

Experimental Assessment of Retrofitting RC Moment Resisting Frames Using Inclined Tensile Members Mesh and Unstiffened Steel Shear Walls

Mehrzaad TahamouliRoudsari ^{1*}, Reza Karimi ²

1- Associate Professor, Department of Civil Engineering, College of Engineering, Kermanshah Branch, Islamic Azad University, Kermanshah, Iran.

2 -MSc Student in Civil Engineering, Department of Civil Engineering, College of Engineering, Kermanshah Branch, Islamic Azad University, Kermanshah, Iran

ABSTRACT

Due to lack of sufficient concrete strength or change in design guidelines, some RC structures are in need of retrofitting. RC moment resisting frames can be retrofitted through various methods such as different types of braces, steel jackets, steel or concrete shear walls, etc. Retrofitting the structure and reassessing it is only possible if the characteristics of the new compound seismic system are known. In this study, the behavior of the RC moment resisting frame retrofitted with inclined members mesh and steel shear walls in the face of cyclic lateral load is investigated. Three specimens of RC moment resisting frames of the scale 1:3, with identical dimensions, reinforcement and concrete strength were built. Two of the specimens were retrofitted with steel shear walls or inclined members mesh, using the same amount of steel. Finally, stiffness, strength reduction factor, ductility, strength and energy absorption of the samples were calculated and compared. The results show that both retrofitting methods improve the seismic properties of the structure but the inclined tensile member mesh yielded a better performance compared to the steel shear wall. While carrying out the linear or nonlinear analyses of the retrofitting of RC frames, special attention should be paid when equalizing steel shear walls with inclined tensile members due the difference between their stiffness.

ARTICLE INFO

Receive Date: 11 June 2020
Revise Date: 11 June 2020
Accept Date: 20 January 2021

Keywords:

Retrofitting
RC moment resisting frame
Steel shear walls
Inclined tensile members- mesh
Cyclic loading

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.234829.2167>

*Corresponding author: Mehrzaad TahamouliRoudsari.
Email address: tahamouli@iauksh.ac.ir

ارزیابی مشخصات لرزه ای مقاوم سازی قاب خمشی بتن مسلح با شبکه اعضای کششی قطری و دیوار برشی فولادی سخت نشده - مطالعه آزمایشگاهی

رضا کریمی^۱، مهرزاد تحمیلی رودسری^{۲*}

۱- کارشناسی ارشد مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرمانشاه، کرمانشاه، ایران

۲- دانشیار گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرمانشاه، کرمانشاه، ایران

چکیده

برخی از سازه های بتنی به علت ضعف در مقاومت بتن یا تغییر آیین نامه ها و ضوابط طراحی نیاز به مقاوم سازی دارند. برای مقاوم سازی قابهای بتنی از روش های مختلفی مانند اضافه نمودن انواع بادبند همگرا و واگرا، ژاکتهای فولادی، دیوار برشی فلزی یا بتنی و ... استفاده میشود. مقاوم سازی سازه و ارزیابی مجدد آن، به شرطی امکان پذیر است که خصوصیات رفتاری سیستم لرزه بر ترکیبی جدید مشخص باشد. در این مقاله رفتار قاب بتن مسلح تقویت شده با دیوار برشی فولادی و سیستم شبکه اعضای قطری در برابر بارهای جانبی رفت و برگشتی مورد بررسی قرار گرفته است. ۳ قاب خمشی بتن مسلح با ابعاد، آرماتورگذاری و مقاومت بتن یکسان و مقیاس ۱:۳ ساخته شدند. دو نمونه، با دیوار برشی فولادی یا شبکه اعضای قطری و وزن فولاد یکسان مقاوم سازی شدند. نهایتاً سختی، ضریب کاهش مقاومت، شکل پذیری، مقاومت نهایی و جذب انرژی در نمونه ها محاسبه و مقایسه شدند. نتایج نشان می دهند که هر دو روش بهسازی مورد استفاده، موجب ارتقاء مشخصات لرزه ای سازه می گردند، زیرا باعث افزایش مقاومت نهایی، سختی و شکل پذیری سازه اولیه شده اند. دیوار برشی فولادی و شبکه اعضای قطری، مقاومت نهایی سازه را نسبتاً یکسان افزایش دادند ولی افزایش شکل پذیری سازه مقاوم سازی شده، در حالت استفاده از شبکه اعضای قطری بطور قابل توجهی بیشتر بود. بنابراین عملکرد لرزه ای شبکه اعضای کششی قطری در مقاوم سازی قاب خمشی بتن آرمه، نسبت به دیوار برشی فولادی بهتر است. هنگام انجام تحلیل های خطی در مقاوم سازی قابهای بتنی، برای معادل سازی رایج دیوار برشی فولادی با اعضای کششی قطری، به علت تفاوت در سختی آنها باید احتیاط نمود.

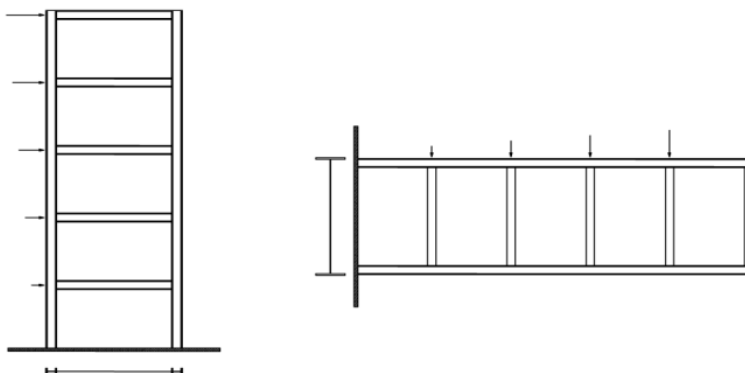
کلمات کلیدی: مقاوم سازی، قاب خمشی بتن مسلح، دیوار برشی فولادی، شبکه اعضای کششی قطری، بارگذاری چرخه ای.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.234829.2167	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2021.234829.2167	۱۴۰۰/۰۹/۳۰	۱۳۹۹/۱۱/۰۱	۱۳۹۹/۱۱/۰۱	۱۳۹۹/۰۹/۱۴	۱۳۹۹/۰۳/۲۲
مهرزاد تحمیلی رودسری tahamouli@iauksh.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

زلزله‌های دو دهه اخیر و خرابی‌های ایجاد شده در ساختمان‌ها نشان می‌دهند که آیین‌نامه‌های قدیمی طراحی، بارهای ناشی از زلزله، قابلیت جذب انرژی و شکل‌پذیری سازه را به نحو مطلوبی برآورد ننموده‌اند. به همین دلیل نیاز به مقاوم‌سازی در ساختمان‌هایی که طبق آیین‌نامه‌های قدیمی طراحی شده‌اند اجتناب ناپذیر است. از دلایل دیگر لزوم مقاوم‌سازی میتوان به تغییر کاربری ساختمان، اضافه نمودن تعداد طبقات یا ضعف در کیفیت بتن اشاره نمود. روش‌های متعددی مانند استفاده از مهاربند فولادی، دیوارهای برشی بتن‌آرمه، میراگرها، دیوارهای برشی فولادی و ... برای مقاوم‌سازی ساختمان‌های بتن‌آرمه پیشنهاد شده است. از این میان دیوارهای برشی فولادی نازک، سیستم ابتکاری جدیدی برای مقاومت در برابر بارهای جانبی باد و زلزله است که در تعدادی از ساختمان‌های بلند دنیا خصوصاً در آمریکا و ژاپن استفاده شده‌اند.

دیوار برشی فولادی به همراه ستون‌های مرزی اطراف خود، عملکردی مشابه یک تیر ورق دارد که در آن تیرها به‌عنوان سخت‌کننده، ستون‌ها به عنوان بال و ورق فولادی به عنوان جان تیر ورق عمل می‌کند (شکل ۱). ابتدا در ساخت دیوارهای برشی فولادی از سخت‌کننده‌های قائم و افقی استفاده می‌شود که نتیجه آن جلوگیری از کمانش ورق و بالا بردن مقاومت برشی ورق فولادی بود. اما به دلیل هزینه و وقت زیادی که صرف جوشکاری برای اتصال سخت‌کننده‌ها به دیوار می‌شود، مطالعات و آزمایشات متعددی بر روی دیوارهای برشی بدون سخت‌کننده صورت گرفت. اساس ایده استفاده از دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده، بهره‌گیری از میدان کششی قطری است که پس از کمانش ورق فولادی در آن ایجاد می‌گردد.



شکل ۱: شبیه سازی دیوار برشی فولادی به عنوان تیر ورق.

