

# عملکرد لرزه ای قاب های بتن مسلح با مهاربند فولادی داخلی هم مرکز

محمد قاسمیان بالف، دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه سمنان\*

سلمان قاسمیان بالف، کارشناس ارشد سازه، فارغ التحصیل دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی\*\*

\*پست الکترونیکی Moh\_Ghasemian@yahoo.com ، تلفن: 09112125114

\*\*پست الکترونیکی Ghasemian1382@yahoo.com ، تلفن: 09126072622

چکیده:

بادبندهای فولادی به عنوان یکی از موثرترین سیستم های مقاوم در برابر بارهای جانبی شناخته شده اند. اگرچه به کمک مهاربندهای فولادی ظرفیت باربری جانبی قاب های بتن مسلح افزایش می یابد، با این حال این خود موضوع بسیاری از مطالعات و بررسی ها بوده است و راهکارهای استفاده از این سیستم بایست توسعه و گسترش بیشتری یابد. در این مقاله کارایی قاب بتن مسلح مهاربندی شده مورد ارزیابی قرار می گیرد. بر روی قاب خمشی و قاب مهاربندی شده آزمایشات مکرر انجام شده است. قاب خمشی بر اساس آیین نامه لرزه ای طراحی و ساخته شد. روش طرح قاب بتن مسلح مهاربندی شده طراحی اتصالات مناسب بین قاب بتنی و بادبند است. نتایج آزمایش نشان می دهد که قاب مهاربندی شده مقاومت جانبی بیشتری در مقابل بارهای جانبی نسبت به قاب خمشی از خود نشان می دهد و شکل پذیری مناسب تری دارد. روش های قابل پذیرش و منطقی در طراحی قاب بتن مسلح مهاربندی شده نتایج قابل قبول ارائه می کنند. این نتایج گام های اولیه ارائه و تنظیم راهنماها و دستورالعمل ها در مورد این قاب ها هستند.

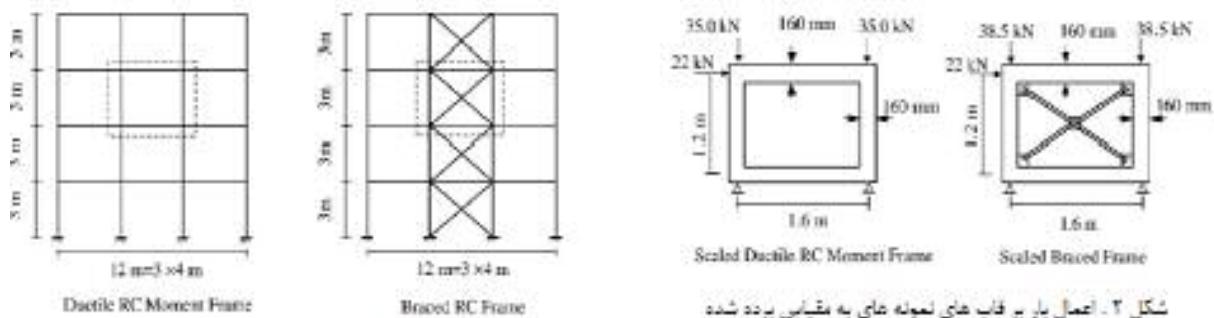
واژه های کلیدی:

بتن مسلح، قاب خمشی، قاب مهاربندی شده، بارگذاری تناوبی، آزمایشات، طراحی، مقیاس مدل

۱- مقدمه

قاب های فولادی مهاربندی شده به طور معمول برای مقاومت در برابر بارهای جانبی استفاده می شوند، طراحی آنها بر اساس آیین نامه های موجود می باشد [۱-۲]. استفاده از مهاربندها در افزایش ظرفیت لرزه ای قاب های بتن مسلح موجود موضوع چندین مقاله در سه دهه اخیر بوده است. دو سیستم مهاربندی موجود شامل مهاربندی خارجی و مهاربندی داخلی می باشد.

در مهاربندی خارجی خرپای فولادی در خارج از ساختمان متصل می شود [۳]. آزمایش بار رفت و برگشتی بر روی مدل با مقیاس تشابه  $\frac{2}{3}$  در مورد تعدادی از ساختمان های بهسازی شده با مهاربند خارجی صورت گرفته است. آنها کارایی و کفایت این روش بهسازی را گزارش داده اند. Badoux و Jirsa روی رفتار قاب های بهسازی شده با مهاربند خارجی تحقیقات زیادی انجام داده اند [۴]. آنها استفاده از کابل ها را به جای مقاطع فولادی برای دوری از کمانش اعضای مهاربندی پیشنهاد داده اند که موجب افزایش شکل پذیری هم می گردد.



