

تأثیر مهاربندهای فولادی همگرا و ورق‌های اتصال آن بر عملکرد قاب‌های بتنی بهسازی شده

موسی مظلوم^{۱*}، عباس موسی فراش^۲

۱- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

* تهران، صندوق پستی ۱۶۷۸۸۱۵۸۱۱، Mazloom@srutu.edu

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۶/۰۲/۰۴، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۹/۰۸)

چکیده

در این تحقیق قاب‌های بتنی تقویت شده با مهاربندهای فولادی همگرا مورد بررسی قرار گرفتند و ورق‌های اتصال مهاربندها با ضخامت و شکل‌های مختلف در قاب‌های بتنی مدل‌سازی شدند. این مدل‌ها در نرم افزار Abaqus ساخته شدند و از تحلیل استاتیکی غیرخطی با در نظر گرفتن اثرات غیرخطی مصالح و هندسه استفاده شد. همچنین قاب‌ها تحت اثر بارهای جانبی قرار گرفتند و بارگذاری به صورت اعمال تغییر مکان یکسویه بود. با استفاده از نتایج تحلیل‌های انجام شده، رفتار ورق‌های اتصال بدست آمد و این رفتار با نتایج آزمایشگاهی مقایسه گردید و صحت انجام تحلیل توسط نرم افزار Abaqus اثبات شد. سپس نمونه‌های ورق اتصال که از نظر شکل‌پذیری و مقاومت دارای اهمیت بیشتری بودند با هم مقایسه گردیدند. نتایج نشان داد که با اضافه کردن سیستم مهاربند فولادی به قاب خمشی بتنی، ظرفیت باربری سازه و سختی آن به ترتیب تا حدود ۱۲ و ۳ برابر افزایش یافتند. ضمناً مقاومت قاب با ورق اتصال پنج‌ضلعی نسبت به ورق‌های اتصال مستطیلی و مثلثی حدود ۲۱ و ۲۴ درصد افزایش پیدا کرد. همچنین شکل‌پذیری قاب‌های تقویت شده با ورق اتصال پنج‌ضلعی نسبت به ورق‌های اتصال مستطیلی و مثلثی به ترتیب حدود ۱/۶۵ و ۲/۰۶ برابر گردید. بنابراین ورق‌های پنج‌ضلعی بهترین گزینه در اتصال مهاربندهای فولادی برای تقویت قاب‌های خمشی بتنی است.

واژگان کلیدی

قاب بتنی، مهاربند فولادی همگرا، سختی، مقاومت

Effect of Concentric Steel Bracings and Its Gusset Plates on the Performance of Retrofitted Concrete Frames

M. Mazloom, A. Moosa Farash

Abstract

In the present research, concrete frames reinforced with concentric steel bracings were investigated and gusset plates for the bracing systems were modeled with different thicknesses and geometries. These models were constructed in ABAQUS Software, and nonlinear static analysis was used considering nonlinear effects of the materials and geometry. Therefore, the frames were subjected to lateral loads with the loading applied in the form of unilateral displacement. Using the results of the performed analyses, the behavior of the connection sheets was determined and compared with the experimental data to verify the analysis performed by ABAQUS Software. Afterwards, a comparison was made between the sample connection sheets of higher importance in terms of ductility and strength. The results indicated that by introducing the steel bracing systems into the concrete moment frames, load bearing capacity and stiffness of the structures were enhanced by up to about 12 and 3 times, respectively. Furthermore, the strength of the frames containing pentagon gusset plates was higher than those with rectangular and triangular gusset plates about 21% and 24%, respectively. Moreover, the ductility of the reinforced frames with pentagon gusset plates was higher than those of the frames with rectangular and triangular plates about 1.65 and 2.06 respectively. Consequently, pentagon gusset plates are the best option in concentric steel bracings for retrofitting concrete frames.

Keywords

Concrete frame, Concentric steel bracing, Stiffness, Strength

سیستم مهاربند فلزی همگرا، یکی از سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله می‌باشد که به صورت ضربدری، هشتی و هفتی در سازه نصب می‌شوند. در سازه‌های بتنی، معمولاً سختی جانبی، توسط قاب خمشی به صورت مجزا و یا تلفیق قاب خمشی و دیوار برشی بتنی تامین می‌گردد. استفاده از ترکیب قاب خمشی به همراه سیستم مهاربند فولادی می‌تواند در حالاتی مفید واقع شود [۱]. علت مفید واقع شدن این نوع سیستم در هزینه کمتر ساخت و نیز تعمیر و تعویض سیستم پس از زلزله است. همچنین برای سازه‌های بتنی که پس از ساخت به هر علت مشخص گردد که سازه در برابر بارهای جانبی ضعیف است، می‌توان از این نوع سیستم استفاده کرد [۲].

Elfath و Ghobarah [۳ و ۴] با انجام آنالیز غیرارتجاعی و دینامیکی طیفی تحت اثر زلزله‌های مختلف، رفتار مهاربندهای هم محور و برون محور در قاب بتنی را مورد بررسی قرار دادند. Maheri و همکارانش [۵] به بررسی تجربی استفاده از مهاربند زانویی شکل‌پذیر و مقایسه با مهاربند فلزی در قاب‌های خمشی بتنی پرداختند. مطالعات صورت گرفته بیانگر بهبود شکل‌پذیری قاب‌های بتن‌آرمه مجهز به مهاربند زانویی می‌باشند.

Maheri و Hajipour [۶] به بررسی تجربی طراحی اتصالات مهاربندهای فولادی در قاب بتنی پرداختند و به ارائه یک سری جزئیات برای اتصالات این نوع سیستم سازه‌ای پیشنهاد نمودند. Maheri و Memarzadeh [۷] با استفاده از نرم‌افزار ANSYS رفتار غیرخطی قاب بتنی همراه به مهاربند همگرا را بر اساس کارهای آزمایشگاهی خود مورد ارزیابی قرار دادند. آنها بر اساس دو فلسفه تیر ضعیف و مهاربند ضعیف به بررسی رفتار قاب و مهاربند پرداختند که دیده شد در هر دو روش تقویت قاب با مهاربند موثر است.

Shin و همکارانش [۸]، عملکرد دینامیکی قاب‌های بتنی مسلح بهسازی با پوشش‌های FRP^۱ ستونی را بررسی کردند. آنها قاب‌های دو طبقه بتنی مسلح ضعیف تمام مقیاس را که مد خرابی آنها گسیختگی ترد ستون‌های طبقه اول بود را با استفاده از الیاف FRP در ستون‌های طبقه اول بهسازی کردند. بارگذاری لرزه‌ای توسط میز لرزان به نمونه‌ها اعمال شد. نتایج بیانگر آنست که این شیوه بهسازی سبب یکنواخت‌تر شدن توزیع دررفت^۲ در طبقات شده است.

He و همکارانش [۹]، بکارگیری غلاف فولادی به همراه تزریق بتن بازیافتی را به عنوان راهکاری برای مقاوم سازی

ستون‌های بتنی و افزایش ظرفیت محوری آنها بصورت آزمایشگاهی با ساخت ۱۵ نمونه بررسی کردند. نتایج آنها حاکی از آنست که بکارگیری غلاف فولادی تاثیر بسزایی در افزایش مقاومت، سختی و شکل‌پذیری ستون‌های بتنی خواهد داشت.

Truong و همکارانش [۱۰] نیز بصورت آزمایشگاهی راهکارهای مختلفی را برای بهسازی ستون‌های بتنی نظیر غلاف فولادی، پوشش CFRP^۳، پوشش بتنی جدید و پوشش الیافی فلزی آمورف را بررسی کردند. ۹ نمونه آزمایشگاهی تحت بار چرخه‌ای با درنظر گرفتن نیروی محوری اولیه ستون‌ها بررسی شد. نتایج حاکی از آن بود که راهکارهای پیشنهادی باعث تغییر مد خرابی ستون‌های ضعیف به مد خرابی نرم همراه با افزایش ظرفیت، شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی بوده است.

