



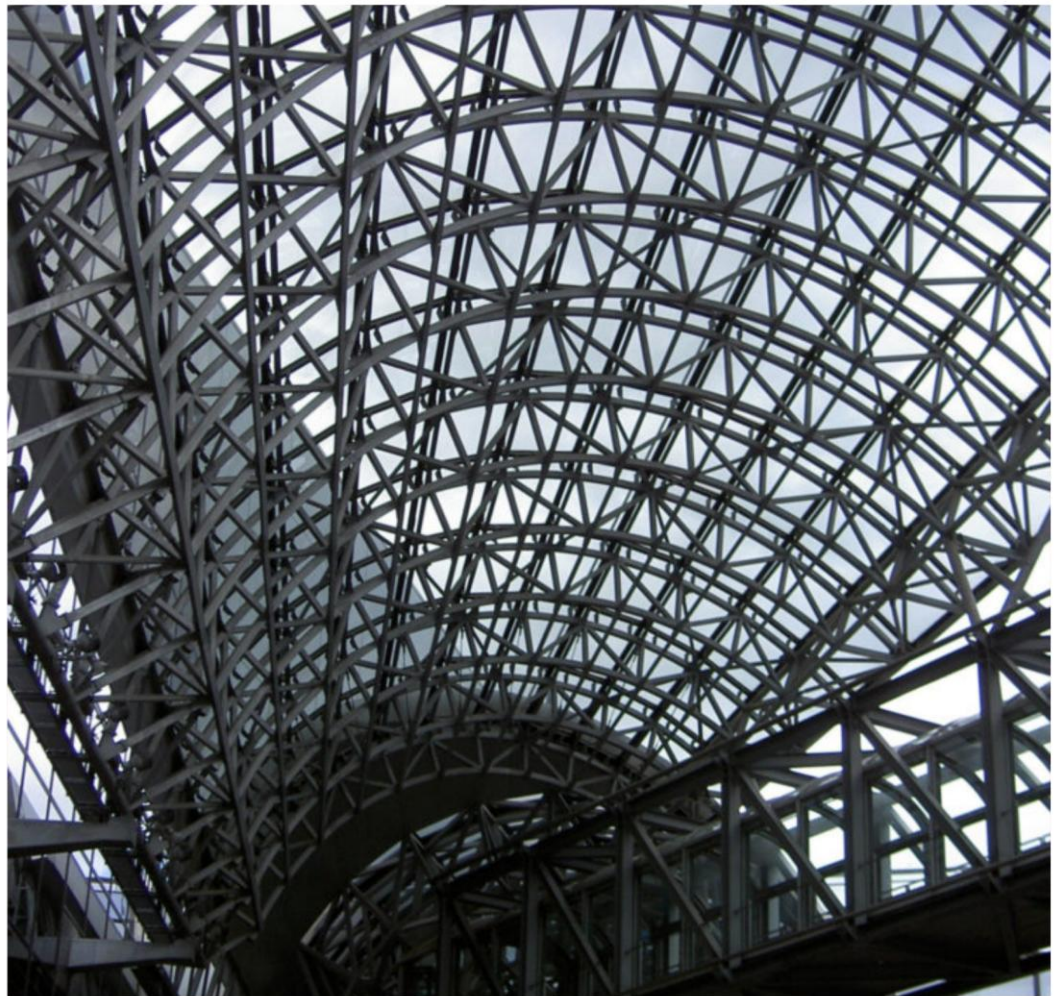
نشریه علمی

سازه و فولاد

زمستان ۱۴۰۴

دوره ۱۹، شماره ۵۰

Journalss.ir



پایش سلامت ساختمان‌های اسکلت فولادی موجود با اتصالات نیمه صلب خورجینی به روش به‌روزرسانی مدل اجزای محدود

امیر زایی بقلانی نژاد، محمد شکراللهی، موسی محمودی صاحبی

بهینه‌سازی ظرفیت برشی تیرهای ساخته‌شده از مقاطع دابل ناودانی فولادی سردنوردشده با بارشو در جان

نسترن حسینیجانی، حسین پرستش

مشارکت مسیرهای انتقال بار در اتصال تیر فولادی به ستون بتنی مربعی و دایره‌ای

نسرین بخشایش اقبالی، سید رسول میرقادری، محمد مهدی احمدی، زهرا باپیری

مروری بر تکامل روش‌های طراحی پایداری سازه‌های فولادی و فولادی پُرشده با بتن؛ از رویکرد طول مؤثر تا تحلیل مستقیم

نیلوفر بکرانی بالائی، سیامک ایپکچی، علیرضا صادقی راد

کاربرد الگوریتم بهینه‌سازی پرندگان شکاری (BPBO) در تعیین پارامترهای بهینه میراگرهای جرمی تنظیم‌شده برای کنترل لرزهای سازه‌ها

حبیب اله احمدی، سیدمهدی زهرایی

بررسی تأثیر گیرداری اتصال مهاربند با ورق اتصال گرهی (ورق گاست) بر رفتار قاب مهاربندی فولادی

سید محی‌الدین قدرتیان کاشان، مهدی قاسمی، سید حسن شربتدار حسینی



نشریه علمی
سازه و فولاد
Journal of
Steel & Structure

دوره ۱۹

شماره ۵۰

زمستان ۱۴۰۴

صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: پروفسور سیدرسول میرقادری

سردبیر: پروفسور مهدی قاسمیه

مدیر داخلی: مهندس نیما لطفی

امور گرافیکی: احسان ارضی

ویرایش و صفحه‌آرایی: مهندس زهره سادات فردطباطبایی

نشانی: تهران، بزرگراه شیخ فضل‌اله نوری، فاز ۲ شهرک

فرهنگیان، خیابان نارگل، خیابان شهید علی مروی، خیابان

حکمت، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، معاونت

آموزش و توسعه فناوری، انجمن سازه‌های فولادی ایران

شماره دفتر: ۰۲۱-۸۸۲۵۵۹۴۲ (داخلی ۵۶)

شماره همراه: ۰۹۰۱۹۹۴۳۳۰۱

نشانی سایت: journaliss.ir

اعضای هیئت تحریریه

پروفسور فرهاد دانشجو

پروفسور دکتر علی اکبر آقاکوچک

پروفسور مجتبی ازهری

دکتر علی مزروعی

پروفسور محسن گرامی

دکتر اباذر اصغری

پروفسور بهروز عسگریان

دکتر نادر فناپی

دکتر فرشید مالک قایینی

پروفسور محمد رضایی‌پژند

دکتر مجید جمال امیددی

دکتر محمد سهیل قبادی

دکتر سیامک ایپکچی

دکتر سیدعلی رضوی طباطبائی

اعضای هیئت تحریریه بین‌المللی

پروفسور ایمان حاجی رسولیها

دکتر شهاب‌الدین ترابیان

دکتر کامیار کیلداشتی

Journaliss.ir

فهرست مطالب

- ۵.....پایش سلامت ساختمان‌های اسکلت فولادی موجود با اتصالات نیمه‌صلب خورجینی به‌روش به‌روزرسانی مدل اجزای محدود
امیر زابری بغلانی نژاد، محمد شکراللهی، موسی محمودی صاحبی
- ۲۰.....بهینه‌سازی ظرفیت برشی تیرهای ساخته‌شده از مقاطع دویل ناودانی فولادی سردنوردشده با بازشو در جان.....
نسترن حسینجانی، حسین پرستش
- ۳۶.....مشارکت مسیرهای انتقال بار در اتصال تیر فولادی به ستون بتنی مربعی و دایره‌ای.....
نسرین بخشایش اقبالی، سید رسول میرقادری، محمد مهدی احمدی، زهرا باپیری
- ۵۰.....مروری بر تکامل روش‌های طراحی پایداری سازه‌های فولادی و فولادی پُرشده با بتن؛ از رویکرد طول مؤثر تا تحلیل مستقیم
نیلوفر بکرانی بالانی، سیامک ایپکچی، علیرضا صادقی راد
- ۶۹.....کاربرد الگوریتم بهینه‌سازی پرندگان شکاری (BPBO) در تعیین پارامترهای بهینه میراگرهای جرمی تنظیم‌شده برای کنترل لرزه‌ای سازه‌ها
حبیب اله احمدی، سیدمهدی زهرایی
- ۸۵.....بررسی تأثیر گیرداری اتصال مهاربند با ورق اتصال گرهی (ورق گاست) بر رفتار قاب مهاربندی فولادی.....
سید محی‌الدین قدرتیان کاشان، مهدی قاسمیه، سید حسن شربتدار حسینی



نشریه علمی

سازه و فولاد

Journal of
Steel & Structure



www.journaliss.ir

پایش سلامت ساختمان‌های اسکلت فولادی موجود با اتصالات نیمه‌صلب خورجینی به‌روش به‌روزرسانی مدل اجزای محدود

امیر زایری بغلانی نژاد^{۱*}، محمد شکراللهی^۱، موسی محمودی صاحبی^۲

۱- استادیار گروه سازه، دانشگاه صنعتی جندی شاپور دزفول، ایران

۲- استاد گروه سازه و زلزله، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران، ایران

*خوزستان، صندوق پستی ۶۴۶۱۵۳۳۴، a_zayeri@jsu.ac.ir

چکیده

اگرچه استفاده از اتصالات خورجینی در سازه‌های فولادی به دلیل محدودیت‌ها و اشکالات فنی در ایران تقریباً منسوخ شده است، ساختمان‌های با اهمیت بسیار در نقاط مختلف کشور وجود دارند که در گذشته با استفاده از این نوع اتصال ساخته شده‌اند. از آنجایی که مسئله تعمیر و نگهداری و پایش وضعیت سازه‌های موجود بر کسی پوشیده نیست، در این مقاله به موضوع شناسایی اطلاعات دینامیکی و پایش سلامت سازه‌های اسکلت فولادی با اتصالات نیمه‌صلب خورجینی پرداخته شده است. مدل‌سازی اتصالات خورجینی در نرم‌افزارهای اجزای محدود، یکی از چالش‌هایی است که در این زمینه وجود دارد. در این پژوهش، ابتدا روشی برای مدل‌سازی اجزای محدود این نوع سازه‌ها پیشنهاد شده است. در گام بعدی، مدل اجزای محدود مذکور، با استفاده از داده‌های به‌دست‌آمده از ارتعاشات دینامیکی سازه تحت بارهای محیطی به‌گونه‌ای کالیبره و به‌روزرسانی شده تا مدل به‌دست‌آمده، بیش‌ترین تطابق را با سازه واقعی داشته باشد. از مدل اجزای محدود به‌روزرسانی‌شده در موارد مختلفی از جمله، شناسایی آسیب پس از وقوع حوادث ناگهانی، بهینه‌سازی و تقویت سازه و پایش دوره‌ای سلامت آن می‌توان بهره جست. به‌منظور شرح و بررسی قابلیت‌های الگوریتم پیشنهادی، یک سازه سه طبقه واقعی مورد مطالعه قرار گرفت. پس از انجام تست‌های ارتعاشی، مدل اجزای محدود سازه مذکور تهیه و به‌روز رسانی شد. تحلیل نتایج، حاکی از تطابق قابل قبول اطلاعات دینامیکی مدل مذکور با سازه واقعی است.

واژگان کلیدی

اتصال نیمه‌صلب خورجینی، به‌روزرسانی مدل اجزای محدود، تست ارتعاشی، نویز

Health monitoring of existing steel frame buildings with semi-rigid saddle connections using finite element model updating method

A. Zayeri Baghlani Nejad, M. Shokrollahi, M. Mahmoudi Sahebi

Abstract

Although the use of saddle connections in steel structures has largely declined in Iran due to technical limitations, many significant buildings across the country were constructed using this method in the past. Ensuring the maintenance and structural health monitoring of these aging frameworks remains a critical concern. This study focuses on identifying dynamic characteristics and evaluating the integrity of steel frame structures with semi-rigid truss connections. One of the key challenges in this area is accurately modeling truss connections in finite element software. To address this, we propose a refined approach for finite element modeling of such structures. The model is then calibrated and updated using dynamic vibration data obtained from environmental loads, ensuring the closest possible representation of the real structure. The updated model is applicable in various scenarios, including post-incident damage assessment, structural optimization, reinforcement planning, and ongoing health monitoring. To validate the proposed methodology, a real three-story structure was examined through vibration tests. The prepared finite element model was updated accordingly, and analysis of the results demonstrated strong agreement between the model's dynamic characteristics and the actual structure, affirming the effectiveness of the proposed approach.

Keywords

Semi-Rigid Saddle Connection, Finite Element Model Updating, Vibration Test, Noise



۱- مقدمه

اتصال خورجینی، یکی از روش‌های متداول در ساخت سازه‌های فولادی در گذشته بوده که به دلیل سهولت اجرا، هزینه پایین و سرعت ساخت، محبوبیت زیادی داشته است. این نوع اتصال عمدتاً در ایران و برخی مناطق اسپانیا مورد استفاده قرار گرفته است. با این حال، زلزله منجیل در سال ۱۳۶۹ نشان داد که بسیاری از ساختمان‌هایی که دارای این نوع اتصال بودند، دچار تخریب گسترده شدند. دلیل این موضوع آن است که قاب‌های دارای اتصال خورجینی، صرفاً برای تحمل بارهای ثقلی طراحی می‌شوند و به دلیل مقداری گیرداری و عدم طراحی آن‌ها برای نیروهای جانبی، عملکرد مطلوبی در برابر زلزله ندارند. بنابراین، در ساختمان‌هایی که از این نوع اتصال استفاده می‌شود، لازم است بارهای جانبی به کمک مهاربندها مهار شوند یا اتصال به گونه‌ای تغییر یابد که توانایی تحمل نیروهای وارده را داشته باشد.

مطالعات مختلفی در مورد درک رفتار لرزه‌ای و طراحی سازه‌ها با اتصالات خورجینی انجام شده است [۱-۵]. مقدم، عملکرد این نوع سازه‌ها را در زلزله ۱۳۶۹ منجیل مطالعه کرده و توصیه‌هایی برای مقاوم‌سازی آن‌ها ارائه داده است [۶]. امیری و همکاران، عملکرد لرزه‌ای چنین سازه‌هایی را با استفاده از روش استاتیکی غیرخطی بررسی کرده و روشی برای مقاوم‌سازی اتصالات خورجینی پیشنهاد کرده‌اند [۷]. مطالعه آن‌ها نشان داد که سیستم بهبودیافته، قادر است عملکرد ایمنی زندگی را با حاشیه اطمینان نسبتاً بالا تأمین نماید.

حسینی هاشمی و حسن‌زاده، یک ساختمان فلزی با اتصالات خورجینی و میان‌قاب را که در زلزله بم آسیب دیده بود، با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی مطالعه کردند [۸]. آن‌ها از توصیه‌های FEMA-356 برای فرآیند ارزیابی استفاده کردند. نتایج، نشان‌دهنده تطابق خوبی بین رفتار کلی مدل غیرخطی و پاسخ مشاهده‌شده بود. آن‌ها نتیجه‌گیری کردند که در چنین سیستم پیچیده‌ای، میان‌قاب‌ها در جلوگیری از فروریختن سازه نقش دارند و بیش‌تر انرژی توسط آن‌ها جذب و دفع شده است.

مزروعی و همکاران، روشی برای تقویت اتصالات خورجینی با افزودن بال‌های بالایی و پایینی و ورق‌های اتصال پیشنهاد کردند. در این روش افزایش قابل‌توجهی در سختی اتصال به‌وجود آمد که منجر به عملکرد بهتری در مقایسه با روش‌های سنتی شد [۹]. شکیب و همکاران، آسیب‌پذیری لرزه‌ای و مقاوم‌سازی یک ساختمان فولادی ۱۹ طبقه با اتصالات نیمه‌صلب در شهر تهران را مورد بررسی قرار دادند [۱۰]. نتایج نشان داد که ساختمان به اندازه

کافی قوی است تا در برابر بارهای قائم مقاومت کند، اما مقاومت آن برای بارهای جانبی لرزه‌ای کافی نبود.

کیانی و همکاران، تحلیل غیرخطی دینامیکی افزایشی (IDA) بر روی مدل‌های ساختمانی سه و پنج طبقه با اتصالات خورجینی که شامل قاب‌های بدون بادبند با میان‌قاب آجری، قاب‌های با بادبندهای هم‌محور و قاب‌های با میان‌قاب آجری تحت تأثیر رکوردهای واقعی زمین‌لرزه انجام و نشان دادند که مقاوم‌سازی سازه‌های موجود بسیار حیاتی است [۱۱].

گنجی‌مراد و همکاران، یک اتصال خورجینی صلب با مقاطع تیر کاهش‌یافته را برای سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ارائه دادند [۱۲]. در این اتصال، دو تیر از کنار وجه‌های ستون عبور می‌کنند و به ستون از طریق صفحات عمودی متصل می‌شوند. آن‌ها برای برطرف‌نمودن مشکل کمناش موضعی جان و کمناش پیچشی جانبی و بهبود عملکرد اتصالات خورجینی با مقاطع تیر کاهش‌یافته و ورق‌های تقویت‌کننده جان استفاده نمودند.

میرقادری و دهقانی رنانی، با اضافه‌کردن صفحات قائم که به بال‌های ستون و تیر جوش می‌شوند، اتصالات خورجینی نیمه‌صلب را به اتصالات صلب تبدیل نمودند و نشان دادند که ظرفیت خمشی این اتصالات بیش‌تر از مقاومت خمشی تیرهای متصل است [۱۳]. بنابراین انعطاف‌پذیری ساختاری در این سیستم سازه‌ای، تحت تأثیر رفتار خمشی انتهای تیرها قرار دارد و رفتار کل اتصالات و همچنین ستون می‌تواند به‌طور نسبی الاستیک باقی بماند.

سلیمانی و بهنام‌فر، یک رابطه سه پارامتری برای لنگر اتصالی که **میرقادری و دهقانی رنانی** [۱۳] پیشنهاد کردند، ارائه نمودند [۱۴]. این سه پارامتر شامل سختی اولیه، سختی پلاستیک و لنگر مرجع بود.

مقدم و صدرآرا، خصوصیات مکانیکی اتصالات خورجینی شامل مکانیزم انتقال لنگر، سختی اولیه، لنگر تسلیم، لنگر حداکثر را با استفاده از نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل‌سازی عددی به‌دست آوردند و فرمول‌های تجربی برای پیش‌بینی این خصوصیات ارائه نمودند [۱۵]. آن‌ها همچنین روشی برای مقاوم‌سازی و بهبود خصوصیات مکانیکی اتصالات خورجینی موجود ارائه کردند [۱۶].

مصطفایی و مزروعی، رفتار هیسترتیک پنج نوع اتصال خورجینی بهسازی‌شده را مطالعه و روشی برای افزایش ظرفیت خمشی و سختی اتصال ارائه کردند [۱۷]. رفتار چرخه‌ای و معیارهای پذیرش اتصالات خورجینی متداول توسط **امیری و آقاکوچک** ارزیابی شد [۱۸]. آن‌ها نتیجه گرفتند که شکست



زود هنگام جوش‌های تیر و ستون در اتصالات خورجینی، علت اصلی کاهش ظرفیت خمشی است.

تهرانی زاده، آزمایش ارتعاش اجباری بر روی یک ساختمان چهار طبقه با مقیاس یک‌دوم با اتصالات خورجینی انجام داد تا پاسخ دینامیکی آن را شناسایی کند و نتیجه‌گیری کرد که برای اطمینان از پایداری جانبی سازه، به مهارهای جانبی در جهت‌های عمود نیاز است [۱۹].

کاظم و همکاران، خواص دینامیکی سازه شامل فرکانس‌های طبیعی، اشکال مودی و نسبت‌های میرایی یک ساختمان چهار طبقه با اتصالات خورجینی را قبل و بعد از بهسازی لرزه‌ای مورد بررسی و مقایسه قرار دادند [۲۰].

موصمی و همکاران، ارتعاش آزاد قاب‌ها با اتصالات خورجینی را مطالعه کردند. آن‌ها رفتار اتصالات را نیمه‌صلب فرض کرده و اتصالات را با فنرهای چرخشی مدل‌سازی نمودند [۲۱].

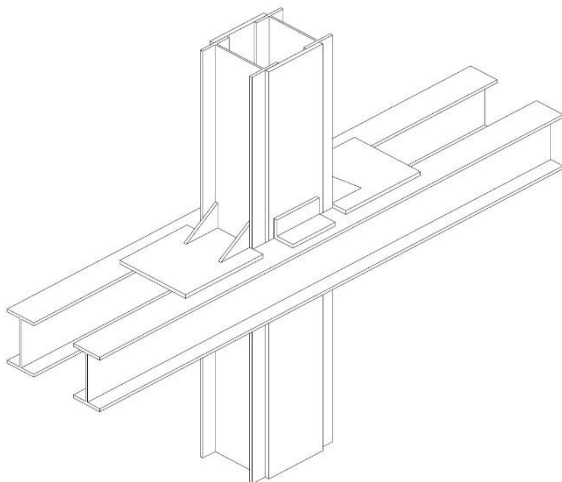
در سال‌های اخیر، پیش سلامت سازه و به‌روزرسانی مدل‌های عددی مبتنی بر داده‌های آزمایشگاهی به‌عنوان ابزارهایی کارآمد برای دستیابی به مدل‌های منطبق با رفتار واقعی سازه‌ها مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. در این رویکردها، اطلاعات مودال استخراج‌شده از پاسخ‌های ارتعاشی سازه تحت تحریک‌های محیطی، مبنای کالیبراسیون مدل اجزای محدود قرار می‌گیرد تا عدم قطعیت‌های ناشی از ساده‌سازی‌های مدل‌سازی، فرضیات اولیه مصالح و شرایط مرزی کاهش یابد. مطالعات متعددی نشان داده‌اند که مدل‌های به‌روزرسانی‌شده، علاوه بر افزایش دقت تحلیل‌های سازه‌ای، می‌توانند به‌عنوان زیرساختی قابل اعتماد برای پیش وضعیت، ارزیابی عملکرد و حتی شناسایی آسیب‌های احتمالی در سازه‌های موجود مورد استفاده قرار گیرند. با این حال، کاربرد این رویکردها در سازه‌های فولادی دارای اتصالات نیمه‌صلب خورجینی، به‌ویژه بر پایه داده‌های ارتعاشات محیطی، همچنان با کمبود مطالعات نظام‌مند مواجه است.

با وجود اینکه امروزه استفاده از اتصالات خورجینی در سازه‌های فولادی به‌ندرت مشاهده می‌شود، همچنان تعداد قابل توجهی از ساختمان‌های موجود در کشور با استفاده از این نوع اتصال ساخته شده‌اند. بررسی رفتار واقعی این سازه‌ها و دستیابی به مدلی عددی که بتواند پاسخ دینامیکی آن‌ها را با دقت مناسب بازتولید کند، از چالش‌های مهم در تحلیل و ارزیابی این دسته از ساختمان‌ها به‌شمار می‌رود. مطالعات پیشین، نشان می‌دهد که مدل‌سازی دقیق اتصالات خورجینی و کالیبراسیون مدل‌های اجزای محدود بر اساس داده‌های آزمایشگاهی و میدانی، کم‌تر

مورد توجه قرار گرفته است. در این پژوهش، با هدف رفع این خلأ، ابتدا یک مدل اجزای محدود مناسب برای قاب‌های فولادی دارای اتصال خورجینی ارائه می‌شود؛ سپس با بهره‌گیری از اطلاعات مودال استخراج‌شده از آزمایش‌های ارتعاشی سازه تحت تحریک‌های محیطی، الگوریتمی برای به‌روزرسانی و کالیبراسیون مدل عددی توسعه داده می‌شود تا بیش‌ترین تطابق ممکن میان مدل تحلیلی و رفتار واقعی سازه حاصل شود. مدل اجزای محدود به‌روزرسانی‌شده، مبنایی قابل اتکا برای انجام تحلیل‌های سازه‌ای مختلف فراهم می‌آورد و می‌تواند در کاربردهایی نظیر ارزیابی عملکرد سازه، تحلیل سناریوهای مختلف رفتاری و در صورت نیاز، پیش دوره‌ای تغییرات پاسخ دینامیکی سازه مورد استفاده قرار گیرد.

۲- مدل اجزای محدود قاب فولادی با اتصال خورجینی نیمه‌صلب

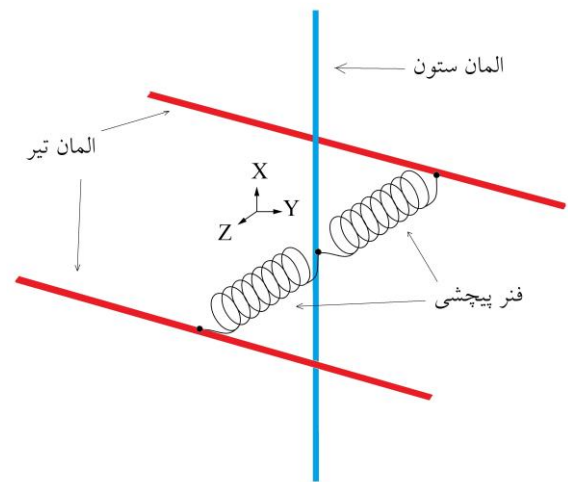
نشریه ۳۲۴ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی ایران تحت عنوان "ضوابط طراحی ساختمان‌های با اتصال خورجینی"، این نوع اتصالات را به دو دسته اتصالات ساده و گیردار دسته‌بندی می‌کند [۲۲]. شکل (۱) نحوه اجرای اتصال خورجینی گیردار بر اساس توصیه نشریه ۳۲۴ را نشان می‌دهد.



شکل ۱- نمایی از اتصال خورجینی گیردار طبق توصیه نشریه ۳۲۴ بر اساس دستورالعمل این نشریه، یک اتصال خورجینی زمانی می‌تواند به‌صورت کاملاً گیردار فرض شود که سختی چرخشی اولیه اتصال، بیش‌تر از ۲۰۰۰ تن‌متر بر رادیان بوده و اتصال قابلیت انتقال نیروهای افقی و قائم وارده و لنگر خمشی در حد ظرفیت خمشی تیر را داشته باشد.

اگرچه از نظر تئوری می‌توان اتصال با شرایط فوق‌الذکر را طراحی نمود، اما در عمل به دلایل مختلف از قبیل کاستی‌های اجرایی،

ممکن است گیرداری کامل حاصل نشود و اتصال به صورت نیمه‌صلب عمل کند. در چنین مواردی، نشریه ۳۲۴ توصیه می‌کند که سختی اتصال با استفاده از آزمایش و یا با تحلیل دقیق و در نظر گرفتن همه شرایط و محدودیت‌های اتصال، تعیین شود. از آنجایی که هدف از پژوهش حاضر، شناسایی وضعیت سازه‌های موجود با اتصالات خورجینی است، در این مقاله یک مدل اجزای محدود ساده شده به منظور مدل‌سازی این نوع اتصالات پیشنهاد شده است. شکل (۲) مدل اجزای محدود پیشنهادی را به صورت شماتیک نشان می‌دهد. مطابق این شکل در اتصال خورجینی نیمه‌صلب، تیر مورد نظر به صورت دو المان پیوسته گذرنده از طرفین ستون در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۲- مدل‌سازی اتصال نیمه‌صلب خورجینی با فنرهای پیچشی در محل اتصال مطابق با شکل، دو گره در تیرهای طرفین و یک گره در ستون توسط دو المان لینک به یکدیگر متصل می‌شوند. لینک‌های مذکور به صورت فنرهای پیچشی عمل کرده و از نظر انتقال و چرخش حول سایر محورها صلب در نظر گرفته می‌شوند:

$$\begin{aligned} U_X = 0 & \quad R_X = 0 \\ U_Y = 0 & \quad R_Y = 0 \\ U_Z = 0 & \quad R_Z = F(k) \end{aligned} \quad (1)$$

در این روابط (U) و (R) به ترتیب نشان‌دهنده جابه‌جایی و دوران حول محورهای X و Y و Z، هستند و (R_Z) تابعی از (k) یعنی سختی پیچشی المان لینک حول محور طولی آن است. مدل اجزای محدود مورد استفاده در این پژوهش از نقطه‌نظرات زیر دارای مزیت است:

۱- در نظر گرفتن دو المان تیر در طرفین ستون به حفظ پیوستگی تیرها و ستون‌های قاب و انطباق مدل با واقعیت کمک می‌کند.

۲- یکی از چالش‌ها در قاب‌های با اتصالات خورجینی، عدم تقارن بارگذاری بر روی تیرهای دو طرف یک ستون با چشمه باربر نامتقارن است که مدل مورد استفاده در این پژوهش به سادگی این موضوع را پوشش می‌دهد.

۳- المان لینک در نظر گرفته شده در مدل به سادگی با استفاده از نرم‌افزارهای اجزای محدود متداول از جمله SAP2000، Opensees و ... قابل پیاده‌سازی است.

۴- فنر پیچشی در نظر گرفته شده با توجه به نوع تحلیل مورد نظر، می‌تواند به صورت خطی یا غیرخطی تعریف شود. در این صورت سختی فنر مذکور باید با استفاده از یک روش مناسب تعیین شود.

۳- به‌روزرسانی مدل اجزای محدود

در بخش قبل، یک مدل اجزای محدود برای شبیه‌سازی اتصالات نیمه‌صلب خورجینی در قاب‌های فولادی معرفی شد. پیش از به‌کارگیری این مدل در تحلیل‌های مختلف، لازم است آن را متناسب با شرایط واقعی سازه مورد مطالعه به‌روزرسانی کرد. به بیان دیگر، ضروری است که صلبیت اتصال به گونه‌ای تعیین شود که رفتار دینامیکی مدل اجزای محدود، به رفتار واقعی سازه نزدیک باشد. برای این منظور، سختی فنرهای پیچشی مورد استفاده در مدل باید مشخص شود. در پژوهش حاضر، هدف مدل‌سازی سازه‌های اسکلت فلزی موجود مجهز به این نوع اتصال با استفاده از اطلاعات مودال است، به همین دلیل سختی پیچشی فنرها با فرض رفتار خطی تعیین می‌شود.

شکل (۳) مدل اجزای محدود یک قاب دودهانه دوطبقه را نشان می‌دهد که اتصالات آن با استفاده از مدل پیشنهادی در بخش قبل در نرم‌افزار SAP2000 مدل‌سازی شده‌اند. مشخصات هندسی و مکانیکی و بارگذاری این قاب به طور مفصل در بخش بعدی ارائه خواهد شد. در این بخش، هدف بررسی حساسیت اطلاعات مودال قاب نسبت به صلبیت اتصالات آن است. به همین منظور، سختی فنرهای پیچشی قاب در بازه ۱۰ تا ۵۰۰۰ تن متر بر رادیان تغییر داده شد و فرکانس طبیعی اول قاب برای مقادیر مختلف سختی‌ها محاسبه شد.

شکل (۴) نمودار تغییرات فرکانس طبیعی اول قاب را به ازای مقادیر مختلف سختی پیچشی اتصال نشان می‌دهد. همان‌طور که در این نمودار مشاهده می‌شود، تغییر صلبیت اتصال تأثیر قابل توجهی بر فرکانس طبیعی سازه دارد. به همین دلیل، در این پژوهش، فرکانس‌های طبیعی و شکل مودهای استخراج شده از آزمایش‌های ارتعاشی سازه برای به‌روزرسانی مدل اجزای محدود مورد استفاده قرار گرفته است.

ارتعاشی هستند، درحالی که $f_i(K)$ و $\phi_i(K)$ مقادیر متناظر به دست آمده از مدل اجزای محدود برای یک مقدار مشخص از بردار K است. همچنین تعداد مودهای در نظر گرفته شده در فرایند به روزرسانی مدل اجزای محدود با (n) نشان داده می شود. به کمک یک الگوریتم بهینه یابی مناسب، می توان مقدار بهینه بردار K را به گونه ای تعیین کرد که رفتار دینامیکی مدل اجزای محدود بیشترین تطابق را با سازه واقعی داشته باشد:

$$K = \text{Arg min}_K j(K) \quad (3)$$

شکل (۵)، فرایند به روزرسانی مدل اجزای محدود قاب فولادی با اتصالات نیمه صلب خورجینی را نشان می دهد.

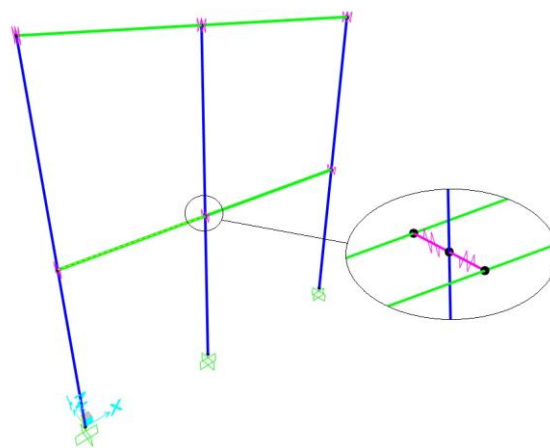


شکل ۵- الگوریتم به روزرسانی مدل اجزای محدود قاب فولادی با اتصالات نیمه صلب خورجینی

از مدل اجزای محدود به روزرسانی شده، می توان به منظور انجام مطالعات پایش سلامت سازه مورد مطالعه در آینده بهره جست.

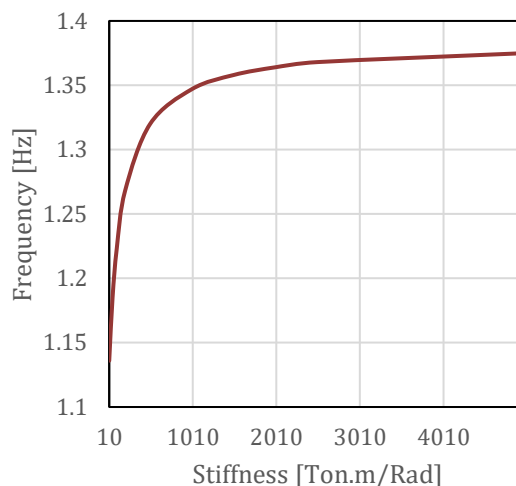
۴- بررسی یک مدل عددی

در این مقاله به منظور بررسی کارایی الگوریتم پیشنهادی و نیز نشان دادن نحوه پیاده سازی آن، در گام نخست یک مدل عددی مطابق با قاب دوبعدی نشان داده شده در شکل (۳) مورد توجه قرار گرفت. مشخصات هندسی و مکانیکی قاب مورد مطالعه مطابق با جدول (۱) است. در مدل سازی قاب در نرم افزار SAP2000، سختی پیچشی فنرهای اتصالات ستون میانی و ستون های کناری به ترتیب ۲۰۰۰ و ۱۵۰۰ تن متر بر رادیان در نظر گرفته شدند.



شکل ۳- مدل سازی قاب دوبعدی با اتصالات نیمه صلب خورجینی در نرم افزار SAP2000 با استفاده از المان Link

بررسی دقیق تر نمودار شکل (۴) نشان می دهد که به ازای سختی های بالاتر از ۲۰۰۰ تن متر بر رادیان، تغییر در اطلاعات مودال قاب بسیار کاهش یافته، به طوری که فرکانس طبیعی اول قاب تقریباً ثابت باقی می ماند. این موضوع، توصیه نشریه ۳۲۴ مبنی بر صلب در نظر گرفتن اتصالات خورجینی با سختی پیچشی بالاتر از ۲۰۰۰ تن متر بر رادیان را تأیید می نماید.



شکل ۴- تغییرات فرکانس اول قاب به ازای مقادیر مختلف سختی پیچشی اتصالات قاب

در این پژوهش، تابع هدف مبتنی بر اطلاعات مودال به منظور تعیین مقادیر بهینه سختی فنرهای پیچشی اتصال نیمه صلب خورجینی به صورت زیر تعریف شد:

$$j(K) = \sum_{i=1}^n \frac{(\hat{f}_i - f_i(K))^2}{(\hat{f}_i)^2} + \sum_{i=1}^n \frac{\|\hat{\phi}_i - \phi_i(K)\|^2}{\|\hat{\phi}_i\|^2} \quad (2)$$

در این رابطه، (K) یک بردار شامل سختی های پیچشی اتصالات خورجینی قاب است. مقادیر (\hat{f}_i) و $(\hat{\phi}_i)$ به ترتیب نشان دهنده فرکانس های طبیعی و شکل مود نام استخراج شده از آزمایش های

جدول ۱- مشخصات هندسی و مکانیکی و بارگذاری مدل عددی

نوع پارامتر	اختصاص
مقطع تیرها	2IPE16
مقطع ستون‌ها	IPB22
دهانه تیرها	3m, 4m
ارتفاع طبقات	3.5 m
نوع فولاد مصرفی	ST37
بار گسترده ثقلی هریک از تیرها	2.5 t/m

این انتخاب به دلیل محدودیت‌های اجرایی در پیاده‌سازی اتصالات صلب در انتهای دهانه‌ها صورت گرفته است. هدف از این مطالعه، تعیین سختی‌های مذکور با استفاده از الگوریتم پیشنهادی است. برای این منظور یک بار تصادفی با توزیع نرمال به‌عنوان ارتعاش محیطی به‌صورت یک سیگنال شتاب در تراز تکیه‌گاه‌های قاب به آن اعمال شد و پاسخ شتاب سازه در تراز دو طبقه به کمک آنالیز تاریخچه زمانی محاسبه شد. به عبارت دیگر، فرض شد که دو حسگر شتاب‌سنج در دسترس است که هر کدام در تراز یک طبقه و در انتهای دهانه قاب نصب شده‌اند. مدت زمان اعمال بار محیطی ۱۰ دقیقه و گام زمانی در تحلیل سازه برابر با ۰/۰۰۱ ثانیه در نظر گرفته شد. پاسخ‌های مذکور به‌عنوان اطلاعات دینامیکی به‌دست آمده از تست ارتعاشی سازه در نظر گرفته شدند. از آنجایی که در شرایط واقعی، اطلاعات دینامیکی اندازه‌گیری شده توسط حسگرها معمولاً آغشته به نویز هستند، به‌منظور شبیه‌سازی شرایط واقعی، پاسخ‌های شتاب محاسبه شده توسط نرم‌افزار به نویز سفید گوسی نیز آلوده شدند. برای این کار از تابع $awgn()$ در نرم‌افزار MATLAB استفاده شد. نسبت دامنه سیگنال به نویز (SNR) در این تابع برابر با ۴ در نظر گرفته شد. این میزان معادل نویزی با دامنه ۵۰ درصد است که در مسائل واقعی معمولاً مقدار بالایی محسوب می‌شود [۲۳]. سپس فرکانس‌ها و شکل مودهای اول و دوم قاب با استفاده از داده‌های مذکور به روش SSI محاسبه شد. این اطلاعات مودال، به‌عنوان داده‌های آزمایشگاهی شبیه‌سازی شده قاب در نظر گرفته شدند.

در مرحله بعد، اتصالات به سه گروه تقسیم شدند. بر اساس تصویر نشان داده شده در شکل (۳)، سختی اتصالات در ستون وسطی برای هریک از طبقات با (K_1) ، سختی اتصالات در ستون سمت راست در هریک از طبقات با (K_2) و سختی اتصالات در ستون سمت چپ برای هریک از طبقات با (K_3) نام‌گذاری شد. لذا بردار مجهولات مسئله به صورت $K = [K_1, K_2, K_3]$ تعریف

می‌شود. بنابراین، تابع هدف بر اساس اطلاعات مودال مربوط به دو مود طبیعی اول قاب تشکیل شد و به کمک برنامه نویسی API، برنامه کامپیوتری نوشته شده در محیط MATLAB به نرم‌افزار اجزای محدود SAP2000 مرتبط شد. با استفاده از تابع $fmincon()$ در محیط متلب، مقادیر پارامترهای مجهول به نرم‌افزار اجزای محدود فرستاده می‌شوند و اطلاعات مودال متناظر با آن‌ها به محیط برنامه نویسی برگردانده می‌شود. این فرایند تا مینیمم شدن تابع هدف و به دست آمدن بهترین مقادیر برای سختی‌ها ادامه پیدا می‌کند. جدول (۲) مقادیر خطای برآورد سختی فترها را برای قاب عددی مورد مطالعه نشان می‌دهد.

جدول ۲- مقادیر خطای برآورد سختی اتصالات در مدل عددی

سختی اتصال	مقدار خطای برآورد (درصد)
K_1	0.012
K_2	0.098
K_3	0.030

مقادیر جدول (۲) به خوبی بیانگر موفقیت الگوریتم پیشنهادی در برآورد سختی اتصالات نیمه‌صلب قاب عددی مورد مطالعه هستند. نتایج تحلیل‌های تکمیلی روی این مدل نشان داد که با کاهش دامنه نویز، خطای برآورد سختی اتصالات قاب به تدریج کاهش یافته و به صفر نزدیک می‌شود.

با این حال، مدل‌های واقعی عموماً از پیچیدگی بیشتری نسبت به مدل‌های عددی برخوردارند. حضور بادبندها، سختی تیغه‌ها و سایر اجزای غیرسازه‌ای ساختمان‌های دارای اتصالات خورجینی، فرایند برآورد سختی این اتصالات را به مراتب دشوارتر می‌سازد. از این رو، در این پژوهش به منظور ارزیابی دقیق‌تر الگوریتم پیشنهادی و شناسایی نقاط ضعف احتمالی آن، مدل اجزای محدود یک سازه واقعی به روزرسانی شد که در بخش بعد به تفصیل مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۵- به‌روزرسانی مدل اجزای محدود یک سازه سه طبقه

در این پژوهش، به منظور انجام مطالعه بر روی یک سازه واقعی، مدل اجزای محدود مربوط به یک ساختمان سه طبقه با اسکلت فولادی و اتصالات خورجینی مورد تحلیل قرار گرفت. شکل (۶) نمایی از ساختمان مورد مطالعه را نشان می‌دهد. ساختمان مذکور در بندر خرمشهر واقع شده و بیش از ۴۵ سال از عمر بهره‌برداری آن می‌گذرد. با وجود این، پایش سلامت سازه به منظور تداوم استفاده ایمن از آن برای کارفرما از اهمیت ویژه‌ای برخوردار بود. از این رو، تلاش شد تا مدل اجزای محدود سازه با بهره‌گیری از



الگوریتم پیشنهاد شده در این تحقیق و بر اساس شرایط واقعی ساختمان به روزرسانی شود.



شکل ۶- نمایی از ساختمان سه طبقه مورد مطالعه

بدین ترتیب امکان شناسایی نواقص یا آسیب‌های احتمالی در آینده از طریق مقایسه وضعیت کنونی با وضعیت پیشین سازه فراهم می‌شود.

سازه باربر مورد مطالعه، شامل یک اسکلت فولادی سه طبقه است که به واسطه درز انقطاعی با عرض تقریبی ۱۰ سانتی متر به دو نیم‌سازه کاملاً مستقل که در ادامه تحت عنوان نیم‌سازه‌های غربی و شرقی معرفی می‌شوند، تقسیم شده است. در این پژوهش، به روزرسانی مدل اجزای محدود هر دو نیم‌سازه ضرورت داشت؛ با این حال، به منظور اجتناب از تکرار مباحث و افزایش حجم مقاله، صرفاً روند مدل‌سازی و نتایج حاصل برای نیم‌سازه غربی ارائه می‌شود.

ساختمان مذکور شامل سه طبقه روی زمین بوده و فاقد زیرزمین است. سیستم فونداسیون به صورت پی گسترده اجرا شده است. پلان یکی از طبقات نیم‌سازه غربی به همراه یکی از قاب‌های آن در شکل (۷) ارائه شده است. در ادامه به شرح جزئیات تست‌های دینامیکی انجام شده، نحوه مدل‌سازی و نتایج به دست آمده پرداخته می‌شود.

۱-۵- مدل اجزای محدود اولیه

در فاز نخست پژوهش، بر اساس نقشه‌های اجرایی، یک مدل اجزای محدود اولیه با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 تهیه شد. در این مدل، ابتدا اجزای باربر سازه شامل تیرها، ستون‌ها و کف‌ها مدل‌سازی شدند. اتصال سازه به زمین در تراز پی به صورت مفصلی فرض شده و اثر اندرکنش خاک و سازه نادیده گرفته شد. در این ساختمان، اتصال تیرهای سقف در امتداد ضلع بلندتر به ستون‌ها به صورت خورجینی و در امتداد عمود بر آن، مفصلی اجرا شده‌اند و در هر دو راستا نیز تنها میان‌قاب‌ها وظیفه تأمین سختی

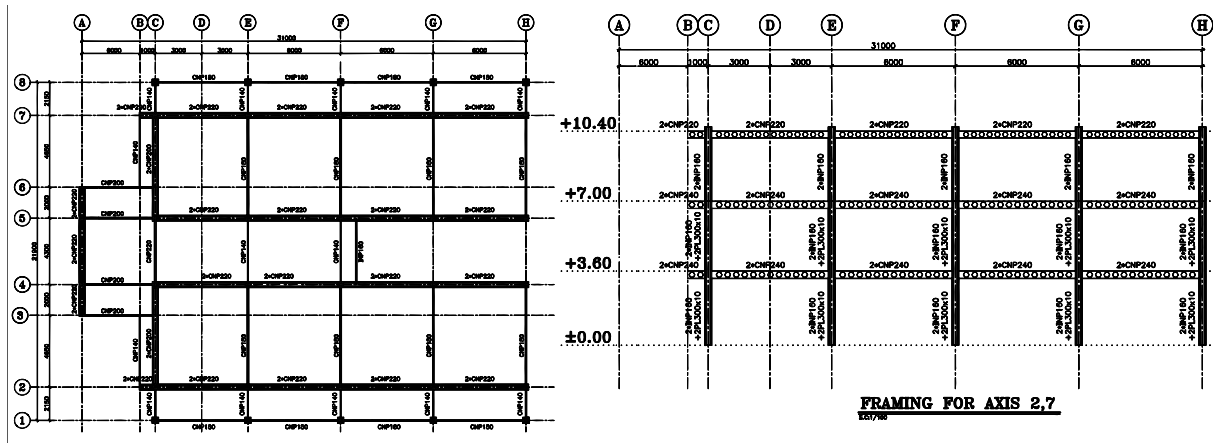
جانبی سازه را بر عهده دارند. بر اساس توصیه نشریه FEMA356 می‌توان میان‌قاب‌های بنایی را در ساختمان‌های اسکلتی با اعضای قطری فشاری مدل‌سازی نمود. بر این اساس، به منظور لحاظ نمودن نقش میان‌قاب‌ها در سختی جانبی سازه، این عناصر در مدل اولیه به صورت بادبندهای معادل در نظر گرفته شدند. همچنین، اتصالات خورجینی مطابق توضیحات ارائه شده در بخش‌های پیشین به کمک فنرهای پیچشی مدل‌سازی شد. از آنجا که هدف اصلی این پژوهش طراحی سازه نبوده است، جرم هر یک از طبقات به صورت یک بار گسترده معادل، شامل ترکیبی از بارهای مرده، زنده و سربار تیغه‌بندی، با ضریب واحد در نظر گرفته شد. با توجه به این توضیحات در مرحله به‌روزرسانی مدل اجزای محدود، سه پارامتر شامل سختی بادبندهای معادل، بار گسترده طبقات و سختی فنرهای پیچشی به عنوان مجهولات مسئله در نظر گرفته شده و فرآیند به‌روزرسانی بر اساس آن‌ها انجام خواهد گرفت. شکل (۸) نمایی از مدل‌سازی میان‌قاب‌های ساختمان به کمک بادبندهای معادل را در پلان طبقات نشان می‌دهد.

۲-۵- استخراج اطلاعات مودال سازه

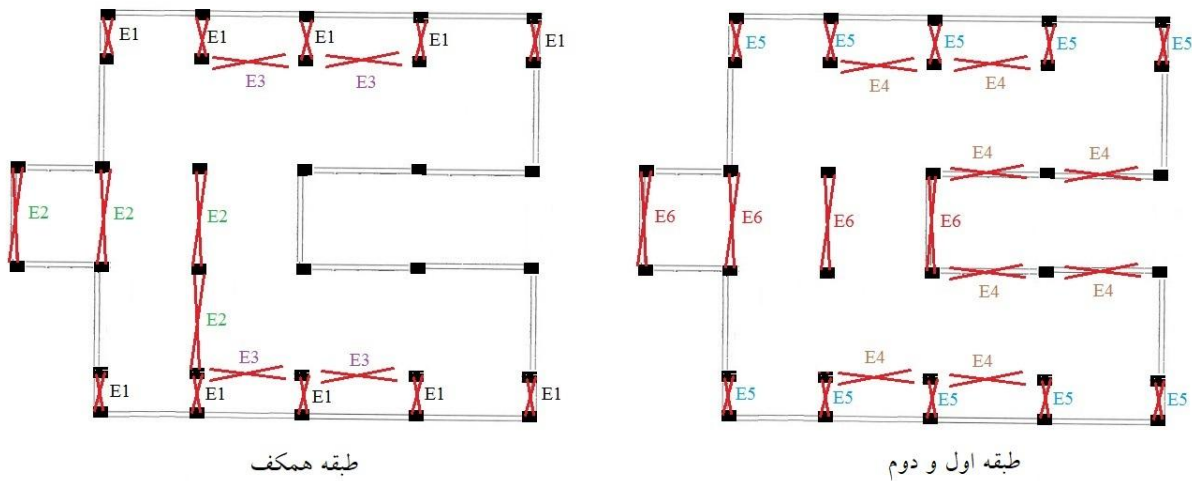
در این پژوهش استخراج مشخصات مودال سازه، بر پایه تحلیل ارتعاشات محیطی حاصل از آزمایش‌های دینامیکی انجام گرفت. قبل از شروع آزمایش‌ها نیاز به جمع‌آوری اطلاعات اولیه در خصوص سازه است. برای این منظور ابتدا مدل اجزای محدود سازه مورد بررسی قرار گرفت. نتایج آنالیز مودال بر روی مدل اجزای محدود نیم‌سازه غربی ساختمان مورد مطالعه نشان داد که فرکانس‌های متناظر با شش مود اولیه در بازه فرکانسی [۰-۱۵] هرتز قرار دارند. این نتایج، همراه با بررسی شکل مودهای سازه، اطلاعات ارزشمندی را در خصوص نحوه چیدمان حسگرها و تعیین نرخ نمونه‌برداری داده‌ها برای انجام آزمایش فراهم نمود. بر اساس بررسی‌های صورت گرفته، برای ثبت پاسخ ارتعاشی سازه از شش عدد شتاب‌سنج دیجیتال سه‌محوره ساخت شرکت لرزه‌نگار پارسیان استفاده شد. حساسیت این شتاب‌سنج‌ها تقریباً برابر با $10^{-5} \times 3/86$ متر بر مجذور ثانیه است که آن‌ها را قادر به ثبت ارتعاشات محیطی سازه با دامنه بسیار کوچک می‌کند. نرخ نمونه‌برداری داده‌ها برابر با ۲۰۰ هرتز انتخاب شد. بر این اساس، فرکانس نایکویست داده‌های ثبت شده برابر با ۱۰۰ هرتز است. با توجه به اینکه فرکانس مودهای مورد نظر بر اساس مدل اجزای محدود اولیه در بازه [۰-۱۵] هرتز قرار دارند، انتخاب نرخ نمونه‌برداری یادشده، مناسب ارزیابی می‌شود؛ چراکه حدود ۱۳

انتهای ساختمان با هدف ثبت مودهای پیچشی، علاوه بر مودهای خمشی، انجام گرفته است.

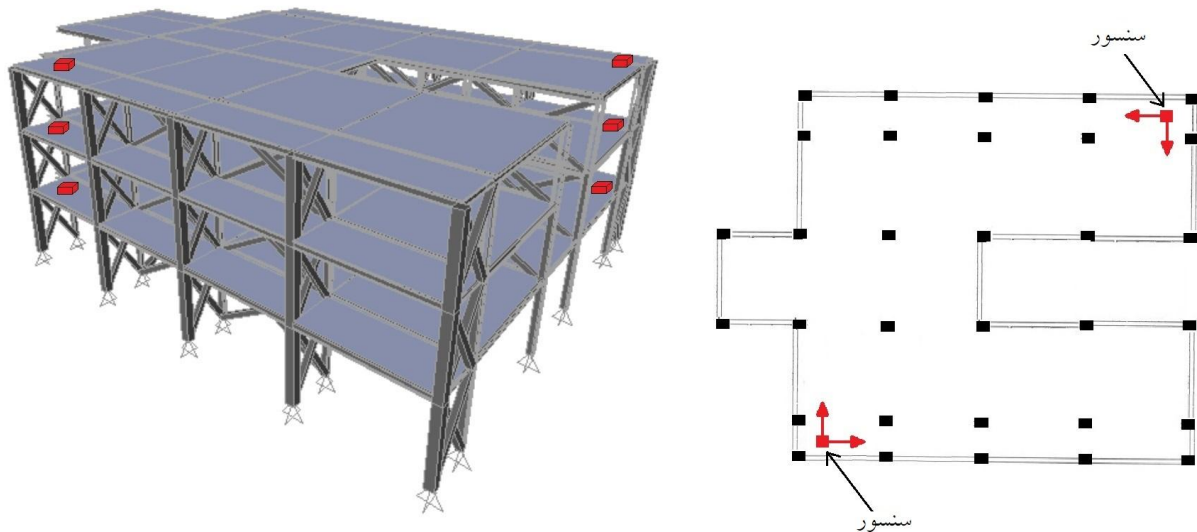
برابر بزرگتر از بیشینه فرکانس‌های مودال سازه است. بنابراین داده‌های ثبت شده فاقد خطای تداخل فرکانسی خواهند بود. شکل (۹) نمایی از مدل اجزای محدود اولیه نیم‌سازه غربی در محیط نرم‌افزار SAP2000 و محل نصب حسگرها در پلان طبقات را نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که قرارگیری حسگرها در دو



شکل ۷- پلان یکی از طبقات نیم‌سازه غربی به همراه یکی از قاب‌های آن در ساختمان سه طبقه مورد مطالعه



شکل ۸- میان‌قاب‌های معادل‌سازی شده با اعضای قطری در نیم‌سازه غربی ساختمان مورد مطالعه



شکل ۹- محل و جهت نسب حسگرها در آزمایش ارتعاش محیطی نیم‌سازه غربی ساختمان

نمودار شکل (۱۱) یک قطعه از سیگنال‌های شتاب ثبت شده توسط حسگرها به طول ۱۰۰۰ ثانیه را نشان می‌دهد که دامنه ارتعاشات محیطی سازه مورد مطالعه به صورت میانگین جذر مربعات (RMS)^۱ سیگنال روی آن مشخص شده است. لازم به ذکر است که قله‌های ظاهر شده در سیگنال، مربوط به ارتعاش ساختمان در لحظاتی است که خودروهای سنگین از روی سرعت‌گیر مقابل ساختمان عبور نموده و باعث ایجاد لرزش شدید در سازه شده‌اند. به منظور بررسی سطح ارتعاشات محیطی ساختمان، مقادیر دامنه سیگنال‌های شتاب ثبت شده در هر سه طبقه ساختمان و در دو راستای اصلی سازه به صورت RMS محاسبه شد که در جدول (۳) ارائه شده است. همان‌طور که انتظار می‌رود، دامنه ارتعاشات محیطی از بالاترین طبقه به پایین‌ترین طبقه کاهش می‌یابد، به طوری که حداکثر RMS شتاب برابر با 1.3836×10^{-4} و حداقل آن برابر با 7.0153×10^{-5} متر بر مجذور ثانیه است.

جدول ۳- دامنه ارتعاشات محیطی سازه در طبقات و جهات مختلف

شماره طبقه	RMS سیگنال‌های شتاب در جهت x (m/s ²)	RMS سیگنال‌های شتاب در جهت y (m/s ²)
1	7.0153E-05	7.0975e-05
2	8.9906E-05	9.3288e-05
3	1.1829E-04	1.3836E-04

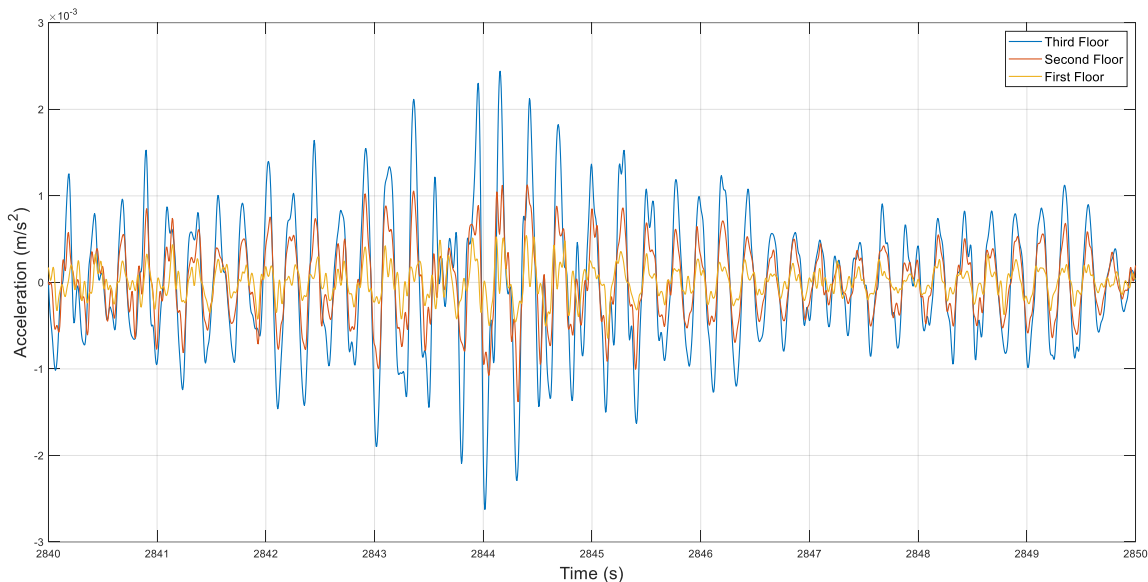
در گام بعدی پروژه، داده‌های به دست آمده از تست ارتعاش محیطی، تحت عملیات پردازش سیگنال قرار گرفتند تا بتوان به کمک آن‌ها اطلاعات مودال ساختمان شامل فرکانس‌های طبیعی، نسبت‌های میرایی و شکل مودها را استخراج نمود. نکته مهم در ثبت پاسخ ارتعاشی سازه، هم‌زمانی داده‌ها و یا اصطلاحاً سینک‌بودن حسگرها به هنگام برداشت است. در این پژوهش، هم‌زمان‌سازی داده‌ها به صورت سخت‌افزاری و از طریق یک آنتن محلی مشترک برای کلیه حسگرها انجام شده است. خروجی هر حسگر، به‌ازای هر داده برداشت شده، شامل یک رکورد با دو جزء مشخص است: زمان ثبت داده (با دقت میلی‌ثانیه) و مقدار شتاب اندازه‌گیری شده. پس از برداشت داده‌ها، به کمک یک برنامه کامپیوتری، تطابق زمانی رکوردهای ثبت شده توسط حسگرهای مختلف بررسی شد تا از نظر وجود هرگونه اختلال یا عدم انطباق زمانی، اطمینان حاصل شود. در نهایت، تنها بازه‌های زمانی پیوسته‌ای از سیگنال‌ها که از نظر انطباق زمانی، معتبر تشخیص داده شدند، در مراحل بعدی تحلیل مودال مورد استفاده قرار گرفتند. شکل (۱۰) مقایسه بین داده‌های ارتعاشی به دست آمده از سه حسگر واقع در طبقات اول تا سوم را در نیم‌سازه غربی در جهت عرضی ساختمان نمایش می‌دهد. دقت در این شکل، نشان می‌دهد که علاوه بر انطباق زمانی مناسب داده‌ها، همان‌طور که انتظار می‌رود دامنه ارتعاشی سازه با افزایش شماره طبقه نیز افزایش می‌یابد.

^۱ Root Mean Square

اشکال مودهای سازه، تحت تأثیر اختلاف فاز قرار نگرفته و اعتبار آن‌ها حفظ می‌شود.

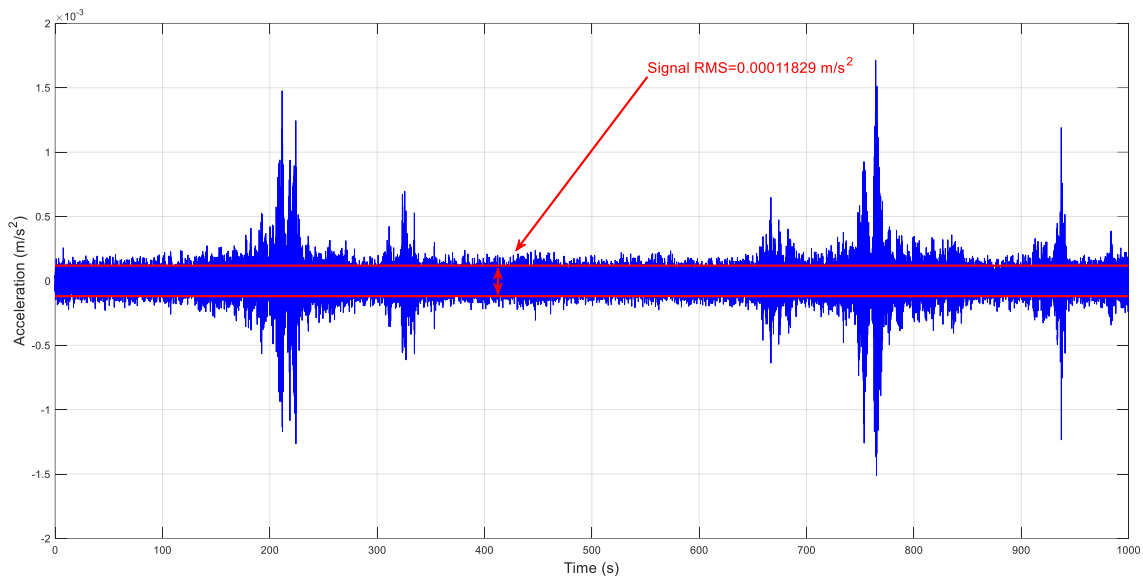
لازم به ذکر است که در این پژوهش، به منظور شناسایی مؤلفه‌های فرکانسی ناشی از عملکرد تجهیزات مکانیکی ساختمان، ابتدا تحلیل طیفی سیگنال‌های ثبت شده انجام شد و فرکانس‌های غالبی که رفتار پایداری در طول زمان داشته و با الگوی مودال سازه هم‌خوانی نداشتند، شناسایی شدند. این مؤلفه‌ها با مقایسه نتایج چند رکورد مستقل و بررسی ثبات فرکانسی آن‌ها تشخیص داده شدند. پس از شناسایی این فرکانس‌ها که معمولاً به منابع تحریک مکانیکی موضعی نسبت داده می‌شوند، اثر آن‌ها با انتخاب بازه‌های زمانی مناسب و نیز اعمال فیلترگذاری در حوزه فرکانس کنترل شد، به گونه‌ای که تنها پاسخ سازه ناشی از ارتعاشات محیطی در مراحل بعدی تحلیل مودال مورد استفاده قرار گیرد.

در پردازش اولیه داده‌ها برای اصلاح خط مبنا و کاهش اثرات نویز اندازه‌گیری، مقدار میانگین داده‌ها از آن‌ها حذف شد. سپس همه داده‌ها از فیلتر میان‌گذر باترورث مرتبه ۸ با باند گذر [۱-۲۰] هرتز عبور داده شدند. در این پژوهش، به منظور جلوگیری از ایجاد اختلاف فاز، فیلتر باترورث با استفاده از تابع $\text{filtfilt}()$ در نرم‌افزار متلب به صورت دوطرفه^۱ روی سیگنال‌ها اعمال شد. استفاده از این روش باعث حذف جابه‌جایی فاز می‌شود و پاسخ فیلتر از نظر فاز خستگی خواهد بود. بدین ترتیب، سیگنال‌های پردازش شده فاقد اختلاف فاز ناشی از فیلتر هستند و تنها دامنه فرکانس‌های خارج از باند مورد نظر کاهش می‌یابد. برای اطمینان از نتیجه، مقایسه‌ای بین سیگنال خام و سیگنال فیلتر شده نیز انجام شد تا این اطمینان حاصل شود که هیچ اختلاف زمانی یا تغییر فازی در اثر فیلتر کردن داده‌ها به وجود نمی‌آید؛ بنابراین نتایج استخراج شده، از جمله

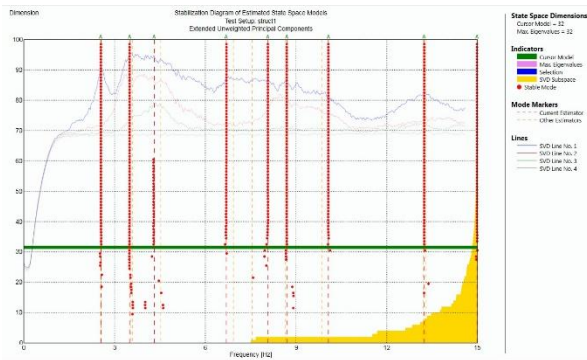


شکل ۱۰- کنترل هم‌زمانی پاسخ‌های ارتعاشی ثبت شده در طبقات مختلف نیم‌سازه غربی سازه

¹ Forward-Backward



شکل ۱۱- یک سیگنال ارتعاشی ثبت شده در طبقه سوم نیم‌سازه غربی در جهت x ساختمان



شکل ۱۲- نمودار پایداری مودهای به‌دست‌آمده از روش SSI-UPCX

برای داده‌های ارتعاشی مربوط به نیم‌سازه غربی همان‌طور که ملاحظه می‌شود، نرم‌افزار با استفاده از روش SSI-UPCX تعداد هشت مود پایدار را با استفاده از این روش در باند فرکانسی [۰-۱۵] هرتز شناسایی نموده است. علاوه بر این، به‌کمک روش EFDD نیز تعداد شش مود طبیعی به‌روش جستار قله برای نیم‌سازه غربی شناسایی شد. از این شش مود برای به‌روزرسانی مدل اجزای محدود در مرحله بعد استفاده شد.