شکل ۱. سیستم های مقاوم برابر جایی -

در مهاربندی داخلی، خرپای فولادی یا اعضای مهاربندی در فضای خالی بین تیر و ستون های قاب بتن مسلح قرار می گیرند. تعدادی از محققین در مورد تاثیر استفاده از خرپای فولادی داخلی در بهسازی لرزه ای قاب های بتن مسلح موجود بررسی ها و مطالعاتی انجام داده اند [۵-۸]. آنها گزارش دادند که روش های مجاز زیادی برای افزایش ظرفیت لرزه ای سازه های بتن مسلح موجود می تواند مورد استفاده قرار گیرد. Maheri و Sahebi استفاده از اعضای مهاربندی داخلی یا خرپای فولادی را پیشنهاد داده اند [۹]. Nateghi-Elahi موفق به استفاده از این تکنیک در افزایش ظرفیت لرزه ای ساختمان هشت طبقه در ایران شد [۱۰]. اتصالات بین خرپای فولادی یا اعضای مهاربند و قاب بتن مسلح در دستیابی به مقاومت و ظرفیت باربری جانبی بسیار مهم است. تعدادی اتصالات با قابلیت انتقال نیرو در افزایش مقاومت باربری اعضای باربرجانبی در چندین تحقیق پیشنهاد شده اند [۱۱-۱۳]. این اتصالات با استفاده از چسب ها، گروت و وسایل اتصال مکانیکی صورت می گیرد. Maheri یک اتصال با کمترین خروج از مرکزیت نیرو برای اعضای مهاربند پیشنهاد داد [۱۴-۱۵]. این روش اجازه می دهد تا نیروی اعضای مهاربند بدون ایجاد خرابی به گوشه اعضای بتنی انتقال یابد. یکی از مزایای استفاده از مهاربند داخلی به جای خرپای فولادی، کاهش تعداد اتصالات مورد نیاز و بالطبع کاهش هزینه ساخت می باشد. آیین نامه

های موجود این سیستم جدید را متفاوت از قاب مقاوم خمشی، دیوار کوبه یا دیوار برش می دانند. این سیستم طراحی آسان، شکل پذیری مناسب و مدرنی دارد. مهاربند فولادی به طور معمول در لیست سیستم های مقاوم در برابر بارهای جانبی قرار نمی گیرند. در حقیقت مطالعات اخیر در ارزیابی های خود بر رفتار با شکل پذیری کم قاب های بتن مسلح بهسازی شده با اعضای مهاربند اشاره داشتند. بهرحال استفاده از مهاربند فولادی در ساختمان های با طراحی اولیه این سیستم نسبت به سیستم دیوار برشی دارای فوایدی چون کاهش وزن سازه، کاهش بار زلزله و شکل پذیری بیشتر سازه می باشد. در این تحقیق به بررسی آزمایشگاهی استفاده از مهاربند فولادی همگرای داخلی یک سازه در مرحله شروع ساخت سازه پرداخته می شود. دو نمونه آزمایش یکی قاب بتن مسلح با شکل پذیری متوسط و دیگری قاب بتن مسلح مهاربندی شده طراحی شدند. در طراحی قاب بتن مسلح آیین نامه های موجود و در طراحی قاب بتن مسلح مهاربندی شده از یک متد منطقی استفاده شد. هر دو نمونه آزمایش ساخته شدند و تحت بارگذاری رفت و برگشتی قرار گرفتند. نتایج آزمایش مقایسه و مورد بحث و بررسی قرار گرفتند. در این بررسی بهبود عملکرد قاب بتن مسلح مهاربندی شده مشخص گردید و متد منطقی طراحی مورد ارزیابی قرار گرفت.

