



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 امید

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

نشریه علمی و پژوهشی

سازه و فولاد

نشانی:

بزرگراه شیخ فضل ا. نوری - فاز ۲ شهرک
فرهنگیان - خیابان نارگل - خیابان مروی
خیابان حکمت - مرکز تحقیقات راه، مسکن و
شهرسازی - بخش سازه
انجمن سازه‌های فولادی ایران

تلفن:

۸۸۳۸۴۱۹۹

پایگاه اینترنتی:

www.iss.ir
www.journaliss.ir

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

info@iss.ir

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 ثنایی
دانشگاه تربیت مدرس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر فرهاد دانشجو
دانشگاه فنی شیراز	(استاد مهندسی عمران)	دکتر رضا رازانی
دانشگاه تهران	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مجید صادق آذر
دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی	(دانشیار مهندسی عمران)	دکتر سعید صبوری
دانشگاه اوهایو آمریکا	(استاد مهندسی عمران)	دکتر حجت عادل
انستیتوی تکنولوژی فدرال سوئیس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مهدی فرشاد
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

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 بیست و سوم - شماره سی ام

زمستان ۱۳۹۹

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

ارزیابی تأثیر زمان تناوب پالس زلزله بر الگوی توزیع خرابی در سازه‌های قاب خمشی فولادی ویژه ۵
Investigation the Pulse Period Effect on Seismic Damage Distribution Pattern in Special Steel Moment-Resisting Frame Structures

فرشاد گودرزی، وحید صابری، حمید صابری، عباسعلی صادقی

بررسی آزمایشگاهی رفتار چرخه ای اتصال خمشی نوین T شکل تیر فولادی به ستون فولادی پر شده با بتن (CFT) ۱۹
The experimental study of the cyclic behavior of a new T-shaped flexural connection of steel beam to steel column filled with concrete (CFT)

حمید محمدی گرمی، امید رضائی فر

بهینه‌سازی سیستم‌های کنترلی نیمه‌فعال در سازه فولادی جداسازی شده با در نظرگیری محدودیت فضای حرکتی تحت زلزله‌های حوزه نزدیک ۳۷
Optimization of a semi-active controlled isolated steel structure under near-field earthquake by considering gap size limitation

آرش رایگانی، غلامرضا نوری

توسعه پروتکل بارگذاری ملی به منظور ارزیابی لرزه‌ای اتصالات خمشی و بررسی آزمایشگاهی اتصالات خمشی جوشی WUF-W و RBS تحت پروتکل‌های بارگذاری ایران و SAC ۴۹
Development of national loading protocol for seismic assessment of moment connections and laboratory study of WUF-W and RBS welded moment connections subjected to Iranian and SAC loading protocols

مهدی قاسمیه، محمد حسنی سوخته سرایی، سید رسول میرقادری

حذف سخت کننده‌های میانی تیر پیوند قوطی شکل در قاب‌های مهاربندی واگرا با استفاده از فولاد با تنش تسلیم ۷۷
Elimination of Intermediate Stiffeners in Box Link Beam of Eccentrically Braced Frames Using Low Yield Point Steel

نادر فنائی، دانیال پسران بهبهانی

مهار جانبی بال تحتانی تیرهای فولادی در سیستم تیر و دال مختلط به وسیله سخت کننده عرضی جان ۹۵
Lateral bracing of bottom flange in beam-slab composite system by web stiffener

احسان دهقانی، حسام سرکشیک‌زاده

شیوه نگارش ۱۰۴

فرم عضویت ۱۰۵

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 توصیفات 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 ما را در تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران

ارزیابی تأثیر زمان تناوب پالس زلزله بر الگوی توزیع خرابی در سازه های قاب خمشی فولادی ویژه

وحید صابری^{۱*}، فرشاد گودرزی^۲، حمید صابری^۳، عباسعلی صادقی^۴

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه غیرانتفاعی ایوان کی، سمنان

۲- کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه غیرانتفاعی ایوان کی، سمنان

۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه غیرانتفاعی ایوان کی، سمنان

۴- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد

* سمنان، صندوق پستی ۱۱۴۶-۳۵۹۱۵، saberi.vahid@gmail.com

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۰۲/۰۱، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۹/۱۰/۱۰)

چکیده

توزیع خرابی در ارتفاع سازه های قاب خمشی تا حد زیادی تابع زمان تناوب پالس زلزله است. علاوه بر محتوای فرکانسی زلزله، شدت بار لرزه ای نیز می تواند تأثیر زیادی بر الگوی توزیع نیازهای تغییر مکانی سازه داشته باشد. در این تحقیق، تأثیر زمان تناوب پالس زلزله های نزدیک به گسل بر الگوی توزیع نیاز جابجایی نسبی بین طبقه ای (به عنوان شاخص خرابی) در قاب های خمشی فولادی با شکل پذیری ویژه در سطوح عملکرد متناظر با حد عملکرد استفاده ای بی وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه ی فروریزش (CP) مورد ارزیابی قرار گرفته است. برای این منظور، سه سازه ی قاب خمشی فولادی با شکل پذیری ویژه با تعداد طبقات ۳، ۹ و ۱۵ طبقه تحت ۳۰ رکورد زلزله پالسی شکل با مشخصات فرکانسی مختلف در نظر گرفته شده است. در ادامه، از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) استفاده شده و برای ارزیابی تأثیر زمان تناوب پالس، رکوردهای انتخابی بر حسب زمان تناوب پالس به سه دسته ی پالس کوتاه، متوسط و بلند دسته بندی شده اند. همچنین، برای اندازه گیری الگوی توزیع از دو متغیر کمی برای توصیف الگوی توزیع جابجایی نسبی بین طبقه ای در ارتفاع استفاده شده است. بر اساس نتایج این تحقیق مشخص شد که تجمع خرابی قاب های خمشی در محدوده رفتار غیر ارتجاعی عمدتاً در طبقات پایینی سازه متمرکز می شود، در حالی که در محدوده رفتار ارتجاعی اثر زمان تناوب پالس زلزله کمی تأثیر گذار است که با افزایش آن الگوی توزیع به سمت طبقات پایینی سازه حرکت می کند و با کاهش آن، جابجایی نسبی ها در طبقات بالایی و میانی سازه متمرکز می شوند.

واژگان کلیدی

زلزله نزدیک به گسل، زمان تناوب پالس، توزیع خرابی، قاب خمشی فولادی، شکل پذیری ویژه

Investigation the pulse period effect on seismic damage distribution pattern in special steel moment-resisting frame structures

V. Saberi, F. Goudarzi, H. Saberi, A. Sadeghi

Abstract

The damage distribution of the steel moment-resisting frame (SMRF) structures is greatly a function of the pulse period of earthquake. In addition of frequency content of earthquake, the deformation demand distribution pattern depends on the seismic intensity more. In this study, the effect of pulse period of near fault earthquakes on the damage index as inter-story drift demand distribution of SMRFs with special ductility is investigated for different performance levels, including Immediate Occupancy (IO), Life Safety (LS), and Collapse Prevention (CP) limit states. For this purpose, the seismic response parameters of three SMRFs with special ductility and 3, 9 and 15-story under the effect of 30 near fault earthquake records with different frequency characteristics are evaluated through the implementation of Incremental Dynamic Analysis (IDA). To study the effect of pulse period, the pulse-like near fault records are categorized into three groups of short, medium, and long-period records. Moreover, two numerical variables are defined to quantitatively describe the seismic demand distribution patterns over the height of the sample frames. Based on the results of this study, it is found that the concentration of the damage distribution in the SMRFs for highly nonlinear state of the seismic response, transfers to the lower stories. However, for elastic and near-elastic zones, the short-period pulse-like excitations transmit the seismic demands toward the upper and mid stories.

Keywords

Near fault earthquake, Pulse period, Damage distribution, Steel moment-resisting frame, Special ductilit

ارزیابی سطح ایمنی ساختمان‌های موجود و ارائه‌ی برآورد دقیق از میزان خطرپذیری آن‌ها در مقابل بارهای لرزه‌ای موضوعی است که می‌تواند حائز اهمیت باشد، به نحوی که با مشخص کردن سازه‌های آسیب‌پذیر و نیز تعیین بخش‌های آسیب‌پذیر سازه‌ها در مقابل بارهای لرزه‌ای احتمالی، می‌توان نسبت به اعمال راهبردهای مقاوم‌سازی و اتخاذ تصمیمات مناسب برای تقویت آنها اقدام کرد. بنابراین، تشخیص نقاط آسیب‌پذیر سازه در مقابل زلزله‌های آینده موضوع مهمی است که در اتخاذ تصمیمات مقاوم‌سازی اهمیت شایانی دارد. عواملی چون نوع سیستم سازه‌ای، هندسه‌ی سازه، مشخصات مکانیکی و دینامیکی سیستم سازه‌ای و نیز مشخصات بار لرزه‌ای شامل شدت، محتوای فرکانسی و ... بر الگوی توزیع خرابی در اجزای مختلف سازه تأثیرگذارند. از میان این موارد، تأثیر پارامترهای محتوای فرکانسی و شدت لرزه‌ای و همچنین ارتفاع سازه بر الگوی توزیع خرابی در سازه‌های قاب خمشی فولادی موضوعی است که در این مقاله به آن پرداخته شده است. از آنجا که موضوع اصلی این تحقیق زلزله‌های نزدیک به گسل می‌باشد، زمان تناوب پالس اصلی رکورد زلزله می‌تواند به نحو مناسبی محتوای فرکانسی بار لرزه‌ای را مشخص کند. بنابراین، می‌توان گفت موضوع اصلی این تحقیق ارزیابی تأثیر زمان تناوب پالس زلزله بر توزیع خرابی در سازه‌های قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه با تعداد طبقات متفاوت و در شدت‌های لرزه‌ای مختلف می‌باشد. انتظار می‌رود نتایج این مطالعه در زمینه‌ی افزایش دقت در تعیین نقاط آسیب‌پذیر سازه که احتمال خرابی بیشتری دارند، مفید واقع گردد [۴-۱].

در این تحقیق، از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)^۱ تحت رکوردهای نزدیک به گسل با خاصیت جهت‌پذیری پیش‌رونده که دارای خاصیت پالسی می‌باشند، برای سه سازه‌ی نمونه با تعداد طبقات ۳، ۹ و ۱۵ استفاده شده است. همچنین، طراحی در نرم افزار Etabs [۵] و مدل‌سازی غیرخطی در نرم‌افزار SeismoStruct [۶] انجام شد. برای انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌زمانی از رکوردهای نزدیک به گسل با خاصیت جهت‌پذیری پیش‌رونده که دارای خاصیت پالسی می‌باشند، استفاده شد. برای ارزیابی تأثیر زمان تناوب پالس بر الگوی نیازهای لرزه‌ای، رکوردهای نزدیک به گسل بر اساس مقدار زمان تناوب پالس اصلی، به سه دسته تقسیم‌بندی شده‌اند. از مقایسه‌ی نتایج حاصل برای این سه مجموعه رکورد می‌توان

دریافت که تغییر در زمان تناوب پالس اصلی رکورد زلزله چگونه می‌تواند بر الگوی توزیع خرابی در ارتفاع سازه‌های قاب خمشی فولادی مؤثر باشد.

۲- پیشینه‌ی نظری تحقیق

زلزله‌های نزدیک به گسل به رکوردهایی از زلزله اطلاق می‌شود که در نزدیکی گسل‌های فعال ثبت شده و ممکن است دارای آثار پالسی باشند. قدرت تخریبی زلزله‌های نزدیک به گسل عمدتاً ناشی از اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده و یا اثر تغییر مکان ماندگار زمین می‌باشد. پدیده‌ی جهت‌پذیری پیش‌رونده زمانی رخ می‌دهد که سرعت انتشار موج زلزله نزدیک به سرعت پارگی گسل بوده و موج‌های زلزله در راستای ایستگاه مورد نظر انتشار یابند. این پدیده موجب می‌شود یک یا چند ضربه (پالس) بزرگ سرعت در ابتدای رکورد زلزله تشکیل شود [۷]. اثر تخریبی رکوردهای پالسی شکل روی سازه‌های مختلف تا حد زیادی به زمان تناوب پالس و نسبت آن با زمان تناوب ارتعاش سازه بستگی دارد [۸]. بر اساس پیشنهاد صحتی و همکارانش زمانی که نسبت زمان تناوب پالس به زمان تناوب ارتعاش سازه در بازه‌ی ۰/۵ تا ۲/۵ قرار گیرد، پالس سرعت حاکم بر پاسخ سازه خواهد بود [۹]. در مطالعه‌ای که برخی از محققین انجام دادند، مشخص شد که مقدار طیف پاسخ ارتجاعی رکوردهای نزدیک به گسل در محدوده‌ی زمان تناوب‌های بیش از ۰/۶۵ ثانیه می‌تواند تا دو برابر بیشتر از طیف مربوط به زلزله‌های دور از گسل باشد [۱۰ و ۱۱]. هر چند مطالعات بیشتر نشان داده است که بخش عمده‌ای از اثر تخریبی زلزله‌های نزدیک به گسل می‌تواند ناشی از آثار چند درجه آزاد و نیز رفتار غیرخطی سازه‌ها باشد و طیف پاسخ ارتجاعی سازه‌های یک درجه آزاد نمی‌تواند به تنهایی قدرت تخریبی این نوع زلزله‌ها را در نظر بگیرد [۱۲ و ۱۳]. برخی از محققین دیگر سعی نمودند با استفاده از روش‌های تحلیلی دیگر، اثرات مدهای بالتر بالاتر را نیز در تعیین اثر زلزله‌های نزدیک به گسل وارد کنند. برای مثال، Iwan [۱۴] و Dixiong و Gang [۱۵] با استفاده از تئوری طیف جابجایی نسبی تعمیم یافته به بررسی ارتباط بین پاسخ جابجایی نسبی انواع سیستم‌های سازه‌ای تحت زلزله‌های نزدیک به گسل پرداخته‌اند. بر اساس نتایج این مطالعه مشخص شد که رکوردهای حاوی آثار جهت‌پذیری پیش‌رونده عمدتاً مدهای بالاتر رفتار سازه را تحریک می‌کنند. البته کاربرد این تئوری به پاسخ ارتجاعی سازه‌ها محدود می‌شود. کاربردی‌ترین روش

برای این که تمامی آثار زلزله‌های نزدیک به گسل در نظر گرفته شود، استفاده از نتایج تحلیل‌های دینامیکی روی مدل‌های غیرخطی انواع سیستم‌های سازه‌ای می‌باشد. محدودیت این روش آن است که نتایج حاصل از این نوع مطالعات تا حد زیادی وابسته به مشخصات هندسی، مکانیکی و دینامیکی سازه‌ها بوده و تعمیم آن به سایر سیستم‌های سازه‌ای به سادگی امکان‌پذیر نیست. بنابراین، هنگام استفاده از نتایج این گونه مطالعات باید توجه داشت که محدودیت کاربرد نتایج به دست آمده، مد نظر قرار گیرد. مطالعات پیشین نشان داده است که خصوصیات امواج زلزله در نزدیکی گسل‌ها به نحوی است که بر قدرت تخریبی آن‌ها می‌افزاید [۱۶]. بنابراین، مطالعه‌ی نحوه تأثیرگذاری این نوع زلزله‌ها بر پاسخ لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای می‌تواند به اتخاذ تصمیم‌های بهتر در زمینه بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها در نزدیکی گسل‌های فعال کمک کند. رفتار شکل‌پذیر سازه‌های قاب خمشی فولادی ایجاب می‌کند که خرابی در طبقات سازه متناسب با مقادیر تغییرشکل طبقات آن باشد. نتایج تحقیقات پیشین نشان داده است که در محدوده پاسخ ارتجاعی هرچه نسبت زمان تناوب پالس تحریک نسبت به زمان تناوب اصلی ارتعاش سازه بزرگ‌تر باشد، اثر مدهای بالاتر کمتر است و نیازهای لرزه‌ای و به تبع آن خرابی سازه‌ای به طبقات پایینی انتقال می‌یابد. برعکس، با کاهش زمان تناوب پالس زلزله مدهای بالاتر تحریک و نیاز لرزه‌ای به سمت طبقات بالایی منتقل می‌شود [۱۷]. از طرف دیگر، هرچه شدت بار لرزه‌ای افزایش یابد، نیازهای لرزه‌ای به سمت طبقات پایینی حرکت می‌کنند [۱۸ و ۱۹]. همچنین، افزایش زمان تناوب پالس اصلی زلزله خود موجب افزایش قدرت تخریبی و میزان رفتار غیرخطی در سازه می‌شود [۲۰]. در نظر گرفتن این عوامل به صورت هم‌زمان موجب پیچیده شدن بحث ارزیابی تأثیر زمان تناوب پالس زلزله بر توزیع خرابی در سیستم‌های سازه‌ای در محدوده رفتار غیرارتجاعی می‌شود. با توجه به این که رفتار سازه‌ها تحت بارهای لرزه‌ای عمدتاً در ناحیه‌ی رفتار غیرارتجاعی رخ می‌دهد، لازم است این موضوع به‌طور دقیق مورد بررسی قرار گیرد. نتایج پژوهش‌های گذشته نشان می‌دهند با افزایش نسبت زمان تناوب پالس به زمان تناوب اصلی سازه‌ها و نیز افزایش نسبت اوج شتاب زمین به سختی جانبی سازه‌ها، پاسخ غیرخطی و خسارات سازه‌ای در مناطق نزدیک گسل افزایش می‌یابد [۲۱]. به‌علاوه، تمرکز تغییرشکل‌ها در قسمت‌های پایین سازه باعث افزایش نیروی محوری ستون‌ها و شدت یافتن اثر $P - \Delta$ در طبقات پایین سازه می‌شود [۲۲]. بررسی‌ها نشان می‌دهند بسته

به خصوصیات زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک گسل و مشخصات ارتعاشی سازه، توزیع حداکثر نیاز شکل‌پذیری طبقات در ارتفاع سازه متفاوت خواهد بود. به‌طوری‌که در بعضی موارد، پایین سازه و در برخی دیگر قسمت‌های بالای سازه بحرانی بوده است. بعضی از مطالعات نحوه توزیع تغییر شکل‌های سازه در ارتفاع را وابسته به نسبت زمان تناوب سازه به زمان تناوب پالس سرعت در حوزه نزدیک گسل می‌دانند [۲۳]. در پژوهشی دیگر، Razi و همکارانش [۲۴] نشان دادند که علاوه بر محتوای فرکانسی، میزان رفتار غیرارتجاعی در سازه نیز می‌تواند در تعیین الگوی توزیع خرابی در سازه مؤثر باشد. Güneş و Ulucan [۲۵] به ارزیابی تأثیر زمان تناوب پالس کوتاه، متوسط و بلند رکوردهای نزدیک به گسل بر الگوی نیازهای لرزه‌ای سازه‌های فولادی بلند مرتبه پرداخته‌اند. Dávalos و Miranda [۲۶] سنجشی خسارت جدیدی به عنوان FIV3 به منظور بررسی اثر زلزله‌های نزدیک به گسل دارای پالس را در سازه‌های قاب خمشی کوتاه مرتبه ۴ طبقه ارائه نمودند.

در این مقاله نیز موضوع تأثیر زمان تناوب پالس زلزله بر الگوی توزیع خرابی سازه‌های قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه برای سطوح مختلف عملکردی مورد ارزیابی قرار گرفته است.

۳- روش تحقیق

برای بررسی کمی تأثیر زمان تناوب پالس بر الگوی توزیع خرابی در سازه‌های نمونه مراحل زیر دنبال می‌شود:

۱- انتخاب سه قاب نمونه‌ی دو بعدی با تعداد طبقات ۳، ۹ و ۱۵ و طراحی و تحلیل آن‌ها بر اساس ضوابط مقررات ملی ساختمان [۲۷ و ۲۸] و استاندارد ۲۸۰۰ [۲۹].

۲- مدل‌سازی فرارارتجاعی قاب‌های نمونه با استفاده از المان‌های فایبر (رفتار فرارارتجاعی گسترده در طول المان) در نرم‌افزار SeismoStruct.

۳- انتخاب ۳۰ رکورد نزدیک به گسل با خاصیت پالسی و دسته‌بندی آن‌ها بر اساس پارامتر زمان تناوب پالس اصلی.

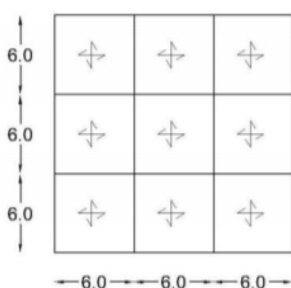
۴- رکوردهای پالس کوتاه (SP)^۱ که زمان تناوب پالس آن‌ها کمتر از دو ثانیه است.

۵- رکوردهای پالس متوسط (MP)^۲ که زمان تناوب پالس آن‌ها بین دو تا چهار ثانیه است.

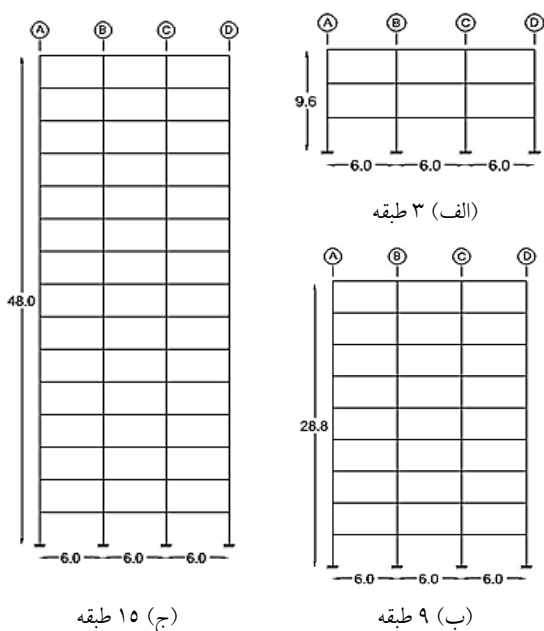
۶- رکوردهای پالس بلند (LP)^۳ که زمان تناوب پالس آن‌ها بیش از چهار ثانیه است.

۷- انجام تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) قاب‌های نمونه

برای اینکه تأثیر تعداد طبقات بر الگوی توزیع خرابی در سازه تحت انواع تحریکات لرزه‌ای مورد ارزیابی قرار گیرد، با ثابت نگاه داشتن تعداد و طول دهانه‌ها، تعداد طبقات سازه‌ها به ترتیب برابر ۳، ۹ و ۱۵ در نظر گرفته شد که به منزله‌ی سازه‌های کوتاه، میان و بلند مرتبه می‌باشد. برای سازه‌های کوتاه‌تر که درجات آزادی کمتری دارند، آثار مدهای بالاتر کمتر است و انتظار می‌رود اختلاف بین الگوی توزیع خرابی برای رکوردهای مختلف نسبت به سازه‌های بلندمرتبه کمتر باشد، زیرا اختلاف الگوی توزیع خرابی در بین رکوردهای مختلف عمدتاً ناشی از تفاوت در تحریک مدهای بالاتر می‌باشد. در ادامه پلان مشترک قاب‌ها و پیکربندی آن‌ها مطابق شکل‌های (۱) و (۲) نشان داده شده است.



شکل ۱- پلان مشترک سازه‌های مورد مطالعه



شکل ۲- نمایی از قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق

بارگذاری و طراحی قاب‌ها بر مبنای ضوابط و مشخصات

تحت هر یک از مجموعه رکوردهای انتخابی.

۵- تعیین مقدار پاسخ جابجایی نسبی طبقات برای قاب‌های نمونه تحت رکوردهای انتخابی در شدت‌های لرزه‌ای مختلف.

۶- تعیین الگوی توزیع جابجایی نسبی در شدت‌های لرزه‌ای متناظر با حالات حدی «عملکرد بی‌وقفه (IO)»، «ایمنی جانی (LS)» و «جلوگیری از فروریزش (CP)» بر اساس حداکثر جابجایی نسبی طبقات (MIDR)^۱.

۷- تعیین الگوی توزیع جابجایی نسبی قاب‌های نمونه از طریق میانگین‌گیری بین رکوردهای هر مجموعه.

۸- مقایسه‌ی الگوی توزیع جابجایی نسبی در ارتفاع قاب‌های نمونه برای هر یک از سه دسته رکورد انتخابی از طریق معرفی کمیته‌های قابل اندازه‌گیری.

۳-۱- طراحی قاب‌های نمونه

این تحقیق بر روی ۳ قاب خمشی فولادی منظم با تعداد طبقات ۳، ۹ و ۱۵ انجام شده است. میزان شکل‌پذیری این قاب‌ها از نوع ویژه است و بر اساس ضوابط مقررات ملی ساختمان [۲۷ و ۲۸] و استاندارد ۲۸۰۰ [۲۹] طراحی شده‌اند. مقدار ضریب رفتار آن‌ها برابر ۷/۵ در نظر گرفته شده است. برای بارگذاری ثقلی این قاب‌ها فرض شده است که این متعلق به یک سازه با پلان متقارن می‌باشند و قاب پیرامونی آن‌ها برای تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی انتخاب شده‌اند. بنابراین، این قاب‌ها علاوه بر بار مرده و زنده کف‌ها، بار مربوط به دیوارهای جانبی را نیز تحمل می‌کنند.

بار مرده و زنده کف برای تمامی طبقات به ترتیب برابر ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع فرض شده است. همچنین، بار دیوارهای پیرامونی نیز معادل ۶۰۰ کیلوگرم بر متر در نظر گرفته شد. با توجه به اینکه امکان تعریف بار مثلی و دوزنقه‌ای برای تعریف بار گسترده روی تیرها در نرم‌افزار SeismoStruct وجود ندارد، ناگزیر از بار خطی معادل آن برای تعریف بار ثقلی سازه استفاده و در طراحی نیز همین الگو برای قاب‌ها در نظر گرفته شد. بر این اساس، بار ثقلی تیرها که حاصل جمع بار مرده و زنده سهم آن تیر است، با احتساب بار مرده و زنده کف‌ها و دیوارهای پیرامونی در تمامی طبقات برابر ۱۱۰۰۰ نیوتن بر متر فرض شد. همچنین، برای لحاظ بارهای منتقل شده از طرف تیرهای عمود بر صفحه قاب، بارهای نقطه‌ای معادل ۵۰۷۶۶ نیوتن و ۶۶۲۱۸ نیوتن به ترتیب به ستون‌های کناری و میانی تمامی طبقات اعمال گردید.

فنی ارائه شده در مباحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان صورت پذیرفته است. برای این منظور از روش طراحی ضرایب بار و مقاومت (LRFD) استفاده شد. طراحی سازه‌ها با استفاده از نرم‌افزار Etabs انجام شد. بر اساس نتایج تحلیل‌های نرم‌افزاری، به غیر از قاب سه طبقه، برای دو قاب دیگر، کنترل معیار جابجایی نسبی مجاز حاکم بر طراحی بوده است و به عبارت دیگر، تیرها و ستون‌ها برای تأمین سختی کافی برای محدود کردن تغییر مکان‌های جانبی سازه بزرگ‌تر از مقدار مورد نیاز برای کنترل ظرفیت باربری آنها انتخاب شده‌اند. برای قاب سه طبقه عمدتاً مشکلی در رابطه با کنترل جابجایی نسبی وجود نداشت و تیرها و ستون‌ها بر اساس نسبت تنش ارائه شده توسط نرم‌افزار طراحی شدند. مصالح به‌کاررفته در تمامی مقاطع از فولاد نوع ST37 با تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال و مدول ارتجاعی ۲۱۰ گیگاپاسکال می‌باشد. با توجه به اینکه این سازه‌ها در شهر تهران قرار دارند که در ناحیه با خطر لرزه‌خیزی خیلی زیاد واقع است، مقدار شتاب مبنای طرح برابر $0.35g$ در نظر گرفته شده است. تمامی سازه‌های نمونه روی خاک نوع سه قرار دارند و ضریب اهمیت آن‌ها نیز برابر یک در نظر گرفته شد. با توجه به اینکه فرض شد که سازه‌ها در منطقه‌ای با خطر لرزه‌ای خیلی زیاد واقع‌اند، تمامی مقاطع تیر و ستون شرایط فشرده‌گی لرزه‌ای را برآورده می‌سازند، به نحوی که احتمال بروز پدیده‌هایی چون کماتش موضعی جان و سایر مدهای خرابی موضعی به حداقل برسد و رفتار چرخه‌ای المان‌ها در برابر بارهای زلزله به صورت پایدار و در چرخه‌های بدون زوال سختی و مقاومت و نیز بدون شکست ترد در اتصالات صورت گیرد. با این فرض، می‌توان برای مدل‌سازی رفتار فرار ارتجاعی اعضای باربر لرزه‌ای از رفتار چرخه‌ای الاستوپلاستیک کامل استفاده کرد. در این مطالعه، مقدار ضریب سخت‌شدگی کرنشی ۳ درصد در نظر گرفته شد.

بر اساس ضوابط ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ مقدار تغییر مکان نسبی طبقات در سازه‌های پنج طبقه و کمتر نباید از 0.25 برابر ارتفاع آن طبقه تجاوز کند. این مقدار برای سازه‌هایی با تعداد طبقات بیشتر به 0.2 برابر ارتفاع طبقه محدود می‌شود. بنابراین، با منظور کردن اینکه مقدار C_d برای قاب‌های خمشی فولادی برابر 0.5 می‌باشد، مقدار نسبت تغییر مکان جانبی ارتجاعی طبقات قاب سه طبقه باید از $C_d/0.25$ کمتر باشد و برای قاب‌های ۹ و ۱۵ طبقه نیز باید از $0.2/C_d$ کمتر باشد. این ضابطه در طراحی تمامی قاب‌ها در

نظر گرفته شده است. در جدول (۱)، مقاطع طراحی تیرها و ستون‌ها برای قاب‌های نمونه آمده است.

۳-۲- مدل‌سازی غیرخطی

مدل‌سازی غیرخطی سازه‌های نمونه به‌صورت دوبعدی و در نرم‌افزار SeismoStruct به انجام رسیده است. برای این منظور از المان‌های فایبر با رفتار غیرخطی گسترده استفاده شده است. در این مطالعه برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی مصالح از منحنی‌های تنش‌کرنش دوخطی با خاصیت سخت‌شدگی کرنشی معادل ۳ درصد استفاده شده است. در این کار پژوهشی، برای تعریف رفتار غیرخطی اجزای سازه‌ای از المان‌های فایبر با رفتار غیرخطی محدود (FBPH) استفاده شده است. همچنین، برای فرمول‌بندی رفتار غیرخطی در طول المان از مدل ارائه‌شده توسط Scott و Fenves استفاده شد [۲۳]. در این نوع المان‌ها، رفتار غیرخطی به صورت گسترده در دو بخش انتهایی که طول آن توسط کاربر قابل تعریف است، مدل‌سازی می‌شود. نتایج تحلیل‌های حساسیت نشان می‌دهد که اگر طول ناحیه‌ی پلاستیک انتهایی برابر 15% طول کل عضو در نظر گرفته شود، نتایج دقیق‌تری حاصل می‌گردد. مزیت استفاده از مدل‌های فایبر این است که اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی به صورت لحظه‌ای و با دقت مناسب در نظر گرفته می‌شود. در این نوع مدل‌ها، رفتار غیرخطی به شکلی است که اندرکنش بین لنگر خمشی و نیروی محوری در تمامی المان‌ها با دقت مناسب تخمین زده می‌شود؛ هرچند این مدل‌ها قابلیت مدل‌سازی شکست ترد در اتصالات را ندارند.

نرم‌افزار SeismoStruct قادر است تا رفتار غیرخطی هندسی را نیز در تحلیل‌های دینامیکی در نظر بگیرد و این نوع رفتار در مدل‌سازی کلی سازه‌ها لحاظ گردیده است. بنابراین، تیرها و ستون‌ها با استفاده از مدل‌های فایبر مدل‌سازی شده‌اند. برای افزایش دقت در مدل‌سازی المان‌ها، مقطع هر یک از المان‌های قابی به ۱۵۰ فایبر تقسیم‌بندی شد. همچنین، از اندرکنش سقف و تیرها صرف‌نظر و کف‌ها به‌صورت دیافراگم صلب تعریف شد. با توجه به مدل‌سازی دوبعدی سازه، از اثرات پیچش در سازه صرف‌نظر شده است. شرایط تکیه‌گاهی در این بررسی به‌صورت صلب در نظر گرفته شده و از اثرات اندرکنش خاک و سازه نیز صرف‌نظر شده است. در بخش بارگذاری سازه، بارهای مرده و زنده به‌صورت گسترده به تیرهای تراز هر طبقه و جرم لرزه‌ای به‌صورت جرم متمرکز به گره‌های تراز هر طبقه

درصد در نظر گرفته شده است.

اختصاص یافته است. میزان میرایی کل سازه به صورت میرایی رایلی، برای مد اول برابر ۲ درصد و برای مد دوم ارتعاش برابر ۵

جدول ۱- مقاطع طراحی شده تیرها و ستون‌ها برای قاب‌های نمونه

تیرها	ستون‌های میانی	ستون‌های کناری	طبقات	قاب‌ها
IPE 36	BOX 24×1.6	BOX 22×1.25	تمام	۳ طبقه
IPE 45	BOX 36×2.5	BOX 30×2.5	۱-۳	۹ طبقه
IPE 45	BOX 32×2.5	BOX 26×2.5	۴-۵	
IPE 40	BOX 30×2.5	BOX 24×2	۶-۷	
IPE 36	BOX 24×1.4	BOX 22×1.25	۸-۹	
IPE 55	BOX 40×3	BOX 36×2.8	۱-۳	۱۵ طبقه
IPE 55	BOX 38×2.8	BOX 32×2.5	۴-۶	
IPE 55	BOX 34×2.5	BOX 28×2	۷-۱۰	
IPE 50	BOX 34×2.5	BOX 28×2	۱۱	
IPE 45	BOX 32×2	BOX 24×2	۱۲-۱۳	
IPE 36	BOX 24×1.6	BOX 22×1.4	۱۴-۱۵	

۳-۳- تحلیل دینامیکی غیرخطی

در تحلیل‌های IDA، ضرایب مقیاس طوری انتخاب گردیده‌اند که رفتار خطی متناظر با زلزله‌های خفیف تا رفتار غیرخطی متناظر با زلزله‌های خیلی شدید در ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها مد نظر قرار گیرند. با توجه به اینکه هدف از انجام این تحقیق برآورد نیازهای تغییر مکانی سازه‌های نمونه در حدود عملکردی از پیش تعیین شده می‌باشد، مقادیر پاسخ جابجایی نسبی طبقات برای این حدود از طریق درونیایی بین مقادیر به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی حاصل می‌شود. براساس ضوابط استاندارد FEMA-356 [۳۰] حدود عملکردی عملکرد بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش به ترتیب منطبق بر حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌های معادل ۰/۷۵، ۲/۵ و ۵ درصد می‌باشد. از آنجا که پاسخ سازه‌های نمونه تنها برای مقادیر مشخصی از شدت‌های لرزه‌ای از تحلیل IDA به دست می‌آید، برای تعیین پاسخ سازه در شدت‌های متناظر با حدود عملکردی مورد نظر از درونیایی استفاده می‌شود.

۳-۴- معرفی رکوردهای انتخابی

برای انتخاب مجموعه رکوردهای نزدیک به گسل معیارهای مختلفی توسط محققین پیشنهاد شده است. در این مطالعه منظور از رکوردهای نزدیک به گسل، شتاب‌نگاشت‌های ثبت شده در نزدیکی یا نزدیکی گسل‌های فعال است که پالس بزرگی در رکورد سرعت دارند و حاوی اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده باشند.

معتبرترین شاخص کمی برای تمایز رکوردهای حاوی اثرات

جهت‌پذیری از سایر رکوردهای زلزله، معیار سه‌گانه Baker [۳۱] می‌باشد. بر این اساس، رکوردهایی حاوی اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده هستند که سه شرط زیر را برآورده سازند:

۱- پالس سرعت در ابتدای رکورد زلزله پدیدار شود.

۲- حداکثر سرعت زمین (PGV) بیشتر از ۳۰ سانتی‌متر بر ثانیه باشد.

۳- مقدار شاخص پالس حداقل برابر ۰/۸۵ باشد.

شاخص پالس (PI) در واقع نسبت بزرگی پالس اصلی زلزله نسبت به شتاب‌نگاشت اصلی زلزله می‌باشد که از رابطه‌ی (۱) محاسبه می‌شود:

$$PI = \frac{1}{1 + e^{-23/3+14/6(PGV \text{ ratio})+20/5(energy \text{ ratio})}} \quad (1)$$

در این رابطه، پارامترهای PGV ratio و energy ratio به ترتیب نسبت حداکثر سرعت زمین و انرژی پالس اصلی به شتاب‌نگاشت اصلی زلزله می‌باشند. با توجه به اینکه پالس رکورد زلزله تأثیر مهمی بر توان تخریبی آن‌ها دارد، در این پژوهش دسته‌بندی رکوردهای زلزله بر اساس زمان تناوب پالس آن‌ها انجام شد. براساس آنچه نتایج پژوهش‌های محققین پیشین نشان داده است، هنگامی که نسبت زمان تناوب اصلی ارتعاش سازه به زمان تناوب پالس اصلی (T/T_p) در بازه‌ی ۲/۵ تا ۰/۵ قرار بگیرد، خاصیت پالسی رکوردهای زلزله بر پاسخ سازه حاکم است. همچنین، نتایج تحقیق Kumar و همکارانش [۳۲] نشان



داد که از دیدگاه نحوه تأثیرگذاری بر پاسخ لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی، می‌توان رکوردهای زلزله را به سه دسته زمان تناوب کوتاه، زمان تناوب متوسط و زمان تناوب بلند تقسیم‌بندی کرد. همچنین میزان غیرخطی شدن رفتار سازه‌ها به رکوردهای انتخاب شده بستگی دارد بر اساس این یافته‌ها، رکوردهای جهت‌پذیری انتخاب شده به صورت زیر به سه دسته تقسیم‌بندی شده‌اند:

۱- رکوردهای پالس کوتاه (SP) با شرط $t_p < 2s$.

۲- رکوردهای پالس متوسط (MP) با شرط $2s \leq t_p \leq 4s$.

۳- رکوردهای پالس بلند (LP) با شرط $t_p > 4s$.

در این تحقیق، علائم SP، MP و LP به ترتیب برای اشاره به رکوردهای پالس کوتاه، پالس متوسط و پالس بلند (مطابق دسته‌بندی بالا) به کار می‌رود. هر یک از سه مجموعه رکورد SP، MP و LP دارای ده شتاب‌نگاشت هستند که همگی روی خاک نوع سه ثبت شده‌اند. مشخصات رکوردهای انتخاب شده شامل بزرگا، فاصله از گسل، زمان تناوب پالس اصلی در جدول (۲) ارائه شده است. در این جدول، عبارت‌های T_m و T_p به ترتیب زمان تناوب پالس اصلی زلزله و زمان تناوب غالب رکورد زلزله می‌باشند. پارامتر زمان تناوب غالب زلزله (T_m) برای مجموعه رکوردهای نزدیک به گسل از رابطه‌ی ارائه شده توسط Rathje و همکارانش [۳۳] که بر اساس میانگین‌گیری وزنی مجذور مقادیر طیف فوریه رکورد زلزله در بازه‌ی فرکانسی 0.25 تا 20 هرتز قرار دارد، محاسبه گردیده است. زمان تناوب غالب زلزله، محتوای فرکانسی بخش غیرپالسی (بخش باقیمانده) نگاشت زلزله را نیز شامل می‌شود. شایان ذکر است که در رابطه با زلزله‌های نزدیک به گسل، بیشترین اثر تخریبی در مؤلفه‌ی عمود بر راستای گسلش پدیدار می‌شود. همچنین مقادیر نسبت حداکثر سرعت زمین به حداکثر شتاب زمین با عبارت PGV/PGA برای رکوردهای انتخابی ارائه شده است. مقدار این ضریب به عنوان شاخصی برای اندازه‌گیری توان تخریبی رکوردهای جهت‌داری دارای اهمیت می‌باشد.

۳-۵- توزیع نیازهای تغییرمکانی در ارتفاع سازه

الگوی توزیع نیازهای تغییرمکانی تا حد زیادی به تراز رفتار غیرخطی سازه بستگی دارد. معمولاً کمیت مورد استفاده برای اندازه‌گیری میزان رفتار غیرخطی در سازه‌های قاب خمشی «جابجایی نسبی طبقه» یا «شکل‌پذیری طبقه» در نظر گرفته می‌شود. برای این مطالعه از پارامتر حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در سازه (MIDR) برای برآورد درجه رفتار غیرخطی

در سازه استفاده شد. با توجه به اینکه سطوح مختلف عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس میزان رفتار فرارتنجایی در آن اندازه‌گیری می‌شود، استانداردهای مختلف حدود عملکردی را بر اساس حداکثر جابجایی نسبی طبقات ارائه می‌دهند. بنابراین آنچه در استاندارد FEMA-356 آمده است، می‌توان حدود عملکردی را به صورت زیر بیان کرد:

- حالت حدی عملکرد بی‌وقفه (IO) متناظر با MIDR کمتر

از 0.75 درصد.

- حالت حدی ایمنی جانی (LS) متناظر با MIDR بین 0.75

تا $2/5$ درصد.

- حالت حدی جلوگیری از فروریزش متناظر با MIDR بین

$2/5$ تا 5 درصد.

حد جابجایی نسبی 0.75 درصد معادل سطح عملکرد بهره‌برداری بی‌وقفه که رفتار نزدیک به ارتجایی سازه‌ها می‌باشد، حد $2/5$ درصد معادل حد جابجایی نسبی استاندارد 2800 می‌باشد که معادل حد عملکرد ایمنی جانی است و حد جابجایی نسبی 5 درصد بر اساس ضوابط استاندارد FEMA-356 بیانگر حد جلوگیری از فروریزش سازه‌ها است. بنابراین، تغییرات جابجایی نسبی در ارتفاع هر یک از سازه‌های نمونه برای سه مقدار مختلف MIDR برآورد شد و مورد ارزیابی قرار گرفت. برای تعیین تابع شکل توزیع جابجایی نسبی نسبی طبقات در ارتفاع سازه، مقادیر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در هر طبقه بر مقدار حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در کل سازه تقسیم و به جای عبارت IDR از عبارت NIDR استفاده می‌شود که مقدار بیشینه آن در ارتفاع سازه برابر یک است. به این ترتیب، میانگین‌گیری از شکل توزیع جابجایی نسبی برای رکوردهای مختلف به‌سادگی صورت می‌گیرد. برای تعیین الگوی توزیع جابجایی نسبی در ارتفاع سازه برای رکوردهای مختلف، بردار میانگین برای هر مجموعه رکورد و برای درجات مختلف رفتار غیرخطی از میانگین‌گیری بین بردارهای تغییرات جابجایی نسبی رکوردهای آن مجموعه حاصل می‌شود. بنابراین، بردار میانگین تغییرات جابجایی نسبی بین طبقه‌ای برای درجات مختلف رفتار غیرخطی محاسبه می‌شود.

۳-۶- مطالعه پارامتری توزیع نیاز جابجایی نسبی طبقات

برای مطالعه کمی الگوی توزیع نیاز جابجایی نسبی طبقات دو متغیر برای اندازه‌گیری شکل توزیع جابجایی نسبی در ارتفاع سازه‌ها مطابق رابطه‌ی (۲) تعریف می‌شود:

$$B_1 = \frac{\max(IDP_i) \{i = 1:n\}}{MDR} \quad (2)$$

جدول ۲- مشخصات رکوردهای نزدیک به گسل مورد مطالعه در این بررسی

شماره	زمین لرزه و تاریخ وقوع	M W	R (km)	T_p (s)	T_m (s)	PGV (cm/s)	PGV/PGA (s)
Short Pulse records (SP set)							
۱	1983 Coalinga-05, Oil City	۵/۸	۸/۴۶	۰/۷	۰/۴۷	۴۱	۰/۰۵
۲	1986 Taiwan SMART1(40), SMART1 M07	۶/۳	۴/۰۴	۱/۶	۱/۱۷	۳۶	۰/۱۶
۳	1986 N. Palm Springs, North Palm Springs	۶/۱	۴/۰۴	۱/۴	۰/۷۶	۷۴	۰/۱۱
۴	1987 Whittier Narrows-01, Downey - Co Maintldg	۶	۲۰/۸۲	۰/۸	۰/۷	۳۰	۰/۱۳
۵	1987 Whittier Narrows-01, L - Orange Ave	۶	۲۴/۵۴	۱	۰/۶۹	۳۳	۰/۱۳
۶	1989 Loma Prieta, Gilroy Array #2	۶/۹	۱۱/۰۷	۱/۷	۰/۷۹	۴۶	۰/۱۱
۷	2004 Parkfield 02-CA, Fault Zone 9	۶	۲/۸۵	۱/۱۳	۰/۹۱	۲۴	۰/۱۶
۸	1995 Kobe, Japan, Takarazuka	۶/۹	۰/۲۷	۱	۰/۹	۷۳	۰/۱۱
۹	1995 Kobe, Japan, Takatori	۶/۹	۱/۴۷	۱/۶	۱/۲۸	۱۷۰	۰/۲۵
۱۰	1997 Northwest China-03, Jiashi	۶/۱	۱۷/۷۳	۱/۳	۰/۶۷	۳۷	۰/۱۴
Medium Pulse records (MP set)							
۱	1979 Imperial Valley-06, El Centro, Array #3	۶/۵	۰/۳۴	۲/۴	۰/۹۲	۴۴	۰/۱۳
۲	1979 Imperial Valley-06, El Centro Array #6	۶/۵	۱/۳۵	۳/۸	۱/۶۹	۱۱۲	۰/۲۶
۳	1980 Irpinia, Italy-01, Sturno	۶/۹	۱۰/۴۸	۳/۱	۱/۲۱	۴۱	۰/۱۹
۴	1981 Westmorland, Parachute Test Site	۵/۹	۱۶/۶۶	۳/۶	۰/۹۱	۳۶	۰/۲۱
۵	1987 Superstition Hills-02, Parachute Test Site	۶/۵	۰/۹۵	۲/۳	۱/۱۷	۱۰۷	۰/۲۶
۶	1989 Loma Prieta, Alameda Naval Air Stn Hanger	۶/۹	۳۱	۲۱	۱/۰۷	۳۲	۰/۱۵
۷	1992 Erzincan, Turkey, Erzincan	۶/۷	۴/۵۸	۲/۷۲	۱/۵۵	۹۵	۰/۲
۸	1992 Cape Mendocino, Petrolia	۷	۸/۱۸	۳	۰/۷۵	۸۲	۰/۱۴
۹	1994 Northridge-01, Jensen Filter Plant	۶/۷	۵/۴۳	۳/۵	۱/۰۷	۶۷	۰/۱۳
۱۰	1994 Northridge-01, Newhall - W Pico Canyon Rd	۶/۷	۵/۴۸	۲/۴	۱/۶۳	۸۸	۰/۲۱
Long Pulse records (LP set)							
۱	1979 Imperial Valley-06, EC County Center FF	۶/۵	۷/۳۱	۴/۵	۱/۳۳	۵۴	۰/۳۱
۲	1979 Imperial Valley-06, El Centro Array #11	۶/۵	۱۲/۴۵	۷/۴	۰/۵۵	۴۱	۰/۱۱
۳	1979 Imperial Valley-06, El Centro Array #7	۶/۵	۰/۵۶	۴/۲	۱/۳۷	۱۰۹	۰/۲۴
۴	1979 Imperial Valley-06, El Centro Differential Array	۶/۵	۵/۰۹	۵/۹	۰/۷۷	۶۰	۰/۱۵
۵	1979 Imperial Valley-06, Holtville Post Office	۶/۵	۷/۶۵	۴/۸	۰/۸۱	۵۵	۰/۲۲
۶	1989 Loma Prieta, Saratoga - Aloha Ave	۶/۹	۸/۵	۴/۵	۰/۹۶	۵۶	۰/۱۶
۷	1992 Landers, Yermo Fire Station	۷/۳	۲۳/۶۲	۷/۵	۰/۹۶	۵۳	۰/۲۴
۸	1999 Chi-Chi, Taiwan, CHY101	۷/۶	۹/۹۶	۴/۸	۱/۰۷	۸۵	۰/۱۹
۹	1999 Chi-Chi, Taiwan, TCU101	۷/۶	۲/۱۳	۱۰	۰/۸۷	۶۸	۰/۳۳
۱۰	1999 Chi-Chi, Taiwan, TCU136	۷/۶	۸/۲۹	۱۰	۰/۹۹	۵۲	۰/۳۱

در این روابط، i شماره طبقه، n تعداد کل طبقات و EDP کمیت پاسخ موردنظر می‌باشد. با داشتن بردار تغییرات جابجایی نسبی بین طبقه‌ای برای درجات مختلف رفتار غیرخطی، مقادیر پارامترهای ذکرشده برای هر یک از قاب‌های نمونه و تحت هر یک از رکوردهای زلزله اندازه‌گیری شده و از میانگین‌گیری بین

میانگین نیاز جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در طبقات یک‌سوم بالایی سازه به میانگین پاسخ در کل طبقات که از رابطه‌ی (۳) به دست می‌آید:

$$B_2 = \frac{\text{mean}(EDP_{\frac{2n}{3}}, EDP_{\frac{2n}{3}+1}, \dots, EDP_n)}{n} \quad (3)$$



با توجه به منحنی‌های IDA برای سازه‌های نمونه می‌توان دریافت که تأثیر رکوردهای مختلف بر پاسخ لرزه‌ای قاب‌های سازه‌ای حتی در شدت‌های لرزه‌ای یکسان، مشابه نیست. به عنوان مثال، برای قاب ۱۵ طبقه تحت رکوردهای پالس بلند که از یک دسته هستند، تفاوت بین منحنی‌های مختلف آشکار است. این تفاوت طبیعی است و به ویژگی‌های خاص هر رکورد زلزله مرتبط می‌شود.

برای مقایسه‌ای منطقی و دقیق بین پاسخ سازه‌ها در مقابل انواع تحریکات لرزه‌ای، می‌توان منحنی میانگین IDA را برای هر یک از سازه‌ها و تحت هر یک از مجموعه رکوردهای انتخابی تهیه کرد. برای این منظور، از میانگین‌گیری بین مقادیر شتاب طیفی در مقادیر جابجایی نسبی یکسان استفاده می‌شود. از آنجا که ممکن است در میانگین‌گیری، مقادیر جابجایی نسبی مورد نظر روی برخی منحنی‌ها موجود نباشد، از درونیابی نیز استفاده می‌شود. با استفاده از این روش، میانگین منحنی IDA سازه‌های نمونه تحت هر یک از مجموعه شتاب‌نگاشت‌ها تهیه و در یک نمودار نمایش داده شده‌اند. نتایج این مرحله در شکل (۴) ارائه شده است.

با بررسی منحنی‌های میانگین IDA قاب‌های نمونه تحت مجموعه رکوردهای انتخابی مشخص می‌شود که اثر تخریبی انواع رکوردهای زلزله بر قاب‌های خمشی به ارتفاع سازه بستگی دارد. اختلاف بین قدرت تخریبی رکوردها برای قاب‌های بلندتر بیشتر است و برای قاب ۱۵ طبقه که بیشترین ارتفاع را در بین قاب‌های نمونه دارد، اختلاف بین رکوردها زیاد است، به نحوی که رکوردهای پالس بلند و پالس متوسط نسبت به رکوردهای پالس کوتاه قدرت تخریبی بیشتری را نشان داده‌اند. به عبارت دیگر، در سازه‌ی ۱۵ طبقه که ارتفاع بزرگ‌تری دارد، رکوردهای پالس بلند در شتاب طیفی یکسان تغییر مکان بزرگ‌تر یا برابر با رکوردهای دیگر را ایجاد می‌کنند.

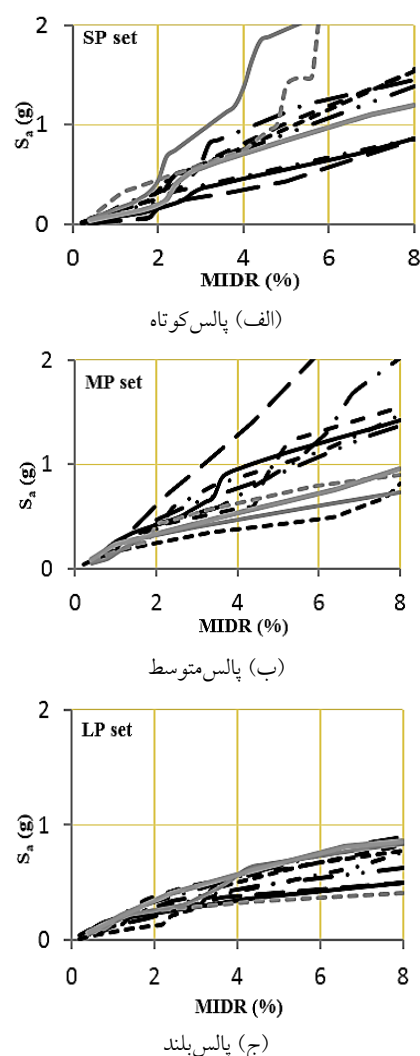
۴-۱- ارزیابی الگوی جابجایی نسبی در سطوح عملکرد مختلف

مطابق آنچه قسمت‌های قبل اشاره شد، پاسخ جابجایی نسبی طبقات برای سه سطح عملکرد مختلف متناظر با حدود MIDR برابر ۰/۷۵، ۲/۵ و ۵ درصد تعیین می‌شود. به عنوان نمونه، بردارهای توزیع MIDR برای قاب ۱۵ طبقه در شکل (۵) نشان داده شده است.

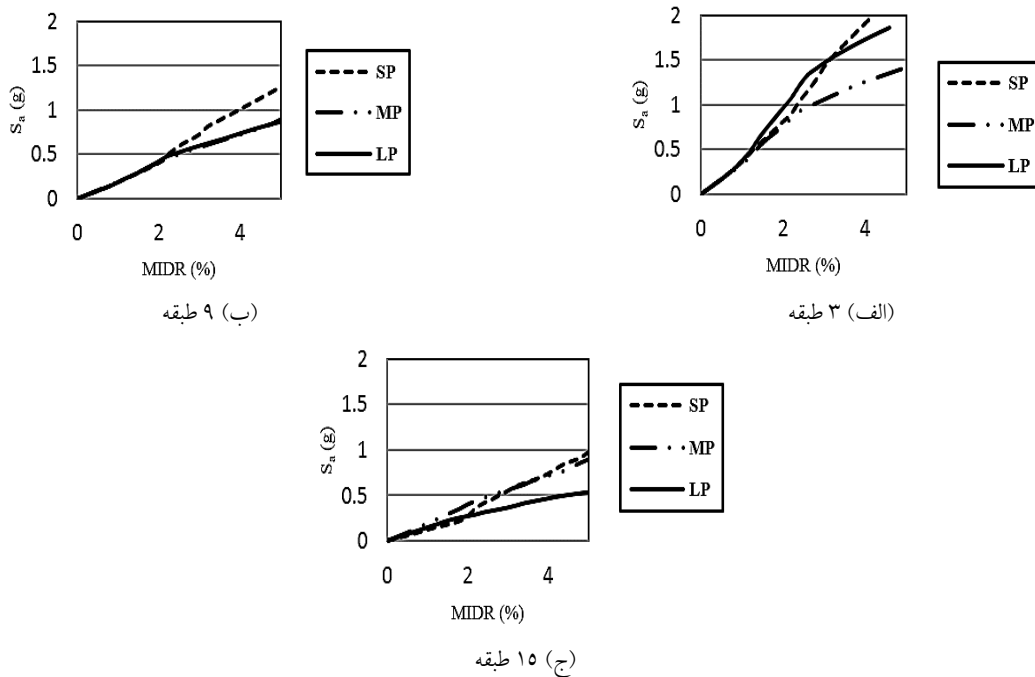
مقادیر به دست آمده برای رکوردهای هر مجموعه، مقدار میانگین پارامتر موردنظر برای آن مجموعه رکورد حاصل گردیده است. از ترسیم مقادیر میانگین پارامترهای موردنظر برحسب درجه رفتار غیرخطی (MIDR) منحنی‌هایی تولید می‌شود که برای ارزیابی تأثیر درجه رفتار غیرخطی بر الگوی توزیع جابجایی نسبی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۴- نتایج و بحث

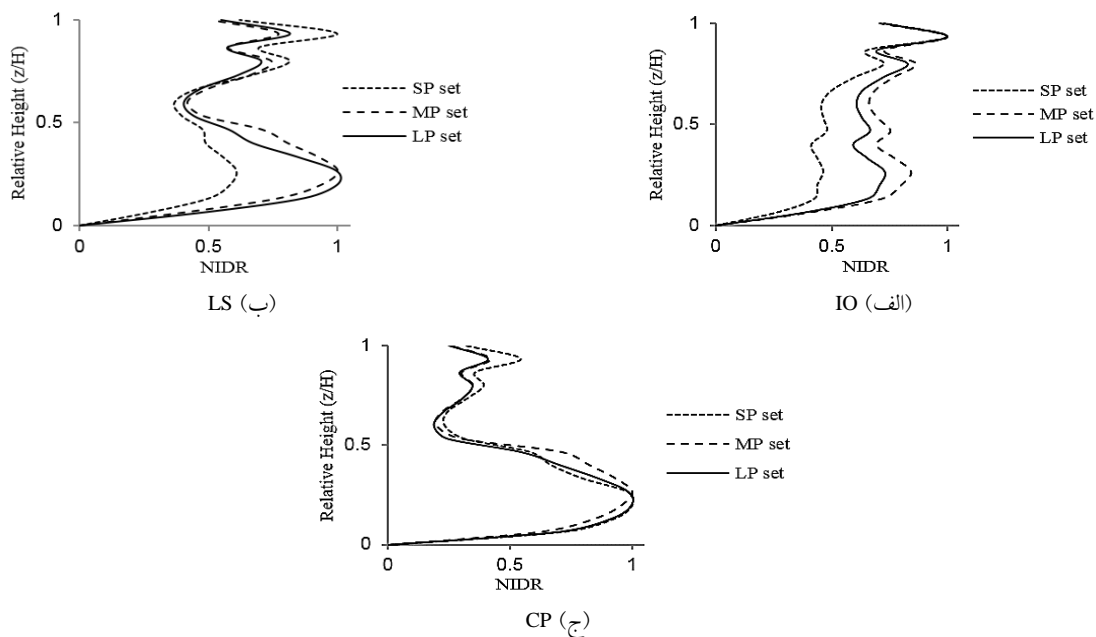
همانطور که در بخش‌های قبلی ذکر شد، از نتایج تحلیل‌های دینامیکی افزایشی جهت برآورد پاسخ لرزه‌ای سازه‌های نمونه در شدت‌های لرزه‌ای مختلف استفاده می‌شود. به عنوان نمونه، منحنی‌های IDA برای قاب ۱۵ طبقه در شکل (۳) نشان داده شده است.



شکل ۳- منحنی‌های IDA قاب ۱۵ طبقه تحت مجموعه رکوردهای مورد مطالعه



شکل ۴- منحنی‌های میانگین IDA قاب‌های مورد مطالعه تحت مجموعه رکوردهای انتخابی



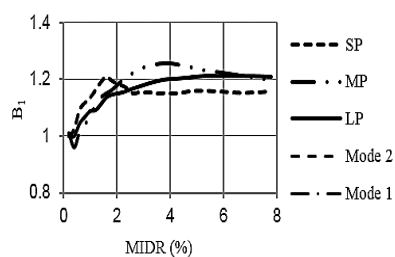
شکل ۵- منحنی‌های میانگین توزیع جابجایی نسبی نرمال شده در طبقات قاب ۱۵ طبقه برای سطوح عملکردی

کمتر شود و در عوض، تشکیل مفاصل پلاستیک در طبقات پایینی موجب تشکیل مکانیسم در طبقات پایینی و نهایتاً جلوگیری از رسیدن امواج زلزله به طبقات بالایی شود. این پدیده سبب می‌شود جابجایی نسبی طبقات پایینی نسبت به طبقات بالایی بیشتر باشد.

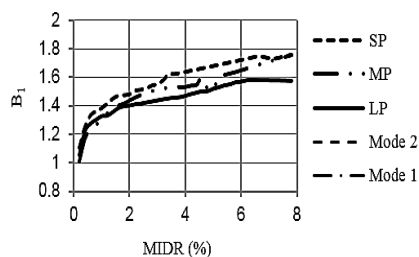
اختلاف بین الگوی توزیع جابجایی نسبی در ارتفاع برای

با توجه به شکل (۵)، مشخص می‌شود که با افزایش میزان رفتار فراررتجاعی در سازه‌ها که متناظر با حدود عملکردی نزدیک به فروریزش سازه است، تجمع نیازهای تغییرمکانی به سمت طبقات پایینی سازه حرکت می‌کند. به ویژه برای قاب‌های بلندتر و رکوردهای پالس کوتاه این قضیه بارزتر است و افزایش رفتار فراررتجاعی موجب می‌شود آثار مدهای ارتجاعی بالاتر

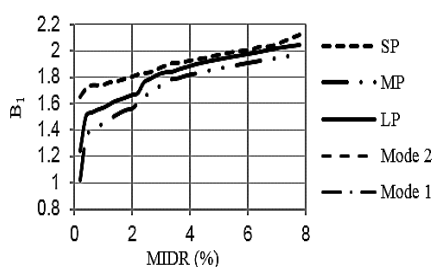
رفتار فرا ارتجاعی بر الگوی توزیع جابجایی نسبی به صورت کمی مورد بررسی قرار گیرد. تغییرات این متغیر بر حسب MIDR به عنوان کمی مؤثر در تعیین درجه رفتار غیر خطی سازه در شکل (۷) ارائه شده است. شایان ذکر است که نمودارهای مربوط به هر مجموعه رکورد از میانگین گیری بین رکوردهای آن مجموعه حاصل شده است.



الف) طبقه ۳



ب) طبقه ۹



ج) طبقه ۱۵

شکل ۶- تغییرات متغیر B_1 بر حسب MIDR برای قاب‌های مختلف

مطابق شکل (۷)، برای پارامتر B_2 مبین این قضیه است که افزایش درجه رفتار غیرخطی باعث کاهش ضریب B_2 می‌شود. این بدان معناست که با غیرخطی شدن رفتار سازه تجمع نیازهای تغییر مکانی از طبقات بالا به سمت طبقات پایینی حرکت می‌کند. این پدیده برای تمامی دسته رکوردها و سازه‌های مورد مطالعه مشهود است. همچنین مشاهده می‌شود که مقدار این ضریب برای دسته رکوردهای پالس کوتاه بیشتر از رکوردهای پالس بلند است. به ویژه در ناحیه رفتار ارتجاعی این اختلاف بارزتر است، زیرا در این محدوده از رفتار سازه اثر مدهای بالاتر باعث می‌شود رکوردهای پالس کوتاه با تحریک این مدها تجمع نیاز

رکوردهای پالس کوتاه آشکارتر است، به عنوان مثال برای قاب ۱۵ طبقه تحت رکوردهای پالس کوتاه اگر حد عملکرد IO مورد نظر باشد، طبقات بالایی پاسخ جابجایی نسبی قابل توجهی را نسبت به طبقات پایینی دارند، در حالی که برای سطح عملکرد CP که متناظر با رفتار غیرارتجاعی شدیدتری است، تجمع نیازهای تغییر مکانی به طبقات پایینی سازه منتقل می‌شود. این پدیده عمدتاً تحت اثر تشکیل مکانیسم پلاستیک در طبقات پایینی و اختلال در حرکت امواج زلزله به طبقات بالایی صورت می‌پذیرد. همچنین اثر $P - \Delta$ این پدیده را تشدید می‌کند.