۳-۵- به‌روزرسانی مدل اجزای محدود

پس از به‌دست‌آوردن اطلاعات مودال سازه، به‌روزرسانی مدل اجزای محدود اولیه در دستور کار قرار گرفت. برای شروع کار، مقایسه‌ای بین اطلاعات مودال به‌دست‌آمده از آزمایش و مدل

در مرحله بعد برای تخمین چگالی‌های طیفی (PSD)^۱، هر سیگنال به چندین تکه با تعداد ۱۰۲۴ داده و ۶۶ درصد هم‌پوشانی تقسیم شد و از PSDهای حاصل، میانگین‌گیری به‌عمل آمد تا نمودارهای چگالی طیفی هموارتری به‌دست آید. همچنین به‌منظور افزایش وضوح^۲ نمودارهای چگالی طیفی، عمل بازنمونه‌برداری^۳ با فرکانس ۲۵ هرتز روی آن‌ها انجام شد. در نهایت تجزیه مقدار تکین (SVD)^۴ روی ماتریس PSDها انجام شد. لازم به ذکر است که عملیات پردازش اولیه سیگنال‌ها به‌کمک نرم‌افزار تجاری ARTEMIS صورت گرفت. پس از پردازش اولیه سیگنال‌ها، از دو روش تجزیه دامنه فرکانس پیشرفته (EFDD)^۵ و شناسایی زیرفضای تصادفی (SSI)^۶ برای استخراج اطلاعات مودال سازه استفاده شد. شکل (۱۲) نمودارهای SVD مربوط به داده‌های به‌دست‌آمده از تست ارتعاشی در باند فرکانسی [۰-۱۵] هرتز و نمودار پایداری روش SSI-UPCX را به‌صورت منطبق بر نمودارهای روش EFDD برای نیم‌سازه غربی نشان می‌دهد.

¹ Power Spectral Density

² Resolution

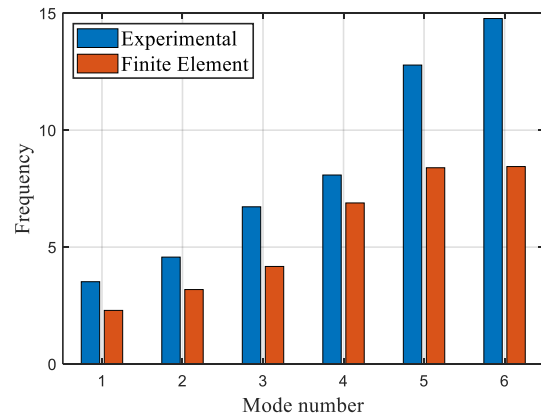
³ Resampling

⁴ Singular Value Decomposition

⁵ Enhanced Frequency Domain Decomposition

⁶ Stochastic Subspace Identification

اجزای محدود اولیه انجام شد. شکل (۱۳) نمودار مقایسه شش فرکانس اول مدل اجزای محدود اولیه را با فرکانس‌های سازه واقعی برای نیم‌سازه غربی ساختمان مورد مطالعه نشان می‌دهد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، اختلاف زیادی بین نتایج وجود دارد. دلایل مهم این اختلاف، عدم تطابق سختی میان‌قاب‌های سازه با سختی اعضای قطری در نظر گرفته شده در مدل اولیه، عدم تطابق سختی اتصالات خورجینی با سختی اولیه فنرهای پیچشی مدل‌سازی شده و نیز اختلاف جرم واقعی طبقات سازه با جرم اولیه در نظر گرفته شده در نرم‌افزار است.



شکل ۱۳- مقایسه فرکانس‌های مدل اجزای محدود اولیه نیم‌سازه غربی با فرکانس‌های سازه واقعی

برای شروع فرایند به‌روزرسانی، همه اعضای قطری متناظر با میان‌قاب‌های سازه، با سطح مقطع مربعی با اضلاع ۲۵ سانتی‌متر در نظر گرفته شدند و مدول الاستیسیته این اعضا، با مقدار اولیه $E_{initial}=25$ GPa به‌عنوان مجهول در نظر گرفته شد تا در طول فرایند به‌روزرسانی مدل اجزای محدود، مقدار مناسب آن به‌دست آید. این پارامتر در فرایند به‌روزرسانی مدل اجزای محدود به‌صورت $\theta_i E$ در نظر گرفته شد که θ_i ضریب به‌روزرسانی مدول الاستیسیته عضو قطری مورد نظر است. بار ثقیل کف طبقات به‌عنوان دومین مجهول در به‌روزرسانی مدل اجزای محدود است که مقدار اولیه برای بار ثقیل طبقات (مجموع بار مرده و زنده و پارتیشن‌ها) برابر با $W_{initial}=800$ Kg/m² در نظر گرفته شد. این پارامتر نیز در فرایند به‌روزرسانی مدل اجزای محدود به‌صورت $\theta_i W$ در نظر گرفته شد که θ_i ضریب به‌روزرسانی بار ثقیل سقف مورد نظر است. سومین دسته از مجهولات مسئله، سختی فنرهای پیچشی است که بایستی مناسب‌ترین مقدار آن‌ها در فرایند به‌روزرسانی تعیین شود. مقدار اولیه سختی پیچشی تمام فنرها برابر با $K_{initial}=2000$ ton.m/rad در نظر گرفته شد. این پارامتر نیز در فرایند به‌روزرسانی مدل اجزای محدود به‌صورت $\theta_i K$

لحاظ شد که θ_i ضریب به‌روزرسانی سختی اتصال مورد نظر است.

بر اساس توضیحات فوق، پارامترهای انتخاب شده به‌منظور به‌روزرسانی مدل اجزای محدود اولیه شامل موارد زیر هستند:

- ضرایب مربوط به به‌روزرسانی مدول الاستیسیته اعضای قطری ($\theta_1=E_{FEM}/E_{initial}$ تا $\theta_6=E_{FEM}/E_{initial}$) (شکل (۸)).

- ضریب مربوط به به‌روزرسانی بار گسترده کف طبقات اول و دوم ($\theta_7=W_{FEM}/W_{initial}$)

- ضریب مربوط به به‌روزرسانی بار گسترده بام ($\theta_8=W_{FEM}/W_{initial}$)

- ضریب مربوط به به‌روزرسانی سختی اتصالات ستونهای میانی در قابها ($\theta_9=K_{FEM}/K_{initial}$)

- ضریب مربوط به به‌روزرسانی سختی اتصالات ستون‌های انتهایی در قابها ($\theta_{10}=K_{FEM}/K_{initial}$)

با توجه به موارد فوق، تعداد پارامترهای مدل برای به‌روزرسانی عدد ۱۰ است که به‌صورت بردار مجهولات $\theta=[\theta_1, \theta_2, \theta_3, \dots, \theta_{10}]$ در نظر گرفته می‌شوند. فرایند به‌روزرسانی با مقدار اولیه پارامترهای $E_{initial}$ ، $W_{initial}$ و $K_{initial}$ شروع می‌شود و بر اساس ضرایب θ_i به‌دست آمده، مقادیر نهایی پارامترهای E_{FEM} ، W_{FEM} و K_{FEM} تعیین می‌شوند.

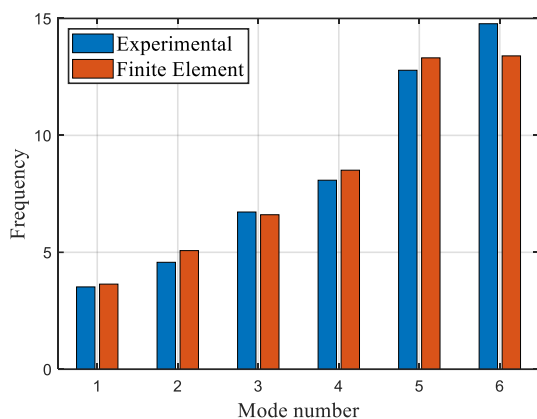
جدول ۴- مقادیر پارامترهای بهینه‌یابی قبل و بعد از به‌روزرسانی مدل

پارامتر	واحد	مقدار اولیه	مقدار بروز شده	نسبت تغییر (θ_i)
E1	kg/cm ²	250000	117421.11	0.47
E2	kg/cm ²	250000	248437.92	0.99
E3	kg/cm ²	250000	304578.51	1.22
E4	kg/cm ²	250000	62248.88	0.25
E5	kg/cm ²	250000	189619.13	0.76
E6	kg/cm ²	250000	117046.15	0.47
w1	kg/m ²	800	411.5	0.51
w2	kg/m ²	800	561.2	0.70
k1	ton.m/rad	2000	1723	0.86
k2	ton.m/rad	2000	1501	0.75

در ادامه، از رابطه (۲) برای به‌دست آوردن بهینه‌ترین مقدار پارامترها استفاده شد. به‌عبارت دیگر به‌روزرسانی پارامترهای مجهول، به‌صورتی انجام شد که اختلاف بین شش شکل مود اول و فرکانس‌های طبیعی متناظر با آن‌ها در مدل اجزای محدود با مقادیر مربوط به سازه واقعی حداقل شود. جدول (۴) مقادیر اولیه، مقادیر به‌روزشده و نسبت تغییر پارامترهای مجهول مسئله را نشان می‌دهد. بر اساس نتایج ارائه شده در این جدول، مشاهده می‌شود که سختی دیوارهای مختلف، مقادیر متفاوتی دارد که این امر ناشی

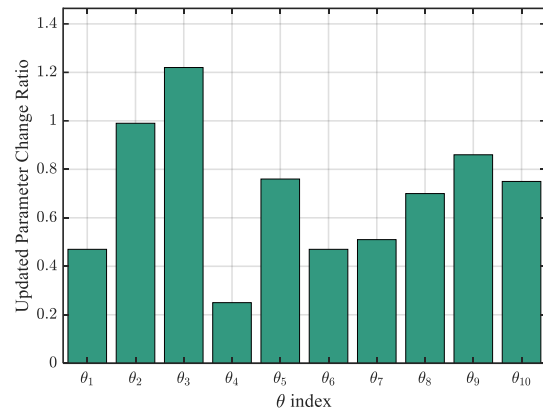
به دست آمده از آزمایش نزدیک تر شده اند به طوری که سه مود اول از انطباق بسیار بالایی برخوردار هستند.

لازم به ذکر است که در این مطالعه موردی، تأثیر سختی میان قاب‌ها بر فرکانس‌های طبیعی سازه در مقایسه با سختی اتصالات خورجینی غالب تر است و نقش اصلی را در تأمین سختی جانبی ایفا می‌کنند؛ باین حال، سختی اتصالات خورجینی با وجود سهم کم تر، در توزیع سختی و بهبود انطباق پاسخ دینامیکی مدل عددی با رفتار واقعی سازه مؤثر بوده و از این رو در مدل لحاظ شده اند. از آنجایی که در این پژوهش مدل اجزای محدود ساختمان مورد مطالعه با رفتار دینامیکی نزدیک به رفتار سازه واقعی به روزرسانی شد، لذا می‌توان گفت که مدل اجزای محدود به دست آمده به عنوان یک مدل مرجع برای این ساختمان عمل می‌کند. به عبارت دیگر در صورت ادامه استفاده از ساختمان مذکور، در آینده می‌توان از این مدل برای کنترل تغییرات به وجود آمده در سازه و شناسایی آسیب‌های احتمالی در آن بهره جست.



شکل ۱۵- مقایسه فرکانس‌های مدل اجزای محدود به روزرسانی شده نیم سازه غربی با فرکانس‌های سازه واقعی

از تفاوت در ضخامت و سایر ابعاد هندسی دیوارها است. بدیهی است دیوارهایی با ابعاد کوچک تر، سختی کمتری نسبت به دیوارهای قطورتر، از خود نشان می‌دهند. همچنین بررسی مقادیر به دست آمده برای بار ثقلی طبقات بیانگر آن است که این مقادیر، کم تر از مجموع بارهای مرده و زنده ای است که معمولاً در طراحی سازه منظور می‌شود. این اختلاف را می‌توان به ماهیت محافظه کارانه بار زنده در آیین نامه‌های طراحی نسبت داد، به گونه ای که در زمان انجام آزمایش، تنها بخش محدودی از بار زنده طراحی شده به طور واقعی در سازه موجود بوده است.

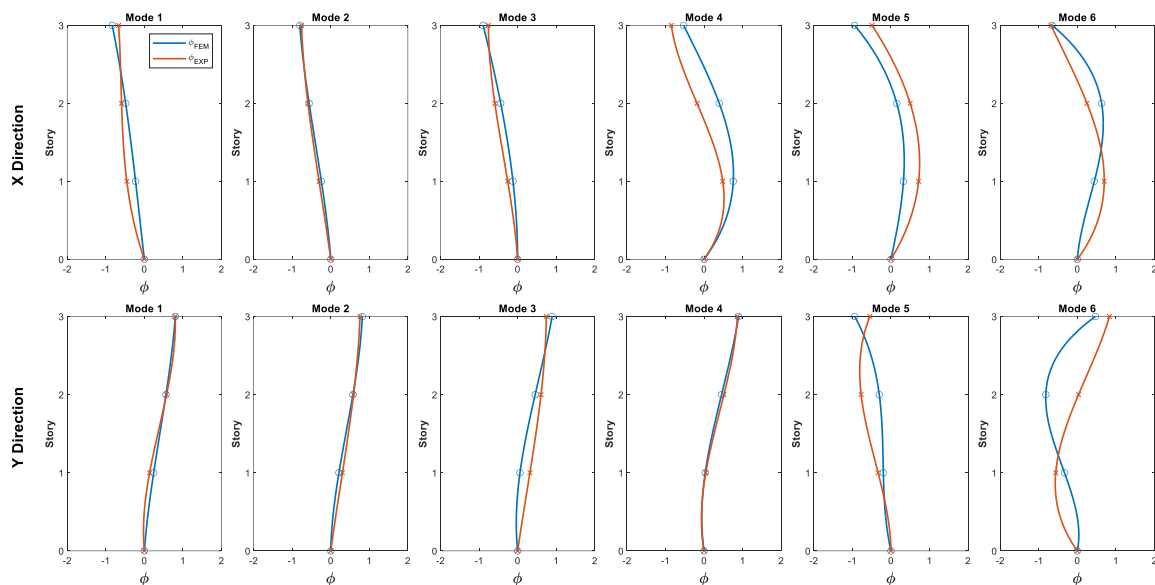


شکل ۱۴- نسبت تغییرات پارامترهای مدل بعد از به روزرسانی

همچنین طبق بررسی سختی فنرهای پیچشی، همان گونه که انتظار می‌رفت، سختی اتصالات مربوط به ستون‌های میانی بزرگ تر از سختی اتصالات ستون‌های انتهایی قاب‌ها است. به منظور نمایش بصری میزان و جهت تغییرات پارامترهای بهینه یابی، یک نمودار میله‌ای از پارامترهای مذکور نیز ارائه شد. شکل (۱۴) خروجی پارامترهای فرایند کالیبراسیون مدل عددی را به صورت یک نمودار میله‌ای نمایش می‌دهد.

شکل (۱۵) مقایسه بین فرکانس‌های طبیعی مدل اجزای محدود به روزرسانی شده نیم سازه غربی را با سازه واقعی نشان می‌دهد. بر اساس این شکل، ملاحظه می‌شود که مدل به روزرسانی شده نسبت به مدل اولیه بسیار به سازه واقعی نزدیک تر شده است. این موضوع گواهی بر موفقیت فرایند به روزرسانی مدل اجزای محدود ساختمان مورد نظر دارد.

به منظور بررسی بیشتر نتایج، در نمودارهای شکل (۱۶) مقایسه‌ای بین شکل مودهای سازه و مدل اجزای محدود به روزرسانی شده در برخی از درجات آزادی انجام شده است. در این شکل‌ها نیز به وضوح مشاهده می‌شود که اشکال مودی بعد از فرایند به روزرسانی مدل اجزای محدود، بسیار به شکل مودهای



شکل ۱۶- مقایسه شکل مودهای مدل اجزای محدود به روزرسانی شده نیم سازه غربی با شکل مودهای سازه واقعی

۶- جمع بندی و نتیجه گیری

در این پژوهش، الگوریتمی نوین برای مدل سازی قاب های فولادی با اتصالات نیمه صلب خورجینی ارائه شد. مبنای این الگوریتم، معادل سازی اتصالات خورجینی با فنرهای پیچشی و تخمین سختی آن ها بر اساس داده های دینامیکی سازه است. به منظور ارزیابی دقت و کارایی روش پیشنهادی، تحلیل ها بر روی یک مدل عددی و یک سازه واقعی صورت گرفت. نتایج حاصل از مدل عددی، نشان داد که این الگوریتم حتی در شرایط نویزی، قادر است سختی اتصالات را با خطایی کم تر از ۱ درصد تخمین بزند. در مسائل واقعی، وجود مجهولات متعدد نظیر سختی میان قاب ها و جرم سازه، بر پیچیدگی فرایند تخمین سختی فنرهای معادل می افزاید؛ با این حال بررسی ها بر روی یک سازه واقعی نشان داد که روش پیشنهادی می تواند مدل اجزای محدود را با دقت بالایی به سازه واقعی نزدیک سازد، به گونه ای که رفتار دینامیکی هر دو، تطابق چشمگیری داشته باشد. بر اساس یافته های این تحقیق، الگوریتم معرفی شده می تواند به عنوان رویکردی کارآمد در به روزرسانی مدل اجزای محدود و پایش سلامت سازه های فولادی با اتصالات خورجینی مورد استفاده قرار گیرد.

۷- تقدیر و تشکر

نویسندگان مراتب قدردانی خود را از شرکت لرزه نگار پارسیان بابت همکاری در تأمین تجهیزات آزمایش های این پژوهش، ابراز می دارند.

- to-column connections", International Journal of Steel Structures, 17, pp.389-411.
- [15] Moghaddam, H., and Sadrara, A. (2022), "Experimental and numerical evaluation of the mechanical characteristics of semi-rigid saddle connection", Structural Design of Tall and Special Buildings, 31, e1923.
- [16] Moghaddam, H., and Sadrara, A. (2021), "Improving the mechanical characteristics of semi-rigid saddle connections", Journal of Constructional Steel Research, 186, pp.106917.
- [17] Mostafaei, H., and Mazroi, A. (2004), "Experimental study and post-earthquake damage inspection of scissors-type (khorjini) connections for steel-frame buildings", Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering.
- [18] Amiri, H.H., and Aghakouchak, A.A. (2011), "Experimental study of cyclic behavior of conventional saddle-like connections and their acceptance criteria", Structural Steel.
- [19] Tehranizadeh, M. (2000), "Approximate parameter for semi-rigid khorjini connections in dynamic torsional response of steel structures", Engineering Structures, 22, pp.335-342.
- [20] Kazem, H., Kazem, H., Ghahremannejad, M., Vosoughi, P., Hosseini, S.F., and Ghafory-Ashtiany, M. (2020), "Investigation of seismic rehabilitation of steel buildings with semi-rigid connections", Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Buildings, 173, pp.99-108.
- [21] Moussemi, M., Nezamolmolki, D., and Sani, A.A. (2016), "Free vibration analysis of a steel T-shape frame including semi-rigid khorjini connection with continuous beam", International Journal of Steel Structures, 16, pp.657-669.
- [۲۲] سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، (۱۳۸۵)، "ضوابط طراحی ساختمان‌های با اتصال خورجینی"، نشریه شماره ۳۲۴، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور.
- [23] Zayeri Baghlani Nejad, A., and Mahmoudi, M. (2021), "An investigation on the capability of proper orthogonal modes in determining the natural frequencies and damping ratios of linear structural systems", Engineering Structures, 243, pp.112691.
- [1] Karami, R.E. (1992), "Study of rigidity of khorjini connections", Master of Science Thesis, Department of Civil Engineering, Sharif University of Technology.
- [2] Mazroi, A. (1996), "Experimental comparison between Khorjini connections and conventional rigid connections", Second Workshop of Khorjini Connections, Building and Housing Research Center, Tehran, Iran.
- [3] Asgari, S.A. (1999), "Experimental study of khorjini connections", Master of Science Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Amirkabir University of Technology.
- [4] Sadeghian, P.E. (1999), "Analytical study of khorjini connections", Master of Science Thesis, Department of Civil Engineering, Sharif University of Technology.
- [5] Dehghani, M. (2001), "Analytical and experimental studies of khorjini beam-to-column connections and a new detail of rigid connection", Master of Science Thesis, School of Civil Engineering, University of Tehran.
- [6] Moghadam, H. (2002), "Earthquake engineering: Fundamentals and applications", Farhang Publishing, Tehran, pp.547-582.
- [7] Amiri, H., Aghakouchak, A.A., and Shakib, H. (2004), "Performance assessment of steel braced frames with saddle connections using capacity spectrum method", Master of Science Thesis, Department of Civil Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran.
- [8] Hosseini Hashemi, B., and Hassanzadeh, M. (2008), "Study of a semi-rigid steel braced building damaged in the bam earthquake", Journal of Constructional Steel Research, 64, pp.704-721.
- [9] Mazrouei, A., Mirghaderi, M., and Dehghani, H. (2000), "Experimental and theoretical study of khorjini connection and presentation of a new rigid connection", Master of Science Thesis, University of Tehran, Iran.
- [10] Shakib, H., Dardaei Jaghan, S., Pirizadeh, M., and Moghaddasi Musavi, A. (2011), "Seismic rehabilitation of semi-rigid steel framed buildings: A case study", Journal of Constructional Steel Research, 67, pp.1042-1049.
- [11] Kiani, A., Mansouri, B., and Moghadam, A.S. (2016), "Fragility curves for typical steel frames with semi-rigid saddle connections", Journal of Constructional Steel Research, 118, pp.231-242.
- [12] Ganji Morad, S., Oghabi, M., and Tahamouli Roudsari, M. (2023), "Experimental investigation of rigid khorjini connections using reduced beam sections with diagonal and horizontal-vertical stiffeners", Structures, 57, pp.105101.
- [13] Mirghaderi, S.R., and Dehghani Renani, M. (2008), "The rigid seismic connection of continuous beams to columns", Journal of Constructional Steel Research, 64(12), pp.1516-1529.
- [14] Soleimani, E., and Behnamfar, F. (2017), "New moment-rotation equation for welded steel beam-





www.journaliss.ir

بهینه‌سازی ظرفیت برشی تیرهای ساخته‌شده از مقاطع دوبل ناودانی فولادی سردنوردشده با بازشو در جان

نسترن حسینجانی^۱، حسین پرستش^{۲*}

۱- عضو هیئت علمی گروه فنی و مهندسی، واحد آستارا، دانشگاه آزاد اسلامی، آستارا، ایران

۲- دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ، تهران، ایران

* تهران، صندوق پستی ۱۳۱۴۵۸۷۱، parastech@usc.ac.ir

چکیده

تمایل به استفاده از اعضای سرد نوردشده سبک با کاربردهای متعدد در حال افزایش است. اجرای بازشوها در جان برای عبور تأسیسات ساختمانی به‌ویژه در نواحی تکیه‌گاهی، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. هدف از این پژوهش ارزیابی ظرفیت برشی نهایی تیرهای با فولاد سرد نوردشده با بازشدگی در جان است. تیرهایی به طول ۱۰۰۰ میلی‌متر به صورت مقاطع اشکل، متشکل از دوپل اشکل تحت بارگذاری سه‌نقطه‌ای در یک تحلیل غیرخطی با پارامترهای مختلف و رفتار غیرالاستیک مصالح با استفاده از نرم‌افزار المان محدود مدل‌سازی شد. صحت‌سنجی مدل المان محدود با تکیه بر نتایج آزمایشگاهی موجود در مراجع معتبر، انجام پذیرفت. پارامترهای مورد نظر در این مدل‌سازی و قیود طراحی در فرآیند بهینه‌سازی ابعاد و شکل سوراخ، ضخامت مقطع، حضور لبه و بدون لبه در مقاطع و فاصله بازشدگی‌ها از تکیه‌گاه است. در این تحقیق، از روش ترکیبی شبکه عصبی-الگوریتم ژنتیک (NSGA-II) که یک الگوریتم بهینه‌سازی چندهدفه است، برای بهینه‌سازی دو هدف بار ماکزیمم و جرم مینیمم به کار برده شده است. خروجی مدل‌های اجزای محدود (بار ماکزیمم) به‌عنوان ورودی در شبکه عصبی برای آموزش و طراحی و خروجی‌های شبکه عصبی به‌عنوان تابع هدف انتخاب شدند. نتایج نشان می‌دهد اختلاف بار نهایی حاصل از آنالیز المان محدود و الگوریتم ژنتیک، حداکثر ۴/۱۸٪ است. در این تحقیق، چارچوب ترکیبی ارائه‌شده (FEM-ANN-GA)، امکان انتخاب بهینه‌ترین مشخصات سوراخ جان را از میان جواب‌های پارتو، با در نظرگیری هم‌زمان مقاومت و وزن، فراهم می‌کند. بررسی مقاومت برشی، نشان می‌دهد سوراخ مستطیل شکل حدود ۴٪ و سوراخ دایره‌ای حدود ۷٪ بهتر از سوراخ مربع عمل می‌کنند.

واژگان کلیدی

فولاد سرد نوردشده، بهینه‌سازی، الگوریتم ژنتیک، نمودار پارتو، شبکه عصبی مصنوعی

Optimization of Shear Capacity in Cold-Formed Steel Double Channel Beams with Web Openings

N. Hosseinjani, H. Parastesh

Abstract

The use of lightweight cold-formed steel members with versatile applications is increasing. Implementing web openings for building services passage, especially in support zones, is particularly important. This research aims to evaluate the ultimate shear capacity of cold-formed steel beams with web openings. I-shaped beams, 1000 mm in length, composed of back-to-back C-sections were modeled for nonlinear analysis under three-point loading using finite element software, considering various parameters and material non-elastic behavior. The finite element model was validated based on existing experimental results from reliable sources. Key parameters in this modeling and design constraints for optimizing hole dimensions and shape included section thickness, the presence or absence of lips on the sections, and the distance of the openings from the support. This study employed a hybrid Neural Network-Genetic Algorithm (NSGA-II), a multi-objective optimization algorithm, to optimize the two objectives of maximum load and minimum mass. The outputs from the finite element models (maximum load) served as input for neural network training and design, and the neural network outputs were selected as the objective function. Results show a maximum difference of 4.18% between the ultimate load from finite element analysis and the genetic algorithm. In this research presented hybrid framework (FEM-ANN-GA) enables the selection of the optimal web opening specifications from the Pareto solutions, while simultaneously considering both strength and weight. The shear resistance investigation reveals that rectangular openings perform approximately 4% better, and circular openings about 7% better than square openings.

Keywords

Cold-Formed Steel, Optimization, Genetic Algorithm, Pareto Front, Artificial Neural Network



انجام دادند و معادلات ضریب کاهش مقاومت قابل اطمینان پیشنهاد شد [۱۸ و ۱۹].

فام^۷ و همکاران (۲۰۱۷)، با استفاده از روش اجزای محدود و شبکه عصبی کماتش تیرهای فولادی در ابعاد و فواصل متفاوت سوراخ جان را مورد بررسی قرار دادند و یک معادله ساده برای تیرهای با سوراخ جان مرکزی به منظور تخمین ضرایب کماتش به دست آمد [۲۰].

کاتشگر^۸ و همکاران، مطالعه آزمایشگاهی و بهینه‌سازی مقاطع تیرهای لبه‌دار اعضای فولاد سرد نورد شده را با استفاده از روش الگوریتم ژنتیک و روش عرض مؤثر به منظور بهینه‌کردن ظرفیت خمشی، برشی و لهیدگی جان انجام دادند که با روش المان محدود و قوانین آیین‌نامه مقایسه شد و نتایج قابل قبولی به دست آمد [۲۱ و ۲۲].

دگتیارووا^۹ (۲۰۲۰)، برای محاسبه بارهای کماتش برشی الاستیک و مقاومت برشی نهایی مقاطع با جان‌های شیاردار مقاطع سازه‌های CFS، از شبکه عصبی مصنوعی استفاده کرد [۲۳].

فام و همکاران (۲۰۲۰)، آزمایش‌های برشی و آنالیز اجزای محدود برای مقاطع C شکل با سوراخ‌های مرکزی جان در شکل‌های مختلف انجام دادند؛ بار تسلیم برشی و نیروی کماتش الاستیک برشی با استفاده از روش (DSM) تعیین و مقایسه شد [۲۴].

طاهری و همکاران (۱۳۹۹)، مقاطع فولاد سرد نورد شده تحت بارگذاری‌های متفاوت را مورد بررسی قرار دادند و برای پیش‌بینی بار نهایی از روش شبکه عصبی و ترکیبی از روش‌های الگوریتم ژنتیک استفاده نمودند [۲۵].

ژانگ^{۱۰} و همکاران (۲۰۲۲)، برای تیرهای با مقطع C شکل فولاد سرد نورد شده با استفاده از روش ترکیبی شبکه عصبی-الگوریتم ژنتیک، بهینه‌سازی تک‌هدفه^{۱۱} و دوهدفه^{۱۲} انجام دادند [۲۶]. توابع هدف در بهینه‌سازی تک‌هدفه، افزایش ظرفیت خمشی و در بهینه‌سازی دوهدفه افزایش ظرفیت خمشی و کاهش شکل‌پذیری است.

نوس^{۱۳} و همکاران (۲۰۲۲)، بهینه‌سازی چندهدفه (افزایش مقاومت و کاهش هزینه ساخت) برای بهینه‌سازی اشکال مقاطع فولادی سرد نورد شده را با استفاده از سخت‌کننده ارائه دادند که

توسعه استفاده از فولاد سرد نورد شده در صنعت ساخت‌وساز موجب شد که اعضای تشکیل‌دهنده سازه‌های سرد نورد شده مورد بررسی قرار گیرند [۱-۳]. برای عبور تأسیسات مکانیکی در جان تیر این سازه‌ها، سوراخ‌هایی ایجاد می‌شود که موجب کاهش مقاومت این سازه‌ها می‌شود [۴-۶]. بر این اساس، بایستی تدابیری اندیشیده شود که با در نظر گرفتن سوراخ‌شدگی در جان و بهینه‌سازی این مقاطع، مقاومت سازه افزایش یابد [۷ و ۸]. این امر اهمیت استفاده از روش‌های بهینه‌سازی را برای افزایش مقاومت عناصر سازه‌های سرد نورد شده^۱ و توسعه راه‌حل‌های طراحی اقتصادی‌تر با نسبت استحکام به وزن بالاتر نشان می‌دهد [۹ و ۱۰]. در سال‌های اخیر، تحقیقات وسیعی انجام شده است که در ادامه به مرور تعدادی از تحقیقات انجام شده در این زمینه پرداخته می‌شود [۱۱-۱۴].

عادلی و همکاران (۱۹۹۷)، یک مدل شبکه عصبی قوی برای طراحی بهینه تیرهای فولادی سرد نورد شده به منظور مینیمم کردن وزن سازه ارائه نمودند [۱].

سونمز^۲ و کومور^۳ (۲۰۱۰)، یک فرمول مبنی بر شبکه عصبی مصنوعی ارائه دادند که در آن الگوهای بارگذاری‌های مختلف، محل سوراخ، اندازه و نسبت‌های مختلف ابعاد سوراخ را پوشش می‌دهند.

کرتن^۴ و ماهندران^۵ (۲۰۱۳)، با مطالعه آزمایشگاهی و عددی، مقاومت برشی تیرهای C شکل لبه‌دار سازه‌های سرد نورد شده را بدون سوراخ و با سوراخ‌شدگی‌های در جان، در شرایط بارگذاری سه‌نقطه‌ای بررسی کردند [۱۶]؛ نتایج نشان داد وجود سوراخ موجب رفتار پیچیده برشی و کاهش قابل توجه مقاومت برشی می‌شود.

لی^۶ و همکاران (۲۰۱۶)، طراحی بهینه ابعاد و شکل تیرهای فولاد سرد نورد شده را با استفاده از روش بهینه‌سازی ازدحام جمعیت انجام دادند که با آنالیز اجزای محدود مقایسه شد و با استفاده از روش عرض مؤثر و روش مقاومت مستقیم ارزیابی شد و نتایج قابل قبولی به دست آمد.

یوسفی و همکاران (۱۳۹۵)، آزمایش‌ها و تحلیل عددی شبه‌استاتیکی بر مقاطع ناودانی فولاد ضدزنگ سرد نورد شده را

⁷ Pham

⁸ Gatheeshgar

⁹ Degtyareva

¹⁰ Zhong

¹¹ Single-Objective Optimization

¹² Multi-Objective Optimization

¹³ Neves

¹ Cold Formed Steel (CFS)

² Sönmez

³ Komur

⁴ Keerthan

⁵ Mahendran

⁶ Li

هدف آن به حداکثر رساندن مقاومت فشاری و مقاومت خمشی بود [27]. نتایج عددی به صورت جبهه پارتوی بهینه ارائه شد و اعتبارسنجی مقاطع بهینه شده به دست آمده با روش DSM انجام شد.

قدیر و همکاران (2024)، با استفاده از بررسی نتایج آزمایشگاهی، مدل سازی اجزای محدود و بهینه سازی با استفاده از الگوریتم ژنتیک چندهدفه، طراحی و تحلیل شکل مقاطع فولاد سرد نورد شده را انجام دادند و با استفاده از منحنی پارتو، مقاطع بهینه را معرفی کردند تا طراح با توجه به احتیاج، مقطع مورد نظر را برای ساخت انتخاب نماید [28].

پرستش و همکاران (2025)، با استفاده از آنالیز المان محدود، ظرفیت برشی مقاطع دابل تیرهای فولادی سرد نورد شده دارای سوراخ جان با متغیرهای مختلف را مورد بررسی قرار دادند [29]. نتایج نشان داد در سه شکل سوراخ مستطیل، دایره و مربع به ترتیب با افزایش عمق سوراخ، مقاومت برشی کاهش می یابد.

همان طور که در بالا بحث شد، می توان دریافت که با توجه به اهمیت باز شو در تیرهای فولادی سرد نورد شده برای عبور تأسیسات ساختمانی، تعیین مشخصات سطح مقطع باز شو بهینه از اهمیت ویژه ای برخوردار است [30-33]. از نوآوری های خاص این تحقیق، استفاده از روش بهینه سازی ترکیبی شبکه عصبی-الگوریتم ژنتیک و بهینه سازی دوهدفه بار ماکزیمم و جرم مینیمم است [34 و 35]. در تحقیق حاضر مقاطع تیرهای I ساخته شده از دابل C شکل با سوراخ شدگی در جان با تکیه گاه دوسر مفصل تحت بارگذاری سه نقطه ای بررسی شده است.

۲- روش ترکیبی بهینه سازی شبکه عصبی الگوریتم ژنتیک

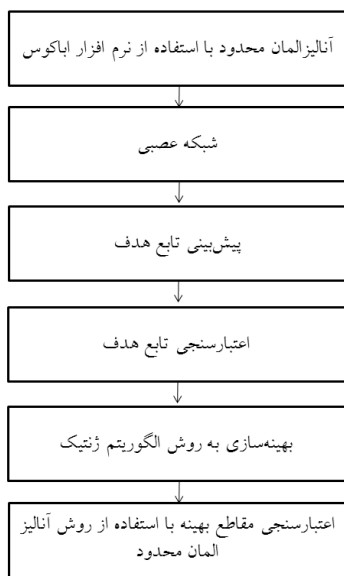
در این مقاله برای بهینه سازی تیرهای با سوراخ شدگی جان از روش مناسب بهینه سازی چندهدفه¹ (NSGAI) هوشمند و روش ترکیبی شبکه عصبی-الگوریتم ژنتیک، برای رسیدن به شکل مقطع بهینه سوراخ تیر با متغیرهای مختلف، استفاده شده است [36-38]. فلوجارت مراحل انجام شده در این تحقیق در شکل (1) آورده شده است.

روند کار به این ترتیب است: (1) تولید یک بانک اطلاعاتی از نتایج مقاومت برشی نهایی برای ترکیبات مختلف پارامترها با استفاده از تحلیل غیرخطی المان محدود؛ (2) آموزش یک شبکه عصبی مصنوعی با استفاده از این داده ها به گونه ای که نقش یک

تابع جایگزین سریع و دقیق را ایفا نماید؛ (3) استفاده از خروجی این شبکه عصبی مصنوعی² به عنوان تابع هدف در الگوریتم ژنتیک چندهدفه برای کشف کارآمد نقاط بهینه پارتو.

بدین ترتیب، مدل پرهزینه محاسباتی آنالیز المان محدود³ تنها یک بار در مرحله تولید داده، اجرا شده و فرآیند بهینه سازی سنگین بر روی مدل سریع العمل شبکه عصبی انجام می گیرد.

همان طور که در شکل (1) مشخص شده است، ابتدا 270 نمونه تیر با مقاطع I ساخته شده از دابل C شکل با سوراخ شدگی در جان با تکیه گاه دوسر مفصل تحت بارگذاری سه نقطه ای با متغیرهای ابعاد و شکل سوراخ، ضخامت مقطع، حضور لبه و بدون لبه در مقاطع و فاصله باز شدگی ها از تکیه گاه با استفاده از نرم افزار اجزای محدود (آباکوس) مدل سازی شده و بار نهایی ماکزیمم محاسبه شده است [39 و 40].



شکل 1- فلوجارت مراحل بهینه سازی

خروجی های به دست آمده از آباکوس به عنوان داده های لازم برای آموزش و طراحی شبکه عصبی به منظور پیش بینی تابع هدف استفاده شده است [41 و 42]. شبکه های عصبی مصنوعی روشی مناسب برای بررسی و پیش بینی پاسخ یک سیستم بر پایه تعداد زیادی داده، است [43]. نتایج حاصل از تحلیل برای آموزش، انتخاب و طراحی یک شبکه عصبی مناسب به منظور پیش بینی بار سازه (تابع هدف) به کار گرفته شده است [44 و 45]. روش کار به این صورت است که ابتدا به کمک خروجی های آباکوس، در نرم افزار متلب شبکه عصبی برای ارتباط ورودی و خروجی ها ساخته می شود. خروجی های به دست آمده از شبکه عصبی

² Artificial Neural Networks (ANN)

³ Finite Element Analysis (FEM)

¹ Non-Dominated Sorting Genetic Algorithm

ساخته شده به عنوان تابع هدف در نظر گرفته می شوند [۴۴ و ۴۵]. یکی از پرکاربردترین شبکه های عصبی، شبکه پرسپترون^۱ با استفاده از الگوریتم پسانشار خطا^۲ است [۴۵]. در صورت انتخاب تعداد لایه ها و سلول های عصبی مناسب برای پرسپترون های چندلایه، می توان یک نگاشت غیرخطی را با دقت مطلوب انجام داد [۴۶]. عملکرد شبکه عصبی بر اساس میانگین توان دوم خطاها^۳ اعتبارسنجی شد و نتایج قابل قبول به دست آمد [۴۱ و ۴۲].

از روش الگوریتم ژنتیک با بهینه سازی دوهدفه، برای بهینه سازی بار ماکزیمم و جرم مینیمم به منظور رسیدن به شکل مقطع بهینه سوراخ تیر استفاده شده است. با استفاده از تابع هدف به دست آمده از شبکه عصبی و به کارگیری روش الگوریتم ژنتیک، مقاطع بهینه با در نظر گرفتن قیود مسئله عنوان شده در نمودارهای پارتو به دست آمده است [۳۶]. این روش می تواند هم زمان همه متغیرها را بهینه سازی کند و به ازای مقادیر بهینه متغیرهای تعریف شده، مقطع تیر و بار ماکزیمم و جرم مینیمم آن به دست می آید [۴۷]. محاسبه نمودار پارتو در الگوریتم ژنتیک، یک روش بهینه برای یافتن پارامترهای بهینه تیر است و تمام نقاط بهینه با توجه به تابع هدف به طراح ارائه می شود تا بسته به نیاز خود، انتخاب نماید [۴۸].

۲-۱- مفاهیم بهینه سازی چندهدفه

صورت استاندارد مسائل بهینه سازی چندهدفی به صورت زیر است:

$$\text{Find } X = [x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*]^T \in \mathbb{R}^n$$

$$\text{To Optimize } f(X) = [f_1(X), f_2(X), \dots, f_n(X)]^T \in \mathbb{R}^n$$

$$\text{Subject to } \begin{cases} g_i(X) \leq 0, & (i = 1, 2, \dots, p) \\ h_j(X) = 0, & (j = 1, 2, \dots, q) \end{cases} \quad (1)$$

که (X) بردار متغیرهای تصمیم گیری، (F) بردار توابع هدف، (g) قیود نامساوی و (h) قیود مساوی مسئله هستند. فرض می شود همه بردارهای هدف باید مینیمم شوند. این مسئله مینیمم سازی چندهدفی که تحت عنوان مسائل پارتو دسته بندی می شود، با تعاریف زیر شناخته می شود [۴۹].

- غلبه پارتویی^۴:

بردار $U = [u_1, u_2, \dots, u_n]$ بر بردار $V = [v_1, v_2, \dots, v_n]$ غلبه پارتویی می یابد (U < V) اگر و فقط اگر

$$\forall i \in \{1, 2, \dots, k\}, u_i \leq v_i \wedge \exists j \in \{1, 2, \dots, k\} : u_j < v_j \quad (2)$$

- بهینگی پارتویی^۵:

یک نقطه $X^* \in \Omega$ ناحیه قابل قبول طراحی است) را نقطه بهینه پارتویی گویند اگر هیچ نقطه دیگری از Ω بر آن غلبه پارتویی نیابد.

$$\forall X \in \Omega, X \neq X^*, \exists i \in \{1, 2, \dots, k\} : f_i(X^*) < f_i(X) \quad (3)$$

- مجموعه پارتو^۶:

در مسائل بهینه سازی چندهدفی، یک مجموعه پارتو (P*) حاوی تمامی بردارهای بهینه پارتویی است.

$$P^* = \{X \in \Omega \mid \nexists X' \in \Omega : F(X') \prec F(X)\} \quad (4)$$

- جبهه پارتو:

در یک مسئله بهینه سازی چندهدفی، جبهه پارتو PT*، مجموعه ای از بردارهای توابع هدف است که با استفاده از بردارهای متغیرهای طراحی از مجموعه پارتو P* به دست آمده اند؛ به عبارت دیگر جبهه پارتو PT* مجموعه ای از بردارهای توابع هدف است که از P* نگاشت شده اند.

$$PT^* = \{(f_1(x), f_2(x), \dots, f_k(x)) : x \in P^*\} \quad (5)$$

۲-۲- قیود مسئله بهینه سازی

در این تحقیق قیود مسئله بهینه سازی و محدودیت های هندسی در این مدل سازی، ابعاد و شکل سوراخ، ضخامت مقطع، حضور لبه و بدون لبه در مقاطع و فاصله بازشدگی ها از تکیه گاه (فاصله لبه سوراخ ها از تکیه گاه) است. دامنه تغییرات این پارامترها بر اساس ملاحظات کاربردی و ساخت پذیری تعریف شد.

۳- تحلیل به روش اجزای محدود

در این مقاله، تیرهای با مقطع I ساخته شده از دبل C شکل فولادی سرد نورد شده با استفاده از نرم افزار آباکوس تحت بارگذاری سه نقطه ای مدل سازی شده است. به منظور مدل سازی نمونه های

¹ Multilayer Perceptron (MLP)

² Backpropagation (BP)

³ Mean Squared Error (MSE)

⁴ Pareto Dominance

⁵ Pareto Optimality

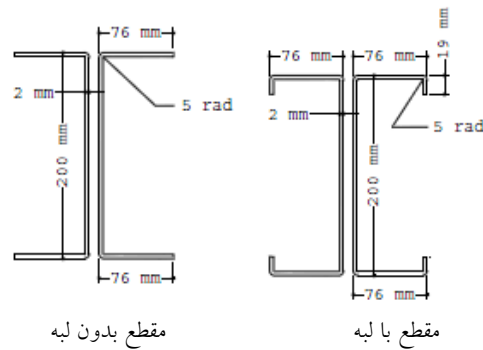
⁶ Pareto Set



تحلیلی و ورق فولادی سرد نوردشده از المان پوسته^۱ استفاده شده است [۵۰]. ویژگی های فولاد سرد نوردشده و مشخصات مقطع مورد استفاده بر اساس تحقیق فام انتخاب شده است [۲۳].

۳-۱- معرفی مدل های تحلیلی

مشخصات فیزیکی مصالح مصرفی فولاد، مطابق مطالعه آزمایشگاهی فام و همکاران تنش تسلیم فولاد برابر $483/0.3$ مگاپاسکال، مدول الاستیسیته 188652 مگاپاسکال، ضریب پواسون 0.3 و چگالی $7/85$ کیلوگرم بر میلی مترمکعب در نظر گرفته شده است [۲۳]. شکل مقاطع تیرهای سرد نوردشده مورد استفاده در تحقیق، در شکل (۲) آورده شده است.



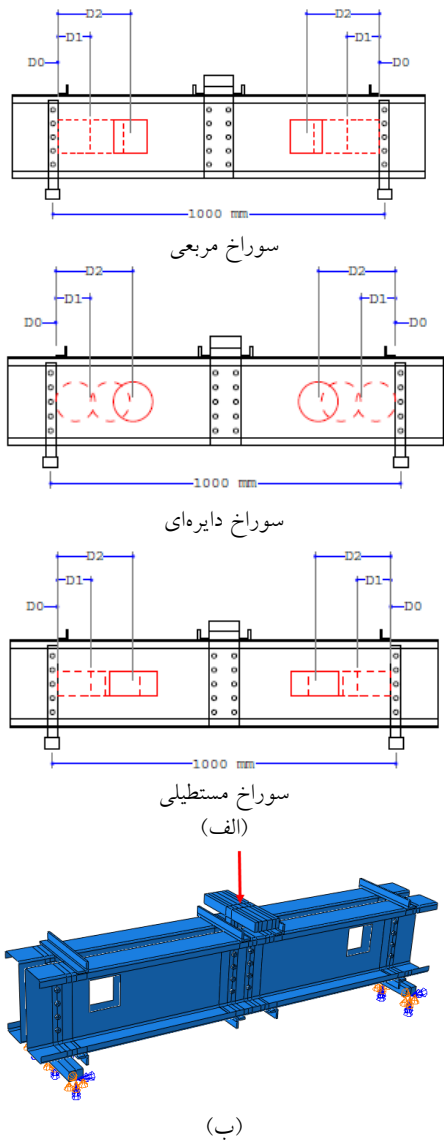
شکل ۲- مقطع تیرهای سرد نوردشده مورد استفاده

طول تیر 1000 میلی متر و شرایط تکیه گاهی دوسر مفصل، به منظور ایجاد شرایط بحرانی برش خالص در نواحی نزدیک به تکیه گاه و همچنین قابلیت مقایسه با نتایج تحقیقات پیشین در نظر گرفته شده است [۲۳]. در این مطالعه، به دلیل بارگذاری متقارن و هدف بررسی ظرفیت برشی، اثرات کماتش پیچشی و برهم کنش خمش-پیچش مستقیماً در نظر گرفته نشد. پارامترهای متغیر در این مدل سازی، ابعاد و شکل سوراخ، ضخامت مقطع، حضور لبه و بدون لبه در مقاطع و فاصله بازشدگی ها از تکیه گاه هستند. دامنه تغییرات پارامترهای هندسی (ضخامت، ابعاد سوراخ، فواصل) بر اساس محدودیت های ساخت، الزامات آیین نامه سازه های سرد نوردشده^۲ در مورد حداقل فاصله سوراخ از لبه مقطع و همچنین بازه های متداول در کاربردهای عملی تعیین شد. هدف از بررسی حضور یا عدم حضور لبه، ارزیابی تأثیر این عضو سخت کننده بر ظرفیت برشی و شناسایی شرایطی است که ممکن است حذف آن (به دلایل ساخت یا اقتصادی) با انتخاب بهینه ای از سایر پارامترها جبران پذیر باشد. تیر به طول 1000 میلی متر بر اساس پارامترهای تعریف شده، دارای دو سوراخ در فواصل مختلف از تکیه گاه و با تکیه گاه مفصلی با استفاده از نرم افزار آباکوس تحلیل شده است. برای اعمال بارگذاری نمونه های تحلیلی، یک بار متمرکز وارد شده در مرکز تیر که به تدریج بر وسط دهانه تیر اعمال می شود، به روش کنترل

¹ Shell

² American Iron and Steel Institute (AISI)

تغییر مکان مدل های تحلیلی، تحت آنالیز استاتیکی غیرخطی بارافزون قرار گرفته است. مقاطع تیرهای سرد نوردشده مدل شده با فواصل و شکل های مختلف سوراخ جان و اعمال بارگذاری و همچنین شرایط تکیه گاهی مقطع مدل شده در آباکوس، در شکل (۳) آورده شده است.



شکل ۳- (الف) مقاطع تیرهای سرد نوردشده مدل شده با فواصل و شکل های مختلف سوراخ جان (واحد به میلی متر)
(ب) اعمال بارگذاری، شرایط تکیه گاهی
مقطع مدل شده در آباکوس

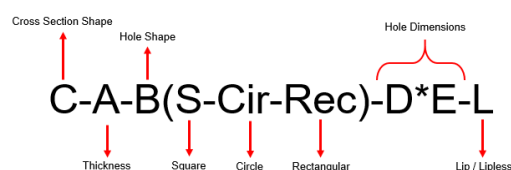
جدول ۲- نتایج مدل‌های آنالیزشده به روش المان محدود برای مقاطع با لبه الف) سوراخ‌های مربع

نمونه مقطع مدل شده	D0	D1	D2
با سوراخ مربع با لبه	P (kN)	P (kN)	P (kN)
C2-S40×40-Lip	۱۶۴/۹۰	۱۶۲/۲۷	۱۵۴/۸۰
C2-S80×80-Lip	۱۳۷/۳۴	۱۲۸/۸۹	۱۲۴/۴۹
C2-S120×120-Lip	۷۰/۱۶	۶۸/۸۲	۶۸/۵۶
C2.25-S40×40-LiP	۲۰۳/۳۰	۲۰۰/۷۵	۱۹۱/۳۳
C2.25-S80×80-Lip	۱۶۸/۵۷	۱۶۵/۶۲	۱۶۰/۹۷
C2.25-S120×120-Lip	۸۵/۶۷	۸۴/۸۴	۸۰/۲۰
C2.5-S40×40-Lip	۲۴۰/۴۶	۲۴۶/۰۹	۲۳۹/۰۳
C2.5-S80×80-Lip	۲۱۹/۲۵	۱۹۵/۸۸	۱۹۲/۴۳
C2.5-S120×120-Lip	۱۰۵/۹۶	۱۰۳/۱۸	۱۰۱/۸۸
C2.75-S40×40-Lip	۲۷۷/۴۶	۲۷۶/۱۵	۲۷۱/۲۴
C2.75-S80×80-Lip	۲۴۳/۵۰	۲۳۹/۵۷	۲۲۹/۴۱
C2.75-S120×120-Lip	۱۲۹/۲۵	۱۲۵/۱۳	۱۱۹/۱۱
C3-S40×40-Lip	۲۹۹/۴۸	۲۹۹/۷۷	۲۹۸/۶۰
C3-S80×80-Lip	۲۸۶/۰۷	۲۵۳/۸۲	۲۴۸/۹۴
C3-S120×120-Lip	۱۳۸/۴۲	۱۳۶/۲۳	۱۳۱/۶۹

ب) سوراخ‌های مستطیل

نمونه مقطع مدل شده	D0	D1	D2
با سوراخ مستطیل با لبه	P (kN)	P (kN)	P (kN)
C2-Rec 56.53×28.3 - Lip	۱۷۱/۶۲	۱۶۶/۳۴	۱۶۶/۰۸
C2-Rec 113.12×56.57-Lip	۱۴۵/۹۶	۱۳۸/۱۹	۱۳۱/۷۶
C2-Rec 169.70×84.85-Lip	۸۵/۲۶	۸۶/۲۸	۸۵/۴۵
C2.25-Rec 56.53×28.3-Lip	۲۱۴/۹۳	۲۱۴/۱۹	۲۰۹/۳۵
C2.25-Rec 113.12×56.57-Lip	۱۸۹/۸۷	۱۸۲/۷۸	۱۷۸/۱۸
C2.25-Rec 169.70×84.85-Lip	۱۱۰/۰۶	۱۰۶/۵۸	۹۷/۱۳
C2.5-Rec 56.53×28.3-Lip	۲۵۶/۶۸	۲۵۲/۳۳	۲۵۱/۸۳
C2.5-Rec 113.12×56.57-Lip	۲۳۲/۶۲	۲۰۹/۶۹	۲۰۳/۹۴
C2.5-Rec 169.70×84.85-Lip	۱۲۳/۰۴	۱۲۲/۰۲	۱۱۴/۹۶
C2.75-Rec 56.53×28.3-Lip	۲۸۸/۸۴	۲۸۸/۶۴	۲۸۱/۷۳
C2.75-Rec 113.12×56.57-Lip	۲۵۸/۸۲	۲۵۰/۳۷	۲۴۰/۱۲
C2.75-Rec 169.70×84.85-Lip	۱۴۱/۵۹	۱۳۶/۱۶	۱۳۰/۶۵
C3-Rec 56.53×28.3-Lip	۳۲۰/۷۵	۳۱۶/۷۵	۳۱۳/۴۲
C3-Rec 113.12×56.57-Lip	۲۹۴/۸	۲۶۵/۸۵	۲۶۱/۱۸
C3-Rec 169.70×84.85-Lip	۱۵۵/۹	۱۹۱/۹۱	۱۴۸/۸۹

مشخصات نمونه‌های مدل شده در جدول (۱) ارائه و بر اساس آن ۲۷۰ تیر مدل سازی شده است.



شکل ۴- نام‌گذاری نمونه‌ها

جدول ۱- مشخصات نمونه‌های مدل شده

C-A-B(S-Cir-Rec)-D*E-L			
C	A	2	
		2.25	
		2.5	
		2.75	
		3	
	B	S	40*40
			80*80
			120*120
		D*E	45.2
			90.4
			135.6
			56.53×28.3
			113.12×56.57
			169.70×84.85
	L	Lip	
Lipless			

۲-۳- نتایج تحلیل به روش آنالیز المان محدود

در این بخش، بار نهایی حاصل از نتایج تحلیل روش المان محدود حاصل در جدول (۲) و (۳) آورده شده است. خروجی اصلی مدل‌های آنالیز المان محدود که مبنای آموزش شبکه عصبی و در نهایت بهینه‌سازی قرار گرفت، مقدار بار نهایی P در لحظه گسیختگی مقطع تحت مکانیزم برشی بود. واحد بار نهایی به کیلونیوتن است. نتایج حاصل از روش المان محدود با استفاده از آیین‌نامه سازه‌های فولادی سرد نورد شده [۵۱ و ۵۲] صحت‌سنجی شده است و نتایج قابل قبول به دست آمده است [۲۹]. نتایج به‌عنوان داده‌های لازم برای آموزش و طراحی شبکه عصبی به‌منظور پیش‌بینی تابع هدف استفاده شده است. خروجی‌های به‌دست آمده از شبکه عصبی ساخته شده به‌عنوان تابع هدف در نظر گرفته می‌شود.

ب) سوراخ‌های مستطیل

نمونه مقطع مدل شده با سوراخ مستطیل بدون لبه	D0	D1	D2
	P (kN)	P (kN)	P (kN)
C2-Rec 56.53×28.3	۱۱۴/۰۸	۱۰۹/۴۷	۱۰۲/۳۲
C2-Rec 113.12×56.57	۱۱۲/۸۱	۱۰۹/۰۱	۱۰۰/۵۹
C2-Rec 169.70×84.85	۷۸/۵۶	۷۷/۷۵	۷۴/۰۶
C2.25-Rec 56.53×28.3	۱۵۳/۰۸	۱۵۱/۹۸	۱۴۷/۳۶
C2.25-Rec 113.12×56.57	۱۴۷/۰۹	۱۴۲/۵۹	۱۳۰/۱۱
C2.25-Rec 169.70×84.85	۹۹/۶۵	۹۶/۵۶	۹۱/۶۶
C2.5--Rec 56.53×28.3	۱۸۹/۶۵	۱۸۷/۲۶	۱۸۰/۴۶
C2.5-Rec 113.12×56.57	۱۷۲/۱۱	۱۶۹/۱۸	۱۶۴/۵
C2.5-Rec 169.70×84.85	۱۱۷/۲۲	۱۰۹/۸۷	۱۰۷/۴۹
C2.75-Rec 56.53×28.3	۲۱۶/۰۵	۲۱۳/۹۶	۲۰۴/۸۸
C2.75-Rec 113.12×56.57	۲۰۱/۳۱	۱۹۷/۲۲	۱۹۲/۷۷
C2.75-Rec 169.70×84.85	۱۳۱/۸۹	۱۲۷/۵۷	۱۱۷/۱۸
C3-Rec 56.53×28.3	۲۴۶/۸۵	۲۴۲/۰۷	۲۲۵/۵۷
C3-Rec 113.12×56.57	۲۳۰/۱۵	۲۲۵/۵۶	۲۰۹/۶۸
C3-Rec 169.70×84.85	۱۴۳/۸۴	۱۴۱/۷۶	۱۲۸/۸۹

ج) سوراخ‌های دایره

نمونه مقطع مدل شده با سوراخ دایره بدون لبه	D0	D1	D2
	P (kN)	P (kN)	P (kN)
C2-Cir 45.2	۱۱۹/۱۷	۱۱۹	۱۱۲/۶۸
C2-Cir 90.4	۱۱۵/۹۸	۱۱۰/۴۳	۹۶/۳۶
C2-Cir 135.6	۷۶/۹۴	۷۳/۸۸	۷۳/۵۱
C2.25-Cir 45.2	۱۴۸/۷	۱۴۷/۹۲	۱۴۳/۲۴
C2.25-Cir 90.4	۱۳۶/۴۱	۱۳۵/۷۴	۱۳۵/۲۴
C2.25-Cir 135.6	۹۵/۵۷	۹۷/۸۷	۸۹/۱۲
C2.5- Cir 45.2	۱۸۸/۴۴	۱۸۶/۰۹	۱۸۱/۵۵
C2.5-Cir 90.4	۱۷۳/۱۱	۱۶۷/۲۸	۱۵۹/۲۲
C2.5-Cir 135.6	۱۱۰/۲۷	۱۰۷/۴۹	۱۰۶/۷۲
C2.75-Cir 45.2	۲۱۲/۳۷	۲۱۱/۸	۲۰۴/۱۲
C2.75-Cir 90.4	۱۹۸/۳۴	۱۹۶/۳۴	۱۹۰/۵۳
C2.75-Cir 135.6	۱۲۵/۲۵	۱۲۰/۸	۱۱۲/۳۳
C3-Cir 45.2	۲۴۲/۰۳	۲۳۸/۲	۲۲۹/۰۳
C3-Cir 90.4	۲۲۷/۲۹	۲۱۵/۷۶	۲۰۹/۶۸
C3-Cir 135.6	۱۳۹/۷۳	۱۳۷/۲۱	۱۳۰/۷۱

بررسی داده‌های جدول‌های (۲) و (۳) حاکی از آن است که به‌طور کلی افزایش ضخامت ورق و کاهش ابعاد سوراخ و وجود لبه به افزایش قابل توجه ظرفیت برشی منجر می‌شود. با افزایش فاصله سوراخ‌ها از یکدیگر، عملکرد بازشو بهتر است و بار

ج) سوراخ‌های دایره

نمونه مقطع مدل شده با سوراخ دایره با لبه	D0	D1	D2
	P (kN)	P (kN)	P (kN)
C2-Cir 45.2-Lip	۱۶۹/۱۷	۱۶۶/۳۲	۱۵۸/۳۷
C2- Cir 90.4-Lip	۱۵۵/۵۴	۱۴۰/۰۷	۱۳۳/۵۲
C2- Cir 135.6-Lip	۸۲/۰۷	۷۹/۱۶	۸۱/۹۵
C2.25-Cir 45.2-Lip	۲۱۶/۱۵	۲۱۴/۳۶	۲۰۷/۵۵
C2.25- Cir 90.4-Lip	۱۹۶/۱۶	۱۸۷/۴۸	۱۷۸/۱۲
C2.25- Cir 135.6-Lip	۱۰۴/۲۱	۱۰۲/۰۶	۹۵/۶۸
C2.5- Cir 45.2-Lip	۲۵۸/۹۱	۲۴۸/۱۲	۲۴۴/۰۵
C2.5- Cir 90.4-Lip	۲۳۲/۶۱	۲۰۸/۲۱	۲۰۱/۱۸
C2.5- Cir 135.6-Lip	۱۲۰/۵۴	۱۱۹/۵۷	۱۱۵/۸۵
C2.75- Cir 45.2-Lip	۲۸۹/۲۷	۲۸۷/۱۳	۲۷۹/۹۱
C2.75- Cir 90.4-Lip	۲۵۶	۲۴۹/۱۱	۲۴۱/۷۷
C2.75- Cir 135.6-Lip	۱۳۳/۴۲	۱۳۳/۲۷	۱۲۸/۴۴
C3- Cir 45.2-Lip	۳۱۳/۴۲	۳۰۶/۹۶	۳۰۳/۸۲
C3- Cir 90.4-Lip	۲۹۱/۹۱	۲۶۳/۴۹	۲۵۶/۶۸
C3- Cir 135.6-Lip	۱۵۱/۱۴	۱۴۸/۱۳	۱۴۵/۹۵

جدول ۳- نتایج مدل‌های آنالیز شده به روش آنالیز المان محدود برای مقاطع بدون لبه

الف) سوراخ‌های مربع

نمونه مقطع مدل شده با سوراخ مربع بدون لبه	D0	D1	D2
	P (kN)	P (kN)	P (kN)
C2-S40×40	۱۳۸/۸	۱۹۳/۰۹	۱۰۵/۱۵
C2-S80×80	۱۱۱/۰۱	۱۰۸/۵۵	۱۰۱/۴۰
C2-S120×120	۶۴/۳۹	۶۳/۱۳	۵۸/۶۱
C2.25-S40×40	۱۴۹/۲۳	۱۴۶/۸۴	۱۴۱/۶۷
C2.25-S80×80	۱۳۳/۶۲	۱۲۹/۴۱	۱۲۲/۶۳
C2.25-S120×120	۷۷/۹۶	۷۶/۱۴	۷۱/۱۱
C2.5-S40×40	۱۸۳/۶۲	۱۸۱/۸۳	۱۷۹/۲۴
C2.5-S80×80	۱۷۰/۷۰	۱۵۷/۰۰	۱۵۴/۸۷
C2.5-S120×120	۹۷/۳۶	۹۶/۰۶	۹۲/۶۸
C2.75-S40×40	۲۱۱/۱۵	۲۱۰/۴۷	۲۰۰/۴۵
C2.75-S80×80	۱۹۷/۰۸	۱۹۴/۷۴	۱۸۵/۷۸
C2.75-S120×120	۱۱۸/۲۵	۱۱۴/۷۳	۱۰۹/۸۸
C3-S40×40	۲۳۱/۳۸	۲۲۹/۸۳	۲۲۶/۶۱
C3-S80×80	۲۲۰/۲۰	۲۱۴/۹۲	۲۱۰/۸۲
C3-S120×120	۱۲۷/۹۷	۱۲۵/۲۱	۱۱۹/۵۴

ماکزیم حاصل از آنالیز اجزای محدود، حدود ۴٪ تا ۶٪ افزایش می‌یابد. ظرفیت برشی مستطیل با توجه به کاهش عمق سوراخ حدود ۴٪ بیش‌تر از دایره و دایره ۷٪ بیش‌تر از مربع است.

