

# بررسی تحلیلی - آزمایشگاهی اثر مقاومت اتصالات در قاب‌های مهاربند ضربدري

حمیدرضا فرشچی<sup>۱\*</sup>، عبدالرضا سروقد مقدم<sup>۲</sup>، روح‌الله احمدی جزینی<sup>۳</sup>

۱- کارشناس ارشد پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

۲- استادیار پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

۳- فارغ‌التحصیل دکتری، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

hamidreza\_farshchi@yahoo.com

تاریخ پذیرش: ۱۳۸۹/۱۲/۱۵

تاریخ دریافت: ۱۳۸۸/۰۹/۱۵

**چکیده** - قاب مهاربندی شده یکی از شکل‌های متداول اجرای سازه‌های فولادی در ایران است. در این سازه‌ها انواع مهاربندها به عنوان سیستم باربر کناری به کار می‌رود و در محاسبات، اتصالات تیر و ستون این قاب‌ها به شکل مفصلی فرض می‌شود. در اجرا سعی می‌شود با استفاده از اتصال ساده این فرض واقعیت یابد. واضح است چنین فرضی عملاً اجرا شدنی نیست و اتصال تیر و ستون و مهاربند با مقداری گیرداری اجرا می‌شوند ولی برای محافظه‌کاری از این اثر چشم‌پوشی می‌شود. در این پژوهش رفتار تحلیلی-آزمایشگاهی اتصالات قاب فولادی مهاربندی با مقیاس  $\frac{1}{4}$  تحت بارگذاری چرخه‌ای بررسی و اعتبارسنجی می‌شود. این پژوهش با سه آزمایش قاب تشکیل شده از تیر و ستون، قاب همراه ورق‌های اتصال مهاربند در گوشه قاب (Gusset Plate) و قاب همراه مهاربند ضربدري با مقطع ناودانی با شرایط یکسان بارگذاری، انجام شد. نتایج تحلیلی-آزمایشگاهی نشان می‌دهد که اتصالات قاب در این سیستم حتی با چشم‌پوشی، در محاسبات دارای درصدی گیرداری است که با اضافه شدن ورق‌های اتصال مهاربند در گوشه قاب (Gusset Plate) و متصل شدن آن به تیر و ستون، گیرداری بیشتری در این اتصالات به وجود می‌آید.

**کلیدواژگان:** آزمایشگاهی، اتصالات، مهاربند، قاب فولادی، Gusset Plate

## ۱- مقدمه

یکی از شکل‌های متداول اجرای سازه‌های فولادی در ایران است. سیستم‌های مهاربندی ساختمان‌ها در برابر زلزله ممکن است به روش‌های مختلف طرح و اجرا شوند. کاربرد هر کدام از انواع مهاربندها بستگی به شرایط خاص خود دارد. از سیستم‌های مهاربندی که در ایران طراحی و اجرا می‌شوند، می‌توان به سیستم‌های مهاربندی K، هفت

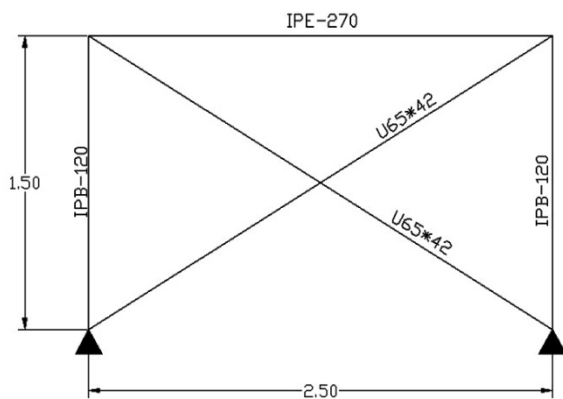
روش‌های متداول در طرح و آنالیز ساختمان‌ها معمولاً بر این پایه استوار است که یک اسکلت باربر شامل بر قاب‌های فولادی و یا بتنی، بارهای قائم را حمل می‌کند و برای نیروهای افقی مثل باد یا زلزله از مهاربند، دیوار برشی و یا سیستم‌های مشابه استفاده می‌شود. قاب مهاربندی شده

مدل‌سازی با مقیاس  $\frac{1}{4}$  انجام می‌شد. از این رو برای تعیین مشخصات مقاطع نمونه آزمایشگاهی، براساس روش‌های متداول، یک سازه فولادی ۵ طبقه با ارتفاع هر طبقه، ۳ متر و تعداد ۲ و ۵ دهانه در دو راستا با فواصل ۵ متر در برنامه ETABS مدل‌سازی شد؛ سپس مشخصات بالاترین طبقه یکی از دهانه‌های مهاربندی به عنوان نمونه آزمایشی در نظر گرفته شد.



شکل (۱) اتصال مهاربندی هم‌مرکز

در آن دهانه از مقاطع IPE 270 برای ستون‌ها و مقطع IPB 270 برای تیر و از مقاطع ناودانی U65×42 به صورت تک برای مهاربندها استفاده شده است (شکل ۲). به علت استفاده از مقاطع ناودانی پشت به پشت بند، ۸-۲ استاندارد ۲۸۰۰ [۳] در آن رعایت شده است.



شکل (۲) قاب اقتباس شده از یک ساختمان پنج طبقه برای مطالعه در این پژوهش

(۷)، هشت (۸)، ضربدری و لوزی اشاره کرد. در کتاب‌های مرجع [۱،۲] خصوصیات ویژه هر کدام از این مهاربندها آمده است. از بین انواع مهاربندها لازم است توضیحات بیشتری در مورد مهاربند ضربدری که موضوع این پژوهش است، داده شود که در ادامه بحث به آن می‌پردازیم.

مهاربند ضربدری (X-Bracing) یکی از متداول‌ترین انواع مهاربندی در ایران است که طرح و اجرای آن در بیشتر ساختمان‌های فولادی به چشم می‌خورد و به دو نوع مهاربند هم‌مرکز و مهاربند خارج از مرکز تقسیم می‌شود. در قاب‌هایی که مهاربند هم‌مرکز دارند، محور مهاربندها تقریباً از محل محورهای تیر و ستون عبور می‌کند. حالتی از اتصال این نوع مهاربندی در شکل ۱ نشان داده شده است. از خصوصیات ویژه این نوع مهاربندی، سختی بسیار زیاد آن است. در صورتی که اعضای مهاربند ضربدری در مرکز به یکدیگر به گونه‌ی مناسبی اتصال داشته باشند، باعث کاهش طول کمناش مهاربند می‌شوند. بنابراین دیده می‌شود که اعضای ضربدری مهاربند، بیشتر در وسط به یکدیگر متصل است. ممکن است اتصالات مفصلی قاب‌هایی که مهاربندی می‌شوند شکل‌های مختلفی داشته باشد که این فرم اتصالات با نظر طراح و توان اجرایی مجری ساختمان انتخاب می‌شود. در محاسبات، این اتصالات مفصلی فرض می‌شوند و هیچ تفاوتی از نظر گیرداری با یکدیگر ندارند. در حالی که در اجرای این اتصالات چنین نیست و همواره درصدی گیرداری بر حسب نوع اتصال در آن‌ها به وجود می‌آید. تعیین اثر درصد گیرداری اتصالات یک قاب مهاربندی شده با مشخصات اشاره شده در بخش بعدی، از اهداف این پژوهش است.

