



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: دکتر مجید جمال امیدی

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

دانشگاه تربیت مدرس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر علی اکبر آقا کوچک
دانشگاه صنعتی اصفهان	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مجتبی ازهری
دانشگاه ماینز آلمان	(استاد مهندسی عمران)	دکتر حسین باقرنژاد
دانشگاه علم و صنعت ایران	(استاد مهندسی عمران)	دکتر ابراهیم ثنائی
دانشگاه تربیت مدرس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر فرهاد دانشجو
دانشگاه فنی شیراز	(استاد مهندسی عمران)	دکتر رضا رازانی
دانشگاه تهران	(دانشیار مهندسی عمران)	دکتر مجید صادق آذر
دانشگاه خواجه نصیر الدین طوسی	(دانشیار مهندسی عمران)	دکتر سعید صبوری
دانشگاه اوهایو آمریکا	(استاد مهندسی عمران)	دکتر حجت عادل
انستیتیوی تکنولوژی فدرال سوئیس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مهدی فرشاد
استادبازنشسته دانشگاه امیرکبیر	(استاد مهندسی عمران)	پروفسور آرک مگردیچیان
دانشگاه علم و صنعت	(استاد مهندسی مواد)	دکتر شمس‌الدین میردامادی
دانشگاه کالیفرنیا جنوبی آمریکا	(استاد مهندسی عمران)	دکتر فرزاد نعیم
دانشگاه تهران	(استاد مهندسی مکانیک)	دکتر سید احمد نور بخش
دانشگاه ساری انگلیس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر هشیار نوشین

نشریه علمی و پژوهشی

# سازه و فولاد

نشانی:

تهران، بزرگراه رسالت، خیابان شهید  
کابلی، پلاک ۱۰، واحد ۱۰

تلفن:

۸۸۴۶۹۰۰۴-۸۸۴۲۹۴۳۸

پایگاه اینترنتی:

[www.iss.ir](http://www.iss.ir)

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

[info@iss.ir](mailto:info@iss.ir)

# سازه و فولاد

## اعتبار علمی و پژوهشی

کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران در تاریخ ۱۳۸۳/۱۱/۳ موافقت خود در خصوص اعطای درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران را طی نامه شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ اعلام نمود و طی نامه شماره ۳/۱۱/۸۴۴ مورخ ۸۸/۵/۱۲ مجوز تمدید درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد اعطا گردید. همچنین به موجب قانون مطبوعات، وزارت فرهنگ و ارشاد اسلامی، پروانه انتشار این مجله را به شماره ۹۱/۳۳۷۰۱ در تاریخ ۱۳۹۱/۱۱/۱۶ صادر کرده است.

سال دهم - شماره‌ی شانزدهم

پائیز و زمستان ۱۳۹۳

مقالات این مجله در پایگاه‌های ذیل نمایه می‌شوند:

۱. پایگاه استنادی علوم جهان اسلام (ISC) <http://www.srlst.com>
۲. پایگاه اطلاعات جهاد دانشگاهی (SID) <http://www.SID.ir>
۳. بانک اطلاعات نشریات کشور (magiran) <http://www.magiran.com>

## فهرست

- انجمن سازه‌های فولادی ایران ..... ۲
- ۵..... بررسی آزمایشگاهی بهبود رفتار لرزه‌ای پیوندهای ساخته شده از مقطع لانه زنبوری در قاب با مهاربندی برون محور  
The experimental study of seismic behavior promotion of link beams constructed by castellated section in EBFs  
علیرضا رضایان، امین جاهدی دلیوند بهروز
- ۱۵..... بررسی تأثیر برخی پارامترهای جوش در اتصال گلمیخ مورد استفاده در سقف کامپوزیت  
The effect Arc Stud Welding process parameters on the mechanical properties of shear connectors in composite metal deck constructions  
مهسا غلام برگانی، فرشید مالک قاینی، علی مزروعی
- ۲۵..... بررسی تأثیر پوشش‌های تخته سیمانی الیافی و تخته گچی بر رفتار لرزه‌ای دیوارهای سبک فولادی سردنورد  
Impression of Gypsum Panel and Fiber Cement Board Sheathing on Seismic Behavior of Cold-Formed Steel Stud Walls  
فرهنگ فرحبد، فرهاد حکیمی فرد
- ۳۵..... بررسی کاربرد آلیاژ حافظه‌دار در اتصال صلب ورق انتهایی  
Application of Shape Memory Alloyed Material in End Plate Rigid Connection  
المیرا فرجی زنون، بهروز عسگریان، رضا کریمی محمدی
- ۵۱..... تحلیل احتمالاتی پایداری قاب‌های فولادی ساده و دروازه‌ای با پیوندها و تکیه‌گاه‌های نرم  
Probabilistic Stability Analysis of Portal and Gabled Steel Frames with Flexible Connections and Supports  
محمد رضایی‌پزند، فرزاد شهابیان، محسن بمبائی چی
- ۸۱..... عملکرد لرزه‌ای اتصالات خودمحور با ابزار اصطکاکی بال پایین (BFFD)  
Seismic Performance of Self-Centering Moment Resisting Connections with Bottom Flange Friction Devices (BFFD)  
محمد سهیل قبادی، معصومه کارگرنجفی، روح ا... احمدی جزنی
- ۹۵..... مطالعه تحلیلی کاربرد جان لوله‌ای برای کاهش مقاومت خمشی مقطع در ناحیه پلاستیک تیر در قاب خمشی فولادی  
Analytical Study of Using Pipe Web to Reduce Flexural Strength at Beam Plastic Zone of Steel Moment Resisting Frames  
سید مهدی زهرائی، ابوذر صالح، سیدرسول میرقادری
- ۱۰۸..... شیوه نگارش
- ۱۰۹..... فرم عضویت

### به نام خالق هستی

فولاد به عنوان مصالحی با مقاومت و دوام بالا و قابلیت شکل‌پذیری از دیر باز نقش عمده در شکل‌گیری تمدن بشری ایفا کرده است، در جوامع مسلمانان نیز بر اساس توصیفاتی که در قرآن کریم از فولاد به عمل آمده و از آن به عنوان مصالحی با مقاومت بسیار بالا که منفع فراوانی برای مردم دارد یاد شده، همواره از جایگاه خاصی برخوردار بوده است.

امروز با وجود تولید مصالح جدید و پیشرفت‌های که در این زمینه حاصل شده فولاد کماکان به دلیل اقتصادی بودن و سهولت به کارگیری و سایر خصوصیات مثبت توانسته موقعیت خود را در صنایع حفظ کند. به ترتیبی که روز به روز بر مصرف آن در جهان افزوده شده است به طوری که مصرف سرانه فولاد در هر کشور به عنوان شاخصی از توسعه یافتگی آن کشور مطرح است. ایران نیز به عنوان کشوری در حال توسعه با هرم جمعیتی خاص که نیاز روز افزونی به مسکن دارد با مصرف رو به رشد فولاد مواجه است به طوری که مصرف فولاد در بخش عمران و صنعت در کشور ما به رقمی حدود هشت میلیون تن در سال می‌رسد و این روند روبه رشد وجود نهادهایی را می‌طلبد که بر رخدادهای و اقدامات زیر نظارت داشته و آن را به انجام برسانند:

۱. تدوین روش‌های نوین و ارتقای دانش فنی در زمینه سازه‌های فولادی
۲. مدیریت، سامان‌دهی و تعیین راهبردهای تحقیقاتی با توجه به نیاز کشور
۳. اصلاح و توسعه آیین‌نامه‌های مرتبط
۴. رفع اشکالات جامعه مهندسی و به روز نگه داشتن دانش آموختگانی که سال‌ها از دانشگاه دور بوده اند در تمامی زمینه‌های طراحی، نظارت و اجرا.
۵. وارد کردن مباحث اجرایی و کاربردی در دوره‌های دانشگاهی و تقویت ارتباط دانشگاه و صنعت.
۶. تکمیل آموزش در سطوح مختلف نظیر کارگران، استادکاران، فن‌ورزان، راه‌های میانی و سطوح عالی.

در این راستا با همت اساتید محترم دانشگاهی عضو انجمن در مورخ ۸۳/۱۱/۳ از طریق کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران مجوز علمی و پژوهشی مجله سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران به شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ صادر شد.

بدینوسیله از کلیه مهندسين و پژوهشگران محترم دعوت می‌شود که با ارسال مقالات علمی پژوهشی خود مارادر تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران



# بررسی آزمایشگاهی بهبود رفتار لرزه‌ای پیوندهای ساخته شده از مقطع لانه زنبوری در قاب با مهاربندی برون محور

علیرضا رضائیان<sup>۱</sup>، امین جاهدی دلیوند<sup>۲</sup>  
(تاریخ دریافت: ۱۳۹۳/۷/۱، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۳/۱۲/۱)

## چکیده

عدم وجود آیین‌نامه طرح لرزه‌ای سازه‌های فولادی در دهه هفتاد در ایران، منجر به کاربرد گسترده تیرهای لانه‌زنبوری در قاب‌های مهاربندی شده‌ی واگرا، به عنوان پیوند گردید. این موضوع، ضرورت بررسی رفتار لرزه‌ای این گونه قاب‌ها را برای بهسازی لرزه‌ای آنها ایجاب می‌نماید. تیر پیوند، به عنوان محل تشکیل مفصل پلاستیک در EBFها، نقش اصلی را در استهلاک انرژی ورودی زلزله و رفتار لرزه‌ای این قاب‌ها دارد. وجود سوراخ‌های جان در پیوندهای لانه‌زنبوری، ظرفیت استهلاک انرژی قاب مهاربندی شده‌ی واگرا را به دلیل عدم گسترش مفصل پلاستیک در جان و احتمال بروز مدهای شکست ترد، کاهش می‌دهد. در این مطالعه آزمایشگاهی، ۴ نمونه پیوند، شامل پیوند بدون سخت‌کننده، پیوند با سخت‌کننده پیشنهادی AISC2010 و دو نمونه پیوند با جزئیات پیشنهادی، با سخت‌کننده‌های طولی و مورب، تحت بارگذاری رفت و برگشتی شبه استاتیکی بررسی گردید. نتایج حاکی از رفتار غیرشکل‌پذیر و دارای زوال مقاومت و سختی پیوندهای معمول (دو نمونه اول) و ارتقاء پارامترهای لرزه‌ای جزئیات پیشنهادی بود.

## کلمات کلیدی

تیر لانه زنبوری، مهاربند واگرا (EBF)، بارگذاری رفت و برگشتی

## The experimental study of seismic behavior promotion of link beams constructed by castellated section in EBFs

A. REZAEIAN, A. JAHEDI

### ABSTRACT

Lack of instruction and standards for seismic design of steel structures in 1370 (solar calendar) in IRAN, resulted to extensive use of castellated beams in eccentrically braced frames as a link. According to aforementioned issue the study of seismic behavior of such frames have been necessitated. Link beam, as the place for plastic hinge creation in EBFs, has the main role to damp the seismic energy and quality of seismic behavior of these frames. Due to web openings in castellated link beams, and to lack of extending plastic hinge in web and possibility of brittle fracture modes creation, the capacity of energy damping of EBFs decreases. In this experimental study, 4 link beam are built as samples, which one of them has no stiffener, another one has the recommended stiffener by AISC2010, and the last two samples have recommended details with longitudinal and diagonal stiffeners. Semi-statics cyclic loading apply to all the samples results have shown two ordinary link beams have non-ductile behavior, strength and rigidity reduction, and the two recommended details by authors have shown promoted seismic parameters

### KEYWORDS

castellated section, Eccentrically braced frame, Cyclic loading

- ۱- استادیار گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرج، alireza.rezaeian@kiauo.ac.ir
- ۲- مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد صفادشت، aminjahedi@yahoo.com (نویسنده مسئول)

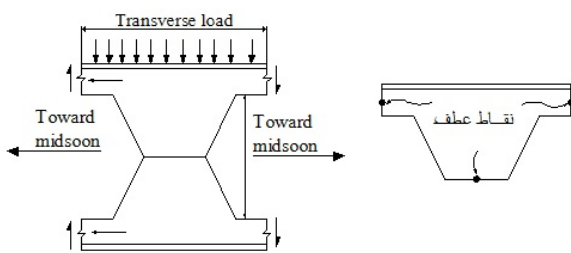




شکل (۱): استفاده از مقاطع لانه زنبوری در سازه های با مهاربندی برون محور ساخته شده و در حال ساخت [۹]

## ۲- مروری بر تحقیقات گذشته

در سال ۱۹۹۵ بالسامو محمودیان طی مطالعات خود اعلام کرد تحت بارگذاری های مختلف در مقطعی از تیر لانه زنبوری، نیروی برشی ( $V$ ) و ممان خمشی ( $M$ ) به وجود می آید. فرض می شود نیروی برشی در مقطع بازشوها به طور مساوی در مقطع T شکل بالا و پایین توزیع می گردد (شکل (۲)).



شکل (۲): توزیع نیروی برشی در مقطع بازشوها [۱۰]

وجود نیروی برشی معادل ( $V/2$ ) در مقطع T شکل باعث بوجود آوردن تنش های ثانویه ای علاوه بر تنش های خمشی در اثر لنگر کلی مقطع ( $M$ )، در انتهای مقطع (T) می شود [۱۰].

نیروی برشی در محل تار خشی در مقطع T شکل موجب تنش های فشاری و کششی در دو سمت بازشو می شود. با بررسی مسئله پایداری مقطع T شکل به علت وجود نیروی فشاری و کششی احتمال وقوع کمانش جانبی-پیچشی مقطع وجود داشته که می تواند پایداری مقطع را بر هم زند [۱۰].

سیستم سازه ای با مهاربندی برون محور (EBF) در دهه هفتاد میلادی با ترکیب خصوصیات قاب های خمشی و مهاربندهای هم مرکز بوجود آمدند. مطالعات گسترده ای که توسط کاسایی و پوپوف، در مورد قاب های مهاربندی شده ای برون محور صورت گرفت، بیانگر آن است که این قاب ها، شکل پذیری و سختی قابل توجهی دارند [۱]. لازم به ذکر است تمام این مطالعات برای تیرهای I شکل با جان پر بوده است.

نکته قابل توجه در مهاربندهای واگرا طول پیوند می باشد، هرچه طول پیوند کوتاه تر باشد اثر نیروی برشی نسبت به لنگر خمشی بیشتر شده و اصطلاحاً بیان می گردد که رفتار قاب، برشی است و مفصل پلاستیک در جان تیرهای I شکل گسترش پیدا می کند در حقیقت جان در معرض کرنش های بزرگ قرار می گیرد. در طول بلند پیوند، اثر لنگر خمشی بیشتر شده و مفصل های پلاستیک در دو انتهای پیوند تشکیل می گردند و رفتار قاب، خمشی نامیده می شود [۲-۴].

از مزایای تیر لانه زنبوری می توان به ظاهر زیبا، امکان استفاده از فضای بازشوها موجود در جان و نیز صرفه جویی اقتصادی به لحاظ سبک بودن پروفیل اشاره کرد [۵]. وجود بازشو در جان پیوندهای با رفتار برشی، مانع از بوجود آمدن کرنش های بزرگ و یکنواخت شده، به علاوه در گوشه های بازشوها نیز وجود تمرکز تنش باعث افزایش احتمال گسیختگی می شود. این موضوع در بسیاری از آئین نامه های طرح لرزه ای مانند UBC97، AISC2010 مطرح شده است [۶-۸].

با این حال در سال های گذشته در ایران، استفاده از مقاطع لانه زنبوری به عنوان پیوند در این قاب ها بسیار مرسوم بوده است. در شکل (۱) نمونه ای از سازه های ساخته شده و در حال ساخت با پیوند لانه زنبوری مشاهده می گردد. در نتیجه، لزوم بررسی رفتار لرزه ای مقاطع لانه زنبوری به عنوان پیوند در قاب های مهاربندی شده واگرا و پیشنهاد جزئیاتی که سبب ارتقاء پارامترهای لرزه ای در این قاب ها شود، لازم می باشد.



کمانش جان یکی از حالات گوناگون حدی تیر لانه زنبوری می‌باشد که توسط Malek و همکارانش مشاهده شده است [۱۱].

در جان تیرهای با بازسوی بزرگ که نسبت برش به لنگر در آنها زیاد می‌باشد، مکانیسم ویرندلی مستعد رخ دادن می‌باشد. در واقع مکانیسم ویرندلی ناشی از تشکیل چهار مفصل پلاستیک در بالا و پایین مقطع T شکل که خود ناشی از ترکیب لنگر کلی و لنگر ویرندلی می‌باشد، است. لنگر ویرندلی یا لنگر ثانویه، ناشی از انتقال نیروهای برشی سرتاسر بازشو می‌باشد. در تیرهای لانه زنبوری با بازشویهای شش ضلعی مفصل پلاستیک در گوشه‌های شش ضلعی تشکیل می‌شوند.

در جان با ارتفاع میانی خیلی کوتاه نیز ناحیه جوش ممکن است وقتی تنش‌های برشی افقی بیشتر از تنش تسلیم شود دچار گسیختگی نا به هنگام شود [۱۲].

همچنین تنش‌های فشاری رخ داده در انتهای خمیده بازشو سبب ایجاد کمانش در اثر برش می‌شود. این نوع گسیختگی در بسیاری از تیرهای لانه زنبوری کامپوزیت و غیر کامپوزیت گزارش شده است [۱۳-۱۴].

بطور کلی وقتی بازشوها کوتاه هستند، طول بحرانی بازشوها محدود و کوتاه بوده و بنابراین ظرفیت ویرندیل بالا است [۱۵].

Malek و همکارانش رفتار قاب‌های مهاربندی شده متشکل از مهاربندی واگرا و تیر پیوند لانه زنبوری را مورد بررسی قرار دادند و اعلام داشتند با تقویت موضعی در محل اتصال اعضای مهاری و همچنین استفاده از ورق‌های پرکننده سوراخ‌های تیر لانه زنبوری برای تبدیل جان دارای سوراخ به جان تو پر با ورق‌های تقویت عرضی جان مطابق ملزومات طراحی پیوندهای برشی، می‌تواند ظرفیت باربری و شکل پذیری سیستم را در مقابل بارجانبی به میزان قابل ملاحظه‌ای افزایش دهد [۱۶]. که این روش با توجه به سختی اجرا و نیاز به دقت بالا در تهیه ورق‌های پرکننده بازشوها و طرح تقویتی غیر متعارف برای تکنسین‌های اجرایی چندان کاربردی به نظر نمی‌رسد.

ثنایی و همکارانش به بررسی راهکارهای مقاوم سازی سازه‌های فولادی با سیستم مهاربندی واگرا پرداختند. طبق نتایج بدست آمده یکی از بهترین گزینه‌ها برای بهبود رفتار لرزه‌ای سیستم‌های واگرا با پیوند لانه زنبوری، تعویض آنها با تیرهای مناسب با جان پر می‌باشد [۱۷]. این روش به لحاظ اجرایی پر هزینه بوده و می‌توان گفت عملی نمی‌باشد.

در همین راستا با توجه به نیروی برشی بسیار زیادی که در پیوندهای کوتاه ایجاد می‌شود و وجود تنش‌های ثانویه، به طور واضح استفاده از مقاطع لانه زنبوری را به عنوان پیوند مرود می‌نماید.

### ۳- هدف و شیوه تحقیق

پایه اصلی این تحقیق مطالعات آزمایشگاهی می‌باشد، اما برای تعیین پروتکل بارگذاری از تحلیل‌های عددی نیز استفاده شده است.

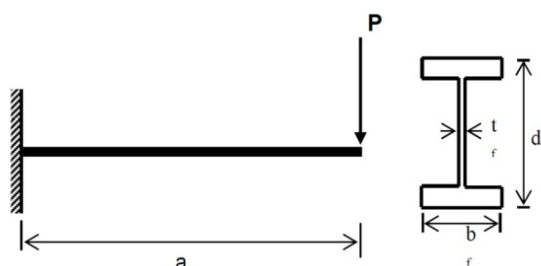
بر مبنای مطالعات انجام شده، جزئیاتی برای بهبود رفتار لرزه‌ای و افزایش سختی الاستیک پیشنهاد شده است. هدف اصلی این تحقیق در ارتباط با پیوندهای ساخته شده از مقاطع لانه زنبوری دست یابی به موارد زیر می‌باشند:

- توسعه و بهبود درک مکانیزم تسلیم و کنترل خرابی در پیوندهای افقی معمول و با جزئیات پیشنهاد شده.
- جمع آوری داده‌های آزمایشگاهی و مقاومت نهایی پیوندهای افقی معمول و با جزئیات پیشنهاد شده.
- بررسی اثر جزئیات پیشنهادی در مقاومت و شکل پذیری پیوند افقی.

### ۴- جزئیات پیشنهادی

در شکل (۳) جزئیات پیشنهادی در ارتباط با بهبود رفتار پیوندهای افقی به اشتباه ساخته شده از مقطع لانه زنبوری بصورت سخت کننده‌های طولی یکطرفه و سخت کننده‌های مورب دو طرفه نمایش داده شده است. در این جزئیات سخت کننده‌های بکار رفته که نقش تقویت برشی

جان و تغییر مکانیزم باربری پیوند را به عهده دارند، به جان پروفیل زنبوری جوش می‌شوند.

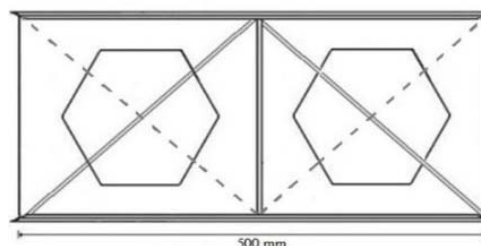


شکل (۵): تیر طره بارگذاری شده در انتها و سطح مقطع آن [۱۸]

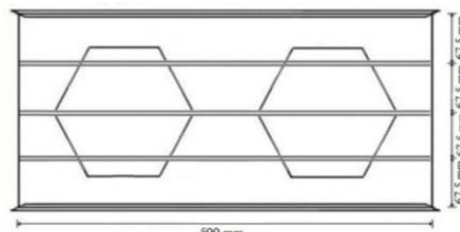
بنابراین با توجه به اینکه در قاب‌های مهاربندی شده واگرا با پیوند افقی، تمام برش طبقه توسط پیوند تحمل می‌گردد و دیگر اعضا باید در ناحیه خطی (ارتجاعی) باقی بمانند، در نتیجه رفتار غیر خطی این قاب‌ها به بررسی رفتار پیوند خلاصه می‌گردد. لازم به ذکر است در صورتی این فرض صحت کامل دارد که پایداری کل قاب تامین شده باشد، مطالعات عددی و آزمایشگاهی در موارد مشابه پایداری کلی قاب را به اثبات رسانده اند [۱۹]. به همین علت می‌توان در آزمایشگاه شرایط مرزی مشابه با شرایط پیوند افقی در قاب ایجاد و پیوندها، خارج از قاب مورد آزمایش قرار گیرند.

از سویی دیگر طراحی نمونه‌ها باید با توجه به محدودیت‌های موجود در آزمایشگاه و ساخت آنها انجام می‌گرفت. با توجه به آنکه پروفیل متداول در ایران از نوع CPE 180 می‌باشد از این پروفیل برای ساخت نمونه‌ها استفاده گردید، همچنین با توجه به اینکه پیوند مورد بررسی از نوع برشی می‌باشد طول پیوند برابر با ۵۰ میلی‌متر انتخاب شد. در نهایت پیکربندی در نظر گرفته شده برای آزمایشات همانند شکل (۶) در نظر گرفته شد.

به منظور جلوگیری از کمانش موضعی و انتقال نیرو از دو عدد ورق به ابعاد  $۷۵۰ \times ۳۵۰ \times ۲۵$  میلی‌متر در بالا و پائین نمونه‌ها استفاده شد.



CL3-D.S



CL4-L.S

شکل (۳): جزئیات پیوندهای تقویت شده‌ی پیشنهادی

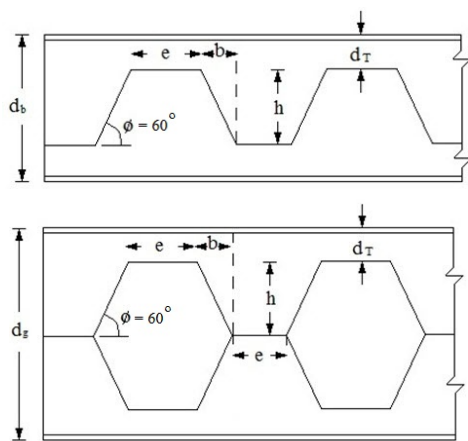
#### ۵- پیکربندی آزمایش

همانطور که عنوان شد، پیوندها با توجه به طولشان به دو دسته رفتاری خمشی و برشی تقسیم می‌شوند. پیوند برشی، به صورت تیر کوتاهی که تحت اثر نیروهای برشی یکنواخت در طول و با دو لنگر انتهایی که فرض می‌شود با هم مساوی هستند، می‌باشد. تغییر شکل ایجاد شده پس از تسلیم پیوند در برش، می‌تواند خمشی و یا ترکیبی از هر دوی آنها باشد (شکل (۴) [۱۸]).

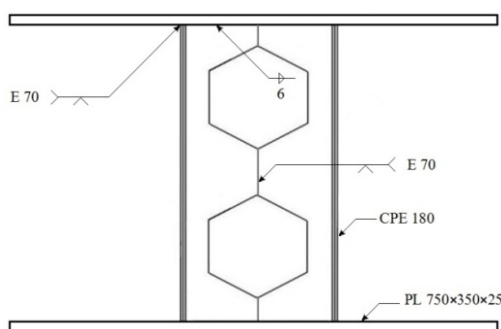


شکل (۴): نمایش نیروهای ایجاد شده در اجزاء پیوند [۱۸]

پیوند برشی در ساده‌ترین شکل خود، به عنوان تیر طره‌ای که در انتهای خود بارگذاری شده است شرح داده می‌شود. این عملکرد در شکل (۵) نشان داده شده است. رفتار پیوند در سیستم‌های EBF، در طول مکانیزم خود با همان مفهوم شرح داده می‌شود که در دهانه‌ی برشی ساده است.



شکل (۷): مسیر برش تیر لانه زنبوری از پروفیل IPE180



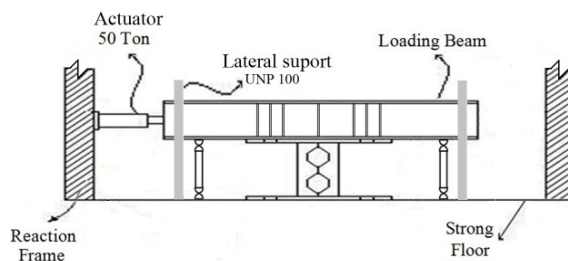
شکل (۸): مشخصات جوش بکار رفته در ساخت نمونه‌ها

#### ۷- مشخصات مصالح

نتایج تست کشش مقاومت تسلیم جان و مقاومت تسلیم بال را به ترتیب ۴۶۸ مگاپاسکال برابر ۳۴۰ مگاپاسکال نشان داده است.

#### ۸- ابزار بندی نمونه‌ها

برای ثبت اطلاعات حاصل از آزمایش‌ها نیروسنج، تغییر مکان سنج (LVDT) و کرنش سنج استفاده گردید. کرنش سنج‌های بکار رفته از نوع خطی که بر روی بال نمونه و غیر خطی (Roset) که بر روی جان پیوند نصب شده‌اند، می‌باشند. در شکل (۹) کرنش سنج‌های نصب شده بر روی نمونه شماره ۱ نمایش داده شده است. از چندین LVDT در مکان‌های مختلف برای ثبت تغییر مکان نمونه استفاده گردید، در شکل (۱۰) آرایش LVDTها و در جدول (۲) علت نصب آنها آمده است.



شکل (۶): پیکربندی نمونه‌ها جهت آزمایش

#### ۶- نحوه ساخت و معرفی نمونه‌های آزمایش شده





تیر زنبوری ساخته شده از پروفیل IPE180 دارای الگوی برشی مشابه شکل (۷) می‌باشد. جوش‌های بکار رفته در ساخت نمونه‌ها در شکل (۸) نشان داده شده است. نمونه‌های آزمایشی در این تحقیق چهار دسته به شرح زیر می‌باشند:

۱-  $CL1-N.S$ : پیوند برشی ساخته شده از CPE180 به طول ۵۰۰ میلیمتر و بدون استفاده از هر گونه سخت کننده.  
 ۲-  $CL2-W.S$ : پیوند برشی ساخته شده از CPE180 به طول ۵۰۰ میلیمتر و تقویت شده توسط سخت کننده‌های توصیه شده بر اساس معیارهای AISC2010 به ابعاد  $۲۵۴ \times ۴۲ \times ۸$  میلیمتر و به فواصل یکسان و برابر ۱۰۰ میلیمتر.

۳-  $CL3-D.S$ : پیوند برشی ساخته شده از CPE180 به طول ۵۰۰ میلیمتر و تقویت شده توسط سخت کننده‌های مورب در دو جهت مخالف در دو سمت جان به ابعاد  $۳۵۶ \times ۴۲ \times ۸$  میلیمتر به همراه سخت کننده عرضی در دو سمت وسط پیوند.

۴-  $CL4-L.S$ : پیوند برشی ساخته شده از CPE180 به طول ۵۰۰ میلیمتر و تقویت شده توسط سخت کننده‌های طولی در یک جهت جان به ابعاد  $۵۰۰ \times ۴۲ \times ۸$  میلیمتر. در جدول (۱) مشخصات نمونه‌ها آورده شده است.

جدول (۱): مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی

ردیف	نوع مقطع	طول (mm)	نوع سخت کننده	شکل سخت کننده	نام مدل
۱	CPE180	۵۰۰	---		CL1-N.S
۲	CPE180	۵۰۰	عرضی		CL2-W.S
۳	CPE180	۵۰۰	مورب		CL3-D.S
۴	CPE180	۵۰۰	طولی		CL4-L.S

### ۹- پروتکل بارگذاری

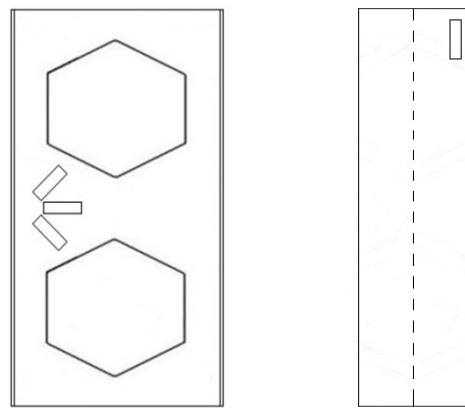
در این تحقیق از دستور العمل ATC24 برای تعیین تاریخچه بارگذاری استفاده شده است.

برای تعیین پروتکل بارگذاری امکان استفاده از AISC2010 نیز وجود داشت، اما این پروتکل برای اتصالات در EBFها ارائه شده است نه رفتار کلی قاب و از سوی EBFهای

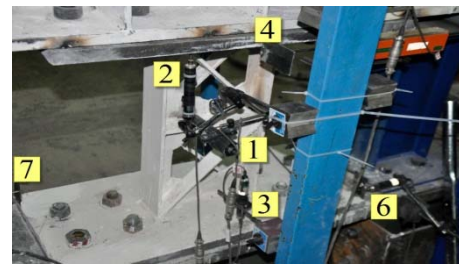
جدول (۲): دلیل قرارگیری محل تغییر مکان سنج‌ها

شماره تغییر مکان سنج	دلیل قرار گیری
۱ شماره LVDT	تغییر مکان وسط پانل برشی
۲ شماره LVDT	تعیین میزان بلند شدگی ورق صلب بالایی
۳ شماره LVDT	تعیین میزان بلند شدگی ورق صلب پائینی
۴ شماره LVDT	تعیین تغییر مکان افقی
۵ شماره LVDT	تعیین تغییر مکان افقی
۶ شماره LVDT	تعیین لغزش پای نمونه
۷ شماره LVDT	تعیین لغزش پای نمونه
۸ شماره LVDT	تعیین میزان بلند شدگی تیر ورق
۹ شماره LVDT	تعیین میزان بلند شدگی تیر ورق
۱۰ شماره LVDT	تعیین میزان حرکت خارج از صفحه تیر ورق

ساخته شده از مقاطع لانه زنبوری برخلاف ضوابط آیین نامه بوده و حالت کلی دارد، ضمن آنکه در توضیحات آیین نامه فوق الذکر استفاده از ATC24 مجاز دانسته شده است [۲۰-۲۲]. طبق دستور العمل ATC24 تا

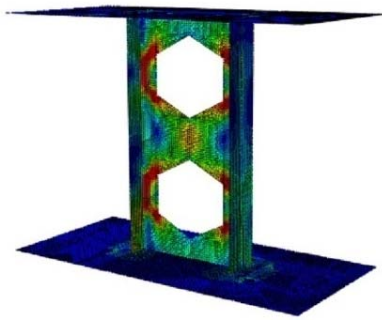


شکل (۹): نمایش محل کرنش سنج‌های نصب شده بر روی بال و جان



شکل (۱۰): نمایش برخی از تغییر مکان سنج‌های نصب شده بر روی نمونه‌های آزمایشگاهی





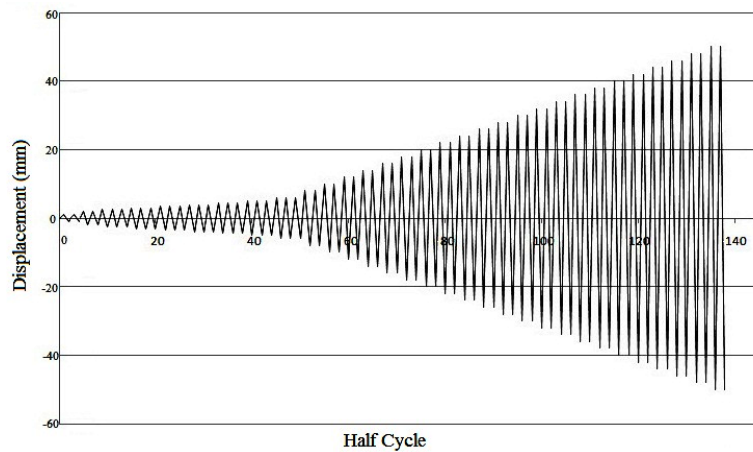
شکل (۱۱): مدل اجزاء محدود

در شکل شماره (۱۲) تابع بارگذاری استفاده شده برای تمام آزمایش‌ها به نمایش درآمده است.

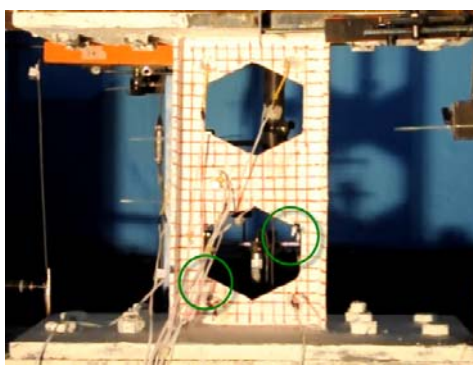
نقطه تسلیم نمونه، بارگذاری بوسیله‌ی کنترل نیرو و پس از آن به وسیله‌ی کنترل تغییر مکان انجام می‌گیرد.

برای تعیین نقطه تسلیم شدن نمونه‌ها از منحنی‌های ظرفیت که از یک آنالیز غیر خطی تحت بار یک طرفه افزایشی که توسط نرم افزار ABAQUS بدست آمده بود به عنوان راهنما و از اعداد قرائت شده از کرنش سنج‌های نصب شده بر روی جان پیوند در هنگام آزمایش برای تعیین میزان و نحوه بارگذاری استفاده گردید (شکل (۱۱)).

اولین آزمایش بر روی نمونه اول (CLI-N.S) انجام شد و بر اساس نتایج حاصله از آن پروتکل بارگذاری تعیین شد که به منظور کسب مقایسه‌ای بهتر از همین پروتکل در سایر نمونه‌ها نیز استفاده گردد.



شکل (۱۲): پروتکل بارگذاری بکار رفته در آزمایش



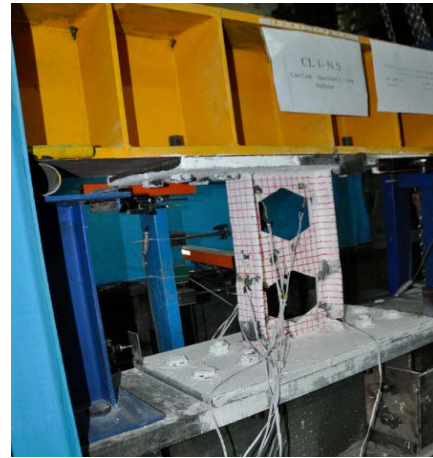
شکل (۱۳): محل شروع گسیختگی در اطراف حفره لانه زنبوری در سیکل هشتم

#### ۱۰- مشاهدات آزمایش

CLI-N.S: همانطور که در شکل (۱۳) مشاهده می‌شود، در تغییر مکان ۱۰ میلیمتر تنش در اطراف حفره‌ی لانه زنبوری به بیشترین حد خود رسید و به دلیل تمرکز تنش در گوشه‌ها سبب گسیختگی و پارگی شد و سبب زوال و افت مقاومت و سختی گردید (شکل (۱۳) و (۱۴)).

پس از مشاهده نتایج مشخص شد در سیکل بیست و دوم تنش در امتداد گوشه‌های حفره لانه زنبوری در محل

اتصال بال به جان تنش به بیشترین حد خود رسید و سبب گسیختگی و جدا شدن بال از جان در این ناحیه (امتداد پارگی چهار گوشه حفره) گردید.

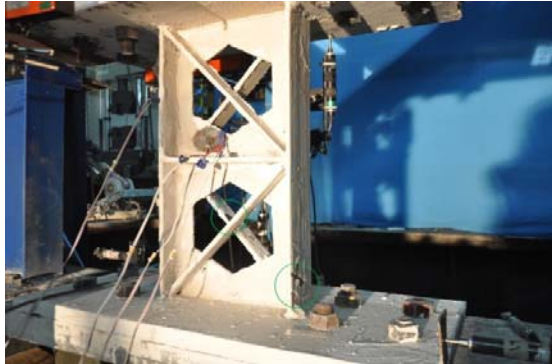


شکل (۱۴): نمایش گسیختگی نمونه شماره یک

بال در محل اتصال به صفحه صلب و وسط سخت کننده مورب شروع به تسلیم کرد.

در واقع سخت کننده‌های مورب سبب افزایش ظرفیت خمشی و توانایی پیوند برشی در برابر نیروهای جانبی را فراهم می‌نماید. کماتش در سخت کننده مورب پیش از فروپاشی نمونه ایجاد می‌شود.

در شکل (۱۶) اولین محل‌های شروع تسلیم در نمونه شماره ۳ به نمایش در آمده است.



شکل (۱۶): نمایش محل‌های شروع تسلیم در نمونه شماره ۳ (CL3-D.S)

همچنین بطور همزمان در بال مقابل نیز در همان ناحیه‌ی اتصال، تسلیم مشاهده شد.

همانطور که به آن اشاره شد در تغییر مکان ۲۰ میلیمتر تنش در اطراف حفره‌های زنبوری به حداکثر مقدار خود رسید، و پس از کماتش سخت کننده‌های مورب در گوشه‌های حفره لانه زنبوری گسیختگی و پارگی رخ داد (شکل (۱۷)).



شکل (۱۷): نمایش نحوه تغییر شکل نمونه شماره ۳ (CL3-D.S)

CL2-W.S: در نمونه‌ی شماره ۲ که توسط سخت کننده‌های عرضی تقویت شده بود نیز در تغییر مکان ۱/۷ میلیمتر اطراف بال در محل اتصال به صفحه صلب، تسلیم به صورت موضعی شروع شد، در شکل (۱۵) منطقه‌ای که اولین تسلیم (ریزش آهک) جان در آن رخ داد به نمایش در آمده است.



شکل (۱۵): نمایش اولین گسیختگی جان نمونه شماره دو (CL2-W.S)

سخت کننده‌های عرضی سبب توزیع یکنواخت‌تر تنش در جان نسبت به نمونه اول شده است.

CL3-D.S: در نمونه‌ی شماره ۳ که توسط سخت کننده‌های مورب تقویت شده بود نیز در تغییر مکان ۹ میلیمتر اطراف

#### ۱۱- نتیجه‌گیری

نتایج آزمایش بیانگر این مطلب می‌باشد که سخت کننده‌های پیشنهادی AISC تاثیر قابل توجهی در مقاومت برشی نداشتند.

تفاوت رفتاری نمونه CL1-N.S و CL2-W.S بسیار ناچیز بود و این دو نمونه شکل پذیری و مقاومت کمتری نسبت به دو نمونه دیگر داشتند. نتایج حاکی از رفتار غیرشکل‌پذیر و دارای زوال مقاومت و سختی پیوندهای معمول (دو نمونه اول) و ارتقاء پارامترهای لرزه‌ای جزئیات پیشنهادی بود.

بطور کلی در تیرهای لانه زنبوری سختی کاهش یافته، توزیع نامتناسب تنش و خصوصاً تمرکز تنش در کنج‌ها پیش از آنکه ظرفیت خمیری مقطع بسیج شود، زوال باربری و ناپایداری در رفتار غیر خطی را بوجود خواهند آورد. حتی در صورتی که با به کارگیری اجزاء سخت کننده از وقوع کماتش جلوگیری شود، در تیر پیوند کوتاه با تضعیف جان و گسیختگی در کنج‌ها امکان تشکیل مفصل برشی از میان می‌رود. از سویی دیگر با افزایش سختی تیر در ناحیه پیوند نیز با آسیب دیدگی بخش‌های کناری نمی‌توان به عملکرد شکل پذیری مناسب دست یافت. به علاوه رفتار پس تسلیم آنها طی تناوب رفت و برگشتی پایدار نخواهد ماند. بر اساس نتایج حاصل از مطالعات آزمایشگاهی، می‌توان گفت تقویت و یا گرد کردن کنج‌ها و از بین بردن تمرکز تنش در این نقاط و نیز استفاده از سخت کننده‌های جان، می‌تواند رفتار شکل‌پذیر را در این نوع پیوند تا حدودی بهبود ببخشد.

#### ۵- مراجع

[1] Kasai, K. and Popov, E.P. (1986), "General Behavior of WF Steel Shear Links Beam", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 112, No. 2, pp. 362-382.

[2] Roeder, C.W. Popov, E.P. (1977), "Inelastic Behavior of Eccentrically Braced Steel Frames under Cyclic Loading", Report No. 77/18, Earthq Eng Res Center, University of California, Berkeley.

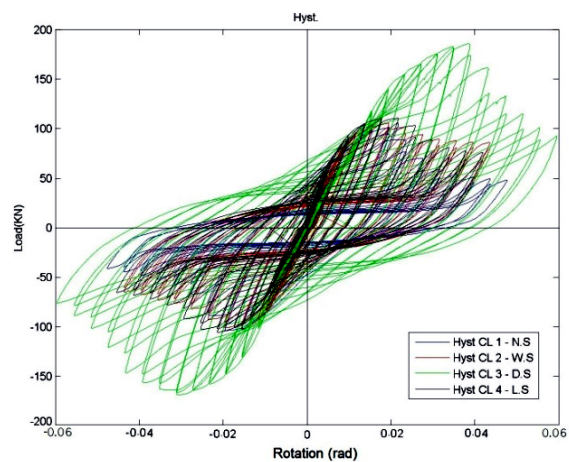
[3] Roeder, C.W. and Popov, E.P. (1978), "Eccentrically braced steel frames for earthquakes", Journal of the Structural Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No. 3, pp. 391-412.

CL4-L.S: در نمونه‌ی شماره ۴ که توسط سخت کننده‌های طولی تقویت شده بود نیز در تغییر مکان ۸ میلیمتر اطراف بال و سخت کننده‌های طولی در نزدیک محل اتصال به صفحه صلب شروع به تسلیم کرد. در شکل (۱۸) محل‌های شروع تسلیم و گسیختگی در نمونه‌ی شماره چهار به نمایش در آمده است.



شکل (۱۸): نمایش توزیع تنش در گوشه‌های چشمه‌های لانه زنبوری در نمونه شماره ۴ (CL4-L.S)

در شکل (۱۹) مقایسه منحنی‌های هیستریزس نمونه‌های آزمایش شده به نمایش در آمده است.



شکل (۱۹): مقایسه‌ی نموداری نمونه‌های اول، دوم، سوم و چهارم

[۱۷] نیکنام، ا.، ثنایی، ا. و شیخ الاسلامی، م.ا. (۱۳۸۳)، "بررسی راهکارهای مقاوم سازی سازه‌های فولادی با سیستم بادبندی واگرا"، اولین کنگره ملی مهندسی عمران.

[18] Yurisman, Budiono, B., Mustopo, M. and Suarjana, M. (2010), "Behavior of Shear Link of WF Section with Diagonal Web Stiffener of Eccentrically Braced Frame (EBF) of Steel Structure", ITB Journal of Engineering Science, Vol. 42, No. 2, pp. 103-128.

[19] Vetr, M.G. (1998), "Seismic Behavior, Analysis and Design of Eccentrically Braced Frames with Vertical Shear Links", Ph.D Thesis, University of Technology Darmstadt W. Germany

[20] Shayanfar, M.A., Barkhordari, M.A. and Rezaeian, A.R. (2011), "Experimental Study of Cyclic Behavior of Composite Vertical Shear Link in Eccentrically Braced Frames", Steel and Composite Structures, Vol. 12, No. 1, pp. 13-29.

[21] ATC. (1992), "Guidelines for Seismic Testing of Components of Steel Structures", Applied Technology Council, Report 24.

[۲۲] شایانفر، م.، برخورداری، م.ع.، وتر، م.ق. و رضائیان، ع. (۱۳۸۸)، "بررسی بهبود رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم مرکب"، نشریه علمی پژوهشی سازه و فولاد.

[4] Roeder, C.W. and Popov, E.P. (1978), "Cyclic Shear Yielding of Wide-Flange beams", Journal of the Engineering Mechanics, Vol. 104, No. 4, pp. 763-780.

[5] Amayreh, L. and Saka, M.P. (2005), "Failure Load Prediction of Castellated Beams using Artificial Neural Networks", Asian journal of Civil Engineering (Building and housing), Vol. 6, No. 1-2, pp. 35-54.

[6] Uniform Building Code (UBC). (1997), "Uniform Building Code", International Conference of Building officials, Whittier, Calif.

[7] AISC. (2010), "Seismic Provisions of Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction.

[۸] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، (۱۳۸۸). "طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی"، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، چاپ دوم.

[9] Vatani Oskouei, A. and Jahedi Delivand, A. (2012), "Analytical Investigation of Retrofitting for Eccentrically Braced Frames that Made by Castellated Beam", 14<sup>th</sup> International Conference on Computing in Civil Engineering, Moscow, ISBN 978-5-93093-881-4, PP. 27-29.

[۱۰] محمودیان، ب. (۱۳۷۴)، "کمانش جانبی-پیچشی جان در تیرهای لانه زنبوری"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تهران.

[11] Maalek, Sh. and Burdekin, F.M. (1991), "Weld Quality Requirements for Castellated Beams", The Structural Engineer, Vol. 69, No 13, PP. 243-254.

[12] Soltani, M.R., Bouchair, A. and Mimoune, M. (2011), "Nonlinear FE Analysis of the Ultimate Behavior of Steel Castellated Beams", Journal of Construction Steel Research, Vol. 70, pp. 101-114.

[13] Zaarour, W. and Redwood, R.G. (1996), "Web Buckling in Thin Webbed Castellated Beams", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 8, pp. 860-866.

[14] Redwood, R.G. and Demirdjian, S. (1998), "Castellated Beam Web Buckling in Shear", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 10, pp. 1202-1207.

[15] Tsavdaridis, K. and D'Mello, C. (2011), "Web Buckling Study of the Behavior and Strength of the Perforated Steel Beams with Different Novel Web Opening Shape", Journal of Construction Steel Research, Vol. 67, No. 10, pp. 1605-1620.

[۱۶] شاهرخ، م. و تفضلی، ن. (۱۳۹۱)، "بررسی قاب‌های مهاربندی شده واگرای متشکل از تیر پیوند لانه زنبوری"، پژوهشنامه زلزله شناسی و مهندسی زلزله، سال پنجم شماره ۲، تابستان دوم، تابستان.





# بررسی تأثیر برخی پارامترهای جوش در اتصال گلمیخ مورد استفاده در سقف کامپوزیت

مهسا غلام برگانی<sup>۱</sup>، فرشید مالک قائینی<sup>۲</sup>، علی مزروعی<sup>۳</sup>

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۳/۷/۱، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۳/۱۲/۱)

## چکیده

در این تحقیق، اثر پارامترهای جریان، زمان، طول فرورونده و بالارونده ی گلمیخ، در استحکام جوش گلمیخ به کار رفته در سقف کامپوزیت، مورد مطالعه قرار گرفته است. برای این منظور، ابتدا با در نظر گرفتن اطلاعات مربوط به پارامترها در منابع موجود، طراحی آزمایش انجام شد، سپس از دستگاه جوشکاری قوس الکتریکی گلمیخ برای جوش گلمیخ با سایز ۱۹ mm و طول ۱۱۵ mm بر روی تیر به همراه ورق گالوانیزه (دک گالوانیزه) استفاده شد. نمونه‌ها از لحاظ ظاهر جوش، پروفیل جوش، سختی سطح مقطع جوش و استحکام جوش با استفاده از آزمون خمش مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد برای جوش بانفوذ و اتصال مناسب، هر چهار پارامتر دارای اهمیت می‌باشند، اما تنها از روی ظاهر جوش نمی‌توان به کیفیت اتصال مطابق با استانداردهای پی برد. پارامترهای تعیین شده توسط استانداردها و سازندگان دستگاه به صورت کاملاً دقیق تعیین کننده‌ی انجام جوش مناسب، در شرایط مختلف طرح اتصال و کار نمی‌باشد. برای تشخیص و کنترل دقیق‌تر پارامترها علاوه بر بازرسی چشمی، نیازه انجام آزمون خمش در محل انجام جوشکاری نیز می‌باشد.

## کلمات کلیدی

گلمیخ، سقف کامپوزیتی، پارامتر جوشکاری قوس الکتریکی گلمیخ، استحکام جوش گلمیخ در سقف کامپوزیت

## The effect Arc Stud Welding process parameters on the mechanical properties of shear connectors in composite metal deck constructions

M. GHOLAM BARGANI, F. MALEK GHAINI\*, AND A. MAZROI

### ABSTRACT

Arc stud welds act as shear connectors in composite steel-concrete beam which are now widely used in the construction of roof of buildings. In this study shear studs 19 mm in diameter made of AISI 1010 steel are welded to steel beams and the effects of weld current, plung and lift heights, and arc time are investigated. Weld samples were characterized in terms of appearance, profile, weld penetration, strength and fracture location in bend test. The results showed the significance of the process parameters on the soundness and strength of the welded connection. It is also shown that weld appearance and just visual inspection cannot be regarded as a sufficient test for the day to day inspection of the stud welding work at site. It is also necessary and important to perform the site bend test at the beginning of each shift or round of site work as required by AWS D 1.1 standard.

### KEYWORDS

effect of parameter, stud welding, welded joint, arc welding, composite beam, metal deck

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد متالوژی، دانشگاه تربیت مدرس، mahsabargani@yahoo.com (نویسنده مسئول)

۲- رییس دپارتمان مهندسی مواد و متالوژی، دانشگاه تربیت مدرس، farshidmalek@yahoo.com

۳- استادیار گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکز، ali.mazroi@iauctb.ac.ir



در مطالعات مختلف، طی سال‌های مختلف در مورد گلمیخ‌های بکاررفته در سقف‌های کامپوزیت، بیشتر به بررسی خواص مکانیکی همراه با آزمون‌های مکانیکی در مورد گلمیخ‌های بکاررفته در سازه‌ها پرداخته شده است. از جمله استحکام برشی گلمیخ‌ها [۶]، رفتارگلمیخ در دمای بالا و مقاومت در برابر بارهای خستگی [۷]، کنترل شکست نرم درسازه‌ی کامپوزیتی با استفاده از انجام آزمون‌های مکانیکی و شبیه‌سازی‌های مکانیکی [۸] محوریت اساسی این مطالعات بوده است، البته با فرض براینکه جوش‌های انجام شده صحیح و بانفوذ خوب باشند.

انتخاب پارامترهای جوشکاری نقش مهمی در کیفیت فرآیند جوشکاری قوس الکتریکی ایفا می‌کند، و این موضوع مساله‌ی اساسی در فرآیندهای مختلف جوش‌های قوسی است. از جمله پارامترهای مهم که در این نوع جوشکاری تاثیرگذار هستند شامل جریان (I)، زمان، طول بالارونده و طول فرورونده می‌باشند.

در یک مطالعه در سال ۲۰۰۹ به بررسی پارامترهای جریان، زمان و نوع قطعه کار بر روی خواص جوش در فرآیند جوشکاری قوس الکتریکی گلمیخ پرداخته شد. تغییرات خواص جوش، با اندازه‌گیری سختی ویکرز در طول ناحیه‌ی جوش و اندازه‌گیری عمق نفوذ بررسی شد. نتایج نشان داد که جریان، بیشترین تاثیر را در افزایش عمق نفوذ و طول ناحیه باسختی بیشتر دارد [۹].

در این مقاله، ارزیابی اثر تغییرات پارامترهای جوشکاری، مبنی بر آزمایشات تجربی انجام شده با استفاده از فرآیند جوشکاری قوس الکتریکی گلمیخ همراه با فرول سرامیکی، که در سقف‌های کامپوزیت استفاده می‌شود، صورت گرفته است. تغییرات خواص جوش، با تغییر پارامترهای جوشکاری با بررسی پروفیل جوش، استحکام و سختی جوش تحلیل شده است.

## ۲- روش تحقیق

برای انجام این تحقیق، از گلمیخ از نوع اتصال دهنده برشی، با قطر ۱۹ mm (۳/۴ in) و طول ۱۱۵ mm مطابق استاندارد ISO ۱۳۹۱۸ [۱۰] و ۱۱۹۶۹ استاندارد ملی ایران

سقف‌های کامپوزیت فولادی-بتنی در صنعت ساختمان، به دلیل وزن کم و استحکام کافی در برابر بارهای دینامیکی برای ساختمان‌های فولادی استفاده می‌شود [۱]. یک تیر کامپوزیت شامل یک مقطع فولادی و یک دال بتنی بوسیله گلمیخ‌ها بهم متصل می‌گردند. بدیهی است که بتن، دارای مقاومت فشاری خوبی است. اما تحت تنش کششی ضعیف است؛ درحالی‌که فولاد در کشش مقاومت مناسبی دارد [۱]. در واقع هرکدام از مصالح بکاررفته در سازه، با توجه به مزیت رفتاری آنها باعث می‌شود به صورت موثر و اقتصادی عمل کند [۲]. در اجرای تیرهای کامپوزیت باید ضوابط پیشنهادی در استانداردها از جمله AISC, ISO 13398, 14555 و مقررات ملی ساختمانی ایران رعایت گردد.

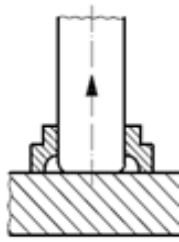
یک از اجزاء ضروری سقف کامپوزیت، گلمیخ است که باعث اتصال مقطع فولادی به دال بتنی، می‌گردد. گلمیخ‌ها به صورت مکانیکی به بال بالایی تیر فولادی و معمولاً با جوشکاری قبل از ریختن بتن متصل می‌شوند [۳]. جوشکاری گلمیخ، یک روش رایج و جایگزین فرآیندهای دیگر جوشکاری، همچون، جوش قوس الکتریکی روکش دار و روش‌های دیگر اتصال، همانند پرچ کردن و پیچ کردن می‌باشد که از دهه‌ی ۱۹۴۰ مورد استفاده قرار گرفته است [۴].