۴- انتخاب شبکه عصبی مناسب

شبکه عصبی از سه نوع لایه نورونی (لایه ورودی، لایه خروجی و پردازش) تشکیل شده است. هر لایه شامل گروهی از سلول‌های عصبی (نورون) است و با کلیه نورون‌های لایه‌های دیگر در ارتباط است مگر آنکه ارتباط آن‌ها محدود شود. تعداد لایه‌های پردازش (پنهان) در شبکه عصبی و تعداد نورون‌های داخلی هر لایه پارامترهایی هستند که دقت شبکه را تعیین می‌کنند [۵۳].

به منظور امکان مقایسه مستقیم نتایج بین حالات مختلف، چارچوب معماری شبکه عصبی (شامل تعداد لایه‌های پنهان و نورون‌ها) برای تمامی شش مسئله بهینه‌سازی یکسان در نظر گرفته شد. باین‌حال فرآیند آموزش و وزن‌های نهایی هر شبکه به‌طور مستقل و بر اساس داده‌های مربوط به همان حالت (شکل سوراخ و لبه) انجام پذیرفت. شبکه عصبی طراحی شده، دولا لایه بوده که دارای یک لایه مخفی با تعداد شش نورون و یک لایه خروجی با سه نورون است. نحوه انتخاب آن به وسیله طراحی شبکه‌های عصبی مختلف با تعداد نورون‌های متفاوت با استفاده از روش سعی و خطا طراحی شده است. بیش‌ترکردن لایه‌های مخفی تفاوت زیادی در جواب ایجاد نمی‌کند [۵۴]. شبکه سه‌لایه، اندکی جواب را بهبود می‌بخشد که با توجه به حجم زیاد، بهتر است از شبکه دولا لایه استفاده شود. برای آموزش ورودی‌ها و خروجی‌ها، حداکثر و حداقل مقادیر پارامترها در بازه مدل‌های ساخته شده در آباکوس تعریف شده که در جدول (۴) آورده شده است.

جدول ۴- حدود تغییرات متغیرهای مسئله بهینه‌سازی در شبکه عصبی

متغیرها	حدود تغییرات متغیرها در مقاطع با و بدون لبه
ضخامت	$2 < t < 3$
فاصله لبه سوراخ تا تکیه‌گاه	$0 < D < 250$
ابعاد شکل سوراخ مربع	$53/56 < a < 169/70$
ابعاد شکل سوراخ مستطیل	$28/3 < b < 84/85$
ابعاد دایره	$40 < a < 120$
	$45/2 < r < 135/6$

۴-۱- آموزش و طراحی شبکه‌های عصبی

به‌طور کلی تعداد ۲۷۰ نمونه برای ساخت شبکه عصبی استفاده شده است که توسط نرم‌افزار المان محدود مدل‌سازی شده‌اند. تعداد ۲۷۰ نمونه تحلیل عددی، با هدف پوشش کافی فضای طراحی و تأمین حداقل داده لازم برای آموزش مطمئن یک شبکه عصبی با چند پارامتر ورودی (معمولاً ۱۰ برابر تعداد پارامترها) تعیین شد. ۱۳۵ نمونه برای مقاطع با لبه و ۱۳۵ نمونه برای مقاطع بدون لبه استفاده شده است و از ۱۳۵ نمونه، ۴۵ نمونه برای هر کدام از سه شکل سوراخ (مربع، مستطیل و دایره) در نظر گرفته شده است و شش حالت بهینه‌سازی انجام گرفته است. پس از مرتب‌سازی متغیرها، به‌منظور کنترل صحت آموزش شبکه عصبی و جلوگیری از بیش‌بردازش^۱ مجموعه الگوها به‌صورت تصادفی به سه دسته تقسیم شده‌اند، ۷۰ درصد از الگوها برای آموزش^۲ ۱۵ درصد برای اعتبارسنجی^۳ و ۱۵ درصد از آن‌ها برای آزمایش شبکه عصبی^۴ انتخاب شده‌اند [۵۵ و ۵۶]. پارامترهای مؤثر بر رفتار تیرها (ابعاد سوراخ، ضخامت مقطع، فاصله سوراخ از تکیه‌گاه) در مقاطع با و بدون لبه و برای هر سه شکل سوراخ به‌صورت ماتریس‌های عددی به‌عنوان ورودی شبکه عصبی مصنوعی (سه ورودی) و بر اساس تحلیل مدل‌ها نتایج حاصل از روش المان محدود (بار ماکزیمم) به‌صورت یک خروجی به شبکه عصبی معرفی شده است و خروجی شبکه عصبی بر اساس تحلیل مدل‌ها به‌عنوان تابع هدف انتخاب شدند. معیار میانگین توان دوم خطاها (MSE) و مقدار رگرسیون^۵ به‌عنوان شاخص‌های انتخاب شبکه نهایی هستند. همچنین در بهینه‌سازی به‌روش الگوریتم ژنتیک، معادله جرم تیر تعریف شد و در نهایت با استفاده از بررسی‌های پارامتری، ابعاد متغیرهای مقاطع بهینه، مقاومت نهایی تیرها و جرم مقاطع مورد نظر ارائه شده است.

۴-۲- پیش‌بینی تابع هدف با استفاده از شبکه عصبی

تابع هدف بار ماکزیمم در رابطه‌های (۶) الی (۸) آورده شده است.

$$\text{Max}(V1) = F(t_i, r_i, d_i) \quad (6)$$

$$\text{Max}(V2) = F(t_j, a_j, d_j) \quad (7)$$

$$\text{Max}(V3) = F(t_k, a_k, b_k, d_k) \quad (8)$$

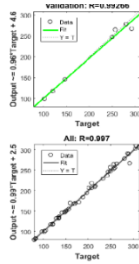
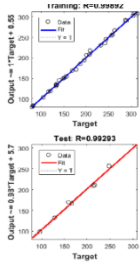
¹ Overfitting

² train

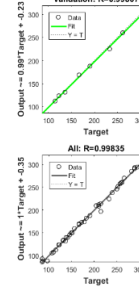
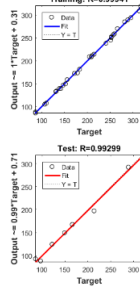
³ validation

⁴ test

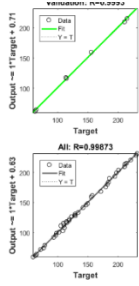
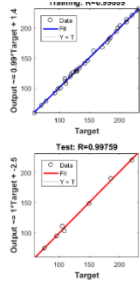
⁵ Regression (R)



الف) دایره



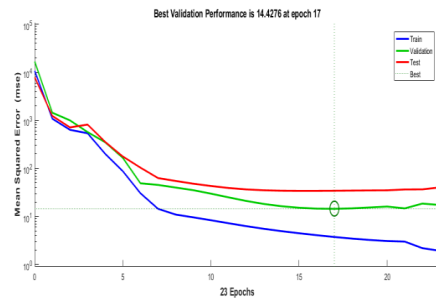
ب) مستطیل



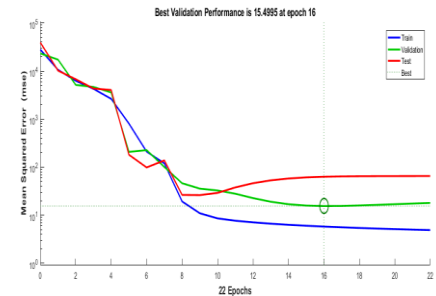
ج) مربع

شکل ۵- رگرسیون مربوط به اعتبارسنجی، آموزش و آزمون شبکه عصبی

منتخب برای مقاطع با لبه با شکل سوراخ‌های دایره، مستطیل و مربع



الف) دایره



ب) مستطیل

هرکدام از توابع دارای سه متغیر هستند. در رابطه (۶) برای دایره متغیرهای تابع هدف، ضخامت ورق مقطع، شعاع دایره و فاصله لبه سوراخ از تکیه‌گاه است. در رابطه (۷) برای مربع متغیرهای تابع هدف، ضخامت مقطع، ضلع مربع و فاصله لبه سوراخ از تکیه‌گاه است. در رابطه (۸) برای مستطیل متغیرهای تابع هدف، ضخامت مقطع، طول و عرض مستطیل و فاصله لبه سوراخ از تکیه‌گاه است (برحسب میلی‌متر). تابع هدف جرم در رابطه (۹) آورده شده است که دارای چهار متغیر ارتفاع جان (h)، طول بال (l)، ضخامت (t) و در مقاطع لبه‌دار، (b) طول لبه است (برحسب میلی‌متر) که از معادله‌های (۱۰) الی (۱۲) محاسبه شده است. چگالی فولاد (ρ) ۷۸۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب است. (A_j) مساحت ورق فولاد بر حسب میلی‌مترمربع و (l_j) طول تیر بر حسب میلی‌متر است.

$$\text{Min}(\text{mass}) = G(h, l, t, b) \quad (9)$$

$$W = \sum_{j=1}^m \rho A_j l_j \quad (10)$$

$$V = [(((h \times t + 2 \times l \times t) + (2 \times 19 \times t \times b)) \times 1000) \times 2] - (\text{hole_area} \times 4 \times t) / 1e9 \quad (11)$$

$$\text{mass} = v \times 7850 \quad (12)$$

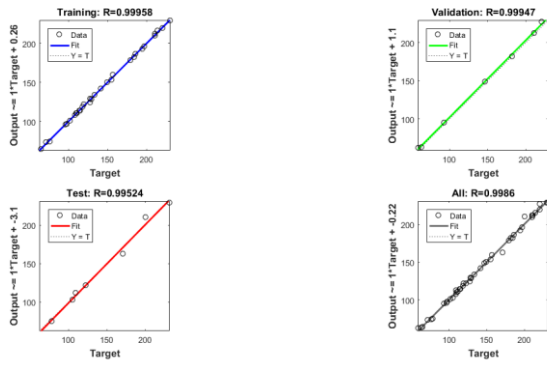
در روابط بالا (V) حجم تیر فولادی به طول ۱۰۰۰ میلی‌متر بدون نظر گرفتن سوراخ است که واحدش بر حسب میلی‌مترمربع است.

۴-۳- اعتبارسنجی تابع هدف با استفاده از شبکه عصبی و

نتایج نمودارهای شبکه عصبی منتخب

رگرسیون و نتایج خطای شبکه عصبی منتخب با روش میانگین توان دوم خطاها مربوط به آموزش، اعتبارسنجی و آزمایش برای شکل‌های با سوراخ‌های مربع، مستطیل و دایره برای مقاطع با و بدون لبه در شکل‌های (۵) و (۷) نشان داده شده است [۵۷]. همان‌گونه که مشاهده می‌شود برای نمودارهای منتخب شبکه عصبی، برای مقاطع با سوراخ با لبه برای شکل سوراخ دایره، مستطیل و مربع، بهترین نتیجه شبکه عصبی به ترتیب در تکرار ۱۱ و ۱۷، ۱۶ و ۱۱ اتفاق افتاد و برای مقاطع بدون لبه بهترین نتیجه شبکه عصبی به ترتیب در تکرار ۱۷، ۱۹ و ۱۰ اتفاق افتاد. اگرچه بعد از آن خطای آموزش کم‌تر شده ولی چون اعتبارسنجی به خطای بیش‌تری رسیده، پدیده بیش‌برازش اتفاق افتاده است.

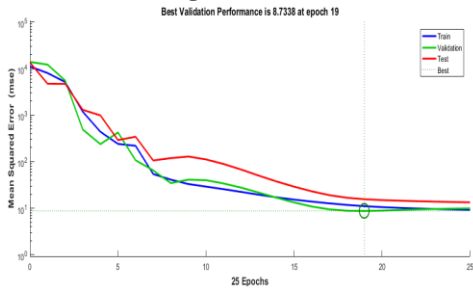




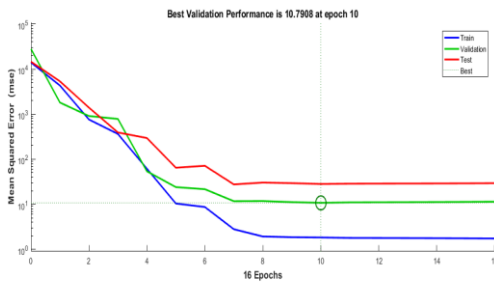
(ج) مربع

شکل ۷- رگرسیون مربوط به اعتبارسنجی، آموزش و آزمون شبکه عصبی منتخب برای مقاطع بدون لبه با شکل سوراخ‌های دایره،

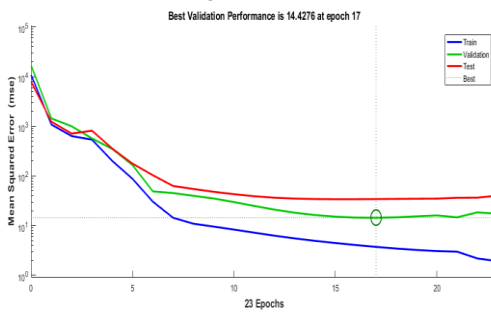
مستطیل و مربع



(الف) دایره



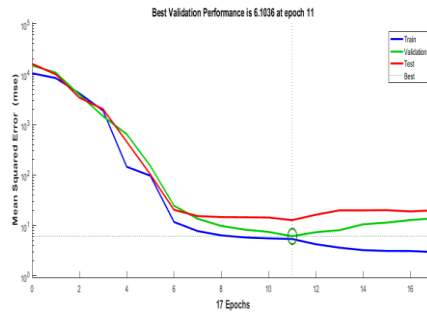
(ب) مستطیل



(ج) مربع

شکل ۸- میانگین مربع خطاها برای اعتبارسنجی، آموزش و آزمون شبکه عصبی منتخب مقاطع بدون لبه با شکل سوراخ‌های دایره،

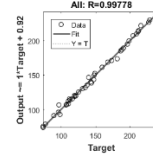
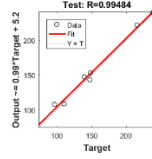
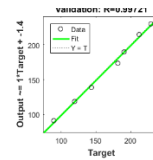
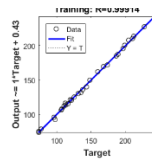
مستطیل و مربع



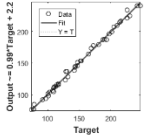
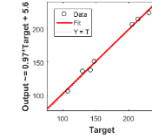
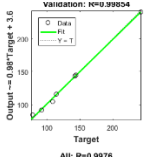
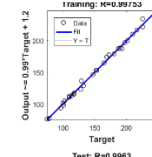
(ج) مربع

شکل ۶- میانگین مربع خطاها برای اعتبارسنجی، آموزش و آزمون شبکه عصبی منتخب مقاطع با لبه با شکل سوراخ‌های دایره، مستطیل و مربع

شبکه عصبی نهایی بر مبنای دو معیار اصلی دستیابی به کم‌ترین مقدار خطای میانگین مربعات در مجموعه داده‌های اعتبارسنجی^۱ برای جلوگیری از بیش‌برازش و حصول ضریب همبستگی R بسیار نزدیک به یک (بیش از ۰.۹۹) در هر سه مجموعه آموزش، اعتبارسنجی و آزمون انتخاب شد؛ همچنین در شکل‌های (۶) و (۸)، عدد رگرسیون با عدد تقریبی بزرگ‌تر از ۰/۹۹ مربوط به اعتبارسنجی، آموزش و آزمون شبکه عصبی منتخب برای نمودار بار و جرم تخمین زده و با بار و جرم واقعی مقایسه شده‌اند. این نمودار با تقریب بسیار خوب و خطای کم‌تر از ۰/۰۱ درصد و با توجه به اعداد رگرسیون نشان‌داده‌شده در شکل به‌دست آمده است و موفقیت شبکه عصبی در این مدل‌سازی را خط $Y=T$ تأیید می‌کند.



(الف) دایره



(ب) مستطیل

¹ Validation



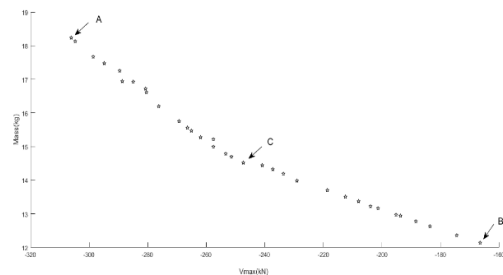
۵- بهینه‌سازی به روش الگوریتم ژنتیک

در این مقاله برای بهینه‌سازی تیرهای با سوراخ‌شدگی جان از روش مناسب بهینه‌سازی چندهدفه هوشمند و روش ترکیبی شبکه عصبی-الگوریتم ژنتیک برای رسیدن به شکل مقطع بهینه سوراخ تیر با متغیرهای مختلف، استفاده شده است [۵۸-۶۱]. همان‌طور که در بخش قبل ذکر شد، داده‌های لازم برای آموزش شبکه عصبی با استفاده از روش المان محدود محاسبه شده و از شبکه عصبی برای پیش‌بینی تابع هدف استفاده شده است؛ سپس با استفاده از روش الگوریتم ژنتیک، مقاطع بهینه با در نظر گرفتن قیود مسئله عنوان شده، به دست آمده است [۶۲]. شبکه عصبی آموزش دیده به عنوان یک تابع جایگزین دقیق و کم‌هزینه، جایگزین فراخوانی‌های مکرر و زمان‌بر تحلیل المان محدود می‌شود و به جای اجرای تحلیل کامل المان محدود، تنها با ارسال این پارامترها به ورودی شبکه عصبی، مقدار تابع هدف (بار نهایی) را در کسری از ثانیه دریافت می‌کند. این امر، فرآیند بهینه‌سازی چندهدفه را به‌طور چشمگیری تسریع می‌نماید. این روش می‌تواند برای هر سه شکل سوراخ در مقاطع با و بدون لبه هم‌زمان همه متغیرها (ضخامت مقطع، ابعاد سوراخ، فاصله سوراخ از تکیه‌گاه، شکل سوراخ و مقطع با و بدون لبه) را بهینه‌سازی کند و به‌ازای مقادیر بهینه، بار ماکزیمم و جرم مینیمم مقطع تیر به دست آید. به همین دلیل با توجه به توضیحات ارائه شده در بخش قبل، بهینه‌سازی دوهدفه در این خصوص به‌کار گرفته شده است. محاسبه نمودار پارتو در الگوریتم ژنتیک، یک روش بهینه برای یافتن پارامترهای بهینه تیر است و تمام نقاط بهینه با توجه به تابع هدف به طراح ارائه می‌شود تا بسته به نیاز خود انتخاب نماید [۶۲].

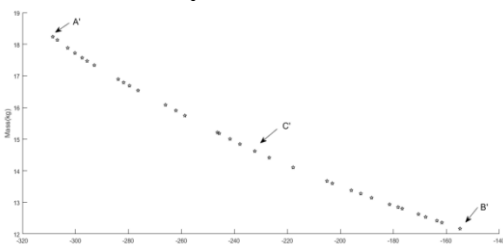
۵-۱- نتایج بهینه‌سازی به روش الگوریتم ژنتیک

در این بخش تابع هدف به دست آمده، درون الگوریتم ژنتیک بهینه‌سازی شده است. تیرهای مورد مطالعه تحت بهینه‌سازی دوهدفه برای دست‌یابی هم‌زمان به بیش‌ترین مقدار بار ماکزیمم و کم‌ترین مقدار وزن قرار گرفته‌اند. در واقع با برقراری ارتباط میان کد نرم‌افزار متلب^۱ و الگوریتم ژنتیک، تحلیل صورت گرفته است و این روند تا زمان رسیدن به انتهای بهینه‌سازی ادامه خواهد یافت. در پایان بهینه‌سازی، نتایج نمودار پارتویی حاصل از بهینه‌سازی برای مقاطع با و بدون لبه برای سه شکل مختلف سوراخ در شکل‌های (۹) و (۱۰) قابل مشاهده است. تمامی نقاط نمودار

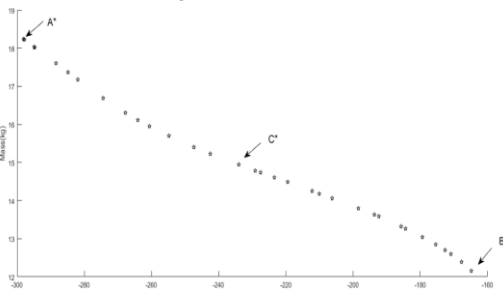
پارتویی به دست آمده، نقاط طراحی بهینه هستند که کاربر بنا بر میزان هدف مورد نظر می‌تواند از هر کدام از مقادیر در نمودار استفاده نماید [۶۲]. در میان نقاط پارتو، نقاط ابتدا، انتها و وسط نمودار به دلیل اهمیت مقدار هدف، مورد بررسی قرار گرفته است. ابعاد و مقادیر بهینه هر کدام از سه نقطه مورد نظر در جدول (۶) ارائه شده است. قابل ذکر است بهینه‌سازی در چند مرحله انجام شده و نمودار مقادیر بهینه برای ابعاد سوراخ با بُعد کوچک‌تر در این مقاله آورده شده است. در انتها برای تأیید نتایج حاصل از الگوریتم ژنتیک، مدل تیر مورد نظر با ابعاد بهینه به دست آمده با روش المان محدود مدل شده است و نتایج قابل قبولی به دست آمده است.



شکل ۹- نمودار پارتو برای تیر با لبه دارای شکل سوراخ الف) دایره



شکل ۹- نمودار پارتو برای تیر با لبه دارای شکل سوراخ ب) مستطیل

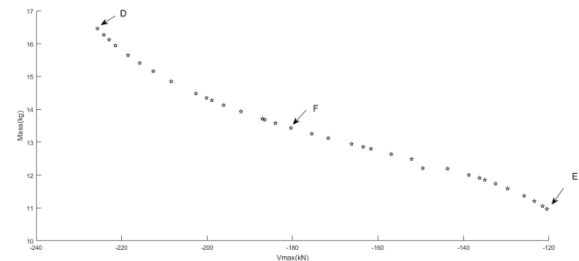


شکل ۹- نمودار پارتو برای تیر با لبه دارای شکل سوراخ ج) مربع

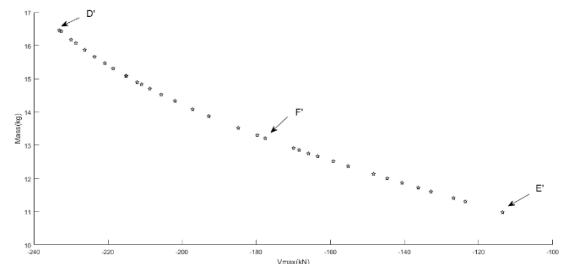
شکل ۹- نمودار پارتو برای تیر با لبه دارای شکل سوراخ الف) دایره، ب) مستطیل، ج) مربع
نقاط A'A''A' در مقاطع با لبه و D'D''D'' در مقاطع بدون لبه از دید تابع هدف اول یا همان مقدار بار، بیش‌ترین مقدار را دارد؛ ولی از دید تابع هدف دوم نسبت به نقاط دیگر مطلوب نیست. نقاط B'B''B'' در مقاطع با لبه و نقاط E'E', E'' در مقاطع بدون لبه از دید تابع هدف دوم یعنی جرم مینیمم بهترین نقطه طراحی

¹ MATLAB Software

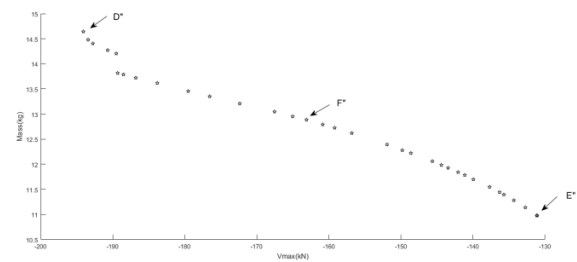
محسوب می‌شود اما از طرف دیگر میزان بار بسیار کمی را به خود اختصاص داده است. هرکدام از این نقاط را می‌توان به‌عنوان جواب تک‌هدفه به ترتیب برای تابع هدف بار ماکزیمم و تابع هدف وزن مینیمم در نظر گرفت.



(الف) دایره



(ب) مستطیل



(ج) مربع

شکل ۱۰- نمودار پارتو برای تیرهای بدون لبه دارای شکل سوراخ

(الف) دایره، (ب) مستطیل، (ج) مربع

مشخصات توابع دوهدفه که در تضاد با یکدیگرند باید هم‌زمان توسط طراح، بهینه شوند. کاهش یک تابع هدف منجر به افزایش تابع هدف دیگر می‌شود و بالعکس [۶۲ و ۶۳]. در این تحقیق، نقطه طراحی C' C' C' و F' F' F' که در ناحیه وسط منحنی قرار دارد را می‌توان نقطه طراحی بهینه دوهدفه با کم‌ترین وزن و بیش‌ترین بار در نظر گرفت. الگوریتم‌های بهینه‌ساز به‌سوی مینیمم‌ساختن پیش می‌روند، اما در این تحقیق، در تابع هدف اول، هدف ماکزیمم‌شدن بار است. به همین علت، تابع هدف اول در منفی ضرب شده است [۶۳]. در میان نقاط پارتو برای مقاطع با لبه، نقاط A و B و C برای شکل سوراخ بهینه دایره، A'، B' و C' برای شکل سوراخ بهینه مستطیل و A''، B'' و C'' برای شکل سوراخ بهینه مربع و برای مقاطع بدون لبه D، E و F برای شکل سوراخ بهینه دایره، D'، E' و F' برای شکل سوراخ بهینه مستطیل

و D، E و F برای شکل سوراخ بهینه مربع، به دلیل اهمیت مقدار هدف یعنی جرم مینیمم و بار ماکزیمم مورد بررسی قرار گرفته‌اند. از دید مهندسی، شیب تند ابتدای منحنی‌های پارتو، حاکی از آن است که با افزایش جرم در محدوده مقاطع سبک، مقاومت به‌سرعت افزایش می‌یابد. در مقابل، بخش میانی کم‌شیب منحنی نشان‌دهنده منطقه‌ای است که افزایش وزن، سود چندانی در افزایش مقاومت ندارد، بنابراین نقطه بهینه توأم مانند نقطه C در این ناحیه قرار می‌گیرد. این نکته در طراحی اقتصادی سازه‌های سبک از اهمیت بالایی برخوردار است.

۶- اعتبارسنجی مقادیر بار نهایی مقاطع بهینه با استفاده از

روش آنالیز المان محدود

در این بخش اعتبارسنجی مقادیر بار نهایی مقاطع بهینه محاسبه‌شده با استفاده از روش الگوریتم ژنتیک و به‌کارگیری روش آنالیز المان محدود انجام شده است و نتایج در جدول (۵) آورده شده است.

جدول ۵- مقادیر بهینه‌سازی برای نقاط مشخص‌شده و مقایسه ظرفیت

ماکزیمم مقطع بهینه با آنالیز المان محدود

نقطه بهینه	ظرفیت بهینه	آنالیز المان محدود برای مقطع بهینه (kN)	درصد اختلاف بار نهایی حاصل از نتایج الگوریتم ژنتیک و آنالیز المان محدود
A	۳۰۶/۰۵	۳۰۲/۵۵	۱/۲۶
B	۱۶۶/۵۴	۱۶۴/۲۳	۱/۴
C	۲۴۷/۳۱	۲۴۰/۵۵	۲/۸
A'	۳۱۵/۴	۳۰۸/۲۲	۲/۳۳
B'	۱۵۶/۹	۱۵۳/۰۲	۲/۵
C'	۲۳۵/۳	۲۳۱/۴۱	۱/۶
A''	۲۹۸/۱	۲۹۵/۰۳	۱/۰۴
B''	۱۶۴/۸	۱۶۲/۱۱	۱/۶۵
C''	۲۳۴/۱	۲۳۰/۲	۱/۶۹
D	۲۲۵/۶	۲۳۴/۴۳	۳/۹۱
E	۱۲۰/۶	۱۱۷/۱۳	۲/۹۶
F	۱۸۰/۳۸	۱۷۷/۱۸	۱/۸۰
D'	۲۴۲/۹۶	۲۲۵/۵۴	۲/۰۴
E'	۸۶/۵۰	۸۱/۱۷	۱/۳۴
F'	۱۶۷/۶۶	۱۶۰/۵۳	۴/۱۸
D''	۱۹۴/۱۴	۱۹۰/۲۲	۲/۰۶
E''	۱۳۱/۱	۱۲۷/۷۶	۲/۶۱
F''	۱۶۳/۰۹	۱۵۹/۱۱	۲/۵۰

نتایج نشان می‌دهد درصد اختلاف بار نهایی حاصل از آنالیز المان محدود و الگوریتم ژنتیک حداکثر ۴/۱۸ است که قابل قبول است.

۷- نتیجه‌گیری

هدف مطالعه اخیر، روش بهینه‌سازی دوهدفه بار ماکزیمم و جرم مینیمم تیر با مقطع I ساخته‌شده از دوپل C شکل فولاد سرد نوردشده با متغیرهای ضخامت مقطع تیر، شکل و ابعاد سوراخ تیر، فاصله سوراخ از تکیه‌گاه در مقاطع با و بدون لبه تحت بارگذاری متمرکز است که در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی صورت گرفت. فرایندهای آموزشی و آزمایشی بین خروجی‌های مدل از طریق شبکه عصبی مصنوعی انجام شد. شبکه حاصل به‌عنوان تابع هدف برای یافتن مقادیر بهینه در نظر گرفته شد و با استفاده از روش ترکیبی شبکه عصبی-الگوریتم ژنتیک، بهینه‌سازی انجام شد و در انتها مقادیر بهینه به‌دست‌آمده توسط نرم‌افزار آباکوس مقایسه و تطابق خوبی ایجاد شد. نوآوری اصلی این پژوهش، ارائه و اجرای یک چارچوب ترکیبی کامل متشکل از تحلیل المان محدود غیرخطی (برای تولید داده معتبر)، شبکه عصبی مصنوعی (به‌عنوان مدل جایگزین سریع) و الگوریتم ژنتیک چندهدفه برای ایجاد مجموعه جواب‌های بهینه پارتو برای بهینه‌سازی هم‌زمان مقاومت برشی و وزن تیرهای سرد نوردشده با بازشوه‌های جان است. این چارچوب، مشکل زمان‌بر بودن بهینه‌سازی مستقیم با آنالیز المان محدود را مرتفع ساخته و مجموعه‌ای از طرح‌های بهینه را به‌جای یک طرح واحد ارائه می‌دهد. نتایج به‌دست‌آمده از بهینه‌سازی به‌صورت زیر است:

- در این مقاله، شبکه‌های عصبی مصنوعی برای پیش‌بینی بارهای نهایی ارائه شده است. شبکه‌های عصبی منتخب برای محاسبه تابع هدف تطابق بسیار خوبی با نتایج شبیه‌سازی اجزای محدود نشان دادند و از دقت معادلات طراحی موجود فراتر رفتند.

- نتایج به‌دست‌آمده از بهینه‌سازی به‌روش ترکیبی شبکه عصبی-الگوریتم ژنتیک نشان می‌دهد که مدل بهینه‌سازی از کارایی بالایی در ارائه طرح‌های بهینه برخوردار است. مقاطع بهینه به‌دست‌آمده از تابع دوهدفه در مورد شکل سوراخ در مقاطع با و بدون لبه در ضخامت، ابعاد و فاصله سوراخ از تکیه‌گاه به‌گونه‌ای است که کاهش بار موجب افزایش جرم و افزایش جرم، کاهش بار را به‌دنبال دارد. کاربرد عملی نتایج این تحقیق، ارائه یک ابزار تصمیم‌گیری به مهندسان طراح است. در نهایت طراح می‌تواند بسته به الزامات طراحی و نیاز، نقطه‌ای را از نمودار پارتو انتخاب کند که به‌طور هم‌زمان بهترین موقعیت را فراهم و به تصمیم‌گیری‌های سازنده در رسیدن به هدف کمک نماید.

درحقیقت با استفاده از نمودارهای پارتوی تولیدشده و جدول مقادیر بهینه، مهندس می‌تواند بسته به اولویت پروژه (حداکثر مقاومت، حداقل وزن، یا توازن بین آن دو)، مشخصات بهینه سوراخ (شکل، ابعاد، محل) و ضخامت ورق را برای تیرهای CFS با بازشوی جان به‌سرعت تعیین نماید.

- نتایج حاصل از بهینه‌سازی نشان می‌دهد در جان‌های سوراخ‌دار، در همه شکل‌های سوراخ و در مقاطع با و بدون لبه، سوراخ‌های کوچک‌تر با افزایش ضخامت می‌توانند مقاطع بهینه‌ای برای تیرهای موردنظر باشند.

- مقایسه نتایج بار ماکزیمم مقاطع بهینه با متغیرهای مشخص‌شده حاصل از روش بهینه‌سازی شبکه عصبی-الگوریتم ژنتیک با روش اجزای محدود نشان می‌دهد که درصد اختلاف حداکثر برابر ۴/۱۸ درصد است و از تطابق خوبی برخوردار است.

۸- محدودیت‌ها و تحقیقات آینده

این مطالعه بر رفتار برشی متمرکز بود و برهم‌کنش با خمش یا پیچش بررسی نشد. شرایط تکیه‌گاهی ساده‌شده‌ای در نظر گرفته شد. اثرات خستگی و رفتار در برابر آتش مورد مطالعه قرار نگرفت. پیشنهاد می‌شود در مطالعات آینده، این محدودیت‌ها مورد توجه قرار گیرد.

- sections", *Journal of Constructional Steel Research*, 197, pp.107460.
- [14] Chen, B., Roy, K., Fang, Z., Uzzaman, A., Pham, C.H., Raftery, G.M., and Lim, J.B.P. (2022), "Shear capacity of cold-formed steel channels with edge-stiffened web holes, unstiffened web holes, and plain webs", *Journal of Structural Engineering*, 148(9), pp.04022129.
- [15] Sönmez, M., and Komur, M.A. (2010), "Using FEM and artificial networks to predict elastic buckling load of perforated rectangular plates under linearly varying in-plane normal load", *Structural Engineering and Mechanics*, 34(2), pp.159-174.
- [16] Keerthan, P., and Mahendran, M. (2011), "Shear behavior and strength of Lite steel beams with web openings", *Advances in Structural Engineering*, 14(2), pp.171-184.
- [17] Li, Z., Leng, J., Guest, J.K., and Schafer, B.W. (2016), "Two-level optimization for a new family of cold-formed steel lipped channel sections against local and distortional buckling", *Thin-Walled Structures*, 108, pp.64-74.
- [18] Yousefi, A.M., Lim, J.B.P., and Clifton, G.C. (2017), "Cold-formed ferritic stainless steel unlipped channels with web openings subjected to web crippling under interior-two-flange loading condition-Part I: Tests and finite element model validation", *Thin-Walled Structures*, 116, pp.333-341.
- [19] Yousefi, A.M., Lim, J.B.P., Uzzaman, A., Lian, Y., Clifton, G.C., and Young, B. (2017), Design of cold-formed stainless steel lipped channel sections with web openings subjected to web crippling under end-one-flange loading condition", *Advances in Structural Engineering*, 20(7), pp.1024-1045.
- [20] Pham, S.H., Pham, C.H., and Hancock, G.J. (2017), "On the design of cold-formed steel beams with holes in shear using the direct strength method", In *EUROSTEEL*, pp.1590-1599.
- [21] Gatheeshgar, P., Poologanathan, K., Gunalan, S., Shyha, I., Tsavdaridis, K.D., and Corradi, M. (2020), "Optimal design of cold-formed steel lipped channel beams: Combined bending, shear, and web crippling", *Structures*, 28, pp.825-836.
- [22] Gatheeshgar, P., Poologanathan, K., Gunalan, S., Tsavdaridis, K.D., Degtyareva, N., and Nagaratnam, B. (2019), "Optimised and slotted cold-formed steel channels: A solution for modular building systems", 10th International Conference on Structural Engineering and Construction Management.
- [23] Degtyareva, N., Gatheeshgar, P., Poologanathan, K., Gunalan, S., Shyha, I., and McIntosh, A. (2020), "Local buckling strength and design of cold-formed steel beams with slotted perforations", *Thin-Walled Structures*, 156, pp.106951.
- [24] Pham, C.H., and Hancock, G.J. (2020), "Shear tests and design of cold-formed steel channels with central square holes", *Journal of Structural Engineering*, 146(4), pp.04019173.
- [25] Taheri, E., Fard, S.E., Zandi, Y., and Samali, B. (2021), "Experimental and numerical investigation
- [1] Adeli, H., and Karim, A. (1997), "Neural network model for optimization of cold-formed steel beams", *Journal of Structural Engineering*, 123(11), pp.1535-1543.
- [2] Wanniarachchi, K.S., Mahendran, M., and Keerthan, P. (2017), "Shear behavior and design of lipped channel beams with non-circular web openings", *Thin-Walled Structures*, 119, pp.83-102.
- [3] Pham, S.H., Pham, C.H., and Hancock, G.J. (2017), "Review of direct strength method of design for cold-formed steel structures with holes with a focus on shear", *Congrès International de Géotechnique-Ouvrages-Structures*, pp.954-963.
- [4] Mojtabaei, S.M., Kabir, M.Z., Hajirasouliha, I., and Kargar, M. (2018), "Analytical and experimental study on the seismic performance of cold-formed steel frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 143, pp.18-31.
- [5] Zhao, J., Sun, K., Yu, C., and Wang, J. (2019), "Tests and direct strength design on cold-formed steel channel beams with web holes", *Engineering Structures*, 184, pp.434-446.
- [6] Chen, B., Roy, K., Uzzaman, A., Raftery, G., Nash, D., Clifton, G., Pouladi, P., and Lim, J. (2019), "Effects of edge-stiffened web openings on the behaviour of cold-formed steel channel sections under compression", *Thin-Walled Structures*, 144, pp.106307.
- [7] Yu, N., Kim, B., Yuan, W., Li, L., and Yu, F. (2019), "An analytical solution of distortional buckling resistance of cold-formed steel channel-section beams with web openings", *Thin-Walled Structures*, 135, pp.446-452.
- [8] Horacek, M., Melcher, J., Balazs, I., and Pesek, O. (2019), "On problem of torsional characteristics of thin-walled steel beams with web openings", *Materials Science and Engineering*, 471, pp.052040.
- [9] Yu, N., Kim, B., Huang, X., Yuan, W., Ye, R., Wu, L., and Lea, J. (2021), "Analytical solution for flange/web distortional buckling of cold-formed steel beams with circular web perforations", *Mechanics of Advanced Materials and Structures*, 29(6), pp.3463-3473.
- [10] Shaker, F.M.F., Mamdooh, Z., Deifalla, A., and Yehia, M.M. (2022), "Experimental investigations of the behavior of stiffened perforated cold-formed steel sections subjected to axial compression", *Buildings*, 12(6), pp.812.
- [11] Živaljević, V., Jovanović, Đ., Kovačević, D., and Džolev, I. (2022), "The influence of web holes on the behavior of cold-formed steel members: A review", *Buildings*, 12(8), pp.1091.
- [12] Zhao, J., Liu, J., Yu, C., and Zhang, W. (2022), "Test investigation and direct strength method on cold-formed steel compression members with web holes of different widths", *Engineering Structures*, 272, pp.114979.
- [13] Zhong, Y., Liu, Y., and Feng, R. (2022), "A two-level optimization framework for new family of CFS

- [39] Gao, H., Pan, Z., Zhu, W., Li, X., Chen, Y., and Wang, Q. (2025), "Seismic performance of cold-formed thin-walled steel-composite shear wall with double-layer inclined slots and stiffeners", *International Journal of Civil Engineering*, 23(8), pp.1075-1094.
- [40] El-Taly, B., and El-Shami, M. (2021), "Structural performance of cold-formed steel face-to-face and back-to-back beams", *International Journal of Civil Engineering*, 19(12), pp.1427-1444.
- [41] Yadav, N., Yadav, A., and Kumar, M. (2015), "History of neural networks", In *An Introduction to Neural Network Methods for Differential Equations*, pp.13-15.
- [42] Schmidhuber, J. (2015), "Deep learning in neural networks: An overview", *Neural Networks*, 61, pp.85-117.
- [43] El-Kassas, E.M.A., Mackie, R.I., and El-Sheikh, A.I. (2001), "Using neural networks in cold-formed steel design", *Computers and Structures*, 79(18), pp.1687-1696.
- [44] Tashakori, A., and Adeli, H. (2002), "Optimum design of cold-formed steel space structures using neural dynamics model", *Journal of Constructional Steel Research*, 58(12), pp.1545-1566.
- [45] Guzelbey, I.H., Cevik, A., and Erklig, A. (2006), "Prediction of web crippling strength of cold-formed steel sheetings using neural networks", *Journal of Constructional Steel Research*, 62(10), pp.962-973.
- [46] Pala, M., and Caglar, N. (2007), "A parametric study for distortional buckling stress on cold-formed steel using a neural network", *Journal of Constructional Steel Research*, 63(5), pp.686-691.
- [47] Moradi, M.S.S., Azadi, M., and Jahanian, H. (2022), "Multi-objective optimization of tunnel parameters inside a liquefied sand lens under seismic loads", *Geotechnical Research*, 9(4), pp.196-211.
- [48] Toffolo, A., and Benini, E. (2003), "Genetic diversity as an objective in multi-objective evolutionary algorithms", *Evolutionary Computation*, 11(2), pp.151-167.
- [49] Pareto, V. (1964), "Cours d'économie politique", 1, Librairie Droz.
- [50] Singh, R., and Samanta, A. (2022), "Numerical finite element simulation and structural behaviour of cold-formed steel members", *Materials Today: Proceedings*, 65(8), pp.3300-3305.
- [51] Yu, W.W., LaBoube, R.A., and Chen, H. (2019), "Cold-formed steel design", John Wiley and Sons.
- [52] American Iron and Steel Institute (AISI). (2022), North American specification for the design of cold-formed steel structural members (AISI S100-16).
- [53] Gurney, K. (2018), "An introduction to neural networks", CRC Press.
- [54] Demuth, H.B., Beale, M.H., De Jess, O., and Hagan, M.T. (2014), "Neural network design", Martin Hagan.
- of an innovative method for strengthening cold-formed steel profiles in bending", *Applied Sciences*, 11(11), pp.5242.
- [26] Zhong, Y., Liu, Y., and Feng, R. (2022), "A two-level optimization framework for new family of CFS sections", *Journal of Constructional Steel Research*, 197, pp.107460.
- [27] Neves, M., Basaglia, C., and Camotim, D. (2022), "Stiffening optimization of conventional cold-formed steel cross sections based on a multi-objective genetic algorithm and using generalized beam theory", *Thin-Walled Structures*, 179, pp.109713.
- [28] Qadir, S.J., Nguyen, V.B., and Hajirasouliha, I. (2024), "Design optimisation for CFS beam sections with web and flange stiffeners", *Journal of Constructional Steel Research*, 213, pp.108375.
- [29] Hosseini, N., Parastesh, H., Haji Rasouliha, I., and Mojtabaei, S.M., (2024), "Parametric Study of Shear Capacity of Double Sections of Cold Formed Steel with Hole", *Journal of Structural and Construction Engineering*, 11(12), pp.108-126.
- [30] Pham, N.H., (2023), "Investigation of Web Hole Effects on Capacities of Cold-Formed Steel Channel Members", *Shuren Wang Jingan Li Kui Hu*, pp.161.
- [31] Gatheeshgar, P., Poologanathan, K., Gunalan, S., Shyha, I., Tsavdaridis, K.D., and Corradi, M. (2020), "Optimal design of cold-formed steel lipped channel beams: Combined bending, shear, and web crippling", *Structures*, 28, pp.825-836.
- [32] Yu, C. (2012), "Cold-formed steel flexural member with edge stiffened holes: Behavior, optimization, and design", *Journal of Constructional Steel Research*, 71, pp.210-218.
- [33] Dai, Y., Fang, Z., Roy, K., Raftery, G.M., and Lim, J.B.P. (2023), "Optimal design of cold-formed steel face-to-face built-up columns through deep belief network and genetic algorithm", *Structures*, 56, pp.104906.
- [34] Yin, H., Xiao, Y., Wen, G., Qing, Q., and Deng, Y. (2015), "Multiobjective optimization for foam-filled multi-cell thin-walled structures under lateral impact", *Thin-Walled Structures*, 94, pp.1-12.
- [35] Madeira, J.F.A., Dias, J., and Silvestre, N. (2015), "Multiobjective optimization of cold-formed steel columns", *Thin-Walled Structures*, 96, pp.29-38.
- [36] Srinivas, N., and Deb, K. (1994), "Multiobjective optimization using nondominated sorting in genetic algorithms", *Evolutionary Computation*, 2(3), pp.221-248.
- [37] Atashkari, K., Nariman-Zadeh, N., Jamali, A., and Pilechi, A. (2005), "Thermodynamic Pareto optimization of turbojet using multi-objective genetic algorithm", *International Journal of Thermal Sciences*, 44(11), pp.1061-1071.
- [38] Qazani, M.R.C., Bidabadi, B.S., Asadi, H., Nahavandi, S., and Bidabadi, F.S. (2023), "Multiobjective optimization of roll-forming procedure using NSGA-II and type-2 fuzzy neural network", *IEEE Transactions on Automation Science and Engineering*, 21(3), pp.3842-3851.



- [55] Kaveh, A., and Khavaninzadeh, N. (2023), "Hybrid ECBO-ANN algorithm for shear strength of partially grouted masonry walls", *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 67(4), pp.1176-1187.
- [56] Lagaros, N.D. (2023), "Artificial neural networks applied in civil engineering", *Applied Sciences*, 13(3), pp.1131.
- [57] Waszczyszyn, Z. (2011), "Artificial neural networks in civil engineering: Another five years of research in Poland", *Computer Assisted Mechanics and Engineering Sciences*, 18, pp.131-146.
- [58] Guenin, B., Könemann, J., and Tuncel, L. (2022), "Practical optimization: A gentle introduction", Cambridge University Press.
- [59] Leng, J. (2024), "Optimization techniques for structural design of cold-formed steel structures", In *Recent Trends in Cold-formed Steel Construction*, pp.215-238.
- [60] André, J., Siarry, P., and Dognon, T. (2001), "An improvement of the standard genetic algorithm fighting premature convergence in continuous optimization", *Advances in Engineering Software*, 32, pp.49-60.
- [61] Nariman-Zadeh, N., Atashkari, K., Jamali, A., Pilechi, A., and Yao, X. (2005), "Inverse modeling of multi-objective thermodynamically optimized turbojet engine using GMDH-type neural networks and evolutionary algorithms", *Engineering Optimization*, 37(2), pp.437-462.
- [62] Liu, B., Yu, M., Liu, Y., Chen, W., Fang, Z., and Lim, J.B.P. (2024), "Fire resistance time prediction and optimization of cold-formed steel walls based on machine learning", *Thin-Walled Structures*, 203, pp.112207.
- [63] Hou, S., Li, Q., Long, S., Yang, X., and Li, W. (2009), "Crashworthiness design for foam filled thin-wall structures", *Materials and Design*, 30(6), pp.2024-2032.



www.journaliss.ir

مشارکت مسیره‌های انتقال بار در اتصال تیر فولادی به ستون بتنی مربعی و دایره‌ای

نسرین بخشایش اقبالی^{۱*}، سید رسول میرقادری^۲، محمد مهدی احمدی^۱، زهرا باپیری^۳

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه ایلام، ایلام

۲- استاد، مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

۳- کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه ایلام، ایلام

*ایلام، صندوق پستی ۶۹۳۹۱۷۷۱۱، n.bakhshayesh@ilam.ac.ir

چکیده

سیستم‌های ساختمانی متشکل از تیرهای فولادی و ستون‌های بتن‌آرمه، یک ترکیب بهینه از مصالح در طراحی ساختمان ارائه می‌کنند. در راستای گسترش استفاده از چنین سیستم‌هایی، پرداختن به ناحیه اتصال تیر به ستون، بحث سازوکار انتقال نیرو و تعیین میزان مشارکت اجزای ناحیه اتصال بسیار حائز اهمیت است. در این تحقیق، مدل‌سازی عددی بر اتصال تیر فولادی به ستون بتن‌آرمه با ورق میان‌گذر توسط نرم‌افزار آباکوس انجام شد؛ سپس نتایج حاصل از تحلیل بر اساس نتایج تست‌های آزمایشگاهی به‌طور دقیق مورد صحت‌سنجی قرار گرفت. به‌منظور ارزیابی دقیق میزان مشارکت اجزای اتصال در تقاضای چشمه اتصال، مدل‌های صحت‌سنجی شده به چندین مدل با ابعاد بزرگ‌تر تیر به ستون مربعی و دایره‌ای توسعه داده شدند. همچنین چندین مدل نیز برای مطالعه اثر برشگیرهای واقع بر سطوح مختلف ناحیه اتصال در انتقال بار، مورد تحلیل و ارزیابی قرار گرفت. نتایج نشان داد که در نمونه‌های با ستون مربعی و دایره‌ای به ترتیب حداقل ۵۰٪ و ۳۵٪ نیروهای ناحیه اتصال از طریق ورق میان‌گذر به بتن ستون انتقال می‌یابد. این تفاوت حاکی از محصورکنندگی بهتر ورق‌های پوششی دایره‌ای است. در نمونه بدون برشگیر، ورق‌های پوششی در انتقال بار بسیج نشدند که منجر به افزایش تقاضا در ورق میان‌گذر، افزایش تنش و کرنش در محل اتکای ورق میان‌گذر به بتن و کاهش در سختی اتصال شد.

واژگان کلیدی

اتصال تیر فولادی به ستون بتن‌آرمه، ورق میان‌گذر، مدل‌سازی عددی، مسیرانتقال بار، ستون دایره‌ای

Contribution of load transfer mechanisms in steel beam to square and circular concrete column connection

N. Bakhshayesh Eghbali, S.R. Mirghaderi, M.M. Ahmadi, Z. Bapiri

Abstract

Structural systems consisting of steel beams and reinforced concrete columns provide an optimal combination of materials in building design. In order to expand the use of such systems, it is very important to address the beam-to-column connection area, discuss the force transfer mechanism, and determine the contribution of load transfer mechanisms. In this study, numerical modeling of the steel beam to a reinforced concrete column connection with a through plate was performed using Abaqus software. Then, the results of the analysis were accurately validated based on the results of experimental tests. In order to evaluate the contribution of the connection components from the connection shear demand, the validated models were expanded to several models with larger dimensions of beam to square and circular column connection. Some models were also analyzed and evaluated to study the effect of shear connectors located on different surfaces of the connection area on load transfer. The results showed that at least 50% and 35% of the connection demands are transferred to the column concrete through the trough plate in the specimens with square and circular columns, respectively. This difference indicates better confinement provided by the circular cover plates. In the specimen without shear connectors, the cover plates were not mobilized in load transfer, which led to increased demand on the through plate, increased stress and strain at the point where the through plate rests on the concrete, and a decrease in the stiffness of the connection.

Keywords

Steel Beam to Reinforced Concrete Column, Through Plate, Numerical Modeling, Load Transfer Mechanisms, Circular Column



خواجه عطاری و همکاران، نیز اثر جزئیات متفاوتی بر اتصال ارائه شده توسط چنگ [۳] را بررسی نمودند و نشان دادند که ورق پوششی ناحیه اتصال می‌تواند جایگزین کمر بند بالا و پایین اتصال^۵ و خاموت‌های این ناحیه شود [۶].

در تحقیق لی^۶ و همکاران، برای تأمین اتصال مناسب ستون بتن‌آرمه و تیر فولادی، یک پروفیل فولادی درون ستون بتن‌آرمه در ناحیه اتصال تعبیه شد که مستقیماً به تیر فولادی جوش داده شد [۷]. نمونه‌ها تا دریافت حدود ۵ درصد رفتار چرخه‌ای مناسبی بدون افت مقاومت با مقداری لاغرشدگی نشان دادند.

شن^۷ با استفاده از روش تحلیل اجزای محدود، مکانیزم برشی اتصال و عوامل مؤثر در عملکرد آن را مورد بررسی قرار داد [۸]. در نهایت مدل و معادلاتی برای طراحی اتصالات خارجی و داخلی ارائه نمود که مبنای تئوریک برای طراحی شیوه اتصال مورد نظر قرار گرفت.

حبشی‌زاده و همکاران، در یک مدل سه‌بعدی غیرخطی، رفتار اتصال را تحت بارگذاری سیکلی مورد بررسی قرار داده و اعتبار روش اجزای محدود را در مطالعه رفتار لرزه‌ای اتصالات مرکب ارزیابی نمودند [۹].

گو^۸ و همکاران، مکانیزم‌های چشمه اتصال را از طریق مدل‌های اجزای محدود مورد بررسی قرار دادند [۱۰].

اگرچه تحقیقات متعددی بر اتصالات و قاب‌های مرکب از تیر فولادی و ستون بتن‌آرمه انجام شده است؛ ولی استفاده از ستون‌های بتن‌آرمه دایره‌ای که دارای خصوصیات مطلوب از نظر معماری، شکل ظاهری، شکل‌پذیری، سختی پیچشی و مقاومت نسبت به ستون‌های مربعی هستند، به دلیل کمبود روش‌های اتصال مناسب و یا صعوبت اجرای اتصالات، چندان مورد توجه قرار نگرفته‌اند. روش استفاده از ورق میان‌گذر به دلیل شکل اتصال که انتقال بار عمدتاً توسط یک ورق عبوری از وسط ستون انجام می‌شود، در هر دو نوع ستون مربعی و دایره‌ای به یک شکل قابل اجرا بوده و مشکل اتصال تیر به ستون دایره‌ای را مرتفع می‌سازد [۱۱].

در این تحقیق رفتار چرخه‌ای اتصال تیر فولادی به ستون بتن‌آرمه مربعی و دایره‌ای با مدل‌سازی اجزای محدود مورد بررسی قرار گرفت و سپس میزان مشارکت مسیرهای انتقال بار به ستون تعیین و عوامل مؤثر بر آن بررسی شد. در این راستا، مدل‌های عددی دو نمونه اتصال آزمایشگاهی صحت‌سنجی شد؛

سیستم ساختمانی مرکب از تیرهای فولادی و ستون‌های بتن‌آرمه (RCS)^۱ یکی از انواع سیستم‌های مرکب است که در آن مزیت‌های قاب‌های خالص بتنی و فولادی با هم ترکیب می‌شوند. استفاده از مقاومت فشاری مناسب بتن در ستون و مقاومت کششی و شکل‌پذیری مناسب فولاد در تیر، موجب شده تا این سازه‌ها وزن کم‌تر، جذب انرژی و شکل‌پذیری بیش‌تر نسبت به سازه‌های بتن‌آرمه و هزینه کم‌تر، میرایی بیش‌تر، سختی جانبی بیش‌تر و به‌دنبال آن کنترل راحت‌تر تغییرمکان جانبی طبقات را نسبت به ساختمان‌های فولادی فراهم نماید. اتصالات در این نوع سازه‌ها نقش مهمی را در عملکرد یکپارچه اجزای سازه و تأمین ضوابط آیین‌نامه‌ای به‌عنوان یک سیستم سازه‌ای تأیید شده و اجرایی ایفا می‌کنند. همین امر محققین را به بررسی بیش‌تر رفتار اتصالات در این نوع سازه‌ها سوق داده است.

کوراماتو^۲ و همکاران، تعدادی اتصال تیر فولادی به ستون بتن‌آرمه را برای بررسی عملکرد سازه‌ای و مکانیزم‌های انتقال بار مورد آزمایش قرار دادند که اتصالات توسط ورق‌های پوششی و سخت‌کننده‌های افقی بدون بال‌های تیر تقویت شدند [۱]. بر اساس نتایج به‌دست‌آمده، مقداری لاغرشدگی در نمودار هیستریزس مشاهده شد ولی افت مقاومتی تا دریافت ۴٪ اتفاق نیفتاد.

گابالدن^۳ و همکاران، رفتار لرزه‌ای اتصالات تیر به ستون را در تراز بام به‌صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که مقاومت برشی اتصال تراز بام ۵۰٪ مقاومت یک اتصال داخلی با همان جزئیات است [۲].

چنگ^۴ و همکاران، رفتار لرزه‌ای اتصالات تیر فولادی به ستون بتن مسلح با و بدون دال کف را بررسی کردند و در این راستا دو تکنیک بهسازی در اتصال پیشنهادی به‌کار بردند [۳]. نتایج آزمایش حاکی از رفتار شکل‌پذیر نمونه‌ها بود؛ اگرچه ترک‌های خفیفی در ستون و چشمه اتصال مشاهده شد.

به‌منظور بهبود عملکرد اتصال مذکور علیزاده و همکاران، جزئیاتی را به تکنیک‌های بهسازی موجود اضافه نموده و به‌صورت آزمایشگاهی و عددی مورد بررسی قرار دادند [۴ و ۵]. جزئیات پیشنهادی شامل ورق جلویی عریض‌تر و ورق اتکایی اضافی بود که به بال‌های تیر در هر سمت اتصال جوش داده شدند.

⁵ Steel band plate

⁶ Li

⁷ Shen

⁸ Guo

¹ Reinforced Concrete and Steel Beam System

² Kuramoto

³ Fargier-Gabaldón

⁴ Cheng

سپس اتصالات با ابعاد متفاوت تیر فولادی به ستون بتن آرمه مربعی و دایره‌ای و همچنین سه نمونه اتصال بدون برش‌گیرهای ناحیه اتصال، طراحی و مورد ارزیابی قرار گرفتند.

۲- معرفی اتصال

این اتصال شامل یک ورق قائم (ورق میان‌گذر) است که از ستون عبور کرده و به ورق فولادی احاطه‌کننده ستون در محل اتصال جوش داده می‌شود. در اتصال با ورق میان‌گذر، تیرها توسط ورق میان‌گذر به ستون متصل شده و اتصال مستقیم به ستون ندارند. نیروهای برشی و خمشی مفصل پلاستیک به وسیله اتصال بال و جان تیر به ورق میان‌گذر منتقل می‌شود و کلیه نیروها به صورت داخل صفحه، تمایل به چرخش ورق میان‌گذر نسبت به ستون دارند. از طریق اتصال ورق میان‌گذر به ورق‌های پوششی، بخشی از نیروها نیز به ورق‌های پوششی منتقل می‌شود و موجب ایجاد نیروهای فشاری در بتن و نیروهای برشی در ورق‌های پوششی طرفین اتصال می‌شود. بخشی از نیروهای برشی توسط برش‌گیرهای نصب‌شده بر ورق میان‌گذر و همچنین لبه‌های بالا و پایین این ورق در تماس با بتن، به بتن منتقل می‌شود و بقیه از طریق اتصال جوشی به ورق جلویی منتقل شده و نهایتاً از طریق برش‌گیرهای ورق جلویی به ستون بتنی وارد می‌شوند. بنابراین، سطح تماس لبه‌های بالا و پایین ورق میان‌گذر با بتن، بسیار مستعد ایجاد تمرکز تنش و آسیب‌های موضعی در بتن است که در مدل‌های اجزای محدود مورد بررسی قرار می‌گیرد. به‌طور کلی نیروهای موجود در ورق میان‌گذر در برستون با سه مکانیزم مقاوم شامل مکانیزم‌های داخل صفحه ورق میان‌گذر، داخل صفحه ورق‌های کناری و تشکیل دستک قطری بتن روبه‌رو است که در واقع سه مسیر موازی برای انتقال بار به ستون هستند.

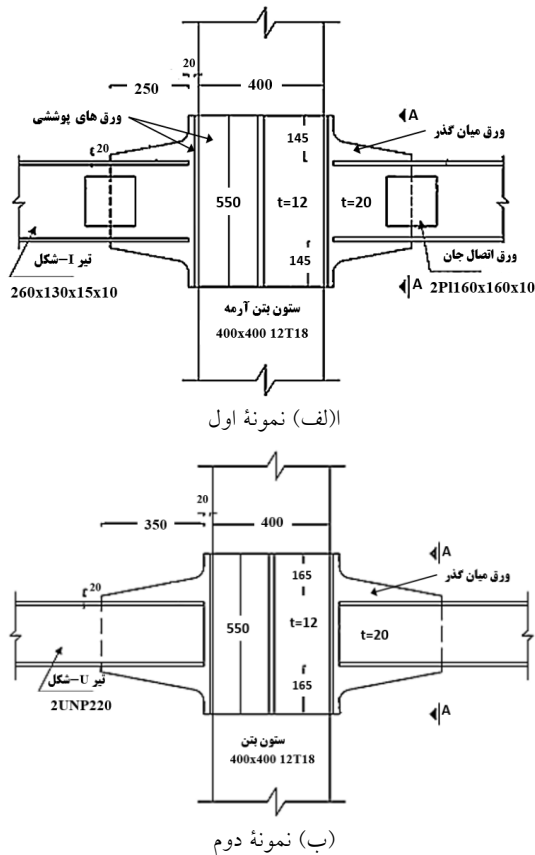
۳- مدل‌سازی اجزای محدود

مدل‌سازی نمونه‌ها در نرم‌افزار آباکوس انجام و نتایج حاصل از تحلیل مدل‌ها بر اساس نتایج آزمایش، اعتبارسنجی شد؛ سپس به منظور ارزیابی دقیق میزان مشارکت اجزای اتصال در تقاضای چشمه اتصال، مدل‌های اعتبارسنجی شده به چندین اتصال با ابعاد بزرگ‌تر تیر و ستون توسعه داده شدند. همچنین چندین مدل نیز برای مطالعه اثر برش‌گیرهای واقع بر سطوح مختلف ناحیه اتصال در انتقال بار مورد تحلیل قرار گرفتند.

۳-۱- هندسه مدل

مشخصات هندسی مدل‌های صحت‌سنجی مطابق شرایط آزمایشگاهی نمونه‌های تست شده در مرجع [۱۲] در نظر گرفته

شد که در شکل (۱) ارائه شده است. طول ستون از محل اعمال بار جانبی تا مرکز مفصل قرارداده شده در پای ستون برابر سه متر است. طول تیر نیز حداثی دو تکیه‌گاه غلتکی دو سر تیر برابر چهار متر مدل شد. همچنین مشخصات مصالح فولادی در جداول (۱) ارائه شده است. مقاومت فشاری بتن ۴۲ و ۴۰ مگاپاسکال به ترتیب در نمونه اول و دوم است.



شکل ۱- مشخصات هندسی اتصالات

جدول ۱- مشخصات مصالح فولادی

مقاومت	تیر IPE220	تیر UNP220	ورق	ورق آرماتور
تسلیم	۲۴۳/۵	۳۲۹/۶	۳۳۹	۳۲۱
کششی				
مقاومت				
نهایی	۴۴۸	۴۷۴/۵	۴۷۱	۴۶۳
کششی				
ازدیاد	۴۱	۳۰/۲	۳۰/۱	۲۷/۶
طول				

۲-۳- تعریف المان‌ها و رفتار مصالح

مدل‌سازی بتن، ورق‌ها و پروفیل‌های فولادی به وسیله المان‌های سه‌بعدی هشت‌گره‌ی C3D8R انجام شد. آرماتورها شامل میلگردهای طولی و عرضی و همچنین صفحات صلب تکیه‌گاهی نیز به ترتیب توسط المان‌های خربایی دوگره‌ی و صفحه‌ای چهار گره‌ی سه‌بعدی R3D4 مدل‌سازی شدند. ضریب اصطکاک در سطح تماس بتن و فولاد در ناحیه اتصال ۰/۲۵ در نظر گرفته شد [۱۳ و ۱۴].

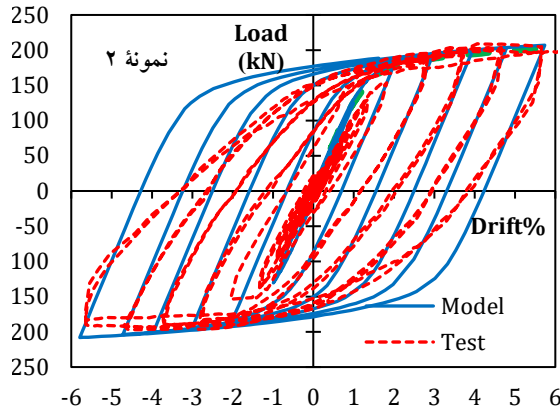
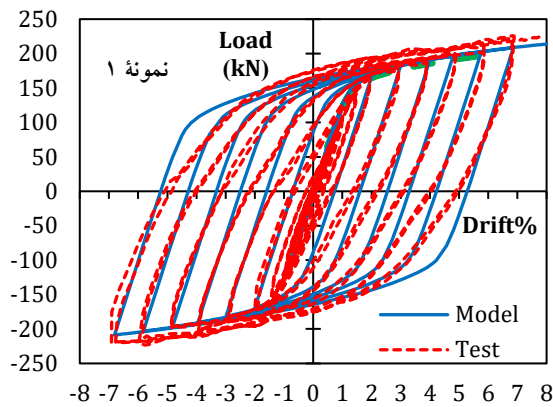
نمودار رفتار مصالح فولادی بر اساس نتایج تست مصالح، شامل مقاومت تسلیم و نهایی اجزای فولادی و تغییر طول متناظر آن‌ها طبق جدول (۱) تعیین شد. رفتار بتن طبق روابط ارائه شده در EN 1992-1-1:2004 و مدل رفتاری بتن آسیب‌دیده خمیری تعریف شد [۱۵].