## ۲- مشخصات مدل آزمایشی

با توجه به امکانات و محدودیت‌های آزمایشگاهی که برای انجام این آزمایش در نظر گرفته شده بود، می‌بایست

یکی دیگر از قسمت‌های مهم، مدل‌سازی اجرایی اتصالات در عمل بود. با این‌که اتصالات قاب مهاربندی به صورت مفصلی تحلیل و طراحی شده است؛ در اجراء اتصال مفصل به صورت ایده‌آل اجرا نمی‌شود و مقداری گیرداری در قاب‌ها ایجاد می‌شود؛ بنابراین سعی شد تا مطابق اجرای معمول، از دو نبشی در بالا و پایین تیر ( Double Seat Angle Connection) استفاده شود که لب نبشی‌ها، جوش کامل شوند و برای مفصل بودن پای ستون‌ها فقط جان ستون‌ها از دو طرف به پلیت کف، جوش شود. دو مهاربند در وسط با یک پلیت به هم متصل شد و این مسئله در طول کمانش آن‌ها مؤثر و در محاسبات در نظر گرفته شده است. ابعاد و تعداد پاس‌های جوش‌کاری در گیرداری اتصال بسیار تعیین‌کننده است. موقعیت و مقادیر

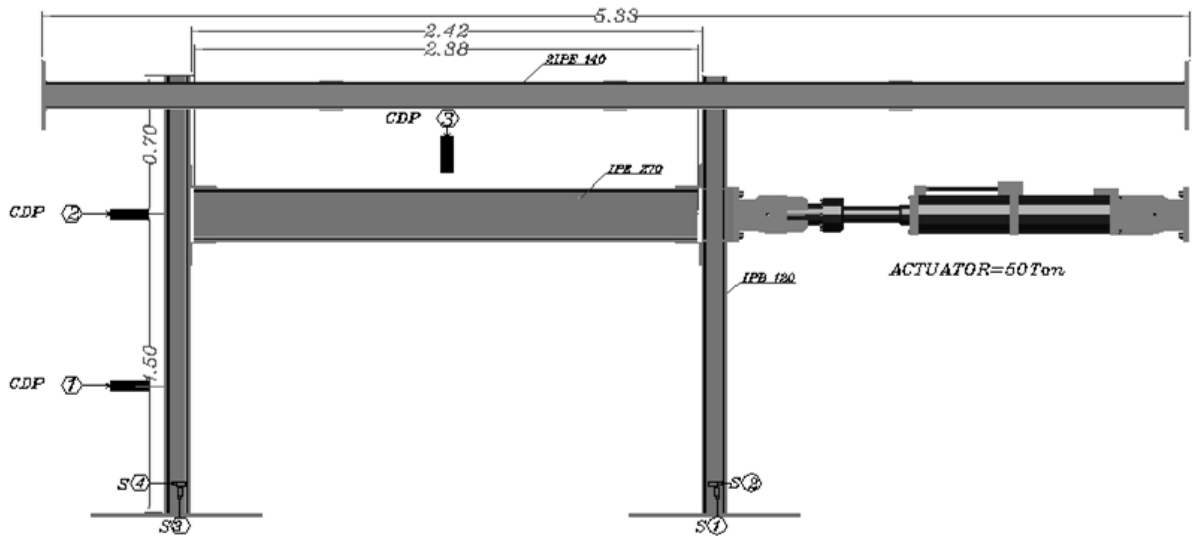
جوش در اتصالات در شکل ۳ نشان داده شده است. سعی شده وضعیت این اتصالات در همه‌ی آزمایش‌ها ثابت بماند و در صورت ترک‌خوردگی دوباره ترمیم شده است. یکی دیگر از موارد مهم مدل‌سازی، کنترل تغییر مکان خارج از صفحه قاب حین آزمایش است که در این آزمایش‌ها از سیستم کشویی استفاده شد. بدین صورت که دو عدد تیر آهن نمره ۱۴ به صورت دابل با فاصله عرض ستون به علاوه ۳ میلی‌متر به عنوان بادخور با دو تسمه در بالا و پایین به هم متصل شده و سرو ته این تیر دابل به قاب عکس‌العمل متصل شد. این تیر دابل در ارتفاعی بالاتر از جک و قاب نصب می‌شود تا ستون‌ها داخل تیر دابل مهار کناری قرار گرفته و حرکت قاب فقط در راستای کشویی تیر دابل امکان‌پذیر باشد.

		اتصال ①		نبشی های زیر تیر
		اتصال ②		نبشی های روی تیر
		اتصال ③		سخت کننده جان ستون
		اتصال ④		

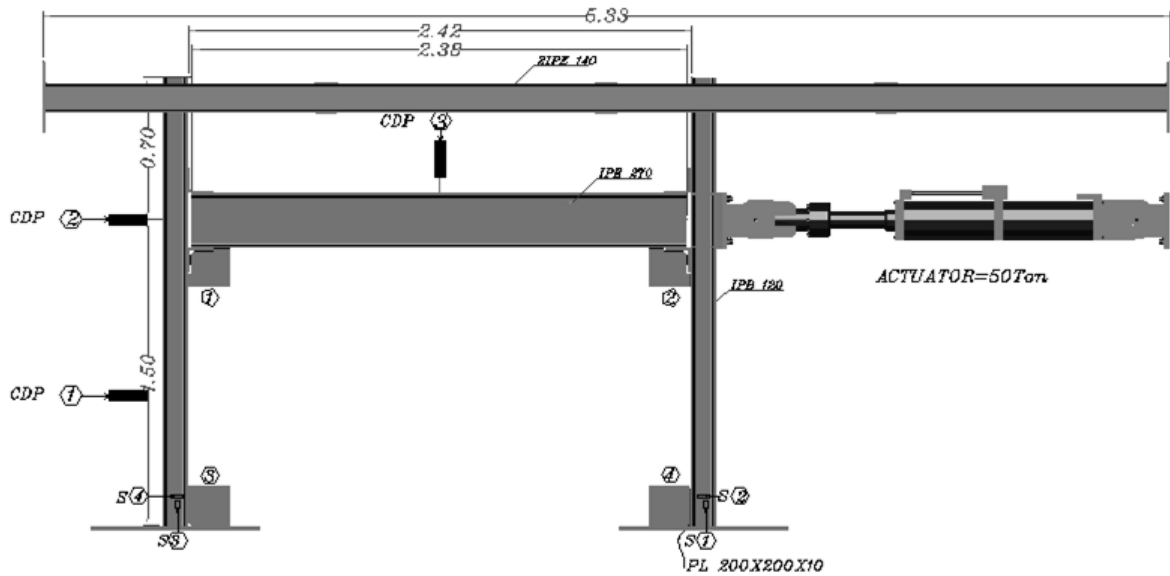
شکل (۳) موقعیت و مقادیر جوش در اتصالات

در کامل‌ترین حالت از ۴ عدد تغییرمکان‌سنج (LVDT) و ۱۲ عدد کرنش‌سنج یک‌جهته (Strain gauge) استفاده شده است که بنا به مورد آزمایش، این تعداد کمتر می‌شود. در شکل‌های ۴ تا ۶، تغییرمکان‌سنج‌ها با CDP و کرنش‌سنج‌ها با S مشخص شده است.

