



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: دکتر مجید جمال امید

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

نشریه علمی و پژوهشی

سازه و فولاد

نشانی:

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

تلفن:

۸۸۳۸۴۱۹۹

پایگاه اینترنتی:

www.issss.ir
www.journalissss.ir

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

info@issss.ir

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

سازه و فولاد

اعتبار علمی و پژوهشی

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

سال نوزدهم - شماره‌ی بیست و ششم

پائیز و زمستان ۱۳۹۸

مقالات این مجله در پایگاه‌های ذیل نمایه می‌شوند:

۱. پایگاه استنادی علوم جهان اسلام (ISC) <http://www.srlst.com>

۲. پایگاه اطلاعات جهاد دانشگاهی (SID) <http://www.SID.ir>

۳. بانک اطلاعات نشریات کشور (Magiran) <http://www.magiran.com>

فهرست

انجمن سازه‌های فولادی ایران ۲

ارزیابی اثر جنس مصالح بر رفتار پس از آتش اتصالات صلب پیچی با ورق انتهایی ۵

Evaluation of steel material effect on post-fire behavior of end plate connections

محمد جواد نجارنصب، نوید سیاه پلو، روح الله راهنورد

بررسی تأثیر انواع بازشو و سخت کننده بر روی پاسخ دینامیکی صفحه‌های FGM تحت بارهای انفجاری ۱۷

A Survey of the Effect of Opening and Stiffener on Dynamic Response of FGM Plates under Blast Loads

رضا جمعه منظری، فرزاد شهبان مقدم

بررسی تجربی عملکرد لرزه ای چشمه اتصال ستونهای با مقطع جعبه ای شکل ساخته شده با اتصال کنج جوشی ۳۳

Experimental assessment of seismic performance of panel zone in built-up box columns with corner welded joints

علی یگانه فر، حمیدرضا غلامیان، بهنام مهرپرور، فرزاد حداد شرق

تأثیرگذاری دینامیکی کمربند سخت کننده پیرامونی در رفتار لرزه ای ساختمان های بلند فولادی با اسکلت قاب

محیطی مهاربندی شده ۴۱

Dynamic Effects of Belted Truss on Seismic Behavior of Steel Tall Buildings with Braced Tube Skeleton

محدثه صادق پور، افشین مشکوه الدینی

تحلیل غیرخطی پاسخ لرزه ای سازه های مستقر بر نهشته های سطحی و عمیق با در نظر گرفتن اثر خصوصیات ساختگاه

و محتوای فرکانسی ۵۹

Nonlinear Analysis of Seismic Response Considering the Effects of Site Characteristics and Frequency Content for Shallow and Deep Deposits

اشکان خدابنده لو، وحید علیقلی زاد کردلری

تعیین و حل معادله مشخصه کمانش خمشی سوله‌های دو دهانه با تکیه‌گاه‌های مفصلی برای حالت آزاد در برابر حرکت

جانبی ۷۷

Determination and Solving of Characteristic Equation of Flexural Buckling of Two-bay Gable Frames with Hinged Bases for State of Free to Sway

علی اصغر صفوی، عباس حق الهی

مقایسه عملکرد لرزه‌ای اتصالات خمشی WUF-W و RBS در ستونهای قوطی شکل تحت پروتکل های بارگذاری SAC و

ATC-24 ۹۱

Comparing Seismic Performance of WUF-W & RBS Moment Connections in Box-Section Columns Under SAC & ATC-24 Loading Protocols

محمد حسنی سوخته سرایی، مهدی قاسمیه، سید رسول میرقادری

شیوه نگارش ۹۹

فرم عضویت ۱۰۰

به نام خالق هستی

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

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

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

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

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

انجمن سازه‌های فولادی ایران



ارزیابی اثر جنس مصالح بر رفتار پس از آتش اتصالات صلب پیچی با ورق انتهایی

محمدجواد نجارنصب^۱، نوید سیاه پلو^{۲*}، روح اله راه نورد^۳

۱- دانش آموخته کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، اهواز

۲- استادیار، مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، اهواز

۳- دانش آموخته کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، اهواز

* اهواز، صندوق پستی ۱۳۶-۶۱۳۵۵، siahpolo@acecr.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۳/۱۶، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۸/۰۳/۰۴)

چکیده

اتصال تیر به ستون نقش بسیار مهمی در رفتار سازه‌های فولادی تحت بارهای مختلف دارد. اتصال صلب در قاب‌های خمشی فولادی، نقش ویژه‌ای در رفتار این سازه‌ها دارد. همچنین مقاومت و پایداری این اتصالات تحت اثر آتش‌سوزی می‌تواند حائز اهمیت باشد. در این میان، جنس فولاد مصرفی در اتصال بسیار مهم و بررسی آن ضروری به نظر می‌رسد. در این مقاله رفتار ۹ اتصال خمشی فولادی با ورق انتهایی فولادی تحت اثر حرارت‌های مختلف با استفاده از روش اجزاء محدود و با بکارگیری نرم‌افزار ABAQUS ارزیابی شده‌اند. این اتصالات بر اساس سه نوع فولاد طراحی، مدل سازی و تحلیل شده‌اند. روش مدل‌سازی عددی با استفاده از نتایج مدل‌های آزمایشگاهی در محدوده‌های الاستیک و پلاستیک رفتار اتصال صحت سنجی شده است. تحلیل‌های عددی با در نظر گرفتن اثرات غیرخطی هندسی و غیرخطی مصالح انجام پذیرفته است. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که استفاده از سخت کننده ظرفیت اتصال و عملکرد آن را تحت اثر حرارت بهبود می‌بخشد. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که شیب کاهش ظرفیت خمشی در اتصالات با سخت کننده در همه دماهای وارده، ملایم و تقریباً ثابت است. هرچند مشاهده شد که شیب کاهش ظرفیت اتصال با و بدون سخت شونده که با فولاد کم مقاومت طراحی شده از دمای ۸۰۰ تا ۹۰۰ درجه از سایر اتصالات کمتر است، که نشانگر عملکرد بهتر این اتصال است.

واژگان کلیدی

فولاد پرمقاومت، اتصال با ورق انتهایی، ظرفیت خمشی، دوران اتصال

Evaluation of Steel Material Effect on Post-Fire Behavior of End Plate Connections

M.J. Najarnasab, N. Siahpolo, R. Rahnavard

Abstract

A beam-to-column connection has a significant role in the behavior of steel structure under the effect of verity loads. Rigid connection in steel moment frame has a special role in the behavior of these structures. Moreover, the fire resistance of these connections can be important. Among these parameters, steel material used in the connection is important and its investigation seems necessary. In this article, the behavior of 9 steel moment end-plate connections under the effect of various degrees of temperatures was studied using finite element methods through ABAQUS software. The connections have been designed, modeled and analyzed using three types of steel materials. The models verified by the use of an experimental model through elastic and plastic amplitudes up to collapse and during numerical results, the effect of large deformation in the nonlinear region has also been considered. The results of this study show that using of the stiffeners improves connection capacity and performance. The results of this study show that declined slope of moment capacity of connection with stiffener coming in all temperatures and is almost smooth and constant. However, it observed that the declined slope of moment capacity of connection with and without stiffener which designed with low strength steel was less than other connections during 800 to 900 degree which shows better performance of this connection.

Keywords

High strength steel, Endplate connection, Moment capacity, Connection rotation



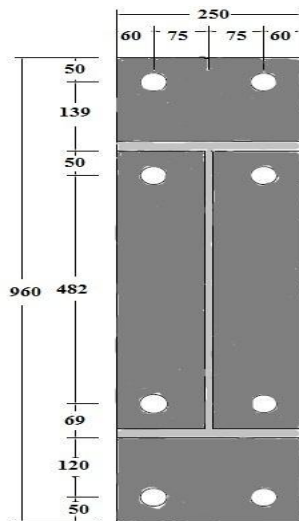
وظیفه‌ی عمده اتصالات انتقال نیروها از تیر به ستون و تحمل این نیروها است. بسیاری از طراحان برای محاسبه و طراحی اتصالات از یک سری ساده‌سازی‌ها استفاده می‌کنند که اتصال را ساده، نیمه صلب و یا گیردار فرض می‌کنند. اگرچه این ساده‌سازی‌ها تحلیل و طراحی را به صورت قابل ملاحظه‌ای آسان می‌کند ولی در واقعیت، رفتار این اتصالات از نظر درصد گیرداری همیشه دارای مقداری بین این حدود است، مثلاً اکثر اتصالاتی که ساده فرض می‌شوند، دارای سختی دورانی و اتصالات صلب نیز دارای اندکی انعطاف پذیری هستند.

این روش‌های طراحی برای حالت‌های اتصال در دمای معمولی می‌تواند مناسب باشد، ولی زمانی که آتش‌سوزی اتفاق می‌افتد، رفتار اتصالات تغییر یافته و تاثیر بیشتری بر رفتار سازه می‌گذارد و اگر رفتار اتصال در چنین مواقعی به درستی بررسی نگردد، ممکن است اعتبار طراحی از بین رفته و به دنبال آن آسیب‌های جدی به سازه وارد شود. بعد از حادثه‌ی برج‌های تجارت جهانی و برخورد هواپیمای گول پیکر به ساختمان‌ها، می‌توان دریافت که علی‌رغم اینکه این ساختمان‌ها برای بارهای بسیار شدید طراحی شده بودند و در برابر بار ناشی از برخورد هواپیمای گول پیکر مقاومت نشان دادند ولی در برابر حرارت ناشی از انفجار بعد از آن ضعیف عمل کردند و ساختمان‌ها فرو پاشیدند [۱ و ۲].

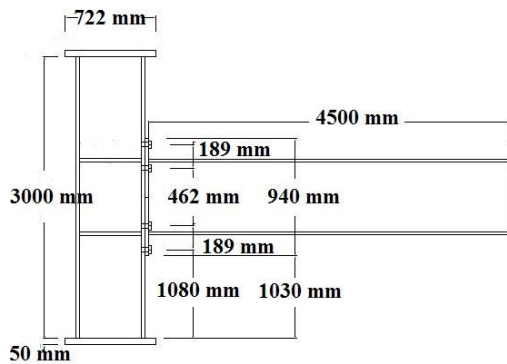
در گذشته بسیاری از محققین بر روی اثر آتش و حرارت بر سازه‌های فولادی مطالعاتی انجام داده‌اند و حاصل کار آن‌ها چندین تست آزمایشگاهی بوده است ولی به علت هزینه بر بودن این آزمایش‌ها و همچنین نبودن امکانات کامل آزمایشگاهی، استفاده از روش‌های عددی اجتناب ناپذیر بوده است. Daryan و همکارانش (۱۳۹۱) آزمایشاتی در مورد اتصالات ساده با نبشی نشمین، در دو حالت جوش شده و پیچ شده انجام داده‌اند [۳-۵]. Lawson (۱۹۹۰) به بررسی آزمایشگاهی اتصال صلب فولادی تحت اثر آتش پرداخت. نتایج او نشان داد که رفتار اتصال با پوشش بتن بر ناحیه اتصال در برابر آتش بهبود می‌یابد [۶]. Rahnavaad و همکارانش (۲۰۱۴ تا ۲۰۱۹) به بررسی عددی سه نوع اتصال صلب رایج فولادی شامل اتصال پیچی با صفحه انتهایی^۱، اتصال با ورق پوششی پیچ شده^۲ و اتصال با سپری پیچ شده^۳ پرداختند و نحوه‌ی مدل‌سازی حرارت را در نرم افزار اجزای محدود Abaqus [۷] بیان نمودند. نتایج پژوهش ایشان نشان داد که صفحه انتهایی و اتصال با سپری پیچ شده