با توجه به اینکه زمان سیکل جوشکاری گلمیخ با قوس الکتریکی خیلی کوتاه است، فلز جوش و منطقه متاثر از حرارت جوش، خیلی باریک بوده، در نتیجه مقدار تنش‌های ناشی از جوش، کمتر می‌باشد. گلمیخ را می‌توان در وضعیت‌های مختلف، از یک‌طرف به سازه جوش نمود. جوشکاری گلمیخ، به دلیل سادگی استفاده و سرعت عمل اجرا، سالیان طولانی است که استفاده‌ی گسترده دارد.

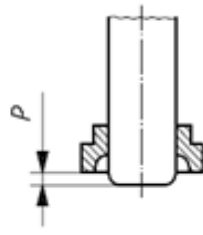
کارخانجات سازنده تجهیزات فوق، اقدامات زیادی برای بهبود فرآیند جوشکاری و مواد بکاررفته انجام داده‌اند که باعث اعتماد پذیری این فرآیند شده است. باین وجود، صحت مواد بکاررفته و انجام صحیح آن، یکی از مسائل مهم است [۵].



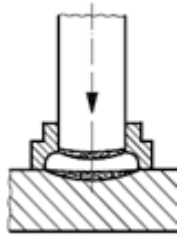
در مورد "گلمیخ‌ها و حلقه‌های سرامیکی برای جوشکاری قوسی گلمیخ" استفاده شده است. در شکل (۱) عکسی از گلمیخ نشان داده شده است. جنس گلمیخ، از فولاد کم کربن مطابق جدول (۱) است و به روش فورج سرد از مفتول با این جنس تولید می‌شود. خواص مکانیکی این گلمیخ، در جدول (۲) آورده شده است. نوک گلمیخ، به صورت زائده‌ای از جنس آلومینیوم می‌باشد. گلمیخ مورد استفاده دارای یک فرول یا محافظ سرامیکی برای حالت جوشکاری قوس الکتریکی گلمیخ به سمت پایین است. قطعه کار مورد نیاز برای جوشکاری، تیر IPE180 از جنس فولاد ST37، همچنین از ورق گالوانیزه با ضخامت ۰/۸ mm مطابق آنچه در سقف کامپوزیتی استفاده می‌شود، بکارگرفته شد.



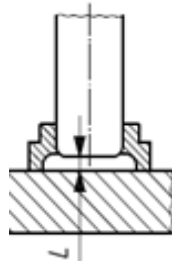
(ب) گلمیخ بر روی قطعه کار گذاشته می‌شود.



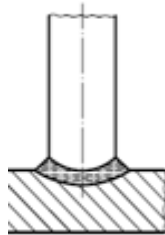
(الف) پارامتر p برای گلمیخ تنظیم می‌شود.



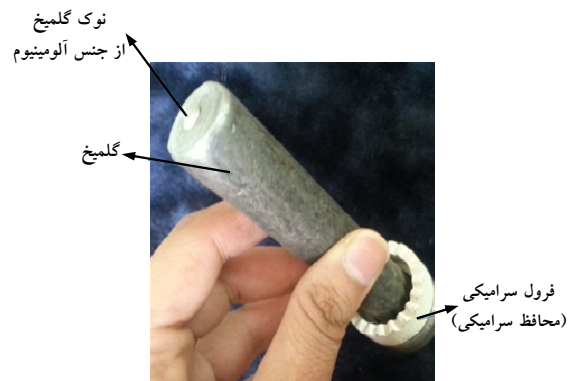
(د) قوس، سطح و گلمیخ را ذوب می‌کند و گلمیخ در مذاب به اندازه فاصله تقریباً p در مذاب فرو می‌رود.



(ج) گلمیخ به اندازه‌ی فاصله L بالا می‌رود درحالی‌که جریان برقرار می‌شود، قوس ایجاد می‌شود.



(ه) قطع اتصال حاصل می‌شود.



شکل (۱): گلمیخ مورد استفاده در سقف کامپوزیت (گلمیخ دارای یک نوک آلومینیومی و یک محافظ سرامیکی است).

شکل (۲): فرآیند جوشکاری قوسی گلمیخ [۱۰]

از استانداردهای:

AWS, AASHTO/AWS D1.5M/D1.5:2002, ISO 14555, ANSI/AWSC5.4, ISO 13918 و D1.1/D1.1M:2010 برای انجام جوشکاری گلمیخ در این تحقیق استفاده شد.

فرآیند جوشکاری قوسی گلمیخ همراه با فرول سرامیکی با استفاده از دستگاه جوشکاری مدل BTH PRO-D 2200 مورد استفاده برای جوشکاری قوس الکتریکی گلمیخ، استفاده شد. این دستگاه دارای یک تفنگ جوشکاری و کابل اتصال است. پارامترهای زمان و جریان بر روی دستگاه برای گلمیخ‌هایی با سایز ۱۰ تا ۲۲ قابل تنظیم می‌باشند. مراحل فرآیند جوشکاری قوس الکتریکی گلمیخ

جدول (۱): ترکیب شیمیایی پایه گلمیخ از جنس فولاد کم کربن

از نوع فولاد ۱۰۱۰

عنصر	Cr	Mn	Al	S	Si	C	Fe
درصد وزنی	۰/۰۲	۰/۳۶	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۳۲	۰/۱۴	۹۹/۰

جدول (۲): خواص مکانیکی گلمیخ

قطر (mm)	طول (mm)	استحکام (MPa)	افزایش طول (%)
۱۹	۱۱۵	۳۴۶	۳۴

انداخته شد. جهت بررسی ساختار انجمادی جوش و همچنین ابعاد حوضچه‌ی جوش و منطقه HAZ از محلول نایتال ۲٪ به مدت ۵ الی ۶ ثانیه استفاده گردید. به منظور بررسی شکل منطقه‌ی جوش و HAZ و مشخص کردن تقریبی عیوب ایجاد شده از استریواسکوپ استفاده شد. شکل مقطع جوش، همراه با مشخص شدن قسمت‌های مختلف جوش، در شکل (۵) نشان داده شده است.

جدول (۳): طراحی آزمایش مربوط به جوشکاری گلمیخ با پارمترهای موجود

اسم نمونه	P/L	L (mm)	P (mm)	T (ms)	I (A)	ردیف
D1M	۵:۳/۵	۵	۳/۵	۵۰۰	۱۲۵۰	۱
D2M	۵:۳/۵	۵	۳/۵	۸۰۰	۱۲۵۰	۲
M1M	۵:۳/۵	۵	۳/۵	۵۰۰	۱۵۰۰	۳
M2M	۵:۳/۵	۵	۳/۵	۸۰۰	۱۵۰۰	۴
U1M	۵:۳/۵	۵	۳/۵	۵۰۰	۱۷۵۰	۵
U2M	۵:۳/۵	۵	۳/۵	۸۰۰	۱۷۵۰	۶
D1U	۷:۴/۵	۷	۴/۵	۵۰۰	۱۲۵۰	۷
D2U	۷:۴/۵	۷	۴/۵	۸۰۰	۱۲۵۰	۸
M1U	۷:۴/۵	۷	۴/۵	۵۰۰	۱۵۰۰	۹
M2U	۷:۴/۵	۷	۴/۵	۸۰۰	۱۵۰۰	۱۰
U1U	۷:۴/۵	۷	۴/۵	۵۰۰	۱۷۵۰	۱۱
U2U	۷:۴/۵	۷	۴/۵	۸۰۰	۱۷۵۰	۱۲
D1D	۴:۲/۵	۴	۲/۵	۵۰۰	۱۲۵۰	۱۳
D2D	۴:۲/۵	۴	۲/۵	۸۰۰	۱۲۵۰	۱۴
M1D	۴:۲/۵	۴	۲/۵	۵۰۰	۱۵۰۰	۱۵
M2D	۴:۲/۵	۴	۲/۵	۸۰۰	۱۵۰۰	۱۶
U1D	۴:۲/۵	۴	۲/۵	۵۰۰	۱۷۵۰	۱۷
U2D	۴:۲/۵	۴	۲/۵		۱۷۵۰	۱۸

مطابق شکل (۲) می‌باشد. تجهیزات انجام جوشکاری در شکل (۳) نشان داده شده است.

بعد از تهیه تجهیزات، طراحی آزمایش بصورت فاکتوریل کامل، انجام شد. پارامترهای در نظر گرفته شده شامل جریان (سه سطح)، زمان (دو سطح) و P/L (سه سطح با نسبت یکسان و مقادیر متفاوت L و P) مطابق جدول (۳) می‌باشد.



شکل (۳): مصالح مربوط به جوشکاری گلمیخ انجام شده

فرآیند جوشکاری همراه با مصالح بصورت شکل (۳)، مطابق با طراحی آزمایش انجام شد. بعد از جوش دادن نمونه‌ها، ابتدا آزمون چشمی، مطابق استاندارد ISO 14555 برای نمونه‌ها انجام شد. معیارهای ظاهر جوش سالم و نامناسب مطابق با استاندارد ISO 14555 است. در حالیکه جوش ناسالم بصورت چهار حالت مختلف، مطابق شکل (۴) می‌باشد.

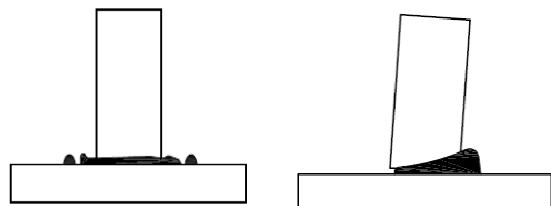
بعد از آنکه، هر گلمیخ که بر روی تیر به همراه ورق گالوانیزه جوش داده شده با اره قسمتی از بال تیر، بریده شد. سپس هر قسمت از بال تیر که بر روی آن جوش انجام شده بود، به صورت مقطع عرضی بریده شد، سپس سطح نمونه‌ها با سنباده ۸۰ تا ۲۵۰۰ آماده سازی و بعد، برق

برای بررسی سختی منطقه‌ی جوش و فازهای تشکیل شده و همچنین منطقه HAZ جوش گلمیخ مورد استفاده در سقف‌های کامپوزیت فولادی-بتنی، از آزمایش میکروسختی (ویکرز) با استفاده از دستگاه میکروسختی مدل BUHLER LTD استفاده شد. آزمایش‌های میکروسختی سنجی در نقاط مختلف از مناطق مختلف جوش (از قسمت قطعه کار به سمت پایه گلمیخ) صورت گرفت. برای افزایش میزان دقت اعداد بدست آمده از این آزمایش، چندین بار تکرار شد. عددهای بدست آمده که از ۵ نقطه در هر مکان می‌باشد، جمع و میانگین آنها محاسبه شد. آزمایش میکروسختی سنجی تحت بار ۱۰۰g و به مدت ۱۵ ثانیه صورت گرفت. شکل پروفیل سختی در شکل (۶) نشان داده شده است.

به منظور بررسی استحکام جوش از آزمون خمش استفاده شد. آزمون خمش با ساخت و استفاده از دستگاه خمش هیدرولیک انجام شد. عکس دستگاه تست خمش در شکل (۷) مشاهده می‌شود. گلمیخ جوش داده شده بر روی صفحات فولادی تهیه شده، با ابعاد تقریباً  $10 \times 10 \text{ cm}^2$  در دستگاه گذاشته شده و تحت زاویه ۱۵ الی ۳۰ درجه تحت خمش قرار می‌گیرد.

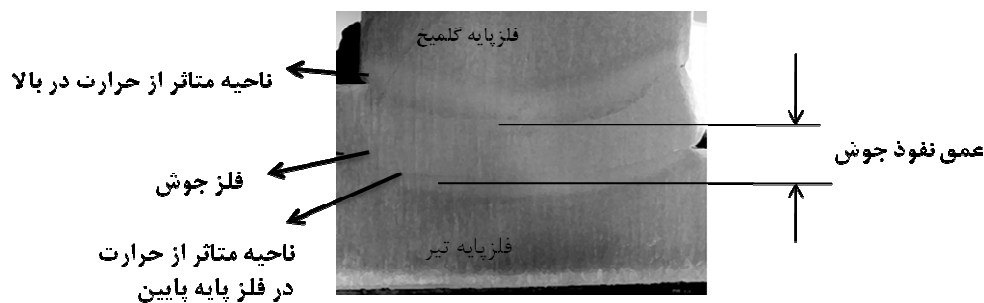


(الف) در این حالت قطر فلز جوش کم شده که دلیل آن نبود هم مرکزی فرول و گلمیخ در تفنگ جوشکاری و یا مناسب نبودن P یا L ایجاد شده است. (ب) در این حالت میزان گرده‌ی جوش کم و نامنظم بوده که علت آن انرژی جوش کم و رطوبت فرول سرامیکی و یا کم بودن پارامتر L می‌باشد.



(ج) این حالت انحراف گرده همراه با عیب برش از گوشه می‌باشد که علت آن وزش قوس و یا هم مرکز نبودن فرول سرامیکی می‌باشد. (د) در این حالت طول گرده‌ی جوش، شدیداً کم شده و همراه با پاشش مذاب به اطراف می‌باشد. علت آن افزایش جریان و یا زمان می‌باشد.

شکل (۴): معیار جوشهای ناسالم مطابق استاندارد ISO14555



شکل (۵): عکس ماکرو از سطح مقطع جوش-در شکل قسمت‌های مختلف از مقطع گلمیخ جوش داده شده مشخص شده است. این مناطق شامل فلز پایه، فلز جوش و منطقه متأثر از حرارت می‌باشد.

جوش، مطابق عیب در شکل (۴-الف) می‌باشد. کاهش طول به اندازه کم و حدوداً ۱ تا ۲/۵ میلی‌متر گویای این مساله است. ظاهر این جوش‌ها نشان دادند که به دلیل کم بودن مقادیر این پارامترها طول قوس کافی نبوده و همچنین نیروی کافی جهت امتزاج دوسطح ذوب شده

۳- بحث و یافته‌ها

۳-۱- ظاهر جوش گلمیخ

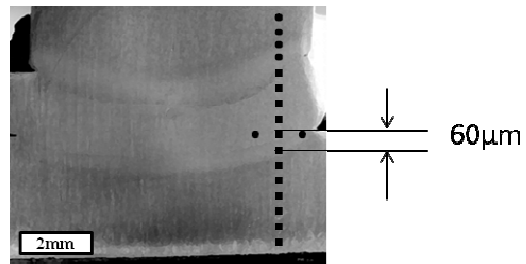
بعد از انجام جوشکاری، آزمون چشمی جوش گلمیخ، مطابق با استاندارد استاندارد ISO14555 انجام شد. نمونه‌ها با پارامترهای L و P کم، ظاهر جوش سالم نداشتند و گرده

شده است. این حالت مطابق شکل (۴-ج) است که کاهش طول زیاد گلمیخ به علت ذوب زیاد ایجاد شده است. کاهش طول در این حالت با افزایش بیشتر  $L$  و  $P$  واضح تر است. نمونه با کاهش جریان، گرمای ورودی کم بوده و ذوب کافی اتفاق نیفتاده است و جوش ناسالم است. عیب ایجاد شده در این حالت مطابق شکل (۴-ب) می باشد. درحالتی که جوش سالم است گرده جوش کافی و کاهش طول گلمیخ به اندازه ۴-۵ میلی متر مشاهده شد. جوشکاری با پارامترهای تعیین شده توسط سازنده دستگاه نیز انجام شد. پارامترهای تعیین شده توسط دستگاه، با توجه به شرایط بکارگرفته شده، با وجود داشتن جوش تقریباً خوب و عمق نفوذ نسبتاً کافی، دارای پاشش مذاب به اطراف است. با تغییر این پارامترها و در نتیجه تغییر میزان انرژی ورودی جوش، ظاهر جوش خوب و بدون پاشش مذاب به اطراف شد.

### ۳-۲- تصویر درشت ساختار جوش

نمونه‌ها با ظاهر جوش سالم، مقطع زده شدند و آماده سازی در مورد این نمونه‌ها انجام شد. عکس‌های میکروسکوپی و مشاهده پروفیل جوش نشان داد که ظاهر جوش سالم، نشان دهنده بی عیب بودن نمونه نمی باشد. در حالیکه ممکن است عیوبی مثل تخلخل درون نمونه جوش داده شده به دلایلی از جمله تمیز نبودن سطح مقطع قطعه کار و نامناسب بودن مواد بکار رفته در ساخت گلمیخ و وزش قوس مشاهده شود.

پروفیل جوش، عمق نفوذ جوش را نشان داد. اندازه گیری عمق نفوذ جوش در نمونه‌ها نشان می دهد که نمونه با جریان زیاد و زمان ۸۰۰ به دلیل داشتن گرمای ورودی کافی و نرخ گرمایش و سرمایش مناسب جوش گلمیخ، عمق نفوذ بیشتر از نمونه با جریان کم دارد. تغییرات جریان بیشتر از تغییرات زمان در مقدار عمق نفوذ نقش دارد. شکل (۸) عکس ماکرو ساختار مربوط به دو نمونه با عمق نفوذ متفاوت را نشان می دهد درحالیکه دو نمونه ظاهر جوش سالم داشتند.



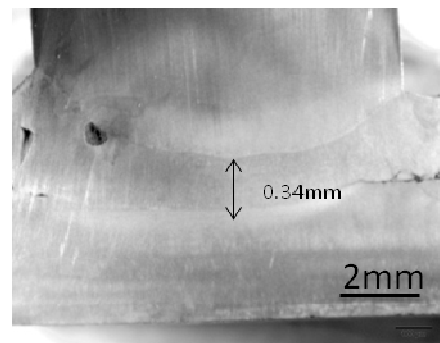
شکل (۶): پروفیل سختی از سطح مقطع جوش و از نقاط مختلف، فاصله نقاط از یکدیگر  $60 \mu\text{m}$  می باشد. سختی ویکرز با اعمال نیروی  $50 \text{ gf}$  به مدت حدوداً ۱۵ ثانیه از در نقطه انجام شد.



شکل (۷): خمش گلمیخ جوش داده شده با استفاده از دستگاه تست خمش هیدرولیک با اعمال نیرو تحت زاویه  $30^\circ$  درجه نسبت به محور قائم بر صفحه

وجود نداشته است. نمونه‌های ۱۳ تا ۱۸، دارای این عیب بودند. با افزایش این دو پارامتر ظاهر جوش‌ها تا حدودی مستقل از این دو پارامتر شد. نتایج نشان داد با افزایش این دو پارامتر طول قوس کافی و نیروی لازم برای متصل شدن دو سطح قطعه کار وجود دارد و برای داشتن جوش مناسب، پارامترهای جریان و زمان مهم می باشند. در نمونه‌های دیگر با مقدار بیشتر این پارامترها، با جریان زیاد، افزایش گرمای ورودی، باعث ذوب کافی سطح قطعه کار و اتصال مناسب شده است. در صورتی که در نمونه ۱۷۵۰-۵۰۰ به دلیل کاهش زمان و در نتیجه افزایش سرعت، باعث عیب پراکندگی ذوب به اطراف در حین فرآیند جوش شده و جوش ناسالم با گرده جوش کم ایجاد

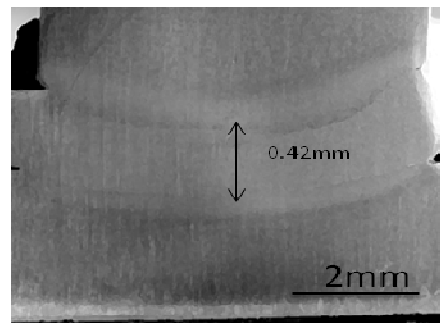
آن نمونه‌ها با ظاهر جوش مناسب، وزش قوس کمی ایجاد شده و باعث ایجاد تخلخل در جوش، و از بین رفتن استحکام کافی می‌باشد. در جدول (۴) نتایج شکست نمونه‌ها گزارش شده است. نمونه با داشتن عمق نفوذ کافی و گرده جوش مناسب، از فلز پایه شکسته شد که نشان دهنده‌ی استحکام کافی در صورت وجود گرده جوش کافی و کاهش طول گلمیخ در نتیجه فرآیند جوشکاری گلمیخ به اندازه ی ۴-۵ میلی متر می‌باشد.



الف) نمونه با جریان بیشتر و طول قوس بیشتر دارای عمق نفوذ جوش بیشتر است.



الف) نمونه‌ای که عمق جوش کم است، شکست از فلز جوش اتفاق افتاده است.



ب) نمونه با جریان کمتر و طول قوس کمتر دارای عمق نفوذ جوش کمتر است.

شکل (۸): پروفیل جوش مربوط به دو نمونه با پارامترهای مختلف با مقیاس ۲ میلی متر



ب) نمونه‌ای که عمق جوش بیشتر و در حد بهینه است، شکست از فلز پایه اتفاق افتاده است.

شکل (۹): سطح مقطع شکست جوش گلمیخ در مورد دو گلمیخ با پارامترهای مختلف

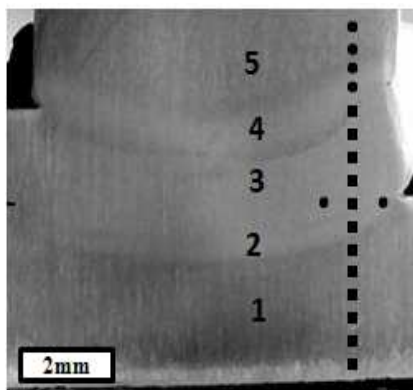
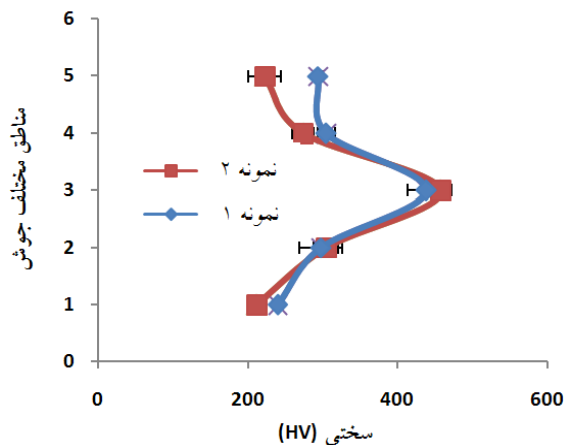
### ۳-۳- استحکام جوش گلمیخ

برای بررسی استحکام جوش گلمیخ طبق استانداردها و منابع موجود لازم است تست خمش انجام شود. آزمون خمش با استفاده از دستگاه آزمون خمش هیدرولیک با اعمال نیرو و خم شدن گلمیخ تحت زاویه ۳۰ درجه نسبت به محور قائم برقطعه کار، تا مرحله شکست گلمیخ انجام شد. نمونه‌ها در این حالت به دو صورت شکسته شدند. نمونه‌ها یا از جوش شکسته شدند که طبق الزامات استاندارد ISO14555 نشان می‌دهد که جوش مردود است و یا از فلز پایه گلمیخ شکسته شد که نشان دهنده جوش با استحکام کافی می‌باشد. شکل (۹) دو مقطع شکست از جوش و فلز پایه را نشان می‌دهد. در مرحله اول نمونه‌هایی که از لحاظ ظاهر جوش سالم نبودند از جوش شکسته شدند. نمونه‌هایی با ظاهر جوش سالم یا از جوش و در بیشتر موارد از فلز پایه شکسته شدند. دلیل شکست

جدول (۴): نتایج آزمون خمش نمونه‌ها

ردیف	نتیجه شکست	اسم نمونه
۱	شکست از جوش	D1M
۲	شکست از جوش	D2M
۳	شکست از فلز پایه	M1M
۴	شکست از فلز پایه	M2M
۵	شکست از جوش	U1M
۶	شکست از فلز پایه	U2M
۷	شکست از جوش	D1U
۸	شکست از جوش	D2U
۹	شکست از جوش	M1U
۱۰	شکست از جوش	M2U
۱۱	شکست از پایه	U1U
۱۲	شکست از فلز پایه	U2U
۱۳	شکست از جوش	D1D
۱۴	شکست از جوش	D2D
۱۵	شکست از جوش	M1D
۱۶	شکست از جوش	M2D
۱۷	شکست از پایه	U1D
۱۸	شکست از جوش	U2D

افزایش سختی در فلز جوش به دلیل سرعت بالاتر انجماد و سرد شدن فلز جوش در این فرآیند می‌باشد. نتایج سختی مربوط با دو نمودار با عمق نفوذ جوش متفاوت و پارامترهای متفاوت نشان می‌دهد که سختی این مناطق برای نمونه‌های متفاوت با پارامترهای متفاوت تقریباً یکسان است و تنها تفاوت در طول منطقه‌ی سختی یعنی طول عمق نفوذ جوش و منطقه‌ی متأثر از حرارت است. شکل (۱۰)، پروفیل سختی جوش گلمیخ را نشان می‌دهد.



ب) نمونه‌ای که عمق جوش بیشتر و در حد بهینه است، شکست از فلز پایه اتفاق افتاده است.

شکل (۱۰): سختی ویکرز مناطق مختلف جوش گلمیخ از فلز پایه تا جوش

#### ۴- نتیجه گیری

نتایج نشان می‌دهد جوشکاری گلمیخ از لحاظ صرفه جویی در زمان و هزینه، همچنین استحکام مناسب، یک روش مناسب برای ساخت سقف‌های کامپوزیت می‌باشد. ظاهر جوش مناسب در نتیجه پارامترهای مناسب،

#### ۳-۴- پروفیل سختی جوش گلمیخ

با استفاده دستگاه میکروسختی سنجی ویکرز از پروفیل جوش و مقاطع مختلف آن سختی گرفته شد. مناطق مختلف سختی گرفته شده شامل فلز پایه، فلز جوش و منطقه متأثر از حرارت شامل منطقه درشت دانه و ریزدانه می‌باشد. منطقه متأثر از حرارت در این نوع جوش، دارای عرض کمی است. نتایج حاصل از اندازه گیری سختی نشان داد که سختی در منطقه جوش بیشتر از منطقه متأثر از حرارت و فلز پایه می‌باشد. افزایش سختی در منطقه متأثر از حرارت نیز مشاهده شد که مقدار سختی در این منطقه کمتر از منطقه جوش می‌باشد. مقدار سختی در منطقه جوش تقریباً ۴۵۰ ویکرز و منطقه متأثر از حرارت بین ۲۷۰ تا ۳۰۰ ویکرز است.



the Proceedings of the 5th International Conference Composite Construction in Steel and Concrete.

[3] Adonyi, Y. (2006), "Studs Thru Deck Welding", Coated Steels: LeTourneau University.

[4] Ramasamy, S., Gould, J. and Workman, D. (2002), "Design-of-Experiments Study to Examine the Effect of Polarity on Stud Welding", Welding Journal-New York, Vol. 81, No. 2, pp. 19-26.

[5] Chambers, H. A. (2001), "Principles and Practices of Stud Welding", Pci Journal, Vol. 46, No. 5, pp. 46-59.

[6] Johnson, R. (2000), "Resistance of Stud Shear Connectors to Fatigue", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 56, No. 2, pp. 101-116.

[7] Dogan, O. and Roberts, T. (2012), "Fatigue Performance and Stiffness Variation of Stud Connectors in Steel-Concrete-Steel Sandwich Systems", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 70, 86-92.

[8] Xu, C. and Sugiura, K. (2013), "FEM Analysis on Failure Development of Group Studs Shear Connector under Effects of Concrete Strength and Stud Dimension", Engineering Failure Analysis, Vol. 35, pp.343-354.

[9] Samardžić, I., Kladarić, I. and Klarić, Š. (2009), "The Influence of Welding Parameters on Weld Characteristics in Electric arc Stud Welding", Metalurgija, Vol. 48, No. 3, pp. 181-185.

[10] ISO, E. (1998). 13918. Prigionieri e fuerrule.

تا حدودی بیانگر جوش با استحکام کافی می باشد اما بطور قطعی نمی توان این نتیجه را گرفت، لذا برای اطمینان از استحکام خوب جوش گلمیخ و جوش سالم، لازم است در مرحله اول آزمون خمش نمونه های جوش انجام شود.

بررسی پارامترها با استفاده از منابع مختلف از جمله پارامترهای تنظیم شده توسط سازنده دستگاه، نشان داد که با توجه به شرایط مختلف از جمله ضخامت قطعه کار، برای داشتن جوش بدون عیب، این پارامترها تغییر می کند. عمق نفوذ جوش مناسب در وهله اول با پارامتر "طول بالارونده" مناسب و در مرحله بعد جریان کافی ایجاد می شود. در صورت داشتن عمق نفوذ مناسب اتصال کافی و در نتیجه استحکام مناسب ایجاد می شود. پارامتر "طول فرورنده" که میزان نیروی لازم برای اتصال دوسطح را تعیین می کند، در درجه اهمیت کمتری نسبت به این دو پارامتر است. زمان، پارامتر مهمی برای تعیین سرعت ذوب و انجاماد در حین جوش است و در صورت زیاد بودن زمان، سرعت جوش کم می باشد و بالعکس. پارامترها در نمونه های یکسان در میزان سختی قسمت های مختلف جوش، تاثیر چندانی ندارد و تنها پارامترها با تغییر میزان طول هر منطقه باعث ایجاد میزان طول سختی متفاوت خواهد شد که در میزان استحکام نقش دارد. برای داشتن جوش سالم و گرده جوش مناسب، لازم است عمق نفوذ جوش زیاد باشد که افزایش سختی و استحکام مناسب را موجب می شود.

## ۵- تشکر و قدردانی

از شرکت ایران توحید بخاطر همکاری با دپارتمان مهندسی مواد و متالورژی دانشگاه تربیت مدرس در تعریف و اجرای این پروژه تحقیقاتی تشکر و قدردانی می شود.

## ۶- مراجع

[1] Hanswille, G., Porsch, M. and Ustundag, C. (2007), "Resistance of Headed Studs subjected to Fatigue Loading: Part I: Experimental Study", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 63, No. 4, pp. 475-484.

[2] Hegger, J. and Goralski, C. (2004), "Structural Behavior of Partially Concrete Encased Composite Sections with High Strength Concrete", Paper presented at





# بررسی تأثیر پوشش‌های تخته سیمانی الیافی و تخته گچی بر رفتار لرزه‌ای دیوارهای سبک فولادی سردنورد

فرهنگ فرحبود<sup>۱</sup>، فرهاد حکیمی فرد<sup>۲</sup>

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۳/۷/۱، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۳/۱۲/۱)

## چکیده

این تحقیق به بررسی تجربی تأثیر صفحات پوششی گچ‌برگ و تخته سیمانی الیافی بر عملکرد لرزه‌ای دیوارهای سبک فولادی با یا بدون مهاربند تسمه‌ای قطری پرداخته‌است. برای این هدف، ۵ نمونه دیوار سبک فولادی سرد نورد، به طول ۳۶۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۳۰۰۰ میلی‌متر تحت بارگذاری جانبی رفت و برگشتی و بدون حضور بار سفلی مورد آزمایش قرار گرفته‌اند. برای تمام نمونه‌ها منحنی‌های چرخه‌ای، مد شکست و ضریب شکل‌پذیری استخراج و با یکدیگر مقایسه شده‌است. آزمایشات نشان دادند که نصب پوشش‌های غیرسازه‌ای مانند تخته سیمانی الیافی و گچ‌برگ، عمدتاً به بهبود رفتار لرزه‌ای دیوارهای سبک فولادی مهاربند شده می‌انجامد. در مقایسه با نمونه بدون پوشش، نصب پوشش‌های تخته سیمانی الیافی و تخته گچی، اثرات محسوسی بر ظرفیت برشی، شکل‌پذیری و مد خرابی قاب‌های سبک فولادی دارد. ظرفیت برشی نمونه‌های دارای مهاربند ضربدری و همراه با پوشش‌های مذکور تا ۴۰٪ افزایش داشته‌است. همچنین ضریب شکل‌پذیری نمونه‌های مهاربند شده نیز با نصب پوشش‌های تخته سیمانی الیافی و تخته گچی تا مرز ۴۰٪ افزایش پیدا می‌کند.

## کلمات کلیدی

دیوارهای سبک فولادی، گچ‌برگ، تخته سیمانی الیافی، ضریب شکل‌پذیری، منحنی چرخه‌ای

## Impression of Gypsum Panel and Fiber Cement Board Sheathing on Seismic Behavior of Cold-Formed Steel Stud Walls

F. Farahbod, F. Hakimi Fard

### ABSTRACT

This paper investigates the impressions of gypsum panel and fiber cement board sheathing on seismic performance of CFS stud walls. For this purpose, five 3600 in 3000 millimeter (length in height) specimens which three of them were strapped diagonally have been tested under cyclic loading. The hysteresis diagram, failure modes and ductility coefficient, were extracted for each specimen and compared. The experiments showed the nonstructural sheathing boards such as gypsum panel and fiber cement cladding would improve the lateral performance of the CFS walls – with or without the strap brace – by 40 percent in average.

### KEYWORDS

Cold-formed steel stud wall, Gypsum panel, Fiber cement board, Ductility factor, Hysteresis curve

۱- استادیار، عضو هیئت علمی بخش سازه مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، FarhangFarahbod@yahoo.com (نویسنده مسئول)

۲- مدرس دانشگاه، کارشناسی ارشد مهندسی زلزله پژوهشکده ساختمان و مسکن، Farhad.Hkmf@gmail.com



در احداث ساختمان‌های «قاب‌های سبک فولادی» علاوه بر اجزای سازه‌ای، اجزای غیر سازه‌ای مانند صفحات پوششی سبک دیوارها نیز حائز اهمیت هستند. با این وجود توجه محققین بیشتر بر بررسی رفتار لرزه‌ای دیوارهای متشکل از مقاطع سردنورد شده، تحت تأثیر عواملی نظیر ابعاد دیوار، انواع اتصالات، ابعاد مقاطع و... معطوف بوده و بررسی تأثیر نصب پوشش‌های غیرسازه‌ای بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های سبک فولادی کمتر مورد آزمایش و تحقیق قرار گرفته است. این مقاله تجربی، نتایج آزمایش ۵ دیوار فولادی سردنورد شده را ارائه می‌دهد که با ثابت در نظر گرفتن مشخصات هندسی و مکانیکی، تأثیر نصب «تخته‌های سیمانی الیافی و تخته‌های گچی» را بر عملکرد لرزه‌ای قاب سبک فولادی مورد بررسی قرار داده است. طی این آزمایشات، منحنی چرخه‌ای، مد تسلیم و خرابی هر نمونه ثبت شد، و در ادامه با استفاده از مشاهدات و نتایج به دست آمده، رفتار لرزه‌ای دیوارهای فولادی سردنورد شده مورد تحلیل و بررسی قرار گرفت.

مطالعات تجربی متعددی بر روی دیوارهای سبک فولادی سردنورد صورت گرفته است که از آن جمله می‌توان به آزمایشات Adham و همکارانش [۱]، Fulop و همکارانش [۲]، Kim و همکارانش [۳] و Al-Karat و Rogers [۴] اشاره نمود. تحقیقات آنها بیشتر بر تخمین ظرفیت برشی دیوارهای همراه با «مهاربند تسمه‌ای ضربدری، پوشش‌هایی نظیر صفحات گچی و بار ثقلی» یا بدون حضور آنها تحت بارگذاری جانبی سیکلیک، تمرکز داشت.

آزمایشات انجام شده در سالیان اخیر، اثبات کرده است که نصب صفحات پوششی در رفتار لرزه‌ای قاب مهاربندی شده تأثیر قابل ملاحظه‌ای دارند. مقیمی و رونق بیست دیوار فولادی سردنورد شده را تحت تأثیر متغیرهای مهاربندی مختلف و نصب صفحات گچی مورد آزمایش سیکلیک قرار دادند. نتایج نشان داد، نصب تخته‌های گچی اثر مثبتی بر مقاومت و شکل پذیری دیوارهای همراه با تسمه‌های مهاربندی دارد. اما اعتماد به

تخته‌های گچی به عنوان عضو اصلی باربر جانبی، خصوصاً در حضور بار ثقلی ایده‌ی خوبی نیست [۵ و ۶]. Serrette و Ogunfunmi [۷] عملکرد لرزه‌ای هشت قاب سبک فولادی مهاربندی شده و دارای پوشش صفحات گچی را مورد آزمایش قرار دادند. نتایج آزمایشات نشان داد مد شکست نمونه‌های دارای صفحات گچی همراه با تسمه مهاربند، وقوع خرابی در صفحات گچی است.

Gad و همکارانش [۸] عملکرد لرزه‌ای ساختمان قاب سبک فولادی یک طبقه‌ای را تحت بارگذاری سیکلیک جانبی مورد مطالعه قرار دادند. قاب‌های منفرد، مهاربند شده و همراه یا بدون پوشش صفحات گچی بودند. آزمایش میز لرزان، وقوع خرابی را «گسیختگی تسمه مهاربند در نزدیکی محل اتصال به قاب» یا «گسیختگی صفحات گچی در محل اتصال پیچ‌ها» نشان داد.

## ۲- برنامه آزمایشات

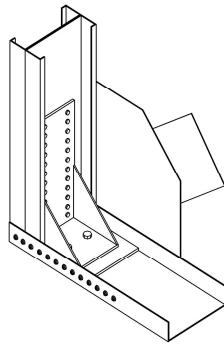
### ۲-۱- مشخصات نمونه‌ها

برای این تحقیق پنج قاب سبک فولادی با ارتفاع ۳۰۰۰ و عرض ۳۶۰۰ میلی‌متر مورد آزمایش قرار گرفته‌اند (شکل (۱)). نمونه‌ها شامل دو گروه دیوارهای بدون مهاربند تسمه‌ای ضربدری و دیوارهای همراه با مهاربندهای تسمه‌ای در دو سمت دیوار می‌باشند. در نمونه‌های دارای مهاربند، تسمه‌ها با به‌کارگیری ورق‌های گوشه به المان‌های مرزی افقی و عمودی قاب متصل شدند تا از هرگونه پارگی احتمالی در محل اتصال جلوگیری به عمل آید. همچنین به منظور جلوگیری از وقوع بلندشدگی در چهارگوشه قاب‌ها، از نبشی و میل‌های مهاربند مطابق شکل (۲) استفاده شد. برای تمام دیوارها، استادها در فواصل ۶۰۰ میلی‌متر از یکدیگر نصب شدند. به جز استادهای مرزی که از مقطع دابل پشت‌به‌پشت در آنها استفاده شد، سایر اعضا شامل استادهای میانی، رانرهای فوقانی و تحتانی و کمرکش‌ها از مقطع C شکل منفرد ساخته شدند.

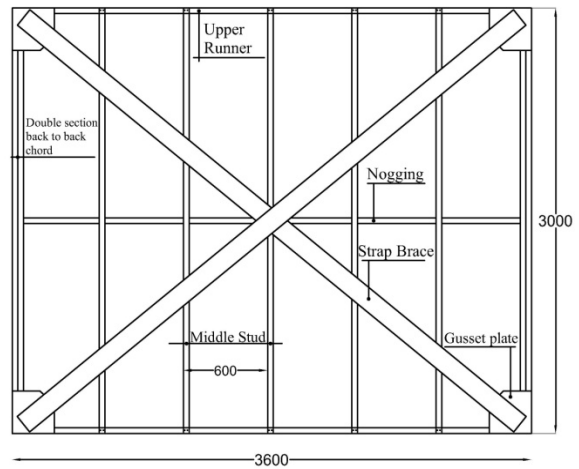
صفحات پوششی گچ‌برگ و تخته سیمانی الیافی به ترتیب دارای ابعادی برابر با  $۳۰۰۰ \times ۱۲۰۰ \times ۱۵$  و  $۱۵۰۰ \times ۱۲۰۰ \times ۹$



میلی متر هستند، و توسط پیچ‌های خودکار نمره ۴ در فواصل ۲۵۰ میلی‌متر به استاداها و در فواصل ۳۰۰ میلی‌متر به رانرها متصل شدند.



شکل (۲): آرایش پیچ‌های نبشی و میل‌های مهاري



شکل (۱): قاب سبک فولادی مورد استفاده در آزمایش‌ها

## ۲-۲- مشخصات مصالح

مشخصات مکانیکی مصالح اعضا فولادی سرد نورد شده در آزمایشگاه بخش سازه مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی ایران، مورد آزمایش و بررسی قرار گرفتند. نتایج این آزمایشات در جدول (۱) آمده‌است.

جدول ۱- مشخصات مکانیکی اعضای قاب

عضو	Grade اسمی (MPa)	ضخامت اسمی (mm)	مدول الاستیک (GPa)	تنش تسلیم (MPa)	کرنش تسلیم، $F_y$ (%)	تنش نهایی، $F_u$ (MPa)	$F_u/F_y$
اعضای سرد نورد شده	۵۵۰	۲/۰۰	۲۰۰	۲۴۰	۰/۱۲	۳۴۰	۱/۴۲
تسمه‌های مهاربندی	۳۰۰	۱/۲۵	۲۰۰	۲۴۰	۰/۱۲	۳۴۰	۱/۴۲

سمت دیگر پوشانده شده است.

## ۲-۴- پیکربندی و بارگذاری آزمایش‌ها

جزئیات پیکربندی و برپایی نمونه‌های آزمایشی در شکل (۳) نشان داده شده است. رانر تحتانی در مجاورت استاداها میانی به تیر فونداسیون متصل و به منظور جلوگیری از پارگی ورق جان رانر در محل اتصال، از قطعات C شکل تقویتی استفاده شد. رانر فوقانی نیز با همین شیوه به تیر بارگذاری متصل شد.

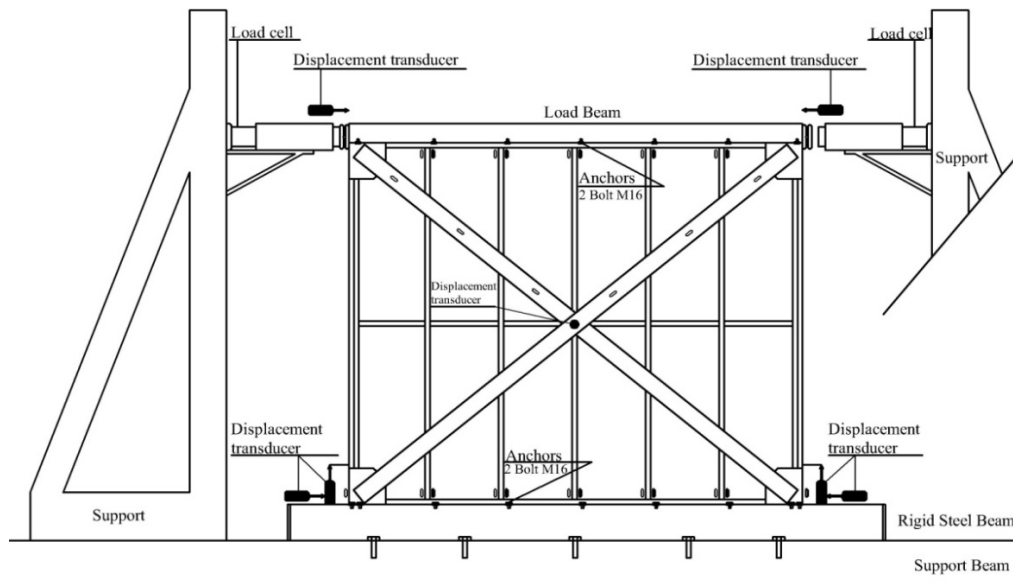
جابجایی افقی، بلندشدگی احتمالی و تغییرمکان احتمالی خارج از صفحه قاب‌ها با استفاده از «مبدل‌های جابجایی» اندازه‌گیری و ثبت شده‌است. برای هرکدام از نمونه‌های آزمایشی از هشت «مبدل جابجایی» استفاده شد. به نحوی

## ۲-۳- نام‌گذاری نمونه‌ها

قاب سبک فولادی BOO، دارای بادبندهای تسمه‌ای در هر دو سمت دیوار و فاقد هرگونه ورق پوششی است. نمونه BFG دارای مهاربند تسمه‌ای ضربدری در دو سمت دیوار، پوشش تخته‌های سیمانی الیافی در یک وجه و تخته‌های گچی است. دیوار فولادی سرد نوردشده سوم، نمونه BFF است که دارای مهاربند تسمه‌ای ضربدری و صفحات پوششی تخته سیمانی الیافی در دو طرف دیوار است. نمونه‌های UFG و UGG فاقد مهاربند تسمه‌ای در طرفین دیوار هستند. با این تفاوت که نمونه UGG پوشیده شده با تخته‌های گچی در طرفین دیوار است اما نمونه UFG با تخته‌های گچی در یک سمت و تخته‌های سیمانی الیافی در

استاندارد ASTM E2126-07 اعمال شده است. به این منظور بار جانبی رفت و برگشتی، به شیوه کنترل تغییر مکان و با جابجایی‌های ۱/۱۲۵، ۲/۲۵، ۳/۳۷۵، ۴/۵، ۶/۷۵ و ۹/۰ میلی‌متر، در یک سیکل و جابجایی‌های ۱۳/۵، ۱۸/۰، ۲۷/۰، ۳۶/۰، ۴۵/۰، ۵۴/۰، ۶۳/۰، ۷۲/۰، ۸۱/۰، ۹۰/۰، ۱۰۸/۰ و ۱۲۰/۰ میلی‌متر در سه سیکل متوالی به تمام نمونه‌ها اعمال شد.

که چهار دستگاه از آنها، تغییر مکان افقی را در چهار گوشه قاب، دو مبدل دیگر بلندشدگی احتمالی را در دو گوشه پائینی قاب و دو «مبدل جابجایی» دیگر تغییر مکان احتمالی خارج از صفحه را اندازه‌گیری می‌کنند. جانمایی «مبدل‌های جابجایی» و همچنین محل قرارگیری «کرنش سنج‌ها» در شکل (۳) نشان داده شده است. برای تمام دیوارهای فولادی سرد نورد شده مورد آزمایش، بارگذاری جانبی بدون حضور بار ثقلی و مطابق با روش B



شکل (۳): جزئیات پیکربندی و برپایی نمونه‌های آزمایشی

پوشش‌های تخته سیمانی و وقوع لهدگی در صفحات روکش دار گچی را به همراه داشت. پس از آن، با توجه به رفتار ترد تخته‌های سیمانی الیافی، ادامه بارگذاری جانبی منجر به گسترش هرچه بیشتر ترک‌ها و جدا شدن تدریجی آنها از سطح قاب فولادی گردید. همچنین هیچ گسیختگی یا جداشدگی برای تخته‌های گچی تا پایان بارگذاری مشاهده نشد.

**نمونه BFF** رخداد اولین ترک در نمونه BFF در محل اتصال لبه تخته سیمانی به استاد میانی در تغییر مکان جانبی ۴/۵ میلی‌متر مشاهده شد. سیکل‌های بعدی بارگذاری جانبی سبب گسترش و تعدد ترک‌ها در تخته سیمانی دو طرف دیوار گردید. تا جایی که اعمال تغییر مکان جانبی حدود ۳۵ میلی‌متر منجر به پاره شدن پوشش تخته سیمانی

### ۳- یافته‌ها و نتایج

#### ۳-۱- مدهای خرابی

**نمونه BOO** بارگذاری جانبی سیکلیک روی دیوار سبک فولادی BOO، منجر به وقوع تسلیم تسمه‌های مهاربند ضربداری در تغییر مکان حدود ۱۶ میلی‌متر شد. طی تمام مراحل بارگذاری جانبی روی نمونه BOO و همچنین دیگر نمونه‌های دارای مهاربند ضربداری، هیچگونه پارگی در تسمه‌های مهاربند، اتصالات آنها و نیز بلندشدگی در قاب مشاهده نشد.

**نمونه BFG** اعمال جابه‌جایی جانبی رفت و برگشتی بر نمونه BFG منجر به رخداد ترک در محل اتصال تخته سیمانی الیافی به استاد میانی گردید. افزایش بار جانبی گسترش ترک‌ها در محل اتصال پیچ‌های خودکار به



لهیدگی، خوردشدگی و گسیختگی تخته‌های گچی در محل‌های اتصال به قاب فولادی ثبت شد.

### ۳-۲- نمودارهای چرخه‌ای و پوش

بر اساس نتایج حاصل از بارگذاری جانبی چرخه‌ای، مقادیر جابجایی و ظرفیت برشی متناظر با تسلیم قاب، جابجایی و مقاومت جانبی نهایی و همچنین مقاومت برشی بیشینه قاب، در جدول (۲) ذکر شده‌اند. آنچنان که انتظار می‌رفت، نصب پوشش‌ها تاثیر محسوسی بر ظرفیت برشی نمونه‌ها داشته است. با مقایسه اعداد جدول مشاهده می‌شود که ظرفیت برشی بیشینه نمونه‌های BFF و BFG که از صفحات پوشش گچی و تخته سیمانی الیافی نیز بهره گرفته‌اند، به ترتیب ۲۷٪ و ۴۰٪ نسبت به نمونه BOO، افزایش داشته‌است. درمقابل، ظرفیت برشی نمونه‌های بدون بادبند UGG و UFG که هرکدام شامل صفحات پوشش گچی یا تخته سیمانی الیافی بوده‌اند، کم‌ترین مقادیر ظرفیت برشی را به خود اختصاص داده‌اند که این امر به دلیل عدم بهره‌گیری از بادبند تسمه‌ای است. در مقایسه با نمونه BOO ظرفیت برشی بیشینه دیوارهای UGG و UFG به ترتیب ۷۰٪ و ۵۰٪ کاهش داشته است.

در محل اتصال پیچ‌ها شد. ادامه بارگذاری جانبی پس از وقوع خرابی در نمونه BFF، با جدا شدن بیشتر تخته سیمانی دو طرف دیوار از سطح قاب فولادی همراه بود.

نمونه UFG: بروز ترک خوردگی در محل اتصال تخته‌های سیمانی به استادهای میانی نخستین خرابی حادث در نمونه UFG بود. همزمان با ترک خوردگی تخته‌های سیمانی، لهیدگی و لغزش در محل اتصال پوشش‌های گچی سمت دیگر دیوار به استادهای میانی به وقوع پیوست. ادامه بارگذاری جانبی، گسترش ترک در تخته‌های سیمانی و لهیدگی بیشتر صفحات گچی را در پی داشت تا زمانی که تعدد و گستردگی ترک‌های ایجاد شده در تخته‌های سیمانی سبب افت ظرفیت برشی نمونه UFG گردید. در نهایت در تغییر مکان جانبی ۹۰ میلی‌متر قسمت عمده‌ای از تخته‌های سیمانی الیافی دچار شکست شده و نمونه عملاً تخریب شد.

نمونه UGG: اولین تاثیر بارگذاری جانبی روی نمونه UGG رخداد ترک در لبه فوقانی تخته گچی در فاصله بین دو پیچ اتصال گچ برگ به رانر فوقانی ثبت شد. ادامه بارگذاری جانبی نیز سبب لهیدگی تدریجی صفحات گچی در محل پیچ‌های اتصال به قاب فولادی و بروز اولین خوردشدگی پوشش گچی شد. مد خرابی دیوار UGG

جدول ۲- نتایج حاصل از بارگذاری سیکلیک نمونه‌ها و مقایسه آنها

مقایسه نسبی		نتایج آزمایش							نمونه‌ها
ضریب مقاومت برشی شکل پذیری $\mu$	مقاومت برشی شکل پذیری* $\mu$	ضریب شکل پذیری* $\mu$	جابجایی نسبی نهایی (mm)	مقاومت برشی ماکزیم (kN)	مقاومت برشی نهایی* (kN)	جابجایی نهایی* (mm)	مقاومت تسلیم* (kN)	جابجایی تسلیم* (mm)	
۱/۰۰	۱/۰۰	۵/۹۲	۴/۰۰	۶۴/۴	۶۴/۲۹	۱۲۰/۵۰	۵۹/۲۹	۲۰/۳۵	B00
۱/۴۱	۱/۲۷	۸/۳۴	۴/۰۰	۸۴/۵	۸۲/۲۳	۱۲۰/۲۵	۷۴/۳۸۵	۱۴/۴۲	BFG
۱/۰۳	۱/۴۰	۶/۱۱	۲/۲۴	۹۳/۵	۹۰/۳۵	۶۷/۰۵	۷۹/۹۰	۱۰/۹۹	BFF
۱/۱۳	۰/۵۱	۶/۶۶	۱/۱۷	۴۳/۰	۳۳/۰۹	۵۳/۰۰	۲۹/۷۵	۷/۹۵	UFG
۲/۰۰	۰/۳۱	۱۱/۸۴	۲/۳۳	۲۱/۰	۱۹/۸۴	۶۹/۷۵	۱۸/۱۳	۵/۸۸	UGG

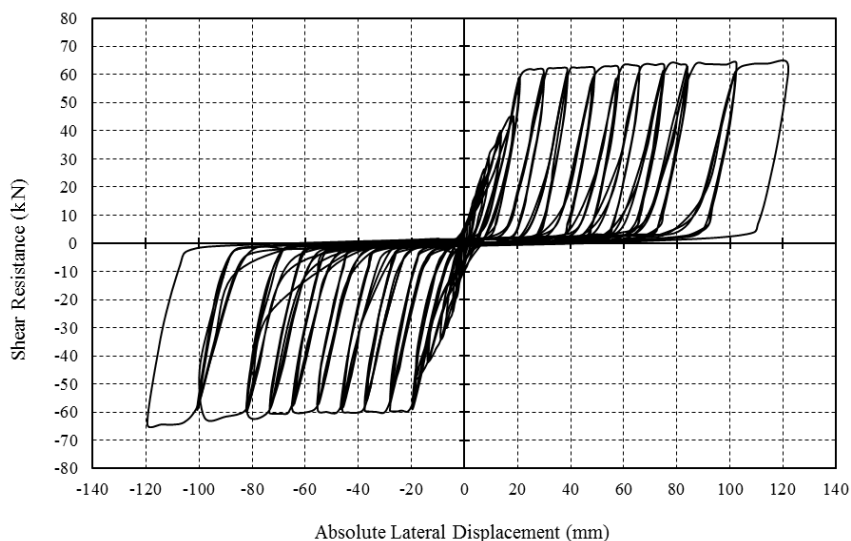
\* توضیح اینکه: مقادیر مقاومت تسلیم، مقاومت برشی نهایی، جابجایی تسلیم و جابجایی نهایی بر اساس مقدار متوسط بارگذاری رفت و برگشت محاسبه شده‌اند.