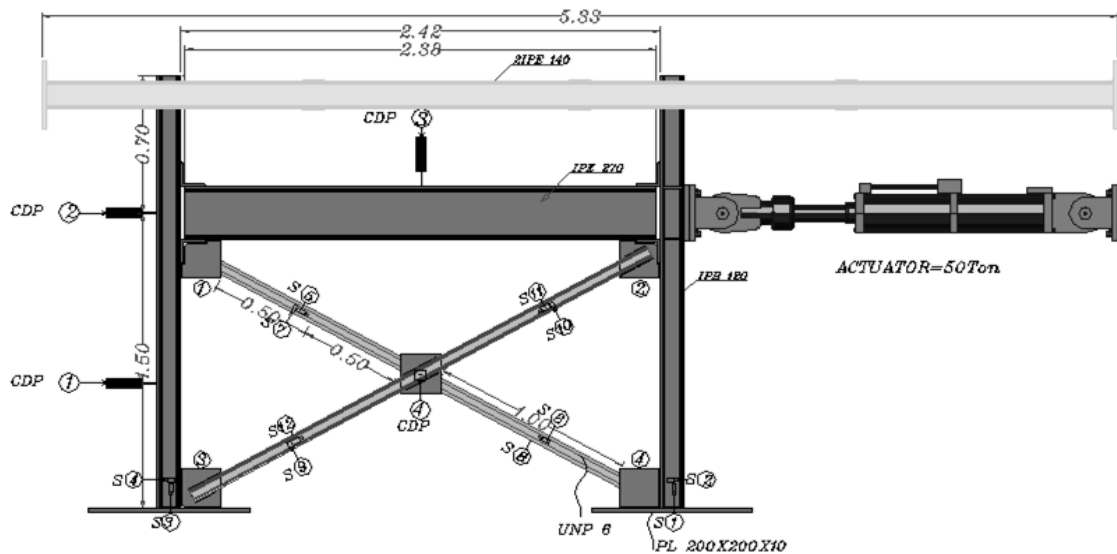
بعد از ساخت و نصب نمونه مطابق مشخصات شکل ۴، اولین آزمایش به شکل قاب تنها انجام شد. در آزمایش دوم مطابق شکل ۵، قاب همراه ورق‌های اتصال مهاربند در چهار گوشه قاب، آزمایش شد. در آزمایش سوم مطابق شکل ۶، قاب همراه مهاربند ضربدري آزمایش شد.



شکل (۴) قاب در اولین آزمایش



شکل (۵) قاب همراه ورق‌های اتصال مهاربند در چهار گوشه قاب



شکل (۶) قاب همراه مهاربند ضربردی

### ۳- گزارش و نتایج آزمایش‌ها

#### ۳-۱- آزمایش قاب فولادی خالی بدون مهاربند

اولین آزمایش به صورت یک قاب فولادی شامل تیر و ستون مطابق شکل ۷ تعریف شده بود. بارگذاری با سرعت  $4 \text{ mm/s}$  و با گام‌های ۴، ۸، ۱۲، ۱۶، ۲۰، ۲۸، ۳۶، ۴۴ میلی‌متر و تکرار دوبار در هر گام در نظر گرفته شد.



شکل (۷) نمای کلی از قاب مورد آزمایش شده

برای مقایسه عملکرد قاب با آزمایش‌های دیگر، تغییر مکان نهایی را در نظر می‌گیریم. بدین معنی که تغییر مکان نهایی ۲۰ میلی‌متر را در هر سه آزمایش مبنا قرار می‌دهیم.

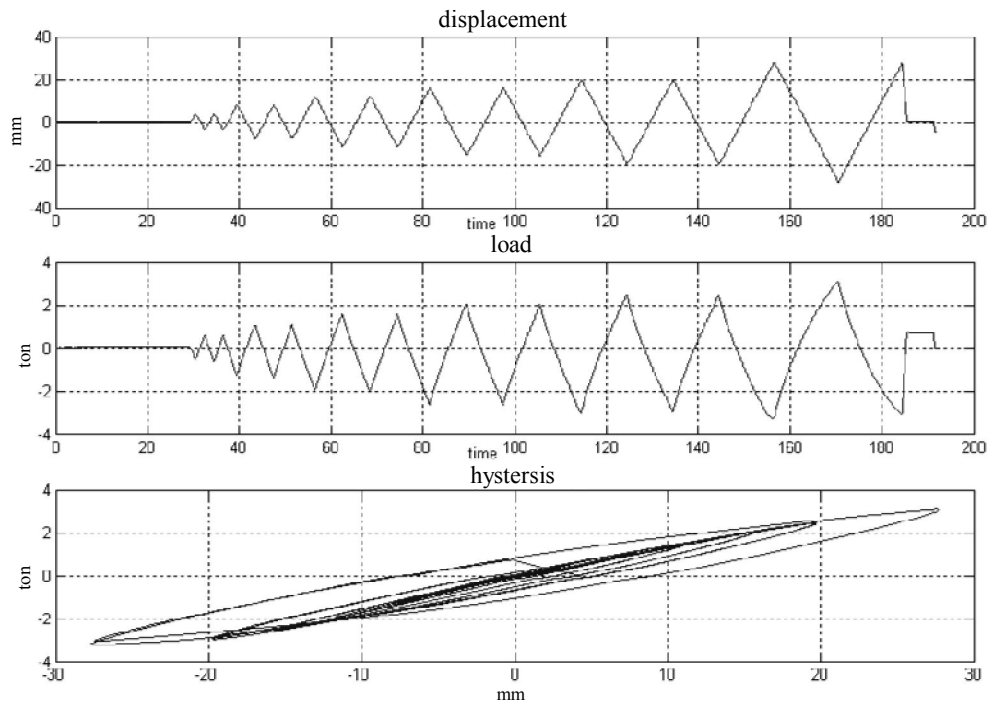
خروجی‌های استفاده شده در این آزمایش مربوط به اطلاعات جک و دو تغییر مکان سنج با موقعیت ۲ و ۳ بود. در شکل ۸، مقادیر تغییر مکان نیرو و ترکیب حاصل از این دو به شکل منحنی لرزه‌ای ارائه شده است. در نمودار تغییر مکان همان روند بارگذاری، با گام‌های  $0.4$  سانتی‌متر و سپس  $0.8$  سانتی‌متر دیده می‌شود که با سرعت  $4 \text{ mm/s}$  اعمال شده و مدت حدود ۱۶۰ ثانیه به طول انجامیده است. بیشینه‌ی تغییر مکان برابر ۲۸ میلی‌متر و نیروی معادل آن  $3/1 \text{ Ton}$  در کشش یا فشار بود.

جالب توجه است که نیروی کششی و فشاری بسیار مشابه هم هستند و حلقه‌های لرزه‌ای خیلی منظم و مشابه است.

#### ۳-۲- آزمایش قاب فولادی همراه ورق‌های اتصال

##### مهاربند در گوشه‌های قاب

این آزمایش برای بررسی سختی قاب همراه ورق‌های اتصال مهاربند در گوشه‌های قاب با مشخصات گفته شده است. با نصب صفحات اتصال مهاربند به گوشه‌های قاب، نمونه آماده آزمایش شد.