نسبت به اتصال با ورق پوششی پیچ شده دوام بیشتری دارد [۸-۱۶]. Garlock و Selamet (۲۰۱۰) با استفاده از مدل‌سازی عددی به بررسی اتصال ساده فولادی پرداختند. مطالعات او نشان داد که مقاومت پیچ‌ها و قطر سوراخ‌ها در رفتار اتصالات ساده فولادی بسیار حائز اهمیت است [۱۷]. Karogelopoulos و Drosopoulos (۲۰۱۲) با استفاده از نرم افزار اجزای محدود Abaqus یک اتصال صلب پیچی با صفحات انتهایی را مدل‌سازی کرد و تاثیر پارامترهایی همچون بارهایی مکانیکی، مقاومت پیچ‌ها، ضریب اصطکاک و سوراخ‌های پیچ را مورد ارزیابی قرار داد [۱۸]. Silva و Santiago (۲۰۰۶) چندین مدل آزمایشگاهی از اتصال صلب با صفحه انتهایی ساختند و مود خرابی و تغییر مکان وسط تیر را در این مدل‌ها با هم مقایسه کردند [۱۹]. Memari و همکارانش (۲۰۱۵) به بررسی اتصالات با مقطع بال کاهش یافته تحت اثر حرارت پرداختند. ایشان ابتدا سازه را تحت اثر زلزله سپس آن را تحت اثر حرارت مورد ارزیابی قرار دادند [۲۰]. در سال‌های اخیر تحقیقاتی بر روی اثر رفتار اتصالات بعد از حرارت نیز انجام شده است [۲۱-۲۹]. XuHong و همکارانش (۲۰۱۵) رفتار پس از حرارت را برای اتصال با ورق انتهایی پیچ شده با چند مدل آزمایشگاهی را بررسی کردند. ایشان فولاد با مقاومت بالا را برای این تحقیق بررسی کردند [۲۱]. Turk و همکارانش (۲۰۰۷) رفتار قاب‌های فولادی تحت اثر حرارت را بررسی کردند. نتایج ایشان اهمیت ستون‌های مختلف و عملکرد هرکدام از ستون‌ها را در قاب فولادی تحت اثر آتش بیان می‌کند [۲۲]. Suleiman و همکارانش (۲۰۱۷) به بررسی اتصال مفصلی با نبشی پیچ شده به جان تیر در یک طرف تحت اثر حرارت پرداختند. ایشان به بررسی انواع مودهای خرابی در این نوع اتصالات پرداختند [۲۳].

در گذشته مطالعات زیادی در خصوص هندسه و نحوه چینش پیچ‌ها در اتصال با ورق انتهایی صورت گرفت که عمدتاً در حین آتش‌سوزی مورد ارزیابی قرار گرفتند. از نواقص مطالعات قبلی می‌توان به عدم بررسی جنس مصالح فولادی بر رفتار این اتصالات حین و بعد از آتش می‌باشد. در این مطالعه با استفاده از روش اجزای محدود و با به کارگیری نرم افزار Abaqus اتصالات فولادی با ورق انتهایی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. از آنجایی که جزئیات هندسی و جنس مصالح اتصال با ورق انتهایی تاثیر مهمی بر روی رفتار این اتصال تحت اثر حرارت (بعد از آتش‌سوزی) دارد لذا بررسی دقیق آن



شکل ۲- ابعاد ورق انتهایی (میلی متر)



شکل ۳- هندسه مدل‌ها

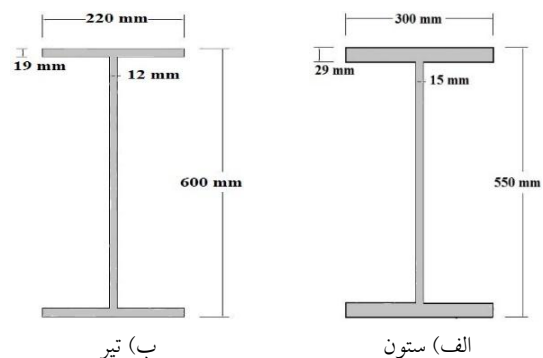
جدول ۱- جزئیات مدل‌ها

شماره مدل	نام مدل	ضخامت ورق انتهایی (میلی متر)	گرید فولاد ورق انتهایی	ضخامت سخت کننده (میلی متر)
۱	4E-TH30-Q345	۳۰	Q345	-
۲	4ES-Th18-Q345	۱۸	Q345	۱۰
۳	4E-Th20-S690	۲۰	S690	-
۴	4E-Th25-S690	۲۵	S690	-
۵	4E-Th35-S690	۳۵	S690	-
۶	4ES-Th20-S690	۲۰	S690	۱۰
۷	4ES-Th13-S690	۱۳	S690	۱۰
۸	4E-Th18-S960	۱۸	S960	-

ضروری به نظر می‌رسد. در این مطالعه روش مدل‌سازی با جزئیات کامل شرح داده شده است. کلیه اتصالات مورد نظر در این مقاله برای یک لنگر یکسان طراحی شده اند و اثر جنس مصالح فولادی بر ظرفیت خمشی و دوران اتصال تحت اثر حرارت بررسی می‌شود. هم چنین اثر سخت کننده بر رفتار اتصالات بررسی می‌گردد.

۲- مدل‌سازی اجزای محدود

برای بررسی دقیق اثر حرارت بر اتصالات پیچی فولادی از روش اجزای محدود استفاده گردیده است. نرم افزار اجزای محدود Abaqus برای انجام این کار بسیار مناسب است، هرچند مدل‌سازی نمونه‌های با پیچیدگی هندسی بسیار دشوار می‌باشد. با توجه به اینکه حرارت در سازه‌های ساخته شده اتفاق می‌افتد، لذا لازم است اتصالات پیچی قبل از مدل‌سازی طراحی گردد. در این مطالعه ابتدا کلیه اتصالات با توجه به الزامات آیین‌نامه‌ای [۳۰ و ۳۱] طراحی سپس با نرم افزار Abaqus مدل‌سازی شده‌اند. در این مطالعه تمامی مدل‌ها برای ظرفیت خمشی یکسان طراحی شده است. در کلیه مدل‌ها، طول تیر و ارتفاع ستون به ترتیب ۹ و ۳ متر است. ابعاد هندسی تیر و ستون و جزئیات ورق انتهایی به ترتیب در شکل (۱) و (۲) نشان داده شده است. به علاوه در شکل (۳) هندسه جانبی مدل‌ها شامل طول تیر و ارتفاع ستون برای مدل‌سازی عددی نمایش داده شده است. هم چنین برای راستی آزمایشی نتایج، مدل عددی بر اساس نمونه آزمایشگاهی ساخته شده است. در نمونه صحت سنجی مرجع [۲۹] برای مدل سازی تیر از مقطع HW300x300 و ستون‌ها HW400x400 استفاده شده است. هم چنین جزئیات کلیه مدل‌های مورد ارزیابی در این پژوهش در جدول (۱) آمده است. در جدول (۱) مدل‌های با سخت کننده (4ES) و بدون سخت کننده (4E) با ضخامت ورق انتهایی (TH) و نوع فولاد استفاده شده (به عنوان مثال Q345) نشان داده شده است.



شکل ۱- ابعاد هندسی مدل‌های تحقیق

۲-۱- جزئیات مدل‌سازی

در این مطالعه ۹ نمونه اتصال با ورق انتهایی پیچ شده با و بدون سخت کننده مورد ارزیابی قرار می‌گیرد که تحت ۴ نوع حرارت محیط (۲۰ درجه)، ۶۰۰، ۸۰۰ و ۹۰۰ درجه قرار می‌گیرند. خصوصیات مصالح و ضخامت ورق انتهایی در مدل‌ها متغیر است هرچند که کلیه مدل‌ها برای ظرفیت خمشی یکسان طراحی شده است. تمامی قطعات تیر، ستون و پیچ‌ها به صورت سه بعدی و با ابعاد واقعی با استفاده از المان شش وجهی C3D8T مدل‌سازی شده‌اند. این المان دارای هشت گره است که هر گره سه درجه آزادی انتقالی دارد. برای آنالیز این مدل‌ها از تحلیل استاتیکی ترکیبی حرارت-جابجایی^۴ استفاده شده است که برای تحلیل مسایل حرارت بسیار مناسب است [۱۶-۱۰].

۲-۲- خصوصیات مصالح

خصوصیات مدل شامل خاصیت غیرخطی مصالح، رفتار غیرخطی هندسی و تحلیل غیرخطی می‌باشد. در استفاده از تمام اجزاء فولادی از خاصیت الاستو-پلاستیک مصالح استفاده شده است. خاصیت غیر خطی مصالح در Abaqus مستلزم بهره‌گیری از تنش واقعی متناظر با کرنش حد پلاستیک از رابطه تنش-کرنش مهندسی است. برای تعریف نمودار تنش-کرنش هر تعداد نقطه می‌تواند استفاده شود. بنابراین می‌توان با تقریب خوبی به رفتار واقعی مصالح دست یافت. رفتار مصالح تا حد تنش تسلیم به صورت الاستیک است. پس از آن وارد فاز سخت شدگی کرنشی تا حد رسیدن به تنش نهایی می‌شوند. حد مرحله الاستیک نمودار تنش-کرنش از طریق منوی Elastic تعریف می‌شود. که در آن مدول یانگ برابر است با $2/1 \times 10^5$ نیوتن بر میلی متر مربع و ضریب پواسون برابر است با ۰/۳ است. بخش پلاستیک نمودار تنش-کرنش فولاد از طریق منوی Plastic تعریف می‌شود. هم چنین کاهش ضریب الاستیسیته مصالح و نمودار تنش-کرنش ناحیه پلاستیک با دما در نظر گرفته شده است [۱۶-۱۰]. هم چنین ضریب افزایش طول متناسب با تغییرات دمای مدل در نظر گرفته شده است. در این مطالعه از فولاد Q345، S690 و S960، براساس استاندارد Eurocode-3 [۳۰] در تمام اجزاء سازه‌ای استفاده گردیده است. جدول (۲) خصوصیات مکانیکی این نوع فولادها را نشان می‌دهد.

۲-۳- شرایط مرزی و مش بندی

در این مطالعه برای تعریف شرایط مرزی، دو انتهای ستون به صورت گیردار تعریف شده است. این تکیه‌گاه از جابجایی

جدول ۲- خصوصیات مکانیکی مصالح [۲۹]

مصالح	مدول الاستیسیته (مگاپاسکال)	تنش تسلیم (مگاپاسکال)	تنش نهایی (مگاپاسکال)
Q345	۲۱۰۰۰۰	۳۴۵	۴۳۲
S690	۲۱۰۰۰۰	۶۹۰	۸۱۰
S960	۲۱۰۰۰۰	۹۶۰	۱۱۱۰

گره‌های سطح مقطع دو انتهای ستون جلوگیری می‌کند. از آنجایی که به دلیل تقارن نیمی از نمونه مورد نظر مدل‌سازی شده است، لذا انتهای تیر نیز تکیه‌گاه متقارن XSYMM استفاده شد (شکل (۴)). این تکیه‌گاه، جابجایی را در جهت طولی تیر محدود کرده و حالت تقارن را برای مدل ایجاد می‌کند.

جهت مشخص کردن اندازه مش در هر یک از بخش‌های سیستم مورد مطالعه، آنالیز حساسیت مش انجام گردید. جهت این امر اندازه‌ی مش در بخش‌های مختلف سیستم مورد مطالعه تغییر داده شد و برای تغییرات مذکور نمودار لنگر-دوران بدست آمد. برای مقایسه نتایج آنالیز حساسیت مش نمودار لنگر دوران در شماره مورد ۱ تا ۴ مطابق جدول (۳) با نمونه آزمایشگاهی مقایسه شد. با توجه به خطاهای به دست آمده در جدول (۳)، اندازه مش بندی بر اساس حالت شماره ۳ برای کلیه مدل‌ها تعیین گردید. هم‌چنین نوع المان مش بندی سازه مطابق المان‌های گفته شده در قسمت قبل انجام گردید.