Rahai و Lashgari [۱۱] رفتار قاب بتنی با مهاربند، کماتش قاب را مورد بررسی عددی قرار دادند که طبق نتایج آنها، با استفاده از این روش، سختی، مقاومت و سطح عملکرد سیستم افزایش می‌یابد. Youssef و همکارانش [۱۲] و Ghaffarzadeh و همکارانش [۱۳] سیستم‌های مهاربندی همگرای مختلفی را به صورت آزمایشگاهی مورد آزمایش قرار دادند. طبق مطالعات آنها، استفاده از سیستم مهاربندی هم برای ساختمان‌های نوساز و هم در جهت بهسازی ساختمان‌های موجود کاربرد دارد و نتایج مطلوبی به دست می‌دهد. در ادامه کار آنها Maheri و Ghaffarzadeh [۱۴] اندرکنش بین قاب بتنی و مهاربند فلزی را مورد بررسی قرار دادند و مقدار اضافه مقاومت ناشی از این اندرکنش را محاسبه نمودند.

Viswanath و همکارانش [۱۵] اثر توزیع مهاربندها در ارتفاع بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتنی ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه را بررسی نمودند. آنها انواع مهاربندها را بررسی کرده و دریافت طبقات را گزارش نمودند. طبق نتایج آنها، مهاربند همگرای نوع ضربدری در افزایش سختی و کاهش دررفت بین طبقه‌ای بهترین عملکرد را از خود نشان می‌دهد. Ozel و Guneyisi [۱۶] طی یک تحلیل شکنندگی به بررسی رفتار قاب بتنی همراه با مهاربند واگرا را بررسی نمودند. آنها انواع مهاربندهای واگرا شامل K ، D و V با توزیع متفاوت در ارتفاع قاب بتنی در نظر گرفته و بهسازی این قاب‌ها را گزارش نمودند.

Maheri و همکارانش [۵] با انجام آزمایش بر روی قاب بتنی و مهاربند فلزی همگرا و زانویی، رفتار پوش‌آور آن را بررسی کردند. طبق نتایج آنها، میزان سختی و مقاومت و سطح عملکرد سیستم ارتقاء یافت و همچنین شکل‌پذیری سیستم نیز

حفظ شد. علاوه بر این، طی یک تحقیق عددی Maheri و Akbari [17] ضریب رفتار این سیستم‌های دوگانه را محاسبه نمودند. نحوه اتصال مهاربند فلزی به قاب بتنی موضوع تحقیق محققان زیادی بوده است [20-18]. این اتصالات شامل چسب، گروت یا وصله‌های مکانیکی می‌باشد. Maheri و Hadjipour [6] اتصالی پیشنهاد کردند که نیروی خروج از مرکزیت مهاربند را کمینه می‌کرد.

Maheri و Akbari [21] طی یک تحقیق عددی به بررسی ضریب رفتار قاب بتنی مسلح مقاوم شده با مهاربند فولادی پرداختند. آنها قاب‌های چهارطبقه بتنی مسلح با مهاربندهای ضربدری، هشت و زانوئی را مورد بررسی قرار دادند. نتایج آنها بیانگر این است که با تغییر محل مهاربند، از دهانه وسط به دهانه کناری، ضریب رفتار سازه، شکل‌پذیری و اضافه مقاومت سازه کاهش می‌یابد، ولی زمان تناوب سازه افزایش می‌یابد.

Malekpour و Ghafarzade [22]، قاب‌های بتنی که توسط مهاربند فلزی تقویت شده بودند را تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک مورد تحلیل قرار دادند. آنها طی یک تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی عملکرد کلی قاب‌ها در سه سطح قابلیت استفاده بی وقفه، ایمنی جانی و ممانعت از فروریزش مورد بررسی قرار دادند. طبق نتایج آنها حاکی از آنست که، قاب‌های دوگانه بتنی مسلح با مهاربند فولادی در زلزله‌های نزدیک گسل عملکرد بسیار خوبی را از خود نشان داده و سطح عملکرد ایمنی جانی را که بر مبنای آن طراحی شده بودند، برآورده کردند که نشان از قابلیت بالای این سیستم دوگانه سازه‌ای در هنگام وقوع زلزله دارد. نکته قابل توجه این است که در این ارزیابی از رکوردهای نزدیک گسل استفاده شده است که خود پالس‌های بسیار قوی را به سازه اعمال می‌کنند.

Salajeghe و Habibi-pour [23] ضریب رفتار قاب‌های بتنی تقویت شده با مهاربند فولاد و اگر EBF را مورد بررسی قرار دادند. آنها با استفاده از آنالیز استاتیکی غیرخطی پوش‌آور و نرم‌افزار ANSYS ضریب رفتار این سیستم را محاسبه نمودند. بر اساس نتایج آنها، استفاده از مهاربند و اگرای فولادی ضریب رفتار میانگین قاب‌های بتنی مسلح را کاهش داده ولی در عین حال موجب افزایش برش پایه آنها شده است. علاوه بر این، kheyroddin و Shamkhani-moghadam [24] نیز رفتار قاب بتنی و مهاربند و اگر را بررسی نمودند. kheyroddin و همکارانش [25] رفتار سازه‌های بتنی مسلح که توسط مهاربند

فولادی تقویت شده‌اند را مورد بررسی قرار دادند. طبق این تحقیق، تأثیر دیوار برشی و مهاربندهای فولادی در تقویت ساختمان‌های بتنی آرمه موجود و اندرکنش سه گانه آنها توسط آنالیز یک سازه بتنی آرمه مورد بحث و بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد که اگر در یک سازه بتنی آرمه موجود که دارای قاب خمشی و دیوار برشی می‌باشد و با مهاربندهای فولادی تقویت شده است، تغییر مکان جانبی از حد مجاز تجاوز کند مساحت بادبند تا مقدار مشخصی می‌تواند موثر واقع شود و بعد از حد معین تأثیر چندانی بر روی رفتار سازه نخواهد داشت.

با افزایش مساحت مهاربندها جذب برش توسط قاب کاهش یافته و بعد از حد مشخصی مهاربندها نقش خاصی را در جذب برش زلزله ندارند. رفتار مهاربند و قاب در طبقات پایین تقریباً مشابه بوده و جذب برش زلزله توسط هر یک در طبقات پایین و میانی تقریباً برابر است. مقایسه دو سیستم قاب خمشی با مهاربند و بدون بادبند فولادی نشان می‌دهد که، استفاده از مهاربند فولادی، تغییر مکان جانبی سازه را حدود ۵۰ درصد کاهش می‌دهد [25].

Emami و همکارانش [26] به بررسی تأثیر دستک فلزی بر رفتار غیرخطی قاب‌های بتنی آرمه به کمک روش المان محدود پرداختند. نتایج روش عددی المان محدود نشان می‌دهد که استفاده از طوقه و دستک فلزی به صورت فشاری و کششی با مساحت مقطع ۵ تا ۱۰ سانتی‌متر مربع در این قاب، باعث افزایش قابل توجه سختی و مقاومت نهایی و کاهش تغییر مکان نهایی قاب بتنی آرمه می‌شود. همچنین دستک با جاری شدگی خود به عنوان سیستم دفاعی اول در برابر بارهای جانبی، می‌تواند مانند فیوزی، جذب انرژی و میزان شکل‌پذیری آن را افزایش دهد و همچنین تنش‌های ناشی از بار جانبی در محل چشمه اتصال را کاهش داده و مفصل پلاستیک را از چشمه اتصال دور کند.