شکل (۸) منحنی اطلاعات خروجی جک (Actuator)

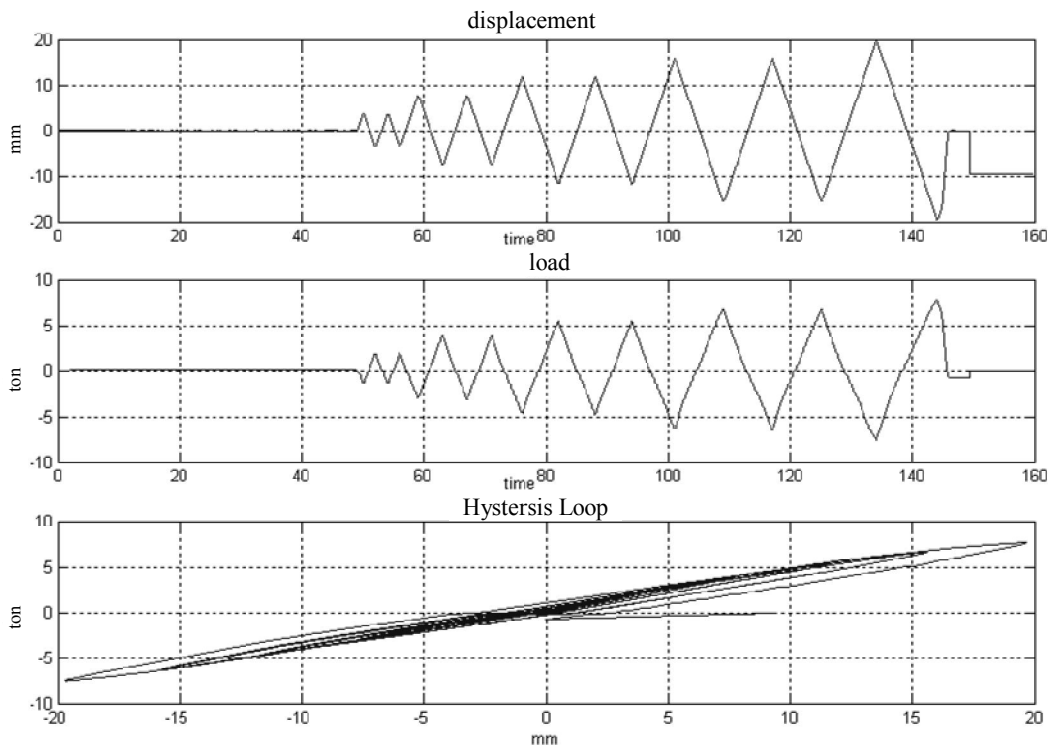
سرعت  $4 \text{ mm/s}$  بیشینه‌ی تغییر مکان  $20$  میلی‌متر با نیروی معادل  $7/8 \text{ Ton}$  در کشش یا فشار به قاب منتقل شده است. در این آزمایش نیز نیروی کششی و فشاری بسیار مشابه و حلقه‌های لرزه‌ای خیلی منظم و مشابه است.



شکل (۹) نمایی از ترک‌خوردگی پای ستون بعد از آزمایش

پس از انجام کنترل‌های لازم و اطمینان از نصب و درستی تجهیزات، بارگذاری مطابق تاریخچه قبلی انجام شد. برای مقایسه عملکرد قاب با آزمایش‌های دیگر، تغییر مکان مینا  $20$  میلی‌متر در نظر گرفته شد. در مدت حدود  $100$  ثانیه، آزمایش پایان یافت که سرانجام قاب با یک دوره تغییر مکان بالا را تجربه کرد؛ ولی جوش یکی از اتصالات پای ستون دچار ترک‌خوردگی شد که باید در آزمایش بعدی حتماً ترمیم شود (شکل ۹).

خروجی‌های استفاده شده‌ی این آزمایش مربوط به اطلاعات جک است که در شکل ۱۰ مقادیر تغییر مکان-نیرو و ترکیب حاصل از این دو مقدار به شکل منحنی لرزه‌ای ارائه شده است. در نمودار تغییر مکان با همان روند بارگذاری، با گام‌های  $0/4$  سانتی‌متر و سپس  $0/8$  سانتی‌متر مشخص است که



شکل (۱۰) منحنی اطلاعات خروجی جک (Actuator)

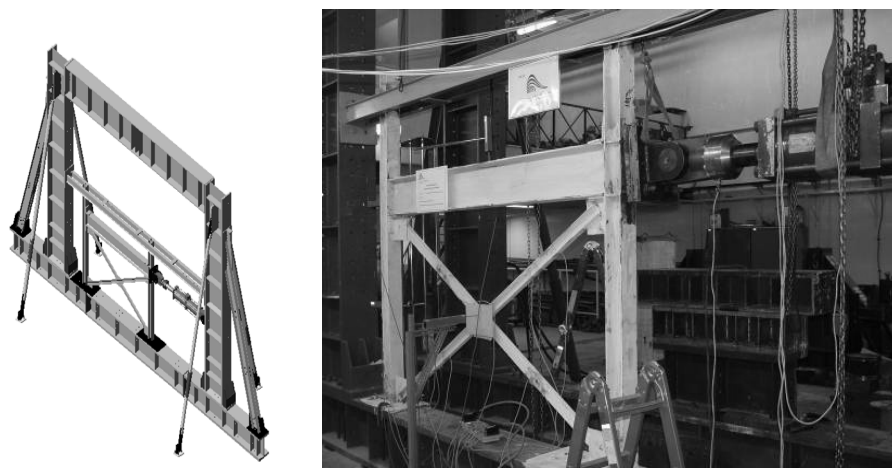
بار، تنها درصدی از نیرو به ستون مقابل منتقل می‌شود. همین مسئله باعث شد که سرانجام در یکی از این حلقه‌های بارگذاری غیر خطی در شرایط کشش در تغییر مکان ۲ سانتی‌متر، نبشی بالای تیر در طرف جک دچار شکستگی در جوش شده و جدا شود. از این مرحله، نیروی کششی سیر نزولی خود را شروع کرد ولی در نیروی فشاری، تغییر محسوسی ایجاد نشد. این روند ادامه پیدا کرد تا در محل اتصال و در طول پلاستیک مهاربندها تغییر شکل ایجاد شد و در تغییر مکان ۲/۸ سانتی‌متر در کشش، در صفحه اتصال جک با قاب شکست جوش اتفاق افتاد. در این لحظه آزمایش به پایان رسید و بارگذاری متوقف شد.

این آزمایش با موفقیت انجام شده بود زیرا تغییر مکان اعمال شده بیش از تغییر مکان مبنای ۲۰ میلی‌متری است و دو شکستگی اخیر در جوش‌ها بعد از خارج شدن مجموعه از حالت الاستیک اتفاق افتاده بود.

### ۳-۳- آزمایش قاب فولادی با مهاربند ضربداری

بعد از انجام دو آزمایش قبلی و ترمیم جوش‌های صدمه‌دیده، دو پروفیل مهاربندها با مقطع ناودانی را پشت به پشت نصب می‌کنیم (شکل ۱۱). موقعیت اتصالات این قاب در شکل ۱۲ دیده می‌شود. ورق اتصال وسط دو مهاربند، وسط قرار گرفته و جوش داده می‌شود.