۴-۲- ارزیابی متغیرهای کمی توصیف‌کننده الگوی توزیع جابجایی نسبی

در این بخش، به منظور ارائه کمیت‌های قابل اندازه‌گیری برای ارزیابی الگوی توزیع جابجایی نسبی در ارتفاع سازه‌ها، پارامترهای کمی ۲ و ۳ با استفاده از نتایج تحلیل‌های IDA تعیین می‌شوند. بر اساس نتایج به دست آمده از تحلیل‌های IDA مقادیر کمیت‌های B_1 و B_2 برای قاب‌های نمونه و تحت رکوردهای انتخابی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. نتایج به دست آمده از این مرحله در شکل (۶) ارائه می‌شود.

برآوردهای انجام شده برای متغیر B_1 نشان می‌دهد که این نسبت به نوع رکورد زلزله بستگی زیادی ندارد و عمدتاً تابع درجه رفتار غیرخطی در سازه است. بر این اساس، با افزایش درجه رفتار فرا ارتجاعی و افزایش پاسخ تغییر مکانی سازه که با متمرکز شدن نیازهای تغییر مکانی در برخی از طبقات سازه (طبقات پایینی) همراه است، مقدار متغیر B_1 افزایش می‌یابد. بر اساس نتایج حاصل از این تحقیق تغییرات این متغیر در محدوده ۱ تا ۲ می‌باشد. همچنین با مقایسه نمودارهای تغییرات B_1 برای قاب‌های مورد مطالعه مشخص می‌شود که با افزایش تعداد طبقات مقدار این ضریب افزایش می‌یابد. دلیل این امر آن است که اصولاً با افزایش تعداد طبقات توزیع تغییر مکان نسبی طبقات از حالت خطی به سمت سهموی شدن حرکت می‌کند. در واقع، با افزایش ارتفاع و مشارکت مدهای بالاتر در اتعاش سیستم سازه‌ای، یکنواختی توزیع جابجایی نسبی در ارتفاع روبه کاهش می‌نهد.

هر چند متغیر B_1 به عنوان یک کمیت کارا جهت برآورد میزان یکنواختی در توزیع جابجایی نسبی در ارتفاع قابل استفاده است، اما اطلاعاتی راجع به اینکه تجمع نیازهای تغییر مکانی در کدام طبقات سازه است در اختیار قرار نمی‌دهد. به همین دلیل از متغیر B_2 استفاده می‌شود تا تأثیر زمان تناوب پالس و درجه

ضریب بین $1/2$ تا $2/1$ با مطالعات پیشین سازگاری دارد [۳۴]. در جدول (۴) نیز مقادیر ضریب B_2 برای قاب‌های مورد مطالعه در سطوح عملکرد مختلف ارائه گردیده است.

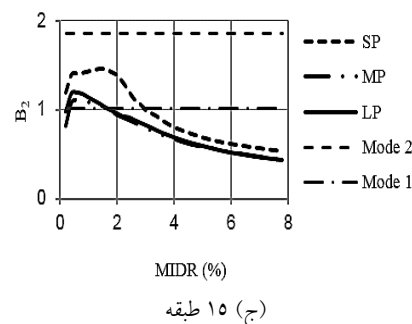
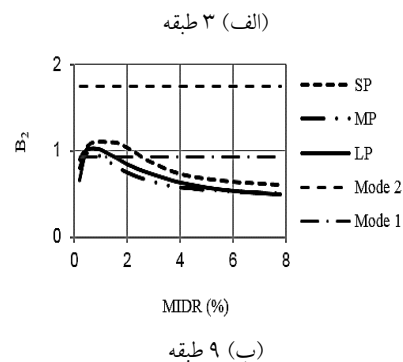
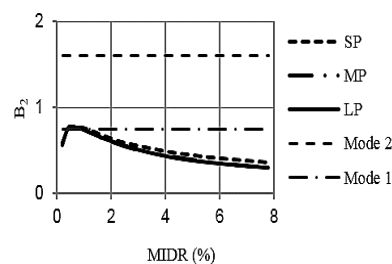
جدول ۳- مقادیر متغیر B_1 برای سطوح عملکرد IO، LS و CP

قاب‌ها	رکوردها	IO	LS	CP
طبقه ۳	SP set	$1/20$	$1/24$	$1/36$
	MP set	$1/19$	$1/25$	$1/43$
	LP set	$1/20$	$1/26$	$1/44$
طبقه ۹	SP set	$1/36$	$1/40$	$1/44$
	MP set	$1/30$	$1/35$	$1/39$
	LP set	$1/30$	$1/33$	$1/37$
طبقه ۱۵	SP set	$1/95$	$1/99$	$2/10$
	MP set	$1/50$	$1/60$	$1/63$
	LP set	$1/55$	$1/63$	$1/69$

جدول ۴- مقادیر متغیر B_2 برای سطوح عملکرد IO، LS و CP

قاب‌ها	رکوردها	IO	LS	CP
طبقه ۳	SP set	$0/78$	$0/58$	$0/40$
	MP set	$0/76$	$0/52$	$0/34$
	LP set	$0/77$	$0/53$	$0/33$
طبقه ۹	SP set	$1/10$	$0/93$	$0/61$
	MP set	$0/96$	$0/65$	$0/47$
	LP set	$1/02$	$0/74$	$0/50$
طبقه ۱۵	SP set	$1/42$	$1/25$	$0/62$
	MP set	$1/10$	$0/81$	$0/51$
	LP set	$1/18$	$0/84$	$0/52$

مقادیر به دست آمده برای ضریب B_2 حکایت از آن دارد که میزان تغییرات این متغیر قابل توجه است، به نحوی که در سطح عملکرد CP این ضریب بسیار کمتر از مقادیر متناظر با حد IO است. در واقع با افزایش رفتار فراررتجاعی و انتقال نیازهای تغییر مکانی به سمت طبقات پایینی از مقدار ضریب B_2 کاسته می‌شود. این تغییرات برای سازه‌های مختلف قابل مشاهده است. همچنین ملاحظه می‌گردد که برای قاب‌های بلندتر که مدهای بالاتر فعال‌تر هستند میزان ضریب B_2 بیشتر از قاب‌های دیگر است.



شکل ۶- تغییرات متغیر B_2 برحسب MIDR برای قاب‌های مورد مطالعه تغییر مکانی را به سمت طبقات بالایی منتقل کنند. در ادامه مقادیر کمیت‌های B_1 و B_2 برای مقادیر MIDR متناظر با حدود عملکردی IO، LS و CP که به ترتیب متناظر با MIDR معادل $0/75$ ، $2/5$ و 5 درصد می‌باشند، از روی نمودارهای ارائه شده در شکل‌های (۶) و (۷) استخراج و در جدول‌های (۳) و (۴) ارائه می‌گردد.

با توجه به مقادیر ارائه شده در جدول (۳) می‌توان دریافت که با افزایش رفتار فراررتجاعی و انتقال از سطح عملکرد IO به LS و از LS به CP میزان یکنواختی توزیع جابجایی نسبی کاهش و ضریب B_1 افزایش می‌یابد. هرچند نمی‌توان اثر زمان تناوب پالس بر این ضریب را به‌طور منظم ارائه کرد، اما به‌طور ویژه رکوردهای پالس کوتاه با تحریک مدهای بالاتر در قاب ۱۵ طبقه باعث می‌شوند عدم یکنواختی در توزیع جابجایی نسبی افزایش یابد و این پدیده با افزایش ضریب B_1 نشان داده می‌شود. همچنین، با افزایش تعداد طبقات و افزایش مشارکت مدهای بالاتر ضریب B_1 نیز افزایش یافته است. تغییرات این

۵- نتیجه‌گیری

در این تحقیق، تأثیر زمان تناوب پالس زلزله و درجه رفتار فراررتجاعی بر الگوی توزیع خرابی در ارتفاع قاب‌های خمشی فولادی مورد بررسی قرار گرفت. برای برآورد پاسخ فراررتجاعی سازه‌های نمونه به انواع رکوردهای لرزه‌ای، تحلیل‌های تاریخیچه‌زمانی با ضرایب مقیاس مختلف و در قالب تحلیل IDA برای قاب‌های نمونه به انجام رسید. جهت بارگذاری لرزه‌ای از سه مجموعه از شتاب‌نگاشت‌های نزدیک به گسل که دارای خاصیت پالسی بوده‌اند، استفاده شد. این سه دسته رکورد بر حسب زمان تناوب پالس به سه دسته‌ی پالس کوتاه، متوسط و بلند تقسیم‌بندی شدند و برای ارزیابی تأثیر زمان تناوب پالس بر توزیع خرابی قاب‌های خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه مورد مقایسه قرار گرفتند. همچنین، برای کمی‌سازی نتایج، دو متغیر B_1 و B_2 برای تشخیص الگوی توزیع جابجایی نسبی در ارتفاع سازه معرفی گردید. نتایج این تحقیق به صورت خلاصه در ذیل ارائه می‌گردد:

■ نتایج تحلیل‌ها نشان داد که اثر زمان تناوب پالس بر الگوی توزیع خرابی (برحسب تغییرمکان نسبی طبقات) می‌تواند قابل‌توجه باشد. به‌ویژه، برای قاب‌های بلندتر که درجات آزادی بیشتری دارند، اختلاف بین الگوی توزیع خرابی تحت رکوردهای مختلف افزایش می‌یابد. دلیل این موضوع، افزایش تأثیر و مشارکت مدهای بالاتر در سازه‌هایی است که تعداد درجات آزادی بیشتری دارند. بنابراین، می‌توان گفت اثر زمان تناوب پالس بر الگوی توزیع خرابی در سازه‌های قاب خمشی باید در ارزیابی عملکرد آنها تحت وقایع لرزه‌ای آینده در نظر گرفته شود.

■ با افزایش رفتار فراررتجاعی و ورود سازه به ناحیه‌ی رفتار غیرارتجاعی موجب انتقال نیاز جابجایی نسبی به طبقات پایینی سازه می‌شود. دلیل اصلی این امر افزایش اثر $P - \Delta$ در ناحیه‌ی رفتار غیرارتجاعی است که موجب وارد آمدن نیاز لرزه‌ای شدید به طبقات پایینی می‌شود. به عنوان پیشنهاد در طبقات پایینی ساختمان، به منظور افزایش تاب‌آوری در برابر زلزله، اعضای سازه‌ای مقاوم‌سازی می‌شوند تا عملکرد آنها در برابر تحریکات لرزه‌ای بهینه گردد. از دیدگاه دیگر، در شدت‌های لرزه‌ای بزرگ که مقارن با درجه رفتار فراررتجاعی قابل‌توجه است، تشکیل مفاصل پلاستیک در طبقات پایینی موجب تشکیل مکانیسم استهلاک انرژی می‌شود و این مکانیسم از انتقال موج زلزله به طبقات بالایی تا حد زیادی جلوگیری می‌کند. این درحالی است که

تشکیل مفاصل پلاستیک در طبقات بالایی تأثیر چندانی بر رفتار طبقات پایینی ندارد. بنابراین، به طور خلاصه می‌توان گفت که با افزایش رفتار فراررتجاعی در سازه، تجمع نیاز تغییرمکانی و خرابی به طبقات پایینی انتقال می‌یابد.

■ با افزایش زمان تناوب پالس زلزله، تجمع خرابی به سمت طبقات پایینی حرکت می‌کند، در حالی که با کاهش زمان تناوب پالس زلزله و هم‌نوایی با مدهای بالاتر رفتار سازه، انتقال تجمع نیازهای تغییرمکانی به سمت بالا صورت می‌گیرد. این یافته با اصول دینامیک سازه تطابق دارد، زیرا اساساً مدهای بالاتر موجب انتقال نیازهای لرزه‌ای به طبقات بالایی می‌شوند.

■ در شدت‌های لرزه‌ای زیاد، آثار مدهای ارتجاعی بالاتر کاهش می‌یابد؛ زیرا با وارد شدن سازه به ناحیه‌ی رفتار غیرارتجاعی و تغییر سختی سازه، دیگر مدهای ارتجاعی حاکم بر ارتعاش سازه نیستند. از این رو، اختلاف بین انواع رکوردهای لرزه‌ای کاهش و الگوی توزیع خرابی برای انواع رکوردها در ناحیه رفتار غیرارتجاعی تقلیل می‌یابد.

۶- مراجع

- [1] Saberi, V., Saberi, H. and Sadeghi, A., (2020), "Collapse assessment of steel moment frames based on development of plastic hinges", Journal of Science and Technology, Vol. 52, pp. 1-21. (In Persian)
- [2] Pouraminian, M., Hashemi, S., Sadeghi, A. and Pourbakhshian, S. (2020), "Probabilistic assessment the seismic collapse capacity of buckling-restrained braced frames equipped with shape memory alloys", Journal of Structural and Construction Engineering. DOI:10.22065/JSCE.2020.236804.2174. (In Persian)
- [3] Sadeghi, A., Hashemi, S. and Mehdizadeh, K. (2020), "Probabilistic assessment of seismic collapse capacity of 3D steel moment-resisting frame structures", Journal of Structural and Construction Engineering. DOI:10.22065/JSCE.2020.220306.2083. (In Persian)
- [4] Mehdizadeh, K., Karamodin, A. and Sadeghi, A. (2020), "Progressive sidesway collapse analysis of steel moment-resisting frames under earthquake excitations", Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering, Vol. 44, pp. 1209-1221.
- [5] ETABS (2015), Three dimensional analysis of building systems, Manual Computers and Structures, Inc. Berkeley, California.
- [6] SeismoStruct (2018), A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, SeismoSoft's Ltd.
- [7] Somerville, P.G., Smith, N.F., Graves, R.W. and Abrahamson N.A. (1997), "Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity", Journal of Seismol Res Lett, Vol. 68, pp. 199-222.
- [8] Alavi, B. and Krawinkler, H. (2001), "Effects of near-fault ground motions on frame structures", Report No. 138. California: The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.



- [22] Shargh, F.H. and Hosseini, M. (2011), "An optimal distribution of stiffness over the height of shear buildings to minimize the seismic input energy", *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, Vol 13, pp. 25-32.
- [23] Scott, M.H. and Fenves, G.L. (2006), "Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements", *Journal of Structural Engineering*, Vol 132, pp. 244-252.
- [24] Razi, M., Gerami, M. and Vahdani, R. (2018), "Shear demands of steel moment-resisting frames under near- and far-fault seismic excitations", *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, Vol 42, pp. 1-16.
- [25] Güneş, N. and Ulucan, Z.Ç. (2019), "Nonlinear dynamic response of a tall building to near-fault pulse-like ground motions", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 17, pp. 2989-3013.
- [26] Dávalos, H. and Miranda, E. (2021), "Robustness evaluation of fiv3 using near-fault pulse-like ground motions", *Engineering Structures*, Vol. 230, pp. 111694.
- [27] INBC. (2013), "Design and construction of steel structures", Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 10. (In Persian)
- [28] INBC. (2013), "Design loads for buildings", Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 6. (In Persian)
- [29] BHRC. (2014), "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings", Tehran: Building and Housing Research Centre, Standard No. 2800. (In Persian)
- [30] FEMA 356, (2000), "Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Washington D.C. Federal Emergency Management Agency, USA.
- [31] Baker, J.W. (2007), "Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 97, pp. 1486-501.
- [32] Kumar, M., Stafford, P.J. and Elghazouli, A.Y. (2013), "Influence of ground motion characteristics on drift demands in steel moment frames designed to Eurocode 8", *Journal of Engineering Structures*, Vol 52, pp. 502-17.
- [33] Rathje, E.M., Faraj, F., Russel, S. and Bray, J.D. (2004), "Empirical relationships for frequency content parameters of earthquake ground motions", *Earthquake Spectra*, Vol. 20, pp. 119-44.
- [34] Khaloo, A.R., Khosravi, H. and Jamnani, H.H. (2015), "Nonlinear interstory drift contours for idealized forward directivity pulses using "modified fish-bone" models", *Journal of Advances in Structural Engineering*, Vol 18, pp. 603-27.
- [9] Sehhati, R., Rodriguez-Marek, A., ElGawady, M. and Cofer, W.F. (2011), "Effects of near-fault ground motions and equivalent pulses on multi-story structures", *Engineering Structures*, Vol 33, pp. 767-79.
- [10] Su, F., Anderson, J.G. and Zeng, Y. (2006), "Characteristics of ground motion response spectra from recent large earthquakes and their comparison with IEEE Standard 693", In *Proceedings of the 8th United States National Conference on Earthquake Engineering (8NCEE)*, San Francisco, CA.
- [11] Gerami, M. and Abdollahzadeh, D. (2012), "Estimation of forward directivity effect on design spectra in near field of fault", *Journal of Basic and Applied Scientific Research*, Vol.2, pp. 8670-8686.
- [12] Gillie, J.M., Rodriguez-Marek, A. and McDaniel, C. (2010), "Strength reduction factors for near-fault forward-directivity ground motions", *Engineering Structures*, Vol. 32, pp. 273-285.
- [13] Soltangharaei, V., Razi, M. and Gerami, M. (2016), "Comparative evaluation of behavior factor of SMRF structures for near and far fault ground motions", *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, Vol. 60, pp. 75-82.
- [14] Iwan, W.D. (1997), "Drift spectrum: Measure of demand for earthquake ground motions", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, pp. 397-404.
- [15] Dixiong, Y.J.P. and Gang, L. (2010), "Interstory drift ratio of building structures subjected to near-fault ground motions based on generalized drift spectral analysis", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 30, pp. 1182-1197.
- [16] Shodja, A.H. and Rofooei, F.R. (2013), "Using a lumped mass, nonuniform stiffness beam model to obtain the interstory drift spectra", *Journal of Structural Engineering*, Vol 140, pp. 4013109.
- [17] Ghobarah, A. (2004), "On drift limits associated with different damage levels. In: *Performance-Based Seismic Design Concepts and Implementation*", *Proceedings of the International Workshop*, Bled, Slovenia, pp. 321-32.
- [18] Karavasilis, T.L., Bazeos, N. and Beskos D.E. (2008), "Drift and ductility estimates in regular steel MRF subjected to ordinary ground motions: a design-oriented approach", *Journal of Earthq Spectra*, Vol 24, pp. 431-51.
- [19] Sehhati, R., Rodriguez-Marek, A., ElGawady, M. and Cofer, W.F. (2011), "Effects of near-fault ground motions and equivalent pulses on multi-story structures", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 33, pp. 767-79.
- [20] Gerami, M. and Abdollahzadeh, D. (2015), "Vulnerability of steel moment-resisting frames under effects of forward directivity", *Journal of Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 24, pp. 97-122.
- [21] Bohlouli, Z. and Poursha, M. (2016), "Seismic evaluation of geometrically irregular steel moment resisting frames with setbacks considering their dynamic characteristics", *Journal of Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol 14, pp. 2757-2777.

پی نوشت

- ¹ Incremental dynamic analysis
- ² Short pulse
- ³ Medium pulse
- ⁴ Long pulse
- ⁵ Immediate occupancy
- ⁶ Life safety
- ⁷ Collapse prevention
- ⁸ Mid interstory drift ratio



بررسی آزمایشگاهی رفتار چرخه‌ای اتصال خمشی نوین T شکل تیر فولادی به ستون فولادی پر شده با بتن (CFT)

حمید محمدی گرفمی^۱، امید رضائی‌فر^{۲*}

۱- کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان

۲- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان

* سمنان، صندوق پستی ۳۵۱۳۱-۱۹۱۱۱، orezayfar@semnan.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۹/۰۸/۲۳، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۹/۱۲/۱۸)

چکیده

المان‌های T شکل به دلیل مزایای زیادی که دارند، از جهت سهولت اجرا، صرفه اقتصادی و شکل‌پذیری مناسب یکی از پرکاربردترین المان‌های اتصال تیر به ستون می‌باشد. استفاده از بولت‌های میان‌گذر برای برقراری اتصال بین بال سپری و بال ستون متداول است. اما انتقال مستقیم تنش‌ها به بدنه ستون، باعث تضعیف عملکرد پیچ‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای می‌شود. به همین جهت در این پژوهش در اقدامی نوآورانه از دیافراگم خارجی ستون به همراه بولت‌های میان‌گذر استفاده گردید و عملکرد مشترک و توأمان آن‌ها بر روی عملکرد اتصال مورد بررسی قرار گرفت. بر مبنای نمونه‌های صحت‌سنجی شده در نرم افزار آباکوس، دو نمونه اتصال با بولت میان‌گذر با و بدون دیافراگم خارجی طراحی و ساخته شدند سپس عملکرد آنها در آزمایشگاه مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج تحقیقات نشان داد که عملکرد کلی هر دو اتصال کاملاً مطلوب بوده و ضوابط پذیرش اتصالات صلب را بر مبنای آیین‌نامه‌های AISC و FEMA را به خوبی می‌گذرانند و می‌توانند به عنوان یک اتصال صلب در قاب‌های خمشی ویژه استفاده شوند. هر دو نمونه آزمایشگاهی بدون زوال مقاومت به دوران نسبی ۰/۰۶ رادیان دست یافتند. شکست نهایی در نمونه فاقد دیافراگم خارجی در سیکل نخست دوران نسبی ۰/۰۷ رادیان با جداسازی مهره از بولت‌های میان‌گذر اتفاق افتاد در حالی که این موضوع در نمونه دارای دیافراگم خارجی به صورت شکل‌پذیر و همراه با تغییر شکل در بال و جان تیر رخ داد.

واژگان کلیدی

اتصال خمشی تیر به ستون، ستون مرکب CFT، اتصال T شکل، بولت میان‌گذر، دیافراگم خارجی

The experimental study of the cyclic behavior of a new T-shaped bending connection of steel beam to steel column filled with concrete (CFT)

H.M. Garfamy, O. Rezaifar

Abstract

T-shaped elements are widely used in many beam-column connections due to the abundant advantages, such as ease of implementation, economic efficiency, and appropriate ductility. The through bolts were utilized to connect the Tee profile to the column flange. However, the direct transfer of stresses to the body of the column decreases the performance of bolts under the cyclic loads. Therefore, in an innovative effort, the external diaphragm of the column with the through bolt was used to evaluate the combine effect of them on the connection performance. Based on the validated models in ABAQUS software, two samples were designed and assembled with and without the external diaphragm and the performance of them was evaluated in the laboratory. The results indicated that the overall performance of both connections were quite well and they passed the acceptance criteria according to AISC and FEMA codes and can be used in the special moment resisting frames as fully restraint connections. Both experimental specimens achieved a relative rotation of 0.06 radians without strength degradation. The final failure in the specimen without the external diaphragm occurred in the first cycle of the 0.07 relative rotations with the separation of the nut from the through bolts, while this issue in the specimen with an external diaphragm is ductile and deformable in the flange and the web of beam.

Keywords

Beam-to-column flexural connection, CFT composite column, T-shaped connection, Through bolt, External diaphragm

ستون‌های مرکب پرشده با بتن (CFT) از ترکیب بتن و فولاد تشکیل شده و مزایای هر دو را دارا هستند. این ستون‌ها به علت وجود جداره پیوسته فولادی نیازی به قالب‌بندی ندارند.

ستون پرشده با بتن می‌تواند خصوصیتی از جمله مقاومت، شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی بالا را فراهم نماید [۱]. ستون فولادی پر شده با بتن علاوه بر افزایش قابل توجه ویژگی‌های سازه‌ای، می‌تواند زمان ساخت را نیز به مقدار قابل توجهی کاهش دهد [۲].

اگرچه ستون‌های قوطی شکل پر شده با بتن نسبت به ستون‌های با مقطع تو خالی معمولی از عملکرد لرزه‌ای مطلوب‌تری برخوردار هستند اما از طرفی در این نوع ستون‌ها به علت وجود بتن در مقطع اجرای ورق پیوستگی امکان پذیر نیست. بنابراین در اتصالات صلب تیر فولادی به ستون مختلط ضعف در چشمه اتصال مشاهده می‌شود [۳]. در مناطق با لرزه‌خیزی بالا استفاده از اتصال تیر به جداره ستون بدون سخت‌کننده و با جوش توصیه نمی‌شود. بنابراین در اتصال تیر فولادی به ستون مرکب پرشده با بتن می‌باشد اجرای جزئیات مناسبی که موجب کاهش اعوجاج و کرنش‌های بزرگ در بال ستون شود ضروری است [۴]. Kanatani و همکارانش به منظور ارزیابی تغییر شکل‌های خارج از صفحه اتصالات و از بین بردن مشکلات در زمینه جوشکاری، بولت‌های عبوری اتصال خمشی را به‌عنوان جایگزینی برای دیافراگم به کار بردند [۵]. Sheet و همکارانش به بررسی رفتار اتصال با بولت عبوری از ستون و همچنین ترکیب بولت و مقطع تیر عبوری از ستون پرداختند [۶]. المان‌های T شکل یکی از مهم‌ترین اجزای اتصالات تیر به ستون فولادی می‌باشد که به علت مزایایی همچون سهولت در فرآیند ساخت، حمل و نصب و شکل‌پذیری مناسب، اقتصادی و مقاوم بودن بسیار کاربردی می‌باشد. پیچ کردن بال سپری به بال ستون در ستون‌های قوطی شکل یکی از مشکلات این اتصال عنوان می‌شود. به همین دلیل در این پژوهش به‌صورت نوآورانه از بولت‌های میان‌گذر برای اتصال بال سپری به بال ستون استفاده شده است.

هدف از انجام این پژوهش معرفی و ارائه دو اتصال صلب اقتصادی و مقاوم به‌منظور بهره‌مندی در سازه‌های متشکل از ستون‌های فولادی پرشده با بتن می‌باشد که علاوه بر حل چالش‌ها و معضلات موجود و احراز ضوابط فنی آیین‌نامه‌های مربوطه، موجب تسهیل و تسریع فرآیند اجرا گردد.

اثر میزان تراکم و فشردگی بتن روی مقاومت فشاری ستون‌های CFT را Han و Yao بررسی کردند [۷]. تحقیقات Dundu روی ستون‌های CFT با تکیه‌گاه‌های ساده نشان داد که ستون‌های لاغر با کماتش سرتاسری همراه با کماتش موضعی کوچک در وسط ستون خراب می‌شوند، اما ستون‌های کوتاه با له شدن بتن همراه با تسلیم لوله فولادی گسیخته می‌شوند.

Johansson, Susantha و Hatzigeorgiou مدل‌های تحلیلی برای ستون CFT ارائه نمودند که قادر به پیش‌بینی مقاومت محوری ستون‌های CFT کوتاه با دقت مناسب می‌باشند [۸-۱۰]. De Oliveira و همکارانش با استفاده از این مدل‌ها اثر محصورشدگی روی ستون‌های CFT را مورد بررسی قرار دادند. در آزمایش‌های دی اولیورا و همکارانش مدهای شکست مختلفی مشاهده گردید که تابعی از نسبت طول به قطر، نسبت قطر به ضخامت لوله فولادی و مقاومت فشاری بتن می‌باشد [۱۱].

Chung و همکارانش، به ارزیابی اعضای CFT با مقاومت بالا تحت بار خارج از مرکز پرداخته‌اند. در تحلیل آن‌ها از فولاد پر مقاومت و بتن پر مقاومت استفاده شده است [۱۲]. Ricles و همکارانش [۱۳] نیز تحقیقاتی را بر روی رفتار چشمه‌اتصال ستون‌های CFT انجام دادند. تحقیقات آن‌ها شامل آزمایش بر روی ۱۰ نمونه اتصال خمشی با ابعاد واقعی تحت بار زلزله بود. هر نمونه اتصال تیر بال پهن به ستون جعبه‌ای با جزئیات متفاوتی بود. در این نمونه‌ها اثر تلف شدن انرژی در چشمه‌اتصال نیز بررسی شده است. همچنین مشخص گردید با استفاده از دیافراگم داخلی می‌توان چشمه اتصال را سخت‌تر کرد اما این کار باعث ایجاد تمرکز کرنش در محل سوراخ دسترسی جوش و شکست جوش می‌شود.

تحقیقات دیگر بر روی سخت‌کننده‌ها، نشان داد که اتصالات با دیافراگم خارجی مقاومت کافی و شکل‌پذیری مناسبی دارند [۱۴]. بر اساس این تحقیقات ابعاد سخت‌کننده خارجی بر ظرفیت تغییر شکل و استهلاک انرژی در این اتصالات تأثیر زیادی دارد. با افزایش نسبت بارمحوری، تغییر شکل‌های نهایی و استهلاک انرژی تجمعی اتصال کمی کاهش می‌یابد همچنین در مدل‌های کای و همکارانش از بولت فولادی جهت افزایش مقاومت برشی و درگیر کردن بتن با جداره فولادی ستون پرشده با بتن استفاده می‌شود.

Ricles و همکارانش در سال ۲۰۰۴ رفتار لرزه ای اتصالات خمشی بین تیرهای I شکل و ستون CFT را از طریق

آزمایشگاهی تحت بار چرخه‌ای بررسی نمودند. نتایج آزمایشات نشان داد که نمونه‌های شامل اتصالات جوشی با دیافراگم‌های بیرونی و داخلی و سپری‌های پیچ شده دارای مقاومت، سختی و انعطاف‌پذیری استثنایی هستند. بهترین عملکرد در نمونه‌های جوشی و پیچی زمانی است، که اتصال به گونه‌ای باشد که تمرکز تنش به حداقل برسد و مفصل پلاستیک در تیر تشکیل گردد [۱۳].

Koester و همکارانش [۱۵] تحقیقی را در ارتباط با تعیین مکانیزم انتقال نیرو و مدهای شکست اتصال خمشی سپری پیچ شده که جزئیات آن توسط رایکل و همکارانش داده شده بود، انجام دادند و مشاهده شد که گسیختگی شامل ترکیب شکست برشی چشمه اتصال و لهیدگی موضعی در محل عکس‌العمل نیروی وارده در جداره فولاد بود. سپس مدل‌ها و فرمول‌های جدید برای محاسبه برش چشمه اتصال توسعه داده شد.

تحقیقات در مورد اتصال ستون CFT در فاز سوم در سال ۲۰۰۰ افزایش یافت، وقتی که محققان بر توسعه اتصالات مختلف متمرکز شدند. بعد از آن تحقیقات جامع بر روی رفتار و عملکرد انواع جدید اتصالات ستون‌های CFT تحت بارگذاری ثابت و چرخه‌ای توسط محققان زیادی انجام شد [۱۶].

اگرچه جزئیات مختلفی برای اتصال صلب تیر به ستون مرکب پر شده با بتن معرفی شده است؛ اما اکثر آن‌ها هنوز به صورت تئوری بوده و تا رسیدن به حالت عملی و اجرایی فاصله زیادی دارند. برای مثال کین و همکارانش مطالعاتی آزمایشگاهی روی مدل‌هایی با مقیاس واقعی با دیافراگم میانی انجام دادند. با توجه به نتایج تحقیقات کین و همکارانش، اتصال با دیافراگم عبوری شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی قابل‌قبولی تحت بار لرزه‌ای از خود نشان می‌دهد.

Hu و همکارانش در سال ۲۰۱۱ کاربرد روش هوش مصنوعی را در اتصالات ستون‌های فولادی پر شده با بتن در قاب‌های خمشی مرکب مطالعه نمودند [۱۷]. این اتصالات ابداعی با استفاده از میلگردهای کششی با خصوصیات الاستیک و ظرفیت استهلاک انرژی بالا کاربرد دارد. مدل‌سازی ساده مطابق با شکل واقعی اتصال برای رسیدن به فرمول استفاده شد و مشاهده شد که قاب‌ها با اتصالات مرکب عملکرد بسیار خوبی دارند [۱۷].

سخت‌کننده خارجی (اتصال یقه‌ای) یکی از مناسب‌ترین نوع سخت‌کننده‌ها برای توسعه داخل کشور است. زیرا اجرای آن راحت‌تر و ارزان‌تر است. نتایج کارهای آزمایشگاهی و

عددی رفتار خوب اینگونه اتصالات را نشان می‌دهد. اتصالات با سپری پیچ شده رفتار لرزه‌ای مناسبی داشته و دارای مقاومت، سختی و انعطاف‌پذیری استثنایی هستند اما با مشکل گسیختگی شامل ترکیب شکست برشی چشمه اتصال و کماتش موضعی بال‌های ستون و لهیدگی موضعی در محل عکس‌العمل نیروهای وارده در جداره فولاد مواجه هستند. همچنین در صورت استفاده از این اتصال در ستون‌های جعبه‌ای پر شده با بتن به همراه بولت‌های میان‌گذر، مشکلات دیگری از قبیل شکست در مکان سوراخ‌ها در جابه‌جایی‌های بالا، تغییر طول نسبی بولت‌های عبوری تحت بارهای چرخه‌ای و کاهش سطح عملکرد آن‌ها و نیز تراکم بالای محصول قطر بولت‌های میان‌گذر به‌ویژه در اتصالات چهارطرفه به‌عنوان سدی برای عبور بتن از ناحیه اتصال بوجود خواهد آمد. به‌منظور حل این مشکلات استفاده از دیافراگم‌های خارجی و اتصال آن‌ها به سپری‌ها می‌تواند به‌عنوان یک گزینه مطلوب مطرح باشد. بدین ترتیب می‌توان از مزایای دیافراگم‌های خارجی شامل مقاومت کافی، شکل‌پذیری و جذب انرژی مناسب در ترکیب با اتصالات سپری به همراه بولت‌های میان‌گذر بهره برد و مشکلات مطرح‌شده را برطرف نمود. دیافراگم‌های خارجی بر خلاف سپری‌ها که نیروها را مستقیماً به جداره ستون وارد می‌کنند، نیروهای بال تیر را پیرامون مقطع ستون پخش کرده و مانع از تغییر شکل‌های بزرگ در مقطع ستون نسبت به اتصال با سپری می‌شوند. این در حالیست که ترکیب این دو با هم می‌تواند مشکلات اتصالاتی که صرفاً دارای دیافراگم خارجی هستند شامل اشغال فضای اطراف محل اتصال و ایجاد مشکل در هنگام اجرای دیوارهای پیرامونی، نمای ساختمان و همچنین اجرای آسانسور در چاله‌های آن‌ها، گسیختگی جوش دیافراگم به بال تیر در تغییرشکل‌های بالا و گسترش آن به بال و جداره ستون به خصوص در نواحی تحت تأثیر گرمای بالای جوش، کماتش موضعی دیافراگم خارجی، کاهش شدید سختی مماسی پس از محدوده الاستیک و در نهایت تسلیم شدید آن‌ها را نیز به خوبی مرتفع نماید و به‌نوعی این دو می‌توانند پشتیبان یکدیگر باشند. به گونه‌ای که در صورت افت مقاومت در یکی، دیگری جبران نماید. نیز ضمن عملکرد مشترک مطلوب، قطر بولت‌های میان‌گذر و ابعاد دیافراگم‌های خارجی و یا مشخصه‌های مقاومتی آن‌ها در یک اتصال ترکیبی کاهش می‌یابد و حتی بسته به نیاز می‌توان در طراحی از قطر بولت‌ها یا ابعاد دیافراگم‌های خارجی و به طور کلی ظرفیت مقاومتی یکی در یک بازه معین کاست و بر دیگری افزود. این راهکار به‌منظور مقاوم‌سازی و یا بهسازی



چشمه اتصال قوی در نظر گرفته شده است.

۲-۲ طراحی سپری‌ها، بولت‌های میان‌گذر و دیافراگم خارجی

در این مطالعه با توجه به تحقیقات انجام‌شده روند طراحی بر اساس آیین‌نامه‌های AISC 358(2016) (اتصالات پیش‌پذیرفته برای قاب‌های خمشی فولادی متوسط و ویژه در کاربردهای لرزه‌ای) [۱۸]، مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی) [۱۹] و کتاب طراحی اتصالات به روش حالات حدی (LRFD) صورت گرفته است [۲۰]. با توجه به روند و روابط کنترلی، محاسبات طراحی سپری‌ها، بولت‌های میان‌گذر و دیافراگم خارجی به صورت ذیل می‌باشد:

اتصال خمشی تیر UB ۶×۸×۱۳۳×۲۰۳ میلی‌متر به ستون BOX ۶×۲۰۰×۲۰۰ میلی‌متر پر شده با بتن به مقاومت فشاری ۴۷ مگاپاسکال مطلوب می‌باشد. اطلاعات هندسی و مشخصات تیر و ستون در جداول (۱) و (۲) به ترتیب ارائه شده است.

جدول ۱- اطلاعات هندسی و مشخصات تیر

تیر	PG. 1		
	واحد	توصیف	پارامتر
۲۱/۹	cm	عمق تیر	d_b
۲۰/۳	cm	ارتفاع جان تیر	h_w
۱۳/۳	cm	عرض بال تیر	b_f
۰/۸	cm	ضخامت بال تیر	t_f
۰/۶	cm	ضخامت جان تیر	t_w
۲۷۸۹	cm ⁴	ممان اینرسی مقطع تیر	I_b
۲۵۵	cm ³	اساس مقطع تیر	S_b
۲۸۶	cm ³	مدول پلاستیک مقطع تیر	Z_b
۲۸۱۰	kg/cm ²	تنش تسلیم فولاد	F_{ymin}
۳۶۹۰	kg/cm ²	تنش نهایی فولاد	F_{umin}
۴۹۰۰	kg/cm ²	تنش نهایی فلز الکتروود E70	F_{ue}
۷/۲۳	t.m	حداکثر لنگر خمشی تیر	M_u
۳۳۰۱۴	kg	نیروی کششی و فشاری از طرف تیر به سپری	$C_u = T_u$

خلاصه نتایج طراحی سپری‌ها و بولت‌های میان‌گذر و ضخامت ورق دیافراگم خارجی در جدول (۳) نشان داده شده است. نمای کلی اتصال در شکل (۱) نشان داده شده است.

لرزه‌ای ساختمان‌های موجود که دارای اتصالات سپری با بولت‌های میان‌گذر می‌باشند نیز می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. در بخش دوم روند طراحی اتصالات پیشنهادی ارائه شده است. بخش سوم به روند ساخت نمونه‌ها می‌پردازد و سپس در بخش چهارم پیکربندی آزمایش توضیح داده می‌شود. در بخش‌های پنجم و ششم نیز به ترتیب نتایج حاصل از آزمایش و مقایسه آنها با نتایج حاصل از آنالیز تحلیلی مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۲- طرح نمونه‌های آزمایشگاهی

در این مطالعه ابعاد تیر و ستون در هر دو نمونه ثابت در نظر گرفته شده است. اتصال بالا و پایین ستون به صورت مفصلی می‌باشد. بولت‌های میان‌گذر و دیافراگم‌های خارجی برای انتقال نیرو از تیر به ستون و مرتفع کردن نیاز به ورق پیوستگی در نظر گرفته شده اند. ابعاد سپری‌ها و قطر بولت‌ها در هر دو نمونه ثابت می‌باشد. نمونه دوم که در آن دیافراگم خارجی به مجموعه اتصال اضافه گردیده است، اتصال پیشنهادی است که در آن دیافراگم خارجی به سپری‌ها به صورت افقی اضافه گردیده است. نمونه نخست نیز اتصال سپری با بولت‌های میان‌گذر و به منظور مقایسه می‌باشد.

۲-۱-۲ طراحی و کنترل طراحی نمونه‌ها بر اساس آیین‌نامه‌ها

روند طراحی نمونه‌ها بر اساس موارد ذیل است:

۲-۱-۱-۲ کنترل فشردگی لرزه‌ای

بال و جان تیر و ستون باید از نظر فشردگی لرزه‌ای کنترل گردند. با توجه به این‌که تیر از نوع تیرورق و ستون از نوع مقطع توخالی پر شده با بتن می‌باشد، این مقاطع بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۹] و با استفاده از روابط محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اعضای فشاری با شکل‌پذیری زیاد کنترل شده‌اند.

۲-۱-۲-۲ کنترل تیر ضعیف-ستون قوی

ضابطه کنترلی تیر ضعیف-ستون قوی یکی از کنترل‌های با اهمیت در اتصالات قاب‌های خمشی ویژه می‌باشد. این کنترل بر اساس بند ۱۰-۳-۹-۲ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان انجام شده است.

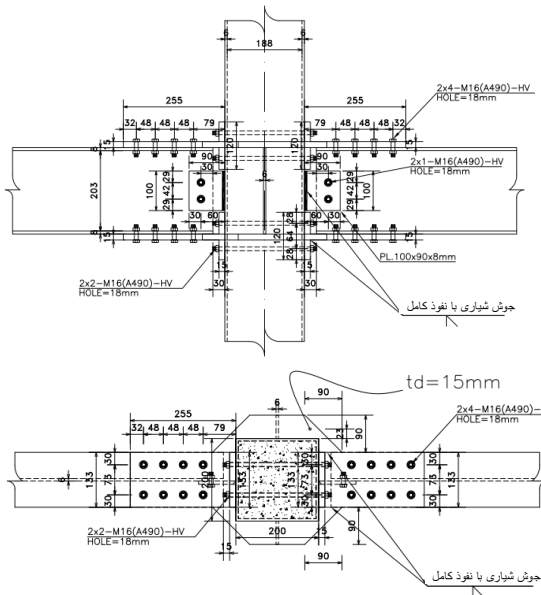
۲-۱-۳ کنترل چشمه اتصال

چشمه اتصال ضعیف موجب بیشتر شدن احتمال شکست در جوش‌های شیاری اتصال می‌شود. بنابراین، در این مطالعه



جدول ۲- اطلاعات هندسی و مشخصات ستون

ستون	C. 1		
	پارامتر	توصیف	واحد
	d_c	عمق ستون	cm
	h_w	ارتفاع جان ستون	cm
	b_{cf}	عرض بال ستون	cm
	t_{cf}	ضخامت بال ستون	cm
	t_{cw}	ضخامت جان ستون	cm
	I_c	ممان اینرسی مقطع ستون	cm ⁴
	Z_c	مدول پلاستیک مقطع ستون	cm ³



شکل ۱- شمای کلی اتصال (واحدها بر حسب میلی‌متر)

جدول ۴- مشخصات مصالح به کار رفته در تحلیل اجزاء محدود

عlongation (%)	F_u (MPa)	F_y (MPa)	نوع فولاد مصرفی	ضخامت/قطر
جان تیر				
۲۰	۴۱۴	۳۲۸	ST37	۶
بال تیر				
۲۲	۳۶۹	۲۸۱	ST37	۸
سپری و دیافراگم خارجی				
۲۲	۴۰۷	۳۱۲	ST37	۱۵
جداره ستون CFT				
۱۲	۵۹۸	۵۷۱	ST52	۶
بولت‌های میان‌گذر				
۷	۱۳۴۷	۱۲۴۰	۱۰/۹	۱۶

بر اساس آزمون کشش ورق‌های فولادی و بولت‌های میان‌گذر و آزمون تعیین مقاومت فشاری بتن مورد استفاده برای ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی به دست آمده است. پروتکل بارگذاری مورد استفاده در این تحلیل در شکل (۲) قابل مشاهده است. بارگذاری به صورت چرخه‌ای و بر اساس شرایط و پروتکل SAC [۲۱] اعمال شده است.

با توجه به اهداف از پیش تعیین شده که در راستای حل مسائل مربوط به اتصالات سپری، بولت میان‌گذر و دیافراگم خارجی و افزایش سطح عملکرد و بهینه‌تر نمودن طرح است و همچنین با توجه به محدودیت در تعداد نمونه‌های آزمایشگاهی،

جدول ۳- خلاصه نتایج طراحی سپری‌ها و بولت‌های میان‌گذر

پارامتر	توصیف	واحد	مقدار
D_b	قطر پیچ‌های اتصال جان سپری به بال تیر	cm	۱/۶
No. of Bolts	تعداد کل پیچ‌ها	-	۴
No. of Rows	تعداد ردیف‌ها	-	۲
b	عرض بال سپری در محل اتصال به بال ستون	cm	۱۳/۳
b'	عرض بال سپری در محل اتصال به بال تیر	cm	۱۳/۳
$t_{w,T}$	ضخامت جان سپری	cm	۱/۵
LT	طول سپری	cm	۲۴
b_{fT}	طول بال سپری در قسمت اتصال به ستون	cm	۱۲
D_b	قطر پیچ‌های اتصال بال سپری به بال ستون	cm	۱/۶
t_{fT}	ضخامت بال سپری	cm	۱/۵
h_{sw}	ارتفاع ورق وصله جان تیر به ستون	cm	۱۰
b_{sw}	عرض ورق وصله جان تیر به ستون	cm	۹
t_{sw}	ضخامت ورق وصله جان تیر به ستون	cm	۰/۸
n_w in each row	تعداد پیچ‌های جان	-	۲
D_w	قطر پیچ	cm	۱/۶

۳-۲ مشخصات مصالح و بارگذاری

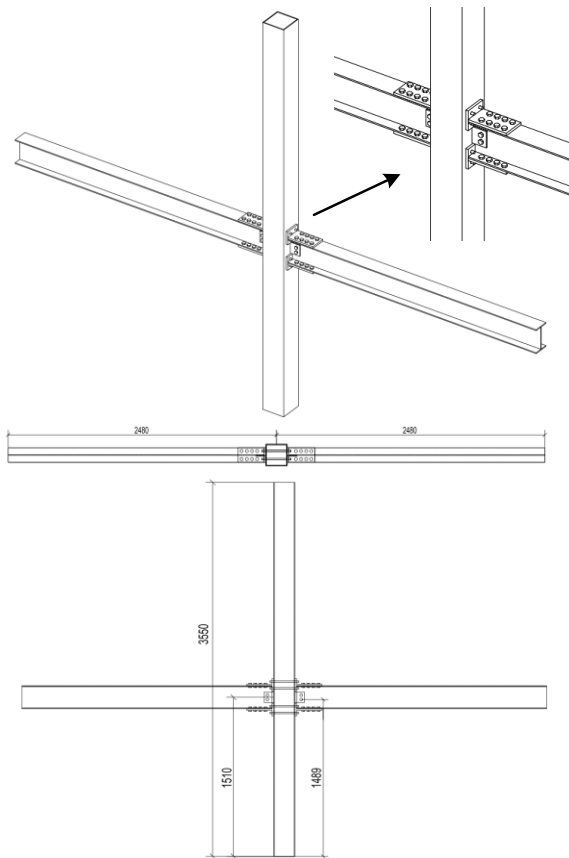
مشخصات مصالح به کار رفته در تحلیل اجزای محدود به صورت خلاصه در جدول (۴) ارائه شده است. با توجه به این که این مطالعه تحلیلی-آزمایشگاهی می‌باشد، مشخصات مصالح

داده شده است.

جدول ۵- مشخصات ابعادی و جزئیات اتصالات نمونه‌های

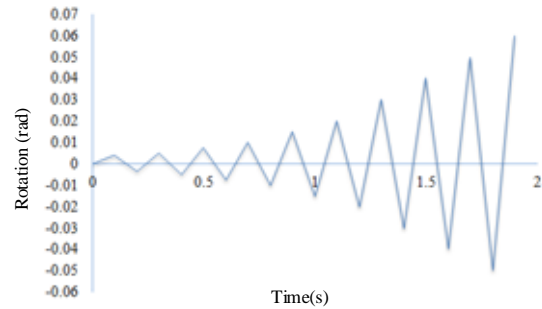
TSTB و TSTBOD

نمونه	TSTBOD	TSTB
مقطع ستون (میلی‌متر)	۲۰۰×۲۰۰×۶	۲۰۰×۲۰۰×۶
طول ستون (میلی‌متر)	۳۴۰۰	۳۴۰۰
مقطع تیر (میلی‌متر)	۲۰۳×۱۳۳×۶×۸	۲۰۳×۱۳۳×۶×۸
طول تیر (میلی‌متر)	۲۵۲۰	۲۵۲۰
طول جان و بال و عرض سپری (میلی‌متر)	۲۲۰×۱۲۰×۱۳۳	۲۲۰×۱۲۰×۱۳۳
ضخامت بال و جان سپری (میلی‌متر)	۱۵	۱۵
قطر بولت‌های میان‌گذر و پیچ‌ها (میلی‌متر)	۱۶	۱۶
ضخامت ورق اتصال جان (میلی‌متر)	۱۰	۱۰
ضخامت دیافراگم خارجی (میلی‌متر)	۱۵	-



شکل ۳- نقشه کارگاهی تیر، ستون و اتصال سپری با بولت‌های میان‌گذر

یک نمونه اتصال با سپری و بولت میان‌گذر و یک نمونه با اضافه نمودن دیافراگم خارجی به‌عنوان نمونه‌های آزمایشگاهی انتخاب شد. بدیهی است با نتایجی که از این نمونه‌ها به دست می‌آید، می‌توان توسط نرم‌افزار آباکوس به مطالعه دقیق سایر جزئیات مربوط به سپری، دیافراگم خارجی و بولت‌های میان‌گذر پرداخت.



شکل ۲- بارگذاری چرخه‌ای استفاده‌شده در تحلیل اجزاء محدود بر اساس پروتکل SAC

نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل‌های اجزاء محدود نمونه‌ها نشان داده شده است که هر دو نمونه می‌تواند نتایج خوبی در اهداف این مطالعه داشته باشد. بنابراین، یکی از نمونه‌های آزمایشگاهی بر اساس اتصال با سپری و بولت‌های میان‌گذر و دیگری با اضافه کردن دیافراگم خارجی طراحی شد. دلیل انتخاب نمونه دوم مشکلات عنوان‌شده در اتصال سپری با بولت‌های میان‌گذر تحت بارهای چرخه‌ای و تأثیر آن در عملکرد این اتصال می‌باشد. ابعاد مقطع تیر و ستون و همچنین ابعاد سپری‌ها و قطر بولت‌های میان‌گذر در هر دو نمونه آزمایشگاهی یکسان و همانند جزئیات ارائه‌شده در بخش طراحی در نظر گرفته شده است. تیرها در نمونه‌ها به صورت تیورورق و ستون از مقاطع HSS سرد نورد شده می‌باشد. دو نمونه آزمایشگاهی برای تشخیص و مجزا نمودن نتایج با نام‌های 'TSTB' و 'TSTBOD' مشخص شده‌اند، که اتصال نمونه TSTB سپری با بولت‌های میان‌گذر و نمونه TSTBOD همراه با دیافراگم خارجی متصل به سپری‌ها می‌باشد. مشخصات ابعادی و جزئیات اتصالات نمونه‌های TSTB و TSTBOD در جدول (۵) آورده شده است.

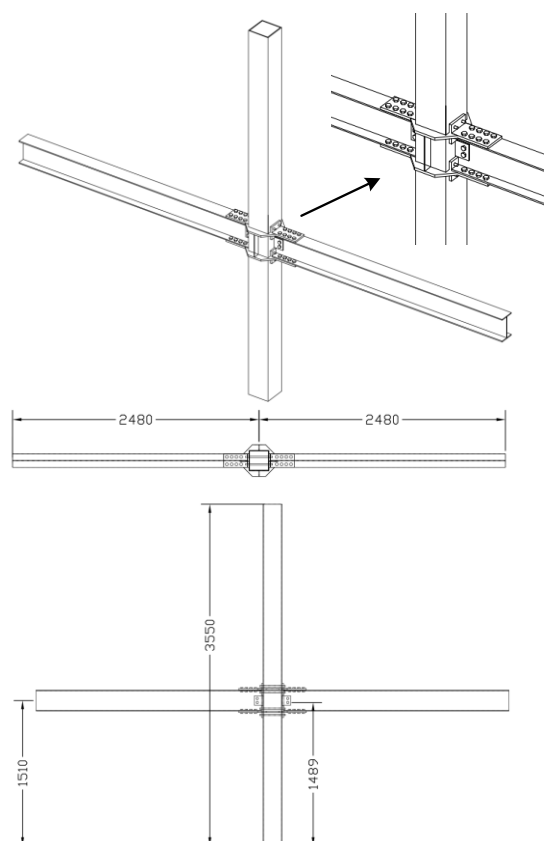
۳- ساخت نمونه‌ها

برای مشخص شدن جزئیات هندسی اجزای نمونه‌ها در نقشه‌های سازه‌ای، نقشه‌های کارگاهی^۱ تهیه گردید. نقشه‌های کارگاهی کلی مربوط به هر اتصال در شکل‌های (۳) و (۴) نشان

خودمتراکم^۳ بوده و طرح اختلاط آن در جدول (۶) آورده شده است. نسبت آب به سیمان در این طرح اختلاط ۰/۳۳ است.



شکل ۵- برشکاری، جوشکاری و سوراخکاری بال و جان سپری



شکل ۴- نقشه کارگاهی تیر، ستون و اتصال سپری با بولت‌های میان‌گذر به همراه دیافراگم خارجی

جدول ۶- طرح اختلاط بتن مورد استفاده در نمونه‌های آزمایشگاهی

مصلح	مقدار مصرفی (کیلوگرم بر متر مکعب)
سیمان	۴۵۰
شن	۶۰۰
ماسه	۱۰۰۰
پودر سنگ	۲۰۰
فوق روان کننده بتن	۳/۱۵

مصلح مصرفی در بتن شامل شن نخودی ۱۲/۵ میلی‌متر، ماسه ۶ میلی‌متر، سیمان پرتلند تیپ ۲ و پودر سنگ است. بتن توسط میکسر کارگاهی تهیه شد. نمونه‌برداری به صورت سه نمونه مکعبی به بُعد ۱۵ سانتی‌متر به منظور تست مقاومت فشاری بتن انجام گردید. ستون‌ها به صورت قائم به ستون‌های سوله کارگاه مقید شدند و بتن داخل آن‌ها ریخته شد. با گذشت ۲۸ روز از بتن‌ریزی داخل ستون‌ها و مقاوم شدن آن، بولت‌های میان‌گذر با استفاده از امپکت برقی پیش‌تیبیده شدند. به منظور حصول اطمینان از ایجاد حداقل نیروی پیش‌تیبیدگی مورد نیاز از آچار ترکمتر مدرج دارای گواهی کالیبراسیون بهره گرفته شد.

مشخصات فرآیند جوشکاری (WPS) مطابق استاندارد AWS D 1.1 [۲۲] در نظر گرفته شده است. پروفیل ستون و ورق‌های مورد نظر در اندازه‌های مشخص شده در نقشه‌ها برش خورده و سوراخکاری لازم بر روی آن‌ها صورت پذیرفت.

در مرحله بعد با توجه به مشخصات فرآیند جوشکاری، لبه ورق‌هایی که توسط جوش شیاری با نفوذ کامل به ورق یا المان دیگری متصل می‌شوند، پخ زده شده و به وسیله عملیات سنگ‌زنی آماده شدند. از همان پروفیل و ورق‌هایی که قطعات از آن برش خورده‌اند، نمونه‌هایی برای آزمون کشش فولاد آماده‌شد. پس از عملیات تسمه‌سازی، سوراخکاری و قطعه‌زنی، قطعات جوشی به هم مونتاژ و جوشکاری شد (شکل (۵)).

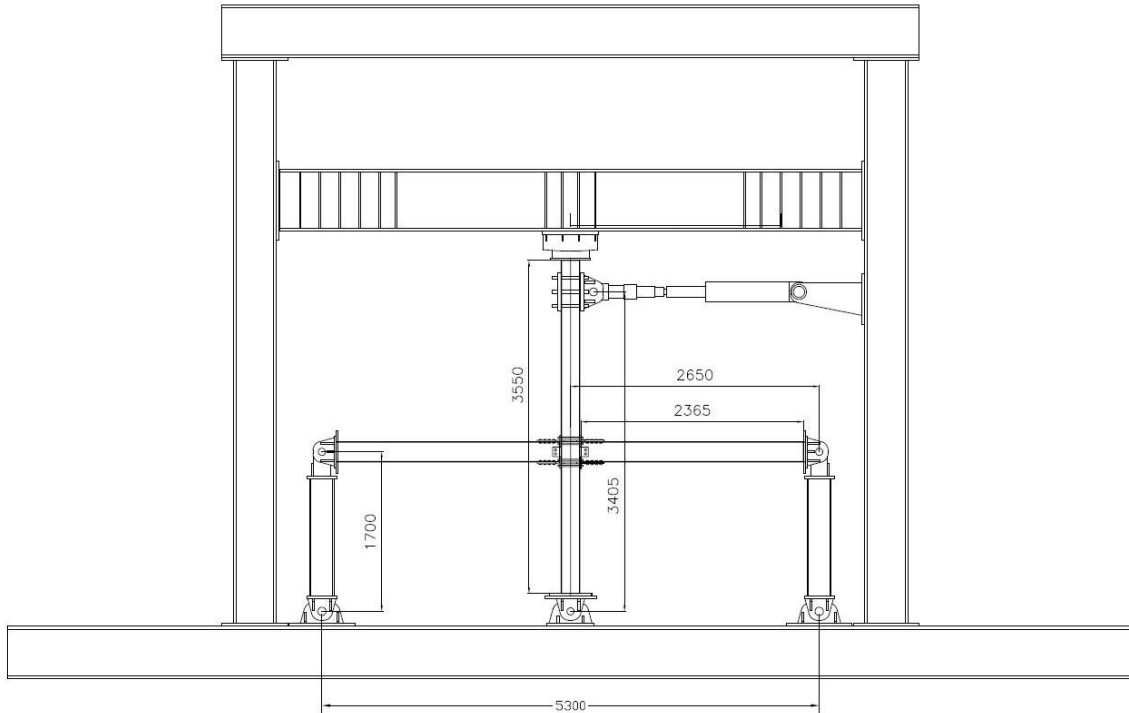
در کلیه جوشکاری‌ها از فرآیند جوش GMAW با گاز CO₂ میکس استفاده شده است. قطر الکتروود مصرفی ۱/۲ میلی‌متر می‌باشد. پس از جوشکاری جان به بال سپری‌ها، نفوذ کامل جوش با دستگاه تست تراسونیک^۲ مورد آزمایش و پذیرش قرار گرفت. در این مرحله سپری‌ها توسط پیچ‌های میان‌گذر به ستون متصل گردید. پس از نصب سپری‌ها به ستون، داخل باکس ستون بتن‌ریزی شد. بتن مورد استفاده از نوع بتن

است. به طوری که ستون به صورت قائم و تیر به صورت افقی قرار گرفته و نیرو به انتهای ستون وارد می‌شود. روش بارگذاری نمونه در این مطالعه مشابه روشی است که توسط Qin و همکارانش [۲۳] به کار رفته است. اتصال انتهای ستون به صورت مفصلی می‌باشد و تکیه‌گاه‌های انتهای تیر با جزئیات مناسب به صورت غلتکی در نظر گرفته شده است.

در نهایت بال و جان تیرها به وسیله پیچ، مهره و واشر به ترتیب به جان سپری‌ها و ورق اتصال جان جوش شده به بال ستون، متصل گردیدند.

۴- پیکربندی آزمایش

پیکربندی آزمایش در آزمایشگاه در شکل (۶) نشان داده شده



شکل ۶- پیکربندی نمونه‌های اتصال در آزمایشگاه



(الف) نمونه TSTB



(ب) نمونه TSTBOD

شکل ۷- نمونه‌های آزمایشگاهی

بارگذاری توسط یک جک هیدرولیکی که به دیواره قاب صلب آزمایشگاه متصل شده است، به صورت افقی به انتهای ستون CFT اعمال می‌گردد. اتصال جک به قاب صلب به صورت گیردار و به ستون به صورت مفصلی می‌باشد. در قسمت بالای ستون و پس از مفصل بارگذاری یک سیستم غلتکی مناسب برای ایجاد تکیه‌گاه جانبی و جلوگیری از حرکت خارج از صفحه ستون تعبیه شده است. در نمونه‌های آزمایشگاهی TSTB و TSTBOD طول تیر از بر ستون تا مرکز مفصل انتهایی تیر ۲۵۵ سانتی‌متر و ارتفاع ستون بین دو مفصل بالا و پایین آن ۳۴۰/۵ سانتی‌متر می‌باشد.

به منظور جلوگیری از تغییر شکل‌ها و جابجایی‌های ناخواسته کلیه تکیه‌گاه‌ها پس از بسته شدن کنترل شده و تراز شدند. شکل (۷) نمونه‌های آزمایشگاهی TSTB و TSTBOD را نشان می‌دهد. قبل از هر آزمایش کلیه ابعاد هندسی و جوش‌های اتصال کنترل و با نقشه‌های اجرایی مطابقت داده شدند.

در نمونه دوم که دارای دیافراگم خارجی می‌باشد، قسمتی از دیافراگم‌های خارجی که توسط جوش شیاری با نفوذ کامل به سپری‌ها متصل می‌گردد، پخ زده شده و سپس به سپری‌ها جوش شدند. به منظور عدم ترکیب اتصال جوشی و پیچی در راستای طولی تیرها و رسیدن به عملکرد مشترک مطلوب دیافراگم‌های خارجی با بولت‌های میان‌گذر، دیافراگم‌های خارجی در گوشه گرد ستون و حد فاصل آن تا سپری‌ها و همچنین محدوده قرارگیری بال تیرهای عمود بر صفحه، فاقد جوش می‌باشند. به عبارت دیگر دیافراگم خارجی در این قسمت‌ها به بال و جان ستون متصل نیست. سایر قسمت‌های دیافراگم با جوش گوشه به جان ستون متصل گردیده‌اند. ورق قائمی به ضخامت ۶ میلی‌متر که میانه دیافراگم خارجی فوقانی را به تحتانی متصل می‌کند در نقش جان تیر عمود بر صفحه، به منظور جلوگیری از تغییرشکل‌های احتمالی خارج از صفحه دیافراگم خارجی تعبیه

شده است.

سطوح ورق‌های درگیر در اتصالات اصطکاکی، قبل از پیش‌تینده کردن پیچ‌ها، کاملاً بر روی یکدیگر قرار گرفته و کیپ شده‌اند و چفت و بست میان سطوح مذکور بدون اعمال فشار محصول پیش‌تینده کردن پیچ‌ها اتفاق افتاده است.

به منظور مشاهده تسلیم‌شدگی و ترک‌خوردگی‌ها در نمونه معمولاً از آب‌آهک استفاده می‌شود. محل نزدیک اتصال تیر به ستون در نمونه‌ها با آب‌آهک پوشانده شد تا کمانش موضعی، تغییرشکل‌ها و گسیختگی‌ها با ریختن آهک حین بارگذاری مشخص گردد. پیکربندی کلی نمونه‌ها در قاب صلب بارگذاری آزمایشگاه در شکل (۸) قابل مشاهده است.

کرنش‌سنج‌ها بر اساس راهنمای موجود در بسته آن‌ها نصب شده‌اند. شکل (۹) کرنش‌سنج‌ها بر روی دیافراگم خارجی در نمونه TSTBOD را نشان می‌دهد.