جدول ۳- ابعاد مش و آنالیز حساسیت

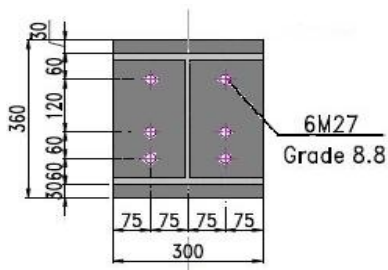
شماره مورد	حداقل اندازه مش (میلی متر)			خطا (درصد)
	تیر	ستون	پیچ	
۱	۶۰	۶۰	۲۰	۱۵
۲	۳۰	۳۰	۱۰	۱۲
۳	۵	۵	۵	۲/۵
۴	۳	۳	۳	۲/۵

شکل (۴) نمونه مدل عددی ساخته شده براساس مرجع [۲۹] را نشان می‌دهد. هم چنین مش بندی نمونه عددی در شکل (۵) نشان داده شده است.

۲-۴- صحت سنجی

انجام مدل آزمایشگاهی با مقیاس واقعی جهت ارزیابی رفتار اتصالات مشکل و بسیار هزینه بردار است. روش اجزای محدود یک گزینه‌ی مناسب جهت بررسی اتصالات پیچی است که



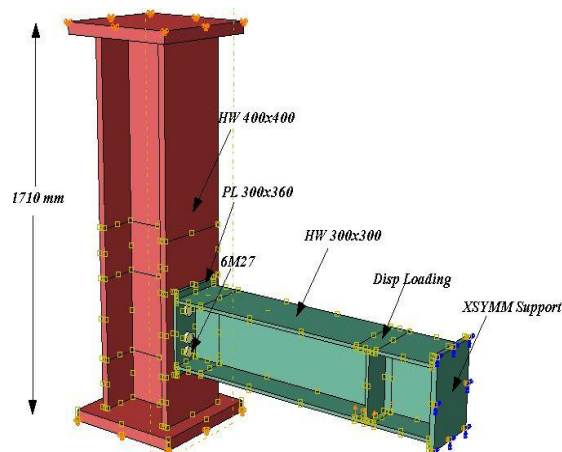


شکل ۷- جزئیات ورق انتهایی (میلی متر) [۲۹]

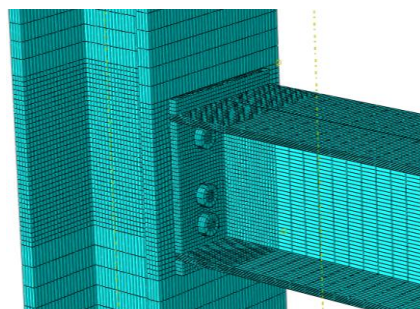
در مدل آزمایشگاهی ابتدا به اتصال تا از دمای محیط (۲۰ درجه) نرخ افزایش حرارت ۱۰ درجه در دقیقه به صورت پیوسته حرارت وارد می‌شود تا زمانی که حرارت ۵۵۰ درجه اعمال شود. بعد از رسیدن به دمای ۵۵۰ درجه دمای حرارت ثابت می‌ماند، سپس اعمال حرارت متوقف می‌شود و اتصال شروع به سرد شدن می‌کند تا مجدداً به دمای محیط می‌رسد. پس از آن به وسیله جک هیدرولیکی تا لحظه گسیختگی به انتهای تیر جابجایی وارد می‌شود. شکل (۸) مقایسه تغییر شکل مدل عددی و نمونه آزمایشگاهی [۲۹] در پایان بارگذاری را نشان می‌دهد. همانگونه که مشاهده می‌شود نحوه تغییر شکل در کلیه قطعات نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی مشابه و نزدیک بهم است. هم‌چنین شکل (۹) مقایسه نمودار لنگر-دوران را برای مدل عددی و آزمایشگاهی نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که حداکثر لنگر در مدل عددی و نمونه آزمایشگاهی به ترتیب ۲۴۵ و ۲۵۰ کیلو نیوتن-متر می‌باشد که نشانگر اختلاف ۲/۵ درصدی است. هم‌چنین حداکثر لنگر برای هر دو مدل عددی و آزمایشگاهی در دوران ۲۲۰ میلی‌رادیان رخ داده است. بنابراین این مدل دارای دقت کافی جهت انجام تحلیل اتصالات تحت اثر حرارت می‌باشد. هم‌چنین برای مطالعه بیشتر روش راستی‌آزمایی و صحت‌سنجی مدل‌های بیشتر، می‌توان به مرجع [۱۱] مراجعه نمود.

۳- تحلیل و بررسی نتایج

در این مطالعه چندین اتصال با ورق انتهایی پیچ شده با و بدون سخت کننده مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. خصوصیات مصالح و ضخامت ورق انتهایی در مدل‌ها متغیر است، هرچند که کلیه مدل‌ها برای ظرفیت خمشی یکسان طراحی شده است.

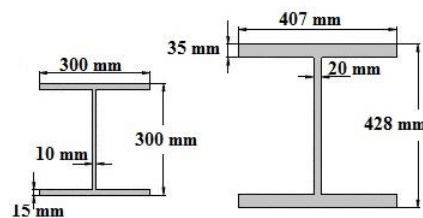


شکل ۴- نمونه مدل عددی ساخته شده بر اساس [۲۹]



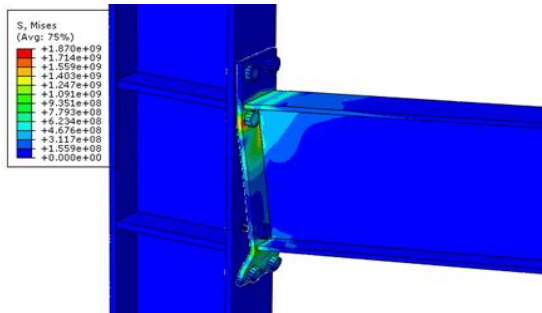
شکل ۵- مش بندی مدل عددی

با استفاده از آن می‌توان انواع این مدل‌ها را تحت اثر حرارت ارزیابی کرد. از این رو برای صحت‌سنجی مدل‌های مورد نظر در این مطالعه، یک نمونه آزمایشگاهی مطابق شکل (۴) در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی گردید. این مدل بر اساس اتصال استفاده شده در آزمایش Qiang و همکارانش [۲۹] مدل گردیده است. اندازه مقطع ستون و تیرها برابر با HW400x400 و HW300x300 می‌باشد. شکل (۶) جزئیات مقاطع تیر و ستون مدل آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. هم‌چنین شکل (۷) جزئیات ورق انتهایی و محل قرارگیری پیچ‌ها را نشان می‌دهد [۲۹].

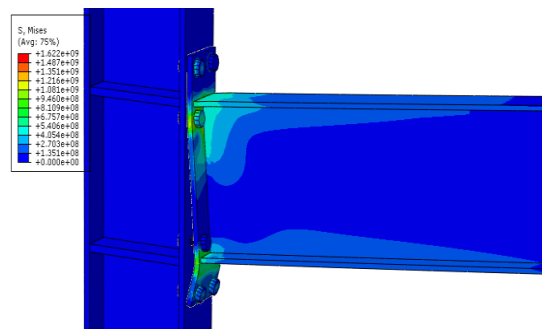


شکل ۶- جزئیات مقطع ستون و تیر [۳۲]

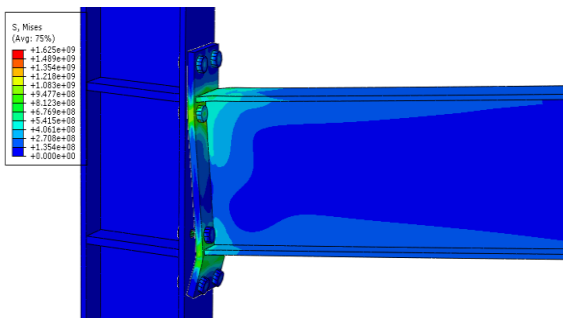
می‌شود حداکثر تنش فون مایسز در مدل با ضخامت ۲۰ میلی‌متر (مدل ۴) ۱۸۷۰ مگاپاسکال بوده و از بقیه نیز بیشتر است. به عبارت دیگر با افزایش ضخامت ورق در هر دو مدل ۴ و ۵ نسبت به مدل ۳، تنش فون مایسز ۱۶٪ کاهش یافته است. هم چنین مشاهده می‌شود که با افزایش ضخامت ورق تغییر شکل ورق انتهایی در ناحیه اتصال با بال تحتانی تیر کمتر شده است.



الف) مدل 4E-Th20-S690



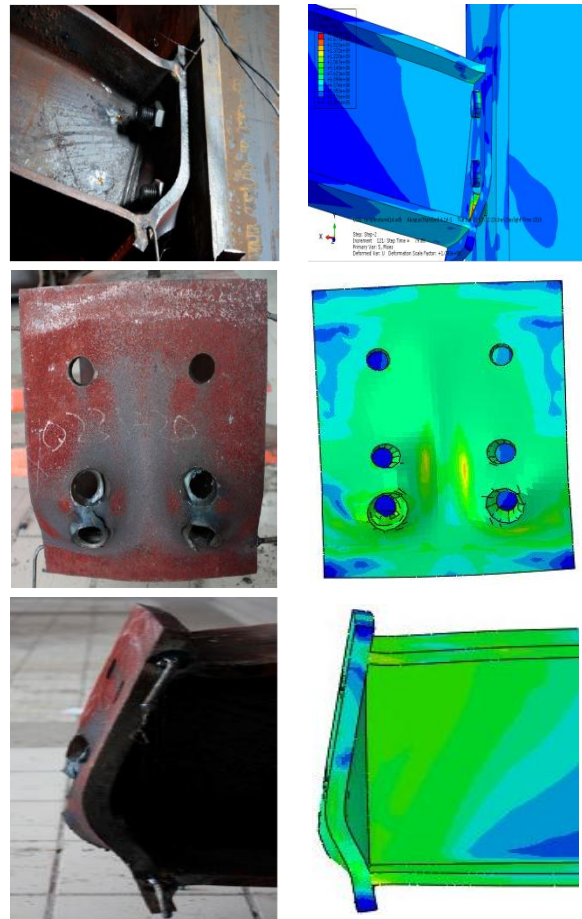
ب) مدل 4E-Th25-S690



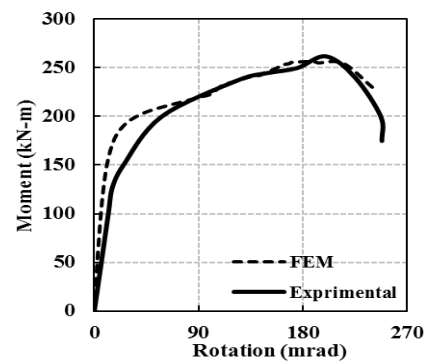
ج) مدل 4E-Th35-S690

شکل ۱۰- تنش فون مایسز

شکل (۱۱) مقایسه معیار فون مایسز در اتصال با ورق انتهایی برای دو حالت با و بدون سخت کننده با مصالح Q345 (مدل ۱ و ۲) را تحت حرارت ۶۰۰ درجه نشان می‌دهد. البته باید توجه شود که این دو برای یک بار یکسان طراحی شده‌اند. همانگونه که مشاهده می‌شود حداکثر تنش در مدل بدون سخت