۳-۳- صحت‌سنجی مدل‌ها

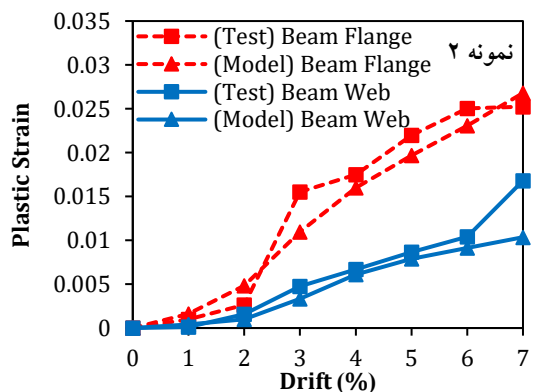
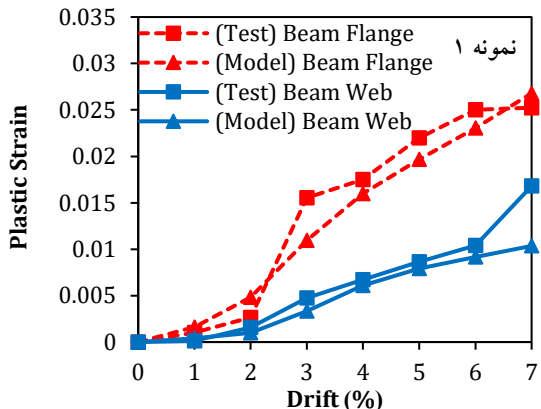
نمودار بار-تغییر مکان حاصل از تست نمونه‌ها و مدل‌سازی در شکل (۲) ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، تطابق بسیار خوبی بین نمودار حاصل از تست و مدل از نظر سختی الاستیک، مقاومت تسلیم، شیب سخت‌شوندگی کرنشی و مقاومت نهایی وجود دارد.

مطابق شکل (۳)، روند تغییرات کرنش در بال و جان تیر در محل مفصل حاصل از تست و مدل نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که تطابق خوبی در مقدار کرنش در بال و جان تیر حاصل از تست و مدل در هر سطح از تغییر مکان جانبی وجود دارد.

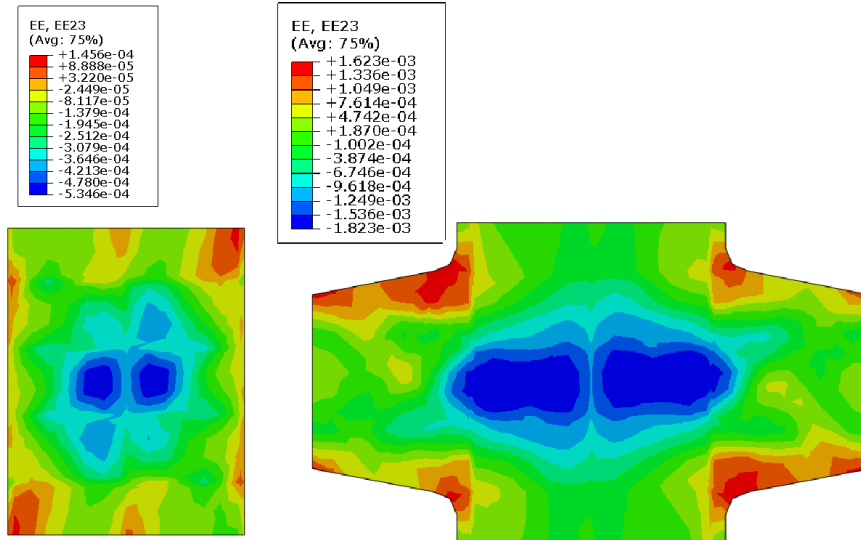
همان‌طور که در شکل‌های (۴) و (۵) قابل مشاهده است، مقادیر کرنش در قسمت میانی ورق میان‌گذر و ورق پوششی که جزئی از چشمه اتصال نمونه هستند، تا انتهای بارگذاری در دررفت ۸٪ در محدوده الاستیک قرار دارند. نمودار حداکثر کرنش برشی در سطح ورق میان‌گذر و ورق پوششی حاصل از تست و مدل در برابر دررفت طبقه در شکل (۶) ترسیم شده است. با مقایسه سطح کرنش در ورق میان‌گذر و ورق کناری مشخص است ورق میان‌گذر که مسیر مستقیم و درون‌صفحه‌ای انتقال بار به ستون است، در مقایسه با ورق‌های کناری که بار با تأخیر به آن‌ها انتقال می‌یابد، سهم بسیار بزرگ‌تری از نیروها را انتقال می‌دهد.



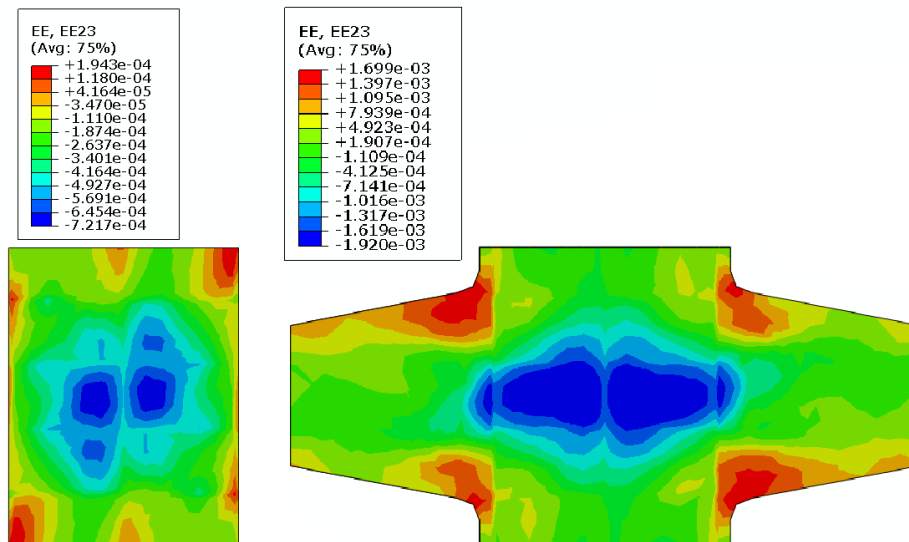
شکل ۲- نمودار بار-تغییر مکان نمونه‌های ۱ و ۲ حاصل از تست آزمایشگاهی و مدل



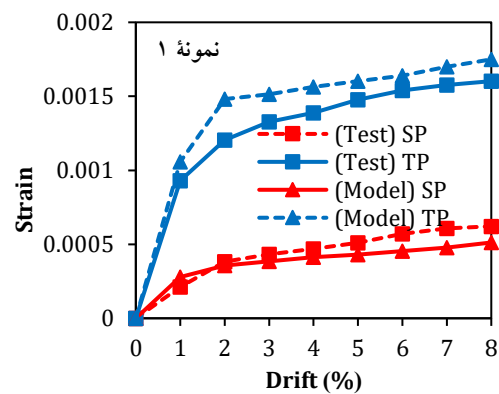
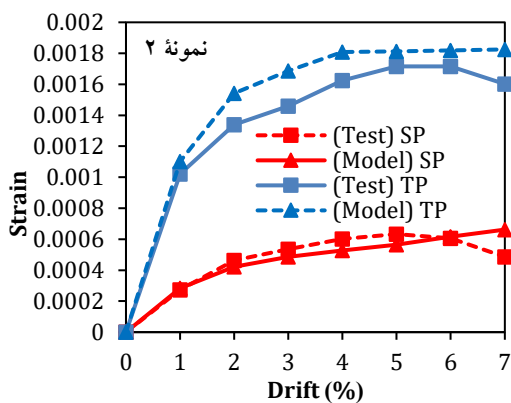
شکل ۳- روند تغییرات کرنش در بال و جان تیر در نمونه‌های ۱ و ۲ در محل مفصل حاصل از تست و مدل



شکل ۴- کرنش برشی الاستیک در ورق میان‌گذر و ورق پوششی در دریفت ۸٪ در نمونه ۱

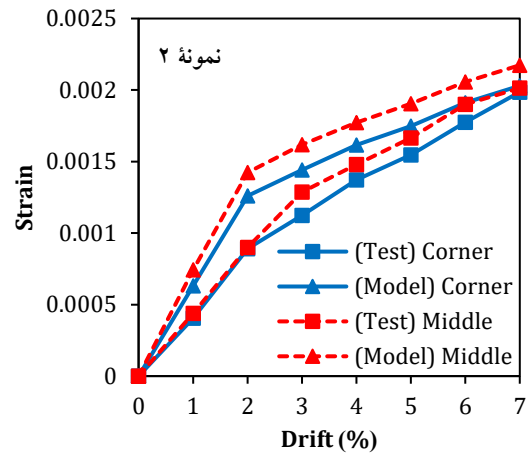
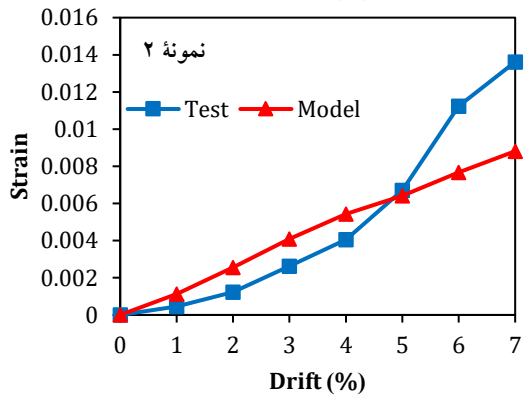
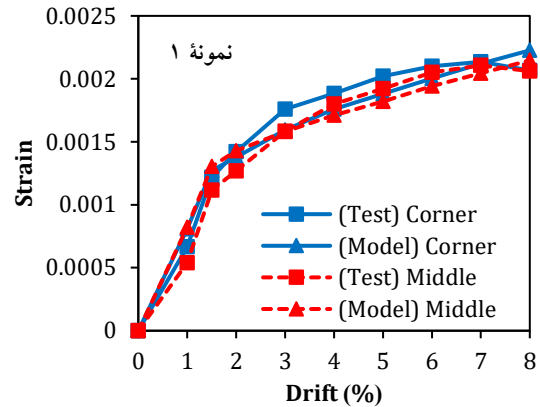
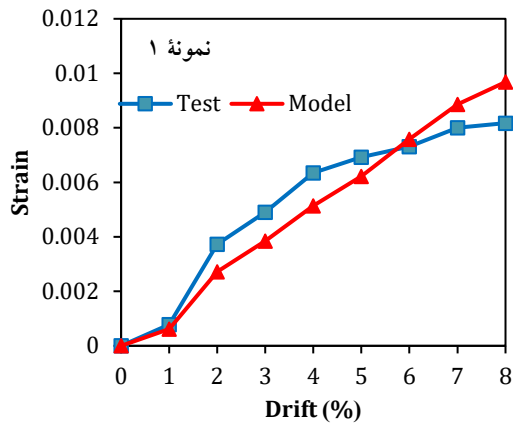


شکل ۵- کرنش برشی الاستیک در ورق میان‌گذر و ورق پوششی در دریفت ۷٪ در نمونه ۲



شکل ۶- نمودار کرنش الاستیک در مرکز ورق میان‌گذر و ورق کناری در برابر دریفت طبقه

در مدل صحت‌سنجی، کرنش آرماتورها نیز با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. همان‌طور که در شکل (۷) مشاهده می‌شود، نمودار کرنش در آرماتورهای گوشه و میانی حاصل از تست و مدل در نمونه‌ها با دقت خوبی بر هم منطبق هستند.



شکل ۸- نمودار کرنش پلاستیک گوشه ورق میان‌گذر مجاور بال تیر کرنش الاستیک در ورق کناری در نقاط ۱ و ۲ حاصل از تست و مدل در شکل (۹) مقایسه شده‌اند. مقایسه کرنش الاستیک در این نقاط که در بالا و پایین برش‌گیر قرار دارند، نشان‌دهنده مشارکت بیش‌تر برش‌گیرهای دورتر از مرکز ستون در انتقال بار هستند.

شکل ۷- نمودار کرنش در آرماتورهای گوشه و میانی در برابر دریفت

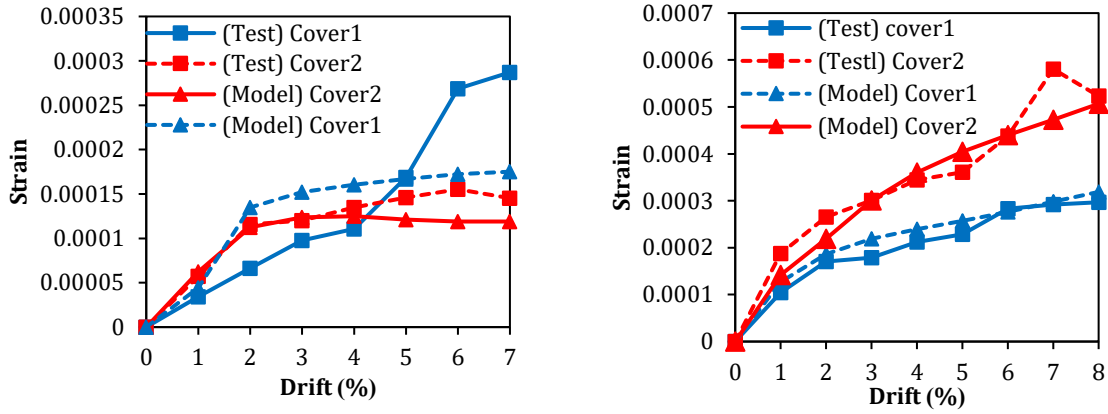
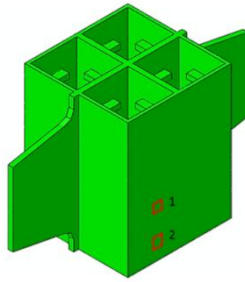
همچنین، مقادیر کرنش پلاستیک در گوشه مثلثی ورق میان‌گذر مجاور بال بالا و پایین تیر، حاصل از تست و مدل در شکل (۸) نشان داده شده است. افزایش سطح کرنش در ورق میان‌گذر در نمونه ۲ در نمودار حاصل از تست به‌علت وقوع کماتش جانبی پیچشی در دریفت‌های بالا است.

۴- توسعه مدل‌سازی

برای بررسی بیش‌تر میزان مشارکت اجزای اتصال در تحمل نیروهای ناحیه اتصال، مدل‌های صحت‌سنجی شده بر اساس نتایج آزمایش، برای ساخت مدل نمونه‌های با ابعاد بزرگ‌تر تیر و ستون مربعی و دایره‌ای به‌کار گرفته شدند.

۴-۱- مشخصات نمونه‌ها و طراحی اجزای اتصال

طراحی اتصالات بر اساس روابط ارائه شده در مرجع [۱۲] انجام شد. نتایج طراحی اتصالات در جدول‌های (۲) و (۳) ارائه شده است.



شکل ۹- نمودار کرنش در ورق پوششی

جدول ۲- طراحی نمونه‌ها

شماره نمونه	ابعاد ستون (cm)	مقاومت فشاری بتن (MPa)	آرماتور ستون	ظرفیت خمشی ستون (t.m)	مقطع تیر	طول تیر (cm)	تنش تسلیم اساس مقطع		ظرفیت خمشی تیر (t.m)	نسبت ظرفیت ستون به تیر
							پلاستیک تیر (cm ³)	فولاد تیر (kg/cm ²)		
۱	۴۰x۴۰	۴۲	12T18-2%	۳۱/۷۶	I24x13x1.5x1	۴۰۰	۵۴۹	۳۳۰۰	۲۳/۵۵	۱/۳۴
۲	۴۰x۴۰	۴۰	12T18-2%	۳۰/۵	2U220	۴۰۰	۵۲۴	۳۲۷۰	۲۵/۷	۱/۱۸
۳	۵۰x۵۰	۴۰	20T22-3%	۷۰/۴	2U380	۱۰۰۰	۱۷۶۰	۲۴۰۰	۶۹/۷	۱/۰۱
۴	۶۰x۶۰	۴۰	20T25-2.7%	۱۱۷	IPE550	۱۵۰۰	۲۷۸۷	۲۴۰۰	۱۱۰/۳۷	۱/۰۶
۵	۴۰	۴۲	14T22-4%	۳۵/۳	IPE260	۴۰۰	۶۱۰	۳۳۰۰	۲۹/۴	۱/۲
۶	۶۰	۴۲	22T22-3%	۹۳/۹۵	IPE450	۶۰۰	۱۶۲۴	۳۳۰۰	۷۸/۳	۱/۱۹

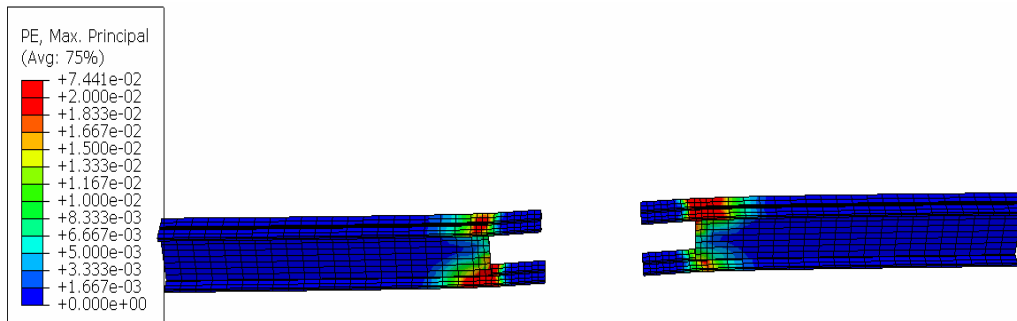
جدول ۳- طراحی ورق میان‌گذر

شماره نمونه	ضخامت ورق میان‌گذر (cm)	ارتفاع ورق میان‌گذر (cm)	ظرفیت خمشی ورق (t.m)	تقاضای خمشی ظرفیت خمشی ورق (t.m)	نسبت خمش	ظرفیت برشی چشمه اتصال (ton)	تقاضای برشی (ton)	نسبت برش
۲	۲	۵۰	۳۳/۸۸	۳۲/۰۴	۱/۰۶	۱۵۳/۵۳	۱۳۲/۵۴	۱/۱۶
۳	۲/۵	۷۰	۸۰/۸۵	۷۵/۲۸	۱/۰۷	۲۰۹/۱۲	۲۱۳/۰۳	۰/۹۸
۴	۲/۵	۸۵	۱۱۹/۲۱	۱۱۸/۶۴	۱	۲۵۲/۴۵	۲۱۶/۶۷	۱/۱۷
۵	۲	۵۰	۳۳/۸۸	۳۳/۸۳	۱	۱۵۱/۱۷	۱۴۶/۳۳	۱/۰۳
۶	۲	۹۰	۱۰۹/۷۸	۹۳/۴۹	۱/۱۷	۲۱۱/۷۳	۲۴۶/۳۱	۱/۱۶

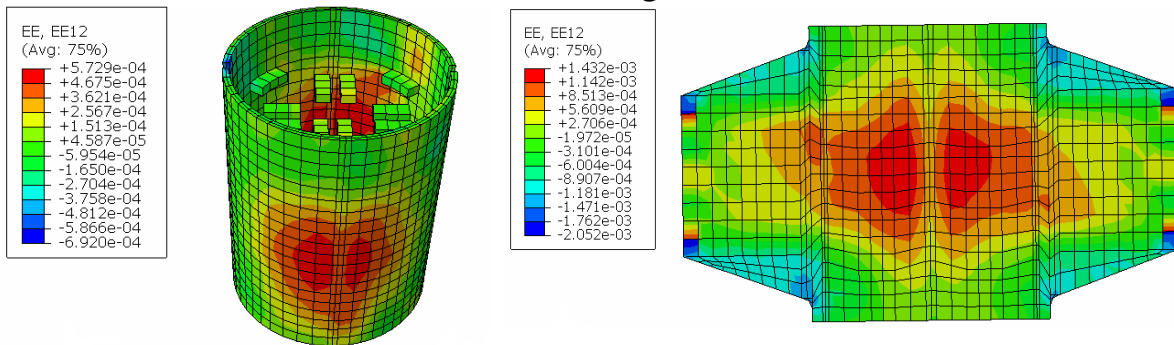
۲-۴- بررسی رفتار نمونه‌ها

پوششی به دلیل تفاوت سطح مشارکت در تحمل تنش‌های چشمه اتصال است. در نمونه‌های ۳ و ۴ با ستون مربعی با ابعاد ۶۰ و ۵۰ سانتی‌متر، به دلیل طراحی بهینه برش‌گیرها و کاهش مقدار برش‌گیرها نسبت به سطح تنش‌های موجود در مقایسه با نمونه‌های تست‌شده، مقدار حداکثر کرنش فشاری خصوصاً مجاور برش‌گیرها افزایش یافته است. مقادیر تنش برشی در ورق‌های ناحیه اتصال و حداکثر کرنش فشاری در بتن ناحیه اتصال در جدول (۴) ارائه شد.

در همه نمونه‌ها مفصل پلاستیک در تیر تشکیل شد و سطح تنش در ورق میان‌گذر بسیار نزدیک به تسلیم است که حاکی از طراحی بهینه ورق میان‌گذر است. توزیع کرنش در اجزای نمونه ۵ با ستون دایره‌ای در دریفت ۴٪ در شکل (۱۰) نشان داده شده است. شکل (۱۱) توزیع تنش در اجزای نمونه ۵ را در دریفت ۲٪ نشان می‌دهد که تفاوت سطح تنش برشی در ورق میان‌گذر و ورق



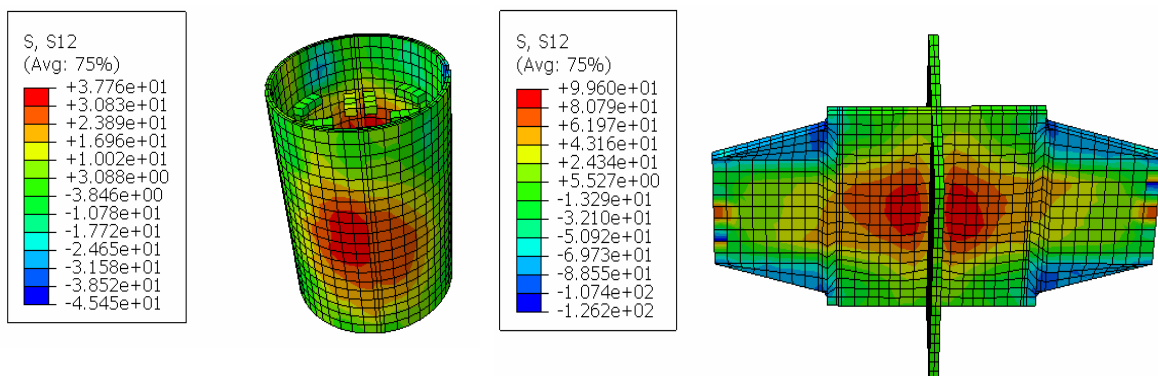
الف) توزیع تنش پلاستیک در تیر



ج) توزیع کرنش الاستیک در ورق پوششی

ب) توزیع کرنش الاستیک در ورق میان‌گذر

شکل ۱۰- توزیع کرنش در اجزای نمونه با ستون دایره‌ای در دریفت ۴٪



ب) توزیع تنش برشی در ورق پوششی

الف) توزیع تنش برشی در ورق میان‌گذر

شکل ۱۱- توزیع تنش در اجزای نمونه با ستون دایره‌ای در دریفت ۲٪

جدول ۵- مقادير تنش برشی ورق‌های ناحیه اتصال و حداکثر کرنش فشاری در بتن

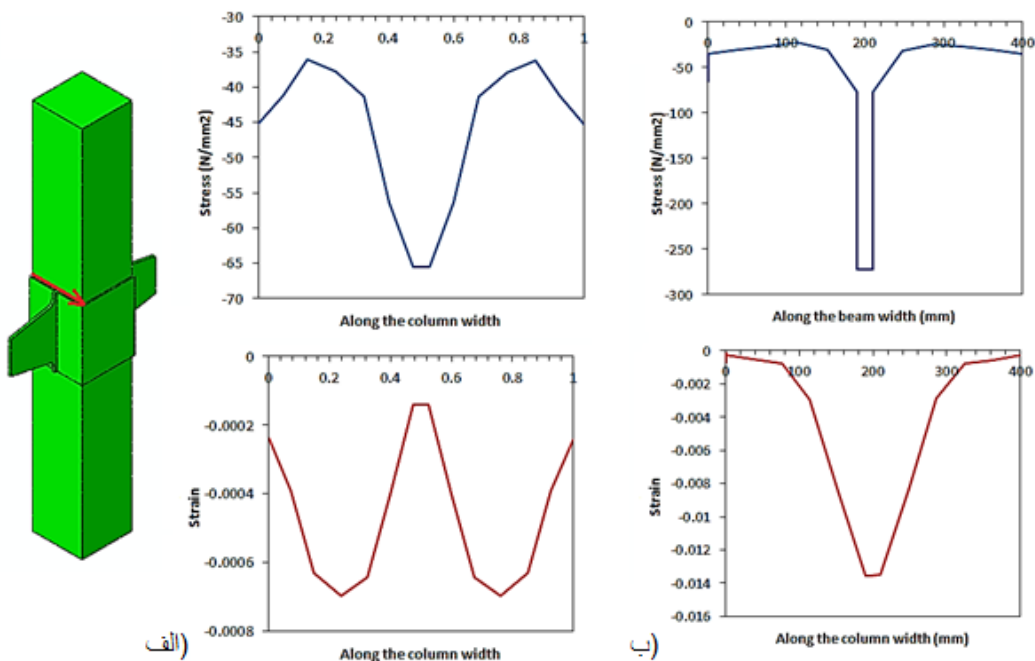
شماره نمونه	ابعاد ستون (cm)	مقطع تیر	دریفت ۲٪ (kg/cm ²)		حداکثر کرنش فشاری ۲٪
			ورق پوششی	ورق میان‌گذر	
۱	۴۰x۴۰	I24x13x1.5x1	۱۲۰۰	۳۲۰	۰/۰۰۱۲
۲	۴۰x۴۰	2U220	۱۴۵۰	۳۳۴	۰/۰۰۱۴
۳	۵۰x۵۰	2U380	۱۵۰۰	۳۸۴	۰/۰۰۲۷
۴	۶۰x۶۰	IPE550	۱۲۰۰	۳۵۸	۰/۰۰۲۴
۵	۴۰	IPE260	۹۹۶	۳۷۷	۰/۰۰۵۶
۶	۶۰	IPE450	۱۰۵۴	۵۴۳	۰/۰۰۴۸

۳-۴- بررسی سطح تماس ورق میان‌گذر با بتن

در نمونه بدون برش‌گیر، همان‌طور که در شکل (۱۲) مشاهده می‌شود، مقدار تنش و کرنش در محل اتکای ورق میان‌گذر به بتن، به مقدار بسیار زیادی نسبت به نمونه دارای برش‌گیر افزایش یافته است. به دلیل انتقال نیرو به صورت اتکایی از ورق‌های فولادی به بتن، کرنش‌های فشاری قابل توجهی یافته که منجر به ایجاد آسیب‌های موضعی در بتن و وقوع لغزش می‌شود.

با توجه به اینکه برش‌گیرهای واقع بر ورق میان‌گذر در مقایسه با برش‌گیرهای واقع بر ورق‌های پوششی، بر وجوه جلو و عقب ستون در فاصله کم‌تر نسبت به تار خستی قرار دارند، در نتیجه مشارکت کم‌تری نیز در انتقال نیروها به ستون بتنی خواهند داشت. لذا برش‌گیرهای واقع بر ورق میان‌گذر در دو مدل حذف شدند. بدین ترتیب سهم برش‌گیرهای واقع بر ورق میان‌گذر (حدود ۱۵٪ لنگر کل) بین برش‌گیرهای ورق‌های پوششی (خصوصاً ورق جلویی) و لبه‌های بالا و پایین ورق میان‌گذر توزیع می‌شود. نتایج نشان می‌دهد که عدم وجود برش‌گیر بر ورق میان‌گذر منجر به کاهش میزان بسیج شدن بتن ناحیه اتصال و کاهش تنش فشاری در دستک قطری شده است که موجب افزایش تقاضا در ورق میان‌گذر و همچنین افزایش تنش فشاری در بالا و پایین لبه‌های ورق میان‌گذر شده است (شکل (۱۳)).

نمودار بار جانبی در برابر تغییرمکان نمونه‌ها مطابق شکل (۱۴) است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود حذف کلیه برش‌گیرها منجر به کاهش قابل‌ملاحظه‌ای در سختی اتصال می‌شود.

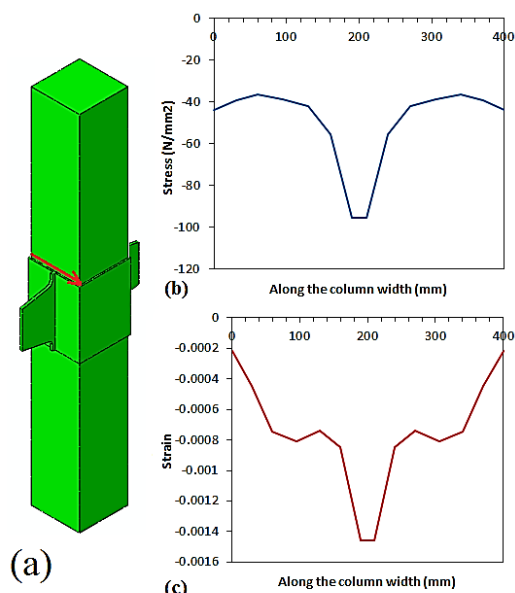


شکل ۱۲- نمودار تنش و کرنش در مسیر مشخص شده در دریفت ۲٪ (الف) نمونه ۲ (ب) نمونه بدون برش‌گیر

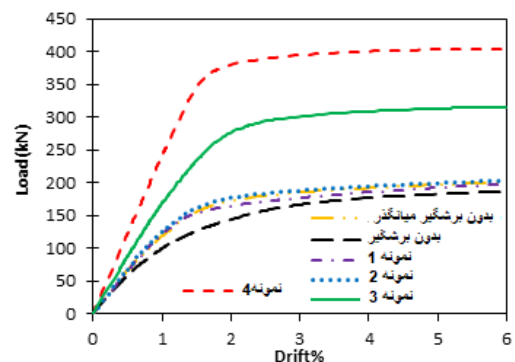
۴-۴- تعیین مشارکت مسیرهای انتقال بار

یکی از مکانیسم‌های انتقال نیرو در ناحیه چشمه اتصال، ایجاد دستک فشاری در بتن است. وجود برش‌گیرها و ورق پوششی دور ستون، دو عامل مهم در بسیج کردن دستک فشاری بتن هستند. به‌عنوان نمونه، سطح تنش فشاری دستک قطری بتن در نمونه ۵، در شکل (۱۵) نشان داده شده است. در دررفت‌های ۲٪ و ۴٪ تنش فشاری دستک قطری بتن به ترتیب ۷ و ۱۳ مگاپاسکال است. در نمونه مشابه با ستون مربعی مقدار تنش فشاری در دستک قطری به ترتیب ۶ و ۱۱ مگاپاسکال به دست آمد.

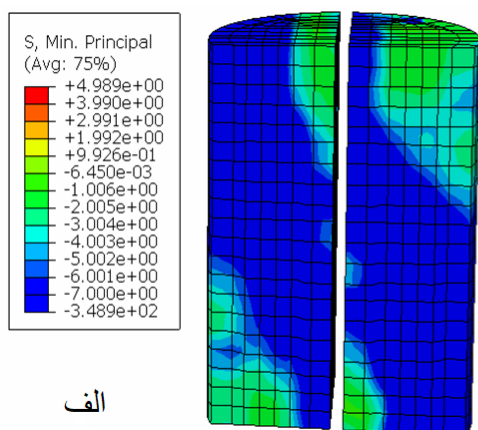
بر اساس نتایج حاصل از مدل‌سازی، مطابق شکل‌های (۱۶) و (۱۷)، در نمونه ۱ سهم ورق میان‌گذر، ورق‌های کناری و بتن از نیروی برشی چشمه اتصال در دررفت ۸٪ به ترتیب ۵۱٪، ۱۴٪ و ۳۵٪ و در نمونه ۲، ۴۵٪، ۱۴٪ و ۳۸٪ است. نتایج فوق با سهم‌های به دست آمده از نتایج آزمایشگاهی مطابقت دارد. بر طبق نتایج آزمایشگاه [۱۲]، سهم دستک قطری بتن ۱۵٪ است. در مجموع ۲۰٪ از کل نیروها نیز از طریق برش‌گیرهای ورق‌های کناری و میان‌گذر به بتن منتقل می‌شوند که کل سهم بتن برابر ۳۵٪ مطابق نتایج مدل‌سازی خواهد بود. در نهایت سهم ورق میان‌گذر و ورق‌های کناری (۶۵٪) از طریق برش‌گیر به ستون منتقل می‌شوند که بیش‌ترین سطح تنش‌های فشاری را در این نواحی بر بتن اعمال می‌کنند. همچنین مطابق شکل‌های (۱۸) و (۱۹)، سهم ورق میان‌گذر، ورق‌های کناری و بتن از نیروی برشی چشمه اتصال در دررفت ۴٪ به ترتیب ۵۴٪، ۱۰٪ و ۳۳٪ در نمونه ۱ و ۵۱٪، ۱۱٪ و ۳۵٪ در نمونه ۲ است.



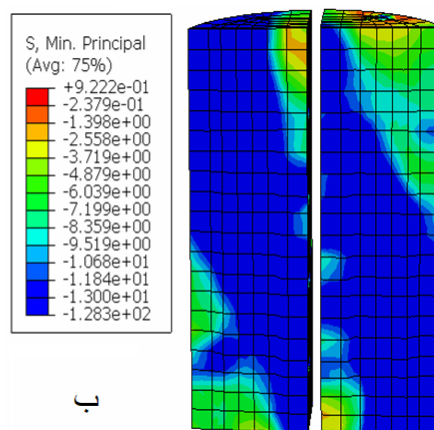
شکل ۱۳- نمودار تنش و کرنش نمونه بدون برش‌گیرهای ورق میان‌گذر در مسیر مشخص شده در دررفت ۴٪



شکل ۱۴- نمودار بار جانبی در برابر تغییر مکان



الف



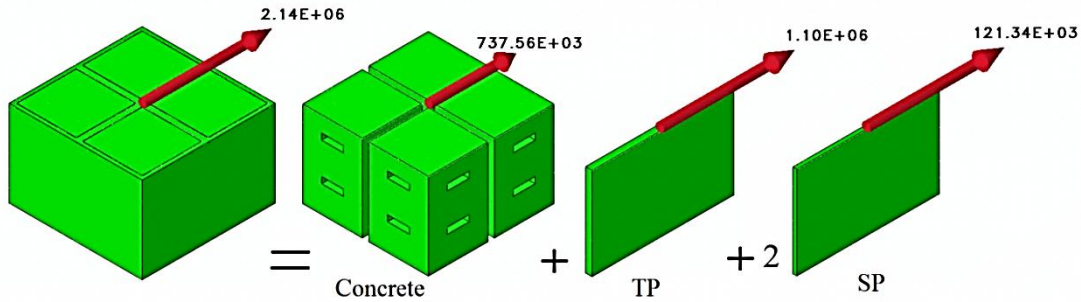
ب

شکل ۱۵- تنش در بتن ناحیه اتصال در نمونه ۵ (الف) دررفت ۲٪، (ب) دررفت ۴٪

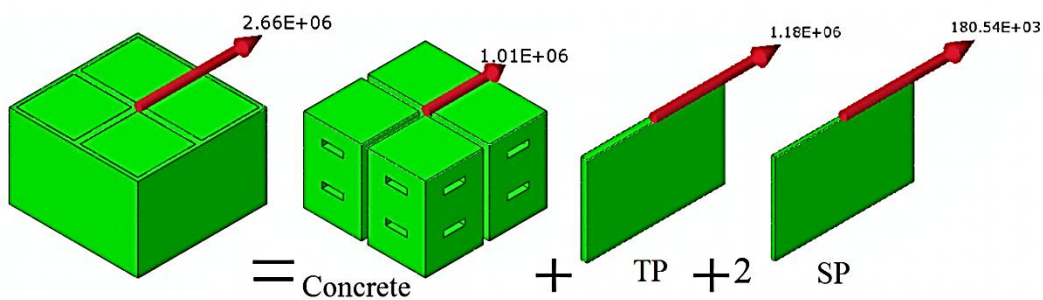
می‌کند. در نمونه‌های با ستون دایره‌ای، به دلیل فراهم نمودن محصورشدگی بهتر توسط ورق‌های پوششی، میزان مشارکت ورق‌های پوششی و بتن نسبت به نمونه‌های با مقطع مربعی

میزان مشارکت اجزای اتصال در تحمل نیروهای برشی وسط اتصال در جدول (۶) ارائه شده است. میزان مشارکت اجزای اتصال در نمونه‌های اول الی چهارم تقریباً از الگوی ثابتی پیروی

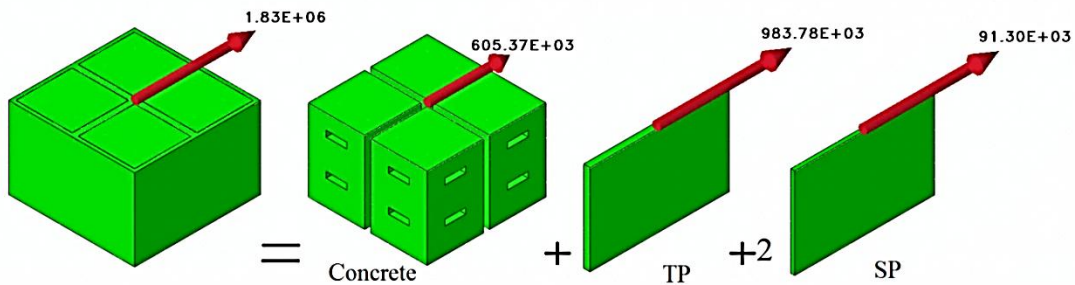
افزایش یافت. بهتر بسیج شدن بتن و ورق‌های پوششی در نمونه‌های دایره‌ای، منجر به کاهش تقاضا بر ورق میان‌گذر و در نتیجه طراحی سبک‌تر این ورق می‌شود.



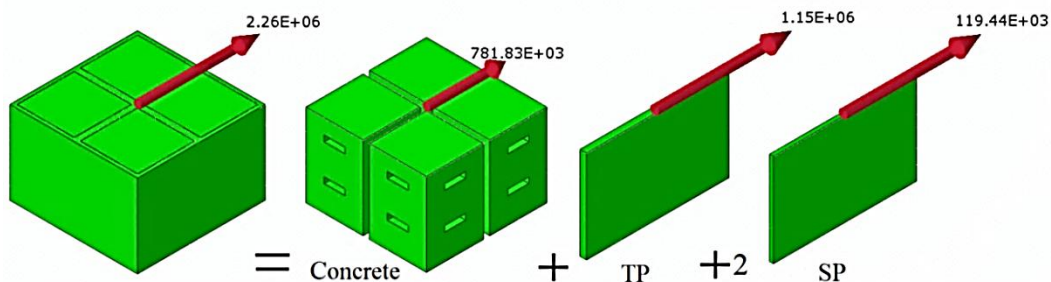
شکل ۱۶- سهم اجزای اتصال نمونه ۱ از برش چشمه اتصال در دریافت ۸٪



شکل ۱۷- سهم اجزای اتصال نمونه ۲ از برش چشمه اتصال در دریافت ۸٪



شکل ۱۸- سهم اجزای اتصال نمونه ۱ از برش چشمه اتصال در دریافت ۴٪



شکل ۱۹- سهم اجزای اتصال نمونه ۲ از برش چشمه اتصال در دریافت ۴٪

در نمونه بدون برش‌گیر، سهم ورق میان‌گذر به میزان چشمگیری افزایش می‌یابد و جزئیات ناحیه اتصال قادر به بسیج کردن ورق‌های کناری اتصال نیست. کل انتقال بار به ستون بتنی صرفاً به صورت اتکایی در سطح جلو و عقب ورق‌های

پوششی و همچنین از لبه‌های ورق میان‌گذر است و همان‌طور که در جدول (۵) ارائه شد، منجر به افزایش چشمگیر در سطح کرنش فشاری و آسیب‌های موضعی بتن می‌شود. در نمونه‌های با حذف برش‌گیرهای ورق میان‌گذر، سطح مشارکت بتن کاهش یافته است و قسمت بیش‌تری از نیروهای ورق میان‌گذر از طریق عملکرد اتکایی لبه‌های ورق میان‌گذر به بتن منتقل می‌شود که تأثیری در بسیج‌نمودن دستک قطری ندارد. نتایج نشان داد اگرچه ورق

میان‌گذر بخش عمده نیروهای چشمه اتصال را از طریق برش‌گیرها به بتن انتقال می‌دهد، ولی نمونه‌های فاقد برش‌گیر بر روی ورق میان‌گذر نیز از طریق مسیر ورق‌های کناری به‌عنوان مسیر جایگزین قادر به انتقال نیرو و کنترل آسیب در سطح تماس لبه‌های بالا و پایین ورق میان‌گذر با بتن هستند. بنابراین وجود چندین مسیر موازی انتقال نیرو در این شیوه اتصال، تضمین‌کننده عملکرد قابل‌اطمینان آن تحت بارهای وارده است.

جدول ۶ - درصد مشارکت اجزای اتصال در تحمل نیروهای برش

شماره نمونه	مقطع ستون	مقطع تیر	دریفت	ورق میان‌گذر	ورق‌های پوششی	بتن
۱	۴۰x۴۰	I24x13x1.5x1	٪۱	۵۴/۳۴	۱۵/۱۶	۳۰/۵
			٪۲	۶۱/۹۶	۱۲/۸۸	۲۵/۱۵
			٪۴	۶۲/۳	۱۳/۳۶	۲۴/۳۵
۲	۴۰x۴۰	2U220	٪۱	۵۶/۰۷	۱۴/۶۸	۲۹/۲۶
			٪۲	۶۳/۶۲	۱۲/۷۳	۲۳/۶۶
			٪۴	۵۶/۶۴	۱۶/۴	۲۶/۹۶
۳	۵۰x۵۰	2U380	٪۱	۵۴/۸۸	۲۱/۱۸	۲۳/۹۶
			٪۲	۶۳/۰۷	۱۹/۶۹	۱۷/۲۴
			٪۴	۵۵/۶۸	۲۴/۹۳	۱۹/۳۹
۴	۶۰x۶۰	IPE550	٪۱	۵۰/۵۶	۱۳/۲	۳۶/۲۴
			٪۲	۵۷/۹۸	۱۲/۵۸	۲۹/۴۴
			٪۴	۶۰/۲	۱۲/۲۹	۲۷/۵۱
۵	۴۰	IPE260	٪۱	۳۵/۷۶	۲۸/۰۸	۳۶/۱۶
			٪۲	۴۶/۷۲	۲۲/۳۱	۳۰/۹۷
			٪۴	۴۸/۱۳	۲۴/۸۳	۲۷/۰۴
۶	۶۰	IPE450	٪۱	۳۸/۲۲	۲۱/۳۸	۴۱/۰۴
			٪۲	۳۹/۰۴	۱۹/۸۹	۴۱/۰۷
			٪۴	۴۰/۳۸	۱۹/۰۷	۴۰/۵۵
بدون برش‌گیر	۴۰x۴۰	2U220	٪۱	۷۴/۵۲	۲/۸۳	۲۲/۶۵
			٪۲	۷۹/۸۳	۱/۹۳	۱۸/۲۴
			٪۴	۷۱/۷۱	۳/۷۱	۲۳/۱۳
بدون برش‌گیر بر ورق میان‌گذر	۴۰x۴۰	2U220	٪۱	۶۷/۶۶	۱۵/۳۸	۱۵/۲
			٪۲	۶۹/۸۵	۱۵/۷۲	۱۲/۱۶
			٪۴	۶۱/۲۳	۱۸/۴۴	۱۶/۷۳
بدون برش‌گیر بر ورق میان‌گذر	۵۰x۵۰	2U380	٪۱	۶۶/۴۵	۱۲/۵۶	۱۵/۷۶
			٪۲	۷۰/۵۴	۱۲/۲۶	۱۱/۷۶
			٪۴	۵۹/۴۷	۱۶/۵	۱۵/۷۱

۵- نتیجه‌گیری

در این تحقیق، مدل‌سازی عددی اتصال تیر فولادی به ستون بتن‌آرمه مربعی و دایره‌ای انجام شد. در این راستا دو نمونه تست آزمایشگاهی اعتبارسنجی شد؛ سپس به‌منظور ارزیابی دقیق میزان

مشارکت اجزای اتصال در تقاضای چشمه اتصال، مدل‌های اعتبارسنجی شده به چندین مدل با ابعاد بزرگ‌تر تیر به ستون مربعی و دایره‌ای توسعه داده شدند. همچنین چندین مدل نیز برای مطالعه اثر برش‌گیرهای واقع بر سطوح مختلف ناحیه اتصال در



انتقال بار، مورد تحلیل و ارزیابی قرار گرفت. نتایج به شرح زیر است:

- به‌طورکلی در اتصال مورد بررسی، سه مکانیزم انتقال نیرو از تیر به ستون شامل مکانیزم‌های ورق میان‌گذر، ورق‌های پوششی و دستک قطری بتن وجود دارد. حداقل مشارکت ورق میان‌گذر در نمونه‌های با ستون مربعی ۵۰ درصد و در نمونه‌های با ستون دایره‌ای ۳۵ درصد است. این کاهش با افزایش مشارکت بتن در نمونه‌های با ستون دایره‌ای همراه است که حاکی از اثر محصورکنندگی بهتر توسط ورق‌های پوششی دایره‌ای است. بالاتر بودن سطح تنش‌های فشاری در محل اتکای برش‌گیرها به بتن در نمونه‌های دایره‌ای نیز تأییدکننده این مطلب است.

- تنش برشی در ورق میان‌گذر در نمونه‌های مربعی حدود ۳/۵ برابر تنش برشی در ورق‌های پوششی است. تفاوت سطح تنش برشی در ورق میان‌گذر و ورق پوششی به دلیل تفاوت سطح مشارکت در تحمل تنش‌های چشمه اتصال است.

- نسبت تنش برشی در ورق میان‌گذر به ورق‌های پوششی در نمونه‌های با ستون دایره‌ای نسبت به نمونه‌های با ستون مربعی کم‌تر بوده و حدود دو برابر است. این موضوع نشان‌دهنده مشارکت بهتر ورق‌های پوششی دایره‌ای در باربری و انتقال تنش‌های ناحیه اتصال است.

- در نمونه بدون برش‌گیر، ورق‌های پوششی در انتقال بار چندان بسیج نشدند و مقدار تنش و کرنش در محل اتکای ورق میان‌گذر به بتن نسبت به نمونه دارای برش‌گیر افزایش یافت که همراه با افزایش آسیب‌های موضعی در بتن، وقوع لغزش در این ناحیه و کاهش در سختی اتصال بود.

- حذف برش‌گیرهای ورق میان‌گذر منجر به کاهش میزان بسیج شدن بتن ناحیه اتصال و کاهش تنش فشاری در دستک قطری شد که موجب افزایش تقاضا در ورق میان‌گذر و همچنین افزایش تنش فشاری در بالا و پایین لبه‌های ورق میان‌گذر شد.

- [14] Ellobody, E., Young, B., and Lam, D., (2006), "Behaviour of normal and high strength concrete-filled compact steel tube circular stub columns", *Journal of Constructional Steel Research*, 62(7), pp.706-715.
- [15] ENV, D., (1992), 1-1 Eurocode 2, Design of Concrete Structures. British Standards Institute.
- [1] Kuramoto, H., and Nishiyama, I. (2004), "Seismic performance and stress transferring mechanism of through-column-type joints for composite reinforced concrete and steel frames", *Journal of Structural Engineering*, 130(2), pp.352-360.
- [2] Fargier-Gabaldón, L.B., and Parra-Montesinos, G.J. (2006), "Behavior of reinforced concrete column-steel beam roof level T-connections under displacement reversals", *Journal of Structural Engineering*, 132(7), pp.1041-1051.
- [3] Cheng, C.T., and Chen, C.C. (2005), "Seismic behavior of steel beam and reinforced concrete column connections", *Journal of Constructional Steel Research*, 61(5), pp.587-606.
- [4] Alizadeh, S., Attari, N.K., and Kazemi, M.T. (2013), "The seismic performance of new detailing for RCS connections", *Journal of Constructional Steel Research*, 91, pp.76-88.
- [5] Alizadeh, S., Attari, N.K., and Kazemi, M.T. (2015), "Experimental investigation of RCS connections performance using self-consolidated concrete", *Journal of Constructional Steel Research*, 114, pp.204-216.
- [6] Attari, N.K., Azadvar, N., and Alizadeh, S. (2020), "Numerical investigation of cover plate in RCS connections", *Scientia Iranica*, 27(1), pp.10-24.
- [7] Dung Le, D., Nguyen, X.H., and Nguyen, Q.H. (2020), "Cyclic testing of a composite joint between a reinforced concrete column and a steel beam", *Applied Sciences*, 10(7), pp.2385.
- [8] Shen, H.X. (2007), "Research on static behavior of reinforced concrete column-steel beam (RCS) moment joints (Doctoral dissertation)", PhD dissertation, Xi'an University of architecture and technology. Xi'an, PR China.
- [9] Asl, M.H.H., Chenaglou, M.R., Abedi, K., and Afshin, H. (2013), "3D finite element modelling of composite connection of RCS frame subjected to cyclic loading", *Steel and Composite Structures, An International Journal*, 15(3), pp.281-298.
- [10] Guo, Z.F., Men, J.J., Shi, Q.X., and Tian, J.B. (2013), "Research on behavior of RCS composite joints", *Advanced Materials Research*, 671, pp.534-537.
- [11] Ahmadi, M.M., Mirghaderi, S.R., and Eghbali, N.B. (2022), "Cyclic testing of through-plate moment connection for beam to concrete filled and unfilled circular column", *Engineering Structures*, 267, pp.114695.
- [12] Eghbali, N.B., and Mirghaderi, S.R. (2017), "Experimental investigation of steel beam to RC column connection via a through-plate", *Journal of Constructional Steel Research*, 133, pp.125-140.
- [13] Nguyen, H.T., and Kim, S.E. (2009), "Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors", *Journal of Constructional Steel Research*, 65(10-11), pp.1909-1920.



www.journalissr.ir

مروری بر تکامل روش‌های طراحی پایداری سازه‌های فولادی و فولادی پر شده با بتن؛ از رویکرد طول مؤثر تا تحلیل مستقیم

نیلمفر بکرانی بالانی^۱، سیامک اپیکچی^{۲*}، علیرضا صادق‌راد^۳

۱- کارشناسی ارشد، مهندسی عمران-سازه، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران

*تهران، صندوق پستی ۱۵۸۷۵۴۴۱۳، epackachis@aut.ac.ir

چکیده

این گردآوری با رویکردی مروری-تحلیلی، سیر تکامل روش‌های طراحی پایداری در سازه‌های فولادی و فولادی پر شده با بتن (GFT) را از روش کلاسیک مبتنی بر طول مؤثر تا روش نوین تحلیل مستقیم بررسی می‌کند. در این راستا، تحولات آیین‌نامه‌ای و مبانی فیزیکی حاکم بر هر روش، با تمرکز بر نحوه لحاظ آثار نواقص هندسی اولیه، کاهش صلبیت ناشی از تنش‌های پسماند و رفتار غیرالاستیک مصالح، به صورت منسجم تحلیل شده‌اند. نتایج این بررسی نشان می‌دهد که گذار از روش طول مؤثر به تحلیل مستقیم، صرفاً یک تغییر در روابط طراحی نیست؛ بلکه بیانگر تغییر بنیادین در منطق ارزیابی پایداری از رویکردهای ضمنی به مدل‌سازی صریح آثار ناپایداری‌کننده در چارچوب ضوابط آیین‌نامه‌ای است. همچنین این گردآوری نشان می‌دهد که در طراحی اعضای فولادی پر شده با بتن، اگرچه مبانی روش تحلیل مستقیم پذیرفته شده است، اما تأثیر سطح بار محوری بر کاهش صلبیت اعضا هنوز به صورت ساده‌سازی شده و ضمنی در آیین‌نامه‌ها لحاظ می‌شود. نوآوری این پژوهش در ارائه یک جمع‌بندی تحلیلی و یکپارچه از سیر تحول روش‌های طراحی پایداری است که تفاوت‌ها و محدودیت‌های روش‌ها را در منطق حاکم بر طراحی پایداری تبیین کرده و زمینه را برای توسعه مدل‌های دقیق‌تر طراحی پایداری، به‌ویژه برای اعضای فولادی پر شده با بتن، مشخص می‌سازد.

واژگان کلیدی

روش طول مؤثر، روش تحلیل مستقیم، آثار مرتبه دوم، اعضای فولادی پر شده با بتن

A Review on the Evolution of Stability Design Methods for Steel and Concrete-Filled Steel Tube Structures: From the Effective Length to Direct Analysis Method

N. Bakrani balani, S. Epackachi, A.R. Sadeghirad

Abstract

This study, adopting a review-analytical approach, examines the evolution of stability design methods for steel and concrete-filled steel tube (CFT) structures, from the classical Effective Length Method to the modern Direct Analysis Method. In this context, code developments and the underlying physical fundamentals governing each approach are systematically analyzed, with a focus on how initial geometric imperfections, stiffness reduction due to residual stresses, and inelastic material behavior are accounted for. The results reveal that the transition from the Effective Length Method to the Direct Analysis Method is not merely a modification in design formulations, but represents a fundamental change in the logic of stability assessment, shifting from implicit approaches to explicit modeling of destabilizing effects within code-based frameworks. Moreover, the study shows that in the design of concrete-filled steel members, although the fundamental principles of the Direct Analysis Method have been adopted, the effect of the axial load level on member stiffness reduction is still treated in a simplified and implicit manner in current design codes. The novelty of this study lies in providing an integrated analytical synthesis of the evolution of stability design methods, elucidating their underlying logic, differences, and limitations, and establishing a foundation for developing more refined stability design models particularly for concrete-filled steel tube members.

Keywords

Effective Length Method, Direct Analysis Method, Second-Order Effects, Concrete-Filled Steel Tube Members



تسهیل و تسریع ساخت به دلیل ایفای نقش قالب‌بندی مقطع فولادی برای بتن [۲۳، ۲۷-۲۹، ۳۶، ۴۴، ۴۶، ۵۱، ۵۲] هستند. لذا بررسی تاریخی روند تکامل روش‌های طراحی پایداری از روش طول مؤثر تا تحلیل مستقیم، برای درک بنیادهای علمی و آیین‌نامه‌های طراحی در هر دو گروه سازه‌های فولادی و مرکب فولاد-بتن، دارای ضرورتی انکارناپذیر است.

این مقاله با رویکرد مروری-تحلیلی، بر تبیین سیر تکامل تاریخی و مبانی روش‌های طراحی پایداری تمرکز دارد. از این رو، مرور مطالعات بر اساس توالی زمانی توسعه مفاهیم و نقاط عطف علمی و آیین‌نامه‌ای انجام گرفته و ساختار مقاله نیز بر همین اساس تنظیم شده است (از محدودیت‌های طول مؤثر، گذار به تحلیل مستقیم، تا توسعه آن در اعضای فولادی پرشده با بتن). در این چارچوب، هدف مقاله تحلیل مفاهیم، مبانی فیزیکی و آیین‌نامه‌های روش‌ها است و دامنه آن به سازه‌های فولادی و فولادی پرشده با بتن، در چارچوب آیین‌نامه AISC 360-22 و مقررات ملی ساختمان ایران محدود می‌شود [۹ و ۱۰]. شایان ذکر است که این گردآوری در پی ارائه روابط طراحی جدید یا توسعه مدل‌های عددی نوین بوده و تمرکز آن بر تبیین مزایا، محدودیت‌ها و تفاوت‌های بنیادین روش‌های موجود است.

نوآوری مقاله در ارائه یک جمع‌بندی تحلیلی و یکپارچه از سیر تحول روش‌های طراحی پایداری نهفته است که نشان می‌دهد گذار از روش‌های سنتی (نظیر طول مؤثر) به رویکرد نوین تحلیل مستقیم، فراتر از تغییر در روابط طراحی است و بازتاب‌دهنده یک تحول در فلسفه ارزیابی پایداری است که بر مدل‌سازی صریح آثار غیرخطی فیزیکی و هندسی در چارچوب ضوابط آیین‌نامه‌ای تکیه دارد. همچنین مقاله حاضر، چگونگی تطبیق و توسعه منطق تحلیل مستقیم را به اعضای مرکب فولادی پرشده با بتن تبیین می‌کند.

۲- مفاهیم کلی و آثار مرتبه دوم

پایداری، بیانگر توانایی عضو فشاری در حفظ وضعیت اولیه و تحمل بار در برابر انحرافات جزئی ناشی از نیروهای جانبی است. در محدوده الاستیک، عضو پس از حذف این نیروها معمولاً به جایگاه اصلی خود بازمی‌گردد، مگر آنکه میزان انحراف به حد آغاز تسلیم برسد. ناپایداری زمانی رخ می‌دهد که عضو تحت بارگذاری، وارد فرآیند کمناش شده و پس از نقطه بحرانی، توان

پایداری اعضای فشاری در سازه‌های فولادی، از نخستین مباحث بنیادی در مهندسی سازه به‌شمار می‌رود. رفتار این اعضا که تحت تأثیر عواملی چون تنش‌های پسماند^۱ حاصل از فرآیند نورد و جوش، تسلیم موضعی مصالح و نواقص هندسی اولیه^۲ قرار دارد، به‌صورت مستقیم بر ظرفیت و ایمنی کلی سازه اثرگذار است [۱-۴]. از اوایل قرن بیستم تاکنون، راهکارهای متنوعی برای تحلیل و طراحی پایداری ارائه شده است؛ در دهه‌های میانی قرن بیستم، با معرفی ضریب طول مؤثر (K) و گسترش روش طول مؤثر (ELM)^۳ در آیین‌نامه AISC (1963) [۵] محاسبه مقاومت کمناشی اعضا بر مبنای مدل‌های الاستیک ساده‌شده انجام می‌گرفت. هرچند این رویکرد در توسعه مفاهیم طراحی اثرگذار بود، عوامل ناپایدارکننده سیستم شامل کاهش صلبیت ناشی از تسلیم مصالح و نواقص هندسی اولیه را تنها به‌صورت ضمنی دربرمی‌گرفت [۱، ۲، ۴، ۶ و ۷].

با پیشرفت تحلیل‌های عددی و شناخت بهتر رفتار غیرخطی اعضای خمشی-فشاری، رویکردهای دقیق‌تر جایگزین فرضیات سنتی شدند. طی دهه ۱۹۹۰ تا ۲۰۰۰ میلادی، توصیه‌های شورای پژوهشی پایداری سازه‌های آمریکا [۸] سبب شد روش طراحی مبتنی بر تحلیل مستقیم (DM)^۴ در ویرایش‌های جدید آیین‌نامه AISC 360 تثبیت شود. در این روش، کاهش صلبیت اعضا به‌واسطه تنش پسماند و رفتار غیرالاستیک و همچنین نواقص هندسی اولیه به‌صورت صریح در مدل‌سازی لحاظ می‌شوند [۱، ۲، ۴، ۶، ۷ و ۹-۱۸]. بدین ترتیب، طراحی قاب‌های فولادی از سطح روابط سنتی به سمت یک چارچوب تحلیلی جامع و مبتنی بر واقعیت فیزیکی تغییر جهت یافت.

تحول اخیر در روش‌های تحلیل و طراحی، زمینه‌ساز توسعه مفاهیم پایداری در اعضای فولادی پرشده با بتن نیز شد. این نوع اعضا با ترکیب مزایای فولاد و بتن، دارای مقاومت و سختی بالا [۱۹، ۲۲-۲۵، ۳۰، ۳۱، ۳۴، ۴۰-۴۳، ۴۵، ۴۷، ۵۰، ۵۳]، شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی^۴ بیشتر [۲۰، ۲۱، ۲۶، ۳۲، ۳۵، ۳۷-۳۹، ۴۸، ۴۹]، بهبود پایداری موضعی مقطع از طریق حذف کمناش روبه داخل جداره فولادی [۲۳، ۲۷-۲۹، ۳۳، ۳۶، ۴۴، ۴۶] و همچنین مزایای اجرایی نظیر

¹ Residual Stress

² Initial Geometric Imperfections

³ Effective Length Method

⁴ Direct Analysis Method

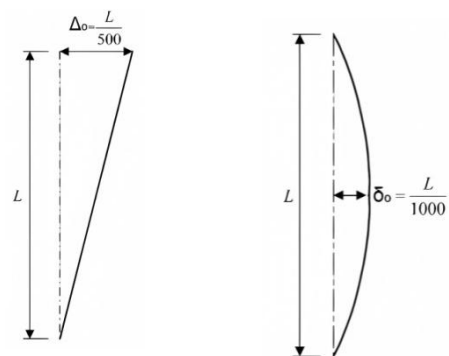
تحمل بارهای اضافی را از دست بدهد؛ در این حالت، تغییرشکل‌های پیش‌رونده موجب افت ظرفیت و از میان‌رفتن برگشت‌پذیری می‌شود [۱].

مطابق فصل C آیین‌نامه AISC 360-22 و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، هر روش تحلیل و طراحی در صورتی قابل قبول است که آثار زیر را در ارزیابی پایداری کلی سازه و اعضا لحاظ نماید [۹ و ۱۰]:

- ۱- تغییرشکل‌های خمشی، محوری و برشی در اعضا، اتصالات و سایر اجزای سازه
- ۲- کاهش صلبیت ناشی از تنش‌های پسماند و تسلیم مصالح
- ۳- اثر $P-\Delta$ ، شامل تأثیر ترکیبی بارهای محوری و جابه‌جایی‌های جانبی انتهای عضو (شکل (۱))
- ۴- اثر $P-\delta$ ، مرتبط با بارهای محوری و جابه‌جایی‌های خمشی عرضی عضو نسبت به محور اصلی (شکل (۱))
- ۵- آثار $P-\Delta_0$ و $P-\delta_0$ ، حاصل از تأثیر نیروی محوری بر نواقص هندسی اولیه نظیر Δ_0 و δ_0 که ناشی از خطاهای ساخت و نصب هستند (شکل (۲)).



شکل ۱- آثار مرتبه دوم $P-\delta$ و $P-\Delta$ [۲]



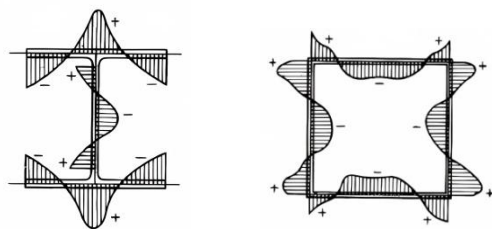
(الف) ناصافی (ب) ناشاقولی

شکل ۲- نواقص هندسی اولیه

۱-۲- تأثیر تنش پسماند

پژوهش‌های انجام‌شده در دانشگاه لیه‌ای [۵۴ و ۵۵] و مطالعات متعدد دیگر [۵۶-۵۸] نشان داده‌اند که تنش‌های پسماند و نحوه توزیع آن‌ها از عوامل اصلی کاهش مقاومت و بروز کماتش در ستون‌های فولادی تحت بار محوری هستند. منشأ این تنش‌ها عمدتاً سردشدن غیریکسان پس از نورد گرم است؛ به‌گونه‌ای که در مقاطع بال‌پهن، نوک بال‌ها و مرکز جان سریع‌تر از ناحیه تقاطع آن‌ها منجمد می‌شوند. این تفاوت سبب ایجاد تنش‌های فشاری پسماند در نواحی سردشده سریع و تنش‌های کششی پسماند در نواحی سردشده کندتر می‌شود. در نتیجه، با افزایش بار، بخش‌هایی از عضو که تحت تنش فشاری پسماند قرار دارند زودتر تسلیم شده و منجر به کاهش صلبیت کلی ستون می‌شوند، به‌طوری‌که رفتار آن مشابه عضوی با «مقطع مؤثر کم‌تر» خواهد بود [۵۹].