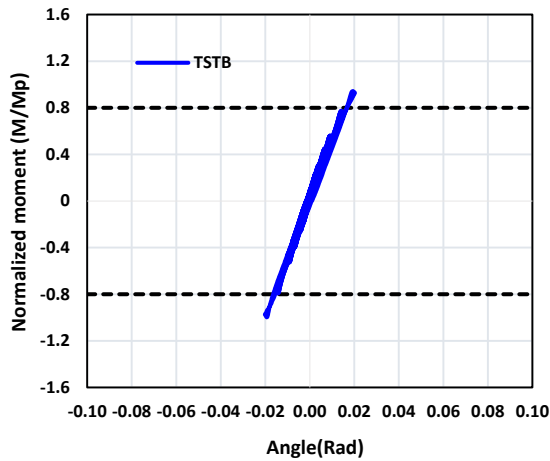


شکل ۸- پیکربندی کلی نمونه‌ها در قاب صلب بارگذاری آزمایشگاه

۵- نتایج آزمایشگاهی

در این بخش نتایج آزمایش نمونه‌ها شامل مشاهدات عینی، منحنی‌های هیستریزس، تغییرشکل‌های هر نمونه در زوایای مختلف دوران حین و پس از پایان بارگذاری و نتایج کرنش‌سنج‌ها گزارش می‌گردد. پس از آن نتایج آزمایشات تفسیر

شده‌است. در ادامه اتصالات از لحاظ لرزه‌ای ارزیابی شده، دوران چشمه اتصال در دو نمونه محاسبه و با یکدیگر مقایسه شده‌اند. همچنین نمونه‌های تحلیلی بر مبنای نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی صحت‌سنجی شده و توزیع تنش و کرنش در آن‌ها بررسی شده است.



شکل ۱۰- نمودار هیستریزیس در پایان محدوده دوران نسبی ۰/۰۲ رادیان



شکل ۹- کرنش سنج‌های چسبانده شده روی دیافراگم خارجی در نمونه TSTBOD

دوران نسبی، نمونه در مجموع تحت ۲۸ چرخه کامل بارگذاری قرار گرفت. با این حال تا انتهای این چرخه، نشانه‌ای از کماتش و تغییر شکل‌های موضعی در بال و جان تیر مشاهده نشد. تا انتهای بارگذاری در دو چرخه دوران نسبی ۰/۰۴ رادیان، در نمودار هیستریزیس هیچ کاهش مقاومتی مشاهده نشد. ریزش آهک و در نتیجه تسلیم‌شدگی جان در محدوده بین دو سپری و نزدیک بال‌ها گسترش یافته است. سپری‌ها و اتصال آن‌ها به بال ستون و بال تیر و نیز اتصال جان تیر به بال ستون همچنان سالم باقی مانده و تسلیم‌شدگی در محدوده آن‌ها مشاهده نمی‌شود. تا انتهای بارگذاری در محدوده ۰/۰۴ رادیان دوران نسبی، نمونه در مجموع تحت ۳۰ چرخه کامل بارگذاری قرار گرفت. در این حالت، نشانه‌های کوچکی از کماتش موضعی در بال تیر مشاهده گردید. همچنین آهک بخش‌های کوچکی از جداره فولادی ستون در قسمت گوشه گرد آن ریخته است که نشان‌دهنده تسلیم جزئی جداره در این ناحیه می‌باشد. در دوران نسبی ۰/۰۶ رادیان کماتش موضعی بال قابل مشاهده می‌باشد. ریزش آهک در جان تیر به وضوح مشاهده می‌شود و تا یک سوم جان نفوذ کرده است. پلاستیک‌شدگی در کل مقطع در حال گسترش است و تمرکز این پلاستیک‌شدگی بال و جان تیرها در محدوده‌ای پس از جان سپری‌ها می‌باشد. ریزش آهک رو و زیر بال تیرها تا لبه محل اتصال جان سپری به بال آن‌ها پیش رفته است اما گسیختگی در این قسمت مشاهده نمی‌شود. هیچ‌گونه شکست و یا پارگی تا پایان دومین چرخه بارگذاری در دوران نسبی ۰/۰۶ رادیان رخ نداده است. مفصل پلاستیک کاملاً دور از ستون و بعد از جان سپری‌ها تشکیل شده است و آسیبی به اتصال و ستون وارد نشده است. همچنین منطقه تسلیم جداره فولادی

۱-۵- نتایج آزمایش نمونه TSTB

۱-۱-۵- مشاهدات عینی آزمایش

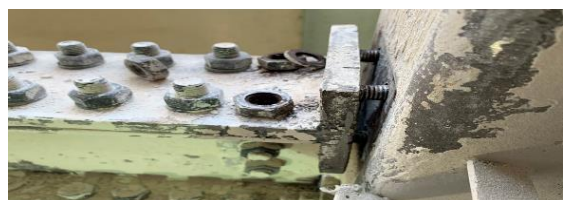
نمونه تحت بارگذاری ۲۴ چرخه اول، ۶ چرخه با دوران نسبی ۰/۰۳۷۵ رادیان، ۶ چرخه با دوران نسبی ۰/۰۰۵، ۶ چرخه با دوران نسبی ۰/۰۰۷۵، ۴ چرخه با دوران نسبی ۰/۰۱ و ۲ چرخه با دوران نسبی ۰/۰۱۵ به صورت کاملاً الاستیک باقی مانده و هیچ‌گونه ریزشی در پوشش آهکی در بال و جان تیر و ادوات اتصال مشاهده نشد. لذا تا بارگذاری در محدوده ۰/۰۱۵ رادیان هیچ‌گونه تسلیم و پلاستیک‌شدگی در نمونه مشاهده نشد.

در سیکل نخست دوران نسبی ۰/۰۲ رادیان، ریزش آهک در محل اتصالات و مشخصاً پیچ‌های اتصال بال تیر به جان سپری و جان تیر به ورق اتصال به مقدار کم مشاهده گردید. تا این قسمت هیچ‌گونه کماتشی در بال و جان تیر رخ نداد. تا این مرحله نمونه تحت ۲۶ چرخه بارگذاری قرار گرفت. با این حال هیچ‌گونه تکیدگی و ریزش آهک تا این محدوده در بال و جان تیر مشاهده نشد. شکل (۱۰) نمودار هیستریزیس در لحظه پس از بارگذاری تا دوران نسبی ۰/۰۲ رادیان نشان می‌دهد.

در اولین چرخه بارگذاری با دوران نسبی ۰/۰۳ رادیان، ریزش آهک بال تیر در ناحیه پس از جان سپری به طول حدود ۳۵ سانتی‌متر و همچنین ریزش آهک جان تیر در محدوده اتصال و بعد از آن اتفاق افتاد. در انتهای چرخه دوم بارگذاری در محدوده ۰/۰۳ رادیان، ریزش آهک و تسلیم‌شدگی در جان و بال تیر گسترش یافت. تا انتهای بارگذاری در محدوده ۰/۰۳ رادیان



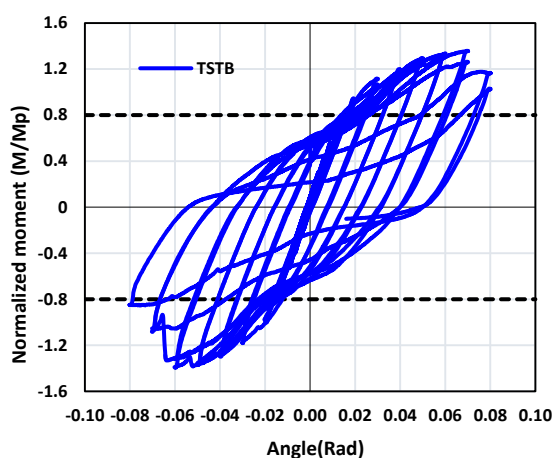
شکل ۱۱- تغییرشکل نمونه TSTB در دوران نسبی ۰/۰۸ رادیان



شکل ۱۲- جزئیات تسلیم و گسیختگی نمونه TSTB پس از بارگذاری تا دوران نسبی ۰/۰۸ رادیان

۵-۱-۲- ارزیابی لرزه‌ای نمونه TSTB

نمودار هیستریزیس به دست آمده از آزمایش نمونه با اتصال سپری و بولت‌های میان‌گذر TSTB در شکل (۱۳) نشان داده شده است.



شکل ۱۳- نمودار هیستریزیس نمونه آزمایشگاهی TSTB

به منظور بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال، رفتار هیستریزیس نمونه با ضوابط پذیرش آیین‌نامه‌های AISC و FEMA [۲۴ و ۲۵] مقایسه می‌گردد. همان‌گونه که در شکل (۱۳) مشاهده می‌شود، در حالت کلی حلقه‌های هیستریزیس نمونه TSTB پایدار بوده و شکل‌پذیری و استهلاک انرژی مناسبی را نشان می‌دهد.

ستون در این محدوده از بارگذاری گسترش یافته است. در چرخه‌های بارگذاری با دوران نسبی ۰/۰۷ رادیان، به تدریج تسلیم‌شدگی در بال تیر افزایش یافته و پلاستیک‌شدگی در جان تیر نیز گسترش می‌یابد. نمودار هیستریزیس در ابتدای چرخه نخست دوران نسبی ۰/۰۷ رادیان زوال مقاومت جزئی نشان می‌دهد. این زوال مقاومت تا پایان چرخه دوم و ضمن گسیختگی مهره یکی از بولت‌های میان‌گذر در سیکل اول بارگذاری تشدید شد. جان و بال تیر به میزان قابل‌توجهی وارد محدوده پلاستیک شده‌است. نکته جالب‌توجه در این محدوده بارگذاری گسیختگی از محل مهره بولت‌های میان‌گذر و زوال مقاومت تا پایان چرخه دوم می‌باشد. آهک قسمت‌هایی از ستون در گوشه گرد آن و در بالای اتصال نیز ریخته است که این حاکی از تسلیم جداره فولادی ستون در این محدوده بارگذاری می‌باشد.

به منظور مشاهده و بررسی رفتار اتصال پس از گسیختگی از محل بولت‌های میان‌گذر و زوال مقاومت حادث‌شده، بارگذاری تا ۰/۰۸ رادیان ادامه یافت. زوال مقاومت به تدریج افزایش یافته و شاهد گسیختگی در اتصال می‌باشیم. شکل (۱۱) وضعیت ستون، بال و جان تیرها و اتصال را در پایان چرخه دوم بارگذاری در دوران نسبی ۰/۰۸ رادیان نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود ناحیه تسلیم در گوشه گرد ستون‌ها گسترش یافته، بولت‌های میان‌گذر سپری‌های بالا گسیخته شده و بال سپری‌ها از بال ستون جدا شده است و ناحیه تسلیم در بال و جان تیرها نیز گسترش یافته است. همچنین در دوران نسبی ۰/۰۸ رادیان زوال مقاومت به دلیل گسیختگی مهره دو عدد از بولت‌های میان‌گذر و از حیز ارتفاع ساقط شدن آن‌ها بسیار بالا می‌باشد. در شکل (۱۲) جزئیات تسلیم و گسیختگی نمونه TSTB پس از بارگذاری تا انتهای چرخه‌های دوران نسبی ۰/۰۸ رادیان نشان داده شده است.

همانطور که بیان شد، تسلیم قسمت‌هایی از گوشه گرد ستون که از دوران ۰/۰۳ رادیان شروع شد به تدریج و تا ۰/۰۸ رادیان گسترش یافت. تسلیم و تغییرشکل‌های موضعی بال و جان تیرها از ۰/۰۳ رادیان شروع و تا ۰/۰۸ رادیان گسترش یافت. از سیکل نخست دوران نسبی ۰/۰۷ رادیان زوال نسبی ایجاد شده به دلیل گسیختگی مهره از دو بولت میان‌گذر تشدید یافت و در ادامه در چرخه‌های دوران نسبی ۰/۰۸ رادیان شاهد زوال مقاومت بسیار زیادی بودیم.

در انتهای بارگذاری با دوران نسبی $0/04$ رادپان ریزش آهک در بال تیر به میزان کمی گسترش یافته و در جان تیر ریزش آهک مشاهده نگردید. همچنین آثاری از کماتش موضعی تا پایان بارگذاری چرخه 30 در نمونه مشاهده نشد. با افزایش دامنه بارگذاری تا دوران نسبی $0/05$ رادپان، ریزش آهک و تسلیم‌شدگی در بال بالا و پایین تیرها و در محدوده پس از جان سپری به سمت انتهای تیرها به طور محسوسی افزایش یافت. با ادامه بارگذاری تا انتهای دوران نسبی $0/05$ رادپان تکیدگی آهک به میزان جزئی در جان تیر و زیر آخرین ردیف پیچ جان سپری مشاهده گردید که به معنای شروع تسلیم‌شدگی جان در این محدوده بارگذاری می‌باشد.

تا انتهای بارگذاری با دوران نسبی $0/05$ رادپان نمونه تحت 32 چرخه کامل بارگذاری قرار گرفت. همچنین در انتهای این محدوده از بارگذاری، کماتش موضعی در بال تیر مشاهده گردید. با بارگذاری در محدوده دوران نسبی $0/06$ رادپان ریزش پوشش آهک در بال تیر افزایش یافت. همچنین تکیدگی آهک در جان تیر در این محدوده از بارگذاری به میزان قابل توجهی به سمت داخل عمق جان افزایش و در نتیجه تسلیم در کل مقطع تیر گسترش یافت. نیز تغییرشکل و کماتش موضعی در بال تیر افزایش پیدا کرد. در انتهای بارگذاری در محدوده دوران نسبی $0/07$ رادپان کماتش موضعی در بال تیرها افزایش یافت. ریزش آهک و در نتیجه تسلیم‌شدگی در بال و جان تیر گسترش یافت. تمرکز تسلیم‌شدگی در بال و جان عمدتاً در محدوده پس از جان سپری می‌باشد. در بارگذاری با دوران نسبی $0/08$ رادپان ریزش آهک و تسلیم‌شدگی در بال و جان تیرها و کماتش موضعی در بال‌ها به میزان قابل توجهی افزایش یافت. پس از بارگذاری در محدوده دوران نسبی $0/08$ رادپان، زوال مقاومت با توجه به نمودار هیستریزس چشم گیر است. همان‌گونه که در شکل (۱۵) و محدوده ریزش آهک‌ها مشاهده می‌شود، تقریباً کل جان به سمت داخل عمق آن وارد محدوده پلاستیک شده است.



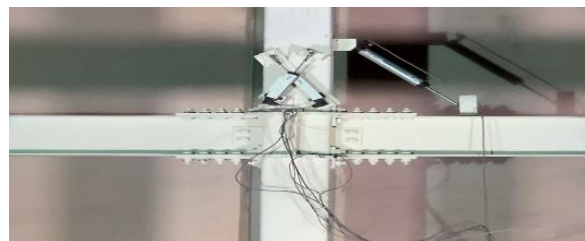
شکل ۱۵- تغییرشکل نمونه TSTBOD در دوران نسبی $0/08$ رادپان

بر اساس آیین‌نامه لرزه‌ای آمریکا (AISC-341) مقاومت اتصال در دوران نسبی $0/04$ رادپان باید حداقل 80 درصد ظرفیت لنگر پلاستیک باشد که با توجه به شکل (۱۳) این معیار برای اتصال نمونه TSTB صدق می‌کند. بنابراین از نظر AISC این اتصال موردپذیرش در قاب‌های خمشی ویژه می‌باشد. با این حال، با توجه به این‌که نمونه TSTB در $0/04$ رادپان دوران نسبی هیچ‌گونه زوال مقاومتی نداشته و ظرفیت تحمل دوران نسبی $0/06$ رادپان را بدون آسیب قابل‌توجه داشته است، این اتصال از نظر FEMA نیز برای استفاده در قاب‌های خمشی ویژه مورد تأیید می‌باشد. همچنین همان‌گونه که ذکر شد، برای بررسی عملکرد این اتصال و مشاهده مد شکست، بارگذاری این نمونه تا $0/08$ رادپان ادامه یافت و پارگی در تیر و ادوات اتصال مشاهده نگردید. تنها دو مهره بولت‌های میان‌گذر در دوران نسبی $0/07$ رادپان هرز شد و از آن بیرون آمد. نظر به اینکه این موضوع در دوران‌های نسبی بیش از $0/06$ رادپان به وقوع پیوسته است، بنابراین شکل‌پذیری اتصال مورد تأیید می‌باشد.

۲-۵- نتایج آزمایش نمونه TSTBOD

۱-۲-۵- مشاهدات عینی آزمایش

پس از آغاز بارگذاری نمونه و تا پایان چرخه 28 بارگذاری نمونه به صورت الاستیک باقی‌مانده و هیچ‌گونه تکیدگی آهک در بال و جان تیر، سپری و دیافراگم خارجی مشاهده نشد. شکل (۱۴) وضعیت نمونه را در بارگذاری تا دوران نسبی $0/03$ رادپان نشان می‌دهد.

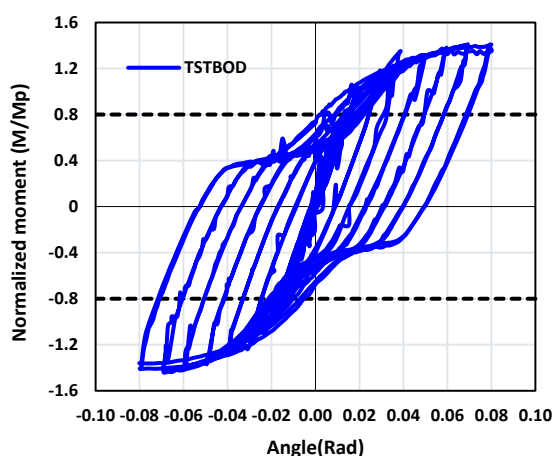


شکل ۱۴- وضعیت نمونه اتصال TSTBOD در بارگذاری تا دوران

نسبی $0/03$ رادپان

در نخستین سیکل دوران نسبی $0/04$ رادپان ریزش آهک از لبه بال تیر آغاز شده و تسلیم‌شدگی در این ناحیه مشاهده گردید. با ادامه بارگذاری تا انتهای چرخه 30 همچنان جان تیر بدون تسلیم باقی‌مانده و در این قسمت ریزش آهک مشاهده نشد. بارگذاری تا دو چرخه با دوران نسبی $0/04$ ادامه یافت.

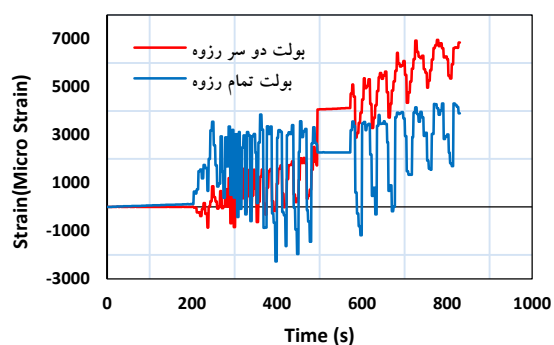
مقاومتی نداشته و به دوران نسبی که در قاب‌های خمشی ویژه $0/06$ رادین می‌باشد دست یافته است. بنابراین این اتصال از نظر ضوابط لرزه‌ای FEMA مورد تأیید می‌باشد.



شکل ۱۷- نمودار هیستریزس نمونه آزمایشگاهی TSTBOD

۳-۵- نتایج کرنش سنج‌ها

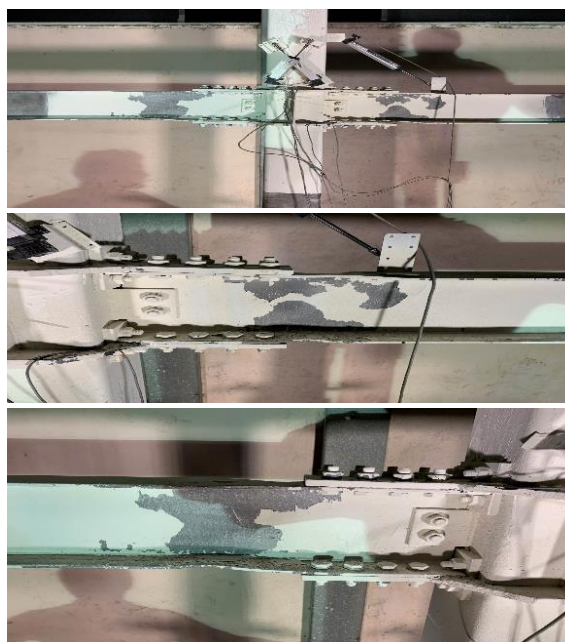
نتایج خروجی به دست آمده از کرنش‌سنج‌ها در نمونه TSTB در شکل (۱۸) نشان داده شده است. در نمونه TSTB کرنش‌سنج بر روی دو بولت میان‌گذر که یکی به صورت تمام رزوه و دیگری به صورت دو سر رزوه بود نصب گردید. همانطور که در شکل (۱۸) نشان داده شده است بولت تمام رزوه به دلیل درگیری بیشتر با بتن داخل ستون دچار کرنش کمتری شده و لذا مقاومت بیشتری از خود نشان داده است.



شکل ۱۸- نمودار نتایج به دست آمده از کرنش‌سنج‌های بولت‌های میان‌گذر نمونه TSTB

متأسفانه به دلیل اختلال در عملکرد دستگاه دیتالاگر و نرم‌افزار مربوط به آن، خروجی نتایج مربوط به کرنش‌سنج‌ها در نمونه TSTBOD ثبت نگردید یا فایل متنی حاوی نتایج به شکل نامعلومی از دست رفت.

در شکل (۱۶) جزئیات تسلیم‌شدگی و تغییرشکل‌های نمونه TSTBOD پس از بارگذاری تا دوران نسبی $0/08$ رادین نشان داده شده است. همانگونه که ملاحظه می‌شود هیچ نشانه‌ای از ریزش آهک روی بدنه ستون و تسلیم‌شدگی در آن دیده نمی‌شود.

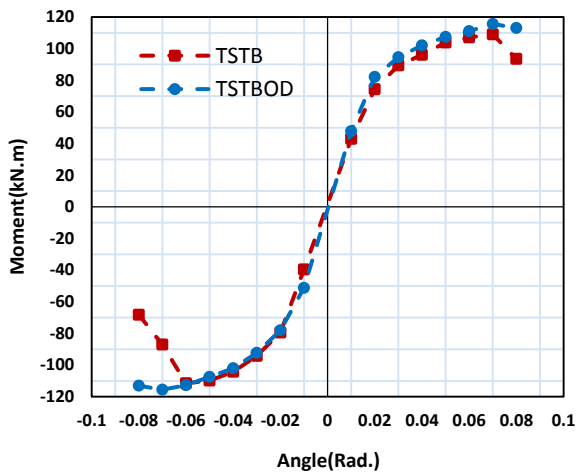


شکل ۱۶- جزئیات تسلیم‌شدگی و تغییرشکل‌های نمونه TSTBOD در دوران نسبی $0/08$ رادین

۲-۲-۵- ارزیابی لرزه‌ای اتصال TSTBOD

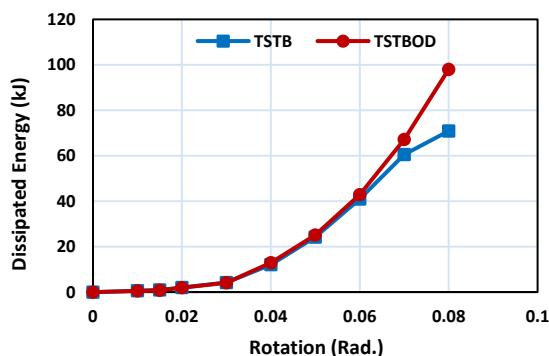
نمودار هیستریزس برای نمونه اتصال سپری با بولت‌های میان‌گذر و دیافراگم خارجی TSTBOD در شکل (۱۷) نشان داده شده است. به منظور ارزیابی لرزه‌ای اتصال، رفتار هیستریزس نمونه با ضوابط پذیرش اتصالات صلب مقایسه می‌شود. همان‌گونه که در شکل (۱۷) مشاهده می‌شود نمونه در دوران $0/04$ رادین هیچ‌گونه زوال مقاومتی از خود نشان نمی‌دهد. بنابراین نمونه TSTBOD از نظر ضوابط پذیرش اتصالات صلب آیین‌نامه AISC برای استفاده در قاب‌های خمشی ویژه مورد تأیید می‌باشد. زیرا معیار آیین‌نامه AISC دارا بودن مقاومت برابر 80% درصد لنگر پلاستیک تیر در دوران نسبی $0/04$ رادین می‌باشد.

اتصال TSTBOD همچنین از نظر ضوابط پذیرش FEMA350 مورد بررسی قرار گرفته است. همان‌گونه که در شکل (۱۷) مشاهده می‌شود در دوران نسبی که در قاب‌های خمشی ویژه برابر $0/04$ رادین می‌باشد، نمونه TSTBOD زوال



شکل ۲۰- نمودارهای پوش هیستریزس نمونه‌های آزمایشگاهی TSTB و TSTBOD

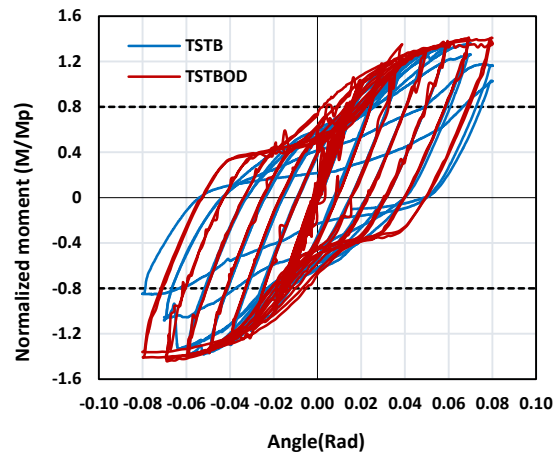
انرژی جذب شده نشانه‌ای از توانایی یک سازه در موضوع مقاومت در برابر زلزله است. زیرا شامل هر دو جنبه مقاومت و ظرفیت تغییرشکل می‌باشد. انرژی جذب شده با محاسبه مساحت چرخه‌های منحنی هیستریزس به دست می‌آید. با توجه به صلب بودن چشمه اتصال و ستون، انرژی از طریق تغییرشکل‌ها و کماتش‌های تیر مستهلک می‌شود. مقایسه میزان انرژی جذب شده و تلف شده توسط هر دو نمونه نشان می‌دهد نمونه TSTBOD در بازه دوران ۰/۰۶ تا ۰/۰۸ رادیان استهلاک انرژی بیشتری داشته است. در واقع نمونه TSTBOD که دارای ظرفیت تغییرشکل‌های بزرگتری می‌باشد دارای استهلاک انرژی بیشتری در پایان آزمایش می‌باشد. شکل (۲۱) میزان انرژی جذب شده توسط نمونه‌های TSTB و TSTBOD را در بازه‌های دورانی آزمایش نشان می‌دهد.



شکل ۲۱- میزان انرژی جذب شده توسط نمونه‌های TSTB و TSTBOD در بازه‌های دورانی آزمایش

۵-۴- مقایسه بین نمونه‌های TSTB و TSTBOD

مقایسه بین نمودار هیستریزس نمونه‌های آزمایشگاهی TSTB و TSTBOD نشان می‌دهد که تا پایان دوران نسبی ۰/۰۶ رادیان انطباق مناسبی بین نمودارهای هیستریزس دو نمونه برقرار است. زوال مقاومت برای نمونه با اتصال سپری و بولت‌های میان‌گذر TSTB پس از چرخه اول دوران نسبی ۰/۰۷ رادیان آغاز شده و تا پایان دوران نسبی ۰/۰۸ رادیان به دلیل جداشدگی مهره از بولت‌ها به شدت افزایش می‌یابد و در حالت کلی زوال مقاومت در آن بیشتر از نمونه TSTBOD می‌باشد. نمونه TSTBOD در زوایای دوران نسبی بیشتر از ۰/۰۷ رادیان زوال مقاومت کمی دارد. مقایسه نمودار هیستریزس نمونه‌های آزمایش در شکل (۱۹) نشان داده شده است.



شکل ۱۹- مقایسه نمودارهای هیستریزس نمونه‌های آزمایشگاهی TSTB و TSTBOD

بنابراین، زوال مقاومت در نمونه TSTBOD به صورت تدریجی بوده، اما در نمونه TSTB تقریباً ناگهانی و شدید رخ می‌دهد. همچنین با توجه به جداشدگی مهره از بولت‌های میان‌گذر در نمونه TSTB در چرخه نخست با دوران نسبی ۰/۰۷، این نمونه از شکل‌پذیری پایین‌تری نسبت به نمونه TSTBOD برخوردار می‌باشد.

مقایسه بین نمودار پوش هیستریزس نمونه‌های آزمایشگاهی TSTB و TSTBOD نشان می‌دهد عملکرد نمونه TSTBOD از لحاظ شکل‌پذیری به دلیل زوال جزئی مقاومت در سیکل پایانی، بهتر است. نمودارهای پوش هیستریزس نمونه‌های آزمایش در شکل (۲۰) نشان داده شده است.

۶- نتیجه‌گیری

با توجه به بررسی دو نمونه آزمایشگاهی، می‌توان گفت که اتصال با سپری و بولت‌های میان‌گذر یکی از بهترین اتصالات صلب برای سازه‌های با ستون‌های پرشده با بتن به خصوص در هنگام استفاده از مقاطع HSS به‌عنوان جداره ستون می‌باشد. روند طراحی پیشنهادی در این مطالعه برای سپری‌ها، بولت‌های میان‌گذر و دیافراگم خارجی، به خوبی می‌تواند عملکرد مناسب اتصال را تضمین نماید. نتایج آزمایش نشان می‌دهد افزودن دیافراگم خارجی به سیستم اتصال سپری و بولت‌های میان‌گذر به خوبی از شکست ترد و زوال مقاومت ناگهانی نمونه جلوگیری می‌کند. هر دو نمونه آزمایشگاهی بدون زوال مقاومت به دوران نسبی ۰/۰۶ رادیان دست یافتند، با این حال شکست نهایی نمونه دارای دیافراگم خارجی به صورت شکل‌پذیر و باکمانش بال و جان تیر همراه بوده، اما در نمونه فاقد دیافراگم خارجی در سیکل نخست دوران نسبی ۰/۰۷ رادیان جداشدگی مهره از بولت‌های میان‌گذر اتفاق افتاد. در اتصال با دیافراگم خارجی، مفصل پلاستیک دور از ستون و در محل مناسب ایجاد شده و کرنش پلاستیک تا عمق جان مقطع گسترش می‌یابد. همچنین افزایش سختی چشمه اتصال و عدم تغییر شکل پلاستیک در ناحیه چشمه اتصال از ویژگی‌های مناسب آن است. اما در اتصال بدون دیافراگم خارجی تمرکز تنش در بولت‌های میان‌گذر بوده و منجر به ایجاد شکست در این بخش می‌شود. همچنین بخش‌هایی از گوشه گرد ستون در این اتصال دچار تکیه‌گی آهک و تسلیم شده است. اتصال خمشی تیر به ستون فولادی پرشده با بتن TSTB و TSTBOD با ساختاری که در این مطالعه استفاده شد، ضوابط پذیرش اتصالات صلب در قاب‌های خمشی ویژه را به خوبی پاس می‌نماید و از نظر هر دو آیین نامه FEMA و AISC مورد تأیید می‌باشد.

نظر به آزمایشات انجام‌شده، اتصالات پیشنهادی برای حالتی که قاب صرفاً در یک جهت دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی می‌باشد، مورد بررسی قرار گرفته است. لذا در صورتی که قاب در دو جهت متعامد دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی باشد، نیاز به بررسی بیشتر و رفع مشکلات اجرایی احتمالی می‌باشد.

۷- مراجع

- [3] Rezaifar, O. and Younesi, A. (2017), "Experimental study discussion of the seismic behavior on new types of internal/external stiffeners in rigid beam-to-CFST/HSS column connections", Journal of Construction and Building Materials, Vol. 136, pp. 574-589.
- [4] Alostaz, Y.M. and Shneider, P. (1998), "Connections to concrete-filled steel tubes", Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 748.
- [5] Kanatani, H., Tabuchi, M., Kamba, T., Hsiaolien, J. and Ishikawa, M. (1987), "A study on concrete filled RHS column to H-beam connections fabricated with HT bolts in rigid frames", Proceedings of the 1st Composite and Construction in Steel and Concrete Conference, pp. 614-635.
- [6] Sheet, I.S., Gunasekaran, U. and MacRae G.A. (2013), "Experimental investigation of CFT column to steel beam connections under cyclic loading", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 86 pp. 167-182.
- [7] Han, L.H. and Yao, G.H. (2003), "Influence of concrete compaction on the strength of concrete-filled steel RHS columns", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 59, pp.751-767.
- [8] Susantha, K.A.S., Ge, H.B. and Usami, T. (2001), "A capacity prediction procedure for concretefilled steel columns", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 5, pp. 483-520.
- [9] Johansson, M. (2002), "The efficiency of passive confinement in CFT columns", Steel and Composite Structures, Vol. 2, pp. 379-396.
- [10] Hatzigeorgiou, G.D. (2008), "Numerical model for the behavior and capacity of circular CFT columns", Part I: Theory, Engineering Structures, Vol. 30, pp. 1573-1578.
- [11] de Oliveira, W.L.A., De Nardin, S., de Cresce El, A.L.H. and El Debs, M.K., (2010), "Evaluation of passive confinement in CFT columns", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 66, pp.487-495.
- [12] Chung, K.S., Kim, J.H. and Yoo, J.H., (2012), "Prediction of hysteretic behavior of high-strength square concrete-filled steel tubular columns subjected to eccentric loading", International Journal of Steel Structures, Vol. 12, pp. 243-252.
- [13] Ricles, J.M., Peng, S.W. and Lu, L.W. (2004), "Seismic behavior of composite concrete filled steel tube column-wide flange beam moment connections", Journal of Structural Engineering, Vol. 130, pp. 223-232.
- [14] Nie, J., Qin, K. and Cai, C.S. (2008), "Seismic behavior of connections composed of CFSSTCs and steel-concrete composite beams-experimental study", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, pp.1178-1191.
- [15] Koester, B.D., (2000), "Panel zone behavior of moment connections between rectangular concrete-filled steel tubes and wide flange beams", PhD dissertation, University of Texas at Austin.
- [16] Chen, Z., Qin, Y. and Wang X. (2015), "Development of connections to concrete-filled rectangular tubular columns", Advanced Steel Construction, Vol. 11, pp. 408-426.
- [17] Hu, J.W., Choi, E. and Leon, R.T. (2011), "Design, analysis and application of innovative composite PR connections between steel beams and CFT columns", Smart Materials and Structures, Vol. 20, pp. 0964-1726.
- [18] ANSI/AISC 358-16, (2016), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for

- [1] McCormac, J.C. and Brown, R.H. (2012), "Design of reinforced concrete", Ninth edition, Hoboken (NJ): John Wiley & Sons, Inc pp. 263-281.
- [2] Hajjar, J.F. (2002), "Composite steel and concrete structural systems for seismic engineering", Journal of

$$= 2.4 \times 2.2 \times 4070 = 15628.8 \text{ kg}$$

$$R_n = \min(R_{n,1}, R_{n,2}) = 11721.6 \text{ kg}$$

$$t_{w,T1} = \frac{T_u}{\phi \cdot n_b \cdot R_n} = \frac{33014}{0.75 \times 4 \times 2 \times 11721.6} = 0.47 \text{ cm}$$

عرض بال تیر برابر با ۱۳/۳ سانتی متر و عرض بال ستون ۲۰ سانتی متر است. چنانچه عرض بال سپری در محل اتصال به بال ستون را ۱۳/۳ سانتی متر در نظر بگیریم برای کنترل کشش می توان نوشت:

$$T_u \leq \phi \cdot T_n \Rightarrow 33014 \leq 0.9 \times 13.3 \times t_{w,T2} \times 3120 \Rightarrow t_{w,T2} = 0.88 \text{ cm}$$

$$A_1 = (b - 2 \times (D_b + 0.2)) = 13.3 - (2 \times (1.6 + 0.2)) = 9.7 \text{ cm}$$

$$A_2 = 0.85 \times b = 0.85 \times 13.3 = 11.31 \text{ cm}$$

$$t_{w,T3} = \frac{T_u}{\phi \times \min(A_1, A_2) \times F_u} = \frac{33014}{0.75 \times 9.7 \times 4070} = 1.11 \text{ cm}$$

$$t_{w,T} = \max(t_{w,T1}, t_{w,T2}, t_{w,T3}) \approx 1.2 \text{ cm}$$

تعیین نیروی اهرمی:

$$a = \frac{b_{ft} - g}{2} = \frac{12 - 6.4}{2} = 2.8 \text{ cm}$$

$$b = \frac{g}{2} - \frac{t_{wT}}{2} - r = \frac{6.4}{2} - \frac{1.5}{2} - 1 = 1.45 \text{ cm}$$

$$F = \frac{T_u}{4} = \frac{33014}{4} = 8254 \text{ kg}$$

$$Q = F \left[\frac{100bd_b^2 - 14wt_{fT}^2}{62ad_b^2 + 21wt_{fT}^2} \right] = 8254 \left[\frac{100(1.45)(1.6)^2 - 14(6)(1.5)^2}{62(2.8)(1.6)^2 + 21(6)(1.5)^2} \right] = 2066 \text{ kg}$$

$$M_{u,1} = Fb - Qa = (8254 \times 1.45) - (2066 \times 2.8) = 6184 \text{ kg.cm}$$

$$M_{u,2} = Qa = 2066 \times 2.8 = 5784 \text{ kg.cm}$$

$$M_u = \max(M_{u,1}, M_{u,2}) = 6184 \text{ kg.cm}$$

$$Z_T = \frac{12}{2} \times \frac{T_{fT}^2}{4} = 1.5T_{fT}^2$$

$$M_u \leq \phi M_n \Rightarrow 6184 \leq 0.9 \times 1.5T_{fT}^2 \times 3120 \Rightarrow T_{fT} \geq 1.21 \text{ cm}$$

کنترل پیچ های اتصال جان:

Seismic Applications, Chicago (IL): American Institute of Steel Construction, Inc.

[۱۹] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۲)، طرح و اجرای ساختمان های فولادی، دفتر تدوین مقررات ملی ساختمان.

[۲۰] ازهری، م. و میرقادی، س.ر. (۱۳۹۳). "طراحی سازه های فولادی به روش حالات حدی و مقاومت مجاز، جلد ششم-طراحی اتصالات"، انتشارات ارکان دانش.

[21] SAC. SAC/BD-97/02 Version 1.1., (1997), Protocol for fabrication, inspection, testing, and documentation of beam-column connection tests and other specimens, Sacramento (CA): SAC Joint Venture.

[22] AWS D1.1/D1.1M, (2015), Structural welding code-steel, The American Welding Society (AWS).

[23] Qin, Y., Chena, Z., Yang, Q. and Shang, K. (2014), "Experimental seismic behavior of through-diaphragm connections to concrete-filled rectangular steel tubular columns", Journal of Constructional Steel Research Vol. 93, pp. 32-43.

[24] ANSI/AISC 341-1, (2016), Seismic provisions for structural steel buildings, Chicago (IL): American Institute of Steel Construction, Inc.

[25] FEMA350, (2000), Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings.

پیوست

محاسبات طراحی سپری ها، بولت های میان گذر و دیافراگم خارجی:

در ادامه محاسبات اتصال خمشی تیر UB ۶×۸×۱۳۳×۲۰۳ میلی متر به ستون BOX ۶×۲۰۰×۲۰۰ میلی متر پرشده با بتن به مقاومت فشاری ۴۷ مگاپاسکال آورده شده است.

$$M_u = \phi \cdot M_p = \phi \times Z_b \times F_y = 0.9 \times 286 \times 2810 \times 10^{-5} = 7.23 \text{ ton.m}$$

$$C_u = T_u = \frac{M_u}{d_b} = \frac{7.23 \times 10^5}{21.9} = 33014 \text{ kg}$$

چنانچه از پیچ های با قطر ۱۶ میلی متر برای اتصال جان سپری به بال تیر استفاده کنیم، خواهیم داشت:

$$\text{Stress ratio} = \frac{T_u}{\phi \cdot A_{nb} \cdot n_b \cdot F_{nv}} = \frac{33014}{0.75 \times 2.01 \times 4 \times 2 \times 0.45 \times 10000} = 0.61$$

$$L_{c,mid} = 3d_b - d_b = 2d_b = 3.2 \text{ cm}$$

$$L_{c,end} = 2d_b - \frac{1}{2}d_b = 1.5d_b = 2.4 \text{ cm}$$

$$R_{n,1} = 1.2 \times L_{c,end} \times F_u = 1.2 \times 2.4 \times 4070 = 11721.6 \text{ kg}$$

$$R_{n,2} = 2.4 \times D_b \times F_u$$



$$= 1015 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vv} = \frac{V_{max}}{2n_w \cdot A} = \frac{6 \times 1000}{2(2) \times 2.01} = 746 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_r = \sqrt{(f_{vt})^2 \times (f_{vv})^2} = \sqrt{(1015)^2 \times (746)^2} = 1260 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.2F_u = 0.2 \times 10000 = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Stress ratio} = \frac{f_v}{F_v} = \frac{1260}{2000} = 0.63$$

کنترل گسیختگی ورق اتصال جان:

$$A_v = [h_{sw} - n_w(D_w + 0.2)]t_{sw} = [10 - 2(1.6 + 0.2)] \times 0.8 = 5.12 \text{ cm}^2$$

$$V_p = 0.3F_u A_v = 0.3 \times 3690 \times 5.12 \times 10^{-3} = 5.67 \text{ ton}$$

$$\text{Stress ratio} = \frac{V_{max}}{V_p} = \frac{6}{5.67} = 1.0$$

تعیین ضخامت ورق دیافراگم خارجی:

$$P_{b,f}^* = 2.86(4t_c + t_d)t_c f_{c,y} + 3.30 h_d t_d f_{d,y}$$

$$\text{if } \theta = 45^\circ \Rightarrow h_d = 2.3 \text{ cm}$$

$$f_{c,y} \geq f_{d,y} \Rightarrow f_{c,y} = f_{d,y} = 3120 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_{d,1} = \frac{P_{b,f}^* - (11.44t_c^2 f_{c,y})}{2.86t_c f_{c,y} + 3.3h_d f_{d,y}} = \frac{33014 - (11.44 \times (0.6)^2 \times 3120)}{(2.86 \times 0.6 \times 3120) + (3.3 \times 2.3 \times 3120)} = 0.69 \text{ cm}$$

$$\text{Range of validity: } \frac{h_d}{b_c} \geq 0.15 \frac{t_{b,f}}{t_d}$$

$$t_{d,2} = 0.15 \times \frac{t_{b,f} \times b_c}{h_d} = 0.15 \times \frac{0.8 \times 20}{2.3} = 1.04 \text{ cm}$$

$$t_d = \max(t_{d,1}, t_{d,2}) = 1.04 \text{ cm} \Rightarrow \text{Select } t_d = 1.5 \text{ cm}$$

$$M_p = Z_b \cdot f_y = 286 \times 2810 \times 10^{-5} = 8.03 \text{ ton.m}$$

$$C_{pr} = \frac{f_y + f_u}{2f_y} = \frac{2810 + 3690}{2 \times 2810} = 1.15$$

$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot M_p = 1.15 \times 1.15 \times 8.03 = 10.62 \text{ ton.m}$$

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L} = \frac{2 \times 10.62}{2.65} = 8 \text{ ton}$$

$$V_{max} = \frac{2 \times 1.1 \times M_u}{L \times 0.01} = \frac{2 \times 1.1 \times 7.23}{2.65 \times 0.01} = 6 \text{ ton}$$

$$f_v = \frac{V_{max}}{n_w \times \pi \times \frac{D_w^2}{4}} = \frac{6 \times 1000}{2 \times \pi \times \frac{1.6^2}{4}} = 1492 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.2F_u = 0.2 \times 10000 = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Stress ratio} = \frac{f_v}{F_v} = \frac{1492}{2000} = 0.75$$

کنترل ورق اتصال جان:

$$f_v = 1.5 \times \frac{V_{max}}{h_w \times t_w} = 1.5 \times \frac{6 \times 1000}{10 \times 0.8} = 1125 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.4F_y = 0.4 \times 2810 = 1124 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Stress ratio} = \frac{f_v}{F_v} = \frac{1125}{1124} = 1.0$$

$$J = \frac{\pi \times (D_w \times S_w)^2 \times \frac{n_w}{2} \times (4 \left(\frac{n_w}{2}\right)^2 - 1)}{24}$$

$$= \frac{\pi \times (1.6 \times 4.2)^2 \times \frac{2}{2} \times (4 \left(\frac{2}{2}\right)^2 - 1)}{24}$$

$$= 18 \text{ cm}^4$$

$$y_{max} = \left(\frac{n_w}{2} - 0.5\right) \times 4.2 = \left(\frac{2}{2} - 0.5\right) \times 4.2 = 2.1 \text{ cm}$$

$$f_{vt} = \frac{V_{max} \times S_{ow} \times y_{max}}{2J} = \frac{6 \times 1000 \times 2.9 \times 2.1}{2(18)}$$

بی نوشت

¹ Shop drawings

² Ultrasonic test

³ Self-compacting concrete

⁴ T-Stub with through bolts

⁵ T-Stub with through bolts & outer diaphragm

بهینه‌سازی سیستم‌های کنترلی نیمه‌فعال در سازه فولادی جداسازی شده با در نظرگیری محدودیت فضای حرکتی تحت زلزله‌های حوزه نزدیک

آرش رایگانی^۱، غلامرضا نوری^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری مهندسی عمران سازه، دانشگاه خوارزمی، تهران

۲- استادیار گروه مهندسی عمران دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه خوارزمی، تهران

*تهران، صندوق پستی ۱۵۷۱۹۱۴۹۱۱، r.nouri@khu.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۹/۰۵/۱۹، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۹/۱۰/۰۸)

چکیده

مقدار بیشینه جابجایی تراز جداسازی در سازه‌های جداسازی شده یکی از معیارهای مهم برای دستیابی به یک طرح اقتصادی و فنی برای طراحی سیستم‌های جداسازی ساختمان‌ها می‌باشد. فضای خالی در نظر گرفته شده در اطراف سازه‌های جداسازی شده موجود ممکن است به دلایل مختلف از جمله تغییرات ضوابط لرزه‌ای، تغییر مشخصات لرزه‌ای منطقه و همچنین عدم قطعیت‌های موجود، برای حرکت آزادانه سازه جداسازی شده در هنگام زلزله کافی نباشد. از این رو لازم است در صورت نیاز با بکارگیری روشی کارآمد جابجایی‌های تراز جداسازی جهت جلوگیری از احتمال برخورد سازه کاهش یابد. هدف از این مقاله بکارگیری سیستم‌های کنترلی هوشمند در تراز جداسازی با الگوریتم کنترلی بهینه‌سازی شده برای کاهش جابجایی‌های تراز جداسازی با در نظرگیری فواصل مختلف برای فضای اطراف سازه جداسازی می‌باشد. در این پژوهش از میراگر نیمه‌فعال از نوع میراگرهای Magnetorheological با استفاده از الگوریتم فازی بهینه شده برای کنترل ولتاژ ورودی در یک سازه جداسازی شده با جداسازهای با میرایی زیاد استفاده شده است. نتایج نشان داده است الگوریتم کنترلی توانسته علاوه بر جلوگیری از برخورد سازه با موانع اطراف خود در زلزله‌های مختلف، پاسخ‌های لرزه‌ای در روسازه را بهبود بخشد. همچنین پراکندگی و میانگین پاسخ‌های لرزه‌ای روسازه در تابع چگالی احتمال توزیع لگاریتم نرمال در مقایسه با سازه بدون سیستم کنترلی هوشمند کاهش یافته است.

واژگان کلیدی

سازه‌های جداسازی، سیستم کنترل نیمه‌فعال، الگوریتم فازی، زلزله حوزه نزدیک

Optimization of a semi-active controlled isolated steel structure under near-field earthquake by considering gap size limitation

A. Rayegani, Gh.R. Nouri

Abstract

The maximum displacement at the buildings' isolated level is an important issue for designing an economical and practical isolation system. Due to various reasons such as uncertainties in the design, changes in estimated seismic characteristics, and changes in design codes, the considered gap size around the existing isolated structures may not be sufficient for having free movement during an earthquake. Therefore, it is necessary to reduce the isolated level displacements by using an efficient method to prevent the possibility of structural pounding. The purpose of this paper is to use a smart control system in the isolated level with the optimized fuzzy control algorithm to reduce based-level displacements by considering different gap sizes around the structure. In this research, the Magnetorheological damper with the optimized fuzzy logic algorithm is used at a based level of isolated structure with high damping isolators. The results show that the control system can improve the superstructure's seismic performance and prevent poundings. Also, the dispersion and average of seismic responses of the superstructure in the probability density function of responses are reduced compared to structures without smart control systems.

Keywords

Isolated building, Semi-active control system, Fuzzy logic control, Near-field earthquakes

سیستم‌های جداسازی یکی از بهترین روش‌های کنترلی جهت کاهش خسارت‌های لرزه‌ای در سازه‌ها می‌باشند که در سال‌های اخیر استفاده از آنها در کشورهای مختلف از جمله ایران رو به افزایش بوده است. عملکرد مطلوب سازه‌های جداسازی تحت زلزله‌های حوزه دور در تحقیقات بسیار و همچنین زلزله‌های واقعی متعدد نشان داده شده است. در مقابل در زلزله‌های حوزه نزدیک به خصوص زلزله‌های دارای پالس‌های بلند به دلیل محتوای فرکانسی خاص خود و احتمال نزدیک شدن پریود غالب زلزله به پریود سیستم جداسازی، امکان ایجاد جابجایی‌های زیاد در تراز جداسازها وجود دارد [۱ و ۲]. همچنین این امکان وجود دارد که فضای خالی در اطراف سازه‌های جداسازی شده موجود به دلایل مختلف از جمله تغییرات ایجاد شده در آیین‌نامه، خطاهای ساخت و یا تغییرات در مشخصات لرزه خیزی منطقه برای حرکت آزاد سازه کافی نباشد. از این رو لازم است احتمال برخورد سازه جداسازی شده به موانع اطراف خود به روشی مناسب از میان برداشته شود. برخورد و ضربه در هنگام زلزله می‌تواند آسیب‌های جدی به سازه وارد نماید [۳-۵]. به عنوان یک نمونه در سال ۱۹۹۴ ساختمان جداسازی شده مدیریت و فرماندهی در شهر لس‌آنجلس در هنگام زلزله با مانع بتنی مجاور خود برخورد نمود و خسارت‌هایی به سازه آن وارد شد [۶]. برخورد دو سازه در هنگام زلزله در سازه‌های بدون جداساز در تحقیقات مختلف بررسی شده و نمونه‌های مختلف آن در زلزله‌های واقعی مشاهده شده است. این برخوردها می‌تواند به شدت بر روی رفتار سازه تاثیر گذاشته و عملکرد آن را با مشکل مواجه نماید [۷ و ۸]. از این رو یکی از چالش‌های اصلی در طراحی سیستم جداسازی، به خصوص در نواحی حوزه‌های نزدیک گسل زلزله، محدود کردن جابجایی جداسازها برای دستیابی به طرحی اجرایی و اقتصادی می‌باشد. افزایش سختی جداسازها جهت کاهش جابجایی تراز جداسازی با فلسفه کلی عملکرد جداسازها در تضاد بوده و عملکرد مورد انتظار جداسازها را تضعیف می‌نماید. بکارگیری سیستم‌های میراکننده انرژی در تراز جداسازی و در کنار جداسازها یکی از روش‌های متداول جهت کاهش جابجایی‌های کلی سازه می‌باشد. سیستم‌های کنترلی غیر فعال مانند میراگرهای ویسکوز در بسیاری از سازه‌های جداسازی شده در سراسر جهان از جمله ژاپن و آمریکا در تراز جداسازی جهت کاهش جابجایی کلی سازه بکار رفته‌اند [۹]. سیستم‌های میراگر غیر فعال که بطور معمول برای زلزله‌های شدید طراحی

می‌شوند تا بتوانند جابجایی‌های تراز جداسازی را کاهش دهند ممکن است در زلزله‌های ضعیف‌تر نیروهای بیش از نیاز سازه را ایجاد کنند که باعث افزایش پاسخ‌ها در روسازه شود. در مقابل سیستم‌های میراکننده انرژی هوشمند قادر هستند مشخصات رفتاری خود را متناسب با مشخصات زلزله و سازه و بر اساس الگوریتم کنترلی خود تنظیم نمایند. این نوع از سیستم‌ها بر مبنای نوع عملکرد خود به دو دسته کلی نیمه‌فعال و فعال تقسیم‌بندی می‌شوند. سیستم‌های کنترلی نیمه‌فعال به دلیل عدم نیاز به منبع خارجی بزرگ انرژی و عدم احتمال ناپایداری در سازه به دلیل خطای نیروهای وارد از مقبولیت بیشتری در میان طراحان سازه برخوردار بوده است [۱۰].

در این تحقیق عملکرد میراگرهای نیمه‌فعال از نوع MR) Magnetorheological (با سیستم کنترلی الگوریتم فازی مورد ارزیابی قرار گرفته است. مشخصات الگوریتم فازی در نظرگیری فواصل مختلف برای موانع حرکتی در اطراف ساختمان و بهینه‌سازی چند هدفه تعیین شده است. الگوریتم فازی متناسب با جابجایی و سرعت ایجاد شده در تراز جداسازی مقدار ولتاژ ورودی به میراگر را تنظیم نموده و بدین طریق میزان نیروی ایجاد شده در میراگر تنظیم خواهد شد. مشخصات رفتاری میراگر MR با استفاده از مدل Bouc-Wen در تحلیل‌ها مدل سازی شده است. پارامترهای مدل Bouc-Wen با استفاده از بهینه‌یابی ژنتیک الگوریتم با هدف تطبیق پاسخ‌های برآورد شده با نتایج آزمایشگاهی بدست آمده است. سازه مورد مطالعه یک ساختمان چهار طبقه بوده که با استفاده از جداسازهای الاستومری با میرایی زیاد جداسازی شده و بدون در نظرگیری میراگر اضافه شده، مطابق استانداردهای بین‌المللی شرح داده شده در بخش ۲، طراحی شده است.

۲- مدل سازه‌ای

سازه مورد مطالعه یک ساختمان سه بعدی چهار طبقه با ارتفاع طبقات ۳/۵ متر می‌باشد که سیستم باربر جانبی آن قاب خمشی ویژه فلزی است. این ساختمان در پلان دارای دو دهانه شش متری در راستای طولی و یک دهانه هشت متری در راستای متعامد آن می‌باشد. مطابق شکل (۱) جداسازها در زیر طبقه همکف قرار دارد و میراگر MR در وسط دیافراگم طبقه اول قرار گرفته است. بار مرده و زنده این ساختمان به ترتیب برابر ۵ و ۲/۵ کیلونیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شده است. ساختمان بدون در نظر گیری اثر میراگرها و مطابق با استانداردهای AISC360-16 [۱۱] و ASCE07-16 [۱۲] طراحی



الاستومری با میرایی زیاد با استفاده از مدل **Kikuchi** و همکارانش [۱۴] مدل سازی شده‌اند. رفتار میراگر **MR** با استفاده از مدل **Bouc-Wen**، که جزئیات آن در بخش بعد اشاره شده است، در نرم افزار **MATLAB** [۱۵] مدل سازی شده و مقدار نیروی میراگر در هر گام زمانی از تحلیل با ایجاد یک شبکه ارتباطی با نرم افزار **OpenSees** بر مدل سازه ای اعمال شده است.

زلزله‌های حوزه نزدیک دارای پالس‌های بلند سرعت به دلیل نزدیکی پریود غالب پالس با پریود سیستم جداسازی تاثیر زیادی بر عملکرد سازه‌های جداسازی می‌توانند داشته باشند. با توجه به محاسبات سنگین مورد نیاز برای بهینه سازی، در اینجا از بین زلزله‌های پیشنهادی **FEMA P695** [۱۶] برای حوزه نزدیک سه زلزله که بیشترین پاسخ‌ها را در سازه مورد بررسی ایجاد میکنند استفاده شده است. مشخصات این رکوردهای حوزه نزدیک دارای پالس بلند در جدول (۱) آورده شده است.

جدول ۱- مشخصات رکوردهای لرزه‌ای

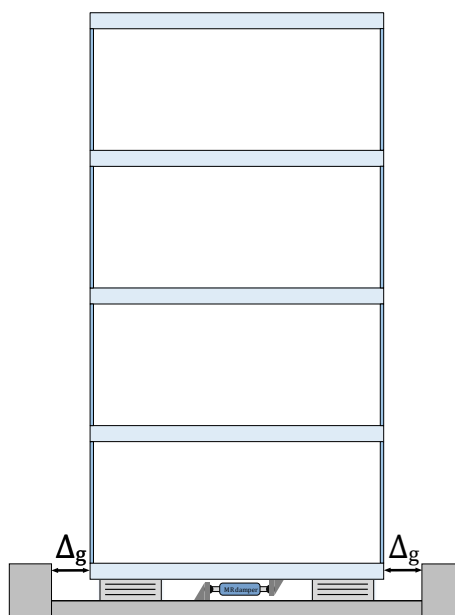
شماره NGA	کانون زلزله	سال	نام مرکز ثبت	بزرگی
۱۸۲	Imperial_Valley-06	۱۹۷۹	El_Centro_Array_#7	۶/۵۳
۷۲۳	Superstition_Hills-02	۱۹۸۷	Parachute_Test_Site	۶/۵۴
۱۰۶۳	Northridge-01	۱۹۹۴	Rinaldi_Receiving_Sta	۶/۶۹

با هدف اینکه میزان اثر فاصله مانع حرکتی در زلزله‌های مختلف برای سازه یکسان باشد، فاصله مانع حرکتی به نسبتی از بیشینه جابجایی ایجاد شده در هر زلزله در نظر گرفته شده است. در جدول (۲) مقدار جابجایی بیشینه سازه جداسازی شده در تراز جداسازی (DE) و فواصل در نظر گرفته شده برای مانع حرکتی (Δg) در هر زلزله ارائه شده است. در این پژوهش فرض شده است مانع حرکتی در فاصله $0/6$ و $0/8$ برابر جابجایی حداکثر سازه جداسازی باشند.

۳- مدل سازی میراگر MR

برای مدل سازی رفتار میراگر **MR** مدل‌های مختلفی ارائه شده است که در اینجا از مدل **Simple Bouc-Wen** به جهت توانایی خوبی که در مدل سازی رفتار میراگر در ولتاژهای مختلف دارد استفاده شده است. این مدل توانایی خوبی در مدل سازی رفتاری غیر خطی دارد و از آن در تحقیقات متعدد استفاده شده است [۱۷]. در شکل (۲) مکانیزم کلی این مدل نشان داده شده

شده است. در طراحی، فرض شده است که نوع خاک سازه از نوع **C** با سطح خطر نوع ۳ باشد. طیف **MCER** مورد استفاده برای طراحی روسازه دارای $SMS=1/0.7g$ و $SM1=1/3.6g$ بوده و ضریب رفتار روسازه برابر ۲ در نظر گرفته شده است. شش جداساز الاستومری با میرایی زیاد در زیر ستون‌ها از یک نوع با قطر 700 میلی‌متر و ارتفاع لاستیک 200 میلی‌متر با مدول برشی $0/62$ مگاپاسکال قرار گرفته است. سختی قائم جداسازها و سختی جانبی معادل آنها در کرنش 100% به ترتیب برابر 2660×10^3 کیلونیوتن بر متر و 1180 کیلونیوتن بر متر می‌باشد. مقاطع تیرها در دهانه‌های بلند $W21 \times 93$ و در دهانه‌های کوتاه‌تر $W21 \times 122$ و مقطع ستون‌ها در دو طبقه پایین $W14 \times 176$ و دو طبقه بالا $W14 \times 145$ در نظر گرفته شده است. همانطور که در شکل (۱) دیده می‌شود دو مانع حرکتی در هر دو سمت سازه قرار داده شده است. فواصل این مانع به نسبت بیشینه جابجایی سازه در هر زلزله در نظر گرفته شده است. همچنان، راستایی از رکوردهای لرزه‌ای که در آن پالس‌های سرعت وجود دارد در جهت برخورد سازه در نظر گرفته شده است.



شکل ۱- سازه چهار طبقه جداسازی شده مجهز به میراگر MR

برای انجام تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی از نرم افزار **OpenSees** [۱۳] استفاده شده است. رفتار المان‌های تیر و ستون‌ها به صورت غیرخطی در تمام طول المان با استفاده از المان غیرخطی **Nonlinearbeamcolumn** و جداسازهای

جدول ۲- بیشینه جابجایی تراز جداسازی و فاصله در نظر گرفته شده برای موانع حرکتی

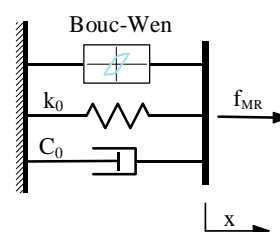
زلزله	جابجایی بیشینه در تراز جداسازی (mm)	حالت ۱: $\Delta g/DME = 0.08$ (mm)	حالت ۲: $\Delta g/DME = 0.06$ (mm)
Imperial_Valley	۲۱۶	۱۷۳	۱۳۰
Northridge	۳۳۲	۲۶۵	۱۹۹
Superstition_Hills	۳۰۳	۲۴۲	۱۸۲

است. مقادیر بدست آمده از بهینه سازی در جدول (۳) آورده شده است. در این بهینه‌سازی اختلاف نتایج حاصل از مقادیر شبیه‌سازی و آزمایشگاهی به عنوان تابع هدف در نظر گرفته شده است. در اینجا از نتایج آزمایش انجام شده بر روی میراگر MR که توسط Yang و همکارانش [۱۸] که تحت ولتاژهای مختلف انجام شده استفاده شده است.

جدول ۳- مقادیر بدست آمده از بهینه‌سازی برای متغیرهای رابطه

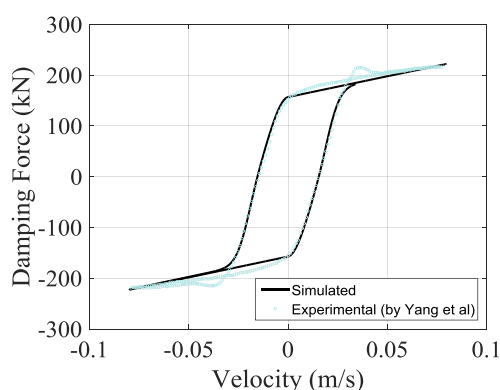
Bouc-Wen			
متغیرها	مقدار	متغیرها	مقدار
α_a	۱۲۱۶۶۶ N/m	k_{0a}	۶۶۲۷ N/m
α_b	۱۴۸۱۹۸۲ N/m/v	k_{0b}	۹۴۹۸ N/m/v
c_{0a}	۵۰۷۶۴ N.s/m	A_m	۷۴
c_{0b}	۳۸۶۷۹۱ N.s/m/v	n	۱/۹۶
β	۸۳ m ²	γ	۲۵۴۹۳ m ²
F_0	-۱۶۱ N	-	-

است که از ترکیب میراگر ویسکوز، یک فنر خطی و المان Bouc-Wen تشکیل شده است. برای دستیابی به دقت قابل در شبیه سازی رفتار میراگر لازم است ضرایب معادلات رفتاری این مدل با استفاده از بهینه‌سازی جهت تطبیق نتایج آزمایشگاهی با نتایج محاسباتی بدست آید.



شکل ۲- مدل Bouc-Wen ساده برای شبیه سازی رفتار میراگر MR

آزمایش‌های انجام شده بر روی میراگر تحت ولتاژهای $A = 0$, $A = 0.5$, $A = 1$ و $A = 2$ بوده است و شاخص هدف بهینه سازی به طور همزمان مطابق نتایج مدلسازی در هر چهار ولتاژ را در بر گرفته است.