پس از انجام کنترل‌های مجدد و آماده بودن تجهیزات، ثبت مقادیر بارگذاری شروع شد. در گام اول با تغییر مکان ۰/۴ سانتی‌متر، ۱۱ Ton بارگذاری در فشار ثبت شد. در گام دوم با ۰/۸ سانتی‌متر میزان بارگذاری فشاری به ۲۰ Ton رسید و در گام سوم با ۱/۲ سانتی‌متر، تغییر مکان میزان بار فشاری به ۲۶ Ton رسید. در گام چهارم با تغییر مکان ۱/۶ سانتی‌متر بارگذاری فشاری به ۲۸ Ton رسید که در این هنگام، بارگذاری، به خصوص بارگذاری فشاری ثابت ماند؛ زیرا در کشش به علت تغییر شکل نبشی‌های تیر، عملاً به جای کل



شکل (۱۱) نمای کلی قاب آماده‌شده



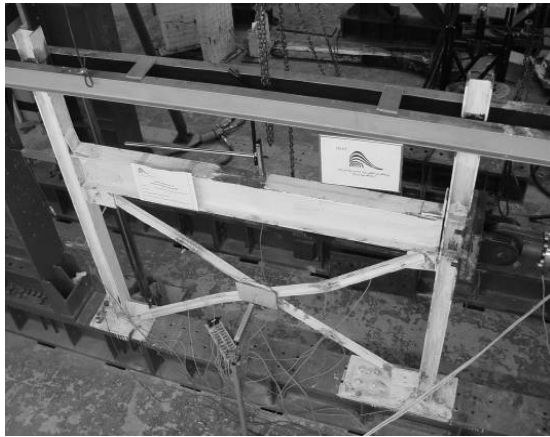
شکل (۱۲) نمای اتصالات مهاربند

تغییر مکان جک را مشاهده کرد که در ۶ گام با سرعت  $4 \text{ mm/s}$  تغییر مکان پیشینه‌ی ۲۸ میلی‌متر را به سازه اعمال کرده است. زمان انجام این آزمایش حدود ۱۸۰ ثانیه بوده است. در منحنی بعدی، تغییرات نیروی اعمالی جک دیده می‌شود که مقدار نیرو رشد سریع را نشان می‌دهد و پس از

خروجی‌های دریافت شده از تجهیزات اندازه‌گیری، تبدیل به منحنی‌های متعدد شده که در شکل ۱۳ اطلاعات خروجی آزمایش (جک هیدرولیکی) ترسیم شده است. سرانجام مقادیر تغییر مکان-بار با یکدیگر ترکیب و منحنی لرزه‌ای آن ترسیم شده است. در اولین منحنی می‌توان میزان



هدف، بررسی میزان تأثیر نوع اتصالات و سختی آن‌ها در قاب اصلی است. در شکل ۱۵، نمایی از تلفیق سه منحنی لرزه‌ای آزمایش‌های بالا دیده می‌شود.



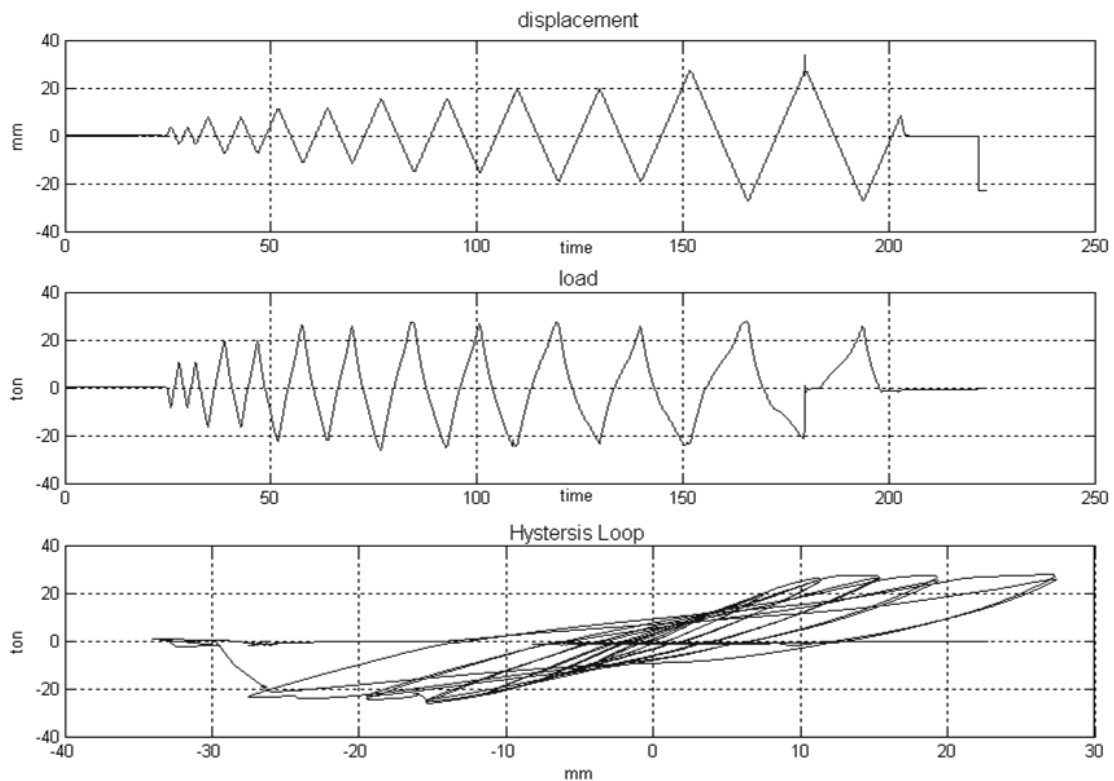
شکل (۱۴) نمای کلی قاب بعد از آزمایش

گام سوم تقریباً ثابت می‌ماند. شکستگی جوش نبشی و جوش صفحه اتصال جک باعث تغییر در نیروی کششی، یعنی پایین منحنی شده است.