شکل (۱۰) نمایش داده شده است. به هم فشردگی مشهود در منحنی چرخه‌ای وقوع لغی برشی و مقدار کم استهلاک

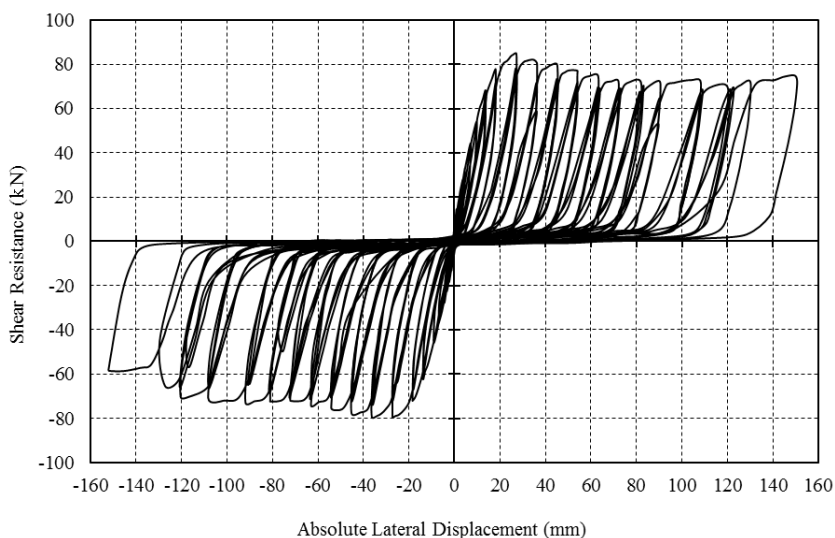
منحنی‌های چرخه‌ای ظرفیت برشی-تغییر مکان جانبی در شکل‌های (۵) تا (۹) و پوش منحنی‌های چرخه‌ای در

آئین نامه، مرز نهایی باربری جانبی قابل پذیرش، برنز افت ۲۰٪ در ظرفیت برشی دیوار است [۹]. تغییر مکان و باربری جانبی نهایی قابل قبول در نمونه‌های BFF، UGG و UFG به ترتیب برابر با ۶۷/۲، ۳۵/۱ و ۶۹/۹ میلی‌متر است. بررسی نمودار مقایسه‌ای پوشش نمونه‌ها (شکل (۱۰)) نشان می‌دهد همچنانکه برای نمونه BOO مقدار «افزایش مقاومت پس از تسلیم» ۹٪ مشاهده می‌شود، با نصب ورق‌های پوششی تخته سیمانی الیافی و گچ‌برگ تغییر محسوسی در نسبت مقاومت نهایی به تسلیم نمونه‌های BFF و BFG بروز نمی‌کند.

انرژی را برای دیوارهای فولادی سرد نورد شده تایید می‌کند. برای نمونه‌های دارای پوشش تخته سیمانی یا گچی، تغییر شیب نمودار چرخه‌ای، معرف وقوع اولین ترک‌ها صفحات پوششی است. همچنین افت تدریجی شیب نمودار گسترش ترک‌ها و گسیختگی صفحات پوششی را نشان می‌دهد. همانگونه که در شکل (۱۰) مشاهده می‌شود، پوشش منحنی‌های چرخه‌ای تا پایان بارگذاری و اعمال تغییر مکان جانبی نهایی ۱۲۰ میلی‌متر (تغییر مکان جانبی تسبی ۴٪) رسم شده است. این در حالی است مطابق با ضوابط

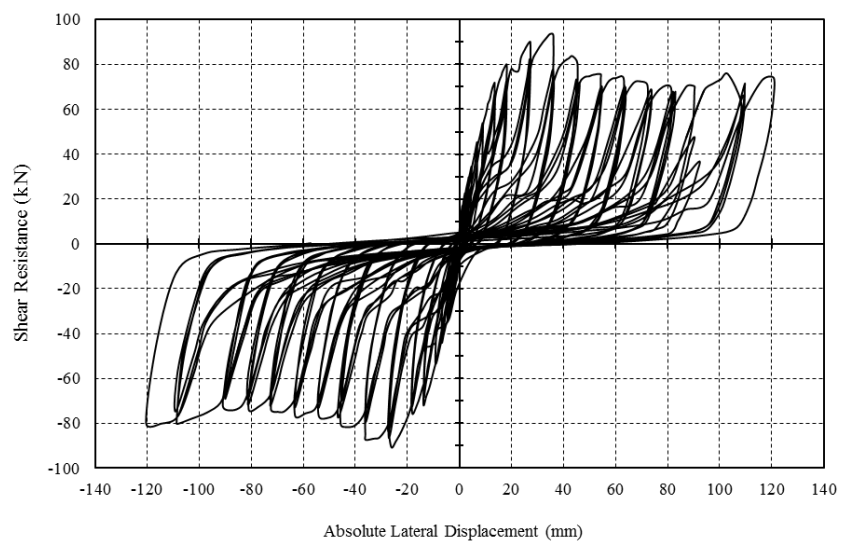


شکل (۵): منحنی چرخه‌ای نیروی برشی-تغییر مکان جانبی حداکثر نمونه BOO

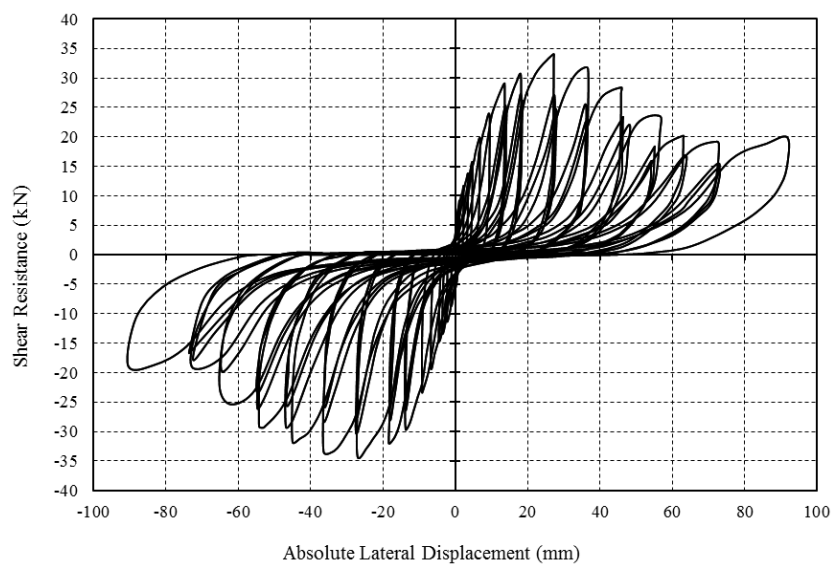


شکل (۶): منحنی چرخه‌ای نیروی برشی-تغییر مکان جانبی حداکثر در دیوار BFG

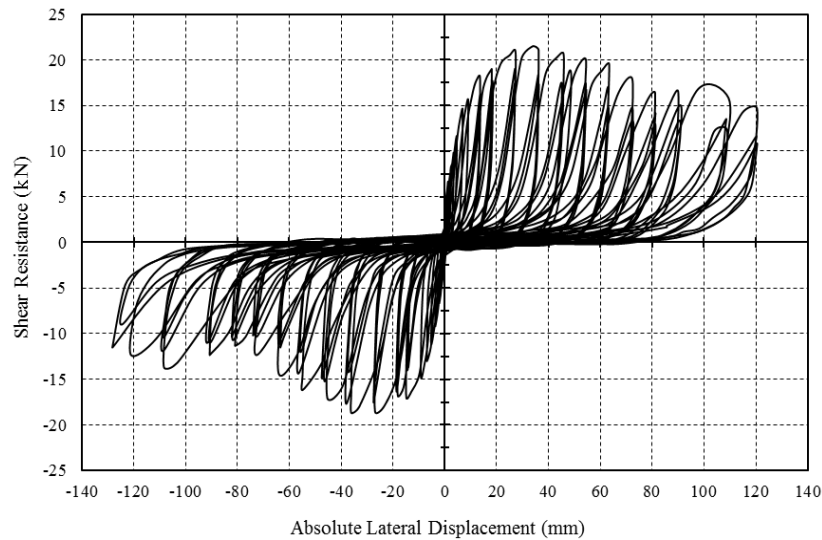




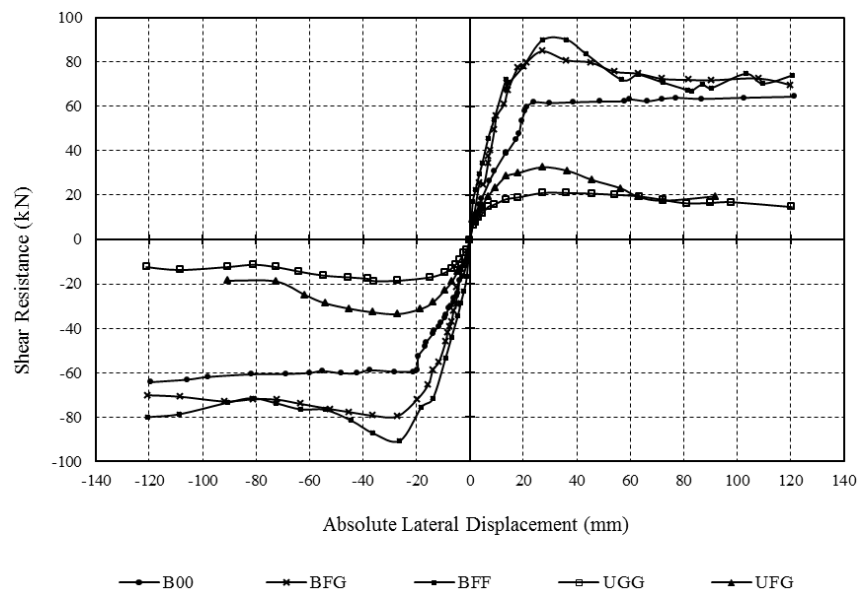
شکل (۷): منحنی چرخه‌ای نیروی برشی-تغییر مکان جانبی نمونه BFF



شکل (۸): منحنی چرخه‌ای نیروی برشی-تغییر مکان جانبی نمونه UFG



شکل (۹): منحنی چرخه‌ای نیروی برشی-تغییر مکان جانبی حداکثر نمونه UGG



شکل (۱۰): نمودار پوش منحنی‌های چرخه‌ای همه نمونه‌های آزمایشی

$$P_{yield} = \left( \Delta_u - \sqrt{\Delta_u^2 - \frac{2A}{K_e}} \right) K_e \quad (2)$$

$$P_{yield} = 0.85 P_{peak} \quad (3)$$

$$\Delta_u^2 < \frac{2A}{K_e} \quad (4)$$

در روابط (۱) تا (۴)،  $P_{yield}$ ، بار تسلیم (kN)،  $A$ ، سطح زیر منحنی پوش بار-تغییر مکان جانبی منتج از حلقه‌های هیستریزس،  $P_{peak}$ ، ظرفیت باربری حداکثر در منحنی

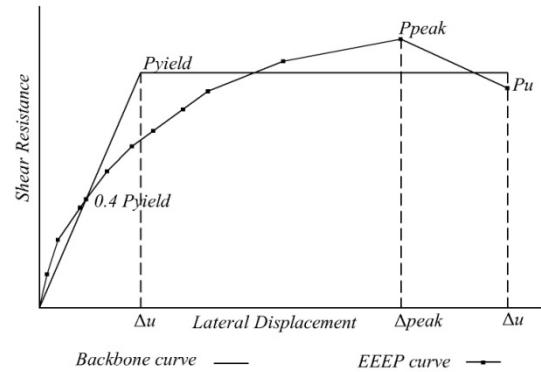
### ۳-۳- شکل پذیری

با در نظر گرفتن نمودار نیروی برشی-تغییر مکان جانبی رسم شده در شکل (۱۱)، ضریب شکل‌پذیری  $\mu$ ، از نسبت «تغییر مکان نهایی متناظر با ۸۰٪ بار حداکثر» به «تغییر مکان نظیر حد تسلیم» محاسبه می‌شود، (رابطه (۱)) [۹].

$$\mu = \Delta_u / \Delta_{yield} \quad (1)$$



پوش حلقه‌های هیستریزیس،  $\Delta_u$ ، تغییرمکان جانبی نهایی متناظر با  $0/8$  در منحنی پوش حلقه‌های هیستریزیس،  $\Delta_e$ ، تغییرمکان جانبی متناظر با در منحنی پوش حلقه‌های هیستریزیس،  $K_e$ ، سختی برشی الاستیک برابر با  $0.4 P_{yield} / \Delta_e$ ، تغییرمکان جانبی حد تسلیم و برابر با  $P_{yield} / K_e$  است.



شکل (۱۱): محاسبه تغییرمکان جانبی نهایی و حد تسلیم منحنی پوش بار-تغییرمکان جانبی براساس استاندارد ASTM E2126-07

#### ۴- نتیجه‌گیری

- آزمایشات و نتایج حاصل از آن نشان داد لهیده شدن پوشش‌ها در محل اتصال به قاب فولادی، در نهایت منجر به بروز رفتار شکل پذیرتر در دیوارهای سبک فولادی سرد نورد می‌شود.
- آزمایشات و نتایج حاصل از آن نشان می‌دهد، در دیوارهای سبک فولادی دارای بادبند تسمه‌ای قطری، نصب صفحات پوششی گچی و تخته سیمانی الیافی سبب افزایش  $27\%$  تا  $40\%$  ظرفیت برشی می‌شود. در مقایسه، استفاده از «صفحات تخته سیمانی الیافی در مقابل با «صفحات پوششی گچی» رشد  $13\%$  ظرفیت برشی را به همراه دارد.
- نتایج نشان می‌دهد نصب صفحات پوششی گچی و تخته سیمانی الیافی، هر کدام در یک سمت دیوارهای سبک فولادی دارای بادبند تسمه‌ای قطری، (نمونه BFG) علاوه بر اینکه ظرفیت باربری جانبی را  $27\%$

افزایش می‌دهد، افزایش  $41\%$  ضریب شکل‌پذیری را نیز به همراه دارد.

- نصب صفحات پوششی تخته سیمانی در دو سمت دیوارهای سبک فولادی دارای بادبند تسمه‌ای قطری، (نمونه BFF) سبب افزایش  $40\%$  ظرفیت باربری جانبی می‌شود.
- افت شدید مقاومت جانبی دیوار BFF، معرف رفتار کمتر شکل‌پذیر برای این نمونه در مقایسه با نمونه شاهد بدون پوشش و دیوار BFG، است. این در حالی است که تاثیر مخربی منتج از نصب پوشش تخته سیمانی الیافی بر ضریب شکل‌پذیری دیوار مشاهده نمی‌شود.
- ضریب شکل‌پذیری دیوارهای بدون مهاربند قطری و پوشانده شده با صفحات پوششی گچی و تخته سیمانی الیافی (نمونه‌های UGG و UFG) بسیار بیشتر از نمونه‌های دارای مهاربند است. با این وجود حداقل ظرفیت برشی مطلوبی، برای آنها احراز نمی‌شود.
- ضریب شکل‌پذیری دیوارهای بدون مهاربند قطری و پوشانده شده با صفحات پوششی گچی و تخته سیمانی الیافی (UGG و UFG)،  $13\%$  تا  $100\%$  نسبت به نمونه‌های دارای مهاربند افزایش داشته است.
- نتایج حاصل از آزمایشات نشان می‌دهد، استفاده از پوشش‌های صفحات گچی و تخته سیمانی به عنوان عضو اصلی باربر جانبی (نمونه‌های UGG و UFG)،  $13\%$  تا  $50\%$  از ظرفیت برشی نمونه همراه با مهاربند ضربداری و بدون پوشش را تامین می‌کند.
- با توجه به نتایج بدست آمده برای نمونه‌های UGG و UFG، دیوارهای بدون مهاربند قطری و پوشانده شده با صفحات گچی و تخته سیمانی الیافی را می‌توان به عنوان سیستم مقاوم جانبی، در پهنای خطر نسبی کم و متوسط، مورد استفاده قرار داد.
- افت شدید مقاومت جانبی دیوار BFF، معرف رفتار کمتر شکل‌پذیر برای این نمونه در مقایسه با نمونه شاهد بدون پوشش و دیوار BFG، است. این در



حالی است که تاثیر مخربی منتج از نصب پوشش  
تخته سیمانی الیافی بر ضریب شکل پذیری دیوار  
مشاهده نمی شود.

#### ۵- واژه نامه

Gusset plate ورق های گوشه  
Hold down میل های مهار

#### ۶- مراجع

- [1] Adham, S.A., Avanesian, V., Hart, G.C., Anderson, RW, Elmlinger, J. and Gegory, J. (1990), "Shear Wall Resistance of Light-Gauge Steel Stud Wall System", *Earthquake Spectra*, Vol. 6, No. 1, pp. 1-14.
- [2] Fulop, L.A., and Dubina, D. (2004), "Performance of Wall-Stud Cold-Formed Shear Panels under Monotonic and Cyclic Loading. Part I: Experimental Research", *Thin-Walled Structures*, Vol. 42, pp. 321-328.
- [3] Kim, T.W., Wilcoski, J., Foutch, D.A., and Lee, M.S. (2006), "Shake Table Tests of Cold-Formed Steel Shear Panel", *Engineering Structures*, Vol. 28, No. 10, pp. 1462-1470.
- [4] Al-Karat M. and Rogers, C.A. (2007), "Inelastic Performance of Cold Formed Steel Strap Braced Wall", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, No. 4, pp. 460-474.
- [5] Moghimi, H. and Ronagh, H.R. (2009), "Better Connection Detail for Strap-Braced CFS Stud Walls in Seismic Regions", *Thin-Walled Structures*, Vol. 47, pp. 122-135.
- [6] Moghimi, H. and Ronagh, H.R. (2009), "Performance of Light-Gauge Cold-Formed Steel Strap-Braced Walls Subjected to Cyclic Loading", *Engineering Structures*, Vol. 31, pp. 69-83.
- [7] Serrette, R. and Ogunfunmi, K. (1996), "Shear Resistance of Gypsum-Sheated Light-Gauge Steel Stud Walls", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 4, pp. 383-389.
- [8] Gad, E.F., Chandler, A.M., Duffield, C.F. and Stark, G. (1999), "Lateral Behavior of Plasterboard-Clad Residential Steel Frames", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 1, pp. 32-39.
- [9] ASTM 2126-07 (2007), "Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Walls for Building", American Society for Testing and Materials, ASTM International, West Conshohocken, PA.





# بررسی کاربرد آلیاژ حافظه‌دار در اتصال صلب ورق انتهایی

المیرا فرجی زنوز<sup>۱</sup>، بهروز عسگریان<sup>۲</sup>، رضا کرمی محمدی<sup>۳</sup>

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۳/۷/۱، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۳/۱۲/۱)

## چکیده

شکست ترد اتصالات گیردار قاب‌های خمشی فولادی در زلزله‌های نورتریج (۱۹۹۴) و کوبه (۱۹۹۵) موجب گردید تا اتصالات صلب جدیدی معرفی که مشکلات اتصالات سنتی را مرتفع ساخته و موجب عملکرد مناسب قاب‌های خمشی می‌شوند، اما علاوه بر افزایش هزینه ساخت به دلیل تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها و ایجاد تغییرشکل‌های غیرالاستیک و ماندگار در زلزله-های شدید، هزینه‌های تعمیرات را بالا می‌برند. با استفاده از مواد بازگشت‌پذیر و هوشمندی چون آلیاژهای حافظه‌دار در این اتصالات می‌توان تغییرشکل‌های ماندگار و نیاز به تعمیرات را تا حدود چشمگیری کاهش داد. در این مقاله کاربرد آلیاژ حافظه‌دار بر پایه آهن و با بازیابی کرنش حدود ۵٪ در اتصال صلب ورق انتهایی و با استفاده از نرم‌افزار ANSYS مورد بررسی قرار می‌گیرد. پس از صحت‌سنجی رفتار چرخه‌ای یکی از اتصالات ورق انتهایی مورد آزمایش توسط سامنر که بر اساس تئوری ورق ضخیم طرح شده است، کاربرد آلیاژ حافظه‌دار به عنوان پیچ‌های متصل‌کننده ورق انتهایی به ستون و یا ورق در محل تشکیل مفصل پلاستیک مورد مطالعه قرار می‌گیرد. نتایج نشان می‌دهد در اتصال ورق انتهایی طرح شده بر اساس تئوری ورق ضخیم، استفاده از ورق‌های آلیاژ حافظه‌دار نقش موثرتری در کاهش چرخش پسماند اتصال نسبت به استفاده از پیچ‌های آلیاژ حافظه‌دار دارد. اتصال هیبریدی مجهز به ورق‌های نام‌برده، با حفظ مقاومت و شکل‌پذیری مناسب، جذب انرژی و کرنش پسماند کمتری نسبت به اتصال فولادی مشابه داشته و هزینه‌های تعمیرات را کاهش می‌دهد.

## کلمات کلیدی

آلیاژ حافظه‌دار، ورق انتهایی، مفصل پلاستیک، کرنش پسماند، اتصال هیبریدی

## Application of Shape Memory Alloyed Material in End Plate Rigid Connection

E. Faraji Zanoz, B. Asgarian, R. Karami Mohammadi

### ABSTRACT

As observed in Northridge (1994) and Kobe (1995) earthquakes, brittle failure of rigid connection caused premature collapse of steel moment frames and new rigid connections have been introduced in design guidelines of steel frames. Although the usage of new connections can lead to the appropriate function of steel moment frames, plastic hinges forms in beams which leaves the inelastic and permanent residual deformations after strong ground motions. Since this irremediable deformation increases repair cost, constructing rigid connections from reversible material such as Shape Memory Alloy (SMA) significantly reduce the residual strain and could be a solution to the problem. This paper focuses on the function of end plate connection using Iron-based SMA (possessing 5% of super elastic strain) by numerical study using ANSYS software. Following verification of cyclic behavior of an end plate connection tested by Sumner (designed on the basis of Thick Plate Theory), SMA is used as either connecting bolts for end plate-to-column connection or as plates located at plastic hinges. The result shows that using SMA plates is more efficient than SMA bolt in end plate connection which designed based on thick plate theory. Regarding appropriate weld ability and lower cost of iron-based SMA, hybrid connection equipped with mentioned plates is able to absorb lesser energy compared to steel connection. Moreover, it decrease repair cost whereas lower residual strain is seen.

### KEYWORDS

Shape memory alloy, End plate, Plastic hinges, Residual strain, Hybrid connection

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه خواجه نصیرالدین، [elmira.faraji@gmail.com](mailto:elmira.faraji@gmail.com) (نویسنده مسئول)

۲- استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه خواجه نصیرالدین، [asgarian@kntu.ac.ir](mailto:asgarian@kntu.ac.ir)

۳- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه خواجه نصیرالدین، [rkarami@kntu.ac.ir](mailto:rkarami@kntu.ac.ir)



ضعف و آسیب‌پذیری اتصالات سستی قاب‌های خمشی فولادی موجب شد تا برای جبران شکست ترد و ضعف اتصالات جوشی، راهکارهای جدیدی مورد استفاده قرار گیرد که از جمله آن‌ها می‌توان به تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها (با فاصله از محل جوش‌ها)، اتصالات نیمه‌گیردار و پیچی و روش‌های کنترل غیرفعال همانند جداگرها و میراگرها اشاره نمود. استفاده از جداگرها و میراگرها اغلب با مشکلات افزایش طول عمر، دوام، نصب و تعویض، و هزینه‌های نگهداری همراه هستند و نمونه‌های دیگر اتصالات عنوان شده نیز پس از زلزله باعث ایجاد تغییرشکل‌های پسماند در سازه می‌شوند. به همین علت استفاده از مصالح نوین همانند آلیاژهای حافظه‌دار پیشنهاد گردید. آلیاژهای حافظه‌دار علاوه بر جبران مشکلات ذکر شده در سایر ابزارهای کنترل غیرفعال، قابلیت بازیابی کرنش‌هایی در حدود ۶ تا ۸ درصد را داشته و موجب کاهش تغییرشکل‌های پسماند می‌گردند. اتصال آلیاژ حافظه‌دار به عنوان اتصالی نیمه‌گیردار شناخته شده و با رفتار هیستریزس پایدار، میرایی هیسترتیک بالا، شکل‌پذیری مناسب و قابلیت بازگشت‌پذیری (خود مرکزی) چشمگیر، عملکرد لرزه‌ای مناسبی را فراهم می‌آورد.

برای اولین بار در سال ۲۰۰۴ Ocel و همکارانش [۱] امکان استفاده از میله‌های آلیاژهای حافظه‌دار در فاز مارتزیت را به منظور کاربرد در اتصال بال تیر به بال ستون و در دو نمونه آزمایشگاهی و تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد بررسی قرار دادند. نتایج دال بر رفتار هیسترتیک تکرارپذیر و پایدار بوده و هیچ‌گونه کاهشی در مقاومت و سختی و علائمی از خستگی مشاهده نشد. از آن جایی که این اتصال می‌تواند با تحمل چرخش زیاد، انرژی را بدون تسلیم تیرها تلف کند. پس از انجام این تحقیق، آلیاژ حافظه‌دار اغلب به صورت پیچ و یا میله در اتصالات نبشی، سپری، ورق انتهایی و... مورد استفاده قرار گرفت. کاربرد پیچ‌های آلیاژ حافظه‌دار در اتصال ورق انتهایی برای نخستین بار در سال ۲۰۰۷ [۲] بررسی شد. در این اتصال،

میله‌هایی از جنس آلیاژ حافظه‌دار نیکل-تیتانیوم در فاز آستنیت به عنوان پیچ در اتصال ورق انتهایی استفاده شده و به منظور بازگشت‌پذیری اتصال، ظرفیت ممان پیچ‌ها کمتر از ظرفیت الاستیک ممان تیر در نظر گرفته شد. نتایج مدل‌سازی رفتار چرخه‌ای این اتصال در نرم‌افزار اجزا محدود ANSYS نشان از بازگشت‌پذیری قابل توجه و اتلاف انرژی متعادل اتصال آلیاژ حافظه‌دار دارد و پس از باربرداری، بدون ایجاد هیچ‌گونه کمناش موضعی در تیر، حدود ۹۰٪ از تغییرشکل‌های ایجاد شده به دلیل رفتار فوق ارتجاعی SMA از بین می‌روند. در پایان تحقیق به منظور تامین حدود مورد نیاز شکل‌پذیری، طول پیچ‌های آلیاژ حافظه‌دار در حدود ۲/۲ برابر طول پیچ معمولی در اتصال مشابه فولادی پیشنهاد گردید.

در سال ۲۰۱۲ اتصال معرفی شده در آزمایشگاه توسط Ma و Yam [۳] مورد مطالعه قرار گرفت و نتایج مدل‌سازی تایید شد. در ادامه این تحقیقات، این اتصال در نرم‌افزار OpenSees توسط Rofoei و Farhidzade [۴] مدل‌سازی و سپس آنالیز دینامیکی غیرخطی افزایشی بر روی سازه‌های ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه که به این اتصال مجهز شده بودند، انجام شد. نتایج نشان استفاده از SMA سبب می‌شود دامنه شتاب طیفی و در نتیجه برش پایه سازه SMA کاهش یابد. آلیاژ حافظه‌دار موجب کاهش دریافت نمی‌شود اما دریافت پسماند طبقات برخلاف عدم کاهش دریافت، کاهش می‌یابد.

در سال ۲۰۱۳، اتصال نیمه‌گیردار ورق انتهایی توسط Hu و Hwang [۵] پیشنهاد شد که شامل ترکیبی از میله‌های آلیاژ حافظه‌دار و فولاد کم کربن بوده و تیر فولادی را به ستون فولادی توخالی که از بتن پر شده است متصل می‌نمود. نتایج نمایانگر آن است که این اتصال می‌تواند پارامترهای مقاومت، سختی و ظرفیت مناسب تغییرشکل را فراهم نماید. مصالح فولاد قابلیت جذب انرژی پایین SMA را بهبود بخشیده در حالی که SMA خاصیت بازگشت‌پذیری سوپرالاستیک خود را به سیستم افزوده است. از طرفی رفتار اتصال نشان می‌دهد اتصال جوشی کاملاً گیردار تغییرشکل پسماند بیشتری در حین باربرداری دارد.



نتایج حاصل از تحلیل های دینامیکی و استاتیکی قاب های ۴ و ۶ طبقه مجهز به این اتصال در مقایسه با قاب مجهز به اتصالات کاملاً صلب جوشی نشان داد اتصال آلیاژ حافظه دار توانسته است رفتارهای مربوط به سختی، کاهش مقاومت، تغییرشکل های ماندگار و ظرفیت اتلاف انرژی قاب مجهز به این اتصالات را نسبت به قاب خمشی با اتصالات جوشی بهبود بخشد. اما برای دستیابی به تغییر مکان های یکسان با قاب خمشی جوشی و به دلیل سختی کمتر، مقاطع اعضای بزرگتری دارد. نتایج حاصل از مقایسه آنالیز تاریخیچه زمانی نیز نشان می دهد که علاوه بر کاهش تغییر مکان ماکزیمم، تغییر مکان پسماند نیز در قاب اتصالات آلیاژ حافظه دار کاهش یافته است [۶].

در تحقیق فرمانی [۷]، در ابتدا یک اتصال ورق انتهایی با پیچ های فولادی به گونه ای طراحی شد که ممان مجموعه پیچ ها کمتر از ممان الاستیک تیر متصل باشد. عملکرد لرزه ای این اتصال به علت شکست زود هنگام پیچ های فولادی در سیکل های پایین بارگذاری غیر قابل قبول است. در گام بعد با تغییر قطر پیچ ها و جایگزینی مصالح آلیاژ حافظه دار سعی بر آن شده است که ممان پیچ ها ثابت بماند. این روند موجب می شود قبل از کمانش موضعی بال ها و جان، پیچ های آلیاژ وارد ناحیه غیرخطی خود شده و خاصیت منحصر به فرد آلیاژ و طول بلندتر آنها باعث شود پیچ ها در چرخش های کم، گسیخته نشده و بتوانند بدون ایجاد تغییرشکل ماندگار در تیر عملکرد و شکل پذیری اتصال را بهبود بخشند. تغییرشکل نهایی اتصال نمایانگر آن است که اتصال به حالت ابتدایی خود بازمی گردد، رفتار چرخه ای اتصال نیز نشان دهنده آن است که با افزایش طول پیچ های آلیاژی، شکل پذیری بهبود پیدا کرده است. قابل ذکر است تاکنون در هیچ یک از تحقیقات موجود کاربرد ورق های آلیاژ حافظه دار در اتصال ورق انتهایی بررسی نشده است.

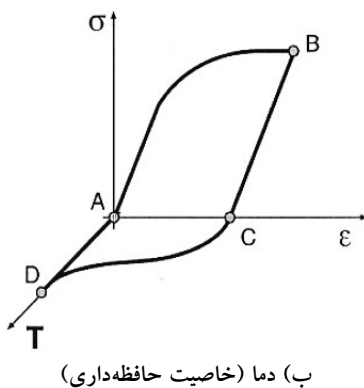
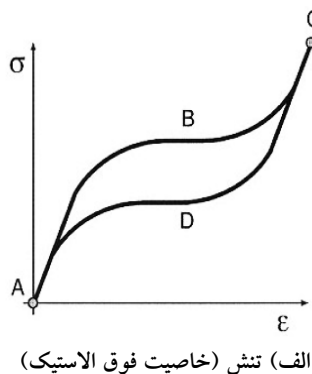
استفاده از ورق های آلیاژ حافظه دار در اتصالات فولادی تیر به ستون برای اولین بار در تحقیق Alam و Moradi [۸] و در اتصال گیردار ورق بالاسری-زیرسری در نرم افزار ANSYS بررسی گردید به صورتی که ورق های آلیاژ

حافظه دار بر پایه آهن با فرض کرنش بازگشت پذیری ۰/۸ جایگزین بخشی از بال و جان تیر در ناحیه تشکیل مفصل پلاستیک در اتصال شده تا کاهش تغییرشکل های پسماند در این ناحیه موجب افزایش بازگشت پذیری اتصال شود. افزایش طول ورق ها موجب افزایش بازگشت پذیری اتصال شده است.

استفاده از ورق های آلیاژ حافظه دار در بال ها و جان تیر باعث افزایش بازگشت پذیری و کاهش اتلاف انرژی نسبت به حالتی است که در آن فقط در بال ها از آلیاژ استفاده شده است. از طرفی اتصالی که مجهز به ورق های فولادی تقویتی بلافاصله پس از اتمام ورق های آلیاژی است، با متمرکز نمودن تغییرشکل ها در ناحیه مفصل پلاستیک، موجب کاهش بیشتر تغییرشکل های ماندگار شده است. اگرچه ساخت و عملیات جوشکاری ورق های آلیاژ در اتصال ترکیبی دشوارتر و پرهزینه تر است اما نتایج نشان از بهبود عملکرد اتصال ترکیبی نسبت به اتصال فولادی دارند. در این مقاله به منظور بهبود رفتار اتصال ورق انتهایی سخت نشده در عین حفظ مقاومت و رفتار مناسب و با هدف کاهش چرخش پسماند در پایان سیکل های بارگذاری چرخه ای، کاربرد مصالح آلیاژ حافظه دار بر پایه آهن به عنوان پیچ های اتصال ورق تیر به ستون و ورق در ناحیه تشکیل مفصل پلاستیک در نرم افزار ANSYS مورد بررسی قرار می گیرد. در مدل اول، اتصال فولادی بر اساس اتصال ورق انتهایی 4E-1.25-1.5-24 (براساس مطالعه [۹]) مدل سازی و در مدل دوم مصالح آلیاژ حافظه دار بر پایه آهن جایگزین مصالح فولادی پیچ در اتصال فولادی شده است. در مدل سوم نیز ورق های آلیاژ حافظه دار جایگزین بخشی از بال و جان اتصال در ناحیه مورد انتظار تشکیل مفصل پلاستیک می شود. در پایان رفتار چرخه ای اتصال و کرنش های پسماند هر دو اتصال ترکیبی (هیبریدی) با اتصال پایه فولادی تحت پروتوکل بارگذاری [۱۰] مقایسه می شود.

## ۲- مصالح آلیاژ حافظه دار

فوق ارتجاعی را به وجود می آورد. مقایسه رفتار فوق ارتجاعی و حافظه‌داری، تحت عنوان رفتار مکانیکی SMA در شکل (۱) نشان داده شده است [۱۱].



شکل (۱): تبدیل فاز به علت تنش و دما [۱۱]

استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار در زمینه کنترل سازه‌ها در سه گروه فعال، نیمه فعال و غیرفعال طبقه‌بندی شده است که عمدتاً از فاز ماتنزیت برای کنترل فعال و از فاز آستنیت برای کنترل فعال استفاده می‌شود [۱۲]. آلیاژهای حافظه‌دار تاکنون به عنوان میراگر، جداگر، مهاربند، اجزای میراگر پل‌ها، اتصالات و در مقاوم‌سازی زلزله نیز کاربرد داشته‌اند. علاوه بر آلیاژهای حافظه‌دار بر پایه نیکل-تیتانیوم که پرکاربردترین نوع آلیاژ حافظه‌دار هستند، آلیاژهای بر پایه مس و آهن نیز وجود دارند که به تازگی در کاربردهای صنعتی به کار رفته و خاصیت بازگشت‌پذیری تحت اثر دما و باربرداری دارند. به تازگی آلیاژهای حافظه‌دار بر پایه آهن با توجه به قیمت پایین‌تر در کنار مقاومت و سختی مورد توجه و ویژگی کارپذیری و جوش‌پذیری بهتر نسبت به سایر آلیاژهای حافظه‌دار توجه بیشتری در به خصوص

آلیاژهای حافظه‌دار (SMAs)، به دسته‌ای از آلیاژها گفته می‌شود که قادرند تغییر شکل و کرنش‌های دائمی که بر آنها اعمال می‌شود را بازیابی نموده و در نهایت به شکل اولیه خود، بازگردند. آلیاژهای حافظه‌دار می‌توانند تا کرنش‌های حدود ۱۰ درصد را بدون برجا گذاشتن کرنش پسماند و هم‌زمان با رفتار هیسترتیک تحمل کنند. قابلیت استهلاک مناسب انرژی، مقاومت بالا در برابر خستگی و خوردگی، عمر مفید بالا، سخت‌شدگی نهایی در مقادیر تغییر شکل‌های زیاد، نبود نیاز به نگهداری و امکان حذف کرنش‌های پسماند به کمک اعمال دما و یا اعمال تنش به همراه دما و امکان ساخت مواد با خصوصیات مورد تقاضا، همگی از خصوصیات منحصر به فرد آلیاژهای حافظه‌دار می‌باشند.

با توجه به ویژگی‌های منحصر به فرد آلیاژهای حافظه‌دار، از این مواد در زمینه‌های پزشکی، هوافضا، صنعت، خودروسازی، روباتیک و عمران استفاده‌های گوناگونی می‌شود. اولین مشاهدات در مورد این مواد به سال ۱۹۳۲ میلادی و به آلیاژ Au-Cd برمی‌گردد که تبدیل فازی برگشت‌پذیر در این آلیاژ به ثبت رسید. در سال ۱۹۶۲ خاصیت حافظه‌دار شکلی در آلیاژ Ni-Ti کشف شد که این آلیاژ را به نام Nitinol موسوم کرد و تا به امروز انواع مختلفی از این آلیاژها کشف شده است.

آلیاژهای حافظه‌دار دو خاصیت مهم حافظه‌داری و فوق ارتجاعی دارند. خاصیت حافظه‌داری باعث می‌شود آلیاژ تحت اثر گرما به شکل اولیه خود بازگردد و خاصیت فوق ارتجاعی موجب می‌شود آلیاژ مقدار زیادی تغییرشکل الاستیک را حین بارگذاری متحمل شده و پس از باربرداری، درصد زیادی از تغییر شکل اولیه را بازگرداند. این دو خاصیت منحصر به فرد نتیجه تبدیل فاز برگشت‌پذیر دو فاز کریستالی پایدار در آلیاژهای حافظه‌دار به نام‌های آستنیت و مارتنزیت می‌باشد که تحت اثر تنش و حرارت به یکدیگر تبدیل می‌شوند. تبدیل فاز بر اثر دما که در فاز مارتنزیت صورت می‌گیرد، خاصیت حافظه‌دار شکلی (SME) را حاصل می‌کند و دیگری تبدیل فاز بر اثر تنش که در فاز آستنیت رخ می‌دهد، خاصیت

در کاربردهای عمرانی به خود جلب کرده‌اند، اگرچه کرنش بازگشت‌پذیری این آلیاژها نسبت به آلیاژ نیکل-تیتانیوم کمتر است. در این تحقیق نیز با توجه به قیمت مناسب‌تر و جوش‌پذیری بهتر آلیاژهای بر پایه آهن، آلیاژ  $Fe_{43.5}Mn_{34}Al_{15}Ni_{7.5}$  با کرنش بازگشت‌پذیری ۵ درصد که در دمای اتاق در فاز آستنیت قرار داشته و خاصیت فوق ارتجاعی دارد یک‌بار به عنوان پیچ و بار دیگر به عنوان ورق مورد استفاده قرار می‌گیرد.

### ۳- مدل‌سازی در نرم‌افزار و صحت‌سنجی

در این بخش مدل‌سازی اتصال معرفی شده شامل مدل‌سازی مصالح و هندسه، المان‌های انتخابی، تماس، مش بندی، بارگذاری و... در نرم‌افزار اجزا محدود ANSYS بررسی می‌شود. به منظور انجام عملیات صحت‌سنجی و انتخاب یک اتصال فولادی پایه در مقایسه با اتصالات هیبریدی بخش‌های آتی این تحقیق، نمونه آزمایشگاهی اتصال چهارپیچه سخت‌نشده 4E-1.25-1.5-24 در تحقیق [۹] انتخاب و در نرم‌افزار ANSYS مدل‌سازی می‌شود.

### ۳-۱- مدل‌سازی در نرم‌افزار

اتصال ورق انتهایی یکی از اتصالات پرکاربرد در قاب‌های خمشی فولادی است. این اتصال شامل یک ورق است که انتهای تیر به آن جوش داده شده و توسط تعدادی پیچ به بال ستون متصل می‌شود. تاکنون تحقیقات گسترده‌ای بر روی رفتار لرزه‌ای این نوع اتصالات صورت گرفته و عملکرد مناسب آن موجب شده است تا به عنوان یکی از اتصالات پیش‌پذیرفته [۱۳] توسط انجمن سازه‌های فولادی آمریکا (AISC) و در سه گروه چهار پیچه سخت‌نشده، چهار پیچه سخت شده و هشت پیچه سخت شده معرفی گردیده و روش طراحی آن که بر اساس تئوری ورق ضخیم می‌باشد، به تفصیل ارائه شود. تئوری طراحی ورق ضخیم به منظور جلوگیری از شکست ترد اتصال است. در این روش ممان اتصال برای ۱۱۰٪

ممان پلاستیک اسمی تیر متصل طراحی شده و موجب می‌شود خرابی در هیچ یک از اعضای اتصال همانند ورق انتهایی و پیچ‌ها رخ ندهد. این تئوری طراحی موجب تشکیل مفصل پلاستیک در ناحیه ابتدایی تیر از بر ستون شده و جذب انرژی توسط کماتش موضعی بال‌ها و جان تیر انجام می‌شود. در واقع اتصال با مکانیزم خرابی نرم، ممان پلاستیک تیر را انتقال می‌دهد [۹].

اتصال مورد بررسی، اتصال چهارپیچه سخت‌نشده با نام 4E-1.25-1.5-24 است که بخش اول نام اتصال نشان‌دهنده نوع اتصال (چهارپیچه سخت‌نشده)، عدد ۱/۲۵ در بخش دوم نشان‌دهنده قطر پیچ استفاده شده، عدد ۱/۵ در بخش سوم نشان‌دهنده ضخامت ورق انتهایی و عدد ۲۴ در بخش چهارم نشان‌دهنده عمق تیر انتخابی است. اعداد ذکر شده همگی در واحد اینچ می‌باشند.

مدل‌سازی اتصال مطابق اطلاعات ارائه شده در پیوست A تحقیق Sumner [۹] شامل اندازه و مشخصات اعضای اتصال، صورت گرفته است. ابعاد تیر، ستون، ورق انتهایی، پیچ و مهره‌ها به ترتیب در جدول‌های (۱) تا (۳) نشان داده شده‌اند. قابل ذکر است که طول معرفی شده برای تیر در جدول (۱) از مرکز ستون اندازه‌گیری شده و طول تیر از بر ورق انتهایی برابر ۴/۰۸۹ متر می‌باشد. ابعاد ورق‌های پیوستگی نیز اسمی و ضخامت آن برابر ۰/۰۱۶ متر است.

پس از انجام آزمایشات اتصال در تحقیق [۹] به منظور مدل‌سازی رفتار مصالح اتصال در نرم‌افزار Ansys، از نمودارهای سه خطی شکل (۲) استفاده شده و در تحقیق حاضر نیز از این منحنی‌های رفتاری برای مدل‌سازی مصالح فولادی استفاده می‌گردد. و رابطه تنش و کرنش مصالح همانند جدول (۴) به نرم‌افزار معرفی می‌شود.

تیر به صورت طره به یک ستون دو سر مفصل متصل شده است. ورق انتهایی به ستون جوش شده و توسط پیچ‌ها به بال ستون اتصال می‌یابد. مدل‌سازی جوش مابین تیر و ورق انتهایی، جوش مابین ورق‌های پیوستگی و ستون و جوش مابین بال‌ها و جان تیر در قسمت Modeling نرم‌افزار و توسط بخش Partition انجام می‌شود.

عمق تیر از بر ستون از المان Solid186 و در سایر مقاطع و نواحی تیر از المان Solid185 استفاده شده است. مش بندی احجام اعضا با توجه به میزان اهمیت محاسبات نواحی مختلف انجام می‌شود. به صورتی که در ناحیه اصلی اتصال در تیر و ستون (در بخش میانی ستون و در طول ۱/۵ برابری عمق تیر از بر ستون در تیر) از اندازه مش کوچک‌تری نسبت به سایر نواحی استفاده شده است. در نواحی ذکر شده و در ورق انتهایی و مهره‌ها، مش چهار وجهی و در سایر نواحی مش شش وجهی انتخاب شده است (شکل (۳)).

برای مدل‌سازی تمامی اعضای اتصال از دو المان سه بعدی Solid185 و Solid186 بهره برده شده است. المان Solid185 المانی ۸ گرهی و المان Solid186 المانی ۲۰ گرهی است که هر دو المان با سه درجه آزادی انتقالی در جهت X، Y و Z، قابلیت در نظر گرفتن رفتارهای پلاستیسیته، هایپراالاستیسیته، سخت شوندگی تنش، خزش و تغییر شکل‌ها و کرنش‌های بزرگ را دارند. از آن جایی که مشاهده اثر کماتش موضعی بال‌ها و جان تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک حائز اهمیت است و نیاز به محاسبات دقیق‌تری دارد، در تیر و در طول ۱/۵ برابری

جدول ۱- مشخصات مکانیکی اعضای قاب

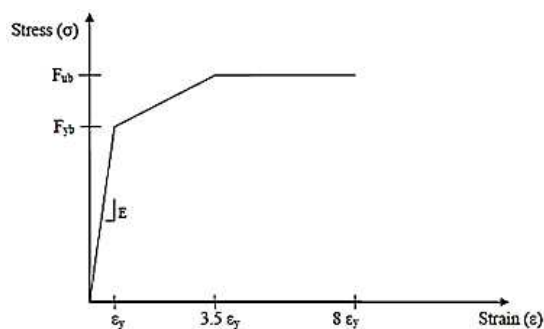
عضو	ارتفاع، d (m)	ضخامت جان، $t_w$ (m)	عرض، $b_f$ (m)	ضخامت بال، $t_f$ (m)	طول، $L_{bm}$ (m)
تیر	۰/۶۰۶	۰/۰۱۱	۰/۲۳۳	۰/۰۱۵	۴/۳۱۲
ستون	۰/۳۶۸	۰/۰۱۵	۰/۳۷۵	۰/۰۲۴	۵/۵۵۳

جدول ۲- ابعاد ورق انتهایی مدل‌سازی شده در نرم‌افزار ANSYS

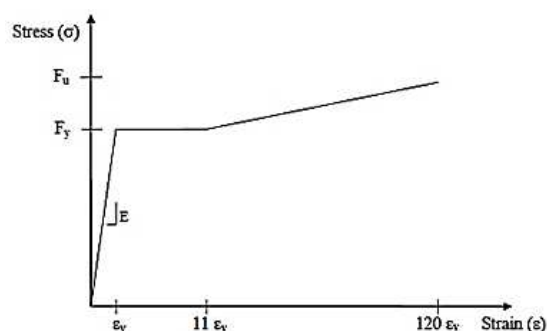
ضخامت، $t_p$ (m)	عرض، $b_p$ (m)	ارتفاع، $L_{pl}$ (m)	Top .g (m)	Top .P <sub>f</sub> (m)	Top .P <sub>t</sub> (m)	Bottom .g (m)	Bottom .P <sub>t</sub> (m)
۰/۰۴	۰/۲۵۴	۰/۸۵۷	۰/۱۵۲	۰/۰۴۳	۰/۰۷۱	۰/۱۵۱	۰/۰۶۳

جدول ۳- ابعاد پیچ‌ها و مهره‌های مدل‌سازی شده در نرم‌افزار ANSYS

قطر پیچ، $d_b$ (m)	عرض، $l_b$ (m)	ضخامت بال، f (m)	طول، H (m)
۰/۰۳۲	۰/۰۶۴	۰/۰۵	۰/۰۲



ب) مصالح پیچ‌های پرمقاومت



الف) مصالح تیر، ستون و ورق انتهایی

شکل (۲): رابطه تنش-کرنش [۹]



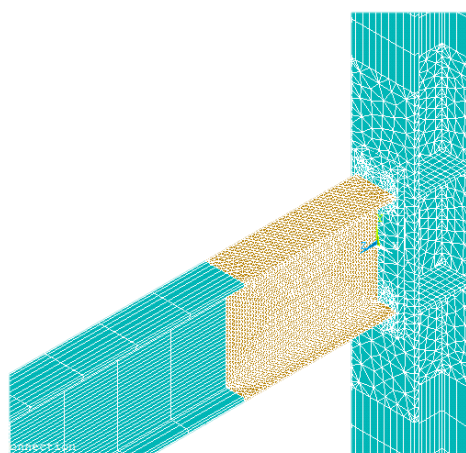
جدول ۴- خصوصیات مصالح فولادی مدل‌سازی شده در نرم‌افزار

فولاد ۱ (ورق انتهایی، ورق‌های پیوستگی)		فولاد ۲ (تیر، ستون)		فولاد ۳ (پیچ‌ها)	
کرنش	تنش (MPa)	کرنش	تنش (MPa)	کرنش	تنش (MPa)
۰/۰۰۱۲۷۵	۲۶۲/۰۱۰	۰/۰۰۱۷۷۹	۳۶۵/۴۳۵	۰/۰۰۳۸۵۹	۷۹۲/۹۲۵
۰/۰۱۴۰۳	۲۶۸/۹۰۵	۰/۰۱۹۵۶۴	۳۷۲/۳۳۰	۰/۰۱۳۵۰۷	۱۰۳۴/۲۵۰
۰/۱۵۳۰۲	۴۷۵/۷۵۵	۰/۲۱۳۴۲۳	۴۸۷/۴۷۷	۰/۰۳۰۸۷۲	۱۰۴۱/۱۴۵

انتهایی و بال ستون از تماس حجم به حجم استفاده شده است.

بارگذاری در دو مرحله انجام می‌شود. در مرحله اول پیش‌تندگی پیچ‌ها اعمال شده و در مرحله دوم بارگذاری چرخه‌ای به صورت اعمال تغییرمکان در انتهای تیر مدل‌سازی می‌گردد. به منظور ایجاد پیش‌تندگی از دستور psmesh در نرم افزار استفاده شده است. این دستور در پیچ‌ها مقطع ایجاد کرده و المان‌های پیش‌تندگی را در این ناحیه به وجود می‌آورد. در آزمایش سامنر به پیچ‌ها نیروی پیش‌تندگی اعمال شده است که با توجه به مرجع [۱۴] حداقل نیروی پیش‌تندگی اتصالات اصطکاکی برای پیچ‌های A490 با قطر ۱/۲۵ اینچ برابر ۴۵۳۷۱۸/۶ می‌باشد. با استفاده از المان پیش‌تندگی می‌توان این نیروی لازم را به عنوان نیروی پیش‌تندگی در هر پیچ اعمال نمود.

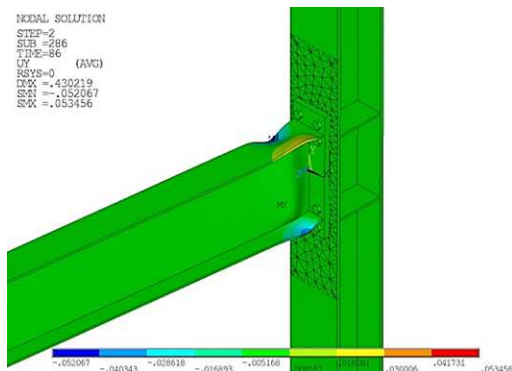
در مرحله دوم بارگذاری و پس از اعمال نیروی پیش‌تندگی، بارگذاری چرخه‌ای (رفت و برگشتی) [۱۰] به صورت تغییرمکان و در انتهای تیر طره وارد می‌گردد. چرخش لازم نشان داده شده در پروتوکل بارگذاری شکل (۴) در طول تیر از مرکز ستون ضرب شده و به صورت تغییرمکان در راستای قائم و در انتهای تیر وارد می‌گردد.



شکل (۳): نمایش مش‌بندی مدل اجزا محدود اتصال

میان ورق انتهایی و بال ستون، میان جدار سوراخ‌های پیچ در ورق انتهایی و بال ستون با بدنه پیچ‌ها و میان بال ستون و ورق انتهایی و مهره‌ها، تماس و برخورد در حین بارگذاری وجود دارد که به وسیله المان‌های تماسی مدل شده‌اند. اصطکاک سطوح فولادی همانند تحقیق Ma و همکارانش [۲] برابر میزان ۰/۴۵ در نظر گرفته شده که در حدود ضریب اصطکاک معرفی شده برای سطوح فولادی (مابین ۰/۳ تا ۰/۵) در آیین‌نامه سازه‌های فولاد آمریکا [۱۴] است.

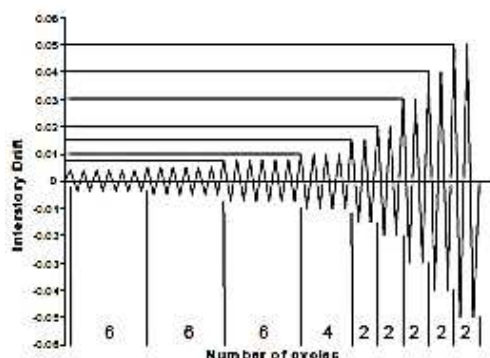
المان‌های مورد استفاده نیز با توجه به آن که مدل‌سازی به صورت سه بعدی انجام می‌شود المان‌های تماسی Conta174 و Targe170 هستند. برای شبیه‌سازی تماس میان ورق انتهایی و بال ستون، از بخش تماس سطح به سطح و برای شبیه‌سازی تماس میان پیچ و مهره‌ها و ورق



الف) مدل اجزا محدود



ب) مدل آزمایشگاهی



تعداد چرخه‌های بارگذاری	زاویه تغییر مکان نسبی میان طبقه (θ)	گام بارگذاری
۶	۰/۰۰۳۷۵	۱
۶	۰/۰۰۰۵	۲
۶	۰/۰۰۷۵	۳
۴	۰/۰۱	۴
۲	۰/۰۱۵	۵
۲	۰/۰۲	۶
۲	۰/۰۳	۷

شکل (۴): پروتکل بارگذاری [۱۰]

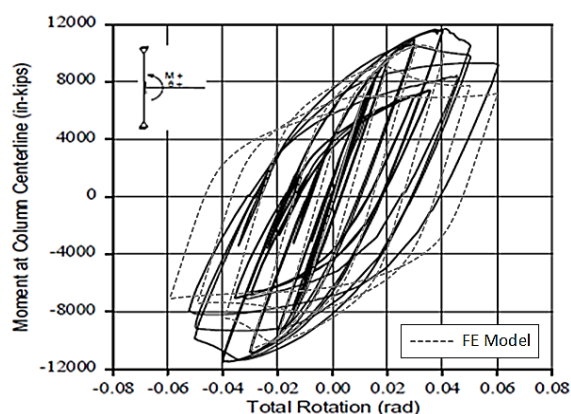
شکل (۶): تغییر شکل اتصال پس از بارگذاری

مدل اجزا محدود و مدل آزمایشگاهی از تطابق خوبی برخوردار بوده و رفتار اتصال به صورت مناسبی شبیه سازی شده است. مفصل پلاستیک در فاصله تقریبی نصف عمق تیر از بر ستون تشکیل شده است که در فاصله مورد انتظار ایجاد مفصل پلاستیک طبق نتایج آزمایشگاهی است با توجه به شکل (۵) ماکزیمم ممان اتصال در مدل سازی در مقایسه با مقدار برداشت شده در آزمایشگاه حدود ۱۰/۱۷٪ خطا دارد. نوع المان انتخابی، اندازه مش بندی مربوط به المان‌ها و نوع مصالح اختصاص یافته در کنار نوع و تعداد گام‌های بارگذاری همگی از جمله عواملی است که می‌تواند در مشاهده اثر کماتش در مدل اجزا محدود اثرگذار باشد. در مجموع با توجه به تفاوت‌های موجود، میزان تقریبی ۱۰ درصد خطا در مقدار ممان ماکزیمم قابل قبول بوده و می‌توان از مدل اتصال در مراحل بعدی این تحقیق استفاده نمود.

۴- کاربرد پیچ‌های آلیاژ حافظه‌دار در اتصال ورق انتهایی

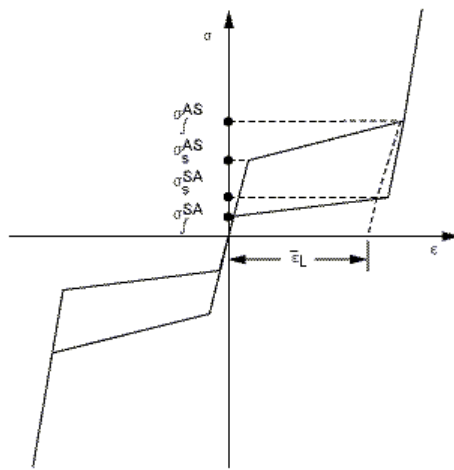
### ۲-۳- نتایج صحت سنجی اتصال

پس از مدل‌سازی اعضای اتصال و اعمال بارگذاری، تحلیل توسط نرم افزار انجام می‌شود. منحنی ممان-چرخش اتصال مدل‌سازی شده در مقایسه با منحنی ممان-چرخش آزمایشگاه در شکل (۵) نشان داده شده است. مقایسه تغییر شکل اتصال در مدل و آزمایشگاه و پس از پایان بارگذاری نیز در شکل (۶) به نمایش درآمده است.