از نقاط قوت دیوار برشی فولادی می‌توان به قابلیت اتلاف انرژی و شکل‌پذیری مناسب و سختی جانبی الاستیک بسیار بالا اشاره نمود. در مقایسه با دیوار برشی بتن‌آرمه بسیار سبک‌تر است که این موضوع باعث کاهش وزن و نیروهای جانبی وارد بر سازه می‌گردد. ضمناً به علت ضخامت بسیار پایین، دیوار برشی فولادی فضای بیشتری را در اختیار کاربر قرار میدهد. از طرفی دیوار برشی فولادی دارای معایبی نیز میباشد که میتوان به وجود پینچینگ در نمودار هیستریزس و مقاومت ضعیف در برابر آتش سوزی اشاره نمود. اجرای اتصال دیوار برشی فولادی به ستون به علت ضخامت کم آن، در برخی موارد دشوار است. مزایای دیوار برشی فولادی در تحمل بارهای جانبی برای سازه‌ها، در مقایسه با سایر روش‌های موجود سبب شده است که استفاده از این سیستم در ساختمان‌ها گسترش روز افزون داشته باشد.

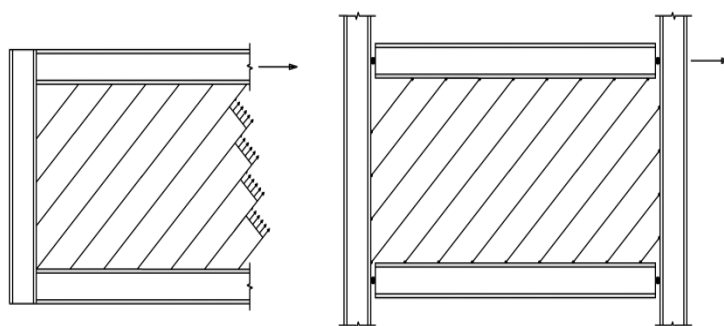
پدیده کمانش قطری و استفاده از آن در دیوار برشی فولادی اولین بار در دهه ۸۰ میلادی مطرح گردید [۱]. پس از آن محققین زیادی از جمله [2] Timler and Kulak، [3] Driver و [4] Astaneh-Asl و ... در خصوص بررسی پانل‌های دیوار برشی فولادی پژوهش و مطالعه داشته‌اند. روش‌های متعددی جهت مدلسازی رفتار ورق دیوار برشی فولادی مورد استفاده قرار می‌گیرد، از جمله میتوان به مدل نواری اشاره نمود. در این مدل که بر اساس تئوری میدان کششی استوار است، فرض می‌شود که مقاومت فشاری ورق فولادی پس از

کمانش، قابل اغماض است و رفتار غالب در تحمل بار برشی طبقه، میدان کششی قطری است. در این روش ورق فولادی با یک سری نوار گسسته قطری که انتهای آنها مفصلی است و در جهت گسترش میدان کششی بصورت قطری توزیع شده‌اند، مدل می‌شود و از تنش فشاری عمود بر جهت نوارها صرف نظر می‌گردد (شکل ۲).

تحقیقات زیادی در مورد رفتار، عملکرد و تحلیل دیوار برشی فولادی انجام شده است. Ozcelik and Clayton در یک پژوهش با استفاده از مدل نواری و روش المان محدود، ظرفیت باربری و تغییر شکل دیوار برشی فولادی را توسط نرم افزار ABAQUS بررسی نمودند [۵]. آنها روش نواری ارتقاء یافته ای را پیشنهاد نمودند که نسبت به روش نواری موجود در آیین نامه ها ظرفیت مورد نیاز تیر و ستون، برش پایه و ظرفیت اتلاف انرژی را با دقت بالاتری تخمین می‌زد. Wang and Yang با استفاده از تحلیل عددی، مدل جدیدی را برای تحلیل دیوار برشی فولادی ارائه دادند و با این مدل نتایج یک سری از کارهای آزمایشگاهی را اعتبارسنجی نمودند [۶]. نتایج تحقیق نشان داد که مدل پیشنهاد شده می‌تواند رفتار هیستریک سازه‌هایی با دیوار برشی فولادی را با طیف گسترده‌ای از نسبت عرض به ضخامت با دقت مناسب ارزیابی نماید.

Mu and Yang رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی دارای بازشو و سخت کننده مورب را به صورت آزمایشگاهی و عددی با استفاده از دو نمونه یک طبقه و دو طبقه بررسی نمودند [۷]. آنها نتیجه گرفتند که سخت کننده‌های مورب منجر به استفاده بیشتر و کامل تر از ظرفیت خمشی و پیچشی دیوار می‌گردند و ظرفیت باربری، سختی و بار کمانش الاستیک سازه را افزایش می‌دهند. Khan and Srivastava مقاومت و سختی سازه دارای دیوار برشی فولادی شامل بازشو با ابعاد متغیر را مطالعه نمودند [۸]. آنها نتیجه گرفتند که اندازه و موقعیت بازشوها می‌تواند تاثیر چشمگیری بر عملکرد سیستم دیوار برشی فولادی داشته باشد و ارجح است که نسبت اندازه بازشو به دیوار کمتر از ۱۵ درصد بوده و در بخش پایینی دیوار قرار داشته باشد.

در سالیان اخیر تحقیقات زیادی در مورد مقاوم سازی ساختمانهای بتنی با المانهای فلزی انجام شده است که در ادامه به برخی از آنها اشاره می‌گردد. در سال ۱۹۹۵، Pincheira and Jirsa روش های مختلف مقاوم سازی شامل بادبند های پس کشیده، بادبندهای فولادی و دیوار های پر کننده بتن مسلح را با هم مقایسه نمودند [۹]. نتایج نشان داد که روش های مختلف مقاوم سازی می‌توانند برای رسیدن به عملکرد مناسب سازه مورد استفاده قرار گیرند. در سال ۲۰۰۱ Ghobarah and Elfath عملکرد قاب های بهسازی شده با بادبند فولادی واگرا را به کمک تحلیل عددی المان محدود بر اساس نسبت دریافت طبقه و اندیس خرابی ارزیابی نمودند [۱۰].



شکل ۲: مدلسازی تحلیلی دیوار برشی فولادی با المان های کششی.

در سال ۲۰۰۷ Youssef et al. بر اساس نتایج آزمایشگاهی به ارزیابی مقاوم سازی قابهای بتن آرمه با مهاربند هم محور فلزی پرداختند [۱۱]. نتایج نشان داد که قاب مهاربندی شده مقاومت بالاتری نسبت به قاب خمشی بتنی اولیه دارد و شکل پذیری مناسبی را

عرضه می کند. در سال ۲۰۰۸ Mazzolani بر اساس نتایج آزمایشگاهی با مقیاس واقعی چند روش مختلف مقاوم سازی مانند مهاربند واگرا، پنل برشی آلومینیومی و فلزی و مهاربند کمانش تاب را مقایسه نمود [۱۲]. نتایج نشان داد که بیشترین افزایش مقاومت مربوط به مهاربند واگرا با پیوند قائم است. در سال ۲۰۱۴ Donatello and Gesualdi در یک مطالعه موردی استفاده از جداگر لرزه ای در بهبود رفتار سازه های بتن آرمه را پیشنهاد نمودند [۱۳]. ضمناً زمان و هزینه اجرا و نحوه طراحی سیستم جداساز لرزه ای نیز برای آن سازه خاص بررسی شد.

TahamouliRoudsari et al. در سال ۲۰۱۷ به ارزیابی آزمایشگاهی تقویت قاب خمشی بتنی با انواع مهاربند فلزی پرداختند [۱۴]. ۸ نمونه قاب خمشی بتنی ساخته شد و مقاوم سازی با بادبند ضربدری، شورون، زانویی، واگرا و شورون با لینک برشی انجام شد. نتایج نشان داد گرچه بادبند ضربدری باعث افزایش قابل توجه سختی و مقاومت سازه در ابتدای بارگذاری میگردد، ولی با افت ناگهانی در نمودار هیستریزس عملکرد مناسبی ندارد. بهترین عملکرد مربوط به بادبند واگرا بود به شرطی که تیر در ناحیه پیوند تقویت گردد. TahamouliRoudsari et al. در یک بررسی آزمایشگاهی در سال ۲۰۱۸، بهسازی قاب بتن آرمه با مهاربندهای شورون و میراگرهای تسلیم شونده ADAS و TADAS را مطالعه نمودند [۱۵]. هفت قاب بتن آرمه ساخته شد و با مهاربندهای شورون و تعداد مختلفی از میراگرهای تسلیم شونده تقویت شدند. نمونه ها تحت اثر بارگذاری چرخه ای قرار گرفتند و مقاومت، توسعه ترک، سختی، شکل پذیری، اتلاف انرژی و ضریب کاهش مقاومت برای تمامی نمونه ها محاسبه شد. نتایج نشان داد که میراگرهای تسلیم شونده نه تنها مقاومت نهایی قاب های بتن آرمه را افزایش می دهند بلکه شکل پذیری آنها نیز افزایش می دهند. تاثیر میراگرهای ADAS به دلیل افزایش شکل پذیری بهتر از میراگرهای TADAS می باشد.