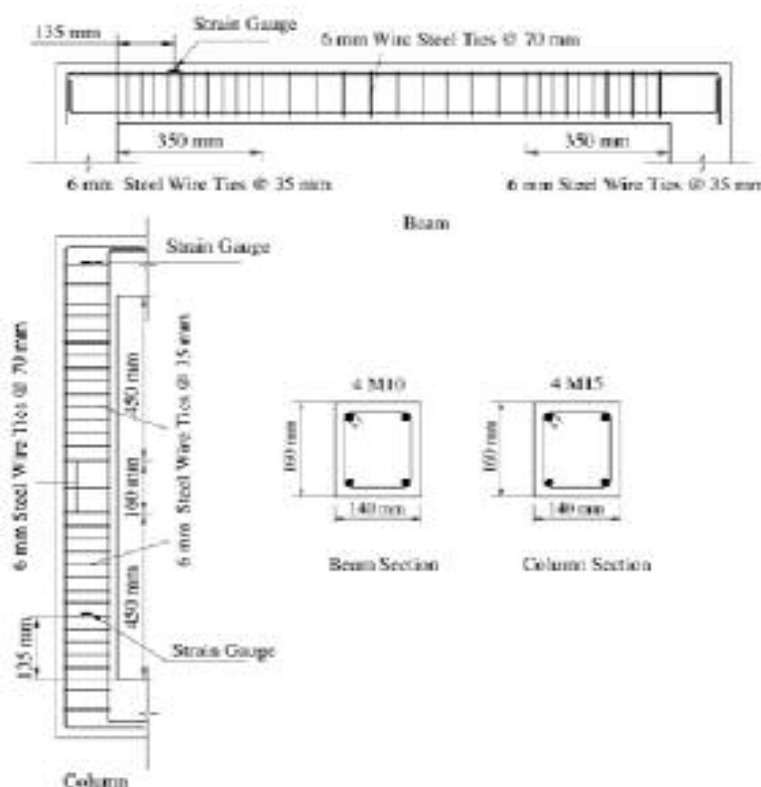
## ۲- انتخاب نمونه آزمایش

یک ساختمان چهار طبقه با ابعاد ۱۲×۱۲ متر برای شروع طراحی نمونه در نظر گرفته شد. فرض شد ساختمان در منطقه ای با لرزه خیزی زیاد (منطقه C) قرار داشته باشد و دستورالعمل بین المللی ساختمان (IBC) استفاده شد [۱۶]. دو سیستم مقاوم باربر جانبی (شکل ۱)، یکی قاب خمشی بتن مسلح و دیگری قاب بتن مسلح مهاربندی شده در نظر گرفته شد. دهانه میانی با ابعاد ۳×۴ متر در طبقه سوم به صورت ایزوله شده انتخاب شد. بارهای ثقلی و نیروی الاستیک زلزله بر اساس IBC برای اعمال بر روی نمونه انتخاب شدند [۱۶]. آیین نامه های موجود نیروی زلزله را با فاکتور کاهش مقدار نیرو (Rd) کاهش می دهند، مقدار نیروی کم شده توسط شکل پذیری و ضریب مقاومت افزون تامین می شوند که این دو عامل باعث تجاوز تغییرشکل از حد الاستیک می شوند. با استفاده از Rd های مختلف در سیستم های سازه ای متفاوت بر اساس آیین نامه ها در طراحی اعضا و اتصالات، آیین نامه ها این طور فرض می کنند که شکل پذیری تقاضای هر یک از اعضا و اتصالات کمتر از شکل پذیری ظرفیت باشد. در مورد قاب خمشی بتن مسلح با شکل پذیری متوسط مقدار Rd بر اساس آیین نامه ها برای کاهش مقدار نیروی زلزله در نظر گرفته شد، که همین ضریب کاهش برای قاب خمشی بتن مسلح مهاربندی شده مورد استفاده قرار گرفت. انتخاب یک قاب مدل شده با مقیاس  $\frac{2}{5}$  یعنی با ابعاد  $\frac{1}{6} \times \frac{1}{2}$  متر رضایت

بخش است. در اعمال واقعی تنش ها، تنش ها با مقیاس  $\left(\frac{2}{5}\right)^2$  در نمونه آزمایش مدل شدند. اندازه قاب مشابه مدل مورد استفاده Maheri بود [۱۴]. نیروی محوری ستون در قاب مهاربندی شده کمی بیشتر از نیروی ستون ها در قاب خمشی بوده است و آن به دلیل مشارکت اعضای مهاربندی فلزی می باشد. شرایط مرزی نمونه مورد آزمایش مشابه توزیع نیروی داخلی در سازه اصلی بوده و با مقیاس یادشده مدل گردید. این شرایط با برقراری دو تکیه گاه مفصلی در دو انتها و زیر تیر (شکل ۲) در نمونه آزمایش اعمال گردید.

## ۳- طراحی و ساخت نمونه آزمایش

قاب خمشی و قاب مهاربندی شده ترکیبی از دو تیر بالا و پایین و دو ستون چپ و راست بود. ابعاد مقطع تیر و ستون برابر  $140 \times 160$  میلیمتر انتخاب شد. در مورد هر دو قاب، نیروی داخلی حاصل از نیروی طراحی تعیین شده در سازه اصلی در نمونه ها با مقیاس یا



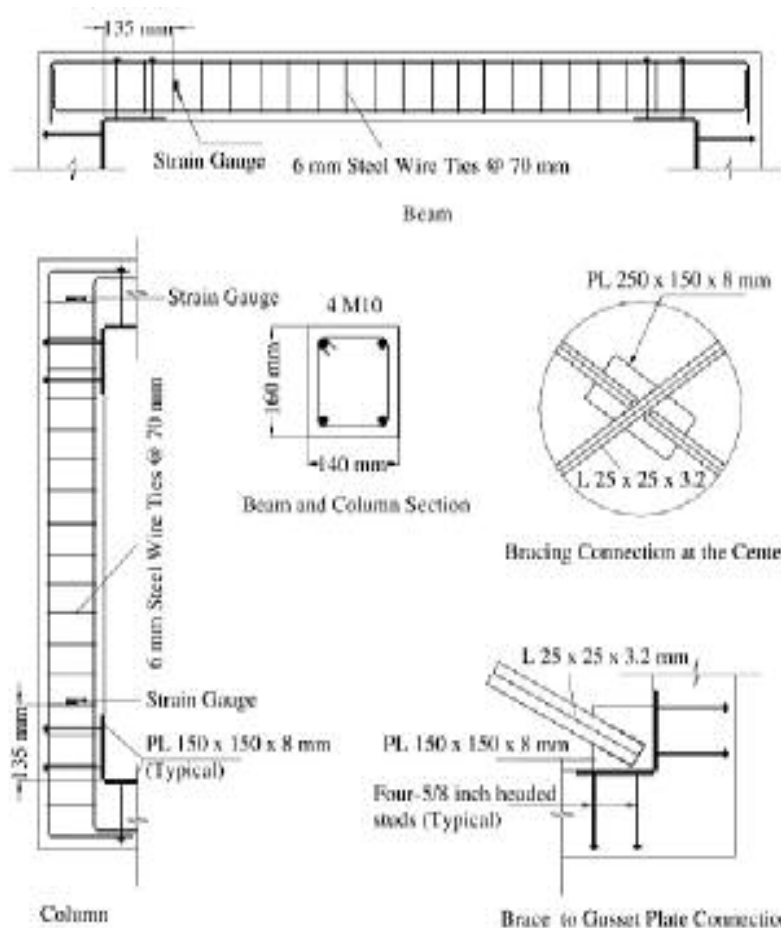
شکل ۳. جزئیات قاب خمشی بتن مسلح

نسبت تشابه مدل شد. قاب خمشی بتن مسلح طبق ACI 318-02 [۱۷] طرح شد و جزئیات آن بر اساس دستورالعمل های ویژه لرزه ای ACI انجام شد [۱۷]. آرماتورهای بالا و پایین مقطع تیر 2M10 (با قطر  $11\frac{3}{4}$  میلیمتر) بودند. برای تامین ایده تیر ضعیف- ستون قوی، آرماتور های طولی ستون

4M15 (با قطر ۱۶ میلیمتر) در نظر گرفته شد. در ناحیه مفصل پلاستیک، آرماتورهای عرضی تیر و ستون توسط خاموت هایی با قطر ۶ میلیمتر در ۳۵۰ میلیمتر از طول تیر بسته شدند. در محل اتصال تیرستون، چشمه اتصال توسط دو خاموت ۶ میلیمتری دورگیری شد. جزئیات در شکل ۳ نمایش داده شده است. طراحی قاب مهاربندی شده با متد منطقی یاد شده به صورت زیر پیشنهاد شد.