علاوه بر نورد گرم، فرآیندهای ساخت مانند جوشکاری، برش با شعله و شکل‌دهی سرد نیز تنش‌های پسماند قابل‌توجهی ایجاد می‌کنند. در مجاورت جوش، تنش کششی پسماند ممکن است هم‌سطح یا حتی فراتر از تنش تسلیم فلز پایه باشد، درحالی‌که برش با شعله، تنش‌های بزرگی را در لبه‌ها و شکل‌دهی سرد به‌ویژه در گوشه‌ها موجب می‌شود. اهمیت این پدیده نخستین‌بار با آزمایش‌های زرادخانه و اترتاون در سال ۱۹۰۸ آشکار شد، که تأثیر سردشدن غیریکسان را علت افت مقاومت ستون‌های نورد گرم با نسبت لاغری متوسط معرفی کرد و آن را به اعضای نوردشده و جوش‌شده نیز تعمیم داد [۱]. نمونه‌هایی از توزیع تنش پسماند در شکل (۳) ارائه شده است.



(الف) مقطع ساخته‌شده از ورق (ب) مقطع بال‌پهن گرم‌نورد

شکل ۳- توزیع تنش پسماند در مقاطع فولادی (علامت + تنش کششی و علامت - تنش فشاری)

۲-۲- مفهوم طول مؤثر

طول مؤثر (KL)، طولی است که اگر در رابطه کماتش ستونی با انتهای مفصلی قرار داده شود، همان بار بحرانی کماتش الاستیک را به‌دست می‌دهد که برای عضو فشاری در شرایط واقعی مورد انتظار است. به بیان دیگر، هدف از تعریف طول مؤثر، معادل‌سازی

رفتار کمانش واقعی عضو با یک ستون ایده‌آل دوسر مفصلی است تا امکان محاسبه بار بحرانی کمانش با روابط سنتی فراهم شود [۱].

شاید هیچ موضوعی در جامعه مهندسی سازه تا پیش از سال ۲۰۰۵، به اندازه ضریب طول مؤثر (K)، طی پنجاه سال قبل از آن محل بحث و ابهام نبوده است. ضریب K نخستین بار برای طراحی پایداری سازه‌های فولادی در ویرایش ۱۹۶۳ آیین‌نامه AISC معرفی شد [۵] و از آن زمان تاکنون، راهنمایی‌ها و توضیحات جامعی پیرامون تعیین صحیح ضریب K و نیز استفاده از آن در روابط اندرکنش نیروی محوری-لنگر خمشی تیر-ستون، در آیین‌نامه‌ها ارائه شده است.

از جمله حوزه‌هایی که همواره به رهنمودهای ویژه نیاز داشته‌اند، می‌توان به تأثیر ستون‌های متکی^۱ و همچنین تطبیق‌های لازم برای به‌کارگیری ابزارهایی مانند نمودارها در تعیین K اشاره کرد. هدف اصلی از این دستورالعمل‌ها، پیش‌گیری از بروز خطاهای چشمگیر (محافظه‌کارانه یا غیرمحافظه‌کارانه) است که منشأ آن‌ها، تفاوت‌های مهم میان رفتار واقعی سازه و مدل‌های بسیار ساده‌سازی‌شده‌ای است که اغلب این ابزارها و روابط بر مبنای آن‌ها تدوین شده‌اند.

۳- روش‌های طراحی برای پایداری در سازه‌های فولادی

تضمین پایداری سازه‌های فولادی، مستلزم در نظر گرفتن کلیه عواملی است که می‌تواند به نوعی موجب ایجاد آثار ناپایدارکننده شوند. این عوامل شامل تنش‌های پسماند، تسلیم مصالح و نواقص هندسی اولیه می‌شوند. بر این پایه، سازه‌های فولادی در طول زمان با اتخاذ رویکردهایی برای لحاظ نمودن این آثار تکامل یافته‌اند. این رویکردها شامل روش طول مؤثر، بار فرضی^۲ و تحلیل مستقیم هستند. در ادامه، به بررسی مبانی و سیر تحول این روش‌های طراحی پرداخته می‌شود.

۳-۱- روش طول مؤثر در سازه‌های فولادی

تحلیل‌های غیرالاستیک مرتبه دوم (که به‌عنوان تحلیل پیشرفته نیز شناخته می‌شوند)، دقیق‌ترین رویکرد برای ارزیابی ظرفیت باربری تیر-ستون‌ها و کل سازه محسوب می‌شوند، چراکه رفتار واقعی قاب‌های فولادی را به‌نحو احسن مدل‌سازی می‌کنند. با این حال، اجرای این تحلیل‌ها مستلزم برخورداری از توان محاسباتی بالا، نرم‌افزارهای تخصصی و پیچیدگی‌های اجرایی قابل توجهی است.

در مقابل، طراحی مبتنی بر تحلیل الاستیک، با هدف در نظر گرفتن آثار پایداری سیستم، از روش‌های تقریبی بهره می‌برد؛ در رویکردهای سنتی طراحی قاب‌های فولادی، معمولاً راه‌حل‌های کمانش با به‌کارگیری ضرایب طول مؤثر در قالب روابط برهم‌کنش نیروی محوری-لنگر خمشی تیر-ستون به‌منظور لحاظ رفتار کلی سیستم مورد استفاده قرار می‌گیرند.

برای تعیین مقاومت نهایی یک تیر-ستون، ابتدا دو متغیر اساسی محاسبه می‌شوند: مقاومت خمشی اسمی در حالت عدم حضور نیروی محوری (Mn) و مقاومت محوری اسمی در حالت عدم حضور لنگر خمشی (Pn). پس از تعیین این دو مقدار، منحنی برهم‌کنش نیروی محوری و لنگر بر اساس آن‌ها ترسیم می‌شود تا محدوده ظرفیت عضو مشخص شود.

ارزیابی پایداری قاب به‌صورت عضو به عضو و با استفاده از روابط برهم‌کنش نیروی محوری-لنگر خمشی تیر-ستون انجام می‌شود؛ این روابط مطابق با آیین‌نامه AISC 360-22 و همچنین مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، در روابط (۱-الف) و (۱-ب) ارائه شده‌اند [۹ و ۱۰].

$$\text{برای } \frac{P_r}{f_c P_n} \geq 0.2 :$$

$$\frac{P_r}{f_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{f_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{f_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad (1-f)$$

$$\text{برای } \frac{P_r}{f_c P_n} < 0.2 :$$

$$\frac{P_r}{2f_c P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{f_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{f_b M_{ny}} \right) > 1 \quad (1-b)$$

روابط برهم‌کنش تیر-ستون عمده‌تاً بر اساس واسنجی نتایج خود با تحلیل‌های غیرالاستیک مرتبه دوم برای مجموعه‌ای از قاب‌های مهارشده^۳ و مهارنشده^۴ تدوین شده‌اند؛ این قاب‌ها نخستین بار توسط کانچنالای^۵ (۱۹۷۷) مورد بررسی قرار گرفته‌اند [۳]. در مطالعات کانچنالای، گسترش تسلیم به‌طور صریح در اعضای تیر-ستون و تأثیر تنش‌های پسماند ارزیابی شد، اما نواقص هندسی اولیه در آن تحلیل‌ها منظور نشده بود. با این حال، توسعه‌دهندگان روابط تیر-ستون در آیین‌نامه AISC (1999)، به‌منظور لحاظ واقعی‌تر رفتار ستون‌ها و قاب‌های فولادی، نواقص

³ Sidesway Inhibited (Braced Frame)

⁴ Sidesway Uninhibited (Moment Frame)

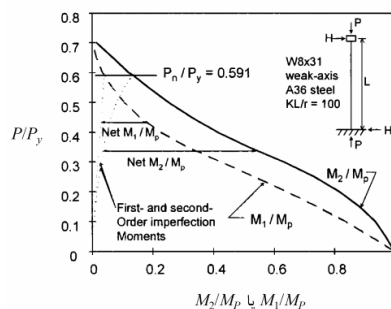
⁵ Kanchanalai

¹ Leaning Column

² Notional Load Method



هندسی اولیه را مطابق رویکرد نمایش داده شده در شکل (۴) به مدل سازی افزوده‌اند [۶۰].

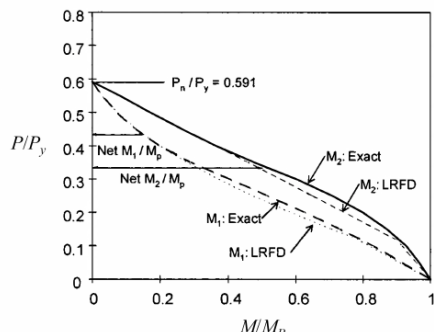


شکل ۴- روال تعیین منحنی های M_1/M_p و M_2/M_p Net [۶۱]

شکل (۴) نتایج مربوط به یک ستون با مقطع $W200 \times 46.1$ ($W8 \times 31$) را نمایش می‌دهد که حول محور ضعیف خود تحت خمش قرار گرفته است. در این نمودار، پاسخ مرتبه اول برای مقاومت حداکثر (به صورت نسبت P/P_y بر حسب M_1/M_p)، یعنی نیروی محوری تقسیم بر مقاومت تسلیم محوری و لنگر انتهایی تقسیم بر ظرفیت پلاستیک مقطع) با نتایج تحلیل مرتبه دوم مقایسه می‌شود؛ به گونه‌ای که M_2 بیانگر بیشینه لنگر الاستیک داخلی مرتبه دوم برای ستونی است که به شکل ایده‌آل، مستقیم و شاقول فرض شده است. این تبدیل از منحنی مرتبه اول به منحنی مرتبه دوم با استفاده از ضرایب تشدید الاستیک، متناسب با شرایط نمونه مورد بررسی، انجام شده است.

مقاومت نسبی ستون بر اساس روابط آیین‌نامه^۲ AISC (1999) برای این عضو برابر با $P_n/P_y = 0.591$ است [۶۰]، درحالی‌که پاسخ پلاستیسیته گسترده برای همین ستون مقدار $P/P_y = 0.71$ را نشان می‌دهد. علت این اختلاف، کاهش مقاومت ناشی از وجود لنگرهای داخلی اضافی به دلیل حضور نقص‌های هندسی اولیه (ناشاقولی)^۱ است. بخش مرتبه اول این لنگرهای حاصل از ناشاقولی، با بار محوری ارتباط خطی دارد و به صورت عبارت $P\Delta_0$ بیان می‌شود که در آن Δ_0 جابه‌جایی جانبی اولیه در بالای ستون را نشان می‌دهد. این مقادیر توسط منحنی نقطه‌چین سمت چپ در شکل (۴) نمایش داده شده است که منحنی مقاومت M_1/M_p را، در محل $P_n/P_y = 0.591$ قطع می‌کند. بخش مرتبه دوم لنگر با استفاده از ضرایب تشدید لنگر بر روی لنگر مرتبه اول ($P\Delta_0$) محاسبه می‌شود. ظرفیت نهایی لنگر با کسر لنگرهای ناشی از نقص هندسی اولیه از منحنی‌های اصلی به دست

می‌آید. این ظرفیت‌های منتج، به صورت مقادیر M_1/M_p Net و M_2/M_p Net در شکل (۴) ارائه شده‌اند. مقدار مقاومت حاصل که به طور غیرمستقیم تأثیر نقص هندسی اولیه را نیز دربردارد، مستقیماً به عنوان محور افقی در شکل (۵) نمایش داده شده است.



شکل ۵- تطابق منحنی روابط اندرکنش نیروی محوری-لنگر خمشی تیر-ستون مبتنی بر AISC (1999) با منحنی‌های مقاومت

دقیق [۶۱]

یادداشت شماره ۵ شورای پژوهشی پایداری سازه‌های آمریکا در سال ۱۹۹۸، تأکید می‌کند که طراحی پایداری سازه‌های فولادی باید تمامی ویژگی‌هایی را که به شکل معنادار بر ظرفیت باربری عضو یا قاب اثرگذارند، دربرگیرد [۸]. این ویژگی‌ها، اگرچه فقط به موارد زیر محدود نیستند، اما معمولاً شامل این موارد می‌شوند:

- ۱) ویژگی‌های فیزیکی تعیین شده به روش تجربی، مانند تنش‌های پسماند، رفتار غیرخطی مصالح و موارد مشابه
- ۲) خطاهای ناشی از ساخت و نصب مصالح، نظیر ناصافی‌ها^۳ و دیگر نواقص احتمالی اجزای سازه در فرآیند اجرا
- ۳) تأثیر شرایط مرزی، از جمله تقیدهایی که در انتهای اعضا اعمال می‌شود و می‌تواند بر عملکرد پایداری سازه اثر بگذارد.

در رویه سنتی طراحی با روش طول مؤثر، این ویژگی‌ها به دو شیوه لحاظ می‌شوند؛ منحنی مقاومت ستون به گونه‌ای تنظیم می‌شود که آثار تنش‌های پسماند و نقص‌های هندسی اولیه را مشابه آنچه در شکل‌های (۴) و (۵) آمده، شامل نماید. سایر ویژگی‌ها، از جمله مقیدبودن انتهای عضو و اندرکنش‌های سیستمی مانند اثر ستون‌های متکی، معمولاً به صورت تقریبی و از طریق ضرایب طول مؤثر (یا به بیان مستقیم‌تر، با محاسبه بارهای کماتش ستون) ارزیابی می‌شوند.

^۲ Out-of-Straightness

^۱ Out-of-Plumbness

$$N = \zeta Q$$

(۲)

در چارچوب روش بار فرضی مبتنی بر (ASCE 1997) ابتدایی‌ترین واسنجی نسبت به پاسخ‌های ناحیه پلاستیک، مقدار یکنواخت $\zeta = 0.005$ را پیشنهاد می‌دهد [۶۱]. این مقدار یا برای تمامی قاب‌های ساختمانی به اندازه کافی دقیق است یا با رویکردی محافظه‌کارانه انتخاب شده تا اطمینان از ایمنی فراهم شود. این واسنجی با تکیه بر پیش‌بینی مقاومت ستون‌هایی که به صورت متحدالمرکز تحت بارگذاری قرار دارند، انجام شده و عوامل مؤثری مانند لاغری ستون، تنش جاری‌شدن و سختی قیود انتهایی را نیز دربرمی‌گیرد. علاوه بر این، یک واسنجی اصلاح‌شده هم مطرح شده است که در آن، مقدار ضریب بار فرضی (ζ) به صورت تابعی از نسبت F_y/E در نظر گرفته می‌شود تا پاسخ سازه متناسب با خواص مصالح تعیین شود.

استاندارد (ASCE 1997) مبتنی بر بار فرضی، یک نقص اساسی دارد که در برخی حالات بحرانی پایداری به‌وضوح نمایان می‌شود [۶۱]. مطالعه‌ای مقایسه‌ای توسط مالک^۱ و وایت^۲ (۲۰۰۴) انجام شد [۷] که این نقص را در چارچوب رویکرد بار فرضی در (ASCE 1997) شفاف بیان می‌کند. به‌طورکلی، روش بار فرضی بر محاسبه ممان‌های داخلی ناشی از تحلیل مرتبه دوم تکیه دارد، تا آثار پایداری به‌درستی در ارزیابی مقاومت پیشینه منعکس شوند. اما در قاب‌های ایده‌آلی که (۱) ستون‌ها صرفاً تحت اثر بارهای ثقلی متمرکز قرار دارند و (۲) خرابی سازه به شکل واقعی از طریق کمناش جانبی الاستیک (نظیر یک ستون طره‌ای لاغر) رخ می‌دهد، این روش پیش‌بینی می‌کند که مقاومت طراحی ضریب‌دار پیشینه تقریباً با بار کمناش جانبی الاستیک اسمی (P_{cr}) برابری می‌کند. هرچند ضرایب کاهش مقاومت طراحی ϕ_c و ϕ_b برای جملات مقاومت M_n و P_n اعمال می‌شوند، اما در عمل، ظرفیت حداکثر باربری قائم سازه تقریباً معادل مقداری است که اگر ضرایب $\phi_c = \phi_b = 1$ در نظر گرفته شوند، به دست می‌آید. این موضوع زمانی به یک نقص اساسی تبدیل می‌شود که توجه شود طبق روابط (AISC 1999)، مقاومت محوری ستون برای چنین سازه‌ای به صورت $0.877\phi_c P_{cr}$ تعریف می‌شود [۶۰].

این رفتار به این دلیل رخ می‌دهد که مقاومت طراحی عضو در چنین سازه‌هایی زمانی حاصل می‌شود که ممان داخلی مرتبه دوم، با نزدیک شدن بار، به مقدار کمناش جانبی سیستم، به‌طور

رویکرد طراحی الاستیک سنتی مبتنی بر طول مؤثر، هرچند نقش مهمی در توسعه مهندسی سازه داشت و تا پیش از سال ۲۰۰۵ به‌طور گسترده مورد استفاده قرار گرفت، پدیده‌هایی را که بر حداکثر مقاومت اعضا و قاب‌های فولادی اثرگذارند عمدتاً به‌صورت غیرمستقیم لحاظ می‌نماید. مقاومت کمناشی اعضای فشاری به‌طور مستقیم از طریق ضرایب طول مؤثر تعیین می‌شود و اثر نواقص هندسی اولیه نیز به‌صورت غیرمستقیم در روابط مقاومت ستون‌ها وارد محاسبات می‌شود. با این وجود، ممان‌های داخلی اضافی ناشی از وجود نواقص هندسی و تشدید آن‌ها بر اثر پدیده‌های مرتبه دوم، در ستون‌ها، تیرها و اتصالات به‌صورت واقع‌گرایانه در محاسبات این روش منعکس نمی‌شود [۶۱]. علاوه بر آن، تعیین ضرایب طول مؤثر یا بارهای کمناش متناظر برای قاب‌های ترکیبی یا سیستم‌های پیچیده دارای ستون‌های متکی، اغلب فرآیندی دشوار و مبتنی بر قضاوت مهندسی پرچالشی است [۱۱-۱۳].

۳-۲- روش بار فرضی در سازه‌های فولادی

استاندارد ASCE در سال ۱۹۹۷ روشی را با عنوان بار فرضی ارائه کرده بود که در آن، برای هر طبقه از سازه، بارهای افقی فرضی به میزان متناسب با بار ثقلی وارد بر همان طبقه اعمال می‌شوند [۶۱]. در این روش، مقدار مقاومت محوری اسمی که در معادله برهم‌کنش تیر-ستون وارد می‌شود، بر اساس طول واقعی عضو در نظر گرفته می‌شود، نه طول مؤثر. مهم‌ترین مزیت این روش در آن است که نیاز به محاسبه ضرایب طول مؤثر مرتفع است.

باید توجه داشت که مطابق رویه (ASCE 1997)، بارهای افقی فرضی باید علاوه بر هرگونه نیروی جانبی واقعی که به سازه وارد می‌شود، به سیستم اعمال شوند تا ارزیابی صحیح مقاومت تیر-ستون انجام گیرد [۶۱]. مهندس مجاز نیست صرفاً $K=1$ را بدون اعمال مناسب بارهای فرضی به‌کار گیرد؛ همچنین بارهای فرضی صرفاً بیانگر حداقل نیروی افقی هستند که حتی در صورت وجود بار جانبی بزرگ‌تر، قابل چشم‌پوشی نیستند. کارکرد این بارها اساساً پوشش دادن ویژگی‌هایی است که بر مقاومت سیستم و اعضا مؤثر هستند، به‌ویژه اثر نواقص هندسی، تنش پسماند و اندرکنش‌های سیستمی. این بارهای فرضی که غالباً با نماد N نشان داده می‌شوند، معمولاً به‌صورت درصدی از بار ثقلی هر طبقه در نظر گرفته می‌شوند و شکل کلی ارائه آن‌ها به‌صورت رابطه (۲) است:

¹ Maleck
² White



شکل (۶) نمایش داده شده است. وجود این تنش‌های پسماند، سبب تسلیم زود هنگام در نواحی گوشهٔ بال مقطع شده و متعاقباً منجر به کاهش ممان اینرسی مؤثر مقطع می‌شود. یکی از ساده‌ترین و در عین حال مؤثرترین روش‌ها برای لحاظ کردن این اثر، اصلاح ممان اینرسی مقطع از مقدار اسمی I به مقدار اصلاح شدهٔ I^* است؛ به گونه‌ای که τ به عنوان متغیر کاهش صلبیت در نظر گرفته می‌شود. در همین راستا، متغیر τ_b به منظور اصلاح صلبیت خمشی اعضای فولادی تعریف شده است، به طوری که مقدار مؤثر صلبیت خمشی به صورت $EI^* = \tau_b EI$ در نظر گرفته می‌شود. رابطهٔ پیشنهادی برای τ_b به صورت روابط (۳-الف) و (۳-ب) بیان می‌شود:

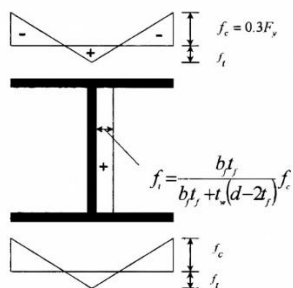
$$\text{برای } \alpha \frac{P_r}{P_y} \leq 0.5$$

$$\tau_b = 1 \quad (3\text{-الف})$$

$$\text{برای } \alpha \frac{P_r}{P_y} > 0.5$$

$$\tau_b = 4 \frac{\alpha P_r}{P_y} \left(1 - \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) \quad (3\text{-ب})$$

این معادله، برگرفته از رابطهٔ اصلی سهمی کمیتهٔ تحقیقات ستون آمریکا (CRC) ^۱ برای مدول مماسی ستون‌ها بوده (شکل (۷)) و به طور مؤثر کاهش صلبیت ناشی از تنش‌های پسماند و رفتار غیرالاستیک را لحاظ می‌کند [۱ و ۲].



شکل ۶- الگوی تنش پسماند لیه‌ای برای مقاطع بال‌پهن [۴]

ناگهانی و قابل توجهی افزایش پیدا می‌کند. اما چون در روش بار فرضی در (ASCE 1997)، هیچ ضریب کاهش (مانند $0.877\phi_c$) برای صلبیت الاستیک کل سازه در تحلیل منظور نمی‌شود، ممان‌های داخلی مرتبه دوم تا زمانی که بار سازه تقریباً به بار کماتش الاستیک اسمی نرسیده باشد، بزرگ نخواهند شد و تمامی آثار پایداری به طور واقعی منعکس نمی‌شود [۶۱]. این نقیصه را می‌توان با اعمال یک ضریب کاهش، به صلبیت الاستیک در نمونه تحلیل مرتبه دوم برطرف کرد، تا پاسخ سازه با رفتار واقع‌گرایانه‌تر آن هماهنگ‌تر شود [۶].

۳-۳- روش تحلیل مستقیم در سازه‌های فولادی

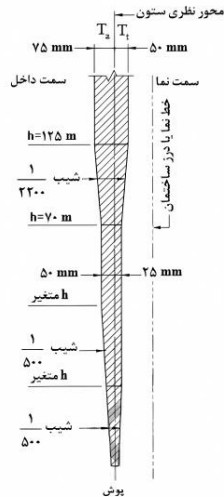
روش تحلیل مستقیم ارتباط نزدیکی با رفتار واقعی و فیزیکی سازه دارد و مبتنی بر این اصل است که با اعمال اصلاحات ساده اما کلیدی در مدل‌های تحلیل الاستیک، می‌توان برآوردی واقع‌بینانه‌تر نسبت به نیروهای داخلی غیرالاستیک مرتبه دوم به دست آورد. در تحلیل مستقیم، عوامل کلیدی مؤثر بر مقاومت اعضا و کل سیستم، همراه با تأثیر آن‌ها بر مقدار و توزیع نیروهای داخلی قاب، تا حد امکان به شکل مستقیم و از راه اصلاحات ساده در مدل الاستیک منعکس می‌شوند. آثار پیچیده‌تری که به سادگی در مدل تحلیل الاستیک قابل‌بازنمایی نیستند، در روابط مقاومت عضو لحاظ خواهند شد. از جمله مهم‌ترین موارد قابل‌اعمال در مدل الاستیک به منظور نزدیک شدن نتایج تحلیل به پاسخ واقع‌گرایانه‌تر سازه (مطابق با تحلیل‌های پلاستیک دقیق)، می‌توان به موارد زیر اشاره کرد [۲، ۴، ۶، ۷، ۹، ۱۰، ۱۱-۱۶ و ۵۹]:

- ۱) در نظر گرفتن اثر تنش پسماند و کاهش یکنواخت صلبیت خمشی (EI) اعضا، متناسب با نیروی محوری موجود در تیر-ستون‌ها؛
- ۲) در نظر گرفتن ناشاقولی و ناصافی اعضا (با استفاده از بارهای جانبی فرضی معادل برای بازنمایی نواقص هندسی اولیه).

۳-۳-۱- مدیریت اثر تنش پسماند در روش تحلیل مستقیم

اثر رفتار غیرالاستیک ستون‌ها تا حدودی در منحنی طراحی ستون ارائه شده در AISC 360-22 و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان منظور شده است [۹ و ۱۰]. این منحنی، افزون بر آن، تأثیر تنش‌های پسماند ناشی از فرآیند نورد و نیز ناصافی اولیه را در برمی‌گیرد. نمونه‌ای از الگوی تنش پسماند که معمولاً در پژوهش‌های مرتبط با ستون‌های نورد شده فرض می‌شود، در

^۱ Column Research Council

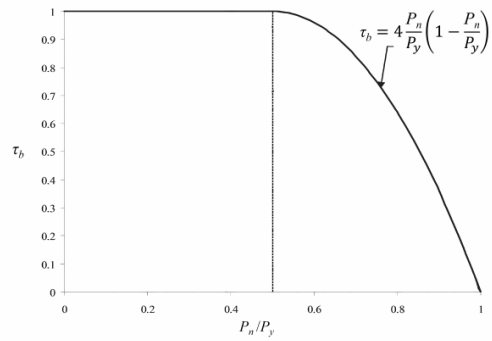


شکل ۸- پوش ناشاقولی ستون [۱۰]

در شرایطی که خرابی تیر-ستون به صورت غیرجانبی^۱ محتمل باشد، ناصافی عضو می‌تواند تأثیر قابل توجهی بر مقاومت نهایی آن بگذارد. باین‌حال، مدل‌سازی ناصافی عضو در تحلیل کل سیستم سازه‌ای، چه به صورت مستقیم و چه از طریق بارهای فرضی، نسبت به مدل‌سازی ناشاقولی، به مراتب دشوارتر و زمان‌برتر است. در بسیاری از سیستم‌های قاب، انتخاب جهت مناسب (مثبت یا منفی) برای ناصافی اعضا در بخش‌های مختلف سازه، موجب افزایش چشمگیر پیچیدگی مدل‌سازی می‌شود. بنابراین، روشی اتخاذ شده است که در آن مدل‌سازی مستقیم ناصافی عضو در تحلیل ضرورتی ندارد. این هدف یا با کاهش مقادیر EI اعضا در فرایند تحلیل (به منظور لحاظ کردن آثار تنش پسماند و ناصافی)، و یا از طریق تعیین صحیح جمله مقاومت محوری اسمی در کنترل اعضا، بر اساس طول واقعی مهارنشده، قابل دستیابی است. هریک از این تدابیر ممکن است در برخی حالت‌ها به محافظه‌کاری منجر شود تا از بروز خطاهای غیرمحافظه‌کارانه در سایر حالت‌های مهم، پیش‌گیری کند [۴].

۳-۳-۳- تعیین مقاومت محوری در روش تحلیل مستقیم

در ابتدا مالک، استفاده از مقاومت تسلیم مقطع، یعنی $P_y = A_s F_y$ را به عنوان عبارت مقاومت محوری اسمی پیشنهاد کرد [۴]. استفاده از P_y برای این منظور، جذابیتی ویژه دارد؛ چراکه دست‌کم برای خمش حول محور قوی، فرآیند تحلیل-طراحی به روش تحلیل مستقیم، عملاً با روش مفصل پلاستیک، همسان می‌شود؛ روشی که مقاومت سیستم را برابر با وقوع اولین مفصل پلاستیک فرض می‌کند. باین‌حال، این رویکرد کاستی‌هایی نیز دارد. روش مفصل



شکل ۷- سهمی کمیته تحقیقات ستون آمریکا (GRC) برای

ضریب کاهش صلبیت ستون، T_b [۲]

مطالعات انجام‌شده توسط مالک (۲۰۰۱) نشان می‌دهد که ضریب T_b تنها اثر تنش‌های پسماند را در سطوح مختلف بار محوری لحاظ می‌کند، اما کاهش صلبیت غیرالاستیک ناشی از حضور هم‌زمان بار محوری و لنگرخمشی را در نظر نمی‌گیرد [۴]. به منظور پوشش این ضعف، استفاده از حاصل ضرب ضریب T_b در 0.9 ، برای طیف وسیعی از نسبت‌های لنگر به بار محوری در نمونه‌های مختلف قاب و عضو، پیش‌بینی بهتری از مقاومت اسمی تیر-ستون ارائه می‌دهد.

۳-۳-۲- مدیریت آثار نواقص هندسی اولیه در روش تحلیل

مستقیم

آیین‌نامه اجرای سازه‌های فولادی آمریکا (AISC (2000) و میحت دهم مقررات ملی ساختمان، حدود مجاز انحراف از شاقول بودن ستون‌ها را مشخص می‌کنند که در شکل (۸) نمایش داده شده است [۱۰ و ۱۲]. رویه پیشنهادی، مقدار پایه $1/500$ را به عنوان ناشاقولی اسمی در نظر می‌گیرد. این نقص را می‌توان به صورت مستقیم در مدل‌سازی وارد کرد، یا نتایج مشابهی را با اعمال یک بار افقی فرضی معادل در هر طبقه، به میزان $N=0.002Q$ به دست آورد. شایان ذکر است که ناشاقولی یا بارهای فرضی معادل باید در تحلیل سازه لحاظ شوند تا تأثیر این نواقص بر مقادیر لنگرهای تیر و اتصالات، نیروهای مهاربند و سایر متغیرهای مربوط، به‌دقت برآورد شود.

^۱ Nonsway Failure

پلاستیک، قادر به نمایش صحیح مقاومت اعضای بال‌پهن در خمش حول محور ضعیف نیست. علاوه بر این، به‌کارگیری P_y به‌عنوان مقاومت محوری اسمی در معادله برهم‌کنش، کاهش مقاومت ناشی از ناصافی عضو را در نظر نمی‌گیرد. همان‌گونه که پیش‌تر اشاره شد، مدل‌سازی مستقیم ناصافی عضو در فرایند تحلیل و طراحی، می‌تواند با پیچیدگی‌های قابل توجه همراه باشد. درنهایت، برای لحاظ‌نمودن اثر ناصافی عضو، مقاومت محوری اسمی (P_n) بر اساس روابط AISC 360-22 یا مبحث دهم و با در نظر گرفتن طول واقعی عضو (نه طول مؤثر) محاسبه می‌شود [۹ و ۱۰].

۳-۳-۴- کاهش صلبیت اضافی مربوط به محاسبه مقاومت‌های طراحی ضریب‌دار در روش تحلیل مستقیم

همان‌گونه که در پایان بحث رویکرد بار فرضی بیان شد، در مورد سازه‌هایی که عمدتاً بر اثر کمانش جانبی الاستیک دچار ناپایداری می‌شوند، روش بار فرضی مقاومت این سازه‌ها را بر پایه این فرض در نظر می‌گیرد که با نزدیک شدن بار اعمالی به مقاومت کمانشی، مقدار لنگرهای داخلی اعضا به‌طور قابل توجهی افزایش می‌یابد. با این حال، اگر تحلیل سازه تنها بر پایه صلبیت الاستیک اسمی اعضا (EI) صورت گیرد، مقاومت کمانشی طراحی، عملاً با بار بحرانی کمانش اسمی (P_{cr}) یکسان خواهد بود، حتی در شرایطی که ضرایب کاهش مقاومت (ϕ) نیز اعمال شود.

پیش‌بینی صحیح مقاومت اسمی کم‌تر از مقدار P_{cr} در روش تحلیل مستقیم، با بهره‌گیری از صلبیت کاهش یافته حاصل می‌شود. همان‌طور که پیش‌تر گفته شد در این روش، از مقدار $EI^* = 0.9\tau_b EI$ استفاده می‌شود. این مقدار صلبیت، آثار ترکیبی خمش و نیروی محوری و همچنین تنش پسماند، بر کاهش صلبیت غیرالاستیک را مد نظر قرار می‌دهد. به این ترتیب، در سازه‌هایی که عمدتاً تحت تأثیر کمانش جانبی الاستیک دچار شکست می‌شوند، مقاومت نهایی اسمی به‌طور واقع‌بینانه‌ای پایین‌تر از P_{cr} پیش‌بینی می‌شود.

برای محاسبات طراحی، که در این حالت پاسخ باید بر مبنای مقاومت‌های ضریب‌دار محاسبه شود، منحنی‌های مقاومت ضریب‌دار را معمولاً می‌توان با به‌کارگیری ضرایب کاهش مقاومت ϕ بر محورهای افقی و عمودی منحنی‌هایی مانند آنچه در شکل (۵) نمایش داده شده است، به‌دست آورد. اگر فرض شود یک ضریب یکنواخت $\phi = 0.9$ برای هر دو مقاومت محوری و خمشی اعضای فولادی در نظر گرفته شود، می‌توان نشان داد زمانی که همین ضریب $\phi = 0.9$ هم بر عبارات مقاومت M_n و P_n

و هم بر صلبیت الاستیک کل سازه اعمال شود، خروجی‌های محاسباتی با حالتی که صرفاً این ضریب کاهش فقط بر مقاومت‌های اسمی (یعنی P_n و M_n) اعمال شده و صلبیت الاستیک سازه بدون تغییر باقی مانده است، یکسان خواهد بود. در نتیجه، مقدار صلبیت کاهش یافته مناسبی که باید در تحلیل برای ارزیابی مقاومت‌های طراحی ضریب‌دار به‌کار گرفته شود، برابر با $EI^* = 0.9\phi\tau_b EI$ است. این مقدار در طراحی عملی به $0.8\tau_b EI$ گرد می‌شود. لازم است این ضریب کاهش یافته هم برای تیرها و هم برای ستون‌ها منظور شود [۴].

در خصوص کاهش صلبیت محوری نیز باید اشاره کرد که تأثیر تنش پسماند بر صلبیت محوری (EI) معمولاً کم‌تر از تأثیر آن بر صلبیت خمشی (EI) است. بر اساس یافته‌های وایت و همکاران (۲۰۰۳)، زمانی که صلبیت محوری معادل $0.8EA$ لحاظ شود، پاسخ تحلیل مستقیم با رفتار واقع‌گرایانه‌تر اعضا انطباق مطلوبی خواهد داشت [۶۳].

۴- روش‌های طراحی برای پایداری در سازه‌های فولادی پر شده با بتن

مروری بر مبنای، روند تحول و ویژگی‌های روش‌های طراحی پایداری در سازه‌های فولادی، از جمله رویکرد مبتنی بر ضریب طول مؤثر و تحلیل مستقیم، نشان می‌دهد که هر یک از این روش‌ها با هدف بازتاب واقع‌بینانه‌تر اثر متغیرهای تأثیرگذار بر پایداری سازه توسعه یافته‌اند و هر کدام، ظرفیت‌ها و محدودیت‌های خاص خود را دارند. با این حال، اعضا و قاب‌های فولادی پر شده با بتن، به دلیل رفتار مرکب و برهم‌کنش پیچیده میان فولاد و بتن، نیازمند بازنگری در به‌کارگیری یا تطبیق روش‌های مرسوم تحلیل و طراحی هستند؛ چراکه مشارکت بتن در افزایش ظرفیت باربری، شکل‌پذیری و جذب انرژی، لزوم توجه به این ویژگی‌ها را در تدوین ضوابط طراحی دوچندان می‌سازد. از این رو در ادامه، به‌طور خاص بر ضوابط و الزامات روش تحلیل مستقیم در اعضا و قاب‌های فولادی پر شده با بتن تمرکز خواهد شد و در انتها، نکات کلیدی مربوط به کاربرد روش طول مؤثر نیز مورد بررسی قرار می‌گیرد تا ابعاد فنی هر دو رویکرد تشریح شود.

۴-۱- روش تحلیل مستقیم در سازه‌های فولادی پر شده با

بتن

مقاومت محوری اسمی ستون فولادی پر شده با بتن (P_n) در آیین‌نامه‌های AISC 360-22 و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، مطابق روابط (۴-الف) و (۴-ب)، بر پایه مقاومت فشاری اسمی

پرشده با بتن) توسعه داده نشده بود. سایر ملزومات روش تحلیل مستقیم، نظیر لحاظ کردن ناشاقولی‌های اولیه و یا بار جانبی فرضی، در سازه‌های مختلط، مشابه سازه‌های تماماً فولادی هستند. همان‌طور که در بخش‌های پیشین نیز اشاره شد، روش تحلیل مستقیم مبتنی بر استفاده از صلبیت محوری و صلبیت خمشی کاهش یافته است. برای سازه‌های فولادی، این ضرایب کاهش به صورت زیر اعمال می‌شوند:

$$EA^* = 0.8EA \quad (9)$$

$$EI^* = 0.8\tau_b EI \quad (10)$$

که در آن τ_b از روابط (۳-الف) و (۳-ب) استخراج می‌شود. در مورد اعضای فولادی پرشده با بتن، که ترکیبی مؤثر از مصالح فولادی و بتنی هستند، صلبیت محوری کاهش یافته طبق رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$EA^* = 0.8(E_s A_s + E_{sr} A_{sr} + E_c A_c) \quad (11)$$

در خصوص صلبیت خمشی نیز، همان‌طور که پیش‌تر توضیح داده شد، سهم بتن در محاسبه صلبیت خمشی مؤثر کاهش می‌یابد و بنابراین صلبیت خمشی کاهش یافته به صورت زیر خواهد بود:

$$EI^* = 0.8\tau_b (E_s I_s + E_{sr} I_{sr} + C_3 E_c I_c) \quad (12)$$

در ارتباط با ضریب τ_b ، باید توجه داشت که تا پیش از سال ۲۰۱۲، این متغیر به‌طور خاص برای اعضای مختلط (نظیر ستون‌های فولادی پرشده با بتن) تعریف و ارائه نشده بود. از این رو، **دناویت** (۲۰۱۲)، طی یک پژوهش جامع، ابتدا متغیر τ_b را که در اعضای صرفاً فولادی به کار رفته و به مقاومت محوری موردنیاز (P_r) و مقاومت تسلیم محوری (P_y) وابسته است (روابط (۳-الف) و (۳-ب))، برای اعضای مختلط نیز به شیوه‌ای مشابه و مطابق با روابط زیر در نظر گرفت [۴۱]:

$$\text{برای } \alpha \frac{P_r}{P_{no}} \leq 0.5$$

$$\tau_b = 1 \quad (13\text{-الف})$$

$$\text{برای } \alpha \frac{P_r}{P_{no}} > 0.5$$

ستون بدون لحاظ نمودن آثار طول (P_{no}) که در رابطه (۵) برای مقاطع فشرده آورده شده است، محاسبه می‌شود [۹ و ۱۰]. این رویکرد به این دلیل اتخاذ شده است که بتن، رفتار غیرخطی خود را عمدتاً در نسبت‌های بارگذاری تقریباً پایین تجربه می‌کند. بنابراین، به کارگیری صلبیت خمشی الاستیک کل بتن ($E_c I_c$) در محاسبه صلبیت الاستیک مؤثر مقطع فولادی پرشده با بتن مناسب نیست. به همین منظور، یک ضریب کاهش صلبیت خمشی (C_3) به منظور لحاظ ترک خوردگی بتن و کاهش صلبیت مقطع، به کار می‌رود.

$$\text{برای } \frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$$

$$P_n = P_{no} \left(0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right) \quad (4\text{-الف})$$

$$\text{برای } \frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$$

$$P_n = 0.877 P_e \quad (4\text{-ب})$$

$$P_{no} = F_y A_s + C_2 f_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (5)$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(KL)^2} \quad (6)$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_{sr} I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (7)$$

$$C_3 = 0.45 + 3 \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.9 \quad (8)$$

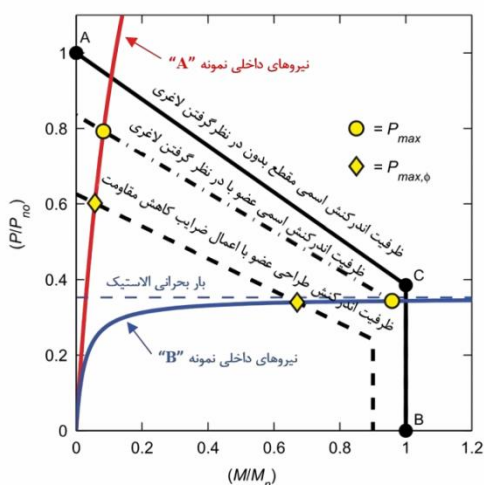
بر اساس تحقیقات **دناویت**^۱ (۲۰۱۸)، استفاده از صلبیت خمشی مؤثر تعریف شده (EI_{eff}) نه تنها برای تحلیل و محاسبه مقاومت عضو، بلکه در ارزیابی جابه‌جایی نسبی (دریفت) سازه نیز مناسب و معتبر است [۴۰].

با وجود اینکه روش تحلیل مستقیم برای سازه‌های فولادی در سال ۲۰۰۵ توسعه یافت و در سال ۲۰۱۰ به عنوان روش اصلی طراحی در آیین‌نامه AISC 360-10 معرفی شد [۶۴]، اما تا سال ۲۰۱۲ هیچ‌گونه ضرایب کاهش صلبیت الاستیک مناسب به منظور اعمال این روش برای سازه‌های مختلط (از جمله سازه‌های فولادی

¹ Denavit



یک نمونه نمودار برهم‌کنش تیر-ستون بر اساس فرضیات آیین‌نامه AISC 360-10 [۶۴] (روابط (۱۳-الف)، (۱۳-ب) و (۱۴)) در شکل (۹) برای دو قاب خمشی در مطالعات دناویت [۴۱] ارائه شده است. هر دو قاب دارای مقطع، مقاومت فشاری بتن و طول ستون برابر هستند. بدین ترتیب، به دلیل برابری مشخصات مقطع، نمودار ظرفیت برهم‌کنش تیر-ستون برای هر دو نمونه، مشابه خواهد بود. تفاوت این دو قاب، صرفاً به صلیبیت شریط مرزی و میزان بار ستون متکی مربوط می‌شود؛ به گونه‌ای که قاب B نسبت به قاب A دارای شریط مرزی نرم‌تر و بار ستون متکی بیش‌تری است.



شکل ۹- نمونه تعیین ظرفیت برهم‌کنش نیروی محوری-لنگر خمشی تیر-ستون فولادی پر شده با بتن [۴۲]

حداکثر بار محوری مجاز (P_{max}) در نقطه تقاطع نمودار نیروهای داخلی قاب با نمودار ظرفیت اندرکنش اسمی تیر-ستون رخ می‌دهد و مقدار متناظر آن که شامل ضرایب کاهش مقاومت است ($P_{max,\phi}$)، در نقطه برخورد نمودار نیروهای داخلی با نمودار ظرفیت اندرکنش طراحی تیر-ستون به دست می‌آید. با وجود اینکه هر دو ستون فقط تحت بار ثقلی قرار دارند، مشاهده می‌شود که ستون با شریط مرزی نرم‌تر و بار ستون متکی بیش‌تر (نمونه B) در مقاومت خمشی مورد نیاز بالاتری با منحنی ظرفیت اندرکنش طراحی تیر-ستون تقاطع پیدا می‌کند. همچنین اختلاف بین P_{max} و $P_{max,\phi}$ برای نمونه B به دلیل سطح بالای غیرخطی بودن هندسی قاب، بسیار کم‌تر خواهد بود. این وضعیت از طریق روش طول مؤثر مشاهده نمی‌شود زیرا در این روش، منحنی ظرفیت اندرکنش تیر-ستون برای نمونه B کاهش قابل توجهی دارد. بار بحرانی محوری حاصل از تحلیل‌های غیرالاستیک مرتبه دوم ($P_{analysis}$) برای هر مقطع و هر جفت قاب (مهارشده و

$$\tau_b = 4 \frac{\alpha P_r}{P_{no}} \left(1 - \frac{\alpha P_r}{P_{no}} \right) \quad (۱۳-ب)$$

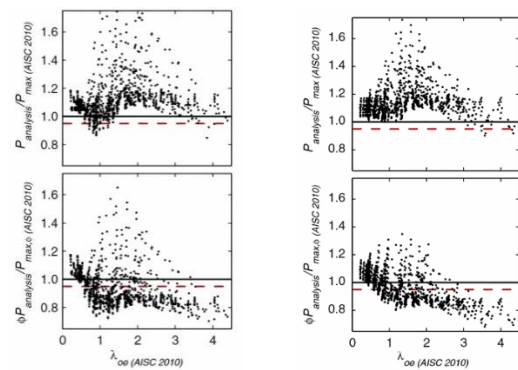
باین حال باید توجه داشت که روابط (۱۳-الف) و (۱۳-ب) در سال ۲۰۱۲ توسعه یافته‌اند. در آن زمان، ضریب C_3 در رابطه (۱۲) بر مبنای آیین‌نامه AISC 360-10 و مطابق با رابطه‌ای تعریف می‌شد [۲۳] که در ویرایش اخیر آیین‌نامه AISC 360-22 حذف شده و جای خود را به رابطه (۸) داده است [۹]. از این رو، در زمان ارائه روابط (۱۳-الف) و (۱۳-ب)، ضریب C_3 در آیین‌نامه AISC 360-10 و مطابق با رابطه زیر تعیین می‌شد [۶۴]:

$$C_3 = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \quad (۱۴)$$

در مطالعات پارامتری دناویت (۲۰۱۲)، مقاطع مورد بررسی شامل دو دسته اصلی مقاطع فولادی پر شده با بتن دایره‌ای (CCFT) و مقاطع فولادی پر شده با بتن مستطیلی (RCFT) بوده است [۴۱]. برای هر یک از این دو دسته، پنج مقطع با درصد‌های مختلف فولاد و بدون میلگرد طولی انتخاب شدند؛ به طوری که درصد فولاد در مقاطع دایره‌ای بین ۷ تا ۲۵ درصد و در مقاطع مستطیلی بین ۳ تا ۲۸ درصد متغیر بوده است. مقاومت فشاری بتن نیز در سه سطح ۲۷/۶، ۵۵/۲، و ۱۱۰/۳ مگاپاسکال منظور شد که مقدار آخر (۱۱۰/۳) خارج از محدوده آیین‌نامه AISC 360-10 بوده اما به منظور گسترش دامنه مطالعات، مورد استفاده قرار گرفته است [۶۴]. شایان ذکر است که کمانش موضعی در این پژوهش مورد توجه قرار نگرفته و نتایج صرفاً برای مقاطع فشرده معتبر هستند، هرچند انتظار می‌رود با منظور نمودن کاهش مقاومت ناشی از کمانش موضعی، توصیه‌ها برای مقاطع غیرفشرده و لاغر نیز قابل استفاده باشند. مدل‌های مطالعاتی بر پایه مجموعه‌ای از قاب‌های کوچک معین، شامل قاب‌های مهارشده (یک ستون که با یک تیر به یک ستون متکی متصل شده) و مهارنشده (یک تک ستون)، با طیف گسترده‌ای از نسبت‌های لاغری ستون، شریط مختلف تقید انتهایی و سطوح گوناگون بارگذاری بر ستون متکی است. پژوهش انجام‌شده شامل تحلیل‌های الاستیک مرتبه دوم و تحلیل غیرالاستیک مرتبه دوم بر پایه مدل‌سازی اجزای محدود تیر-ستون با فرض پلاستیسیته گسترده و در محیط نرم‌افزار Opensees انجام شده است.

مهاری نشده)، به عنوان تابعی از لاغری (λ_{oe} بر اساس رابطه (۱۵)) در شکل (۱۰) با حداکثر بار محوری مجاز، P_{max} (مطابق AISC 360-10 [۶۴]) مقایسه شده است. علاوه بر مقایسه $P_{analysis}$ با مقاومت‌های اسمی، مقایسه‌ای با مقاومت‌های موجود نیز در همین شکل ارائه شده است. در این مقایسه، $P_{analysis}$ در ضریب کاهش مقاومت $\phi_c=0.75$ ضرب می‌شود و به جای P_{max} ، مقدار $P_{max,\phi}$ مدنظر قرار می‌گیرد. لازم به ذکر است خط‌چین ترسیم‌شده در شکل، بیانگر خطای نامحافظه‌کارانه ۵ درصدی است.

$$\lambda_{oe} = \frac{KL}{\pi} \sqrt{\frac{P_{no}}{EI_{eff}}} \quad (15)$$



شکل ۱۰- مقایسه مقاومت محوری تیر-ستون فولادی پر شده با بتن بر اساس ضوابط AISC 360-10 و تحلیل غیرالاستیک [۴۲]

در نتایج ارائه‌شده در شکل (۱۰) طیف گسترده‌ای از رفتارها قابل مشاهده است. ابتدا در مقایسه مقاومت اسمی، در اغلب موارد تحلیل غیرالاستیک نشان می‌دهد که ظرفیت واقع‌گرایانه‌تر سازه بیش‌تر از مقداری است که روش طراحی پیش‌بینی می‌کند، بنابراین نتایج عمدتاً محافظه‌کارانه هستند. به‌طورکلی، تطابق خوبی میان نتایج مشاهده می‌شود و تنها در مورد مقاطع دایره‌ای با لاغری متوسط و همچنین برای هر دو مقطع دایره‌ای و مستطیلی با لاغری بسیار بالا، خطای غیرمحافظه‌کارانه جزئی مشاهده شده است. اما نسبت‌های مقاومت در سطح مقاومت موجود، کم‌تر از نسبت‌های مقاومت در سطح مقاومت اسمی هستند. علت این موضوع را می‌توان در شکل (۹) مشاهده کرد. اگرچه یک کاهش ثابت بر $P_{analysis}$ اعمال می‌شود، اما اختلاف میان P_{max} و $P_{max,\phi}$ مقدار ثابتی ندارد؛ همان‌طور که پیش‌تر نیز بحث شد، برای قاب‌هایی که آثار غیرخطی هندسی در آن‌ها غالب است (مانند منحنی نیروهای داخلی در نمونه B در شکل (۹))، مقدار $P_{max,\phi}$

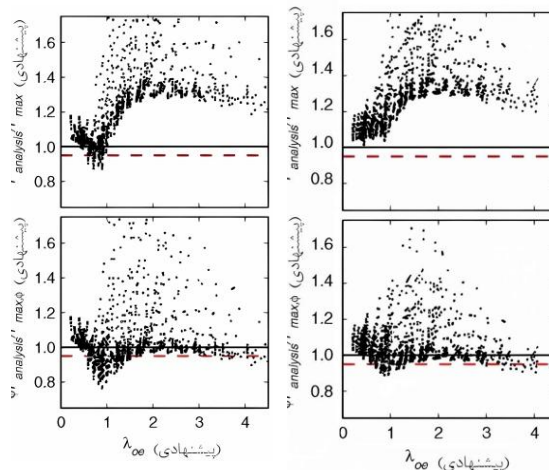
و P_{max} می‌تواند بسیار نزدیک به هم باشد. این امر نشان می‌دهد که ضریب کاهش مقاومتی که به منحنی برهم‌کنش اعمال می‌شود، تأثیر قابل‌توجهی در کاستن از حداکثر بارهای مجاز ندارد. در این شرایط، عوامل مرتبط با کاهش صلبیت اثرگذار خواهند بود. باین‌حال، کاهش صلبیت بر اساس ضوابط AISC 360-10 [۶۴]، و مطابق روابط ((۱۲))، ((۱۳-الف)) و ((۱۳-ب)) برای فولاد سازه‌ای واسنجی شده است، که در آن ضریب مقاومت فشاری بالاتر از سازه مختلط در نظر گرفته می‌شود ($\phi_c=0.9$ در مقابل $\phi_c=0.75$) برای تصحیح این اختلاف، به‌نظر می‌رسد که اعمال ضریب کاهش صلبیت در حدود 0.75 (تقریباً معادل $0.877\phi_c$) مناسب‌تر باشد. برای رفع خطاهای غیرمحافظه‌کارانه، دو تغییر اساسی در آیین‌نامه AISC 360-10 اعمال شد [۶۴]. نخستین تغییر، کاهش صلبیت مؤثر اعضا بر پایه رابطه (۱۲) است؛ با این تفاوت که مقدار متغیر T_b در این رابطه، برای همه حالت‌ها و در تمام ستون‌های مختلط (شامل ستون‌های فولادی پر شده با بتن)، به‌طور ثابت برابر با 0.8 در نظر گرفته شد. این مقدار 0.8 برای T_b به‌گونه‌ای انتخاب شده است که در نهایت، کاهش کلی در صلبیت مؤثر عضو، معادل حدوداً $0.877\phi_c$ ایجاد شود؛ این مقدار کاهش، دقیقاً همان مقداری است که برای اعضای تمام‌فولادی نیز منظور می‌شود و اکنون در آیین‌نامه AISC 360-22 و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان لازم‌الاجرا است [۹ و ۱۰].

تغییر دوم به اصلاح ضریب سهم بتن در صلبیت مؤثر خمشی (C3) مربوط می‌شود؛ که این ضریب بر مبنای رابطه (۱۴) در ویرایش‌های پس از سال ۲۰۱۰ آیین‌نامه AISC 360-10، حذف شده و نهایتاً جای خود را به رابطه (۸) داده است.

تغییرات پیشنهادی تأثیری بر مقاومت خمشی ندارند؛ از این‌رو مقاومت محوری مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج مقایسه مقاومت محوری در شکل (۱۱) ارائه شده است؛ این شکل مشابه شکل (۱۰) رسم شده، با این تفاوت که دو تغییر پیشنهادی در روش طراحی بر اساس AISC 360-10 منظور شده است [۶۴]. نتایج نشان می‌دهد که این اصلاحات علاوه بر کاهش اختلاف‌ها، موجب کاهش خطاهای غیرمحافظه‌کارانه به‌ویژه در ناحیه لاغری زیاد می‌شوند. باین‌حال، میزان خطا برای ستون‌های دایره‌ای با نسبت فولاد بالا و لاغری متوسط همچنان مشاهده می‌شود؛ چراکه تغییرات پیشنهادی با هدف رفع این مورد خاص تدوین نشده‌اند [۴۲].

جدول ۱- مقایسه الزامات طراحی برای پایداری در روش طول مؤثر و

تحلیل مستقیم		
مفاد در روش ELM	مفاد در روش DM	الزامات طراحی برای پایداری
تحلیل مرتبه دوم عمومی یا مرتبه اول تشدیدیافته اعمال بار جانبی فرضی در ترکیب بار صرفاً ثقلی	تحلیل مرتبه دوم عمومی یا مرتبه اول تشدیدیافته مدل‌سازی مستقیم یا اعمال بار جانبی فرضی صلبیت کاهش یافته به صورت:	آثار مرتبه دوم لحاظ نمودن ناشاقولی
از طریق به کارگیری طول مؤثر در کنترل مقاومت عضو	$EA^* = 0.8EA$ در عضو فولادی: $EI^* = 0.8\tau_b EI$ در عضو CFT: $EI^* = 0.64EI_{eff}$	لحاظ نمودن ناصافی بر پاسخ سازه
از طریق به کارگیری طول مؤثر در کنترل مقاومت عضو	صلبیت کاهش یافته به صورت: $EA^* = 0.8EA$ در عضو فولادی: $EI^* = 0.8\tau_b EI$ در عضو CFT: $EI^* = 0.64EI_{eff}$	لحاظ نمودن کاهش صلبیت ناشی از رفتار غیرالاستیک بر پاسخ سازه
از طریق به کارگیری طول مؤثر در کنترل مقاومت عضو	در روابط تعیین مقاومت با لحاظ طول واقعی	لحاظ نمودن کاهش صلبیت ناشی از رفتار غیرالاستیک بر مقاومت عضو
از طریق به کارگیری طول مؤثر در کنترل مقاومت عضو	صلبیت محوری و خمش کاهش یافته	تأثیر عدم قطعیت در صلبیت و مقاومت بر پاسخ سازه
از طریق به کارگیری طول مؤثر در کنترل مقاومت عضو	در روابط تعیین مقاومت با لحاظ طول مهارنشده عضو	تأثیر عدم قطعیت در صلبیت و مقاومت بر مقاومت عضو



شکل ۱۱- مقایسه مقاومت محوری تیر-ستون فولادی پر شده با بتن بر اساس تغییرات پیشنهادی در AISC 360-10 و تحلیل غیرالاستیک [۴۲]

۴-۲- روش طول مؤثر در سازه‌های فولادی پر شده با بتن

روش طول مؤثر، مطابق ضوابط آیین‌نامه AISC 360-22 و مبحث دهم تنها زمانی برای مهندس قابل استفاده است که نسبت بیشینه جابه‌جایی مرتبه دوم به مرتبه اول، حداکثر برابر با ۱/۵ باشد [۹ و ۱۰]. این روش با روش تحلیل مستقیم تفاوت بنیادین دارد؛ به این صورت که در روش طول مؤثر، هیچ‌گونه کاهش صلبیت اعمال نمی‌شود و بارهای جانبی فرضی همواره معادل حداقل بارهای لازم در نظر گرفته می‌شوند. علت این امر، محدود شدن کاربرد روش طول مؤثر به حالت‌هایی است که آثار مرتبه دوم، نسبتاً کوچک است. در این روش، مقاومت فشاری اعضای فولادی پر شده با بتن، بر پایه طول مؤثر (KL) و با صلبیت الاستیک مؤثر (EI_{eff}) محاسبه می‌شود. همچنین در مرحله تحلیل، از صلبیت الاستیک مؤثر به جای صلبیت کل استفاده می‌شود.

در انتها، به منظور جمع‌بندی تحولات و تسهیل مقایسه، مروری بر الزامات طراحی برای پایداری در روش طول مؤثر و روش تحلیل مستقیم برای سازه‌های فولادی و فولادی پر شده با بتن، به صورت خلاصه در جدول (۱) ارائه شده است.

جدول (۱) نشان می‌دهد که تفاوت اساسی میان روش طول مؤثر و روش تحلیل مستقیم، نه تنها در سطح روابط طراحی، بلکه در فلسفه کلی ارزیابی پایداری نهفته است. در حالی که روش طول مؤثر تلاش می‌کند آثار ناپایدارکننده را به صورت غیرمستقیم و از طریق منحنی‌های مقاومت لحاظ نماید، روش تحلیل مستقیم با مدل‌سازی صریح آثار مرتبه دوم، نواقص هندسی اولیه و کاهش صلبیت اعضا، چارچوبی یکپارچه و واقع‌گرایانه‌تر برای طراحی و ارزیابی پایداری قاب‌های فولادی و فولادی پر شده با بتن فراهم می‌آورد.

با وجود تفاوت‌های رفتاری میان اعضای فولادی و فولادی پر شده با بتن، بررسی بخش‌های پیشین نشان می‌دهد که منطق حاکم بر روش تحلیل مستقیم در هر دو گروه، بر مجموعه‌ای از مفروضات مشترک استوار است که نقش بار محوری در تشدید آثار ناپایدارکننده اعضا را به صورت ضمنی در خود نهفته دارد. از این رو در ادامه، این نقش به صورت یک جمع‌بندی و در چارچوب روش تحلیل مستقیم مورد توجه قرار می‌گیرد.

۵- جمع‌بندی مفهومی نقش بار محوری در روش تحلیل مستقیم

روش تحلیل مستقیم با لحاظ صریح نواقص هندسی اولیه، کاهش صلبیت ناشی از تنش‌های پسماند و رفتار غیرالاستیک مصالح، آثار مرتبه دوم را مستقیماً در پاسخ سازه منعکس می‌کند. در این چارچوب، هرچند «سطح بار محوری» به عنوان یک متغیر مستقل تعریف نمی‌شود، اما نقش آن به صورت ضمنی در تشدید ناپایداری و کاهش صلبیت مؤثر اعضا نهفته است.

در این تفسیر، نقش بار محوری نه به عنوان منشأ تنش پسماند، بلکه به عنوان عامل تشدیدکننده اثر آن بر ناپایداری بیان می‌شود؛ به گونه‌ای که به دلیل وجود تنش‌های پسماند اولیه، بخشی از تارهای مقطع از همان ابتدای بارگذاری در سطوح تنش بالاتری قرار داشته و مشارکت الاستیک کامل آن‌ها در تأمین صلبیت خمشی محدود می‌شود. با افزایش نسبت بار محوری، این تارها زودتر به حد تسلیم می‌رسند و ناحیه غیرالاستیک به تدریج در سطح مقطع گسترش می‌یابد؛ فرآیندی که موجب کاهش سهم مؤثر تارهای الاستیک در رفتار خمشی عضو می‌شود. در اعضای فولادی، این وابستگی در چارچوب روش تحلیل مستقیم به صورت صریح و وابسته به سطح بار محوری و از طریق ضریب کاهش صلبیت T_b لحاظ می‌شود؛ به طوری که در سطوح پایین بار محوری، اثر کاهش صلبیت محدود بوده و با افزایش نسبت

P_r/P_y ، تأثیر رفتار غیرالاستیک و کاهش صلبیت عضو به صورت تدریجی تشدید می‌شود.

در مقابل، در اعضای فولادی پر شده با بتن، اگرچه منطق فیزیکی کاهش صلبیت تحت افزایش بار محوری از نظر رفتاری مشابه اعضای فولادی است؛ اما این وابستگی در آیین‌نامه‌ها به صورت ضمنی و ساده‌سازی شده منعکس شده است. به این معنا که به جای تعریف یک ضریب کاهش صلبیت وابسته به سطح بار محوری، اثر نزدیک شدن عضو به ناپایداری کماتشی و گسترش رفتار غیرالاستیک، با اعمال یک مقدار کاهش صلبیت ثابت و مستقل از نسبت P_r/P_y در تحلیل مستقیم لحاظ می‌شود؛ رویکردی محافظه‌کارانه که بیانگر تفاوت در نحوه پیاده‌سازی منطق روش تحلیل مستقیم برای اعضای فولادی پر شده با بتن است.

۶- نتیجه‌گیری

در این گردآوری، روند تاریخی و تحول روش‌های طراحی پایداری در سازه‌های فولادی و فولادی پر شده با بتن مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که گذار تدریجی از رویکردهای کلاسیک مبتنی بر مفهوم طول مؤثر، به سوی روش‌های جامع مبتنی بر تحلیل مستقیم، زمینه‌ساز شکل‌گیری چارچوب‌های واقع‌گرایانه‌تر در ارزیابی پایداری سازه‌ها بوده است. در این فرآیند، لحاظ نمودن آثار تنش‌های پسماند، نواقص هندسی اولیه و رفتار غیرالاستیک مصالح، موجب دقت و انطباق بیش‌تر مدل‌های تحلیلی با رفتار واقعی سازه‌ها شده است. تحول مذکور، بیانگر مسیر پیشرفت علمی و تکامل آیین‌نامه‌ای از سازه‌های فولادی سنتی به سوی اعضای مرکب فولاد-بتن است و نشان‌دهنده ارتقای نگرش مهندسی سازه در راستای دستیابی به روش‌های تحلیلی یکپارچه و مبتنی بر واقعیت‌های فیزیکی است.

۷- خلأهای موجود و روندهای آتی

بررسی انجام شده نشان می‌دهد که با وجود پیشرفت‌های قابل توجه در توسعه و پذیرش روش تحلیل مستقیم برای طراحی پایداری سازه‌های فولادی و فولادی پر شده با بتن، تأثیر سطح بار محوری بر تشدید ناپایداری و اختلاف میان مقاومت اسمی و مقاومت طراحی اعضای فولادی پر شده با بتن همچنان به صورت صریح در ضوابط آیین‌نامه‌ای بازتاب نیافته است. در این راستا، آیین‌نامه‌های موجود با ثابت در نظر گرفتن ضریب تشدید کاهش صلبیت خمشی ($T_b=0.8$) و اصلاح ضریب کاهش صلبیت خمشی بتن (C_3)، تلاش کرده‌اند این وابستگی را به صورت ضمنی و

ساده‌شده در چارچوب روش تحلیل مستقیم لحاظ کنند. با این حال، نتایج مطالعات نشان می‌دهد که علیرغم این اصلاحات آیین‌نامه‌ای و بهبود کلی انطباق نتایج طراحی با تحلیل‌های غیرالاستیک، در برخی حالت‌های خاص هندسی و الگوهای بارگذاری، همچنان اختلاف‌های معنادار و در مواردی خطاهای غیرمحافظه‌کارانه مشاهده می‌شود؛ امری که بیانگر محدودیت رویکردهای ساده‌سازی شده فعلی در بازنمایی کامل رفتار پایداری اعضای فولادی پر شده با بتن است.