Hu et al. در سال ۲۰۱۹ در یک بررسی آزمایشگاهی، رفتار لرزه ای قاب های تک دهانه بتن آرمه را با روش های مختلف مقاوم سازی مطالعه نمودند [۱۶]. آنها ۴ قاب را با روش های مختلف مقاوم سازی نموده و به همراه یک قاب مرجع تحت بارهای چرخه ای قرار دادند و مودهای شکست، رفتار هیستریزس، اتلاف انرژی، مقاومت و سختی را برای همه نمونه ها ارزیابی نمودند. آنها نتیجه گرفتند که مقاومت، سختی و بسیاری از خصوصیات لرزه ای قاب های مقاوم سازی شده به طور قابل توجهی بهبود یافته است. Rahimi and Maheri در سال ۲۰۲۰ به بررسی تاثیر بهسازی قاب های بتن آرمه با مهاربندهای X پرداختند [۱۷]. آنها با مدل سازی عددی تاریخچه زمانی غیر خطی در قاب های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه نتیجه گرفتند که بهسازی با مهاربندهای فولادی نیاز به شکل پذیری در تیرها و اتصالات را کاهش می دهد. البته به علت تغییر در محل تشکیل لولاهای پلاستیک به فواصل دورتر از اتصال، نیاز به تقویت موضعی برخی اعضا را ضروری می نماید.

ملاحظه شد که تحقیقات زیادی در مورد تقویت قاب های بتنی با المانهای مختلف فلزی انجام شده است. استفاده از انواع مختلف سیستم های مقاوم سازی در قاب خمشی بتنی، باعث تغییر مشخصات لرزه ای سازه مانند پیوند و ضریب رفتار، و به تبع آن برش پایه زلزله میشود. بنابراین برای مقاوم سازی سازه، باید خصوصیات لرزه ای سیستم ترکیبی جدید مشخص باشد. آیین نامه های طراحی به مشخصات لرزه ای اینگونه قاب های ترکیبی، بطور محدودی اشاره کرده اند و ارزیابی عملکرد سازه مقاوم شده، بیشتر بر اساس قضاوت های مهندسی و تحلیل های غیرخطی انجام میشود و موارد ابهام متعددی در این زمینه وجود دارد. از جمله میتوان اشاره نمود که مدلسازی مهندسی دیوار برشی فولادی به کمک اعضای کششی-قطری معادل انجام میشود ولی آیا این معادل سازی در مقاوم سازی قاب بتنی نیز مورد قبول است؟

این تحقیق به ارزیابی آزمایشگاهی تاثیر دیوار برشی فولادی و شبکه اعضای قطری فولادی در مقاوم سازی قاب خمشی بتن مسلح و مقایسه پارامترهای لرزه ای آنها پرداخته است. سه نمونه آزمایشگاهی قاب خمشی بتنی با مقیاس ۱:۳ ساخته شد و یک عدد از آنها با دیوار برشی فولادی و نمونه دیگر با شبکه اعضای قطری فولادی تقویت شدند. این نمونه ها تحت اثر بارگذاری جانبی شبه استاتیکی چرخه ای، تا تخریب کامل قرار گرفتند. بتن ریزی قابها همزمان انجام شد و مشخصات و شرایط آرماتور بندی در آنها یکسان بود و از یک میزان فولاد برای مقاوم سازی آنها استفاده شد. بر اساس نمودار هیستریزس نیرو-جابجایی قابها، پارامترهای مختلف مانند مقاومت، سختی، اتلاف انرژی، شکل پذیری و ضریب کاهش مقاومت ارزیابی و با هم مقایسه شدند. مراحل مختلف انجام پژوهش بصورت زیر است:

الف- انتخاب ابعاد نمونه های آزمایشگاهی بر اساس پژوهش های قبلی انجام شده توسط محققین و امکانات موجود در آزمایشگاه

ب- انتخاب ابعاد و مشخصات دیوار برشی فلزی و سیستم شبکه اعضای قطری فولادی

ج- ساخت و آماده سازی نمونه ها و انجام تست ها تحت اثر بارگذاری چرخه ای

د- ترسیم نمودارهای هیستریزس از نتایج آزمایشگاهی

ه- رسم نمودار backbone و دوخطی معادل و محاسبه مشخصات لرزه ای نمونه ها مانند سختی موثر، مقاومت نهایی، شکل

پذیری و اتلاف انرژی

و- تجزیه و تحلیل نتایج و مقایسه عملکرد لرزه ای نمونه ها

۲- مشخصات نمونه ها و نحوه انجام آزمایش

جهت انجام آزمایش سه قاب خمشی بتن آرمه یک طبقه با دهانه مرکز به مرکز ۱۴۵۰ میلیمتر و ارتفاع ۱۰۰۰ میلیمتر (از روی فونداسیون تا آکس تیر) ساخته شدند. همانطور که در شکل ۳ مشاهده میگردد برای ساخت نمونه ها از قالب فلزی استفاده شد و بتن ریزی قابها همزمان انجام شد. ابعاد تیر، ستون، فونداسیون و آرماتورگذاری قابها در جدول ۱ ارائه شده است. مقاومت معادل نمونه ۲۸ روزه استوانه‌ای بتن ۲۲ مگاپاسکال و مقاومت معادل نمونه استوانه‌ای در هنگام اجرای آزمایش در سن ۲۱۰ روز، ۲۳/۵ مگاپاسکال اندازه‌گیری شد. یک قاب خمشی به عنوان قاب مرجع (MRF) در نظر گرفته شد و دو نمونه دیگر با وزن فولاد یکسان مقاوم سازی شدند. نام گذاری نمونه های مقاوم سازی شده بصورت زیر است:

- قاب بتن مسلح تقویت شده با دیوار برشی فولادی (SPW1).

- قاب بتن مسلح تقویت شده با سیستم شبکه اعضای کششی قطری (ITM1).

شکل ۴ جزئیات نمونه های تقویت شده را نشان میدهد. نمونه SPW1 با دیوار برشی به ضخامت یک میلیمتر تقویت شده و به وسیله پیچ از رده 8.8 طبق استاندارد ISO [۱۸] به اجزاء جمع کننده ی (Collector) لبه‌ای متصل گردید. جهت تقویت سختی خمشی تیر در عملکرد با دیوار برشی، تیرها با دو نبشی L60×4mm و دو نبشی L50×4mm تقویت شدند. جهت اتصال دیوار برشی فولادی به ستون نیز از دو نبشی L50×4mm استفاده گردید. اجزاء لبه ای نیز با پیچ‌های کاشته شده در بتن به وسیله چسب اپوکسی دوجزئی به قاب بتن مسلح متصل شدند. جهت بررسی تسلیم و میزان کرنش بوجود آمده در پانل دیوار برشی، در راستای ۴۵ درجه کرنش سنجهایی بر روی پانل دیوار برشی نصب گردید.

در نمونه ITM1 بجای پانل دیوار برشی از شبکه اعضای کششی قطری به ابعاد مقطع 20×4mm با زاویه ۴۵ درجه نسبت به خط افق استفاده گردید و المان‌های مذکور با جوش به اجزاء جمع کننده لبه‌ای اتصال یافتند. تسمه ها بصورت یک در میان توسط ورق 40×40×4mm به هم متصل شدند تا انسجام کلی شبکه حفظ شود. برای اجزاء لبه‌ای در تیر از 2L60×4 و 2L50×3 و برای کلکتورهای اتصال به ستون‌ها از 1/2IPE140 که بصورت سپری بریده شده بود، استفاده شد. همانند نمونه‌های قبلی، اجزاء لبه ای با پیچ‌های کاشته شده در بتن به وسیله چسب اپوکسی دوجزئی به قاب بتن مسلح متصل شدند. جهت امکان مقایسه عملکرد نمونه های SPW1 و ITM1، وزن شبکه قطری استفاده شده معادل با وزن دیوار برشی انتخاب شد. جهت بررسی تسلیم و میزان کرنش بوجود آمده در المان‌های کششی، بر روی یک عدد از تسمه‌های باربر در جهت رفت و یکی از تسمه‌ها در جهت برگشت، کرنش سنج متصل گردید. جدول ۲ و ۳ مشخصات مصالح فولادی استفاده شده در نمونه ها را براساس تست کشش ارائه میکند.