شکل ۳- مقایسه منحنی نیرو- سرعت محاسبه شده با استفاده از مدل Bouc-Wen و نتایج بدست آمده از آزمایش میراگر

به عنوان نمونه همانطور که در شکل (۳) نشان داده شده است مدل Bouc-Wen با پارامترهای بدست آمده از بهینه‌یابی، رفتار میراگر را در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی تحت ولتاژ $A = 2$ نشان داده است. همانطور که در این شکل مشخص است نتایج بدست آمده مطابقت خوبی با نتایج آزمایشگاهی داشته و

معادله حاکم بر این مدل به صورت زیر خواهد بود:

$$f_{MR}(\dot{x}, z_{MR}) = c_0 \dot{x} + k_0 x + \alpha z_{MR} + f_0 \quad (1)$$

$$\dot{z}_{MR} = -\gamma z_{MR} |\dot{x}| |z_{MR}|^{n-1} - \beta \dot{x} |z_{MR}|^n + A_m \dot{x} \quad (2)$$

در این رابطه n , γ , β و A پارامترهای ثابت می‌باشند که با استفاده از نتایج آزمایشگاهی بدست می‌آیند. \dot{x} سرعت در محل میراگر و k_0 , c_0 و α_0 پارامترهای وابسته به ولتاژ ورودی که به صورت رابطه (۳) و (۴) بیان شده‌اند.

$$\alpha_0 = \alpha_a - \alpha_b u \quad (3)$$

$$c_0 = c_a + c_b u \quad (4)$$

$$k_0 = k_a + k_b u \quad (5)$$

از بهینه‌سازی ژنتیک الگوریتم با هدف شبیه سازی رفتار میراگر استفاده شده است که در آن یازده ضریب ثابت رابطه Bouc-Wen به عنوان متغیرهای بهینه سازی در نظر گرفته شده

از اختلاف کم در ناحیه سرعت پایین آن چشم پوشی شده است.

۴- منطق فازی

در میراگرهای MR مشخصات ماده ویسکوز بکار رفته در داخل آن به واسطه ولتاژ ورودی تغییر می‌نماید. این ولتاژ ورودی باید بر اساس نیاز سازه و بوسیله یک الگوریتم کنترلی در هر لحظه تعیین و به سیستم ارسال شود. الگوریتم‌های کنترلی متداول برای تصمیم‌گیری و کاهش پاسخ‌های سازه نیاز به مدل‌های ریاضی پیچیده و دقیق منطبق بر مشخصات سازه دارند. با توجه به اینکه در سازه‌های ساختمانی بدست آوردن مدل‌های ریاضی منطبق بر مشخصات ساختمان دارای پیچیدگی‌های بسیار بوده و همچنین این مشخصات ممکن است در هنگام زلزله دچار تغییر شوند. روش‌های فازی توسط Zadeh [۱۹] در سال ۱۹۶۵ ارائه شده است. این روش این امکان را فراهم می‌کند تا با یک ساختار محاسباتی بتواند در فضای عدم قطعیت تصمیم‌گیری صورت گیرد. بر خلاف منطق کلاسیک که رویدادهای محیطی را به صورت مطلق بیان می‌کنند، در صورت تعلق به مجموعه برابر یک و در غیر این صورت صفر، در منطق فازی مجموعه‌ها به صورت مطلق بیان نمی‌شوند و در واقع مرز مشخص برای مجموعه لحاظ نمی‌شود و به صورت نسبی می‌باشد [۲۰]. در این تحقیق از منطق فازی در سیستم نیمه‌فعال استفاده خواهد شد. بکارگیری منطق فازی به عنوان سیستم کنترلی در مطالعات بسیاری مورد توجه محققین قرار گرفته است [۲۱-۲۳]. در اینجا نیز برای تنظیم ولتاژ ورودی میراگرهای MR از الگوریتم فازی استفاده شده است. بهینه‌سازی مشخصات مربوط به این الگوریتم با استفاده از بهینه‌سازی ژنتیک الگوریتم دو هدفه با در نظرگیری شتاب و جابجایی نسبی بیشینه طبقات بدست آمده است. پس از چند بررسی اولیه، سرعت و جابجایی تراز جداسازی به عنوان متغیرهای تصمیم‌گیری در الگوریتم فازی و تعیین ولتاژ ورودی سیستم استفاده شده است. در شکل (۴) حوزه‌ی عملکرد سیستم کنترلی نیمه‌فعال با الگوریتم کنترلی فازی نشان داده شده است. برای ورودی و خروجی الگوریتم فازی از ۵ تابع عضویت مثلثی با اسامی zero, positive medium, positive large and negative large و negative small که مخفف آنها به ترتیب در جدول (۴) مشخص شده، استفاده شده است.

در پروسه بهینه‌سازی مشخصات هندسی توابع عضویت، با حفظ تقارن، به عنوان متغیر در پروسه بهینه‌سازی در نظر گرفته شده است. قوانین حاکم در منطق فازی بر اساس دید تجربی و

با تحلیل‌های سعی و خطا تعیین شده و در پروسه بهینه‌سازی ثابت در نظر گرفته شده‌اند.

جدول ۴- قوانین منطق فازی

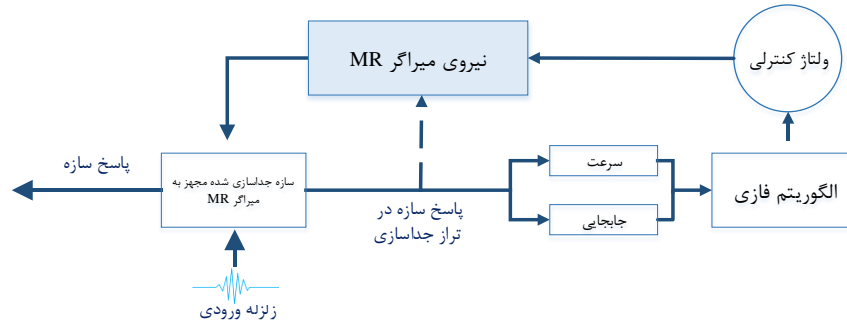
جابجایی					سرعت
PL	PM	Z	NM	NL	
S	S	M	L	VL	NL
M	M	S	L	VL	NM
L	Z	Z	Z	L	Z
VL	L	S	M	M	PM
VL	L	M	S	S	PL

۵- نتایج تحلیل

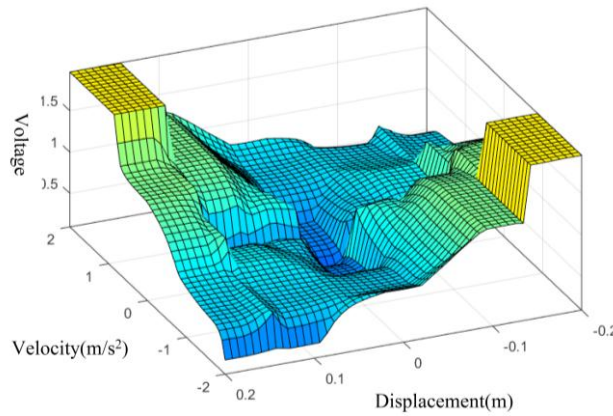
با توجه به توضیحات ارائه شده در رابطه با نحوه مدل سازی و فرضیات در نظر گرفته شده در تحقیق، در این بخش نتایج حاصل از بررسی‌های صورت گرفته پیرامون عملکرد سیستم جداساز نیمه‌فعال مجهز به میراگر MR با الگوریتم فازی بهینه شده در مقایسه با سیستم‌های غیر فعال ارائه شده است. در ابتدا سازه جداسازی شده مجهز بدون سیستم کنترلی تحلیل شده و جابجایی‌های حداکثر ایجاد شده در تراز جداسازی برای هر رکورد محاسبه شده و فواصل موانع حرکتی بر اساس آنها تعیین شده است. سپس سازه جداسازی شده به سیستم میراگر MR مجهز شده و الگوریتم فازی با در نظرگیری دو شاخص جابجایی نسبی طبقات و شتاب طبقات بهینه شده است.

در پروسه بهینه‌سازی مشخصات توابع عضویت به عنوان متغیرهای تصمیم‌گیری، بنحوی تغییر کرده‌اند که در جابجایی‌های حداکثر که سازه در حال دور شدن از نقطه اولیه خود می‌باشد مقدار نیروی میراگر بیشینه و در مسیر برگشت سازه به حالت اولیه خود نیروی میراگر کاهش یابد. در شکل (۵) زیر نمونه‌ای از رویه منطق فازی بهینه شده نشان داده شده است. نیروی میراگر MR بر اساس مقدار ولتاژ ورودی و تغییراتی که در مشخصات ماده ویسکوز درون آن ایجاد می‌شود متناسب با نیاز سازه تغییر می‌نماید. در شکل (۶) نمودار تاریخیچه زمانی سرعت و جابجایی در تراز جداسازی و همچنین مقدار ولتاژ ورودی به میراگر که از fuzzy surface در هر گام زمانی بدست آمده است و نیروی میراگر MR برای زلزله Northridge نشان داده شده است. همانطور که مشخص است مقدار ولتاژ ورودی که بر اساس دو مقدار سرعت و جابجایی تراز جداسازی تغییر می‌کنند در زمان حدود ۳ ثانیه که مقدار جابجایی در جداسازها به حداکثر مقدار خود نزدیک می‌شود، به بیشترین مقدار خود رسیده است که در نتیجه مقدار نیروی

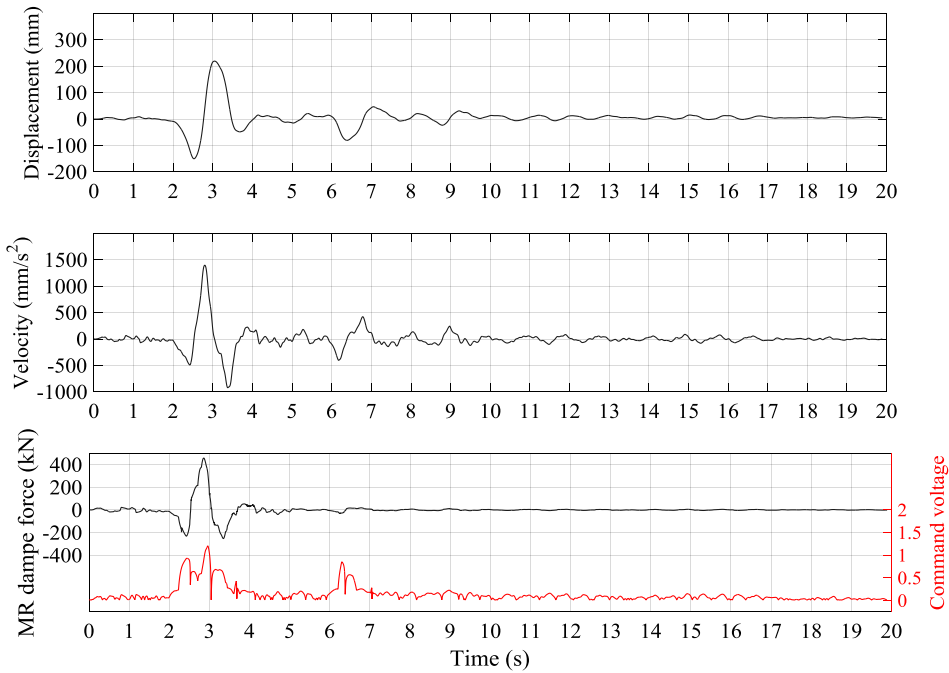
میراگر نیز به تبع آن افزایش یافته است.



شکل ۴- شکل شماتیک از نحوه عملکرد سیستم جداساز نیمه‌فعال با سیستم کنترلی



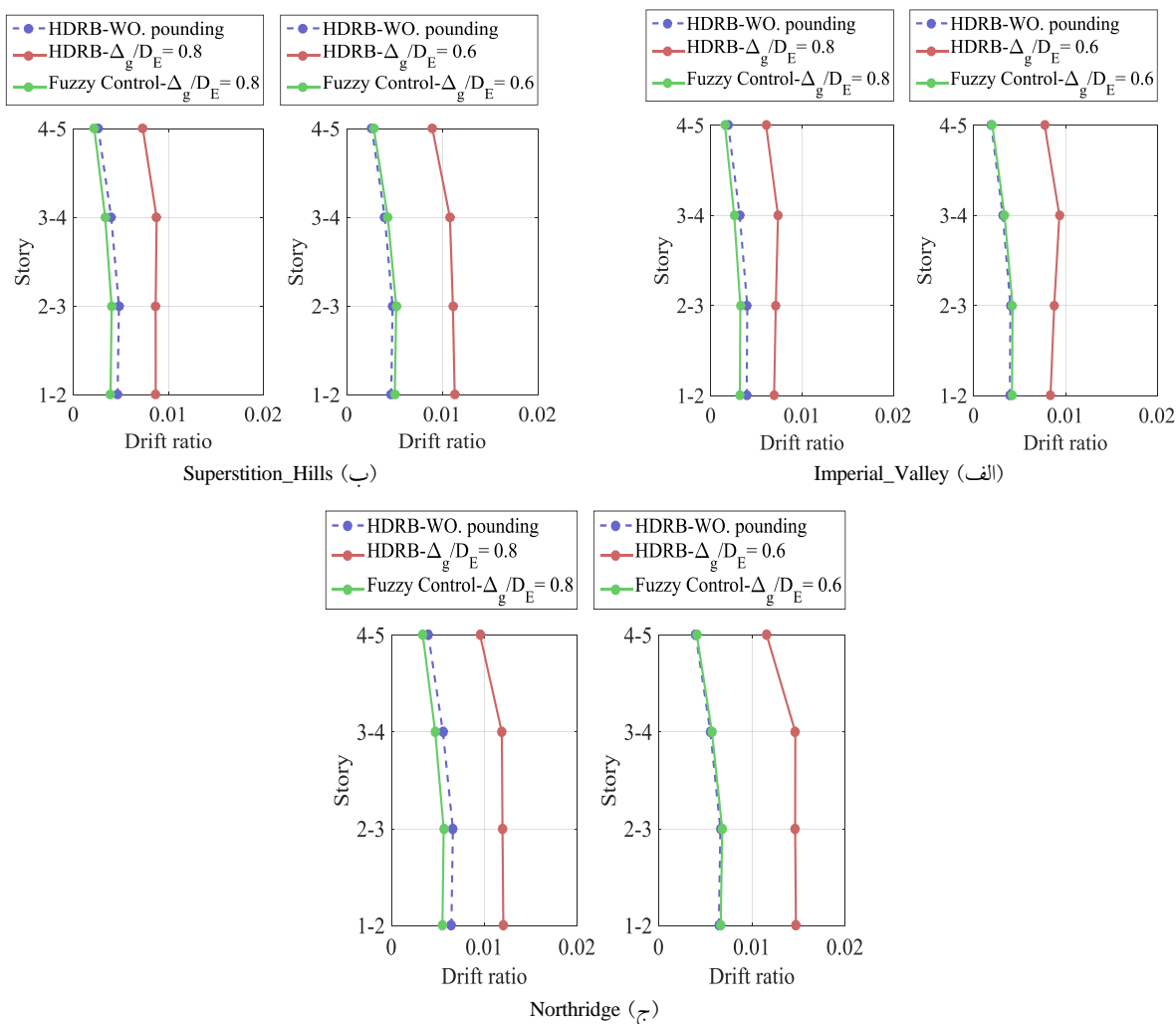
شکل ۵- رویه منطقی فازی بهینه شده



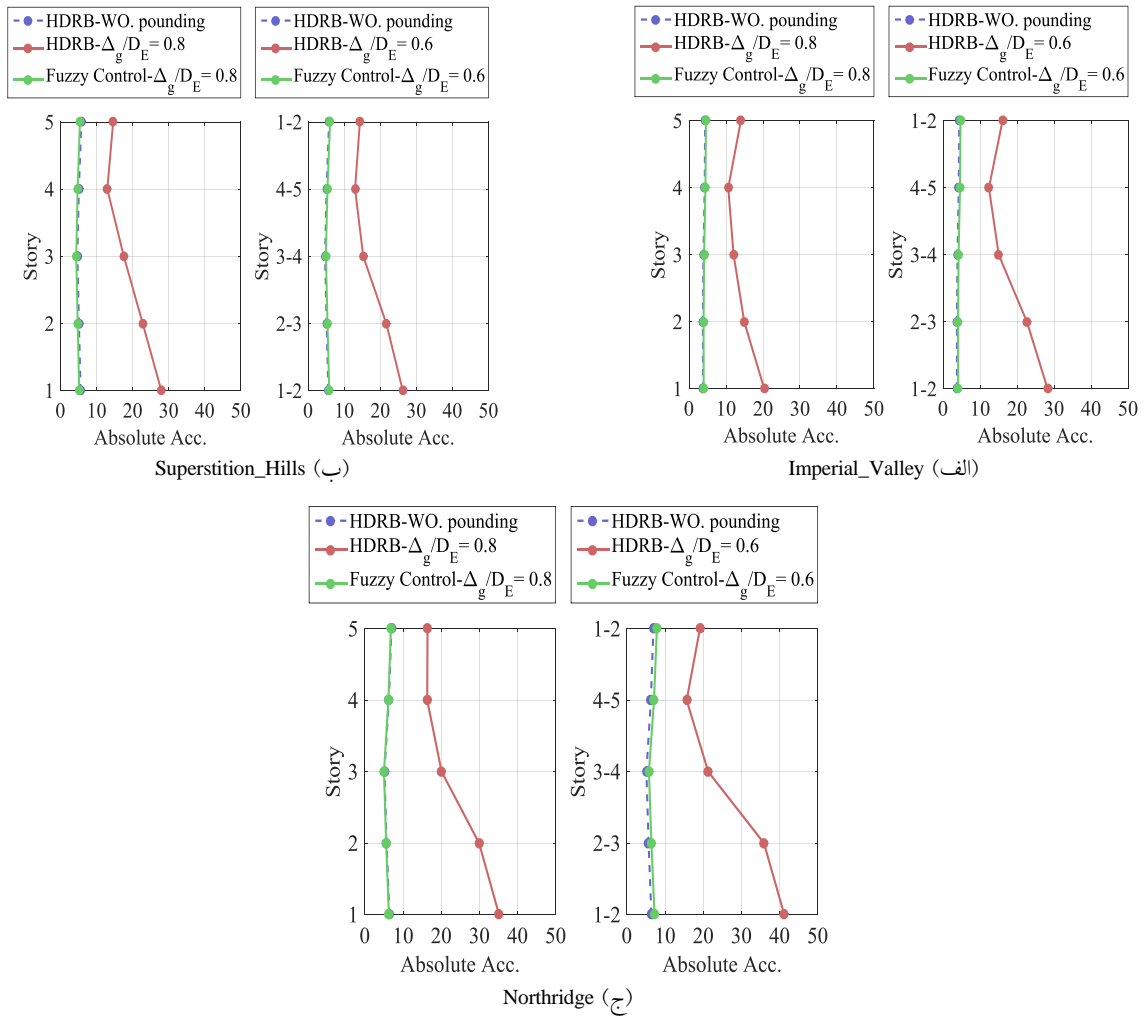
شکل ۶- نمودار تاریخچه زمانی سرعت و جابجایی در تراز جداسازی شده، ولتاژ ورودی و نیروی میراگر MR

نیمه‌فعال کاهش یافته است. به طور میانگین بیشینه شتاب و جابجایی نسبی طبقات برای فضای نسبی ۰/۸ در همه زلزله‌های به ترتیب برابر ۴/۷ و ۱/۸ نسبت به سازه بدون در نظرگیری مانع حرکتی افزایش داشته است. این مقادیر در حالت دوم با فضای نسبی ۰/۶ به ترتیب برابر ۵/۶ و ۲/۳ می‌باشد. در شکل (۹) تاریخچه زمانی مقادیر شتاب در تراز جداسازی سازه جداسازی شده در حالت با در نظرگیری مانع حرکتی در فاصله نسبی ۰/۸ و بدون آن نشان داده شده است. همانطور که مشخص است سازه جداسازی شده که با مانع حرکتی برخورد نموده است شتاب بسیار زیادی را تجربه کرده است که این امر می‌تواند باعث خسارت‌های زیادی به خصوص به تجهیزات غیر سازه‌ای شود. همچنین سیستم کنترلی نیمه‌فعال توانسته مانع از برخورد سازه جداسازی به مانع شود در عین حال شتاب بیشینه سازه را افزایش ندهد.

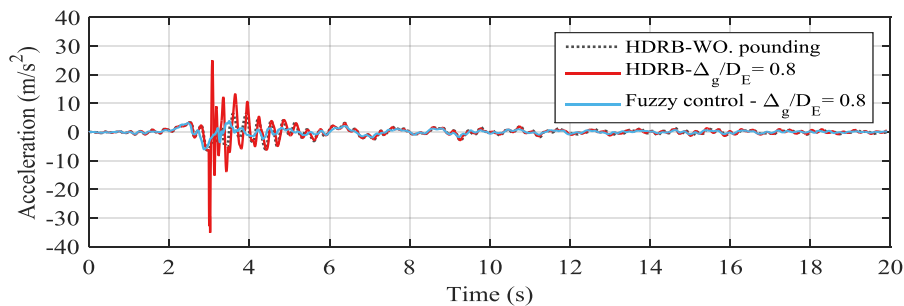
در شکل‌های (۷) و (۸) مقدار بیشینه جابجایی نسبی و شتاب طبقات در مدل‌های مختلف نشان داده شده است. در این شکل‌ها سازه جداسازی که برای آن محدودیت حرکتی در نظر گرفته نشده است با (HDRB-WO. pounding)، سازه بدون سیستم کنترلی نیمه‌فعال با محدودیت حرکتی با (HDRB- Δ_g/DE) و سازه جداسازی با سیستم کنترلی نیمه‌فعال بهینه شده با (Fuzzy control- Δ_g/DE) نمایش داده شده است. همانطور که بیان شد مقادیر بدست آمده برای دو فاصله نسبی ۰/۸ ($\Delta_g/DE = 0.8$) و ۰/۶ ($\Delta_g/DE = 0.6$) نشان داده شده است. همانطور که مشخص است پاسخ‌های لرزه‌ای در سازه‌ای که در آن برخورد رخ داده است به شدت افزایش یافته است. مقادیر پاسخ سازه در سازه بدون مانع حرکتی و در سازه‌ای که در آن سیستم کنترل نیمه‌فعال قرار گرفته شده تا از برخورد سازه جلوگیری نماید، تا حدودی به هم نزدیک می‌باشد و همچنین در برخی مواقع مقادیر آن در سازه با سیستم کنترل



شکل ۷- بیشینه جابجایی نسبی طبقات در سازه جداسازی شده با و بدون سیستم کنترلی نیمه‌فعال تحت سه زلزله



شکل ۸- بیشینه شتاب در طبقات در سازه جداسازی شده با و بدون سیستم کنترلی نیمه‌فعال تحت سه زلزله



شکل ۹- نمودار تاریخچه زمانی شتاب در تراز جداسازی شده با و بدون سیستم میراگر نیمه‌فعال در زلزله Northridge با در نظر گیری فضای نسبی ۰/۸ در اطراف سازه

تراز جداسازی از فضای باز در نظر گرفته شده در اطراف سازه شود که باعث ایجاد برخورد در سازه خواهد شد. کاهش پراکندگی پاسخهای لرزه‌ای، دارای اهمیت بالایی در کاهش احتمال خرابی در جداسازها و یا برخورد سازه با ساختمان‌های اطراف دارد. از این رو نمودارهای تابع چگالی احتمال توزیع

در طراحی سیستم‌های جداسازی که بطور معمول ظرفیت جابجایی جداسازها و همچنین فضای باز اطراف ساختمان جداسازی بر اساس استانداردهای طراحی بر مبنای میانگین پاسخهای مربوط به زلزله‌های انتخاب شده تعیین می‌شود. حال آنکه پراکندگی در پاسخ می‌تواند باعث پیشی گرفتن جابجایی

مقادیر u_1 و u_2 برابر مقادیر پاسخ‌ها دو راستای اصلی سازه برای بیشینه جابجایی نسبی طبقات به و همچنین جابجایی تراز جداسازی در نظر گرفته شده است.

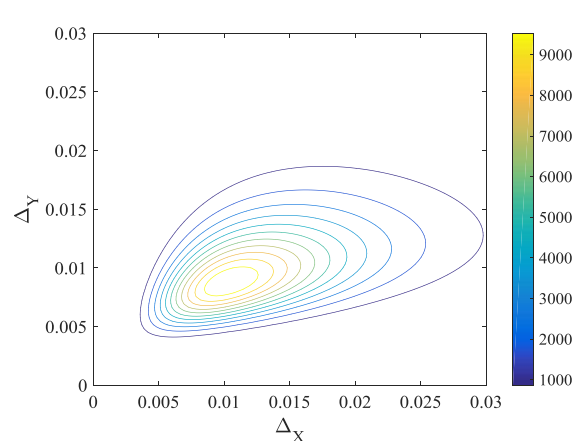
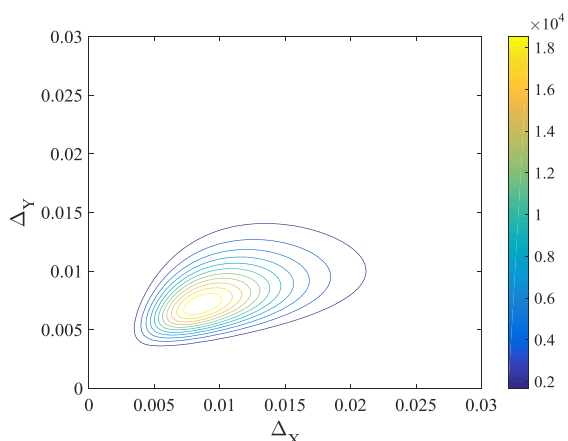
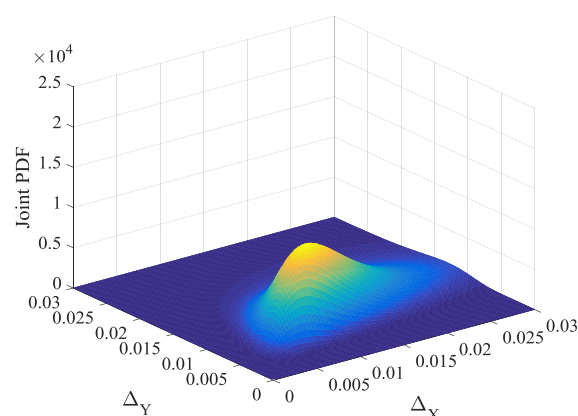
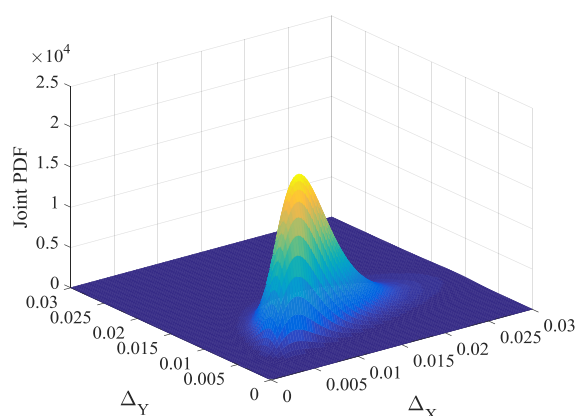
در شکل (۱۰) نمودارهای تابع چگالی احتمال توزیع لگاریتم نرمال برای بیشینه جابجایی نسبی طبقات و جابجایی تراز جداسازی برای سازه جداسازی شده بدون سیستم کنترلی که دارای محدودیت حرکتی است و سازه جداساز شده با میراگر MR و الگوریتم کنترلی فازی بهینه شده نشان داده شده است. این نمودارها با استفاده از تحلیل‌های صورت گرفته بر روی سازه و همچنین در نظرگیری یک توزیع لگنرمال برای بیشینه شتاب رکورد زلزله بدست آمده است. همانطور که از نمودارهای تابع چگالی مشخص است سیستم کنترلی نیمه‌فعال به مقدار زیادی از پراکندگی و میانگین پاسخ‌های لرزه‌ای کاسته است که این امر به طور مستقیم باعث کاهش احتمال خرابی‌ها در سازه خواهد شد.

لگاریتم نرمال پاسخ‌های لرزه‌ای می‌تواند دید خوبی در این رابطه فراهم نماید. با توجه به اینکه تحلیل‌های انجام شده در دو راستا انجام شده است، برای دو متغیر که دارای توزیع لگاریتم می‌باشند، تابع چگالی احتمال توزیع لگاریتم نرمال از رابطه‌های (۶) و (۷) بدست خواهد آمد [۲۴].

$$f(u_1, u_2) = \frac{1}{2\pi u_1 u_2 \sigma_{U_1} \sigma_{U_2} \sqrt{1 - \rho^2}} \exp\left(-\frac{P}{2}\right) \quad (6)$$

$$P = \frac{1}{1 - \rho^2} \left[\left(\frac{\ln u_1 - \mu_{U_1}}{\sigma_{U_1}} \right)^2 - 2\rho \left(\frac{\ln u_1 - \mu_{U_1}}{\sigma_{U_1}} \right) \left(\frac{\ln u_2 - \mu_{U_2}}{\sigma_{U_2}} \right) + \left(\frac{\ln u_2 - \mu_{U_2}}{\sigma_{U_2}} \right)^2 \right] \quad (7)$$

در این معادله μ_U و σ_U به ترتیب میانگین و انحراف معیار و مقدار $U = \ln u$ و ρ برابر ضریب همبستگی می‌باشند. در اینجا



(ب) با سیستم کنترلی نیمه‌فعال بهینه شده

(الف) بدون میراگر و با در نظرگیری مانع حرکتی

شکل ۱۰- نمودار تابع چگالی احتمال توزیع لگاریتم نرمال بیشینه جابجایی نسبی طبقات سازه جداسازی شده

۶- نتیجه‌گیری

در سازه‌های جداسازی شده به دلایل مختلف از جمله عدم قطعیت‌ها در سازه، تغییرات آیین‌نامه‌های طراحی و یا تغییرات مشخصات لرزه‌ای منطقه این احتمال وجود دارد که فضای خالی در نظر گرفته شده در اطراف سازه برای حرکت ساختمان در هنگام زلزله کافی نباشد. از این رو لازم است در موارد مورد نیاز با استفاده از راهکاری مناسب احتمال برخورد سازه با موانع اطراف خود کاهش داده شود. به کارگیری سیستم‌های میراکننده انرژی غیرفعال برای کاهش جابجایی تراز جداسازی به جهت عدم انطباق‌پذیری با ویژگی‌های لرزه‌ای در هر زلزله می‌تواند باعث افزایش پاسخ‌های لرزه‌ای در سازه شود. به طور معمول این میراگرها برای شدیدترین زلزله‌های محتمل طراحی می‌گردند که این امر می‌تواند باعث اعمال نیروی بیش از حد نیاز سازه در زلزله‌های خفیف‌تر شود و عملکرد مورد انتظار از سازه جداسازی شده را تقلیل دهد. محدود کردن جابجایی تراز جداسازی در سازه‌های جداسازی شده برای دستیابی به طرحی بهینه و اجرایی یکی از چالش‌های طراحی سازه‌های جداسازی شده می‌باشد. این موضوع در نواحی نزدیک به گسل به دلیل تاثیر قابل توجه زلزله‌های حوزه نزدیک، به‌خصوص رکوردهایی که در آنها پالس‌های سرعت وجود دارد، حائز اهمیت خواهد بود.

از این رو هدف از این مقاله بررسی عملکرد سیستم‌های میراکننده نیمه‌فعال با الگوریتم فازی و بهینه‌سازی آن با در نظرگیری قید محدودیت حرکتی در سازه می‌باشد. برای شبیه‌سازی رفتار میراگر MR از مدل Bouc-Wen استفاده شده و پارامترهای این مدل با استفاده از بهینه‌سازی ژنتیک الگوریتم بدست آمده است. در سیستم کنترلی مشخصات منطق فازی، با استفاده از بهینه‌سازی دو هدفه، با در نظرگیری شتاب بیشینه طبقات و دررفت بیشینه طبقات، بدست آمده است. در این پژوهش نتایج نشان داده است که سیستم کنترلی نیمه‌فعال توانسته از برخورد سازه با موانع در نظر گرفته شده در هر دو فاصله نسبی ۰/۸ و ۰/۶ نسبت به بیشینه جابجایی تراز جداسازی، جلوگیری نماید. همچنین سیستم کنترلی بهینه شده توانسته پاسخ‌های لرزه‌ای سازه را نسبت به حالت بدون قید حرکتی در فاصله نسبی ۰/۸ کاهش دهد. مقادیر شتاب و دررفت در سازه جداسازی بدون میراگر MR که در هنگام زلزله دچار برخورد شده است، به ترتیب تا ۵/۶ و ۲/۳ برابر حالت بدون برخورد افزایش یافته است که این امر می‌تواند خسارت‌های زیادی را به سازه تحمیل نماید. مطابق تابع چگالی احتمال با

توزیع لگاریتم نرمال پاسخ‌های سازه، مقادیر میانگین و پراکندگی پاسخ‌ها در سازه مجهز به میراگر نیمه‌فعال در مقایسه با سازه جداسازی شده بدون میراگر کاهش یافته است که این امر بصورت مستقیم در کاهش خرابی‌های محتمل آینده سازه تاثیر خواهد گذاشت.

۷- مراجع

- [1] Bhagat, S., Wijeyewickrema, A.C. and Subedi, N. (2018), "Influence of near-fault ground motions with fling-step and forward-directivity characteristics on seismic response of base-isolated buildings", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 25, pp. 455-474.
- [2] Alhan, C. and Öncü-Davas, S. (2016), "Performance limits of seismically isolated buildings under near-field earthquakes", *Engineering Structures*, Vol. 116, pp. 83-94.
- [3] Kitayama, S. and Constantinou, M.C. (2018), "Collapse performance of seismically isolated buildings designed by the procedures of ASCE/SEI 7", *Engineering Structures*, Vol. 164, pp. 243-258.
- [4] Polycarpou, P.C. and Komodromos, P. (2010), "Earthquake-induced poundings of a seismically isolated building with adjacent structures", *Engineering Structures*, Vol. 32, pp. 1937-1951.
- [5] Bao, Y., Becker, T.C., Sone, T. and Hamaguchi, H. (2018), "To limit forces or displacements: Collapse study of steel frames isolated by sliding bearings with and without restraining rims", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 112, pp. 203-214.
- [6] Nagarajaiah, S. and Sun, X. (2001), "Base-isolated FCC building: impact response in Northridge earthquake", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 127, pp. 1063-1075.
- [7] Mavronicola, E.A., Polycarpou, P.C., and Komodromos, P. (2017), "Spatial seismic modeling of base-isolated buildings pounding against moat walls: effects of ground motion directionality and mass eccentricity", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 46, pp. 1161-1179.
- [8] Pant, D.R. and Wijeyewickrema, A.C. (2012), "Structural performance of a base-isolated reinforced concrete building subjected to seismic pounding", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 41, pp. 1709-1716.
- [9] Wolff, E., Ipek, C., Constantinou, M. and Tapan, M. (2015), "Effect of viscous damping devices on the response of seismically isolated structures", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 44, pp. 185-198.
- [10] Wen, Y.K. and Shinozuka, M. (1998), "Cost-Effectiveness in Active Structural Control", *Engineering Structures*, Vol. 20, pp. 216-221.
- [11] ANSI, A., 360-16, (2016), Specification for structural steel buildings.
- [12] American Society of Civil, E., (2017), Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures: ASCE/SEI 7-16.
- [13] McKenna, F. Fenves, G. and Scott, M. (2006), Computer program OpenSees: open system for earthquake engineering simulation.



- [14] Kikuchi, M., Aiken, I.D. and Kasalanati, A. (2012), "Simulation analysis for the ultimate behavior of full-scale lead-rubber seismic isolation bearings", In 15th world conference on earthquake engineering, Vol. 24, pp. 1-10.
- [15] MATLAB and statistics toolbox release, (2015b), The MathWorks, Inc., Natick, Massachusetts, United States.
- [16] FEMA, P., (2012), 58. Next-generation methodology for seismic performance assessment of buildings, Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Vol. 2.
- [17] Ismail, M., Ikhouane, F. and Rodellar, J. (2009), "The hysteresis bouc-wen model, a survey", Archives of Computational Methods in Engineering, Vol. 16, pp. 161-188.
- [18] Yang, M.-G., Chen, Z.-Q. and Hua, X.-G. (2011), "An experimental study on using MR damper to mitigate longitudinal seismic response of a suspension bridge", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 31, pp. 1171-1181.
- [19] Zadeh, L.A., (1965), "Fuzzy sets", Information and control, Vol. 8, pp. 338-353.
- [20] Garzón-Roca, J., Marco, C.O. and Adam, J.M. (2013), "Compressive strength of masonry made of clay bricks and cement mortar: Estimation based on Neural Networks and Fuzzy Logic", Engineering Structures, Vol. 48, pp. 21-27.
- [21] Choi, K.M., Cho, S.W., Jung, H.J. and Lee, I.W. (2004), "Semi-active fuzzy control for seismic response reduction using magnetorheological dampers", Earthquake engineering & structural dynamics, Vol. 33, pp. 723-736.
- [22] Wang, A.P. and Lee, C.D. (2002), "Fuzzy sliding mode control for a building structure based on genetic algorithms", Earthquake engineering & structural dynamics, Vol. 31, pp. 881-895.
- [23] Yan, X., Xu, Z.-D. and Shi, Q.-X. (2020), "Fuzzy neural network control algorithm for asymmetric building structure with active tuned mass damper", Journal of Vibration and Control, Vol. 26, pp. 2037-2049.
- [24] Klein, L. (1957), "The Lognormal Distribution", JSTOR.

توسعه پروتکل بارگذاری ملی و بررسی آزمایشگاهی اتصالات خمشی جوشی WUF-W و RBS تحت پروتکل های بارگذاری ایران و SAC

محمد حسنی سوخته‌سرایبی^۱، مهدی قاسمیه^{۲*}، سید رسول میرقادری^۳

۱- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

۲- استاد، مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

۳- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

*تهران، صندوق پستی ۴۵۶۳-۱۱۱۵۵، m.ghassemieh@ut.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۹/۰۷/۱۶، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۹/۱۰/۰۸)

چکیده

در این مطالعه و برای تدوین پروتکل بارگذاری پیشنهادی برای ایران؛ مطالعات لرزه‌ای، عددی، آماری، اجزا محدودی و بررسی‌های دقیق آزمایشگاهی متناسب با شرایط منطقه صورت گرفته است. در نهایت پروتکل بارگذاری پیشنهادی شده است که شبیه‌سازی مناسبی از تقاضای لرزه‌ای منطقه در اختیار قرار داده است؛ همچنین منطبق با شرایط ساخت و طراحی سازه‌ها در منطقه نیز بوده است و قابلیت اعمال به مولفه‌های خمشی سازه‌های علی‌الخصوص اتصالات خمشی را در حالت کلی و آزمایشگاهی را دارا است. شایان ذکر است که پروتکل بارگذاری منطقه ضوابطی برای ارزیابی عملکرد اتصالات خمشی در مقادیر هدف، شرایط پذیرش و کنترل آستانه‌ی فروریزش اتصالات خمشی ارائه کرده است. برای دستیابی به اهداف مطالعه و به منظور بررسی و تطبیق شرایط عملکردی پروتکل بارگذاری پیشنهادی، دو جفت نمونه‌های مشابه و یکسان از اتصالات خمشی جوشی WUF-W و RBS در آزمایشگاه تحت پروتکل بارگذاری منطقه و SAC مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفتند. شایان ذکر است در بررسی‌های آزمایشگاهی و اجزا محدود این مطالعه ضمن تطبیق و کنترل شرایط و ضوابط ارائه شده در پروتکل بارگذاری پیشنهادی (ملی)، پارامترهای خسارتی و تقاضای اعمالی ناشی از هر دو پروتکل بارگذاری نیز مورد ارزیابی و مقایسه قرار گرفته است. لازم به ذکر است اتصالات خمشی جوشی این مطالعه شرایط و ضوابط عملکردی پروتکل بارگذاری ملی و SAC را به خوبی ارضا کردند و تطبیق مناسبی بین ضوابط و توصیه‌های عملکردی پروتکل بارگذاری ملی با رفتار اتصالات خمشی جوشی مشاهده گردیده است.

واژگان کلیدی

پروتکل بارگذاری ملی، پروتکل بارگذاری SAC، اتصال RBS، اتصال WUF-W، کنترل آستانه فروریزش

Development of national loading protocol and laboratory study of WUF-W and RBS welded moment connections subjected to Iranian and SAC loading protocols

M. Hassani Sokhtesaraei, M. Ghassemieh, S.R. Mirghaderi

Abstract

In this study, to develop the Iranian loading protocol in the region, the detailed seismic, numerical, statistical, finite element and laboratory studies were conducted according to the region's conditions. Finally, a loading protocol was proposed that provided a proper simulation of the region's seismic demand. It also complied with the construction and design conditions of structures in the region and can apply to structural moment components, especially moment connections in the laboratory conditions. It is noteworthy that the region's proposed loading protocol provided some criteria for evaluating the performance of moment connections in the target values level, qualifying conditions, and collapse threshold control of moment connections. To achieve the objectives of this study and to evaluate and match the proposed loading protocol's performance conditions, two pairs of identical specimens of WUF-W and RBS welded moment connections were examined and evaluated in the laboratory subjected to the proposed loading protocol of the region and SAC loading protocol. It should be noted in the laboratory and numerical studies that the damage parameters and applied demand resulting from both loading protocols were evaluated and compared while matching and controlling the conditions and criteria presented in the proposed loading protocol of the region. It is noteworthy that the present study's welded moment connections well satisfied the performance conditions and criteria of the proposed and SAC loading protocols.

Keywords

Iran loading protocol, SAC loading protocol, RBS connection, WUF-W connection, Collapse threshold control

پروتکل‌های بارگذاری شبیه سازی تاریخچه بارگذاری هر منطقه هستند، که برای ارزیابی عملکرد المان‌های مختلف سازه‌ها در آزمایشگاه پیشنهاد شده‌اند. در حقیقت پروتکل‌های بارگذاری باید طیف کاملی از نیروهای تحمیلی، به المان‌های سازه‌ای که بر اساس شرایط ساخت منطقه طراحی و ساخته شدند؛ را در بر داشته باشند. شایان ذکر است که نیروهای تحمیلی باید با توجه به عوامل زمین‌شناسی، تکتونیکی، بزرگا و پارامترهای دامنه‌ای و طیفی از زلزله‌های منطقه انتخاب و پیشنهاد شده باشند. المان‌های سازه‌ای دارای یک حافظه دائمی از خسارت‌ها و رخداد‌های گذشته هستند و کارایی آن‌ها نیز به تاریخچه خسارتی گذشته که در کاهش سلامت آن‌ها دخالت داشتند، وابسته می‌باشد. به عبارتی ظرفیت تغییرشکلی و مقاومتی مولفه‌های سازه‌ای به خسارت تجمعی تحمیلی وابسته است. بنابراین راه منطقی برای برآورد صحیح ظرفیت‌های المان‌های سازه‌ای شبیه سازی تاریخچه بارگذاری است که مولفه‌ها حین زلزله‌های آن منطقه، تجربه می‌کنند.

Krawinkler [۱] در مطالعه‌ای به بررسی پروتکل‌های موجود در ادبیات فنی پرداخته است. در این مطالعه پروتکل‌های بارگذاری ATC-24 [۲]، پایه و حوزه نزدیک SAC [۳]، FEMA-461 [۴]، SPD [۵]، QUREE [۶] و ISO [۷] که برای ارزیابی اتصالات سازه‌های فولادی، بنایی و چوبی استفاده می‌شوند؛ مورد بررسی قرار گرفته است. ایشان با بررسی تفاوت‌های پروتکل‌های موجود به این نتیجه رسیده است که تقاضاهای اعمالی بسیاری از این پروتکل‌ها مشابه یکدیگر می‌باشند، هیچ یک از آن‌ها کامل و منحصر به فرد نمی‌باشد و تضمینی برای برتری پروتکل‌های فعلی به پروتکل‌های دیگر وجود ندارد. همچنین از لزوم توجه به مقادیر فروریزش علاوه بر پیشنهاد مقادیر هدف و پذیرش برای پروتکل‌های بعدی نیز سخن گفته است؛ که در پروتکل‌های بارگذاری فعلی بدان اشاره نشده است. به طبع در بررسی‌های آزمایشگاهی، بارگذاری نمونه‌ها پس از رسیدن به مقادیر هدف و پذیرش ادامه پیدا نمی‌کند که این مورد امکان بررسی عملکرد مولفه‌های سازه‌ای را در تغییر مکان‌های بزرگ و قرار گرفتن در آستانه‌ی فروریزش را نمی‌دهد. در حالی که رفتار مولفه‌ها در تغییر مکان‌های بزرگ و نزدیک به شرایط فروریزش بسیار مهم است.

واقع‌گرای پروتکل‌های بارگذاری بیش از هر چیز به روش اجرا، ساخت و طراحی مولفه‌های سازه‌ای و کاتالوگ لرزه‌ای منطقه وابسته است؛ این دو عامل تاثیر بسزایی در تقاضای

اعمالی همچنین ویژگی پروتکل‌های بارگذاری دارند. برای تدوین پروتکل‌های بارگذاری مطالعات لرزه‌ای، عددی، آماری، تحلیل‌های تاریخچه‌زمانی غیرخطی و در نهایت بررسی‌های آزمایشگاهی دقیق متناسب با شرایط منطقه نیاز است؛ و بر همین مبنا مطالعات بسیار برای تدوین و بررسی پروتکل‌های بارگذاری برای مولفه‌های مختلف سازه‌ای صورت گرفته است؛ در ادامه به برخی از مطالعات در این زمینه اشاره می‌شود.

Uang و Gatto [۸] در مطالعه‌ای به بررسی تقاضاهای اعمالی پروتکل‌های بارگذاری بر پاسخ دیوار برشی در قاب خمشی چوبی پرداختند. در این مطالعه نمونه‌های آزمایشگاهی تحت پروتکل‌های بارگذاری SPD ISO و QUREE که برای ارزیابی مولفه و سازه‌های چوبی پیشنهاد شده بودند؛ مقایسه و بررسی شدند؛ شایان ذکر است که پارامترهای کارایی، مد گسیختگی، مقاومت، سختی و ظرفیت تغییرشکلی در نمونه‌های آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفتند. **Richards و Uang [۹]** در مطالعه‌ای در سال ۲۰۰۶ پروتکل بارگذاری برای لینک‌های کوتاه در EBF پیشنهاد کردند. ایشان با مطالعات لرزه‌ای و تهیه کاتالوگ مناسب از زلزله‌های حوزه دور در لس آنجلس و تحلیل‌های تاریخچه‌زمانی بر روی مدل‌های مطالعاتی این منطقه، پارامترهای هدف برای تدوین پروتکل را به دست آوردند. شایان ذکر است مدل‌های مطالعاتی ریچارد و یوانگ شامل ساختمان‌های ۳ و ۱۰ طبقه با دو آرایش متفاوت مهاربند EBF بوده است. در ادامه با بررسی‌های آماری بر روی پارامترهای هدف پروتکل بارگذاری برای مولفه سازه‌ای مدنظر را پیشنهاد کردند. **Shafiei و Zareian [۱۰]** در سال ۲۰۰۸ بر اساس همین اصول و روش، پروتکل بارگذاری برای مولفه‌های غیر سازه‌ای حساس به تغییر مکان را پیشنهاد کردند.

در حال حاضر از پروتکل پیشنهادی **Clark** و همکارانش [۳] معروف به پروتکل بارگذاری SAC برای بررسی‌های آزمایشگاهی اتصالات خمشی فولادی بسیار استفاده می‌گردد. شایان ذکر است این پروتکل پیشنهادی از سال ۲۰۰۰ برای کنترل شرایط پذیرش اتصالات خمشی، در طرح لرزه‌ای FEMA-350 [۱۲] و AISC-341 [۱۱] و دستورالعمل FEMA-350 [۱۲] و [۱۳] نیز آمده است. این پروتکل بر مبنای تاریخچه لرزه‌ای و شرایط توپوگرافی و تکتونیکی غرب آمریکا تدوین شده است. مدل‌های مطالعاتی کلارک و همکاران شامل سازه‌های خمشی ۳، ۹ و ۲۰ طبقه بوده است، که بر مبنای شرایط ساخت و اجرای منطقه لس آنجلس و سیاتل، طراحی و در ادامه مورد مطالعه و تحلیل‌های تاریخچه زمانی قرار گرفته است؛ شایان ذکر که

مدل‌های قاب خمشی پروژه شامل ستون‌های H شکل و تیرهای I شکل بوده است. برای تحلیل‌های تاریخچه‌زمانی و تعیین پارامترهای خسارتی از رکوردی استفاده گردید که بزرگای گشتاوری بین ۵/۵ تا ۷/۵ داشتند؛ شایان ذکر است که برای کنترل رکوردی‌های حوزه‌ی دور در پروتکل بارگذاری پایه از شتاب‌نگاشت‌هایی که فاصله بیش از ۱۳ کیلومتر از شهر لس‌آنجلس داشتند؛ استفاده گردید. در نهایت با مطالعات لرزه‌ای، عددی و آماری پروتکل بارگذاری SAC پیشنهاد گردید.

در ادامه روند مطالعاتی پروژه SAC نمونه‌های آزمایشگاهی بسیاری برای انصباق مقادیر هدف و پذیرش با شرایط آزمایشگاه و همچنین ارزیابی اتصالات مختلف خمشی توسط Kasai و همکارانش و Gilton و همکارانش صورت گرفته است [۱۴] و [۱۵]. گام‌های پروتکل بارگذاری SAC بر اساس زاویه تغییرمکان نسبی طبقه تدوین شده‌است و مقادیر هدف پیشنهاد شده Clark و همکارانش بعد از ۲۸ چرخه بارگذاری برابر ۰/۰۳ رادیان بوده‌است؛ این در حالی است که آیین‌نامه AISC-341 [۱۶] شرایط پذیرش اتصالات خمشی را این گونه بیان می‌کند، که نمونه خمشی باید بتواند حداقل ۰/۰۳ رادیان تغییرشکل نسبی طبقه را تحمل نماید و در ۰/۰۴ رادیان، ظرفیت خمشی نمونه در وجه ستون از ۸۰ درصد مقدار لنگر پلاستیک اسمی تیر کمتر نگردد. در ادامه به برخی از این مطالعات آزمایشگاهی برای ارزیابی اتصالات خمشی مبتنی بر پروتکل پیشنهادی SAC صورت گرفته‌است، اشاره می‌شود.

Yu و همکارانش [۱۷]، چهار اتصال خمشی RBS را تحت پروتکل‌های پایه و حوزه‌ی نزدیک SAC مورد ارزیابی قرار دادند. در این مطالعه دو نمونه آزمایشگاهی که تحت پروتکل بارگذاری پایه SAC آزمایش شدند؛ مقدار هدف ۰/۰۳ رادیان را ارضا نمودند و هیچ پارگی در جوش تا این سیکل بارگذاری گزارش نگردید. دو نمونه‌ی آزمایشگاهی دیگر که تحت پروتکل بارگذاری حوزه‌ی نزدیک SAC قرار گرفته بودند نیز مقادیر هدف را ارضا نمودند. یو و همکاران در این مطالعه بیان کردند که ظرفیت انرژی مستهلک شده در هر چهار نمونه آزمایشگاهی تقریباً مشابه بوده‌است. Engelhardt و همکارانش [۱۸] و [۱۹] در مطالعاتی دیگر به بررسی آزمایشگاهی و عددی اتصال خمشی RBS در ستون‌های H شکل تحت پروتکل بارگذاری SAC پرداختند. ایشان میزان کرنش طولی در وجه ستون اتصالات خمشی RBS با چشمه اتصال قوی را نسبت به اتصالات مستقیم بسیار کمتر ارزیابی کردند؛ و عملکرد اتصال RBS در تشکیل محل مفصل پلاستیک را خوب ارزیابی کردند. این در حالی

است که پارامتر کرنش طولی در اتصالات خمشی RBS با ضعیف شدن چشمه اتصال بسیار افزایش می‌یابد؛ در واقع چشمه اتصال در عملکرد لرزه‌ای اتصال خمشی RBS بسیار حایز اهمیت است. از طرفی در این مطالعات آزمایشگاهی و عددی اثر تفاوت در میزان حداکثر تنش در اتصالات خمشی RBS و اتصالات مستقیم چندان مشهود نبوده‌است.

شایان ذکر است که در سال‌های اخیر مطالعات آزمایشگاهی بسیاری بر روی اتصالات خمشی با ابعاد واقعی صورت گرفته‌است. بسیاری از این نمونه‌های آزمایشگاهی دارای ستون‌های H شکل بوند و شرایط مهار جانبی اتصال بدون دال بتنی تامین شده بود. در این مطالعات ارزیابی اتصالات در مقادیر هدف و پذیرش پروتکل بارگذاری SAC صورت گرفته‌است. با این حال مطالعاتی نیز برای کنترل و ارزیابی اتصالات خمشی در ستون‌های قوطی نیز صورت گرفته‌است؛ که در ادامه بدان‌ها اشاره می‌شود.

Saneei Nia و همکارانش [۲۰] و [۲۱] در برنامه‌ای آزمایشگاهی نمونه‌های اتصال خمشی جوشی WUF-W را در ستون‌های قوطی تحت پروتکل بارگذاری SAC مورد بررسی قرار دادند. نتایج حاصل از آزمایش‌ها بیان‌گر تامین ظرفیت چرخش پلاستیک در مقادیر هدف و پذیرش برای نمونه‌ها و همچنین عملکرد لرزه‌ای قابل قبول اتصالات خمشی WUF-W در ستون‌های قوطی بوده‌است.

Hasani و همکارانش [۲۲] در مطالعاتی اجزا محدودی عملکرد لرزه‌ای اتصالات خمشی جوشی در ستون‌های قوطی را مورد بررسی قرار دادند. ایشان در این مطالعه دوازده نمونه عددی از اتصالات خمشی جوشی WUF-W و RBS تحت پروتکل‌های بارگذاری SAC و ATC-24 در شرایط تغییرمکانی پذیرش آیین‌نامه‌ای و همچنین تغییرمکانی بزرگ آستانه‌ی فروریزش مورد بررسی و ارزیابی لرزه‌ای قرار دادند. لازم به ذکر است که ایشان عملکرد لرزه‌ای اتصال خمشی جوشی را در ستون‌های قوطی شکل در دو سطح تغییرمکانی مطلوب ارزیابی کردند. Farooghi Mehr و Ghobadi [۲۳] در مطالعه‌ای آزمایشگاهی عملکرد اتصالات خمشی با ورق زیرسری و روسری (WFP) را ارزیابی کردند. ایشان در این مطالعه به منظور بهبود عملکرد این نوع اتصال در ستون‌های باکس توصیه‌های برای استفاده از ورق‌های سخت‌کننده ارائه کردند. شایان ذکر است اتصالات خمشی در این مطالعه تحت پروتکل بارگذاری SAC قرار گرفتند؛ ضمن ارضا شرایط هدف و پذیرش، عملکرد چشمه اتصال نیز مطلوب ارزیابی شده‌است.

پروتکل بارگذاری پیشنهادی شده است که شبیه‌سازی مناسبی از تقاضای زلزله‌های منطقه در اختیار قرار دهد، و منطبق با شرایط ساخت و طراحی در منطقه نیز باشد و در نهایت قابلیت اعمال به مولفه‌های سازه‌ای علی‌الخصوص اتصالات خمشی را در حالت کلی و آزمایشگاهی داشته باشد. در ابتدای این مقاله روند تدوین پروتکل بارگذاری پیشنهادی این منطقه به طور کامل تشریح شده‌است و در ادامه با بررسی‌های آزمایشگاهی مقادیر هدف، پذیرش و فروریزش پروتکل پیشنهادی (ملی) در اتصالات خمشی WUF-W و RBS مورد بررسی قرار گرفته‌است. شایان ذکر است پارامترهای خسارتی و تقاضاهای اعمالی پروتکل بارگذاری ملی و پروتکل بارگذاری SAC نیز مورد ارزیابی و مقایسه قرار گرفته‌است.

۲- پروتکل بارگذاری پیشنهادی (ملی) برای منطقه

۲-۱- مدل‌های مطالعاتی

در این فصل به طور اجمال روند تدوین پروتکل بارگذاری منطقه بیان شده‌است. پروتکل بارگذاری پیشنهادی ارائه شده مبتنی بر مطالعات لرزه‌ای، عددی و آماری متناسب با شرایط منطقه پیشنهاد شده‌است. سازه‌های ۷، ۱۲ و ۲۰ طبقه‌ی این مطالعه متناسب با شرایط ساخت و اجرا در منطقه تحلیل و طراحی شدند. این سازه‌ها در یک راستا دارای پنج دهانه و در راستای دیگر دارای سه دهانه با طولی برابر ۵ متر هستند، و در هر دو جهت قاب خمشی ویژه طراحی شدند. در این پروژه با توجه به شرایط ساخت فولاد در کارخانه‌های منطقه و همچنین استفاده چشمگیر مهندسان و طراحان منطقه از مقاطع تیروورق برای تیرها و مقاطع قوطی ساخته شده از ورق، برای ستون‌ها استفاده شده‌است. شایان ذکر است که طراحی و کنترل سازه‌های مطالعه مطابق با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و مسکن [۳۲] و همچنین کنترل با ضوابط عمومی و لرزه‌ای آیین‌نامه AISC [۱۶] و [۳۳] صورت پذیرفته‌است. در جدول (۱) اطلاعات کلی سازه‌های پروژه و در جدول (۲) اطلاعات مقاطع سازه ۷ طبقه برای نمونه ارائه شده‌است.

جدول ۱- اطلاعات کلی سازه‌های مطالعاتی

طبقات	تعداد دهانه در راستای X	تعداد دهانه در راستای Y	طول دهانه (متر)	ارتفاع طبقات (متر)
۷	۳	۵	۵	۳/۲
۱۲	۳	۵	۵	۳/۲
۲۰	۳	۵	۵	۳/۲

Mirghaderi و همکارانش [۲۶-۲۴] در مطالعاتی آزمایشگاهی و اجزا محدودی به بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصالات خمشی تیر به ستون قوطی پرداختند. با توجه به این که در این اتصالات جان تیر و جان ستون در یک صفحه قرار ندارند، چشمه اتصال باید مسیر مناسبی را برای انتقال نیرو از بال تیر به بال ستون فراهم آورد؛ ایشان دو راهکار، استفاده از سخت‌کننده‌های خارجی یا استفاده از ورق پیوستگی داخلی در چشمه اتصال را پیشنهاد کردند. همچنین ایشان به منظور کاهش سطح تنش دو محوره در ورق‌های پیوستگی ستون‌های قوطی شکل میانی، حداقل ضخامت $1/4$ برابری نسبت به ضخامت بال تیر را برای ضخامت ورق‌های پیوستگی توصیه کردند. این در حالی است که Alostaz و Schneider [۲۷] ضخامت ورق‌های پیوستگی در ستون‌های H شکل را حداقل نصف ضخامت بال تیر توصیه کردند. Ghobadi و Jazany [۲۸] در مطالعه‌ای آزمایشگاهی و عددی عملکرد ورق‌های پیوستگی در ستون‌های H شکل را مورد بررسی قرار دادند. ایشان در این مطالعه با ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی اتصالات خمشی در تیرها با عمق‌های مختلف، تقاضاهای اعمالی بر روی چشمه اتصال را ارزیابی کردند. منطبق بر نتایج عددی و آزمایشگاهی، قبادی و جزانی تقاضاهای اعمالی بر روی ورق‌های پیوستگی در چشمه اتصال در تیرهای عمیق را بیشتر از ضوابط مطروحه در آیین‌نامه برآورد کردند.

در مطالعه‌ای دیگر Pachoumis و همکارانش [۲۹] اتصال خمشی RBS را در بر اساس مقاطع تیر و ستون اروپایی طراحی، و بر اساس پروتکل بارگذاری SAC مورد بررسی و ارزیابی لرزه‌ای قرار دادند و برای تامین شرایط پذیرش آیین‌نامه توصیه و ضوابطی را مطرح کردند. Song و همکارانش [۳۰ و ۳۱] رفتار برخی از اتصالات خمشی را در ستون‌های مربع شکل و لوله‌ای مورد بررسی قرار دادند. و ظرفیت تغییرشکلی و مقاومتی این اتصالات را در شرایط هدف و پذیرش پروتکل ارزیابی کردند.

ایران از نظر لرزه‌خیزی در منطقه فعال جهان قرار دارد؛ به گواهی اطلاعات و مستندات علمی از خطرپذیرترین مناطق جهان محسوب میشود. در سال‌های اخیر به طور متوسط هر پنج سال یک زلزله با صدمات جانی و مالی بسیار بالا در نقطه‌ای از این منطقه رخ داده است. با توجه به زلزله خیز بودن ایران در اختیار داشتن تاریخچه بارگذاری مناسب از رکوردهای زلزله منطقه و تولید یک پروتکل بارگذاری، به منظور برآورد صحیح مولفه‌های سازه، با در نظر داشتن شرایط اجرا و ساخت در منطقه یکی از ضروریات امر احساس شده‌بود. در این پروژه



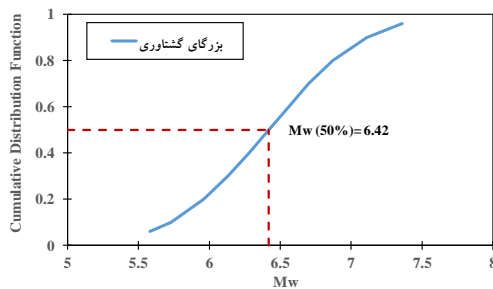
جدول ۲- مشخصات مقاطع ستون‌ها و تیرها در قاب ۷ طبقه

مقاطع	PL-G1	PL-G2	PL-G3	300X20	250X20
عرض بال	۱۵۰	۲۰۰	۲۴۰	۳۰۰	۲۵۰
ضخامت بال	۱۰	۱۵	۱۵	۲۰	۲۰
ضخامت جان	۸	۸	۸	۲۰	۲۰
ارتفاع جان	۳۰۰	۳۰۰	۳۰۰	۲۶۰	۲۱۰
ارتفاع مقطع	۳۲۰	۳۳۰	۳۳۰	۳۰۰	۲۵۰
مساحت	۵۴۰۰	۸۴۰۰	۹۶۰۰	۲۲۴۰۰	۱۸۴۰۰

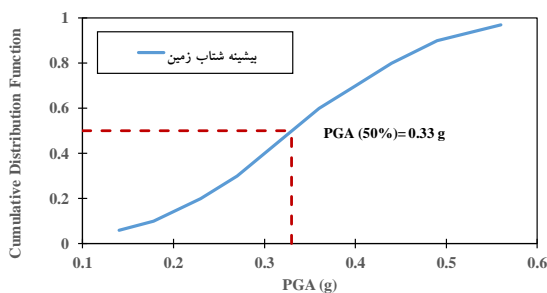
۲-۲- فهرست شتاب‌نگاشتی منطقه

برای تدوین پروتکل بارگذاری بیش از هر چیز باید تاریخچه‌ی زلزله‌های منطقه در اختیار باشد؛ از طرفی این تاریخچه زلزله‌ها باید انطباق مناسبی از شرایط لرزه‌خیزی و تکتونیکی منطقه را در خود داشته باشد. بدین منظور زلزله‌هایی که در چند دهه اخیر در منطقه اتفاق افتاده است؛ مورد ارزیابی قرار گرفتند و فهرست مناسبی از شتاب‌نگاشت‌های حوزه‌ی دور که انطباق مناسبی با شرایط لرزه‌خیزی و توپوگرافی منطقه را دارند، پیشنهاد گردیده است. برای دستیابی به این هدف، پارامترهای کمی و کیفی زلزله‌ها، توپوگرافی منطقه، گسل‌های فعال منطقه همچنین مکانیزم گسل‌های که در این منطقه باعث زلزله شدند، مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفتند. شایان ذکر است که در این مطالعه در تمایز قایل شدن بین زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک و دور علاوه بر پارامتر فاصله‌ی رومرکز زلزله‌ها، به ویژگی‌هایی چون جهت‌گیری پیشرونده، اثرات مسیر و ساختگاه، سطح انرژی و محتوی فرکانسی نیز توجه گردید [۳۴ و ۳۵]. در نهایت فهرستی از شتاب‌نگاشت‌های حوزه‌ی دور متناسب با شرایط لرزه‌خیزی و توپوگرافی منطقه که انطباق مناسبی نیز با طیف طرح استاندارد منطقه [۳۶] دارد، پیشنهاد شده است. در ادامه برخی از ویژگی‌های توپوگرافی، تکتونیکی و دامنه‌ای فهرست پیشنهادی ارائه می‌گردد. ایستگاه‌های ثبت رکورد دارای سرعت موج برشی بین ۲۵۰ m/s و ۷۵۰ m/s می‌باشند. مکانیزم گسل‌های امتداد لغز و فشاری بیشترین سهم را در زلزله‌های پیشنهادی به خود اختصاص دادند. بزرگای گشتاوری بین ۵/۵ تا ۷/۵، و مدت زمان حرکت شدید زمین (Duration time) نیز از سه برابر پیروید

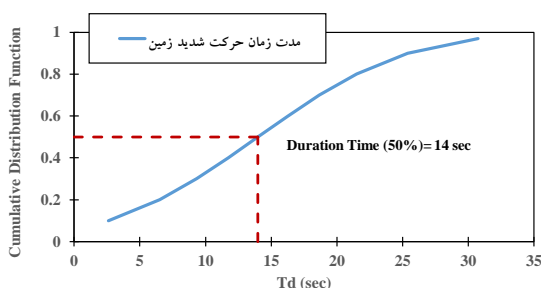
تجربی بزرگترین مدل مطالعه (حدود ۶ ثانیه) بیشتر بوده است. شایان ذکر است برای تخمین مدت زمان حرکت شدید زمین از رابطه **Trifunac** و **Brady** [۳۷] استفاده شده است. در فهرست شتاب‌نگاشتی منطقه میانگین بیشینه شتاب زمین (PGA) برابر $0.33g$ ، میانگین بیشینه سرعت زمین (PGV) برابر $19/2 \text{ m/s}$ و میانگین فرکانس غالب برابر $2/44 \text{ Hz}$ می‌باشد. در شکل‌های (۱) تا (۳) نمودارهای توزیع تجمعی نرمال برخی از پارامترهای کمی فهرست پیشنهادی ارائه شده است. در جدول (۳) ویژگی‌های تکتونیکی، توپوگرافی و پارامترهای دامنه‌ای و فرکانسی فهرست پیشنهادی ایران ارائه شده است.