از سوی دیگر، بخش عمده‌ای از نتایج موجود در ادبیات فنی در اعضای فولادی پر شده با بتن، بر مبنای تحلیل‌های غیرالاستیک مرتبه دوم که به عنوان معیار مرجع واسنجی روابط طراحی به کار رفته‌اند، عمدتاً برای مقاطع فشرده ارائه شده‌اند. در این تحلیل‌های مرجع، کمانش موضعی به عنوان مکانیزم حاکم شکست برای مقاطع غیرفشرده و لاغر به طور صریح مدلسازی یا کنترل نشده است. در نتیجه، اگرچه چارچوب تحلیل مستقیم در ارزیابی پایداری کلی عملکرد قابل قبولی دارد، تعمیم مستقیم نتایج آن به مقاطع غیرفشرده و لاغر با عدم قطعیت همراه است؛ زیرا نقش کمانش موضعی در کاهش ظرفیت و تغییر رفتار غیرالاستیک این مقاطع در مبنای تحلیلی مورد استفاده به طور کامل منعکس نشده است.

بر این اساس، می‌توان انتظار داشت که تمرکز تحقیقات و بازنگری‌های آیین‌نامه‌ای آتی، نه بر چارچوب تثبیت‌شده روش تحلیل مستقیم برای سازه‌های فولادی، بلکه به طور مشخص بر تکمیل و رفع کاستی‌های موجود در کاربرد این روش برای اعضای فولادی پر شده با بتن معطوف شود؛ از یک سو با توسعه مدل‌های غیرالاستیک مینا که امکان لحاظ صریح کمانش موضعی در مقاطع غیرفشرده و لاغر را فراهم می‌آورند، و از سوی دیگر از طریق مطالعات تحلیلی-پارامتریک در سطوح مختلف بار محوری و برای اشکال گوناگون مقطع، با هدف بازنگری و ارزیابی مجدد منطق کاهش صلبیت مؤثر و بررسی امکان تعریف ضرایب کاهش صلبیت وابسته به سطح بار محوری به جای مقادیر ثابت فعلی به منظور کاهش خطاهای غیرمحافظه‌کارانه در برخی موارد. تحقق این رویکرد می‌تواند زمینه‌ساز کاهش عدم قطعیت‌های موجود و همگرایی منطقی‌تر ضوابط طراحی پایداری اعضای مرکب با چارچوب بالغ سازه‌های تمام فولادی در آیین‌نامه‌های آینده باشد.

۸- متغیرها

علائم لاتین	
A_c	سطح مقطع بتن
A_g	سطح مقطع کل
A_s	سطح مقطع فولاد
A_{sr}	سطح مقطع میلگرد
C_2	ضریب کاهش مقاومت فشاری بتن در محاسبه مقاومت پلاستیک مقطع فولادی پر شده با بتن؛ ۰/۸۵
C_3	برای مقاطع مستطیلی و ۰/۹۵ برای مقاطع دایره‌ای ضریب کاهش صلبیت خمشی بتن در محاسبه صلبیت خمشی مؤثر مقطع فولادی پر شده با بتن
E	مدول الاستیک
E_c	مدول الاستیک بتن
E_s	مدول الاستیک فولاد
E_{sr}	مدول الاستیک میلگرد
EA	صلبیت محوری
EI	صلبیت خمشی
EI_{eff}	صلبیت خمشی مؤثر
EA^*	صلبیت محوری کاهش یافته
EI^*	صلبیت خمشی کاهش یافته
F_y	تنش تسلیم فولاد
f'_c	مقاومت فشاری بتن
I	ممان اینرسی
I_c	ممان اینرسی بتن
I_s	ممان اینرسی فولاد
I_{sr}	ممان اینرسی میلگرد
K	ضریب طول مؤثر
KL	طول معادل یا مؤثر
L	طول عضو
M_n	مقاومت خمشی اسمی
M_{nx}	مقاومت خمشی اسمی حول محور قوی مقطع
M_{ny}	مقاومت خمشی اسمی حول محور ضعیف مقطع
M_{rx}	مقاومت خمشی مورد نیاز حول محور قوی مقطع
M_{ry}	مقاومت خمشی مورد نیاز حول محور ضعیف مقطع
M_1	لنگر مرتبه اول
M_2	لنگر مرتبه دوم
N	بار فرضی
P	نیروی محوری
$P_{analysis}$	بار بحرانی محوری در تحلیل غیرالاستیک
P_{cr}	بار بحرانی کمانش

بار کماتش الاستیک	P_e
بار محوری مجاز حداکثر در تحلیل الاستیک	P_{max}
بار محوری مجاز حداکثر طراحی در تحلیل الاستیک	$P_{max,\phi}$
مقاومت محوری اسمی	P_n
مقاومت محوری اسمی بدون آثار طول در مقطع فولادی پر شده با بتن	P_{no}
مقاومت محوری مورد نیاز	P_r
مقاومت تسلیم محوری	P_y
بار ثقلی طبقه	Q
علائم یونانی	
ضریب مربوط به ترکیبات بارگذاری روش ضرایب	
بار مقاومت و روش تنش مجاز؛ در روش ضرایب بار و مقاومت برابر ۱ و در روش تنش مجاز برابر ۱/۶	α
انحراف نسبی عضو بین دو انتها	δ
انحراف نسبی اولیه عضو بین دو انتها ناشی از ناصافی	δ_0
جابه‌جایی جانبی نوک عضو	Δ
جابه‌جایی جانبی اولیه نوک عضو ناشی از ناشاقولی	Δ_0
ضریب ثابت بار فرضی	ζ
لاغری ستون	λ_{oe}
متغیر کاهش صلبیت	τ
متغیر کاهش صلبیت اضافی در روش تحلیل مستقیم	τ_b
ضریب کاهش مقاومت	ϕ
ضریب کاهش مقاومت خمشی	ϕ_b
ضریب کاهش مقاومت محوری	ϕ_c

- gravity framing systems", Engineering Journal, 44(4), pp.305-322.
- [16] White, D.W., Surovek, A., and Chang, C.J. (2007), "Direct analysis and design using amplified first-order analysis part II: moment frames and general framing systems", Engineering Journal, 44(4), pp.323-340.
- [17] White, D.W., Surovek, A.E., Alemdar, B.N., Chang, C.J., Kim Y.D., and Kuchenbecker, G.H. (2006), "Stability analysis and design of steel building frames using the 2005 AISC specification", Steel Structures, 6(2), pp.71-91.
- [18] Martinez-Garcia, J.M. (2002), "Benchmark studies to evaluate new provisions for frame stability using second-order analysis", Doctoral Dissertation Bucknell University.
- [19] Elremaily, A., and Azizinamini, A. (2002), "Behavior and strength of circular concrete-filled tube columns", Journal of Constructional Steel Research, 58(12), pp.1567-1591.
- [20] Kawaguchi, J., Morino, S., Sugimoto, T., and Shirai, J. (2002), "Experimental study on structural characteristics of portal frames consisting of square CFT columns", Composite Construction in Steel and Concrete IV, pp.725-733.
- [21] Wang, Q., Zhao, D., and Guan, P. (2004), "Experimental study on the strength and ductility of steel tubular columns filled with steel-reinforced concrete", Engineering Structures, 26(7), pp.907-915.
- [22] Lue, D.M., Liu, J.L., and Yen, T. (2007), "Experimental study on rectangular CFT columns with high-strength concrete", Journal of Constructional Steel Research, 63(1), pp.37-44.
- [23] Moon, J., Roeder, C.W., Lehman, D.E., and Lee, H.E. (2012), "Analytical modeling of bending of circular concrete-filled steel tubes", Engineering Structures, 42, pp.349-361.
- [24] Han, L.H., Li, W., and Bjorhovde, R. (2014), "Developments and advanced applications of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: Members", Journal of Constructional Steel Research, 100, pp.211-228.
- [25] Lai, Z., Varma, A.H., and Zhang, K. (2014), "Noncompact and slender rectangular CFT members: Experimental database, analysis, and design", Journal of Constructional Steel Research, 101, pp.455-468.
- [26] Ge, H., and Usami, T. (1992), "Strength of concrete-filled thin-walled steel box columns: experiment", Journal of Structural Engineering, 118(11), pp.3036-3054.
- [27] Uy, B. (1998), "Local and post-local buckling of concrete filled steel welded box columns", Journal of Constructional Steel Research, 47(1-2), pp.47-72.
- [28] Han, L.H., and Yao, G.H. (2004), "Experimental behaviour of thin-walled hollow structural steel (HSS) columns filled with self-consolidating concrete (SCC)", Thin-Walled Structures, 42(9), pp.1357-1377.
- [1] Ziemian, R.D. ed. (2010), "Guide to stability design criteria for metal structures", John Wiley and Sons.
- [2] Griffis, L.G., and White, D.W. (2015), "Stability design of steel buildings", Steel Design Guide 28, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [3] Kanchanalai, T. (1977), "The design and behavior of beam columns in unbraced steel frames", The University of Texas at Austin.
- [4] Maleck, A.E. (2001), "Second-order inelastic and modified elastic analysis and design evaluation of planar steel frames", Doctoral Dissertation, Georgia Institute of Technology.
- [5] AISC, (1963), "Specification for the design, Fabrication, and erection of structural steel for buildings", American Institute of Steel Construction, New York, N.Y., April 17.
- [6] Surovek-Maleck, A.E., and White, D.W. (2004), "Alternative approaches for elastic analysis and design of steel frames. I: Overview", Journal of Structural Engineering, 130(8), pp.1186-1196.
- [7] Surovek-Maleck, A.E., and White, D.W. (2004), "Alternative approaches for elastic analysis and design of steel frames. II: Verification studies", Journal of Structural Engineering, 130(8), pp.1197-1205.
- [8] Galambos, T.V. ed. (1998), "Guide to stability design criteria for metal structures", John Wiley and Sons.
- [9] ANSI/AISC 360-22, (2022), "Specification for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago, Ill.
- [۱۰] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان: طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، (۱۴۰۱)، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، تهران، ایران.
- [۱۱] آگاهی‌مند، ع. و عسگریان، ب. (۱۳۹۵). "استفاده از روش تحلیل مستقیم در طراحی سازه‌های فولادی"، هفتمین کنفرانس ملی و دومین کنفرانس بین‌المللی سازه و فولاد، هتل المپیک، تهران.
- [12] Deierlein, G. (2003), "Background and illustrative examples on proposed direct analysis method for stability design of moment frames", Technical Committee 10 Rep.
- [13] Chan, S.L., Liu, Y.P., and Liu, S.W. (2017), "A new codified design theory of second-order direct analysis for steel and composite structures-From research to practice", in Structures, 9, pp.105-111.
- [14] Tong, G., and Xing, G. (2007), "A comparative study of alternative approaches for stability design of steel frames", Advances in Structural Engineering, 10(4), pp.455-466.
- [15] White, D.W., Surovek, A., and Kim, S.C. (2007), "Direct analysis and design using amplified first-order analysis part I: combined braced and



- composite frame systems”, Structures Congress, pp.2605-2616.
- [43] Denavit, M.D., Hajjar, J.F., Perea, T., and Leon, R.T. (2016), “Stability analysis and design of composite structures”, Journal of Structural Engineering, 142(3), pp.04015157.
- [44] Lai, Z., and Varma, A.H. (2015), “Noncompact and Slender Circular CFT Members Experimental Database, Analysis, and Design”, Journal of Constructional Steel Research, 106, pp.220-233.
- [45] Leon, R.T., Kim, D.K., and Hajjar, J.F. (2007), “Limit State Response of Composite Columns and Beam-Columns Part 1: Formulation of Design Provisions for the 2005 AISC Specification”, Engineering Journal, AISC, 44(4), pp.341-358.
- [46] Lai, Z., and Varma, A.H. (2018), “High-Strength Rectangular CFT Members: Database Modeling, and Design of Short Columns”, Journal of Structural Engineering, ASCE, 144(5), pp.04018036.
- [47] Lai, Z., Varma, A.H., and Griffis, L.G. (2016), “Analysis and Design of Noncompact and Slender CFT Beam-Columns”, Journal of Structural Engineering, ASCE, 142(1), pp.1-14.
- [48] Alghossoon, A.M., and Varma, A.H. (2020), “The interaction of section and member slenderness on the behavior of high strength composite filled tube (CFT) members”, In Proceedings of the Annual Stability Conference Structural Stability Research Council.
- [49] Denavit, M.D., and Hajjar, J.F. (2012), “Nonlinear Seismic Analysis of Circular Concrete-Filled Steel Tube Members and Frames”, Journal of Structural Engineering, ASCE, 138(9), pp.1089-1098.
- [50] Schneider, S.P. (1998), “Axially loaded concrete-filled steel tubes”, Journal of Structural Engineering, 124(10), pp.1125-1138.
- [51] Gho, W.M., and Liu, D. (2004), “Flexural behaviour of high-strength rectangular concrete-filled steel hollow sections”, Journal of Constructional Steel Research, 60(11), pp.1681-1696.
- [52] Giakoumelis, G., and Lam, D. (2004), “Axial capacity of circular concrete-filled tube columns”, Journal of Constructional Steel Research, 60(7), pp.1049-1068.
- [53] Wheeler, A., and Bridge, R. (2006), “The behaviour of circular concrete-filled thin-walled steel tubes in flexure”, Composite Construction in Steel and Concrete V, pp.412-423.
- [54] Kishima, Y., Alpsten, G., and Tall, L. (1969), “Residual stresses in welded shapes of flame-cut plates in ASTM A572 (50) steel”, 321(2), Lehigh University.
- [55] Brozzetti, J., Alpsten, G.A., and Tall, L. (1970), “Residual stresses in a heavy rolled shape 14wf730”, 337(10), Lehigh University.
- [56] Alpsten, G. (1970), “Residual stresses and strength of cold-straightened wide-flange shapes.”, Jernkontorets Annaler, 154, pp.1-9.
- [29] Liu, D. (2005), “Tests on high-strength rectangular concrete-filled steel hollow section stub columns”, Journal of Constructional Steel Research, 61(7), pp.902-911.
- [30] De Oliveira, W.L.A., De Nardin, S., de Cresce El, A.L.H., and El Debs, M.K. (2009), “Influence of concrete strength and length/diameter on the axial capacity of CFT columns”, Journal of Constructional Steel Research, 65(12), pp.2103-2110.
- [31] Han, L.H., He, S.H., and Liao, F.Y. (2011), “Performance and calculations of concrete filled steel tubes (CFST) under axial tension”, Journal of Constructional Steel Research, 67(11), pp.1699-1709.
- [32] Evirgen, B., Tuncan, A., and Taskin, K. (2014), “Structural behavior of concrete filled steel tubular sections (CFT/CFSt) under axial compression”, Thin-Walled Structures, 80, pp.46-56.
- [33] Choi, I.R., Chung, K.S., and Kim, C.S. (2017), “Experimental study on rectangular CFT columns with different steel grades and thicknesses”, Journal of Constructional Steel Research, 130, pp.109-119.
- [34] Naghipour, M., Yousofizinsaz, G., and Shariati, M. (2020), “Experimental study on axial compressive behavior of welded built-up CFT stub columns made by cold-formed sections with different welding lines”, Steel Compos, Structures, 34(3), pp.347-359.
- [35] Elchalakani, M., Zhao, X.L. and Grzebieta, R.H. (2001), “Concrete-filled circular steel tubes subjected to pure bending”, Journal of Constructional Steel Research, 57(11), pp.1141-1168.
- [36] Varma, A.H., Ricles, J.M., Sause, R., and Lu, L.W. (2002), “Experimental behavior of high strength square concrete-filled steel tube beam-columns”, Journal of Structural Engineering, 128(3), pp.309-318.
- [37] Ge, H., and Usami, T. (1996), “Cyclic tests of concrete-filled steel box columns”, Journal of Structural Engineering, 122(10), pp.1169-1177.
- [38] Wang, B., Liang, J., and Lu, Z. (2019), “Experimental investigation on seismic behavior of square CFT columns with different shear stud layout”, Journal of Constructional Steel Research, 153, pp.130-138.
- [39] Mao, X.Y., and Xiao, Y. (2006), “Seismic behavior of confined square CFT columns”, Engineering Structures, 28(10), pp.1378-1386.
- [40] Denavit, M.D., Hajjar, J.F., Perea, T., and Leon, R.T. (2018), “Elastic flexural rigidity of steel-concrete composite columns”, Engineering Structures, 160, pp.293-303.
- [41] Denavit, M.D. (2012), “Characterization of behavior of steel-concrete composite members and frames with applications for design”, Doctoral Dissertation, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- [42] Denavit, M.D., Hajjar, J.F., Leon, R.T., and Perea, T. (2014), “Analysis and design of steel-concrete



- [57] Alpsten, G.A., and Tall, L. (1970), "Residual stresses in heavy welded shapes", American Welding Society, pp.93-105.
- [58] Yu, W.W., LaBoube, R.A., and Chen, H. (2019), "Cold-formed steel design", John Wiley and Sons.
- [59] Csernak, S.F., and McCormac, J.C. (2012), "Structural steel design", Pearson.
- [60] AISC, (1999), Load and resistance factor design specification for steel buildings, 3rd Ed., American Institute of Steel Construction, Chicago.
- [61] ASCE, (1997), Effective length and notional load approaches for assessing frame stability: Implications for American steel design, ASCE Structural Engineering Institute's Task Committee on Effective Length under the Technical Committee on Load and Resistance Factor Design, Reston, Va., 442.
- [62] AISC, (2000), Code of standard practice for steel buildings and bridges; Manual of Steel Construction-Load and Resistance Factor Design, 2nd Ed., American Institute of Steel Construction Chicago.
- [63] White, D.W., Maleck, A.E., and Kim, S.C. (2003), "Design of steel framing systems based on first-order elastic analysis and $K=1$ ", Structural Engineering, Mechanics and Materials Rep. 25, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta.
- [64] ANSI/AISC 360-10, (2010), Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, Ill., June 22.



www.journaliss.ir

کاربرد الگوریتم بهینه‌سازی پرندگان شکاری (BPBO) در تعیین پارامترهای بهینه میراگرهای جرمی تنظیم‌شده برای کنترل لرزه‌ای سازه‌ها

حبیب‌اله احمدی^۱، سید مهدی زهرایی^{۲*}

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

۲- استاد، مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

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

چکیده

امروزه توجه قابل‌ملاحظه‌ای به توسعه روش‌های کنترل ارتعاشات لرزه‌ای سازه‌ها معطوف شده است. در میان کلیه تجهیزات میراکننده ارتعاشات، میراگر جرمی تنظیم‌شده، به دلیل سادگی مکانیکی، مقرون‌به‌صرفه بودن و عملکرد قابل‌اطمینان، یکی از فناوری‌های مناسب محسوب می‌شود. عملکرد مطلوب این سامانه‌ها به انتخاب بهینه پارامترهای جرم، سختی و میرایی وابسته است. در مطالعه حاضر با هدف غلبه بر این چالش و یافتن مقادیر ایده‌آل پارامترهای میراگر، تحت اثر زلزله، از الگوریتم بهینه‌سازی پرندگان شکاری (BPBO)، به عنوان یک روش نوین و اثربخش در این عرصه، بهره گرفته شده است. در این پژوهش، بهبود عملکرد میراگر با دو معیار کاربردی ارزیابی شده است: ۱- کاهش بیشینه جابه‌جایی بام؛ ۲- کاهش جذر میانگین مربعات بیشینه جابه‌جایی تمامی طبقات.

نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد استفاده از پارامترهای بهینه استخراج‌شده توسط BPBO منجر به کاهش معنی‌دار پاسخ لرزه‌ای نسبت به حالت بدون میراگر و همچنین نسبت به مقادیر تنظیم کلاسیک می‌شود. با استفاده از روش حاضر، میانگین کاهش جابه‌جایی برای معیار اول به حدود ۳۸/۳ درصد و برای معیار دوم به حدود ۳۸/۵ درصد رسیده است. همچنین کاهش بیشینه جابه‌جایی بام برای معیار اول ۳۶/۵ درصد و برای معیار دوم ۳۶/۴ درصد محاسبه شده است. این ارقام در مقایسه با یافته‌های مطالعات گذشته، بهبود چشم‌گیری را نمایان می‌سازد و گویای توانایی بالاتر روش پیشنهادی در استهلاک انرژی زلزله و کنترل جابه‌جایی‌های سازه است. بررسی همگرایی الگوریتم نیز کارایی مناسب آن را در مسائل بهینه‌سازی غیرخطی سازه‌ای نشان می‌دهد.

واژگان کلیدی

کنترل غیرفعال، میراگر جرمی تنظیم‌شده، الگوریتم‌های فراابتکاری، الگوریتم بهینه‌سازی پرندگان شکاری، کنترل ارتعاشات

Applying the Birds of Prey-Based Optimization Algorithm (BPBO) to Find Optimal Parameters of Tuned Mass Dampers for Seismic Control of Structures

H. Ahmadi, S.M. Zahrai

Abstract

In recent years, structural vibration control has received considerable attention as an effective strategy for mitigating seismic responses in buildings. Among various passive control devices, the Tuned Mass Damper (TMD) has emerged as one of proper solutions due to its mechanical simplicity, cost-efficiency, and reliable performance. The effectiveness of a TMD, however, strongly depends on the proper selection of its design parameters, including mass, stiffness, and damping ratio. Determining these optimal parameters remains a critical and challenging task in structural control design. To address this issue, the present study employs the Birds of Prey-Based Optimization (BPBO) algorithm, a recently developed metaheuristic method inspired by the cooperative hunting strategies of predatory birds. The algorithm is applied to optimize the parameters of a TMD installed in a benchmark 10-story shear building model subjected to seismic excitation. Two objective functions are considered: (1) minimizing the maximum roof displacement and (2) minimizing the overall structural drift, quantified using the root mean square (RMS) of peak floor displacements.

Numerical simulations indicate that the BPBO-optimized TMD achieves significant reductions in structural response. The average displacement reduction reaches approximately 38.3% for the first objective function and 38.5% for the second. In addition, the maximum roof displacement decreases by 36.5% and 36.4%, respectively. These findings demonstrate the effectiveness and robustness of the BPBO algorithm in identifying optimal TMD parameters and highlight its potential as a competitive optimization tool for seismic vibration control applications. The convergence analysis further confirms the algorithm's efficiency and reliability in solving nonlinear structural optimization problems.

Keywords

Passive Control, Tuned Mass Damper, Metaheuristic Algorithms, Birds of Prey-Based Optimization Algorithm, Control of Vibration



۱- مقدمه

یکی از مسائل دیرینه در مهندسی سازه، یافتن ابزارهایی جدید و سودمند برای محافظت از سازه‌ها و تجهیزات در برابر اثرات مخرب نیروهای طبیعی است. ارتعاشات ایجادشده در سازه‌ها، چه بر اثر باد و چه زلزله، از طریق اصلاح ویژگی‌هایی نظیر سختی، میرایی، جرم و شکل سازه، یا با استفاده از تأمین نیروهای مخالف فعال یا غیرفعال، قابل کنترل هستند. سیستم‌های جذب انرژی غیرفعال در سال‌های اخیر به‌طور گسترده‌ای در صنعت ساختمان به‌کار رفته‌اند. این سیستم‌ها عموماً شامل مصالح و وسایلی هستند که مقاومت، سختی و میرایی سازه را افزایش داده و برای کاهش خطرات طبیعی سازه‌های جدید یا بهسازی سازه‌های موجود مورد استفاده قرار می‌گیرند.

به‌منظور کاهش پاسخ‌های دینامیکی سیستم‌های سازه‌ای و مکانیکی تحت ارتعاش، از ابزارهای کنترل غیرفعال^۱ استفاده می‌شود که میراگر جرمی تنظیم‌شده (TMD)^۲ یکی از مهم‌ترین آن‌ها است. TMD در ساده‌ترین حالت خود از یک جرم، یک فنر (المان سختی) و یک میراگر ویسکوز تشکیل شده است. با انتخاب دقیق مشخصه‌های طراحی TMD شامل جرم، سختی فنر و میرایی، می‌توان پاسخ دینامیکی سازه اصلی را به‌طور قابل توجهی کاهش داد. میراگرهای جرمی تنظیم‌شده به دلیل کارآمدی نسبی، سادگی و مقرون‌به‌صرفه بودن، از پرکاربردترین سیستم‌های کنترلی غیرفعال در سازه‌ها محسوب می‌شوند. سرآغاز طراحی این میراگرها به مطالعاتی بازمی‌گردد که توسط فرام^۳ در سال ۱۹۰۹ درخصوص ضربه‌گیرهای ارتعاشات دینامیکی منتشر شد [۱].

در جهت گسترش تأثیر روش‌های کنترل، یافتن پارامترهای مکانیکی بهینه از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. یکی از مسائل بنیادین در طراحی TMD، بهینه‌سازی پارامترهای آن (جرم، سختی و میرایی) است که مستقیماً بر پاسخ سازه اصلی تأثیر می‌گذارند. روابط متعددی برای تخمین این پارامترها پیشنهاد شده است؛ برای مثال، دن هارتوگ^۴ نحوه تخمین پارامترهای بهینه میراگر جرمی برای یک سازه بدون میرایی داخلی تحت تحریکات هارمونیک خارجی را شرح داده‌اند [۲].

سادک^۵ و همکاران نیز با استفاده از روش برازش منحنی، فرمول‌هایی برای محاسبه فرکانس و میرایی بهینه TMD برای دو مود اول سیستم ارائه کردند. همچنین سیستم‌های چند درجه آزادی با سه مدل سازه‌ای مختلف را مورد بررسی و تحلیل قرار دادند [۳].

لی^۶ و همکاران نیز مسائل مرتبط با بهینه‌سازی پارامترهای میراگرهای جرمی تنظیم‌شده را بررسی نمودند. در پژوهش مذکور، یک چارچوب نظری برای طراحی بهینه سازه‌های مجهز به میراگر جرمی تنظیم‌شده ارائه شده است [۴].

در دهه‌های اخیر، پژوهش‌های متعددی در زمینه میراگرهای جرمی تنظیم‌شده و تعیین پارامترهای بهینه آن‌ها انجام شده است. به‌عنوان مثال، پيسال^۷، کارایی میراگرهای اصطکاکی جرمی تنظیم‌شده چندگانه غیرفعال را در مقایسه با یک میراگر اصطکاکی جرمی تنظیم‌شده منفرد مورد مطالعه قرار داد [۵].

سالوی^۸ و ریزی^۹ بر روی تعیین معادلات تنظیم بهینه مشخصات برای یک میراگر جرمی تنظیم‌شده غیرفعال، تحقیق کرده و با استفاده از برازش منحنی‌ها، روابطی برای تعیین بهینه پارامترهای میراگرهای جرمی ارائه کردند [۶].

همچنین سالوی و جیارالیس^{۱۰}، به تحلیل عملکرد میراگرهای جرمی تنظیم‌شده مجهز به اینترتر (TMDI) پرداخته‌اند که از قابلیت اتلاف انرژی بالایی برخوردارند. این مطالعه، پاسخ این سیستم‌ها را تحت تأثیر ارتعاشات با طیف نویز سفید بررسی نموده است [۷].

مونتریو^{۱۱} و همکاران، موضوع تعیین پارامترهای بهینه میراگرهای جرمی تنظیم‌شده را با به‌کارگیری شبکه‌های عصبی مصنوعی مورد مطالعه قرار دادند. در پژوهش آن‌ها، نتایج حاصل از شبکه‌های عصبی مصنوعی در مقایسه با یکی از روش‌های بهینه‌سازی فراابتکاری (الگوریتم بهینه‌سازی الهام‌گرفته از دایره یا GIOA) ارزیابی و تحلیل شده است. در ادامه، مقادیر بهینه پارامترها مشخص شده و بر مزیت روش مبتنی بر شبکه‌های عصبی مصنوعی (ANN)^{۱۲} از نظر زمان تحلیل کوتاه‌تر، تأکید شده است [۸].

⁵ Sadek

⁶ Lee

⁷ Pisal

⁸ Salvi

⁹ Rizzi

¹⁰ Giaralis

¹¹ Monteiro

¹² Artificial Neural Networks

¹ Passive Control

² Tuned Mass Damper

³ Frahm

⁴ Den Hartog



خزایی و همکاران نیز عملکرد میراگرهای جرمی تنظیم‌شده چندگانه (MTMD) را در سازه‌های بلندمرتبه فولادی با پلان‌های منظم و نامنظم (اشکال L و U) در دو ارتفاع ۱۰ و ۲۰ طبقه، تحت اثر رکوردهای زلزله با فاصله کانونی نزدیک و دور مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه، تعیین آرایش بهینه میراگرها در پلان ساختمان نیز تحلیل و ارزیابی شده است [۹].

کاو و همکاران نیز موضوع بهینه‌یابی مشخصات میراگرهای جرمی تنظیم‌شده با استفاده از الگوریتم فراابتکاری جستجوی ذرات باردار (GSS) را مورد نقد و بررسی قرار دادند [۱۰].

کامگر و همکاران نیز همین موضوع تعیین مشخصات بهینه را تحت تحریک بحرانی بررسی نمودند [۱۱].

باسیلی^۱ و همکاران نیز درباره موضوع بهسازی تلفیقی لرزه‌ای و انرژی ساختمان‌های موجود بر اساس مفهوم میراگر جرمی تنظیم‌شده تحقیق کردند؛ در این پژوهش برای اولین بار پیاده‌سازی روش‌های نوین تلفیقی بهسازی لرزه‌ای و انرژی با بهره‌گیری از مفهوم میراگر جرمی تنظیم‌شده (TMD) مطالعه شده است [۱۲].

زهرایی و اخلاق‌پسند، مقایسه میراگر جرمی تنظیم‌شده منفرد (STMD) با MTMDs بر اساس تحلیل مودال را در یک ساختمان ۲۰ طبقه، مورد تحلیل و بررسی قرار دادند؛ در این مقاله علاوه بر استفاده از الگوریتم فراابتکاری PSO^۲، تلاش شده است از بیش از یک مد ارتعاشی، برای تنظیم میراگرهای جرمی تنظیم‌شده، بهره گرفته شود [۱۳].

جرونی^۳ و همکاران، مفهوم میراگرهای جرمی تنظیم‌شده چندگانه همراه با اینترتر (MTMDI) را معرفی کرده و عملکرد آن در کنترل ارتعاشات را در مقایسه با میراگر جرمی همراه با اینترتر تک (TMDI) مورد بحث و بررسی قرار دادند. در تحقیق مذکور، از الگوریتم بهینه‌سازی PSO برای تعیین مشخصات استفاده شده است [۱۴].

حاتمی و همکاران نیز موضوع تعیین بهینه پارامترهای میراگر جرمی تنظیم‌شده با استفاده از الگوریتم جستجوی هارمونی بهبودیافته را مطالعه نمودند [۱۶].

محتشم و همکاران، روشی مؤثر برای طراحی بهینه میراگرهای جرمی تنظیم‌شده چندگانه (MTMD) برای کاهش پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها ارائه دادند. با در نظر گرفتن پارامترهای میراگرهای جرمی تنظیم‌شده (TMD) به‌عنوان متغیر، یک مسئله بهینه‌سازی با

هدف کمینه‌سازی بیشینه پاسخ سازه تعریف می‌شود. از الگوریتم ژنتیک برای حل مسئله بهینه‌سازی یک قاب برشی خطی ۱۰ طبقه استفاده شده که میراگرهای جرمی تنظیم‌شده چندگانه بهینه برای آن طراحی می‌شوند [۱۸].

آگاتوکلیس^۴ و همکاران نیز از یک جستجوی بهینه‌سازی عددی استاندارد برای طراحی بهینه میراگرهای جرمی تنظیم‌شده مجهزه اینترتر (TMDI) از نظر پارامترهای میرایی، سختی و ثابت اینترتر استفاده کردند. طراحی بهینه میراگر TMDI برای محدوده‌ای از مقادیر از پیش تعیین‌شده جرم آن انجام و میرایی و سختی بهینه برای بهبود کارایی میراگر استخراج شد [۱۹].

لاوان^۵ یک فرمول‌بندی چندهدفه برای مسئله بهینه‌سازی میراگر جرمی تنظیم‌شده، تحت بارهای خارجی و همچنین تحریک پایه، ارائه داد. رویکرد اول، معادلات میراگر را در نظر می‌گیرد و رویکرد دوم، تقریباً پاسخ‌های مودال سازه را به سهم‌های مودال آن تجزیه می‌کند [۲۰].

بکداش^۶ و همکاران نیز یک روش بهینه‌سازی نوین ارائه دادند که از الگوریتم خفاش اصلاح‌شده برای مسئله بهینه‌سازی میراگر جرمی تنظیم‌شده استفاده می‌کند. روش پیشنهادی، رکوردهای زلزله‌های مختلف را برای بهینه‌سازی متغیرهای طراحی مانند نسبت میرایی، دوره تناوب و جرم میراگر در نظر می‌گیرد. نتایج این روش با سایر روش‌ها مانند بهینه‌سازی ازدحام ذرات، الگوریتم‌های ژنتیک و جستجوی هارمونی مقایسه شده است. روش پیشنهادی هنگام اعمال بر یک سازه عمرانی ۱۰ طبقه، در مقایسه با سایر روش‌ها، کارآمدتر و عملی‌تر اثبات شده است [۲۱].

یانگ^۷ و همکاران، یک مقاله مروری جامع درباره تکنولوژی‌های میراگر جرمی تنظیم‌شده (TMD) برای کنترل ارتعاشات سازه‌ها ارائه کردند. مطالعه مذکور به چهار حوزه اصلی می‌پردازد: ۱- مفاهیم طراحی TMD و اصلاحات آن؛ ۲- مدل‌سازی ریاضی برای سازه‌های گسسته و پیوسته؛ ۳- روش‌های بهینه‌سازی پارامترهای TMD؛ ۴. توسعه‌های عملی شامل سیستم‌های نیمه‌فعال و فعال [۲۲].

وانگ^۸ و همکاران نیز در سال ۲۰۲۲، موضوع بهبود عملکرد سازه‌های جداسازی‌شده با استفاده از میراگرهای جرمی تنظیم‌شده نیمه‌فعال را مورد تحلیل و بررسی قرار دادند. در این پژوهش،

⁴ Agathoklis

⁵ Lavan

⁶ Bekdaş

⁷ Yang

⁸ Wang

¹ Basili

² Particle Swarm Optimization

³ Djerouni



عملکرد بهتر میراگر جرمی نیمه‌فعال (STMD)، در کاهش جابه‌جایی و شتاب طبقه بام، نسبت به میراگر جرمی بهینه‌شده، در شبیه‌سازی‌های یک سازه هشت طبقه در حالت خطی و غیرخطی نشان داده شده است [۲۳].

کاو^۱ نیز در سال ۲۰۲۵، یک میراگر جرمی دوگانه جدید مجهز به اینترتر به زمین متصل شده (DTMDI)^۲ را معرفی نمود که برای کنترل موثرتر ارتعاش سازه‌ها، نسبت به میراگر جرمی دوگانه و معمولی طراحی شده است. همچنین نتایج بهینه‌سازی نشان می‌دهد DTMDI، به‌ویژه با نسبت اینترتس^۳ بالاتر، کارایی و پایداری بیشتری نسبت به DTMD و حتی TMDI با جرم و اینترتس یکسان داشته و برای رسیدن به کاهش ارتعاش مشابه به جرم افزوده کمتری نیاز دارد [۲۴].

تعیین پارامترهای میراگرهای جرمی تنظیم‌شده (TMD) به‌عنوان یکی از چالش‌های اساسی در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها محسوب می‌شود. هدف اصلی این تحقیق، یافتن مقادیر بهینه پارامترهای این میراگرها به‌منظور کنترل کارآمد سازه تحت تحریک زلزله است. در این راستا، برای نخستین بار، از الگوریتم بهینه‌سازی پرندگان شکاری (BPBO) به‌منظور تعیین پارامترهای بهینه TMD و دست‌یابی به حداکثر کاهش در پاسخ‌های سازه‌ای استفاده می‌شود. توابع هدف^۴ در این مسئله، حداقل‌سازی حداکثر جابه‌جایی طبقه بام و حداقل‌سازی جذر مجموع مربعات حداکثر جابه‌جایی طبقات تعریف شده‌اند.

در این پژوهش، با انجام تحلیل تاریخچه زمانی بر روی سیستم اصلی فاقد کنترل و نیز سیستم اصلی مجهز به میراگر جرمی که با روش‌های مختلف طراحی شده است، میزان کاهش در پاسخ‌های دینامیکی مختلف ارزیابی می‌شود تا در نهایت بتوان پارامترهای مناسب را برای طراحی لرزه‌ای میراگر جرمی ارائه نمود. روش تحلیل فضای حالت برای تحلیل سازه و نیز برنامه‌نویسی در محیط نرم‌افزار MATLAB، پایه محاسبات این تحقیق را تشکیل می‌دهد. افزون بر تلاش برای دست‌یابی به پاسخی بهینه و مؤثر در مقایسه با پژوهش‌های پیشین، مقایسه عملکرد الگوریتم بهینه‌سازی مورد استفاده (BPBO) با الگوریتم‌های به‌کارگرفته‌شده در سایر مطالعات نیز مورد توجه قرار دارد.

شایان‌ذکر است که الگوریتم BPBO از یک مکانیزم جابه‌جایی استفاده می‌کند که به عامل‌های جستجو اجازه می‌دهد به مناطق

امیدبخش حرکت کنند و جستجوی سراسری را تداوم بخشند (مکانیزم‌های الگوریتم در بخش‌های بعد تشریح می‌شود). این ارتباط نظام‌مند بین تکنیک‌های شکار پرندگان و کارکردهای الگوریتمی، تعادل بهینه‌ای بین بهره‌برداری و کاوش در BPBO ایجاد کرده و به کارایی بالاتر در بهینه‌سازی منجر شده است. تغییر پویا بین دو فاز بهره‌برداری و کاوش، باعث افزایش قدرت حل مسائل غیرخطی شده، احتمال گیرافتادن در بهینه‌های محلی را حداقل و سرعت دست‌یابی به پاسخ بهینه کلی با صرف هزینه (زمان و حافظه) کم‌تر را نسبت به سایر الگوریتم‌ها به میزان چشم‌گیری افزایش می‌دهد. همچنین در این مطالعه، بر خلاف سایر پژوهش‌ها، خلأ تحلیل حساسیت، نسبت به تغییرات برخی پارامترهای سازه‌ای، تا حدودی مرتفع شده است.

۲- معادلات حرکت

سازه مورد مطالعه یک قاب برشی متقارن، با رفتار خطی الاستیک و فرض تمرکز جرم در تراز طبقات در نظر گرفته شده است. قابل‌ذکر است که با توجه به تمرکز پژوهش بر بررسی عملکرد TMD در کنترل پاسخ جانبی و متقارن بودن پلان فرضی سازه، از یک مدل دوبعدی قاب برشی معادل که پاسخ اصلی سازه در یک راستا را مدل می‌کند، استفاده شده است. این رویکرد در بسیاری از مطالعات مشابه (مانند [۳]، [۱۰]، [۱۵] و [۱۶]) برای ساده‌سازی و تمرکز بر ماهیت مسئله بهینه‌سازی پذیرفته شده است.

این مفروضات، که همگی معقول و نزدیک به شرایط واقعی هستند، امکان مدل‌سازی ساده‌شده و در عین حال مؤثری از رفتار دینامیکی سازه را فراهم می‌کنند. اثر زلزله به‌عنوان حرکت پایه در سطح فونداسیون (با صرف‌نظر از اثرات اندرکنش سازه و خاک) به سازه اعمال می‌شود. درجات آزادی دینامیکی سیستم نیز جابه‌جایی افقی هر یک از طبقات در نظر گرفته می‌شوند. معادله حرکت^۵ حاکم بر این سازه تحت اثر تحریک لرزه‌ای به‌صورت زیر بیان می‌شود:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{r\}\ddot{u}_g \quad (1)$$

که در آن $[M]$ ، $[C]$ و $[K]$ به‌ترتیب ماتریس جرم، میرایی و سختی سازه است. $\{u\}$ بردار تغییر مکان ساختمان و $\{r\}$ برداری با

⁵ Equation of Motion

¹ Cao

² Double Tuned Mass Damper with a Grounded Inerter

³ Inertance

⁴ Objective Function

$$\{\ddot{u}\} = -[M]^{-1}[C]\{\dot{u}\} - [M]^{-1}[K]\{u\} - \{r\}\ddot{u}_g \quad (4)$$

از ترکیب روابط فوق:

$$\begin{Bmatrix} \{\dot{u}\} \\ \{\ddot{u}\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -[M]^{-1}[K] & -[M]^{-1}[C] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u\} \\ \{\dot{u}\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ -\{r\} \end{bmatrix} \ddot{u}_g \quad (5)$$

که (0) ماتریس صفر و (I) ماتریس یکه یا واحد است. برای یک سازه با n درجه آزادی معادلات فضای حالت به شرح زیر خواهد بود.

$$\dot{Z} = \begin{bmatrix} 0_{n \times n} & I_{n \times n} \\ -[M]^{-1}[K] & -[M]^{-1}[C] \end{bmatrix}_{2n \times 2n} Z_{2n \times 1} + \begin{bmatrix} 0_{n \times 1} \\ -\{r\}_{2n \times 1} \end{bmatrix}_{2n \times 1} \ddot{u}_g \quad (6)$$

از دیدگاه فیزیکی، کوپل شدن بین جرم سازه و جرم میراگر جرمی تنظیم شده ناشی از اتصال آنها توسط یک عنصر فنری با سختی k_d و یک عنصر میراگر با ضریب میرایی c_d است. این اتصال موجب ایجاد نیروهای اندرکنشی متقابل بین دو جرم می شود که متناسب با اختلاف جابه جایی و اختلاف سرعت آنها است. به عبارت دیگر، نیروی فنری برابر $k_d(x_s - x_d)$ و نیروی میرایی برابر $c_d(\dot{x}_s - \dot{x}_d)$ بوده و این نیروها با علامت مخالف بر هر دو جرم اعمال می شوند.

در هنگام تحریک لرزه ای، سازه تمایل به نوسان در موده های طبیعی خود دارد؛ اما در صورتی که فرکانس طبیعی TMD به درستی تنظیم شده باشد، جرم میراگر با ایجاد نوسانی خارج از فاز نسبت به حرکت سازه، بخشی از انرژی ارتعاشی را جذب کرده و از طریق میرایی مستهلک می کند. این تبادل انرژی بین سازه و TMD باعث کاهش دامنه پاسخ سازه، به ویژه در مود غالب ارتعاشی، می شود. بنابراین، عملکرد مؤثر TMD وابسته به تنظیم مناسب پارامترهای جرم، سختی و میرایی آن است تا بیشترین انتقال و اتلاف انرژی دینامیکی حاصل شود. برای دستیابی معادلات حرکت، سازه مجهزه میراگر جرمی است، فرض می شود یک درجه آزادی (میراگر جرمی) به درجات آزادی سازه اضافه شده و ماتریس های مشخصه و معادلات حرکت سازه مجهزه میراگر جرمی به شرح زیر تعیین می شود.

در معادله حرکت سازه مجهزه میراگر جرمی TMD، مشخصات دینامیکی سازه (ماتریس جرم، سختی، میرایی و بردار تغییر مکان) به صورت زیر نشان داده می شوند. در معادلات زیر (M_{str})

ابعاد $(n \times 1)$ که درایه های نظیر درجات آزادی در راستای شتاب زلزله برابر یک و در دیگر درایه ها مقدار صفر را دارند و در نهایت (\ddot{u}_g) شتاب زلزله در لحظه های مختلف را نشان می دهد.

یکی از روش های مدرن برای حل دستگاه های معادلات دیفرانسیل خطی مرتبه دوم، روش موسوم به فضای حالت است. سیستم های پیچیده مدرن، اغلب چندین ورودی و چندین خروجی دارند که ممکن است به شیوه های پیچیده ای با یکدیگر اندرکنش داشته باشند. تحلیل چنین سیستم هایی مستلزم کاهش پیچیدگی عبارات ریاضی و به کارگیری روش های محاسباتی رایانه ای برای انجام عملیات ریاضی گسترده است. از این منظر، روش فضای حالت رویکردی بسیار مناسب برای تحلیل محسوب می شود. افزون بر این، از آنجاکه نظریه های نوین کنترل سازه بر توصیف معادلات سیستم بر پایه n معادله دیفرانسیل ماتریسی مرتبه دوم استوارند، می توان این معادلات را در قالب یک معادله دیفرانسیل ماتریسی مرتبه اول بازنویسی کرد. بر این اساس، حل معادله دیفرانسیل مرتبه دوم حاکم بر سازه، با استفاده از روابط زیر به یک معادله ماتریسی در فضای حالت تبدیل می شود. برای حل معادله بالا، به منظور تعیین پاسخ های سازه در فضای حالت، متغیر فضای حالت به صورت زیر لحاظ می شود.

$$Z = \begin{Bmatrix} \{u\} \\ \{\dot{u}\} \end{Bmatrix} \quad (2)$$

حال معادله دیفرانسیل ماتریسی مرتبه دوم سازه، تحت اثر نیروی زلزله به صورت فضای حالت تبدیل می شود.

$$\dot{Z} = [A]Z + [B]\ddot{u}_g \quad (3)$$

ماتریس [A] موسوم به ماتریس سیستم¹ است و مبین دینامیک ذاتی سیستم بدون ورودی ها بوده و ماتریس [B]، که به آن ماتریس ورودی² گفته می شود، نحوه تأثیرگذاری ورودی های خارجی بر سیستم را توصیف می کند. برای حل دستگاه جدید کافی است ماتریس های معادلات فضای حالت از رابطه حرکت سازه به دست آید. از سوی دیگر مقدار بردار شتاب سازه از معادله حرکت سازه به شرح زیر قابل دستیابی است.

¹ System Matrix

² Input Matrix



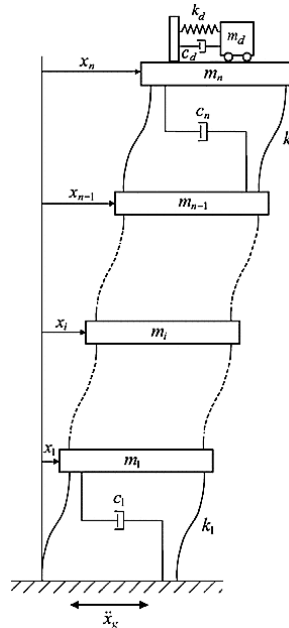
ماتریس قطری جرم سازه بدون سیستم میراگر جرمی است. شایان ذکر است، (m_d) ، (k_d) و (c_d) به ترتیب جرم، سختی و میرایی میراگر جرمی و (k_i) و (c_i) نیز به ترتیب برابر سختی و میرایی طبقه نام هستند.

$$[M]_T = \begin{bmatrix} M_{str} & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$[K]_T = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & & \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & & 0 \\ 0 & -k_3 & \ddots & & \\ & 0 & & k_n + k_t & -k_d \\ & & & -k_d & k_d \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$[C]_T = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 & & \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 & & 0 \\ 0 & -c_3 & \ddots & & \\ & 0 & & c_n + c_d & -c_d \\ & & & -c_d & c_d \end{bmatrix} \quad (9)$$

$[M]_T$ ، $[K]_T$ و $[C]_T$ نیز ماتریس های جرم، سختی و میرایی سازه همراه با میراگر جرمی هستند. در شکل زیر قاب مجهزه یک میراگر جرمی در بام نشان داده شده است.



شکل ۱- مدل سازه همراه با میراگر جرمی تنظیم شده

به منظور حل دستگاه معادلات فضای حالت از روش های مختلفی استفاده می شود. یکی از روش های مورد استفاده که در این پژوهش نیز از آن استفاده شده است، گسسته سازی^۱ معادلات حاکم بر حرکت است؛ این روش با گسسته سازی زمان و به شکل زیر آغاز می شود.

$$t_k = k\Delta t \quad (10)$$

بر این اساس متغیرهای حالت به شکل زیر تعیین می شوند.

$$z_{k+1} = \Phi z_k + \Gamma \ddot{u}_{g,k} \quad (11)$$

در رابطه (۱۱)، (Φ) ماتریس انتقال حالت گسسته بوده و به شکل زیر تعریف می شود.

$$\Phi = e^{A\Delta t} \quad (12)$$

(Γ) نیز ماتریس ورودی گسسته بوده و به شرح زیر محاسبه می شود.

$$\Gamma = \int_0^{\Delta t} e^{A\tau} B d\tau \quad (13)$$

اگر ماتریس $[A]$ معکوس پذیر باشد (که معمولاً در سازه ها این گونه است)؛ خواهیم داشت:

$$\Gamma = A^{-1}(\Phi - I)B \quad (14)$$

در معادلات بالا، (k) شماره گام زمانی و $(\ddot{u}_{g,k})$ نیز برابر شتاب زمین در لحظه $k\Delta t$ گام زمانی است.

۳- الگوریتم بهینه سازی مبتنی بر پرندگان شکاری (BPBO)

الگوریتم بهینه سازی مبتنی بر پرندگان شکاری (BPBO)، یک الگوریتم فراابتکاری جدید و الهام گرفته از طبیعت است که در سال ۲۰۲۵ توسط قاسمی و همکاران معرفی شد [۱۷]. الگوریتم BPBO رفتار هوشمندانه پرندگان شکاری (مانند عقاب، شاهین و کرکس) را در فرآیند شکار مدل سازی می کند. الگوریتم BPBO مستقیماً از عادات شکار پرندگان شکاری الهام گرفته و روش های سازگاری آنها را در قالب یک فرآیند بهینه سازی سازماندهی کرده است. این فرآیند در چهار فاز اصلی طراحی شده که هر کدام بازتاب دهنده رفتار خاصی از شکار در طبیعت هستند.

- سازگاری فردی^۲ (شکار انفرادی)

¹ Discretization
² Self-Adaptation

۴- صحت‌سنجی مدل ساخته شده

برای اطمینان از صحت نتایج و پاسخ‌های به‌دست‌آمده و همچنین ارزیابی روند بهینه‌سازی، لازم است دقت پاسخ‌های محاسباتی مورد بررسی قرار گیرد. بدین منظور، روش‌شناسی مدل‌سازی، روش تحلیل لرزه‌ای و مکانیزم سیستم کنترل غیرفعال مبتنی بر میراگر جرمی تنظیم‌شده (TMD) اعتبارسنجی می‌شود. در این راستا، نتایج و پاسخ‌های حاصل از تحلیل دینامیکی تاریخیچه زمانی یک مدل سازه‌ای مجهز به TMD، با پاسخ‌های گزارش شده در مطالعات معتبر پیشین مقایسه می‌شود.

به‌عنوان مدل سازه‌ای مرجع، از یک سازه ۱۰ طبقه تحت اثر شتابنگاشت زلزله‌السترو استفاده شده است [۱۰]. مشخصات دینامیکی این مدل سازه‌ای (برگرفته از مرجع [۱۰]) در جدول زیر ارائه شده است.

جدول ۱- مشخصات طبقات ساختمان ۱۰ طبقه مرجع [۱۰]

Floor ID	Mass (ton)	Stiffness (kN/m)	Damping (kN.s/m)
1	360	6.50E+05	6200
2	360	6.50E+05	6200
3	360	6.50E+05	6200
4	360	6.50E+05	6200
5	360	6.50E+05	6200
6	360	6.50E+05	6200
7	360	6.50E+05	6200
8	360	6.50E+05	6200
9	360	6.50E+05	6200
10	360	6.50E+05	6200

در الگوریتم BPBO، این رفتار به‌صورت کاوش و بهبود فردی مدل شده است؛ یعنی هر عامل موقعیت خود را با توجه به بهترین راه‌حل یافت‌شده‌اش به‌روز می‌کند.

• شکار گروهی^۱ (جستجو و حمله جمعی)

الگوریتم BPBO این رفتار را از طریق تعدیل‌ها یا اصلاحات گروهی شبیه‌سازی می‌کند، به‌طوری که عامل‌های جستجو حرکت خود را با توجه به مرکزیت جمعیت بهبود می‌بخشند و این امر موجب افزایش تنوع در جستجو می‌شود.

• رقابت^۲ (هدف‌گیری طعمه‌های آسان)

الگوریتم این اصل را با جایگزینی راه‌حل‌های ضعیف توسط راه‌حل‌های بهینه اعمال می‌کند که به افزایش جستجو و جلوگیری از توقف در بهینه‌های محلی منجر می‌شود.

• جستجوی مستمر^۳ (فرار از بهینه‌های محلی)

الگوریتم BPBO از یک مکانیسم جابه‌جایی استفاده می‌کند که به عامل‌های جستجو اجازه می‌دهد به مناطق امیدبخش حرکت کنند و جستجوی سراسری را تداوم بخشند.

این ارتباط نظام‌مند بین تکنیک‌های شکار پرندگان و کارکردهای الگوریتمی، تعادل بهینه‌ای بین بهره‌برداری^۴ و کاوش^۵ در BPBO ایجاد کرده و به کارایی بالاتر در بهینه‌سازی منجر شده است. شبه‌کد الگوریتم بهینه‌یابی مبتنی بر پرندگان شکاری، در شکل زیر نشان داده شده است.

شروع

۱- تنظیم پارامترهای الگوریتم:

- تعیین تعداد پرندگان (N)
- تعیین حداکثر تعداد تکرار (MaxIter)
- تعیین حدود بالا و پایین متغیرهای طراحی (U_{low} و U_{high})

۲- مقداردهی اولیه جمعیت:

- برای هر پرنده i از ۱ تا N
- موقعیت اولیه X_i را به‌صورت تصادفی در بازه مجاز تولید کن
- مقدار تابع هدف $f(X_i)$ را محاسبه کن

پایان حلقه

۳- تعیین بهترین پرنده (X_{best})

۴- برای $t = 1$ تا MaxIter تکرار کن:

- برای هر پرنده i :
 - اگر در فاز جستجوی اکتشافی (Exploration) باشد: تولید موقعیت جدید با استفاده از الگوی پرواز گسترده (حرکت تصادفی هدایت‌شده در فضای جستجو)
 - اگر در فاز تعقیب یا حمله (Exploitation) باشد:
 - به‌روزرسانی موقعیت بر اساس فاصله از بهترین پرنده (حرکت همگرا به سمت X_{best})
 - اعمال محدودیت مرزی:
 - اگر X_i خارج از بازه مجاز بود
 - X_i را به نزدیک‌ترین حد مجاز برگردان
 - محاسبه مقدار جدید تابع هدف
 - اگر مقدار جدید بهتر بود:
 - موقعیت را جایگزین کن

پایان برای به‌روزرسانی بهترین جواب کلی (X_{best})

بررسی معیار توقف:

○ اگر شرط همگرایی برقرار بود ← خروج

پایان تکرار

۵- گزارش بهترین جواب نهایی (X_{best})

پایان

شکل ۲- الگوریتم بهینه‌سازی مبتنی بر پرندگان شکاری [۱۷]

⁶ Elcentro

¹ Cooperative Hunting

² Competition

³ Ongoing Search

⁴ Exploitation

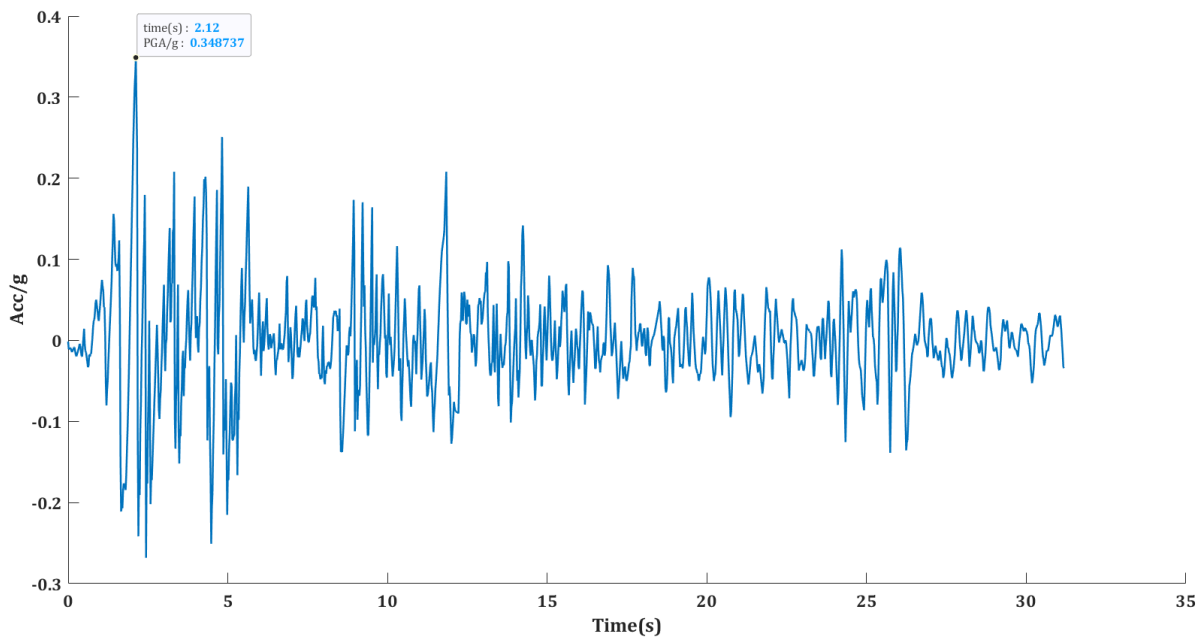
⁵ Exploration



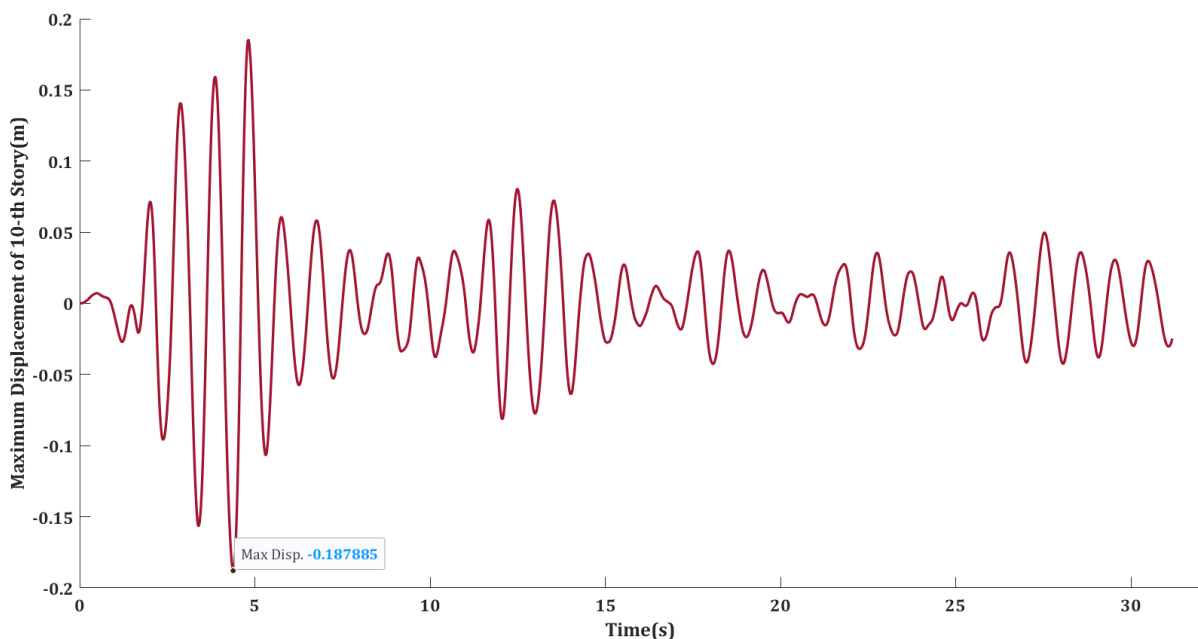
[۱۰]، [۱۵]) اثرات سایر بارها (گرانش، باد)، تاثیر مشخصات ژئوتکنیکی خاک سایت در انتخاب رکورد یا اندرکنش خاک-سازه در نظر گرفته نشده است. همچنین برای حفظ یکنواختی شرایط مقایسه (در این بخش و بخش بعدی) با مراجع پیشین (مراجع فوق‌الذکر) که از رکورد مقیاس‌نشدهٔ الاسترو استفاده کرده‌اند، در این مرحله از مقیاس‌سازی شتاب‌نگاشت نیز صرف‌نظر شده است.

در شکل زیر، نمودار تاریخچه زمانی جابه‌جایی بام سازهٔ مرجع فاقد سیستم کنترل، تحت اثر شتاب‌نگاشت زلزلهٔ الاسترو (شکل (۳)) ارائه شده است. همان‌طور که در شکل (۴) مشاهده می‌شود، حداکثر جابه‌جایی بام سازهٔ مرجع تحت این تحریک لرزه‌ای، حدود ۱۸/۷۹ سانتی‌متر به‌دست آمده است. لازم به ذکر است که مقدار حداکثر جابه‌جایی بام گزارش‌شده در مرجع [۱۰]، ۱۸/۸ سانتی‌متر است. این تطابق نزدیک بین نتایج، دقت و صحت مدل ارائه‌شده در این تحقیق را تأیید می‌کند.

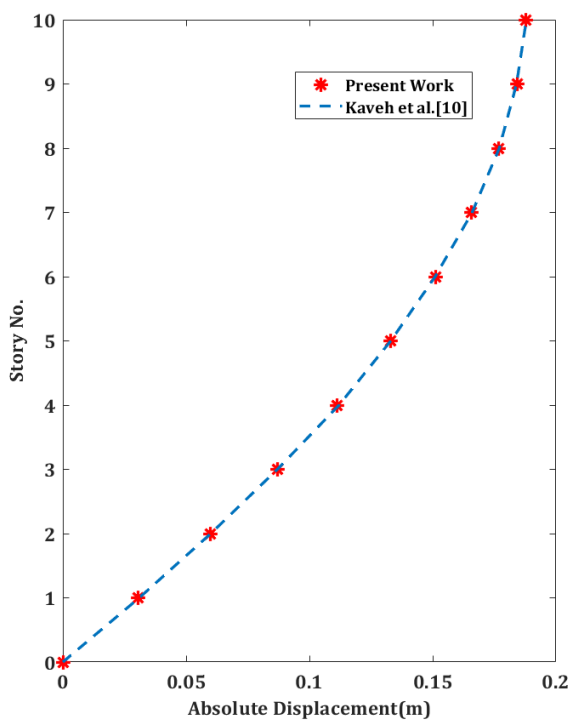
این مطالعه صرفاً پاسخ سازه را تحت تحریک افقی زلزله بررسی می‌کند و مشابه مراجع مورد مقایسه (ازجمله مراجع [۳]،



شکل ۳- تاریخچه تحریک زلزلهٔ الاسترو (۱۹۴۰)



شکل ۴- تاریخچه ارتعاش بام سازه مرجع ۱۰ طبقه تحت تحریک زلزله السترو



شکل ۵- پروفیل جابه‌جایی مطلق حداکثر طبقات طی زلزله اعمالی

۵- مسئله حل شده

در این بخش، هدف کاهش حداکثر جابه‌جایی بام سازه ۱۰ طبقه مورد بحث در بخش قبل، با به‌کارگیری یک میراگر جرمی تنظیم‌شده (TMD) نصب‌شده در بام است. این مثال به‌عنوان یک

در شکل (۵) نیز نمودار پروفیل ماکزیمم جابه‌جایی مطلق طبقات، تحت تحریک السترو، به همراه نتایج ارائه‌شده در مرجع [۱۰] و انطباق آن‌ها نشان داده شده است. همان‌طور که پیش‌تر نیز عنوان شد، در این پژوهش معادلات حرکت در قالب فضای حالت بیان شده و پاسخ دینامیکی با استفاده از تابع Isim در نرم‌افزار MATLAB محاسبه شده است. این تابع برای سیستم‌های خطی تغییرناپذیر با زمان (LTI) از حل تحلیلی مبتنی بر نمایی ماتریسی (Exponential Matrix) استفاده می‌کند و لذا پایداری عددی آن تابع پایداری ذاتی سیستم پیوسته است. در نتیجه، محدودیت پایداری مشروط وابسته به گام زمانی، مشابه روش‌های صریح عددی، در اینجا وجود ندارد. با این حال، به‌منظور تضمین دقت کافی در بازسازی پاسخ دینامیکی، بردار زمان تحلیل با گام زمانی ۰/۰۲ ثانیه تعریف شد. این مقدار به‌گونه‌ای انتخاب شد که حداقل ۵۰ نقطه نمونه‌برداری در هر چرخه کوچک‌ترین پریود طبیعی سیستم (حدود یک ثانیه) وجود داشته باشد.

$$\text{obj. 1 : Minimize } \left(\text{Maximum Displacement of 10 - th floor(roof)} \right) \quad (19)$$

$$\text{obj. 2 : Minimize } (SRSS^2 \text{ of the Maximum Stories Displacement}) \quad (20)$$

مقادیر بهینه سختی و میرایی برای سازه با مشخصات فوق با استفاده از الگوریتم بهینه‌یابی مبتنی بر پرندگان شکاری، با فرض جابه‌جایی مطلق^۳ حداکثر بام، به‌عنوان تابع هدف اول و جذر مجموع مربعات حداکثر جابه‌جایی مطلق طبقات، به‌عنوان تابع هدف دوم تعیین شده است؛ مقادیر بهینه پارامترهای تخمینی در این مقاله با مقادیر سایر پژوهش‌ها در جدول (۲) نشان داده شده است.