(a)

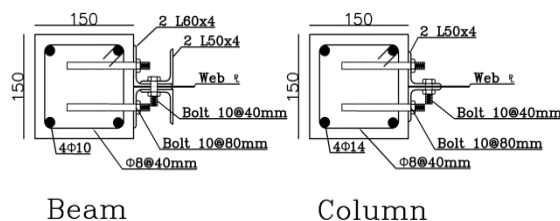
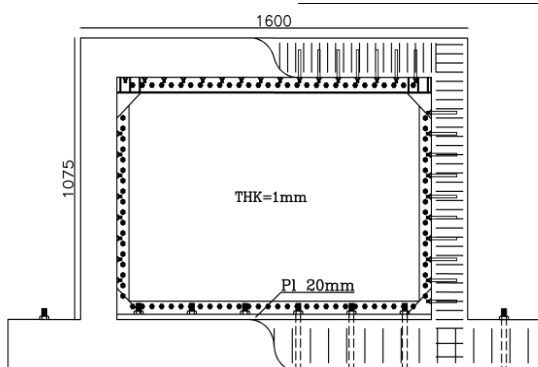


(b)

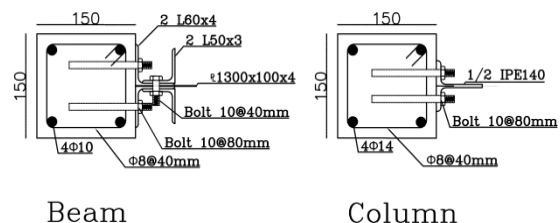
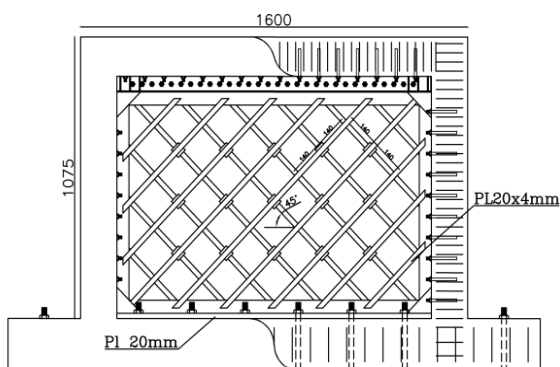
شکل ۳: قاب های خمشی و قالب آنها.

جدول ۱: مقاطع و آرماتورگذاری نمونه ها.

عضو	ابعاد مقطع	آرماتورهای طولی	آرماتورهای عرضی
فونداسیون	300×200 mm	6Φ14mm	Φ8@70mm
ستون	150×150 mm	4Φ14mm	Φ8@40mm
تیر	150×150 mm	4Φ10mm	Φ8@40mm



(a)



(b)

شکل ۴: جزئیات نمونه های تقویت شده (a) نمونه SPW1 (b) نمونه ITM1.

جدول ۲: تنش تسلیم، نهایی و شکست در آرماتورهای اصلی، خاموتها و تنگ ها.

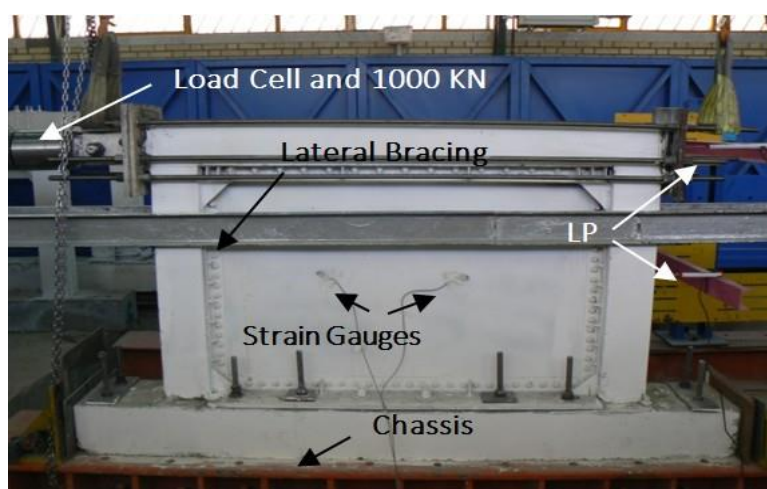
Rebar size	Yield Stress	Ultimate Stress	Breaking Stress
Φ8	420	607	519
Φ10	371	570	523
Φ14	395	610	555

جدول ۳: نتایج تست کشش در مصالح فولاد استفاده شده جهت تقویت.

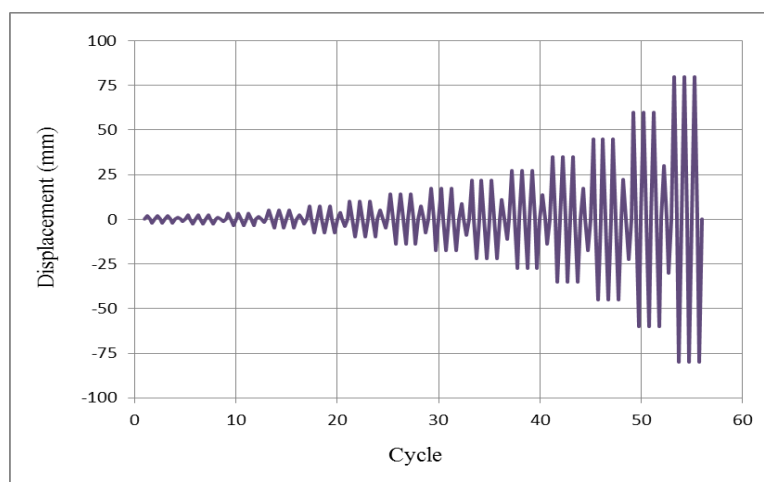
section	Coupon location or thickness (mm)	Module of Elasticity (GPa)	Yield strength, F_y (Mpa)	Tensile strength, F_u (Mpa)
L60×4	Leg	196	312.0	475
L50×4	Leg	202	327.2	488
IPE140	Flange	197	328.2	493
	Web	195	332.7	478
Plate	1	191	231.1	308
Plate	20	204	233	308
Plate	4	184	210.3	295

در شکل ۵ مشاهده میشود که قاب بصورت عمودی به شاسی بسیار قوی کف آزمایشگاه توسط ۱۲ پیچ 12.9 طبق استاندارد ISO [۱۸] با قطر ۲۶ میلیمتر متصل شد و پیچها پیش تنیده شدند. از دو مهار L شکل زرد رنگ نیز در دوطرف پی جهت اطمینان از عدم لغزش افقی بین پی سازه و شاسی استفاده شد. بارگذاری بصورت شبه استاتیکی توسط جک هیدرولیکی با ظرفیت 1000 KN و حداکثر ظرفیت جابجایی ۱۵۰ میلیمتر انجام شد. یک سر جک بصورت مفصلی به cap بالای قاب و انتهای دیگر بصورت صلب به قاب اصلی آزمایشگاه متصل شد.

نمونه ها تحت اثر بارگذاری چرخه ای طبق پروتکل بارگذاری [19] ACI Committee 374.1-05 قرار گرفتند (جدول ۴ و شکل ۶). مقادیر دریفت، در ارتفاع قاب که ۱۰۰۰ میلیمتر بود (از آکس تیر تا روی پی) ضرب شدند و بصورت جابجایی در بالای آن اعمال شدند. به منظور جلوگیری از حرکت جانبی قاب، مهار جانبی نیز در دو طرف آن تعبیه شد. جابجایی ها بسیار آرام به تیر اعمال شدند و هر ۱۰ ثانیه یکبار کلیه اطلاعات توسط دیتالاگر ثبت شدند. برای سنجش جابجایی در بالا و وسط ارتفاع قاب، از Linear Potentiometer (LP) با دقت 0.05 میلیمتر و حداکثر ظرفیت جابجایی بترتیب ۲۰۰ و ۱۰۰ میلیمتر استفاده شد.



شکل ۵: Setup آزمایش.



شکل ۶: پروتکل بارگذاری طبق [19] ACI Committee 374.1-05.

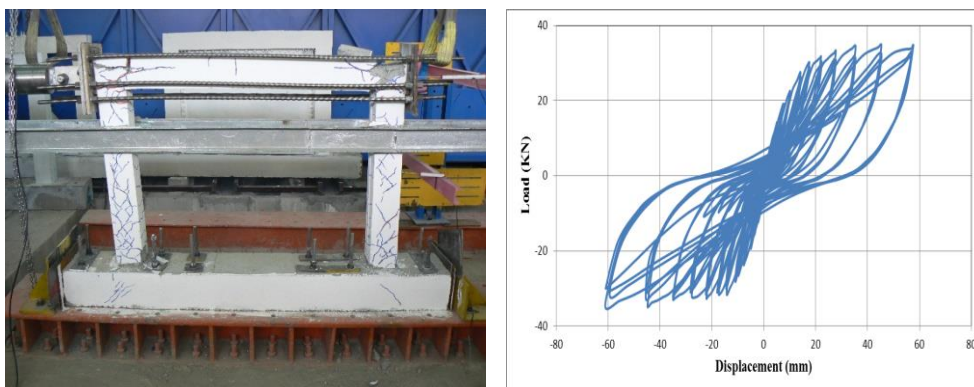
جدول ۴: پروتکل [19] ACI Committee 374.1-05 جهت بارگذاری قاب.