الف) تیر و ستون بتن مسلح و اتصال تیر و ستون طبق استانداردهای طراحی اجزای بتن مسلح طراحی شده بود. جزئیات آرماتورهای فولادی طبق مقررات مرتبط با این استانداردها انجام شد. جزئیات ویژه لرزه ای در مورد آرماتورهای فولادی مورد استفاده قرار نگرفت چراکه استفاده از مهاربندهای فولادی موجب کاهش تقاضای لرزه ای اعضای بتنی گردید. طراحی اعضا و اتصال تیر و ستون نمونه آزمایش طبق ACI 318-02 [۱۷] صورت گرفت. آرماتورهای بالا و پایین مقطع تیر و ستون 2M10 ( با قطر ۱۱/۳ میلیمتر ) بودند و خاموت ها از آرماتورهای به قطر ۶ میلیمتر و به فاصله ۷۰ میلیمتر از یکدیگر انتخاب شدند. در محل اتصال تیرستون، چشمه اتصال توسط یک خاموت ۶ میلیمتری دورگیری شد. جزئیات این نمونه در شکل ۴ نشان داده شده است. باید توجه شود که وزن نهایی آرماتورهای فولادی در قاب مهار بندی شده ۳۵ درصد کمتر از وزن آرماتورهای قاب خمشی می باشد. این مورد در ترکیب با نیروی انسانی لازم برای اجرا و بستن سبد آرماتورها، کاهش هزینه اجرایی پروژه را موجب می گردد.

ب) اعضای مهاربند و اتصالات آنها طبق آیین نامه اعضای فولادی طرح شدند. طراحی آنها نیز بایست دستورالعمل های لرزه ای را ارضا کند. در نمونه آزمایش، برای پیشنهاد ورقه اتصال، طراحی اعضای مهاربند و جوش اتصال از AISC-LRFD [۱] استفاده شد و طراحی آنها بر اساس دستورالعمل های لرزه ای AISC سازه های فولادی کنترل گردید [۲].

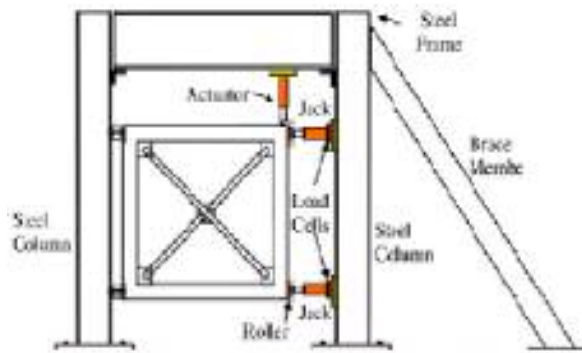


شکل ۴. جزئیات قاب خمشی مهاربندی شده بتن مسلح

نمونه آزمایش، ۸ صفحه فولادی در گوشه های تیر و ستون به عنوان تکیه گاه بکار رفت، به طوری که هر صفحه با ۴ میل مهار همانطور که در شکل ۴ نشان داده شده است با بتن در گیر شد. این میل مهار ها بر اساس حالت ترکیبی برش و پیچش طبق پیوست D ، ACI 318-02 طراحی شدند [۱۷]. این طراحی ممانعت از شکست برشی بتن، شکست اتصالات بتنی و شکست برشی اتصال دهنده ها را تامین می کند. دو نمونه با بتن خود سخت شده ساخته شده بودند. مقاومت فشاری بتن در زمان آزمایش ۵۵ مگا پاسکال بود.

ج) اتصال بین صفحه اتصال با قاب بتن مسلح، با جوش صفحه اتصال به صفحات فولادی تعبیه شده به عنوان تکیه گاه در تیر و ستون صورت گرفت. برای محاسبه نیروی وارده به صفحات تکیه گاهی و جوش، روش بار یکنواخت پیشنهاد شد [۱۸و۱۹]. ماهیت این روش انتخاب شکل هندسی اتصال می باشد، طبق این روش لنگر خمشی در سطح اشتراک بین صفحه اتصال با صفحه فولادی تکیه گاهی تیر و همچنین صفحه اتصال با صفحه فولادی تکیه گاهی ستون و نیز صفحه فولادی تکیه گاهی تیر با صفحه فولادی تکیه گاهی ستون حذف می شود. در اعضای بتنی لنگر در سطح اشتراک بین تیر و ستون حذف نمی گردد تا اینکه در خط مرکزی و محل اتصال این اعضا اجازه ترک خوردن داده شود. طراحی جوش بایست بر اساس ضوابط لرزه ای باشد. تکیه گاه های فولادی نیز باید طبق مقررات اعضای فولادی در بتن طرح گردند. در