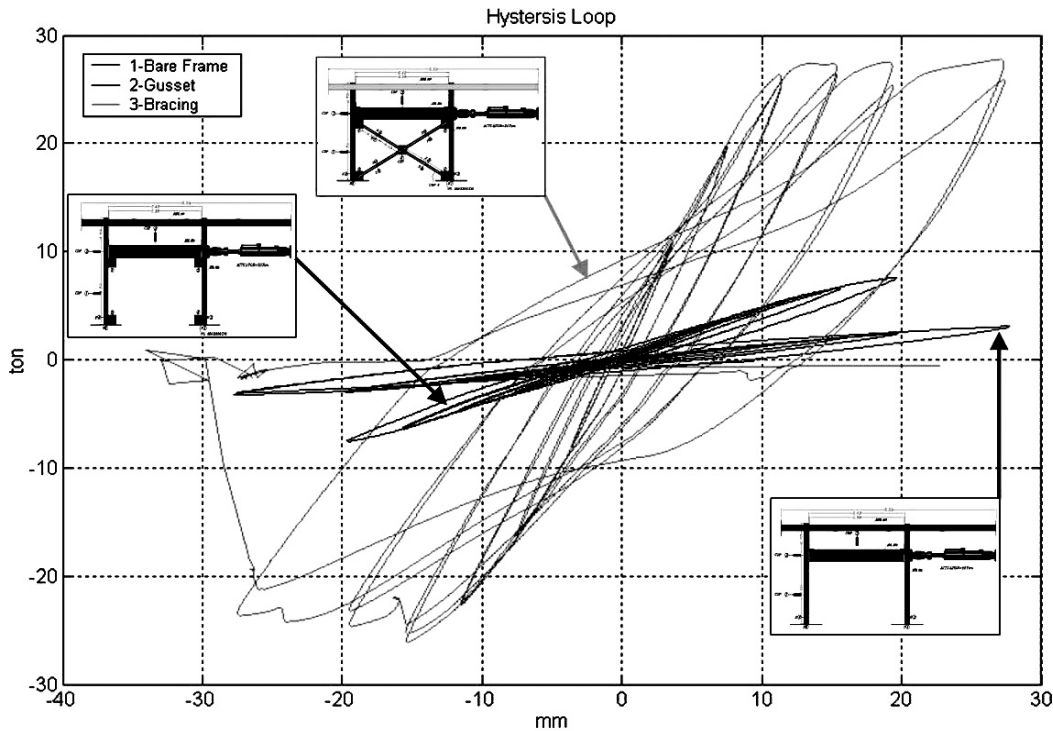
از ترکیب دو مقدار بالا می‌توان منحنی لرزه‌ای را نتیجه گرفت که جذب انرژی آن در کشش و فشار متناسب است. در بررسی ظاهری قاب بعد از انجام آزمایش شکل ۱۴ ملاحظه می‌شود که تغییر شکل‌های ماندگار در مهاربندها و اتصالات رخ داده است.

### ۲-۳- نتایج آزمایش‌ها

در این بخش به بررسی و مقایسه سه آزمایش قاب فولادی بدون مهاربند، قاب فولادی به همراه ورق‌های اتصال مهاربند ضربدری در گوشه‌های قاب و قاب فولادی با مهاربند ضربدری می‌پردازیم.



شکل (۱۳) منحنی اطلاعات خروجی جک (Actuator)



شکل (۱۵) تلفیق منحنی لرزه‌ای سه آزمایش: ۱- قاب فولادی بدون مهاربند ۲- قاب فولادی بدون مهاربند همراه ورق‌های اتصال مهاربند ضربردی در گوشه‌های قاب ۳- قاب فولادی با مهاربند ضربردی

• ۸ تا ۱۲ درصد از بار کل قاب نمونه همراه مهاربند، به وسیله‌ی خود قاب بدون مهاربند تحمل می‌شود و حدود ۲۷ الی ۳۲ درصد از بار کل قاب ذکر شده، به وسیله‌ی قاب همراه ورق‌های اتصال در گوشه‌های قاب تحمل می‌شود.

• در تحلیل قاب با مهاربند ضربردی، بر اساس آیین‌نامه‌ها، برای اتصال دو مهاربند در وسط قاب، با اعمال یک ضریب کاهش طول مؤثر که خارج از صفحه،  $0/5$  و در داخل صفحه،  $0/67$  است، این قاب‌ها را طرح می‌کنیم. نتایج آزمایش روی این قاب‌ها نشان دهنده اثر بسیار زیاد این اتصال نسبت به ضرایب پیشنهادی است. به طوری‌که در تحلیل‌ها بیشینه‌ی نیروی جانبی مجاز برای قاب بالا برابر  $6 \text{ Ton}$  محاسبه گردید در حالی‌که عملاً در آزمایش سوم، قاب با نیروی  $1 \text{ Ton}$  به حالت غیرارتجاعی رسیده است. این اختلاف به علت گیرداری اتصالات و

مقادیر عددی به دست آمده از نمودارهای سه آزمایش بالا، در جدول ۱ به صورت خلاصه درج شده که برحسب درصدی از آزمایش اصلی است و در ادامه مهم‌ترین نتایج اعلام می‌شود:

• سختی اولیه قاب بدون مهاربند، ۶۴ درصد و سختی اولیه قاب همراه ورق‌های اتصال مهاربند در گوشه‌های قاب، ۸۶ درصد سختی اولیه قاب همراه مهاربند ضربردی است.

• سختی متوسط قاب بدون مهاربند، ۶۰ درصد و سختی اولیه قاب همراه ورق‌های اتصال مهاربند در گوشه‌ها، ۹۰ درصد سختی اولیه قاب همراه مهاربند ضربردی است.

• انرژی جذب شده به وسیله‌ی نمونه قاب بدون مهاربند برابر  $4/5$  درصد و در نمونه قاب بدون مهاربند همراه ورق اتصال مهاربند در گوشه‌های قاب، برابر  $10/5$  درصد نمونه قاب همراه مهاربند ضربردی است.

نامعینی‌های موجود، در سیستم به‌وجود آمده است.

جدول (۱) نتایج آزمایش‌ها نسبت به یکدیگر

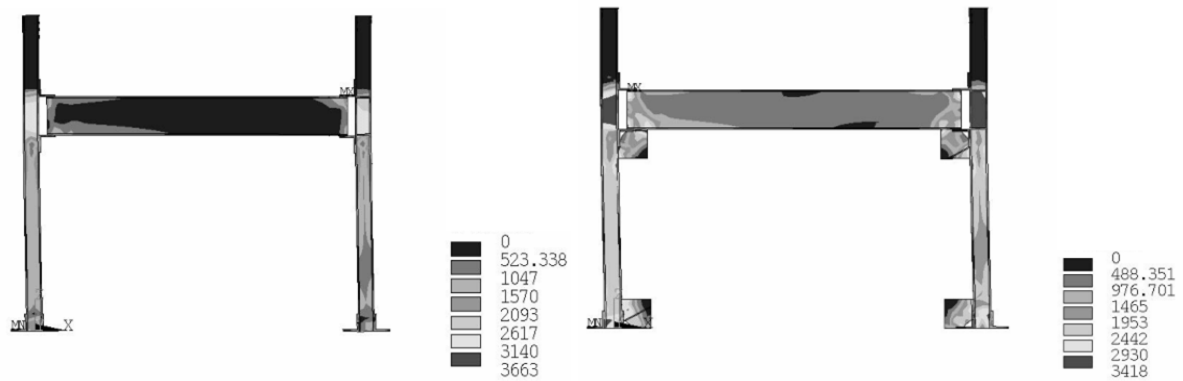
آزمایش	قاب فولادی بدون مهاربند	قاب فولادی به همراه ورق‌های اتصال مهاربند به گوشه‌های قاب	قاب فولادی با مهاربند ضربدری
شیب بارگذاری	۰/۶۴۳	۰/۸۶۵	۱
شیب باربرداری	۰/۶۴۴	۰/۹۹۶	۱
شیب کل حلقه	۰/۵۹۱	۰/۸۷۶	۱
سرعت کاهش سختی طی آزمایش	۰/۴۲	۰/۳۸۶	۱
انرژی جذب‌شده	۰/۰۴	۰/۱۰۲	۱
بارگذاری فشاری	۰/۱۱	۰/۲۵	۱
بارگذاری کششی	۰/۱۲	۰/۲۴۲	۱
تغییر مکان گره ۲	۱/۲۷	---	۱
تغییر شکل ماندگار	۰/۱	۰/۱۳	۱

پژوهش عبارت بودند از شکل ورق اتصال مهاربند (Gusset Plate)، طول جوش مهاربند به اتصال مهاربند و طول جوش ورق اتصال مهاربند به تیر و ستون. ردر و همکاران در سال ۲۰۰۵ [8] و یو و همکاران [۹،۱۰] در سال ۲۰۰۸ به ادامه مطالعات تحلیلی عملکرد مهاربندها بر اساس این پارامتر پرداختند. آن‌ها برای پارامترهای تحلیلی ارزشمندی مانند کرنش پلاستیک معادل برای کنترل شروع پارگی در اتصالات مهاربند ارائه داده‌اند.