شکل (۵): مقایسه منحنی ممان-چرخش مدل اتصال با نتیجه آزمایشگاهی

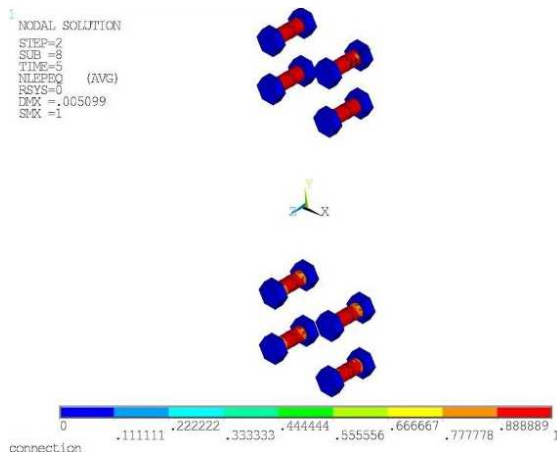




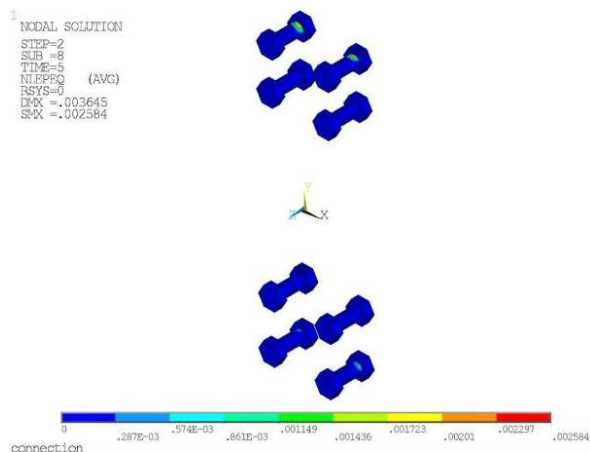
شکل (۷): مدل آریچیو به منظور مدل‌سازی ماده آلیاژ حافظه‌دار در نرم افزار Ansys

کرنش پلاستیک معادل و کرنش فون میسر پیچ‌های FeMnAlN در مقایسه با پیچ‌های فولادی در چرخش ۰/۰۲ در شکل (۸) نمایش داده شده است، همان طور که مشاهده می‌گردد، پیچ‌های آلیاژ حافظه‌دار وارد ناحیه غیرخطی شده و از حدود کرنش بازگشت‌پذیری خود نیز فراتر رفته‌اند که در نهایت منجر به گسیختگی پیچ در سیکل بعد خواهد شد. این در حالی است که تیر در هر دو حالت فولادی و آلیاژی در حالت الاستیک خود قرار دارد. تنش فون میسر موجود در چرخش ۰/۰۲ رادیان در پیچ‌های FeMnAlN از حدود ۴۰۰ مگاپاسکال (مقاومت نهایی آلیاژ) فراتر رفته و پیچ‌ها مقاومت خود را از دست داده‌اند. در صورتی که پیچ‌های فولادی تنشی در حدود ۸۰۰ مگاپاسکال را در این چرخش تجربه می‌کنند که فاصله زیادی تا تنش نهایی خود (حدود ۱۰۰۰ مگاپاسکال) دارند. این امر به دلیل نوع خرابی ترد اتصال مطلوب نبوده و در از لحاظ رفتار لرزه‌ای مورد تایید نیست.

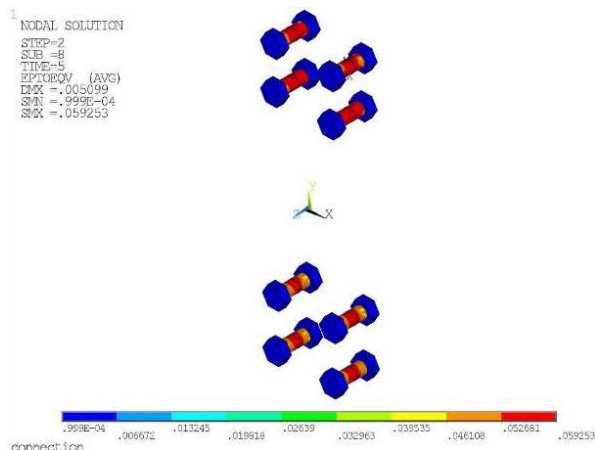
نرم افزار Ansys بر خلاف برخی از نرم افزارهای مشابه، مدل غیرخطی مستقلی برای تعریف مصالح آلیاژ حافظه‌دار دارد. نرم‌افزار Ansys قابلیت مدل‌سازی ماده آلیاژ حافظه‌دار را داشته و از مدل رفتاری آریچیو برای انتقال فاز آلیاژ حافظه‌دار استفاده می‌کند (شکل (۷)). اتصال ورق انتهایی حافظه‌دار 4E-1.25-1.5-24 مربوط به مطالعه Sumner [۹] که در بخش قبل صحت‌سنجی شد، در این قسمت مورد استفاده قرار می‌گیرد. به نحوی که پیچ‌های آلیاژ حافظه‌دار جایگزین پیچ‌های فولادی A490 می‌شوند. مابقی اعضای اتصال تغییری نکرده و به شکل قبل باقی خواهند ماند. بدین منظور در مدل اتصال پیشین، ماده جدیدی توسط مدل پیش‌فرض آلیاژ حافظه‌دار موجود در نرم‌افزار Ansys معرفی خواهد شد و پارامترهای مربوط به معرفی آلیاژ حافظه‌دار بر پایه آهن FeMnAlN بر اساس شکل (۷) با رفتار کششی و فشاری یکسان به نرم‌افزار معرفی می‌شود. به منظور ایجاد پیش‌تندگی در پیچ‌های آلیاژی نیز از همان المان معرفی شده psmesh استفاده شده است. اما با توجه به تفاوت تنش نهایی آلیاژ حافظه‌دار و فولاد مقدار نیروی پیش‌تندگی نیز متفاوت خواهد بود. پس از اعمال نیروی پیش‌تندگی، بارگذاری چرخه‌ای طبق پروتوکل مرجع [۱۰] به انتهای تیر وارد می‌شود.



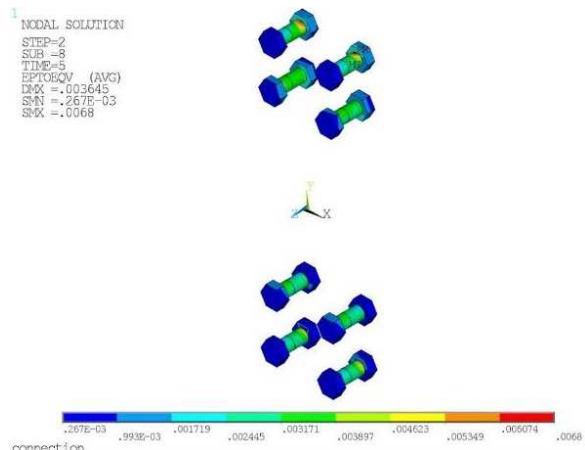
ب) کرنش پلاستیک پیچ‌های فولادی FeMnAlN



الف) کرنش پلاستیک پیچ‌های فولادی



د) کرنش فون میسر پیچ‌های فولادی FeMnAlN



ج) کرنش فون میسر پیچ‌های فولادی

شکل (۸): نمایش کرنش پلاستیک و فون میسر پیچ‌ها در چرخش ۰/۰۲

$$M_{uc} = 1.1 R_y F_y Z_x \quad (1)$$

$$M_{np} = 2\Phi F_t (\pi d_b^2 / 4) (h_0 + h_1) \quad (2)$$

با توجه به خصوصیات ذکر شده برای اتصال مورد انتظار تیر) و  $M_{uc}$  (ظرفیت ممان پلاستیک)  $4E-1.25-1.5-24$  (ممان مجموعه پیچ‌ها) همانند روابط (۱) و (۲) به ترتیب برابر  $11479/5$  Kips.in و  $12635/78$  Kips.in خواهد بود. همان طور که مشاهده می‌شود، مقدار ممان مجموعه پیچ‌ها بزرگ‌تر از ممان پلاستیک مورد انتظار تیر است، با توجه به آن‌که سایر ملزومات طراحی نیز رعایت شده‌اند، رفتار اتصال از نوع ورق ضخیم بوده و مود خرابی اتصال، کماتش موضعی بال‌ها و جان تیر است و گسیختگی پیچ‌ها در آن رخ

گسیختگی پیچ‌ها موجب می‌شود اتصال نتواند به ممان مورد انتظار اتصال که طبق رابطه (۱) که بر اساس مرجع [۱۵] به دست می‌آید دست پیدا کرده و حدود لازم مقاومت خمشی و همچنین حدود چرخش و شکل‌پذیری لازم را برای قاب‌های خمشی طبق مرجع [۱۶] را تامین کند. ممان مجموعه پیچ‌ها نیز بر اساس همین مرجع از رابطه (۲) به دست می‌آید. در رابطه (۱) پارامتر  $Z_x$  برابر مدول مقطع پلاستیک تیر،  $F_y$  برابر تنش تسلیم، ضریب  $R_y$  برابر نسبت مقاومت تسلیم مورد انتظار به حداقل مقاومت تسلیم تعیین شده است. این مقدار برای  $F_y = 50$  ksi برابر  $1/1$  است. در رابطه (۲) پارامتر  $F_t$  برابر تنش کششی پیچ، پارامترهای  $h_0$  و  $h_1$  فاصله مرکز بال فشاری تیر تا مرکز ردیف‌های پیچ و  $d_b$  نشان‌دهنده قطر پیچ موجود است.

تامین دررفت لازم اطمینان حاصل پیدا کرد. اگرچه تامین چنین طولی برای پیچ حدود شکل پذیری لازم را می‌تواند ارضا نماید اما هم‌چنان ممان مقاوم اتصال باید کوچکتر از ممان الاستیک تیر باشد تا تغییرشکل پلاستیک در تیر رخ ندهد.

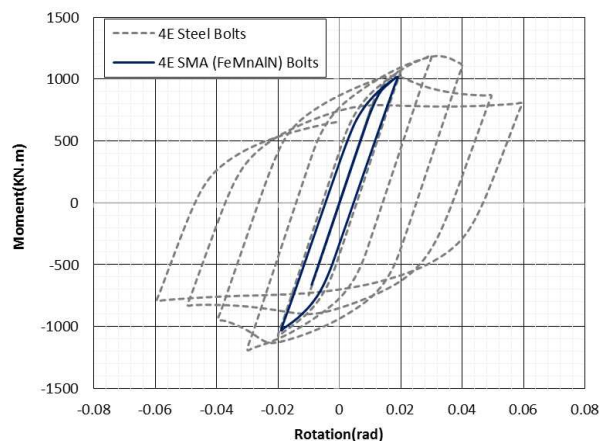
بنابراین در صورتی که از پیچ آلیاژ حافظه دار به منظور کاهش کرنش پسماند استفاده گردد، ممان مقاوم اتصال کاهش می‌یابد. تمامی تحقیقات که در بخش قبل عنوان شد، این کاهش ممان مقاوم را نسبت به اتصال فولادی مورد پذیرش آیین نامه ANSI/AISC 341-10 [۱۶] پذیرفته‌اند تا بازگشت پذیری اتصال فراهم شود. اما هدف از تحقیق حاضر آن است که با استفاده از آلیاژ حافظه دار بتوان بدون کاهش حدود شکل پذیری و ممان مقاوم و در کنار حفظ سختی اتصال، تغییرشکل‌های ماندگار را کاهش داد. از طرفی مکانیزم نهایی خرابی چنین اتصالی، گسیختگی پیچ‌ها خواهد بود که نوعی خرابی ترد است. بنابراین استفاده از پیچ‌های آلیاژ حافظه دار با حفظ هندسه موجود اتصال، بدین منظور مناسب نیست و ادامه مطالعات در راستای کاربرد دیگر آلیاژ حافظه دار در اتصال ورق انتهایی بررسی می‌گردد.

#### ۵- کاربرد ورق‌های آلیاژ حافظه دار در اتصال ورق انتهایی

هدف از مقاله حاضر آن است که با استفاده از آلیاژ حافظه دار بتوان بدون کاهش حدود شکل پذیری و ممان مقاوم، تغییرشکل‌های پسماند را کاهش داد. با توجه به نتایج بخش قبل، می‌بایست در موضعی از مصالح آلیاژ حافظه دار استفاده نمود که خاصیت منحصر به فرد آن نمایان شود. در این بخش با توجه به آن که عمده تغییرشکل‌های پسماند اتصال ورق انتهایی به علت رخداد مفصل پلاستیک در تیر به وجود می‌آید، کاربرد ورق‌های آلیاژ حافظه دار در ناحیه تشکیل مفصل پلاستیک در تیر بررسی می‌شود. همان طور که در بخش قبل دیده شد، در صورتی که طراحی اتصال ورق انتهایی مطابق روند موجود در مرجع [۱۵] انجام شود، انتظار می‌رود مفصل پلاستیک در مینیمم دو مقدار

نمی‌دهد. تنش کششی کمتر پیچ FeMnAlN (۴۲/۶۷ ksi) موجب می‌شود مقاومت ممان مجموعه پیچ‌ها کمتر باشد. ممان مجموعه پیچ‌های FeMnAlN نه تنها از میزان ممان پلاستیک مورد انتظار تیر، بلکه از ممان الاستیک تیر متصل نیز کمتر است. در نتیجه این پیچ‌ها هستند که وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند.

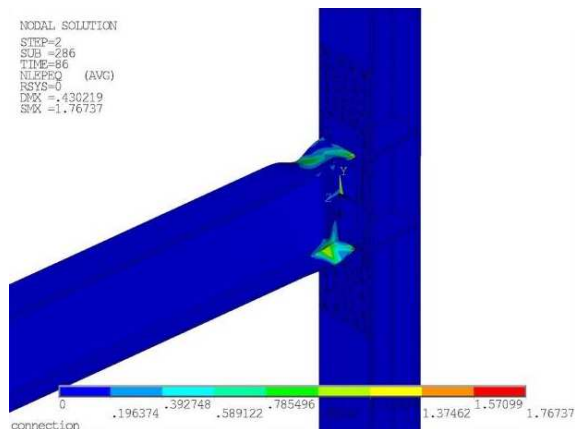
شکل (۹) نتایج بارگذاری چرخه‌ای اتصال با پیچ‌های FeMnAlN را با اتصال با پیچ‌های فولادی مقایسه می‌کند. خطوط خط چین نمایانگر اتصال با پیچ‌های فولادی و خطوط صاف نمایانگر اتصال با پیچ‌های FeMnAlN می‌باشد. در چرخش ۰/۰۲ رادیان، کرنش به وجود آمده در پیچ‌ها از حد کرنش بازگشت پذیری آلیاژ عبور می‌کند، بنابراین کارایی اتصال به همین میزان دررفت محدود شده است و اتصال شکل پذیری لازم را تامین نمی‌کند. با توجه به عدم عملکرد مناسب پیچ‌ها، اتصال نمی‌تواند حدود لازم معرفی شده در آیین‌نامه [۱۶] برای قاب‌های خمشی متوسط و ویژه، را رعایت نماید.



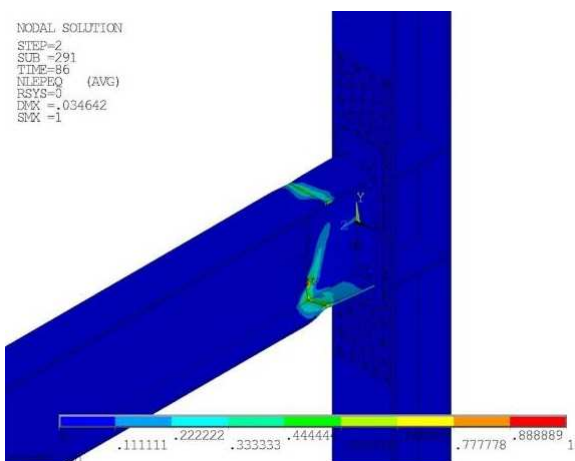
شکل (۹): منحنی ممان-چرخش اتصال با پیچ‌های فولادی در مقایسه با پیچ‌های FeMnAlN

نتایج نشان می‌دهند به علت تقاضای بالای کرنش، طول پیچ‌ها برای شرایط موجود پاسخگو نیست و برای آن که اتصال بتواند حدود لازم را با توجه به مرجع [۱۶] رعایت نماید، طول پیچ‌های آلیاژی FeMnAlN می‌بایست چندین برابر حالت فعلی باشد. با فراهم کردن این طول برای پیچ‌ها با استفاده از واشرهای بلند و یا غلاف می‌توان از حدود

کاهش بارز تغییرشکل‌های ماندگار اتصال به خصوص در نواحی تشکیل مفصل پلاستیک دارد. بخشی از تیر در ناحیه تغییر مصالح دچار کرنش بیشتری نسبت به سایر نواحی شده است که به نظر می‌رسد به علت تغییر مصالح و تمرکز تنش در این نواحی باشد.



الف) فولادی (4E-1.25-1.5-24)

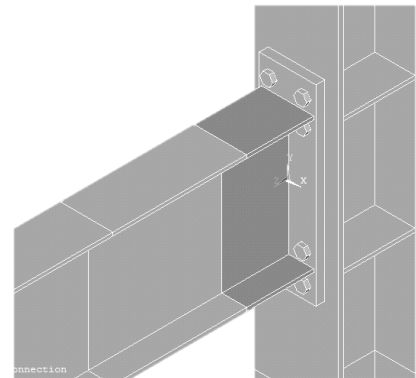


ب) هیبریدی (4E-30cm-SMA)

شکل (۱۱): کرنش پلاستیک معادل اتصال فولادی و هیبریدی

مقادیر کرنش در اغلب نواحی از حدود مجاز خود (کرنش بازگشت‌پذیری) فراتر رفته و قابل قبول است. ناحیه بسیار کوچکی از آلیاژ نیز از حد کرنش بازگردانی ۵٪ فراتر رفته که با توجه به این‌که در محدوده جوش ورق‌ها قرار گرفته، مطلوب نیست. لازم به ذکر است که این ناحیه بسیار کوچک بوده و موجب خرابی نخواهد شد، اما می‌توان با استفاده از آلیاژی که کرنش بازگردانی بزرگتری دارد، این مساله را حل نمود. رخداد پدیده پلاستیک در تیر بر خلاف

$d/2$  و  $3b_f$  (سه برابر عرض بال و نصف عمق تیر) در اتصالات سخت‌نشده از بر ستون تشکیل شود. با توجه به نتایج بخش ۳ طول تشکیل مفصل پلاستیک حدوداً ۳۰ سانتی متر بوده و در این طول از بر ستون، ورق آلیاژ جایگزین بال‌ها و جان تیر می‌گردد (شکل (۱۰)).



شکل (۱۰): کاربرد ورق‌های آلیاژ حافظه‌دار FeMnAlN

در ناحیه نشان داده شده در تیر

در این اتصال بخشی از تیر با ورق آلیاژ حافظه‌دار جایگزین شده و سپس این ورق‌ها به مابقی تیر جوش می‌شوند. گرچه جوشکاری ورق‌های آلیاژی کمی مشکل است اما امروزه و با توجه به پیشرفت علوم مواد در این زمینه، مشکلات جوش این مصالح تا حدودی مرتفع شده است. ضخامت ورق‌ها دقیقاً برابر ضخامت بال و جان تیر متصل بوده و مابقی اعضای اتصال و همچنین مدل‌سازی آن‌ها (المان‌ها، تماس و...) کاملاً همانند اتصال مشابه فولادی در نظر گرفته می‌شود. برای مقایسه رفتار چرخه‌ای دو اتصال نیز از پروتکل بارگذاری SAC [۱۰] بر اساس شکل (۴) استفاده شده است. با توجه به تشابه اجزای اتصال و بارگذاری اعمالی، امکان مقایسه میان دو اتصال فراهم می‌شود. اتصال هیبریدی چهارپیچه سخت نشده که مجهز به ۳۰ سانتی متر ورق FeMnAlN در بال‌ها و جان تیر است، در این تحقیق با نام 4E-30cm-SMA شناخته می‌شود.

شکل (۱۱) نشان‌دهنده کرنش پلاستیک معادل در پایان تمامی چرخه‌های بارگذاری و پس از ۰/۰۶ رادیان در اتصال است که به خوبی نشان از بازگشت‌پذیری اتصال و

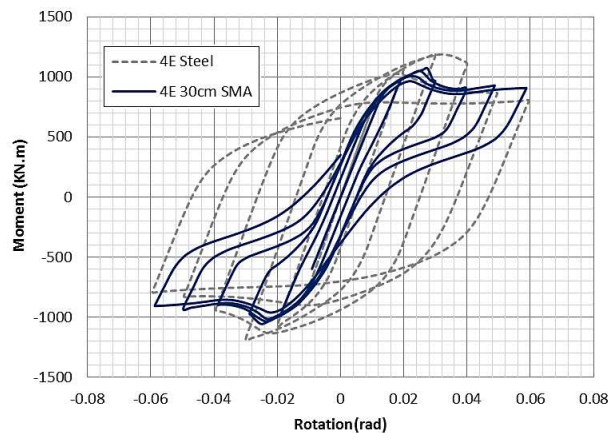
گسیختگی پیچ پدیده نامطلوبی نبوده و به دلیل مکانیزم خرابی نرم قابل قبول است و فقط بازگشت پذیری اتصال را کاهش می‌دهد. اتصال به خوبی توانسته است تا انتهای تمامی سیکل‌های بارگذاری رفتار مناسبی را نشان داده و تغییرشکل‌های پسماند را تا حدود چشمگیری کاهش دهد. در شکل (۱۲) رفتار چرخه‌ای اتصال در قالب منحنی ممان-چرخش اتصال با اتصال فولادی مشابه مقایسه شده است. رفتار چرخه‌ای اتصال 4E-30cm-SMA همانند اتصال فولادی 4E-1.25-1.5-24 کاملاً شکل‌پذیر بوده و سیکل‌های پایداری تا چرخش ۰/۰۶ رادیان دارد و بر اساس ضوابط آیین نامه ANSI/AISC 341-10 [۱۶] می‌تواند حدود چرخش مورد نیاز برای قاب‌های خمشی را فراهم آورد. ممان ماکزیمم در اتصال هیبریدی در مقایسه با اتصال فولادی، کاهش برابر ۹/۸۵٪ را نشان می‌دهد. کاهش ممان مقاوم ماکزیمم می‌تواند به علت مقادیر کمتر تنش تسلیم مصالح آلیاژ حافظه‌دار (۳۲۰ مگاپاسکال) در مقایسه با تنش تسلیم فولاد (۳۶۵ مگاپاسکال) باشد. شیب منحنی ممان-چرخش اتصال هیبریدی تقریباً برابر شیب منحنی در اتصال فولادی است، بدین معنا که سختی اتصال دچار تغییر و یا کاهش نشده است. بازگشت‌پذیری اتصال در منحنی ممان-چرخش کاملاً مشهود است. همان‌طور که در شکل (۱۲) مشاهده می‌شود، چرخش پسماند اتصال هیبریدی برابر ۰/۰۱۲ رادیان می‌باشد که بازگشت‌پذیری در حدود ۸۰٪ را نشان می‌دهد. بدین معنا که اتصال هیبریدی در صورت باربرداری در آخرین سیکل، ۸۰٪ چرخش به وجود آمده (۰/۰۶ رادیان) را بازیابی کرده و چرخش ماندگاری تنها در حدود ۰/۰۱۲ رادیان باقی می‌گذارد. این در حالی است که نمودار نشان می‌دهد مصالح فولاد در اتصال تنها ۲۳/۳۳٪ قابلیت بازیابی کرنش را دارد. بنابراین با توجه به محاسبات می‌توان گفت کاربرد ۳۰ سانتی‌متر از ورق مصالح آلیاژ حافظه‌دار FeMnAlN در ابتدای تیر در اتصال 4E-1.25-1.5-24 می‌تواند چرخش پسماند را نسبت به اتصال فولادی در حدود ۷۴٪ کاهش دهد.

استفاده از ورق‌های آلیاژ حافظه‌دار بدین معنا نیست که در اتصال تغییرشکلی به وجود نمی‌آید بلکه تغییرشکل‌های ناشی از بارگذاری اعمالی همانند تغییرشکل‌ها در اتصال فولادی رخ می‌دهند اما به علت ویژگی مصالح آلیاژ حافظه‌دار اغلب تغییرشکل‌های به وجود آمده بازیابی می‌شوند. ایجاد این تغییرشکل‌های بزرگ در اتصال موجب کاهش ممان مقاوم اتصال پس از دستیابی به ممان پلاستیک مورد انتظار تیر و در هر چرخه بزرگ بارگذاری است. بنابراین بعد از دستیابی به ممان پلاستیک مورد انتظار در تیر به علت رخداد تغییرشکل‌های بزرگ در چرخش‌های بالا، کماتش موضعی بال و جان رخ داده و سپس ممان مقاوم شروع به کاهش می‌کند. بنابراین کاهش ممان مقاوم اتصال پس از دستیابی به ممان پلاستیک مورد انتظار ناشی از کماتش موضعی بال و جان بوده و به همین علت در هر دو اتصال مشاهده می‌گردد.

تغییرشکل‌های پسماند به وجود آمده پس از تشکیل مفصل پلاستیک و پس از چرخه بارگذاری ۰/۰۳ رادیان در اتصال 4E-1.25-1.5-24 باعث می‌شود اتصال نتواند در چرخه‌های بعدی ممان مقاومی در حدود ممان ماکزیمم خود ( $M_{uc}$ ) را نشان دهد و در چرخه‌های بعد ممان مقاوم ماکزیمم آن سیکل به مراتب کمتر از چرخه‌های قبلی می‌باشد. این در حالی است که مقادیر زیادی از تغییرشکل‌های به وجود آمده ناشی از بارگذاری در حین باربرداری در اتصال 4E-30cm-SMA از بین می‌رود و به همین دلیل با توجه به شکل (۱۲)، اتصال موجود حتی در چرخه‌های بالا نیز می‌تواند ممان ماکزیمم مقاومی در حدود ممان ماکزیمم اتصال را تجربه کند.

یکی دیگر از موارد قابل توجه در منحنی ممان-چرخش اتصال کاهش انرژی تلف شده در اتصال 4E-30cm-SMA نسبت به اتصال 4E-1.25-1.5-24 است. میزان انرژی تلف شده توسط مساحت محصور در چرخه‌های هیستریزس منحنی ممان-چرخش به دست می‌آید. بازگشت‌پذیری اتصال 4E-30cm-SMA موجب شده تا سطح محصور در حلقه‌های هیستریزس اتصال به میزان ۵۳/۸۲٪ کاهش یابد.

به طور کلی سیستم‌های بازگشت پذیر نسبت به سیستم‌های تسلیم شونده اتلاف انرژی کمتری دارند.



شکل (۱۲): مقایسه منحنی ممان چرخش اتصال فولادی 4E-1.25-1.5-24 و اتصال هیبریدی 4E-30cm-SMA

زود هنگام پیچ‌ها، شکل پذیری و ممان مقاوم بسیار کمتری نسبت به اتصال هیبریدی مجهز به ورق‌های آلیاژی دارد. این در حالی است که نتایج تحقیق نشان می‌دهد در صورتی که از ورق‌های آلیاژی در محل تشکیل مفصل پلاستیک در تیر استفاده گردد نیازی به پذیرش کاهش چشمگیر ممان مقاوم اتصال نسبت به اتصال فولادی مشابه نیست و می‌توان به ممان مقاوم ماکزیمی در حدود ممان پلاستیک مورد انتظار تیر دست یافت و از ظرفیت تیر متصل نیز بهره برد. بنابراین در عین حفظ رفتار مناسب اتصال ورق انتهایی، تغییر شکل‌های پسماند اتصال را نیز می‌توان کاهش داد.

از طرفی مکانیزم خرابی اتصال هیبریدی مجهز به ورق‌های آلیاژ حافظه‌دار همانند اتصال ورق انتهایی فولادی بوده و بر خلاف مکانیزم خرابی ترد اتصال هیبریدی مجهز به پیچ‌های آلیاژی، نوع مکانیزم خرابی، مکانیزم خرابی نرم کماتش موضعی بال و جان است که از لحاظ عملکرد لرزه‌ای مطلوب شناخته می‌شود. با استفاده از ورق‌های آلیاژ حافظه‌دار در اتصال ورق انتهایی و در ناحیه تشکیل مفصل پلاستیک می‌توان به اهداف تحقیق حاضر که همانا کاهش تغییر شکل‌های ماندگار در کنار حفظ شکل پذیری، مقاومت خمشی و سختی اتصال است، دست یافت. بنابراین اتصال هیبریدی مجهز به ورق‌های آلیاژ حافظه‌دار نه تنها عملکرد مناسب‌تری نسبت به اتصال هیبریدی مجهز به پیچ‌های آلیاژی دارد، بلکه با توجه به حفظ حدود و ضوابط آیین نامه ANSI/AISC341-10 [۱۶] می‌توان این اتصال را به عنوان اتصالی مناسب برای قاب‌های خمشی متوسط و ویژه نیز معرفی نمود.

#### ۷- واژه‌نامه

Passive control	کنترل غیرفعال
Shape memory alloy (SMA)	آلیاژهای حافظه‌دار
Partially restrained	اتصالی نیمه‌گیردار
Hysteresis	هیسترزیس
End Plate	ورق انتهایی

حداقل ممان مقاوم اتصال در سیکل‌های ۰/۰۲ و ۰/۰۴ رادیان به ترتیب برابر ۹۲/۸۶٪ و ۸۴/۳۱٪ حداکثر ممان مقاوم اتصال می‌باشد. بنابراین از آن جایی که حداکثر ممان مقاوم اتصال از ممان پلاستیک اسمی تیر نیز بزرگ‌تر است، می‌توان گفت اتصال 4E-30cm-SMA می‌تواند حدود ممان مقاوم ANSI/AISC341-10 [۱۶] برای اتصالات تیر به ستون را که برابر  $0.8M_p$  است را نیز داشته و با توجه به رفتار شکل‌پذیر خود برای قاب‌های خمشی متوسط و ویژه مناسب تلقی شود. با توجه به **Error! Reference source not found.** پر واضح است که اتصال 4E-1.25-1.5-24 نیز محدوده ممان مقاوم ذکر شده را رعایت می‌کند، به طور مثال حداقل ممان مقاوم در چرخه ۰/۰۶ رادیان برابر ۱۱۰۰ kN.m است که برابر ۹۲/۶۲٪ حداکثر ممان مقاوم بوده و بنابراین بزرگتر از مقدار  $0.8M_p$  ذکر شده در مرجع [۱۶] نیز هست. نتایج نشان می‌دهند که هر دو اتصال به خوبی توانسته‌اند حدود لرزه‌ای لازم برای اتصالات تیر به ستون قاب‌های خمشی را برآورده سازند.

#### ۶- نتیجه‌گیری

اتصال هیبریدی مجهز به پیچ‌های آلیاژی با طول مشابه پیچ‌های فولادی به علت گسیختگی و پلاستیک شدن



Connections”, Nonlinear Dynamics, Vol. 65, No. 4, pp. 433-455.

[7] فرمائی، م. و قاسمیہ، م. (۱۳۹۲)، ”اتصالات ورق انتہائی دارای مواد هوشمند“، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تهران.

[8] Moradi, S. and Alam, S. (2014), “Feasibility Study of Utilizing Superelastic Shape Memory Alloy Plates in Steel Beam-Column Connections for Improved Seismic Performance”, Journal of Intelligent Material Systems and Structures, pp. 1-13.

[9] Sumner, E. (2003), “Unified Design of Extended End-Plate Moment Connections subject to Cyclic Loading”, Dissertation submitted to the faculty of the virginia polytechnic institute and state university in partial fulfillment of requirements for the degree of Doctor of philosophy.

[10] SAC. (1997), “Protocol for Fabrication, Inspection, Testing and Documentation of Beam-Column Connection Tests and other Experimental Specimens”, SAC/BD-97/02, SAC Joint Venture.

[11] Fugazza, D. (2003), “Shape-Memory Alloy Devices in Earthquake Engineering: Mechanical Properties, Constitutive Behavior and Numerical Simulations”, Master's Thesis, University of Pavia, Italy.

[12] Song, G., Ma, N. and Li, H. (2006), “Applications of Shape Memory Alloys in Civil Structures”, Engineering structures, Vol. 28, No. 9, pp. 1266-1274.

[13] ANSI/AISC 358-10. (2010), “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”, American Institute of Steel Construction.

[14] ANSI/AISC 360-10. (2010), “Specification for Structural Steel Buildings”, American Institute of Steel Construction.

[15] Steel Design Guide 4. (2004), “Extended End-Plate Moment Connections Seismic and Wind Applications”, Second Edition. American Institute of Steel Construction (AISC).

[16] ANSI/AISC 341-10. (2010), “Seismic Provision for Structural Steel Buildings”, American Institute of Steel Construction.

Extensive nonlinear dynamic analysis	آنالیز دینامیکی غیرخطی افزایشی
Superelasticity (SE)	فوق ارتجاعی
Austenite	آستنیت
Martensite	مارتنزیت
Active	فعال
Semi active	نیمه فعال
Passive	غیرفعال
Contact	تماس
Meshing	مش بندی
American Institute of Steel Construction (AISC)	انجمن سازه‌های فولادی آمریکا
Four bolt unstiffened (4E)	چهار پیچہ سخت نشده
Four bolt stiffened (4ES)	چهار پیچہ سخت شده
Eight bolt stiffened (8ES)	هشت پیچہ سخت شده
Thick plate	ورق ضخیم
Plastic hinge	مفصل پلاستیک
Pretension	پیش‌تندگی
Auricchio	آریچیو

## ۸- مراجع

[1] Ocel, J., DesRoches, R., Leon, R.T., Hes, W., Krumme, R., Hayes, J.R. and Sweeney, S. (2004), “Steel Beam-Column Connection using Shape Memory Alloys”, structural Engineering, Vol. 130, No. 5, pp. 732-740.

[2] Ma, H., Wilkinson, T. and Cho, C. (2007), “Feasibility Study on a Self-Centering Beam-to-Column Connection by using the Superelastic Behavior of SMAs”, Smart Material and Structures, Vol. 16, No. 5, pp. 1555-1563.

[3] Ma, H. and Yam, M. (2012), “Experimental Study on a Beam-to-Column Connection using Shape Memory Alloy”, Advanced Material Research, Vol. 374, pp. 2176-2179.

[4] Rofooei, F. and Farhidzade, A. (2011), “Investigation on the Seismic Behavior of Steel MRF with Shape Memory Alloy Equipped Connections”, Procedia Engineering, Vol. 14, pp. 3325-3330.

[5] Hu, J., and Hwang, W. (2013), “Design and Behavior of Recentering Beam-to-CFT Column Connections with Super-Elastic Shape Memory Alloy Fasteners”, International Journal of Steel Structures, Vol. 13, No. 1, pp. 55-69.

[6] Hu, J. and Leon, R. (2011), “Analyses and Evaluations for Composite-Moment Frames with SMA PR-CFT





# تحلیل احتمالاتی پایداری قاب‌های فولادی ساده

## و دروازه‌ای با پیوندها و تکیه‌گاه‌های نرم

محمد رضایی پزند<sup>۱</sup>، فرزاد شهابیان<sup>۲</sup>، محسن بمبائی‌چی<sup>۳</sup>

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۳/۶/۱۲، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۳/۱۲/۱۵)

### چکیده

در تحلیل و طراحی قاب‌های فولادی، عامل‌های گوناگونی وجود دارند که عدم قطعیت هر یک از آنها می‌تواند اثر قابل توجهی در ایمنی سازه داشته باشد. در این میان، سختی پیوندهای تکیه‌گاهی، سختی پیوندهای تیر به ستون و سختی تکیه‌گاه جانبی یا مهاربند، به سبب عدم قطعیت‌هایی مانند چگونگی ساخت، اجرا، نصب و الگوسازی اعضا و پیوندهای سازه‌های فولادی، می‌توانند به عنوان نمونه‌هایی از این متغیرها پنداشته شوند. در این مقاله، نخست، بر پایه‌ی حل دقیق معادله‌ی دیفرانسیل تیر اولر-برنولی، ماتریس پایداری قاب‌های فولادی ساده و دروازه‌ای با عضوهای منشوری و نامنشوری و پیوندها و تکیه‌گاه‌های نرم در دسترس قرار می‌گیرد. باید افزود، نرمی پیوندها با فنرهای دورانی و انتقالی خطی الگوسازی می‌شوند. سپس، با حل چند نمونه عددی، درستی و دقت روش پیشنهادی در تحلیل پایداری یقین‌اندیشانه واری می‌گردد. در ادامه، از روش شبیه‌سازی مونت کارلو برای برآورد احتمال شکست در پایداری این گونه قاب‌ها بهره‌جویی خواهد شد. در این میان، سختی دورانی پیوندهای تیر به ستون، سختی دورانی پیوندهای ستون به تکیه‌گاه و سختی انتقالی تکیه‌گاه جانبی، به عنوان متغیرهای تصادفی اختیار می‌شوند. بر این پایه، صدهزار مرتبه از رابطه‌سازی پیشنهادی برای یافتن بار کم‌انرژی قاب‌های شبیه‌سازی شده، بهره‌جویی می‌گردد و اثر تغییرهای ضریب پراکندگی و گونه‌ی تابع توزیع احتمال متغیرهای تصادفی در مقاومت کم‌انرژی سازه‌های یاد شده مورد ارزیابی می‌گیرد. افزون بر این‌ها، حساسیت احتمال شکست در پایداری قاب‌های فولادی ساده و دروازه‌ای، نسبت به عدم قطعیت در سختی پیوندها و تکیه‌گاه‌ها بررسی می‌شود.

### کلمات کلیدی

تحلیل احتمالاتی، پایداری، قاب‌های فولادی، پیوند نرم، تکیه‌گاه نرم، عضوهای نامنشوری، مونت کارلو، حساسیت.

## Probabilistic Stability Analysis of Portal and Gabled Steel Frames with Flexible Connections and Supports

M. Rezaiee-Pajand, F. Shahabian, M. Bambaeechee

### ABSTRACT

There are various factors in the analysis and design of the steel frames that uncertainties in any one of them can have a significant effect on the structural safety. The rotational stiffness of the bases and beam-to-column connections and also, the transitional stiffness of the bracing system can be considered as examples of these variables. In this paper, firstly, based on the exact solution of the governing differential equation for an Euler-Bernoulli beam, the stability matrix of portal and gabled steel frames with flexible connections and supports and non-prismatic members are derived. It should be added, the flexibility of connections and supports are modeled by the linear rotational or transitional springs. The accuracy of the proposed approach in the deterministic stability analysis with numerical examples verified. Then, by using of the Monte-Carlo simulation method, the probability of failure of mentioned frames for the stability is estimated. The rotational stiffness of the beam-to-column connections and bases and also, the transitional stiffness of lateral support are considered as the random variables in the stochastic stability analysis. Accordingly, by using of the presented formulation the buckling loads of the simulated frames for the hundred thousand times obtained and the effects of various coefficients of variations and different probabilistic distribution functions for random variables in the buckling resistance of the foregoing frames estimated. Moreover, the sensitivity of the probability of failure for the stability of frames with respect to uncertainty of the stiffness of the connections and supports investigated.

### KEYWORDS

Probabilistic analysis, Stability, Steel frames, Flexible connection, Flexible support, Non-prismatic member, Monte-Carlo, sensitivity

۱- استاد گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، mrpajand@yahoo.com

۲- استاد گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، shahabf@um.ac.ir (نویسنده مسئول)

۳- دانشجوی دکتری عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، mohsen\_bambaeechee@yahoo.com



در تحلیل و طراحی قاب‌های فولادی، متغیرهای گوناگونی، مانند کیفیت و چگونگی ساخت، اجرا و نصب عضوها، بارهای وارده، ظرفیت عضوها و مشخصه‌های مواد، وجود دارند که عدم قطعیت هر یک از آنها می‌تواند اثر قابل‌توجهی در ایمنی سازه داشته باشد. برای وارد نمودن هر یک از این عدم قطعیت‌ها نیاز به یک تحلیل احتمالاتی است [۱ و ۲]. در این میان، سختی پیوندهای تیر به ستون، سختی پیوندهای ستون به تکیه‌گاه و سختی تکیه‌گاه جانبی، می‌تواند به عنوان نمونه‌هایی از این متغیرها در نظر گرفته شوند. در دو دهه‌ی اخیر، بررسی‌ها و تحقیق‌هایی گوناگونی در این زمینه و به طور کلی، درباره‌ی قاب‌های فولادی، انجام پذیرفته است. از آن میان، Gao و Haldar به بررسی برآورد ایمنی سازه‌های قابی با پیوندهای نرم (نیمه‌سخت) پرداختند [۳]. عدم قطعیت مشخصه‌های مواد در پایداری سازه‌ها به وسیله‌ی Zhang و Ellingwood، مورد ارزیابی قرار گرفت [۴]. Song و Ellingwood، الگویی برای برآورد قابلیت اطمینان قاب‌های فولادی خمشی با پیوندهای جوشی ارائه نمودند. آن‌ها احتمال شکست و قابلیت اطمینان لرزه‌ای این گونه قاب‌ها را نیز مورد بررسی قرار دادند [۵ و ۶]. Sakurai و همکارانش به تحلیل اجزای محدود احتمال اندیشانه<sup>۱</sup> قاب‌های فولادی با پیوندهای نرم پرداختند. آن‌ها با تصادفی پنداشتن سختی نخستین پیوند، احتمال شکست شش سیستم قابی را بر اساس سه معیار ظرفیت لنگر خمشی کشسان، بیشینه‌ی جابجایی افقی و بیشینه‌ی نسبت تغییرمکان طبقه برآورد نمودند [۷]. راهکار نوبنی برای تحلیل قابلیت اعتماد لرزه‌ای قاب‌های با پیوندهای نرم، به وسیله‌ی Huh و Haldar پیشنهاد گردید [۸]. Razani و Hadianfard، رفتار نرمی پیوندها را در تحلیل قابلیت اطمینان قاب‌های فولادی وارد کردند. آن‌ها مقاومت عضوها و بارگذاری را به عنوان متغیرهای تصادفی در نظر گرفتند. سپس، با بهره‌گیری از روش شبیه‌سازی مونت کارلو<sup>۲</sup>، احتمال گسیختگی

قاب‌های فولادی با پیوندهای نیمه‌سخت را بررسی نمودند [۹]. Duan و همکارانش، با بهره‌جویی از راهکار شبیه‌سازی مونت کارلو، به بررسی اثر نقص نخستین، بر قابلیت اعتماد قاب‌های فولادی ساده با پیوندهای نرم پیچی پرداختند [۱۰]. طراحی قاب‌های فولادی با عضوهای نامنشوری، بر پایه‌ی قابلیت اطمینان و برآورد احتمال شکست سازه، به وسیله‌ی Li و Li ارائه گردید [۱۱]. باید افزود، در زمینه‌ی تحلیل‌های احتمالاتی قاب‌های فولادی با عضوهای نامنشوری، پژوهش‌های کمی در دسترس می‌باشد [۱۱]. لطف‌اللهی یقین و نگین به بررسی اثر انحنای اولیه‌ی تصادفی عضوها بر قابلیت اعتماد قاب‌های فولادی پرداختند [۱۲]. آن‌ها با بهره‌گیری از روش شبیه‌سازی مونت کارلو، احتمال شکست این گونه قاب‌ها را به دست آوردند. قابلیت اعتماد پایداری قاب‌های فولادی با پیوندهای نیمه‌سخت و دارای مشخصه‌های غیرقطعی به وسیله‌ی Rezaiee-Pajand و همکارانش مورد بررسی قرار گرفت [۱۳]. این پژوهشگران با به کارگیری فن مونت کارلو، به تحلیل احتمالاتی قاب‌های فولادی با شمار طبقه‌ها و دهانه‌های متفاوت پرداختند. Kala، تحلیل حساسیت پایداری قاب‌های فولادی ساده را واکاوی نمود [۱۴]. Shayanfar و همکارانش با به کارگیری تحلیل احتمال اندیشانه به ارزیابی قابلیت اعتماد اعضای طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌ی فولاد ایران پرداختند و شاخص قابلیت اعتماد را برای نسبت‌های متفاوت بار مرده به زنده، ارائه کردند [۱۵]. تحلیل حساسیت خرابی پیشرونده قاب‌های خمشی فولادی با بهره‌جویی از راهکارهای گوناگون شبیه‌سازی و تصادفی پنداشتن بارها و مشخصه‌های عضوها به وسیله‌ی Naji و Irani انجام پذیرفت [۱۶]. Jalali و همکارانش به تحلیل احتمالاتی لرزه‌ای قاب‌های فولادی خمشی با پیوندهای پرداختند [۱۷]. تحلیل احتمال اندیشانه‌ی لرزه‌ای ناخطی قاب‌های فولادی ساده، به وسیله‌ی Shahabian و Alamatian صورت گرفت [۱۸]. آن‌ها با بهره‌گیری از راهکار مونت کارلو، حساسیت پاسخ بیشینه‌ی سازه به متغیرهای تصادفی هندسه و مشخصه‌های عضوها و احتمال خرابی قاب

<sup>1</sup> Stochastic finite element analysis

<sup>2</sup> Monte-Carlo simulation method



فولادی ساده را برای حالت‌های گوناگون در دسترس قرار دادند. De León و همکارانش به تحلیل احتمالاتی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی با پیوندهای پیچی و جوشی پرداختند [۱۹]. تحلیل ایمنی مقاومت موضعی تیورق‌های I-شکل، برای الگوهای متفاوت و بهره‌جویی از فن مونت کارلو به وسیله‌ی Shahabian و همکارانش مورد ارزیابی قرار گرفت [۲۰]. در یکی از جدیدترین پژوهش‌ها، Razavi و Abolmaali به ارزیابی مقاومت لرزه‌ای قاب‌های فولادی با پیوندهای سخت و نیمه‌سخت در فضای عدم قطعیت پرداخته‌اند [۲۱].

در این مقاله، نخست، بر پایه‌ی حل دقیق معادله‌ی دیفرانسیل حاکم بر تغییرشکل عضوهای قاب و با توجه به نگره‌ی تیر اولر-برنولی، بار کماتشی (بار بحرانی) دقیق قاب‌های فولادی ساده و دروازه‌ای با پیوندها و تکیه‌گاه‌های نرم و عضوهای منشوری و نامنشوری به دست می‌آید. در ادامه، از روش شبیه‌سازی مونت کارلو برای برآورد احتمال شکست در پایداری این گونه قاب‌ها بهره‌جویی می‌گردد. در این میان، سختی دورانی پیوندهای تیر به ستون، سختی دورانی پیوندهای ستون به تکیه‌گاه و سختی انتقالی تکیه‌گاه جانبی، به عنوان متغیرهای تصادفی اختیار می‌شوند. باید افزود، برای هر یک از متغیرهای تصادفی، توزیع‌های نرمال و لگ-نرمال، با ضریب پراکندگی‌های ۵ تا ۲۵ درصد در نظر گرفته می‌شود. در پایان، با رسم برخی از نمودارهای کاربردی، مانند نمودار احتمال شکست سازه در برابر ضریب پراکندگی‌های متغیرهای تصادفی و نمودارهای تابع چگالی احتمال (PDF) و تابع توزیع تجمعی (CDF) پاسخ‌ها، به بررسی احتمال شکست در پایداری قاب‌های یاد شده بر حسب گونه‌ی توزیع و ضریب پراکندگی متغیرهای تصادفی پرداخته می‌شود.

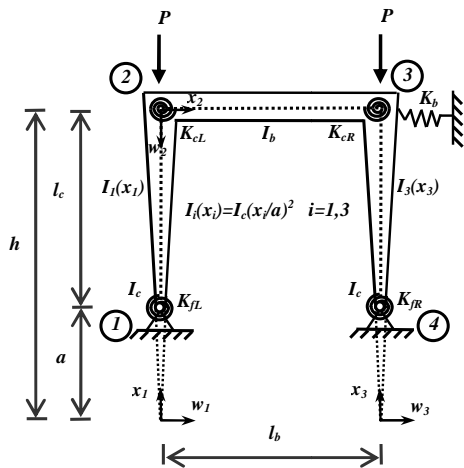
## ۲- تحلیل پایداری قاب‌ها با پیوندها و تکیه‌گاه‌های نرم

قاب‌های فولادی ساده و دروازه‌ای با پیوندهای نرم و تکیه‌گاه‌های کشسان دورانی و انتقالی، زیر اثر بارهای متمرکز  $P$  در شکل (۱) نشان داده شده است. این قاب‌ها دارای عضوهای منشوری و نامنشوری می‌باشند. سختی دورانی پیوندهای ستون‌ها به تکیه‌گاه، تیر به ستون‌ها و سختی انتقالی تکیه‌گاه جانبی قاب که با فنرهای خطی الگو سازی شده‌اند، به ترتیب، برابر مقدارهای  $K_c$ ،  $K_f$  و  $K_b$  پنداشته شده‌اند. پانویس‌های  $R$  و  $L$  به ترتیب، نشانگر پیوندهای راست و چپ می‌باشند. ضریب کشسانی عضوها برابر  $E$  است. محور  $x$ ، محور طولی عضو و محور  $w$ ، راستای تغییرشکل عضو را نشان می‌دهند. ستون‌های قاب‌ها، دارای ارتفاع یکسان،  $l_c$  و لنگر لختی همانند،  $I_c$  برای عضوهای منشوری و  $I_i(x_i)$  برای عضوهای نامنشوری می‌باشند. طول و لنگر لختی تیرها برای عضوهای منشوری و نامنشوری، به ترتیب، با  $I_b$ ،  $l_b$ ،  $I_j(x_j)$  نمایش داده می‌شوند. شکل (۲)، مقطع عضوهای منشوری و نامنشوری I-شکل و چگونگی تغییر آن در طول عضو را نشان می‌دهد.

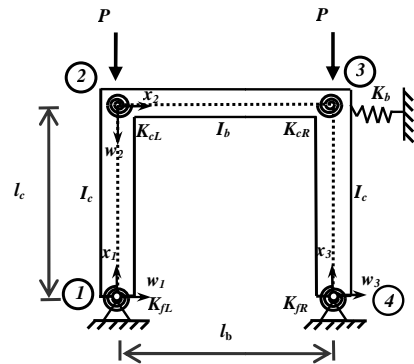
بر پایه‌ی شکل (۲)، آشکار است که لنگر لختی عضوهای منشوری ثابت و لنگر لختی تیرها و ستون‌های نامنشوری با چشم‌پوشی از جان مقطع، از رابطه‌ی (۱) به دست می‌آید.

$$(1) \quad \begin{cases} I_i(x_i) = I_c \left( \frac{x_i}{a} \right)^2 \\ I_j(x_j) = I_b \left( \frac{x_j}{b} \right)^2 \end{cases}$$

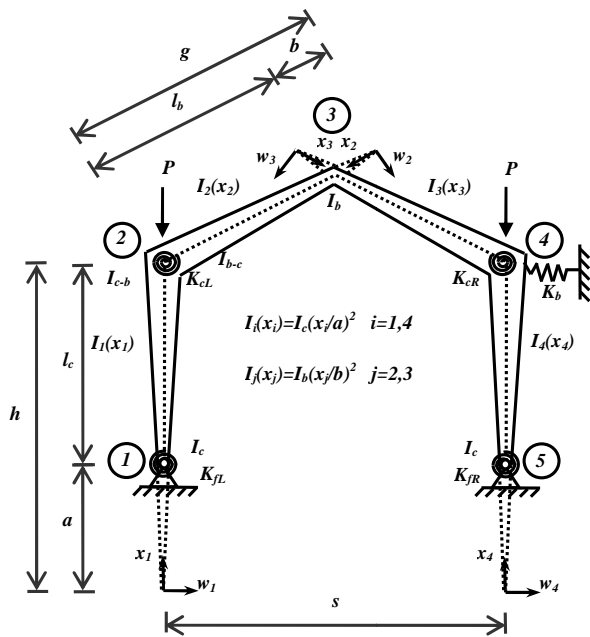
بر پایه‌ی نگره‌ی تیر اولر-برنولی، معادله‌های دیفرانسیل حاکم بر ستون‌ها و تیرهای قاب‌های ساده و دروازه‌ای شکل (۱)، به ترتیب، به قرار رابطه‌های (۲) و (۳) خواهند بود. پاسخ‌های این معادله‌ها برای قاب‌های شماره‌ی ۱ تا ۴ از شکل (۱)، به ترتیب، به صورت رابطه‌های (۴) تا (۷) بیان می‌شوند.