#### ۴- آماده سازی آزمایش



شکل ۵. شماتیک تجهیزات و آماده سازی آزمایش

همانطور که در شکل ۵ و ۶ نشان داده شده است نمونه آزمایش با مناسب ترین حالت آماده سازی شد. تیرها در جهت قائم و ستون ها در جهت افقی قرار گرفتند. نمونه ها با اتصال پیچی در بالا و پایین تیر قائم نمونه، به تجهیزات بارگذاری متصل شدند. نمونه با دو جک هیدرولیکی تحت بار ثقلی قرار می گرفت و غلتک های ویژه ای اتصال بیت جک ها و قاب را برقرار می کردند. همین غلتک ها اجازه تغییر شکل جانبی به قاب را می دادند. یک اکتیتور ( جک اعمال بار رفت و برگشتی ) برای اعمال بار جانبی در نظر گرفته شد و بارگذاری تحت کنترل تغییر مکان صورت گرفت. در هر سیکل بارگذاری، اکتیتور نیروی فشاری برای ایجاد تغییر مکان  $d1$  برابر ۵ میلیمتر (تغییر مکان نسبی ۰/۷۱۴ درصد) وارد می کرد. سپس اعمال بار برای افزایش مجدد ۵ میلیمتری تغییر مکان صورت می گرفت. کرنش سنج ها برای نمایش کرنش در محل اتصال تیر و ستون، خاموت ها و آرماتورهای طولی نصب شدند. محل کرنش سنج ها در نمونه آزمایش در شکل های ۵ و ۶ نشان داده شده است.



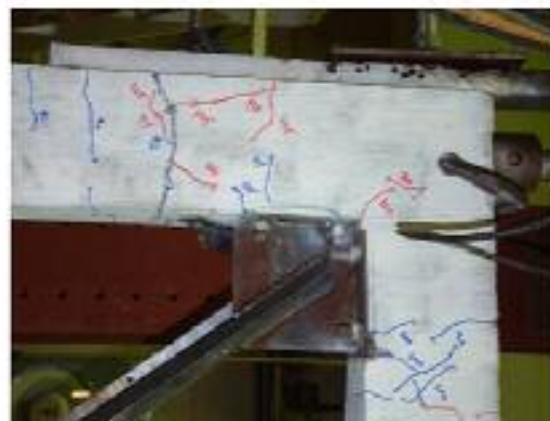
شکل ۶. تصویر تجهیزات و آماده سازی آزمایش

#### ۵- مراحل شکست نمونه های آزمایش

رفتار نمونه های آزمایش تفاوت مهمی داشت. در مورد قاب خمشی اولین ترک تحت بار ۳۰ کیلو نیوتن مشاهده شد. آن ترکی نرم در زیر تیر و جنب ستون بود. با افزایش مقدار تغییر مکان اعمالی ترک ها شکل منحنی به خود گرفتند و تعداد و عمق شان افزایش یافت. در این نمونه آزمایش هیچ ترک برشی مشاهده نشد. تحت بار ۳۷/۵ کیلونیوتن آرماتورهای تحتانی تیر پایین به تسلیم رسیدند و تیر وارد پاسخ خمیری شد.



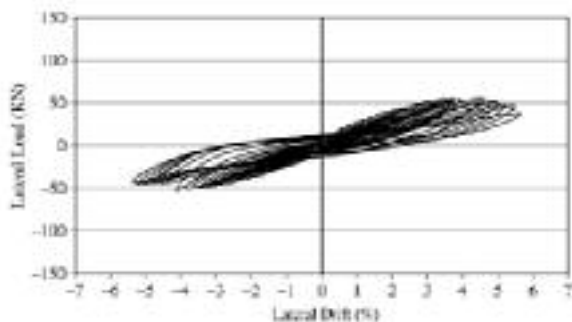
شکل ۷. ترک های مشاهده شده در قاب خمشی در زمان شکست



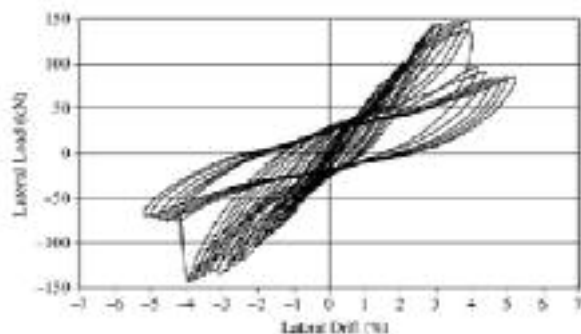
شکل ۸. ترک های مشاهده شده در قاب خمشی

در زمان شکست از نمای نزدیک

شکست سازه در ناحیه پلاستیک در بالا و پایین تیر تحت بار ۵۵ کیلونیوتن اتفاق افتاد. در شکل ۷ تصویری از این شکست مشاهده می شود. اعضای قطری مشاهده شده در شکل بخشی از لوازم مورد نیاز برای انجام و نمایش آزمایش بوده و تاثیری در تامین و افزایش سختی نمونه نداشتند. در مورد



شکل ۹. منحنی نیروی جانبی - تغییرمکان در قاب خمشی



شکل ۱۰. منحنی نیروی جانبی - تغییرمکان در قاب خمشی مهاربندی شده

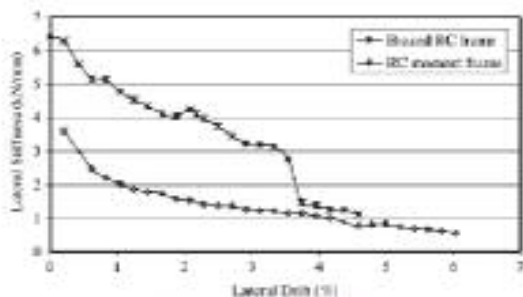
قاب مهاربندی شده اولین ترک تحت در بار ۹۰ کیلو نیوتن مشاهده شد. عمق و تعداد ترک ها در این قاب نسبت به قاب خمشی کمتر بوده است (شکل ۸). تحت بار ۱۰۵ کیلونیوتن، اعضای مهاربند به حد تسلیم رسیده و پاسخ سازه وارد محدوده پلاستیک شد. شکست مهاربندها تحت کمانش فشاری رخ داد. شکست سازه در ناحیه پلاستیک در بالا و پایین تیر تحت بار ۱۴۰ کیلونیوتن اتفاق افتاد. باید عنوان شود که اتصالات اعضای مهاربند شامل جوش ومیل مهارها رفتار مناسب داشتند.