برای مدل‌سازی مدل‌های تحلیلی در این پژوهش از مشخصات مصالح که به‌وسیله آزمایش تک‌محوره کششی از مقاطع فولادی استفاده شده در آزمایش، استخراج شده بود، استفاده شد. مدل رفتاری انتخاب‌شده برای مصالح، مدل کینماتیک (Kinematic) با معیار گسیختگی فون‌میس (Von-Mises) بود که برای فولاد در حالت بارگذاری رفت و برگشتی، انتخاب مناسبی است [11]. برای بررسی مدل آزمایشگاهی قاب فولادی با مهاربند از مود اول کمانشی مهاربند که منطبق بر رفتار آزمایش بود، استفاده شد. المان انتخابی، SOLID 45 بود که یک المان ۸ نقطه‌ای مرتبه اول است [۱۰]. اندازه المان‌ها برحسب موقعیت در اعضا متغیر بود به‌طور مثال برای تیرها از المان 4×4 Cm و برای ستون 4×5 Cm و برای نبشی‌ها از المان 1×1.5 Cm استفاده شد. شرایط تکیه‌گاهی مانند شرایط آزمایش تأمین شد؛ برای مثال، بالای سر ستون‌ها در راستای خارج صفحه بسته شد. تعداد المان‌ها بسته به هندسه‌ی نمونه از ۷۰۰۰ عدد برای قاب ساده تا ۱۲۰۰۰ عدد برای قاب با مهاربند می‌رسید. نتایج تحلیل شامل توزیع تنش فون‌میس تا منحنی تحلیلی است. شکل‌های ۱۶ و ۱۷ نمای تنش‌های فون‌میس را برای مدل تحلیلی و مدل آزمایشگاهی قاب با مهاربند نشان می‌دهد.

#### ۴- مدل‌سازی تحلیلی

در ادامه برای اعتبارسنجی نتایج آزمایش‌های انجام‌شده، سه مدل تحلیلی که عیناً مشخصات هندسی آن شبیه به مدل‌های آزمایشگاهی بود به وسیله نرم‌افزار اجزای محدود ANSYS [ویرایش 5/4] [4] خلق شد. در گذشته، مطالعات تحلیلی متعددی درباره‌ی عملکرد و تعیین مشخصات مجموعه قاب‌های مهاربندی انجام شده است. در سال ۲۰۰۵ جانسون [5] به مطالعه تحلیلی عملکرد رفتار لرزه‌ای و بررسی تفاوت لرزه‌ای مهاربندها و بهبود عملکرد آن‌ها بر اساس تفاوت در روش طراحی بر اساس روش حالت حدی و حالت تنش مجاز پرداخت. در سال ۲۰۰۷ کوتولکا [6] عملکرد و تفاوت لرزه‌ای مهاربندها بر اساس ارائه جزئیات در اتصالات مهاربند هم مرکز را بررسی کرد. در سال ۲۰۰۸ لمان و همکاران [7] تفاوت‌های لرزه‌ای مهاربندها با جزئیات متفاوت ورق اتصال را به صورت تحلیلی و آزمایشگاهی مورد بررسی کردند. پارامترهای این



شکل (۱۶) توزیع تنش‌های فون میس برای نمونه تحلیلی قاب ساده و قاب ساده با ورق اتصال مهاربند



شکل (۱۷) توزیع تنش‌های فون میس برای نمونه تحلیلی و ریختن رنگ قاب ساده و قاب ساده با ورق اتصال مهاربند

## ۵- مقایسه نتایج تحلیلی-آزمایشگاهی

بر اساس منحنی‌های لرزه‌ای آزمایشگاهی و تحلیلی (شکل ۱۸) می‌توان دریافت که منحنی‌های مدل‌های تحلیلی به گونه‌ای مناسب رفتار آزمایشگاهی واقعی را پیش‌بینی می‌کنند و خطای مطالعه تحلیلی حدود ۷ درصد است. از این رو مدل‌های تحلیلی قابل اطمینان است.

بر اساس داده‌های تحلیلی، نتایج زیر ارائه می‌شود:

سختی اولیه قاب بدون مهاربندی در تحلیل، ۶۲ درصد و در آزمایش، ۶۴ درصد است. سختی اولیه قاب با اتصالات مهاربند در تحلیل، ۸۰ درصد و در آزمایش، ۸۶ درصد سختی قاب مهاربندی شده در

نمونه‌های متناظر تحلیلی و آزمایشگاهی است.

سختی متوسط قاب بدون مهاربندی در تحلیل، ۵۸ درصد سختی اولیه قاب مهاربندی شده است. سختی متوسط قاب با اتصالات مهاربند در تحلیل، ۸۸ درصد سختی اولیه قاب مهاربندی شده در نمونه‌های متناظر تحلیلی است.

انرژی جذب شده قاب بدون مهاربندی در تحلیل، ۶ درصد انرژی جذب شده قاب مهاربندی شده است. سختی انرژی جذب شده قاب با اتصالات مهاربند در تحلیل، ۱۲ درصد انرژی جذب شده قاب مهاربندی در نمونه‌های متناظر تحلیلی است.

دستاوردهای این پژوهش به صورت خلاصه ارائه می‌شود:

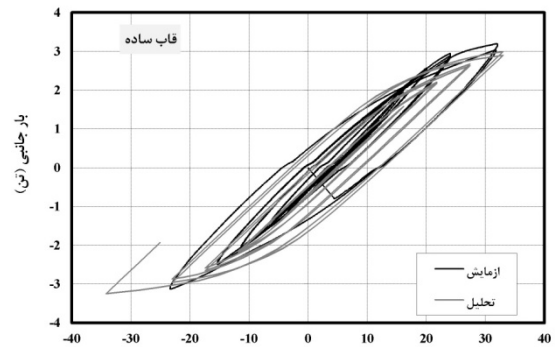
- مدل‌سازی تحلیلی آزمایش‌های بالا با تطبیق بسیار خوبی همراه بود که بیانگر توانایی نرم‌افزار اجزای محدود ANSYS برای انجام چنین تحلیل‌هایی است. درستی آزمایش‌های انجام شده، تأیید شده و می‌توان بدین وسیله مدل‌های مختلفی با شرایط خاص، بدون انجام آزمایش، مدل‌سازی و از نتایج آن‌ها با اطمینان بهره برد.