شکل ۱- منحنی CDF بر اساس تابع توزیع نرمال برای پارامتر بزرگای گشتاوری فهرست پیشنهادی



شکل ۲- منحنی CDF بر اساس تابع توزیع تجمعی نرمال برای پارامتر بیشینه شتاب زمین فهرست پیشنهادی



شکل ۳- منحنی CDF بر اساس تابع تجمعی نرمال برای پارامتر مدت زمان حرکت شدید فهرست پیشنهادی

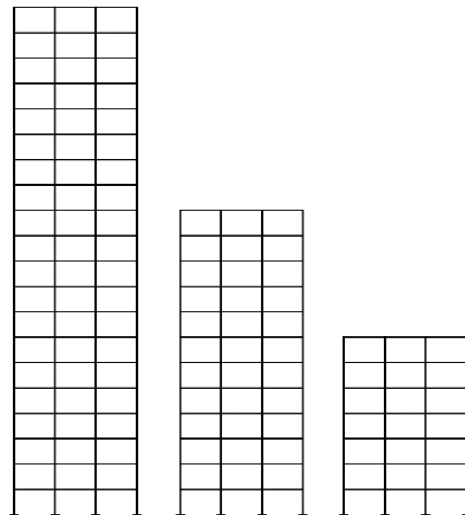
جدول ۳- اطلاعات کلی فهرست شتاب‌نگاشتی ایران

زلزله	ایستگاه	مولفه	سرعت موج برشی (m/s)	نوع خاک براساس استاندارد ۲۸۰۰	ساز و کار گسل	مدت زمان حرکت شدید زمین (s)	حرکت شتاب زمین (g)	حرکت سرعت زمین (cm/s)	عمق کانونی (km)	فاصله رومرکز (km)	پریود غالب (s)
چنگوره	اوج	امتداد با گسل	۶۲۰-۷۶۰	۱ و ۲	فشاری	۶	۰/۴۹۴	۲۳۶۶	۱۵	۲۸/۱	۰/۳۱۵
چنگوره	اوج	امتداد با گسل	۶۲۰-۷۶۰	۱ و ۲	فشاری	۶/۸	۰/۴۶۵	۱۹/۳۳	۱۵	۲۸/۱	۰/۲۳۸
چنگوره	رازان	امتداد با گسل	۱۸۰-۳۶۰	۳	فشاری	۱۴/۲۲	۰/۱۸۵	۱۱/۳۸	۱۵	۳۳/۵۳	۰/۷۵۲
چنگوره	رازان	متعامد با گسل	۱۸۰-۳۶۰	۳	فشاری	۱۲/۶۸	۰/۲۰۴	۹/۸۶۷	۱۵	۳۳/۵۳	۰/۳۴۴
خولی‌بانی آباد	قاین	امتداد با گسل	۳۶۰-۴۹۰	۲	امتداد لغز و کششی	۱۰/۶۴	۰/۲۱۵	۱۰/۹۹	۲۵	۵۲	۰/۶۲۱
رودبار	آب‌بر	امتداد با گسل	۳۶۰-۴۹۰	۲	کششی	۲۸/۲۱	۰/۵۹۷	۴۴/۹۲	۱۵	۳۹/۴	۰/۳۵
رودبار	آب‌بر	متعامد با گسل	۳۶۰-۴۹۰	۲	کششی	۲۸/۳۱	۰/۵۴	۵۷/۸۶	۱۵	۳۹/۴	۰/۲۱۸
رودبار	قزوین	امتداد با گسل	۳۶۰-۴۹۰	۲	کششی	۱۸/۲۹	۰/۲۰۶	۲۹/۷۲	۱۵	۹۴/۱	۰/۲۲۹
زنجران	فیروزآباد	امتداد با گسل	۶۲۰-۷۶۰	۱ و ۲	امتداد لغز	۸/۸۳	۰/۲۵۳	۹/۰۴	۱۵	۱۵/۲۷	۰/۱۵۹
زنجران	فیروزآباد	متعامد با گسل	۶۲۰-۷۶۰	۱ و ۲	امتداد لغز	۸/۹۳	۰/۲۸۹۳	۹/۱۲	۱۵	۱۵/۲۷	۰/۱۶۲
زنجران	میمند	امتداد با گسل	۳۶۰-۴۹۰	۲	امتداد لغز	۵/۵۶	۰/۴۴۸	۱۷/۸۸	۱۵	۱۶/۹۳	۰/۱۸۴
زنجران	میمند	متعامد با گسل	۳۶۰-۴۹۰	۲	امتداد لغز	۵/۶۶	۰/۵۰۲	۱۹/۳۲	۱۵	۱۶/۹۳	۰/۲۳۴
زرنند	زرنند	امتداد با گسل	۱۸۰-۳۶۰	۳	فشاری	۱۷/۳۹	۰/۳۲۶	۲۶/۵۱	۱۲	۱۶/۷	۱/۴۸
زرنند	زرنند	متعامد با گسل	۱۸۰-۳۶۰	۳	فشاری	۱۹/۳۸	۰/۲۴۱	۲۲/۱۸۶	۱۲	۱۶/۷	۱/۰۲۴
سیلاخور	توشک آب سرد	امتداد با گسل	۶۲۰-۷۶۰	۱ و ۲	امتداد لغز	۵/۴۳	۰/۳۲۵	۸/۸۹	۱۷	۳۱/۸۶	۰/۰۹۱
سیلاخور	توشک آب سرد	متعامد با گسل	۶۲۰-۷۶۰	۱ و ۲	امتداد لغز	۵/۳۴	۰/۳۸۲	۸/۵۹۶	۱۷	۳۱/۸۶	۰/۰۹۹
سیلاخور	چغالوندی	امتداد با گسل	۶۲۰-۷۶۰	۱ و ۲	امتداد لغز	۱۹/۳۲	۰/۱۷۵	۱۲/۲۲	۱۷	۲۶/۷۲	۰/۹۹۹
طبس	دیپوک	امتداد با گسل	۳۰۰-۴۹۰	۲ و ۳	فشاری	۳۳/۳۱	۰/۳۲۵	۲۰/۵۸	۱۱	۱۰/۵۱	۰/۵۱
طبس	دیپوک	متعامد با گسل	۳۰۰-۴۹۰	۲ و ۳	فشاری	۳۴/۷۳	۰/۴۰۲	۲۶/۶۸۶	۱۱	۱۰/۵۱	۰/۷۸
کجور	معلم کلایه	امتداد با گسل	۳۶۰-۴۹۰	۲	فشاری	۷/۶۴	۰/۲۹۷	۲۱/۰۱	۲۲	۹۹/۱	۰/۴۱۸
کجور	معلم کلایه	متعامد با گسل	۳۶۰-۴۹۰	۲	فشاری	۱۰/۵۸	۰/۲۷۵	۲۶/۱۷	۲۲	۹۹/۱	۰/۵۶۹
کجور	پل	امتداد با گسل	۱۸۰-۳۶۰	۳	فشاری	۱۳/۹۸	۰/۲۹۶	۱۰/۸۳	۲۲	۱۱/۴۸	۰/۱۲۸
کجور	پل	متعامد با گسل	۱۸۰-۳۶۱	۳	فشاری	۱۳/۶۵	۰/۱۷	۶/۲۸	۲۲	۱۱/۴۸	۰/۱۳
کره بس	بلده	امتداد با گسل	۳۰۰-۴۹۰	۲ و ۳	امتداد لغز و کششی	۶/۹۷	۰/۳۳۸	۱۶/۸۷	۱۷/۴	۲۴/۱	۰/۱۵۱
کره بس	بلده	متعامد با گسل	۳۰۰-۴۹۰	۲ و ۳	امتداد لغز و کششی	۸/۱۱	۰/۴۰۵	۹/۹۵	۱۷/۴	۲۴/۱	۰/۱۱۳

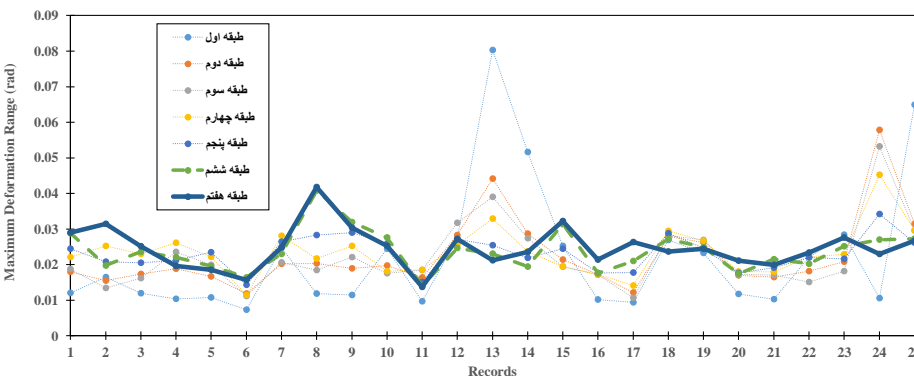


۲-۳- تحلیل و نتایج

در ادامه روند پروژه مدل‌های سه بعدی مطالعه تحت تحلیل‌های استاتیکی خطی قرار گرفتند و پارامتر دریافت طبقات این مدل‌ها بررسی گردید. هدف از تحلیل‌های استاتیکی، انتخاب قاب‌های بحرانی برای تحلیل‌های تاریخچه‌زمانی بوده‌است. در شکل (۴) قاب‌های بحرانی سازه‌های ۷، ۱۲ و ۲۰ طبقه برای ادامه روند مطالعه و مدل‌سازی در نرم‌افزار OpenSees [۳۸] انتخاب شدند، ارائه شده‌است. در ادامه و بعد از محاسبه ضرایب مقیاس شتاب‌نگاشت‌های فهرست پیشنهادی منطبق بر طیف طرح استاندارد منطقه، تحلیل‌های تاریخچه‌زمانی غیرخطی قاب‌های مطالعه در نرم‌افزار صورت گرفت؛ و دریافت طبقات قاب‌ها تحت اثر فهرست پیشنهادی به دست آمد. شایان ذکر است ضرایب مقیاس متناسب با طیف طرح استاندارد منطقه، برای پهنه‌بندی با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد همچنین نوع خاکی متناسب با شرایط توپوگرافی قسمت اعظم منطقه، تعیین و محاسبه شده‌است.



شکل ۴- قاب‌های بحرانی ۷، ۱۲ و ۲۰ طبقه

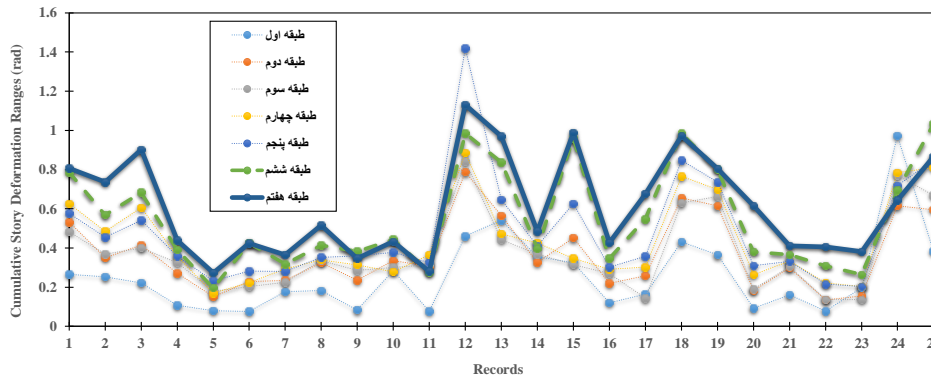


شکل ۵- مقایسه پارامتر بیشینه‌ی دامنه تغییرشکلی در طبقات قاب ۷ طبقه

۲-۴- چرخه‌های خسارتی و مطالعات آماری

در این پروژه برای تعیین پارامترهای خسارتی از روش شمارش چرخه‌های رین فلو ساده شده استفاده شده‌است؛ بدین منظور دریافت طبقات منتج از تحلیل تاریخچه‌زمانی هر طبقه بر اساس الگوی رین فلو شمارش شدند. در همین راستا چرخه‌های تغییرشکلی با دامنه‌هایی برابر و بزرگتر از ۰/۰۰۵ رادیان (بازه‌های برابر و بزرگتر ۰/۰۰۲۵ رادیان) به عنوان چرخه‌های تغییرشکلی خسارتی (Nt) در نظر گرفته شده‌است؛ همچنین چرخه‌های تغییرشکلی با بازه‌های برابر و بزرگتر از ۰/۰۱ رادیان نیز به عنوان چرخه‌های پلاستیک فرض شده‌است. به طور کلی پارامترهای مهم خسارتی هر طبقه شامل: تعداد چرخه‌های تغییرشکلی خسارتی (Nt)، تعداد چرخه‌های تغییرشکلی پلاستیک (Np)، بیشینه دامنه‌ی تغییرشکلی ($\Delta\theta_{max}$) و مجموع دامنه‌های تغییرشکلی ($\sum \Delta\theta_i$) بوده‌است. در ادامه مطالعه با در اختیار داشتن پارامترهای خسارتی هر طبقه، طبقات بحرانی هر قاب نیز تعیین گردید. از طرفی با توجه به این که پارامتر مجموع دامنه‌های تغییرشکلی مبین تاریخچه خسارتی برای طبقه است؛ در تعیین طبقه بحرانی پارامتر فوق با دقت بیشتری لحاظ شده است. برای نمونه در شکل‌های (۵) و (۶) مقایسه‌ای بین پارامترهای بیشینه دامنه‌ی تغییرشکلی و مجموع دامنه‌های تغییرشکلی طبقات قاب ۷ طبقه ارائه شده‌است؛ همان گونه در شکل‌ها مشخص است طبقه هفتم قاب ۷ طبقه در قست اعظم فهرست شتاب‌نگاشتی دارای بیشترین مقدار پارامتر مجموع دامنه‌های تغییرشکلی بوده‌است.

با بررسی پارامترهای خسارتی برای طبقات مدل‌های مطالعاتی، طبقات آخر قاب‌ها، به عنوان طبقات بحرانی انتخاب و برای بررسی‌های آماری انتخاب شدند. برای مطالعات آماری پارامترهای تغییرشکلی از تابع توزیع احتمالاتی لگ‌نرمال که بهترین تطبیق را نشان داده‌است؛ استفاده شده‌است.



شکل ۶- مقایسه پارامتر خسارتی مجموع دامنه‌های تغییرشکلی در طبقات قاب ۷ طبقه

جدول ۶- مقادیر ۵۰، ۷۵ و ۹۰ درصدی احتمالاتی پارامترهای خسارتی طبقه بحرانی قاب ۲۰ طبقه

$F(./۹۰)$	$F(./۷۵)$	$F(./۵۰)$	مقادیر توزیع احتمالاتی لگ نرمال
			مجموع دامنه‌های تغییرشکلی
			بیشینه دامنه تغییرشکلی
			چرخه‌های خسارتی
			چرخه پلاستیک

گام‌های تغییرشکلی (Nt) پروتکل بارگذاری، از مقادیر ۵۰ درصدی این پارامتر در تابع توزیع تجمعی لگ نرمال استفاده شده است؛ و از مقادیر ۹۰ درصدی تابع توزیع تجمعی پارامترهای چرخه‌های پلاستیک (Np) و بیشینه دامنه‌های تغییرشکلی ($\Delta\theta_{max}$) برای پارامترهای نظیرشان استفاده گردید؛ و برای پارامتر خسارتی مجموع دامنه‌های تغییرشکلی ($\sum \Delta\theta_i$) در شرایط هدف، از مقدار ۹۰ درصدی طبقه بحرانی قاب ۷ طبقه و مقادیر ۷۵ درصدی طبقات بحرانی قاب ۱۲ و ۲۰ طبقه استفاده شده است. شایان ذکر است مقادیر احتمالاتی ۵۰، ۷۵ و ۹۰ درصدی تابع توزیع تجمعی در پروژه SAC [۳] برای تخمین مقادیر هدف پروتکل بارگذاری پایه و حوزه نزدیک نیز مورد استفاده قرار گرفته است. نکته قابل ذکر دیگر در خصوص نسبت در گام‌های پروتکل بارگذاری است؛ که این امر نیز مبتنی بر مطالعات آماری صورت گرفته است. شایان ذکر است نسبت حداکثر دامنه‌ی تغییرشکلی به دومین بیشینه‌ی دامنه تغییرشکلی در چرخه‌های تغییرشکلی طبقات بحرانی، در محدوده‌ی ۹۹ درصد به دست آمده است؛ و نسبت بیشینه دامنه‌ی تغییرشکلی به سومین بیشینه‌ی دامنه تغییرشکلی در محدوده‌ی ۸۰ درصدی به دست آمده است. بر همین منوال این نسبت‌ها در انتخاب گام‌ها و همچنین تکرار هر گام، در تدوین پروتکل

در همین راستا برای هر یک از مجموعه داده‌های تغییرشکلی طبقات بحرانی، مقادیر تابع توزیع احتمالی لگ نرمال به دست آمد و با استفاده از گراف تابع توزیع تجمعی مقادیر ۵۰، ۷۵ و ۹۰ درصدی پارامترهای تغییرشکلی به دست آمده است. در جدول (۴) تا (۶) مقادیر ۵۰، ۷۵ و ۹۰ درصدی تمام پارامترهای تغییرشکلی تغییرشکلی با استفاده از گراف تابع توزیع تجمعی لگ نرمال برای قاب‌های مطالعه ارائه شده است.

جدول ۴- مقادیر ۵۰، ۷۵ و ۹۰ درصدی احتمالاتی پارامترهای خسارتی طبقه بحرانی قاب ۷ طبقه

$F(./۹۰)$	$F(./۷۵)$	$F(./۵۰)$	مقادیر توزیع احتمالاتی لگ نرمال
۰/۹۵۶	۰/۷۴	۰/۵۶	مجموع دامنه‌های تغییرشکلی
۰/۰۳۲	۰/۰۲۸	۰/۰۲۴	بیشینه دامنه تغییرشکلی
۹۰	۷۱	۵۵	چرخه‌های خسارتی
۲۰	۱۲	۷	چرخه پلاستیک

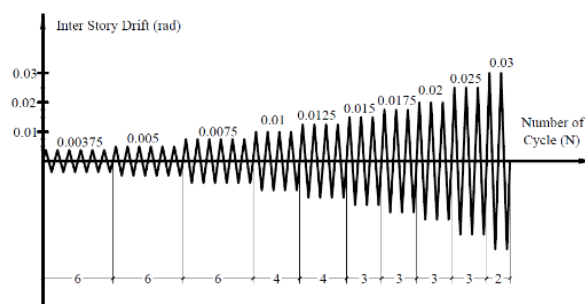
جدول ۵- مقادیر ۵۰، ۷۵ و ۹۰ درصدی احتمالاتی پارامترهای خسارتی طبقه بحرانی قاب ۱۲ طبقه

$F(./۹۰)$	$F(./۷۵)$	$F(./۵۰)$	مقادیر توزیع احتمالاتی لگ نرمال
۱/۴۹۴	۱/۰۹۳	۰/۷۷۲	مجموع دامنه‌های تغییرشکلی
۰/۰۴۶۳	۰/۰۳۷۶	۰/۰۲۹۸	بیشینه دامنه تغییرشکلی
۱۱۹	۹۳	۷۰	چرخه‌های خسارتی
۴۰	۲۲	۱۱	چرخه پلاستیک

۲-۵- مقادیر هدف و شرایط پذیرش و کنترل فروریزش

در ادامه و با استفاده از مطالعات آماری که بر روی طبقات بحرانی قاب‌های مطالعه صورت گرفته است، مقادیر هدف پروتکل بارگذاری منطقه تعیین شده است. برای تعیین تعداد

بارگذاری لحاظ شده‌است. در شکل (۷) پروتکل بارگذاری ملی برای ارزیابی لرزه‌ای اتصالات خمشی در ایران تا رسیدن به مقادیر هدف برای زلزله‌های حوزه‌ی دور ارائه شده است.



شکل ۷- پروتکل بارگذاری ملی تا رسیدن به مقادیر هدف برای زلزله‌های حوزه دور برای ارزیابی اتصالات خمشی در ایران

گرفتن مقادیر هدف منتج از برآورد آماری، نسبت‌های آماری گام‌های تغییرشکلی و همچنین تطابق مناسب با مقادیر واقعی پارامترهای تغییرشکلی نمونه‌های مطالعاتی قضاوت تعیین شدند. در جدول (۷) چرخه‌های پروتکل بارگذاری ملی تا رسیدن به شرایط کنترل آستانه فروریزش اتصالات خمشی ارائه شده‌است.

برای شرایط پذیرش اتصالات در قاب‌های خمشی ویژه توصیه می‌شود؛ بعد از ارضای مقادیر هدف پروتکل در تغییرمکان نسبی ۰/۰۳ رادیان، اتصالات خمشی حداقل یک چرخه با تغییرمکان نسبی ۰/۰۴ رادیان بارگذاری شوند و مقاومت خمشی اتصال، کمتر از ۸۰ درصد مقاومت خمشی اسمی تیر نگردد. گام‌های پروتکل ملی بعد از تغییرمکان نسبی هدف یعنی ۰/۰۳ رادیان به میزان ۰/۰۱ رادیان افزایش، و ۲ بار تکرار برای هر گام تعیین شده‌است. برای کنترل آستانه‌ی فروریزش در اتصالات خمشی نیز توصیه می‌شود؛ اتصالات خمشی در آزمایشگاه باید حداقل یک چرخه با تغییرمکان نسبی ۰/۰۷ رادیان را تحمل نمایند و مقاومتی خمشی بیش از ۵۰ درصد مقاومت خمشی اسمی تیر داشته‌باشد. شایان ذکر است مجموع دامنه‌های تغییرمکانی در این گام بارگذاری پروتکل ملی، معادل حداکثر مجموع دامنه‌های تغییرشکلی در طبقات بحرانی قاب‌های مطالعه بوده‌است.

همان طور که در شکل (۷) مشاهده می‌گردد، مقادیر هدف پارامترهای تغییرشکلی پروتکل بارگذاری با تعداد چرخه‌های تغییرشکلی ۴۰، تعداد چرخه پلاستیک ۲۲، مجموع بازه‌های تغییرشکلی ۰/۹۶ رادیان و بیشینه دامنه‌ی تغییرشکلی برابر ۰/۰۶ و بیشینه بازه تغییرشکلی برابر ۰/۰۳ رادیان پیشنهاد شده‌است. گام‌های تغییرشکلی و تعداد تکرار هر گام با در نظر

جدول ۷- گام‌های پروتکل بارگذاری در مقادیر هدف، شرایط پذیرش و کنترل آستانه فروریزش اتصالات خمشی

قدم بارگذاری	بیشینه بازه تغییرمکان نسبی	تعداد چرخه	مجموع تعداد چرخه	مجموع دامنه‌های تغییرشکلی
۱	۰/۰۳۷۵	۶	۶	۰/۰۴۵
۲	۰/۰۰۵	۶	۱۲	۰/۱۰۵
۳	۰/۰۰۷۵	۶	۱۸	۰/۱۹۵
۴	۰/۰۱	۴	۲۲	۰/۲۷۵
۵	۰/۰۱۲۵	۴	۲۶	۰/۳۷۵
۶	۰/۰۱۵	۳	۲۹	۰/۴۶۵
۷	۰/۰۱۷۵	۳	۳۲	۰/۵۷
۸	۰/۰۲۰	۳	۳۵	۰/۶۹
۹	۰/۰۲۵	۳	۳۸	۰/۸۴
۱۰	۰/۰۳	۲	۴۰	۰/۹۶
۱۱	۰/۰۴	۲	۴۲	۱/۱۲
۱۲	۰/۰۵	۲	۴۴	۱/۳۲
۱۳	۰/۰۶	۲	۴۶	۱/۵۶
۱۴	۰/۰۷	۱	۴۷	۱/۷

حداقل دو نمونه اتصال خمشی مدنظر در آزمایشگاه بوده است. به همین منظور یک جفت اتصال WUF-W و یک جفت اتصال RBS با شرایط ساخت و برپایش کاملاً یکسان در آزمایشگاه تحت پروتکل‌های بارگذاری ملی و SAC قرار گرفتند و عملکرد این اتصالات در شرایط هدف، پذیرش و فروریزش مورد بررسی و مقایسه قرار گرفتند.

طراحی و ساخت اتصالات خمشی WUF-W و RBS بر اساس ویژگی و مشخصات تپ سنگین از مقاطع ستون‌ها و تیرهای قاب ۷ طبقه صورت گرفته است. با توجه به ارتفاع ۳/۲ متری طبقات و طول دهانه ۵ متری، طول ستون و تیر در این زیرسازه کناری متناسب با نقاط عطف در دهانه و طبقات در نظر گرفته شده است. این اتصالات دارای ستون قوطی مربع شکل با بعد ۳۰۰ میلیمتر و ضخامت ۲۰ میلی‌متر همچنین تیر ورقی با مشخصات PL-G3 بوده است. در طراحی چشمه اتصال در ستون قوطی مطابق توصیه Mirghaderi و همکارانش [۲۶] از ورق‌های پیوستگی با ضخامتی حدود ۱/۴ برابر ضخامت بال تیر استفاده شده است. شایان ذکر است که طراحی و کنترل‌های لازم برای اتصال خمشی مطابق با ضوابط AISC-341 [۱۶] و AISC-358 [۴۱] و در حالت حدی صورت گرفته است. جزئیات کلی طراحی این اتصالات خمشی WUF-W و RBS در جدول‌های (۸) و (۹) ارائه شده است و در شکل‌های (۸) و (۹) نیز جزئیات ابعاد این اتصالات در قاب ۷ طبقه ارائه شده است.

این نکته قابل ذکر است که حداکثر مقدار پارامتر مجموع بازه‌های تغییرشکلی منتج از تحلیل‌های تاریخچه زمانی فهرست منطقه در طبقه بیستم قاب بحرانی قاب ۲۰ طبقه و برابر ۱/۶۴ رادیان به دست آمده است؛ بر همین مبنا شرایط کنترلی اتصال خمشی در آستانه‌ی فروریزش توصیه گردیده است. برای بررسی مناسب عملکرد لرزه‌ای اتصال خمشی توصیه می‌شود گام‌های پروتکل بارگذاری ملی تا رسیدن به افت‌های مقاومتی ادامه پیدا کند؛ و نمونه‌ها در آزمایشگاه بعد از رسیدن به شرایط پذیرش همچنان بارگذاری شوند تا عملکرد اتصال در محدوده‌ی تغییر مکان‌های بزرگ و آستانه فروریزش بررسی گردد.

۳- برنامه آزمایشگاهی

۳-۱- جزئیات طراحی و ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی

در ادامه پروژه به منظور تطبیق و کنترل مقادیر هدف، پذیرش و آستانه‌ی فروریزش پروتکل بارگذاری ملی، بررسی‌های آزمایشگاهی صورت گرفته است. بدین منظور اتصالات خمشی جوشی پیش‌پذیرفته WUF-W و RBS متناسب با مدل‌های مطالعاتی طراحی و با مقیاس واقعی در آزمایشگاه تحت بارگذاری قرار گرفتند؛ تا مقادیر هدف، پذیرش و فروریزش پیشنهادی پروتکل بارگذاری ملی مورد بررسی قرار گیرند. از طرفی به منظور مقایسه تقاضای اعمالی پروتکل ملی و پروتکل بارگذاری SAC، همچنین بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصال خمشی تحت دو پروتکل بارگذاری مذکور؛ لازم به بررسی و تست

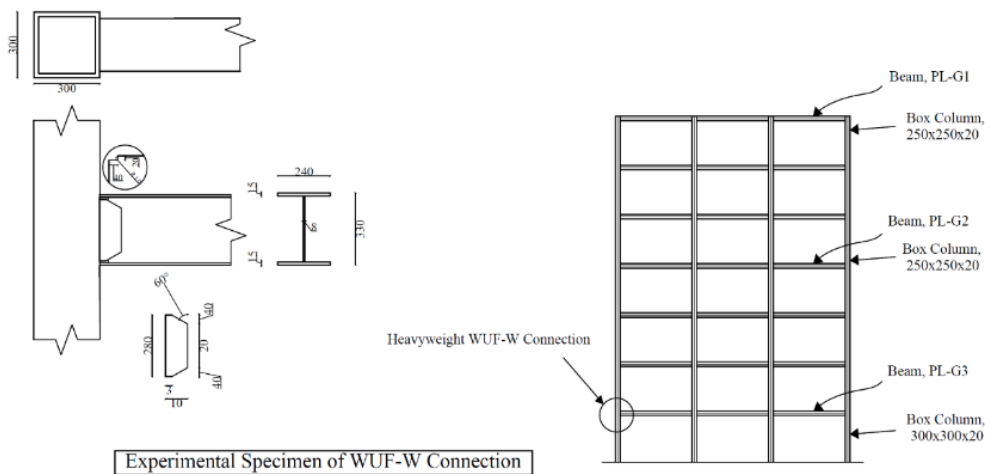
جدول ۸- جزئیات طراحی نمونه آزمایشگاهی اتصال WUF-W

۲۴۰	b_{bf} (mm)	عرض بال تیر
۱۵	t_{bf} (mm)	ضخامت بال تیر
۳۳۰	d (mm)	عمق تیر
۸	t_w (mm)	ضخامت جان تیر
۱۳۱۴۰۰۰	Z_b (mm ³)	اساس مقطع پلاستیک
۴۹۸/۱	M_{pr} (kN.m) = $C_{pr} R_y Z_b F_y$	خمش محتمل در بر ستون
۶۰/۸۲	$V_{gravity}$ (kN)	برش ناشی از ترکیب بارهای ثقلی
۵۰۰۰	L_h (mm)	فاصله مفصل‌های پلاستیک در دهانه
۲۷۲/۷۷	V_u (kN) = $\frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity}$	برش در بر ستون
۳۷۲/۹۳	V_n (kN) = $0.6F_y A_w C_v$	ظرفیت برشی تیر در بر ستون
o.k.	V_u (kN) < V_n	کنترل برش در بر ستون
o.k.	$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{bc}} > 1$	کنترل تیر ضعیف ستون قوی

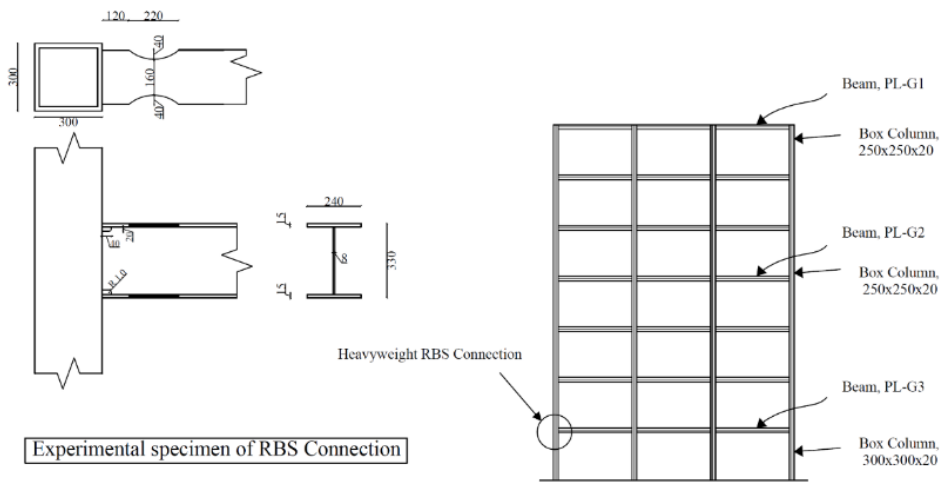


جدول ۹- جزئیات طراحی نمونه آزمایشگاهی اتصال RBS

۲۴۰	b_{bf} (mm)	عرض بال تیر
۱۵	t_{bf} (mm)	ضخامت بال تیر
۳۳۰	d (mm)	عمق تیر
۸	t_w (mm)	ضخامت جان تیر
۱۳۱۴۰۰۰	Z_b (mm ³)	اساس مقطع پلاستیک، مقطع کامل
۱۲۰	$0.5 b_{bf} < a$ (mm) < $0.75 b_{bf}$	فاصله از وجه ستون تا شروع شعاع برش
۲۲۰	$0.6 d < b$ (mm) < $0.85 d$	طول برش
۴۰	$0.1 b_{bf} < C$ (mm) < $0.25 b_{bf}$	عرض بال برداشته شده
۱۷۱/۲۵	R (mm) = $\frac{4C^2 + b^2}{8C}$	شعاع برش
۹۳۶۰۰۰	Z_{RBS} (mm ³) = $Z_b + 2Ct_{bf}(d - t_{bf})$	اساس مقطع پلاستیک، مقطع کاهش یافته
۳۰۴/۱	M_{pr} (kN.m) = $C_{pr} R_y Z_{RBS} F_y$	حداکثر لنگر محتمل در مرکز مفصل پلاستیک
۶۰/۵۴	$V_{gravity}$ (kN)	برش ناشی از ترکیب بار ثقلی
۴۲۴۰	L_h (mm)	فاصله بین مفصل‌های پلاستیک دهانه
۲۰۴	V_{RBS} (kN) = $\frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity}$	برش در مرکز مفصل پلاستیک
۳۵۱/۰۳	M_f (kN.m) = $M_{pr} + V_h (a + \frac{b}{2})$	خمش محتمل در بر ستون
۳۵۵/۷۷	M_{pe} (kN.m) = $R_y F_y Z_{IBS}$	ظرفیت خمشی مورد انتظار در مقطع کامل
o.k.	$M_f < \phi_d M_{pe}$	کنترل خمش در بر ستون
۱۳۹/۴۴	M_u (kN.m)	خمش در مفصل پلاستیک ناشی از ترکیب بارهای زلزله
o.k.	$M_u < \phi R_y Z_{RBS}$	کنترل خمش در مفصل پلاستیک
۳۷۲/۹۳	V_n (kN) = $0.6 F_y A_w C_v$	ظرفیت برشی تیر در بر ستون
o.k.	$V_{RBS} < \phi V_n$	کنترل برش در بر ستون
۱۰۹/۲۲	V_u (kN)	برش در مفصل پلاستیک ناشی از ترکیب بارهای زلزله
o.k.	$V_u < \phi V_n$	کنترل برش در مفصل پلاستیک
o.k.	$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{bc}} > 1$	کنترل تیر ضعیف ستون قوی



شکل ۸- جزئیات نمونه آزمایشگاهی اتصال WUF-W در قاب ۷ طبقه (ابعاد بر حسب سانتی متر هستند).



شکل ۹- جزئیات نمونه آزمایشگاهی اتصال RBS در قاب ۷ طبقه (ابعاد بر حسب سانتی متر هستند).

برش ورق‌های مورد نیاز، فرآیند ساخت چهار نمونه اتصالات خمشی جوشی WUF-W و RBS صورت پذیرفت. در فرآیند جوشکاری ورق‌ها در ستون‌های قوطی همچنین ورق‌های پیوستگی در چشمه اتصال از ورق پشت بند به منظور تامین جوش نفوذی کامل استفاده گردید. در تیورق‌ها ضمن رعایت نکات و تعبیه سوراخ دسترسی در جان تیر، فرآیند مونتاژ به بال ستون نیز مطابق با ضوابط آیین‌نامه [۴۰ و ۴۱] صورت گرفت.

برای تامین تشابه کامل خواص مکانیکی یک جفت اتصال WUF-W و یک جفت اتصال RBS، ضخامت‌های مختلف فولادهای مصرفی در ابتدا از یک ورق (Sheet) برش داده شدند و در ادامه نیز در شرایط کارگاهی کاملاً مشابه ساخته شدند. در جدول (۱۰) نتایج تست کشش برای ضخامت‌های مختلف فولاد مصرفی برای ساخت چهار نمونه اتصال از آنها استفاده شده است؛ ارائه گردید. بعد از طراحی زیرسازه‌های کناری و

جدول ۱۰- مشخصات تست کشش ورق‌های مصرفی چهار نمونه اتصال خمشی RBS و WUF-W

ورق پیوستگی	ستون	ورق برشی	جان تیر	بال تیر	ورق‌های مصرفی
۲۵	۲۰	۸	۸	۱۵	ضخامت (میلی‌متر)
۲۵۴	۲۷۲/۹	۲۶۹/۵	۲۶۹/۵	۲۶۱	Yield strength (MPa)
۴۲۹	۴۳۰/۸۵	۴۳۰/۴۲	۴۳۰/۴۲	۳۹۷	Tensile strength (MPa)
۰/۵۹	۰/۶۳	۰/۶۳	۰/۶۳	۰/۶۶	F_y/F_u
۱۷	۲۰	۱۹	۱۹	۳۵	Elongation (%)

در شکل (۱۱)، جزئیات جوشکاری برای هر یک از نمونه‌های اتصالات خمشی RBS نیز ارائه شده است.

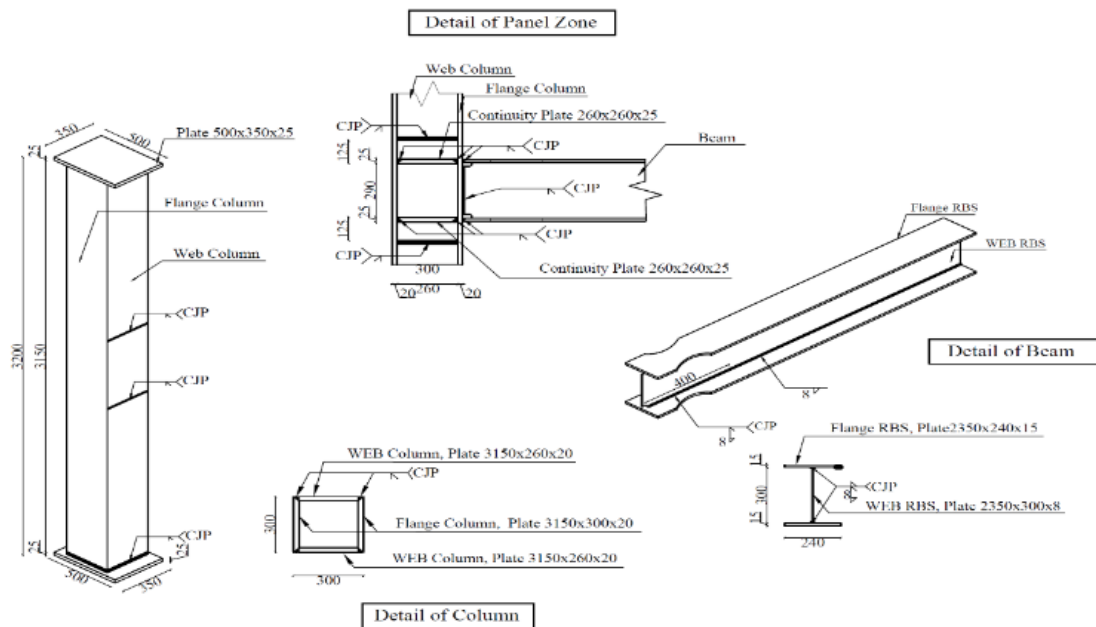
۳-۲- برپایش نمونه‌های آزمایشگاهی

نمونه‌های ساخته شده به منظور بارگذاری تحت پروتکل‌های ملی و SAC بر روی کف صلب و در قاب مثالی در آزمایشگاه سازه بر پا شدند. به منظور شبیه‌سازی شرایط تکیه‌گاهی زیر سازه‌ها با سازه‌های واقعی، از تکیه‌گاه‌های مفصلی در دو انتهای ستون در آزمایشگاه استفاده گردید. همچنین محل اعمال بار در سر تیر نیز از شرایط تکیه‌گاه غلتکی برخوردار بوده است؛

در فرآیند جوشکاری اتصالات از الکتروود نوع E-6013 برای پاس ریشه و از الکتروود E-7018 برای سایر پاس‌های جوشکاری استفاده گردید. شایان ذکر است قبل از استفاده از الکتروود E-7018 برای جوشکاری پیش گرمایش مطلوب نیز صورت پذیرفت. در تمامی مراحل جوشکاری چهار نمونه اتصال، دقت لازم برای تامین جوش نفوذی کامل صورت گرفته است؛ و بعد از ساخت چهار نمونه به منظور کنترل و صحت جوش‌های نفوذی تست (UT) نیز انجام گردید. در شکل (۱۰) چهار نمونه اتصالات خمشی WUF-W و RBS که در شرایط کارگاهی مونتاژ گردیده، به تصویر کشیده شده است. در ادامه برای نمونه



شکل ۱۰- ساخت و مونتاژ چهار نمونه آزمایشگاهی (یک جفت اتصال خمشی WUF-W و یک جفت اتصال خمشی RBS)



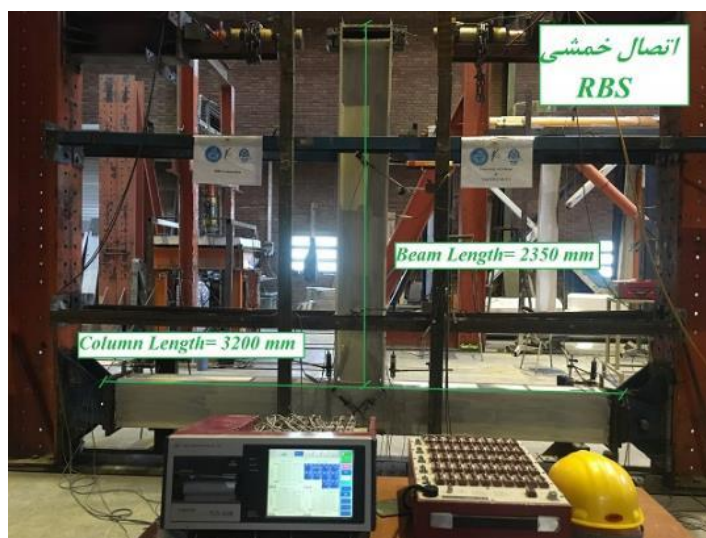
شکل ۱۱- جزئیات فرآیند جوش در تیر، ستون و چشمه اتصال زیرسازه RBS (ابعاد بر حسب سانتی‌متر هستند).

در این پروژه به منظور اجتناب از ناپایداری کلی نمونه‌ها، مطابق ضوابط عمومی و لرزه‌ای AISC [۱۶ و ۳۳] مهار جانبی در طول مناسب تامین گردید؛ همچنین برای جلوگیری کماتش پیچشی جانبی تیر نیز بلافاصله بعد از مفصل پلاستیک مهار جانبی اضافه تعبیه شده است [۱۶]. در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) برپایش یکی از زیر سازه‌های اتصال خمشی WUF-W و RBS در آزمایشگاه سازه ارائه شده است.

تا ضمن تامین شرایط تکیه‌گاهی، بارگذاری تغییرمکانی نیز دقیقاً در راستای خود اعمال گردد. شایان ذکر است در طول روند بارگذاری برای هر چهار نمونه عکس‌العمل جک به گونه‌ای تنظیم گردید که تغییرشکل اضافی به نمونه‌ها تحمیل نگردد. به منظور ارزیابی و کنترل رفتار نمونه‌ها حین آزمایش نیز، تغییرمکان‌سنج‌های مختلفی در مکان‌های مناسب بر روی نمونه‌ها تعبیه شدند.



شکل ۱۲- برپایش یکی از زیرسازه‌های اتصال خمشی WUF-W در آزمایشگاه سازه



شکل ۱۳- برپایش یکی از زیرسازه‌های اتصال خمشی RBS پروژه در آزمایشگاه سازه

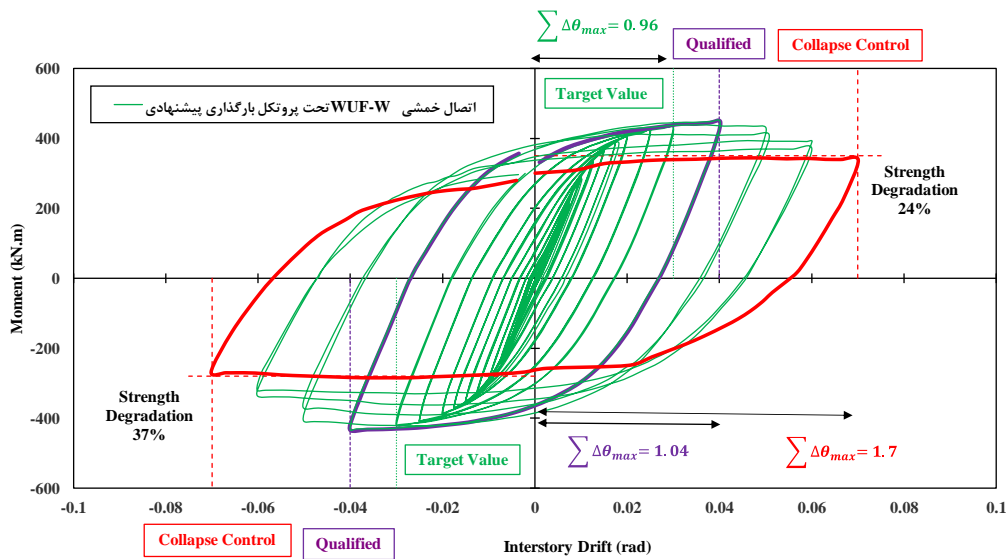
۳-۳- اتصال خمشی WUF-W

با برپایی نمونه‌های اتصالات خمشی WUF-W در آزمایشگاه سازه بارگذاری رفت و برگشتی بر اساس گام‌های پروتکل بارگذاری بر روی یکی از نمونه‌ها صورت گرفت. در جدول (۷) گام‌های تغییرمکان نسبی پروتکل بارگذاری ملی ارائه شده است. بر همین مبنا و با توجه به نقطه عطف دهانه‌ها برای زیر سازه کناری بارگذاری تغییرمکانی چرخه ای، توسط جک‌های به تیر نمونه اول اتصال خمشی WUF-W برای بررسی رفتار لرزه‌ای اعمال گردید. شایان ذکر است بارگذاری بر روی نمونه اول تا رسیدن به مقادیر کنترل آستانه فروریزش فروریزش پروتکل بارگذاری یعنی تغییرمکان نسبی ۰/۰۷ رادین صورت

گرفت و کنترل و بررسی‌های لازم بر روی اتصال در هر یک از شرایط هدف، پذیرش و فروریزش صورت پذیرفت. در شکل (۱۴) منحنی رفتاری اتصال خمشی WUF-W تحت پروتکل بارگذاری ملی ارائه شده است. همان گونه که در شکل مشخص می‌باشد اتصال خمشی پیش پذیرفته فوق شرایط پذیرش و فروریزش پروتکل ملی را ارضا کرده است. شایان ذکر است که شرایط هدف پروتکل بارگذاری ملی دارای بازه‌ی تغییرشکلی ۰/۰۳ رادین و مجموع بازه‌های تغییرشکلی ۰/۹۶ رادین بوده است. همان گونه که در شکل (۱۴) نیز مشخص است، منحنی رفتاری آزمایشگاهی در شرایط هدف پروتکل ملی افت مقاومتی نداشته و عملکرد مناسب و مطلوبی از

که ریزش آب آهک در محل مفصل پلاستیک که از گام‌های بارگذاری قبل شروع شده بود، کاملاً مشهود است.

اتصال خمشی WUF-W نیز مشاهده شده است؛ و اعوجاج موضعی در بال و جان تیر اندک بوده است. این در حالی است



شکل ۱۴- منحنی رفتاری نمونه اول آزمایشگاهی اتصال WUF-W تحت پروتکل بارگذاری ملی

مختلف تا رسیدن به شرایط هدف، پذیرش و کنترل آستانه‌ی فروریزش پروتکل بارگذاری ملی به تصویر کشیده است.

نمونه دوم اتصال خمشی WUF-W مطابق با پروتکل بارگذاری SAC بارگذاری گردید، تا ضمن بررسی عملکرد اتصال خمشی در ستون‌های قوطی در شرایط هدف و پذیرش؛ تفاوت‌های تقاضاهای اعمالی دو پروتکل برای دو نمونه مشابه نیز مورد بررسی قرار گیرد. بارگذاری نمونه دوم مطابق با جدول (۱۱) تا تغییرمکان نسبی ۰/۰۸ رادین و مجموع بازه‌های تغییرشکلی ۱/۵۷۵ رادین انجام گرفته است.

در شکل (۱۶) منحنی رفتاری آزمایشگاهی اتصال دوم WUF-W تحت پروتکل بارگذاری SAC ارائه شده است. همان گونه که در شکل نیز مشخص است این اتصال با ستون قوطی شرایط هدف و پذیرش را کاملاً ارضا کرده است و در تغییرمکان پذیرش ضمن عملکرد مطلوب، افت مقاومتی نیز مشاهده نشده است.

شایان ذکر است که پروتکل بارگذاری SAC دارای مقدار هدف با بازه‌ی تغییرشکلی ۰/۰۳ رادین و مجموع بازه‌های تغییرشکلی ۰/۵۳۵ رادین است و آیین‌نامه AISC-341 شرایط پذیرش منطبق با این پروتکل را در بازه‌ی تغییرشکلی ۰/۰۴ رادین با مقامتی بیش از ۸۰ درصد مقاومت بیشینه بیان کرده است. در شرایط پذیرش، اعوجاج موضعی در بال‌ها و جان تیر مشاهده نشده است و اولین افت مقاومتی در تغییرمکان نسبی

برای کنترل شرایط پذیرش پروتکل بارگذاری، منطبق با جدول (۷) بارگذاری تا تغییرمکان نسبی ۰/۰۴ رادین ادامه پیدا کرد و کنترل‌های لازم نیز انجام پذیرفت. در شرایط پذیرش، اعوجاج موضعی بال و جان تیر رشد کرده بود و ریزش آب آهک در محدوده مفصل پلاستیک نیز کاملاً مشهود بوده است. ضمن این که جوش‌های تمامی مناطق در محدوده مفصل پلاستیک و اتصال تیر به بال ستون نیز کاملاً سالم بوده و هیچ گونه آسیبی نیز در آن‌ها مشاهده نگردید و افت مقاومتی در رفتار چرخه‌ای اتصال مشاهده نگردید.

شایان ذکر است که اعوجاج موضعی در بال‌ها و جان تیر در محدوده مفصل پلاستیک از تغییرمکان نسبی ۰/۰۵ رادین و مجموع بازه‌تغییرشکلی حدود ۱/۲۲ رادین با سرعت بیشتری گسترش و رشد پیدا کرد؛ و اولین افت مقاومت در رفتار اتصال در سیکل اول تغییرمکان نسبی ۰/۰۵ رادین مشاهده گردید. علی‌رغم گستردگی اعوجاج موضعی در تغییرمکان نسبی ۰/۰۷ رادین؛ اتصال همچنان توان تحمل بارگذاری را داشته و وارد فاز فروریزش نگردید. شایان ذکر است که اتصال در این محدوده تغییرمکانی افت مقاومتی حدود ۳۷ درصد را تجربه کرد که با توجه به عملکرد اتصال، عدم افت مقاومتی ۵۰ درصدی، و همچنین دارا بودن پایداری کلی مطلوب، شرایط مدنظر پروتکل بارگذاری ملی برای عدم فروریزش کاملاً ارضا گردید. در شکل (۱۵) اتصال خمشی WUF-W را در تغییرمکان‌های نسبی

پروتکل SAC تا دریفت‌های بالا ادامه پیدا کند. در شکل (۱۷) تصویری از اتصال خمشی WUF-W با ستون قوطی در آزمایشگاه در تغییر مکان نسبی‌های مختلف پروتکل بارگذاری SAC ارائه گردید.

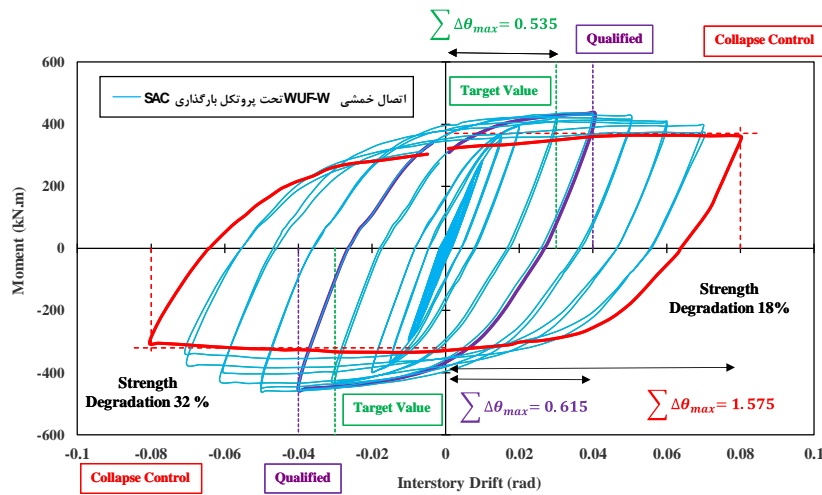
۰/۰۶ رادین مشاهده گردید. شایان ذکر است برای شرایط فروریزش، پروتکل بارگذاری SAC مقدار مشخصی بیان نکرده است. با این حال کراونیکلر یکی از اعضا تدوین این پروتکل، توصیه کرده است به منظور بررسی عملکرد اتصالات خمشی در تغییر مکان‌های بزرگ و آستانه‌ی فروریزش گام‌های بارگذاری



شکل ۱۵- نمونه اول اتصال خمشی WUF-W در مقادیر هدف، شرایط پذیرش و کنترل آستانه فروریزش پروتکل ملی

جدول ۱۱- گام‌های تغییر مکانی پروتکل بارگذاری SAC

مجموع دامنه‌های تغییر شکلی (رادین)	مجموع تعداد چرخه	تعداد چرخه	تغییر تغییر مکان نسبی (رادین)	قدم بارگذاری
۰/۰۴۵	۶	۶	۰/۰۰۳۷۵	۱
۰/۱۰۵	۱۲	۶	۰/۰۰۵	۲
۰/۱۹۵	۱۸	۶	۰/۰۰۷۵	۳
۰/۲۷۵	۲۲	۴	۰/۰۰۱	۴
۰/۳۳۵	۲۴	۲	۰/۰۱۵	۵
۰/۴۱۵	۲۶	۲	۰/۰۲	۶
۰/۵۳۵	۲۸	۲	۰/۰۳	۷
۰/۶۹۵	۳۰	۲	۰/۰۴	۸
۰/۸۹۵	۳۲	۲	۰/۰۵	۹
۱/۱۳۵	۳۴	۲	۰/۰۶	۱۰
۱/۴۱۵	۳۶	۲	۰/۰۷	۱۱
۱/۵۷۵	۳۷	۱	۰/۰۸	۱۲



شکل ۱۶- منحنی رفتاری نمونه دوم آزمایشگاهی اتصال WUF-W تحت پروتکل بارگذاری SAC



شکل ۱۷- نمونه دوم اتصال خمشی WUF-W تا رسیدن به بیشینه بازه تغییرشکلی ۰/۰۸ رادیان پروتکل بارگذاری SAC

مستهک کردند که این نشان از تقاضای انرژی اعمالی حدود ۲/۲۵ برابری برای دو پروتکل بارگذاری است. بنابراین توانایی استهلاک انرژی در اتصالات خمشی باید به طور جدی برای طراحی و ساخت اتصالات در نظر گرفته شود. البته این امر بیشتر باید در خصوص اتصالاتی که جز اتصالات پیش‌پذیرفته آیین‌نامه‌ای نمی‌باشند، مورد ملاحظه قرار گیرد. ممکن است بسیاری از اتصالات مبتنی با بیشینه‌های تغییرشکلی پروتکل بارگذاری SAC شرایط هدف را ارضا نمایند ولی توان استهلاک

شایان ذکر است که تقاضای لرزه‌ای منطقه، دامنه‌های تغییرشکلی با دامنه متوسط و تعداد بالا را به سازه‌های منطقه تحمیل کرده‌است؛ بر همین اساس در تدوین پروتکل بارگذاری ملی گام‌های تغییرشکلی با دامنه و تعداد مناسب در نظر گرفته شده‌است. در شکل (۱۸) میزان انرژی مستهک شده در دو نمونه مشابه در آزمایشگاه تحت پروتکل‌های بارگذاری ملی و SAC ارائه شده‌است. نمونه اول در شرایط هدف حدود ۱۸۲ کیلو ژول و نمونه دوم نیز حدود ۸۱ کیلو ژول انرژی را

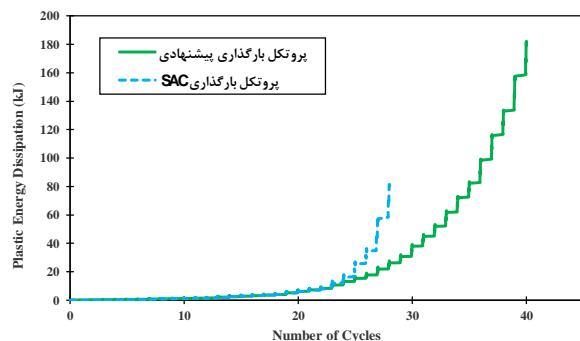
با ادامه روند بارگذاری منطبق با پروتکل ملی در تغییرمکان نسبی ۰/۰۷ رادیان و مجموع بازه‌های تغییرمکانی ۱/۷ رادیان، افت مقاومت اتصال برابر ۲۴/۷ درصد ظرفیت خمشی گردید؛ که شرایط کنترل آستانه‌ی فروریزش پروتکل بارگذاری ملی را به خوبی ارضا کرده‌است. در ادامه در شکل (۲۰) نمونه اول آزمایشگاه در مقدار هدف، شرایط پذیرش و کنترل آستانه‌ی فروریزش پروتکل بارگذاری ملی به تصویر کشیده شده‌است.

با توجه به گام‌های پروتکل بارگذاری ملی، شروع تکیدگی پوشش آهک و غیرخطی شدن مصالح در بال‌ها و جان تیر در محدوده‌ی عرض کاهش یافته، از تغییرمکان نسبی ۰/۰۱ رادیان بوده‌است. سرعت غیرخطی شدن و همچنین ریزش پوشش آهک در تغییرمکان‌های نسبی ۰/۰۱۲۵، ۰/۰۱۵، ۰/۰۱۷۵ و ۰/۰۲ رادیان در جان تیر بیشتر از بال‌های تیر بوده‌است. با شروع کماتش موضعی در یکی از بال‌های تیر در تغییرمکان نسبی ۰/۰۲۵ رادیان، سرعت غیرخطی شدن و ریزش پوشش آهک در بال‌های تیر نیز گسترش پیدا کرد. لازم به ذکر است که الگوی جاری شدگی و ریزش آهک در بال‌ها و جان تیر نمونه اول در محدوده‌ی عرض کاهش یافته و در مرکز آن متمرکز گردیده‌است. در سیکل اول تغییرمکان نسبی ۰/۰۳ رادیان و تحمیل مجموع بازه‌های تغییرشکلی ۰/۹ رادیان به نمونه اول، کماتش موضعی بال دیگر تیر نیز آغاز گردید. روند افزایش دامنه کماتش موضعی در بال‌های تیر در تغییرمکان‌های نسبی ۰/۰۳ و ۰/۰۴ رادیان اندک بوده‌است و از چرخه دوم تغییرمکان نسبی ۰/۰۵ رادیان این روند افزایش پیدا کرده‌است. با توجه به افزایش دامنه کماتش موضعی در بال‌ها تیر و با شروع کماتش موضعی در جان تیر، افت مقاومت در رفتار اتصال در چرخه دوم تغییرمکان نسبی ۰/۰۵ رادیان مشاهده گردید. با افزایش گام‌های تغییرمکانی، نمونه اول اتصال خمشی RBS در تغییرمکان‌های نسبی ۰/۰۶ و ۰/۰۷ رادیان افت مقاومت‌هایی برابر ۱۶/۷ و ۲۴/۷ درصد را تجربه کرده‌است.

ترک جزئی در جوش‌های اتصال ورق یکی از بال‌ها به جان تیر، در چرخه دوم تغییرمکان نسبی ۰/۰۶ رادیان مشاهده گردیده‌است. لازم به ذکر است که این نقص در محدوده‌ی ناحیه عرض کاهش یافته و با فاصله حدود ۱۸ سانتی‌متری از برستون رخ داده‌است. در این مرحله مجموع بازه‌های تغییرمکانی تحمیلی به نمونه اول برابر ۱/۵۶ رادیان بوده‌است. در گام بعدی بارگذاری و به منظور بررسی عملکرد اتصال RBS در شرایط کنترل آستانه‌ی فروریزش پروتکل بارگذاری ملی، نمونه تحت ۱ چرخه با تغییرمکان نسبی ۰/۰۷ رادیان قرار گرفته‌است و مجموع

انرژی برای رسیدن به شرایط هدف پروتکل بارگذاری منطقه را نداشته باشند.