Goel و Lee [27] مقاومت لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی مسلح تقویت شده با مهاربند فولادی شکل‌پذیر را بررسی کردند که نتایج حاکی از شکل‌پذیری مناسب این سیستم داشت. همچنین نمونه‌های عملی بهسازی با استفاده از این روش توسط Sekiguchi و همکارانش [28]، Del Valle Calderon و همکارانش [29] و Badoux و Jirsa [30] گزارش شده است. Tagawa و همکارانش [31] قاب‌های بتنی با مهاربندی K شکل را آزمایش کردند. نتایج حاکی از آنست که مقاومت معادل این قاب، مجموع مقاومت قاب بتنی و مهاربندی فولادی می‌باشد.



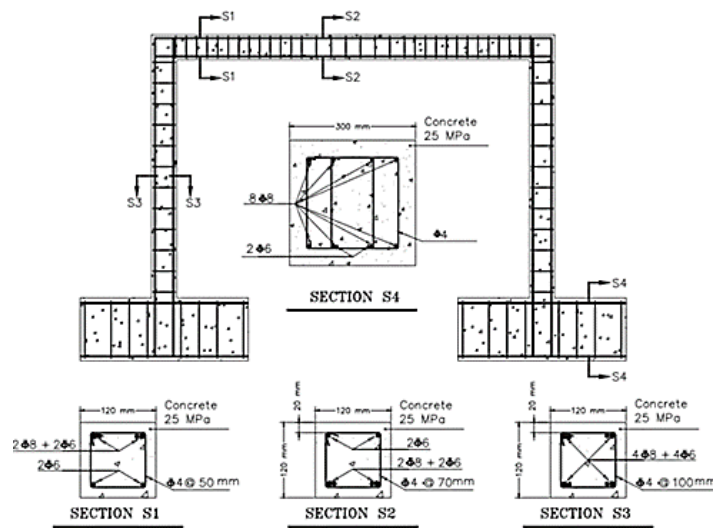
در این شیوه بهسازی، اتصال مهاربند به قاب بتنی نقش مهمی را در عملکرد لرزه‌ای قاب بهسازی شده ایفا می‌کند. در میان تحقیقات صورت پذیرفته، تأثیر پارامترهای هندسی ورق اتصال مهاربند فولادی به قاب بتنی در عملکرد سازه‌ای آن کمتر مورد توجه قرار گرفته است. لذا در تحقیق پیش رو، این موضوع بصورت عددی مورد بررسی قرار گرفته است.

۲- صحت سنجی مدل‌سازی

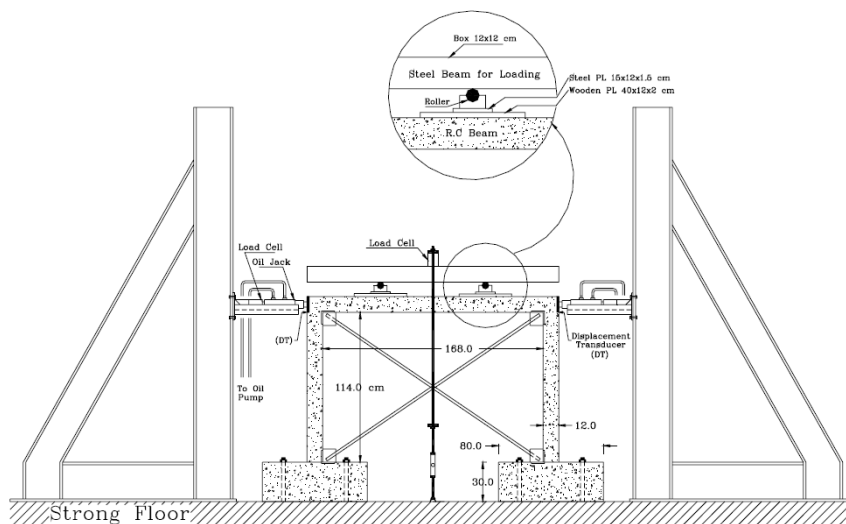
از آنجایی که تحقیق حاضر بصورت عددی در نرم‌افزار Abaqus انجام می‌گردد، ابتدا به منظور صحت‌سنجی مدل‌سازی عددی، نمونه آزمایشگاهی Massumin و Absalan [۳۳] که شامل قاب بتنی بدون مهاربند است، در نرم‌افزار شبیه‌سازی و نتایج عددی با آزمایشگاهی مقایسه شده و دقت مدل‌سازی

ارزیابی می‌گردد. جزئیات نمونه‌های آزمایشگاهی در شکل (۱) آورده شده است.

ابعاد و هندسه نمونه‌های عددی دقیقاً مطابق نمونه‌های آزمایشگاهی مدل شدند. برای بتن از المان C3D8R که نشان‌دهنده یک المان شش وجهی هشت گرهی است استفاده شده است. آرماتورها نیز از المان خرابایی دوگره‌ای با نام T3D2 که نشان‌دهنده یک المان خطی دو گرهی در فضای سه بعدی مدل‌سازی شدند. برای ورق‌های اتصال مهاربند، از المان پوسته‌ای با نام S4R که نشان‌دهنده المان پوسته‌ای چهارگره‌ای با انتگرال‌گیری کاهش یافته می‌باشد، استفاده شد. شکل (۲). انتگرال‌گیری کاهش یافته با کم کردن تعداد نقاط گوسین در انتگرال‌گیری عددی، مقدار حجم محاسبات را کاهش می‌دهد [۳۱].



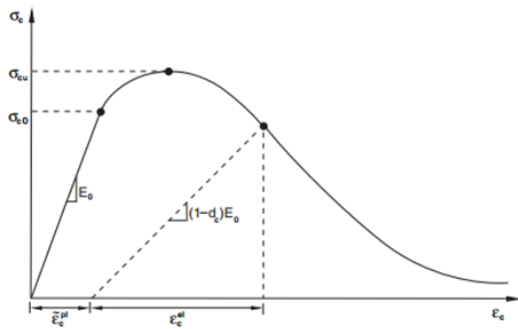
الف) نمونه بدون مهاربند فولادی [۱۸]



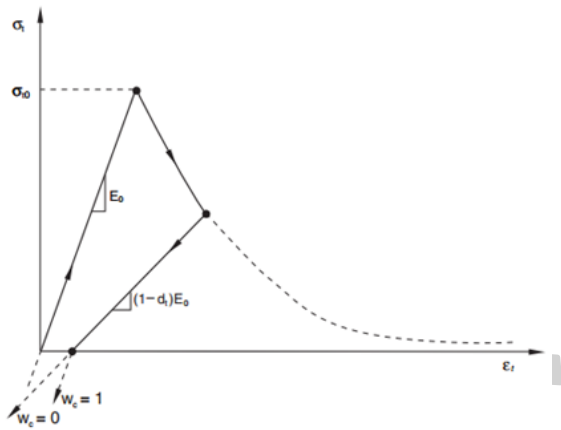
ب) جزئیات Setup آزمایشگاه [۱۸]

شکل ۱- جزئیات نمونه‌های آزمایشگاهی



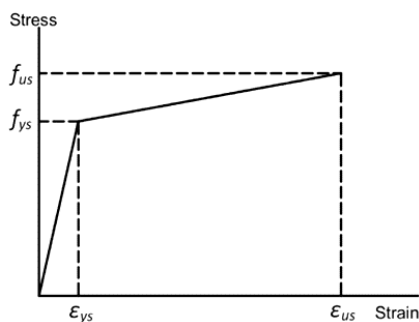


الف) منحنی تنش کرنش فشاری



ب) منحنی تنش کرنش کششی

شکل ۳- منحنی تنش کرنش بتن با مدل CDP



شکل ۴- منحنی تنش کرنش فولاد سخت‌شونده

جدول ۲- مشخصات مصالح فولادی

مُدول الاستیسیته (MPa)	نسبت پواسون	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	کرنش نهایی
۲۰۰۰۰۰	۰٫۵۲	۳۰۰	۵۲۰	۰٫۰۹

تحلیل از نوع استاتیکی غیرخطی با در نظر گرفتن اثرات غیرخطی مصالح و هندسه در نظر گرفته شد. بارگذاری نیز بصورت تغییر مکان یکسویه جانبی به سر قاب^۷ می‌باشد. شرایط



الف) المان سه بعدی شش وجهی (ب) المان پوسته چهارپهلوی (ج) المان خطی دوگره‌ای خرابایی

شکل ۲- مشخصات المان‌های بکار رفته در مدل‌سازی عددی [۳۱]

برای مدل‌سازی بتن از مصالح CDP^۸ با منحنی تنش-کرنش فشاری و کششی نشان داده شده در شکل (۳) با قابلیت‌های زیر استفاده شده است.