در شکل‌های زیر نیز نمودار همگرایی ۱۰۰ تکرار اول الگوریتم بهینه‌سازی پرندگان شکاری برای هر دو تابع هدف مورد نظر نشان داده شده است. همان‌طور که در نمودار مشخص است، الگوریتم پس از مراحل اکتشاف^۴ پاسخ‌ها و توسعه^۵ و بهبود آن‌ها به پاسخ بهینه‌ای با مشخصات ذکر شده در فوق همگرا شده است. دست‌یابی به پاسخی قابل قبول، آن هم در کم‌تر از ۳۰ تکرار از قدرت الگوریتم مورد استفاده در این مقاله حکایت دارد.

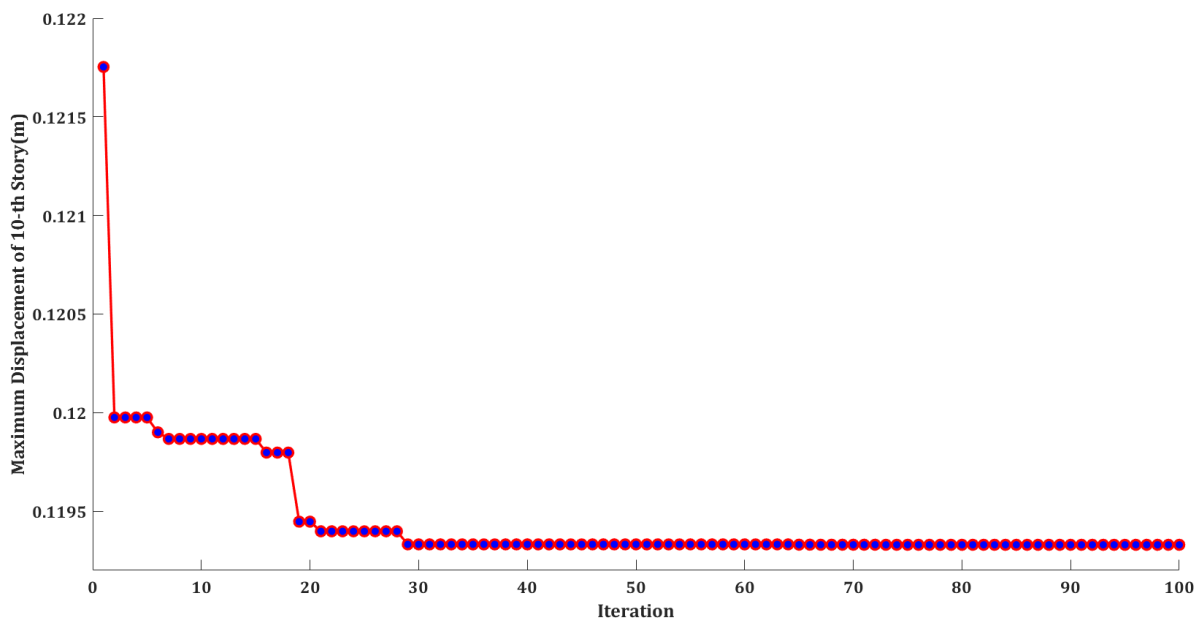
مسئله معیار (بنچمارک^۱) در مطالعات متعددی از جمله مراجع [۳]، [۱۰]، [۱۵] و [۱۶] مورد تحلیل و بهینه‌سازی قرار گرفته است. مطابق با مشخصات تعریف شده برای مسئله، جرم میراگر ثابت و برابر ۱۰۸ تن در نظر گرفته می‌شود. دو پارامتر سختی و ضریب میرایی میراگر به‌عنوان متغیرهای تصمیم مسئله بهینه‌سازی با محدوده‌ای از مقادیر کاربردی، انتخاب شده‌اند. حداکثر جابه‌جایی مطلق بام سازه به‌عنوان تابع هدف اول و جذر مجموع مربعات حداکثر جابه‌جایی مطلق طبقات به‌عنوان تابع هدف دوم تعریف می‌شوند. صورت استاندارد مسئله بهینه‌سازی برای سازه مرجع مجهز به یک میراگر جرمی تک به شرح زیر است.

$$\text{Find } x = [k_d, c_d] \quad (15)$$

$$m_d = 108 \text{ ton} \quad (16)$$

$$0 \leq k_d \leq 5000 \frac{kN}{m} \quad (17)$$

$$0 \leq c_d \leq 1000 \frac{kN \cdot s}{m} \quad (18)$$



شکل ۶- روند همگرایی الگوریتم بهینه‌سازی در تکرارهای مختلف (تابع هدف اول)

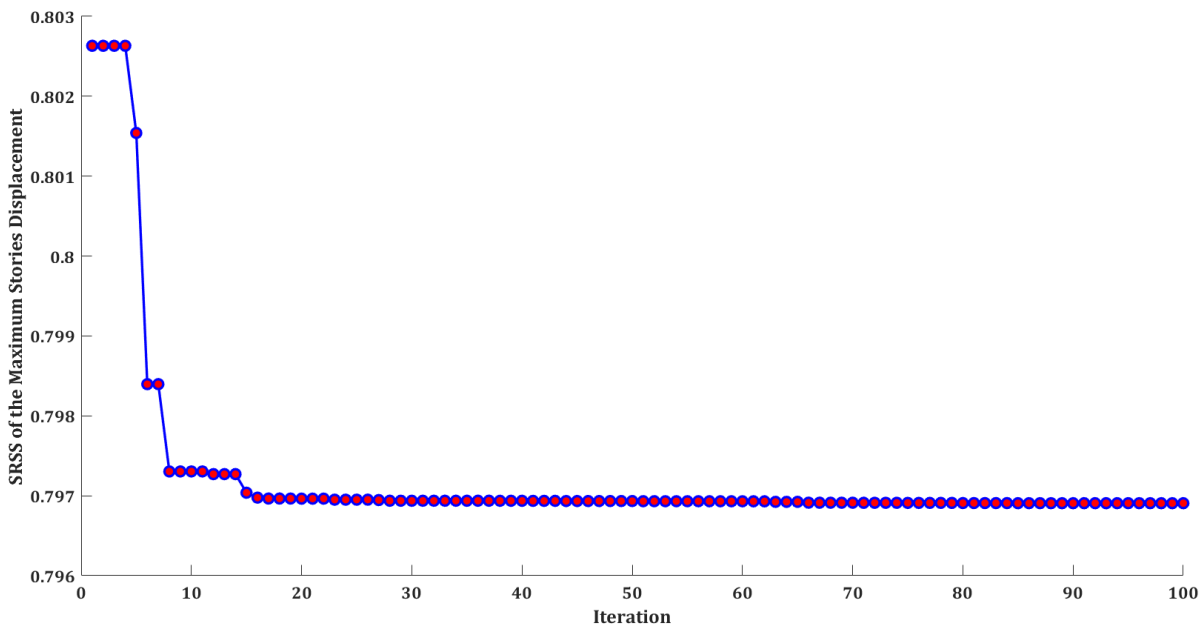
² Square Root of the Sum of the Squares (SRSS)

³ Absolute Displacement

⁴ Exploration

⁵ Exploitation

¹ Benchmark Problem



شکل ۷- روند همگرایی الگوریتم بهینه‌سازی در تکرارهای مختلف (تابع هدف دوم)

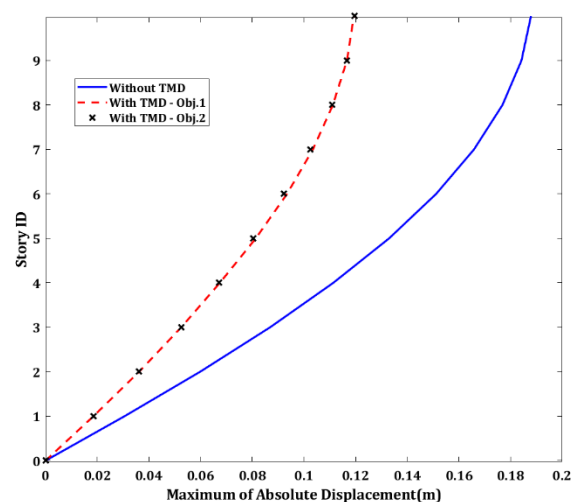
در جدول (۲) ارائه شده است. در شکل (۸) نیز مقادیر حداکثر جابه‌جایی طبقات در حالت کنترل‌شده (برای هر دو تابع هدف) و کنترل‌نشده تحت تحریک زلزله‌السترو، با پارامترهای تعیین‌شده در این پژوهش، نشان داده شده است.

جدول ۲- مقادیر پارامترهای میراگر جرمی تنظیم‌شده

TMD Parameters	Optimum Value						
	Hadi et al. [15]	Lee et al. [3]	Kaveh et al. [10]	Hatami et al. [16]		Present Work	
				obj.1	obj.2	obj.1	obj.2
C_t (kN.s/m)	151.5	271.79	88.697	121.51	210.9	57.7656	85.3569
K_t (kN/m)	3750	4126.93	4207.735	3653.94	3727.88	3243.789	3771.708

در جدول (۳)، مقادیر حداکثر جابه‌جایی طبقات به‌همراه نتایج گزارش‌شده در سایر مطالعات، به‌منظور مقایسه روش‌های مختلف ارائه شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، نتایج حاصل از این پژوهش در مقایسه با سایر مقالات کم‌تر بوده که نشان‌دهنده کارایی بالاتر الگوریتم بهینه‌سازی به‌کارگرفته‌شده است. جابه‌جایی بام در حالت کنترل‌نشده ۱۸/۷۹ سانتی‌متر بوده که با نصب میراگر با پارامترهای بهینه، این مقدار در تابع هدف اول به حدود ۱۱/۹۳ سانتی‌متر و در تابع هدف دوم به ۱۱/۹۵۷ سانتی‌متر کاهش یافته است. این ارقام بیانگر کاهشی به میزان ۳۶/۵٪ برای تابع هدف اول و ۳۶/۳۶٪ برای تابع هدف دوم در جابه‌جایی مطلق بام هستند. در مقایسه، درصد کاهش جابه‌جایی بام در مقاله هادی و همکاران [۱۵]، لی و همکاران [۳]، کاوه و همکاران [۱۰] و حاتمی و همکاران [۱۶] به ترتیب ۳۵/۰۷٪، ۳۲/۹۴٪، ۳۴/۸٪ و ۳۵/۶٪

مقادیر پارامترهای بهینه‌ساز میراگر جرمی و قیاس آن با سایر مقالات در جدول زیر نشان داده شده است. شایان‌ذکر است در مرجع [۱۶]، از دو تابع هدف نسبی برای تعیین مقادیر پارامترها استفاده شده است که مقادیر خروجی بهینه‌سازی هر دو تابع هدف



شکل ۸- حداکثر جابه‌جایی طبقات در حالت کنترل‌شده و کنترل‌نشده تحت تحریک زلزله‌السترو

موضوع حاکی از آن است که روش ارائه شده در مقایسه با سایر مراجع، از قابلیت بالاتری در جذب انرژی لرزه‌ای و کاهش جابه‌جایی‌های طبقات برخوردار است.

ضمن این‌که مقایسه پارامترهای بهینه حاصل از این پژوهش با مقادیر توصیه شده توسط **دن هارتوگ** نیز حائز اهمیت است. در صورت استفاده از روش تحلیلی **دن هارتوگ** برای تعیین پارامترهای میراگر جرمی، مقادیر زیر برای این ساختمان به دست می‌آید.

جدول ۳- مقادیر حداکثر جابه‌جایی مطلق طبقات نسبت به زمین

Storey ID	W/O	Maximum absolute displacement with respect to the ground (m)						Percentage of Reduction (%)								
		Hadi et al.	Lee et al.	Kaveh et al.	Hatami et al. [16]		Present Work		Hadi et al.	Lee et al.	Kaveh et al.	Hatami et al. [16]		Present Work		
		TMD	[15]	[3]	[10]	obj.1	obj.2	obj.1	obj.2	[15]	[3]	[10]	obj.1	obj.2	obj.1	obj.2
1	0.0306	0.019	0.02	0.0185	0.019	0.019	0.01855	0.01854	37.88	34.61	39.52	37.88	37.88	39.355	39.377	
2	0.0598	0.037	0.039	0.0362	0.037	0.038	0.03622	0.03622	38.16	34.82	39.50	38.16	36.49	39.461	39.471	
3	0.0869	0.058	0.057	0.0525	0.053	0.055	0.05253	0.05254	33.27	34.42	39.60	39.03	36.72	39.562	39.549	
4	0.1114	0.068	0.073	0.0682	0.068	0.07	0.06747	0.06725	38.94	34.45	38.76	38.94	37.14	39.415	39.612	
5	0.1330	0.082	0.087	0.0825	0.081	0.083	0.08137	0.08041	38.33	34.57	37.95	39.08	37.58	38.806	39.526	
6	0.1512	0.094	0.099	0.095	0.093	0.095	0.09346	0.09226	37.82	34.51	37.16	38.48	37.16	38.176	38.971	
7	0.1658	0.104	0.108	0.10156	0.103	0.105	0.10347	0.10254	37.28	34.87	36.32	37.88	36.68	37.599	38.161	
8	0.1768	0.113	0.117	0.1139	0.112	0.114	0.11120	0.11090	36.10	33.84	35.59	36.67	35.54	37.119	37.291	
9	0.1842	0.119	0.123	0.1196	0.118	0.12	0.11665	0.11668	35.40	33.23	35.07	35.94	34.85	36.675	36.658	
10	0.1879	0.122	0.126	0.1225	0.121	0.123	0.11933	0.11957	35.07	32.94	34.80	35.60	34.53	36.486	36.361	
TMD	-	0.358	0.282	0.4933	0.376	0.31	0.41430	0.44593	Mean							
									36.83	34.23	37.43	37.77	36.46	38.265	38.498	

شکل‌های زیر، تحت عنوان Den Hartog TMD، نشان داده شده و با مقادیر جابه‌جایی میراگر با پارامترهای تعیین شده در این پژوهش مقایسه شده است.

جزئیات بیش‌تر از رفتار سازه از نمودار تاریخچه جابه‌جایی طبقات قابل برداشت است؛ در شکل‌های (۹) و (۱۰)، تاریخچه جابه‌جایی حداکثر جابه‌جایی طبقه اول و آخر در دو حالت کنترل شده (با مشخصات تعیین شده به کمک الگوریتم BPBO) و کنترل نشده نشان داده شده است؛ بهبود پاسخ با کمک میراگر جرمی تنظیم شده مشهود است. شایان ذکر است با نوعی فعال شدن میراگر جرمی، اختلاف فاز حرکتی آن با ارتعاش طبقات قابل رویت است.

(برای تابع هدف اول) گزارش شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، کاهش حاصل در جابه‌جایی بام در این پژوهش نسبت به سایر مراجع برتری دارد.

همچنین، میانگین حداکثر جابه‌جایی کلیه طبقات در این روش ۳۸/۳٪ برای تابع هدف اول و حدود ۳۸/۵٪ برای تابع هدف دوم است. این مقدار در مقایسه با میانگین کاهش حداکثر جابه‌جایی طبقات در مرجع [۱۵] (۳۶/۸۳٪)، مرجع [۳] (۳۴/۲۳٪) و مرجع [۱۰] (۳۷/۴۳٪)، برتری محسوسی را نشان می‌دهد. این

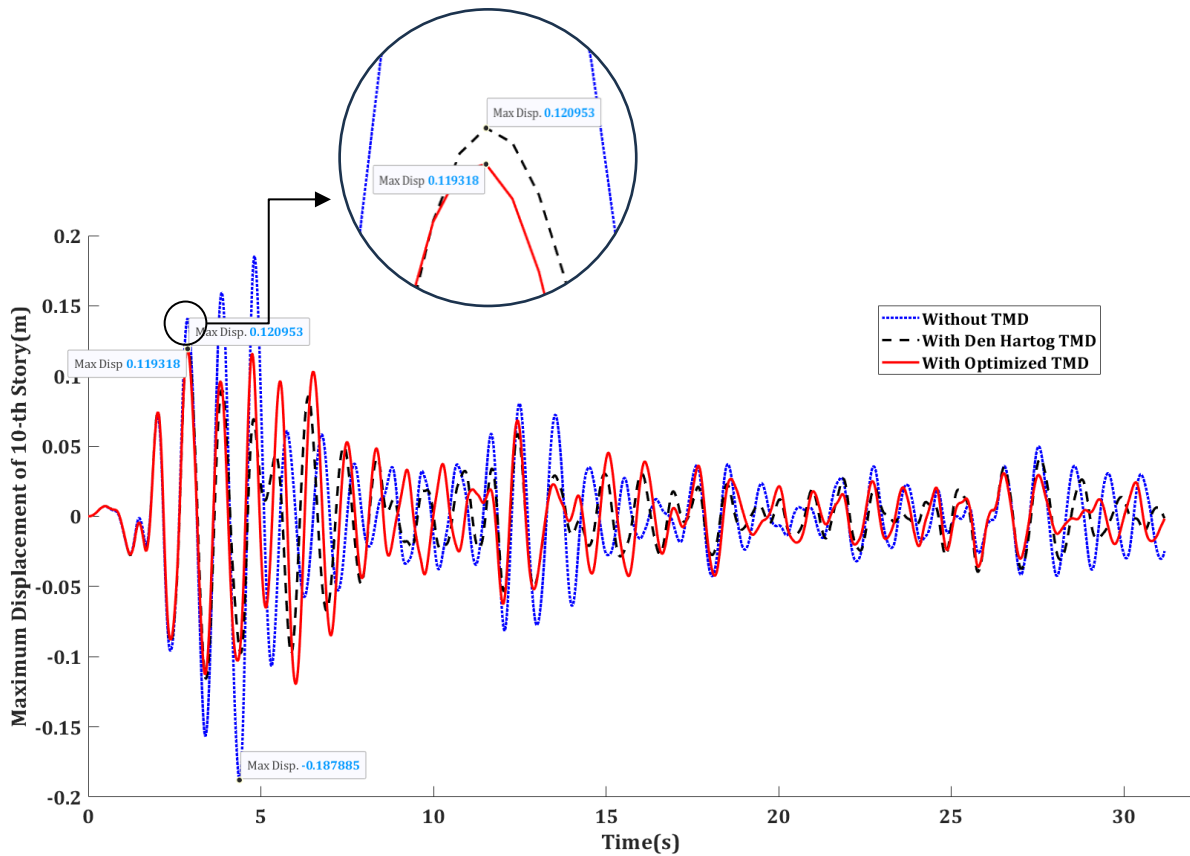
$$\mu = \frac{m_t}{M_{str}} = 0.03, \text{Mass Ratio} \quad (21)$$

$$\beta = \frac{1}{1 + \mu} \cong 0.97, \text{Frequency Ratio} \quad (22)$$

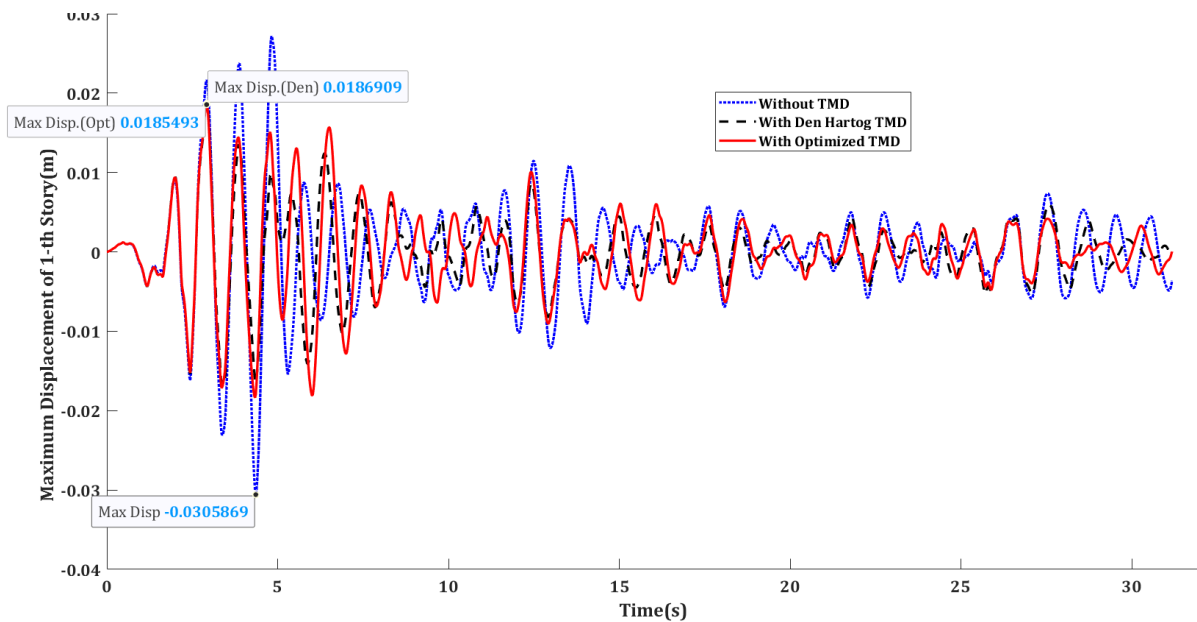
$$\zeta = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)}} \cong 0.10, \text{Damping Ratio} \quad (23)$$

با مقادیر فوق، پارامترهای سختی و میرایی به ترتیب برابر ۴۱۰۴ کیلونیوتن بر متر و ۱۳۳/۲ کیلونیوتن.ثانیه بر متر تعیین می‌شود.

مقادیر به دست آمده به کمک روابط **دن هارتوگ** با روش ارائه شده در این مقاله قابل مقایسه است. مقادیر حداکثر جابه‌جایی طبقات، در صورت استفاده از میراگر با این مشخصات، در



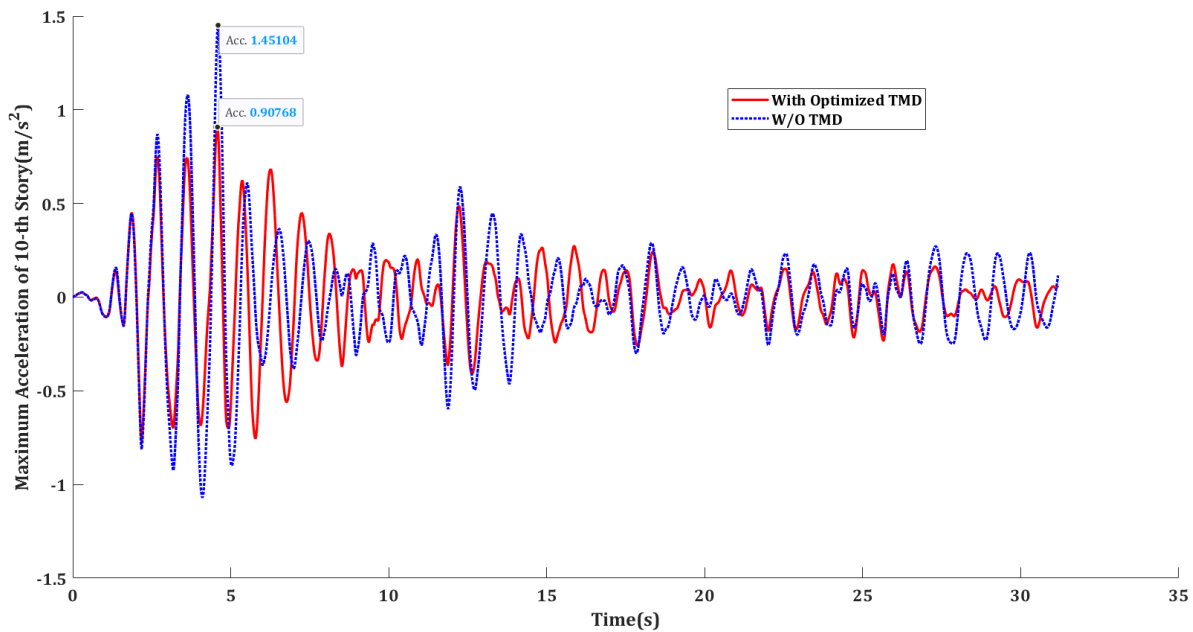
شکل ۹- حداکثر جابه‌جایی طبقه بام در حالت کنترل‌شده و کنترل‌نشده تحت تحریک زلزله السترو



شکل ۱۰- حداکثر جابه‌جایی طبقه اول در حالت کنترل‌شده و کنترل‌نشده تحت تحریک زلزله السترو

اینکه هدف این پژوهش تمرکز بر کاهش تغییر مکان سازه بوده است، اما شتاب سازه نیز تقریباً به همان میزان کاهش یافته است.

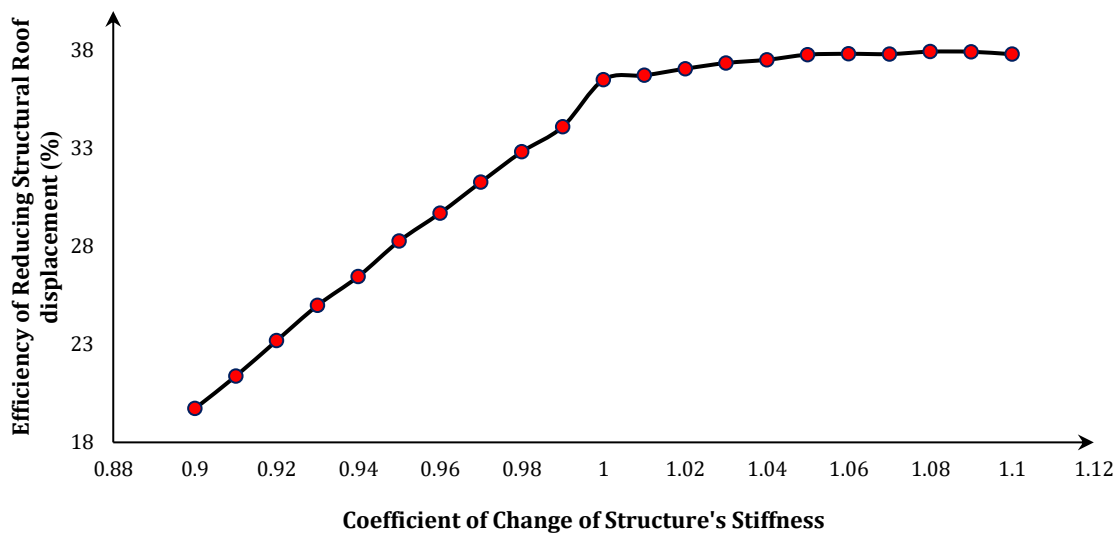
در شکل (۱۱) نیز برای مقایسه، نمودار تاریخچه تغییرات شتاب مطلق بام سازه تحت زلزله السترو در دو حالت با میراگر جرمی تنظیم‌شده (با مشخصات به‌دست‌آمده برای تابع هدف اول) و بدون میراگر جرمی نشان داده شده است. در این حالت علی‌رغم



شکل ۱۱- حداکثر شتاب مطلق طبقه بام در حالت کنترل‌شده و کنترل‌نشده تحت تحریک زلزله السترو

میراگر در کاهش پاسخ جابه‌جایی بام سازه، با لحاظ نمودن تغییرات سختی سازه در محدوده ۹۰ تا ۱۱۰ درصد سختی فعلی، در شکل (۱۲) نشان داده شده است.

نظر به احتمال تغییرات مشخصات سازه حین دوران بهره‌برداری، برای بررسی عملکرد میراگر جرمی تنظیم‌شده، میزان کاهش تغییرات حداکثر بام سازه مجهزه میراگر جرمی (راندمان



شکل ۱۲- تأثیر تغییرات سختی سازه بر راندمان کاهش تغییر مکان سازه مجهزه میراگر جرمی با پارامترهای تعیین‌شده با تابع هدف اول

۶- نتیجه‌گیری

یکی از روش‌های مؤثر در کنترل غیرفعال سازه‌ها تحت تأثیر زمین‌لرزه‌ها، استفاده از سیستم میراگر جرمی تنظیم‌شده (TMD) است. هدف اصلی این پژوهش، تعیین پارامترهای بهینه میراگرهای جرمی تنظیم‌شده به منظور دستیابی به حداکثر کاهش در پاسخ جابه‌جایی سازه تحت بارگذاری لرزه‌ای است. در این تحقیق، برای نخستین بار از الگوریتم بهینه‌سازی مبتنی بر پرندگان

همان‌طور که پیش‌تر نیز مطرح شد، یکی از ضعف‌های میراگرهای جرمی تنظیمی وابستگی به پارامترهای سازه است، در شکل (۱۲) واضح است که وجود میراگر جرمی حتی با تغییرات سختی موجب کاهش جابه‌جایی می‌شود اما راندمان آن به شدت (بیش از نصف) افت می‌کند.

شکارتی (BPBO) برای تعیین پارامترهای بهینه TMD و بیشینه‌سازی کاهش لرزه ای استفاده شده است.

تابع هدف مورد استفاده در این مطالعه، مطابق با رویکرد رایج در مراجع پیشین، بر پایه حداکثر جابه‌جایی مطلق بام سازه و جذر مجموع مربعات جابه‌جایی‌های مطلق طبقات در طول مدت تحریک لرزه‌ای تعریف شد. همان‌گونه که اشاره شد، الگوریتم‌های فراابتکاری از جمله روش‌های قدرتمند در بهینه‌سازی پارامترهای میراگرهای جرمی تنظیم شده محسوب می‌شوند. پاسخ‌های خروجی حاصل از الگوریتم به‌کارگرفته‌شده در این مقاله، نتایج قابل‌قبولی ارائه داده و در مقایسه با یافته‌های سایر مطالعات، بهبود محسوسی را نشان می‌دهد.

روش ارائه‌شده در این پژوهش قابلیت تعمیم به طیف وسیعی از سیستم‌های سازه‌ای و مکانیکی تحت انواع تحریکات خارجی را دارا است. با این وجود، به‌منظور امکان مقایسه مستقیم نتایج با مقالات پیشین، روش مونتاژ ماتریس‌های جرم، سختی و میرایی سازه، صرفاً برای قاب‌های برشی با یک درجه آزادی انتقالی در هر طبقه در نظر گرفته شده است.

در مثال حل‌شده، یک ساختمان برشی ۱۰ طبقه در نظر گرفته شده است. یافته‌ها نشان می‌دهد که با جرم میراگر یکسان، مقدار میانگین کاهش جابه‌جایی حدود ۳۸/۳٪ و مقدار کاهش حداکثر جابه‌جایی طبقه بام حدود ۳۶/۵٪ برای تابع هدف اول (حداکثر جابه‌جایی طبقه بام) و مقدار میانگین کاهش جابه‌جایی حدود ۳۸/۵٪ و مقدار کاهش حداکثر جابه‌جایی طبقه بام حدود ۳۶/۵٪ برای تابع هدف دوم (جذر مجموع مربع حداکثر جابه‌جایی طبقات) است، که در مقایسه با مطالعات پیشین بهبود محسوسی را نشان می‌دهد. این نتیجه بیانگر قابلیت بالاتر روش حاضر در جذب انرژی زلزله و کاهش جابه‌جایی‌های طبقات است.

- [15] Hadi, M.N.S., and Arfiadi, Y. (1998), "Optimal design of absorber for MDOF structures", *Structural Engineering*, 124(11), pp.1272-1280,
- [16] Hatami, F., Saberi Hoseinabad, H., and Rahai, A. (2016), "Using improved harmony search algorithm (IHAS) for optimal designing of tuned mass dampers (TMD)", *Engineering Mechanics Institute Conference, EMI International Conference, ASCE*.
- [17] Ghasemi, M., Akbari, M.A., Zare, M., Mirjalali, S., Deriche, M., Abualigah, L., and Khodadadi, N. (2025), "Birds of prey-based optimization (BPBO): a metaheuristic algorithm for optimization", *Springer Science and Business Media LLC*. 18(4), 88.
- [18] Mohtasham, M., Kazem, S., Yavar, G., and Hossein, M. (2013), "Designing optimal multiple tuned mass dampers using genetic algorithms (GAs) for mitigating the seismic response of structures", *Journal of Vibration and Control*, 19(4), pp.1-21.
- [19] Agathoklis, G., and Francesco, P. (2017), "Optimum design of the tuned mass-damper-inerter for serviceability limit state performance in wind-excited tall buildings", *Procedia Engineering*, 199 pp.1773-1778.
- [20] Lavan, O. (2017), "Multi-objective optimal design of tuned mass dampers", *Journal of Structure and Control Health Monit.* 24(11).
- [21] Gebrail, B., Sinan, M., and Xin-She, Y. (2018), "A novel bat algorithm based optimum tuning of mass dampers for improving the seismic safety of structures", *Journal of Engineering Structures*, 159, pp.89-98
- [22] Yang, F., Sedaghati, R., and Esmailzadeh, E. (2021), "Vibration suppression of structures using tuned mass damper technology: A state-of-the-art review", *Journal of Vibration and Control*, 28(7-8), pp.812-836.
- [23] Wang, L., Nagarajaiah, S., Shi, W., and Zhou, Y. (2022), "Seismic performance improvement of base-isolated structures using a semi-active tuned mass damper", *Engineering Structures*, 271, pp.114963.
- [24] Cao, H. (2025), "Double tuned mass damper with a grounded inerter for structural vibration control", *Journal of Vibration and Control*.
- [25] MathWorks. (2024), *MATLAB (Version R2024b) [Computer software]*. Natick, MA: The MathWorks Inc.
- [1] Frahm, H., (1911), "Device for damping vibrations of bodies", U.S. Patent 989,958.
- [2] Den Hartog, J.P. (1956), "Mechanical Vibrations", New York: McGraw Hill Inc.
- [3] Sadek, F., Mohraz, B., Taylor, A.W., and Chung, R.M. (1997), "A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 26, pp.617-635.
- [4] Lee, C.L., Chen, Y.T., Chung, L.L., and Wang, Y.P. (2006), "Optimal design the theories and applications of tuned mass dampers", *Engineering Structure*. 28, pp.43-53.
- [5] Pisal, A.Y. (2015), "Seismic response of multi-story structure with multiple tuned mass friction dampers", *International Journal of Advanced Structural Engineering*. 7(1), pp.81-92.
- [6] Salvi, J., and Rizzi, E. (2016), "Closed-form optimum tuning formulas for passive Tuned Mass Dampers under benchmark excitations", *Smart Structures and Systems*, 17(2), pp.231-256.
- [7] Salvi, J., and Giaralis, A. (2016), "Performance Assessment of a novel energy harvesting-enabled tuned mass-damper-inerter (EH-TMDI) for white noise-excited structures", *EACS 6th European Conference on Structural Control*, 151.
- [8] Monteiro, D.K., Matos, D.B.M., Costa, P.O.B., and Miguel, L.F.F. (2024), "Optimization of tuned mass dampers parameters using Artificial Neural Networks", *XLV Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE)*.
- [9] Khazaei, M., Vahdani, R., and Kheyroddin, A. (2020), "Optimal location of multiple tuned mass dampers in regular and irregular tall steel buildings plan", *Shock and Vibration*, (1), pp.9072637.
- [10] Kaveh, A., Mohammadi, S., Hosseini, O., and Keyhani, A., (2015), "Optimum parameters of tuned mass dampers for seismic applications using charged system search", *IJST, Transactions of Civil Engineering*, 39(C1), pp.21-40.
- [11] Kamgar, R., Samea, P., Khatibinia, M. (2017), "Optimizing parameters of tuned mass damper subjected to critical earthquake", *Journal of Structure Design Tall Special Build*, 27(17), pp.1460-1476.
- [12] Basili, M., Busato, F., and Angelis, M.D. (2024), "Integrated seismic and energetic rehabilitation of existing buildings based on the tuned mass damper concept", *Results in Engineering*, 24, pp.103552.
- [13] Akhlagh Pasand, A., and Zahrai, S.M. (2024), "Seismic Control of Tall Buildings by Vertically Distributed Multiple Tuned Mass Dampers", *Structure Design Tall Special Build*, 33(14), pp.2123.
- [14] Djerouni, S., Elias, S., Abdeddaim, M., and Rupakhety, R. (2025), "Multi-tuned mass damper inerter (MTMDI) system for earthquake-induced vibration control of buildings", *Engineering Structures*, 322, pp.119-139.



www.journaliss.ir

بررسی تأثیر گیرداری اتصال مهاربند با ورق اتصال گرهی (ورق گاست)

بر رفتار قاب مهاربندی فولادی

سید محی‌الدین قدرتیان کاشان^۱، مهدی قاسمیه^۲، سید حسن شربتدار حسینی^۳

۱- دانش‌آموخته دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران

۳- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران

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

چکیده

در تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی، معمولاً اتصالات به یکی از دو حالت مفصلی کامل یا گیردار کامل فرض می‌شوند. در عمل هیچ‌گاه رفتار اتصالات مطابق فرض ایده‌آل نیست؛ اتصالات مفصلی مقدار اندکی گیرداری دارند و اتصالات گیردار نیز عملکرد صد در صد گیردار نشان نمی‌دهند. در طراحی سازه‌های فولادی رایج، تأثیر این مسئله بر مشخصات سازه، ناچیز فرض شده و رفتار اتصالات ایده‌آل در نظر گرفته می‌شود. در این مقاله اتصال تیر به ستون در محلی که مهاربند به وسیله ورق اتصال گرهی (ورق گاست) به آن‌ها متصل شده، مورد بررسی قرار می‌گیرد. این اتصال در طراحی‌ها مفصلی فرض می‌شود؛ درحالی‌که وجود ورق گاست و ملحقات اتصال، ممکن است مقدار قابل توجهی گیرداری ایجاد کند. تحقیق حاضر در دو مرحله کلی صورت می‌گیرد. در مرحله نخست، یک قاب مهاربندی آزمایشگاهی انتخاب می‌شود؛ ابتدا اتصالات دارای ورق گاست این قاب در نرم‌افزار Abaqus و سپس کل قاب در نرم‌افزار Opensees مدل‌سازی می‌شود. رفتار اتصال از مدل‌سازی اول به دست می‌آید و در مدل‌سازی دوم تعریف می‌شود. مقایسه رفتار قاب مدل‌سازی شده در Opensees با قاب واقعی تحت آزمایش، این اطمینان را می‌دهد که رفتار واقعی اتصال مذکور با دقت مناسبی به دست آمده است. در مرحله دوم، ابتدا یک قاب ساختمانی مهاربندی چندین طبقه انتخاب شده و در نرم‌افزار Opensees شبیه‌سازی می‌شود. در این شبیه‌سازی، اتصالات دارای ورق گاست، یک بار با فرض رفتار مفصلی کامل و بار دیگر با فرض رفتار واقعی به دست آمده در مرحله قبل، مدل می‌شوند. مقایسه رفتار این دو قاب تحت بارگذاری زلزله نشان داد که اتصال تیر به ستون دارای ورق گاست، لنگر قابل توجهی را منتقل می‌کند و در دسته‌بندی اتصالات نیمه‌گیردار قرار می‌گیرد. باین‌حال نشان داده شد که اثر مدل‌سازی نیمه‌گیرداری این اتصالات در رفتار خطی و غیرخطی سازه، به‌علت سختی جانبی بالای قاب فولادی مهاربندی، ناچیز است.

واژگان کلیدی

اتصالات فولادی، ورق گاست (ورق اتصال گرهی)، اتصال نیمه‌گیردار، قاب مهاربندی فولادی

Influence of Gusset Plate Connection Stiffness on the Behavior of Steel Braced Frames

S.M. Ghodratiyan kashan, M. Ghasemieh, S.H. Sharbatdar hosseini

Abstract

Steel connections are often divided into two categories; either fully pin or fully fixed. However, in practice, pin connections show some degree of constraining and fixed connection will not provide a behavior of absolute constraining. Thus, the behavior of connections does not completely align with these two categories. Definitely, this issue has effects on the characteristics of structures. However, in designing of ordinary steel buildings, these effects have neglected and it's assumed that the behavior of the connection is an ideal one. In this paper, beam to column connection is evaluated where the brace joints them through a gusset plate. While the implementation of gusset plate may produce considerable amount of constraining, this connection is modeled as mere pin connection. This research is carried out in two main phases. In the first phase, an experimental study on braced frame connections is selected and modeled using Abaqus software. The behavior of the connection is evaluated and compared with test results. In the second phase, a multistory braced building frame is selected and simulated in the Opensees software. In this simulation, connections with gusset plate are modeled in two different methods. In first method, fully pin behavior is considered while in the second method, actual behavior obtained in the previous phase, is modeled. These two different models are analyzed under the same earthquake loading. The results show that the beam to column connection with gusset plate, could transmit significant bending moment and should be classified as semirigid connections. However, it is shown that due to large lateral stiffness of braced frames, modeling the semirigidity has negligible effect on linear and nonlinear behavior of the structures.

Keywords

Steel Connections, Gusset Plate, Semi-Rigid Connection, Steel Braced Frame

نشریه علمی سازه و فولاد / ۸۵



۱- مقدمه

در طراحی سازه‌های فولادی رایج، اتصالات به‌صورت کاملاً مفصلی و یا کاملاً گیردار در نظر گرفته می‌شوند. در واقعیت، هیچ‌گاه اتصال، صددرصد گیردار یا مفصلی عمل نمی‌کند، بلکه رفتار آن به یکی از این دو حالت نزدیک‌تر است. اتصالات سازه‌های فولادی با مهاربند معمولاً به‌صورت مفصلی طراحی شده و برای قاب‌های خمشی اتصالات به‌صورت گیردار طراحی می‌شوند. یکی از اتصالات مهم در سازه‌های فولادی، گره اتصال عضو مهاربند به اعضای اصلی افقی و قائم (تیر و ستون) است که ساختار رایج آن به این صورت است که مهاربند توسط یک ورق اتصال گرهی (ورق گاست) به محل اتصال تیر و ستون متصل می‌شود. شکل (۱) یک نمونه اتصال مهاربند به تیر و ستون به کمک ورق اتصال گرهی را نشان می‌دهد. در طراحی‌های رایج قاب‌های با مهاربندی، اتصال تیر به ستون با این شرایط نیز به‌صورت مفصلی مدل می‌شود، درحالی‌که به‌علت سختی موجود در ورق اتصال و درگیر شدن این ورق در سازوکار انتقال نیرو، ممکن است اتصال گیرداری قابل‌توجهی از خود نشان داده و فرض مفصل کامل برای آن دور از واقعیت باشد. مدل‌سازی دقیق میزان گیرداری این اتصال علاوه بر کمک به محاسبه دقیق‌تر تنش‌ها و تغییر مکان‌های اعضا، در برآورد سختی سازه و به تبع آن جابه‌جایی طبقات و تناوب اصلی سازه نیز تأثیرگذار است و لذا از جهات مختلف می‌تواند در طراحی مؤثر باشد.



شکل ۱- اتصال مهاربند به تیر و ستون با ورق گاست

تاکنون تحقیقاتی بر روی اتصالات دارای ورق گاست به انجام رسیده، لیکن کم‌تر به موضوع گیرداری این اتصالات و تأثیر آن

بر روی رفتار سازه توجه شده است. نخستین بار **آستانه‌اصل** و **همکاران** تحقیقات آزمایشگاهی گسترده‌ای را برای تأمین رفتار ویژه و شکل‌پذیری بالا در قاب‌های فولادی مهاربندی انجام دادند [۱-۳]. آن‌ها برای تأمین امکان تغییرشکل و چرخش ورق‌های گاست روشی را برای طراحی ورق‌های گاست پیشنهاد دادند. متعاقباً این روش در آیین‌نامه فولاد آمریکا نیز منعکس شده و تا به امروز به‌عنوان شیوه اصلی و رایج برای طراحی اتصال ورق‌های گاست به‌کار می‌رود [۴].

بعدها پژوهشگران دیگری تحقیقاتی انجام داده و بهینه‌بودن طراحی ورق گاست بر اساس این روش را مورد بحث و سؤال قرار دادند. آن‌ها با هدف ارائه روشی بهینه‌تر برای طراحی اتصال ورق‌های گاست در قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه تحقیقات خود را پیش بردند و در نهایت یک روش اصلاحی پیشنهاد دادند. **جانسون**^۱، پنج نمونه قاب یک دهانه و یک طبقه و دارای یک مهاربند که با قاب آزمایش **آستانه‌اصل** و **همکاران** شباهت زیادی داشت آزمایش کرد و در نهایت روش دیگری را برای طراحی ورق گاست پیشنهاد نمود. آن‌ها نتیجه گرفتند که استفاده از روش‌های پیشین موجب می‌شود ورق‌های گاست بسیار بزرگ طراحی شوند که غیراقتصادی است. درعوض با استفاده از روش آن‌ها، ورق‌های اتصال کوچک‌تری طراحی می‌شوند و این مسئله علاوه بر بهینه‌سازی مصرف مصالح، تأثیر سازه‌ای نیز داشته و ظرفیت شکل‌پذیری قاب را بهبود می‌بخشد [۵].

هرمن^۲ مطالعات **جانسون** را ادامه داد و بر روی شش نمونه دیگر از همان قاب، آزمایش کرد [۶].

کتولکا^۳ مطالعات قبلی **جانسون** و **هرمن** را با شش نمونه دیگر از آن قاب ادامه داد و مسائل مربوط به طراحی ورق گاست و تأثیرات آن بر رفتار قاب مهاربندی همگرای ویژه را بررسی نمود. در نهایت او نیز به نتایج مشابهی رسیده و نظرات **جانسون** و **هرمن** را تصدیق نمود [۷].

پژوهشگران دیگری نیز در این سلسله تحقیقات همکاری داشته و در توسعه آن سهم بوده‌اند. سه پژوهشگر مذکور، در گزارش مختصری که منتشر کردند، به معرفی و مقایسه ۱۲ مورد از نمونه‌های آزمایش شده پرداختند [۸].

¹ Johnson

² Herman

³ Kotulka

رودر^۱ و همکاران و همچنین یو^۲ و همکاران گزارش‌هایی از به‌کارگیری روش‌های تحلیلی در این تحقیقات منتشر کردند [۹ و ۱۰]. پژوهش‌های دیگری در راستای کار محققان پیشین به انجام رسید که تحقیق ناشیمن^۳ و همکاران و سالوده^۴ و همکاران از آن جمله‌اند [۱۱ و ۱۲].

به‌عنوان نمونه برای پژوهش‌ها در مورد گیرداری اتصالات دارای ورق گاست، می‌توان به تحقیق تورنتون درباره اتصالات مهاربندها اشاره کرد. او این نتیجه را تأیید می‌کند که این اتصالات به‌صورت مفصلی رفتار نمی‌کنند [۱۳]. در یکی از تحقیقات مهم، استوکس^۵ و فانستوک^۶ آزمایش‌هایی را در مقیاس اصلی بر روی اتصالات دارای ورق گاست انجام دادند [۱۴]. در این آزمایش‌ها قاب و مهاربند وجود ندارد و نمونه‌های مورد آزمایش تیرهای متصل به ستون هستند که در محل اتصال یک ورق گاست نیز اضافه شده است. لذا آزمایش ایشان می‌تواند مشخصاً تأثیر وجود ورق گاست را بر روی عملکرد اتصال سنجیده و به‌طور شفاف بررسی کند. آن‌ها در انتها نشان دادند که این اتصالات دارای سختی، مقاومت و همچنین شکل‌پذیری و جذب انرژی قابل‌توجهی هستند و حتی پیشنهاد کردند که از این ظرفیت به‌عنوان یک ظرفیت ذخیره برای سازه استفاده شود.

چو^۷ و همکاران تحقیقی آزمایشگاهی و تحلیلی بر روی قاب‌های مهارشده دارای انواع ورق گاست انجام دادند [۱۵]. آن‌ها قاب‌های مورد آزمایش را به‌صورت دینامیکی نیز تحلیل نموده و رفتار اتصالات و نیز کل قاب را از جهات مختلف بررسی کردند. یکی از نتایج آن‌ها این بود که ورق‌های گاست گوشه، تحت هر دو نیروی مهاربند و قاب قرار دارند، درحالی‌که نیروی دومی در آیین‌نامه فولاد آمریکا در نظر گرفته نمی‌شود. آن‌ها مدعی شدند که حتی در تغییر مکان‌های جانبی کم نیز نیروهای حاصل از این دو عملکرد در ورق گاست قابل‌مقایسه‌اند و همچنین در تغییر مکان‌های زیاد نیروی حاصل از عملکرد قاب به نیروی مهاربند اضافه شده و باعث گسیختگی گوشه‌های ورق می‌شود.

لای^۸ یک تحقیق آزمایشگاهی و تحلیلی بسیار کامل و منسجم را بر روی یک قاب مهاربندی‌شده یک دهانه دو طبقه انجام داد [۱۶]. در آن تحقیق مطالعات کاملی بر روی رفتار لرزه‌ای قاب

مذکور صورت گرفته و به‌خصوص تأثیر مقطع مهاربندها بر رفتار قاب سنجیده شده است.

سویی^۹ و همکاران تحقیقی را بر روی مقاومت نهایی اتصال ورق گاست با جوش گوشه انجام دادند و تأثیر پارامترهای مختلف جوش ورق به تیر و ستون را بررسی کردند [۱۷].

روزنستراخ^{۱۰} و همکاران ظرفیت اتصالات با ورق گاست را با استفاده از سه روش تحلیلی مختلف، محاسبه و مقایسه کردند [۱۸]. تمرکز آن‌ها بیش‌تر بر روی کاربرد ورق‌های گاست در اتصالات پل‌های خرابایی بود.

فنگ^{۱۱} و همکاران بر روی رفتار و مقاومت فشاری اتصالات دارای ورق گاست با اتصال یک‌طرفه تحقیق کردند [۱۹]. ایشان نتیجه گرفتند که در چنین حالتی به‌علت عدم تقارن نیروی وارده، ورق گاست در فشار بسیار مستعد خمیدگی است.

یکی دیگر از تحقیقات مهم در این زمینه، کار آزمایشگاهی و تحلیلی است که توسط وانگ^{۱۲} و همکاران به انجام رسید [۲۰]. در آن تحقیق نیز با اتصال یک تیر به ستون و اعمال بار قائم در انتهای آزاد تیر، رفتار اتصال بررسی شد. ایشان نتیجه‌گیری کردند که وجود ورق گاست در اتصال، تمرکز تنش و کرنش در جوش بین ستون و تیر را به‌طور مؤثری کاهش می‌دهد و مفصل پلاستیک را تا حد زیادی از وجه ستون دور می‌کند و وجود ورق گاست در اتصال می‌تواند به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای، شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی آن را تحت بارگذاری چرخه‌ای بهبود بخشد، به‌طوری‌که هنگام رسیدن به دوران پلاستیک، جابه‌جایی نسبی طبقه حداقل ۴٪ و کاهش مقاومت حداکثر ۱۵٪ است.

قاسمی در تحقیقی پس از بررسی اجمالی انواع اتصالات، روابط بار-جابه‌جایی اعضا با اتصالات نیمه‌گیردار را محاسبه و سپس درصد گیرداری اتصالات را تعریف کرده است [۲۱]. همچنین اصل‌عربی با انجام تحلیل دینامیکی، رفتار سازه‌ها با اتصالات نیمه صلب، صلب و مفصلی را در نرم‌افزار SAP 90 مقایسه کرد [۲۲].

فرشچی و همکاران اثر مقاومت اتصالات با ورق اتصال گرهی را به‌صورت آزمایشگاهی و تحلیلی در قاب‌های فولادی بررسی نمود [۲۳]. آن‌ها برای این منظور یک قاب یک دهانه یک طبقه را در سه حالت به‌صورت قاب ساده، قاب ساده به‌علاوه ورق اتصال

⁹ Cui

¹⁰ Rosenstrauch

¹¹ Fang

¹² Wang

¹ Roeder

² Yoo

³ Nascimbene

⁴ Salawdeh

⁵ Stoakes

⁶ Fahnestock

⁷ Chou

⁸ Lai

گرهی در همه اتصالات و قاب مهاربندی شده با اتصالات از نوع ورق اتصال گرهی مورد آزمایش و تحلیل قرار دادند. یکی از نتایج آن تحقیق، سختی و مقاومت بالای قاب دوم نسبت به حالت اول (بین ۲ تا ۳ برابر) است که نشان دهنده تأثیر قابل توجه ورق اتصال گرهی بر روی عملکرد قاب بدون مهاربند است.

یادگاری در یک مطالعه تحلیلی، اتصالات دارای ورق گاست را به دو حالت مفصلی و نیمه‌گیردار مدل‌سازی کرده و تأثیر این مسئله را بر رفتار قاب ارزیابی نمود [۲۴].

دلاویز و همکاران با بیان این که اتصال تیر به ستون در قاب‌های فولادی در واقعیت به صورت نیمه‌صلب است و به ندرت فرض کاملاً صلب یا کاملاً مفصلی به واقعیت نزدیک است در پی آن بودند که با در نظر گرفتن رفتار دقیق اتصال تیر به ستون، برآورد صحیحی از پاسخ و قابلیت اعتماد قاب‌های فولادی داشته باشند [۲۵]. نتایج آن‌ها نشان داد که لحاظ نمودن رفتار نیمه‌صلب اتصال تیر به ستون، در برآورد قابلیت اعتماد قاب فولادی مؤثر است.

با مرور ادبیات فنی این موضوع، پیش‌بینی می‌شود که غیرمفصلی در نظر گرفتن اتصال گاست، می‌تواند بر روی رفتار کلی قاب مهاربندی از جمله در جابه‌جایی‌ها و نیروها تأثیرگذار باشد. لذا هدف از این تحقیق، بررسی رفتار قاب مهاربندی با احتساب رفتار واقعی اتصالات گاست است. لذا تحقیق حاضر به دو بخش کلی تقسیم می‌شود:

در بخش نخست میزان دقیق سختی و گیرداری این اتصالات بررسی می‌شود. در بخش دوم تأثیر این گیرداری بر رفتار سازه سنجیده می‌شود. در یک اتصال گیردار در حالت بارگذاری ثقلی خالص نیز لنگر از تیر به ستون منتقل می‌شود و در صورت اعمال بار جانبی این لنگر وارد بر ستون افزایش می‌یابد، در حالی که در اتصال مفصلی کامل انتقال لنگر از تیر به ستون صفر است. بنابراین پس از مشخص شدن میزان گیرداری این اتصال، باید تأثیر این مسئله بر روی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها در بازه خطی و غیرخطی بررسی شود. در انتها با توجه به بررسی رفتار سازه با در نظر گرفتن گیرداری اتصال مهاربند، به این سوال پاسخ داده می‌شود که گیرداری این اتصال فرایند طراحی را متأثر می‌کند یا خیر؟

۲- شبیه‌سازی بخش اول

در بخش نخست، هدف بررسی رفتار اتصال و تعیین میزان دقیق گیرداری آن است. برای این منظور از تحلیل‌هایی در نرم‌افزارهای OpenSees و Abaqus استفاده می‌شود. در این بخش، روش‌ها مبتنی بر مدل‌سازی و ارزیابی رفتار اتصال در نرم‌افزار آباکوس و

تحلیل رفتار کل قاب در نرم‌افزار OpenSees است. به طور مشخص روش کار در این بخش، عبارتند از:

گام ۱: ابتدا یک قاب فولادی مهاربندی شده که در یک تحقیق معتبر تحت بارگذاری جانبی قرار گرفته و جزئیات دقیق آزمایش مشخص باشد، انتخاب می‌شود.

گام ۲: اتصالات این قاب با جزئیات کامل در نرم‌افزار Abaqus مدل شده و رفتار واقعی آن‌ها به دست می‌آید.

گام ۳: قاب مورد نظر با تمام جزئیات مربوط به اعضا و بارگذاری، در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی می‌شود.

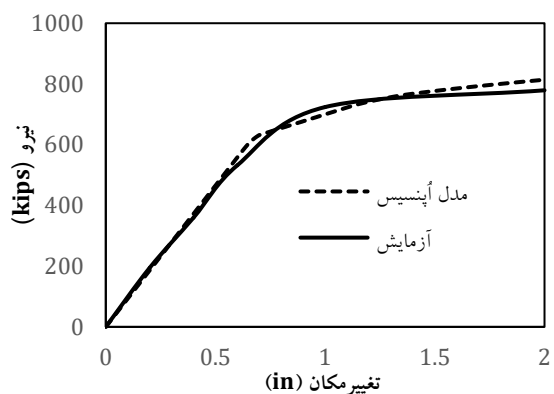
در این قسمت اتصالات قاب به صورت مفصلی کامل و نیمه‌گیردار و با سختی به دست آمده از Abaqus مدل می‌شوند، سپس با مقایسه نتایج رفتار قاب در این دو حالت با رفتار قاب آزمایش، درستی رفتار به دست آمده برای اتصال‌ها مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. در نهایت ارزیابی نتایج Abaqus در OpenSees طی چند مرحله رفت و برگشت میان گام‌های دوم و سوم، این تحقیق را به نتایج دقیق می‌رساند. برای اطمینان از درستی نتایج تحقیق، لازم است ابتدا نسخه مورد استفاده نرم‌افزار و شیوه مدل‌سازی، مورد اعتبارسنجی قرار گیرد. برای این منظور یک سازه آزمایشگاهی در نرم‌افزار مدل شده و نتایج به دست آمده با نتایج واقعی مقایسه می‌شود و در صورتی که نتایج این تحقیق با تقریب مناسبی به واقعیت نزدیک باشد، از صحت نتایج شبیه‌سازی‌ها اطمینان حاصل می‌شود. نمونه مورد نظر برای اعتبارسنجی، از یک مرجع معتبر استخراج شده و تمام مشخصات سازه‌ای و بارگذاری آن به صورت دقیق موجود است.

۲-۱- اعتبارسنجی شبیه‌سازی در OpenSees

برای اعتبارسنجی نتایج برنامه کامپیوتری OpenSees، آزمایش **لای** [۱۶] به عنوان مرجع انتخاب شد. در آزمایش‌های **لای** یک قاب فولادی مهاربندی شده، تحت بارگذاری شبه‌استاتیکی قرار گرفته و رفتار آن با جزئیات بسیار دقیق ثبت شده است. رفتار مصالح فولاد در نرم‌افزار OpenSees به صورت دوخطی معادل فرض شد. رفتار مصالح به صورت نمودار تنش-کرنش اسمی^۱ شبیه‌سازی شد. در مطالعه **لای** چهار آزمایش انجام شده است که مورد اول در اینجا مدنظر است. قاب مورد آزمایش یک قاب فولادی یک دهانه دو طبقه است که در شکل (۲) مشاهده می‌شود. مهاربندی قاب مطابق شکل (۲) به صورت لوزی شکل است. طول دهانه قاب ۲۰ فوت و ارتفاع هر یک از طبقات ۹ فوت است.

^۱ Nominal Stress-Strain Curve





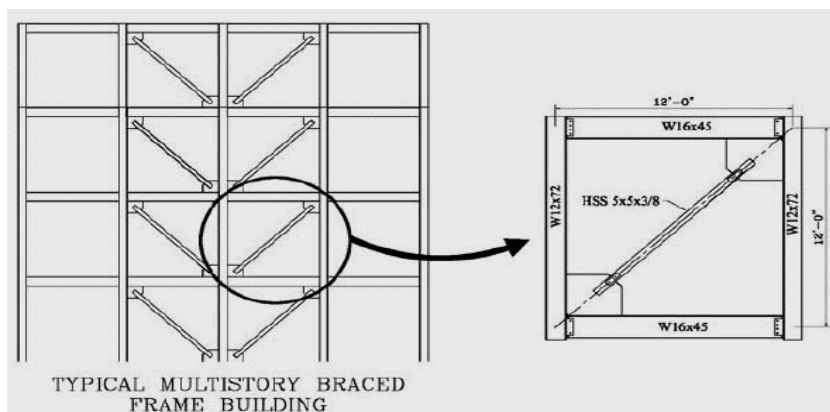
شکل ۳- مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان جانبی قاب همان طور که ملاحظه می شود رفتار قاب شبیه سازی شده، تناسب نزدیکی با قاب آزمایش دارد. اختلاف نتایج حداکثر ۴/۵ درصد و به طور میانگین حدود ۳ درصد است که نشان دهنده دقت بالا و معتبر بودن نتایج مدل سازی است. بنابراین نتایج به دست آمده در شبیه سازی نرم افزار Opensees، دقت قابل قبولی داشته و اعتبارسنجی نرم افزار موفقیت آمیز است.

۲-۲- معرفی آزمایش مرجع برای بررسی رفتار اتصال برای آزمایش مرجع به منظور بررسی رفتار اتصال، یکی از آزمایش های کتولکا و همکاران و همچنین لاما و همکاران که قبلاً درباره آن توضیح داده شد، انتخاب شد [۷ و ۸]. قاب این آزمایش ها، یک دهانه، یک طبقه و دارای یک مهاربند است که در دو سر آن از ورق گاست برای اتصال استفاده شده است (شکل های (۴) الی (۶)).

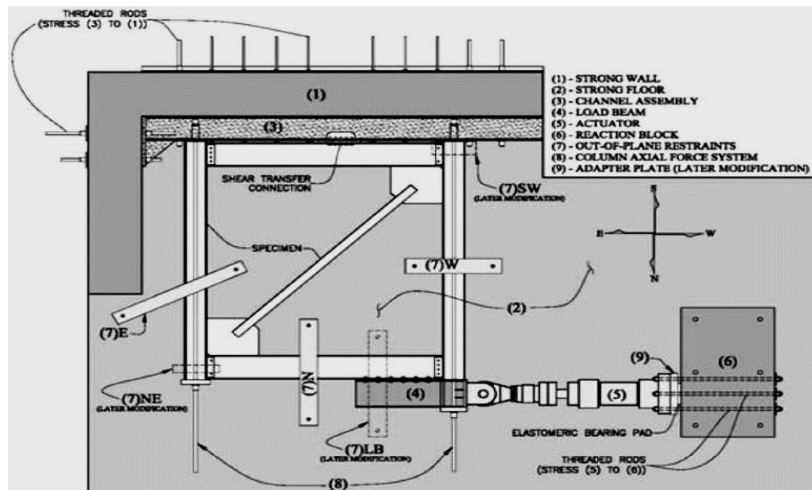


شکل ۲- قاب آزمایش لای [۱۶]

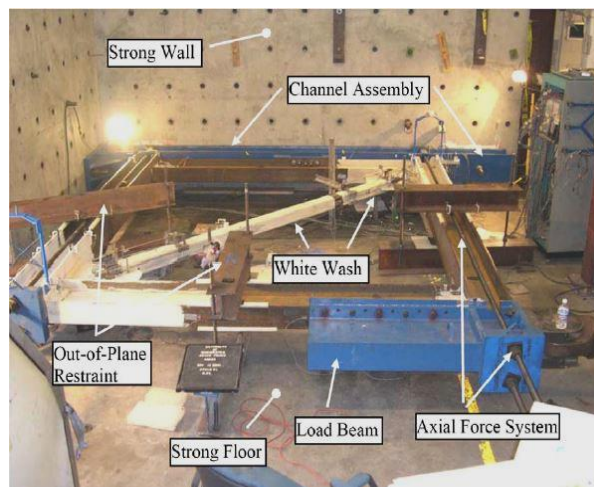
برای اعتبارسنجی مدل، برش پایه قاب (نیروی جانبی اعمال شده به قاب)، به عنوان پارامتر مورد مقایسه انتخاب شد. شکل (۳) نمودار برش-تغییر مکان را برای قاب نمونه آزمایشگاهی و مدل Opensees نشان داده و مقایسه می کند.



شکل ۴- قاب آزمایش، شبیه سازی آزمایشگاهی [۷]



شکل ۵- قاب آزمایش، شبیه‌سازی آزمایشگاهی [۸]



شکل ۶- قاب آزمایش و اجزای آن [۹]

تغییر شکل خارج از صفحه تیرها و ستون‌ها، از نگهدارنده خارج از صفحه که دو تیرک فولادی هستند استفاده شده است. طول دهانه قاب و ارتفاع آن هر دو ۳/۶۷ متر هستند. مقاطع اعضا بر اساس آیین‌نامه فولاد آمریکا تعریف شده‌اند [۴]. اتصال‌های تیر به ستون صرفاً توسط ورق جان برقرار شده و هیچ تقویتی ندارد. ورق گاست در نمونه مورد بررسی این تحقیق از نوع مشابه شکل (۷) است.