Cycle	Drift	Cycle	Drift	Cycle	Drift	Cycle	Drift
1~3	0.002	16	0.0025	29~31	0.0175	44	0.0175
4	0.001	17~19	0.0075	32	0.00875	45~47	0.045
5~7	0.0025	20	0.00375	33~35	0.022	48	0.0225
8	0.00125	21~23	0.01	36	0.011	49~51	0.06
9~11	0.0035	24	0.005	37~39	0.0275	52	0.03
12	0.00175	25~27	0.014	40	0.01375	53~55	0.08
13~15	0.005	28	0.007	41~43	0.035	56	0.04

۳- نتایج آزمایش

۳-۱- نمونه MRF

اولین ترک ها در محل اتصال تیر به ستون ایجاد گردید و با ادامه بارگذاری در محل اتصال ستون به فونداسیون مشاهده شد. با ادامه بارگذاری، ترک ها توسعه پیدا کردند و بر عمق ترک های قبلی افزوده شد. سرانجام در دریفت ۶ درصد و نیروی نهایی 34.7 kN آزمایش متوقف گردید. نمونه در آخر بارگذاری و نمودار هیستریزس آن در شکل ۷ نشان داده شده است. کل بارگذاری بیش از ۴ ساعت طول کشید. سرعت بارگذاری در سیکل های انتهایی که دریفت بیشتری به نمونه اعمال میشد، بیشتر بود. حداکثر سرعت بارگذاری در سیکل های ۴۹ الی ۵۱ حدود ۲ الی ۳ میلیمتر در دقیقه و در سیکل های ابتدایی بسیار کمتر از این مقدار بود (دهم میلیمتر در دقیقه). سرعت بارگذاری بسیار کم بود به نحوی که هیچگونه ارتعاش دینامیکی در نمودار مشاهده نمیگردد و پاسخ بدست آمده عملاً شبه استاتیکی است.



(a)

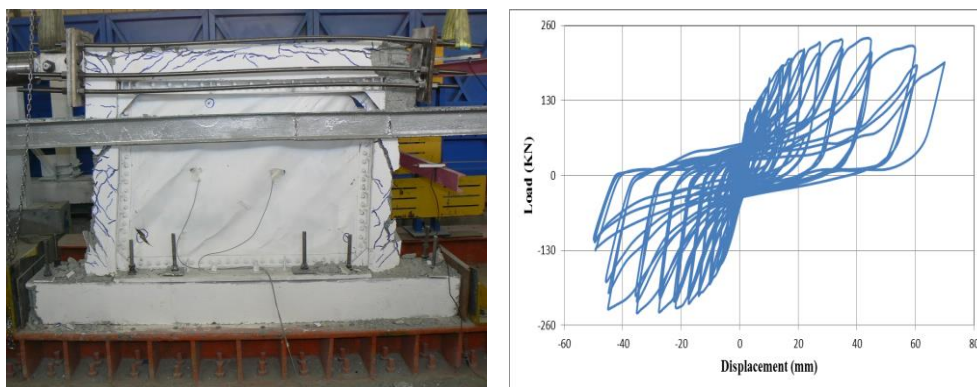
(b)

شکل ۷: نمونه MRF (a) انتهای بارگذاری (b) نمودار هیستریزیس.

۲-۳- نمونه SPW1

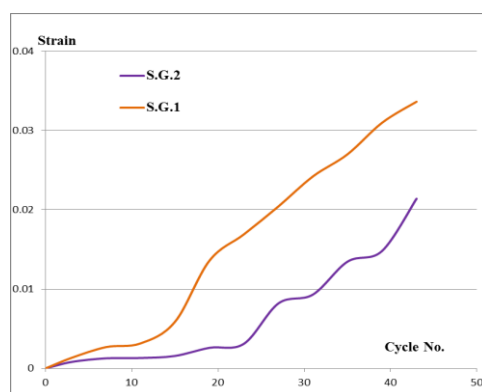
کمانش در دیوار برشی بسیار سریع و در همان چند سیکل ابتدایی، در جابجایی ۲ میلیمتر مشاهده شد. در واقع کمانش دیوار برشی قبل از وقوع ترک خوردگی در تیر یا ستون ایجاد شد. با ادامه بارگذاری ترک‌های مورب در بخش میانی تیر تشکیل شدند و در نزدیکی اتصال تیر به ستون توسعه یافتند. در جابجایی ۵mm ترک‌های مورب در میانه ارتفاع ستون ایجاد شد و موج‌های ایجاد شده در دیوار برشی به واسطه کمانش، بیشتر مشهود گردید. خطوط ایجاد شده در دیوار برشی در اثر کمانش، با محور افق زاویه حدود ۴۸ درجه داشتند. در جابجایی ۲۷.۵mm ورق دیوار برشی در کنج دچار پارگی گردید و پوشش بتنی ستون‌ها شروع به جدا شدن نمود. در تغییر مکان ۴۵mm پوشش بتنی یکی از ستون‌ها کاملاً از محل خود جدا شد و قسمت‌هایی از بتن داخل هسته محصور ستون نیز تخریب گردید و سازه با کاهش مقاومت روبرو شد. حداکثر ظرفیت باربری ۲۳۶.۷ KN در دریفت ۴/۵ درصد برای نمونه ثبت شد.

در تغییر مکان ۶۰ mm پارگی‌های ورق دیوار برشی گسترش یافت و نمونه کاهش ظرفیت باربری بیشتری از خود نشان داد. وضعیت نمونه در انتهای بارگذاری و نمودار هیستریزیس آن در شکل ۸ نشان داده شده است. شکل ۸(c) مقادیر قدر مطلق حداکثر کرنش قرائت شده را در هر سیکل، در دو کرنش سنج نشان می‌دهد. کرنش تسلیم ورق دیوار برشی از جدول ۳ برابر ۰.۰۰۱۲ بدست می‌آید و از شکل ۸(c) میتوان دریافت که از ابتدای سیکل ۵، دیوار برشی به مرز تسلیم رسیده است. همانطور که در شرح آزمایش بیان شد، کمانش دیوار برشی در سیکل اول رخ داده بود. بنابراین کمانش آن بصورت الاستیک و قبل از وقوع تسلیم در ورق بود که به علت نازکی ورق، این قضیه قابل انتظار است. بنابراین در ابتدای بارگذاری، دیوار برشی بیشترین تاثیر را در افزایش سختی جانبی سازه دارد. ولی بعد از سیکل ۵ و قبل از ورود قاب خمشی به فاز غیرخطی، دیوار برشی با ورود به فاز غیرخطی سهم عمده ای را در اتلاف انرژی خواهد داشت.



(a)

(b)



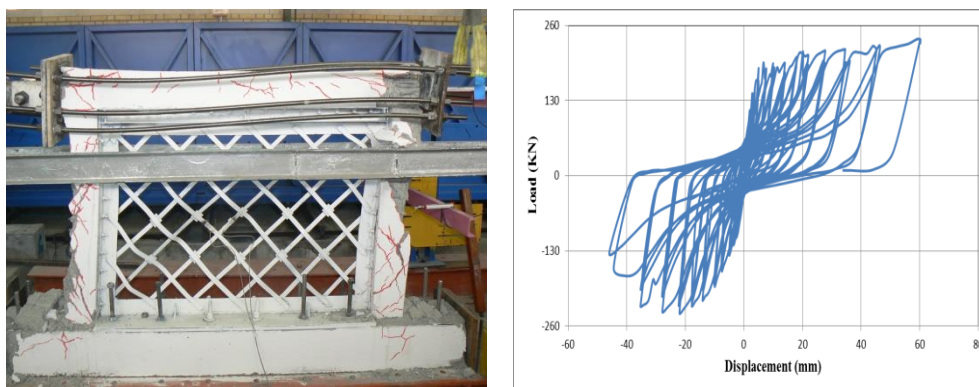
(c)

شکل ۸: نمونه SPW1 (a) انتهای بارگذاری (b) نمودار هیستریزیس (c) ماکزیمم کرنش ثبت شده در هر سیکل.

۳-۳ - نمونه ITM1

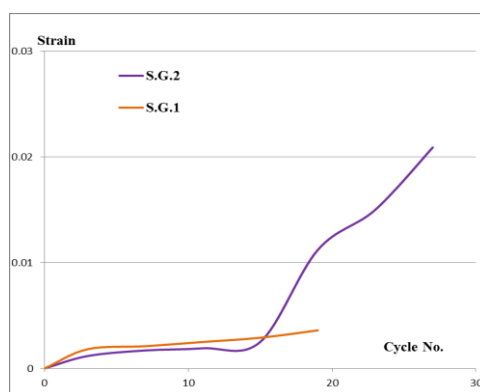
در سیکل های ابتدایی با تغییر مکان 1.93mm و نیروی 100.5kN اولین تسمه به کمانش رسید. با ادامه بارگذاری در ستون ها ترک های برشی اولیه بوجود آمده و گسترش یافتند. در تغییر مکان 14mm کمانش در تسمه ها کاملاً مشهود گردید و ترک ها در عرض تیر گسترش یافتند. در تغییر مکان 35mm ترک ها در یکی از ستون ها عمیق شده و پوشش بتنی روی آن تخریب شد. در تغییر مکان 45mm، در پوشش بتنی اتصال تیر به ستون در محل صفحه اعمال بار به نمونه، ترک عمیق بوجود آمد و افزایش یافت. حداکثر مقاومت قاب برابر 236.8 KN ثبت شد. نمودار هیستریزیس و مقادیر قدر مطلق حداکثر کرنش ثبت شده در شکل ۹ ارائه شده اند. تسلیم از سیکل ۳ در ورق ها شروع شد و کرنش سنج ۱ از سیکل ۱۹ قطع شد و عددی را ارائه نداد.