#### ۶- رفتار هیستریسیس

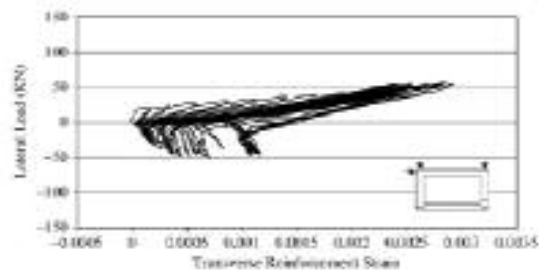
منحنی های بار جانبی - تغییرمکان نسبی قاب خمشی و قاب مهاربندی شده در شکل ۹ و ۱۰ نشان داده شده است. سختی داخلی قاب مهاربندی شده حدود ۲/۵ برابر قاب خمشی است. تغییرمکان نسبی در زمان تسلیم و شکست در قاب خمشی ۱/۶۷ درصد و ۵ درصد بوده و همین موارد در قاب مهاربندی شده ۲/۰۸ درصد و ۵ درصد می باشد. شکل پذیری قاب خمشی و قاب مهاربندی شده به ترتیب ۳ و ۱/۹ بودند. کاهش شکل پذیری قاب مهاربندی شده توسط افزایش قابل توجه ظرفیت باربری جانبی (مقاومت افزون)، یعنی ظرفیت ۱۴۰ کیلونیوتن در برابر ۵۵ کیلونیوتن جبران گردید. به وضوح مشخص است که رفتار هیستریسیس قاب خمشی از قاب مهاربندی شده کمتر است، که حاکی از رفتار لرزه بهتر قاب مهاربندی شده می باشد.

#### ۷- درجه سختی جانبی

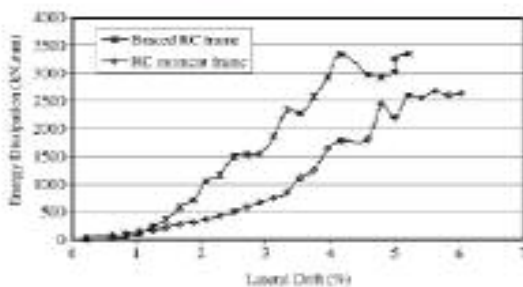
سختی جانبی با دو نقطه اوج در رابطه بار - تغییرمکان مورد ارزیابی قرار گرفت. با محاسبه شیب خط عبوری از نقطه اوج مثبت و نقطه اوج منفی در هر سیکل بارگذاری، سختی جانبی تعیین شد. در شکل ۱۱ نمودار سختی جانبی دو نمونه آزمایش را نشان می دهد. قبل از کمانش فشاری مهاربند، نمودار سختی جانبی قاب مهاربندی شده بیش از دو برابر سختی جانبی قاب خمشی نشان داده شده است. میزان تغییرات در هر دو نمونه یکسان است. بعد از کمانش فشاری مهاربند، سختی قاب مهاربندی افت کرده و قابل مقایسه با قاب خمشی می شود.



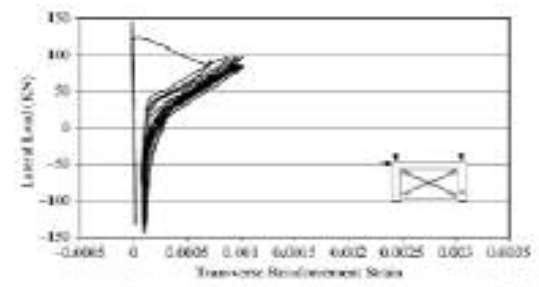
شکل ۱۱. کاهش سختی جانبی



شکل ۱۳. تغییرات کرنش در خاموت های ستون قاب خمشی



شکل ۱۴. تغییرات انرژی اتلاف شده با تغییرمکان نسبی جانبی



شکل ۱۶. تغییرات کرنش در خاموت های ستون قاب مهاربندی

## ۸- اتلاف انرژی

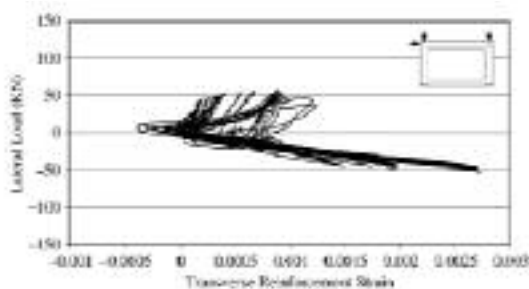
قابلیت هر سازه در اتلاف انرژی ناشی از حرکت زمین معیار مناسبی در ارزیابی عملکرد لرزه ای سازه است. در این تحقیق، انرژی اتلاف شده در دو نمونه آزمایش در مدت زمان اعمال بار رفت و برگشتی، از سطح میان هر حلقه هیستسیس بدست می آید. **شکل ۱۲** نمودار انرژی اتلاف شده در مدت زمان اعمال بار در مقابل تغییرمکان جانبی را نشان می دهد. مشاهده می شود که در مقادیر تغییرمکان نسبی کوچک، انرژی اتلاف شده در قاب مهاربندی شده کمتر از قاب خمشی می باشد که به دلیل سختی داخلی مهار بند هاست. در مقادیر بزرگتر تغییرمکان نسبی، به وضوح مشاهده می شود که انرژی اتلاف شده در قاب مهاربندی شده بیشتر از قاب خمشی می باشد. این پدیده نشان دهنده عملکرد بهتر قاب مهاربندی شده نسبت به از قاب خمشی است.