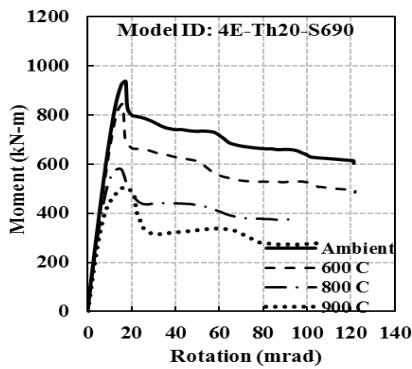
شکل ۸- مقایسه تغییر شکل در مدل عددی و آزمایشگاهی [۲۲]



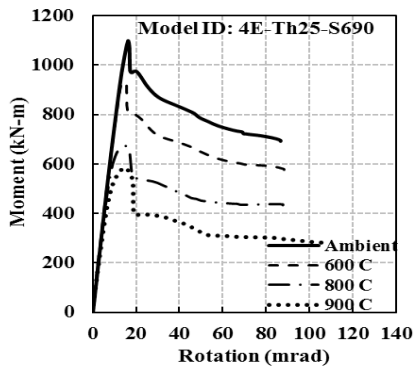
شکل ۹- مقایسه نمودار لنگر-دوران در مدل عددی و آزمایشگاهی [۲۹]

۳-۱- تنش و تغییر شکل اتصال

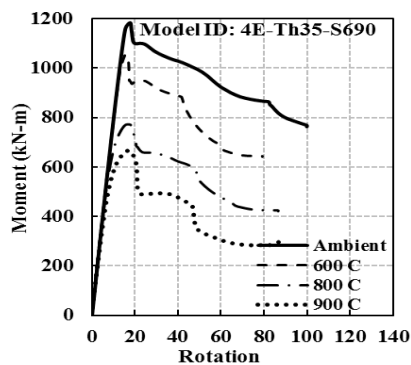
در این بخش توزیع تنش، اندازه تنش و تغییر شکل مدل‌ها مورد ارزیابی و مقایسه قرار می‌گیرد. شکل (۱۰) معیار فون مایسز برای مدل با ورق انتهایی پیچ شده بدون سخت کننده با مصالح S690 در سه ضخامت ۲۰، ۲۵ و ۳۵ (مدل‌های شماره ۳، ۴ و ۵) را تحت حرارت ۶۰۰ درجه نشان می‌دهد. همانگونه که مشاهده



الف) مدل 4E-Th20-S690



ب) مدل 4E-Th25-S690

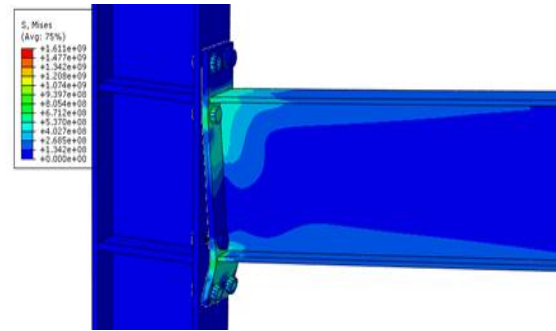


ج) مدل 4E-Th35-S690

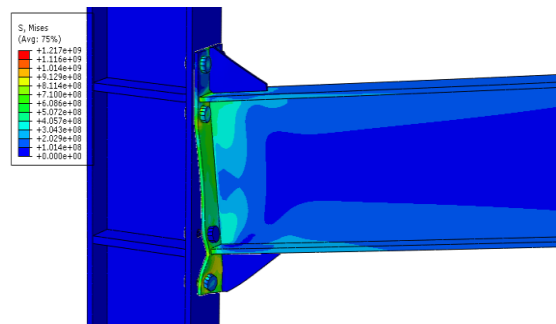
شکل ۱۲- نمودار لنگر-دوران

با توجه به شکل نشان داده شده است که با افزایش حرارت از دمای محیط به ۶۰۰ درجه حداکثر لنگر در مدل با ورق انتهایی با ضخامت ۲۰، ۲۵ و ۳۵ میلی متر به ترتیب ۱۱٪، ۱۰٪ و ۹٪ کاهش یافته است، این در حالی است که با افزایش حرارت از دمای محیط به ۸۰۰ درجه حداکثر لنگر ۳۸٪، ۳۵٪ و ۳۰٪ کاهش مشاهده روبرو می‌شود. هم چنین از نمودارهای شکل (۱۲) مشاهده می‌شود که با افزایش حرارت از دمای محیط به ۹۰۰ درجه حداکثر لنگر به ترتیب ۴۷٪، ۴۵٪ و ۴۱٪ کاهش یافته است. با توجه به نتایج فوق می‌توان دریافت که افزایش دما

کننده و با سخت کننده به ترتیب ۱۶۱۱ و ۱۲۱۷ مگاپاسکال بوده که نشان می‌دهد استفاده از سخت کننده (مدل ۲) تنش را تا ۲۵٪ کاهش داده است. هم چنین با مقایسه تغییر شکل در اتصال با ورق انتهایی برای دو حالت با و بدون سخت کننده با مصالح Q345 (مدل ۱ و ۲) مشاهده گردید که در حالت بدون سخت کننده (مدل ۱) در کل ورق انتهایی تغییر شکل رخ می‌دهد ولی در حالت با سخت کننده (مدل ۲) تغییر شکل بیشتر به صورت موضعی در ناحیه اتصال بال تیر به ورق رخ می‌دهد.



الف) مدل 4E-Th30-Q345



ب) مدل 4ES-Th13-Q345

شکل ۱۱- تنش فون مایسز

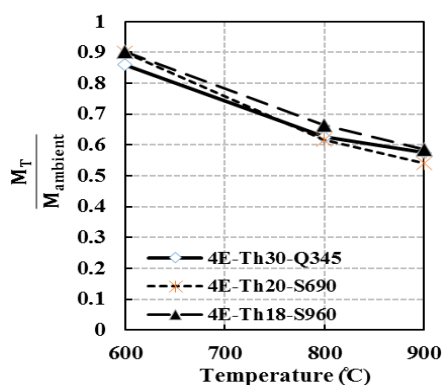
۳-۲- نمودار لنگر-دوران

در این بخش به ارزیابی نمودار لنگر-دوران اتصالات مورد تحقیق در این مقاله پرداخته می‌شود. نمودار لنگر-دوران یکی از پارامترهای مهم در بررسی رفتار اتصالات می‌باشد که در آن می‌توان حداکثر لنگر و دوران متناظر با آن و به طبع ظرفیت خمشی را به دست آورد. ظرفیت خمشی واقعی اتصال برابر با حداکثر ظرفیت فرائت شده از روی نمودار لنگر دوران می‌باشد. شکل (۱۲) نمودار لنگر-دوران برای مدل با ورق انتهایی پیچ شده بدون سخت کننده با مصالح S690 در سه ضخامت ۲۰، ۲۵ و ۳۵ (مدل‌های شماره ۳، ۴ و ۵) را تحت چهار نوع حرارت محیط (۲۰ درجه)، ۶۰۰، ۸۰۰ و ۹۰۰ درجه نشان می‌دهد.

۳-۳- اثر خصوصیات مصالح بر لنگر و دوران اتصال

اتصال‌های فولادی باید هنگام مواجهه با آتش بتوانند سهم قابل توجهی از ظرفیت خمشی خود را حفظ کنند تا از خسارت‌های دیگر در سازه جلوگیری کنند. در این بخش شش اتصال شامل سه اتصال با ورق سخت کننده و سه اتصال بدون ورق سخت کننده بررسی می‌شود. این اتصالات برای سه نوع مصالح مختلف طراحی شده اند ولی ظرفیت خمشی آنها یکسان است.

شکل (۱۴) نسبت لنگر قابل تحمل تحت اثر حرارت مختلف به لنگر اتصال تحت شرایط محیطی $\left(\frac{M_T}{M_{Ambient}}\right)$ را برای اتصالات با ورق انتهایی بدون سخت کننده نشان می‌دهد. همانگونه که مشاهده می‌شود در دمای ۶۰۰ درجه نسبت $\frac{M_T}{M_{Ambient}}$ برای دو اتصال 4E-Th20-S690 و 4E-Th18-S960 یکسان و برابر ۰/۸۶ می‌باشد. هم چنین در دمای ۸۰۰ درجه نسبت $\frac{M_T}{M_{Ambient}}$ برای دو اتصال 4E-Th30-Q345 و 4E-Th20-S690 یکسان و برابر ۰/۶۲ و برای اتصال 4E-Th18-S960 برابر ۰/۷۷ می‌باشد. به همین ترتیب در دمای ۹۰۰ درجه این نسبت برای دو اتصال 4E-Th30-Q345 و 4E-Th18-S960 یکسان و برابر ۰/۶۱ و برای اتصال 4E-Th20-S690 برابر ۰/۵۴ می‌باشد. با بررسی دقیق شکل (۱۴) می‌توان دریافت که از دمای ۶۰۰ تا ۸۰۰ درجه کاهش ظرفیت خمشی اتصالات با شدت صورت می‌گیرد ولی از دمای ۸۰۰ تا ۹۰۰ درجه شیب کاهش ظرفیت خمشی ملایم‌تر است. هم چنین مشاهده می‌شود که طراحی براساس جنس مصالح بر حداکثر لنگر اتصالات در دماهای مختلف تفاوت محسوسی ندارد.

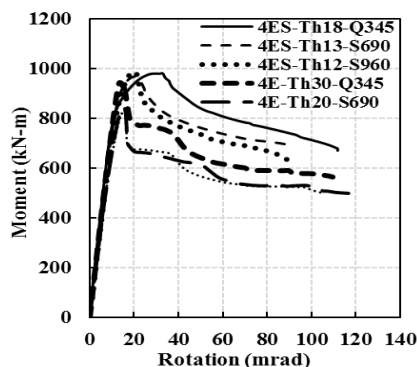


شکل ۱۴- نمودار نسبت ظرفیت خمشی اتصال بدون سخت کننده تحت حرارت

شکل (۱۵) نسبت $\left(\frac{M_T}{M_{Ambient}}\right)$ را برای اتصالات با ورق انتهایی به همراه سخت کننده نشان می‌دهد. همانگونه که

تا ۶۰۰ درجه تاثیر کمی بر ظرفیت اتصال دارد ولی با افزایش دما بیشتر از ۶۰۰ درجه افت ظرفیت با شدت بیشتری صورت می‌گیرد. هم چنین مشاهده می‌شود که افزایش ضخامت ورق انتهایی درصد افت ظرفیت خمشی کاهش می‌یابد ولی این افت چشمگیر نیست.

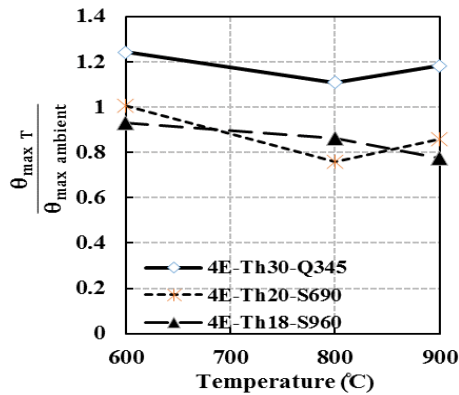
شکل (۱۳) نمودار لنگر-دوران را برای مدل‌های اتصال با ورق انتهایی پیچ شده با و بدون سخت کننده تحت حرارت ۶۰۰ درجه نشان می‌دهد. کلیه اتصالات برای یک ظرفیت باربری یکسان طراحی شده‌اند. همانگونه که مشاهده می‌شود زوال سختی در مدل‌های بدون سخت کننده (مدل‌های ۱، ۳، ۴، ۵ و ۹) در دوران ۱۷ میلی رادیان اتفاق می‌افتد. این در حالی است که در مدل‌های با سخت کننده به ترتیب برای اتصالات 4ES-Th18-Q345، 4ES-Th13-S690 و 4ES-Th12-S960 پس از دوران‌های ۳۴، ۲۱ و ۳۵ میلی رادیان با افت مقاومت خمشی مواجه می‌گردد. هم‌چنین در شکل (۱۳) مقایسه بین عملکرد خمشی اتصال‌های طراحی شده با فولاد کم مقاومت و پرمقاومت را تحت حرارت ۶۰۰ درجه نشان می‌دهد. با مقایسه نمودار لنگر دوران مدل‌های بدون سخت کننده 4E-Th30-Q345، 4E-Th20-S690 و 4E-Th18-S960 مشاهده می‌شود که عملکرد اتصال با مصالح فولاد کم مقاومت (4E-Th30-Q345) مناسب‌تر است و مساحت زیر نمودار بیشتر و در نتیجه ظرفیت استهلاک انرژی پلاستیک آن بیشتر است. هم‌چنین با مقایسه نمودار لنگر دوران مدل‌های با سخت کننده 4ES-Th18-Q345، 4ES-Th13-S690 و 4ES-Th12-S960 مشاهده می‌شود که عملکرد اتصال با مصالح فولاد کم مقاومت (4ES-Th18-Q345) مناسب‌تر است و مساحت زیر نمودار بیشتر و در نتیجه ظرفیت استهلاک انرژی پلاستیک آن بیشتر است.