با مقایسه شکل های ۷ الی ۹ میتوان دریافت که توسعه ترک در نمونه SPW هم در ستون و هم در تیر زیاد است ولی تخریب نهایی سازه به علت شکست ستون ایجاد میشود. البته شکست نهایی در نمونه ITM نیز به علت تخریب ستون است ولی توسعه ترک در تیرها نسبت به ستونها بسیار کمتر است.



(a)

(b)



(c)

شکل ۹: نمونه ITM1 (a) انتهای بارگذاری (b) نمودار هیستریزیس (c) ماکزیمم کرنش ثبت شده در هر سیکل

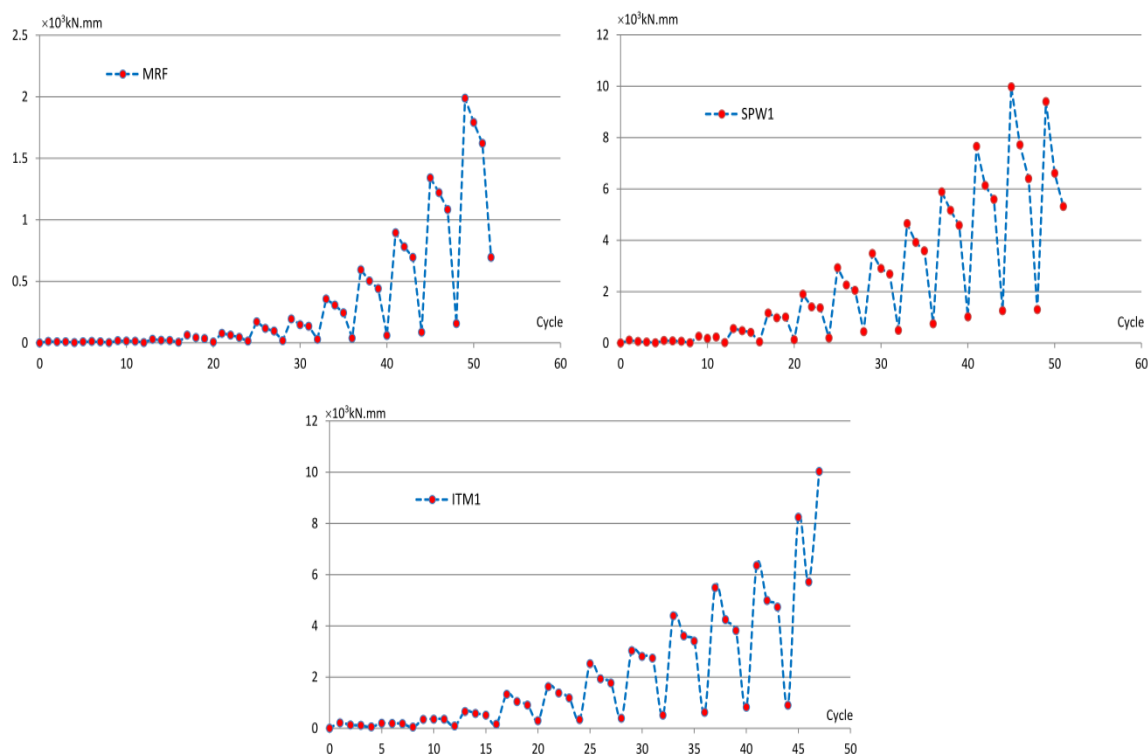
۴- بحث و بررسی

در این بخش بر اساس نتایج آزمایشات، اتلاف انرژی، ضریب کاهش مقاومت، شکل پذیری، سختی و مقاومت کلیه قابها محاسبه و مقایسه خواهند شد.

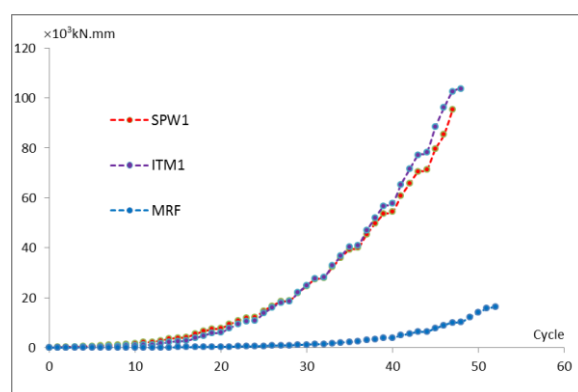
۴-۱- اتلاف انرژی

اتلاف انرژی تحت اثر بارهای رفت و برگشتی بر اساس سطح زیر نمودار نیرو-جابجایی محاسبه می گردد. به عبارتی سطح زیر نمودار هیستریزیس در هر سیکل، برابر انرژی تلف شده در آن سیکل است. شکل ۱۰ انرژی تلف شده در هر سیکل را برای نمونه ها نشان میدهد. اتلاف انرژی در نمونه MRF تا سیکل ۲۵ بسیار کم است، در صورتیکه در نمونه های تقویت شده، تقریباً اتلاف انرژی در این سیکل مقدار قابل توجهی است. دلیل آنرا میتوان اجزای فلزی اضافه شده به قاب دانست که در هر سیکل مقدار قابل توجهی از انرژی را تلف میکنند و به علت سختی زیادشان، از همان ابتدای بارگذاری اثر قابل توجهی بر رفتار قاب دارند. اتلاف انرژی در نمونه SPW تا سیکل ۴۵ افزایش یافته است و پس از آن کمی کاهش می یابد ولی در نمونه ITM تا انتهای بارگذاری صعودی است. بنابراین رفتار نمونه ITM کاهش یافته است و چرخه های هیستریزیس آن پایدار و افزایش یافته است و از این نظر نسبت به نمونه SPW رفتار بهتری دارد.

شکل ۱۱ و جدول ۵ اتلاف انرژی تجمعی را برای هر سه نمونه، تا لحظه اوج نشان می‌دهند. مشخص است که تقویت قاب خمشی بتنی در دو نمونه، باعث افزایش قابل توجهی در اتلاف انرژی شده است و طبق جدول ۵، این نسبت حدود ۶ برابر است. دیوار برشی نسبت به شبکه اعضای کششی قطری ۸ درصد اتلاف انرژی کمتری داشته است.



شکل ۱۰: نمودار اتلاف انرژی در هر سیکل در سه نمونه.



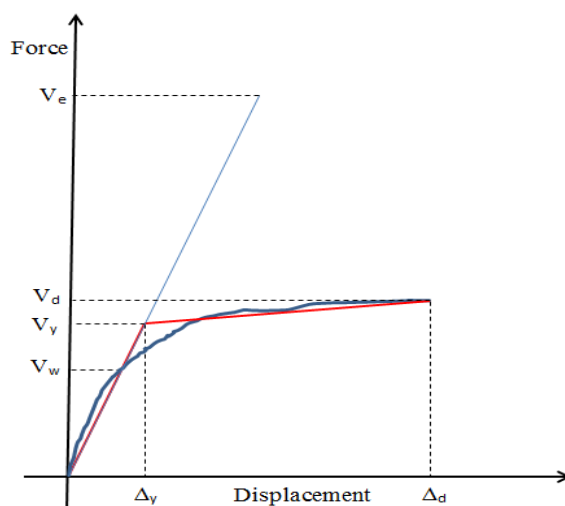
شکل ۱۱: نمودار تجمعی اتلاف انرژی در سه نمونه.

جدول ۵: مقایسه کل اتلاف انرژی در نمونه‌ها.