## ۹- آرماتورهای عرضی ستون (خاموت ها)

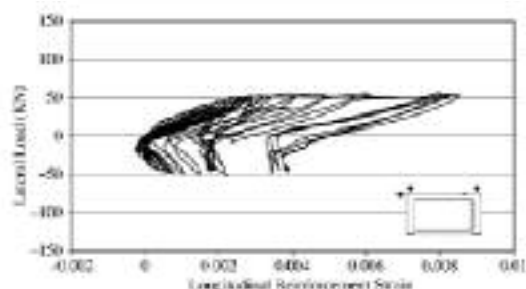
فاصله خاموت ها در ستون های قاب خمشی و قاب مهاربندی شده، ۳۵ و ۷۵ میلیمتر است. **شکل ۱۳ و ۱۴** نشان می دهد که تغییرات مقدار کرنش در سید آرماتورها در فاصله ۱۳۵ میلیمتری از وجه اتصال تیر و ستون وجود دارد. در مقابل خمشی، خاموت های قاب مهاربندی شده هرگز به کرنش تسلیم نمی رسند. علاوه بر این کرنش در زمان شکست، در خاموت های ستون قاب مهاربندی شده تنها ۳۵ درصد همین مورد در قاب خمشی می باشد. این نشان می دهد که در اعضای مهاربند، تمام نیرو به صورت محوری در تیر و ستون ایجاد می گردد و شکست برشی در ستون ها انتظار نمی رود.

## ۱۰- آرماتورهای عرضی (خاموت) چشمه در اتصال تیر و ستون

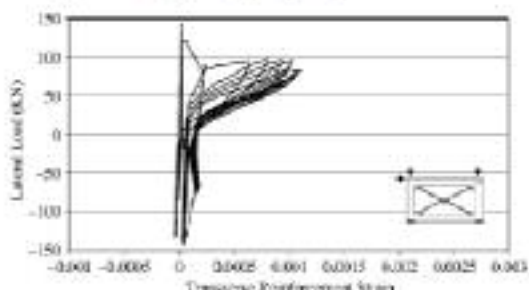
در چشمه اتصال تیر و ستون در قاب خمشی، ۲ آرماتور ۶ میلیمتری به عنوان خاموت طبق دستورالعمل ویژه لرزه ای ACI دورگیری چشمه را عهده دار است. درحالی که در قاب مهاربندی شده تنها ۱ خاموت مورد استفاده قرار می گیرد. **شکل ۱۵ و ۱۶** تغییرات کرنش خاموت ها را در چشمه اتصال در برابر بار جانبی اعمالی نشان می دهد. مشاهده می شود که کرنش یک خاموت قاب مهاربندی شده حدوداً ۴۰ درصد کرنش دوخاموت قاب خمشی است. بنابراین در چشمه قاب مهاربندی شده انتظار شکست ناخوشایند برشی وجود ندارد.



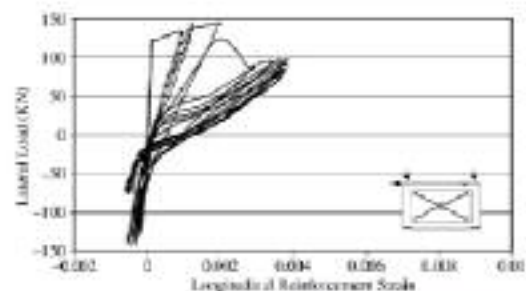
شکل ۱۵. تغییرات کرنش در خاموت ها در اتصال تیر - ستون قاب خمشی



شکل ۱۷. تغییرات کرنش در آرماتور بالایی تیر قاب خمشی



شکل ۱۶. تغییرات کرنش در خاموت در اتصال تیر - ستون قاب مهاربندی



شکل ۱۸. تغییرات کرنش در آرماتور بالایی تیر قاب مهاربندی

## ۱۱- آرماتورهای طولی

**شکل ۱۷ و ۱۸** تغییرات کرنش آرماتورهای طولی فوقانی تیر بالایی هر دو قاب در مقابل بار جانبی اعمالی را نشان می دهد. مشاهده می شود که ماکسیمم کرنش کششی آرماتورهای طولی قاب مهاربندی شده حدوداً ۵۰ درصد همین مورد در قاب خمشی است. که دلیل آن تغییرات توزیع تنش داخلی اعضای قاب از تنش خمشی و برشی به تنش محوری است.