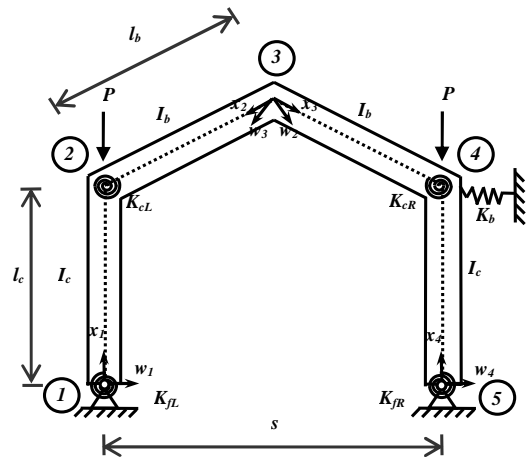
الف- قاب ساده منشوری



ب- قاب ساده نامنشوری

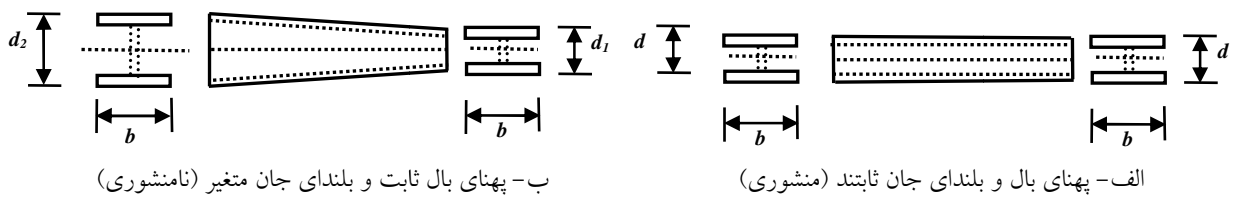


الف- قاب دروازه‌ای نامنشوری



ب- قاب دروازه‌ای منشوری

شکل (۱): قاب‌های فولادی ساده و دروازه‌ای با پیوندهای تکیه‌گاه‌های نرم



الف- پهنای بال و بلندای جان ثابت و بلندای جان متغیر (نامنشوری)

ب- پهنای بال و بلندای جان ثابتند (منشوری)

شکل (۲): شکل و تغییرهای مقطع برای عضوهای I-شکل منشوری و نامنشوری

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d^2}{dx_1^2} \left( EI_c \frac{d^2 w_1}{dx_1^2} \right) + P \frac{d^2 w_1}{dx_1^2} = 0 \\ \frac{d^2}{dx_2^2} \left( EI_b \frac{d^2 w_2}{dx_2^2} \right) = 0 \\ \frac{d^2}{dx_3^2} \left( EI_c \frac{d^2 w_3}{dx_3^2} \right) + P \frac{d^2 w_3}{dx_3^2} = 0 \end{array} \right. , \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{d^2}{dx_1^2} \left[ EI_c \left( \frac{x_1}{a} \right)^2 \frac{d^2 w_1}{dx_1^2} \right] + P \frac{d^2 w_1}{dx_1^2} = 0 \\ \frac{d^2}{dx_2^2} \left( EI_b \frac{d^2 w_2}{dx_2^2} \right) = 0 \\ \frac{d^2}{dx_3^2} \left[ EI_c \left( \frac{x_3}{a} \right)^2 \frac{d^2 w_3}{dx_3^2} \right] + P \frac{d^2 w_3}{dx_3^2} = 0 \end{array} \right. \quad (2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d^2}{dx_1^2} \left( EI_c \frac{d^2 w_1}{dx_1^2} \right) + P \frac{d^2 w_1}{dx_1^2} = 0 \\ \frac{d^2}{dx_2^2} \left( EI_b \frac{d^2 w_2}{dx_2^2} \right) = 0 \\ \frac{d^2}{dx_3^2} \left( EI_b \frac{d^2 w_3}{dx_3^2} \right) = 0 \\ \frac{d^2}{dx_4^2} \left( EI_c \frac{d^2 w_4}{dx_4^2} \right) + P \frac{d^2 w_4}{dx_4^2} = 0 \end{array} \right. , \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{d^2}{dx_1^2} \left[ EI_c \left( \frac{x_1}{a} \right)^2 \frac{d^2 w_1}{dx_1^2} \right] + P \frac{d^2 w_1}{dx_1^2} = 0 \\ \frac{d^2}{dx_2^2} \left[ EI_b \left( \frac{x_2}{b} \right)^2 \frac{d^2 w_2}{dx_2^2} \right] = 0 \\ \frac{d^2}{dx_3^2} \left[ EI_b \left( \frac{x_3}{b} \right)^2 \frac{d^2 w_3}{dx_3^2} \right] = 0 \\ \frac{d^2}{dx_4^2} \left[ EI_c \left( \frac{x_4}{a} \right)^2 \frac{d^2 w_4}{dx_4^2} \right] + P \frac{d^2 w_4}{dx_4^2} = 0 \end{array} \right. \quad (3)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} w_1 = A_1 \sin \rho x_1 + B_1 \cos \rho x_1 + C_1 x_1 + D_1 \\ w_2 = A_2 x_2^3 + B_2 x_2^2 + C_2 x_2 + D_2 \\ w_3 = A_3 \sin \rho x_3 + B_3 \cos \rho x_3 + C_3 x_3 + D_3 \end{array} \right. \quad (4)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} w_1 = \sqrt{\frac{x_1}{a}} \left\{ A_1 \sin \left[ \sqrt{\left( \frac{\bar{a}\rho}{1-a} \right)^2 - \frac{1}{4}} \ln \left( \frac{x_1}{a} \right) \right] + B_1 \cos \left[ \sqrt{\left( \frac{\bar{a}\rho}{1-a} \right)^2 - \frac{1}{4}} \ln \left( \frac{x_1}{a} \right) \right] \right\} + C_1 x_1 + D_1 \\ w_2 = A_2 x_2^3 + B_2 x_2^2 + C_2 x_2 + D_2 \\ w_3 = \sqrt{\frac{x_3}{a}} \left\{ A_3 \sin \left[ \sqrt{\left( \frac{\bar{a}\rho}{1-a} \right)^2 - \frac{1}{4}} \ln \left( \frac{x_3}{a} \right) \right] + B_3 \cos \left[ \sqrt{\left( \frac{\bar{a}\rho}{1-a} \right)^2 - \frac{1}{4}} \ln \left( \frac{x_3}{a} \right) \right] \right\} + C_3 x_3 + D_3 \end{array} \right. \quad (5)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} w_1 = A_1 \sin \rho x_1 + B_1 \cos \rho x_1 + C_1 x_1 + D_1 \\ w_2 = A_2 x_2^3 + B_2 x_2^2 + C_2 x_2 + D_2 \\ w_3 = A_3 x_3^3 + B_3 x_3^2 + C_3 x_3 + D_3 \\ w_4 = A_4 \sin \rho x_4 + B_4 \cos \rho x_4 + C_4 x_4 + D_4 \end{array} \right. \quad (6)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} w_1 = \sqrt{\frac{x_1}{a}} \left\{ A_1 \sin \left[ \sqrt{\left( \frac{\bar{a}\rho}{1-a} \right)^2 - \frac{1}{4}} \ln \left( \frac{x_1}{a} \right) \right] + B_1 \cos \left[ \sqrt{\left( \frac{\bar{a}\rho}{1-a} \right)^2 - \frac{1}{4}} \ln \left( \frac{x_1}{a} \right) \right] \right\} + C_1 x_1 + D_1 \\ w_2 = A_2 x_2 + B_2 x_2 \ln \left( \frac{x_2}{h} \right) + C_2 + D_2 \ln \left( \frac{x_2}{h} \right) \\ w_3 = A_3 x_3 + B_3 x_3 \ln \left( \frac{x_3}{h} \right) + C_3 + D_3 \ln \left( \frac{x_3}{h} \right) \\ w_4 = \sqrt{\frac{x_4}{a}} \left\{ A_4 \sin \left[ \sqrt{\left( \frac{\bar{a}\rho}{1-a} \right)^2 - \frac{1}{4}} \ln \left( \frac{x_4}{a} \right) \right] + B_4 \cos \left[ \sqrt{\left( \frac{\bar{a}\rho}{1-a} \right)^2 - \frac{1}{4}} \ln \left( \frac{x_4}{a} \right) \right] \right\} + C_4 x_4 + D_4 \end{array} \right. \quad (7)$$

در این رابطه‌ها،  $\bar{a} = a/h$  و  $\rho^2 = Pl^2/EI_c$  و  $A_i$  و  $B_i$  و  $C_i$  و  $D_i$  ( $i=1 \dots 4$ )، ثابت‌های تابع اولیه‌گیری هستند. این ثابت‌ها بر پایه‌ی شرط‌های مرزی جدول (۱) و (۲) به دست می‌آیند. خاطر نشان می‌کند، جدول (۱)، شرط‌های



مرزی قاب فولادی ساده با عضوهای منشوری و نامنشوری تیرها و ستونهای منشوری و نامنشوری را در بر دارند. و جدول (۲)، شرطهای مرزی قاب فولادی دروازه‌ای با

جدول(۱): شرطهای مرزی قاب فولادی ساده

شماره‌ی شرط	شماره گره	عضوهای منشوری	ستون‌ها نامنشوری
۱	۱	$w_1(0) = 0$	$w_1(a) = 0$
۲	۱	$M_1(0) + K_{fL}w'_1(0) = 0$	$M_1(a) + K_{fL}w'_1(a) = 0$
۳	۲	$w_2(0) = 0$	$w_2(0) = 0$
۴	۲	$M_1(l_c) + M_2(0) = 0$	$M_1(a + l_c) + M_2(0) = 0$
۵	۲	$M_2(0) = K_{cL}[w'_1(l_c) - w'_2(0)]$	$M_2(0) = K_{cL}[w'_1(a + l_c) - w'_2(0)]$
۶	۲	$w_1(l_c) - w_3(l_c) = 0$	$w_1(a + l_c) - w_3(a + l_c) = 0$
۷	۳	$V_1(l_c) + V_3(l_c) + K_b w_3(l_c) = 0$	$V_1(a + l_c) + V_3(a + l_c) + K_b w_3(a + l_c) = 0$
۸	۳	$w_2(l_b) = 0$	$w_2(l_b) = 0$
۹	۳	$M_2(l_b) + M_3(l_c) = 0$	$M_2(l_b) + M_3(a + l_c) = 0$
۱۰	۳	$M_2(l_b) = K_{cR}[w'_2(l_b) - w'_3(l_c)]$	$M_2(l_b) = K_{cR}[w'_2(l_b) - w'_3(a + l_c)]$
۱۱	۴	$w_3(0) = 0$	$w_3(a) = 0$
۱۲	۴	$M_3(0) + K_{fR}w'_3(0) = 0$	$M_3(a) + K_{fR}w'_3(a) = 0$

جدول(۲): شرایط مرزی قاب فولادی دروازه‌ای

شماره‌ی شرط	شماره گره	عضوهای منشوری	تیرها و ستون‌ها نامنشوری
۱	۱	$w_1(0) = 0$	$w_1(a) = 0$
۲	۱	$M_1(0) + K_{fL}w'_1(0) = 0$	$M_1(a) + K_{fL}w'_1(a) = 0$
۳	۲	$w_2(l_b) - w_1(l_c) \sin \alpha = 0$	$w_2(g) - w_1(h) \sin \alpha = 0$
۴	۲	$w_1(l_c) - w_4(l_c) = 0$	$w_1(h) - w_4(h) = 0$
۵	۲	$M_1(l_c) + M_2(l_b) = 0$	$M_1(h) + M_2(g) = 0$
۶	۲	$M_2(l_b) = K_{cL}[w'_2(l_b) - w'_1(l_c)]$	$M_2(g) = K_{cL}[w'_2(g) - w'_1(h)]$
۷	۳	$w_2(0) - w_1(l_c) \sin \alpha = 0$	$w_2(b) - w_1(h) \sin \alpha = 0$
۸	۳	$w_3(0) - w_4(l_c) \sin \alpha = 0$	$w_3(b) - w_4(h) \sin \alpha = 0$
۹	۳	$M_2(0) + M_3(0) = 0$	$M_2(b) + M_3(b) = 0$
۱۰	۳	$w'_2(0) - w'_3(0) = 0$	$w'_2(b) - w'_3(b) = 0$
۱۱	۴	$w_3(l_b) - w_4(l_c) \sin \alpha = 0$	$w_3(g) - w_4(h) \sin \alpha = 0$
۱۲	۴	$V_1(l_c) + V_4(l_c) + K_b w_4(l_c) = 0$	$V_1(h) + V_4(h) + K_b w_4(h) = 0$
۱۳	۴	$M_3(l_b) + M_4(l_c) = 0$	$M_3(g) + M_4(h) = 0$
۱۴	۴	$M_3(l_b) = K_{cR}[w'_3(l_b) - w'_4(l_c)]$	$M_3(g) = K_{cR}[w'_3(g) - w'_4(h)]$
۱۵	۵	$w_4(0) = 0$	$w_4(a) = 0$
۱۶	۵	$M_4(0) + K_{fR}w'_4(0) = 0$	$M_4(a) + K_{fR}w'_4(a) = 0$



با وارد نمودن این شرطها و معرفی عاملهای بدون بُعد ضریب بار فشاری،  $\varphi^2 = Pl_c^2 / EI_c$  ضریب بار کمانشی،  $\bar{g} = g/h$ ،  $\bar{b} = b/h$ ،  $\bar{a} = a/h$ ،  $\rho_{cr}^2 = P_{cr} l_c^2 / EI_c$ ،  $\bar{\mu} = I_b / I_c$ ،  $\bar{l} = l_b / l_c$  چپ و راست،  $\bar{K}_{fL} = 1 / (1 + EI_c / K_{fL} l_c)$  و  $\bar{K}_{fR} = 1 / (1 + EI_c / K_{fR} l_c)$  ضریبهای سختی پیوند تیر به ستون چپ و راست،  $\bar{K}_{cL} = 1 / (1 + EI_b / K_{cL} l_b)$  و  $\bar{K}_{cR} = 1 / (1 + EI_b / K_{cR} l_b)$  ضریب سختی تکیه‌گاه جانبی

ماتریس پایداری قابهای ساده و دروازه‌ای (ضریبهای نامعین تغییرشکلها)، به ترتیب، همانند رابطه‌های (۸) و (۹) در دسترس قرار می‌گیرند. درایه‌های این ماتریسها برای قابهای منشوری و نامنشوری در پیوست آمده است. باید افزود، گستره‌ی تغییر ضریبهای سختی پیوند عضوها و تکیه‌گاهها از صفر تا یک می‌باشد.

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} K_{1,1} & K_{1,2} & K_{1,3} & K_{1,4} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{2,1} & K_{2,2} & K_{2,3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{3,8} & K_{3,9} & K_{3,10} & K_{3,11} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{4,8} & K_{4,9} & K_{4,10} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_{5,5} & K_{5,6} & K_{5,7} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{6,1} & K_{6,2} & K_{6,3} & K_{6,4} & 0 & 0 & 0 & K_{6,8} & K_{6,9} & K_{6,10} & K_{6,11} & 0 \\ 0 & 0 & K_{7,3} & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{7,8} & K_{7,9} & K_{7,10} & K_{7,11} & 0 \\ K_{8,1} & K_{8,2} & 0 & 0 & 0 & K_{8,6} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{9,1} & K_{9,2} & K_{9,3} & 0 & 0 & K_{9,6} & K_{9,7} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_{10,5} & K_{10,6} & 0 & K_{10,8} & K_{10,9} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_{11,5} & K_{11,6} & K_{11,7} & K_{11,8} & K_{11,9} & K_{11,10} & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (۸)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} K_{1,1} & K_{1,2} & K_{1,3} & K_{1,4} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{2,1} & K_{2,2} & K_{2,3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{3,13} & K_{3,14} & K_{3,15} & K_{3,16} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{4,13} & K_{4,14} & K_{4,15} & 0 & 0 \\ K_{5,1} & K_{5,2} & K_{5,3} & K_{5,4} & K_{5,5} & K_{5,6} & K_{5,7} & K_{5,8} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{6,1} & K_{6,2} & K_{6,3} & K_{6,4} & K_{6,5} & K_{6,6} & K_{6,7} & K_{6,8} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{7,9} & K_{7,10} & K_{7,11} & K_{7,12} & K_{7,13} & K_{7,14} & K_{7,15} & K_{7,16} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{8,9} & K_{8,10} & K_{8,11} & K_{8,12} & K_{8,13} & K_{8,14} & K_{8,15} & K_{8,16} & 0 \\ K_{9,1} & K_{9,2} & K_{9,3} & K_{9,4} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{9,13} & K_{9,14} & K_{9,15} & K_{9,16} & 0 \\ 0 & 0 & K_{10,3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{10,13} & K_{10,14} & K_{10,15} & K_{10,16} & 0 \\ K_{11,1} & K_{11,2} & 0 & 0 & K_{11,5} & K_{11,6} & 0 & K_{11,8} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_{12,1} & K_{12,2} & K_{12,3} & 0 & 0 & K_{12,6} & K_{12,7} & K_{12,8} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{13,9} & K_{13,10} & 0 & K_{13,12} & K_{13,13} & K_{13,14} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{14,9} & K_{14,10} & K_{14,11} & K_{14,12} & K_{14,13} & K_{14,14} & K_{14,15} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{15,6} & 0 & K_{15,8} & 0 & K_{15,10} & 0 & K_{15,12} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_{16,5} & K_{16,6} & K_{16,7} & K_{16,8} & K_{16,9} & K_{16,10} & K_{16,11} & K_{16,12} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (۹)$$

det  $\mathbf{K} = 0$  (۱۰)

به سخن دیگر، هنگامی که سختی انتقالی یا دورانی تکیه‌گاهها یا سختی دورانی پیوندها، به سمت بی‌نهایت میل کند، نظیر قاب مهاربندی شده، تکیه‌گاه گیردار و پیوند سخت، مقدار این ضریبها، با توجه به تعریف، برابر با یک می‌باشند. از سوی دیگر، هنگامی که سختی دورانی پیوندها یا تکیه‌گاهها و سختی انتقالی تکیه‌گاه جانبی صفر باشد، نظیر پیوند ساده، تکیه‌گاه ساده و قاب مهاربندی نشده، این ضریبها برابر صفر خواهند بود.

برای ادامه، برای واری واری راهکار پیشنهادی، بار کمانشی چند قاب ساده و دروازه‌ای، همانند جدول (۳)، تعیین و پاسخها، با نتیجه‌های دیگر مرجعها و فن جزء محدود، سنجیده شده است. بر پایه‌ی پاسخهای جدول (۳)، درستی می‌توان بار کمانشی قاب را همانند رابطه‌ی زیر به دست آورد:

$$P_{cr} = \rho_{cr}^2 \frac{EI_c}{l_c^2} \quad (۱۱)$$

اکتون از برابر صفر قرار دادن دترمینان ماتریسهای بالا، می‌توان بار کمانشی قاب را همانند رابطه‌ی زیر به دست آورد:



و دقت روش ارائه شده، تأیید می‌گردد. خاطر نشان می‌کند، فشاری وارد بر آن‌ها، یکسان هستند. همچنین، به طور معمول، سختی‌های دورانی پیوندها و تکیه‌گاه‌های چپ و راست با هم برابر خواهند بود.

در نمونه‌های اجرایی این گونه قاب‌ها، مقطع ستون‌های قاب همانند بوده و با بارهای فشاری برابر بارگذاری می‌شوند. به سخن دیگر، لنگر لختی ستون‌ها و نیروی

جدول (۳): بار کمانشی قاب‌های نمونه در تحلیل پایداری

بار کمانشی ( $P_{cr}$ )		مشخصه‌های اعضا و مقطع‌های قاب	شکل قاب
۴۶۵۹ kN	روش پیشنهادی	$E=210$ GPa $I_b=8360$ cm <sup>4</sup> $I_c=7760$ cm <sup>4</sup> $K_f \rightarrow \infty$ kN.m/rad $K_c=7556/6085$ kN.m/rad $K_b=0$ kN.m	<p>۱- قاب ساده منشوری</p>
۴۶۵۸ kN	مرجع [۲۲]		<p>۲- قاب ساده نامنشوری</p>
۴۶۵۵ kN	مرجع [۲۳]		
۴۶۶۰ kN	F.E.M.		
۸۰۴ kN	روش پیشنهادی	$E=207$ GPa $I_b=3490$ cm <sup>4</sup> $I_c=20655$ cm <sup>4</sup> $K_f=0$ kN.m/rad $K_c \rightarrow \infty$ kN.m/rad $K_b=0$ kN.m	<p>۲- قاب ساده نامنشوری</p>
۷۷۹ kN	مرجع [۲۴ و ۲۵]		<p>۳- قاب دروازه‌ای منشوری</p>
۱۹۳۰ kN	مرجع		
۱۹۳۰ kN	F.E.M.		
۲۰۸۳ kN	روش پیشنهادی	$E=210$ kN/m <sup>2</sup> $I_b=3671$ cm <sup>4</sup> $I_c=3671$ cm <sup>4</sup> $K_f \rightarrow \infty$ kN.m/rad $K_c \rightarrow \infty$ kN.m/rad $K_b \rightarrow \infty$ kN.m	<p>۳- قاب دروازه‌ای منشوری</p>
۲۰۸۴ kN	مرجع [۲۶]		<p>۴- قاب دروازه‌ای نامنشوری</p>
۲۰۸۴ kN	F.E.M.		
۲۰۸۴ kN	F.E.M.		

### ۳- ارزیابی احتمال شکست در پایداری قاب‌ها

راهکارهای گوناگونی برای برآورد احتمال شکست سازه‌ها وجود دارد که یکی از ساده‌ترین و متداول‌ترین آن‌ها، روش شبیه‌سازی مونت کارلو می‌باشد [۲]. با وجود سادگی فن مونت کارلو، این شیوه یکی از قوی‌ترین روش‌ها در تحلیل‌های احتمال‌اندیشانه است. بر پایه‌ی راهکار مونت کارلو، احتمال شکست سازه از رابطه‌ی (۱۲) به دست می‌آید.

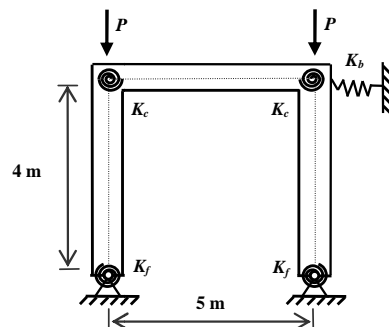
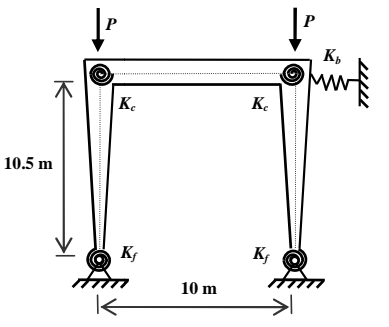
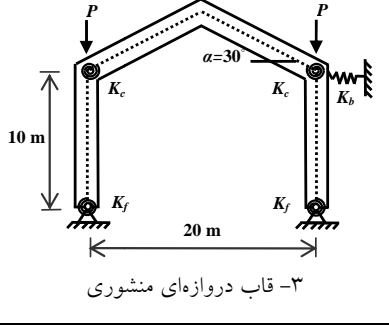
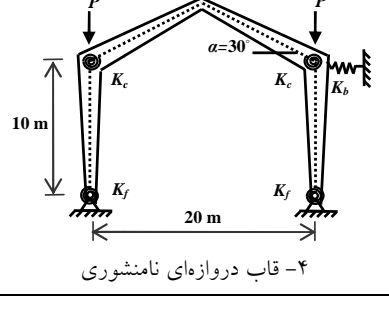
$$P_f = \frac{N_f}{N_t} \quad (12)$$

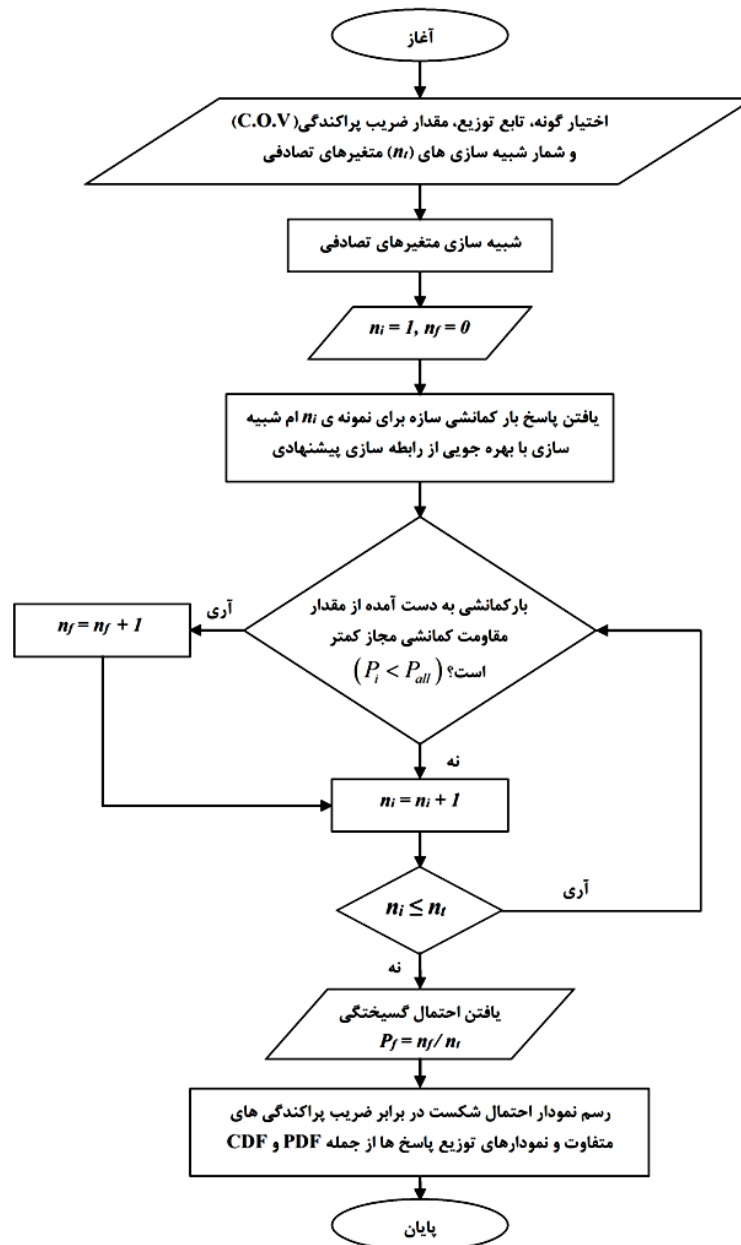
در رابطه‌ی کنونی،  $N_t$  شمار کل شبیه‌سازی‌ها و  $N_f$  شمار حالت‌هایی است که در یک شبیه‌سازی، سازه نتواند هدف‌های طرح را برآورده سازد.

در این بخش، به منظور ارزیابی احتمال شکست در پایداری قاب‌ها، بر پایه‌ی راهکار پیشنهادی و روش شبیه‌سازی مونت کارلو، تحلیل احتمالاتی چند قاب ساده و دروازه‌ای با پیوندها و تکیه‌گاه‌های نرم، همانند جدول (۴) انجام می‌پذیرد. در این میان، سختی پیوندهای تکیه‌گاهی و عضوی به عنوان متغیرهای تصادفی اختیار می‌گردند. باید افزود، مقدارهای میانگین این متغیرها از حالتی که ضریب‌های سختی پیوند عضوها و تکیه‌گاه‌ها برابر نیم باشند به دست آمده است. همچنین، برای سادگی و فهم بهتر، ضریب‌های گیرداری تکیه‌گاه‌ها و پیوندهای چپ و راست قاب‌ها، برابر پنداشته خواهند شد. در ادامه، برای هر یک از متغیرهای تصادفی، دو گونه توزیع نرمال و لگ‌نرمال با ضریب‌های پراکندگی متفاوت از ۵ تا ۲۵ درصد در نظر گرفته می‌شود. سپس، با بهره‌گیری از روش شبیه‌سازی مونت کارلو، با بررسی کفایت شمار شبیه‌سازی‌ها، در هر توزیع و برای هر ضریب پراکندگی، هزار متغیر تصادفی برای سختی دورانی پیوندهای تیر به ستون‌ها، سختی انتقالی تکیه‌گاه جانبی و سختی دورانی پیوندهای ستون‌ها به تکیه‌گاه‌ها تولید می‌گردد. اکنون با در اختیار داشتن مقدارهای شبیه‌سازی شده و بهره‌گیری از

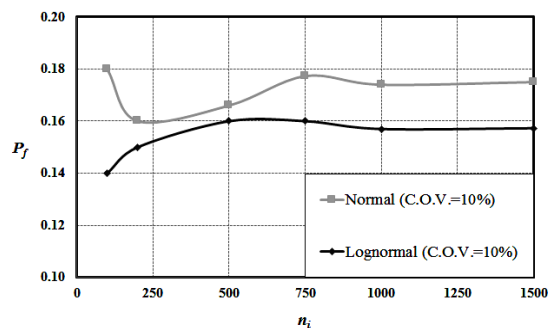
روش پیشنهادی، تحلیل پایداری قاب برای توزیع‌ها و ضریب‌های پراکندگی متفاوت انجام می‌پذیرد. سرانجام، با سنجش مقاومت کمانشی نمونه‌های شبیه‌سازی شده با مقدار هدف و بهره‌جویی از رابطه‌ی (۱۲)، احتمال شکست قاب به دست می‌آید. باید افزود، که در این‌جا، مقدار هدف، مقاومت کمانشی مجاز قاب است که با وارد نمودن ضریب اطمینان، ضریبی از پاسخ بار کمانشی سازه با مقدار میانگین متغیرهای تصادفی اختیار می‌گردد. به سخن دیگر، احتمال شکست سازه در تحلیل احتمال‌اندیشانه، به صورت احتمال کاهش مقاومت کمانشی قاب نسبت به مقدار مجاز تعریف می‌شود. همچنین، با رسم برخی از نمودارهای کاربردی، مانند نمودار احتمال شکست سازه در برابر ضریب‌های پراکندگی و نمودارهای تابع چگالی احتمال (PDF) و تابع توزیع تجمعی (CDF) پاسخ‌ها، به بررسی احتمال شکست در پایداری قاب‌های یاد شده بر حسب گونه‌ی توزیع و ضریب پراکندگی متغیرهای تصادفی پرداخته می‌شود. افزون بر این‌ها، نمودار جریان برآورد احتمال شکست این گونه سازه‌ها در شکل (۳) می‌آید. بر این پایه، نخست، برای بررسی کفایت شمار شبیه‌سازی‌ها ( $n_i$ )، نمودار احتمال شکست قاب ساده‌ی منشوری در برابر شمار شبیه‌سازی‌ها برای توزیع‌های نرمال و لگ‌نرمال با ضریب پراکندگی ۱۰ درصد و تصادفی پنداشتن هر سه عامل یاد شده در شکل (۴) می‌توان دید، هنگامی که شمار شبیه‌سازی هزار نمونه باشد، احتمال شکست از دقت بالایی برخوردار است. بر این پایه، برای هر بار تحلیل، از هزار نمونه‌ی شبیه‌سازی بهره‌جویی می‌گردد. در ادامه، نمودار احتمال شکست قاب‌های جدول (۴)، در برابر ضریب پراکندگی‌های ۵ تا ۲۵ درصد و با توزیع‌های نرمال و لگ‌نرمال، برای تصادفی پنداشتن سختی دورانی پیوند ستون به تکیه‌گاه، سختی دورانی پیوند تیر به ستون‌ها و سختی انتقالی تکیه‌گاه جانبی، به ترتیب، در شکل‌های (۵) تا (۷) آمده است.

جدول (۴): قاب‌های مورد ارزیابی در تحلیل احتمالاتی

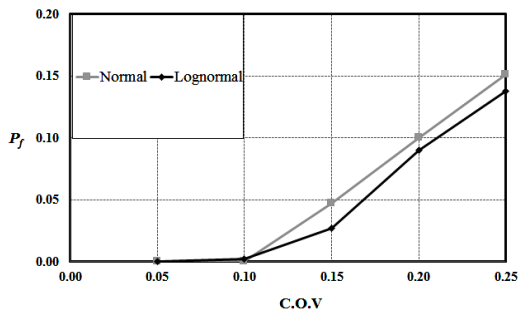
مقاومت کمانشی ( $P_{all}$ )	ضریب اطمینان ( $S.F.$ )	مقدارهای میانگین متغیرهای تصادفی	مشخصه‌های اعضا و مقاطعها	شکل قاب
۱۹۴۲ kN	۱/۰۵	$K_f=4074 \text{ kN.m/rad}$ $K_c=3511/2 \text{ kN.m/rad}$ $K_b=254/625 \text{ kN.m}$	$E=210 \text{ kN/m}^2$ $I_b=8360 \text{ cm}^4$ $I_c=7760 \text{ cm}^4$	 <p>۱- قاب ساده‌ی منشوری</p>
۱۰۷۴۷۴ kg	۱/۰۵	$K_f=413100 \text{ kN.m/rad}$ $K_c=732900 \text{ kN.m/rad}$ $K_b=3746/939 \text{ kN.m}$	$E=2/1 \square 10^{11} \text{ kN/m}^2$ $I_b=34900 \text{ cm}^4$ $I_c=20655 \text{ cm}^4$	 <p>۲- قاب ساده‌ی نامنشوری</p>
۱۲۹ kN	۱/۱۰	$K_f=734/2 \text{ kN.m/rad}$ $K_c=635/836 \text{ kN.m/rad}$ $K_b=7/342 \text{ kN.m}$	$E=2/0 \square 10^8 \text{ kN/m}^2$ $I_b=3671 \text{ cm}^4$ $I_c=3671 \text{ cm}^4$	 <p>۳- قاب دروازه‌ای منشوری</p>
۱۴۲ kN	۱/۱۰	$K_f=734/2 \text{ kN.m/rad}$ $K_c=635/836 \text{ kN.m/rad}$ $K_b=7/342 \text{ kN.m}$	$E=2/0 \square 10^8 \text{ kN/m}^2$ $I_b=3671 \text{ cm}^4$ $I_c=3671 \text{ cm}^4$ $I_{b-c}=14684 \text{ cm}^4$ $I_{c-b}=14684 \text{ cm}^4$	 <p>۴- قاب دروازه‌ای نامنشوری</p>



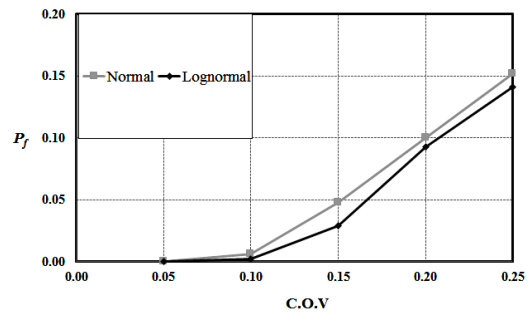
شکل (۳): نمودار جریان برآورد احتمال شکست در پایداری سازه



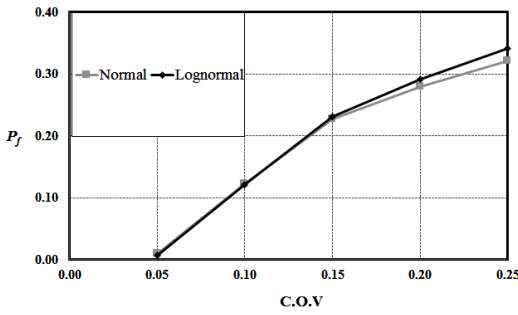
شکل (۴): نمودار تغییر احتمال شکست قاب ساده‌ی منشوری در برابر شمار شبیه‌سازی‌ها



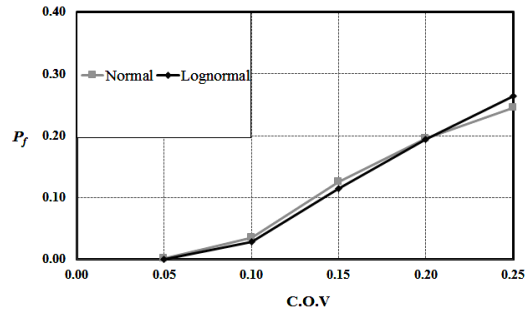
ب) قاب ساده‌ی نامنشوری



الف) قاب ساده‌ی منشوری

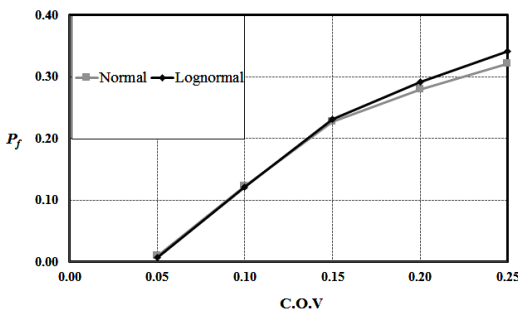


د) قاب دروازه‌ای نامنشوری

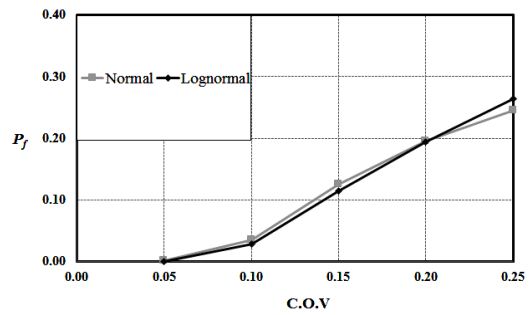


ج) قاب دروازه‌ای منشوری

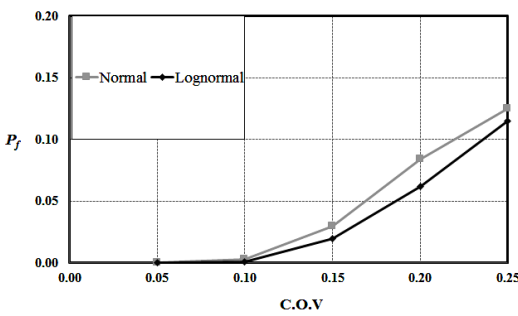
شکل (۵): نمودار احتمال شکست قاب در برابر ضریب پراکندگی برای سختی دورانی پیوند ستون به تکیه‌گاه



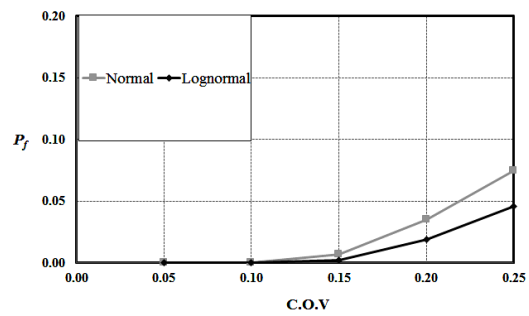
ب) قاب ساده‌ی نامنشوری



الف) قاب ساده‌ی منشوری

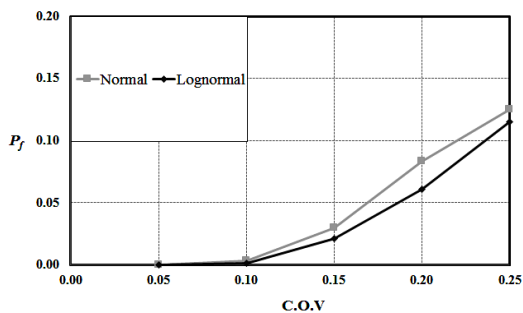


د) قاب دروازه‌ای نامنشوری

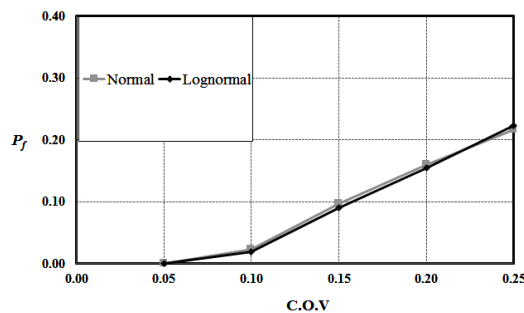


ج) قاب دروازه‌ای منشوری

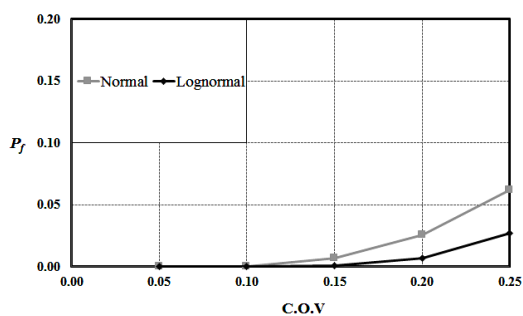
شکل (۶): نمودار احتمال شکست قاب در برابر ضریب پراکندگی برای سختی دورانی پیوند تیر به ستون‌ها



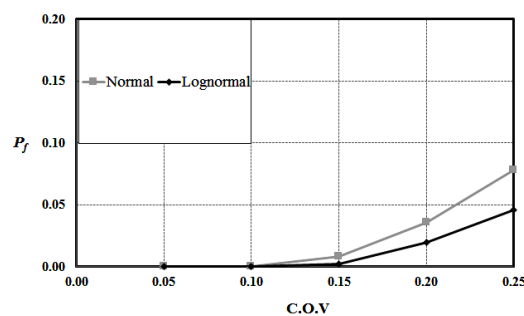
ب) قاب ساده‌ی نامنشوری



الف) قاب ساده‌ی منشوری



د) قاب دروازه‌ای نامنشوری



ج) قاب دروازه‌ای منشوری

شکل (۷): نمودار احتمال شکست قاب در برابر ضریب پراکندگی برای سختی انتقالی تکیه‌گاه جانبی

قاب دروازه‌ای منشوری با تصادفی پنداشتن سختی دورانی پیوند تیر به ستون‌ها و سختی انتقالی تکیه‌گاه جانبی تا ۱۵ درصد به تدریج و پس از آن با شیب زیادتری صورت می‌گیرد. ولی، شیب افزایش احتمال شکست این سازه با تصادفی پنداشتن سختی دورانی پیوند ستون به تکیه‌گاه‌ها، برای ضریب پراکندگی‌های بیش از ۱۰ درصد، به طور تقریبی خطی خواهد بود. افزون بر این‌ها، می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش ضریب پراکندگی، شیب افزایش احتمال شکست قاب دروازه‌ای نامنشوری با تصادفی پنداشتن سختی دورانی پیوند تیرها به ستون‌ها یا سختی دورانی پیوند ستون به تکیه‌گاه تا ۱۰ درصد به کندی و پس از آن با شیب تندتری صورت می‌گیرد. ولی، هنگامی که سختی انتقالی تکیه‌گاه جانبی غیرقطعی پنداشته می‌شود، احتمال شکست قاب و شیب افزایش آن بسیار ناچیز می‌باشد.

با سنجش نمودار احتمال شکست سازه‌های جدول (۴)، برای دو توزیع نرمال و لگ‌نرمال، می‌توان نتیجه گرفت که احتمال شکست به طور نسبی مستقل از گونه‌ی تابع توزیع احتمال خواهد بود. با وجود این، برای ضریب

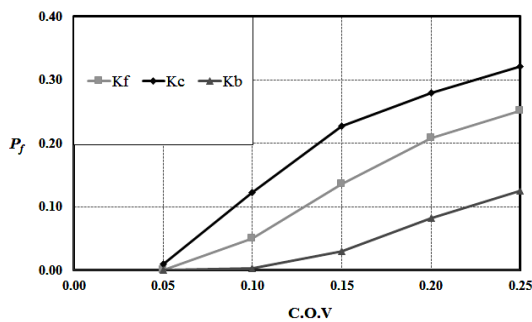
همان‌گونه که در شکل‌های (۵) تا (۷) دیده می‌شود، برای ضریب پراکندگی‌های کم، احتمال شکست ناچیز است، ولی با زیاد شدن مقدار ضریب پراکندگی، احتمال شکست قاب‌ها افزایش می‌یابد. می‌توان دید که با افزایش ضریب پراکندگی، شیب افزایش احتمال شکست قاب ساده‌ی منشوری با تصادفی پنداشتن سختی دورانی پیوند تیر به ستون‌ها و سختی انتقالی تکیه‌گاه جانبی تا ۱۰ درصد به تدریج و پس از آن با شیب زیادتری صورت می‌گیرد. ولی، هنگامی که سختی دورانی پیوند ستون به تکیه‌گاه غیرقطعی است، شیب افزایش احتمال شکست این سازه به طور تقریبی خطی خواهد بود. با وجود این، در قاب ساده‌ی نامنشوری، با افزایش ضریب پراکندگی سختی انتقالی تکیه‌گاه جانبی، شیب افزایش احتمال شکست سازه تا ۱۰ درصد به کندی و پس از آن با شیب تندتری صورت می‌گیرد. ولی، هنگامی که سختی دورانی پیوند تیر به ستون‌ها یا سختی دورانی پیوند ستون به تکیه‌گاه غیرقطعی پنداشته می‌شوند، شیب افزایش احتمال شکست این قاب، به طور تقریبی خطی می‌باشد. همچنین، دیده می‌شود که با افزایش ضریب پراکندگی، شیب افزایش احتمال شکست

دروازه‌ی منشوری و نامنشوری، نسبت به متغیر سختی دورانی پیوند ستون به تکیه‌گاه در سنجش با دیگر متغیرها از حساسیت بیشتری برخوردار است. ولی در قاب ساده‌ی نامنشوری، احتمال شکست سازه نسبت به متغیر سختی دورانی پیوند تیر به ستون‌ها حساس‌تر می‌باشد.

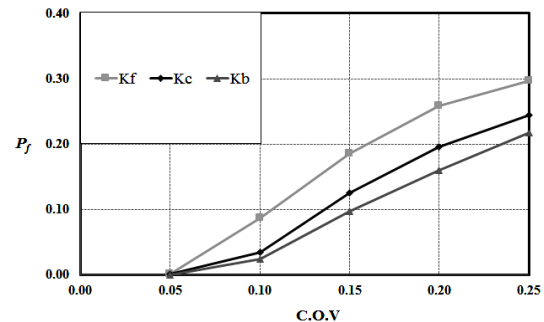
نمودارهای احتمال شکست سازه‌ها در حالتی که هر سه متغیر متغیر سختی دورانی پیوند ستون به تکیه‌گاه، سختی دورانی پیوند تیر به ستون‌ها و سختی انتقالی تکیه‌گاه جانبی به طور همزمان غیرقطعی باشند، در شکل (۱۰) آمده است. همان گونه که در این شکل دیده می‌شود، برای هر ضریب پراکندگی، پاسخ سازه، به طور تقریبی، مستقل از گونه‌ی توزیع احتمال می‌باشد. این پدیده به آن سبب است که نمودار فراوانی پاسخ قاب‌ها برای هر دو توزیع نرمال و لگ نرمال همانند می‌باشد.

پراکندگی‌های بیشتر از ۲۰ درصد، احتمال شکست قاب ساده‌ی منشوری با لگ نرمال پنداشتن متغیرهای تصادفی، همواره بیشتر از نرمال در نظر گرفتن آن‌ها می‌باشد. در برابر آن، برای ضریب پراکندگی‌های متفاوت، احتمال شکست قاب‌های دروازه‌ای منشوری و نامنشوری با نرمال پنداشتن متغیرهای تصادفی، همواره بیشتر از لگ نرمال در نظر گرفتن آن‌ها خواهد بود.

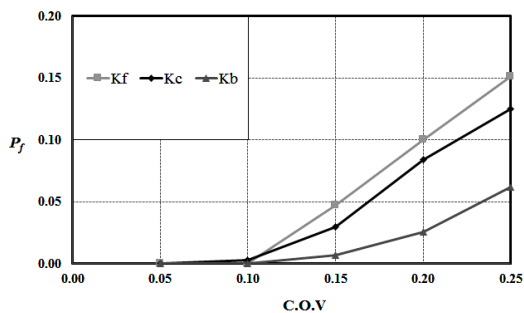
برای سنجش اثر گونه‌ی متغیر تصادفی در تحلیل احتمال اندیشانه‌ی پایداری سازه، نمودار احتمال شکست قاب‌های مورد ارزیابی، برای سه گونه متغیر سختی دورانی پیوند ستون به تکیه‌گاه، سختی دورانی پیوند تیر به ستون‌ها و سختی انتقالی تکیه‌گاه جانبی با توزیع‌های نرمال و لگ نرمال در شکل‌های (۸) و (۹) رسم شده است. بر پایه‌ی شکل‌های (۸) و (۹) دیده می‌شود، احتمال شکست قاب ساده‌ی منشوری و همچنین، قاب‌های



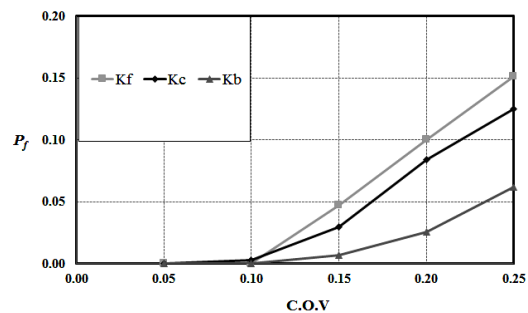
ب) قاب ساده‌ی نامنشوری



الف) قاب ساده‌ی منشوری



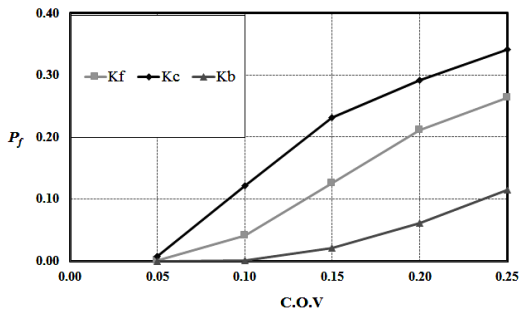
د) قاب دروازه‌ای نامنشوری



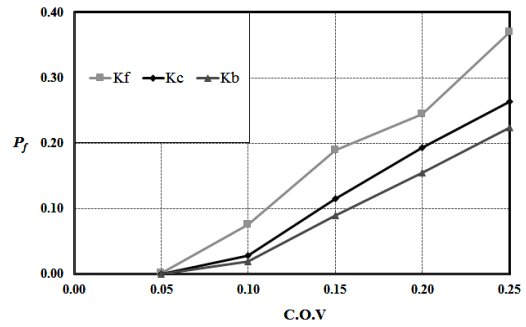
ج) قاب دروازه‌ای منشوری

شکل (۸): نمودار احتمال شکست قاب بر حسب ضریب پراکندگی متغیرهای تصادفی گوناگون برای توزیع نرمال

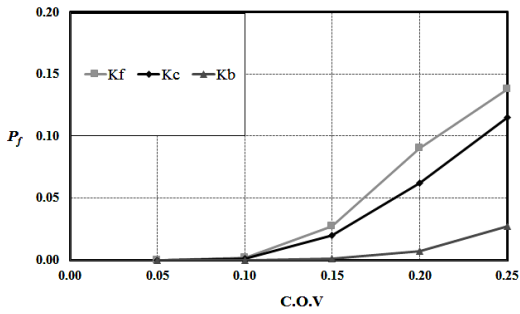




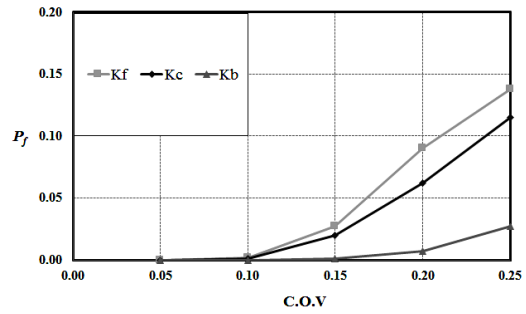
ب) قاب ساده‌ی نامنشوری



الف) قاب ساده‌ی منشوری

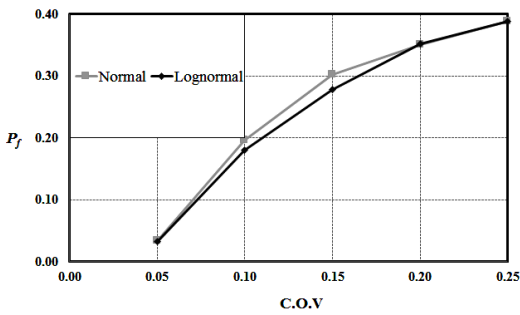


د) قاب دروازه‌ای نامنشوری

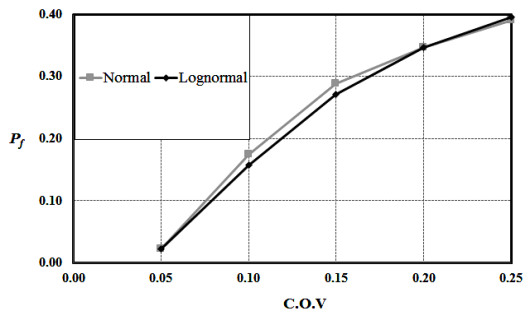


ج) قاب دروازه‌ای منشوری

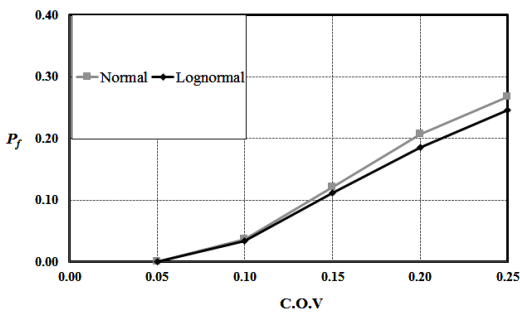
شکل (۹): نمودار احتمال شکست قاب بر حسب ضریب پراکندگی متغیرهای تصادفی گوناگون برای توزیع لگ‌نرمال



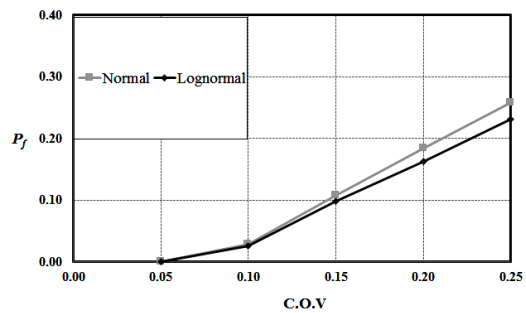
ب) قاب ساده‌ی نامنشوری



الف) قاب ساده‌ی منشوری



د) قاب دروازه‌ای نامنشوری

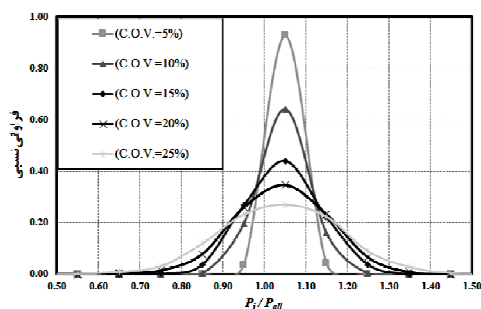


ج) قاب دروازه‌ای منشوری

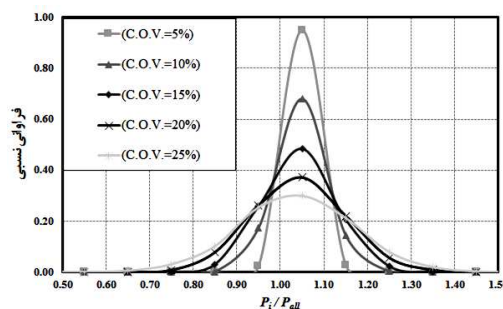
شکل (۱۰): نمودار احتمال شکست قاب بر حسب ضریب پراکندگی با تصادفی پنداشتن هر سه متغیر

شکل‌های (۱۱) و (۱۲)، به ترتیب، نمودارهای تابع چگالی احتمال پاسخ‌های (PDF) این حالت را برای توزیع‌های نرمال و لگ‌نرمال نشان می‌دهند. افزون بر این، نمودارهای تابع توزیع تجمعی پاسخ‌های (CDF) حالت کنونی، برای توزیع‌های نرمال و لگ‌نرمال، به ترتیب، در شکل (۱۳) و (۱۴) به نمایش درآمده است. یادآوری می‌شود که سطح زیر نمودار تابع چگالی احتمال و عدد فراوانی نسبی در نمودار تابع توزیع تجمعی، نشان دهنده احتمال شکست سازه‌ها می‌باشند. برای نمونه، هنگامی که احتمال شکست قاب، به صورت احتمال کاهش مقاومت کماتشی سازه نسبت به مقدار مجاز تعریف شود، سطح زیر نمودار تابع چگالی احتمال پاسخ‌ها تا نسبت  $P_f/P_{all} \leq 1/0$  نشان دهنده احتمال شکست سازه می‌باشد. در شکل (۱۵) این سطح برای توزیع‌های نرمال با ضریب پراکندگی ۱۰ درصد در قاب ساده‌ی منشوری، لگ‌نرمال با ضریب پراکندگی ۲۰ درصد در قاب ساده‌ی منشوری، نرمال با ضریب پراکندگی ۲۰ درصد در قاب دروازه‌ای منشوری و

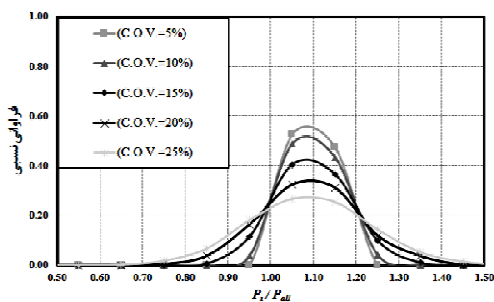
لگ‌نرمال با ضریب پراکندگی ۲۵ درصد در قاب دروازه‌ای منشوری، به ترتیب، برابر با  $P_f = 0/29$ ،  $P_f = 0/35$ ،  $P_f = 0/19$  و  $P_f = 0/25$  به دست می‌آید. همچنین، عدد فراوانی نسبی برای نسبت  $P_f/P_{all} = 1/0$  در نمودار تابع توزیع تجمعی پاسخ‌ها، احتمال شکست را نشان می‌دهد. بر این پایه و همانند شکل (۱۶)، این مقدار نیز برای توزیع‌ها و قاب‌های اشاره شده، به ترتیب، برابر با  $P_f = 0/29$ ،  $P_f = 0/35$ ،  $P_f = 0/19$  و  $P_f = 0/25$  خواهد بود. آشکار است که پاسخ‌ها در هر دو حالت یکسان و به ترتیب، نمایانگر مقدار  $P_f$  برای توزیع‌های نرمال با ضریب پراکندگی ۱۰ درصد در قاب ساده‌ی منشوری، لگ‌نرمال با ضریب پراکندگی ۲۰ درصد در قاب ساده‌ی منشوری، نرمال با ضریب پراکندگی ۲۰ درصد در قاب دروازه‌ای منشوری و لگ‌نرمال با ضریب پراکندگی ۲۵ درصد در قاب دروازه‌ای منشوری، برای نمودارهای شکل (۱۰) می‌باشند.