Specimen	MRF	ITM1	SPW1
Cumulative Energy Dissipation kN.m	16.4	103.7	95.3

۲-۴- سختی موثر، شکل پذیری و ضریب کاهش مقاومت

سختی موثر، مقاومت نهایی، شکل پذیری و ضریب کاهش مقاومت نمونه‌ها را میتوان از نمودار دوخطی معادل محاسبه نمود. از آنجایی که سطح زیر نمودار نیرو-جابجایی برابر انرژی است، نمودار دوخطی معادل باید طوری ترسیم گردد که سطح زیر نمودار آن، با نمودار backbone یکسان شود [۲۰]. شکل ۱۲ نمودار backbone و دوخطی معادل را در یک سازه، بطور کیفی نشان میدهد که پارامترهای V_d ، V_y و V_w بترتیب نشان دهنده apparent strength، yield strength و design strength میباشند. سختی موثر، K_e و شکل پذیری، μ بر اساس نمودار دوخطی معادل بصورت زیر تعریف میشوند:



شکل ۱۲: نمودار backbone و دوخطی معادل.

$$K_e = V_y / \Delta_y \quad (1)$$

$$\mu = \Delta_d / \Delta_y \quad (2)$$

برای محاسبه elastic strength demand (V_e)، بخش ابتدایی نمودار با شیب K_e ، تا جایی ادامه می‌یابد که سطح زیر نمودار بدست آمده، با نمودار backbone برابر گردد [۲۰]. نهایتاً پارامترهای Ω (over strength factor)، R_d (ductility reduction factor) و R (strength reduction factor) بصورت زیر تعریف میگردند:

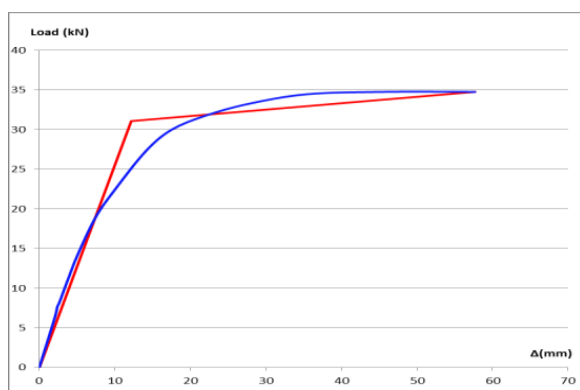
$$\Omega = V_d / V_w \quad (3)$$

$$R_d = V_e / V_d \quad (4)$$

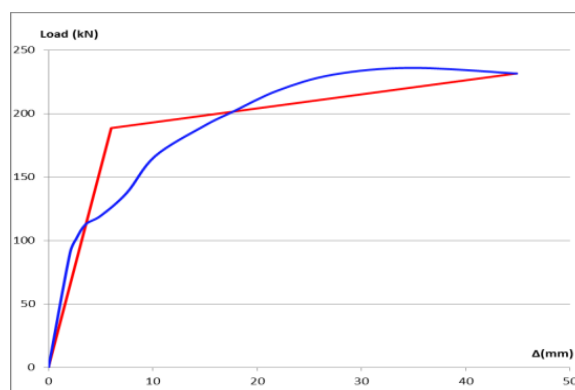
$$R = \Omega \cdot R_d = V_e / V_d \times V_d / V_w = V_e / V_w \quad (5)$$

شکل ۱۳ نمودارهای backbone و دوخطی معادل را برای هر سه نمونه آزمایشگاهی نشان میدهد. مقاومت نهایی، سختی معادل، شکل پذیری و ضریب کاهش مقاومت کلیه نمونه های آزمایشگاهی نیز در جدول ۶ و شکل ۱۴ ارائه و مقایسه شده اند. میتوان به نتایج زیر دست یافت:

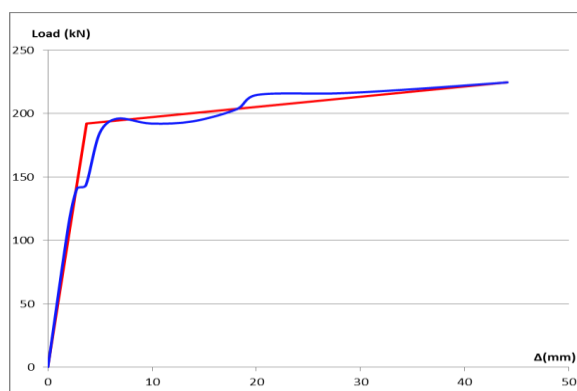
- ✓ مقاومت نمونه ها نسبت به نمونه MRF حدود ۶/۱ برابر شده است. مقاومت نمونه ITM نسبت به SPW تفاوت معنی داری ندارد.
- ✓ سختی معادل سازه ها نسبت به نمونه MRF حدود ۱۲ الی ۲۰ برابر شده است. سختی معادل نمونه ITM بیش از ۱/۵ برابر نمونه SPW است.
- ✓ شکل پذیری نمونه ها نسبت به نمونه MRF حدود ۱/۶ الی ۲/۵ برابر شده است. شکل پذیری نمونه ITM نسبت به SPW بیشتر است.
- ✓ ضریب کاهش مقاومت نمونه ها نسبت به نمونه MRF حدود ۱/۳ الی ۱/۷ برابر شده است. ضریب کاهش مقاومت نمونه ITM نسبت به SPW بیشتر است.
- ✓ البته در تمام نمونه ها ضریب کاهش مقاومت نسبت به نمونه MRF افزایش داشته است. از آنجایی که ضریب کاهش مقاومت با ضریب رفتار ارتباط مستقیم دارد، افزایش ضریب کاهش مقاومت در نمونه های مقاوم سازی شده، نشانه عملکرد بهتر آنهاست. بر اساس نتایج میتوان حداقل ضریب کاهش مقاومت قاب خمشی بتنی مقاوم سازی شده با دیوار برشی و شبکه اعضای کششی قطری را به ترتیب برابر ۶/۵ و ۸ پیشنهاد نمود.



(a) MRF



(b) SPW1

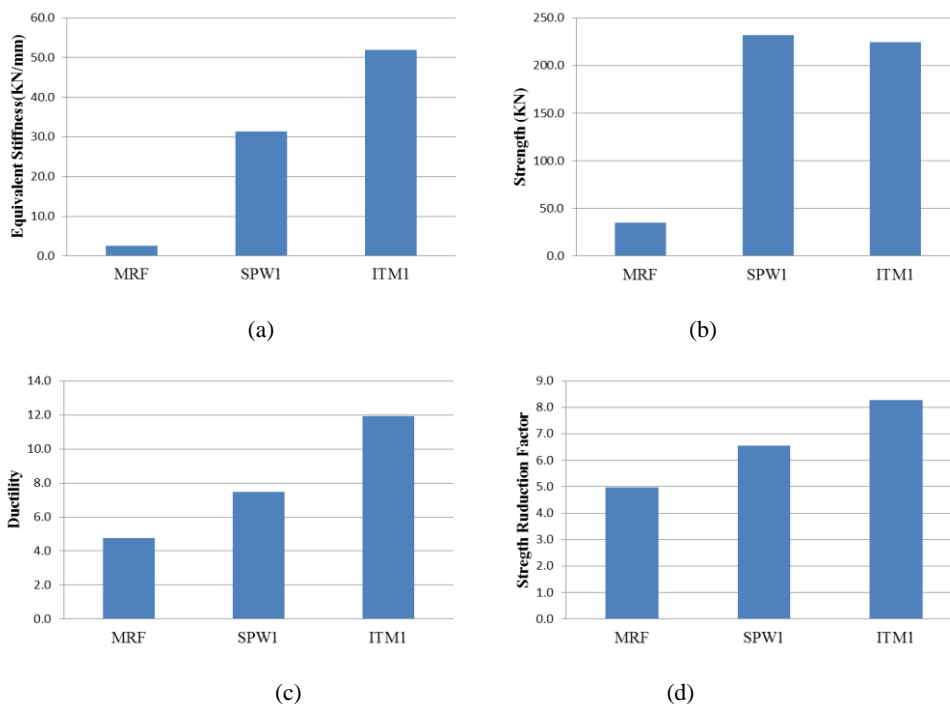


(c) ITM1

شکل ۱۳: نمودار backbone و دوخطی معادل برای هر ۳ نمونه.

جدول ۶: مقادیر مقاومت نهایی، سختی معادل، شکل پذیری و ضریب کاهش مقاومت برای سه نمونه آزمایشگاهی (کیلو نیوتن و میلیمتر).

Specimen	Vy	Vd	Δy	Δd	Ke	μ	R
MRF	31.0	34.7	12.2	57.7	2.6	4.7	5.0
SPW1	188.5	231.6	6.0	44.9	31.4	7.5	6.5
ITM1	192.1	224.6	3.7	44.1	51.9	11.9	8.3



شکل ۱۴: مقایسه مقادیر مقاومت نهایی، سختی معادل، شکل پذیری و ضریب کاهش مقاومت برای ۳ نمونه آزمایشگاهی.

