Tremblay, R. (2010), "Seismic Design and Performance of Steel Moment-Resisting Frames with Nonlinear Replaceable Links", Journal of Structural Engineering, Vol. 137, No. 10, pp. 1107-1117.
- [11] Mansour, N., Christopoulos, C. and Tremblay, R. (2011), "Experimental Validation of Replaceable Shear Links for Eccentrically Braced Steel Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 137, No. 10, pp. 1141-1152.
- [12] Ölmez, H.D. and Topkaya, C. (2011), "A Numerical Study on Special Truss Moment Frames with Vierendeel Openings", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 67, No. 4, pp. 667-677.
- [13] ABAQUS, Ver. 6.10-2, (2010), Users' Manual, Providence, RI, USA: HKS Inc.
- [14] Kaufmann, E., Metrovich, B. and Pense, A. (2001), "Characterization of Cyclic Inelastic Strain Behavior on Properties of A572 Gr. 50 and A913 Gr. 50 Rolled Sections", Final Report to American Institute of Steel Construction (AISC), Report Number: 3048, 29 pages.

در سازه‌های آسیب‌دیده دو انتهای تیر تسليمه شده‌اند و روش مورداستفاده برای تضعیف ظرفیت برشی میانه تیر باید طوری رفتار کند که هیچ اتفاقی برای دو انتهای آن رخ ندهد؛ بنابراین روش اسلیت برای این پژوهش مورداستفاده قرار گرفت. در این روش انتهای کوچکی در میانه تیر قرار می‌گیرد که موجب کاهش قابل ملاحظه ظرفیت برشی میانه تیر می‌گردد. بهمنظور بررسی قابلیت‌های این قاب خمی نسبت به قاب‌های خمی متعارف در آزمایش اول یک قاب شاهد با نقض ضابطه مذکور و ابعاد هندسی مشابه با قاب برشی آزمایش شد. مطابق پیش‌بینی در دو انتهای تیر قاب شاهد مفاصل پلاستیک تشکیل شد و در نسبت جابجایی ۲٪، بیست درصد افت نیرو مشاهده شد. برای بررسی عملکرد سیستم پیشنهادی، آزمایش استاتیکی چرخه‌ای بر روی هر دو قاب انجام گرفت. در آزمایش دوم قاب برشی با شرایط مشابه قاب شاهد مورد آزمایش قرار گرفت که در این آزمایش بهمنظور تأمین اهداف پژوهش یک فیوز برشی در میانه تیر قرارداده شد. در این آزمایش با انجام بارگذاری رفت و برگشتی ابتدا لینک برشی تسلیم می‌شود و این تسلیم تا بیش از دو برابر نسبت جابجایی قاب شاهد ادامه می‌یابد. در این حین هیچ اتفاقی برای دو انتهای تیر رخ نمی‌دهد تا اینکه دو تیر کوچک لینک به هم برخورد کردن و ناحیه صلبی در میانه تیر تشکیل شد. این ناحیه صلب با افزایش سطح نیرو سبب شد که در نسبت جابجایی ۵٪ مفاصل پلاستیک خمی نیز در دو انتهای تیر تشکیل شود. نتایج حاصله نشان می‌دهد نسبت جابجایی شکست در سیستم پیشنهادی بیش از دو برابر قاب شاهد بوده است. شکست در نقطه‌ی متناظر با افت مقاومت ۲۰٪ تعریف می‌شود. این در حالی است که سختی اولیه و مقاومت حداکثری محاسبه شده بر اساس نتایج آزمایش برای دو سیستم شاهد و برشی مقادیر تقریباً یکسانی را نشان می‌دهد و قاب برشی بدون افت نیرو چرخه‌های پایدار خود را تشکیل می‌دهد. این امر برتری قابل توجه سیستم پیشنهادی را نسبت به قاب‌های متدالو نشان می‌دهد. اگر همین لینک برشی با استفاده از تعدادی پیچ به صورت اتصال ورق انتهایی در میانه تیر قرار گیرد قابل تعویض بوده و پس از زلزله از سیستم‌های تعمیر پذیر به شمار می‌رود.

پی‌نوشت

¹ Northridge

² Kobe

³ Post tensioned beam to column connections

⁴ Friction based resistance beam to column connections

⁵ Linked column frames (LCF)

⁶ Isoparametric S4R shell

⁷ Local buckling

⁸ Eight-node solid continuum elements

⁹ Mesh





- ^{۱۰} Von Mises
- ^{۱۱} Kinematic
- ^{۱۲} Elastic modulus
- ^{۱۳} Poisson's ratio
- ^{۱۴} Buckling analysis
- ^{۱۵} Geometric nonlinearity
- ^{۱۶} Post-buckling
- ^{۱۷} Perforated