- مدل‌سازی بتن در انواع مختلف المان‌های سازه‌ای همانند تیر، خرابا، پوسته‌های بتنی و المان‌های سه بعدی
- کاربرد در بتن‌های مسلح و غیرمسلح
- کاربرد تحت بارگذاری‌های یکنواخت، ارتعاشی و دینامیکی
- دارا بودن حساسیت به نرخ کرنش
- در نظر گرفتن تاثیرات بازیابی سختی الاستیک در بارگذاری‌های چرخه‌ای
- قابلیت استفاده از ویسکوالاستیسته^۶ در معادلات حاکم برای رسیدن به همگرایی بهتر در بخش نرم‌شوندگی
- قابلیت استفاده در محاسبات استاتیکی و دینامیکی

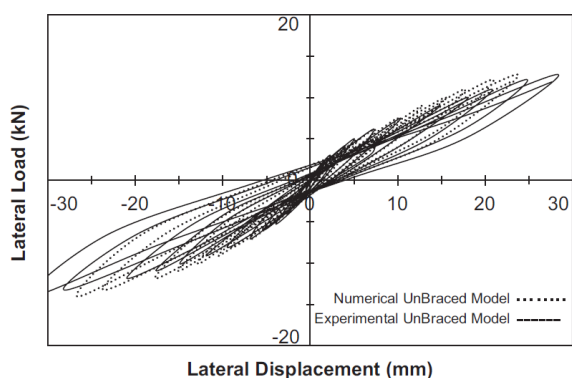
برای فولاد نیز از مدل سخت‌شونده دوخطی ایزوتروپیک نشان داده شده در شکل (۴) استفاده شده است.

بتن مورد استفاده در این مدل دارای مقاومت مشخصه ۲۵ مگاپاسکال می‌باشد. مدول الاستیسته فولاد نیز برابر ۲۰۰ گیگاپاسکال با ضریب پواسون ۰٫۳ در نظر گرفته شده است. مقدار تنش تسلیم فولاد برابر ۳۰۰ مگاپاسکال و مقدار تنش نهایی آن ۵۲۰ با کرنش نهایی ۰٫۰۹ می‌باشد. پوشش بتن روی میلگردها در ستون و تیر نیز ۲۰ میلیمتر لحاظ شده است. مشخصات بتن و فولاد مصرفی در جدول (۱) و (۲) ارائه شده است.

جدول ۱- مشخصات مصالح بتنی

مدول الاستیسیته (MPa)	نسبت پواسون	زاویه اتساع	گریز از مرکز
۲۵۷۴۴/۱	۰٫۲	۳۵	۰٫۱
F_{b0}/f_{c0}	سختی	ویسکوزیته	
۱/۱۶	۰/۶۶۷	۰/۰۱	

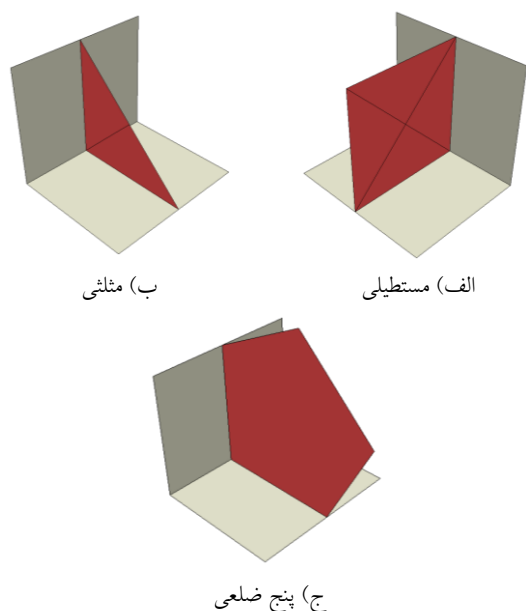




شکل ۷- هیستریزس نیرو-تغییر مکان نمونه آزمایشگاهی و عددی قاب بتنی بدون مهاربند [۳۳]

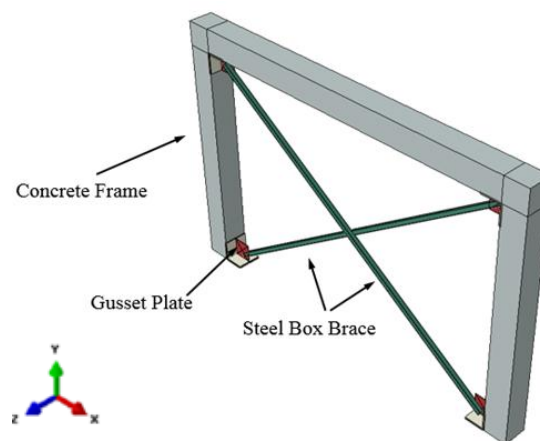
۳- معرفی نمونه‌های عددی

برای بررسی تاثیر ضخامت ورق اتصال مهاربند برای بهسازی قاب‌های بتنی ضعیف، ۴ نمونه ورق اتصال با ضخامت‌های ۲، ۴، ۸ و ۱۲ میلی‌متر انتخاب شد. برای بررسی شکل صفحه اتصال در عملکرد قاب‌های بهسازی شده، سه نمونه با ورق‌های اتصال نشان داده شده در شکل (۸) مدل‌سازی شد. برای هر یک از این شکل‌های ورق اتصال مهاربند، سه مقدار ضخامت ۲، ۴ و ۸ میلی‌متر در نظر گرفته شد. نتایج نمونه‌ها در دو بخش مجزا ارائه می‌شود.



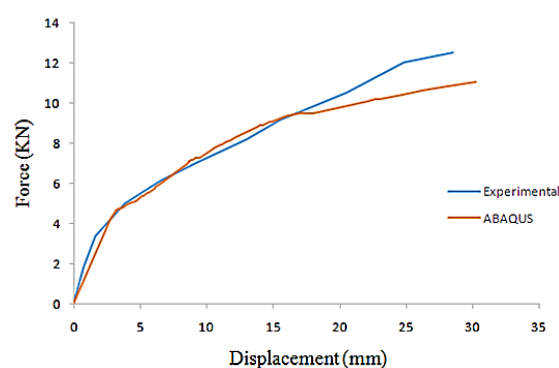
شکل ۸- شکل‌های مختلف در نظر گرفته شده برای ورق اتصال مهاربند

مرزی در مدل‌سازی عددی، جلوگیری از حرکت خارج از صفحه قاب به همراه مقید نمودن کلیه درجات آزادی گره‌های پای ستون می‌باشد (شکل (۵)). با توجه به حجم محاسبات مقدار مش‌بندی مقدار ۲۵ میلی‌متر در نظر گرفته شد که کمتر از این مقدار تفاوت محسوسی در نتایج دیده نمی‌شد. از طرفی با ریزتر کردن اندازه المان‌ها کمتر از این مقدار دقت اندکی افزایش یافته و حجم محاسبات به شدت افزایش می‌یافت.



شکل ۵- مدل عددی قاب بهسازی شده

مقایسه نمودار برش پایه- تغییر مکان سر قاب برای نمونه قاب بتنی بدون مهاربند در شکل (۶) حاکی از انطباق مناسب نمونه عددی با آزمایشگاهی می‌باشد. لازم به ذکر است که پوش نمودار هیستریزس^۸ نیرو-جابجایی نمونه آزمایشگاهی معصومی و آیسلان ارائه شده در شکل (۷) برای صحت سنجی اقتباس شده است.