## ۱۲- بحث و بررسی

استفاده از قاب مهاربندی شده بتن مسلح به عنوانی سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی در سازه های بتن مسلح، یک تکنیک امید بخش است. فقدان دستورالعمل های مشخص در طراحی این چنین سیستم ها، مانع از کاربرد آنها می گردد. نیاز به برنامه ریزی گسترده در انتشار و تدوین دستورالعمل مناسب برای طراحی قاب های با مهار بند فلزی احساس می شود. بنابراین یک جریان تحقیقات زمانبندی شده برای پیشنهاد و ارائه ضریب رفتار زلزله، طراحی اتصالات، اعضای مهاربندی و اعضای بتن مسلح مورد انتظار است. بررسی های اخیر بیشتر بر روی مقایسه رفتار قاب خمشی و قاب مهاربندی شده متمرکز شده است. هم اکنون فقط یک متد منطقی در طراحی قاب مهاربندی شده بتن مسلح در اختیار است. جریان نیرو در اتصالات اعضای مهار بند با استفاده از روش نیروی یکنواخت [۱۸ و ۱۹] تعیین می شود. اگرچه اتصالات در آزمایشات رفتار خوبی از خود نشان داده اند با این وجود باز هم آزمایشات بیشتر برای اصلاح و بهبود روش لازم است. امید است با انجام آزمایشات متعدد به ضریب رفتار Rd مناسب این سیستم دست یافت.

## ۱۳- نتیجه گیری

این مقاله، یک بررسی آزمایشگاهی برای تعیین رفتار قاب مهاربندی شده بتن مسلح می باشد. دو نمونه آزمایش، یکی قاب خمشی با شکل پذیری متوسط و دیگری قاب مهاربندی شده بتن مسلح می باشد که بر اساس ضریب رفتار یکسان طراحی شدند. نتایج زیر بر اساس آزمایش بدست آمده است.

- طراحی یک قاب مهاربندی شده بر اساس ضریب رفتار معادل قاب خمشی با شکل پذیری متوسط در طول مدت وقوع زلزله مناسب است.
- طراحی مقاطع بتن مسلح در قاب مهاربندی شده می تواند طبق روش های طراحی اعضای بتن مسلح صورت گیرد. جزئیات معمولی آرماتورها کفایت کرده و نیازی به جزئیات ویژه لرزه ای نیست.
- اعضای مهاربندی و اتصالات آنها می تواند بر اساس طراحی اتصالات و مهاربندها در سازه های فولادی طرح گردند.
- پیشنهاد روش یکنواخت در تعیین نیروی انتقالی مهاربندها به اعضای تیر و ستون مناسب بوده و مانع از شکست اتصالات و همچنین کاهش لنگر در سطح داخلی تیر و ستون می گردد.
- استفاده از قاب مهاربندی شده بتن مسلح به عنوان سیستم اصلی مقاوم در برابر بارهای جانبی، موجب تغییراتی احتمالی در طراحی سازه ها می شود. آزمایشات متعدد و تحقیقات آنالیزی زیادی برای تدوین دستورالعمل طراحی چنین سازه هایی نیاز است.

## ۱۴- مراجع

- [1] AISC. Manual of steel construction: Load and resistance factor design. 3rd ed. Chicago (IL): American Institute of Steel Construction; 2001.
- [2] AISC. Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago (IL): American Institute of Steel Construction; 2002.
- [3] Bush TD, Jones EA, Jirsa JO. Behavior of RC frame strengthened using structural-steel bracing. J Struct Eng-ASCE 1991;117(4):1115-26.
- [4] Badoux M, Jirsa JO. Steel bracing of RC frames for seismic retrofitting. J Struct Eng-ASCE 1990;116(1):55-74.
- [5] Higashi Y, Endo T, Shimizu Y. Experimental studies on retrofitting of reinforced concrete structural members. In: Proceedings of the second seminar on repair and retrofit of structures. Ann Arbor (MI): National Science Foundation; 1981. p. 126-55.
- [6] Rodriguez M, Park R. Repair and strengthening of reinforced concrete buildings for seismic resistance. Earthq Spectra 1991;7(3):439-59.
- [7] Masri AC, Goel SC. Seismic design and testing of an RC slab-column frame strengthened by steel bracing. Earthq Spectra 1996;12(4):645-66.
- [8] Ohishi H, Takahashi M, Yamazaki Y. A seismic strengthening design and practice of an existing reinforced concrete school building in Shizuoka city. In: Proceedings of the ninth world conference on earthquake engineering. vol. VII. 1988. p. 415-20.
- [9] Maheri MR, Sahebi A. Use of steel bracing in reinforced concrete frames. Eng Struct 1997;19(12):1018-24.
- [10] Nateghi-Alahi F. Seismic strengthening of eight-storey RC apartment building using steel braces. Eng Struct 1995;17(6):455-61.
- [11] Tasnimi A, Masoomi A. Evaluation of response of reinforced concrete frames strengthened with steel bracing. In: Proceedings of the third international conference on seismology and earthquake engineering. 1990 [in Farsi].
- [12] Kawamata S, Masaki Q. Strengthening effect of eccentric steel braces to existing RC frames. In: Proceedings of the seventh world conference on earthquake engineering. 1980. p. 513-20.
- [13] Canales MD, Broseno de la Vega R. Retrofitting techniques used in telephone buildings in Mexico. In: Proceeding of the tenth world conference on earthquake engineering. 1992. p. 5143-47.

- [14] Maheri MR, Kousari R, Razazan M. Pushover tests on steel X-braced and knee-braced RC frames. *Eng Struct* 2003;25(13):1697–705.
- [15] Maheri MR, Hadjipour A. Experimental investigation and design of steel brace connection to RC frame. *Eng Struct* 2003;25(13):1707–14.
- [16] ICC. International building code. Falls Church (VA): International Code Council; 2003.
- [17] ACI Committee 318. Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-02). Detroit (MI): American Concrete Institute; 2002.
- [18] Richard RM. Analysis of large bracing connection designs for heavy construction. In: Proc. national steel construction conference. Chicago (IL): AISC; 1986. p. 31.1–31.24 .