شکل ۱۳- نمودار لنگر-دوران برای مدل‌های اتصال با ورق انتهایی با و بدون سخت کننده

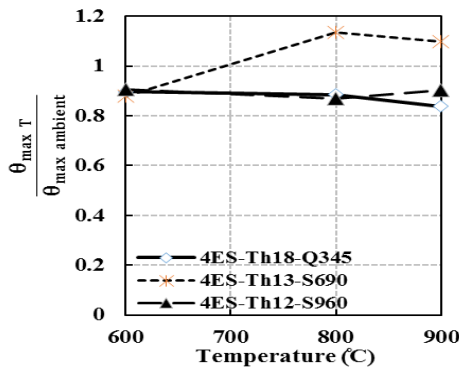


۸۰۰ درجه نسبت دوران بیشینه متناظر با حداکثر لنگر کاهش یافته است و پس از دمای ۸۰۰ درجه افزایش می‌یابد. هرچند این نسبت در اتصال با فولاد پرمقاومت با افزایش دما روند کاهشی داشته است.



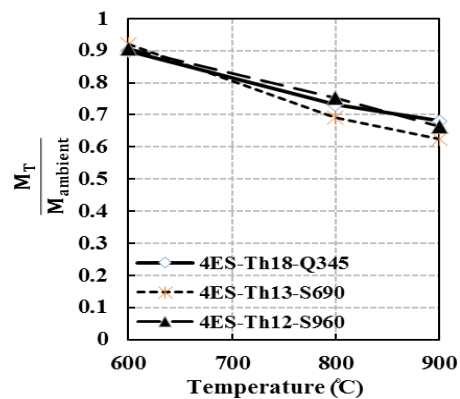
شکل ۱۶- نمودار نسبت چرخش اتصال بدون سخت کننده تحت حرارت

نسبت دوران بیشینه متناظر با حداکثر لنگر اتصال تحت اثر حرارت‌های مختلف به دوران بیشینه متناظر با حداکثر لنگر اتصال تحت شرایط محیطی برای اتصالات با ورق انتهایی با سخت کننده در شکل (۱۷) نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که در دمای ۶۰۰ درجه نسبت دوران برای همه اتصالات با سخت کننده یکسان و برابر ۰/۹ است. در دمای ۸۰۰ درجه نسبت دوران برای اتصال 4ES-Th13-S690 افزایش و از ۸۰۰ تا ۹۰۰ درجه تقریباً ثابت می‌ماند. همانگونه که در شکل (۱۷) نشان داده شده است نسبت دوران بیشینه متناظر با حداکثر لنگر برای دو اتصال با سخت کننده که از با مصالح فولاد پرمقاومت و کم مقاومت طراحی شده‌اند در دمای ۶۰۰ تا ۹۰۰ تغییر محسوسی نداشته‌اند.



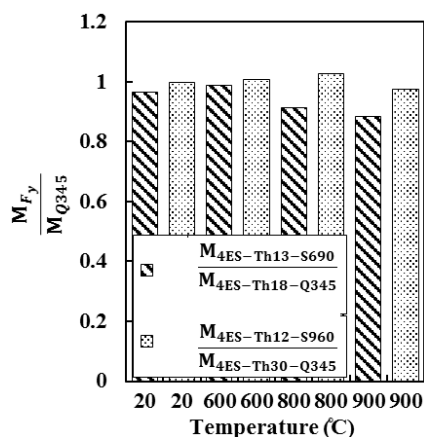
شکل ۱۷- نمودار نسبت چرخش اتصال با سخت کننده تحت حرارت

در شکل (۱۵) مشاهده می‌شود این نسبت در دمای ۶۰۰ درجه برای هر سه اتصال 4ES-Th18-Q345، 4ES-Th13-S690 و 4ES-Th12-S960 برابر ۰/۹ است. این نسبت در دمای ۸۰۰ درجه کاهش یافته و به ترتیب برای اتصالات 4ES-Th12-S960 و 4ES-Th13-S690، 4ES-Th18-Q345 برابر ۰/۷۴، ۰/۶۹ و ۰/۷۵ می‌باشد. به همین ترتیب در دمای ۹۰۰ درجه نسبت $(\frac{M_T}{M_{ambient}})$ برای اتصال 4ES-Th18-Q345، 4ES-Th13-S690 و 4ES-Th12-S960 به ترتیب ۰/۶۳، ۰/۶۹ و ۰/۶۶ بدست آمده است. با بررسی شکل (۱۵) مشاهده می‌شود که ظرفیت خمشی اتصالات با ورق انتهایی با افزایش درجه حرارت وارده کاهش می‌یابد. شیب کاهش ظرفیت خمشی در اتصالات با سخت کننده در همه دماهای وارده ملایم و تقریباً ثابت است. هرچند مشاهده شد که شیب کاهش ظرفیت اتصال با و بدون سخت شونده که با فولاد کم مقاومت طراحی شده از دمای ۸۰۰ تا ۹۰۰ درجه از سایر اتصالات کمتر است که نشانگر عملکرد بهتر این اتصال است.



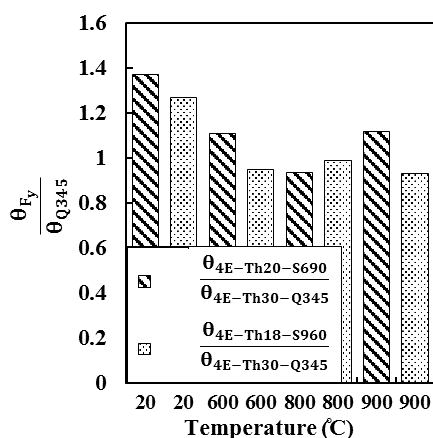
شکل ۱۵- نمودار نسبت ظرفیت خمشی اتصال با سخت کننده تحت حرارت

شکل (۱۶) نسبت دوران بیشینه متناظر با حداکثر لنگر اتصال تحت اثر حرارت‌های مختلف به دوران بیشینه متناظر با حداکثر لنگر اتصال بدون سخت کننده تحت شرایط محیطی $(\frac{\theta_T}{\theta_{ambient}})$ را برای اتصالات با ورق انتهایی بدون سخت کننده نشان می‌دهد. همانگونه که مشاهده می‌شود در دمای ۶۰۰ درجه نسبت $\frac{\theta_T}{\theta_{ambient}}$ برای دو اتصال 4E-Th18-S960 و 4E-Th20-S690 به ترتیب ۱/۲۳، ۱ و ۰/۹۵ می‌باشد. هم چنین در دمای ۸۰۰ درجه نسبت $\frac{\theta_T}{\theta_{ambient}}$ به ترتیب ۱/۱۲، ۰/۷۸ و ۰/۸۵ می‌باشد. به همین ترتیب در دمای ۹۰۰ درجه این نسبت برابر ۱/۲، ۰/۸۵ و ۰/۷۵ بدست آمده است. همانگونه که در شکل (۱۶) مشاهده می‌شود با افزایش حرارت از ۶۰۰ به



شکل ۱۹- نمودار نسبت لنگر تسلیم اتصال با سخت کننده تحت حرارت

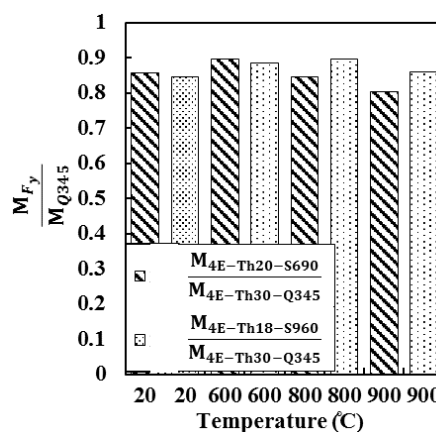
شکل (۲۰) نسبت دوران دو اتصال با فولاد پرمقاومت (4E-Th20-S690 و 4E-Th18-S960) به اتصال طراحی شده با فولاد نرم (4E-Th30-Q345) تحت حرارت‌های مختلف را نشان می‌دهد. همانگونه که مشاهده می‌شود در دمای محیط و حرارت ۶۰۰ درجه اتصال با مصالح با مقاومت کمتر (S690) نسبت دوران بیشتری داشته است، ولی در دماهای بالاتر (۸۰۰ و ۹۰۰ درجه) اتصال طراحی شده با فولاد پرمقاومت (S960) نسبت دوران بیشتری را نشان می‌دهد. با مقایسه نسبت دوران برای اتصالات با سخت کننده در شکل (۲۱) مشاهده می‌شود که دوران اتصالات با مصالح S690 و S960 در دو دمای محیط و حرارت ۶۰۰ یکسان است ولی در حرارت‌های بالاتر فولاد با مقاومت کمتر (S960) نسبت دوران بیشتری را نشان می‌دهد.



شکل ۲۰- نمودار نسبت دوران تسلیم اتصال بدون سخت کننده تحت حرارت

در این بخش برای بررسی دقیق تر اثر جنس مصالح فولاد پرمقاومت و کم مقاومت بر رفتار اتصالات با ورق انتهایی نسبت ظرفیت خمشی و نسبت دوران اتصال در دو اتصال با فولاد پرمقاومت به اتصال با فولاد کم مقاومت مورد بررسی قرار می‌گیرد.

نسبت لنگر خمشی دو اتصال بدون سخت کننده با فولاد پرمقاومت (4E-Th20-S690 و 4E-Th18-S960) به اتصال طراحی شده با فولاد نرم (4E-Th30-Q345) تحت درجه حرارت‌های مختلف در شکل (۱۸) نشان داده شده است. همانگونه که مشاهده می‌شود در دمای محیط و حرارت ۶۰۰ درجه اختلاف محسوسی میان دو اتصال با مصالح S960 و S960 مشاهده نشده است، ولی در دماهای بالاتر (۸۰۰ و ۹۰۰ درجه) اتصال طراحی شده با فولاد پرمقاومت (S960) ظرفیت خمشی بیشتری را نشان می‌دهد.