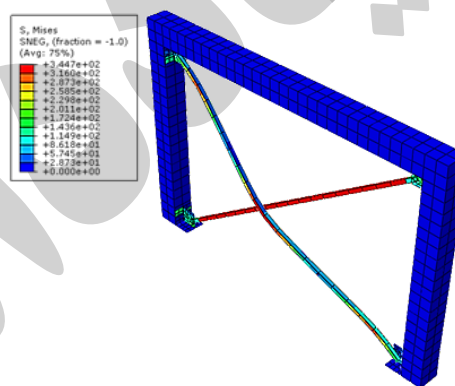
شکل ۶- نمودار برش پایه- تغییر مکان سر قاب برای نمونه قاب بتنی بدون مهاربند آزمایشگاهی و عددی

۴- نتایج تحلیل نمونه‌های عددی

۴-۱- تاثیر ضخامت ورق اتصال در عملکرد قاب‌های

بهسازی شده بتنی

در شکل (۹) توزیع تنش‌های فون میسر^۹ در مهاربند و نحوه کمانش مهاربند نشان داده شده است. همان‌طور که دیده می‌شود با وارد شدن بار محوری فشاری به مهاربند، کمانش کرده و مهاربند کششی به مرز تسلیم می‌رسد. در شکل (۱۰) توزیع ترک‌های کششی و فشاری در قاب بتنی در گام آخر بارگذاری نشان داده شده است. بیش‌ترین تراکم مفاصل پلاستیک در محل اتصال مهاربند و قاب ایجاد شده است.



شکل ۹- توزیع تنش فون میسر (MPa) و نحوه کمانش مهاربند در نمونه عددی

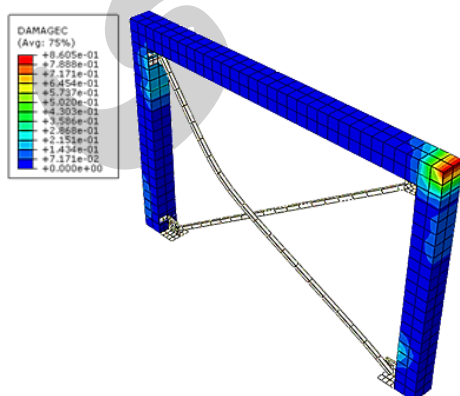
نمودار برش پایه- تغییر مکان سر قاب برای نمونه قاب بتنی بدون مهاربند برای این نمونه‌ها در شکل (۱۱) حاکی از آنست که با افزایش مقدار ضخامت ورق اتصال مهاربند مقدار سختی و مقاومت تسلیم نمونه قاب افزایش می‌یابد. لازم به ذکر است در

ضخامت‌های ۲ تا ۸ میلی‌متری صفحه اتصال این تغییر محسوس بوده در حالیکه با افزایش مقدار ضخامت به ۱۲ میلی‌متر، میزان افزایش مقاومت و سختی تغییر چندانی نمی‌کند.

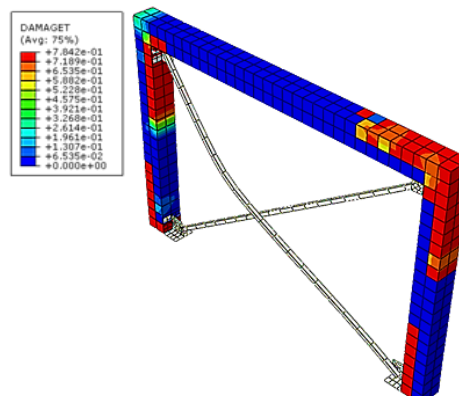
در واقع با افزایش مقدار ضخامت ورق اتصال مهاربند، صلبیت خمشی ورق اتصال مهاربند افزایش یافته است. کمانش مهاربند موجب ایجاد تنش‌های خمشی در ورق اتصال مهاربند می‌کند و هر چه ضخامت ورق بیش‌تر باشد، مقدار ظرفیت کمانشی مهاربند بیش‌تر خواهد بود. در این مورد نیز با افزایش مقدار ضخامت ورق، صلبیت آن افزایش یافته و مهاربند در مقدار بار بیش‌تری کمانش خواهد کرد. در نتیجه مقدار بار قابل تحمل توسط قاب افزایش می‌یابد.

در شکل (۱۲) مقدار ظرفیت تسلیم نمونه‌ها با توجه به مقدار ضخامت ورق اتصال مهاربند و همچنین نمونه بدون ورق مهاربند نشان داده شده است. همان‌طور که دیده می‌شود، مقدار مقاومت نمونه‌های دارای مهاربند به طور قابل توجهی حدوداً ۱۲ برابر از نمونه قاب بتنی بدون مهاربند بیش‌تر است. این نتیجه نیز در مقایسه با تحقیق Lee و Goel [۲۷] حدود ۲۴٪ مقاومت و شکل‌پذیری ساختمان‌های بتن مسلح تقویت شده با مهاربند فولادی را افزایش داده است.

در شکل (۱۳) مقدار سختی نمونه‌ها با تغییر مقدار ضخامت ورق اتصال مهاربند نشان داده شده است. در این نمودار هم دیده می‌شود که با افزایش ضخامت ورق اتصال مهاربند سختی قاب بتنی دارای مهاربند حدوداً ۲ تا ۳ برابر از نمونه قاب بتنی بدون مهاربند بوده است. این نتیجه نیز در مقایسه با تحقیق Viswanath و همکارانش [۱۳] در حدود ۱۵٪ سختی قاب بتنی بهسازی شده با مهاربند فولادی همگرا را افزایش داده است.