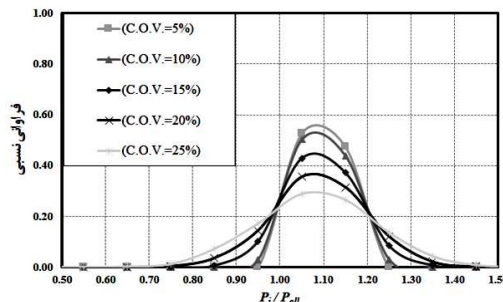
ب) قاب ساده‌ی منشوری



الف) قاب ساده‌ی منشوری



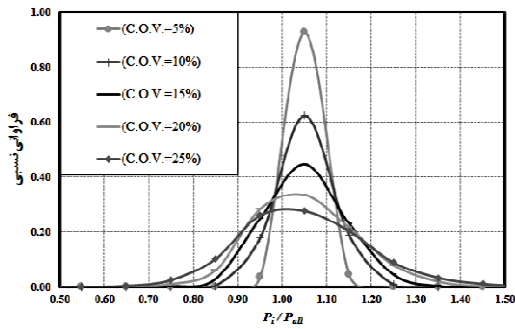
د) قاب دروازه‌ای منشوری



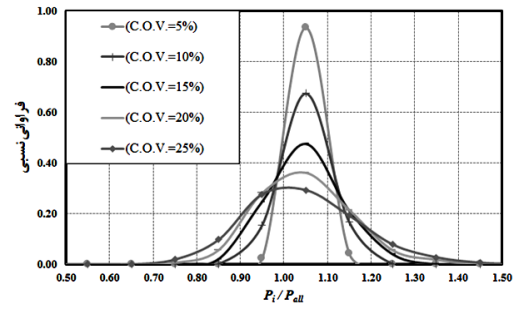
ج) قاب دروازه‌ای منشوری

شکل (۱۱): نمودار چگالی احتمال پاسخ‌های (PDF) قاب برای توزیع نرمال با ضریب‌های پراکندگی متفاوت

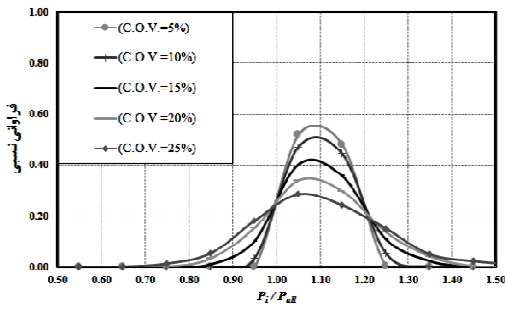




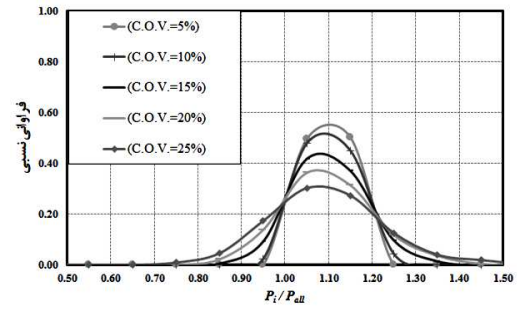
ب) قاب ساده‌ی نامنشوری



الف) قاب ساده‌ی منشوری

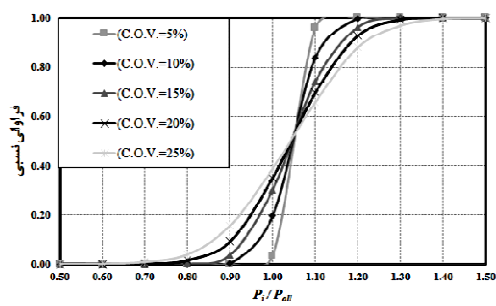


د) قاب دروازه‌ای نامنشوری

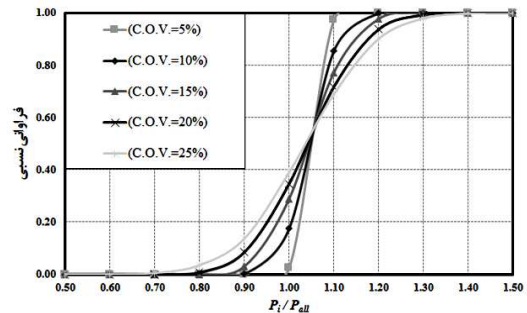


ج) قاب دروازه‌ای منشوری

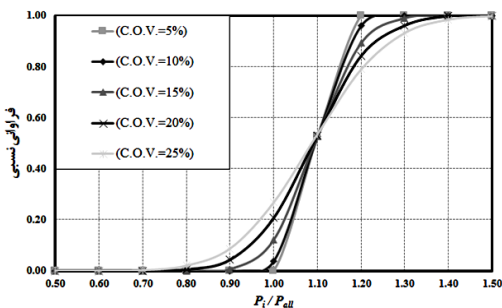
شکل (۱۲): نمودار چگالی احتمال پاسخ‌های (PDF) قاب برای توزیع لگ‌نرمال با ضریب‌های پراکندگی متفاوت



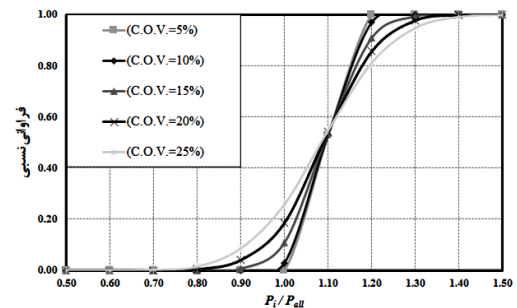
ب) قاب ساده‌ی نامنشوری



الف) قاب ساده‌ی منشوری

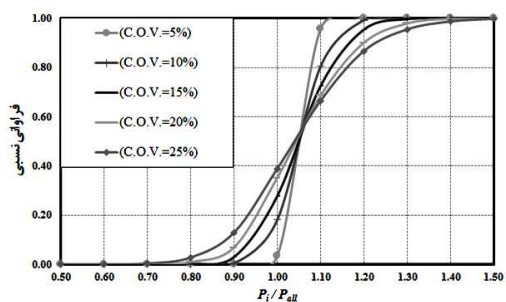


د) قاب دروازه‌ای نامنشوری

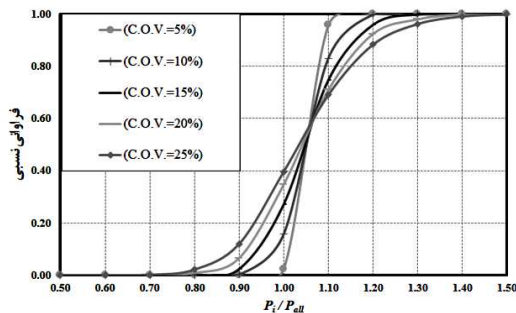


ج) قاب دروازه‌ای منشوری

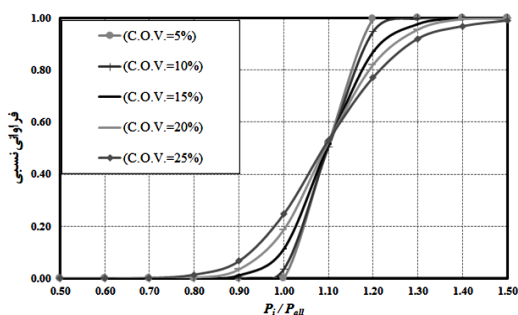
شکل (۱۳): نمودار توزیع تجمعی پاسخ‌ها (CDF) قاب برای توزیع نرمال با ضریب‌های پراکندگی متفاوت



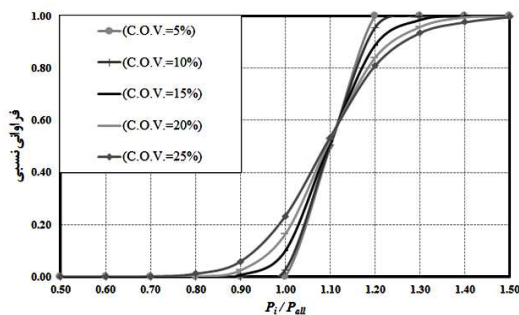
ب) قاب ساده‌ی نامنشوری



الف) قاب ساده‌ی منشوری

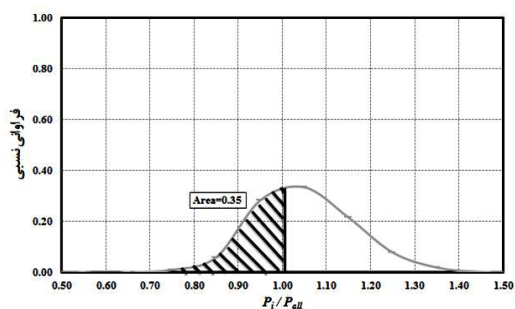


د) قاب دروازه‌ای نامنشوری



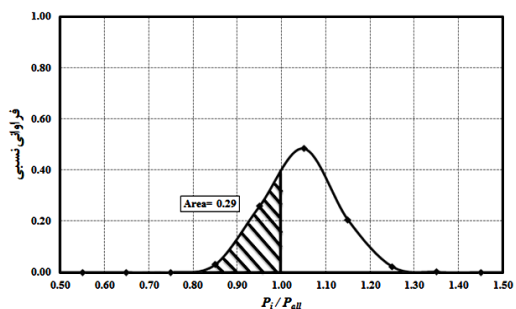
ج) قاب دروازه‌ای منشوری

شکل (۱۴): نمودار توزیع تجمعی پاسخ‌های (CDF) قاب برای توزیع لگ‌نرمال با ضریب‌های پراکندگی متفاوت



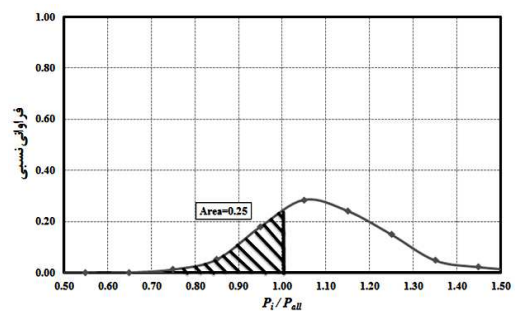
ب) قاب ساده‌ی نامنشوری

(توزیع لگ‌نرمال با ضریب پراکندگی ۲۰ درصد)



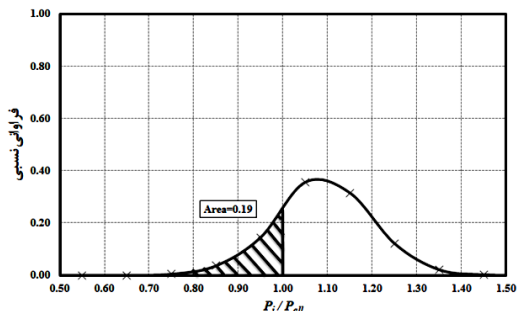
الف) قاب ساده‌ی منشوری

(توزیع نرمال با ضریب پراکندگی ۱۵ درصد)



د) قاب دروازه‌ای نامنشوری

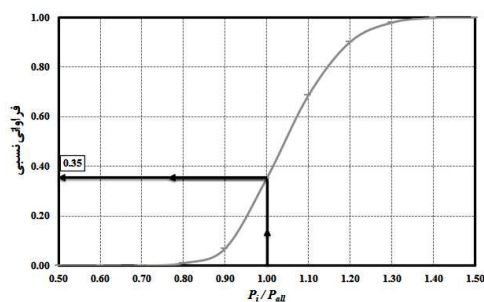
(توزیع لگ‌نرمال با ضریب پراکندگی ۲۵ درصد)



ج) قاب دروازه‌ای منشوری

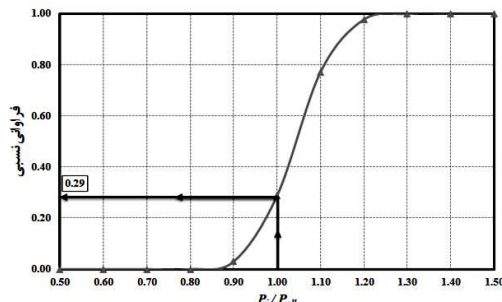
(توزیع نرمال با ضریب پراکندگی ۲۰ درصد)

شکل (۱۵): نمودار چگالی احتمال پاسخ‌های (PDF) قاب



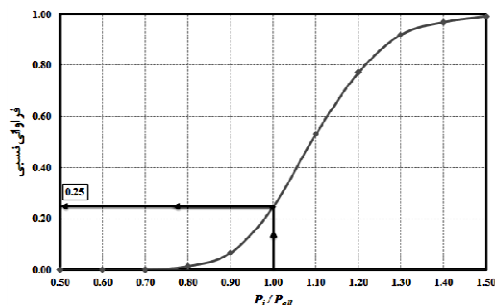
ب) قاب ساده‌ی نامنشوری

(توزیع لگ‌نرمال با ضریب پراکندگی ۲۰ درصد)



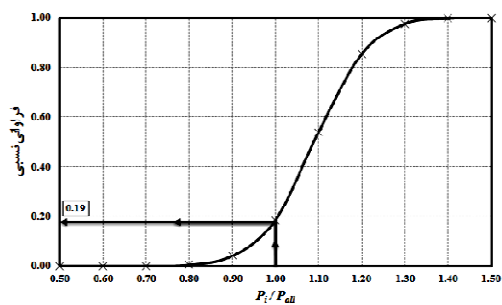
الف) قاب ساده‌ی منشوری

(توزیع نرمال با ضریب پراکندگی ۱۵ درصد)



د) قاب دروازه‌ای نامنشوری

(توزیع لگ‌نرمال با ضریب پراکندگی ۲۵ درصد)



ج) قاب دروازه‌ای منشوری

(توزیع نرمال با ضریب پراکندگی ۲۰ درصد)

شکل (۱۶): نمودار توزیع تجمعی پاسخ‌های (CDF) قاب

باید افزود، برای هر یک از متغیرهای تصادفی، توزیع‌های نرمال و لگ‌نرمال، با ضریب پراکندگی‌های ۵ تا ۲۵ درصد در نظر گرفته شد و بار کمانشی قاب در هر حالت، برای هزار نمونه شبیه‌سازی شده در دسترس قرار گرفت. براین پایه، صدهزار مرتبه از رابطه‌سازی پیشنهادی برای یافتن بار کمانشی قاب‌های شبیه‌سازی شده، بهره‌جویی گردید و اثر تغییرهای ضریب پراکندگی و گونه‌ی تابع توزیع احتمال در مقاومت کمانشی قاب‌های فولادی مورد ارزیابی گرفت. با بررسی پاسخ‌های به دست آمده از تحلیل‌های احتمالاتی، می‌توان به نتیجه‌های زیر دست یافت:

- با افزایش ضریب پراکندگی سختی دورانی پیوند تیر به ستون‌ها و سختی انتقالی تکیه‌گاه جانبی، شیب افزایش احتمال شکست قاب ساده‌ی منشوری تا ۱۰ درصد به تدریج و پس از آن با شیب زیادتری صورت می‌گیرد. ولی، هنگامی که سختی دورانی پیوند ستون به تکیه‌گاه غیرقطعی است، شیب افزایش

#### ۴- نتیجه‌گیری و جمع‌بندی

در این مقاله، نخست، با حل دقیق معادله‌ی دیفرانسیل حاکم بر تغییرشکل عضوهای قاب‌های فولادی و با توجه به نگره‌ی تیر اولر-برنولی، راهکاری نوین برای تحلیل پایداری این سازه‌ها ارائه گردید. بر پایه‌ی رابطه‌سازی پیشنهادی، بار کمانش کشسان دقیق قاب‌های ساده و دروازه‌ای با تکیه‌گاه‌ها و پیوندهای نرم و عضوهای منشوری و نامنشوری در دسترس قرار گرفت. باید افزود، دقت و توانایی فن پیشنهادی، با حل نمونه‌های عددی تأیید گردید.

در ادامه، از روش شبیه‌سازی مونت کارلو برای برآورد احتمال شکست در پایداری این گونه قاب‌ها بهره‌جویی گردید. در این میان، سختی دورانی پیوندهای تیر به ستون، سختی دورانی پیوندهای ستون به تکیه‌گاه و سختی انتقالی تکیه‌گاه جانبی، به سبب عدم قطعیت‌هایی مانند چگونگی ساخت، اجرا، نصب و الگوسازی اعضا و پیوندهای قاب‌های فولادی، به عنوان متغیرهای تصادفی اختیار شدند.

- احتمال شکست قاب‌ها به طور نسبی و به ویژه در ضریب پراکندگی‌های کم، مستقل از گونه‌ی تابع توزیع احتمال می‌باشد. این پدیده به آن سبب است که نمودار فراوانی پاسخ سازه‌ها در دو حالت نرمال و لگ‌نرمال همانند یکدیگر خواهد بود.
- احتمال شکست قاب ساده‌ی منشوری و همچنین، قاب‌های دروازه‌ی منشوری و نامنشوری، نسبت به متغیر سختی دورانی پیوند ستون به تکیه‌گاه در سنجش با دیگر متغیرها از حساسیت بیشتری برخوردار است. ولی در قاب ساده‌ی نامنشوری، احتمال شکست سازه نسبت به متغیر سختی دورانی پیوند تیر به ستون‌ها حساس تر می‌باشد.

#### ۷- مراجع

- [1] Haldar, A. and Mahadevan, S. (2000), "Reliability Assessment using Stochastic Finite Element Analysis", New York: John Wiley & Sons.
- [2] Rubinstein, R.Y. and Kroese, D.P. (2008), "Simulation and the Monte Carlo Method", Wiley.
- [3] Gao, L. and Haldar, A. (1995), "Safety Evaluation of Frames with PR Connections", Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 7, pp. 1101-1109.
- [4] Zhang, J. and Ellingwood, B. (1995), "Effects of Uncertain Material Properties on Structural Stability", Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 4, pp. 705-716.
- [5] Song, J. and Ellingwood, B. (1999), "Seismic Reliability of Special Moment Steel Frames with Welded Connections: I", Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No. 4, pp. 357-371.
- [6] Song, J. and Ellingwood, B. (1999), "Seismic Reliability of Special Moment Steel Frames with Welded Connections: II", Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No. 4, pp. 372-384.
- [7] Sakurai, S., Ellingwood, B.R. and Kushiya, S. (2001), "Probabilistic Study of the Behavior of Steel Frames with Partially Restrained Connections", Engineering Structures, Vol. 23, No. 11, pp. 1410-1417.
- [8] Huh, J. and Haldar, A. (2002), "Seismic Reliability of Non-Linear Frames with PR Connections using Systematic RSM", Probabilistic Engineering Mechanics, Vol. 17, No. 2, pp. 177-190.
- [9] Hadianfard, M.A. and Razani, R. (2003), "Effects of Semi-Rigid Behavior of Connections in the Reliability of Steel Frames", Structural Safety, Vol. 25, No. 2, pp. 123-138.

- احتمال شکست این سازه به طور تقریبی خطی خواهد بود.
- در قاب ساده‌ی نامنشوری، با افزایش ضریب پراکندگی، شیب افزایش احتمال شکست سازه با تصادفی پنداشتن سختی انتقالی تکیه‌گاه جانبی تا ۱۰ درصد به کندی و پس از آن با شیب تندتری صورت می‌گیرد. ولی، هنگامی که سختی دورانی پیوند تیر به ستون‌ها یا سختی دورانی پیوند ستون به تکیه‌گاه غیرقطعی پنداشته می‌شوند، شیب افزایش احتمال شکست این قاب، به طور تقریبی خطی می‌باشد.
- با افزایش ضریب پراکندگی، شیب افزایش احتمال شکست قاب دروازه‌ای منشوری با تصادفی پنداشتن سختی دورانی پیوند تیر به ستون‌ها و سختی انتقالی تکیه‌گاه جانبی تا ۱۵ درصد به تدریج و پس از آن با شیب زیادتری صورت می‌گیرد. ولی، هنگامی که سختی دورانی پیوند ستون به تکیه‌گاه غیرقطعی است، شیب افزایش احتمال شکست این سازه، برای ضریب پراکندگی‌های بیش از ۱۰ درصد، به طور تقریبی خطی خواهد بود.
- شیب افزایش احتمال شکست قاب دروازه‌ای نامنشوری با افزایش ضریب پراکندگی و تصادفی پنداشتن سختی دورانی پیوند تیرها به ستون‌ها یا سختی دورانی پیوند ستون به تکیه‌گاه تا ۱۰ درصد به کندی و پس از آن با شیب تندتری صورت می‌گیرد. ولی، هنگامی که سختی انتقالی تکیه‌گاه جانبی غیرقطعی پنداشته می‌شود، احتمال شکست قاب و شیب افزایش آن بسیار ناچیز است.
- برای ضریب پراکندگی‌های بیشتر از ۲۰ درصد، احتمال شکست قاب ساده‌ی منشوری با لگ‌نرمال پنداشتن متغیرهای تصادفی، همواره بیشتر از نرمال در نظر گرفتن آن‌ها خواهد بود. در برابر آن، برای ضریب پراکندگی‌های متفاوت، احتمال شکست قاب‌های دروازه‌ای منشوری و نامنشوری با نرمال پنداشتن متغیرهای تصادفی، همواره بیشتر از لگ‌نرمال در نظر گرفتن آن‌ها می‌باشد.



Fields”, Civil Engineering Infrastructures Journal, Vol. 45, No. 6, pp. 659-670.

[19] De León, D., Reyes, A. and Yu, C. (2013), “Probabilistic Assessment of Connections for Steel Buildings on Seismic Zones”, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 88, pp. 15-20.

[20] Shahabian, F., Elachachi, S.M. and Breysse, D. (2013), “Safety Analysis of the Patch Load Resistance of Plate Girders: Influence of Model Error and Variability”, Civil Engineering Infrastructures Journal, Vol. 46, No. 2, pp. 145-160.

[21] Razavi, M. and Abolmaali, A. (2014), “Earthquake Resistance Frames with Combination of Rigid and Semi-rigid Connections”, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 98, pp. 1-11.

[22] Raftoyiannis, I.G. (2005), “The Effect of Semi-Rigid Joints and an Elastic Bracing System on the Buckling Load of Simple Rectangular Steel Frames”, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 61, No. 9, pp. 1205-1225.

[23] رضایی پزند، م. و بمبائی چی، م. (۱۳۸۸)، “تحلیل کشسان مرتبه دوم و پایداری قاب‌های فولادی با پیوندهای نیمه‌سخت”، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، سال پنجم، شماره ۱ شش، صفحه ۵۹-۸۱.

[24] Saffari, H., Rahgozar, R. and Jahanshahi, R. (2008), “An Efficient Method for Computation of Effective Length Factor of Columns in a Steel Gabled Frame with Tapered Members”, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, No. 4, pp. 400-406.

[25] Bazeos, N. and Karabalis, D.L. (2006), “Efficient Computation of Buckling Loads for Plane Steel Frames with Tapered Members”, Engineering Structures, Vol. 28, No. 5, pp. 771-775.

[26] Tajmir Riahi, H., Shojaei Barjoui, A., Bazazzadeh, S. and Etezady, S.M.A. (2012), “Buckling Analysis of Non-Prismatic Columns using Slope-Deflection Method”, Fifteenth world conference on earthquake engineering, Lisbon, Portugal.

[10] Duan, H.J., Zhao, J.C. and Song, Z.S. (2011), “Effects of Initial Imperfection of Bolted End-plate Connections in the Reliability of Steel Portal Frames”, Procedia Engineering, Vol. 14, pp. 2164-2171.

[11] Li, J.-J. and Li, G.-Q. (2004), “Reliability-Based Integrated Design of Steel Portal Frames with Tapered Members”, Structural Safety, Vol. 26, No. 2, pp. 221-239.

[۱۲] لطف‌اللهی یقین، م.ع. و نگین، م. (۱۳۸۹)، “مطالعه اثر انحنای اولیه تصادفی اعضا بر قابلیت اعتماد قاب‌های فولادی”، مجله علمی و پژوهشی عمران مدرس، دوره ۱۰، شماره ۴، چهارم، صفحه ۵۷-۶۹.

[۱۳] رضایی پزند، م.، شهاییان، ف. و بمبائی چی، م. (۱۳۹۰)، “بررسی قابلیت اطمینان پایداری قاب‌های فولادی دو بعدی با پیوندهای نیمه‌سخت و دارای مشخصات غیرقطعی”، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، سمنان.

[14] Kala, Z. (2011), “Sensitivity Analysis of Stability Problems of Steel Plane Frames”, Thin-Walled Structures, Vol. 49, No. 5, pp. 645-651.

[۱۵] شایانفر، م.، برخورداری، م.ع. و رحمانیان، م. (۱۳۹۰)، “تحلیل ارزیابی قابلیت اعتماد اعضای طراحی شده بر اساس آیین نامه فولاد ایران”، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، سال هفتم، شماره ۱، صفحه ۵-۱۲.

[۱۶] جی، آ. و ایرانی، ف. (۱۳۹۰)، “تحلیل حساسیت خرابی پیشرونده قاب‌های خمشی فولادی”، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، سال هفتم، شماره ۱، صفحه ۶۱-۷۲.

[17] Jalali, S.A., Banazadeh, M., Abolmaali, A. and Tafakori, E. (2012), “Probabilistic Seismic Demand Assessment of Steel Moment Frames with Side-plate Connections”, Scientia Iranica, Vol. 19, No. 1, pp. 27-40.

[18] Shahabian, F. and Alamatian, J. (2012), “Stochastic Nonlinear Dynamic Analysis of Portal Frames in Random

#### ۸- پیوست

درایه‌های ماتریس پایداری برای قاب ساده‌ی منشوری به صورت زیر می‌آیند:

$$K_{1,1} = K_{1,3} = K_{3,8} = K_{3,10} = 0 \quad (۱۳)$$

$$K_{1,2} = K_{1,4} = K_{3,9} = K_{3,11} = K_{5,7} = K_{6,3} = K_{6,4} = -K_{6,10} = -K_{6,11} = 1 \quad (۱۴)$$

$$K_{2,1} = \bar{K}_{fl} \rho \quad (۱۵)$$

$$K_{2,2} = -(1 - \bar{K}_{fl}) \rho^2 \quad (۱۶)$$

$$K_{2,3} = \bar{K}_{fL} \quad (17)$$

$$K_{4,8} = \bar{K}_{fR} \rho \quad (18)$$

$$K_{4,9} = -(1 - \bar{K}_{fR}) \rho^2 \quad (19)$$

$$K_{4,10} = \bar{K}_{fR} \quad (20)$$

$$K_{5,5} = (\bar{l} / \bar{\mu})^2 \quad (21)$$

$$6K_{5,6} = 3K_{9,6} = -K_{10,5} = 6\bar{l} / \bar{\mu} \quad (22)$$

$$K_{6,1} = -K_{6,8} = \sin \rho \quad (23)$$

$$K_{6,2} = -K_{6,9} = \cos \rho \quad (24)$$

$$K_{7,3} = -(1 - \bar{K}_b) \rho^2 \quad (25)$$

$$K_{7,8} = \bar{K}_b \sin \rho \quad (26)$$

$$K_{7,9} = \bar{K}_b \cos \rho \quad (27)$$

$$K_{7,10} = \bar{K}_b - (1 - \bar{K}_b) \rho^2 \quad (28)$$

$$K_{7,11} = \bar{K}_b \quad (29)$$

$$K_{8,1} = K_{10,8} = \rho^2 \sin \rho \quad (30)$$

$$K_{8,2} = K_{10,9} = \rho^2 \cos \rho \quad (31)$$

$$K_{8,6} = -K_{10,6} = 2 \quad (32)$$

$$K_{9,1} = \bar{K}_{cL} \rho \cos \rho \quad (33)$$

$$K_{9,2} = -\bar{K}_{cL} \rho \sin \rho \quad (34)$$

$$K_{9,3} = -K_{9,7} = \bar{K}_{cL} \quad (35)$$

$$K_{11,5} = 3\bar{l}^2 (2 - \bar{K}_{cR}) / \bar{\mu}^2 \quad (36)$$

$$K_{11,6} = 2\bar{l} / \bar{\mu} \quad (37)$$

$$K_{11,7} = -K_{11,10} = \bar{K}_{cR} \quad (38)$$

$$K_{11,8} = \bar{K}_{cR} \rho \sin \rho \quad (39)$$



$$K_{11,9} = -\bar{K}_{cR} \rho \cos \rho \quad (40)$$

درایه‌های ماتریس پایداری برای قاب ساده‌ی نامنشوری به قرار زیر هستند:

$$K_{1,1} = K_{3,8} = 0 \quad (41)$$

$$K_{1,2} = K_{1,4} = K_{3,9} = K_{3,11} = K_{5,7} = K_{6,3} = K_{6,4} = -K_{6,10} = -K_{6,11} = 1 \quad (42)$$

$$2K_{1,3} = 2K_{3,10} = K_{8,6} = -K_{10,6} = 2\bar{a} \quad (43)$$

$$K_{2,1} = (1-\bar{a})\bar{K}_{fL} \sqrt{\frac{\bar{a}^2 \rho^2}{(1-\bar{a})^2} - \frac{1}{4}} \quad (44)$$

$$K_{2,2} = -\bar{a}(1-\bar{K}_{fL})\rho^2 + \frac{(1-\bar{a})\bar{K}_{fL}}{2} \quad (45)$$

$$K_{2,3} = \bar{a}(1-\bar{a})\bar{K}_{fL} \quad (46)$$

$$K_{4,8} = (1-\bar{a})\bar{K}_{fR} \sqrt{\frac{\bar{a}^2 \rho^2}{(1-\bar{a})^2} - \frac{1}{4}} \quad (47)$$

$$K_{4,9} = -\bar{a}(1-\bar{K}_{fR})\rho^2 + \frac{(1-\bar{a})\bar{K}_{fR}}{2} \quad (48)$$

$$K_{4,10} = \bar{a}(1-\bar{a})\bar{K}_{fR} \quad (49)$$

$$K_{5,5} = [\bar{l}(1-\bar{a})]^2 / \bar{\mu}^2 \quad (50)$$

$$2K_{5,6} = K_{9,6} = 2\bar{l}(1-\bar{a}) / \bar{\mu} \quad (51)$$

$$K_{6,1} = -K_{6,8} = \sqrt{\frac{1}{a}} \sin \left[ \sqrt{\frac{\bar{a}^2 \rho^2}{(1-\bar{a})^2} - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{a} \right) \right] \quad (52)$$

$$K_{6,2} = -K_{6,9} = \sqrt{\frac{1}{a}} \cos \left[ \sqrt{\frac{\bar{a}^2 \rho^2}{(1-\bar{a})^2} - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{a} \right) \right] \quad (53)$$

$$K_{7,3} = -(1-\bar{a})(1-\bar{K}_b)\rho^2 \quad (54)$$

$$K_{7,8} = \bar{K}_b \sqrt{\frac{1}{a}} \sin \left[ \sqrt{\frac{\bar{a}^2 \rho^2}{(1-\bar{a})^2} - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{a} \right) \right] \quad (55)$$

$$K_{7,9} = \bar{K}_b \sqrt{\frac{1}{a}} \cos \left[ \sqrt{\frac{\bar{a}^2 \rho^2}{(1-a)^2} - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{a} \right) \right] \quad (56)$$

$$K_{7,10} = \bar{K}_b - (1-\bar{a})(1-\bar{K}_b)\rho^2 \quad (57)$$

$$K_{7,11} = \bar{K}_b \quad (58)$$

$$K_{8,1} = K_{10,8} = \frac{\bar{a}\rho^2}{(1-\bar{a})^2} \sqrt{\frac{1}{a}} \sin \left[ \sqrt{\frac{\bar{a}^2 \rho^2}{(1-a)^2} - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{a} \right) \right] \quad (59)$$

$$K_{8,2} = K_{10,9} = \frac{\bar{a}\rho^2}{(1-\bar{a})^2} \sqrt{\frac{1}{a}} \cos \left[ \sqrt{\frac{\bar{a}^2 \rho^2}{(1-a)^2} - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{a} \right) \right] \quad (60)$$

$$K_{9,1} = \bar{K}_{cl} \left\{ \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1}{a}} \sin \left[ \sqrt{\frac{\bar{a}^2 \rho^2}{(1-a)^2} - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{a} \right) \right] + \sqrt{\frac{\bar{a}^2 \rho^2}{(1-a)^2} - \frac{1}{4}} \times \sqrt{\frac{1}{a}} \cos \left[ \sqrt{\frac{\bar{a}^2 \rho^2}{(1-a)^2} - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{a} \right) \right] \right\} \quad (61)$$

$$K_{9,2} = \bar{K}_{cl} \left\{ \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1}{a}} \cos \left[ \sqrt{\frac{\bar{a}^2 \rho^2}{(1-a)^2} - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{a} \right) \right] - \sqrt{\frac{\bar{a}^2 \rho^2}{(1-a)^2} - \frac{1}{4}} \times \sqrt{\frac{1}{a}} \sin \left[ \sqrt{\frac{\bar{a}^2 \rho^2}{(1-a)^2} - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{a} \right) \right] \right\} \quad (62)$$

$$K_{9,3} = -K_{9,7} = \bar{K}_{cl} \quad (63)$$

$$K_{10,5} = -6\bar{l}\bar{a}(1-\bar{a}) / \bar{\mu} \quad (64)$$

$$K_{11,5} = 3\left[\bar{l}(1-\bar{a})\right]^2 (2-\bar{K}_{cr}) / \bar{\mu}^2 \quad (65)$$

$$K_{11,6} = 2\bar{l}(1-\bar{a}) / \bar{\mu} \quad (66)$$

$$K_{11,7} = -K_{11,10} = \bar{K}_{cr} \quad (67)$$

$$K_{11,8} = -\bar{K}_{cr} \left\{ \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1}{a}} \sin \left[ \sqrt{\frac{\bar{a}^2 \rho^2}{(1-a)^2} - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{a} \right) \right] + \sqrt{\frac{\bar{a}^2 \rho^2}{(1-a)^2} - \frac{1}{4}} \times \sqrt{\frac{1}{a}} \cos \left[ \sqrt{\frac{\bar{a}^2 \rho^2}{(1-a)^2} - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{a} \right) \right] \right\} \quad (68)$$

$$K_{11,9} = -\bar{K}_{cr} \left\{ \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1}{a}} \cos \left[ \sqrt{\frac{\bar{a}^2 \rho^2}{(1-a)^2} - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{a} \right) \right] - \sqrt{\frac{\bar{a}^2 \rho^2}{(1-a)^2} - \frac{1}{4}} \times \sqrt{\frac{1}{a}} \sin \left[ \sqrt{\frac{\bar{a}^2 \rho^2}{(1-a)^2} - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{a} \right) \right] \right\} \quad (69)$$

درایه‌های ماتریس پایداری برای قاب دروازه‌ای منشوری به صورت زیر می‌آیند:

$$\begin{aligned} K_{1,1} &= K_{1,3} = K_{3,13} = K_{3,15} = K_{5,5} = K_{5,6} = \\ K_{5,7} &= K_{7,9} = K_{7,10} = K_{7,11} = K_{11,8} = K_{13,12} = K_{15,8} = \\ K_{15,12} &= K_{16,5} = K_{16,6} = K_{16,8} = K_{16,9} = K_{16,10} = K_{16,12} = 0 \end{aligned} \quad (70)$$



$$K_{1,2} = K_{1,4} = K_{3,14} = K_{3,16} = K_{9,3} = K_{9,4} = -K_{9,15} = -K_{9,16} = -K_{15,6} = -K_{15,10} = K_{16,7} = -K_{16,11} = 1 \quad (۷۱)$$

$$K_{2,1} = \bar{K}_{fL} \rho \quad (۷۲)$$

$$K_{1,1} = K_{3,8} = K_{2,2} = \rho^2 (1 - \bar{K}_{fL}) \quad (۷۳)$$

$$K_{2,3} = \bar{K}_{fL} \quad (۷۴)$$

$$K_{4,13} = \bar{K}_{fR} \rho \quad (۷۵)$$

$$K_{4,14} = \rho^2 (1 - \bar{K}_{fR}) \quad (۷۶)$$

$$K_{4,15} = \bar{K}_{fR} \quad (۷۷)$$

$$K_{5,1} = K_{6,1} = K_{7,13} = K_{8,13} = -\sin \rho \sin \alpha \quad (۷۸)$$

$$K_{5,2} = K_{6,2} = K_{7,14} = K_{8,14} = -\cos \rho \sin \alpha \quad (۷۹)$$

$$K_{5,3} = K_{5,4} = K_{6,3} = K_{6,4} = K_{7,15} = K_{7,16} = K_{8,15} = K_{8,16} = -\sin \alpha \quad (۸۰)$$

$$K_{5,8} = K_{6,7} = K_{6,8} = K_{7,12} = K_{8,11} = K_{8,12} = \bar{l} \quad (۸۱)$$

$$K_{6,5} = K_{8,10} = \bar{l}^3 \quad (۸۲)$$

$$K_{6,6} = K_{8,11} = \bar{l}^2 \quad (۸۳)$$

$$K_{9,1} = -K_{9,13} = \sin \rho \quad (۸۴)$$

$$K_{9,2} = -K_{9,14} = \cos \rho \quad (۸۵)$$

$$K_{10,3} = -\rho^2 (1 - \bar{K}_b) \quad (۸۶)$$

$$K_{10,13} = \bar{K}_b \sin \rho \quad (۸۷)$$

$$K_{10,14} = \bar{K}_b \cos \rho \quad (۸۸)$$

$$K_{10,15} = \bar{K}_b - \rho^2 (1 - \bar{K}_b) \quad (۸۹)$$

$$K_{10,16} = \bar{K}_b \quad (۹۰)$$

$$K_{11,1} = K_{13,13} = \rho^2 \sin \rho \quad (۹۱)$$

$$K_{11,2} = K_{13,14} = \rho^2 \cos \rho \quad (۹۲)$$

$$K_{11,5} = K_{13,9} = -6\bar{\mu}l \quad (93)$$

$$K_{11,6} = K_{13,10} = -2\bar{\mu} \quad (94)$$

$$K_{12,1} = -\bar{K}_{cL} \cos \rho \quad (95)$$

$$K_{12,2} = \bar{K}_{cL} \sin \rho \quad (96)$$

$$-K_{12,3} = K_{12,7} = \bar{K}_{cL} \quad (97)$$

$$K_{12,5} = 3\bar{l}^2 (2 - \bar{K}_{cL}) \quad (98)$$

$$K_{12,6} = K_{14,10} = 2\bar{l} \quad (99)$$

$$K_{14,9} = 3\bar{l}^2 (2 - \bar{K}_{cR}) \quad (100)$$

$$K_{14,11} = -K_{14,15} = \bar{K}_{cR} \quad (101)$$

$$K_{14,13} = -\bar{K}_{cR} \cos \rho \quad (102)$$

$$K_{14,14} = \bar{K}_{cR} \sin \rho \quad (103)$$

درایه‌های ماتریس پایداری برای قاب دروازه‌ای نامنشوری به قرار زیر هستند:

$$K_{1,1} = K_{3,13} = K_{11,5} = K_{13,9} = K_{14,11} = K_{16,7} = K_{16,11} = 0 \quad (104)$$

$$K_{5,7} = K_{6,7} = K_{7,11} = K_{8,11} = K_{9,3} = K_{9,4} = -K_{9,15} = -K_{9,16} = -K_{15,6} = -K_{15,10} = K_{16,5} = -K_{16,9} = 1 \quad (105)$$

$$K_{1,2} = K_{3,14} = \sqrt{a} \quad (106)$$

$$K_{1,3} = K_{3,15} = \bar{a} \quad (107)$$

$$K_{2,1} = \bar{K}_{fL} \rho (1 - \bar{a}) \sqrt{a} \quad (108)$$

$$K_{2,2} = \left[ \bar{a} \rho^2 (1 - \bar{K}_{fL}) + (1 - \bar{a}) \bar{K}_{fL} / 2 \right] \sqrt{a} \quad (109)$$

$$K_{2,3} = \bar{K}_{fL} \bar{a} (1 - \bar{a}) \quad (110)$$

$$K_{4,13} = \bar{K}_{fR} \rho (1 - \bar{a}) \sqrt{a} \quad (111)$$

$$K_{4,14} = \left[ \bar{a} \rho^2 (1 - \bar{K}_{fR}) + (1 - \bar{a}) \bar{K}_{fR} / 2 \right] \sqrt{a} \quad (112)$$



$$K_{4,15} = \bar{K}_{fR} \bar{a} (1 - \bar{a}) \quad (113)$$

$$K_{5,1} = K_{6,1} = K_{7,13} = K_{8,13} = -\sin \left[ \sqrt{\left( \frac{\bar{a}\rho}{1-\bar{a}} \right)^2 - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{\bar{a}} \right) \right] \times \sin \alpha \quad (114)$$

$$K_{5,2} = K_{6,2} = K_{7,14} = K_{8,14} = -\cos \left[ \sqrt{\left( \frac{\bar{a}\rho}{1-\bar{a}} \right)^2 - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{\bar{a}} \right) \right] \times \sin \alpha \quad (115)$$

$$K_{5,3} = K_{5,4} = K_{6,3} = K_{6,4} = K_{7,15} = K_{7,16} = K_{8,15} = K_{8,16} = -\sin \alpha \quad (116)$$

$$K_{5,5} = K_{7,9} = \bar{b} \quad (117)$$

$$K_{5,6} = K_{7,10} = \bar{b} \ln \bar{b} \quad (118)$$

$$K_{5,8} = K_{7,12} = \ln \bar{b} \quad (119)$$

$$K_{6,5} = K_{8,9} = \bar{g} \quad (120)$$

$$K_{6,6} = K_{8,10} = \bar{g} \ln \bar{g} \quad (121)$$

$$K_{6,8} = K_{8,12} = \ln \bar{g} \quad (122)$$

$$K_{9,1} = -K_{9,13} = \sin \left[ \sqrt{\left( \frac{\bar{a}\rho}{1-\bar{a}} \right)^2 - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{\bar{a}} \right) \right] \quad (123)$$

$$K_{9,2} = -K_{9,14} = \cos \left[ \sqrt{\left( \frac{\bar{a}\rho}{1-\bar{a}} \right)^2 - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{\bar{a}} \right) \right] \quad (124)$$

$$K_{10,3} = -\rho^2 (1 - \bar{a})(1 - \bar{K}_b) \quad (125)$$

$$K_{10,13} = \bar{K}_b \sin \left[ \sqrt{\left( \frac{\bar{a}\rho}{1-\bar{a}} \right)^2 - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{\bar{a}} \right) \right] \quad (126)$$

$$K_{10,14} = \bar{K}_b \cos \left[ \sqrt{\left( \frac{\bar{a}\rho}{1-\bar{a}} \right)^2 - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{\bar{a}} \right) \right] \quad (127)$$

$$K_{10,15} = \bar{K}_b - \rho^2 (1 - \bar{a})(1 - \bar{K}_b) \quad (128)$$

$$K_{10,16} = \bar{K}_b \quad (129)$$

$$K_{11,1} = K_{13,13} = \rho^2 \sin \left[ \sqrt{\left(\frac{\bar{a}\rho}{1-a}\right)^2 - \frac{1}{4}} \times \ln\left(\frac{1}{a}\right) \right] \quad (130)$$

$$K_{11,2} = K_{13,14} = \rho^2 \cos \left[ \sqrt{\left(\frac{\bar{a}\rho}{1-a}\right)^2 - \frac{1}{4}} \times \ln\left(\frac{1}{a}\right) \right] \quad (131)$$

$$K_{11,6} = K_{13,10} = -\bar{\mu}\bar{g}(1-\bar{a})^2 / \bar{b}^2 \quad (132)$$

$$K_{11,8} = K_{13,12} = \bar{\mu}(1-\bar{a})^2 / \bar{b}^2 \quad (133)$$

$$K_{12,1} = -\bar{K}_{cL} \left\{ \frac{\sin \left[ \sqrt{\left(\frac{\bar{a}\rho}{1-a}\right)^2 - \frac{1}{4}} \times \ln\left(\frac{1}{a}\right) \right]}{2} + \frac{\bar{a}\rho}{1-a} \times \cos \left[ \sqrt{\left(\frac{\bar{a}\rho}{1-a}\right)^2 - \frac{1}{4}} \times \ln\left(\frac{1}{a}\right) \right] \right\} \quad (134)$$

$$K_{12,2} = \bar{K}_{cL} \left\{ \frac{\cos \left[ \sqrt{\left(\frac{\bar{a}\rho}{1-a}\right)^2 - \frac{1}{4}} \times \ln\left(\frac{1}{a}\right) \right]}{2} + \frac{\bar{a}\rho}{1-a} \times \sin \left[ \sqrt{\left(\frac{\bar{a}\rho}{1-a}\right)^2 - \frac{1}{4}} \times \ln\left(\frac{1}{a}\right) \right] \right\} \quad (135)$$

$$-K_{12,3} = K_{12,5} = \bar{K}_{cL} \quad (136)$$

$$K_{12,6} = \bar{K}_{cL} \left[ 1 + \ln \bar{g} + \left(\frac{\bar{g}}{\bar{b}}\right) \left(1 - \frac{\bar{g}}{\bar{b}}\right) \right] - \left(\frac{\bar{g}}{\bar{b}}\right) \left(1 - \frac{\bar{g}}{\bar{b}}\right) \quad (137)$$

$$K_{12,8} = \bar{K}_{cL} \left[ \left(\frac{1}{\bar{g}}\right) - \left(\frac{1}{\bar{b}}\right) \left(1 - \frac{\bar{g}}{\bar{b}}\right) \right] + \left(\frac{1}{\bar{b}}\right) \left(1 - \frac{\bar{g}}{\bar{b}}\right) \quad (138)$$

$$K_{14,9} = -K_{14,15} = \bar{K}_{cR} \quad (139)$$

$$K_{14,10} = \bar{K}_{cR} \left[ 1 + \ln \bar{g} + \left(\frac{\bar{g}}{\bar{b}}\right) \left(1 - \frac{\bar{g}}{\bar{b}}\right) \right] - \left(\frac{\bar{g}}{\bar{b}}\right) \left(1 - \frac{\bar{g}}{\bar{b}}\right) \quad (140)$$

$$K_{14,12} = \bar{K}_{cR} \left[ \left(\frac{1}{\bar{g}}\right) - \left(\frac{1}{\bar{b}}\right) \left(1 - \frac{\bar{g}}{\bar{b}}\right) \right] + \left(\frac{1}{\bar{b}}\right) \left(1 - \frac{\bar{g}}{\bar{b}}\right) \quad (141)$$



$$K_{14,13} = -\bar{K}_{cR} \left\{ \frac{\sin \left[ \sqrt{\left( \frac{\bar{a}\rho}{1-a} \right)^2 - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{a} \right) \right]}{2} + \frac{\bar{a}\rho}{1-a} \times \cos \left[ \sqrt{\left( \frac{\bar{a}\rho}{1-a} \right)^2 - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{a} \right) \right] \right\} \quad (142)$$

$$K_{14,14} = \bar{K}_{cR} \left\{ -\frac{\cos \left[ \sqrt{\left( \frac{\bar{a}\rho}{1-a} \right)^2 - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{a} \right) \right]}{2} + \frac{\bar{a}\rho}{1-a} \times \sin \left[ \sqrt{\left( \frac{\bar{a}\rho}{1-a} \right)^2 - \frac{1}{4}} \times \ln \left( \frac{1}{a} \right) \right] \right\} \quad (143)$$

$$K_{15,8} = K_{15,12} = K_{16,8} = -K_{16,12} = -1/\bar{b} \quad (144)$$

$$K_{16,6} = -K_{16,10} = 1 + \ln \bar{b} \quad (145)$$

در این رابطه‌ها از عامل‌های زیر بهره‌جویی شده است:

$$\begin{aligned} \rho^2 &= Pl_c^2 / EI_c, \quad \bar{\mu} = I_b / I_c, \quad \bar{l} = l_b / l_c, \quad \bar{a} = a / h, \quad \bar{b} = b / h, \quad \bar{g} = g / h, \\ \bar{K}_{cL} &= 1 / (1 + EI_b / K_{cL} l_b), \quad \bar{K}_{cR} = 1 / (1 + EI_b / K_{cR} l_b), \\ \bar{K}_{fL} &= 1 / (1 + EI_c / K_{fL} l_c), \quad \bar{K}_{fR} = 1 / (1 + EI_c / K_{fR} l_c), \\ \bar{K}_b &= 1 / (1 + EI_c / K_b l_c^3) \end{aligned} \quad (146)$$





# عملکرد لرزه‌ای اتصالات خودمحور با ابزار اصطکاکی بال پایین (BFFD)

محمد سهیل قبادی<sup>۱</sup>، معصومه کارگرنجفی<sup>۲</sup>، روح... احمدی جزنی<sup>۳</sup>  
(تاریخ دریافت: ۱۳۹۳/۰۵/۲۳، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۳/۱۱/۱۵)

## چکیده

قاب‌های خمشی پس‌کشیده خود محور اخیراً به عنوان جایگزین قاب‌های خمشی با اتصال جوشی در ساختمان‌های فلزی مطرح شده‌اند. اتصال این قاب‌ها شامل دو قسمت اصلی کابل‌های پس کشیده و ابزار اتلاف انرژی می‌باشد. در این اتصال کابل‌های پر مقاومت پس کشیده می‌شوند و به دلیل نیروی پس کشیدگی که در این کابل‌ها وجود دارد در هنگام زمین لرزه نیروی بازگرداننده‌ای ایجاد می‌شود، که سازه را با آسیب کمی در اعضای اصلی سازه، به موقعیت اولیه قبل از زلزله باز می‌گرداند. یکی از ابزار اتلاف انرژی برای قاب‌های خود محور که توسط محققین معرفی شده‌اند ابزار اصطکاکی بال پایین BFFD می‌باشد. در مقاله پیش‌رو ابتدا رفتار اتصال با ابزار اصطکاکی BFFD در قاب ۶ طبقه ۴ دهانه نسبت به نتایج آزمایشگاهی موجود مورد تطبیق و بررسی قرار گرفته است که در برنامه OpenSEES مدل‌سازی آن انجام شده است. تحلیل استاتیکی و دینامیکی این قاب در برنامه فوق انجام شده و اثر تعداد کابل‌های پس کشیده، نیروی پس کشیدگی بهینه، آرایش پس کشیدگی‌ها در طبقات و اثر مشارکت آلیاژهای حافظه شکل در مصالح کابل‌ها در رفتار لرزه‌ای قاب خمشی خود محور بررسی می‌شود. نتایج نشان می‌دهد با افزایش تعداد کابل‌های پس کشیده تا تعداد ۴۰ عدد عملکرد اتصال بهبود می‌یابد و افزایش نیروی پس کشیدگی نیز تا یک مقدار مشخص باعث بهتر شدن رفتار اتصال می‌شود.

## کلمات کلیدی

قاب خمشی فولادی، اتصال خود محور، چشمه اتصال، کابل‌های پس کشیده، آلیاژ حافظه شکل

## Seismic Performance of Self-Centering Moment Resisting Connections with Bottom Flange Friction Devices (BFFD)

M.S. Ghobadi, M. Karnajafi, R. Ahmadijazani

### ABSTRACT

Recently self-centric moment resisting connections have been introduced as alternative welded moment resisting connections. These connections are comparing of post tensioned strands and energy dissipater parts. In construction of connection the high strength strands have been post tensioned and because of the post tensioned forces during earthquake period, the structure returns to the pre earthquake condition with less damage in comparison with usual moment resisting structures. One of the energy dissipater devices of these systems is bottom flange friction device (BFFD). In this paper, firstly the behavior of connection in 6 story 4 bay building have been verified with literature which OPENSEES software is used for this purpose. Then nonlinear dynamic and static analyses have been performed. In this study the number of post-tensioned strands, optimum force of strands, arrangement of strands in stories and shape memory alloy materials effect on strand's behavior have been evaluated. The results shows increment of strands to 40 improves the behavior of connection and the increasing of post-tensioned forces up to determined value causes the improvement of connection behavior.

### KEYWORDS

Steel moment frame, Self-centring connection, Panel zone, Post-tensioned strands, Shape memory alloy

۱- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه بین المللی امام خمینی، msghobadi@eng.ikiu.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- کارشناس ارشد سازه، فارغ التحصیل دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران غرب، mknajafi@gmail.com

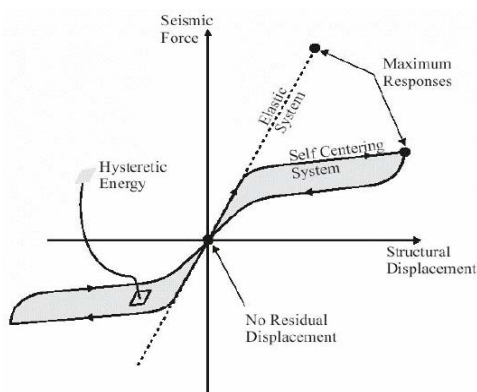
۳- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد تهران شرق، roohollah\_ahmady@yahoo.co.uk



پیامد مهم دیگر که در طرح لرزه‌ای مطرح می‌شود مسائل عملکرد اجتماعی مورد انتظار است که در جهت کم کردن تلفات جانی بر کلیه مسائل غالب است.

این پیامد منجر به استفاده از سیستم‌های خود محور در سیستم‌های مقاوم جانبی شده است. این سیستم جدید سازه‌ای مشخصات غیر خطی مرحله تسلیم را با مشخصات محصور شده خود ترکیب می‌کند و اجازه چرخش سازه به جایگاه قبلی‌اش بعد از وقوع زلزله را می‌دهد. سیستم‌های خود محور می‌توانند سطح ایمنی جانی قاب‌های رایج را تامین کنند در حالیکه کوچکترین آسیبی نبینند.

شکل (۲) مشخصات پاسخ لرزه‌ای پرچم شکل را نشان می‌دهد که نوعی از سیستم خود محور است. مقدار اتلاف انرژی در مقایسه با سیستم تسلیم شده در شکل (۱) کاهش یافته است اما اهمیت بیشتر، برگشت سیستم به نقطه تغییر مکان-نیروی صفر است که در هر سیکل و در پایان هر بارگذاری لرزه‌ای اتفاق می‌افتد.



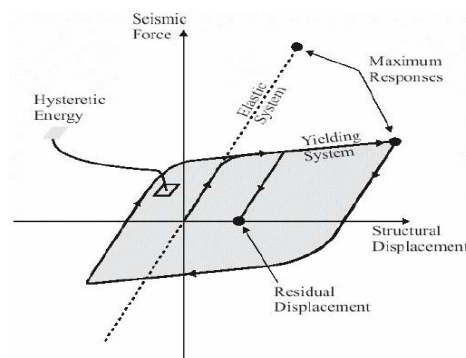
شکل (۲): ساختار تسلیم پاسخ لرزه‌ای ایده آل [۱]

شکل (۳) نمونه‌ای از اتصال خود محور با نبشی بالا و نشیمن را نشان می‌دهد.