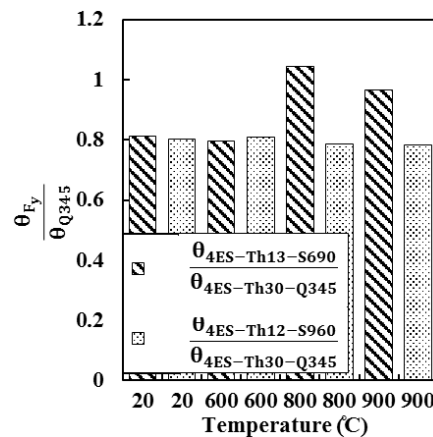
شکل ۱۸- نمودار نسبت لنگر تسلیم اتصال بدون سخت کننده تحت حرارت

شکل (۱۹) نسبت لنگر خمشی دو اتصال با سخت کننده طراحی شده با فولاد پرمقاومت (4ES-Th13-S690 و 4ES-Th12-S960) به اتصال طراحی شده با فولاد نرم (4ES-Th18-Q345) تحت حرارت‌های مختلف نشان داده شده است. این نوع اتصال نیز همانند اتصالات بدون سخت کننده در دمای محیط و حرارت ۶۰۰ درجه اختلاف میان دو اتصال با مصالح S960 و S960 مشاهده نشده است، ولی در دماهای بالاتر (۸۰۰ و ۹۰۰ درجه) اتصال طراحی شده با فولاد پرمقاومت (S960) ظرفیت خمشی بیشتری را نشان داد.

خمشی در اتصالات با سخت کننده در همه‌ی دماهای وارده ملایم و تقریباً ثابت است. هرچند مشاهده شد که شیب کاهش ظرفیت اتصال با و بدون سخت شونده که با فولاد کم مقاومت طراحی شده از دمای ۸۰۰ تا ۹۰۰ درجه از سایر اتصالات کمتر است که نشانگر عملکرد بهتر این اتصال است. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که استفاده از سخت کننده باعث می‌شود که حداکثر لنگر اتصال در دوران‌های بزرگتر رخ دهد یعنی اینکه رفتار اتصال شکل‌پذیرتر است، این در حالی است که دوران متناظر با حداکثر لنگر در اتصالات بدون سخت کننده بسیار کوچک بوده که نشانگر رفتار ترد و شکننده اتصال پس از حرارت است.

۵- مراجع

- [1] Rahnavard, R., Fathi Zadeh Fard, F., Hosseini, A. and Suleiman, M. (2018), "Nonlinear Analysis on Progressive Collapse of Tall Steel Composite Buildings", Case Studies in Construction Materials, Vol. 8, pp. 359-379
- [2] Rahnavard, R. and Siahpolo, N. (2018), "Function Comparison between Moment Frame and Moment Frame with Centrally Braces in High-Rise Steel Structure under the Effect of Progressive Collapse", Journal of Structural and Construction Engineering, Vol. 4, No. 4, pp. 42-57.
- [3] Pirmoz, A., Seyed Khoei, A., Mohammadrezapour, E. and Saedi Daryan, A. (2009), "Moment Rotation Behavior of Bolted Top Seat Angle Connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, pp. 973-984.
- [4] Yahyai, M. and Saedi Daryan, A. (2011), "The Study of Welded Semi-Rigid Connections in Fire", The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 22, No. 10, pp. 783-801.
- [5] ساعدی داریان، ا. و رضایی‌فر، ع. (۱۳۹۱)، "بررسی اثر آتش بر رفتار اتصال پیچی با نبشی در سازه‌های فولادی به روش عددی و مقایسه‌ی آن با نتایج آزمایشگاهی به‌دست آمده"، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان.
- [6] Lawson RM., (1990), "Behaviour of Steel Beam-to-Column Connections in Fire", Structure Engineering, Vol. 68, pp. 263-271.
- [7] ABAQUS, User's Manual Versin 6.11 (2011).
- [8] راه نورد، ر.، کهزادیان، م. و حسنی پور، ا. (۱۳۹۳)، "بررسی اثر آتش بر رفتار اتصال صلب پیچی فولادی در دو حالت اصطحکاک و اتکایی با استفاده از روش عددی"، هشتمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه نوشیروانی، بابل.
- [9] راه نورد، ر.، سیاهپلو، ن. و حسنی پور، ا. (۱۳۹۴)، "بررسی تحلیلی اتصالات رایج فولادی تحت اثر حرارت"، مجله علمی و پژوهشی اساس، سال شانزدهم، شماره ۳۹.
- [10] Rahnavard, R. and Hassanipour, A., (2015), "Steel Structures Analysis Using ABAQUS", Kerman: Academic Center for Education, Culture and Research, Publishing Organization of Kerman branch.
- [11] Rahnavard, R. and Thomas, R.J. (2018), "Numerical Evaluation of the Effects of Fire on Steel Connections; Part



شکل ۲۱- نمودار نسبت دوران تسلیم اتصال با سخت کننده تحت حرارت

۴- بحث و نتیجه‌گیری

این مطالعه به بررسی عددی اثر جنس مصالح بر اتصالات فولادی با ورق انتهایی پیچ شده تحت اثر حرارت می‌پردازد. ۹ نمونه اتصال با و بدون سخت کننده با ظرفیت خمشی یکسان طراحی، مدل‌سازی و مورد ارزیابی قرار گرفت. برای مدل‌سازی عددی از نرم افزار اجزای محدود ABAQUS استفاده شد. در این مطالعه روش مدل‌سازی با جزئیات کامل شرح داده شده است. از کاستی‌های تحقیقات قبلی را می‌توان به عدم بررسی اثر جنس مصالح در طراحی اتصال و عملکرد آن در برابر حرارت اشاره کرد که در این تحقیق برای اولین بار بررسی می‌شود. با مقایسه مدل‌ها مشاهده گردید که استفاده از سخت کننده تنش درون اتصال را کاهش می‌دهد. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که افزایش دما تا ۶۰۰ درجه تاثیر کمی بر ظرفیت اتصال دارد ولی با افزایش دما بیش از ۶۰۰ درجه افت ظرفیت با شدت بیشتری صورت می‌گیرد. بررسی نتایج نشان می‌دهد که عملکرد خمشی اتصالات طراحی شده با فولاد کم مقاومت مناسب‌تر است و استهلاک انرژی آن از بقیه اتصالات بیش‌تر است. نتایج این مقاله نشان می‌دهد که از دمای ۶۰۰ تا ۸۰۰ درجه کاهش ظرفیت خمشی اتصالات با شدت صورت می‌گیرد ولی از دمای ۸۰۰ تا ۹۰۰ درجه شیب کاهش ظرفیت خمشی ملایم‌تر است. هم‌چنین مشاهده می‌شود که طراحی براساس جنس مصالح بر اندازه حداکثر لنگر اتصالات در دماهای مختلف تفاوت محسوسی ندارد ولی بر دوران متناظر با آن لنگر حداکثر بسیار تاثیر می‌گذارد. با بررسی نتایج مقاله مشاهده می‌شود که ظرفیت خمشی اتصالات با ورق انتهایی با افزایش درجه حرارت وارده کاهش می‌یابد. شیب کاهش ظرفیت

- Cooling Phase of a Fire”, *Journal Construction Steel Research*, Vol. 65, pp. 1776–86.
- [22] Hozjan, T., Turk, G. and Srpcic, S. (2007), “Fire Analysis of Steel Frames with the Use of Artificial Neural Networks”, *Journal Construction Steel Research*, Vol. 63, pp. 1396–403.
- [23] Suleiman, M.F., Shahrooz, B.M., Bill, H.L., Fortney, P.J. and Thornton, W.A. (2017), “3-D Finite Element Modeling of Extended Single Plate Shear Connections: Predicting the Mode of Failure,” *International Journal of Steel Structures*, Vol. 17, No. 2, pp. 1–10.
- [24] Kloos1, M. and Walls, R.S. (2019), “Finite Element Modelling of the Structural Behaviour of a Novel Cellular Beam Non-composite Steel Structure in Fire”, *International Journal of Steel Structures*, pp. 1–14.
- [25] Aung1, M.P. and Hirohata, M. (2019), “Numerical Study on Post-weld Heat Treatment of Non-stifened Welded Box-Section Member and Its Compressive Behavior”, *International Journal of Steel Structures*, pp. 1–13.
- [26] Stranghöner, N., Afzali, N., Vries, P., Schedin, E. and Pilhagen, J. (2019), “Slip Factors for Slip-Resistant Connections Made of Stainless Steel”, *Journal of Constructional steel research*, Vol. 152, PP. 235–245.
- [27] Zahmatkesh, F., Osman, M.H., Talebi, E., Kueh, A.B.H. and Tahir, M. (2019), “Structural Performance of Steel Beams and Frames with Slant End-Plate Connections at Elevated Temperature”, *Engineering Structures*, Vol. 187, pp. 396–413.
- [28] Chen, W., Ye, J. and Zhao, M. (2018), “Steady- and Transient-State Response of Cold-Formed Steel-to-Steel Screwed Connections at Elevated Temperatures”, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 144, pp. 13–20.
- [29] Qiang, X., Jiang, X., Bijlaard, F.S.K., Kolstein, H. and Luo, Y. (2015), “Post-Fire Behaviour of High Strength Steel Endplate Connections–Part 1: Experimental Study”, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 108, PP. 82–93.
- [30] Eurocode 3, (2001), *Design of Steel Structures Part 1.2: General Rules Structural Fire Design ENV, 1993-1-2*. Brussels (Belgium): European Committee for Standardization.
- [31] ASCE/SEI-41, (2007), *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers.
- 1: Simulation Techniques”, *Case Studies in Thermal Engineering*, Vol. 12, pp. 445–453.
- [12] Rahnavard, R. and Thomas, R.J. (2019), “Numerical Evaluation of the Effects of Fire on Steel Connections; Part 2: Model results”, *Case Studies in Thermal Engineering*. Vol 13, 100361.
- [13] Rahnavard, R., Siahpolo, N., Naghavi, M. and Hassanipou, A. (2014), “Analytical Study of Common Rigid Steel Connections under the Effect of Heat”, *Advances in Civil Engineering*, Vol. 2014, pp. 1–10.
- [14] Rahnavard, R., Hassanipour, A. and Siahpolo, N. (2015), “Analytical Study on New Types of Reduced Beam Section Moment Connections Affecting Cyclic Behavior”, *Case Studies in Structural Engineering*, Vol. 3, pp. 33–51.
- [15] Rahnavard, R., Taghi Khaje, M., Hassanipour, A. and Siahpolo, N. (2017), “Parametric Study of Seismic Performance of Steel Bridges Pier Rehabilitated with Composite Connection”, *Journal of structural and construction engineering*, DOI: 10.22065/JSCE.2017.92128.1259.
- [16] Hassanipou, A. and Rahnavard, R. (2015), “Analytical Study of Common Rigid Bolt and Weld Steel Connections under the Effect of Heat”, *International Journal of Advances in Engineering Sciences*, Vol. 5, No. 2, pp. 1–10.
- [17] Selamet, S. and Garlock, M.E. (2010), “Robust Fire Design of Single Plate Shear Connections”, *Engineering Structure*, Vol. 32, pp. 2367–78.
- [18] Kalogeropoulos, A., Drosopoulos, G.A. and Stavroulakis, G.E. (2012), “Thermal–Stress Analysis of a Three-Dimensional End-Plate Steel Joint”, *Construction and Building Materials*, Vol. 29, pp.619–626.
- [19] Silva, L. and Santiago, A. (2006), “Experimental Behaviour of a Steel Structure under Natural Fire”, *Fire Safety Journal*, Vol. 41, pp. 509–522.
- [20] Memari, M., Mahmoud, H. and Ellingwood, B. (2014), “Post-Earthquake Fire Performance of Moment Resisting Frames with Reduced Beam Section Connections”, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 103, pp. 215–229.
- [21] Lien, K.H., Chiou, Y.J., Wang, R.Z. and Hsiao, P.A. (2009), “Nonlinear Behavior of Steel Structures Considering the

پی نوشت

¹ End plate connection

² Bolted cover plate

³ Bolted T joint

⁴ Couple temperature-displacement





بررسی تأثیر انواع بازشو و سخت‌کننده بر روی پاسخ دینامیکی صفحه‌های FGM تحت بارهای انفجاری