هدف طراحان این آزمایش‌ها شبیه‌سازی آزمایشگاهی یک واحد از یک قاب چنددهانه چندطبقه بوده است. در انجام این آزمایش بر خلاف معمول، قاب به صورت قائم قرار نگرفته، بلکه به پهلو بر روی زمین خوابانیده شده و پای ستون‌ها و تیر پایینی بر روی یک تکیه‌گاه قرار می‌گیرد. تکیه‌گاه یک تیر صلب فولادی است که خود در دو راستا به دو دیوار صلب بتنی متکی است. برای اعمال بار ثقلی معادل طبقات بالایی قاب، هر ستون به وسیله دو میله پس کشیده، به تکیه‌گاه صلب فشرده شده و به این صورت تحت بار (kips) ۳۵۰ قرار گرفته است. ستون‌ها به تکیه‌گاه اتصال ندارند و فقط به واسطه پس کشیدگی شدید، یک اتصال اصطکاکی با تیر صلب تکیه‌گاه برقرار شده است. پایداری جانبی قاب، توسط اتصال گیرداری که تیر پایینی را به تکیه‌گاه متصل می‌کند تأمین می‌شود. این اتصال توسط یک صفحه و به وسیله پیچ بین تیر پایینی قاب و تیر صلب تکیه‌گاه برقرار است. برای جلوگیری از

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{tot} - \varepsilon_{el} = \varepsilon_{tot} - \frac{\sigma}{E} \quad (3)$$

در این رابطه، تنش‌ها و کرنش‌ها از نوع واقعی بوده و در واقع در هر نقطه از نمودار، کرنش الاستیک متناظر از کرنش کل کم می‌شود. در این مرحله سه نوع اتصال به شرح زیر در نرم‌افزار Abaqus شبیه‌سازی می‌شود:

شبیه‌سازی اول و دوم:

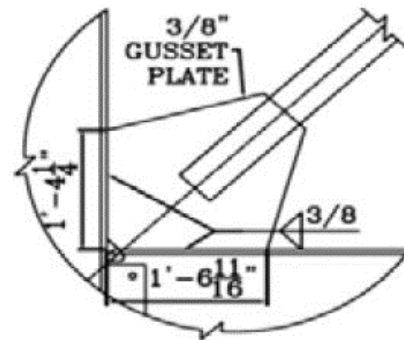
ابتدا اتصال تیر پایینی به ستون غربی قاب، یک‌بار به‌طور کامل (همراه با یک ورق گاست در بال بالایی تیر)، و بار دیگر بدون ورق گاست، شبیه‌سازی می‌شوند.

شبیه‌سازی سوم:

در قاب‌های مهاربندی معمولاً دو مهاربند طبقه بالا و پایین به گره اتصال تیر و ستون متصل می‌شوند و لذا در این اتصالات به هر دو بال بالایی و پایینی تیر ورق گاست متصل می‌شود. بنابراین برای شبیه‌سازی نهایی یک قاب ساختمانی واقعی، به مشخصات این نوع اتصال نیز نیاز است. بنابراین اتصالی با همان مشخصات، این بار به‌گونه‌ای که تیر در وسط ارتفاع ستون به آن متصل شده و دو ورق گاست در بالا و پایین داشته باشد، شبیه‌سازی می‌شود. در ادامه، هنگام شبیه‌سازی قاب آزمایش در نرم‌افزار Opensees، رفتار به‌دست‌آمده از نرم‌افزار Abaqus، برای اتصالات تعریف می‌شود و بدین ترتیب تحلیل دقیقی از رفتار کل به‌دست می‌آید. نتایج حاصل از نرم‌افزار Abaqus برای هر یک از سه نوع اتصال شبیه‌سازی شده، ارائه می‌شود.

اتصال دارای یک ورق گاست:

نخستین مدل‌سازی برای حالتی که اتصال تیر به ستون فقط در یک طرف تیر دارای ورق گاست باشد، صورت گرفت. شکل‌های (۸) و (۹) این اتصال و مش‌بندی اعضا را در محل اتصال برای شبیه‌سازی اول نشان می‌دهد. شکل (۱۰) نیز همین اتصال را پس از انجام یک تحلیل و استخراج تغییر مکان‌ها نشان می‌دهد. نتایج به‌دست‌آمده برای این اتصال در جدول (۲) نشان داده شده است.



شکل ۷- ابعاد ورق گاست قاب آزمایش [۷]

۲-۳- شبیه‌سازی اتصال در نرم‌افزار Abaqus

برای مدل‌سازی مصالح در نرم‌افزار Abaqus از مصالح استفاده شده در آزمایش یعنی فولاد ASTM A992 برای تیر و ستون، فولاد ASTM A500B/C برای مهاربند و فولاد ASTM A572 برای گاست استفاده شده است. برای مدل‌سازی اجزای فولادی از المان پوسته (S4R) با معیار تسلیم فون‌میزس، برای مدل‌سازی از المان چهارگره‌ای و به‌منظور انتخاب اندازه مش از یک آنالیز حساسیت مش‌بندی استفاده شده است. جدول (۱) مقادیر لنگر و دوران را برای یک ورق گاست برای اندازه‌های متفاوت مش ارائه می‌کند. با توجه به این جدول و همچنین هزینه محاسباتی مش‌های ریزتر، المان‌ها با اندازه ماکزیمم ۲/۵ سانتی‌متر در نظر گرفته شدند.

اتصال‌های تیر به ستون صرفاً توسط ورق جان برقرار شده است. در نرم‌افزار Abaqus برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح، کافی است منحنی تنش-کرنش غیرخطی مصالح به‌صورت جدولی معرفی شود. باید توجه داشت که نمودار تنش و کرنش واقعی^۱ (و نه اسمی) به نرم‌افزار معرفی شود. روابط بین تنش و کرنش واقعی و اسمی در زیر آورده شده است:

$$\varepsilon_{true} = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (1)$$

$$\sigma_{true} = \sigma_{nom}(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (2)$$

همچنین نرم‌افزار آباکوس ویژگی‌های الاستیک و پلاستیک را برخلاف نرم‌افزار Opensees به‌صورت جداگانه در نظر می‌گیرد. بنابراین بعد از معرفی مدول الاستیسیته در قسمت الاستیک، باید رفتار الاستیک را از رفتار کل جدا نمود تا رفتار پلاستیک به‌دست آید. سپس رفتار پلاستیک به‌طور جداگانه به نرم‌افزار ارائه می‌شود:

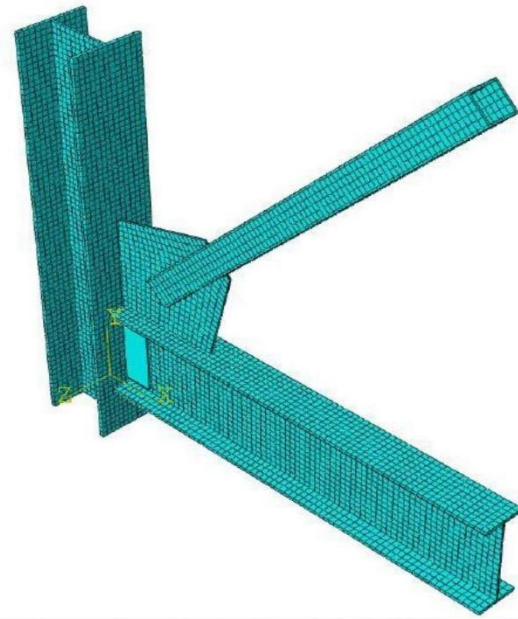
^۱ True Stress-Strain Curve

جدول ۱- نتایج Abaqus برای حالت تسلیم اتصال با یک ورق گاست با اندازه متفاوت مش‌ها

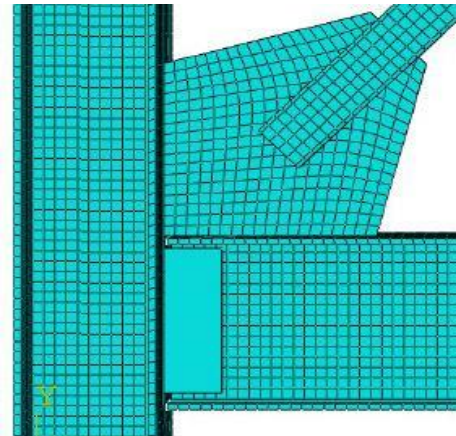
دوران (θ) Rad.	لنگر (M) kg-m	اندازه مش (cm)
$1/33 \times 10^{-2}$	39220	4
$1/35 \times 10^{-2}$	38321	3/5
$1/37 \times 10^{-2}$	37615	3
$1/39 \times 10^{-2}$	37120	2/5
$1/40 \times 10^{-2}$	37023	2

جدول ۲- نتایج Abaqus برای اتصال با یک ورق گاست

دوران (θ) Rad.	لنگر (M) kg-m	
$1/39 \times 10^{-2}$	37120	حالت تسلیم
$3/755 \times 10^{-2}$	46460	حالت نهایی



شکل ۸- مدل اتصال اول (دارای یک ورق گاست)



شکل ۹- شبکه‌بندی ورق گاست در شبیه‌سازی اول

اتصال بدون ورق گاست:

دومین شبیه‌سازی برای اتصال بدون ورق گاست است که نتایج آن در جدول (۳) قابل مشاهده است.

جدول ۳- نتایج Abaqus برای اتصال بدون ورق گاست

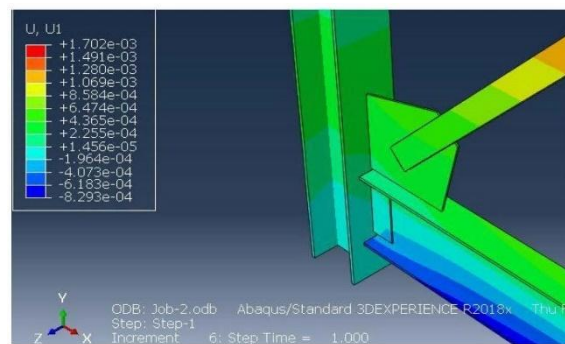
دوران (θ) Rad.	لنگر (M) kg-m	
$1/04 \times 10^{-2}$	11070	حالت تسلیم
$2/28 \times 10^{-2}$	12360	حالت نهایی

اتصال دارای دو ورق گاست:

سومین شبیه‌سازی برای اتصال دارای دو ورق گاست در بال بالایی و پایینی تیر صورت گرفت. نتایج به‌دست‌آمده برای این اتصال در جدول (۴) نشان داده شده است.

جدول ۴- نتایج Abaqus برای اتصال با دو ورق گاست

دوران (θ) Rad.	لنگر (M) Kg-m	
$1/75 \times 10^{-2}$	54940	حالت تسلیم
$3/84 \times 10^{-2}$	64740	حالت نهایی



شکل ۱۰- کانتور تغییر مکان در مدل اتصال اول

نتایج فوق نشان می‌دهد که این اتصال‌ها لنگر قابل‌توجهی را تحمل می‌کنند و در این مرحله هنوز نمی‌توان درباره میزان تأثیر این مسئله بر رفتار قاب ساختمانی قضاوت نمود، زیرا محتمل

است که این مقادیر سختی در برابر سختی جانبی بالای مهاربندها قابل چشم‌پوشی باشند.

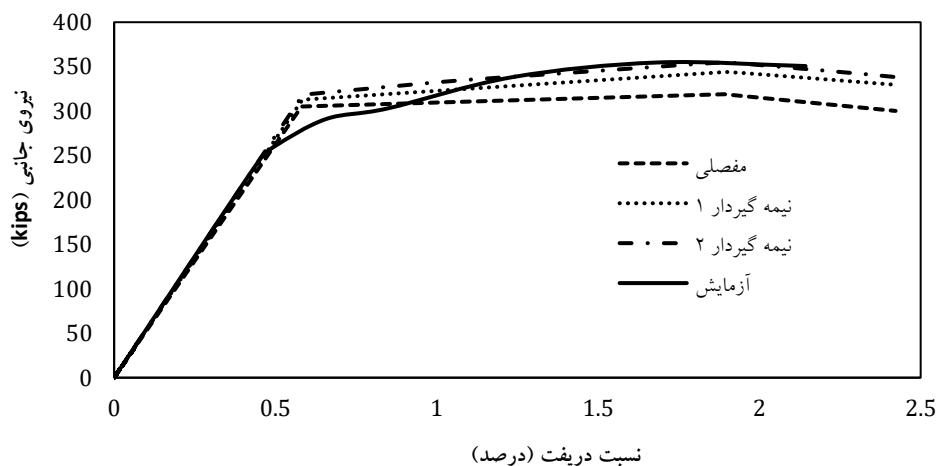
۲-۴- تحلیل قاب آزمایش در نرم‌افزار Opensees

در این بخش قاب آزمایش با تمام جزئیات در نرم‌افزار Opensees شبیه‌سازی می‌شود. در این قاب مهاربندها با استفاده از المان خرابایی مدل شده‌اند. برای مدل‌سازی تیر و ستون از پلاستیسیته گسترده به روش رشته‌ای استفاده شد. نوع المان نیز المان غیرخطی بر اساس نیرو و انتخاب شد.

رفتار اتصال‌ها با استفاده از المان با طول صفر^۱ و رفتار لنگر-انحنای به‌دست‌آمده از Abaqus تعریف می‌شود. مقایسه رفتار به‌دست‌آمده برای قاب با رفتار واقعی آن تحت آزمایش، این تحقیق را به نتیجه‌گیری نهایی درباره رفتار واقعی اتصال‌ها می‌رساند. شایان‌ذکر است که ارتباط میان شبیه‌سازی و تحلیل اتصال در نرم‌افزار Abaqus و شبیه‌سازی و تحلیل کل قاب در نرم‌افزار Opensees یک ارتباط یک‌طرفه نیست و صرفاً نتایج اولی در دومی وارد نشده، بلکه این دو مدل‌سازی نسبت به یکدیگر به‌صورت مکمل عمل کرده و در یک عملیات رفت و برگشتی و با انجام اصلاحات چندباره نهایتاً این تحلیل را به دقیق‌ترین مدل‌سازی برای اتصال رساندند. به‌منظور دقت بالاتر در مدل‌سازی رفتار سازه در محدوده غیرخطی، به‌جای ساده‌سازی رفتار مصالح به‌صورت دوخطی، در حد امکان رفتار کامل آن تعریف می‌شود. در این شبیه‌سازی، اتصالات به سه حالت مختلف مدل شده‌اند: مدل ۱) همه اتصالات به‌صورت مفصلی کامل؛ مدل ۲) دو اتصال دارای ورق

گاست با رفتار واقعی به‌دست‌آمده از Abaqus و دو اتصال بدون ورق گاست به‌صورت مفصلی کامل؛ مدل ۳) همه اتصالات با رفتار واقعی به‌دست‌آمده از Abaqus.

شبیه‌سازی مدل ۱، حالتی است که در آن اتصالات دارای گاست، به‌صورت مفصلی کامل در نظر گرفته شده است. این مدل صرفاً برای مقایسه با مدل واقعی ساخته شد. در مدل ۲، اتصالات دارای گاست با رفتار واقعی مدل شدند و تصور شد که رفتار این قاب انطباق مناسبی با قاب آزمایش داشته باشد؛ اما این‌گونه نبود و لذا مدل ۳ ساخته شد که در آن همه اتصالات اعم از دارای ورق گاست و بدون ورق گاست با رفتار واقعی خود مدل شدند. انطباق مناسب رفتار این نمونه با قاب آزمایش، تحقیق را بر آن داشت که برای درک رفتار واقعی قاب‌ها همه اتصالات با رفتار واقعی‌شان مدل‌سازی شود؛ بنابراین عملکرد مکمل مدل‌سازی اتصالات در آباکوس و مدل‌سازی و رفتارسنجی کل قاب در Opensees، این تحقیق را به مناسب‌ترین شیوه مدل‌سازی اتصالات برای رسیدن به رفتار واقعی قاب رساند. آنچه تاکنون درباره رفتار نیمه‌گیردار اتصال گفته شد، فقط مربوط به اتصال تیر به ستون است و اتصال مهاربند به گره اتصال در همه حالات مفصلی کامل فرض می‌شود. اساساً فرض بر این است که در مهاربند فقط نیروی محوری وجود دارد و حتی در مدل‌سازی‌ها برای آن از المان خرابایی استفاده می‌شود. در شکل (۱۱) نمودار نیروی جانبی-جابه‌جایی نسبی به‌دست‌آمده برای هر یک از سه مدل در مقایسه با نمودار مربوط به آزمایش کتولکا [۸] ارائه شده است.



شکل ۱۱- نمودار نیروی جانبی-جابه‌جایی نسبی قاب، برای چهار حالت مدل‌سازی Opensees و نمونه واقعی آزمایش

¹ Zero length

مدل‌سازی‌هایی که با شماره‌های ۱ الی ۳ معرفی شد، در نمودار فوق به ترتیب با نام‌های «مفصلی»، «نیمه‌گیردار ۱»، و «نیمه‌گیردار ۲» مشخص شده‌اند. همان‌طور که گفته شد، منحنی «نیمه‌گیردار ۲» مربوط به حالتی است که در آن همهٔ اتصالات (دارای ورق گاست و بدون آن)، با رفتار واقعی خود تعریف شده‌اند. این مدل که در واقع با ارتقا و تکمیل مدل «نیمه‌گیردار ۱» به دست آمده، کامل‌ترین حالت ممکن است. چنانچه مشاهده می‌شود نمودار مربوط به این مدل به طرز قابل‌توجهی با نمودار قاب آزمایش انطباق دارد. بنابراین اکنون هدف در بخش اول تحقیق یعنی رسیدن به تعریف مناسب از رفتار واقعی اتصالات محقق شده و از درستی نتایج اطمینان حاصل شد. اکنون باید با تعریف این رفتار در قاب ساختمانی واقعی، میزان تأثیرگذاری آن بررسی شود.

۳- شبیه‌سازی بخش دوم

در این قسمت ابتدا یک یا چند قاب مهاربندی ساختمانی طراحی شده برای بارهای ثقلی و جانبی انتخاب می‌شود. سپس این قاب(ها) یک بار با فرض عملکرد مفصلی برای اتصالات (فرض رایج در طراحی‌ها) و بار دیگر با فرض رفتار واقعی به دست آمده در بخش قبل، در نرم‌افزار Opensees شبیه‌سازی می‌شوند. با بررسی میزان تأثیر نیمه‌گیرداری اتصالات، قضاوت نهایی دربارهٔ اهمیت این مسئله در یک قاب ساختمانی واقعی انجام می‌شود.

۳-۱- انتخاب قاب ساختمانی

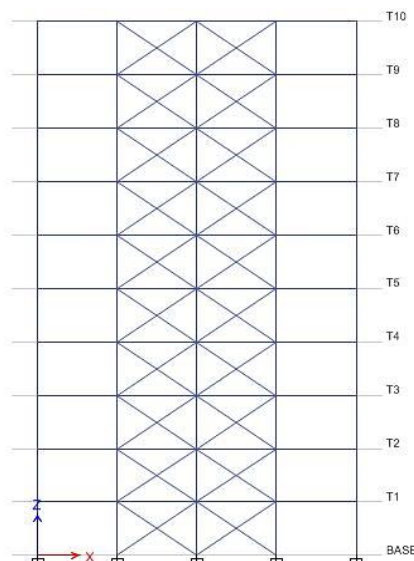
در انتخاب قاب مورد بررسی، دارا بودن چهار خصوصیت مدنظر است: ۱- قاب(های) مورد نظر از نظر مقیاس و تعداد دهانه‌ها و طبقات و سایر مشخصات حتی‌الامکان شبیه قاب‌های ساختمانی رایج باشند؛ ۲- ترجیحاً دو یا چند نمونه قاب مشابه با تعداد طبقات مختلف، طراحی شده و در دسترس باشد تا در صورت نیاز امکان بررسی چند نمونه قاب با تعداد طبقات مختلف وجود داشته باشد؛ ۳- برای اطمینان ترجیحاً قاب مورد نظر در یک پروژه علمی دانشگاهی طراحی شده و مورد استناد قرار گرفته باشد؛ ۴- مشخصات فولاد مورد استفاده در اعضای قاب، حتی‌الامکان به مشخصات فولاد قاب آزمایش **کتولکا** نزدیک باشد تا نتایج به دست آمده بر اساس آن آزمایش در این بخش نیز قابل‌استفاده و معتبر باشد. شایان‌ذکر است که فولاد مورد استفاده در قاب آزمایش **کتولکا** [۷] پرمقاومت بوده و مشخصات آن شبیه فولاد ST52 است. با نظر به چهار خصوصیت مذکور، قاب‌های

طراحی شده توسط **اصغری** انتخاب شد [۲۶]. در مقالهٔ مذکور، برای بررسی موضوع مورد نظر، ۱۶ نمونه قاب دوبعدی ده طبقهٔ مهاربندی‌شده طراحی شده بود.

در این تحقیق قاب ۱۰ طبقه به‌عنوان یک قاب میان‌مرتبه، گزینهٔ اصلی برای بررسی و تحلیل است. همچنین قاب پنج طبقه نیز به‌عنوان یک قاب کوتاه‌مرتبه مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۳-۲- معرفی قاب‌ها

قاب‌های مورد بررسی چهار دهانه هستند و در دو دهانهٔ میانی، مهاربندی همگرای ضربدری وجود دارد. قاب‌ها طبق استانداردهای ملی ساختمان برای بارهای ثقلی مرده و زنده و بار جانبی زلزله طراحی شده‌اند. فرض طراحی بر این است که این قاب‌ها جزئی از یک قاب سه‌بعدی بوده و بار جانبی آن را تحمل می‌کنند. بنابراین مشخصات آن‌ها مطابق قاب‌های ساختمانی واقعی و کاربردی است. قاب ۱۰ طبقه در شکل (۱۲) ملاحظه می‌شود. طول همهٔ دهانه‌ها ۵ متر و ارتفاع تمامی طبقات ۳/۴ متر است. برای همهٔ ستون‌ها، تیرها و مهاربندها به ترتیب از مقاطع قوطی، آشکل و لوله‌ای استفاده شده است. تکیه‌گاه همهٔ ستون‌ها، گیردار کامل است. برای تمامی اعضا یک نوع فولاد تعریف شده که منحنی تنش-کرنش آن در اختیار قرار دارد که مطابق منحنی فولاد ST52 است.



شکل ۱۲ - قاب ۱۰ طبقه مورد بررسی [۲۶]

۳-۳- شبیه‌سازی قاب‌ها در نرم‌افزار Opensees

تحلیل‌های اصلی بر روی قاب ۱۰ طبقه انجام می‌شود، اما به‌منظور جلوگیری از احتمال خطا و برای معتبرتر شدن نتایج، قاب پنج‌طبقه نیز به‌صورت مکمل مورد بررسی قرار می‌گیرد. هریک از دو قاب

(۱۰ و ۵ طبقه) دو بار شبیه‌سازی می‌شود. در شبیه‌سازی اول، مطابق فرض رایج طراحی قاب‌های فولادی مهاربندی، همه اتصال‌های تیر به ستون به صورت مفصلی تعریف می‌شوند؛ در شبیه‌سازی دوم، هریک از انواع اتصال‌ها، با رفتار مخصوص به خود که در بخش قبل به دست آمد تعریف می‌شوند.

در مدل‌سازی نکات مهمی لحاظ شده که عبارتند از: در قاب‌های این بخش و بخش قبل، اثرات $P-\Delta$ برای ستون‌ها در نظر گرفته شد و در شبیه‌سازی قاب‌ها، ناحیه صلب دو انتهای تیر و ستون در محل تقاطع آن‌ها با یکدیگر، در نظر گرفته شد؛ دو انتهای تیر که با مقطع ستون تقاطع دارد، در طولی به اندازه نصف مقطع ستون، صلب بوده و عملکرد خمشی ندارند. این مسئله به صورت متناظر برای دو انتهای ستون نیز برقرار است. در سازه‌های فولادی به علت کوچکی مقاطع از تأثیر این مسئله چشم‌پوشی می‌شود، ولی در این پژوهش برای دقت بیشتر در نظر گرفته شد.

۳-۴- تحلیل شبه استاتیکی در Opensees

در ابتدا برای به دست آوردن دید کلی از رفتار قاب‌ها و تأثیر گیرداری اتصالات، یک تغییرمکان شبه‌استاتیکی به سازه اعمال می‌شود. این بارگذاری، تغییرمکان کنترل است. با توجه به تحلیل‌های اولیه، تغییرمکان ۶۰ سانتی‌متر در طبقه دهم، به عنوان معیار انتهای بارگذاری قاب ۱۰ طبقه در نظر گرفته شد. اعمال تغییرمکان جانبی به طبقات، بر اساس الگوی مثلثی صورت می‌گیرد. بنابراین تغییرمکان اعمال شده به هر طبقه، ۶ سانتی‌متر کم‌تر از طبقه بالایی است و در تراز کف به صفر می‌رسد. برای قاب پنج طبقه نیز بارگذاری و تحلیل به صورت مشابه انجام می‌شود. معیار انتهای بارگذاری، تغییرمکان حداکثر ۳۰ سانتی‌متر برای طبقه پنجم در نظر گرفته شد.

۳-۵- تحلیل تاریخچه زمانی در Opensees

به منظور قضاوت نهایی، باید قاب تحت بارگذاری زلزله تحلیل شود. برای این موضوع، تحلیل تاریخچه زمانی انجام می‌شود. بنابراین با توجه به غیرخطی بودن مدل‌سازی، یک تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام می‌شود. برای تعریف مصالح در نرم‌افزار Opensees از مصالح هیستریک استفاده شده است. در این مصالح با وارد کردن مقادیر منحنی تنش-کرنش مصالح در چند نقطه حساس از جمله در حالت تسلیم و حالت نهایی رفتار مصالح با دقت بالایی تعریف می‌شود.

تحلیل تاریخچه زمانی، بر روی قاب ۱۰ طبقه انجام می‌شود. برای این منظور با در نظر گرفتن مشخصات زلزله و شرایط ساختگاه، سه شتابنگاشت متعلق به زلزله‌های سال ۱۹۹۰ در منجیل ایران، ۱۹۹۵ در کوبه ژاپن و ۱۹۹۹ هکتورماین در کالیفرنای آمریکا در نظر گرفته شد.

خاک ساختگاه سازه نوع ۲ و شتاب مبنای طرح $g/0.35$ فرض شد که فرضیات رایج و معمول هستند. در طراحی قاب ۱۰ طبقه، زمان تناوب $1/11$ ثانیه تعیین شده که همین مقدار، ملاک عمل قرار گرفت. ضریب مقیاس نهایی شتابنگاشت‌ها بر اساس روش آیین‌نامه ۲۸۰۰ به دست آمد [۲۷] که عبارتند از: ضریب مقیاس شتابنگاشت زلزله منجیل: $1/4553$ ، ضریب مقیاس شتابنگاشت زلزله کوبه: $1/8325$ و ضریب مقیاس شتابنگاشت زلزله هکتورماین: $1/8840$.

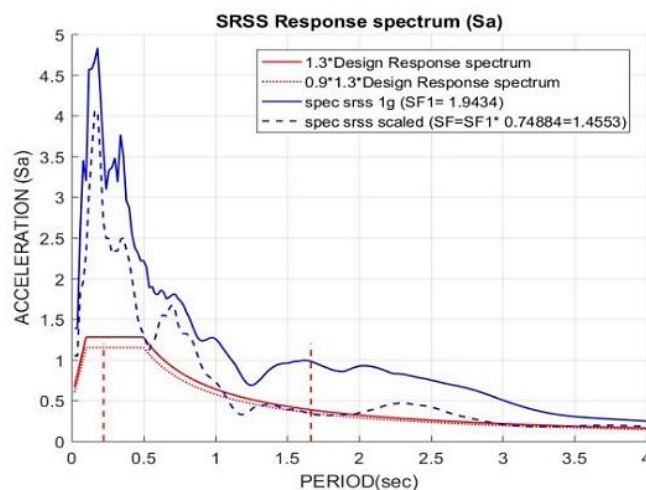
به عنوان نمونه شکل (۱۳) طیف پاسخ شتابنگاشت زلزله منجیل را در مقایسه با $1/3$ برابر طیف طرح استاندارد نشان می‌دهد. در این شکل محدوده 0.2 تا $1/5$ برابر تناوب سازه مشخص شده و با ضرب عدد 0.9 در $1/3$ برابر طیف طرح استاندارد، و مقایسه آن با طیف زلزله، ضریب مقیاس نهایی به دست آمده است. همچنین میرایی ۲ درصد برای تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی به مدل اختصاص داده شده است.

۴- نتایج شبیه‌سازی‌ها

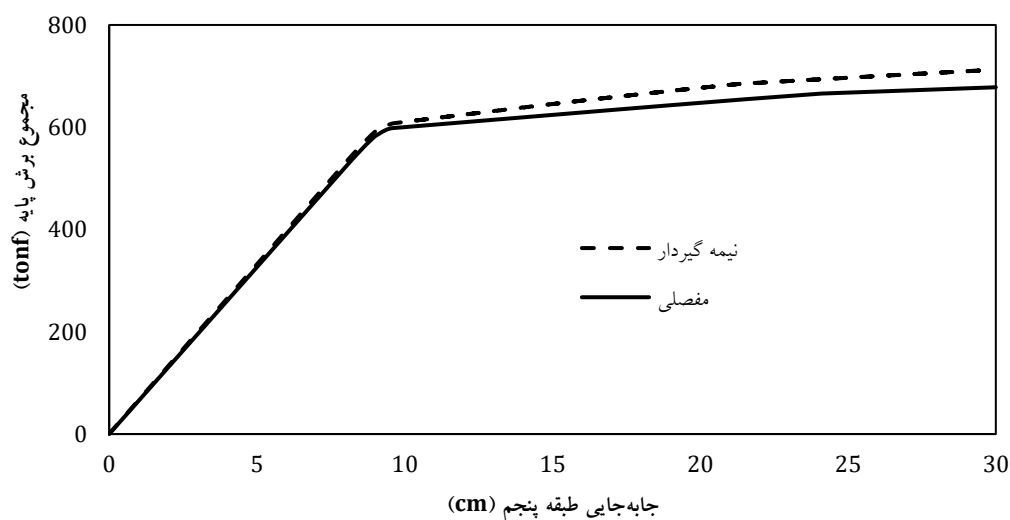
در این قسمت ابتدا نتایج تحلیل‌های شبه‌استاتیکی برای قاب پنج طبقه و سپس نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی برای قاب ۱۰ طبقه، ارائه می‌شود.

۴-۱- نتایج تحلیل‌های شبه‌استاتیکی

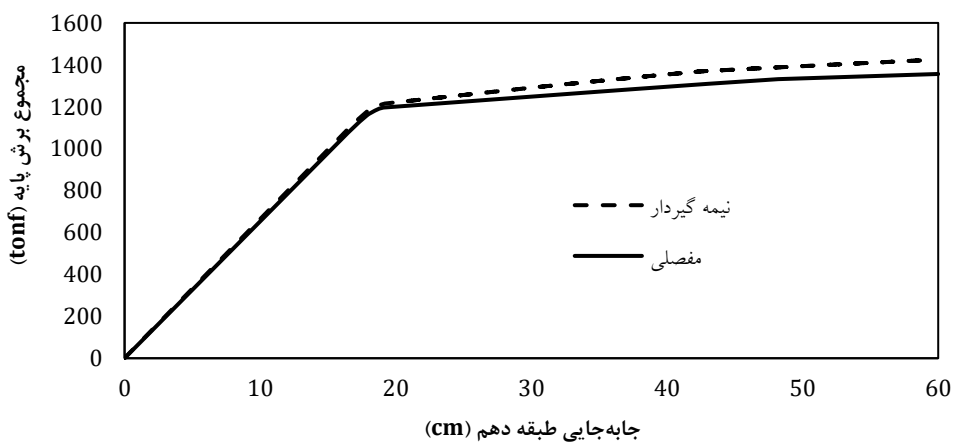
نتایج تحلیل شبه‌استاتیکی برای قاب پنج طبقه و ۱۰ طبقه به ترتیب در شکل‌های (۱۴) و (۱۵) ارائه می‌شود. همچنین جدول (۵) مقادیر برش پایه مدل‌های نیمه‌گیردار را با مدل مفصلی برای قاب پنج طبقه مورد مقایسه قرار داده و درصد اختلاف نسبی را نیز ارائه می‌کند. نمودار شکل (۱۴) نشان می‌دهد که رفتار قاب مفصلی و نیمه‌گیردار در محدوده خطی بسیار به یکدیگر نزدیک و اختلاف آن‌ها قابل چشم‌پوشی است. با توجه به این نمودار و بر اساس مقادیر جدول (۴)، در محدوده خطی، به ازای تغییرمکان برابر، نیروی جانبی قاب نیمه‌گیردار پنج طبقه حداکثر $1/75$ درصد بیش‌تر از قاب مفصلی نظیر، است. این مقدار در محدوده غیرخطی رو به افزایش است و در انتها حداکثر به $5/05$ درصد می‌رسد.



شکل ۱۳- نمودار طیف پاسخ شتابنگاشت زلزله منجیل



شکل ۱۴- نمودار برش پایه-تغییر مکان طبقه پنجم برای قاب پنج طبقه



شکل ۱۵- نمودار برش پایه-تغییر مکان طبقه دهم برای قاب ۱۰ طبقه

جدول ۵- مقایسه مقادیر برش پایه (قاب پنج طبقه)

تغییر مکان جانبی طبقه پنجم (cm)	برش پایه نمونه مفصلی (tonf)	برش پایه نیمه گیردار (tonf)	اختلاف نسبی دو مقدار (درصد)
۵	۳۲۶/۴۵	۳۳۲/۱۷	۱/۷۵
۱۰	۶۰۰/۲۰	۶۱۰/۴۴	۱/۷۱
۱۵	۶۲۴/۱۰	۶۴۵/۳۱	۳/۴۰
۲۰	۶۴۷/۶۸	۶۷۶/۹۹	۴/۵۳
۲۵	۶۶۷/۶۹	۶۹۶/۸۱	۴/۳۶
۳۰	۶۷۷/۶۹	۷۱۱/۹۳	۵/۰۵

۴-۲- نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی

تحلیل تاریخچه زمانی بر روی قاب ۱۰ طبقه، مرحله اصلی و نهایی تحقیق است. برای این تحلیل، قاب در دو حالت مفصلی و نیمه‌گیردار شبیه‌سازی شد. در مدل اول، مطابق فرض رایج طراحی‌ها همه اتصالات مفصلی فرض شدند و در مدل دوم همه اتصالات (اعم از دارای ورق گاست و بدون آن) با رفتار واقعی که برای آن‌ها به دست آمد تعریف شدند. برای این تحلیل از شتابنگاشت سه زلزله منجیل، کوبه و هکتور ماین استفاده شد. وقتی از شتابنگاشت سه زلزله استفاده می‌شود حداکثر پاسخ‌های به دست آمده از سه زلزله ملاک قرار می‌گیرد. برای بررسی و مقایسه نتایج، شش پارامتر مهم انتخاب شدند که عبارتند از زمان تناوب سازه، نیروی جانبی (برش پایه)، تغییر مکان طبقه آخر،

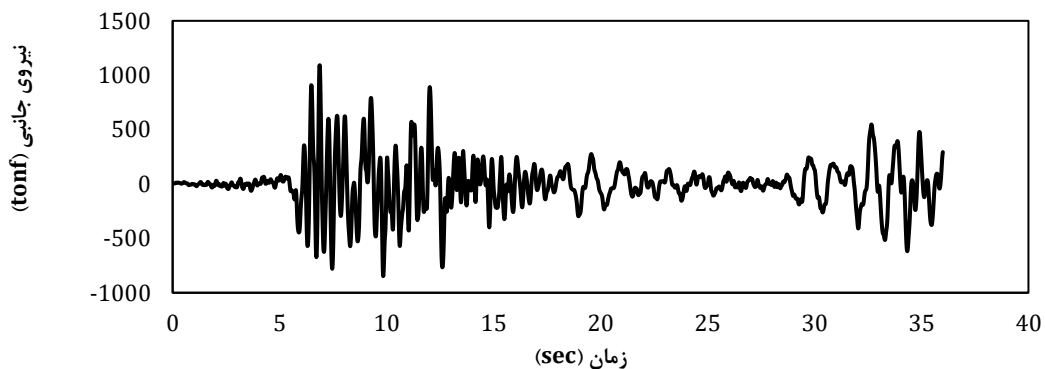
جابه‌جایی نسبی طبقات، لنگر ستون‌ها و لنگر دو انتهای تیرها. نتایج به دست آمده برای هر یک در ادامه ارائه می‌شود.

تناوب سازه و سختی آن:

زمان تناوب اصلی قاب ۱۰ طبقه در مدل مفصلی ۱/۱۰ ثانیه و در مدل نیمه‌گیردار ۱/۰۶ ثانیه به دست آمد. مطابق انتظار تناوب سازه در مدل نیمه‌گیردار کم‌تر است (سختی بیش‌تر سازه)، اما تفاوت دو مقدار ۰/۰۴ ثانیه و به عبارتی ۳/۶۴ درصد بوده و ناچیز است. شایان ذکر است که در واقعیت به ندرت ممکن است که سازه حتی نیمی از تغییر مکان غیرخطی که در تغییر مکان شبه‌استاتیکی اعمال شد را تجربه نماید. این مطلب از مقایسه تغییر مکان طبقه پنجم قاب پنج طبقه تحت زلزله‌های شدید منجیل، کوبه و هکتور ماین مشخص است، چرا که در این سه زلزله حداکثر تغییر مکان طبقه بالا به ترتیب حدود ۶/۵، ۱۰/۵ و ۱۴ سانتی‌متر بود در حالی که در تحلیل شبه‌استاتیک، تغییر مکان ۳۰ سانتی‌متری به آن اعمال شد. لذا درصد اختلاف‌های ۵/۰۵ درصد و ۱۲/۹۰ درصد برای محدوده غیرخطی، دست بالا و غیر واقعی است. بنابراین در قاب مهاربندی فولادی، تأثیر نیمه‌گیرداری اتصالات بر میزان سختی قاب، در محدوده خطی بسیار ناچیز و در محدوده غیرخطی نیز اندک است. این تأثیر حتی در حالت غیر واقعی که همه اتصالات گیردار کامل فرض شوند نیز زیاد نیست.

نیروی جانبی وارده:

در شکل (۱۶) به عنوان نمونه، نمودار نیروی جانبی وارد بر قاب مفصلی بر حسب زمان، تحت زلزله منجیل نشان داده شده است.



شکل ۱۶- نمودار نیروی جانبی وارد بر قاب مفصلی بر حسب زمان، در زلزله منجیل

را نشان می‌دهد. همچنین، درصد اختلاف نسبی دو مقدار ارائه شده است.

جدول (۶) برای هر یک از سه زلزله، حداکثر نیروی جانبی وارد شده بر هر یک از دو قاب (مفصلی و نیمه‌گیردار)

جدول ۶- حداکثر نیروی جانبی وارد به قاب

زلزله	حداکثر نیروی جانبی وارد بر قاب		اختلاف نسبی دو مقدار (درصد)
	مفصلی	نیمه‌گیردار	
منجیل	۱۰۹۱/۶۱	۱۱۰۳/۳۰	۱/۰۷
کوبه	۱۱۴۲/۴۳	۱۱۶۱/۹۳	۱/۷۱
هکتورماین	۱۰۳۶/۸۰	۱۰۵۱/۷۱	۱/۴۴

از آنجاکه سختی مدل نیمه‌گیردار بیش‌تر است، انتظار می‌رود نیروی وارد بر این قاب بیش‌تر از حالت مفصلی بوده و تغییر مکان جانبی طبقات کم‌تر باشد. نتایج جدول (۶) نشان می‌دهد که مطابق انتظار، نیروی جانبی وارد بر قاب نیمه‌گیردار، بیش‌تر از مدل مفصلی است؛ اما اختلاف ناچیز و در بیش‌ترین مورد (برای زلزله کوبه) ۱/۷۱ درصد است.

تغییر مکان طبقه آخر

جدول (۷) حداکثر تغییر مکان جانبی طبقه دهم در هر یک از سه زلزله را برای هر یک (مفصلی و نیمه‌گیردار) نشان می‌دهد. درصد اختلاف نسبی مقادیر دو قاب نیز ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود اختلاف ناچیز بوده و در بیش‌ترین مورد برای زلزله هکتورماین ۲/۷۸ درصد است.

جدول ۷- حداکثر تغییر مکان جانبی طبقه دهم

زلزله	حداکثر تغییر مکان طبقه دهم		اختلاف نسبی دو مقدار (درصد)
	مفصلی	نیمه‌گیردار	
منجیل	۱۴/۴	۱۴/۷	۲/۰۸
کوبه	۲۱/۸	۲۱/۳	۲/۲۹
هکتورماین	۲۸/۸	۲۸/۰	۲/۷۸

جابه‌جایی نسبی طبقات:

حداکثر تغییر مکان نسبی ایجاد شده در طبقات برای هر زلزله، در جدول (۸) مشاهده می‌شود. همچنین تفاوت دو مقدار ارائه شده و نیز در هر مورد ذکر شده که بیش‌ترین مقدار، مربوط به کدام طبقه است. مقادیر حداکثر تغییر مکان نسبی معمولاً در طبقات پایین (طبقات ۱ و ۲) رخ می‌دهند. اما در این پژوهش، بعضاً در طبقات ۸ و ۱۰ دیده می‌شود.

جدول ۸- حداکثر تغییر مکان نسبی ایجاد شده در طبقات و شماره طبقه

زلزله	حداکثر تغییر مکان نسبی ایجاد شده		اختلاف نسبی دو مقدار (درصد)
	در طبقات		
	مفصلی (cm)	نیمه‌گیردار (cm)	
منجیل	۴/۰۵ (طبقه ۱۰)	۴/۰۸ (طبقه ۱۰)	۰/۷
کوبه	۸/۱۳ (طبقه ۱۰)	۷/۴۵ (طبقه ۸)	۸/۴
هکتورماین	۴/۳۹ (طبقه ۲)	۴/۲۲ (طبقه ۲)	۳/۹

علت این است که در این دو طبقه، مقطع مهاربندها به یک‌باره نسبت به طبقات قبلی ضعیف شده و سختی طبقه، کاهش شدید داشته است. حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات نیز باید در نمونه نیمه‌گیردار کم‌تر از نمونه مفصلی باشد. بر اساس نتایج به‌دست‌آمده، حداکثر تغییر مکان نسبی ایجاد شده در طبقات در بیش‌ترین مورد (زلزله کوبه) ۸/۴ درصد اختلاف داشت که نسبتاً تأثیر قابل‌توجهی است.

لنگر خمشی ستون‌ها:

لنگر ایجاد شده در ستون‌ها یکی از مهم‌ترین عوامل مورد بررسی است، چراکه مفصلی یا نیمه‌گیردار بودن اتصالات تأثیر زیادی بر آن دارد. در ادامه نتایج به‌دست‌آمده برای لنگر ستون‌های طبقات ۱ و ۵ ارائه می‌شود. به‌منظور پیش‌گیری از طولانی‌شدن، فقط نتایج مربوط به زلزله منجیل ارائه می‌شود. اعداد ارائه‌شده برای هر ستون، لنگر خمشی بالای ستون را نشان می‌دهد. جدول (۹) لنگر خمشی ایجاد شده در بالای ستون‌های طبقه اول قاب‌های مفصلی و نیمه‌گیردار را تحت زلزله منجیل نشان می‌دهد. در این جدول برای هر ستون، مقادیر حداکثر لنگر مثبت و منفی و بازه بین این دو مشخص شده است. همچنین جدول (۱۰) نیز لنگر خمشی ایجاد شده در بالای ستون‌های طبقه پنجم قاب‌های مفصلی و نیمه‌گیردار را تحت زلزله منجیل نشان می‌دهد. در این جدول برای هر ستون، حداکثر لنگر مثبت و منفی ارائه شده است.

همان‌طور که ملاحظه می‌شود، مطابق انتظار لنگر خمشی ستون‌ها در قاب دارای اتصالات نیمه‌گیردار بیش‌تر از قاب مفصلی است. پیش از بررسی نتایج ستون‌ها تذکر چند نکته ضروری است؛ در قاب مورد بررسی، دو دهانه میانی قاب دارای مهاربند هستند، بنابراین از پنج ستون قاب، دو ستون طرفین (ستون‌های شماره

ستون‌های ۱، ۳ و ۵ طبقه پنجم که لنگر کم‌تری دارند (کم‌تر از ۱ (ton-m))، لنگر افزوده شده برجسته‌تر است.

لنگر پلاستیک مورد انتظار برای یک مقطع از رابطه (۴) به دست می‌آید.

$$M_{p,exp} = 1.1R_y F_y Z_x \quad (4)$$

که (R_y) نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم ثبت شده برای مصالح تیر است که این نسبت معمولاً ۱/۱ در نظر گرفته می‌شود؛ (F_y) حداقل تنش تسلیم ثبت شده برای مصالح تیر و (Z_x) اساس مقطع پلاستیک (مدول مقطع پلاستیک) تیر حول محور خمشی (محور x) است. در این پژوهش، برای چند مورد از ستون‌هایی که مقاطع ضعیفی داشته و لنگر افزوده شده آن‌ها در مقایسه با لنگر قبلی آن‌ها قابل توجه بود، با استفاده از رابطه (۴) لنگر پلاستیک مقطع محاسبه شد.

جدول ۱۰- حداکثر لنگرهای مثبت و منفی ایجاد شده در بالای

ستون‌های طبقه پنجم تحت زلزله منجیل

شماره ستون (از چپ به راست)	مفصلی	نیمه گیردار
	لنگر مثبت و منفی (kg-m)	لنگر مثبت و منفی (kg-m)
یک	۲۰۵	۲۱۳۵
	-۲۱۳	-۹۹
دو	۵۷۱۳	۷۰۸۱
	-۶۴۱۲	-۶۹۵۶
سه	۵۱۰	۱۸۱۳
	-۵۷۹	-۲۴۱۷
چهار	۵۵۲۶	۵۵۸۲
	-۶۶۰۴	-۸۶۱۳
پنج	۱۹۹	-۲۱۹
	-۲۱۸	-۲۴۴۸

لنگر پلاستیک این مقاطع بین ۱۳ تا ۴۳ (ton-m) بود؛ درحالی‌که لنگر این مقاطع پس از افزایش در بیش‌ترین حالت به حدود ۳ (ton-m) می‌رسد. بنابراین حتی ستون‌های ضعیف قاب نیز با افزایش لنگر ناشی از نیمه‌گیرداری اتصالات، به محدوده پلاستیک نزدیک نمی‌شوند. لذا از این نظر تغییر عمده‌ای در فرضیات طراحی رخ نمی‌دهد.

در قاب‌های مهاربندی فولادی، به علت عملکرد نیمه‌گیردار اتصالات، لنگر ایجاد شده در ستون‌ها، در واقعیت بیش از مقداری

یک و پنج هر طبقه) اتصالی با مهاربندها ندارند. مقطع این دو ستون نیز به طور قابل توجهی ضعیف‌تر از سایر ستون‌ها است. از میان سه ستون میانی (ستون‌های شماره دو، سه و چهار هر طبقه) مقاطع ستون‌های دو و چهار بسیار قوی و مقطع ستون‌های سه متوسط طراحی شده است. به همین سبب به طور کلی لنگر ایجاد شده در ستون‌های دو و چهار هر طبقه بسیار بیش‌تر از سایر ستون‌های همان طبقه بوده و لنگر ستون‌های طرفین (ستون‌های یک و پنج هر طبقه) بسیار کم است. به علت تقارن قاب، ستون‌های نظیر هم از طرفین، بارهای مشابهی دارند. طبیعی است که لنگر ستون‌های طبقات پایین بسیار بیش‌تر از طبقات بالا باشد. با عنایت به نکات بالا و بررسی مقادیر ارائه شده در جدول‌های (۹) و (۱۰) نتیجه‌گیری می‌شود در ستون‌هایی که مقادیر بالایی از لنگر خمشی را تحمل می‌کنند، تأثیر نیمه‌گیرداری اتصالات و افزایش لنگر به این علت دیده نمی‌شود. این مسئله در مورد ستون‌های شماره ۲ و ۴ طبقه اول صادق است. لنگر این ستون‌ها بیش از ۱۰ (ton-m) است و تأثیری از افزایش لنگر در نمونه نیمه‌گیردار دیده نمی‌شود.

جدول ۹- حداکثر لنگرهای مثبت و منفی ایجاد شده در بالای

ستون‌های طبقه اول تحت زلزله منجیل

شماره ستون (از چپ به راست)	مفصلی	نیمه گیردار
	لنگر مثبت و منفی (ton-m)	لنگر مثبت و منفی (ton-m)
یک	۰/۵۵	۲/۲۸
	-۰/۴۰	-۰/۱۴
دو	۵۱/۶۹	۷۶/۷۲
	-۲۵/۲۷	-۲۷/۸۲
سه	۱/۷۴	۹/۳۷
	-۱/۵۵	-۵/۲۸
چهار	۵۱/۴۷	۷۹/۶۶
	-۲۸/۰۱	-۳۲/۸۶
پنج	۰/۵۵	۲/۲۶
	-۰/۴۲	-۲/۴۷

در ستون‌هایی که مقدار لنگر خمشی زیاد نیست، تأثیر افزایش لنگر در اثر نیمه‌گیرداری اتصالات قاب، مشهود و بعضاً قابل توجه می‌شود. در ستون شماره ۳ طبقه اول و ستون‌های ۲ و ۴ طبقه پنجم که لنگر کم‌تر از ۱۰ (ton-m) است، افزایش لنگر در نمونه نیمه‌گیردار قابل مشاهده است. در ستون‌های ۱ و ۵ طبقه اول و



است که عموماً با فرض مفصلی بودن اتصالات در نظر می‌گیرند. در ستون‌هایی که لنگر بالایی را تحمل می‌کنند، این افزایش لنگر در مقابل لنگر قبلی ستون ناچیز و قابل چشم‌پوشی است. ولی در ستون‌هایی که لنگر زیادی ندارند، افزایش لنگر در مقایسه با لنگر قبلی قابل چشم‌پوشی نیست. بر اساس نتایج این تحقیق، ستون‌هایی با لنگر بیش از حدود (ton-m) ۱۵ چندان از نیمه‌گیرداری اتصالات متأثر نشدند. برای ستون‌هایی با لنگر کم‌تر از این مقدار، هرچه لنگر کم‌تر بود تأثیر بیش‌تری پذیرفتند. به‌صورت تقریبی میزان افزایش لنگر ستون‌ها در این تحقیق ۱/۵ تا (ton-m) ۳ بود. این مقدار افزایش لنگر، حتی ضعیف‌ترین مقاطع را نیز به محدوده پلاستیک نزدیک نمی‌کرد و لذا در فرضیات طراحی تأثیری نداشت.

لنگر خمشی دو انتهای تیرها:

در این قسمت تأثیر نیمه‌گیرداری اتصالات در ایجاد لنگر خمشی در دو انتهای تیرها بررسی می‌شود. مطابق انتظار لنگر خمشی دو انتهای تیرها در قاب مفصلی صفر یا نزدیک صفر بود. جدول (۱۱) حداکثر لنگر خمشی ایجادشده در دو انتهای تیرهای طبقات یک، پنج و ۱۰ قاب نیمه‌گیردار را برای زلزله‌های منجیل و کوبه نشان می‌دهد. این مقادیر حداکثر همواره مربوط به یکی از اتصالات دارای ورق گاست بودند. به‌طورکلی لنگر دو انتهای تیرها در محل اتصالات دارای ورق گاست نزدیک به دو برابر اتصالات بدون ورق گاست بود، لذا حداکثر لنگرهای ایجادشده در اتصالات بدون گاست تقریباً نصف مقادیر جدول (۱۰) است. لنگر خمشی دو انتهای تیرها در حالت مفصلی کامل، برابر صفر است و لذا بزرگی این مقدار در قاب با اتصالات نیمه‌گیردار، نشان‌دهنده میزان تأثیرگذاری این مسئله است. بر اساس نتایج فوق، حداکثر لنگرهای ایجادشده در دو انتهای تیرها در محل اتصالات دارای ورق گاست، بر حسب شماره طبقه و بارگذاری زلزله، حدوداً بین ۶/۵ تا (ton-m) ۱۳/۴ است که میزان قابل توجهی است و باید در نظر گرفته شود. قطعاً مقادیر لنگر در سایر نقاط تیر نیز با آنچه فرض می‌شود متفاوت است. در این پژوهش نیز ظرفیت پلاستیک مقطع بسیار بالاتر از لنگرهای اضافه‌شده است و لذا این لنگرها در طراحی تأثیرگذار نیستند.

جدول ۱۱- حداکثر لنگر ایجاد شده در دو انتهای تیرهای هر طبقه در قاب نیمه‌گیردار، تحت زلزله‌های منجیل و کوبه

زلزله	حداکثر لنگر ایجاد شده در دو انتهای تیرها (kg-m)		
	طبقه ۱	طبقه ۵	طبقه ۱۰
منجیل	۱۰۱۶۷	۷۲۳۲	۶۵۵۵
کوبه	۱۳۳۷۱	۷۲۹۵	۸۱۳۳

۴-۳ بررسی نتایج مدل‌سازی اتصال‌ها در Abaqus

در بخش ۲-۴ سه نوع اتصال در Abaqus شبیه‌سازی شده و نتایج لنگر و دوران آن‌ها در جدول‌های (۲) الی (۴) ارائه شد. برای تعیین وضعیت یک اتصال با توجه به داده‌های لنگر و دوران آن می‌توان از رابطه‌ای که در آیین‌نامه فولاد آمریکا ارائه شده کمک گرفت. این آیین‌نامه عامل «سختی مستقل نرمال» را برای اتصال‌ها معرفی نموده که سختی یک اتصال را از تأثیر سختی خمشی تیر متصل به آن مستقل می‌کند. این آیین‌نامه بر اساس مقدار به‌دست‌آمده برای این عامل، اتصالات را در سه دسته ساده، نیمه‌گیردار و گیردار دسته‌بندی می‌نماید. سختی مستقل نرمال از رابطه (۵) محاسبه می‌شود.

$$(5) \quad K_s = \left(\frac{I_b}{E_b \cdot I_b} \right) \cdot K_s = \text{سختی مستقل نرمال}$$

که $K_s = \frac{M_s}{\theta_s}$ سختی اتصال در شرایط بار بهره‌برداری است که از تقسیم لنگر اتصال بر دوران آن در این شرایط به‌دست می‌آید و (I_b) طول تیر و (E_b) و (I_b) به‌ترتیب مدول الاستیسیته و ممان اینرسی مصالح تیر هستند.

سختی مستقل نرمال، عددی بدون بعد و معیاری برای تعیین میزان گیرداری یک اتصال است. بر اساس فصل ۱۶-۱ آیین‌نامه فولاد آمریکا، اگر سختی مستقل نرمال کوچک‌تر مساوی ۲ باشد، اتصال ساده، اگر بین ۲ و ۲۰ باشد، اتصال نیمه‌گیردار و اگر بزرگ‌تر مساوی ۲۰ باشد، اتصال گیردار است.

با قراردادن لنگر و دوران به‌دست‌آمده از Abaqus برای اتصال‌ها در حالت بهره‌برداری (جدول‌های (۲) الی (۴))، مقادیر سختی مستقل نرمال برای هر اتصال قابل محاسبه است. به‌طور مثال با توجه به جدول (۲) برای حالت بدون گاست مقدار $K_s = \frac{11070}{0.0104} = 1064423 \text{ kg} - m$ به‌دست می‌آید که با جای‌گذاری مشخصات تیر، سختی مستقل نرمال برابر با ۰/۷۲ خواهد بود. بنابراین:



اتصال بدون ورق گاست: ۰/۷۲

اتصال دارای یک ورق گاست: ۲/۱۶

اتصال دارای دو ورق گاست: ۲/۵۵

بنابراین بر اساس نتایج این تحقیق و با استناد به آیین نامه فولاد آمریکا، اتصال بدون ورق گاست در دسته بندی اتصالات مفصلی قرار می گیرد. همچنین اتصالات دارای یک ورق گاست و دارای دو ورق گاست در دسته بندی اتصالات نیمه گیردار قرار می گیرند.

۵- نتیجه گیری

هدف این مطالعه، بررسی رفتار قاب مهاربندی با احتساب رفتار واقعی اتصالات گاست است. لذا تحقیق حاضر به دو بخش کلی تقسیم شد. در بخش نخست، هدف بررسی رفتار اتصال و تعیین میزان دقیق گیرداری آن است. برای این منظور از تحلیل هایی در نرم افزارهای Opensees و Abaqus استفاده شد. در بخش دوم تأثیر این گیرداری بر رفتار سازه سنجیده شد. خلاصه نتایج به شرح زیر است:

۱- اتصال تیر به ستون دارای ورق گاست، لنگر قابل توجهی را منتقل می کند و بر اساس آیین نامه فولاد آمریکا در دسته بندی اتصالات نیمه گیردار جای می گیرد.

۲- سختی جانبی قاب فولادی مهاربندی شده در حدی بالا است که نیمه گیرداری این اتصالات، نمی تواند بر روی سختی قاب و زمان تناوب آن تأثیر قابل توجهی داشته باشد و این مسئله قابل چشم پوشی است. تأثیرات در محدوده خطی و غیرخطی به ترتیب حداکثر حدود ۵ الی ۶ درصد است.

۳- به دلیل مشابه، در قاب مهاربندی شده، تأثیر نیمه گیرداری اتصالات بر روی عواملی نظیر تغییر مکان طبقات، تغییر مکان نسبی طبقات و نیروی جانبی قاب نیز قابل چشم پوشی است (به ترتیب حداکثر ۲/۷۸، ۸/۴ و ۱/۷۱ درصد متأثر شدند).

۴- در قاب مهاربندی شده، لنگر ستون ها تا حدی از نیمه گیرداری اتصالات متأثر می شود و در شرایطی که مقطع آن ها ضعیف بوده و برای لنگر کمی طراحی شده باشد، این افزایش لنگر برجسته می شود. با این حال، این افزایش لنگر برای مقاطع معمول به اندازه ای نیست که در فرضیات طراحی تأثیرگذار بوده و به محدوده پلاستیک مقطع نزدیک شود.

۵- در قاب های مهاربندی شده، نیمه گیرداری اتصالات باعث می شود لنگر های نسبتاً قابل توجهی در دو انتهای تیرها به وجود آید. اما برای مقاطع عادی، این لنگر افزوده شده، به لنگر پلاستیک مقطع نزدیک نیست و لذا تغییری در طراحی ها صورت نمی گیرد.

- beam-column connections", *Journal of Structural Engineering*, 137(7), pp.739-747
- [15] Chou, C.C., Liu, J.H., and Pham, D.H. (2012), "Steel buckling-restrained braced frames with single and dual corner gusset connections: seismic tests and analyses", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41, pp.1137-1156
- [16] Lai, J.W. (2012), "Experimental and analytical studies on the seismic behavior of conventional and hybrid braced frames", A dissertation for the degree of Doctor of Philosophy in Engineering - Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, CA, USA.
- [17] Cui, Y., Asada, H., Kishiki, S., and Yamada, S. (2012), "Ultimate strength of gusset plate connections with fillet welds", *Journal of Constructional Steel Research*, 75, pp.104-115
- [18] Rosenstrauch, P.L., Sanayei, M., and Brenner, B.R. (2013), "Capacity analysis of gusset plate connections using the Whitmore, block shear, global section shear, and finite element methods", *Engineering Structures*, 48, pp.543-557.
- [19] Fang, C., Yam, M.C.H., Cheng, J.J.R., and Zhang, Y. (2015), "Compressive strength and behaviour of gusset plate connections with single-sided splice members", *Journal of Constructional Steel Research*, 106, pp.166-183
- [20] Wang, P., Wang, Z., Pan, J., Zheng, Y., and Liu, D. (2019), "Cyclic behavior of steel beam to CFT column connections with gusset plates", *Advances in Civil Engineering*, 2019(1), pp.3798671.
- [۲۱] [قاسمی، ح. (۱۳۷۷)، "مطالعه تأثیر رفتار اتصالات نیمه‌گیردار بر رفتار سازه‌های فولادی"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران گرایش سازه، دانشکده فنی، دانشگاه تهران.
- [۲۲] [اصل عربی، غ. (۱۳۷۸)، "بررسی رفتار دینامیکی سازه‌های فولادی با اتصالات نیمه‌صلب"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران گرایش سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد.
- [۲۳] [فرشچی، ح.، سروقد مقدم، ع.، و احمدی جزینی، ر. (۱۳۹۰)، "بررسی تحلیلی-آزمایشگاهی اثر مقاومت اتصالات در قاب‌های مهاربند ضربردی"، عمران مدرس، دوره ۱۱، شماره ۴، ص: ۶۹-۸۲.
- [۲۴] [یادگاری، م. (۱۳۹۶)، "تأثیر سختی و گیرداری اتصال مفصلی در رفتار قاب‌های بادبندی فولادی"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران گرایش سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد رودهن.
- [۲۵] [دلاویز، آ.، محصولی، م.، و استکانچی، ه. (۱۳۹۹)، "اثر رفتار نیمه‌صلب اتصال تیر به ستون در قابلیت اعتماد قاب فولادی"، دوازدهمین کنگره ملی مهندسی عمران، ۷ و ۸ خرداد ۱۳۹۹، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز، ایران.
- [1] Astaneh-Asl, A. (1982), "Cyclic behavior of double angle bracing members with end gusset plates", The University of Michigan, Report No. UMEE 82R7, pp.249-256.
- [2] Astaneh-Asl, A., and Goel, S.C. (1984), "Cyclic in-plane buckling of double angle bracing", *Journal of Structural Engineering*, 110(9), pp.2036-2055.
- [3] Astaneh-Asl, A., Goel, S.C., and Hanson, R.D. (1985); "Cyclic out-of-plane buckling of double angle bracing", *Journal of Structural Engineering*, 111(5), pp.1135-1153.
- [4] American Institute of Steel Construction (2023). 16th Edition, Second Printing.
- [5] Johnson, S.M. (2005), "Improved seismic performance of special concentrically braced frames", Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, Washington.
- [6] Herman, D. (2007), "Further improvements on and understanding of special concentrically braced frame systems", Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, Washington.
- [7] Kotulka, B. (2007), "Analysis for a design guide on gusset plates used in special concentrically braced frames", Thesis for Master of Science in Engineering, Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, Washington, USA.
- [8] Lehman, D.E., Roeder, C.W., Herman, D., Johnson, S.M., and Kotulka, B. (2008), "Improved seismic performance of gusset plate connections", *Journal of Structural Engineering*, 134(6), pp.890-901.
- [9] Roeder, C.W., Lehman, D.E., and Yoo, J.H. (2005), "Improved design of steel frame connections", *International Journal of Steel Structures*, 5(2), pp.141-153.
- [10] Yoo, J.H., Lehman, D.E., and Roeder, C.W. (2008), "Influence of connection design parameters on the seismic performance of braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 64(6), pp.607-623.
- [11] Nascimbene, R., Rassati, G.A., and Wijesundara, K.K. (2012), "Numerical simulation of gusset plate connections with rectangular hollow section shape brace under quasi-static cyclic loading", *Journal of Constructional Steel Research*, 70, pp.177-189.
- [12] Salawdeh, S., English, J., Goggins, J., Elghazouli, A.Y., Hunt, A., and Broderick, B.M. (2017), "Shake table assessment of gusset plate connection behaviour in concentrically braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 138, pp.432-448.
- [۱۳] [عبادی، پ.، و آرونی، م. (۱۳۹۹)، "اثر اتصالات انتهایی مهاربندها (گاست‌پلیت‌ها) در نحوه توزیع نیروها در ستون‌ها در طراحی مهاربندهای ضربردی با فولاد نرم"، کنفرانس بین‌المللی مهندسی عمران، معماری، توسعه و بازآفرینی زیرساخت‌های شهری در ایران، تهران، ایران.
- [14] Stoakes, C.D., and Fahnstock, L.A. (2011), "Cyclic flexural testing of concentrically braced frame

[۲۶] اصغری، ا. (۱۳۹۵)، "بررسی شکل‌پذیری قاب‌های فولادی مهابندی‌شده ضربه‌پذیری واقع در دو دهانه میانی مجاور هم"، نشریه مهندسی عمران فردوسی، سال بیست و هفتم، شماره ۲، ص ۷۴-۵۷.

[۲۷] استاندارد ۲۸۰۰ (۱۳۹۴)، آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (ویرایش چهارم)، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی.



Journal of
Steel & Structure

Journalisss.ir