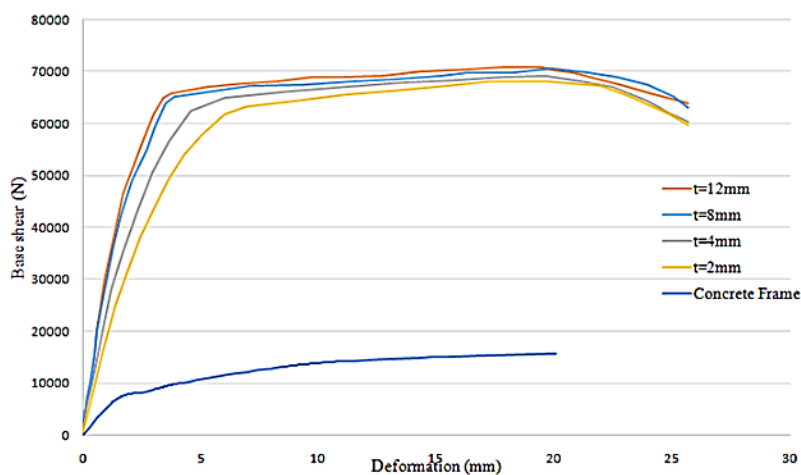


ب) توزیع ترک‌های فشاری

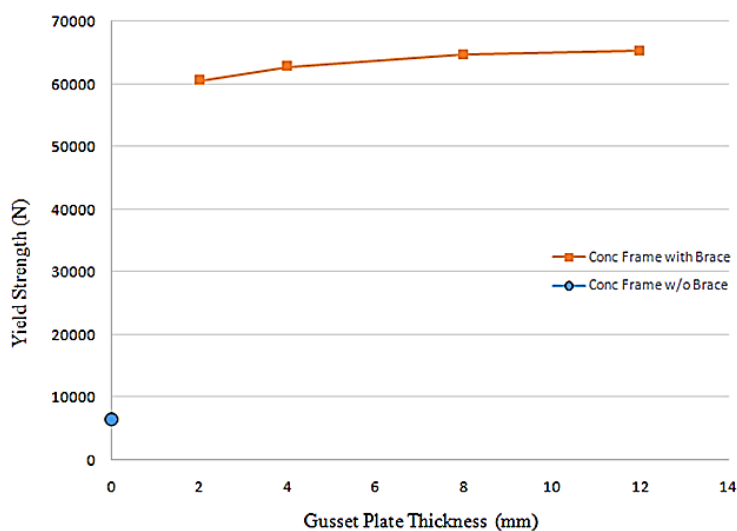


الف) توزیع ترک‌های کششی

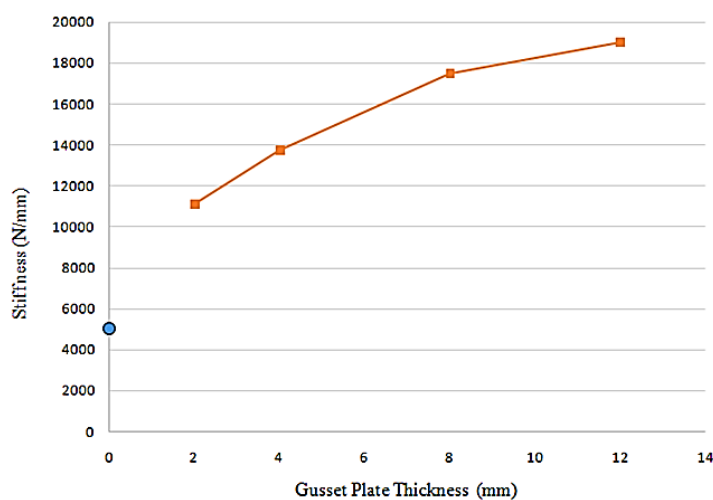
شکل ۱۰- توزیع ترک‌های کششی و فشاری در قاب بتنی



شکل ۱۱- نمودار برش پایه- تغییر مکان سر قاب برای نمونه‌ها قاب بتنی بدون مهاربند و با مهاربند با ضخامت ورق‌های اتصال مختلف



شکل ۱۲- تغییر ظرفیت باربری نمونه‌های با و بدون مهاربند فولادی

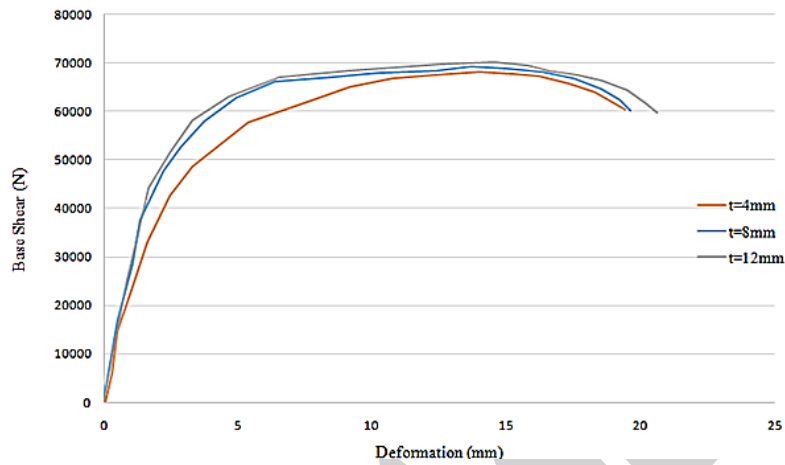


شکل ۱۳- تغییر سختی نمونه‌های با و بدون مهاربند فولادی

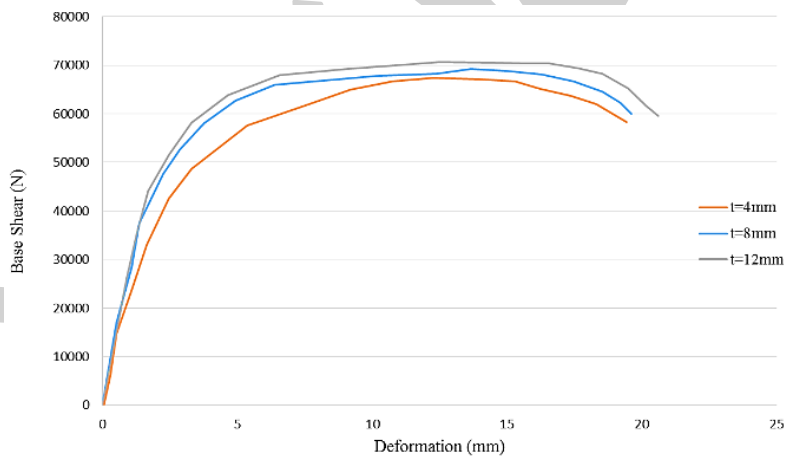


۴-۲- تاثیر شکل ورق اتصال در عملکرد قاب‌های بهسازی شده بتنی در شکل (۱۴) و (۱۵) نمودار برش پایه-تغییر مکان سر قاب

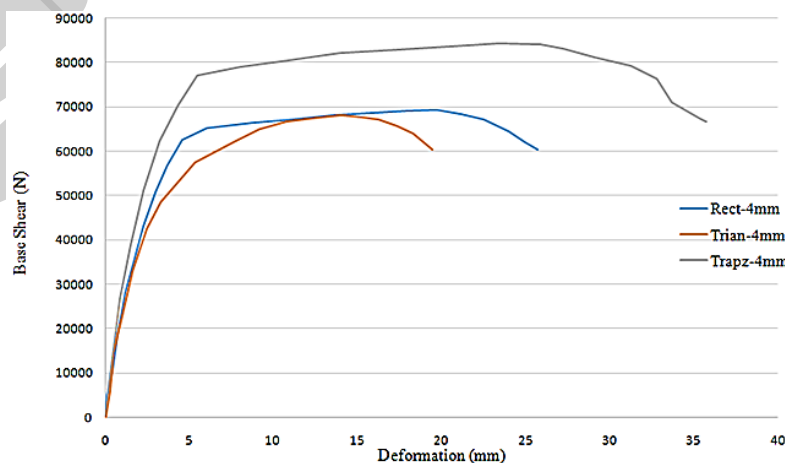
برای صفحه اتصال مثلثی، مستطیلی و پنج‌ضلعی آورده شده است. در شکل (۱۶) تا (۱۸) نیز نمودار مقایسه‌ای این نمونه‌ها در ضخامت‌های مختلف ارائه شده است.



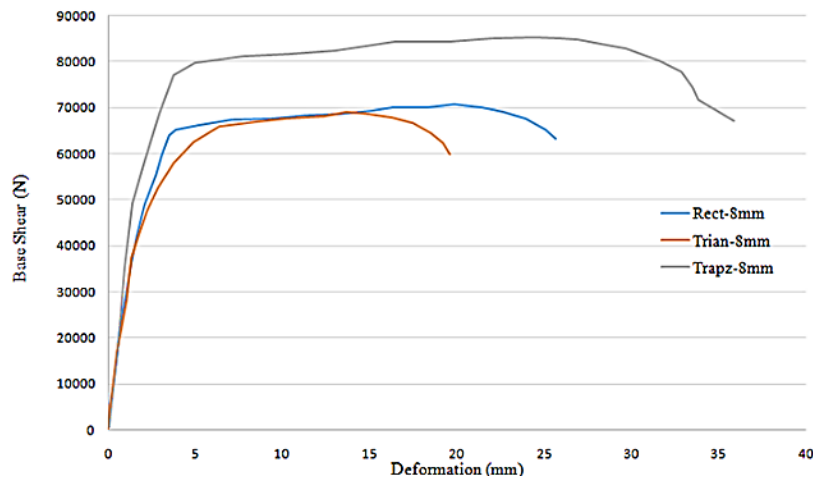
شکل ۱۴- نمودار برش پایه-تغییر مکان سر قاب برای نمونه با ورق اتصال مهابند مثلثی