- با توجه به نتایج به دست آمده می‌توان گفت اثر قاب و به‌ویژه ورق‌های اتصال گوشه در میزان سختی و مقاومت قاب‌های مهاربندی شده قابل توجه است؛ به گونه‌ای که حدود ۸ تا ۱۲ درصد یعنی به طور متوسط  $2800 \text{ kg}$  از بار جانبی در آزمایش سوم به وسیله‌ی اتصالات قاب، جذب شده و همچنین حدود ۳۰ درصد از بار جانبی در آزمایش سوم به وسیله‌ی اتصالات قاب و صفحات اتصال مهاربندها در گوشه‌های قاب جذب می‌شود که در این آزمایش برابر  $8400 \text{ kg}$  بوده است.

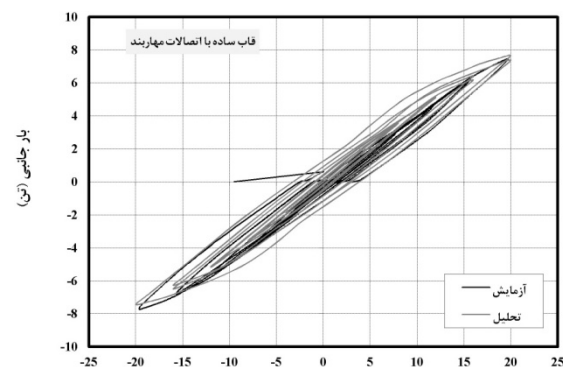
- برای نتیجه گرفتن از یک مدل آزمایشگاهی باید آزمایش‌های متعدد در حالت‌های مختلف انجام شود پیشنهاد می‌شود با تعداد نمونه بیشتر و با تنوع در مهاربند، اتصالات، ابعاد و غیره آزمایش‌های بیشتری انجام شود.

## ۷- مراجع

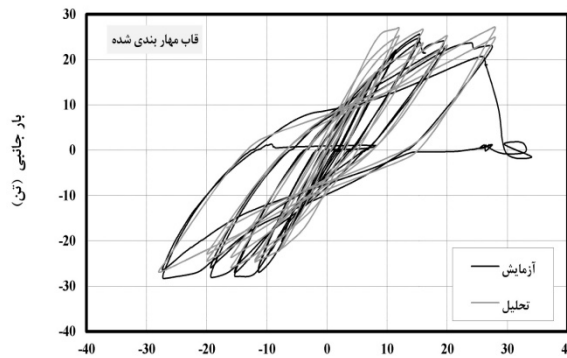
- [۱] طاحونی، شاپور، اتصالات در سازه‌های فولادی، انتشارات دهخدا، زمستان ۱۳۶۹
- [۲] عادل، حجت‌اله، مهندسی زلزله، انتشارات دهخدا، ۱۳۶۹
- [۳] مرکز تحقیقات مسکن و شهرسازی، "استاندارد طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله موسوم به استاندارد ۲۸۰۰
- [۴] مرکز تحقیقات مسکن و شهرسازی، "استاندارد طرح



تغییر مکان جانبی (میلی متر)  
(الف) مدل قاب ساده



تغییر مکان جانبی (میلی متر)  
(ب) مدل قاب همراه ورق‌های اتصال گوشه



تغییر مکان جانبی (میلی متر)  
(پ) مدل قاب مهاربند ضربدری

شکل (۱۸) منحنی‌های لرزه‌ای آزمایشگاهی و تحلیلی

## ۶- نتایج

نتایج آزمایش‌ها و مدل‌سازی تحلیلی و همچنین مقایسه آن‌ها با یکدیگر در بخش‌های قبلی ارائه شد. در این بخش

- [9] Roeder C. Lehman D. Yoo J. H. Improved design of steel frame connections. *International Journal of Steel Structures* 2005; 5(2), 141–153.
- [10] Yoo J. H. Lehman D. and Roeder C. Influence of connection design parameters on the seismic performance of braced frames. *Journal of Constructional Steel Research* 2008; 64:607–623.
- [11] Yoo J. Roeder C. Lehman D. Analytical Performance Simulation of Special Concentrically Braced Frames. *Journal of structural engineering ASCE* 2008; 134(6):881-889.
- [12] Thomason PF. *Ductile Fracture of Metals*. New York: Pergamon; 1990
- ساختمان ها در برابر زلزله موسوم به استاندارد ۲۸۰۰" نشریه شماره ۸۲، بهمن ماه ۱۳۶۶.
- [5] ANSYS. *User's Manual, Version 5.4*. 201 Johnson Road, Houston: ANSYS Inc; 1998.
- [6] Johnson S. Improved seismic performance of special concentrically braced frames. Master's thesis, Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle; 2005.
- [7] Kotulka B. Improved gusset plate design for special concentrically braced frames. Master's thesis, Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle; 2007.
- [8] Lehman D. E. Roeder C. W. Herman D., Johnson S. Kotulka B. Improved seismic performance of gusset plate connections. *Journal of Structural Engineering*, 2008; 30(2):578:589.

# Experimental and Analytical Study of Connection Strength Effects in X-Type Braced Frames

H. R. Farshchi<sup>1\*</sup>, A. S. Moghadam<sup>2</sup>, R. A. Jazany<sup>3</sup>

1- Researcher, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran

2- Assist. Prof, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran

3- PhD graduate, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran

hamidreza\_farshchi@yahoo.com

## Abstract:

SCBF (Special Concentrically Braced Frame) is a common structural system for steel construction in Iran. This system could be used where increasing of strength and stiffness is the main concern for a structural system over the ductility. In SCBF, it is assumed that most of stiffness and strength are provided by the brace element. The contribution of gusset plates in total stiffness and strength values is even overlooked in the structural analysis and design. Ignoring these effects is conservative for controlling of seismic responses and is on the safe side. But, in practice, this hypothesis is not valid since this extra portion of stiffness and strength values is not included in the design of gusset plates and the connections. The importance of this phenomenon will be more noticeable when the brace element material behavior significantly enters the nonlinear phase.

Based on previous descriptions, experimental and analytical study of this kind of structural system under seismic loading seems necessary in order to evaluate the contribution of stiffness and strength of each mentioned element i.e. gusset plates and double-seat angle connections. Three test specimens were built in half scale and designed regarding the AISC seismic provisions (2005); the first test specimen consisted of one-by-one story frame with simple connection, i.e. double seat angle connections, known as simple frames. The second specimen was simple frame with gusset plate connections without brace elements. The third specimen was braced frame; the specimens were tested cyclically and companion Finite Element (FE) analysis was then conducted. Verification of FE models in ANSYS finite element program using "Solid 45" element with proper mesh dimensions, obtained by sensitivity analysis, showed good agreement between the analytical and experimental responses.

The experimental results showed that the stiffness value of simple frame and simple frame with gusset plates reached 60% to 65% and 86% to 98% of stiffness values of the braced frame, respectively. Also energy absorption values of simple frame and simple frame with gusset plate reached 4 % and 10% of the energy absorption value of braced frame, respectively. Moreover, ultimate strength value for simple frame and simple frame with gusset plate reached 11% and 25% of the ultimate strength values of braced frame. As a result, it could be mentioned that gusset plates and double seat angle connections have significant contribution in the total stiffness values of a braced frame whereas their contributions in strength value of a braced frame are insignificant. The results of FE analysis also confirmed the above-mentioned results with a definite low tolerance.

**Keywords:** Connections, Braced frames, Steel frames, Gusset plates.