رضا جمعه منظری^۱، فرزاد شهابیان مقدم^{۲*}

۱- کارشناس ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد

۲- استاد، مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد

*مشهد، صندوق پستی ۹۱۷۷۵-۱۱۱۱، shahabf@um.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۲/۱۱، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۸/۰۲/۰۲)

چکیده

سیر صعودی خطرهای ناشی از بارهای انفجاری در صفحه‌های گسترده و کم ضخامت کنونی، مطالعات و ارزیابی پیرامون این چالش را ضروری ساخته است. حال آن‌که با فهم تغییر مکان زیاد سازه بر مبنای این بارها، راه‌کارهایی کاربردی و مقرون به صرفه نظیر تقویت صفحه‌ها با استفاده از سخت‌کننده توصیه می‌گردد. همچنین، معضلات اجرایی و احتمال ایجاد بازشو در صفحه‌ها و تغییر رفتار آن‌ها نیز مسئله‌ای مهم و پیشنهاد برای حل آن در این پژوهش ضرورت می‌یابد. صفحه‌های هدفمند (FGM) که ساختاری متشکل از یک توزیع توانی در راستای ضخامت دارند، به مثابه راه‌حلی برای این معضل قلمداد شده است. از این روی، پژوهش حاضر با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS به سنجش پارامترهایی در صفحه‌های دارای بازشو از قبیل نوع، درصد و موقعیت قرارگیری بازشو و مقدار جرم ماده‌ی منفجره و در صفحه‌های دارای سخت‌کننده، نوع، تعداد و آرایش سخت‌کننده و شرایط مرزی و همچنین اثر توأم بازشو و سخت‌کننده پرداخته است. نتایج پژوهش از سویی حاکی بر آن است که ایجاد بازشو باعث کاهش سختی صفحه و به دنبال آن افزایش مقدار تغییر مکان می‌شود؛ اما با افزایش درصد بازشو و کاهش سطح اعمال بار، تغییر مکان صفحه به‌طور پیوسته کاهش می‌یابد. از سوی دیگر، سخت‌کننده از نوع مستطیلی تک به دلیل بیش‌تر بودن لنگر لختی و اجرای آسان‌تر آن در مقایسه با سایرین، دارای عملکرد مؤثرتری می‌باشد. در بررسی اثر توأم این عامل‌ها می‌توان دریافت که ایجاد بازشو و استفاده از سخت‌کننده‌ی مناسب، مقدار تغییر مکان صفحه را تا حد زیادی نسبت به انواع دیگر کاهش می‌دهد.

واژگان کلیدی

صفحه‌ی FGM، بار انفجاری، بیشینه تغییر مکان، بازشو، سخت‌کننده

A Survey of the Effect of Opening and Stiffener on Dynamic Response of FGM Plates under Blast Loads

R. Jome Manzari, F. Shahabian Moghaddam

Abstract

The increasing risks resulted by blast loads in current broad and thin plates necessitate the studies and evaluation of these challenges. Practical and cost-effective solutions such as plates enforcement with stiffener are suggested due to high displacement of structure as a result of applied loads. Moreover, application issues and the possibility of developing opening in plates and thus their change of behavior are considered important issues, for which solutions are suggested in this study. Functionally graded plates (FGM) with a power distribution in the direction of thickness are suggested as a solution to this challenge. Accordingly, the present study assesses parameters related to plates with opening including kind, percentage and the position of opening, the mass amount of explosive material, and the parameters related to plates with stiffener including type, count, arrangement of stiffeners, boundary condition and also the joint effect of stiffener and opening using ABAQUS Software. The results indicate that opening decreases the plate hardness which consequently increases the amount of displacement. Plate displacement constantly reduces as a result of increase in opening percentage and hence decrease in the surface on which load is applied. On the other hand, the rectangle shape of stiffener has a better performance due to higher moment of inertia and easier application compared to other shapes. By studying the joint effects of these factors, it can be suggested that developing opening and application of an appropriate stiffener can significantly reduce the amount of plate displacement compared to other types.

Keywords

FGM Plate, Blast Load, Maximum Displacement, Opening, Stiffener

نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد / ۱۷



مواد مرکب به سبب دارا بودن خواص مکانیکی مناسب نظیر وزن سبک، مقاومت بالا، رسانایی پایین حرارتی، استحکام در برابر خوردگی و بارهای ضربه‌ای در مقایسه با مواد همگن، دارای کاربرد وسیعی می‌باشند. در سال‌های اخیر، FGMها^۱ به‌عنوان نسل جدیدی از مواد، نقش مهمی در میان مواد مرکب پیشرفته ایفا کرده است. مواد مرکب چندلایه به‌طور گسترده در بسیاری از کاربردهای صنعتی از قبیل سازه‌های دریایی و فراساحلی، نیروگاه‌های هسته‌ای، اجزای موشکی و فضاپیماها استفاده می‌شوند. سازه‌ها در برابر بارهای مختلف در معرض خطر تغییرشکل‌های بزرگ غیرخطی قرار دارند. لذا توجه به رفتار صفحه‌ها به‌عنوان یکی از پر کاربردترین اجزای تشکیل‌دهنده سازه‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است، به‌طوری‌که در سال‌های اخیر پژوهشگران ترغیب شده‌اند تا به بررسی رفتار صفحه‌های مرکب بپردازند [۱-۳].

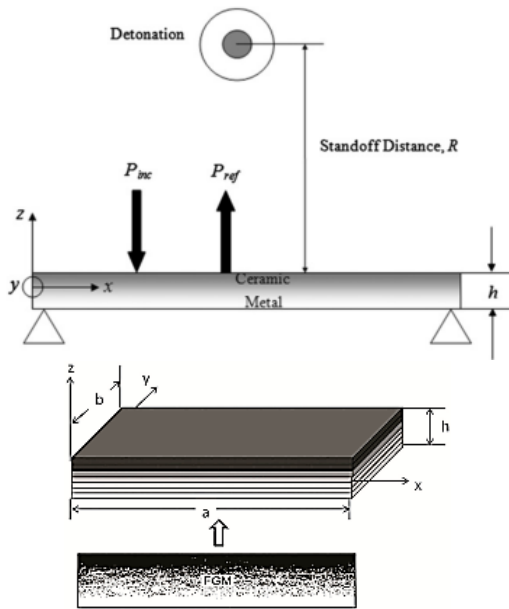
یکی از راه‌های جلوگیری از خطرهای ناشی از تغییرشکل‌های بزرگ در صفحه‌ها، استفاده از سخت‌کننده^۲ است. سخت‌کننده‌ها به‌عنوان بخشی مجزا به هندسه‌ی صفحه اضافه می‌شوند. با انجام این عمل، ظرفیت تحمل بار صفحه افزایش یافته و در مقابل هرگونه تغییرشکل، مقاومت خوبی از خود نشان می‌دهد. این ویژگی منجر به کاربرد فراوان صفحه‌های تقویت‌شده در صنایع هوافضا، ساخت پل‌ها، ساختمان‌ها، تانکرها و صنایع پتروشیمی شده است. دو دیدگاه برای تحلیل صفحه‌های تقویت‌شده وجود دارد. اولین دیدگاه وقتی مطرح می‌شود که تعداد سخت‌کننده‌ها زیاد باشند. در این حالت سازه به‌طور تقریبی به شکل یک صفحه‌ی غیرهمسانگرد در نظر گرفته می‌شود که دارای ضخامت معادل با صفحه‌ی دارای سخت‌کننده است. در این صورت، معادله‌های حاکم این صفحه را به‌صورت یک صفحه‌ی بدون سخت‌کننده تحلیل می‌کنند. در دیدگاه دوم تعداد سخت‌کننده‌ها کم می‌باشد، صفحه و سخت‌کننده به‌عنوان دو بخش جدا از هم طوری عمل می‌کنند که پیوستگی آن‌ها در محل اتصال به یکدیگر تأمین می‌شود. دیدگاه دوم به‌عنوان نگره‌ی صفحه‌های تقویت‌شده^۳ مجزا^۳ برای تحلیل تغییرشکل‌های بزرگ کشسان و مومسان - کشسان صفحه‌های مستطیلی استفاده گردید [۴]. لازم به ذکر است که در پژوهش حاضر از دیدگاه دوم که به واقعیت نزدیک‌تر می‌باشد، سود جسته شده است.

با توجه به پژوهش‌های انجام‌شده، استفاده از صفحه‌های

ساخته‌شده از مواد هدفمند باعث بهبود مقاومت و کاهش تغییرمکان می‌شود. ترکیب مواد هدفمند به‌طور پیوسته و تدریجی در راستای ضخامت متغیر است. به عبارت دیگر، دو ماده‌ی ناهمسان مانند سرامیک و فلز، به‌منظور تشکیل ماده‌ی جدید که خواص مکانیکی آن دارای تغییرات تدریجی و پیوسته در راستای ضخامت است، با هم ترکیب می‌شوند. این ترکیب با تغییر تدریجی شاخص توان حجمی مواد تشکیل‌دهنده به‌دست می‌آید. با توجه به پیوستگی مواد تشکیل‌دهنده، اثرات ناشی از تمرکز تنش بین لایه‌ای و تغییرات شدید دمایی در این ماده از بین می‌رود [۵]. طرح ساخت FGMها جهت استفاده در صنایع هوافضا برای اولین بار توسط پژوهشگران ژاپنی ارائه شد. هدف از ساخت این مواد ایجاد یک سد حرارتی در قسمت‌های محترقه‌ی سفینه‌های فضایی بود [۶]. از این رو، مسئله‌ی پایداری دینامیکی و استاتیکی سازه‌هایی همچون صفحه‌ها و پوسته‌های FGM، تلاش بسیاری از محققان را به خود جلب کرده است.

تاکنون مطالعه‌های گسترده‌ای در زمینه‌ی ماهیت پدیده‌ی انفجار و اثر بارهای انفجاری بر روی رفتار صفحه‌های گوناگون نظیر صفحه‌های ساده، مرکب، چندلایه و ساخته‌شده از مواد هدفمند انجام شده است. Taylor [۷] اولین پژوهشگری بود که به بررسی آزمایشگاهی و نظری اثر انفجار بر صفحه‌ها پرداخت. پژوهش در مورد اثر انفجار در هوا بر روی صفحه‌ها، به‌صورت آزمایشگاهی توسط Witmer و همکارانش [۸] صورت گرفت. Nurick و Martin [۹]، به بررسی تغییرشکل صفحه‌های نازک تحت بارهای انفجاری پرداختند. Neuberger و همکارانش [۱۰]، پاسخ صفحه‌های دایره‌ای در معرض انفجار کروی را به‌صورت آزمایشگاهی و عددی مورد مطالعه و بررسی قرار دادند. Yuen و Nurick [۱۱]، به‌صورت آزمایشگاهی و عددی به بررسی و مطالعه‌ی اثر بار انفجاری یکنواخت بر پاسخ صفحه‌های مربعی دارای سخت‌کننده پرداختند. Langdon و همکاران [۱۲]، رفتار صفحه‌های مربعی با ابعاد و آرایش مختلف سخت‌کننده تحت بار انفجاری موضعی را مورد تجزیه و تحلیل قرار دادند. Pan و Louca [۱۳]، آزمایش‌هایی را بر روی صفحه‌های فولادی دارای سخت‌کننده تحت بارهای انفجاری انجام دادند و نیز در پژوهشی عددی به بررسی تأثیر شرایط مرزی و نوع سخت‌کننده بر رفتار صفحه پرداختند. Cho و Park [۱۴]، به‌صورت عددی اثر انفجار بر روی صفحه‌های با و بدون سخت‌کننده تحت بار انفجاری را مورد مطالعه قرار دادند. Li و همکارانش [۱۵]، رفتار صفحه‌های مربعی دارای بازشو را تحت

کارتزین (x, y, z) صفحه‌ی FGM در سطح میانی صفحه قرار می‌گیرد. محور z در راستای ضخامت صفحه (h) و رو به سمت بالا مثبت در نظر گرفته می‌شود. طول a و عرض b صفحه به ترتیب در راستای محوره‌های x و y قرار دارند. تغییر مکان صفحه در راستای ضخامت صفحه با حرف w نشان داده می‌شود.