در این اتصالات نیاز است برای حفظ خاصیت خود محوری کابل‌های پس کشیده و اجزای اصلی (تیر و ستون) به صورت الاستیک باقی بمانند.

قاب‌های خمشی رایج برای اتلاف انرژی زلزله از طریق آسیب به سازه طرح می‌شوند. هدف طراحی این قاب‌ها به سادگی، پایدار نگه داشتن ساختمان بعد از زلزله و جلوگیری از صدمه به انسان‌ها داخل و اطراف ساختمان می‌باشد. این قاب‌ها پس از زلزله بلافاصله قابل استفاده نیستند. با وجود اینگونه ضعف‌ها و با رویکرد طرح لرزه‌ای اخیراً بیشتر سیستم‌های ساختمانی به سمت طراحی برای پاسخ فراتر از حد الاستیک و نهایتاً برای توسعه مکانیسم پاسخ غیر الاستیک شکل پذیر سوق داده می‌شوند. هدف سیستم سازه‌ای با اتصال خود محور مخصوصاً از نظر اقتصادی قابل توجه است زیرا نواحی مقاوم در برابر زلزله معمولاً بعد از زلزله‌های متوسط احتیاج به تعمیر دارند در پاره‌ای از موارد نیز کار از تعمیر گذشته و نیاز به تعویض دارند و این تعمیر و تعویض در بعضی موارد هزینه‌ای برابر یا بیشتر از خود ساختمان را باعث خواهند شد.

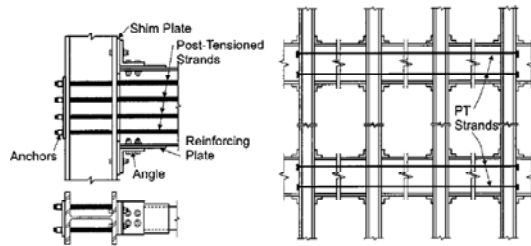
شکل (۱) پاسخ ایده آل شده نیرو-تغییر مکان سیستم الاستیک خطی و سیستم تسلیم شده را نشان می‌دهد.



شکل (۱): ساختار تسلیم پاسخ لرزه‌ای ایده آل [۱]

سطح سایه خورده در شکل (۱) انرژی تلف شده در یک سیکل را از طریق تسلیم رفت و برگشتی نشان می‌دهد.

اتفاق مهمی که برای سیستم‌های مقاوم بار جانبی در یک سیکل رفت و برگشت می‌افتد، تغییر شکل پسماند است. تغییر شکل پسماند بزرگ می‌تواند باعث خسارت بزرگ به ساختمان شود در صورتیکه اثر ثانویه (p-Δ) نیز به وسیله بارهای ثقلی سیستم را به فروپاشی نزدیک کند.



شکل (۳): اتصال خود محور با نبشی بالا و پایین [۲]

غیر خطی برای قاب‌های فلزی با اتصال جوشی و قاب‌های فلزی پس‌کشیده بودند. نتایج این مطالعات نشان داد که اتلاف انرژی خوب، مقاومت و انعطاف‌پذیری در قاب پس‌کشیده می‌تواند از قاب‌های با اتصال صلب بیشتر باشد. اتصال مطرح شده توسط Tsai در سال ۲۰۰۷ [۵] شامل کابل‌های فولادی با مقاومت بالا و میراگر اصطکاکی پیچ شده به جان بود.

اتصال جدیدی توسط Mirzaee در سال ۲۰۱۳ [۶] تحت نام PTED با میراگر سپری پیچی ارائه شد که طی تحقیقات انجام شده این اتصال دارای اتلاف انرژی در حد اتصالات متعارف خود محور می‌باشد.

Wolski در سال ۲۰۰۶ [۷] اتصالی ارائه نمود که شبیه اتصال Rojas بود با این تفاوت که شامل میراگر اصطکاکی واقع در زیر بال تیر بود. این سیستم به منظور جلوگیری از اندرکنش دال و کف و میراگر اصطکاکی ارائه شد.

در سال ۲۰۱۱ مطالعه عددی توسط Guo و همکارانش انجام شد [۸] که رفتار این اتصال را با کارهای آزمایشگاهی Wolski مقایسه شد. مقاله پیش‌رو ادامه همین کار می‌باشد.

### ۳- بررسی رفتار اتصال

عملکرد اتصال BFFD در شکل (۴) و (۵) نشان داده شده است. همانطور که قبلاً گفته شد اتصال دارای BFFD فقط یک ابزار اصطکاکی دربال زیرین دارد و این ابزار شامل ورق سوراخدار اصطکاکی عمودی است که به بال پایین جوش می‌شود و دو نبشی خارجی است که به رخ ستون پیچ شده است.

ورق‌های واشر برنجی به صورت ساندویچی ما بین نبشی ستون و ورق سوراخ‌دار در دو طرف قرار می‌گیرد. نبشی ستون‌ها و ورق‌های سوراخ‌دار و واشرهای صفحه‌ای برنجی به یکدیگر با پیچ‌های پر مقاومت به منظور تامین نیروی اصطکاکی پیچ می‌شوند. این ورق‌های واشر ما بین بال‌های تیر و ستون نیز قرار می‌گیرد.

### ۲- مروری بر ادبیات فنی

Ricles در سال ۲۰۰۲ [۲] و Garlock در سال ۲۰۰۵ [۳] یک سیستم اتصال تیر به ستون را مورد مطالعه قرار دادند که در آن سیستم، خود محوری بر پایه یک سری کابل‌های فولادی با مقاومت بالا بود، در حالیکه سیستم میراگر از نبشی نشیمن و بالا سری پیچی مانند شکل (۳) تشکیل شده بود. هنگامی که فاصله بین تیر و ستون باز می‌شود، کابل‌های فولادی در ناحیه الاستیک کشیده می‌شوند و نبشی‌ها تغییر شکل می‌دهند. مکانیزم اتلاف انرژی در این اتصال، بر پایه تشکیل سه مفصل پلاستیک در هر نبشی می‌باشد. نتایج آزمایش‌های وی نشان داد که، لقمه‌ها و ورق‌های تقویتی برای کنترل تغییر شکل غیرالاستیک تیرها ضروری هستند و اندازه و هندسه نبشی‌ها بر روی ظرفیت خمشی اتصال و ظرفیت اتلاف انرژی تاثیر می‌گذارد و کابل‌ها باید برای باقی ماندن در محدوده الاستیک و اطمینان داشتن از خاصیت خودمحوری طراحی شوند.

Filiatrault و همکارانش در سال ۲۰۰۲ تا ۲۰۰۳ [۱] مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی بر روی یک اتصال فولادی با کابل‌های پس‌کشیده انجام دادند. اتصال شامل میلگرد فولادی پس‌کشیده با مقاومت بالا بود و میلگردهای اتلاف کننده انرژی برای تسلیم در کشش و فشار طراحی شدند. نتایج نشان داد که سیستم با وجود تغییر مکان‌های نسبی بزرگ در طبقات بدون آسیب در تیرها و ستون‌ها، سازه را به موقعیت اولیه خود (قبل از زمین‌لرزه) باز می‌گرداند [۱].

Rojas در سال ۲۰۰۵ [۴] به مطالعه یک اتصال پس‌کشیده با میراگر اصطکاکی در بال‌های تیر برای اتلاف انرژی پرداخت. این مطالعات شامل تحلیل‌های تاریخچه زمانی





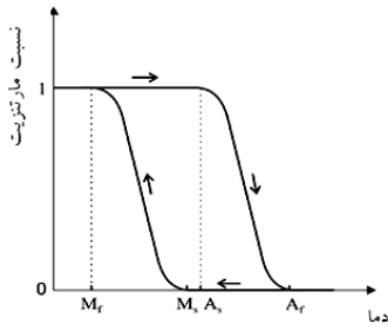
پس کشیده و اثر استفاده از آلیاژهای حافظه شکل به جای فولاد در کابل های پس کشیده بررسی شده است.

#### ۴- آلیاژهای حافظه شکلی

آلیاژهای حافظه دار شکلی هوشمند در دو حالت کریستالی مارتنزیت و آستنیت وجود دارند. حالت آستنیت در دماهای بالا و تنش های پایین پایدار بوده و مسئول ایجاد رفتار فوق الاستیک است؛ در حالیکه مارتنزیت در دماهای پایین و تنش های بالا پایدار بوده و مسئول ایجاد رفتار حافظه شکلی است. از آنجا که این مواد دارای طبیعت ترمودینامیکی هستند، رفتار آن ها به دما و تنش های اعمال شده بر آن ها بستگی داشته و می توانند با اعمال گرادیان حرارتی یا تنش، تغییر فاز دهند. حالت آستنیت حالت اصلی با تقارن بالا بوده و حالت مارتنزیت حالت محصول و با تقارن کمتر می باشد. در حالت بدون تنش، یک آلیاژ حافظه دار شکلی دارای چهار دمای مشخصه می باشد،  $A_s$  دمای آغاز حالت آستنیت،  $A_f$  دمای پایان حالت آستنیت،  $M_s$  دمای آغاز حالت مارتنزیت،  $M_f$  دمای پایان حالت مارتنزیت [۹].

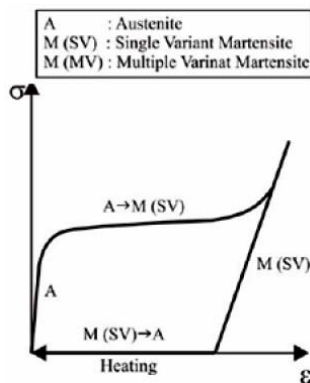
اگر دمای محیط بالاتر از  $A_f$  باشد، ماده اصطلاحاً در حالت آستنیت قرار می گیرد و رفتار فوق الاستیک از خود بروز خواهد داد و اگر دمای محیط کمتر از  $M_f$  باشد، ماده اصطلاحاً در حالت مارتنزیت قرار دارد و رفتار حافظه شکلی از خود بروز خواهد داد. شکل (۶) زمانی را نشان می دهد که ماده تحت حالت بدون تنش قرار دارد و تحت بار گرمایی قرار می گیرد. تا زمانی که ماده به دمای  $A_s$  نرسیده است، به صورت کاملاً مارتنزیت است. زمانی که به  $A_s$  می رسد، تبدیل از مارتنزیت به آستنیت آغاز شده تا به دمای بالاتر از  $A_s$  و به سمت  $A_f$  برود. سرانجام زمانی که به دمای  $A_f$  می رسد، تبدیل فاز پایان پذیرفته و ماده به حالت کاملاً آستنیت در می آید. در تبدیل معکوس، زمانی که ماده تحت کاهش دما قرار می گیرد، تا زمانی که ماده به دمای  $M_s$  نرسیده است، در حالت کاملاً آستنیت قرار دارد. وقتی به دمای  $M_s$  می رسد، کریستال های آستنیت شروع به تبدیل شدن به مارتنزیت می کنند و زمانی که ماده به دمای

$M_f$  می رسد، تبدیل از آستنیت به مارتنزیت کامل شده است. در تبدیل معکوس، در دمای بین  $M_f$  و  $M_s$  ماده به صورت ترکیبی از آستنیت و مارتنزیت می باشد. حالت مارتنزیت می توانند هم توسط دما و هم توسط تنش ایجاد شود [۹].

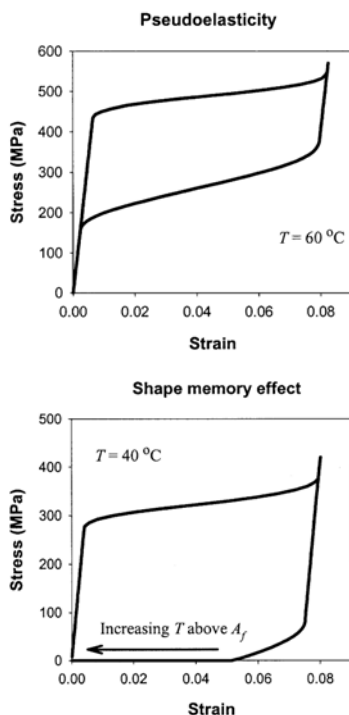


شکل (۶): نسبت مارتنزیت در برابر دما برای یک ماده حافظه شکلی در حالت بدون تنش [۹]

زمانی که دمای ماده کمتر از  $A_s$  باشد، بدلیل پایدار بودن مارتنزیت در دماهای پایین، پس از باربرداری به آستنیت تبدیل نمی شود که موجب بر جای گذاشتن کرنش پسماند می شود. این کرنش پسماند نیز با اعمال دمای بالاتر از  $A_f$  به طور کامل حذف می شود (شکل (۷)) از آنجا که این مواد شکل اولیه خود را به خاطر داشته و قادرند پس از اعمال دما به شکل اولیه خود بازگردند، مواد حافظه دار شکلی نام گذاری شده اند.



شکل (۷): رفتار حافظه شکلی آلیاژهای حافظه دار شکلی [۹]

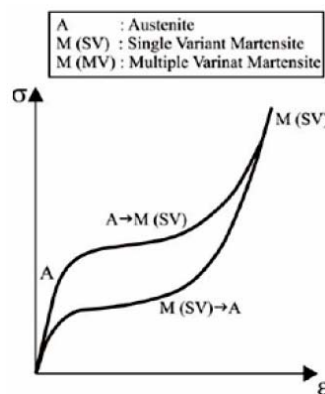


شکل (۹): رفتار فوق الاستیک آلیاژهای حافظه‌دار شکلی [۱۰]

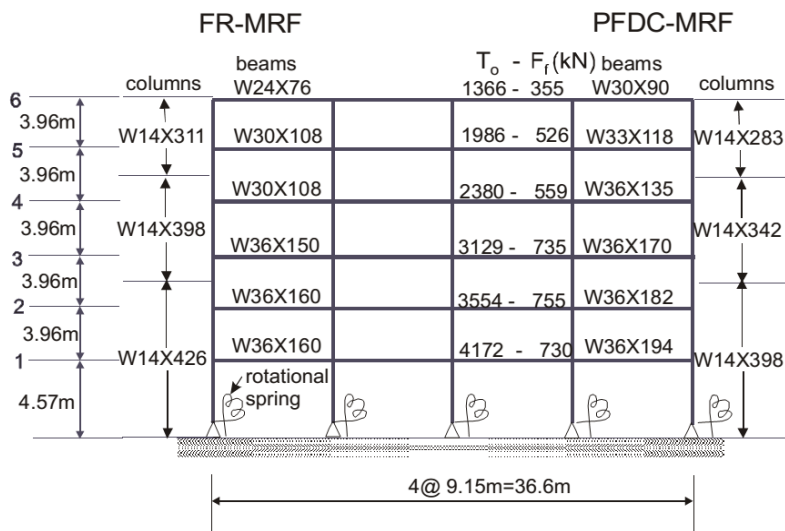
#### ۵- ساخت مدل

مدل اتصال و قاب مورد بررسی در نرم افزار اجزای محدود OpenSEES [۱۱] ساخته شده است. مشخصات هندسی قاب و اتصال مدل شده در شکل (۱۰) آمده است.

اعمال تنش به یک ماده حافظه‌دار شکلی که در حالت اولیه آستنیت قرار دارد و دمای آن بالاتر از نقطه  $A$  می‌باشد، موجب می‌شود که آستنیت به مارتنزیت ایجاد شده توسط تنش تبدیل شود، چرا که آستنیت در تنش‌های بالا پایدار نمی‌باشد. این تبدیل منحنی تنش- کرنش ماده را به صورت غیر خطی در می‌آورد. در انتها تمام آستنیت‌ها به مارتنزیت تبدیل خواهد شد و تبدیل معکوس رخ می‌دهد. تبدیل معکوس از روی یک مسیر متفاوت ماده را به یک مکان می‌رساند (شکل (۸) و (۹)).



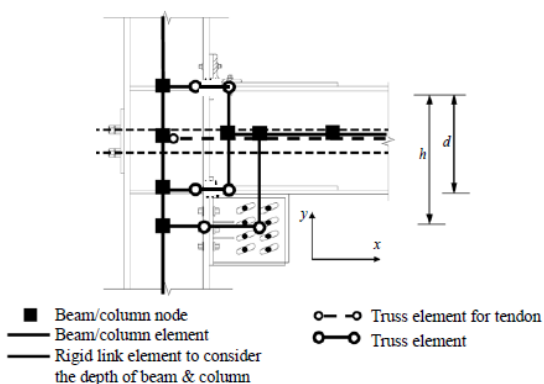
شکل (۸): رفتار فوق الاستیک آلیاژهای حافظه‌دار شکلی [۹]



شکل (۱۰): قاب مدل شده در OpenSEES



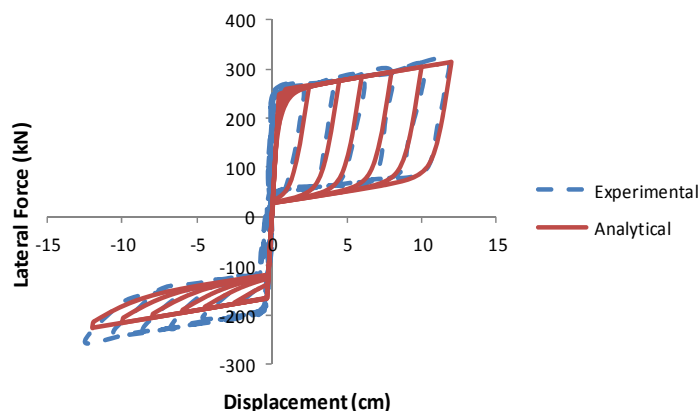
دهانه‌ها مدل شده است با مصالحی که کرنش اولیه ناشی از نیروی پس کشیدگی را بیان کند (ElasticPP).



شکل (۱۱): مدل اتصال با ابزار اصطکاکی بال پایین BFFD

#### ۶- صحت سنجی و نتایج مدل‌سازی

صحت سنجی مدل‌سازی فوق در اتصال تنها، با مطالعه آزمایشگاهی که توسط Wolski که در سال ۲۰۰۶ [۷] انجام شده صورت گرفته است که در شکل (۱۲) می‌توان دید.



شکل (۱۲): مقایسه رفتاری مدل انجام شده با مدل مشابه که در آزمایشگاه انجام شده است [۷] Wolski

تعداد ۲۰ عدد این کاهش چشمگیر است. در تعداد بالا نظیر ۷۰ و ۶۰ و ۵۰ عدد، کرنش پسماند در اتصال ایجاد می‌شود و این بدین معناست که افزایش تعداد کابل‌های پس کشیده همواره باعث بهبود رفتار اتصال نخواهد شد از طرفی کاهش این تعداد نیز تا حدود ۳۰ عدد در اتصال

جزئیات مدل اتصال در شکل (۱۱) قابل مشاهده است. همانطور که در شکل آمده است المان‌های ابزار اصطکاکی توسط المان خرپا یا Truss element مدل شده است که این المان تنها می‌تواند نیروی محوری را تحمل کند، از المان‌های تیر صلب (Rigid link) برای نمایش عمق تیر و ستون استفاده شده است المان تیرها و ستون‌ها المان غیر خطی بر پایه جابجایی با سطح مقطع Fiber می‌باشد (DispBeamColumn). برای مدل‌سازی باز و بسته شدن سطح تماس تیر و ستون از المان‌های خرپایی استفاده شده است این المان‌ها تنها قادر به تحمل نیروی فشاری در جهت موازی با محور تیر هستند با تعریف مصالح این خاصیت را به المان نسبت می‌دهیم. در بال تیر ورق تقویتی وجود دارد بدین منظور در تیر در قسمت‌های تقویت شده با ورق ضخامت بال برابر مجموع ضخامت بال و ورق تقویتی در نظر گرفته شده است.

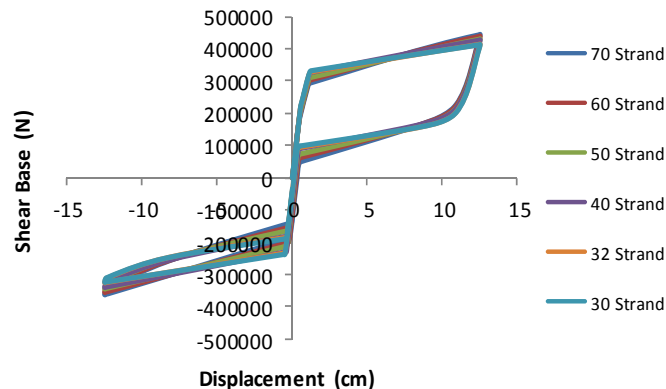
مصالح مورد استفاده برای المان‌های تیر و ستون Steel02 و المان بازشدگی Elastic No Tension می‌باشد. المان‌های میراگر اصطکاکی با مصالح Steel01 معرفی شده‌اند. کابل‌های پس کشیده توسط المان خرپایی به موازات تیر در

#### ۶-۱- بررسی اثر تعداد کابل‌های پس کشیده

همانطور که در شکل (۱۳) مشاهده می‌شود در اتصال با کاهش تعداد کابل‌های پس کشیده مقاومت آستانه بازشدگی زیاد می‌شود البته تا تعداد ۱۰ عدد. در حالیکه در اثر کاهش تعداد کابل‌های پس کشیده مقاومت نهایی کم می‌شود که در

رفتار مناسبی ایجاد خواهد کرد. باید توجه شود که همزمان با تغییر تعداد کابل‌ها، کرنش اولیه که معرف نیروی پس کشیدگی در کابل‌ها می‌باشد، ثابت می‌ماند. اگر تعداد کابل‌ها از ۱۰ عدد کمتر شود کاهش زیادی در مقاومت مشاهده می‌شود و تعداد بیشتر از ۴۰ عدد از نظر تئوری بررسی شده است ولی از لحاظ عملی بدلیل

سوراخی که در بال ستون برای عبور در ستون‌های میانی و مهار کردن در ستون‌های خارجی باید ایجاد کرد اجرایی نخواهد بود. پس عملاً در بازه ۲۰ تا ۳۲ که در تحقیقات گذشته استفاده شده است بسته به تعداد طبقات و نیروی پس کشیدگی می‌توان از این کابل‌ها استفاده کرد.

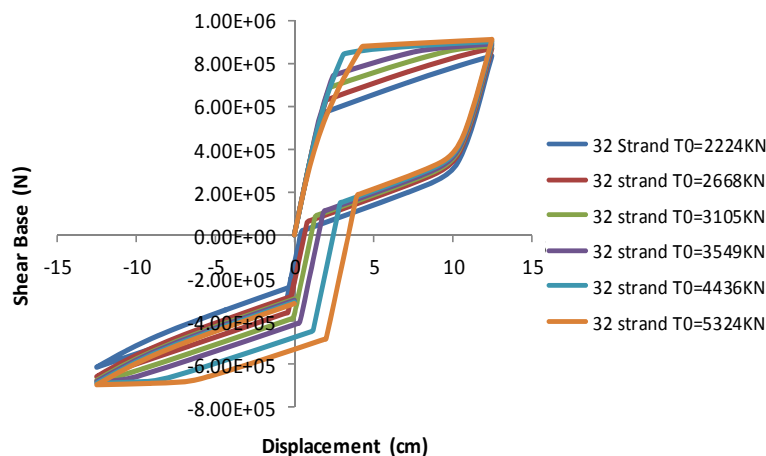


شکل (۱۳): اثر تعداد کابل‌های پس کشیده در اتصال BFFD

#### ۲-۶- بررسی اثر نیروی پس کشیدگی کابل‌های پس کشیده

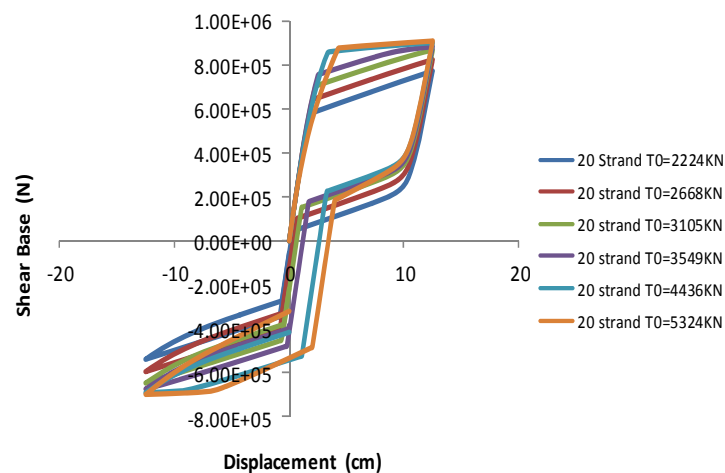
بر اساس شکل (۱۴) و (۱۵) برای ۲۰ و ۳۲ عدد کابل پس کشیده افزایش نیروی پس کشیدگی سبب افزایش نیروی آستانه جداشدگی و مقاومت نهایی اتصال می‌گردد

در حالیکه در اتصال در نیروهای بزرگ تغییر شکل پسماند ایجاد خواهد شد که هدف اصلی این سیستم که حذف تغییر شکل ماندگار است را مخدوش می‌کند. چون افزایش بیش از حد نیروی پس کشیدگی منجر به تسلیم بال‌های تیر (حتی با وجود ورق تقویتی) می‌گردد.



شکل (۱۴): اثر افزایش نیروی پس کشیدگی کابل‌ها در تعداد ۳۲ کابل



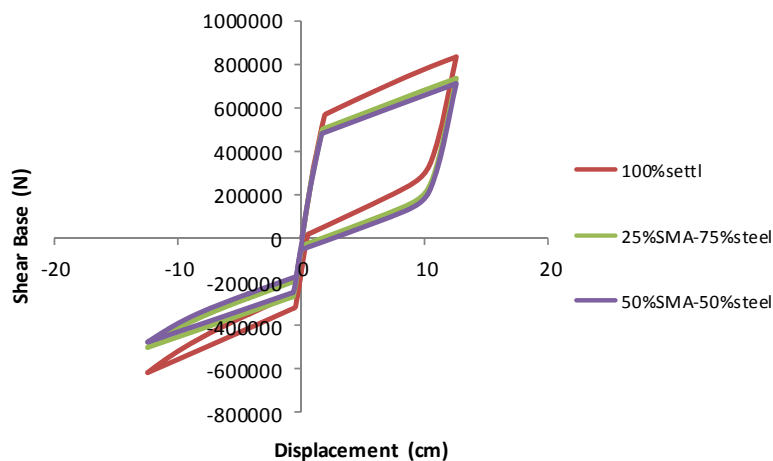


شکل (۱۵): اثر افزایش نیروی پس کشیدگی کابل‌ها در تعداد ۲۰ کابل

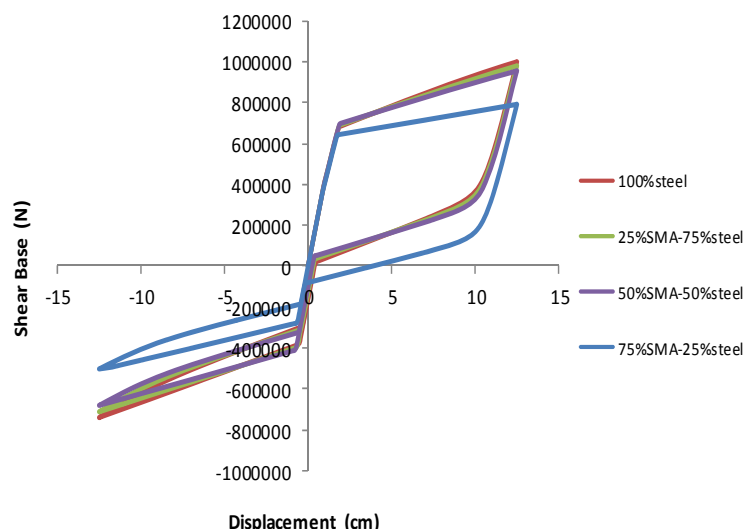
بررسی قرار داده شده به نحوی که از مصالح ElasticPPGap برای معرفی رفتار حافظه‌شکلی و مصالح SelfCentering برای معرفی رفتار فوق الاستیک در برنامه OpenSEES استفاده شده است. نتایج در شکل (۱۶) و (۱۷) قابل مشاهده است.

### ۳-۶- بررسی اثر استفاده از آلیاژهای حافظه شکل در اتصال

همانطور که قبلاً ذکر شد این نوع از آلیاژها با شرایط دمایی مختلف رفتار متفاوتی را از خود بروز می‌دهند که در این تحقیق اثر مارتنیزیت‌ها و آستنیت‌ها را در درصد‌های مختلف با فولاد مصرفی در کابل‌های پس کشیده مورد



شکل (۱۶): اثر آلیاژهای حافظه شکل با خاصیت حافظه شکلی در اتصال BFFD



شکل (۱۷): اثر آلیاژهای حافظه شکل با خاصیت فوق الاستیک در اتصال BFFD

از طرفی با وجود اینکه استفاده از این آلیاژ کمی به شکل پذیری اتصال می‌افزاید در درصد SMA ۷۵٪ و فولاد ۲۵٪ کمی کرنش پسماند در رفتار چرخه ای ایجاد کرده است و این در حالی است که بر اساس شکل (۹) از ویژگی‌های بارز این آلیاژ با رفتار فوق الاستیک حذف کرنش پسماند است که در این اتصال برعکس عمل کرده است. همچنین با توجه به صرفه اقتصادی نیز استفاده از این درصد توصیه نمی‌شود.

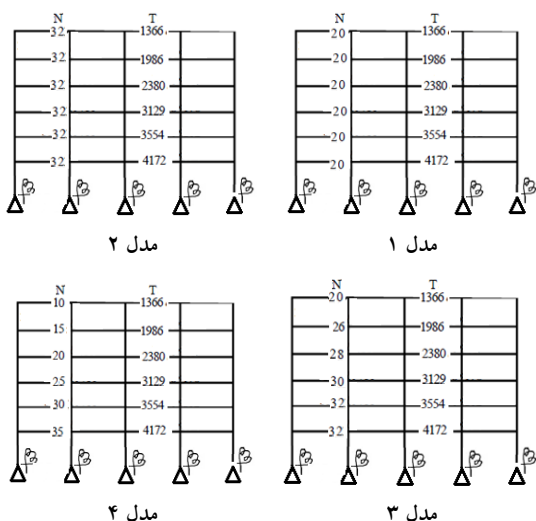
#### ۴-۶- بررسی اثر آرایش کابل‌های پس کشیده بر تغییر مکان قاب شش طبقه

در شکل (۱۸) آرایش و مقدار نیروی پس کشیدگی به صورت چهار مدل مختلف نمایش داده شده است اثر این چهار نوع در مدل ساخته شده در OpenSEES بررسی شده است که در شکل (۱۹) نتایج را می‌توان مشاهده نمود. مطابق شکل مذکور همه مدل‌ها در بارگذاری مشابه، دارای تغییر مکان یکسانی هستند که در مدل شماره ۳ بارگذاری پوش‌آور را تا تغییر مکان هدف ۳۵ سانتیمتر تحمل کرده است و بیش از این تغییر مکان را نمی‌تواند تحمل کند. این در حالی است که در منحنی پوش‌آور مقاومت چشمگیری از این مدل دیده می‌شود (شکل (۲۰)) و این موضوع را می‌توان در شکل (۲۱) که مقادیر لنگر

شکل (۱۶) بیانگر این مطلب است که هر چه درصد استفاده از آلیاژهای حافظه شکل با خاصیت حافظه‌شکلی بیشتر شود مقاومت اتصال پایین‌تر می‌آید در حالیکه کمی به شکل پذیری اتصال BFFD اضافه می‌گردد. در صورت ایجاد شرایط دمایی ۶۰ درجه این آلیاژ به نوع استنیت تبدیل می‌شود که دارای خاصیت فوق الاستیک است و معمولاً در سازه‌هایی که تغییر مکان نسبی کمتر از چهار درصد را دارا هستند استفاده از این آلیاژ، تا این تغییر مکان رفتار آن‌ها را بهبود می‌بخشد اما در قاب با رفتار خود محور، سیستم قاب بگونه‌ای است که در حدود تغییر مکان نسبی پنج در صد کابل‌های فولادی به تسلیم می‌رسند استفاده از این نوع آلیاژ (با رفتار فوق الاستیک) نه تنها تاثیر مثبتی در مقاومت ندارد بلکه در درصدهای بالا از مقاومت اتصال مانند رفتار حافظه شکلی می‌کاهد، نتیجه این بررسی در شکل (۱۷) قابل مشاهده است.

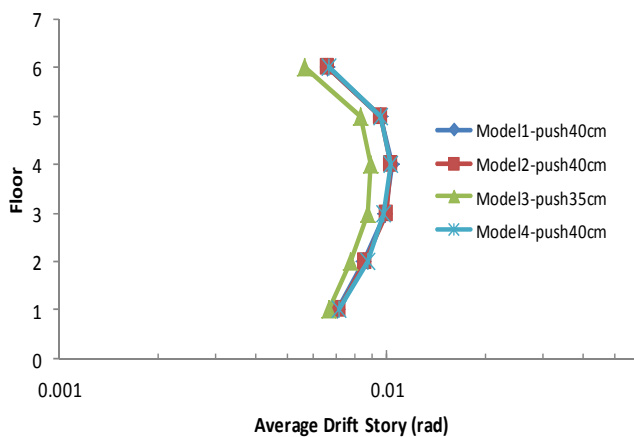
همانطور که در شکل دیده می‌شود در درصدهای ۲۵٪ SMA و ۷۵٪ فولاد و ۵۰٪ SMA و ۵۰٪ فولاد استفاده از این آلیاژ تاثیر چندانی بر کاهش و یا افزایش مقاومت و شکل پذیری ندارد پس در صورت صرفه اقتصادی می‌توان بجای فولاد از این آلیاژ استفاده کرد در غیر اینصورت استفاده از این آلیاژ توصیه نمی‌شود.



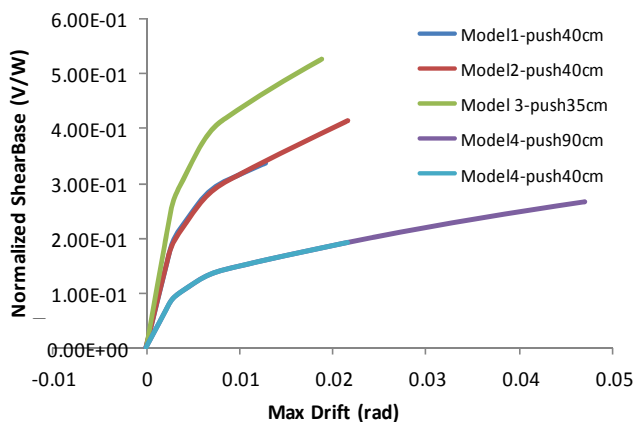


شکل (۱۸): مدل‌های مختلف برای بررسی اثر نوع آرایش کابل‌ها در طبقات در قاب ۶ طبقه

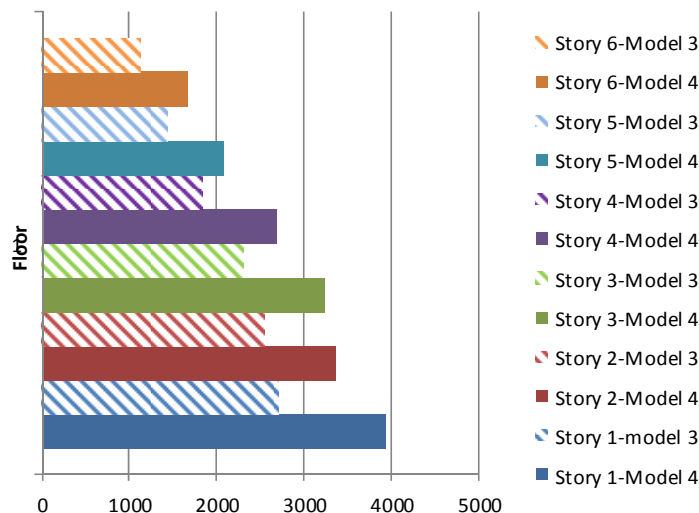
وارده را نشان می‌دهد نیز مشاهده نمود که در مقایسه با مدل ۴ که در مقالات استفاده شده است [۸] این مدل ارجحیت دارد البته در ساختمان‌هایی که انتظار تغییر مکان زیاد نداریم این مدل می‌تواند کارساز باشد مدل‌های ۱ و ۲ نیز مقاومت بیشتر و لنگر کمتری نسبت به مدل ۴ دارند هستند. مدل شماره ۱ در این بارگذاری شیب سخت‌شدگی کمتری را داراست. با توجه به اینکه مقدار دوران در زلزله مبنای طرح (DBE) در بام ۱/۷۶٪ و در زلزله ماکزیمم (MCE) ۳/۱۱٪ است [۳]. پس مدل شماره ۱ این دوران‌ها را نمی‌تواند تامین کند و مدل شماره ۳ و ۲ نیز دوران مربوط به زلزله ماکزیمم را نمی‌توانند ایجاد کنند در صورتیکه مدل شماره ۴ دوران مربوط به هر دو سطح زلزله را می‌تواند تامین کند پس بسته به محل احداث سازه می‌توان از مدل‌های ۲ و ۳ و ۴ بهره برد.



شکل (۱۹): نمودار میانگین تغییر مکان نسبی طبقات در اثر تغییر آرایش آرماتورها در طبقات در قاب ۶ طبقه



شکل (۲۰): نمودار تغییر مکان نسبی - برش پایه قاب در اثر تغییر آرایش کابل‌ها در طبقات در قاب ۶ طبقه



شکل (۲۱): نمودار لنگر حداکثر در اثر تغییر آرایش کابل‌ها در طبقات در قاب ۶ طبقه (مربوط به مدل شماره ۳ و ۴)

#### ۷- نتیجه‌گیری و جمع‌بندی

در مطالعات غیر خطی صورت گرفته در این سیستم افزایش تعداد کابل‌های پس‌کشیده همزمان با کرنش نظیر نیروی پس‌کشیدگی ثابت، لزوماً باعث بهبود رفتار اتصال نمی‌شود این تعداد در بازه ۳۰ تا ۴۰ برای اتصال رفتار مناسبی را رقم می‌زنند در تعداد بالا شاهد کرنش پسماند در اتصال خواهیم بود و شکل منحنی چرخه‌ای اتصال را نیز از حالت پرچم شکل خارج می‌کند. در مورد قاب بازه ۳۰ عدد تا ۴۰ عدد با توجه به محدودیت‌های اجرایی مناسب می‌باشد. با افزایش تعداد کابل‌ها برای داشتن رفتار مشابه در اتصال می‌بایست نیروی پس‌کشیدگی کاهش یابد.

افزایش نیروی پس‌کشیدگی در اتصال با ۳۲ عدد کابل تا حدود ۶۰ درصد، باعث بهبود رفتار اتصال هم از لحاظ شکل‌پذیری و هم از لحاظ مقاومت می‌شود در صورتیکه این افزایش (تا حدود ۶۰ درصد) به صورت مشابه در اتصال با ۲۰ عدد کابل فقط باعث افزایش مقاومت می‌گردد و تاثیری بر شکل‌پذیری اتصال ندارد (سطح محصور شده در تمامی سیکل‌ها مشابه است) همچنین در دو نوع اتصال مورد بررسی افزایش ۹۰ درصدی و ۱۴۰ درصدی نیروی پس‌کشیدگی باعث افزایش مقاومت و شکل‌پذیری اتصال می‌شود ولی همزمان کرنش پسماند نیز در اتصال ایجاد

میکند و کرنش ورق تقویتی را نیز افزایش میدهد و در نهایت به تسلیم بال بالا در اتصال منجر خواهد شد لذا افزایش نیروی پس‌کشیدگی نیز تا حدود ۶۰ درصد در این اتصال توصیه می‌شود نسبت به آنچه در مطالعات قبلی صورت گرفته است.

استفاده از آلیاژهای حافظه‌شکل در سازه‌های با شکل‌پذیری کم باعث بهبود رفتار سازه می‌شود در حالیکه در سازه مورد بررسی و اتصال خود محور که خود دارای شکل‌پذیری بالایی است نه تنها تاثیر مثبتی ندارد بلکه در درصدهای بالا از مقاومت بازشدگی و نهایی اتصال می‌کاهد، مگر از لحاظ اقتصادی قابل توجه باشد و آن هم نوع آستنیت که در دمای ۶۰ درجه دارای خاصیت فوق الاستیک است می‌تواند در درصدهای ۲۵ و ۵۰ با فولاد ترکیب شود که رفتار اتصال را با افزایش مقاومت کمی بهبود می‌بخشد.

در مورد قاب نیز می‌توان گفت، ابزار اصطکاکی در طبقات پایین موثرتر از طبقات بالا است و در واقع تغییر مکان قاب را با این ابزار اصطکاکی در طبقات مختلف می‌توانیم کنترل کنیم.

در مورد قاب شش طبقه از مدل‌های ذکر شده مدل شماره ۳ دارای بیشترین مقاومت و شکل‌پذیری کمی را دارد. مدل شماره ۴ مقاومت کمتر دارد ولی شکل‌پذیرتر است. در



هوشمند"، پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، مشهد، دانشگاه فردوسی مشهد.

[10] Brocca, M., Brinson, L.C. and Bazant, Z.P. (2002), "Three-Dimensional Constitutive Model for Shape Memory Alloys Based on Microplane Model", *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, Vol. 50, No. 5, pp. 1051-1077.

[11] Mazzoni, S., et al. (2004), "OpenSees User's Manual", Berkeley: University of California, PEER, [2013-04-01].

زمانی که شکل‌پذیری مورد انتظار ما نباشد و مقاومت بالا مد نظر است می‌توانیم از مدل شماره ۳ با مجموع تعداد کابل ۱۳۵ عدد بجای مدل ۴ با تعداد ۱۶۸ عدد استفاده نمود که هم مقاومت بالاتری را دارد و هم از نظر اقتصادی به صرفه‌تر است. دو مدل شماره یک و دو با آرایش یکنواخت بدلیل اینکه نه شکل‌پذیری را تامین می‌کند و نه مقاومت را، توصیه نمی‌شود.

## ۸- مراجع

[1] Filiatrault, A., Jose, R. and Constantin, C. (2004), "Development of Self-Centering Earthquake Resisting Systems", 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering.

[2] Ricles, J., Sause, R., Peng, S. and Lu, L. (2002), "Experimental Evaluation of Earthquake Resistant Posttensioned Steel Connections", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 7, pp. 850-859.

[3] Garlock, M. (2003), "Design, Analysis, and Experimental Behavior of Seismic Resistant Post-Tensioned Steel Moment Resisting Frames", Diss. Lehigh University.

[4] Rojas, P., Ricles, J.M. and Sause, R. (2005), "Seismic Performance of Post-Tensioned Steel Moment Resisting Frames with Friction Devices", *Journal of structural engineering*, Vol. 131, No. 4, pp. 529-540.

[5] Tsai, K.C., Chou, C.-C., Lin, C.-L., Chen, P.-C. and Jhang, S.-J. (2008), "Seismic Self-Centering Steel Beam-to-Column Moment Connections Using Bolted Friction Devices", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 37, No. 4, pp. 627-645.

[۶] بهاری، م.ر.، میرزایی علی آبادی، م. و ترابیان، ش. (۱۳۹۰)، "بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال خمشی فولادی جدید با کابل‌های پس کشیده و سپری پیچی"، دومین کنفرانس ملی سازه و فولاد، تهران، انجمن سازه‌های فولادی ایران.

[7] Wolski, M., Ricles, M. and Sause, R. (2009), "Experimental Study of a Self-Centering Beam-Column Connection with Bottom Flange Friction Device", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 135, No. 5, pp. 479-488.

[8] Guo, T., Lianglong, S. and Guodong, Z. (2011), "Numerical Simulation of the Seismic Behavior of Self-Centering Steel Beam-Column Connections with Bottom Flange Friction Devices", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 10, No. 2, pp. 229-238.

[۹] صابر دل ساده، م.، مصطفی زاده، م. و قاسمیه، م. (۱۳۸۹)، "تقویت و بهسازی سازه‌های بتنی با استفاده از آلیاژهای





# مطالعه تحلیلی کاربرد جان لوله‌ای برای کاهش مقاومت خمشی مقطع در ناحیه پلاستیک تیر در قاب خمشی فولادی

سید مهدی زهرائی<sup>۱</sup>، ابوذری صالح<sup>۲</sup>، سید رسول میرقادری<sup>۳</sup>

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۳/۷/۱، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۳/۱۲/۱)

## چکیده

از ویژگی‌های مهم قاب‌های خمشی، رفتار شکل پذیر و قابلیت جذب و استهلاک انرژی القایی، ناشی از زلزله است. زلزله‌های نرتریج (۱۹۹۴) و کوبه (۱۹۹۵) نگرانی‌هایی را بابت روش و جزئیات طراحی در اتصالات بر اساس گسیختگی ترد غیر قابل انتظار در اتصالات تیر به ستون سیستم قاب خمشی فولادی فراهم نمود، به طوریکه ایجاد شکل پذیری و توانایی مقاومت در برابر تغییرشکل‌های بزرگ چرخه‌ای پلاستیک مورد اهمیت قرار گرفت و استانداردهای طراحی با فرض ایجاد ناحیه مستهلک کننده انرژی، بر روی تیر و در نزدیکی محل اتصال تیر به ستون همراه گردید. بر همین اساس در طرح حاضر اتصال نوین خمشی تیر به ستون با مقطع کاهش ظرفیت خمشی یافته توسط جان آکاردئونی لوله‌ای شکل (TW-RBS: Tubular Web RBS connection) که با جایگزینی یک لوله در جان تیر در محل مورد نظر جهت مفصل پلاستیک بدست می‌آید، مورد مطالعه تحلیلی قرار می‌گیرد. نتایج نشان می‌دهد که استفاده از مقطع تضعیف شده با جان آکاردئونی لوله‌ای شکل، با حذف جان تیر در مقاومت خمشی مقطع، منجر به ایجاد فیوز شکل پذیر دور از اجزاء اتصال تیر به ستون می‌گردد. میزان کاهش ظرفیت خمشی تیر در محل مفصل پلاستیک بر اساس مشخصات ابعادی تیر و لوله مصرفی قابل محاسبه است طوریکه سهم باقیمانده جان لوله ای در مقاومت خمشی مقطع با توان دو ضخامت لوله رابطه مستقیم و با ضخامت جان صاف تیر و همچنین قطر لوله رابطه معکوس خواهد داشت. تعیین محل بهینه قرارگیری جان لوله ای نیز با توجه به طول تیر و نسبت مدول پلاستیک تیر در محل مفصل پلاستیک به مقطع کل قابل ارزیابی است. همچنین نحوه کنترل برش در جان لوله‌ای با توجه به کماتش‌های موضعی و کلی حاصل از برش از دیگر نکات مورد طرح است. نتایج نشان داد که بکارگیری لوله در جان تیر، کاهش سختی خمشی مقطع در محل مفصل پلاستیک را در حدود ۱۴ الی ۱۹٪ درصد به همراه دارد که این میزان کاهش در سختی خمشی با اتصال RBS با ۲۰٪ کاهش عرض بال برابری می‌نماید. همچنین این اتصال برحسب عمق تیر مصرفی منجر به کاهش مقاومت خمشی مقطع در محل مفصل پلاستیک بین ۲۲ تا ۲۸٪ می‌گردد که بین نتایج حاصل از اتصال RBS با ۲۰٪ و ۵۰٪ کاهش عرض بال است.

## کلمات کلیدی

اتصال گیردار، قاب خمشی فولادی، تیر با مقطع کاهش یافته، جان لوله‌ای شکل، بررسی تحلیلی

## Analytical Study of Using Pipe Web to Reduce Flexural Strength at Beam Plastic Zone of Steel Moment Resisting Frames

S.M. Zahrai, A. Saleh, S. R. Mirghaderi

### ABSTRACT

Unexpected brittle failures in steel rigid frame connections by concentrated tensions on the welded area and connection vulnerability in high ductility demands as occurred during the Northridge (1994) and Kobe (1995), have challenged ductility properties and ability to absorb seismic energy in this type of structural system. So in designing this type of structural system, creating ductility and ability to withstand cyclic large deformations is important. On this basis, in the present study a new beam-to-column moment connection with reduced beam section using Tubular Accordion Web called TAW-RBS is analytically studied. The results show that TAW-RBS creates a ductile fuse away from beam-to-column connection components, through removing web from beam flexural capacity. Reduction of beam flexural strength in the plastic hinge is calculated based on the dimensions of beam and tube. So bending strength of the remaining tubular web would be proportional to squared amount of the thickness of tube and inversely related to the thickness of flat web and the diameter of tube. The optimal location of the tubular web is determined due to the length of beam and the plastic modulus ratio at the plastic hinge to the total cross section. Also shear control at tubular web according to local and global shear buckling are other points discussed in this study. The results show that TAW-RBS reduces flexural stiffness about 14 to 19% in the plastic hinge locations that is equal with the RBS20%. Also the proposed connection, depending on the size of the beam, reduces bending strength between 22 to 28% in the plastic hinge location that is intermediate between RBS20% and RBS50%.

### KEYWORDS

Rigid connection, Steel moment frames, Reduced beam section, Tubular Web section, Analytical study

۱- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، Mzahrai@ut.ac.ir

۲- استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تفرش، Aboozar.Saleh@ut.ac.ir (نویسنده مسئول)

۳- استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، Rmirghaderi@ut.ac.ir



تجربیات صورت گرفته طی زلزله‌های تاثیر گذاری مانند زلزله نرثریج و کوبه باعث شد که بحث رفتار لرزه‌ای سازه‌های فولادی مورد چالش جدی در سطح بین المللی قرار گیرد. ایجاد تنش‌های بزرگ متمرکز در نواحی جوشی بال و جان اتصال و آسیب پذیری اتصال در تقاضاهای شکل پذیری زیاد به عنوان دو عامل بحرانی خرابی مطرح گردید. یک راه طبیعی برای حل این موضوع، کاهش تقاضای شکل پذیری و تمرکز تنش در این نواحی اتصال می‌باشد. بدین ترتیب روش‌ها و ایده‌های متفاوتی برای کاهش تقاضا در محل اتصال تیر به ستون ارائه گردید که یک راهبرد اساسی آن تضعیف عمدی مقطع تیر متصل به ستون می‌باشد که با این روش، مفصل پلاستیک در مقطع تضعیف شده تشکیل و این کاهش موضعی باعث می‌گردد که تقاضای وارده بر روی اجزاء اتصال شامل ناحیه چشمه اتصال، ورق‌های پیوستگی و همچنین جوش‌های اتصال تیر به ستون کاهش یافته و در پی آن احتمال آسیب پذیری اجزاء اتصال و جوش‌های نفوذی نیز کاهش پیدا کند.

مطالعات صورت گرفته در خصوص تضعیف عمدی مقطع تیر را می‌توان به صورت زیر دسته بندی نمود:

۱- اتصالات RBS: ایده اتصال RBS یا به اصطلاح اتصال استخوان سگ، توسط یک شرکت اروپایی بنام Arbed در سال ۱۹۹۲ در آمریکا به ثبت رسید. انواع مختلفی از شکل هندسی ناحیه کاهش یافته در بال تیر، در این اتصال مورد بررسی و استفاده قرار گرفته است. در مطالعات اولیه مربوط به اتصال RBS، از برش ثابت یا دوزنقه‌ای استفاده گردید. نوع دیگری از برش بال که در آن انطباق مناسب‌تری میان نمودار لنگر تیر و مقاومت آن وجود دارد نیز تحت عنوان برش باریک شونده یا کاهشی ارائه شده است. علاوه بر این برش دایره‌ای در محل کاهش مقطع تیر نیز از مجموعه برش‌های رایج در اتصالات RBS محسوب می‌گردد. کمیته SAC (۲۰۰۰) نتایج مربوط به ۴۵ آزمایش بر روی اتصال RBS را که بعد از زلزله نرثریج بین سال‌های ۱۹۹۶ تا ۱۹۹۸ انجام شده و به خوبی

مستند سازی شده بودند را ارائه کرده است. در این زمینه تحقیقات گسترده‌ای در داخل و خارج کشور تا کنون صورت گرفته است که اتصال RBS را به عنوان یک اتصال شناخته شده متداول نموده است. Pachoumis و همکارانش [۱] رفتار چرخه ای اتصالات خمشی فولادی از نوع RBS را بصورت آزمایش و شبیه سازی با اجزا محدود، مورد بررسی قرار دادند و نشان دادند که جهت استفاده از اتصال RBS، در پروفیل‌های اروپایی نیاز به تغییر پارامترهای هندسی مقطع RBS است. Jones و همکارانش [۲] با انجام ۸ تست آزمایشگاهی، اثرات رفتار ناحیه چشمه اتصال، وجود دال بتنی و همچنین اثر مربوط به نوع اتصال جان را بررسی نمودند. این تحقیق نشان داد که وجود دال بتنی و افزایش کرنش‌های بال تحتانی تیر با مقطع کاهش یافته، موجب افزایش حساسیت بال تحتانی به کمانش جانبی و سایر مودهای زوال حساس به کرنش می‌گردد. Chao و Chen [۳] در تحقیقاتی اثرات وجود دال بتنی در اتصال خمشی با مقطع کاهش یافته را بررسی کردند. این بررسی نشان می‌دهد که نسبت ظرفیت لنگر مثبت به لنگر منفی در اثر حضور دال می‌تواند به ۱/۱۸ برسد. زوال‌های مشاهده شده در هر ۴ مورد آزمایش، در محل بال یا جوش بال تحتانی بودند. Jay Shen و همکارانش [۴] در تحقیقی با رویکرد عددی و با استفاده از نرم افزار ABAQUS به بررسی اتصال تیر با مقطع کاهش یافته به ستون عمیق پرداخته و اثرات وجود دال را نیز بررسی کرده‌اند. Zhang و Ricles [۵] در تحقیقی آزمایشگاهی بر روی ۶ نمونه تمام مقیاس صلیبی، ابعاد مختلف رفتاری اتصال شامل نوع اتصال تیر به ستون، مقطع ستون، اثر دال کف، مقاومت ناحیه چشمه اتصال و لاغری جان را مورد بررسی قرار داده‌اند. این بررسی‌ها نشان داد که کف مرکب بتنی بال فوقانی تیر را مقید نموده و موجب افزایش بار نهایی ایجاد شده در مفصل پلاستیک می‌شود که در روش‌های طراحی لحاظ نمی‌گردند. Ricles و همکارانش [۶] در یک گزارش تحقیقاتی تحلیلی-آزمایشگاهی، نشان دادند که در اتصالات RBS، چشمه



اتصال نقش مهمی در رفتار اتصال خواهد داشت و استفاده از چشمه اتصال متعادل در خصوص را ارائه نمودند. Roeder [۷] با جمع بندی مطالعات کمیته SAC بر روی اتصال خمشی با مقطع تیر کاهش یافته، بیان نمود که گسترش تغییر شکل برشی ناحیه چشمه اتصال در اتصال RBS هم می‌تواند موجب افزایش تقاضای شکل پذیری بر روی جوش اتصال بال ستون و سوراخ دسترسی جوش گردد. Lee و همکارانش [۸] با انجام ۸ آزمایش تمام مقیاس، نشان دادند که چشمه اتصال قوی موجب می‌گردد که کل اتلاف انرژی در ناحیه کاهش یافته انجام گردد و بنابراین، این ناحیه دچار کمناش‌های موضعی و کمناش جانبی پیچشی قابل ملاحظه‌ای می‌شود که منجر به پیچش ستون خواهد شد و اتصال را از تامین شکل پذیری مورد نیاز باز می‌دارد. Moslehi Tabar و Deylami [۱۰] به بررسی عددی ناپایداری اتصال تیر RBS با تاکید بر اثر شکل پذیری پانل برشی ستون پرداخته‌اند. نتایج نشان داد صلب شدن پانل برشی، نه تنها پانل برشی را در محدوده الاستیک نگاه می‌دارد بلکه باعث ایجاد ناپایداری در رفتار چرخه ای تیر می‌گردد. Han و Moon [۱۰] توصیه نمودند که در نسبت دهانه به عمق کمتر از ۱۰ و همچنین در حالتی که مقاومت خمشی حاصل از بال‌های تیر از ۷۰ درصد کل مقاومت خمشی تیر کمتر است، از اتصال پیچی جان استفاده نگردد.