شایان ذکر است پارامتر مدت زمان حرکت شدید زلزله‌ها در فهرست لرزه‌ای منطقه در میزان تقاضای انرژی و همچنین تعداد گام‌های خسارتی پروتکل‌های بارگذاری تاثیر گذار است. این در حالی است که تاثیرگذاری این پارامتر در بسیاری از پروتکل‌های بارگذاری به دقت بررسی و لحاظ نشده‌بود. در این مطالعه حداقل مدت زمان حرکت شدید زمین برای رکوردهای فهرست سه برابر پریرود بزرگترین سازه مطالعه در نظر گرفته شده‌است. همان‌گونه که در شکل (۳) مشخص است؛ میانگین مدت زمان حرکت شدید زمین در فهرست شتاب‌نگاشتی منطقه برابر ۱۴ ثانیه بوده‌است.



شکل ۱۸- انرژی پلاستیک مستهلک شده در نمونه‌های آزمایشگاهی WUF-W در مقادیر هدف پروتکل‌های بارگذاری ملی و SAC

۳-۴- اتصال خمشی RBS

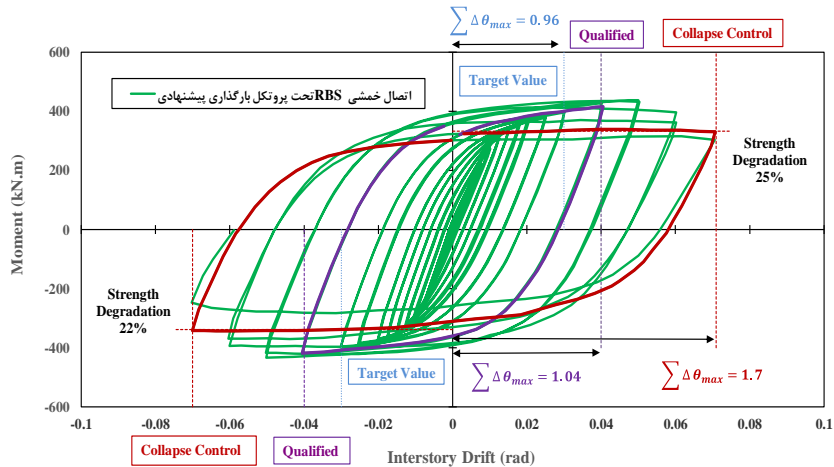
با برپایش نمونه‌های اتصال خمشی RBS در آزمایشگاه، بررسی و ارزیابی این اتصالات تحت پروتکل‌های بارگذاری ملی و صورت گرفته‌است. در شکل (۱۹) منحنی رفتاری آزمایشگاهی نمونه اول اتصال خمشی RBS تحت پروتکل بارگذاری ملی ارائه شده‌است. همان‌گونه که در شکل به تصویر کشیده شده‌است اتصال فوق مقدار هدف، شرایط پذیرش و کنترل آستانه‌ی فروریزش پروتکل بارگذاری ملی را به خوبی ارضا کرده‌است. نمونه در مقدار هدف و تحمیل مجموع بازه‌های تغییرمکانی ۰/۹۶ رادیان افت مقاومتی نداشته است و در تغییرمکان پذیرش نیز اتصال با عملکردی مناسب و بدون افت بوده‌است و ناپایداری خاصی نیز در نمونه مشاهده نشده‌است.

شروع روند افت مقاومت در تغییرمکان مکان نسبی ۰/۰۵ رادیان بوده‌است؛ لازم به ذکر است که در چرخه دوم این مرحله بارگذاری افت درون سیکلی اندکی در نمونه مشاهده شده‌است.

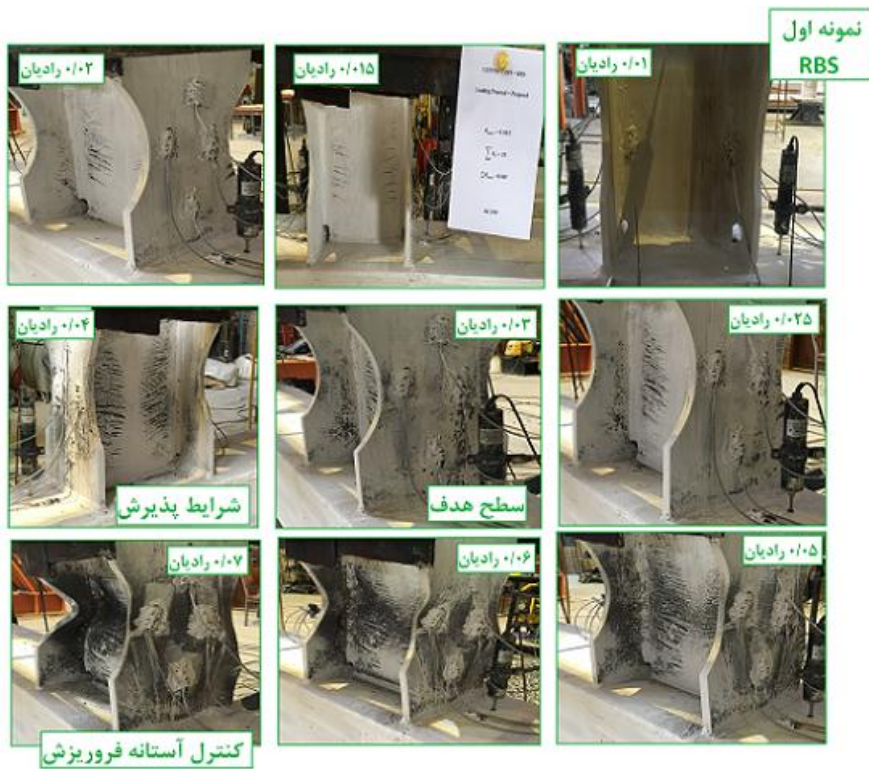


ارضا کرده‌است. در ادامه و به منظور بررسی تاثیر گسترش ترک و پارگی جوش، در عملکرد اتصال، بارگذاری نمونه ادامه پیدا کرده‌است. بدین منظور ۱ چرخه دیگر با تغییرمکان نسبی ۰/۰۷ رادیان به نمونه اعمال شده‌است و مجموع بازه‌های تغییرمکانی تحمیلی برابر ۱/۸۴ رادیان گردید. در این مرحله پارگی جوش در گام قبلی گسترش پیدا کرده‌است و منجر به پارگی ورق بال و جان در محل اتصال با جوش گردید. با این وجود افت مقاومت اتصال حدود ۴۳/۲ درصد ظرفیت خمشی بوده‌است.

بازه‌های تغییرمکانی تحمیلی برابر ۱/۷ رادیان گردید. در این گام بارگذاری با گسترش ترک در جوش‌های اتصال بال به جان، پارگی قائم در جوش رخ داده‌است، با این حال افت مقاومت از ۱۶/۷ درصد در تغییرمکان نسبی ۰/۰۶ رادیان به ۲۴/۷ درصد در تغییرمکان نسبی ۰/۰۷ رادیان رسیده‌است. با توجه به مهار جانبی مناسبی که در برپایش نمونه صورت گرفته‌بود، ناپایداری خاصی در این مرحله در نمونه اول مشاهده نگردید و اتصال شرایط کنترل آستانه‌ی فروریزش پروتکل بارگذاری ملی را به خوبی



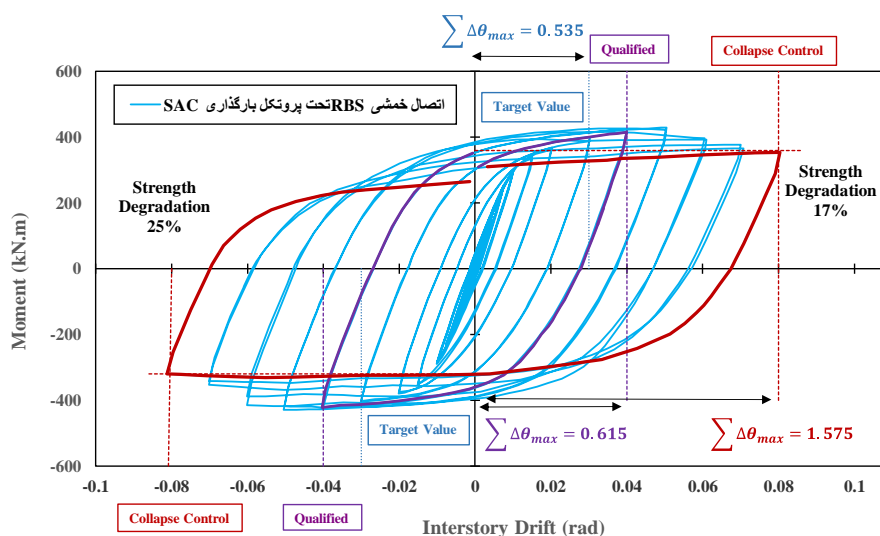
شکل ۱۹- منحنی رفتاری نمونه اول اتصال خمشی RBS تحت پروتکل بارگذاری ملی



شکل ۲۰- نمونه اول اتصال RBS در مقادیر هدف، شرایط پذیرش و کنترل آستانه‌ی فروریزش پروتکل بارگذاری ملی

پروتکل‌های بارگذاری، روند و گام‌های بارگذاری تا تغییر مکان نسبی ۰/۰۸ رادیان و تحمیل مجموع بازه‌های تغییر مکانی ۱/۵۷۵ رادیان ادامه پیدا کرده‌است. در شکل (۲۱) منحنی رفتاری آزمایشگاهی اتصال RBS تحت پروتکل بارگذاری SAC ارائه شده‌است. نمونه دوم اتصال خمشی در مقدار هدف و شرایط پذیرش افت مقاومتی نداشته است و رفتار و عملکرد اتصال مطلوب ارزیابی شده‌است.

در ادامه بررسی‌های آزمایشگاهی این مطالعه نمونه دوم اتصال خمشی RBS تحت پروتکل بارگذاری SAC مورد ارزیابی قرار گرفته‌است. لازم به ذکر است که پروتکل بارگذاری SAC ارزیابی و کنترل عملکرد اتصالات را در مقدار هدف و شرایط پذیرش صورت می‌دهد. در این مطالعه و به منظور بررسی عملکرد اتصالات خمشی در ستون‌های قوطی در تغییر مکان نسبی‌های بزرگ و همچنین امکان مقایسه تقاضای



شکل ۲۱- منحنی رفتاری نمونه دوم اتصال خمشی RBS تحت پروتکل بارگذاری SAC

ترک‌ها و نقض‌ها در جوش‌های اتصال بال به جان تیر نمونه دوم در تغییر مکان نسبی ۰/۰۷ رادیان و مجموع بازه‌های تغییر مکانی ۱/۴۱۵ رادیان در وسط ناحیه عرض کاهش یافته مشاهده شده‌است. با افزایش مجموع بازه‌های تغییر مکانی طول ترک در جوش‌های گسترش پیدا کرده‌است و در چرخه نخست تغییر مکان نسبی ۰/۰۸ رادیان پارگی در جوش مشاهده رخ داده‌است. پارگی جوش در فاصله حدود ۲۳ سانتی‌متری از بر- ستون و در ناحیه عرض کاهش یافته بوده‌است. لازم به ذکر است با وجود پارگی در جوش افت مقاومت در نمونه دوم اتصال خمشی RBS از ۲۰ درصد تغییر مکان نسبی ۰/۰۷ رادیان به ۲۴/۶ درصد تغییر مکان نسبی ۰/۰۸ رادیان رسیده‌است و ناپایداری کلی در زیرسازه مشاهده نشده‌است.

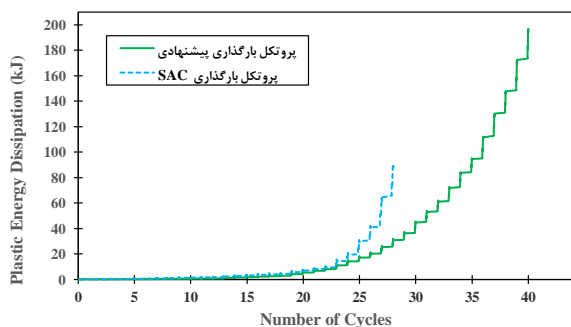
در ادامه مقایسه‌ای بین میزان انرژی پلاستیک مستهلک شده نمونه‌های آزمایشگاهی تحت پروتکل‌های بارگذاری ملی و SAC ارائه شده‌است. بر همین اساس در شکل ۲۳ میزان انرژی پلاستیک مستهلک شده در دو نمونه در مقادیر هدف دو پروتکل مقایسه شده‌است. نمونه اول در شرایط هدف پروتکل

در شکل (۲۲) رفتار اتصال در آزمایشگاه سازه تا رسیدن به مقدار هدف و شرایط پذیرش در آزمایشگاه سازه به تصویر کشیده شده‌است. همان‌گونه در شکل ارائه شده‌است در مقدار هدف و شرایط پذیرش الگوی جاری شدگی و ریزش پوشش آهک در بال‌ها و جان تیر در محدوده‌ی عرض کاهش یافته متمرکز شده‌است و کماتش موضعی در بال‌های تیر در شرایط پذیرش بسیار ناچیز بوده‌است. شروع کماتش در یکی از بال‌های نمونه دوم در تغییر مکان نسبی ۰/۰۳ رادیان مشاهده شده‌است؛ و بال دیگر در تغییر مکان نسبی ۰/۰۴ رادیان نیز دچار کماتش موضعی ناچیز گردیده‌است. سرعت افزایش دامنه کماتش در تغییر مکان‌های نسبی ۰/۰۴ و ۰/۰۵ رادیان کم بوده‌است و از چرخه نخست تغییر مکان نسبی ۰/۰۶ رادیان سرعت افزایش دامنه کماتش زیاد گردید و منجر به افت مقاومت ۹/۲ درصدی در اتصال گردید. با افزایش مجموع بازه‌های تغییر مکانی در گام‌های تغییر مکانی میزان افت مقاومت در مجموع بازه‌های ۱/۴۱۵ و ۱/۵۷۵ رادیان برابر ۲۰ و ۲۴/۶ ظرفیت خمشی بوده‌است.



شکل ۲۲- نمونه دوم اتصال RBS تا رسیدن به بیشینه بازه تغییرشکلی ۰/۰۸ رادیان پروتکل بارگذاری SAC

که پروتکل بارگذاری SAC شرایط خاصی را برای کنترل اتصالات در شرایط آستانه فروریزش پیشنهاد کرده‌است.



شکل ۲۳- انرژی پلاستیک مستهلک شده در نمونه‌های آزمایشگاهی RBS در مقادیر هدف پروتکل‌های بارگذاری

۴- بررسی عددی

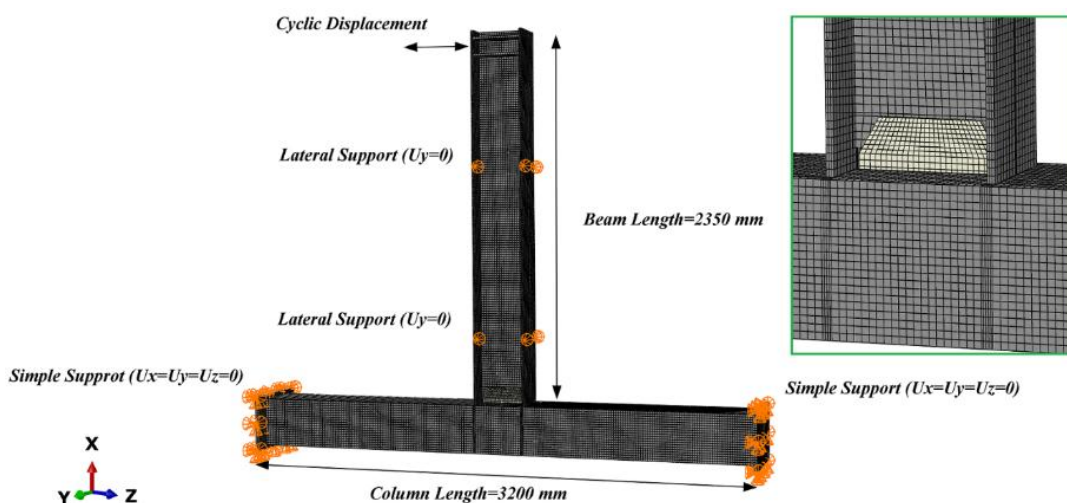
در ادامه این پروژه عملکرد تپ‌های دیگر اتصالات خمشی WUF-W و RBS متناظر با سازه‌ی ۷ طبقه این مطالعه، در شرایط هدف، پذیرش و فروریزش پروتکل ملی مورد بررسی و ارزیابی عددی قرار گرفته‌است. برای نیل به این هدف، ابتدا تپ آزمایشگاهی اتصالات خمشی WUF-W و RBS در نرم‌افزار عددی ABAQUS [۴۲] به صورت سه بعدی مدل‌سازی شد و منحنی‌های رفتاری عددی با منحنی‌های رفتاری آزمایشگاهی تحت پروتکل‌های بارگذاری ملی بررسی و مقایسه

بارگذاری ملی حدود ۱۹۶ کیلو ژول و نمونه دوم در شرایط هدف پروتکل بارگذاری SAC حدود ۸۹ کیلو ژول انرژی را مستهلک کرده‌است. این موضوع نشان از تقاضای انرژی اعمالی حدود ۲/۲ برابری پروتکل بارگذاری ملی نسبت به پروتکل بارگذاری SAC دارد. توانایی مستهلک کردن انرژی در روند پذیرش اتصالات خمشی مسئله بسیار مهمی است که باید در پذیرش اتصالات خمشی مبتنی بر پروتکل بارگذاری SAC مورد توجه ویژه قرار گیرد. ممکن است بسیاری از اتصالات مبتنی با دامنه‌های تغییرشکلی پروتکل بارگذاری SAC شرایط هدف را ارضا نمایند ولی توان استهلاک انرژی برای رسیدن به شرایط هدف پروتکل بارگذاری ملی را به خوبی نداشته باشند. همان طور که به تفصیل بیان گردید بیشینه دامنه تغییرشکلی دو پروتکل بارگذاری در شرایط هدف برابر ۰/۰۳ رادیان است. این در حالی است که پروتکل بارگذاری ملی منطبق با شرایط لرزه‌خیزی منطقه و همچنین در نظر داشتن پارامتر مدت زمان حرکت شدید زمین در انتخاب کاتالوگ لرزه‌ای منطقه، تعداد بالاتر از دامنه‌های تغییرشکلی متوسط را برای رسیدن به شرایط هدف در نظر گرفته‌است. مسئله حائز اهمیت دیگر دقت به موضوع کنترل آستانه فروریزش اتصالات خمشی بوده‌است، پروتکل بارگذاری ملی مبتنی بر تحلیل‌های تاریخچه‌زمانی و مطالعات آماری شرایط کنترلی را برای بررسی اتصالات خمشی در تغییر مکان‌های بزرگ پیشنهاد کرده‌است؛ این در حالی است

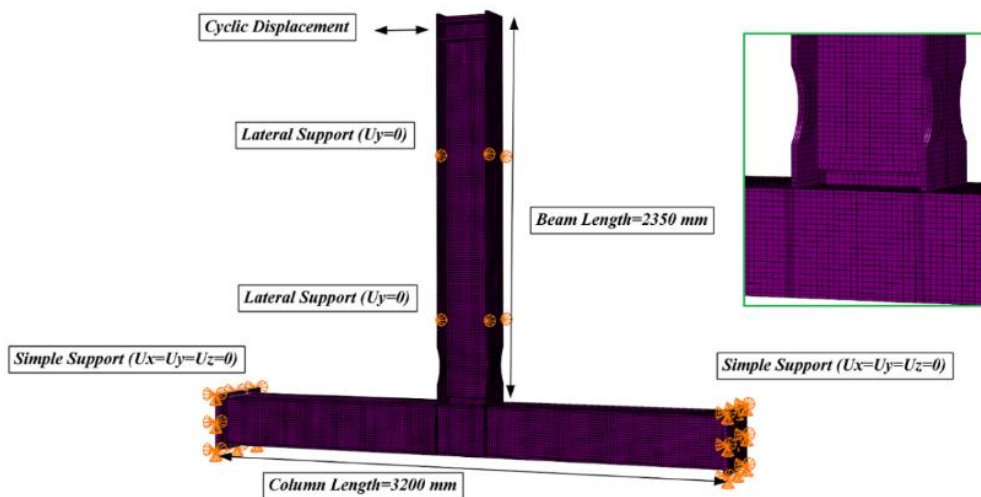
آزمایشگاه لحاظ شده است. برای مش بندی ضخامت های ورق ها در مدل سه بعدی حداقل ۳ شبکه مش در نظر گرفته شده است. شایان رفتار مصالح فولادی بر اساس نتایج تست کشش ورق های فولادی در نرم افزار عددی اختصاص یافت و مدول الاستیسیته فولاد و ضریب پواسون نیز به ترتیب ۲۰۰ گیگاپاسکال و ۰/۳ در نظر گرفته شده است. در شکل های (۲۴) و (۲۵) مدل عددی تیپ های آزمایشگاهی WUF-W و RBS در نرم افزار ارائه شده است.

شدند و پس از اطمینان از صحت مدل عددی با نتایج آزمایشگاهی سایر تیپ های اتصالات خمشی نیز در نرم افزار مدلسازی و ارزیابی شدند.

شایان ذکر است برای مدلسازی تیپ آزمایشگاهی در نرم افزار، از المان های سه بعدی هشت گره ای با سه درجه آزادی استفاده شده است؛ در واقع المان های استفاده شده برای مدلسازی سه بعدی در نرم افزار از نوع C3D8R بوده است. شرایط تکیه گاهی و مهارجانبی زیر سازه، همچنین خصوصیات مصالح در مدل عددی کاملاً مطابق با شرایط واقعی نمونه در



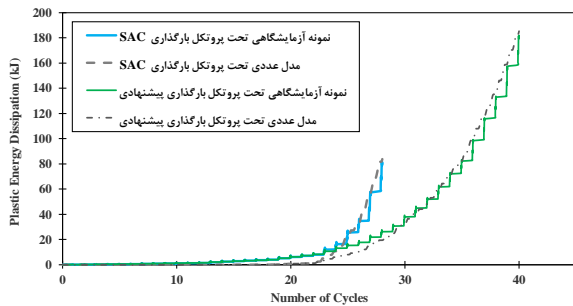
شکل ۲۴- مدل عددی تیپ آزمایشگاهی اتصال WUF-W در نرم افزار ABAQUS



شکل ۲۵- مدل عددی تیپ آزمایشگاهی اتصال RBS در نرم افزار ABAQUS

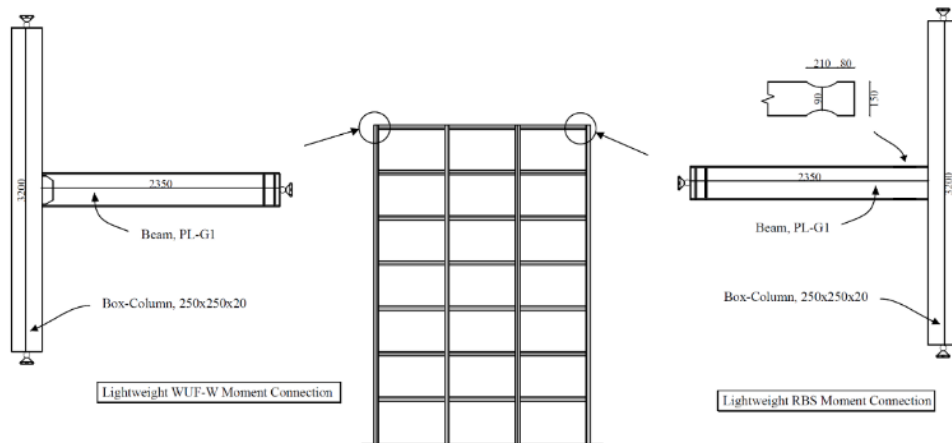
همچنین میزان انرژی مستهلک شده توسط دو پروتکل در مدل عددی بررسی گردید و در ادامه نتایج بررسی عددی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه گردید. شایان ذکر است نتایج عددی انطباق

در ادامه تحلیل مدل سه بعدی در نرم افزار تحت پروتکل های بارگذاری ملی و SAC صورت گرفت و عملکرد لرزه ای این مدل مورد ارزیابی قرار گرفت. بدین منظور منحنی های رفتاری



شکل ۲۷- مقایسه انرژی پلاستیک مستهلک شده در مدل عددی و نمونه‌های آزمایشگاهی اتصال WUF-W در شرایط پذیرش پروتکل‌های بارگذاری ملی و SAC

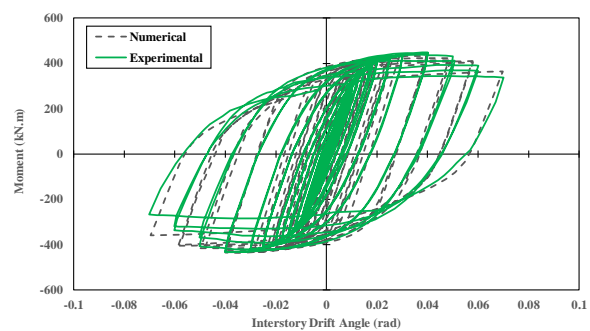
آزمایشگاهی تیپ‌های دیگر اتصالات خمشی WUF-W و RBS در قاب ۷ طبقه مطالعه، مطابق با شرایط مرزی زیرسازه در آزمایشگاه و خصوصیات رفتاری مصالح در نرم‌افزار مدل‌سازی شدند و عملکرد این تیپ‌ها نیز در شرایط هدف و پذیرش تحت دو پروتکل مورد بررسی قرار گرفته‌است. شایان ذکر است که همه‌ی مدل‌های عددی اتصالات خمشی پیش‌پذیرفته WUF-W و RBS شرایط هدف، پذیرش و فروریزش پروتکل ملی را ارضا کردند؛ لازم به ذکر است که تیپ‌بندی اتصالات مبتنی بر ابعاد مقاطع تیرهای و ستون‌های قاب مطالعه صورت گرفته‌است. در ادامه و برای نمونه بررسی‌های عددی صورت گرفته بر روی اتصال خمشی سبک WUF-W و RBS در قاب ۷ طبقه ارائه شده‌است. در شکل (۲۸) جزئیات ابعادی اتصالات سبک WUF-W و RBS به تصویر کشیده شده‌است.



شکل ۲۸- جزئیات مقاطع در اتصالات سبک WUF-W و RBS در قاب ۷ طبقه (ابعاد بر حسب میلیمتر هستند..)

متناظر با مشخصات تیر ورق PL-G1 است. با مدل‌سازی عددی تیپ سبک اتصالات خمشی WUF-W و RBS در نرم‌افزار عملکرد این اتصال در شرایط هدف و پذیرش پروتکل ملی

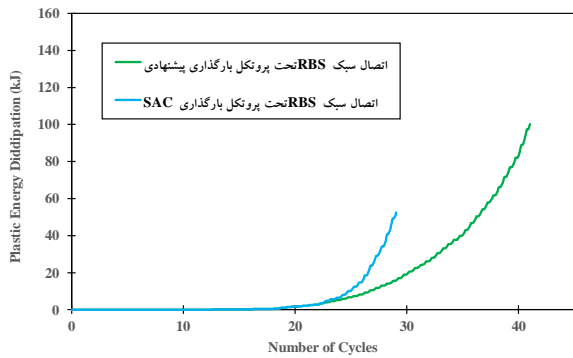
مناسبی با نتایج واقعی نمونه‌ها در آزمایشگاه داشته‌است؛ همچنین مقایسه انرژی مستهلک شده در بررسی‌های عددی تفاوت میزان تقاضای انرژی دو پروتکل را برای اتصالات خمشی تصدیق کرده‌است. برای نمونه در شکل (۲۶) مقایسه منحنی رفتاری عددی و آزمایشگاهی اتصال خمشی WUF-W تحت پروتکل بارگذاری ملی ارائه شده‌است؛ و در شکل (۲۷) نیز، مقایسه میزان انرژی مستهلک شده در مدل عددی و آزمایشگاهی در شرایط هدف پروتکل بارگذاری ملی و SAC ارائه شده‌است. همان‌گونه که شکل‌های (۲۶) و (۲۷) به تصویر کشیده شده‌است. منحنی رفتاری مدل‌های عددی با نمونه‌های آزمایشگاهی انطباق قابل قبولی داشته‌است.



شکل ۲۶- منحنی رفتاری نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی اتصال خمشی WUF-W تحت پروتکل بارگذاری ملی

با توجه به انطباق و صحت مناسب نتایج عددی با نتایج

شایان ذکر است در تیپ سبک اتصالات خمشی WUF-W و RBS بعد ستون مربع قوطی شکل برابر ۲۵۰ میلیمتر و ضخامت آن برابر ۲۰ میلیمتر بوده‌است؛ همچنین ابعاد تیر نیز



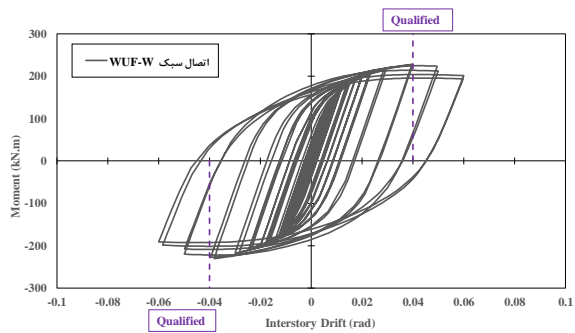
شکل ۳۲- انرژی پلاستیک مستهلک شده در تیپ سبک RBS در شرایط پذیرش پروتکل‌های بارگذاری و SAC

۵- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

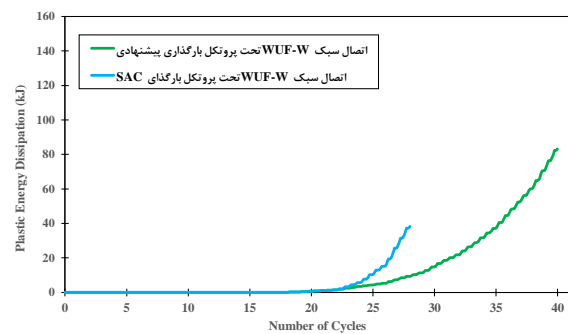
در این مطالعه ضمن تشریح روند تدوین پروتکل بارگذاری پیشنهادی (ملی) برای ارزیابی اتصالات خمشی فولادی، مطالعات آزمایشگاهی و عددی مختلفی به منظور کنترل و تطبیق مقادیر هدف، شرایط پذیرش و کنترل آستانه فروریزش این پروتکل بر روی اتصالات خمشی پیش‌پذیرفته WUF-W و RBS صورت گرفته‌است. از طرفی با توجه به این که بررسی تفاوت تقاضای پروتکل ملی در مقادیر هدف و شرایط پذیرش با پروتکل بارگذاری SAC دارای اهمیت بوده‌است؛ دو نمونه اتصال WUF-W و دو نمونه اتصال RBS در شرایط کاملاً مشابه ساخته و تحت دو پروتکل بارگذاری مورد بررسی آزمایشگاهی قرار گرفتند. شایان ذکر است که پروتکل بارگذاری ملی مبتنی بر مطالعات لرزه‌ای، عددی و آماری ضمن بررسی اتصالات خمشی در مقادیر هدف و پذیرش؛ شرایطی نیز برای کنترل آستانه فروریزش نیز پیشنهاد کرده‌است.

مقادیر هدف پارامترهای تغییرشکلی پروتکل بارگذاری با تعداد چرخه‌های تغییرشکلی ۴۰، تعداد چرخه پلاستیک ۲۲، مجموع بازه‌های تغییرشکلی ۰/۹۶ رادیان و بیشینه دامنه تغییرشکلی برابر ۰/۰۶ و بیشینه بازه تغییرشکلی برابر ۰/۰۳ رادیان پیشنهاد شده‌است. در پروتکل بارگذاری ملی برای شرایط پذیرش اتصالات در قاب‌های خمشی ویژه توصیه شده‌است، بعد از ارضای مقادیر هدف پروتکل بارگذاری در تغییرمکان نسبی ۰/۰۳ رادیان، اتصالات خمشی حداقل یک چرخه با تغییرمکان نسبی ۰/۰۴ رادیان بارگذاری شوند و مقاومت خمشی اتصال، کمتر از ۸۰ درصد مقاومت خمشی اسمی تیر نگردد. برای شرایط کنترل آستانه فروریزش نیز توصیه شده‌است، اتصالات خمشی در آزمایشگاه باید حداقل یک چرخه با تغییرمکان نسبی ۰/۰۷ رادیان یا در حقیقت حداقل

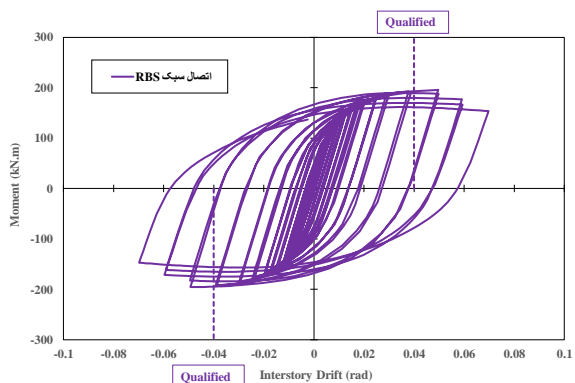
بررسی گردید. همان گونه که در شکل‌های (۲۹) و (۳۱) ارائه شده‌است؛ این اتصالات در مقدار هدف پروتکل بارگذاری ملی افت مقاومتی نداشتند و شرایط پذیرش را به خوبی ارضا کرده‌است. شایان ذکر است میزان انرژی مستهلک شده توسط اتصالات سبک تحت پروتکل بارگذاری ملی بیشتر از پروتکل بارگذاری SAC بوده‌است. که این مورد در شکل‌های (۳۰) و (۳۲) به خوبی مشخص شده‌است.



شکل ۲۹- منحنی رفتاری اتصال سبک WUF-W تحت پروتکل بارگذاری ملی



شکل ۳۰- انرژی پلاستیک مستهلک شده در اتصالات سبک WUF-W در مقادیر هدف پروتکل‌های بارگذاری ملی و SAC



شکل ۳۱- منحنی رفتاری اتصال سبک RBS تحت پروتکل بارگذاری ملی



مجموع بازه‌های تغییرشکلی ۱/۷ رادیان را تحمل نمایند و ضمن دارا بودن پایداری کلی، مقاومتی خمشی کمتر از ۵۰ درصد مقاومت خمشی اسمی تیر نداشته باشند.

شایان ذکر است در بررسی‌های آزمایشگاهی، اتصالات خمشی WUF-W و RBS مقادیر هدف، شرایط پذیرش و کنترل آستانه فروریزش پروتکل بارگذاری ملی را به خوبی ارضا کرده‌است و مقادیر توصیه شده در پروتکل ملی با نتایج نمونه‌ها در آزمایشگاه تطبیق مناسبی داشته است. اتصالات خمشی در مقدار هدف و شرایط پذیرش بدون افت مقاومت بوده‌اند. و در شرایط کنترل آستانه فروریزش اتصال WUF-W افت مقاومتی ۲۷ درصدی و اتصال RBS افت مقاومتی ۲۵ درصدی را تجربه کرده‌است.

در این مطالعه ضمن بررسی و کنترل ویژگی‌های لرزه‌ای پروتکل بارگذاری ملی در اتصالات خمشی، تفاوت تقاضا این پروتکل با پروتکل بارگذاری SAC نیز مورد بررسی آزمایشگاهی و عددی قرار گرفت. تقاضای انرژی اعمالی، شروع و گسترش کمناش موضعی و الگوی جاری‌شدگی در محدوده مفصل پلاستیک در مقدار هدف و شرایط پذیرش پروتکل‌های بارگذاری ملی و SAC به دقت بررسی و مقایسه شدند؛ به عبارتی اثرات تفاوت تقاضای این دو پروتکل بارگذاری بر روی پارامترهای ظرفیتی و تغییرشکلی به خوبی بررسی و مقایسه شده‌است. لازم به ذکر است، شروع کمناش موضعی در بال‌ها و جان تیر و همچنین افت مقاومت در نمونه‌ی تحت پروتکل بارگذاری ملی نسبت به نمونه‌ی تحت بارگذاری SAC زودتر اتفاق افتاده‌است و عملکرد چشمه اتصال ستون‌های قوطی در محدوده‌ی تغییرمکان‌های بزرگ تحت دو پروتکل بارگذاری بسیار مطلوب ارزیابی شده‌است.

مبتنی بر نتایج آزمایشگاهی و عددی؛ میزان انرژی پلاستیک مستهلک تحمیلی پارامتر تاثیر گذاری است که تاثیر مستقیم بر روی عملکرد لرزه‌ای اتصالات خمشی دارد. در توسعه پروتکل بارگذاری ملی اثر پارامتر مدت زمان حرکت شدید زمین برای انتخاب کاتالوگ لرزه‌ای منطقه به خوبی در نظر گرفته شده‌است و با تحمیل دامنه‌های تغییرشکلی متوسط با تکرار بالا این اثر در گام‌های پروتکل بارگذاری نیز به خوبی لحاظ شده‌است. این در حالی است که سایر پروتکل‌های بارگذاری توجه ویژه به اثر گذاری مدت زمان حرکت شدید زمین در کاتالوگ لرزه‌ای بر روی میزان انرژی پلاستیک تحمیلی در تدوین پروتکل‌های بارگذاری نداشته‌اند. بر همین اساس تفاوت تقاضای انرژی دو پروتکل در مقدار هدف و پذیرش باید در بررسی‌های لرزه‌ای

اتصالات و مولفه‌های خمشی که پیش‌پذیرفته نیستند و با پروتکل بارگذاری SAC ارزیابی می‌شوند؛ دقت بیشتری لحاظ گردد. ممکن است بسیاری از مولفه‌های خمشی مقادیر دامنه‌ای هدف و پذیرش پروتکل بارگذاری SAC را ارضا نمایند ولی توانایی مستهلک کردن تقاضای انرژی پروتکل بارگذاری ملی را در شرایط پذیرش نداشته‌باشند.

نکته قابل ذکر دیگر در خصوص کنترل آستانه فروریزش در اتصالات خمشی است؛ با بررسی‌های لرزه‌ای و عددی بر روی سازه‌های این مطالعه، اتصالات خمشی باید مجموع بازه‌های تغییرشکلی حدود ۱/۷ رادیان را بدون افت مقاومت ۵۰ درصدی تحمل نمایند تا عدم فروریزش این اتصالات تایید گردد. شایان ذکر است ذکر است که شرایط پیشنهادی پروتکل بارگذاری ملی برای کنترل آستانه‌ی فروریزش اتصالات خمشی تطبیق مناسبی با روند عملکرد اتصال پیش‌پذیرفته RBS و WUF-W داشته‌است. لازم است توجه بیشتری نسبت به شرایط اتصالات در تغییرمکان‌های بزرگ توسط پروتکل‌های بارگذاری دیگر نیز صورت گیرد. پروتکل بارگذاری SAC برای کنترل آستانه فروریزش شرایطی را توصیه نکرده‌است؛ با این حال با توجه بررسی‌های عددی و آزمایشگاهی در این مطالعه و در نظر گرفتن تفاوت گام‌های پروتکل بارگذاری ملی و SAC، توصیه می‌شود که اتصالات خمشی تحت پروتکل بارگذاری SAC باید حداقل یک چرخه با بازه تغییرشکلی ۰/۰۸ رادیان بارگذاری شوند و ضمن دارا بودن پایداری کلی، افت مقاومت ۵۰ درصدی نداشته‌باشند.

مبتنی بر نتایج آزمایشگاهی و عددی اتصالات خمشی و به منظور تامین شرایط کنترل آستانه‌ی فروریزش در اتصالات خمشی توصیه می‌گردد که الکترودهای فلز جوش در محدوده‌ی محافظت شده تیر از سری E-70 باشند. الکتروده فلز جوش دسته E-60 تنها برای کنترل اتصالات در مقدار هدف و شرایط پذیرش مناسب هستند.

در این مطالعه ضمن صحت سنجی نتایج آزمایشگاهی با نتایج مدل عددی اتصال خمشی WUF-W و RBS، بررسی‌های عددی مختلف بر روی سایر تیپ‌های اتصال خمشی WUF-W و RBS تحت پروتکل بارگذاری ملی نیز صورت گرفته‌است؛ و مقادیر هدف، پذیرش و کنترل آستانه فروریزش پروتکل ملی بر روی این اتصالات خمشی نیز بررسی شده‌است. شایان ذکر است تیپ‌های مختلف عددی اتصالات خمشی شرایط و ضوابط پروتکل بارگذاری ملی را به خوبی ارضا کرده‌است. از نکات قابل توجه این مطالعه توجه به شرایط و عملکرد



Standards Council of Canada.

- [8] Gatto, K. and Uang, C.M. (2003), "Effects of loading protocol on the cyclic response of wood frame shear walls", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 129, pp. 1384-1393.
- [9] Richards, P.W. and Uang, C.M. (2006), "Testing protocol for short links in eccentrically braced frames", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 132, pp. 1181-1182.
- [10] Shafei, B. and Zareian, F. (2008), "Development of a quasi-static loading protocol for displacement-sensitive nonstructural building components", *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- [11] AISC/ANSI 341, (2000), *Seismic provisions for structural steel buildings*, Chicago (IL): American Institute of Steel Construction, Inc.
- [12] FEMA-350, (2000), *Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings*, Prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [13] FEMA 355, (2000), *State of the art report on connection performance*, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency Management Agency, Washington, DC.
- [14] Kasai, K., Maison, B.F. and Mayangarum, A. (1999), "Effects of partially restrained connection stiffness and strength on frame seismic performance", SAC/BD-99/17, SAC Joint Venture.
- [15] Gilton, C.S., Chi, B. and Uang, C.M. (2000), "Cyclic testing of RBS moment connections: Weak axis configuration and deep column effects", SAC report 00/23, SAC Joint Venture.
- [16] AISC/ANSI 341-16, (2016), *Seismic provisions for structural steel buildings*, Chicago (IL): American Institute of Steel Construction, Inc.
- [17] Yu, Q.S., Gilton, C.S. and Uang, C.M. (1999), "Cyclic response of RBS moment connections: Loading sequence and lateral bracing effects", Report No. SSRP 99-13, University of California at San Diego, La Jolla, CA.
- [18] Engelhardt, M.D., Winneberger, T., Zekany, A.J. and Potiraj, T.J. (1998), "Experimental investigations of dogbone moment connections", *Engineering Journal, AISC*, Vol. 35, pp. 128-139.
- [19] Engelhardt, M.D., Venti, M., Fry, G.T., Jones, S. and Holliday, S. (2000), "Behavior and design of radius cut reduced beam section connections", A draft report of SAC task, 7.07a, SAC Joint Venture.
- [20] Saneei Nia, Z., Ghassemieh, M. and Mazroi, A. (2013), "WUF-W connection performance to box column subjected to uniaxial and biaxial loading", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 88, pp. 90-108.
- [21] Saneei Nia, Z., Mazroi, A., Ghassemieh, M. and Pezeshki, H. (2014), "Seismic performance and comparison of three different I beam to box column joints", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 13, pp. 717-729.
- [22] [۲۲] حسینی سوخته سرایی، م.، قاسمیه، م. و میرقادری، س.ر. (۱۳۹۸)، "مقایسه عملکرد لرزه‌ای اتصالات خمشی WUF-W و RBS در ستون‌های قوطی شکل تحت پروتکل‌های بارگذاری SAC و ATC-24"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، شماره ۲۶، ص. ۹۱-۱۰۹.
- [23] Farooghi Mehr S.M.R. and Ghobadi, M.S. (2017), "Seismic

اتصالات خمشی در تغییرمکان نسبی‌های بزرگ بوده‌است، پروتکل بارگذاری ملی ضمن توجه به این شرایط عملکردی، توصیه‌هایی برای ارزیابی اتصالات در آستانه فرریزش ارائه داده‌است. توجه ویژه به عملکرد اتصالات خمشی در تغییرمکان‌های بزرگ در برنامه‌های آزمایشگاهی آینده محققان از موارد مهم و کاربری خواهد بود. با توجه به اهمیت و ویژگی‌های زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک از الزامات مطالعات آینده برای محققان توجه و توسعه پروتکل‌های بارگذاری حوزه‌ی نزدیک برای منطقه می‌باشد. که این امر در یک برنامه جامع که شامل فازهای مطالعاتی لرزه‌ای، عددی، آماری، اجزا محدود و آزمایشگاهی میسر خواهد شد.

۶- تشکر و قدردانی

نویسندگان مطالعه از آقای مهندس جواهری رئیس هیئت مدیره کارخانه الکتروود یزد بابت بذل توجه به پروژه علمی حاضر، کمال تشکر و قدردانی را بعمل می‌آورند؛ از مدیریت کارخانه الکتروود یزد آقای سالم و مهندس عسگری و پرسنل و تکنسین‌های زحمت‌کش این کارخانه نیز سپاسگزاری می‌نمایند. همچنین از پرسنل و تکنسین‌های آزمایشگاه سازه مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی قدردانی می‌گردد.

۷- مراجع

- [1] Krawinkler, H. (2009), "Loading histories for cyclic tests in support of performance assessment of structural components", 3rd International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering. San Francisco, 15-16.
- [2] ATC-24, (1992), *Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures for buildings*, ATC-24, Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- [3] Clark, P., Frank, K., Krawinkler, H. and Shaw, R. (1997), "Protocol for fabrication, inspection, testing, and documentation of beam-column connection tests and other experimental specimens", SAC Steel Project Background Document. Report No. SAC/BD-97/02.
- [4] Federal Emergency Management Agency, (2007), *Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and nonstructural components*, FEMA Report 461, Washington.
- [5] Porter, L.M. (1987), "Sequential phased displacement (SPD) procedure for TCCMAR testing, proceedings", 3rd Meeting of the Joint Technical Coordinating Committee on Masonry Research. US-Japan Coordinated Research Program.
- [6] Krawinkler, H., Parisi, F., Ibarra, L., Ayoub, A. and Medina, R. (2001), "Final report, development of a testing protocol for wood frame structures", CUREE-Caltech Wood frame Project Report, Stanford University, Stanford CA.
- [7] ISO, (1998), *Timber structures - joints made with mechanical fasteners - Quasi static reversed-cyclic test method*. ISO/TC 165 WD 16670, Sec-retariat, Ottawa:



- [37] Trifunac, M.D. and Brady, A.G. (1975), "A study on the duration of strong earthquake ground motion", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 65, pp. 581-626.
- [38] McKenna, F., Fenves, G.L., Scott, M.H. and Jeremic, B. (2000), "Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees)", Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley, CA.
- [39] AISC/ANSI 358-05s2-14, (2016), Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications, Chicago (IL): American Institute of Steel Construction, Inc.
- [40] AWS, (2015), Structural welding code-steel. ANSI/AWS D1.1:2015, Miami, (FL): American Welding Society.
- [41] AWS, (2016), Structural welding code-seismic supplement. ANSI/AWS D1.8/D1.8M:2016, Miami, (FL): American Welding Society.
- [42] HKS, (2003), ABAQUS user's manual version 6.3, Pawtucket, RI: Habbit, Karlson and Sorensen, Inc.
- performance of retrofitted WFP connections joined to box column using ribs", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 137, pp. 297-310.
- [24] Mirghaderi, S.R. and Moradi, M. (2006), "Seismic behavior of panel zones in beam to column connections with non-planner webs in moment resisting steel frames", 4th International Conference on Earthquake Engineering, Taiwan.
- [25] Mirghaderi, S.R., Torabian, S. and Keshavarzi, F. (2010), "I-beam to box-column connection by a vertical plate passing through the column", Engineering Structures, Vol. 32, pp. 2034-2048.
- [۲۶] میرقادی، س.ر.، قاسمی، م. و سیفان، ف. (۱۳۹۲)، "بررسی حادی تقاضاهای موجود در چشمه اتصال تیر I شکل به ستون قوطی تحت خمش دوجوره"، مجموعه مقالات چهارمین کنفرانس ملی سازه و فولاد و چهارمین کنفرانس ملی کاربرد فولادهای پر استحکام در صنعت سازه، تهران.
- [27] Alostaz, Y. and Schneider, S. (1996), "Analytical behavior of connections to concrete-filled steel tubes", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 40, pp. 95-127.
- [28] Ghobadi, M.S. and Jazany, R.A. (2019), "Seismic demand assessment of code-designed continuity plate in panel zone", Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 17, pp. 891-926.
- [29] Pachoumis, D.T., Galoussis, E.G., Kalfas, C.N. and Christitsas, A.D. (2009), "Reduced beam section moment connection subjected to cyclic loading: Experimental analysis and FEM simulation", Engineering Structures, Vol. 31, pp. 216-223.
- [30] Song, Q.Y., Heidarpour, A., Zhao, X.L. and Han, L.H. (2015), "Performance of unstiffened welded steel I-beam to hollow tubular column connections under seismic loading", International Journal of Structural Stability and Dynamics, Vol. 15, pp. 14500331-145003323.
- [31] Song, Q.Y., Heidarpour, A., Zhao, X.L. and Han, L.H. (2016), "Performance of double-angle bolted steel I-beam to hollow square column connections under static and cyclic loadings. International Journal of Structural Stability and Dynamics, Vol. 16, pp. 14500981-145009820.
- [۳۲] مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۲)، مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان.
- [33] AISC/ANSI 360-16, (2016), Commentary on the specification for structural steel buildings. Chicago (IL): American Institute of Steel Construction, Inc.
- [34] Hall, J.F., Heaton, T.H., Halling, M.H. and Wald, D.J. (1995), "Near-source ground motion and its effects on flexible buildings", Earthquake spectra, Vol. 11, pp. 569-605.
- [35] Baker, J.W. (2007), "Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 97, pp. 1486-1501.
- [۳۶] استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۹۳)، آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، ویرایش چهارم.

حذف سخت کننده های میانی تیر پیوند قوطی شکل در قاب های مهاربندی واگرا با استفاده از فولاد با تنش تسلیم پایین

نادر فنائی^{۱*}، دانیال پسران بهبهانی^۲

۱- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران
۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران گرایش سازه، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران
* تهران، صندوق پستی ۴۴۱۶-۱۵۸۷۵، fanaie@kntu.ac.ir
(تاریخ دریافت: ۱۳۹۹/۰۸/۱۱، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۹/۰۹/۱۷)

چکیده

سیستم مهاربندی واگرا دارای شکل پذیری بیشتر نسبت به سیستم مهاربندی همگرا و سختی جانبی بیشتر نسبت به سیستم قاب خمشی است و به نوعی از مزایای هر دو سیستم قاب خمشی و مهاربندی همگرا بهره می برد؛ به همین دلایل، محبوبیت این سیستم در دهه های گذشته افزایش یافته است. استفاده از دو مقطع I شکل و قوطی شکل به عنوان تیر پیوند در این سیستم رایج است. در مواردی که امکان تعبیه مهار جانبی در دو انتهای تیر پیوند وجود ندارد، تیر پیوند قوطی شکل به دلیل سختی پیچشی بالا، می تواند به عنوان یک جایگزین مناسب برای تیر پیوند I شکل مطرح باشد. استفاده از سخت کننده عرضی در تیر پیوند قوطی شکل، موجب به تأخیر افتادن کمانش موضعی و به تبع آن پایداری کمانشی و اتلاف انرژی بیشتر در تیر پیوند می شود، اما استفاده از سخت کننده در تیر پیوند، موجب افزایش هزینه ساخت و کاهش سرعت اجرا می شود. در این مطالعه، از فولاد با تنش تسلیم پائین به عنوان یک مصالح نوین در طراحی لرزه ای سازه های فولادی، به منظور ایجاد پایداری بیشتر در مقابل کمانش های موضعی و حذف سخت کننده های میانی در جان تیر پیوند قوطی شکل استفاده شده است. استفاده از فولاد با تنش تسلیم پائین در جان تیر پیوند، امکان افزایش ضخامت جان و نتیجتاً کاهش نسبت فشردگی جان را می دهد. همچنین استفاده از این نوع فولاد به دلیل تنش تسلیم پائین، شکل پذیری و سخت شدگی کرنشی بالا، موجب جلوگیری از بروز کمانش و پارگی در تیر پیوند شده و علاوه بر آن، موجب افزایش اتلاف انرژی در سازه می شود، اما استفاده از فولاد با تنش تسلیم پائین در جان تیر پیوند، موجب ایجاد اضافه مقاومتی حدود ۳ برابر اضافه مقاومت تیر پیوند با فولادهای متداول سازه ای می شود که باید در طراحی اعضای نیرو کنترل بر اساس ظرفیت تیر پیوند مورد توجه قرار بگیرد. مطابق تحقیق حاضر، با استفاده از فولاد با تنش تسلیم پائین در جان تیر پیوند قوطی، بدون سخت کننده میانی و با نسبت فشردگی کمتر از ۱۶/۵، کمانش برشی جان در تیر پیوند اتفاق نمی افتد. همچنین استفاده از فولاد با تنش تسلیم پائین در تیر پیوند، می تواند موجب افزایش ضریب رفتار سازه شود.

واژگان کلیدی

سیستم مهاربندی واگرا، تیر پیوند قوطی شکل، سخت کننده میانی، فولاد با تنش تسلیم پائین

Elimination of intermediate stiffeners in box link beam of eccentrically braced frames using low yield point steel

N. Fanaie, D.P. Behbahani

Abstract

The eccentrically braced frame has more ductility in comparison with concentrically braced frame and more lateral stiffness in comparison with moment resisting frame and involves the advantages of both moment frame and concentrically braced frame; Because of these reasons, this system has gained popularity in the last decades. I-shaped and box-shaped beams are two usual link beams. In cases that lateral braces are hard to provide at both ends of the link beam, box link beam has some advantages comparing to the I-shaped beam because of its high torsional stiffness. Using transverse stiffeners in Box link beams, delays local buckling and leads to higher buckling stability and energy dissipation in links but increases the cost of construction and decreases the velocity of execution. In this research, low yield point steel, as a new material in seismic design of steel structures, has been used as web of link beam in order to enhance local buckling stability of links and eliminate intermediate stiffeners. Using low yield point steel in the web of link beam makes it possible to increase links web thickness and lowers the compactness ratio of the web as a result. Because of low yield stress, high ductility, and strain hardening, low yield point steel prevents buckling and fracture and increases energy dissipation of structure but using of low yield point steel as link web, leads to the about triple value of over-strength in comparison with usual structural steels that should be considered in the design of force-controlled members based on link beam capacity. According to this research, using Low yield point steel with a compactness ratio less than 16.5 and without intermediate stiffeners as link web, eliminate local shear buckling. Also using Low Yield Point steel in link beam may lead to a higher response modification factor.

Keywords

Eccentrically braced frame (EBF), Box link beam, Intermediate stiffener, Low yield point steel

انرژی ورودی به سازه ناشی از زلزله، با توجه به قانون بقای انرژی، به انرژی جنبشی، انرژی کرنشی الاستیک، انرژی ناشی از میرایی ویسکوز و انرژی کرنشی ناشی از تغییر شکل‌های غیرخطی (هیسترتیک) تبدیل می‌شود. در سازه‌های متداول، در مواجهه با زلزله‌های شدید، حدود ۹۰٪ انرژی ورودی به سازه توسط اتلاف انرژی هیسترتیک تلف می‌شود [۱]. اتلاف انرژی به صورت هیسترتیک در سازه، به معنای پذیرش خسارت در ناحیه با رفتار غیرخطی است. در سیستم قاب خمشی، اتلاف انرژی هیسترتیک، غالباً به صورت تشکیل مفاصل پلاستیک در دو انتهای تیر اتفاق می‌افتد، اما تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه، منجر به ایجاد خسارت در نواحی تشکیل مفاصل پلاستیک می‌شود. با توجه به تعداد زیاد مفاصل پلاستیک و وظیفه باربری ثقلی در این نواحی، تعمیر خسارات وارد شده به سازه در این نوع سیستم‌ها بسیار گران و سخت است. برای حل این مشکل استفاده از اعضای جاذب انرژی پیشنهاد شد تا اتلاف انرژی به صورت هیسترتیک و به تبع آن ایجاد خسارت در سازه، در محل خاصی که برای اتلاف انرژی جزئیات بندی مناسبی دارد، متمرکز شود. به این صورت سازه قادر به اتلاف انرژی زلزله، بدون ایجاد خسارت در اعضای اصلی است و در نتیجه تعمیر سازه پس از زلزله نیز به راحتی صورت می‌پذیرد. از انواع میراگرهای غیر فعال^۱ در سازه، می‌توان به میراگرهای تسلیمی فلزی اشاره کرد که انرژی ورودی از زلزله را از طریق رفتار چرخه‌ای هیسترتیک تلف نموده و به این ترتیب از اتلاف انرژی و ایجاد خسارت در سایر اعضای سازه‌ای جلوگیری می‌کنند. در اوایل دهه ۱۹۷۰ میلادی، سیستم سازه‌ای جدیدی به نام سیستم مهاربندی واگرا^۲ در ژاپن، با فلسفه‌ای مشابه میراگرهای غیرفعال تسلیمی ایجاد شد و سپس در ایالات متحده آمریکا، این نوع سیستم توسط Popov و همکارانش از سال ۱۹۷۸ مورد بررسی قرار گرفت. در این سیستم باربر جانبی، رفتار غیرالاستیک و اتلاف انرژی به ناحیه‌ای خاص به نام تیر پیوند محدود می‌شود و سایر اعضای قاب باید الزاماً به صورت خطی و الاستیک رفتار کنند. سیستم مهاربندی واگرا ترکیبی از سختی مناسب قاب مهاربندی همگرا و شکل‌پذیری مناسب سیستم قاب خمشی است. سختی سیستم مهاربندی واگرا نسبت به سیستم مهاربندی همگرا کمتر است، اما در سیستم مهاربندی همگرا، کماتش زود هنگام مهاربند در زلزله موجب کاهش سختی می‌شود؛ در حالی که در سیستم مهاربندی واگرا امکان کماتش به مهاربند داده نمی‌شود و به این ترتیب رفتار پایدار سازه تضمین می‌شود. رفتار

قاب مهاربندی واگرا بستگی زیادی به رفتار تیر پیوند دارد. به بیان دیگر، تیرهای پیوند مانند فیوز عمل می‌کنند که با رفتار شکل‌پذیر خود، اولاً ضریب رفتار را در سیستم باربر لرزه‌ای تأمین می‌کنند و ثانیاً تنش‌های سایر اعضا (تیر خارج پیوند، مهاربند، ستون و اتصال) را محدود می‌کنند. تیر پیوند کوتاه با اتلاف انرژی ناشی از تسلیم برشی جان، رفتار بسیار بهتری از لحاظ سختی جانبی الاستیک، شکل‌پذیری، اتلاف انرژی و مقاومت جانبی نهایی نسبت به تیرهای پیوند بلند دارد [۲] و به همین دلایل در این تحقیق، سیستم قاب مهاربندی واگرا با تیر پیوند کوتاه مورد بررسی قرار گرفته است.

در قاب مهاربندی واگرا، دو نوع تیر پیوند I شکل و قوطی شکل متداول هستند. در مکان‌هایی که امکان تعبیه مهاربندی در انتهای تیر پیوند وجود ندارد (بین هسته دو آسانسور و یا در مواردی که نما امکان تعبیه مهاربندی را نمی‌دهد و یا بعضی پل‌ها) استفاده از تیر پیوند قوطی شکل به دلیل سختی پیشگی بالا (در صورتی که ممان اینرسی حول محور ضعیف بیشتر از ۶۷٪ ممان اینرسی حول محور قوی باشد)، موجب جلوگیری از بروز کماتش پیشگی جانبی می‌شود [۳].

در بررسی رفتار تیر پیوند برشی بدون سخت‌کننده در بارگذاری چرخه‌ای، مشخص شده است که به دلیل بروز کماتش برشی زود هنگام در جان، زوال سختی و مقاومت و در نتیجه کاهش اتلاف انرژی در نمونه رخ می‌دهد که به همین دلیل برای جلوگیری از کاهش ظرفیت‌های تیر پیوند و تضمین رفتار چرخه‌ای پایدار، استفاده از سخت‌کننده‌های میانی در طول تیر پیوند به منظور به تأخیر انداختن کماتش برشی جان پیشنهاد شده است [۴]. استفاده از سخت‌کننده در تیر پیوند موجب گران‌تر شدن طرح و همچنین کاهش سرعت اجرا می‌شود. به علاوه استفاده از سخت‌کننده موجب ایجاد تمرکز تنش در مجاورت انتهای جوش سخت‌کننده به جان تیر پیوند و ایجاد تنش پسماند و ضعیف‌تر شدن ناحیه اطراف جوش^۳، ناشی از عملیات جوشکاری در تیر پیوند می‌شود. در مطالعات انجام شده، غالب پارگی‌ها در تغییر شکل‌های بزرگ، در تیر پیوند دارای سخت‌کننده، از محل ذکر شده آغاز می‌شود و سپس در کل عمق جان در مجاورت سخت‌کننده ادامه پیدا می‌کند. به این ترتیب، یکی از مزایای حذف سخت‌کننده‌ها در تیر پیوند، یکنواخت‌تر شدن توزیع تنش و کرنش در جان مقطع و در نتیجه عدم ایجاد تمرکز تنش در مجاورت سخت‌کننده‌ها می‌باشد [۵]. در این تحقیق به منظور حذف سخت‌کننده‌ها در تیر پیوند



قوطی شکل، از فولاد با تنش تسلیم پائین^۴ استفاده شده است. هدف استفاده از فولاد با تنش تسلیم پائین در تیر پیوند، حذف سخت‌کننده‌ها و در نتیجه حذف مد پارگی جان در مجاورت جوش سخت‌کننده‌ها است که به این ترتیب، شکل‌پذیری مقطع بهبود می‌یابد.

۱-۱- فولاد با تنش تسلیم پائین

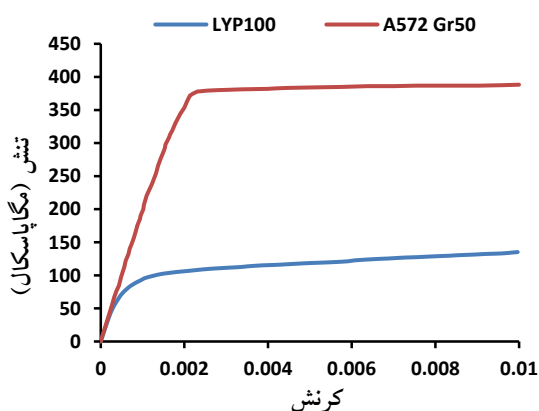
به طور کلی فولاد مورد استفاده در اجزای سازه‌ای طراحی شده برای اتلاف انرژی زلزله به صورت هیسترتیک، باید دارای مشخصات تنش تسلیم پائین، شکل‌پذیری بالا، قابلیت بالای جذب انرژی، چرخه‌های هیستریزس پایدار، مشخصات خستگی کم چرخه مناسب و سختی الاستیک کافی برای پایداری در مقابل باد و زلزله‌های کوچک باشد [۶].

در سال ۱۹۸۶ میلادی، محققین ژاپنی شروع به کار بر روی تولید فولادی با مشخصات ذکر شده، برای استفاده در فیوزهای سازه‌ای کردند. به این منظور، با کاهش مقدار آلیاژهای به کاررفته در فولاد، ترکیب نیتروژن و کربن با استفاده از آلیاژهایی مانند تیتانیوم، کنترل نمود و عمل‌آوری فولاد با کنترل دما بعد از نورد و افزایش اندازه کریستال‌ها، فولاد با تنش تسلیم پائین با نام LYP100، برای اولین بار توسط شرکت ژاپنی Nippon Steel برای استفاده در میراگرهای هیسترتیک ساخته شد [۷].