بر اساس نمونه های تست شده میتوان تقویت قاب بتنی با شبکه اعضای قطری را به عنوان گزینه ای بهتر از دیوار برشی فلزی پیشنهاد نمود. زیرا بدون تغییر معنی داری در مقاومت، نسبت به نمونه مقاوم سازی شده با دیوار برشی فولادی، باعث افزایش شکل پذیری، سختی و ضریب کاهش مقاومت قاب بتنی مقاوم سازی شده میگردد. اگر مقاوم سازی قاب خمشی بتنی با این سیستم انجام گردد به علت افزایش ضریب رفتار سازه، نیروی محاسباتی زلزله، کاهش می یابد. بنابراین باید در این نوع سازه ها بیش از هر چیزی به اتصالات اعضای قطری کششی با تیر و ستون و مقاوم سازی احتمالی ستون ها توجه نمود.

نهایتاً از منظر طراحی سازه ها، مقاومت دیوار برشی فلزی و اعضای قطری کششی (با وزن یکسان) اختلاف چشمگیری ندارند ولی سختی اعضای کششی قطری ۶۰ درصد بیش از دیوار برشی است. بنابراین اگر برای مقاوم سازی سازه های بتنی در مدلسازی تحلیلی، به جای دیوار برشی فلزی از اعضای کششی قطری معادل استفاده شود و تحلیل خطی باشد، توزیع نیرو بین قاب و دیوار برشی فلزی بطور مناسبی انجام نخواهد شد. پیشنهاد میشود در صورت استفاده از این نوع تحلیل ها، به مقاوم سازی موضعی تیر و ستون توجه بیشتری گردد.

تحقیقات مشابهی توسط نویسندگان مسؤل این مقاله، قبلاً روی مقاوم سازی قاب بتنی با انواع بادبند مانند X، شورون، K، واگرا، بادبند شورون و لینک برشی قائم، بادبند شورون و میراگر تسلیمی ADAS و TADAS انجام شده است [۱۴ و ۱۵]. بیش از ۲۰ نمونه بتنی ساخته و تست شدند. در تمام این نمونه ها از یک نوع فولاد جهت مقاوم سازی استفاده شد و همه آنها دارای نمونه قاب خمشی به عنوان نمونه شاهد بودند. جدول ۷ مقایسه ای بین شکل پذیری، سختی و مقاومت نهایی در قاب بتنی مقاوم سازی شده با سناریو های مختلف دارد. برای مقایسه ساده تر، سختی، شکل پذیری و مقاومت نهایی قاب خمشی برابر واحد فرض شده است.

جدول ۷: مقایسه مقادیر مقاومت نهایی، سختی موثر و شکل پذیری در سناریوهای مختلف مقاوم سازی نسبت به قاب خمشی بتنی اولیه.

Specimen	Stiffness	Strength	Ductility
MRF	1	1	1
MRF-Ch	9.1	5.8	0.7
MRF-X	7.7	6.4	0.3
MRF-K	5.7	4.3	0.8
MRF-E	7.8	6.3	1.4
MRF-VL	7.9	6.8	1
MRF-ADAS	5.9	3.7	2.6
MRF-TADAS	7.3	3.4	2.4
SPW1	12.1	6.7	1.6
ITM1	20.0	6.5	2.5

مشاهده میشود که از منظر افزایش سختی، بهترین عملکرد مربوط به شبکه قطری کششی و پس از آن دیوار برشی فلزی و بادبند شورون است. از نظر مقاومت نهایی بهترین عملکرد مربوط به لینک قائم، دیوار برشی فلزی و شبکه قطری کششی است. از نظر شکل پذیری نیز بادبند شورون و میراگر تسلیمی ADAS بهترین عملکرد را دارد و پس از آن شبکه قطری کششی و میراگر TADAS قرار دارند. این مقایسه میتواند نشان دهنده عملکرد بسیار خوب شبکه قطری کششی در مقاوم سازی قاب خمشی بتنی باشد.

۵- نتیجه گیری

در این تحقیق ۳ نمونه قاب خمشی بتنی متوسط با مقیاس 1:3 ساخته شد و دو عدد از آنها با دیوار برشی فولادی یا اعضای کششی قطری با وزن فولاد یکسان تقویت شدند. نمونه ها تحت اثر بارگذاری چرخه ای قرار گرفتند و بر اساس نمودار هیستریزس و مشاهدات آزمایشگاهی، عملکرد آنها با هم مقایسه شد. هر دو نوع تقویت، باعث افزایش اتلاف انرژی و بهبود عملکرد سازه شدند ولی اثر پینچینگ در نمودار هیستریزس کماکان مشاهده شد. مقاوم سازی قاب خمشی بتنی باعث افزایش ۶/۱ برابری مقاومت و ۱۲ الی ۲۰ برابری سختی سازه شد. ضمناً شکل پذیری سازه نیز ۱/۶ الی ۲/۵ برابر شد. بر اساس نتایج آزمایشگاهی میتوان حداقل ضریب کاهش مقاومت قاب خمشی بتنی مقاوم سازی شده با دیوار برشی فولادی و شبکه اعضای کششی قطری را به ترتیب برابر ۶/۵ و ۸ پیشنهاد نمود. در کل، عملکرد اعضای کششی قطری نسبت به دیوار برشی فلزی، با وزن فولاد یکسان بهتر بود. با توجه به عملکرد مناسب نمونه های آزمایشگاهی، استفاده از اعضای کششی قطری در مقاوم سازی قابهای خمشی بتنی در مناطق لرزه خیز با خطر نسبی بالا پیشنهاد میگردد.

تقدیر و تشکر

بدینوسیله نویسندگان مقاله مراتب سپاس خود را از آزمایشگاه تحقیقاتی سازه، دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرمانشاه اعلام میدارند.

مراجع

- [1] Thorburn, L. J., Montgomery, C. J., & Kulak, G. L. (1983). *Analysis of steel plate shear walls*.
- [2] Timler, P. A., & Kulak, G. L. (1983). *Experimental study of steel plate shear walls*.
- [3] Driver, Robert George. (1998). *Seismic behaviour of steel plate shear walls*. Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta.
- [4] Astaneh-Asl, A. (2008). *Steel shear walls, behavior, modeling and design*. In AIP Conference Proceedings (Vol. 1020, No. 1, pp. 5-18). American Institute of Physics.
- [5] Ozcelik, Y., & Clayton, P. M. (2017). Strip model for steel plate shear walls with beam-connected web plates. *Engineering Structures*, 136, 369-379.
- [6] Wang, M., & Yang, W. (2018). Equivalent constitutive model of steel plate shear wall structures. *Thin-Walled Structures*, 124, 415-429.

- [7] Mu, Z., & Yang, Y. (2020). Experimental and numerical study on seismic behavior of obliquely stiffened steel plate shear walls with openings. *Thin-Walled Structures*, 146, 106457.
- [8] Khan, N. A., & Srivastava, G. (2020). Models for strength and stiffness of steel plate shear walls with openings. *Structures*, 27, 2096-2113.
- [9] Pincheira, Jose A., and James O. Jirsa. (1995). Seismic response of RC frames retrofitted with steel braces or walls. *Journal of Structural Engineering*, 121(8), 1225-1235.
- [10] Ghobarah, A., and H. Abou Elfath. (2001). Rehabilitation of a reinforced concrete frame using eccentric steel bracing. *Engineering structures*, 23(7), 745-755.
- [11] Youssef, M. A., H. Ghaffarzadeh, and M. Nehdi. (2007). Seismic performance of RC frames with concentric internal steel bracing. *Engineering Structures*, 29(7), 1561-1568.
- [12] Mazzolani, F. M. (2008). Innovative metal systems for seismic upgrading of RC structures. *Journal of Constructional Steel Research*, 64(7), 882-895.
- [13] Donatello, Cardone, and Giuseppe Gesualdi. (2014). Seismic rehabilitation of existing reinforced concrete buildings with seismic isolation: a case study. *Earthquake Spectra*, 30(4), 1619-1642.
- [14] TahamouliRoudsari, M., Entezari, A., Hadidi, M., & Gandomian, O. (2017). Experimental assessment of retrofitted RC frames with different steel braces. *Structures*, 11, 206-217.
- [15] TahamouliRoudsari, M., Eslamimanesh, M. B., Entezari, A. R., Noori, O., & Torkaman, M. (2018). Experimental assessment of retrofitting RC moment resisting frames with ADAS and TADAS yielding dampers. *Structures*, 14, 75-87.
- [16] Hu, B., Lv, H. L., & Kundu, T. (2019). Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete frame in primary and middle schools with different strengthening methods. *Construction and Building Materials*, 217, 473-486.
- [17] Rahimi, A., & Maheri, M. R. (2020). The effects of steel X-brace retrofitting of RC frames on the seismic performance of frames and their elements. *Engineering Structures*, 206, 110149.
- [18] International Organization for Standardization (ISO). ISO 898-1. (2009). *mechanical properties of fasteners made of carbon steel and alloy steel —Part 1: bolts, screws and studs with pecified property classes — coarse thread and fine pitch thread*. Geneva. Switzerland.
- [19] ACI 374 Committee. 374.1-05. (2006). *Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary*. American Concrete Institute. Farmington Hills. Mich..
- [20] FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency. Washington D.C.