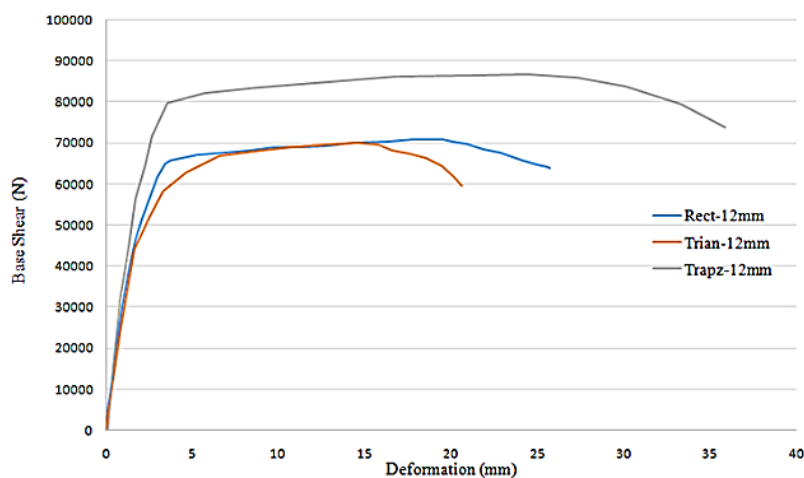
شکل ۱۵- نمودار برش پایه-تغییر مکان سر قاب برای نمونه با ورق اتصال مهابند پنج‌ضلعی



شکل ۱۶- نمودار مقایسه‌ای برش پایه-تغییر مکان سر قاب با شکل‌های مختلف ورق اتصال با ضخامت ۴ میلی‌متر



شکل ۱۷- نمودار مقایسه‌ای برش پایه- تغییر مکان سر قاب با شکل‌های مختلف ورق اتصال با ضخامت ۸ میلی‌متر



شکل ۱۸- نمودار مقایسه‌ای برش پایه- تغییر مکان سر قاب با شکل‌های مختلف ورق اتصال با ضخامت ۱۲ میلی‌متر

ورق‌های اتصال مثلثی، مستطیلی و پنج‌ضلعی در ضخامت‌های مختلف ارائه شده است.

جدول ۳- مقایسه‌ی شکل‌پذیری قاب مورد نظر با ورق‌های اتصال مختلف و ضخامت‌های تعریف شده

ورق اتصال	t=۴ mm	t=۸ mm	t=۱۲ mm
مثلثی	۵/۱۲	۵/۹۶	۶/۲۵
مستطیلی	۵/۶۲	۷/۲۶	۷/۵۳
پنج‌ضلعی	۱۱/۰۰	۱۲/۳۱	۱۳/۳۳

ملاحظه می‌شود که شکل‌پذیری قاب با ورق‌های پنج‌ضلعی بیش از ورق‌های اتصال مستطیلی و مثلثی است. بر اساس این جدول به ازای ضخامت ورق‌های اتصال ۴ میلی‌متر قاب با ورق‌های اتصال پنج‌ضلعی نسبت به قاب با ورق‌های مستطیلی و مثلثی ۱/۹۵ و ۲/۱۴ برابر افزایش نشان می‌دهد. برای ضخامت ۸ میلی‌متر این مقادیر به ترتیب ۱/۶۵ و ۲/۰۶ می‌باشد.

نتایج حاکی از آنست که عملکرد قاب بتنی بهسازی شده با مهاربند دارای ورق اتصال پنج‌ضلعی بهتر از سایر ورق‌هاست. نمودار پوش‌آور با ورق مثلثی پایین‌تر از پوش‌آور سایر ورق‌های اتصال مهاربند می‌باشد. یعنی مقدار ظرفیت قاب با مهاربند با ورق اتصال مثلثی کمتر از مهاربند با ورق اتصال مستطیلی و پنج‌ضلعی است به این دلیل که در ورق‌های اتصال مستطیلی و پنج‌ضلعی مساحت ورق زیادتر شده است و به دنبال آن صلیبیت زیادتر شده است. همچنین با زیادتر شدن مساحت ورق، فاصله‌ای که مهاربند با ورق اتصال در تماس است بیشتر شده در نتیجه طول جوش افزایش پیدا می‌کند و باعث افزایش صلیبیت و مقاومت خواهد شد.

در محاسبه شکل‌پذیری بر اساس دستورالعمل FEMA [۳۴]، جابجائی نهائی (در ۸۰ درصد مقاومت جانبی) بر جابجائی انتهای رفتار خطی در مدل دوخطی ارائه شده تقسیم می‌شود. مطابق جدول (۳) مقادیر شکل‌پذیری قاب بتنی مورد نظر با



پنج ضلعی بهترین گزینه برای بالا بردن شکل پذیری قاب‌های بتنی تقویت شده با مهارندهای همگرا می‌باشد.

در ضخامت ۱۲ میلیمتر نیز مقادیر فوق به همان ترتیب ۱/۷۷ و ۲/۱۳ می‌باشد.

جدول (۴) مقاومت جانبی قاب بتنی مورد نظر را با ورق‌های اتصال مختلف و ضخامت‌های تعریف شده نشان می‌دهد. مطابق این جدول قاب با ورق پنج ضلعی به ازای ورق‌های اتصال با ضخامت‌های مختلف مقاومت جانبی بیشتری را برای قاب مورد نظر فراهم کرده است. به عنوان نمونه در ضخامت ۸ میلیمتر قاب با ورق پنج ضلعی نسبت به قاب با ورق‌های مستطیلی و مثلثی به ترتیب ۲۰/۶ و ۲۳/۳ درصد افزایش نشان می‌دهد.

جدول ۴- مقایسه‌ی مقاومت جانبی قاب مورد نظر (نیوتن) با ورق‌های اتصال مختلف و ضخامت‌های تعریف شده

ورق اتصال	t=۴ mm	t=۸ mm	t=۱۲ mm
مثلثی	۶۸۰۵۵	۶۹۱۶۷	۷۰۰۶۴
مستطیلی	۶۹۲۳۴	۷۰۷۳۶	۷۰۹۴۷
پنج ضلعی	۸۴۳۱۷	۸۵۳۳۳	۸۶۶۰۳

۵- نتیجه‌گیری

بر اساس تحقیقات صورت گرفته بر روی قاب‌های بتنی تقویت شده با مهارندهای فولادی، نتایج زیر حاصل گردید:

۱- با اضافه کردن مهاربند فولادی به قاب خمشی بتنی، ظرفیت باربری سازه و سختی آن به ترتیب تا حدود ۱۲ و ۳ برابر افزایش یافتند. بنابراین روش فوق در مقاوم سازی قاب‌های بتنی بسیار موثر است.

۲- با افزایش ضخامت ورق اتصال، مقاومت جانبی سازه تا حد مشخصی افزایش یافت و از آن به بعد تاثیر مثبت خود را از دست داد. یعنی افزایش بیش از حد ضخامت ورق اتصال، کمکی به بیشتر شدن مقاومت جانبی قاب‌های تقویت شده نمی‌کند.

۳- نتایج نشان داد که در یک ضخامت مشخص، مقاومت قاب با ورق اتصال پنج ضلعی نسبت به مقاومت قاب با ورق‌های مستطیلی و مثلثی به ترتیب حدود ۲۱ و ۲۴ درصد افزایش یافته است. بنابراین برای بالابردن مقاومت جانبی سازه استفاده از ورق‌های پنج ضلعی توصیه می‌شود.