فولاد ساخته شده دارای تنش تسلیم اسمی بین ۸۵ تا ۱۲۰ مگاپاسکال است و مدول الاستیسیته آن با فولاد معمولی ساختمانی برابر است. کرنش نهایی در این نوع فولاد برابر ۰/۵۷٪ است که نشان‌دهنده شکل‌پذیری بالا و توانایی تحمل کرنش‌های زیاد در این فولاد است. همچنین این فولاد سخت‌شدگی کرنشی ایزوتروپیک قابل توجهی در ناحیه غیرخطی از خود نشان می‌دهد. نسبت تنش تسلیم به تنش نهایی در این نوع فولاد برابر ۰/۳۴ است که امکان بازتوزیع مناسب نیرو پس از تسلیم را فراهم می‌کند. همچنین به دلیل مقدار کم کربن، این نوع فولاد قابلیت جوش‌پذیری مناسبی از خود نشان می‌دهد. نمودار تنش کرنش فولاد LYP100، در شکل (۱) آورده شده است.

از جمله ضعف‌های میراگرهای فلزی تسلیم‌شونده غیرفعال، عدم مشارکت میراگر در اتلاف انرژی سازه، قبل از تسلیم شدن و در بارگذاری‌های کوچک است. کرنش تسلیم در فولاد با تنش تسلیم پایین حدود ۰/۰۰۰۴ است که این امکان را به میراگر تسلیمی می‌دهد که از چرخه‌های اولیه اعمال بارگذاری در اتلاف انرژی سازه مشارکت داشته باشد و به این ترتیب می‌توان میرایی سازه را افزایش داد. همچنین با تسلیم میراگر فولادی در

جابه‌جایی‌های کوچک، سازه نرم‌تر شده و زمان تناوب آن افزایش می‌یابد که می‌تواند موجب کاهش برش پایه در سازه نیز بشود.



شکل ۱- مقایسه نمودارهای تنش-کرنش دو نوع فولاد A572 و LYP100

با توجه به سخت‌شدگی قابل توجه در فولاد با تنش تسلیم پائین، مقدار اتلاف انرژی در این نوع فولاد نسبت به فولاد با تنش تسلیم برابر و رفتار الاستوپلاستیک کامل، حدود ۱/۵ الی ۲ برابر است که نشان‌دهنده ظرفیت اتلاف انرژی بالا به دلیل سخت‌شدگی کرنشی زیاد در این نوع فولاد است. سخت‌شدگی فولاد با تنش تسلیم پائین موجب می‌شود که پس از ایجاد تسلیم، سختی جانبی قاب افت شدید نداشته باشد و به این ترتیب از ایجاد طبقه نرم در سازه جلوگیری می‌شود [۸].

تنش تسلیم پائین در LYP100، امکان ضخیم‌تر کردن ضخامت جان در سطح نیروی نهایی برابر با فولاد معمولی و در نتیجه کاهش نسبت فشردگی را می‌دهد. با توجه به تنش تسلیم پائین در این نوع فولاد، حداکثر نسبت فشردگی مجاز برای فشرده بودن (کمانش ورق بعد از تسلیم شدن آن) برای فولاد با تنش تسلیم پائین، برای شرایط مرزی ساده و گیردار به ترتیب ۵۸٪ و ۸۶٪ بیشتر از فولاد A572 Gr50 است [۹]. همچنین با توجه به سخت‌شدگی کرنشی قابل توجه فولاد LYP100، مقدار شیب مماسی نمودار تنش-کرنش پس از تسلیم نسبت به فولادهای متداول بیشتر بوده که موجب افزایش تنش بحرانی کمانش برشی غیرالاستیک در این فولاد می‌شود. با توجه به مجموعه عوامل فوق، استفاده از فولاد با تنش تسلیم پائین در جان تیر پیوند، می‌تواند منجر به افزایش قابل توجه پایداری جان در مقابل کمانش برشی و عدم نیاز به سخت‌کننده‌های عرضی

شود [۱۰].

قوطی‌شکل، به منظور جلوگیری از کمانش برشی در ورق جان و تضمین رفتار هیستریزیس پایدار، با توجه به حداکثر تقاضای دوران پلاستیک قابل انتظار در تیر پیوند، به صورت روابط (۲) و (۳) برای دو حالت با فاصله سخت‌کننده کمتر یا بیشتر از عمق جان تعیین شده است [۱۱].

$$\frac{a}{t_w} + \frac{1}{8} \frac{d}{t_w} = C_B; \quad a \leq d \quad (2)$$

$$\frac{a}{d} = \frac{5.34}{\sqrt{\left(\gamma_u \left(\frac{d}{t_w}\right)^2\right) - 4}}; \quad a > d \quad (3)$$

در روابط فوق، a فاصله بین سخت‌کننده‌ها، d عمق جان، t_w ضخامت جان و γ_u دوران نهایی در تیر پیوند است. مقدار C_B با توجه به مقدار دوران نهایی غیرالاستیک در تیر پیوند تعیین می‌شود و برای دوران 0.08 رادیان و 0.02 رادیان به ترتیب برابر 20 و 37 در نظر گرفته می‌شود.

حداقل مساحت افقی سخت‌کننده به منظور جلوگیری از کمانش آن هنگام تشکیل میدان کششی در جان تیر پیوند، از رابطه (۴) به دست می‌آید [۱۱].

$$A_{st} \geq \frac{F_{uw} t_w a}{0.828 F_{yst}} \left(1 - \frac{\frac{a}{d}}{\sqrt{1 + \left(\frac{a}{d}\right)^2}} \right) \quad (4)$$

در این رابطه F_{uw} برابر تنش نهایی مصالح جان و F_{yst} تنش تسلیم مصالح سخت‌کننده، d برابر عمق جان، A_{st} مساحت سخت‌کننده و a فاصله بین سخت‌کننده‌ها است. **Berman** و **Bruneau** همچنین با مدل‌سازی اجزاء محدود و انجام آزمایش، نسبت‌های فشردگی مجاز برای بال و جان تیر پیوند قوطی‌شکل را برای فولادهای با تنش تسلیم بین 250 و 450 مگاپاسکال، مطابق جدول (۱) ارائه دادند.

در تیر پیوند با نسبت فشردگی بزرگ در جان، استفاده از سخت‌کننده موجب افزایش قابل توجه اتلاف انرژی در تیر پیوند می‌شود در حالی‌که در تیر پیوند با نسبت فشردگی کوچک جان، استفاده از سخت‌کننده موجب افزایش قابل توجه اتلاف انرژی نمی‌شود. در تیر پیوند متوسط و خمشی، مد خرابی مقطع غالباً به صورت کمانش بال است و استفاده از سخت‌کننده، تأثیر اندکی در افزایش ظرفیت کمانشی بال و اتلاف انرژی دارد. همچنین، در تیر پیوند متوسط و خمشی، نسبت فشردگی بال از اهمیت بیشتری نسبت به نسبت فشردگی جان در جذب انرژی تیر پیوند برخوردار است.

به دلیل برابر بودن مدول الاستیسیته فولاد با تنش تسلیم پائین با مدول الاستیسیته فولادهای متداول ساختمانی، افزایش ضخامت در جان تیر پیوند به دلیل استفاده از فولاد با تنش تسلیم پائین، می‌تواند منجر به افزایش قابل توجه سختی جانبی سازه و کاهش تغییرمکان‌های الاستیک در سازه شود.

در فولاد با تنش تسلیم پائین به دلیل تکنولوژی بالاتر و اعمال کنترل‌های دقیق‌تر در مراحل مختلف ساخت نسبت به فولادهای متداول سازه‌ای، نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم اسمی در نمونه‌های مختلف کم‌تر است. همچنین با تغییر ضخامت ورق، تنش تسلیم در این نوع فولاد کمتر تغییر می‌کند و به این ترتیب در این نوع فولاد، طراحی بر اساس ظرفیت را می‌توان با اطمینان بیشتری برای تنش تسلیم اسمی به کار برد و نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم اسمی نمونه (R_y) در آئین نامه AISC را کاهش داد.

۱-۲- تیر پیوند قوطی‌شکل

تیر پیوند قوطی‌شکل به دلیل عدم نیاز به تعبیه مهارجانبی برای جلوگیری از کمانش پیچشی جانبی در دو انتهای تیر پیوند، در محل‌هایی که امکان تعبیه مهار جانبی وجود ندارد نسبت به تیر پیوند I شکل دارای مزیت است. **Berman** و **Bruneau** تحقیقات تئوری و آزمایشگاهی زیادی را بر روی رفتار تیرهای پیوند قوطی‌شکل به عنوان یکی از روش‌های مناسب برای مقاوم‌سازی پل‌ها در ایالات متحده انجام دادند که در ادامه به بعضی از نتایج این تحقیقات اشاره شده است [۱۱ و ۱۲].

کمانش بال در تیر پیوند به عنوان یک رفتار نامناسب شناخته می‌شود، زیرا می‌تواند موجب پارگی ناگهانی در محل کمانش بال شود. همچنین به دنبال کمانش بال در تیر پیوند، ممکن است کمانش پیچشی جانبی و در نتیجه زوال شدید مقاومت و کاهش شکل‌پذیری مشاهده شود. به همین دلایل و به منظور پرهیز از وقوع کمانش بال، مقدار نسبت فشردگی بال در تیر پیوند قوطی‌شکل با رفتار برشی، به صورت تئوری از رابطه (۱) به دست می‌آید [۱۱].

$$\frac{b'}{t_f} \leq 1.00 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} \quad (1)$$

در این رابطه b' عرض خالص بال بدون احتساب ضخامت جان، t_f ضخامت بال، E مدول الاستیسیته بال و F_{yf} تنش تسلیم بال است.

مقدار حداکثر فاصله بین سخت‌کننده‌های میانی در تیر پیوند



جدول ۱- نسبت‌های فشردگی مجاز در تیر پیوند قوطی شکل [۱۲]

مقدار حداکثر نسبت فشردگی مجاز	نسبت لاغری	رفتار تیر پیوند
$1.00 \sqrt{\frac{E_s}{F_{yf}}}$	بال b'/t_f	برشی
$1.67 \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}}$	جان d'/t_w (با سخت‌کننده)	
$0.64 \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}}$	جان d'/t_w (بدون سخت‌کننده)	برشی - خمشی
$0.64 \sqrt{\frac{E_s}{F_{yf}}}$	بال b'/t_f	
$0.64 \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}}$	جان d'/t_w	خمشی
$0.64 \sqrt{\frac{E_s}{F_{yf}}}$	بال b'/t_f	
$0.64 \sqrt{\frac{E_s}{F_{yw}}}$	جان d'/t_w	

مطابق مطالعات آزمایشگاهی، تیر پیوند قادر به ارائه سخت‌شدگی کرنشی زیادی است. آزمایشات مقدار اضافه مقاومت در تیر پیوند I شکل برای فولاد ASTM A992/A992M را، بین ۱/۲ تا ۱/۴۵ با میانگین ۱/۳ نشان می‌دهد. همچنین مقدار ضریب اضافه مقاومت برای ASTM A36/A36M برابر ۱/۵ در نظر گرفته می‌شود. به این ترتیب مشخص است که مقدار سخت‌شدگی تیر پیوند برای انواع مختلف فولاد متفاوت است. همچنین در پل‌های بزرگ، مقدار این ضریب تا ۲ هم گزارش شده است که نشان‌دهنده تاثیر هندسه تیر پیوند، بر مقدار ضریب اضافه مقاومت است. Berman و همکارانش نشان دادند که مقدار سخت‌شدگی کرنشی برای تیر پیوند قوطی شکل ۱/۱۱ بیشتر از تیر پیوند I شکل است. حداکثر برش قابل انتظار در تیر پیوند (V_{ult})، از ضرب مقدار برش پلاستیک (V_p) و ضریب سخت‌شدگی چرخه‌ای (Ω) و نسبت تنش تسلیم واقعی به تنش تسلیم اسمی (R_y) مطابق رابطه (۵) به دست می‌آید [۱۲].

$$V_{ult} = \Omega R_y V_p \quad (5)$$

مطابق بررسی‌های انجام شده توسط Bruneau و Berman، ضرایب اضافه مقاومت ارائه شده در AISC برای تیر پیوند قوطی شکل با رفتار برشی می‌تواند غیرمحافظة کارانه باشد و به همین دلیل، ضریب اضافه مقاومت ناشی از سخت‌شدگی کرنشی در تیر پیوند قوطی شکل با رفتار برشی، برابر ۱/۴۴ پیشنهاد شده است. در این تحقیق با مدل‌سازی به روش اجزاء محدود، ابتدا نسبت فشردگی مناسب برای جان و بال در تیر پیوند قوطی شکل با جان با فولاد با تنش تسلیم پائین مورد ارزیابی قرار می‌گیرد، سپس مقدار ضریب اضافه مقاومت با توجه به سخت‌شدگی بیشتر فولاد با تنش تسلیم پائین نسبت به فولاد معمولی ارائه می‌شود.

۲- نحوه مدل‌سازی

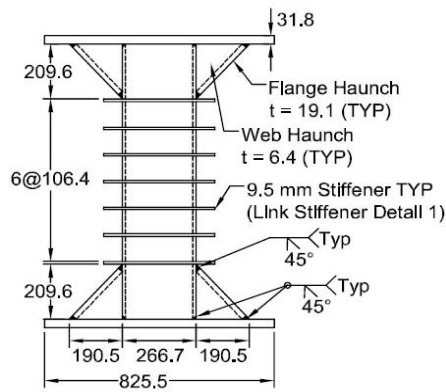
۲-۱- مدل‌سازی در برنامه ABAQUS

در این تحقیق به منظور بررسی رفتار تیر پیوند قوطی شکل با فولاد با تنش تسلیم پائین در جان، تعدادی مدل در نرم‌افزار ABAQUS ساخته شده است. در مدل‌سازی‌های انجام شده، هم از المان پوسته‌ای و هم از المان توپر استفاده شده است. المان‌های توپر بر خلاف المان‌های پوسته‌ای، فاقد درجات آزادی دورانی در گره‌ها هستند. با توجه به عدم لحاظ درجات آزادی دورانی در گره‌های المان توپر، برای تضمین دقت مناسب در حل بایستی، حداقل ۴ المان در ضخامت ورق‌ها وجود داشته باشد که این موضوع موجب کاهش سرعت حل می‌شود. برای

در تیر پیوند برشی، افزایش نسبت فشردگی در بال، موجب کاهش اتلاف انرژی در تیر پیوند می‌شود که دلیل آن می‌تواند تأثیر بال بر شرایط مرزی ورق جان در محل اتصال بال و جان باشد.

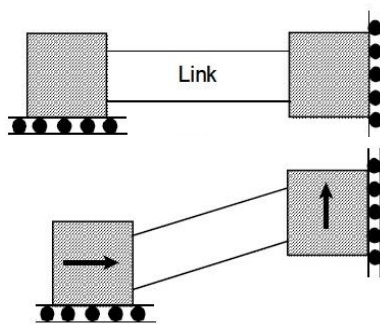
۱-۳- اضافه مقاومت در تیر پیوند

اضافه مقاومت به صورت نسبت حداکثر نیروی برشی در منحنی هیستریزس، به مقدار نیروی برشی پلاستیک در تیر پیوند کوتاه و یا نسبت حداکثر لنگر انتهای تیر پیوند به لنگر پلاستیک در تیر پیوند متوسط و بلند تعریف می‌شود. مقدار ضریب اضافه مقاومت غالباً برای تیر پیوند برشی بیشتر از نوع خمشی و متوسط است. اضافه مقاومت به صورت تابعی از نسبت فشردگی جان در تیر پیوند کوتاه و تابعی از نسبت فشردگی بال در تیر پیوند بلند تغییر می‌کند. همان‌طور که ذکر شد در قاب مهاربندی و اگر، طراحی اجزای کنترل شونده توسط نیرو، بر اساس ظرفیت تیر پیوند انجام می‌شود. برای این منظور سایر اعضا باید برای حداکثر نیروی ایجاد شده در تیر پیوند با در نظر گرفتن انواع عوامل ایجاد اضافه مقاومت طراحی شوند. عوامل ایجاد اضافه مقاومت در تیر پیوند عبارتند از: سخت‌شدگی کرنشی مصالح تیر پیوند، تنش تسلیم واقعی بیشتر مصالح نسبت به تنش تسلیم اسمی (ضریب R_y در محدث دهم)، مشارکت بال در تحمل برش و آثار ناشی از رفتار ترکیبی تیر و دال.



شکل ۲- ابعاد طولی و فاصله سخت‌کننده‌ها

که از چرخش دو انتهای تیر پیوند جلوگیری شود. همچنین برای ایجاد نشدن نیروی محوری در تیر پیوند، درجه آزادی انتقالی در جهت محوری در یک انتهای تیر پیوند آزاد گذاشته شده و بارگذاری به صورت جابه‌جایی کنترل در انتهای دیگر تیر پیوند اعمال می‌شود. شرایط مرزی نمونه مورد نظر در شکل (۳) نمایش داده شده است.



شکل ۳- شرایط مرزی نمونه صحت‌سنجی

بارگذاری در نمونه به صورت اعمال جابه‌جایی انتقالی، عمود بر محور طولی بر تیر پیوند مطابق پروتکل بارگذاری ارائه شده در AISC 2002 انجام شده است. پروتکل یاد شده بر حسب دوران تیر پیوند ارائه شده که به منظور تبدیل دوران به جابه‌جایی قائم در انتها تیر پیوند، مقادیر دوران ذکر شده در پروتکل بارگذاری، در طول تیر پیوند ضرب شده است. پروتکل بارگذاری مورد نظر بر حسب جابه‌جایی انتهایی تیر پیوند در شکل (۴) آمده است.

پروتکل بارگذاری اتصال تیر پیوند به ستون بعدها در AISC 2005، به دلیل تحمیل کرنش پلاستیک تجمعی بیش از اندازه، توسط Richards و Uang اصلاح شد [۱۳].

افزایش سرعت حل در مدل‌سازی با المان‌های توپر، از المان‌های توپر ناسازگار^۶ که دارای فرمولاسیون اصلاح شده برای در نظر گرفتن درجات آزادی دورانی در گره‌ها هستند، استفاده شده است.

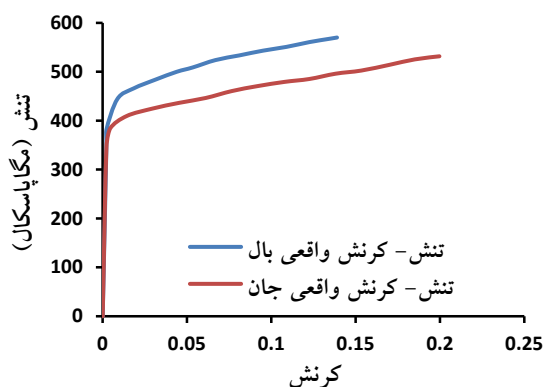
در عمل، نمونه‌های فولادی ساخته شده دارای نقص‌های هندسی^۶ هستند. نقص‌های هندسی از اهمیت ویژه‌ای در مسائل کمانشی برخوردارند و باید در مدل‌سازی لحاظ شوند. مطابق مطالعات صورت گرفته، می‌توان از شکل مدهای کمانشی، به عنوان ناکاملی هندسی در نمونه مورد نظر استفاده کرد. همچنین مدهای اولیه کمانشی، به عنوان شکل ناکاملی هندسی، دارای اثر بحرانی‌تری بر رفتار عضو مورد نظر هستند و با افزایش شماره مد، از بحرانی بودن شکل ناکاملی بر رفتار نمونه کاسته می‌شود. علاوه بر شکل ناکاملی‌ها، اندازه آن‌ها هم از اهمیت قابل توجهی در رفتار کمانشی برخوردار است. مطابق توصیه یورو کد، مقدار ناکاملی در این تحقیق برابر $1/200$ کوچک‌ترین بعد ورق لحاظ شده است.

۲-۲- بررسی صحت مدل‌سازی

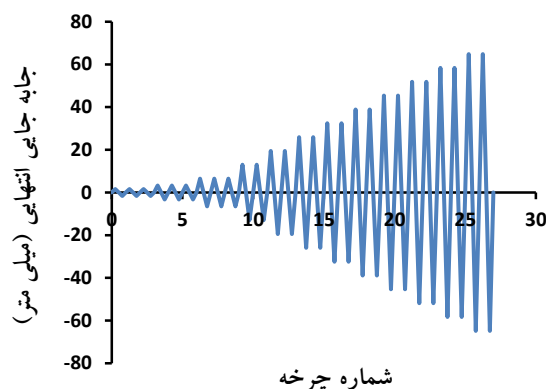
برای ارزیابی صحت مدل‌سازی‌های انجام شده، از نمونه تیر پیوند آزمایش شده توسط Bruneau و Berman [۱۲] استفاده شده است تا نتایج آزمایش با نتایج مدل‌سازی اجزاء محدود مقایسه شود. ضخامت بال و جان در نمونه مورد نظر به ترتیب برابر $12/7$ و $6/4$ میلی‌متر و عرض بال و جان از بیرون تا بیرون مقطع به ترتیب برابر $209/6$ و $226/7$ میلی‌متر انتخاب شده است تا محدودیت‌های نسبت فشردگی ارائه شده برای بال و جان تیر پیوند با سخت‌کننده ارضاء شود. در این مدل‌سازی از تعداد ۸۸۶۶ المان C3D8I با ۸ گره (دو المان در ضخامت) و نوع المان ناسازگار استفاده شده است. مشخصات طولی نمونه در شکل (۲) آورده شده است. در صورت اتصال مستقیم تیر پیوند قوطی شکل به تیر بارگذاری و تیر تکیه‌گاه، به دلیل تغییر ناگهانی سطح مقطع ممکن است تمرکز کرنش پلاستیک معادل و پارگی‌هایی در دو سر تیر پیوند و در بال به وجود آید. به همین دلیل برای تغییر سطح مقطع تیر پیوند به صورت تدریجی، لچکی‌هایی در دو انتهای تیر پیوند قرار داده شده است که به دلیل تقویت تیر پیوند در نواحی دارای لچکی، تسلیم و رفتار غیر الاستیک به ناحیه بدون لچکی در تیر پیوند محدود می‌شود.

۲-۳- قیدهای تکیه‌گاهی و بارگذاری مدل

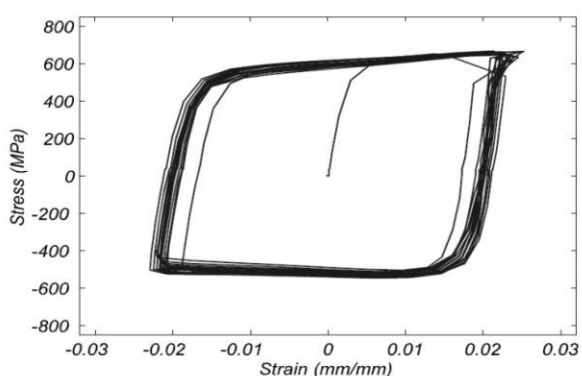
به منظور شبیه‌سازی شرایط مرزی واقعی تیر پیوند در قاب مهاربندی شده واگرا، ساختار آزمایش به گونه‌ای تنظیم شده است



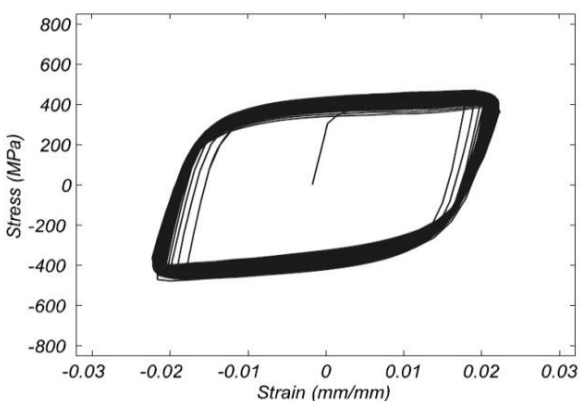
شکل ۵- نمودار تنش-کرنش واقعی مصالح بال و جان در بارگذاری تک آهنگ



شکل ۶- پروتکل بارگذاری نمونه صحت‌سنجی



شکل ۷- تست کرنش ثابت جان



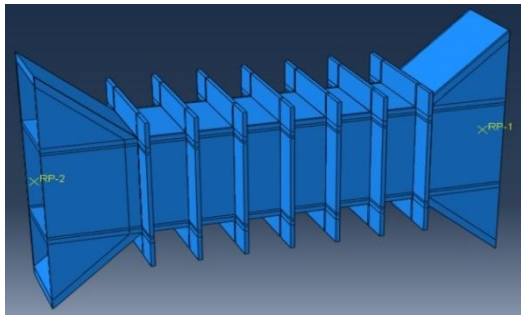
شکل ۸- تست کرنش ثابت بال

تست چرخه‌ای کرنش ثابت، از نمودار تست تک آهنگ نیز استفاده شده است.

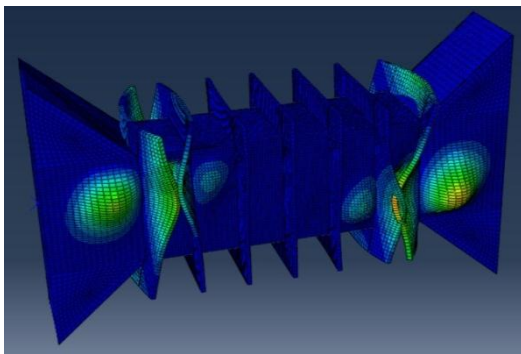
روابط **Chaboche** برای سخت‌شدگی کینماتیک و ایزوتروپیک برای بارگذاری چرخه‌ای، در روابط (۶) و (۷) آمده است [۱۴ و ۱۵].

با توجه به تسلیم شدن مصالح در نمونه صحت‌سنجی، مدل‌سازی دقیق رفتار پلاستیک فولاد در تیر پیوند از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. دو نوع سخت‌شدگی ایزوتروپیک و کینماتیک در مدل‌سازی اجزاء فولادی به صورت متداول استفاده می‌شوند. سخت‌شدگی ایزوتروپیک به معنای بزرگ‌شدن سطح تسلیم در فضای تنش‌های اصلی بدون جابه‌جایی مرکز سطح است و سخت‌شدگی کینماتیک متناظر با جابه‌جایی مرکز سطح تسلیم در فضای تنش‌های اصلی است. استفاده از سخت‌شدگی ایزوتروپیک به صورت تنها، به دلیل ناتوانی از مدل‌سازی اثر پوشینگر^۷ در بارگذاری چرخه‌ای مناسب نیست. سخت‌شدگی کینماتیکی خطی ابتدا توسط **Ziegler** ارائه شد. در این نوع سخت‌شدگی مقدار تنش پس از تسلیم به صورت خطی با کرنش پلاستیک افزایش می‌یابد، اما در عمل، شیب نمودار تنش-کرنش در ناحیه سخت‌شدگی، با افزایش کرنش پلاستیک کمتر می‌شود. همچنین استفاده از سخت‌شدگی کینماتیکی خطی به دلیل ناتوانی در مدل‌سازی ناحیه گذار از رفتار خطی به رفتار پلاستیک و ناتوانی در مدل‌سازی دقیق خزش چرخه‌ای دارای ضعف است. به همین دلایل برای مدل‌سازی دقیق‌تر رفتار پلاستیک تیر پیوند، از مدل ترکیبی ایزوتروپیک، کینماتیک غیرخطی در نرم افزار **ABAQUS** استفاده شده است. به منظور کالیبره کردن پارامترهای سخت‌شدگی ترکیبی کینماتیک و ایزوتروپیک، از روابط ارائه شده توسط **Chaboche** [۱۴]، با استفاده از منحنی‌های آزمایش چرخه‌ای کرنش ثابت ارائه شده برای مصالح بال و جان تیر پیوند استفاده شده است. نمودارهای تنش-کرنش مصالح به کار رفته در بال و جان در بارگذاری تک آهنگ و چرخه‌ای، در شکل‌های (۵)، (۶) و (۷) آمده است. برای کالیبره کردن پارامترهای سخت‌شدگی ترکیبی ایزوتروپیک-کینماتیک علاوه بر نمودار تنش کرنش حاصل از

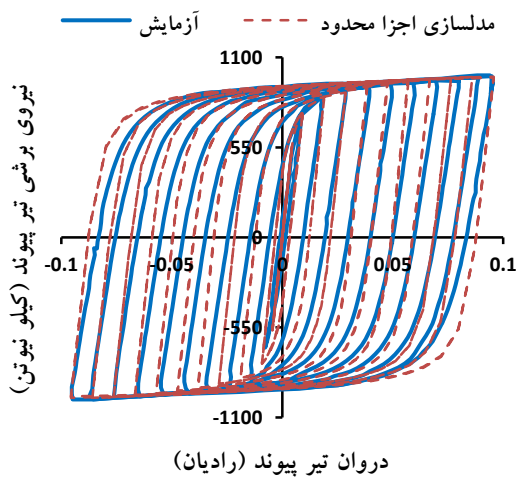
است. نتایج حاصل از مدل‌سازی اجزاء محدود در شکل (۱۰) با نتایج حاصل از آزمایش مقایسه شده است.



شکل ۸- نمونه مدل‌سازی شده



شکل ۹- مد اول کمانشی نمونه



شکل ۱۰- مقایسه منحنی‌های هیستریزس آزمایشگاهی و مدل‌سازی شده

۳- حذف سخت‌کننده‌های میانی تیر پیوند قوطی‌شکل

۳-۱- تأثیر اضافه مقاومت تیر پیوند در طراحی قاب مهاربندی واگرا

سخت‌شدگی کینماتیکی:

$$\alpha_k = \frac{C_k}{\gamma_k} (1 - e^{-\gamma_k \varepsilon^{Pl}}) + \alpha_{k,1} e^{-\gamma_k \varepsilon^{Pl}}; \quad (5)$$

$$\alpha_{k,1} = -\frac{C_k}{\gamma_k} \left(\frac{1 - e^{-\gamma_k \Delta \varepsilon^{Pl}}}{1 + e^{-\gamma_k \Delta \varepsilon^{Pl}}} \right)$$

سخت‌شدگی ایزوتروپیک:

$$\sigma^y = \sigma_0^0 + \sigma_{\infty}^0 (1 - e^{-b \bar{\varepsilon}^p}) \quad (6)$$

در این روابط α_k سابقه تنش (backstress) k نام دارد که معرف محل مرکز سطح تسلیم در فضای تنش‌های اصلی است. C_k معرف شیب اولیه، γ_k معرف نرخ کاهش شیب سخت‌شدگی، ε^{Pl} کرنش پلاستیک، $\alpha_{k,1}$ اندازه سابقه تنش اولیه و $\Delta \varepsilon^{Pl}$ تغییر مقدار کرنش پلاستیک در ابتدا و انتهای یک نیم چرخه کششی یا فشاری در رابطه **Chaboche** است. در سخت‌شدگی کینماتیکی می‌توان برای افزایش دقت محاسبات، از جمع چند سابقه تنش استفاده کرد که اندیس k در روابط بالا، معرف شماره سابقه تنش است. همچنین σ^y اندازه سطح تسلیم، σ_0^0 اندازه اولیه سطح تسلیم، σ_{∞}^0 حداکثر تغییر در اندازه سطح تسلیم و $\bar{\varepsilon}^p$ کرنش پلاستیک معادل است. مقادیر پارامترهای به دست آمده در روابط سخت‌شدگی ترکیبی **Chaboche** در جدول (۲) آورده شده است.

جدول ۲- پارامترهای سخت‌شدگی ترکیبی بال و جان

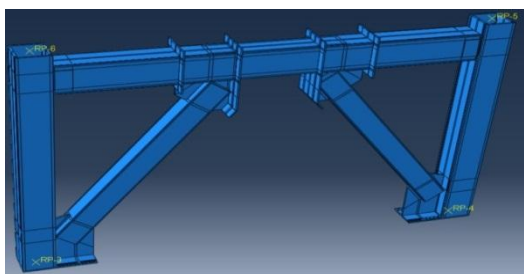
پارامتر	جان	بال
C_1 (MPa)	۴۲۹۰۰	۲۹۱۰۰
C_2 (MPa)	۴۵۰۰	۱۵۹۶
C_3 (MPa)	۶۸۰	۱۸۷
γ_1	۶۰۰	۳۰۰
γ_2	۹۰	۱۳/۳
γ_3	۲	۱/۷
σ_0^0	۳۴۵	۳۴۵
σ_{∞}^0	۲۲	۵۰
b	۴/۵	۲

به منظور در نظر گرفتن ناکاملی‌های هندسی در مدل‌سازی، ابتدا مدهای کمانشی نمونه توسط تحلیل کمانشی مشخص شده و سپس مد اول کمانشی با اندازه ۱ میلی‌متر به عنوان ناکاملی اولیه در نمونه وارد شده است. شکل تغییر شکل نیافته و مد اول کمانشی نمونه صحت‌سنجی در شکل‌های (۸) و (۹) آمده است. با مقایسه نتایج حاصل از بارگذاری چرخه‌ای، دقت بسیار مناسب مدل‌سازی انجام شده در مقایسه با نتایج آزمایش مشهود

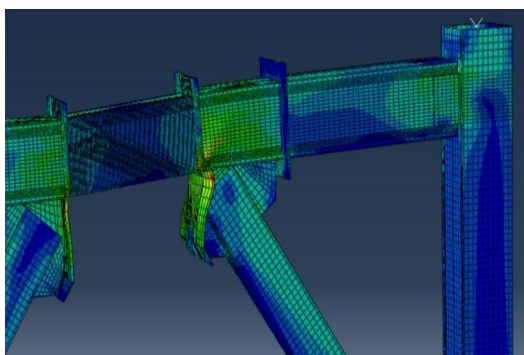
جدول ۳- پارامترهای سخت‌شدگی ترکیبی LYP100

۳۲۱۲۳	C_1 (MPa)
۶۳۰	C_2 (MPa)
۱۲۸	C_3 (MPa)
۴۸۲	C_4
۸۵۰	γ_1
۸۹	γ_2
۲۰	γ_3
۰/۵	γ_4
۸۵	σ_0^0
۱۹۸	σ_{∞}^0
۵	b

اضافه مقاومت ناشی از سخت‌شدگی چرخه‌ای در جان تیر پیوند با فولاد با تنش تسلیم پائین، قسمتی از تیر خارج پیوند و سخت‌کننده انتهایی تیر پیوند دچار کماتش موضعی می‌شوند و به این ترتیب قاب دچار زوال مقاومت شده و فیوز سازه‌ای در خارج از تیر پیوند ایجاد می‌شود که به این ترتیب، در عملکرد تیر پیوند اختلال ایجاد می‌شود. قاب مدل شده و خرابی ایجاد شده در خارج از ناحیه تیر پیوند در شکل‌های (۱۱) و (۱۲) آمده است.



شکل ۱۱- قاب مهاربندی واگرای تغییر شکل نیافته



شکل ۱۲- کماتش سخت‌کننده انتهایی و تیر خارج پیوند، ناشی از سخت‌شدگی زیاد فولاد با تنش تسلیم پائین

در طراحی قاب مهاربندی واگرا مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و AISC 2016، تیر پیوند برشی باید برای نیروی ناشی از زلزله طرح به صورت الاستیک مطابق رابطه (۸) طراحی شود. به این ترتیب با فرض نیروی زلزله برابر در تیر پیوند صحت‌سنجی شده با تنش تسلیم جان ۳۴۵ مگاپاسکال و فولاد با تنش تسلیم ۸۵ مگاپاسکال، برای ایجاد مقاومت الاستیک برابر در مقابل زلزله طرح، ضخامت جان در فولاد با تنش تسلیم پائین باید $4/06$ برابر فولاد با تنش تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال باشد.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (۸)$$

$$V_n = 0.6 \cdot A_w \cdot F_{yw}$$

در این رابطه V_u نیروی برشی ناشی از زلزله در تیر پیوند، V_n نیروی برشی اسمی در تیر پیوند، ϕ ضریب کاهش مقاومت برابر $0/9$ ، A_w مساحت خالص جان و F_{yw} تنش تسلیم جان است.

در طراحی به شیوه فوق، توجهی به رفتار پلاستیک و سخت‌شدگی کرنشی قابل توجه در جان تیر پیوند قوطی‌شکل نمی‌شود و ابعاد جان تنها بر اساس تنش تسلیم مشخص می‌شود. با توجه به سخت‌شدگی چرخه‌ای قابل توجه در فولاد با تنش تسلیم پائین، مقدار ضریب سخت‌شدگی در این نوع فولاد نسبت به مقادیر ذکر شده در آئین‌نامه AISC برای فولادهای متداول سازه‌ای بیشتر است که می‌تواند منجر به ایجاد نیروهای بیشتر و رفتار غیر الاستیک در مهاربند، تیر خارج پیوند، ستون و اتصالات شود. به این صورت فلسفه اصلی طراحی قاب مهاربندی واگرا که بر پایه تمرکز رفتار غیر خطی در تیر پیوند است دچار اختلال می‌شود و ممکن است فیوز سازه‌ای به خارج از تیر پیوند منتقل شود.

به منظور بررسی اضافه مقاومت در تیر پیوند، یک قاب یک دهانه و یک طبقه مطابق ضوابط طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده واگرا در آئین‌نامه AISC 2016، بر اساس ظرفیت تیر پیوند نمونه صحت‌سنجی شده طراحی و در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شده است. در این مدل‌سازی از ۱۲۱۹۸۰ المان C3D8I استفاده شده است. پارامترهای سخت‌شدگی ترکیبی فولاد LYP100 در جدول (۳) ارائه شده است [۱۶].

تیر پیوند با جان ساخته شده از فولاد با تنش تسلیم پائین و ظرفیت برشی برابر با نمونه صحت‌سنجی شده (مطابق رابطه (۸))، در قاب قرار گرفته است. با اعمال بارگذاری چرخه‌ای جانبی به نمونه مشاهده می‌شود که در جابه‌جایی‌های جانبی کوچک (متناظر دوران $0/03$ رادیان در تیر پیوند)، به دلیل

Popov، در صورتی که لنگر انتهای تیر پیوند از ۱/۲ برابر لنگر پلاستیک مقطع فراتر رود، احتمال بروز پارگی در بال و یا جوش بال وجود دارد. لنگر پلاستیک مقطع از جمع دو جزء لنگر پلاستیک بال و جان مطابق روابط (۹)، (۱۰) و (۱۱) به دست می‌آید.

$$M_P = M_{Pf} + M_{Pw} \quad (9)$$

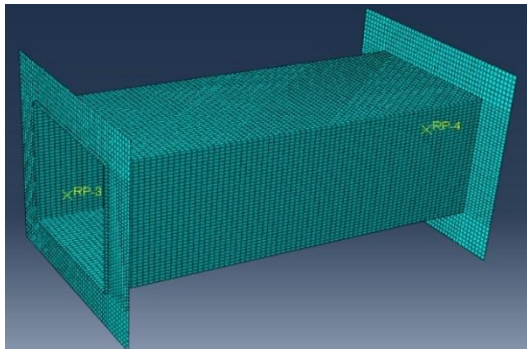
$$M_{Pf} = F_{yf} \cdot b'f \cdot t_f(d - t_f) \quad (10)$$

$$M_{Pw} = F_{yw} \cdot \frac{t_w \cdot d^2}{2} \quad (11)$$

در روابط فوق M_P لنگر پلاستیک مقطع، M_{Pf} لنگر پلاستیک بال، M_{Pw} لنگر پلاستیک جان، F_{yf} تنش تسلیم بال، F_{yw} تنش تسلیم جان، $b'f$ عرض خالص بال، t_f ضخامت بال، t_w ضخامت جان و d عمق تیر است.

در این تحقیق ابعاد بال به گونه‌ای تعیین شده که تنش ایجاد شده در قسمت انتهای بال (لنگر ایجاد شده در بال)، کمتر از ۱/۲ برابر تنش تسلیم مصالح بال (لنگر پلاستیک بال) باشد، منجر به ایجاد پارگی در بال و یا جوش بال به تیر خارج پیوند و یا ستون می‌شود [۱۷]. طول تیرهای پیوند مدل‌سازی شده مشابه تیر پیوند صحت‌سنجی شده برابر ۶۴۸ میلی‌متر است و رفتار تیرهای پیوند به صورت برشی است.

مدل‌سازی تیرهای پیوند مورد نظر به منظور افزایش سرعت حل، با المان‌های پوسته‌ای ۴ گرهی S4R و ۵ المان در ضخامت صورت گرفته است. همچنین در تمامی مدل‌سازی‌های انجام شده با نسبت‌های فشردگی مختلف، به منظور نزدیک‌تر شدن رفتار تیر پیوند به رفتار واقعی، ناکاملی هندسی با استفاده از مدهای کمانشی اول و دوم در تحلیل کمانشی و به اندازه ۱/۲۰۰ عمق جان در مدل‌سازی وارد می‌شود. یک نمونه از مدل‌های ساخته شده در شکل (۱۳) آمده است.



شکل ۱۳- شکل کلی مدل‌های ساخته شده

محدودیت‌های نسبت فشردگی ارائه شده توسط Berman و Bruneau در جان و بال تیر پیوند قوطی‌شکل برای فولادهای با تنش تسلیم ۲۵۰ تا ۴۵۰ مگاپاسکال ارائه شده است. به همین دلیل نیاز است تا محدودیت نسبت فشردگی برای تیر پیوند قوطی‌شکل با فولاد با تنش تسلیم پائین مورد بررسی و بازبینی قرار گیرد.

۳-۲- بررسی نسبت فشردگی و ضریب اضافه مقاومت در

تیر پیوند قوطی‌شکل با فولاد با تنش تسلیم پائین

به منظور بررسی مقدار اضافه مقاومت و محدودیت‌های مربوط به نسبت فشردگی در تیر پیوند قوطی‌شکل با جان با فولاد LYP100 و بال ساخته شده از فولاد ASTM A572 Gr50 با تغییر نسبت فشردگی بال و جان، ضریب اضافه مقاومت بر حسب λ رابطه ارائه شده توسط آئین‌نامه AISC و مطالعات Berman و Bruneau، برای تیر پیوند قوطی‌شکل مورد بررسی قرار می‌گیرد. همچنین محدودیت نسبت فشردگی بال و جان برای ایجاد ظرفیت تغییرشکلی و اتلاف انرژی مناسب بدون بروز کمانش‌های موضعی، با حذف سخت‌کننده‌های میانی در تیر پیوند ارزیابی شده است. برای این منظور، رفتار تیر پیوند قوطی‌شکل با ۶ نسبت فشردگی برای بال‌ها و ۶ نسبت فشردگی برای جان‌ها مورد ارزیابی قرار گرفته است. مقادیر نسبت‌های فشردگی برای بال‌ها و جان‌ها در جدول (۴) آمده است.

جدول ۴- نسبت‌های فشردگی بررسی شده در مدل‌سازی

نسبت فشردگی جان‌ها	نسبت فشردگی بال‌ها
$0.25 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} = 12$	$0.33 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} = 8$
$0.32 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} = 15.4$	$0.52 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} = 12.5$
$0.34 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} = 16.5$	$0.71 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} = 17$
$0.37 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} = 18$	$0.87 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} = 21$
$0.43 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} = 21$	$1.03 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} = 25$
$0.64 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} = 31$	$1.66 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} = 40$

ابعاد نمونه‌ها به گونه‌ای تعیین شده است که مساحت خالص جان و ظرفیت برشی پلاستیک مقطع تغییر نکند. مطابق مطالعات

به منظور بررسی مقدار اضافه مقاومت ناشی از سخت‌شدگی کرنشی بالا در تیر پیوند قوطی‌شکل با جان ساخته شده از فولاد با تنش تسلیم پائین، نسبت حداکثر نیروی برشی ایجاد شده در تیر پیوند، به نیروی برشی پلاستیک محاسبه شده به ϵ روش زیر بررسی می‌گردد.

روش اول: روش پیشنهادی آئین نامه AISC

مطابق روابط ذکر شده در آئین نامه AISC، ظرفیت برشی اسمی پلاستیک در تیر پیوند قوطی‌شکل، بدون در نظر گرفتن مشارکت بال در تحمل برش، در صورت ناچیز بودن نیروی محوری در مقطع از رابطه (۱۲) به دست می‌آید.

$$V_{P1} = 1.2F_{yw}(d - 2t_f)t_w \quad (12)$$

در این رابطه F_{yw} تنش تسلیم جان، d عمق تیر، t_w ضخامت جان و t_f ضخامت بال است.

Berman و Bruneau برای محاسبه دقیق‌تر ظرفیت برشی پلاستیک تیر پیوند قوطی‌شکل، سه رابطه (۱۳)، (۱۴) و (۱۵) را ارائه کرده‌اند.

روش دوم: در نظر گرفتن گوشه‌ها در ظرفیت برشی

در این روش فرض می‌شود که گوشه‌های مقطع در تیر پیوند قوطی‌شکل، دارای ظرفیت تحمل برش هستند. به همین دلیل در محاسبه ظرفیت برشی به جای عمق خالص جان، از کل عمق تیر مطابق رابطه (۱۳) استفاده می‌شود [۱۱].

$$V_{P1} = 1.2 \cdot F_{yw} \cdot d \cdot t_w \quad (13)$$

تعریف پارامترها در این رابطه مشابه رابطه قبلی است.

روش سوم: در نظر گرفتن سهم برش تحمل شده توسط بال‌ها

در این روش فرض بر این است که پس از تشکیل مفصل‌های پلاستیک خمشی در بال در دو انتهای تیر پیوند، بال‌ها شروع به تحمل مقداری برش می‌کنند. به همین دلیل در این روش ظرفیت برشی از رابطه (۱۴) به دست می‌آید [۱۱].

$$V_{P3} = V_P + 2V_f; \quad V_P = \frac{2}{\sqrt{3}}F_{yw} \cdot t_w(d - 2t_f);$$

$$V_f = \left[1 - \left(\frac{0.49F_{yw}t_w e}{F_{yf}(b - 2t_w)t_f + F_{yw}t_w t_f} \right)^2 \right] \left[\frac{F_{yf}(b - 2t_w)t_f^2}{2e} + \frac{F_{yw}t_w t_f^2}{e} \right] \quad (14)$$

در این رابطه V_P ظرفیت برشی جان، V_f ظرفیت برشی بال، e

مقدار حداکثر دوران غیرالاستیک در آئین نامه AISC، به منظور جلوگیری از تخریب کامل بتن سقف، در تیر پیوند برشی، به 0.08 رادیان محدود می‌شود. در مطالعات Berman و Bruneau برای تعیین محدودیت‌ها مربوط به نسبت‌های فشردگی در تیر پیوند، حداکثر دوران مجاز در تیر پیوند، به عنوان دوران هدف در نظر گرفته شده است. ظرفیت دورانی نهایی یک تیر پیوند، به صورت دوران پلاستیکی تعیین می‌شود که در آن دوران، مقدار نیروی برشی در منحنی backbone نمودار هیستریزس، به 0.8 ماکزیمم نیروی برشی در تست چرخه‌ای تیر پیوند برسد. در واقع در تعریف فوق از زوال مقاومت نمونه تیر پیوند به میزان 20% در محاسبه ظرفیت دورانی نهایی تیر پیوند صرف نظر می‌شود. نسبت فشردگی جان در تیر پیوند مورد نظر در صورتی قابل قبول است که ظرفیت دورانی نهایی تیر پیوند بیشتر از دوران هدف (0.08 رادیان) باشد. در تیر پیوند قوطی با جان با فولاد با تنش تسلیم پائین، استفاده از روش فوق برای تعیین حداکثر نسبت فشردگی مجاز در جان، می‌تواند به کاهش اتلاف انرژی نسبت به نمونه دارای سخت‌کننده منجر شود. به همین دلیل در این تحقیق، ظرفیت دورانی تیر پیوند با فولاد با تنش تسلیم پائین به صورت محافظه‌کارانه، برابر دوران متناظر با حداکثر نیروی مشاهده شده در منحنی backbone نمودار هیستریزس در نظر گرفته شده است. در نسبت فشردگی قابل قبول، مقدار ظرفیت دورانی تیر پیوند باید بیشتر از 0.08 رادیان باشد.

با در نظر گرفتن تعریف جدید برای ظرفیت دورانی تیر پیوند، با توجه به نتایج مدل‌سازی‌ها، حداکثر نسبت فشردگی مجاز جان در تیر پیوند قوطی‌شکل با جان ساخته شده از فولاد با تنش تسلیم پائین، برابر $16/5$ در نظر گرفته می‌شود که متناظر با $0.34 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$ در فولاد LYP100 است.

به دلیل افزایش ضخامت جان در تیر پیوند قوطی‌شکل ساخته شده از فولاد با تنش تسلیم پائین، شرایط مرزی بال در محل اتصال بال و جان به شرایط صلب نزدیک‌تر می‌شود و تنش بحرانی کمانش بال افزایش می‌یابد و به این ترتیب می‌توان نسبت فشردگی مجاز در بال را نسبت به تیر پیوند ساخته شده با فولادهای متداول افزایش داد اما با افزایش نسبت فشردگی بال، تنش بحرانی کمانش جان و مقدار جذب انرژی در تیر پیوند کاهش می‌یابد به همین دلیل حداکثر نسبت فشردگی در بال تیر پیوند با جان ساخته شده از فولاد با تنش تسلیم پائین به $1/00 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$ محدود می‌شود.

تمامی پارامترها در این رابطه قبلاً تعریف شده است. مطابق بررسی صورت‌گرفته، با تغییر نسبت‌های فشردگی در جان و بال، محاسبه ضریب اضافه مقاومت با استفاده از رابطه (۱۳)، منجر به انحراف کمتر مقادیر حول مقدار میانگین می‌شود. همچنین رابطه (۱۳) از روابط (۱۴) و (۱۶) ساده‌تر است به همین دلیل استفاده از این رابطه برای محاسبه ضریب اضافه مقاومت پیشنهاد می‌شود.

مطابق جدول (۵)، مقدار ضریب اضافه مقاومت با نسبت فشردگی ثابت در جان، با افزایش نسبت فشردگی بال کاهش می‌یابد زیرا با افزایش نسبت فشردگی در بال، مشارکت بال در تحمل برش کاهش یافته و از طرف دیگر، شرایط مرزی ورق جان در محل اتصال بال و جان به سمت اتصال مفصلی میل می‌کند.

مقادیر ضرایب اضافه مقاومت با استفاده از روابط (۱۲) تا (۱۶) در جدول (۵) آمده است.

طول تیر پیوند، F_{yf} تنش تسلیم بال، F_{yw} تنش تسلیم جان، b عرض بال و t_f ضخامت بال و t_w ضخامت جان است.

روش چهارم: استفاده از مقاومت چشمه اتصال

Krawinkler به منظور تعیین ظرفیت برشی چشمه اتصال در قاب‌های خمشی، رابطه (۱۵) را ارائه کرده است.

$$V_{panel} = 0.55F_y d_c t_{cw} \left(1 + \frac{3.45 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_{cw}} \right) \quad (15)$$

در این رابطه F_y تنش تسلیم جان ستون، d_c عمق ستون، t_{cw} ضخامت جان ستون، t_{cf} ضخامت بال ستون، d_b عمق تیر و b_{cf} عرض بال ستون است. با اعمال فرضیات $F_y = F_{yw}$ ، $b_{cf} = b$ ، $t_{cf} = t_f$ ، $d_b = e$ و $t_{cw} = 2t_w$ برای ظرفیت برشی تیر پیوند ارائه شده است [۱۱].

$$V_{P4} = 1.1F_{yw} d t_w \left(1 + \frac{1.725 b t_f^2}{e d t_w} \right) \quad (16)$$

جدول ۵- مقادیر اضافه مقاومت برشی و خمشی و اتلاف انرژی نسبت به نمونه صحت‌سنجی شده

$\frac{M_{uw}}{M_{pw}}$	اتلاف انرژی نمونه نسبت به نمونه صحت‌سنجی شده	اضافه مقاومت طبق رابطه (۱۶)	اضافه مقاومت طبق رابطه (۱۴)	اضافه مقاومت طبق رابطه (۱۳)	اضافه مقاومت طبق رابطه (۱۲)	$\frac{b'}{t_f}$	$\frac{d'}{t_w}$
۲/۶۳	۱/۰۷	۳/۸۴	۴/۱۰	۳/۸۱	۴/۸	۸	۱۲
۲/۳۳	۱/۰۲	۳/۹۷	۴/۱۴	۳/۹۰	۴/۷۵	۱۲/۵	۱۲
۲/۱۹	۱/۰۳	۳/۹۴	۴/۰۳	۳/۸۴	۴/۵۴	۱۷	۱۲
۲/۱۵	۰/۹۸	۳/۹۳	۳/۹۸	۳/۸۲	۴/۴۵	۲۱	۱۲
۲/۱۶	۰/۹۸	۳/۹۹	۴/۰۱	۳/۸۶	۴/۴۴	۲۵	۱۲
۲/۱۸	۰/۸۸	۳/۹۰	۳/۸۵	۳/۷۳	۴/۱۹	۴۰	۱۲
۲/۳۹	۱/۰۷	۳/۸۵	۴/۰۲	۳/۷۸	۴/۵۹	۸	۱۵/۴۰
۲/۱۳	۱/۰۵	۳/۹۶	۴/۰۴	۳/۸۵	۴/۵۲	۱۲/۵	۱۵/۴۰
۲/۲۸	۱/۰۳	۳/۹۸	۴/۰۰	۳/۸۴	۴/۴۳	۱۷	۱۵/۴۰
۱/۹۰	۱/۰۲	۳/۹۹	۳/۹۸	۳/۸۴	۴/۳۶	۲۱	۱۵/۴۰
۱/۹۰	۱/۰۰	۴/۰۳	۳/۹۹	۳/۸۶	۴/۳۴	۲۵	۱۵/۴۰
۱/۸۵	۰/۹۲	۳/۹۹	۳/۸۹	۳/۷۹	۴/۱۷	۴۰	۱۵/۴۰
۲/۲۹	۱/۰۷	۳/۷۴	۳/۸۹	۳/۶۸	۴/۴۴	۸	۱۶/۵۰
۲/۰۶	۱/۰۶	۳/۹۵	۴/۰۱	۳/۸۳	۴/۴۶	۱۲/۵	۱۶/۵۰
۱/۹۳	۱/۰۳	۳/۸۷	۳/۸۸	۳/۷۳	۴/۲۶	۱۷	۱۶/۵۰
۱/۸۸	۱/۰۱	۳/۹۸	۳/۹۶	۳/۸۲	۴/۳۲	۲۱	۱۶/۵۰
۱/۸۹	۱/۰۱	۴/۰۱	۳/۹۶	۳/۸۳	۴/۲۹	۲۵	۱۶/۵۰
۱/۸۰	۰/۹۵	۳/۸۹	۳/۷۹	۳/۷۱	۴/۰۸	۴۰	۱۶/۵۰

(همه اعضای قاب به جز تیر پیوند)، باید برای نیروی برشی V_p و R_y طراحی شوند که در این رابطه R_y نسبت تنش تسلیم

مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و آئین‌نامه AISC، اعضای نیرو کنترل در قاب مهاربندی واگرا با تیر پیوند قوطی



مورد انتظار به تنش تسلیم اسمی و V_p نیروی برشی پلاستیک خالص در جان است. در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، مقدار نسبت تنش تسلیم واقعی به تنش تسلیم اسمی (R_y)، در فولادهای ساختمانی متداول و برای مقطع قوطی ساخته شده از ورق، برابر ۱/۱۵ و در آئین نامه AISC این مقدار برابر ۱/۱ (برای فولاد A572 Gr50) در نظر گرفته شده است. به این ترتیب اجزای نیرو کنترل در سیستم مهاربندی واگرا، باید طبق مبحث دهم و AISC به ترتیب برای ۱/۶۱ و ۱/۵۴ برابر نیروی تسلیم برشی جان مقطع تیر پیوند طرح شوند، در حالی که ضریب مربوط به سخت‌شدگی چرخه‌ای برای تیر پیوند قوطی‌شکل ساخته شده از ورق با تنش تسلیم پائین در جان، به صورت متوسط برابر ۴/۴۹ است. به این ترتیب طراحی ابعاد جان با فولاد با تنش تسلیم پائین، صرفاً بر اساس تنش تسلیم آن، می‌تواند منجر به ایجاد خرابی و رفتار غیر الاستیک در سایر اجزاء قاب مهاربندی شده واگرا و ایجاد اختلال در رفتار آن‌ها شود. برای جلوگیری از این موضوع، ابعاد ورق ساخته شده از فولاد با تنش تسلیم پائین باید به گونه‌ای تعیین شود که حداکثر نیروی ایجاد شده با احتساب سخت‌شدگی در تیر پیوند ساخته شده از فولاد معمولی، برابر حداکثر نیروی ایجاد شده در تیر پیوند ساخته شده از فولاد با تنش تسلیم پائین باشد.

در ستون هفتم جدول (۵)، نسبت اتلاف انرژی نمونه‌های فاقد سخت‌کننده (با فولاد با تنش تسلیم پائین)، به اتلاف انرژی نمونه صحت‌سنجی شده (دارای سخت‌کننده)، ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با رعایت نسبت‌های فشردگی ارائه شده برای بال و جان در تیر پیوند قوطی‌شکل با جان ساخته شده از فولاد با تنش تسلیم پائین، اتلاف انرژی تیر پیوند ساخته شده از فولاد با تنش تسلیم پائین، می‌تواند بیشتر از تیر پیوند ساخته شده از فولاد معمولی و دارای سخت‌کننده باشد که نشان‌دهنده رفتار مطلوب تیر پیوند بدون سخت‌کننده است. به صورت کلی کاهش نسبت فشردگی بال و جان می‌تواند منجر به افزایش اتلاف انرژی در تیر پیوند شود.

همان‌طور که ذکر شد، مطابق مطالعات Popov، به منظور جلوگیری از پارگی جوش اتصال بال تیر پیوند به تیر خارج پیوند (در تیر پیوند میانی) و یا ستون (در تیر پیوند کناری)، مقدار حداکثر لنگر در بال نباید از ۱/۲ برابر لنگر پلاستیک بال فراتر رود. در تیرهای پیوند با تنش تسلیم برابر در بال و جان، مقدار لنگر در انتهای تیر پیوند به ۱/۲ برابر لنگر پلاستیک مقطع محدود می‌شود.

در فولاد با تنش تسلیم پائین، مقدار کرنش تسلیم، کمتر از

کرنش تسلیم در فولادهای سازه‌ای متداول است. به همین دلیل در مقطع تیر پیوند با بال ساخته شده از فولاد با تنش تسلیم معمولی و جان ساخته‌شده از فولاد با تنش تسلیم پائین، هنگام رسیدن بال به کرنش تسلیم خود در انتهای تیر پیوند، مقدار کرنش در جان ساخته شده از فولاد با تنش تسلیم پائین، چندین برابر کرنش تسلیم این نوع فولاد است. به این ترتیب با توجه به سخت‌شدگی کرنشی قابل توجه در این نوع فولاد، حداکثر لنگر ایجاد شده در جان در حالت نهایی مقطع، بیشتر از لنگر ایجاد شده در تیر پیوند با جان ساخته شده از فولاد معمولی است. به منظور بررسی حداکثر مقدار لنگر ایجاد شده در جان تیر پیوند (M_{uw})، در نمونه‌های مدل‌سازی شده، مقدار لنگر بال‌ها و جان‌ها مقطع به صورت جداگانه اندازه گرفته شده است. نسبت لنگر ایجاد شده در جان ساخته شده از فولاد با تنش تسلیم پائین، به لنگر پلاستیک جان در ستون هشتم جدول (۵) آورده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقدار این اعداد بیشتر از ۱/۲ برابر لنگر پلاستیک جان است. همچنین مقایسه اعداد ذکر شده در جدول نشان می‌دهد که به صورت کلی، با کاهش نسبت فشردگی بال و جان، نسبت لنگر تحمل شده در جان به لنگر پلاستیک آن افزایش می‌یابد. به این ترتیب با توجه به مشارکت بیشتر جان ساخته شده از فولاد با تنش تسلیم پائین در ظرفیت خمشی تیر پیوند، با فرض لنگر نهایی برابر، می‌توان بال را برای تحمل لنگر خمشی کمتری طرح کرد. مقدار متوسط نسبت لنگر تحمل شده در جان به لنگر پلاستیک جان برابر ۲/۱۶ است. مقدار ذکر شده را می‌توان اضافه مقاومت خمشی جان ساخته شده از فولاد با تنش تسلیم پائین نامید. رابطه (۱۷) نحوه تقسیم لنگر در انتهای تیر پیوند برشی بین بال و جان را نشان می‌دهد.

$$M_u = \frac{\Omega \cdot V_p \cdot e}{2} = \frac{4.49 \cdot V_p \cdot e}{2} \quad (17)$$

$$= 2.16M_{pw} + 1.2M_{pf}$$

M_u تقاضای لنگر ناشی از برش، در انتها تیر پیوند، Ω ضریب اضافه مقاومت برشی، V_p برش پلاستیک مقطع، e طول تیر پیوند، M_{pw} لنگر پلاستیک جان و M_{pf} لنگر پلاستیک بال است. با توجه به رابطه بالا مقدار لنگر پلاستیک بال برای حاکم‌بودن رفتار برشی در تیر پیوند را می‌توان از رابطه (۱۸) به دست آورد.

$$M_{pf} = 1.87V_p \cdot e - 1.8M_{pw} \quad (18)$$

۴- رفتار قاب مهاربندی شده واگرا، با فولاد با تنش تسلیم پائین در جان تیر پیوند

به منظور بررسی بیشتر رفتار تیر پیوند در قاب مهاربندی شده

۴-۱- مقایسه ضریب رفتار دو قاب مدل شده

ضریب رفتار یک سازه به پارامترهای مختلفی از جمله زمان تناوب سازه، نامعینی سازه، نوع مصالح به کار رفته در سازه، میرایی سازه، نوع بارگذاری، نوع خاک و ... بستگی دارد. به منظور تعیین ضریب رفتار یک سازه به صورت دقیق در سیستم‌های باربر جانبی، لازم است سازه‌های با تعداد طبقات و پلان‌های مختلف تحت اثر شتاب نگاشت‌های با محتوای فرکانسی، شدت و زمان مختلف قرار بگیرند و به روش آنالیز دینامیکی افزایشی^۹ ضریب رفتار در سازه محاسبه شود. در این تحقیق تنها به قصد مقایسه ضریب رفتار، دو قاب طراحی شده، تحت اثر بارگذاری جابه‌جایی کنترل به صورت تک آهنگ قرار گرفته‌اند و ضریب رفتار آن‌ها به صورت اجمالی، با استفاده از روش **Uang** با یکدیگر مقایسه شده است. ضریب رفتار یک سازه در حالت کلی از ضرب ضریب شکل‌پذیری (R_{μ}) و ضریب اضافه مقاومت (R_s) مطابق رابطه (۱۹) به دست می‌آید.

$$R = R_{\mu} R_s \quad (19)$$

ضریب کاهش بر اساس شکل‌پذیری R_{μ}

بر اثر شکل‌پذیری، سازه ظرفیتی برای استهلاک انرژی هیسترتیک خواهد داشت. به دلیل این ظرفیت استهلاک انرژی، نیروی طراحی ارتجاعی را می‌توان به تراز مقاومت تسلیم کاهش داد. از این رو ضریب شکل‌پذیری عبارتست از نسبت نیروی الاستیک نهایی وارد شده به سازه به نیروی متناظر با تسلیم سازه به هنگام تشکیل مکانیزم خرابی. با ایده‌آل کردن منحنی رفتار کلی سازه به منحنی ارتجاعی خمیری کامل، ضریب شکل‌پذیری کلی سازه^{۱۱} (μ_s) به صورت نسبت حداکثر تغییر مکان جانبی (Δ_{max}) به تغییر مکان جانبی نسبی تسلیم (Δ_y) مطابق رابطه (۲۰) تعریف می‌شود.