۲- اتصال با کاهش مقطع در جان تیر: در نشریه FEMA-350 [۱۱] نوع جدیدی از اتصال کاهش یافته مطرح شد که در آن کاهش تقاضای وجه ستون از طریق ایجاد سوراخ‌های دایره‌ای بزرگی در جان تیر و در نزدیکی اتصال فراهم می‌گردد. سائز سوراخ به اندازه‌ای است که جاری شدگی جان در طول دهانه اتفاق می‌افتد و ناحیه اتصال در محدوده ارتجاعی باقی می‌ماند. Prasad Rao و Satish Kumar [۱۲] به بررسی یک اتصال با جان برش خورده با عنوان Rectangular Hollow Sections (RHS) پرداخته‌اند. در این بررسی از اتصال تیر ناودانی به ستون ناودانی استفاده شده است. Yang و Yang [۱۳] طرح

ایجاد حفره دایره‌ای شکل در مقطع جان را مورد بررسی قرار دادند و ضمن بررسی مدل عددی یک تیر ورق با فواصل مختلف بارگذاری ۲،۳،۴ و ۵ متری و با شعاع سوراخ دایره‌ای متفاوت، به بررسی آزمایشگاهی یک مدل دو طبقه با مقیاس کامل نیز پرداختند.

۳- اتصالات با جان آکاردئونی: Mirghaderi و همکارانش [۱۴] در مطالعه‌ای، اتصال خمشی تیر با مقطع کاهش یافته توسط جان موج دار با رویکرد آزمایشگاهی و تحلیلی مورد بررسی و ارزیابی قرار دادند. در این مطالعه دو ورق L شکل بصورت متقارن نسبت به صفحه جان به عنوان ورق موج‌دار در نظر گرفته شده است که به جای جان حذف شده در اتصال اجرا می‌گردند. مقطع ایجاد شده Accordion Web RBS (AW-RBS) نامگذاری گردیده است. نتایج نمودار چرخه‌ای این اتصال بدون مشاهده کاهش مقاومت تا تغییر مکان نسبی ۸٪ ستون همراه بوده است.

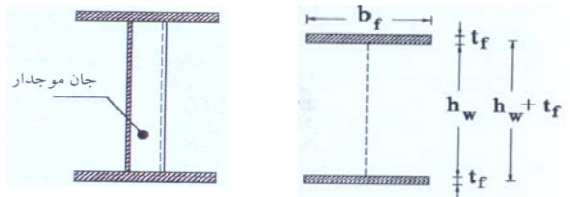
۴- کاهش در ارتفاع جان تیر: سین Wilkinson و همکارانش [۱۵] در مطالعه‌ای به بررسی یک دیتیل جدید که با کاهش ارتفاع جان در نزدیکی محل اتصال تیر به ستون بدست آمده است، پرداخته‌اند. نتایج آزمایشگاهی ظرفیت چرخش پلاستیک بیش از ۵٪ را تأیید نمود.

در این مقاله، اتصال نوین تیر به ستون در قاب خمشی فولادی با مقطع کاهش یافته توسط جان آکاردئونی لوله‌ای شکل، مورد مطالعه تحلیلی قرار می‌گیرد. برای انجام مطالعه حاضر، ضمن بررسی ساز و کار رفتار تیر با جان آکاردئونی لوله‌ای شکل از نظر سختی و مقاومت برشی و خمشی اتصال به بررسی مکانیزم‌ها و عملکردهای سازه‌ای اتصال به صورت تحلیلی پرداخته می‌شود.

## ۲- بیان چگونگی رفتار تیرهای با جان موج‌دار

رفتار خمشی تیرهای با جان موج‌دار، تفاوت قابل ملاحظه‌ای با رفتار خمشی تیرهای با جان صاف دارد. این اختلاف رفتاری، از تفاوت ماهیت میان ورق صاف و ورق موج‌دار ناشی می‌شود. ورق صاف در حالت تنش مسطح

در مقابل تنش‌های درون صفحه‌ای از نظر رفتاری ایزوتروپیک است و سختی درون صفحه‌ای در جهت  $x$  و  $y$  با یکدیگر برابر خواهند بود. در صورتیکه، در یک ورق موج‌دار سختی درون صفحه‌ای در جهت  $x$  و  $y$  از اختلاف زیادی برخوردار است (شکل (۱)).



شکل (۲): مشخصات تیر با جان موج‌دار

### ۳- ارزیابی ساز و کار جان آکاردئونی لوله‌ای

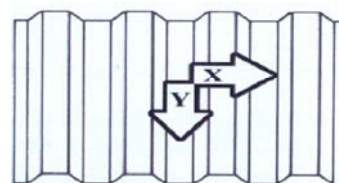
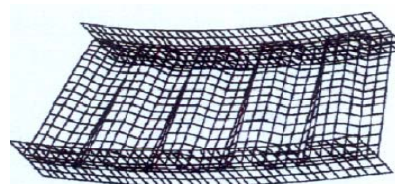
#### ۳-۱- سختی جان آکاردئونی لوله‌ای

در صورتیکه یک نوار استوانه‌ای به موازات بال‌های تیر با عمق واحد از جان لوله‌ای در نظر گرفته شود، این نوار استوانه‌ای را می‌توان تحت اثر نیروی  $P$  و در پی آن تغییر مکان  $\Delta$  در جهت نیرو، فرض نمود. با توجه به تقارن می‌توان از ربع دایره جهت زیر سازه کل دایره استفاده نمود (شکل (۳)). با روش سازگاری تغییر شکل برای ربع دایره مفروض نشان داده شده و با در نظر گرفتن یک لنگر واحد در یک تکیه گاه و استفاده از روابط سازگاری، میزان لنگر برای تکیه گاه ابتدائی  $(PD)/(2\pi)$  و برای تکیه گاه میانی برابر  $(PD)/2 - (PD)/(2\pi)$  محاسبه می‌گردد. با مساوی قراردادن کار نیروهای خارجی با انرژی کرنشی کل تحت نیروی وارد شده، مقدار تغییر مکان از روابط زیر قابل محاسبه است.

$$W_{ext} = U_{elastic} \quad (2)$$

$$W_{ext} = \frac{1}{2} P \Delta \quad (3)$$

$$U_{elastic} = 4 \left[ \int \frac{M^2(s)}{2EI_c} ds + \int \frac{N^2(s)}{2EA_c} ds + \int 1.2 \frac{V^2(s)}{2GA_c} ds \right] \quad (4)$$

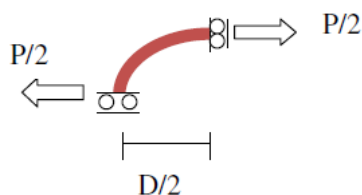


شکل (۱): ورق موج‌دار

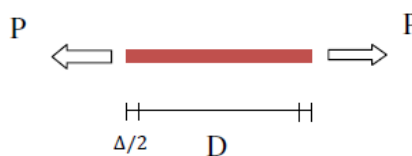
در جهت  $x$  به سبب تبدیل رفتار درون صفحه‌ای به رفتار برون صفحه‌ای، سختی به شدت کاهش می‌یابد. این سختی اندک در ورق‌های موج‌دار موجب ایجاد تغییر شکلی تحت اثر بار می‌شود که به جمع و باز شدن آکاردئون شبیه است. از این نظر به این رفتار، رفتار آکاردئون گفته می‌شود. لذا در صورت استفاده از جان آکاردئونی در تیر، با توجه به عدم ایجاد کرنش در جان و در نتیجه مشارکت اندک جان موج‌دار در خمش، ظرفیت نهایی باربری خمشی تیر می‌تواند فقط بر اساس ظرفیت جاری شدن بال‌های تیر تعیین گردد و از اثر جان صرف‌نظر گردد. در این حالت برش بطور عمده توسط جان موج‌دار تحمل می‌گردد. تحقیقات نشان داده‌اند که، هیچ گونه اندرکنشی بین رفتار خمشی و رفتار برشی تیرهای با جان موج‌دار وجود ندارد [۱۶ و ۱۷] لذا برای مقاصد طراحی لنگر پلاستیک تیر با جان موج‌دار از رابطه (۱) استفاده می‌شود:

$$M_p = (b_f t_f F_y)(h_w + t_f) \quad (1)$$





(ب) ربع دایره جهت مدل لوله



(الف) ورق مستقیم

شکل (۳): معرفی پارامترها و شرایط مرزی

بنابر این سختی ورق آکاردئونی جان لوله‌ای به ترتیب زیر بدست خواهد آمد:

$$K_{corr} = \frac{P}{\Delta} = \frac{1}{\frac{(3\pi - 24/\pi)r^3}{Et_c^3} + \frac{r\pi}{4Et_c} + \frac{0.78r\pi}{Et_c}} \quad (10)$$

که با ساده سازی و قرار دادن  $r=D/2$  خواهیم داشت:

$$K_{corr} = \frac{Et_c^3}{\left(\frac{3}{8}\pi - \frac{3}{\pi}\right)D^3 + \left(\frac{\pi}{8} + 0.39\pi\right)Dt_c^2} \quad (11)$$

$$= \frac{Et_c^3}{0.223D^3 + 1.618Dt_c^2}$$

به منظور مقایسه سختی محوری ورق آکاردئونی جان لوله ای با ورق صاف، مشابه آنچه که در ورق آکاردئونی عمل گردید نواری تخت از ورق صاف جان به ارتفاع واحد، طولی مساوی قطر لوله و ضخامت  $t_f$  در نظر گرفته می‌شود. سختی محوری نوار انتخابی با در نظر گرفتن نیروی مساوی  $P$  در دو انتهای نوار به صورت زیر بدست می‌آید.

$$K_{flat} = \frac{P}{\Delta} = \frac{EA_f}{L_f} = \frac{Et_f}{D} \quad (12)$$

برای مقایسه سختی جان لوله‌ای و جان صاف، ضریبی تحت عنوان ضریب کاهش سختی (SRF) به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$SRF = 1 - \frac{K_{corr}}{K_{flat}} \quad (13)$$

$$= 1 - \frac{(t_c/t_f)^3}{0.223(D/t_f)^2 + 1.618(t_c/t_f)^2}$$

در رابطه (۴)، ترم اول مربوط به انرژی کرنشی خمشی، ترم دوم مربوط به انرژی کرنشی محوری و ترم آخر نیز مربوط به انرژی کرنشی برشی می‌باشد. با توجه به اینکه قطعه در نظر گرفته شده یک چهارم کل دایره است، مقدار انرژی حاصله در عدد ۴ ضرب شده است. همچنین در اینجا به دلیل انتخاب نواری واحد از لوله،  $A_c=t_c$  و  $I_c = t_c^3/12$  به ترتیب سطح مقطع و ممان اینرسی ورق جان به ارتفاع واحد،  $E$  مدول الاستیسته و  $t_c$  ضخامت ورق آکاردئونی جان لوله‌ای است. به منظور محاسبه انرژی کرنشی، مقدار لنگر، نیروی محوری و برشی در طول نوار انتخابی باید تعیین گردند که مقادیر آنها با در نظر گرفتن تعادل در روابط زیر ارائه شده است.

$$ds = r d\theta \quad (5)$$

$$M(s) = \frac{Pr \sin \theta}{2} - \frac{Pr}{\pi} \quad (6)$$

$$N(s) = \frac{P \sin \theta}{2} \quad (7)$$

$$V(s) = \frac{P \cos \theta}{2} \quad (8)$$

با مساوی قراردادن رابطه (۳) و (۴) خواهیم داشت:

$$\frac{1}{2} P \Delta = 4 \left[ \int \frac{\left(\frac{Pr \sin \theta}{2} - \frac{Pr}{\pi}\right)^2}{2E \frac{t_c^3}{12}} r d\theta \right. \quad (9)$$

$$\left. + \int \frac{\left(\frac{P \sin \theta}{2}\right)^2}{2Et_c} r d\theta + \int 1.2 \frac{\left(\frac{P \cos \theta}{2}\right)^2}{\frac{E}{2.6} t_c} r d\theta \right]$$



واحد در نظر گرفته می‌شود. مطابق شکل (۵)، شرایط نهایی نوار استوانه‌ای تحت اثر نیروی  $P$ ، تشکیل چهار مفصل در نقاط انتهایی و نقاط وسطی مقطع دایره‌ای می‌باشد. با توجه به برقراری تقارن می‌توان یک چهارم آن را در نظر گرفت و دیاگرام آزاد نیروها را رسم نمود.

بر این اساس و با نوشتن معادله تعادل لنگر حول یکی از مفاصل پلاستیک، می‌توان نیروی  $P_{corr}$  را به ترتیب زیر بدست آورد.

$$P_{corr} = \frac{8M_{pc}}{D} = \frac{8t_c^2 F_y}{D} = \frac{2t_c^2 F_y}{D} \quad (14)$$

برای جان ورق صاف نیز با توجه به در نظر گرفتن ارتفاع واحد و برابری  $A_f = t_f$  داریم:

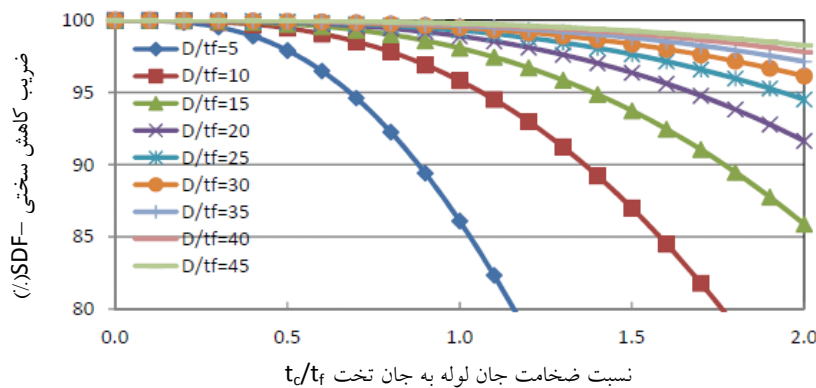
$$P_{falt} = A_f F_y = t_f F_y \quad (15)$$

بر اساس رابطه (۱۳) ضریب SRF، تابع نسبت قطر لوله به ضخامت جان ورق صاف و نسبت ضخامت لوله به ضخامت جان ورق صاف می‌باشد. با توجه به این رابطه تغییرات SRF، بر اساس تغییر پارامترهای تاثیر گذار قابل

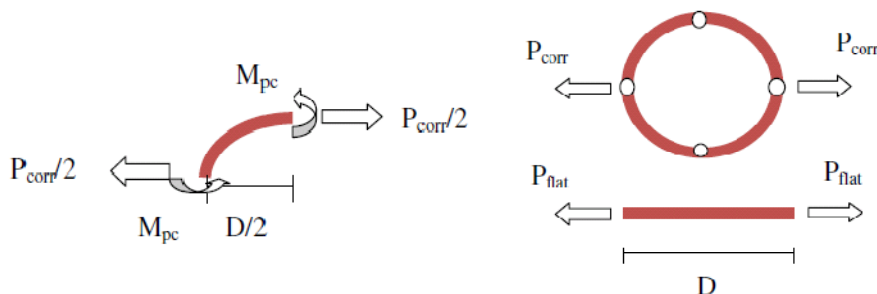
بررسی می‌باشد. در شکل (۴) مقدار SRF برای مقادیر مختلف  $D/t_f$  و  $t_c/t_f$  نمایش داده شده است. مقدار SRF با افزایش نسبت  $t_c/t_f$  کاهش و با افزایش نسبت  $D/t_f$  افزایش می‌یابد. بنابراین با انتخاب مقادیر تاثیر گذار می‌توان به SRF مناسب رسید.

### ۳-۲- مقاومت جان آکاردئونی لوله‌ای

با اتخاذ روشی مشابه با آنچه در مورد محاسبه سختی ناحیه جان لوله‌ای انجام شد، برای ارزیابی مقاومت محوری جان لوله‌ای در ناحیه کاهش یافته و مقایسه آن با مقاومت محوری جان صاف معادل، یک نوار استوانه‌ای با عمق



شکل (۴): مقدار SRF برای مقادیر مختلف  $D/t_f$  و  $t_c/t_f$



شکل (۵): دیاگرام نیروی آزاد برای نوار استوانه‌ای و نوار صاف به عمق واحد

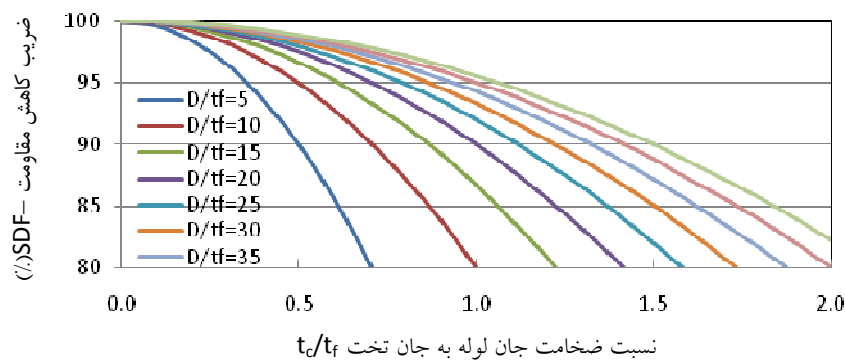
برای ارزیابی تاثیر خاصیت آکاردئونی جان لوله‌ای بر روی مقاومت و مقایسه مقاومت جان لوله‌ای به جان صاف، ضریب کاهش مقاومت را می‌توان به ترتیب زیر محاسبه نمود:

مقدار SDF با افزایش  $t_c/t_f$  و  $D/t_f$  نمایش داده شده است. مقدار SDF با افزایش نسبت  $t_c/t_f$  کاهش و با افزایش نسبت  $D/t_f$  افزایش می‌یابد. بنابراین با انتخاب مقادیر تاثیر گذار می‌توان به SDF مناسب رسید.

مقایسه شکل (۴) و (۶) نشان می‌دهد که در مقادیر مساوی نسبت جان لوله به جان ورق صاف و نسبت قطر لوله به قطر ورق صاف، مقدار کاهش در مقاومت محوری جان (SDF) از مقدار کاهش در سختی محوری جان (SRF) کمتر است و سختی جان سریع‌تر از مقاومت آن افت می‌نماید. لازم به ذکر است که این نتیجه گیری فقط در مورد سهم جان در سختی و مقاومت خمشی درست است و نمی‌توان آن را به کاهش سختی و مقاومت کل تیر نسبت داد.

$$SDF = 1 - \frac{P_{corr}}{P_{flat}} = 1 - \frac{2 \left( \frac{t_c}{t_f} \right)^2}{\left( \frac{D}{t_f} \right)} \quad (16)$$

بر اساس رابطه (۱۶)، SDF تابع نسبت قطر لوله به ضخامت جان ورق صاف و نسبت ضخامت لوله به ضخامت جان ورق صاف می‌باشد. با توجه به این رابطه تغییرات SDF بر اساس تغییر پارامترهای تاثیر گذار قابل بررسی می‌باشد. شکل (۶) مقدار SDF برای مقادیر مختلف



شکل (۶): مقدار SBA برای مقادیر مختلف  $D/t_f$  و  $t_c/t_f$

در رابطه (۱۷)،  $P(y)$  نیروی محوری در نوار واحد مقطع تیر و موازی محور خنثی تیر و در فاصله  $h$  از تار خنثی است که طبق رابطه (۱۸) تعریف می‌شود و  $h$  ارتفاع مقطع از تار خنثی می‌باشد.

$$P(y) = k\delta(y) \quad (18)$$

در رابطه (۱۸)،  $k$  سختی محوری مقطع است که می‌تواند با  $K_{corr}$  یا  $K_{flat}$  جایگزین شود و  $\delta(y)$  تغییر مکان ایجاد شده به علت انحنای ثابت  $\kappa$  در طول ناحیه مفصل پلاستیک تیر می‌باشد. با فرض خمش الاستیک تیر و جایگزین کردن

۴- بررسی رفتار تیر با مقطع کاهش یافته توسط جان

لوله‌ای

۴-۱- رفتار خمشی اتصال

برای ارزیابی اثر آکاردئونی جان لوله‌ای بر ممان اینرسی و مدول پلاستیک تیر در طول ناحیه کاهش یافته، لازم است تا ممان اینرسی مقطع تیر با در نظر گرفتن کاهش سختی و مقاومت، در محدوده جان لوله‌ای محاسبه گردد. بدین منظور لنگر الاستیک مقطع تیر با توجه به شکل (۷) را می‌توان بصورت زیر بیان نمود:

$$M = \int_{-h}^{+h} P(y)y dy \quad (17)$$



حالت پلاستیک جان و همچنین فرض مقطع متقارن حول تار خنثی، لنگر پلاستیک مقطع به صورت رابطه (۲۳) محاسبه می‌شود.

$$M = \frac{ph^2}{4} \quad (23)$$

در رابطه (۲۳)،  $p$  مقاومت محوری بوده و می‌تواند با  $P_{corr}$  یا  $P_{flat}$  جایگزین شود. چون مقدار لنگر پلاستیک مقطع جان برابر  $Z_{web}F_y$  می‌باشد، بنابراین مدول پلاستیک سهم جان مقطع می‌تواند طبق روابط زیر محاسبه شود:

$$M = \frac{ph^2}{4} = Z_{web}F_y \quad (24)$$

$$Z_{web} = \frac{ph^2}{4F_y} \quad (25)$$

از آنجا که مدول پلاستیک محاسبه شده سهم جان به صورت مستقیم به مقاومت محوری داخل صفحه وابسته است، بنابراین نسبت مدول پلاستیک مقطع جان لوله‌ای به مدول پلاستیک مقطع جان صاف، همان نسبت  $P_{corr}/P_{flat}$  می‌باشد. به عبارت دیگر ضریب کاهش مدول پلاستیک مقطع سهم جان، برابر با SDF خواهد بود. بر اساس مطالب ذکر شده و همچنین مقادیر SRF و SDF، ممان اینرسی و مدول پلاستیک مقطع تیر I شکل در طول ناحیه لوله‌ای طبق رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$I_{TW-RBS} = I_{flange} + (1 - SRF)I_{web}^{flat} \quad (26)$$

$$Z_{TW-RBS} = Z_{flange} + (1 - SDF)Z_{web}^{flat} \quad (27)$$

به طور کلی می‌توان گفت، اتصال TW-RBS ممان اینرسی تیر را به مقدار کمتری نسبت به مدول پلاستیک مقطع کاهش می‌دهد، زیرا که در این اتصالات مقدار کاهش در سختی محوری جان (SRF) از مقدار کاهش در مقاومت محوری جان (SDF) کمتر است. این در حالی است که تقریباً در اتصال RBS متداول، درصد کاهش ممان اینرسی تیر از درصد کاهش مدول پلاستیک تیر بیشتر است زیرا که

رابطه (۱۸) در رابطه (۱۹)، مقدار  $M$  به صورت زیر بدست خواهد آمد:

$$\delta(y) = \varepsilon(y)D = -\kappa y D \quad (19)$$

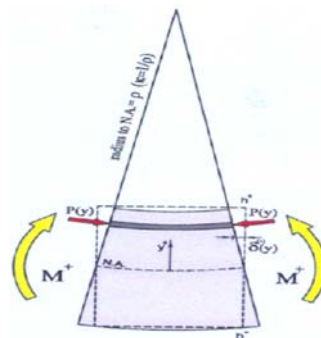
$$M = kD\kappa \int_{h^-}^{h^+} y^2 dy \quad (20)$$

برای مقطع متقارن حول تار خنثی با جایگزینی  $h^+ = +h/2$  و  $h^- = -h/2$  در رابطه (۲۰)، مقدار  $M$  به صورت زیر خلاصه می‌شود:

$$M = kD\kappa \frac{h^3}{12} \quad (21)$$

با مقایسه رابطه (۲۱) و معادله لنگر انحنای تیر،  $M = \kappa EI$ ، ممان اینرسی مقطع می‌تواند به صورت تابعی از سختی محوری  $k$  به صورت زیر بیان گردد.

$$I_{web} = \frac{kDh^3}{12E} \quad (22)$$



شکل (۷): معرفی پارامترهای اساسی در خمش تیر

چون ممان اینرسی به صورت مستقیم با سختی محوری، در ارتباط است، بنابراین نسبت ممان اینرسی جان لوله‌ای به ممان اینرسی جان صاف، همان نسبت  $K_{corr}/K_{flat}$  می‌باشد. در نتیجه ضریب کاهش ممان اینرسی مقطع تیر برابر با ضریب کاهش سختی SRF خواهد بود.

با فرضیات مشابه، می‌توان لنگر پلاستیک مقطع تیر در ناحیه موج‌دار را به عنوان تابعی از مقاومت محوری  $P_{corr}$  یا  $P_{flat}$  نوشت. بر اساس رابطه (۱۶) و با فرض  $p(y) = -p$  برای مقادیر منفی  $y$  و  $p(y) = p$  برای مقادیر مثبت  $y$  در



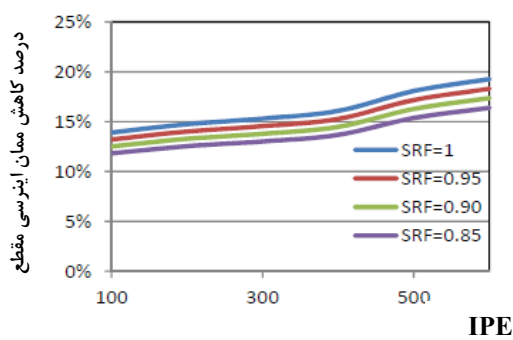
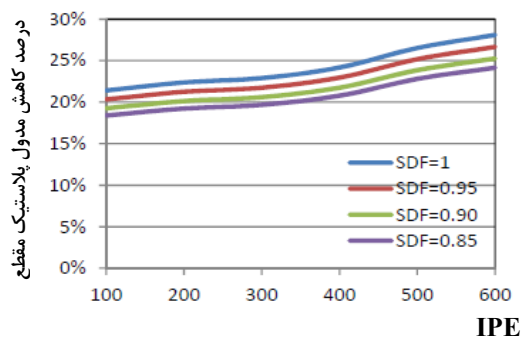
کاهش مقطع بال با ضریب  $h^2$  در ممان اینرسی و با ضریب  $h$  در مدول مقطع پلاستیک اثر می‌گذارد.

کاهش کمتر ممان اینرسی تیر در اتصال TW-RBS و همچنین کارایی بیشتری این اتصال در تیرهای عمیق باعث می‌گردد که این اتصال گزینه مناسبی برای قابهای خمشی در ساختمان‌های بلند باشد. زیرا که معیار تغییر شکل در ساختمان‌های بلند به عنوان یک معیار اساسی طراحی منظور می‌گردد و کاهش کمتر ممان اینرسی در این اتصال باعث می‌گردد که ضمن فراهم شدن خواص اتصالات کاهش یافته، افزایش تغییر مکان جانبی سازه در اثر استفاده از اتصالات دارای مقطع کاهش یافته به حداقل برسد.

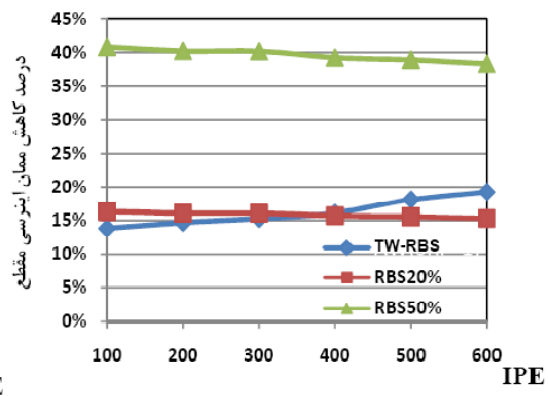
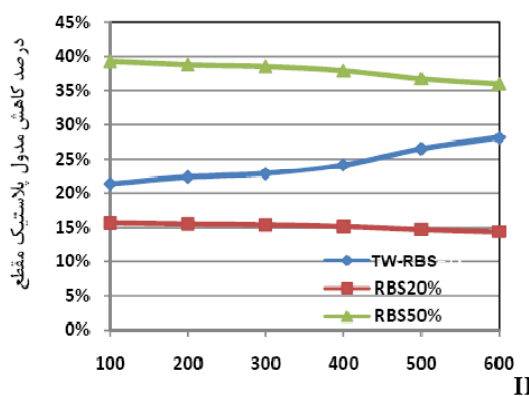
در شکل (۸) میزان کاهش ممان اینرسی و مدول مقطع پلاستیک تیر آهن *IPE* در سایزهای متفاوت و در مقادیر مختلف *SDF* و *SRF*، بر حسب درصد، نمایش داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌گردد میزان تاثیر پارامترهای

موثر لوله مانند نسبت ضخامت جان لوله‌ای به ضخامت جان تخت و نسبت قطر لوله به ضخامت لوله، بر درصد کاهش ممان اینرسی کل مقطع، بین ۲ تا ۳٪ و میزان این تاثیر بر درصد کاهش مدول پلاستیک مقطع بین ۳ الی ۴٪ در مقاطع مختلف می‌باشد.

در ادامه برای مقایسه بهتر و بررسی چگونگی میزان کاهش سختی و مقاومت در اتصال TW-RBS از مشخصات مقاطع RBS استفاده می‌نمائیم. طبق روابط آئین نامه میزان کاهش بال در مقاطع RBS در هر طرف بین ۰/۱ تا ۰/۲۵ عرض بال تیر می‌باشد که این میزان در مجموع ۲۰٪ تا ۵۰٪ عرض بال را شامل می‌گردد. در شکل (۹) میزان کاهش ممان اینرسی و مدول مقطع پلاستیک در دو اتصال RBS و TW-RBS محاسبه و رسم گردیده است.



شکل (۸): درصد کاهش ممان اینرسی و مدول مقطع پلاستیک تیر در اتصال TW-RBS



شکل (۹): مقایسه درصد کاهش ممان اینرسی و مدول مقطع پلاستیک تیر در اتصال TW-RBS و RBS

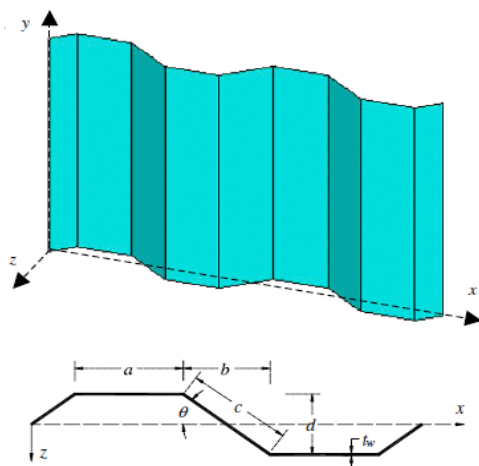
بر اساس تئوری پایداری سازه‌ها، مقدار تنش حد کماتش موضعی و کلی جان‌های موج‌دار قابل محاسبه است. از آنجا که زیر صفحه‌ها محدود به خطوط قائم خم شده و بالهای تیر می‌باشند، تنش برشی کماتشی الاستیک آن می‌تواند از رابطه (۲۸) محاسبه گردد [۱۸].

$$\tau_{cr,l}^e = k_1 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{\omega}\right)^2 \quad (28)$$

در رابطه (۲۸)،  $E$  مدول الاستیک یانگ،  $\nu$  ضریب پواسون،  $w$  ماکزیمم مقدار عرض‌های افقی  $(a)$  و مورب  $(c)$  ورق‌های موج‌دار (شکل (۱۱)) و  $t_w$  ضخامت جان ورق موج‌دار است. همچنین  $k_L$  ضریب کماتش موضعی برشی است که بصورت زیر تعریف می‌گردد [۱۸].

$$k_l = 5.34 + 4\left(\frac{\omega}{h_w}\right)^2 \quad (29)$$

کوماتش کلی ورق‌های موج‌دار (شکل (۱۱)) نیز بر اساس روابط پایداری بصورت زیر قابل محاسبه است [۱۸].



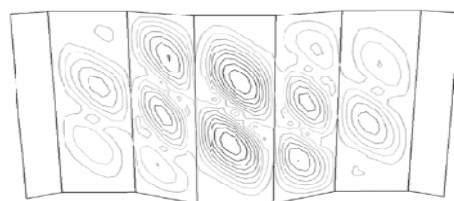
شکل (۱۱): مشخصات هندسی ورق‌های موج‌دار دوزنقه‌ای [۱۸]

$$\tau_{cr,l}^e = k_G \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 \quad (30)$$

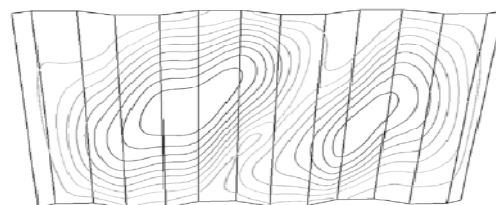
مقایسه نتایج ارائه شده در شکل فوق نشان می‌دهد که کاهش ممان اینرسی و سختی در اتصال TW-RBS در حد اتصال RBS با حدود ۲۰ درصد کاهش در عرض بال است و حتی اتصال RBS در برخی از سایزها، سختی بیشتری از خود نسبت به اتصال RBS نشان می‌دهد. همچنین کاهش مدول پلاستیک و مقاومت در سایزهای پایین اتصال TW-RBS نزدیک اتصالات RBS با حدود ۲۰ درصد کاهش در عرض بال و در سایزهای بالا نزدیک به اتصالات RBS با حدود ۵۰ درصد کاهش در عرض بال می‌باشد.

#### ۴-۲- رفتار برشی اتصال

در ورق‌های موج‌دار، کماتش برشی توسط مود کماتشی اندرکنشی که از اندرکنش مودهای کماتش موضعی و کلی حاصل می‌گردد، کنترل می‌شود. مود کماتش موضعی، مربوط به کماتش زیر صفحه‌های ورق موج‌دار می‌باشد. زیر صفحه‌ها به نقاط محدود بین نقاط خم شده از ورق اطلاق می‌گردد. مود کماتش کلی، مربوط به کماتش مجموعه‌ای از زیر صفحات می‌گردد و در کل ناحیه موج دار گسترش خواهد یافت (شکل (۱۰)).



الف) کماتش موضعی ورق‌های موج‌دار



ب) کماتش کلی ورق‌های موج‌دار

شکل (۱۰): نمایش مود کماتشی موضعی و کلی در ورق‌های موج‌دار [۱۸]

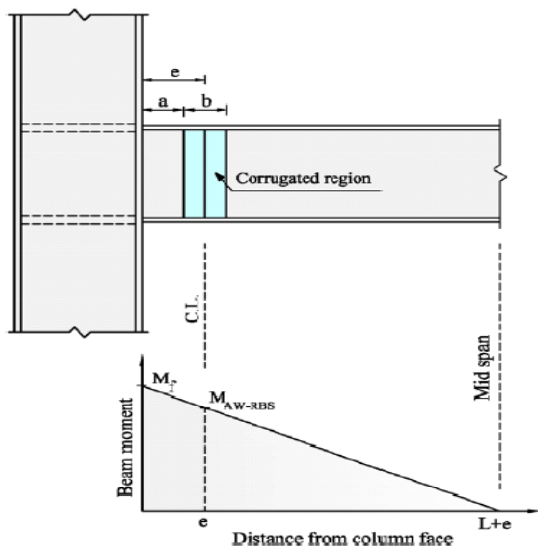
شکل (۱۲): مشخصات هندسی ورق‌های موج‌دار کمافی

شکل [۱۸]

لذا با توجه به روابط فوق می‌توان مقاومت برشی کمافی اندرکنشی را برای جان لوله‌ای شکل محاسبه نمود. کنترل برش تیر در محل مفصل پلاستیک در جان لوله‌ای و در خارج آن برای جان تخت تیر صورت می‌گیرد. در بخش دوم این مقاله محاسبات مربوط به کنترل برشی اتصال انجام گرفته است.

#### ۵- تعیین محل مناسب مقطع کاهش یافته در اتصال TW-RBS

روش طراحی اتصال بر اساس ضوابط لرزه‌ای AISC [۲۰] می‌باشد. به منظور کاهش تقاضا و کاهش شکست در جوش اتصال تیر به وجه ستون و مصالح پیرامونی آن، حداکثر تقاضای لنگر در وجه ستون باید از مقاومت پلاستیک اسمی تیر در این نقطه کمتر باشد. بدین منظور بر اساس نمودار لنگر ارائه شده شکل (۱۳)، حداکثر لنگر ایجاد شده در وجه ستون ( $M_f$ ) را می‌توان از تصویر کردن حداکثر لنگر مورد انتظار ایجاد شده در مرکز ناحیه کاهش یافته تیر ( $M_{TW-RBS}$ ) به ترتیب زیر بدست آورد:



شکل (۱۳): توزیع لنگر در اتصال

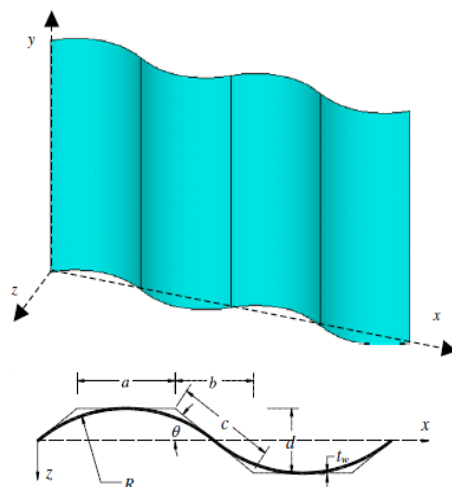
در رابطه (۳۰)،  $h_w$  ارتفاع ورق موج‌دار و  $t_w$  ضخامت جان ورق موج‌دار است.  $k_G$  ضریب کماتش کلی برشی است که بصورت زیر تعریف می‌گردد [۱۸].

$$k_G = \frac{36\beta}{\pi^2 \sqrt{\eta}} [2(d/t_w)^2 + 1] (1 - \nu^2)^{3/4} \quad (31)$$

$\beta$  در رابطه (۳۱) برابر ۱ و  $1/9$  به ترتیب برای تکیه گاه ساده و گیردار لبه‌های ورق موج‌دار،  $\eta$  ضریب کاهش طول که از رابطه  $(a+b)/(a+c)$  محاسبه می‌گردد،  $d$  عمق ورق موج‌دار و ضریب پواسون در اینجا  $0.3$  لحاظ شده است. از رابطه مقاومت کمافی برشی اندرکنشی بیان شده توسط الدیب [۱۸] که با نتایج چهل آزمون حاصل از ورق‌های دوزنقه‌ای انجام شده توسط همیلتون [۱۹] سازگاری مناسبی دارد می‌توان برای ورق‌های موج‌دار نامتعارف مثل کمان نیز استفاده نمود [۱۸].

$$\left(\frac{1}{\tau_{cr,l}}\right)^n = \left(\frac{1}{\tau_{cr,B}}\right)^n + \left(\frac{1}{\tau_y}\right)^n \quad (32)$$

در رابطه (۳۲)،  $n$  برای کماتش موضعی برابر ۴ و برای کماتش کلی برابر  $1/5$  در نظر گرفته می‌شود. همچنین مقدار مینیمم مقاومت کمافی برشی موضعی و کلی است. جهت استفاده از این رابطه کمافی اندرکنشی می‌بایست مشخصات معادل شده ورق کمافی شکل، مطابق شکل (۱۲) را در روابط در نظر گرفت.



$$M_f = M_{TW-RBS} \frac{(L+e)}{L} \quad (33)$$

در رابطه (33)،  $L$  فاصله میان مرکز ناحیه کاهش یافته تا نقطه عطف تیر می‌باشد. در صورتیکه بار ثقلی روی تیر مانند شرایط آزمایشگاهی نسبت به تقاضای لرزه‌ای، اندک فرض گردد، آنگاه نقطه عطف تیر دقیقاً در وسط تیر واقع می‌گردد و توزیع لنگر نیز خطی خواهد بود. حداکثر لنگر مورد انتظار ایجاد شده در مرکز ناحیه کاهش یافته تیر  $(M_{TW-RBS})$  نیز بر اساس ضوابط لرزه‌ای به ترتیب زیر تعیین می‌گردد:

$$M_{TW-RBS} = 1.1 R_y Z_{TW-RBS} F_y \quad (34)$$

در رابطه (34) بر اساس رابطه (27) تعیین می‌گردد. نسبت حداکثر تقاضای لنگر در وجه ستون به مقاومت پلاستیک اسمی تیر در وجه ستون با استفاده از روابط (33) و (34) به شرح زیر قابل محاسبه خواهد بود.

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{M_f}{Z_b R_y F_y} = \frac{M_{TW-RBS} \frac{(L+e)}{L}}{Z_b R_y F_y} \\ &= \frac{1.1 R_y Z_{TW-RBS} F_y \frac{(L+e)}{L}}{Z_b R_y F_y} \\ &= \frac{1.1 Z_{TW-RBS} \frac{(L+e)}{L}}{Z_b L} \end{aligned} \quad (35)$$

در رابطه (35)،  $Z_b$  مدول پلاستیک تیر در مقطع کاهش نیافته، در وجه ستون می‌باشد. به منظور کاهش تقاضا و کاهش احتمال شکست در جوش اتصال تیر به وجه ستون، مقدار  $\alpha$  باید از 1/0 کمتر باشد. این مقدار در طراحی اتصالات متداول تیر کاهش یافته در حدود 0/9 توصیه می‌گردد [21]. لذا با توجه به داشتن مدول پلاستیک مقاطع کاهش یافته و کاهش نیافته و همچنین طول تیر طره مورد بررسی  $(L+e)$  می‌توان مقدار فاصله مناسب مرکز ناحیه کاهش یافته تا وجه ستون را بدست آورد.

۶- نتیجه گیری

در این مطالعه یک مدل جدید از اتصال با مقطع کاهش یافته با برش در جان پیوسته تیر و قرار گرفتن یک لوله به جای آن مورد ارزیابی تحلیلی قرار گرفت. نتایج عددی بدست آمده نشان داد که استفاده از جان آکاردئونی لوله‌ای شکل بدلیل کاهش مقاومت خمشی در اثر حذف جان باعث ایجاد مفصل پلاستیک در مقطع کاهش یافته می‌گردد به طوریکه سایر اجزاء و اتصال تیر به ستون در امنیت نیرویی و تقاضای تغییر شکلی قرار گیرند. با توجه به اینکه استفاده از ورق‌های موج‌دار در جان تیر آهن باعث بهبود ناپایداری تیر در اثر کمناش پیچشی-جانبی می‌گردد و سختی زیاد خارج از صفحه این اتصال در محل مفصل پلاستیک و کاهش عرض آزاد بال تیر در این محل بدلیل محدود شدن به لوله، پارامترهای مرتبط با پایداری مفصل پلاستیک را بهبود می‌دهد، استفاده از جان آکاردئونی لوله‌ای شکل در جان تیر آهن نسبت به سایر اتصالات با مقطع کاهش یافته از جمله RBS از نکته نظر پایداری برتر نشان می‌دهد.

چگونگی کنترل برش در جان لوله‌ای و تعیین محل مفصل پلاستیک از دیگر نکات مطرحه در این اتصال می‌باشد که بصورت تحلیلی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج تحلیلی نشان داد که پارامترهای تاثیر گذار در مقاومت و سختی اتصال، سایز تیر آهن، قطر و ضخامت لوله مصرفی می‌باشند که با کاهش در سایز تیر آهن و کاهش قطر لوله و افزایش ضخامت لوله، سختی و مقاومت خمشی در محل مفصل پلاستیک افت کمتری را شامل می‌شوند. بکارگیری لوله در جان تیر جهت ایجاد فیوز شکل پذیر، کاهش سختی خمشی مقطع در محل مفصل پلاستیک را در حدود 14 الی 19 درصد به همراه دارد که این میزان کاهش در سختی خمشی با اتصال RBS با 20٪ کاهش در عرض بال تیر برابری می‌نماید. همچنین این اتصال پیشنهادی منجر به کاهش مقاومت خمشی مقطع در محل مفصل پلاستیک بین 22 تا 28٪ می‌گردد که بینابین نتایج حاصل از اتصال RBS با 20٪ کاهش در عرض بال تیر و اتصال RBS با 50٪ کاهش در عرض بال تیر است.



[10] Han, S.W. and Moon H.H. (2009), "Design Equations for Moment Strength of RBS-B Connection", Journal of Construction Steel Research, Vol. 65, pp. 1087-1095.

[11] Federal Emergency Management Agency, FEMA350 (2000), "Seismic Design Criteria for New Moment-Resisting Steel Frame Construction", Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.

[12] Prasada Rao, D.V. and Satish Kumar, S.R. (2006), "RHS Beam-to-Column Connection with Web Opening-Parametric Study and Design Guidelines", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 62, pp. 747-756.

[13] Yang, Q. and Yang, Na. (2009), "A seismic Behaviors of Steel Moment Resisting Frames with Opening in Beam Web", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, No. 6, pp. 1323-1336.

[14] Mirghaderi, S.R., Torabian, S. and Imanpour, A. (2010), "Seismic Performance of the Accordion-Web RBS Connection", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 66, pp. 277-288.

[15] Wilkinson, S., Hurdman G., and Crouther, A. (2006), "A Moment Resisting Connection for Earthquake Resisting Structure", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 62, pp. 295-302.

[16] Elgaaly, M., Seshadri, A. and Hamilton, R. (1997), "Bending Strength of Steel Beams with Corrugated Webs", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 6, pp. 772-782.

[17] Elgaaly, M., Hamilton, R. and A. Seshadri. (1997), "Shear Strength of Beams with Corrugated Webs", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 4, pp. 390-398.

[18] Eldib, M.E. (2009), "Shear Buckling Strength and Design of Curved Corrugated Steel Webs for Ridges", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, pp. 2129-2139.

[19] Hamilton, R.W. (1993), "Behavior of Welded Girder with Corrugated Webs", Ph.D. thesis, Maine University of Maine.

[20] AISC, ANSI/AISC 341-05. (2010), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction Inc., Chicago IL.

[21] Engelhardt, M., Winneberger, T., Zekany, A. and Potyraj T. (1998), "Experimental Investigation of Dogbone Moment Connections", Eng J AISC, pp. 128-39.

لذا با توجه به موارد مطرح شده اتصال با جان آکاردثونی لوله‌ای شکل می‌تواند به عنوان یک اتصال تضعیف شده کاربردی مورد توجه قرار گیرد.

#### ۷- واژه‌نامه

Dogbone استخوان سگ  
Stiffness Reduction Factor ضریب کاهش سختی (SRF)  
Strength Degradation Factor ضریب کاهش مقاومت (SDF)

#### ۸- مراجع

[1] Pachoumis, D.T., Galoussis E.G., Kalfas C.N. and Eftimiou, I.Z. (2010), "Cyclic Performance of Steel Moment-Resisting Connections with Reduced Beam Sections-Experimental Analysis and Finite Element Model Simulation", Engineering Structures, Vol. 32, No. 9, pp. 2683-2692.

[2] Jones, S.L., Fry, G.T. and Engelhardt, M.D. (2002), "Experimental Evaluation of Cyclically Loaded Reduced Beam Section Moment Connections", Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 4, pp. 441-451.

[3] Chen S.J. and Chao Y.C. (2001), "Effect of Composite Action on Seismic Performance of Steel Moment Connections with Reduced Beam Sections", Journal of Construction Steel Research, Vol. 57, pp. 417-434.

[4] Jay Shen, J.H., Astaneh-Asl, A. and McCallen, D. (2002), "Use of Deep Columns in Special Steel Moment Frames", AISC, Steel Tips.

[5] Zhang, X. and Ricles, J.M. (2006), "Experimental Evaluation of Reduced Beam Section Connections to Deep Columns", Journal of Structural Engineering, Vol. 132, No. 3, pp. 346-357.

[6] Ricles J.M., Zhang X., Lu L.W. and Fisher J.W. (2004), "Development of Seismic Guidelines for Deep-Column Steel Moment Connections", ATLSS Report No 04-13.

[7] Roeder C.W. (2002), "Connection Performance for Seismic Design of Steel Moment Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 4, pp. 517-525.

[8] Lee, C.H., Jeon, S.W., Kim, J.H. and Uang, C.M. (2005), "Effect of Panel Zone Strength and Beam Web Connection Method on Seismic Performance of Reduced Beam Section Steel Moment Connection", Journal of Structural Engineering, Vol. 131, No. 12, pp. 1854-65.

[9] Moslehi Tabar, A. and Deylami, A. (2005), "Instability of Beams with Reduced Beam Section Moment Connections Emphasizing the Effect of Column Panel Zone Ductility", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 61, No. 11, pp 1475-1491.

## شیوه نگارش و چگونگی تنظیم مقالات برای نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

- مقالات باید با نرم افزار Ms-Word 2003 تایپ و صفحه بندی شود و فایل مقاله به هر دو فرمت DOC و PDF. به دفتر نشریه ارسال گردد.

- ♦ نام و نام خانوادگی مولف اول<sup>۱</sup> نام و نام خانوادگی مولف دوم<sup>۲</sup>
- ♦ اندازه صفحات باید برابر با A4 و حدود بالا، پایین، چپ و راست صفحات به ترتیب برابر با ۲- ۳/۵ - ۲/۵ - ۲/۵ سانتی متر تعیین شود.
- ♦ مقالات به صورت دو ستونی، هر یک با عرض ۷/۵ سانتی متر تهیه می شود.
- ♦ اندازه و نوع فونتهای فارسی مورد استفاده برای هر یک از موارد در (جدول ۱) آمده است.
- ♦ برای فونت لاتین همواره از Times New Roman استفاده شود که اندازه آن در هر موقعیت (به غیر از عنوان و چکیده) دو واحد کمتر از اندازه فونت فارسی خواهد بود.
- ♦ فاصله سطرها در عنوان، چکیده و در متن مقاله، معمولی (Single) است.
- ♦ عنوان مقاله در عین اختصار تمام ویژگی های کار انجام شده را مشخص می کند، با فونت «تیترا» به اندازه ۱۶ Bold نوشته شود.
- ♦ نشانی کامل نویسندگان در زیرنویس قرار می گیرد.
- ♦ عنوان معادل به زبان انگلیسی نیز باید با شیوه تعریف شده در این الگو مشخص و درج شود.
- ♦ تهیه و درج چکیده به زبان انگلیسی نیز ضروری است.
- ♦ فونت عنوان چکیده انگلیسی Bold-11 Times New Roman
- ♦ فونت متن چکیده انگلیسی Regular-10 Times New Roman

موقعیت استفاده	فونت	اندازه قلم
متن جداول و شکل ها و مراجع	لوتوس	۱۱
عناوین جداول و اشکال	Bold لوتوس	۱۱
متن	لوتوس	۱۲
چکیده و کلمات کلیدی	Bold لوتوس	۱۴
نام مولفان	Bold نازنین	۱۱
عناوین بخش ها	Bold لوتوس	۱۲
<b>عنوان مقاله</b>	<b>Bold تیترا</b>	<b>۱۶</b>

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها



# انجمن سازه های فولادی ایران

برگه درخواست عضویت

محل الصادق  
عکس

## ۱. مشخصات

- اشخاص حقیقی:

First Name:  نامLast Name:  نام خانوادگی

نام پدر: ..... شماره شناسنامه: ..... سال تولد: ..... محل تولد: ..... کد ملی: .....

- اشخاص حقوقی (مشخصات نماینده شرکت در اشخاص حقیقی درج شود):

نام شرکت: ..... شماره ثبت: ..... تاریخ ثبت: ..... محل ثبت: ..... فعالیت اصلی: .....

## ۲. سوابق تحصیلی

نوع مدرک	رشته تحصیلی	تاریخ اخذ	دانشگاه	کشور - شهر

## ۳. سوابق حرفه ای

محل خدمت	سمت	از تاریخ	تا تاریخ
۱			
۲			
۳			
۴			

فعالیت سازمان مربوط

- تولید کننده محصولات فولادی  
 تولید کننده ماشین آلات و تجهیزات  
 دستگاه های اجرایی .....  
 سایر .....

- خدمات طرح و ساخت  
 خدمات مشاوره  
 خدمات پیمانکاری  
 خدمات پژوهشی  
 خدمات آموزشی

- مدیر ارشد  
 مدیر اجرایی  
 مدیر تولید  
 مدیر طراحی  
 عضو هیأت علمی (مرتبه علمی) .....  
 کارشناس طراح  
 کارشناس مصالح  
 کارشناس ماشین آلات  
 کارشناس کنترل کیفیت

فعالیت اصلی

## ۴. نشانی

منزل ..... کدپستی .....

تلفن ..... کد ..... فاکس ..... موبایل .....

محل کار ..... کدپستی .....

تلفن ..... کد ..... فاکس ..... صندوق پستی ..... پست الکترونیک .....

مکاتبات انجمن با کدام نشانی انجام گیرد:  منزل  محل کار

تبصره: این فرم توسط نماینده شرکت های حقوقی تکمیل گردد.

اینجانب ..... صحت مندرجات این برگه را تایید نموده و با آگاهی نسبت به اساسنامه انجمن سازه های فولادی ایران

درخواست عضویت حقوقی  حقیقی  دانشجویی  در این انجمن را دارم.

امضاء

تاریخ

۵. کتب و مقالات

عنوان	موضوع	محل انتشارات	تاریخ
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

۶. عضویت در سایر انجمن های علمی

نام انجمن	موضوع	نوع عضویت	تاریخ عضویت
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

مدارک لازم جهت عضویت

۳ قطعه عکس ۴\*۳- تصویر شناسنامه- تصویر آخرین مدرک تحصیلی (نماینده شرکت)- رسید پرداخت حق ورودیه- روزنامه رسمی و اساسنامه شرکت

حق عضویت:

- اعضای حقیقی پانصد هزار ریال
- اعضای دانشجویی دویست هزار ریال
- اعضای حقوقی سه میلیون و پانصد هزار ریال
- مجلات و موسسات علمی پژوهشی یک میلیون ریال

به حساب جاری شماره ۴۵۰۷۰۴۳۳ بانک تجارت شعبه مرکزی کد ۴۵۰ به نام انجمن سازه های فولادی ایران

درخواست عضویت ..... در جلسه مورخ ..... کمیته پذیرش انجمن سازه های فولادی ایران مطرح و با عضویت ایشان موافقت - مخالفت بعمل آمد .	در این بخش چیزی ننویسید
در جلسه هیأت مدیره مورخ ..... مورد تایید قرار گرفت.	
کمیته پذیرش	
هیأت مدیره	

لطفاً پس از تکمیل این برگه را به همراه مدارک به نشانی زیر، دبیرخانه انجمن سازه های فولادی ایران، ارسال فرمایید:

تهران - بزرگراه رسالت - انتهای پل سیدخندان - خ شهید کابلی (خ دبستان سابق) - پلاک ۱۰ - واحد ۱۰

تلفن: ۸۸۴۶۹۰۰۴ تلفکس: ۸۸۴۲۹۴۳۸

جهت اطلاعات بیشتر به نشانی [www.iss.ir](http://www.iss.ir) مراجعه نمایید.