۴- شکل پذیری قاب‌های تقویت شده با ورق اتصال پنج ضلعی نسبت به ورق‌های اتصال مستطیلی و مثلثی به ترتیب حدود ۱/۶۵ و ۲/۰۶ برابر بیشتر بود. بنابراین استفاده از ورق‌های

۹- مراجع

- [1] Badoux, M. and Jirsa, J.O. (1990), "Steel Bracing of RC Frames for Seismic Retrofitting", *Journal of Structural Engineering-ASCE*, Vol. 116, No. 1, pp. 55-74.
- [2] Bush, T.D., Jones, E.A. and Jirsa, J.O. (1991), "Behavior of RC Frame Strengthened Using Structural-Steel Bracing", *Journal of Structural Engineering-ASCE*, Vol. 117, No. 4, pp. 1115-1126.
- [3] Elfath, A. and Ghobarah, A. (2000), "Behaviour of Reinforced Concrete Frames Rehabilitated with Concentric Steel Bracing", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 27, No. 3, pp. 433-444.
- [4] Elfath, A. and Ghobarah, A. (2001), "Rehabilitation of a Reinforced Concrete Frame Using Eccentric Steel Bracing", *Engineering Structures*, Vol. 23, No. 7, pp. 745-755.
- [5] Maheri, M.R., Kousari, R., and Razazan, M. (2003), "Pushover Tests on Steel X-Braced and Knee-Braced RC Frames", *Engineering Structures*, Vol. 25, No. 13, pp. 1697-1705.
- [6] Maheri, M.R. and Hajipour, A. (2003), "Experimental Investigation and Design of Steel Brace Connection to RC Frame", *Engineering Structures*, Vol. 25, No. 13, pp. 1707-1714.
- [7] Maheri, M.R. and Memarzadeh, P. (2001), "Non Linear Analysis of Steelbraced Concrete Frames", *Proceedings of the 1st International Conference on Concrete & Development (IICCD)*, Tehran, Iran.
- [8] Shin, J., Scott, D.W., Stewart, L.K., Yang, C.S., Wright, T.R., DesRoches, R., (2016), "Dynamic Response of a Full-Scale Reinforced Concrete Building Frame Retrofitted with FRP Column Jackets", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 125, No. , pp. 244-253.
- [9] He, A., Cai, J., Chen, Q.J., Liu, X., Xue, H. and Yu, C., (2017), "Axial Compressive Behaviour of Steel-Jacket Retrofitted RC Columns with Recycled Aggregate Concrete", *Journal of Construction and Building Materials*, Vol. 141, No. , pp. 501-516.
- [10] Truong, G.T., Kim, J.C. and Choi, K.K., (2017), "Seismic Performance of Reinforced Concrete Columns Retrofitted by Various Methods", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 134, pp. 217-235.
- [11] Rahai, A. and Lashgari, M. (2006), "Seismic Strengthening of Nine-Story RC Building Using Concentric and Buckling-Restrained Bracing", *Proceedings of the 31st Conference on Our World in Concrete & Structures*, Singapore.
- [12] Youssef, M.A., Ghaffarzadeh, H. and Nehdi, M. (2007), "Seismic Performance of RC Frames with Concentric Internal Steel Bracing", *Engineering Structures*, Vol. 29, No. 7, pp. 1561-1568.
- [13] Ghaffarzadeh, H. and Maheri, M.R. (2006), "Mechanical Compression Release Device in Steel Bracing System for Retrofitting RC Frames", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 5, No. 1, pp. 151-158.
- [14] Maheri, M.R. and Ghaffarzadeh, H. (2008), "Connection over Strength in Steel-Braced RC Frames", *Engineering Structures*, Vol. 30, No. 7, pp. 1938-1948.
- [15] Viswanath, K.G., Prakash, K.B. and Anant, D. (2010), "Seismic Analysis of Steel Braced Reinforced Concrete Frames", *International Journal of Civil and Structural Engineering*, Vol. 1, No. 1, pp. 114-122.



[۲۵] خیرالدین، ع. (۱۳۸۰)، "بررسی رفتار ساختمان‌های بتن آرمه تقویت شده به کمک بادبند فلزی"، نشریه دانشکده مهندسی، شماره ۱، دوره ۱۵، ص. ۴۷-۶۴.

[۲۶] امامی، ا.، خیرالدین، ع. و شریبتدار، م.ک. (۱۳۹۳)، "بررسی تأثیر دستک فلزی بر رفتار غیرخطی قاب‌های بتن آرمه به کمک روش المان محدود"، نشریه علمی پژوهشی عمران مدرس، دوره ۱۴، شماره ۳، ص. ۱-۱۵.

[27] Goel, S.C. and Lee, H.S. (1992), "Seismic Strengthening of Structures by Ductile Steel Bracing System", Proceeding of 4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol.3, Canada.

[28] Sekiguchi, I. (1988), "Seismic Strengthening of an Existing Steel Reinforced Concrete City Office Building in Shizuoka, Japan", Proceeding of 9th World Conference on Earthquake Engineering, Japan, Vol. III.

[29] Del Valle Calderon, E., Foutch, A., Hjelmstad, K.D., Figueroa-Gutierrez, E. and Tena-Colunga, A. (1988), "Seismic Retrofit of a RC Building: A Case Study", Proceeding of 9th World Conference on Earthquake Engineering, Japan, Vol. 3, pp. 451-456.

[30] Badoux, M. and Jirsa, O. (1990), "Steel Bracing of RC Frames for Seismic Retrofitting", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 1, pp. 55-74.

[31] Tagawa, Y., Aoki, H., Huang, T. and Masuda, H. (1992), "Experimental Study of New Seismic Strengthening Method for Existing RC Structure", 10th World Conference on Earthquake Engineering, Rotterdam, pp. 5193-5198.

[32] ABAQUS Documentation, Keyword Reference Manual, Assault Systems, ABAQUS In.

[33] Massumin, A. and Absalan, M. (2013), "Interaction Between Bracing System and Moment Resisting Frame in Braced RC Frames", Archives of Civil and Mechanic a Eengineering, Vol. 13, No. 2, pp. 260-268.

[34] EERC Performance Based Seismic Design of Buildings, prepared by the Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, for the Federal Emergency Management Agency, Report No. FEMA 283, Washington, D.C. (1996).

[16] O'zel, A..E. and Gu'neyisi, E.M. (2011), "Effects of Eccentric Steel Bracing Systems on Seismic Fragility Curves of Mid-Rise R/C Buildings: a Case Study", Structural Safety, Vol. 33, No. 1, pp. 82-95.

[17] Maheri, M.R. and Akbari, R. (2003), "Seismic Behaviour Factor, R, for Steel X-Braced and Knee-Braced RC Buildings", Engineering Structures, Vol. 25, No. 12, pp. 1505-1513.

[18] Maheri, M.R. and Sahebi, A. (1997), "Use of Steel Bracing in Reinforced Concrete Frames", Engineering Structures, Vol. 19, No. 12, pp. 1018-1024.

[19] Tasnimi, A.A. and Masoomi, A. (1999), "Evaluation of Response of Reinforced Concrete Frames Strengthened with Steel Bracing", Proceedings of the 3rd International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Iran, (in Farsi).

[20] Canales, M.D., Broseno de la Vega R. (1992), "Retrofitting Techniques Used in Telephone Buildings in Mexico", Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, pp. 5143-5147.

[۲۱] اکبری، ر. و ماهری، م.ر. (۱۳۸۱)، "بررسی ضریب رفتار سیستم سازه‌ای قاب بتنی"، اولین کنفرانس ایمن سازی و بهسازی سازه‌ها.

[۲۲] ملک‌ور، ص. و غفارزاده، ح. (۱۳۹۰)، "ارزیابی عملکرد قاب‌های بتن مسلح با مهاربند فولادی تحت زلزله‌های نزدیک گسل"، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران.

[۲۳] سلاجقه، ج. و حبیبی‌ور، ر. (۱۳۹۱)، "بررسی ضریب رفتار قاب بتنی تقویت شده با مهاربند فولادی واگرا EBF"، پنجمین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله.

[۲۴] خیرالدین، ع. و شمشخانی مقدم، م. (۱۳۸۰)، "بررسی رفتار بادبندهای واگرا در قاب‌های بتن‌آرمه موجود"، دومین همایش بین‌المللی ساختمان‌های بلند، ۱۳۸۰.

پی‌نوشت

¹ Fiber Reinforcement Polymer

² Drift

³ Carbon Fiber Reinforcement Polymer

⁴ Eccentric Braced Frame

⁵ Concrete Damage Plasticity

⁶ Viscoelasticity

⁷ Pushover

⁸ Hysteresis

⁹ Von Mises

¹⁰ Federal Emergency Management Agency