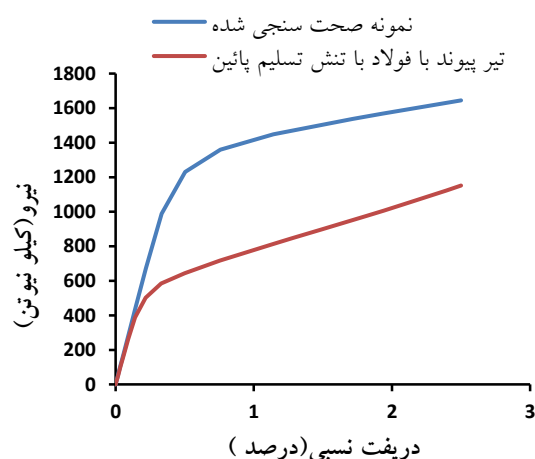
$$\mu_s = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (20)$$

با دوخطی کردن منحنی‌های بار افزون به دست آمده برای دو قاب، مقدار ضریب شکل‌پذیری کلی برای قاب‌های با تیر پیوند سخت‌شده و تیر پیوند با فولاد با تنش تسلیم پائین، به ترتیب برابر $4/65$ و $6/25$ محاسبه شده است. با استفاده از رابطه ارائه شده توسط **Newmark** و **Hall** (رابطه (۲۱)) ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری برای قاب با تیر پیوند بدون سخت‌کننده و قاب با تیر پیوند با سخت‌کننده به ترتیب برابر $3/39$ و $2/88$ است.

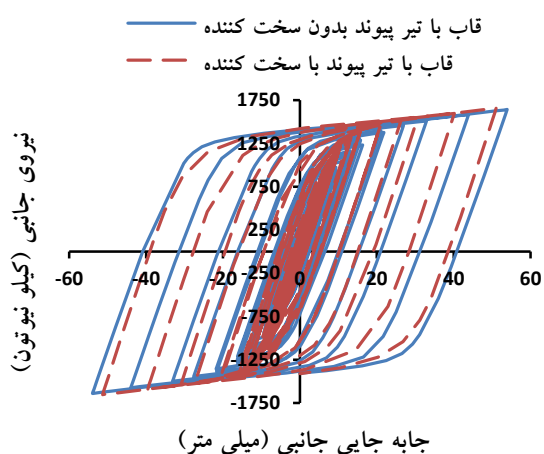
$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu_s - 1} \quad (21)$$

واگرا، در این بخش دو قاب مورد توجه قرار گرفتند. قاب اول شامل تیر پیوند قوطی‌شکل نمونه صحت‌سنجی شده است. طراحی اجزاء در این قاب، مطابق ضوابط طراحی قاب مهاربندی واگرا، ذکر شده در مبحث دهم و آئین‌نامه 2016 AISC انجام شده است. جان تیر پیوند مورد استفاده در قاب دوم، از فولاد با تنش تسلیم پائین و با ارضای محدودیت‌های مربوط به نسبت فشردگی بال و جان ارائه شده در این تحقیق، ساخته شده است. ابعاد این تیر پیوند به گونه‌ای طراحی شده که حداکثر نیروی ایجاد شده در آن با در نظر گرفتن سخت‌شدگی، برابر حداکثر نیرو در نمونه صحت‌سنجی شده باشد. بنابراین نیروی طراحی اعضای نیرو کنترل قاب، مشابه قاب طراحی شده برای تیر پیوند صحت‌سنجی شده است.

ابتدا دو قاب طراحی شده، تحت اثر جابه‌جایی جانبی به صورت تک آهنگ^{۱۰} قرار گرفته‌اند و سازه تا دریافت جانبی نسبی $2/5$ درصد جابه‌جا شده است. مطابق شکل (۱۴)، در قاب با تیر پیوند بدون سخت‌کننده، به دلیل استفاده از فولاد با تنش تسلیم پائین در جان، تسلیم جان در دریافت نسبی بسیار کمتری رخ داده است. به این ترتیب تیر پیوند قادر است در جابه‌جایی‌های کوچک تسلیم شود و در اتلاف انرژی سازه مشارکت کند. همچنین به دلیل تسلیم قاب دارای تیر پیوند با فولاد با تنش تسلیم پائین در دریافت نسبی کمتر، شکل‌پذیری این قاب بیشتر از قاب دیگر است. به دلیل سخت‌شدگی کرنشی قابل توجه در فولاد با تنش تسلیم پائین، شیب پس از تسلیم قاب مهاربندی با تیر پیوند بدون سخت‌کننده، بیشتر از قاب با تیر پیوند دارای سخت‌کننده است.



شکل ۱۴- منحنی‌های بار افزون قاب با تیر پیوند سخت‌شده و سخت‌نشده



شکل ۱۵- منحنی هیستریزس قاب‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای

با مقایسه رفتار هیستریزس دو قاب، مشخص است که در چرخه‌های با جابه‌جایی بالا، مقدار نیروی جانبی نهایی در هر دو قاب به دلیل طراحی دو تیر پیوند به صورتی که حداکثر نیروی برشی برابر داشته باشند، تقریباً برابر است. در چرخه‌های اولیه با جابه‌جایی کم، مقدار نیروی جانبی در قاب با تیر پیوند بدون سخت‌کننده کمتر است و مقدار نیروی جانبی به مرور افزایش یافته است. همچنین بروز سخت‌شدگی ایزوتروپیک در قاب با تیر پیوند ساخته شده از فولاد با تنش تسلیم پائین در چرخه‌های با مقدار جابه‌جایی برابر به وضوح قابل تشخیص است.

باتوجه به تسلیم زودهنگام جان در تیر پیوند با فولاد با تنش تسلیم پائین، اتلاف انرژی تیر پیوند در قاب مربوطه زودتر شروع شده که می‌تواند موجب بهبود رفتار قاب در جابه‌جایی‌های کوچک شود. همچنین مقدار انرژی تلف شده نهایی در قاب با تیر پیوند با فولاد با تنش تسلیم پائین، بیشتر از قاب با فولاد معمولی است. مقدار اتلاف انرژی در جان تیرهای پیوند در قاب مهاربندی در شکل (۱۶) مقایسه شده است.

۵- نتیجه‌گیری

فولاد نرم به دلیل تنش تسلیم پائین، مدول الاستیسته برابر با فولاد معمولی، سخت‌شدگی کرنشی زیاد، ظرفیت شکل‌پذیری و اتلاف انرژی بالا، به عنوان یک مصالح مناسب به منظور استفاده در فیوزهای سازه‌ای مورد توجه قرار گرفته است. مطالعات مختلف، مزایای استفاده از فولاد با تنش تسلیم پائین را در فیوزها سازه‌ای از جمله مهاربندهای کماتش‌تاب، پانل‌های برشی، مهارهای زانویی، دیوارهای برشی و تیرهای پیوند

ضریب مقاومت افزون R_s

هنگامی که یکی از اعضای سازه به حد تسلیم رسیده و اصطلاحاً در آن مفصل خمیری تشکیل شود، مقاومت سازه از دیدگاه طراحی در حالت بهره‌برداری به پایان می‌رسد؛ ولی در حالت انهدام، پدیده فوق به عنوان پایان کار سازه به حساب نمی‌آید، زیرا عضو مورد نظر همچنان می‌تواند با تغییر شکل غیر ارتجاعی، انرژی ورودی را جذب کند تا به مرحله انهدام و گسیختگی برسد. مقاومتی که سازه بعد از تشکیل اولین مفصل خمیری تا مرحله مکانیزم از خود بروز می‌دهد، مقاومت افزون نامیده می‌شود. از عوامل موثر بر تعیین مقاومت افزون در سازه، می‌توان به سخت‌شدگی کرنشی مصالح سازه اشاره کرد.

در منحنی‌های بار افزون رسم شده، با توجه به سخت‌شدگی کرنشی قابل توجه در فولاد با تنش تسلیم پائین، مقدار ضریب اضافه مقاومت در قاب با تیر پیوند بدون سخت‌کننده برابر $4/40$ و در قاب با تیر پیوند دارای سخت‌کننده برابر $2/44$ به دست آمده است. ضریب رفتار از ضرب ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت، برای قاب با تیر پیوند با سخت‌کننده برابر ۷ (رابطه (۲۲)) و برای قاب با تیر پیوند بدون سخت‌کننده برابر $14/9$ (رابطه (۲۳)) به دست می‌آید که نشان‌دهنده افزایش ضریب رفتار برای قاب دارای تیر پیوند با فولاد با تنش تسلیم پائین است.

$$R_1 = R_{\mu 1} R_{s1} = 2.88 \cdot 2.44 = 7.0 \quad (22)$$

$$R_2 = R_{\mu 2} R_{s2} = 3.39 \cdot 4.40 = 14.9 \quad (23)$$

۴-۲- مقایسه رفتار دو قاب طراحی شده، در بارگذاری چرخه‌ای

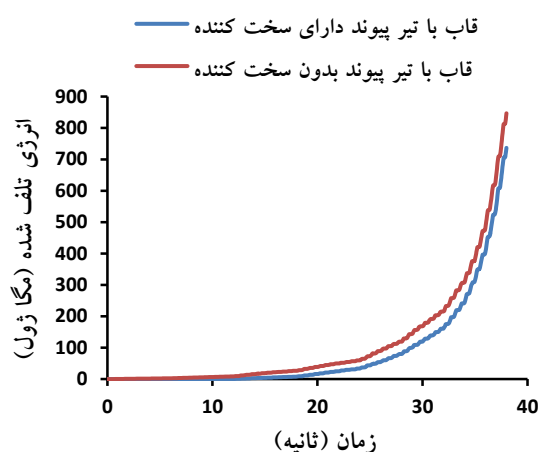
به منظور بررسی قاب‌های مدل شده در نرم‌افزار ABAQUS تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای، از پروتکل بارگذاری AISC 2005 استفاده شده است. این پروتکل بر حسب دوران تیر پیوند ارائه شده است. بنابراین دوران تیر پیوند باید به دریفت نسبی طبقه تبدیل شود. به دلیل انعطاف‌پذیری قاب، روابط موجود برای تبدیل دوران تیر پیوند به دریفت نسبی طبقه از دقت خوبی برخوردار نیست و مقدار دریفت نسبی قاب به منظور ایجاد دوران تعیین شده در تیر پیوند طبق پروتکل بارگذاری، به روش سعی و خطا مشخص شده است. در شکل (۱۵) منحنی هیستریزس نیروی جانبی- تغییر مکان برای دو قاب رسم شده است.

آئین‌نامه AISC برابر فولاد A572 Gr50 برابر ۱/۸ در نظر گرفته شده است، بنابراین اعضاء کنترل شونده توسط نیرو باید به ترتیب برای ۱/۶۱ و ۱/۵۴ برابر برش پلاستیک تیر پیوند طراحی شوند، اما با توجه به سخت‌شدگی کرنشی قابل توجه در فولاد با تنش تسلیم پائین، اعضاء نیرو کنترل در قاب با تیر پیوند ساخته شده از فولاد با تنش تسلیم پائین، باید برای ۴/۴۹ برابر برش پلاستیک در تیر پیوند طراحی شوند که این مقدار حدود ۳ برابر مقادیر پیشنهادی در مبحث دهم و آئین‌نامه AISC است که در طراحی قاب مهاربندی واگرا باید مدنظر قرار گیرد.

۴- استفاده از فولاد با تنش تسلیم پائین در جان تیر پیوند، موجب افزایش ضریب اضافه مقاومت سازه (به دلیل سخت‌شدگی کرنشی زیاد) و افزایش شکل‌پذیری سازه (به دلیل تسلیم سازه در جابه‌جایی‌های کوچک‌تر و افزایش اتلاف انرژی) می‌شود. بنابراین پیش‌بینی می‌شود که ضریب رفتار این نوع سازه بیشتر از تیر پیوند با جان ساخته شده از فولاد معمولی باشد.

۷- مراجع

- [1] Soong, T.T. and Dargush, G.F. (1999), "Passive energy dissipation and active control", Structural engineering handbook, pp.1-28.
- [2] Popov, E.P., Kasai, K. and Engelhardt, M.D. (1987), "Advances in design of eccentrically braced frames", Earthquake Spectra, Vol. 3, pp.43-55.
- [3] American Institute of Steel Construction, (2016), Commentary on the specifications for structural steel buildings, Chicago, IL, USA.
- [4] Kasai, K. and Popov, E.P. (1986), "Cyclic web buckling control for shear link beams", Journal of Structural Engineering, Vol. 112, pp. 505-523.
- [5] Dusicka, P., Itani, A.M. and Buckle, I.G. (2004), "Evaluation of conventional and specialty steels in shear link hysteretic energy dissipators", Proceedings of 13th WCEE, Paper 522.
- [6] Zhang, C., Zhang, Z. and Zhang, Q. (2012), "Static and dynamic cyclic performance of a low-yield-strength steel shear panel damper", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 79, pp. 195-203.
- [7] Saeki, E., Sugisawa, M., Yamaguchi, T. and Wada, A. (1998), "Mechanical properties of low yield point steels", Journal of materials in civil engineering, Vol. 10, pp. 143-152.
- [8] Rai, D.C. and Wallace, B.J. (1998), "Aluminium shear-links for enhanced seismic resistance", Earthquake engineering & structural dynamics, Vol. 27, pp. 315-342.
- [9] Zirakian, T. and Zhang, J. (2015), "Buckling and yielding behavior of unstiffened slender, moderate, and stocky low yield point steel plates", Thin-Walled Structures, Vol. 88, pp. 105-118.



شکل ۱۶- مقایسه اتلاف انرژی در دو قاب مدل‌شده با تیرهای پیوند متفاوت

به عنوان یک روش مناسب برای اتلاف انرژی، اثبات کرده است. نتایج استفاده از فولاد با تنش تسلیم پائین در جان تیر پیوند قوطی‌شکل به شرح زیر است:

۱- استفاده از فولاد با تنش تسلیم پائین در جان تیر پیوند، موجب افزایش ضخامت جان نسبت به جان ساخته شده با فولاد معمولی و در نتیجه کاهش نسبت فشردگی و افزایش پایداری در مقابل کماتش موضعی می‌شود. همچنین استفاده از این فولاد در جان تیر پیوند، به دلیل سختی مماسی پس از تسلیم بالا، می‌تواند منجر به افزایش تنش بحرانی کماتش برشی غیر الاستیک جان شود. در این تحقیق نشان داده شد که با استفاده از فولاد با تنش تسلیم پائین با نسبت فشردگی مناسب در جان تیر پیوند قوطی‌شکل، می‌توان سخت‌کننده‌های میلانی را بدون بروز ناپایداری حذف کرد.

۲- حداکثر نسبت فشردگی مناسب برای فولاد با تنش تسلیم پائین مورد استفاده در جان تیر پیوند قوطی‌شکل، به منظور جلوگیری از بروز کماتش برشی جان تا دوران ۰/۰۸ رادیان در تیر پیوند، برابر ۱۶/۵ ارائه شد. همچنین حداکثر نسبت فشردگی مناسب بال برای استفاده در این نوع تیر پیوند برابر به $\frac{E}{F_{yf}}$ ارائه گردید.

۳- در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و آئین‌نامه AISC ذکر شده که اجزاء کنترل شونده توسط نیرو در قاب مهاربندی واگرا با تیر پیوند قوطی‌شکل، باید برای $\frac{1}{4} R_y$ برابر برش پلاستیک در تیر پیوند طرح شوند. مقدار نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم اسمی (R_y) در مبحث دهم برای مقطع قوطی ساخته شده از ورق برابر ۱/۱۵ و در

- [10] Chen, S.J. and Jhang, C. (2011), "Experimental study of low-yield-point steel plate shear wall under in-plane load", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 67, pp. 977-985.
- [11] Berman, J.W. and Bruneau, M. (2005), "Approaches for the seismic retrofit of braced steel bridge piers and proof-of-concept testing of an eccentrically braced frame with tubular link (No. MCEER-05-0004)", Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
- [12] Berman, J.W. and Bruneau, M. (2006), "Further development of tubular eccentrically braced frame links for the seismic retrofit of braced steel truss bridge piers (No. MCEER-06-0006)", Buffalo, NY: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
- [13] Richards, P. and Uang, C.M. (2004), "Development of testing protocol for links in eccentrically braced frames", In 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC, Canada.
- [14] Chaboche, J.L. (1991), "On some modifications of kinematic hardening to improve the description of ratchetting effects", *International journal of plasticity*, Vol. 7, pp. 661-678.
- [15] Wen, Z. (2012), "Modeling of ductile fracture in steel structures for monotonic and cyclic loading", Doctoral dissertation, Carleton University.
- [16] Wang, J., Shi, Y. and Wang, Y. (2016), "Constitutive model of low-yield point steel and its application in numerical simulation of buckling-restrained braces", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 28, pp. 04015142.
- [17] Bruneau, M., Uang, C.M. and Sabelli, S.R. (2011), "Ductile design of steel structures", McGraw Hill Professional.

پی نوشت

- ¹ Passive energy dissipater
- ² Eccentrically braced frame
- ³ Heat affected zone
- ⁴ Low yield point steel
- ⁵ Incompatible mode elements
- ⁶ Geometric imperfection
- ⁷ Bauschinger
- ⁸ Monotonic
- ⁹ Incremental dynamic analysis: IDA
- ¹⁰ Ductility factor
- ¹¹ Global displacement ductility

مهار جانبی بال تحتانی تیرهای فولادی در سیستم تیر و دال مختلط به وسیله سخت کننده عرضی جان

احسان دهقانی^{۱*}، سید حسام سرکشیک زاده^۲

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه قم، قم

۲- کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، گرایش سازه، دانشگاه قم، قم

*قم، صندوق پستی ۳۷۱۶۱۷۴۳۱۵، dehghani@qom.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۱۱/۳۰، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۹/۱۰/۰۸)

چکیده

یکی از معیارهای مهم در تعیین مقاومت خمشی تیرهای فولادی کمانش جانبی پیشگی است. در سیستم تیر و دال مختلط، بال فوقانی توسط برشگیرها به دال بتنی متصل شده‌اند و در برابر کمانش جانبی مهار شده است. در قاب‌های خمشی که تیر تحت لنگر مضاعف قرار می‌گیرد علاوه بر بال فوقانی بال تحتانی نیز تحت فشار قرار گرفته و احتمال کمانش جانبی آن وجود دارد. برای جلوگیری از رخداد این نوع کمانش تدابیری از جمله اتصال دو تیر مجاور هم بوسیله دیافراگم و المانهای خرپایی که بال تحتانی را به دال بتنی متصل می‌کنند اتخاذ می‌شود. در این مقاله با استفاده از مدل‌سازی به روش اجزاء محدود، یک جزئیات جدید برای مهار جانبی بال تحتانی تیرها در سیستم تیر و دال مختلط بررسی شده است. در این جزئیات بال تحتانی بوسیله یک جفت سخت‌کننده عرضی به دال بتنی متصل می‌شود و بوسیله یک جفت برشگیر عرضی از دوران آن جلوگیری می‌شود. نتایج حاصل از این مقاله نشان می‌دهد که اعمال جزئیات ذکر شده سبب کنترل ضوابط کمانش پیشگی جانبی در تیر شده و مانع ایجاد این نوع کمانش در بال تحتانی خواهد شد.

واژگان کلیدی

کمانش پیشگی جانبی، سخت کننده عرضی جان، تیر و دال مختلط، برشگیر، روش اجزای محدود

Lateral bracing of bottom flange in beam-slab composite system by web stiffener

E. Dehghani, H. Sarkeshik

Abstract

Lateral torsional buckling is one of the important criterion for determining the flexural strength in steel beam design. Probability of it increases when laterally unbraced length is long. On one hand, lateral bracing should have sufficient stiffness to provide lateral support for compression flange of beam. On the other hand, this support must have enough strength. Composite beams consist of reinforced concrete slab and steel beam. To join the reinforced concrete and steel beam, stud has been used to transfer the horizontal force from concrete to steel beams. In fact, it plays role of lateral bracing for top flange. Bottom flange is also under pressure in the case of double curvature bending and there is probability of lateral torsional buckling. Common methods of beam lateral bracing are connecting two adjacent beams to each other and connecting bottom flange to concrete slab. In this study a new detail has been introduced for lateral bracing of the beam-slab composite system. In this study, bottom flange is connected to concrete slab by a pair of transverse web stiffeners and its rotation is prevented by a pair of transverse studs. Finite element analysis results show that this detail can prevent bottom flange from lateral torsional buckling.

Keywords

Lateral torsional buckling, Stiffener web, Beam-slab composite, Stud, Finite element method

تیرهای I شکل تحت خمش، حول محور اصلی خود نسبت به محور فرعی از سختی و مقاومت بیشتری برخوردارند. چنانچه این اعضاء بطور مناسب در برابر تغییر شکل‌های جانبی و پیچشی مهار نشوند، قبل از رسیدن به ظرفیت درون صفحه‌ای خود دچار کمانش جانبی پیچشی می‌شوند. دلیل وقوع کمانش جانبی پیچشی این است که بال فشاری تیر که در حقیقت مانند ستونی روی تکیه‌گاه ارتجاعی قرار دارد، ناپایدار می‌شود. بال فشاری در بار بحرانی، گرایش به خمش جانبی پیدا می‌کند و سایر قسمت‌های مقطع که پایدار هستند، از خمش جانبی جلوگیری می‌کنند. در نتیجه مجموعه مقطع چرخش کرده و در جهت جانبی حرکت می‌کند. بنابراین کمانش جانبی پیچشی یک تیر، ترکیبی از چرخش و خمش جانبی است که در اثر ناپایدار شدن بال فشاری صورت می‌گیرد. معادله دیفرانسیل حاکم بر مسأله فوق را به صورت زیر می‌توان نوشت [۱]:

$$EC_w \frac{d^4 \phi}{dz^4} - GJ \frac{d^2 \phi}{dz^2} - \frac{M_o}{EI_y} \phi = 0 \quad (1)$$

حل این معادله لنگر بحرانی کمانش را به صورت رابطه (۲) به دست می‌دهد:

$$M_o = \sqrt{\frac{\pi^4}{L^4} EC_w EI_y + \frac{\pi^2}{L^2} EI_y GJ} \quad (2)$$

در این روابط E مدول ارتجاعی، G مدول برشی، C_w ثابت تابیدگی مقطع، J ثابت پیچش مقطع، I_y لنگر دوم اینرسی حول محور ضعیف و L طول دهانه آزاد بوده و نیز M_o لنگر بحرانی کمانش مقطع است.

با دقت در رابطه (۲) در می‌یابیم که لنگر بحرانی کمانش جانبی پیچشی در این رابطه به دو عامل بستگی دارد که بیانگر مشارکت مقاومت پیچشی مقطع و نیز مشارکت مقاومت ستونی بال فشاری هستند. بنابراین برای افزایش لنگر بحرانی هم می‌توان مقاومت پیچشی مقطع را بالا برد و هم پایداری جانبی مقطع را افزایش داد.

سیستم تیر و دال مختلط به سیستم سازه‌ای اطلاق می‌شود که متشکل از مقاطع دال بتن مسلح و تیر فولادی می‌باشد. در این سیستم‌ها به منظور یکپارچگی بین بتن مسلح و تیر فولادی از برشگیرهایی استفاده می‌شود که وظیفه آنها انتقال نیروی افقی از پوشش بتنی سقف به تیرهای فولادی می‌باشد و در واقع نقش مهار جانبی را برای بال فوقانی ایفا می‌کنند. زمانیکه بال فوقانی در این نوع سیستم تحت فشار قرار می‌گیرد

برشگیرها از رخداد کمانش کمانش جانبی پیچشی در آنها جلوگیری می‌کنند. بررسی‌ها نشان می‌دهند که در قاب‌های خمشی به دلیل لنگر مضاعف، بال تحتانی نیز تحت فشار قرار گرفته و از آنجایی که دارای تکیه‌گاه جانبی نمی‌باشد باعث ناپایداری بال تحتانی شده و کمانش می‌کند. جهت رفع این مشکل روش‌های مهاری از جمله اتصال دو تیر مجاور هم بوسیله دیافراگم، افزودن المان‌های خرابایی که بال تحتانی را به دال بتنی متصل می‌کنند در نظر گرفته می‌شود. اولین سری مطالعات تئوری مهار تیرها در برابر کمانش جانبی پیچشی بوسیله Flint و Winter در زمینه استحکام و سختی لازم مهار موثر صورت گرفت [۲ و ۳]. در سال ۱۹۸۴ Trahair و Nethercot راه حل‌هایی برای مهار تیرهای بارگذاری شده با ممان یکنواخت، بار نقطه‌ای یا بار یکنواخت که به صورت پیوسته و گسسته مهار شده بودند ارائه کردند [۴]. طبق نتایج آنها مهار جانبی هنگامی که در بال فشاری قرار گیرد بیشترین تاثیر را دارد. در سال ۱۹۸۸ Tong و Chen رفتار کمانش یک تیر با تکیه‌گاه ساده تحت لنگر یکنواخت را مطالعه کردند و معادله‌ای برای محاسبه سختی مهار پیچشی ارائه دادند، معادله‌ای که اعوجاج جان که اغلب تاثیر قابل توجهی بر روی مهار می‌گذارند را به حساب نیاورده است [۵]. در سال ۲۰۰۱ Yura یک سری مطالعات آزمایشگاهی در مورد کمانش جانبی پیچشی تیرها با مهار جانبی پیچشی انجام داد و در این مطالعات اثرات متفاوتی از خروج از مرکزیت، اندازه سختی‌ها و محل قرارگیری سختی‌ها مورد مطالعه قرار داد و معادلات کلی طراحی برای مهار جانبی و پیچشی ارائه نمود [۶]. مطابق روابط یورا، برای تیرهای الاستیک تحت لنگر یکنواخت، سختی مهار جانبی ایده‌آل به شکل زیر تعریف می‌شود:

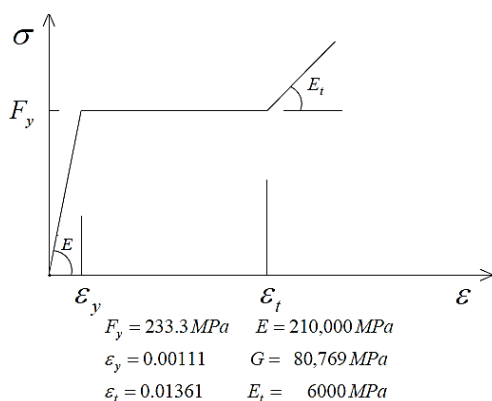
$$\beta_i^* = (4M_f/hl_b)C_d \quad \text{مهار وابسته} \quad (3)$$

$$\beta_i^* = (10M_f/hl_b)C_d \quad \text{مهار پیوسته} \quad (4)$$

در این روابط، M_f ممان ماکزیمم تیر، h فاصله بین مرکز بال‌ها، l_b طول مهارنشده و $C_d = 1 + \left(\frac{M_s}{M_l}\right)^2$ که M_s و M_l بیشترین لنگر خمشی است که موجب ایجاد فشار در بال‌های فوقانی و تحتانی می‌شود. در صورتی که تیر تحت انحنای مضاعف قرار داشته باشد ضریب C_d مساوی ۲ است در غیر این صورت مساوی ۱ است. آیین نامه AISC^۱ برای محاسبه سختی لازم مهار جانبی از روابط (۳) و (۴) استفاده می‌کند [۷]. در سال ۲۰۰۸، Yura و همکارانش آنالیزهای اجزاء محدودی را به صورت پارامتری



المان پوسته چهار وجهی S4R، برای مدل‌سازی برشگیرها از المان حجمی ۱۰ گرهی C3D10 و برای مدل‌سازی دال بتنی از المان حجمی ۸ گرهی غیر هندسی C3D8R شده است. میلگردها با المان T3D2 مدل‌سازی شده‌اند. برای معرفی رفتار تنش کرنش مصالح فولادی، منحنی تنش کرنش ارتجاعی خمیری سه خطی نشان داده شده در شکل (۱) مورد استفاده قرار می‌گیرد. مدول یانگ و ضریب پواسون نیز به ترتیب برابر ۲۱۰ GPa و ۰/۳ فرض می‌شوند و از تنش‌های پسماند صرف‌نظر می‌شود.



شکل ۱- منحنی تنش کرنش فولاد

برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن از مدل آسیب دیده خمیری بتن استفاده می‌گردد. در این مدل که با استفاده از آن مفاهیم الاستیک آسیب‌دیده ایزوتروپیک و پلاستیک کششی و فشاری، رفتار غیرخطی بتن بیان می‌شود. پارامترهای اساسی در تعیین رفتار بتن مطابق مدل پلاستیک آسیب‌دیده در جدول (۱) خلاصه گردیده است [۱۱]. منحنی تنش کرنش کششی و فشاری بتن مطابق شکل (۲) مورد استفاده قرار می‌گیرد. مش بندی مدل نیز دستی و به گونه‌ای انجام گرفته است که دقت حل در حد مطلوب بوده و از طرفی حجم و زمان انجام عملیات مشکل‌ساز نباشد.

۲-۲- بارگذاری و شرایط تکیه گاهی

برای محاسبه لنگر کمانشی جانبی پیچشی تیر در سیستم تیر و دال مختلط، تیر دو سر ساده با مقاطع IPE200 تا IPE300 به طول ۶ متر و بتن با مقطع مستطیلی ۱۵×۲۰ سانتی‌متر در نظر گرفته می‌شود. درجات آزادی جابجایی دال در راستاهای عمود بر مقطع تیر مقید شده‌اند و برشگیرها با فواصل یکسان ۵۰۰ میلی‌متر به بال فوقانی تیر متصل گردیده‌اند. نمایی از شکل هندسی سیستم تیر و دال به همراه برشگیر در شکل (۲) نشان داده شده است. در محل تکیه‌گاه‌ها به منظور جلوگیری از

بر روی تیرها انجام دادند تا سختی و استحکام مورد نیاز برای مهارهای دیافراگم برشی توسعه دهند و بدین نتیجه رسیدند که سختی مورد نیاز برای پایداری مهار، اغلب به عنوان تابعی از سختی مهار ایده‌آل است و همچنین برای کنترل تغییر شکل‌ها و نیروهای مهار، سختی واقعی مورد نیاز بیشتر از سختی ایده‌آل است [۸]. در سال ۲۰۱۲، Egilmez و همکارانش مطالعاتی برای ارزیابی و بهبود پتانسیل مهار در تیرهای عرشه فولادی مورد استفاده در پل‌ها انجام دادند [۹]. آنها دریافتند که ساخت سیستم‌های PMDF جایگزین مناسبی برای مهار تیرها در پل‌های فولادی است و به طور قابل توجهی تعداد قاب‌های عرضی و دیافراگم‌های مورد نیاز برای پایداری مهار تیرهای فلزی در طول ساخت را کاهش می‌دهند.

هدف از این مقاله بررسی امکان جلوگیری از کمانش جانبی پیچشی تیر و دال مختلط تحت اثر لنگر مضاعف، بوسیله‌ی اتصال یک جفت سخت کننده عرضی به بال تحتانی است که بال فشاری را به دال بتنی مهار می‌کند. برای این منظور از مدل‌سازی به روش اجزاء محدود استفاده شده است و با انجام تحلیل غیرخطی هندسی اثرات اضافه کردن این سخت‌کننده‌ها در به تعویق افتادن کمانش پیچشی جانبی بررسی شده است.

۲- مدل اجزای محدود غیرخطی

به منظور بررسی رفتار کمانش جانبی پیچشی تیرها در سیستم تیر و دال مختلط، یک مدل اجزاء محدود در نرم افزار Abaqus 6.14 [۱۰] ساخته شده است. مدل‌های ساخته شده به روش غیرخطی هندسی تحلیل شده‌اند و اثرات وجود سخت‌کننده با حالت عدم وجود آنها مقایسه شده است. در ادامه جزئیات مدل‌سازی شرح می‌گردد.

۲-۱- مش بندی مدل و خصوصیات مصالح

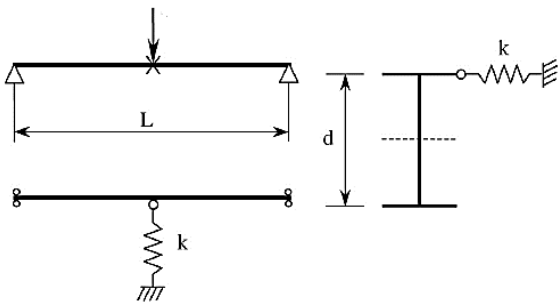
برای تحلیل سازه هر دو اثرات غیرخطی مادی در فولاد و بتن و همچنین اثرات غیرخطی هندسی در نظر گرفته شده‌اند. در تحلیل‌های انجام شده از دو نوع تحلیل کمانشی و استاتیکی غیرخطی هندسی نرم افزار استفاده شده است. در تحلیل کمانشی، مقادیر ویژه و شکل مودهای کمانشی به دست می‌آید. این تحلیل فقط در حالت الاستیک انجام می‌شود و اثرات غیرخطی مادی را نمی‌توان در آن در نظر گرفت؛ چرا که در تحلیل مقادیر ویژه ماتریس سختی ثابت می‌باشد. روش استاتیکی برای یافتن نیروهای داخلی، رفتار پس کمانش و اثرات متقابل کمانش‌های موضعی و کلی، روشی کارآمد می‌باشد. برای مدل‌سازی جان، بال‌ها (فوقانی و تحتانی) و سخت‌کننده‌ها از

جدول ۱- پارامترهای اساسی در تعیین رفتار بتن مطابق مدل

پلاستیک آسیب دیده

پارامتر	توضیح	مقدار
f'_{bo}/f'_{co}	نسبت حداکثر تنش فشاری دو محوره به حداکثر تنش فشاری تک محوره	۱/۱۶
ϕ	زاویه تورم اندازه گیری شده در یک فشارمحوری بالا در سطح p-q	۳۶
e	خروج از مرکزیت سطح پتانسیل پلاستیک و نشان دهنده سرعت میل تابع پتانسیل به خط مجانب	۰/۱
k	نسبتی از تنش ها در آزمایش سه محوری	۰/۶۶۶
dc	تعیین کننده سختی بتن در نقاط مختلف تنش-کرنش (پارامتر خسارت)	-

تیر بین نقاط مهار کمانش می‌کند. طبق رابطه ارائه شده توسط یورا تیر مورد نظر به سختی مهار $\beta_l^* = 149/9 \text{ N/mm}$ نیاز دارد و ظرفیت کمانشی در این حالت مقدار $28913/28 \text{ N}$ می‌باشد. به منظور بررسی صحت و سقم مدل‌سازی انجام شده در این مقاله، تیر فوق‌الذکر تحت بار متمرکز در وسط دهانه مطابق شکل (۳) با نرم‌افزار مدل‌سازی شده و تحت تحلیل کمانشی قرار گرفت. سپس با فنی در وسط دهانه مهار جانبی بال فوقانی مدل‌سازی گردید. با افزایش سختی‌های فنر تیر تحت تحلیل کمانشی قرار گرفت و نتایج مطابق جدول (۲) بدست آمد.



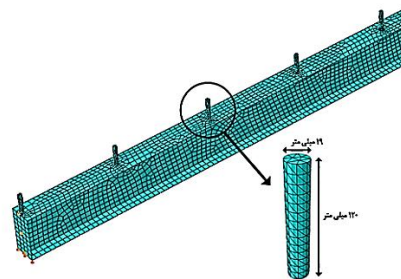
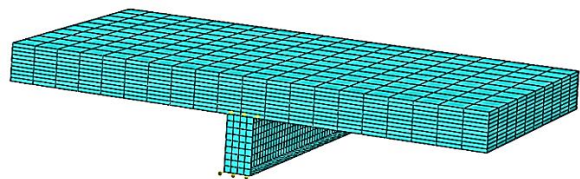
شکل ۳- مدل تیر دو سر ساده با مهار جانبی مطابق با آزمایش Yura [۶]

جدول ۲- نتایج تحلیل کمانش تیر با سخت کننده متفاوت

نیروی کمانشی (N)	سختی فنر (N/mm)
۶۵۳۰	۰
۹۸۵۰	۲۰
۱۳۶۷۲	۴۰
۱۷۱۹۸	۶۰
۲۰۴۷۲	۸۰
۲۳۵۱۴	۱۰۰
۲۶۳۲۸	۱۲۰
۲۸۵۳۷	۱۴۰
۲۹۰۸۲	۱۶۰

مقدار بار بحرانی در سختی ایده‌آل بدست آمده از روش اجزای محدود برابر 29074 نیوتن است که در مقایسه با مقدار حاصل از آزمایش تنها 1% بیشتر است. علت اختلاف در مقادیر بار بحرانی را می‌توان ناشی از اختلاف موجود در مصالح بکار رفته در آزمایش و مدل اجزاء محدود دانست. در شکل (۴) نتایج تحلیل نرم افزار Abaqus برای سختی فنر از صفر تا 350 نیوتن بر میلی‌متر آورده شده و با نتایج آزمایشگاهی یورا مقایسه شد. این مقایسه نشان می‌دهد که نتایج مدل‌های المان محدود

کمانش‌های موضعی ناخواسته از ورق‌های انتهایی استفاده شده است. بارگذاری تیرها به صورت یک جفت لنگر خمشی انتهایی است که یک انحنای مضاعف را در تیر و دال مختلط ایجاد می‌کند.

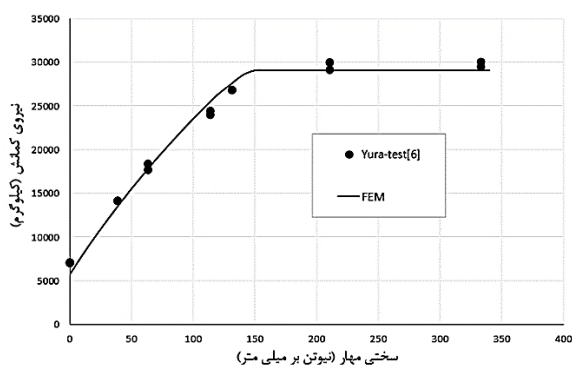


شکل ۲- شکل هندسی تیر و دال مختلط به همراه برشگیر

۳- بررسی صحت مدل‌سازی

چنانچه قبلاً ذکر شد، یورا به منظور مطالعه پدیده مهار جانبی چند نمونه تیر را مورد آزمایش قرار داد [۶]. مقطع یکی از تیرهای مورد آزمایش، تیر دو سر ساده $W12 \times 14$ به طول 732 سانتی متر (24 فوت) است که در وسط دهانه روی بال فوقانی تحت بار متمرکز قرار دارد. برای حالتی که مهار به بال فوقانی (فشاری) متصل شده، با افزایش سختی مهار ظرفیت کمانشی افزایش می‌یابد تا به سختی مهار ایده‌آل برسد و سختی مهار بیش از این مقدار نمی‌تواند ظرفیت کمانشی را افزایش دهد و

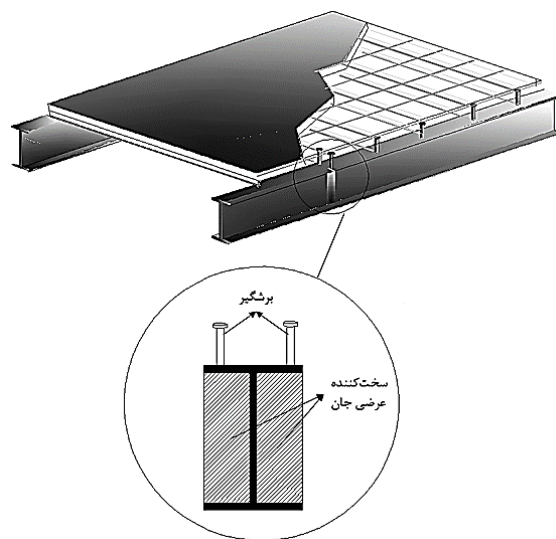
به خوبی با نمودارهای آزمایشگاهی Yura [۶] تطابق دارد.



شکل ۴- مقایسه نتایج مدل المان محدود با داده‌های آزمایشگاهی Yura [۶]

۴- بررسی نتایج آنالیز اجزاء محدود مدل‌ها

پس از صحت سنجی مدل‌سازی و مقایسه نتایج با روابط تحلیلی موجود، به منظور بررسی میزان تاثیر سخت‌کننده عرضی جان روی مهار جانبی بال تحتانی، چند نمونه تیر و دال مختلط با مقاطع IPE200 تا IPE300 به روش غیرخطی تحلیل می‌گردند (شکل ۵). در این تحلیل‌ها، نتایج تحلیل به صورت لنگر بحرانی کمانش جانبی پیچشی تیر ارائه شده و تاثیر سخت‌کننده عرضی جان با ضخامت‌های متفاوت و موقعیت قرارگیری مختلف مورد بررسی قرار گرفته است.



شکل ۵- تصویر سه بعدی از جزئیات پیشنهادی مورد بررسی

۴-۱- بررسی اثر ضخامت سخت‌کننده

برای مشاهده اثر سخت‌کننده عرضی جان بر مقدار لنگر بحرانی

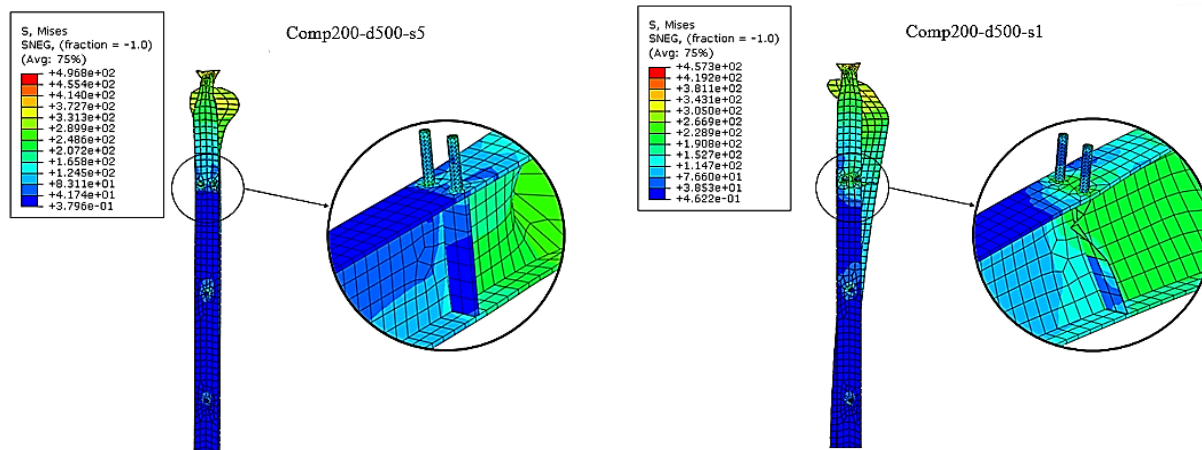
کمانش، از سخت‌کننده‌هایی به ضخامت ۱، ۳، ۵، ۸، ۱۰ و ۱۵ میلی‌متر استفاده شده است. طبق آیین‌نامه AISC در محدوده دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه (ناحیه پلاستیک) مجاز به استفاده از سخت‌کننده نمی‌باشیم، از این رو سخت‌کننده‌ها با در نظر گرفتن ۱۰ سانتی‌متر حاشیه امن در فاصله مجاز از بر تکیه‌گاه، که برای هر مقطع متفاوت است، قرار داده شده‌اند. برای هر یک از مدل‌های ساخته شده یک اسم انتخاب شده است، که این اسم بیانگر کلیه مشخصات مدل تیر و دال مختلط می‌باشد. برای مدل تیر و دال مختلط بدون سخت‌کننده نام Comp200 و برای مدل تیر و دال مختلط همراه سخت‌کننده، نام Copm200-d500-s5 انتخاب شده است که عدد اول نمایانگر مقطع فولادی، عدد دوم فاصله سخت‌کننده از بر تکیه‌گاه و عدد سوم ضخامت سخت‌کننده می‌باشد. ابعاد سخت‌کننده با توجه به مقطع استفاده شده متفاوت می‌باشد؛ طول سخت‌کننده متناسب با ارتفاع مقطع و عرض آن متناسب با عرض بال مقطع است. مقادیر بدست آمده به صورت منحنی لنگر-دوران برای مقادیر متفاوت ضخامت سخت‌کننده ترسیم شده است که نتایج به صورت مقایسه‌ای در یک نمودار در کنار هم قرار داده شده است. همچنین به منظور مقایسه نتایج، لنگر پلاستیک نهایی محاسبه شده است که مقدار آن مساوی ZF_y می‌باشد، Z اساس مقطع پلاستیک تیر و دال مختلط است که برای هر سیستم با مقطع مختلف محاسبه شده است. برای مقایسه در شکل (۶) نتایج تحلیل اجزاء محدود سیستم تیر و دال مختلط در دو حالت متفاوت سخت‌کننده عرضی جان نشان داده شده است.

همانطور که در شکل (۶) مشاهده می‌گردد سخت‌کننده عرضی جان از دوران بال تحتانی تحت فشار جلوگیری کرده و باعث پایداری تیر شده است. به این نکته باید توجه داشت که ضخامت سخت‌کننده در مهار بال تحتانی تاثیر بسزایی دارد، همانطور که نشان داده شده سخت‌کننده با ضخامت کم تاثیر چندانی در مهار تیر نداشته و سخت‌کننده خود ناپایدار شده است. برای محاسبه ظرفیت باربری در سیستم تیر و دال مختلط با سخت‌کننده‌های متفاوت مقدار دوران بال تحتانی بدست آمده است. در شکل (۷) مقادیر بدست آمده از تحلیل به صورت منحنی لنگر-دوران برای مقادیر متفاوت ضخامت سخت‌کننده برای مقطع IPE200 به صورت مقایسه‌ای در یک نمودار در کنار هم قرار داده شده است.

از نتایج تحلیل ارائه شده چنین می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از سخت‌کننده عرضی جان لنگر بحرانی کمانش جانبی پیچشی را افزایش می‌دهد. به طور کلی استفاده از سخت‌کننده

سیستم‌های مورد مطالعه یکسان است؛ به‌طوریکه با افزایش ضخامت سخت‌کننده از ۱ میلی‌متر به ۳ میلی‌متر لنگر بحرانی به مقدار قابل توجهی افزایش می‌یابد، در حالی که افزایش ضخامت تا ۱۵ میلی‌متر افزایش چندانی در لنگر بحرانی ندارد. همچنین استفاده از سخت‌کننده به ضخامت ۱ میلی‌متر لنگر بحرانی را افزایش نمی‌دهد و در اصل تاثیر مهاری ندارد.

عرضی جان بال تحتانی را به خوبی مهار می‌کند و ظرفیت تیر را تا نزدیک لنگر نهایی پلاستیک بالا می‌برد. اگر نمودارهای لنگر دوران برای سیستم‌های تیر و دال مختلط با مقاطع IPE مختلف همانند شکل (۸) با هم مقایسه شود، خواهیم دید که به ازای تمامی مقاطع IPE روند افزایش مقاومت کمانش سیستم تیر و دال مختلط نسبت به افزایش ضخامت سخت‌کننده برای تمام

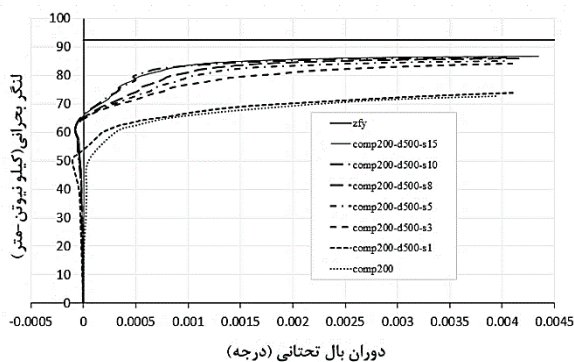


شکل ۶- کانتورهای تنش وان میس در تیر با ضخامت‌های مختلف سخت‌کننده

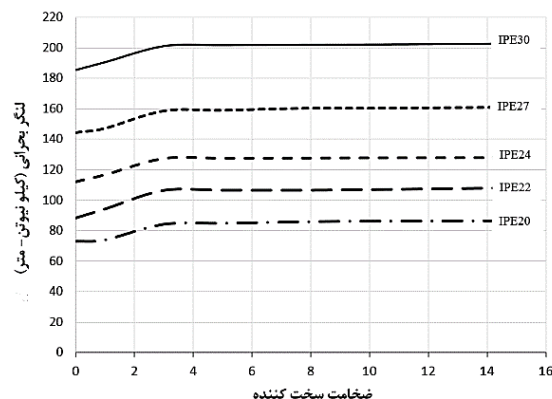
۴-۲- بررسی اثر محل قرارگیری سخت‌کننده

برای مشاهده اثر موقعیت سخت‌کننده بر ظرفیت کمانشی تیر در سیستم تیر و دال مختلط از مدل‌هایی با سخت‌کننده به ضخامت ۵ میلی‌متر که در فواصل مختلف از بر تکیه‌گاه قرار دارند استفاده شده است. مقادیر بدست آمده به صورت منحنی لنگر-دوران برای مقادیر متفاوت موقعیت سخت‌کننده ترسیم شده است که نتایج به صورت مقایسه‌ای در یک نمودار در کنار هم قرار داده شده است. برای مقایسه در شکل (۹) تغییر شکل بزرگ شده تیر در حالت قرارگیری سخت‌کننده در فواصل متفاوت، نشان داده شده است.

در شکل (۹) نتایج تحلیل برای تیر بدون سخت‌کننده، تیر با سخت‌کننده به فاصله ۱ متر از تکیه‌گاه و تیر با سخت‌کننده در فاصله نیم متری از تکیه‌گاه نشان داده شده است. همانگونه که دیده می‌شود، هنگامی که سخت‌کننده در فاصله ۱ متری از تکیه‌گاه قرار می‌گیرد با حالتی که سخت‌کننده استفاده نشده است تفاوت چندانی ندارد، ولی در حالت استفاده از سخت‌کننده در فاصله پنجاه سنتی متری بال تحتانی مهار شده و دوران کاهش یافته است. برای بررسی دقیق‌تر اثر موقعیت سخت‌کننده، مقدار لنگر بحرانی را در هر موقعیت سخت‌کننده نسبت به دوران بال در یک نمودار مطابق شکل (۱۰) تنظیم شده است.

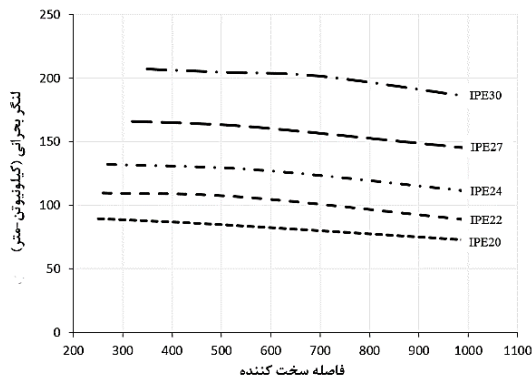


شکل ۷- نمودار لنگر-دوران با ضخامت‌های متفاوت سخت‌کننده برای مقطع IPE200



شکل ۸- تاثیر ضخامت سخت‌کننده بر لنگر بحرانی مقاطع IPE

نتیجه گرفت که استفاده از سخت‌کننده عرضی جان تا یک فاصله مشخص تاثیر مهاری روی تیر دارد و اگر فاصله سخت‌کننده از تکیه گاه از حدی بیشتر شود سخت‌کننده تاثیری در بهبود مقاومت کمانشی و مهار بال تحتانی نخواهد داشت؛ همچنین استفاده از سخت‌کننده در محدوده پلاستیک علی‌رغم افزایش مقاومت کمانشی تیر، عملکرد مناسبی برای سازه ندارد. اگر نمودارهای لنگر دوران برای سیستم‌های تیر و دال مختلط با مقاطع IPE مختلف همانند شکل (۱۱) با هم مقایسه شود، خواهیم دید که به ازای تمامی مقاطع IPE تاثیر موقعیت سخت‌کننده برای تمام سیستم‌های مورد مطالعه یکسان است. در نتیجه مطلوب‌ترین حالت برای قرارگیری سخت‌کننده در فاصله‌ی حداقل از محدوده مفصل پلاستیک احتمالی تیر می‌باشد.

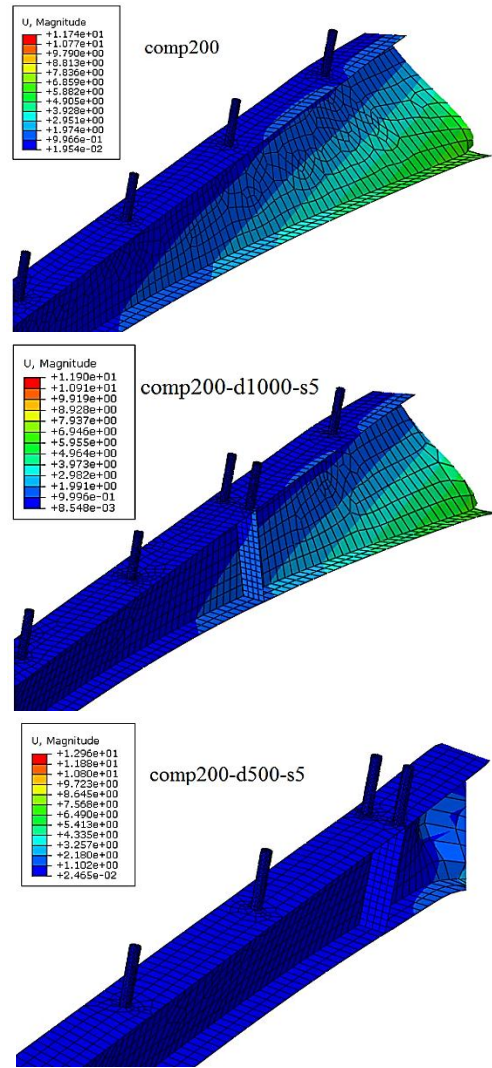


شکل ۱۱- تاثیر موقعیت‌های متفاوت سخت‌کننده بر لنگر بحرانی

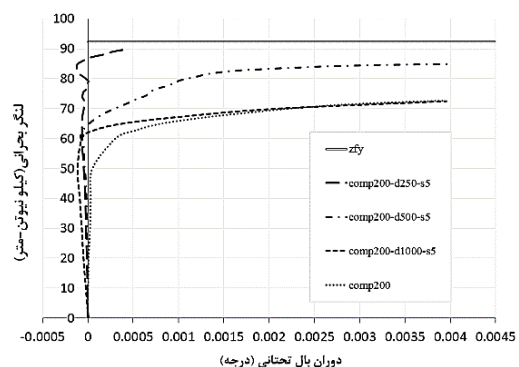
۴-۳- مقایسه نتایج با روابط آیین نامه

طبق روابط ارائه شده در آیین نامه AISC [۷]، مهار موثر به سختی مناسب و مقاومت کافی نیاز دارد. مقاومت مورد نیاز در این حالت از رابطه $P_{rb} = 0.008M_r C_d / h_o$ و سختی لازم از رابطه $\beta_{br} = \frac{4M_r C_d}{L_b h_o}$ محاسبه می‌گردد. M_r مقاومت خمشی لازم (نیوتن-میلی متر) می‌باشد و C_d ضریب اصلاح لنگر است که در خمش انحنای مضاعف برابر ۲ در نظر گرفته می‌شود و h_o فاصله بین بال‌ها و L_b طول مهار نشده می‌باشد. با ساده سازی روابط آیین نامه ضخامت مورد نیاز برای ارضای مقاومت به صورت $t = 0.072 \frac{z}{b^2}$ و ضخامت مورد نیاز برای ارضای ضابطه سختی به صورت $t = 0.0366 \frac{zh^2}{l_b b^3}$ محاسبه می‌گردد که در این روابط z اساس مقطع پلاستیک سیستم کامپوزیت، l_b طول مهار نشده، h طول سخت‌کننده، b عرض سخت‌کننده و t ضخامت سخت‌کننده می‌باشد. با توجه به نتایج جدول (۳) ملاحظه می‌شود که ضخامت مورد نیاز برای مهار بال تحتانی تیر در

نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد / ۱۰۱



شکل ۹- کانتورهای تغییر شکل جانبی در تیر با موقعیت قرارگیری متفاوت سخت‌کننده



شکل ۱۰- نمودار لنگر-دوران با موقعیت‌های متفاوت سخت‌کننده برای مقطع IPE200

از نتایج تحلیل ارائه شده برای سیستم تیر و دال مختلط در حالت قرارگیری سخت‌کننده در فواصل متفاوت، چنین می‌توان

بیان شد مشخص گردید که مقدار ضخامت ۳ میلی متر مطلوب ترین حالت را به دست می دهد، چرا که استفاده از مقادیر پایین تر اثر مطلوبی نداشته و مقادیر بالای آن نیز در افزایش بیشتر لنگر بحرانی چندان موثر نیستند؛ که این خود تاییدی بر دقت مناسب ضوابط طراحی آیین نامه AISC می باشد.

سیستم تیر و دال مختلط با مقاطع مختلف، مقدار یکسان ۳ میلی متر می باشد؛ یعنی برای مهار بال تحتانی بوسیله سخت کننده عرضی جان، سخت کننده با ضخامت ۳ میلی متر جوابگو است و مقدار ضخامت های بیشتر از آن باعث بهبود عملکرد مهارى سخت کننده نمی شود. از نتایج اجزاء محدود که در بخش قبل

جدول ۳- ضخامت مورد نیاز هر مقطع برای ارضای روابط آیین نامه

پارامتر	IPE200	IPE220	IPE240	IPE270	IPE300
Z_{comp} (mm ³)	۳۸۴۹۰۵	۴۶۳۷۸۳	۵۵۳۶۳۰/۸	۶۹۶۹۸۰/۶	۸۷۴۶۲۴/۵
l_b (mm)	۵۰۰	۵۴۰	۵۸۰	۶۴۰	۷۰۰
h (mm)	۱۸۳	۲۰۱/۶	۲۲۰/۴	۲۴۹/۶	۲۷۸/۶
b (mm)	۹۴/۴	۱۰۴/۱	۱۱۳/۸	۱۲۸/۴	۱۴۲/۹
$t_{strength}$ (mm)	۳/۰۷۲	۳/۰۳۷	۳/۰۷۸	۳/۰۰۶	۳/۰۸۴
t_{stiff} (mm)	۱/۱۲	۱/۱۳	۱/۱۵	۱/۱۷	۱/۲۱

۵- نتیجه گیری

نتایج حاصل از تحقیق عبارتند از:

- ۱- مدل سازی اجزاء محدود توانست روابط کمانش غیرخطی را به خوبی تحلیل کند.
- ۲- مدل سازی اجزاء محدود تیر و دال مختلط به همراه برشگیر رفتار این سیستم را به خوبی شبیه سازی می کند.
- ۳- سخت کننده های عرضی جان چنانچه همراه با زوج برشگیر به دال بتنی اتصال پیدا کنند، می توانند جایگزین سایر سیستم های مهار جانبی بال تحتانی تیر فولادی در سیستم تیر مختلط با دال بتنی شوند.
- ۴- ضخامت سخت کننده تا حدی که حداقل سختی برای جلوگیری از کمانش پیشگی جانبی را فراهم آورد، اهمیت دارد و ضخامت های بیشتر ورق های سخت کننده موجب افزایش مقاومت خمشی تیر مختلط نمی گردد. در مورد نمونه های بررسی شده که سیستم تیر و دال مختلط با پروفیل های IPE200, IPE220, IPE240, IPE270 و IPE300 بودند؛ روند افزایش مقاومت کمانش سیستم تیر و دال مختلط نسبت به افزایش ضخامت سخت کننده برای تمام سیستم های مورد مطالعه یکسان است و ضخامت بهینه سخت کننده های عرضی برابر ۳ میلی متر بدست آمده است.
- ۵- استفاده از سخت کننده عرضی جان تا یک فاصله مشخص تاثیر مهارى روی تیر دارد و اگر فاصله سخت کننده از تکیه گاه از حدی بیشتر شود سخت کننده تاثیری در بهبود مقاومت کمانشی و مهار بال تحتانی نخواهد داشت؛ همچنین استفاده از

سخت کننده در محدوده پلاستیک علی رغم افزایش مقاومت تیر، عملکرد مناسبی برای سازه ندارد. به ازای تمامی مقاطع IPE، تاثیر موقعیت سخت کننده برای تمام سیستم های مورد مطالعه یکسان است و در نتیجه مطلوب ترین حالت برای قرارگیری سخت کننده در حداقل فاصله از محدوده مفصل پلاستیک احتمالی در تیر.

۶- طبق روابط ارائه شده در آیین نامه AISC، مهار موثر برای جلوگیری از کمانش باید دارای سختی و مقاومت کافی باشد. بر اساس این روابط برای مهار بال تحتانی بوسیله سخت کننده عرضی جان، سخت کننده با ضخامت ۳ میلی متر جوابگو است و مقدار ضخامت های بیشتر از آن باعث بهبود عملکرد مهارى سخت کننده نمی شود. که این روابط با نتایج بدست آمده از مدل سازی اجزاء محدود کاملاً تطابق دارد.

۶- مراجع

- [1] Chen, W.F. (2007), "Plasticity in reinforced concrete", J. Ross Publishing.
- [2] Flint, A.R. (1951), "The influence of restraints on the stability of beams", The Structural Engineer, Vol. 29, pp. 235-246.
- [3] Winter, G. (1960), "Lateral bracing of columns and beams", Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. 125, pp. 807-826.
- [4] Trahair, N.S. and Nethercot, D. (1984), "Bracing requirements in thin-walled structures", Elsevier Applied Science Publishers, Developments in Thin-Walled Structures, Vol. 99, pp. 93-130.
- [5] Geng-Shu, T. and Shao-Fan, C. (1988), "Buckling of laterally and torsionally braced beams", Journal of Constructional



Steel Research, Vol. 11, pp. 41-55.

- [6] Yura, J.A. (2001), "Fundamentals of beam bracing", Engineering Journal-American Institute of Steel Construction, Vol. 38, pp. 11-26.
- [7] ANSI, A. (2010), AISC 341-10, Seismic provisions for structural steel buildings, Chicago (IL): American Institute of Steel Construction.
- [8] Yura, J., Helwig, T., Herman, R. and Zhou, C. (2008), "Global lateral buckling of I-shaped girder systems", Journal of structural engineering, Vol. 134, pp. 1487-1494.
- [9] Egilmez, O.O., Helwig, T.A. and Herman, R. (2011), "Buckling behavior of steel bridge I-girders braced by permanent metal deck forms", Journal of Bridge Engineering, Vol. 17, pp. 624-633.
- [10] Hibbit, K. Sorensen, Inc., (2005), ABAQUS/standard user's manual, version 6.5, Hibbit, Karlsson & Sorensen.
- [11] Chaudhari, S.V. and Chakrabarti, M.A. (2012), "Modeling of concrete for nonlinear analysis using finite element code ABAQUS", International Journal of Computer Applications, Vol. 44, pp. 14-18.

پی نوشت

¹ American institute of steel constructors

² Permanent metal deck form

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^۱ نام و نام خانوادگی مولف دوم^۲
- ♦ 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 زیر نویس 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
عنوان مقاله	Bold تیترا	۱۶

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها

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.	کمیته پذیرش
در جلسه هیأت مدیره مورخ مورد تایید قرار گرفت.	هیأت مدیره

تایید و امضاء

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 مراجعه نمایید.