شکل ۱- نمایش شماتیک هندسه‌ی صفحه‌ی FGM به صورت دوبعدی و سه‌بعدی تحت بارگذاری انفجار

بر اساس قانون توزیع توانی^۱، خواص مکانیکی مواد هم‌چون ضریب کشسانی (E) ، چگالی (ρ) و نسبت پواسون (ν) در سراسر ضخامت متغیر است. این تغییر خواص به صورت رابطه‌ی (۱) تعریف می‌شود.

$$P(z, T) = P_c(T)V_c + P_m(T)V_m \quad (1)$$

که در آن، $P_c(T)$ و $P_m(T)$ به ترتیب بیانگر خواص مواد وابسته به دمای فازهای سرامیک و فلز صفحه‌ی FGM می‌باشد که به عنوان تابعی از دما طبق رابطه‌ی (۲) بیان می‌شود [۲۴ و ۲۵].

$$P = P_0(P_{-1}T^{-1} + 1 + P_1T + P_2T^2 + P_3T^3) \quad (2)$$

در این رابطه، $P_0, P_{-1}, P_1, P_2, P_3$ ضریب‌های دمایی مواد تشکیل‌دهنده هستند.

$V_m(z)$ و $V_c(z)$ به ترتیب تابع حجمی سرامیک و فلز می‌باشند که رابطه‌ی (۳) را برآورده می‌کنند.

$$V_c(z) + V_m(z) = 1 \quad (3)$$

با توجه به رابطه‌ی (۳)، رابطه‌ی (۱) را می‌توان به صورت زیر بیان نمود.

شوک فشاری ناشی از انفجار تجزیه و تحلیل کردند. Langdon و همکارانش [۱۶]، روش‌های کاهش اثر انفجار بر صفحه‌های فولادی را با قرار دادن صفحه‌های دارای بازشو بین مواد منفجره و صفحه‌ی هدف مورد بررسی قرار دادند. Nouri [۱۷]، به تحلیل صفحه‌های فولادی با بازشو و سخت‌کننده تحت بارهای انفجاری پرداخت.

Kazanci و همکارانش [۱۸]، به بررسی اثر سختی و لختی بر روی رفتار دینامیکی صفحه‌ی مرکب چندلایه تحت بار انفجاری پرداختند. Turkmen و Mecitoglu [۱۹]، پاسخ دینامیکی صفحه‌ی مرکب چندلایه‌ی دارای سخت‌کننده تحت بار انفجاری را به صورت آزمایشگاهی و عددی مورد مطالعه قرار دادند. Reddy و Praveen [۲۰]، پاسخ صفحه‌های FGM سرامیک - فلز را با استفاده از روش اجزای محدود بررسی کردند. Hause [۲۱]، رفتار سازه‌های صفحه‌گونه‌ی FGM تحت اثر بار انفجاری را با بهره‌گیری از روش گلرکین^۲ و رانگ-کوتا^۳ مورد مطالعه قرار داد. Aksoylar و همکارانش [۲۲]، رفتار غیرخطی صفحه‌های مرکب چندلایه با الیاف فلزی (FML) و صفحه‌های هدفمند تحت بار انفجاری را با روش‌های آزمایشگاهی و اجزای محدود مورد تحلیل و بررسی قرار دادند. Duc و همکارانش [۲۳]، پاسخ دینامیکی غیرخطی و ارتعاش تغییرشکل‌های برشی صفحه‌های هدفمند در برابر بارهای انفجاری و حرارتی را بر اساس نظریه‌ی تغییرشکل برشی مرتبه بالای ردی^۴ مورد تجزیه و تحلیل قرار دادند.

با توجه به مطالعه‌های صورت‌گرفته بر روی صفحه‌ها، در پژوهش حاضر به بررسی تأثیر انواع بازشو مانند دایره‌ای و مربعی و انواع سخت‌کننده نظیر مستطیلی، سپری، نبشی و ناودانی بر روی پاسخ دینامیکی صفحه‌های FGM تحت بارهای انفجاری پرداخته شده است. پارامترهای مورد بررسی در صفحه‌های دارای بازشو، نوع، درصد و موقعیت قرارگیری بازشو و مقدار جرم ماده‌ی منفجره و در صفحه‌های دارای سخت‌کننده، نوع، تعداد و آرایش سخت‌کننده و شرایط مرزی می‌باشد. در ادامه، به منظور بررسی کامل‌تر رفتار صفحه‌های دارای بازشو و سخت‌کننده، اثر توأم این عامل‌ها بر روی رفتار صفحه‌های هدفمند مورد بررسی قرار گرفته شده است. بدین منظور از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS استفاده می‌گردد.

۲- مبانی و مفاهیم پایه

هندسه‌ی کلی و نحوه‌ی اعمال بار انفجاری نمونه‌های مورد بررسی در شکل (۱) نشان داده شده است. سیستم مختصات



انفجار یک انرژی ناگهانی، سریع و اتفاقی است که با آزادسازی مقدار زیادی گاز با سرعت و فشار بالا در زمان بسیار کوتاهی همراه است. خصوصیات بارگذاری انفجاری تحت تأثیر منبع و رفتار ماده منفجره می‌باشد. انفجارها بر اساس سرعت واکنش به دو دسته اصلی اشتعال^۹ (ناشی از انفجار مواد منفجره مایع و گاز) و شوک انفجاری^{۱۰} (ناشی از انفجار مواد منفجره جامد) تقسیم می‌شوند. اشتعال یک فرآیند اکسیداسیون است که سرعت پخش امواج آن کم‌تر از سرعت صوت است و امواج از نوع فشاری می‌باشند. در این حالت، فشار حداکثر به‌طور ناگهانی افزایش نمی‌یابد (شکل (۳)). در حالی که در شوک‌های انفجاری سرعت پخش امواج فراصوتی بوده و امواج از نوع ضربه می‌باشند. در این حالت فشار حداکثر در زمانی کوتاه اتفاق می‌افتد (شکل (۴)) [۲۶]. در پژوهش حاضر، به بررسی ضربه‌ی ناشی از مواد منفجره‌ی جامد (TNT) پرداخته شده است.

$$P(z, T) = [P_c(T) - P_m(T)]V_c(z) + P_m(T) \quad (۴)$$

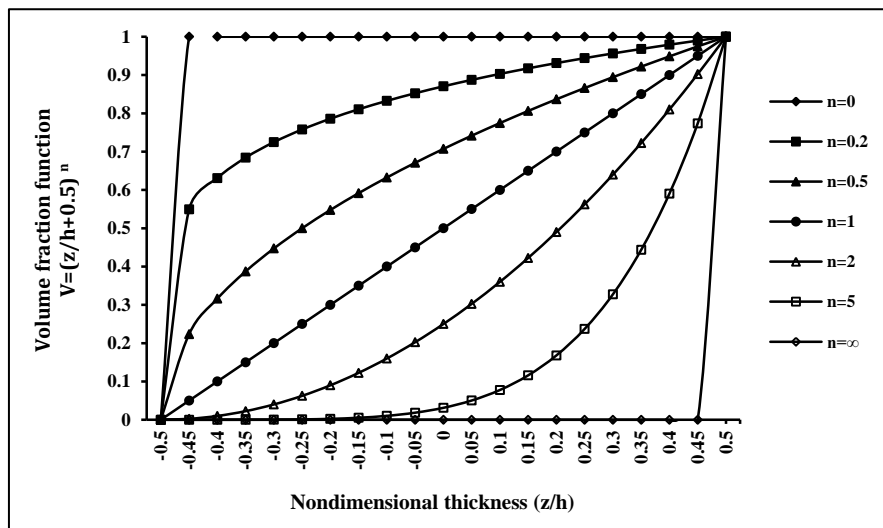
بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت که:

$$\begin{cases} P(z, T) = P_m(T) & \text{for } V_c(z) = 0 \\ P(z, T) = P_c(T) & \text{for } V_c(z) = 1 \end{cases} \quad (۵)$$

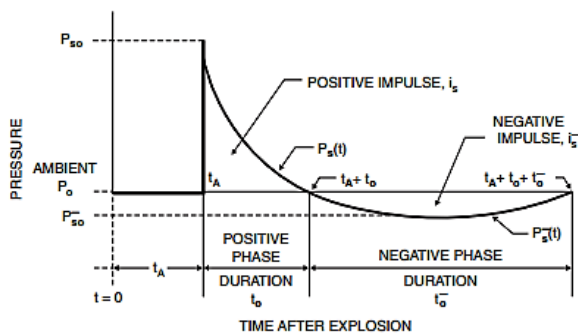
درجه‌بندی دو فاز اساسی سرامیک و فلز در راستای ضخامت صفحه به‌صورت رابطه‌ی (۶) بیان می‌شود.

$$[E(z, T), \rho(z, T), v(z, T)] = [E_{cm}(T), \rho_{cm}(T), v_{cm}(T)] \left(\frac{h+2z}{2h}\right)^n + [E_m(T), \rho_m(T), v_m(T)] \quad (۶)$$

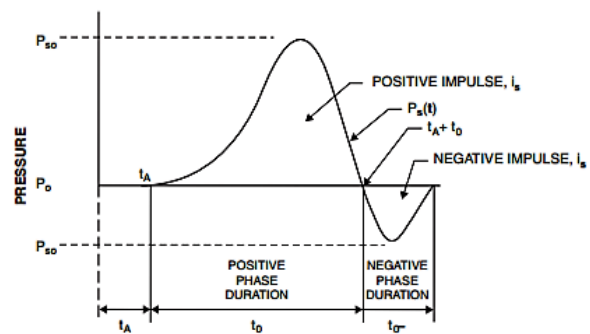
که در این رابطه، $\rho_{cm} = \rho_c - \rho_m$ ، $v_{cm} = v_c - v_m$ ، $E_{cm} = E_c - E_m$ و n شاخص توان حجمی نامیده می‌شود که بر نحوه‌ی تغییر مواد در راستای ضخامت صفحه‌ی هدفمند دلالت دارد. تغییرات تابع توان حجمی $(z/h + 0.5)^n$ در راستای ضخامت (h) برای مقدارهای مختلف n در شکل (۲) نشان داده شده است. مقدار $n = \infty$ و $n = 0$ به ترتیب به صفحه‌ی سرامیکی و صفحه‌ی فلزی مربوط می‌شود.



شکل ۲- تغییرات تابع توان حجمی $(z/h + 0.5)^n$



شکل ۴- شوک انفجاری حاصل از انفجار ناگهانی [۲۶]



شکل ۳- موج فشاری حاصل از اشتعال [۲۶]



(W) و در صفحه‌های دارای سخت‌کننده، نوع، تعداد و آرایش سخت‌کننده و شرایط مرزی) ترسیم و با هم مقایسه شده است.

۳-۱- مشخصات مصالح مصرفی و روش طراحی

نوع اختلاط مواد FGM به صورت فلز - سرامیک و استاینلس استیل^{۱۸} - سیلیکون‌نیتريد^{۱۹} انتخاب شده است. خواص مکانیکی این مواد نظیر ضریب کشسانی، چگالی و نسبت پواسون بر اساس آیین‌نامه‌ی ASTM-C20 در جدول (۱) آورده شده است. رویه‌های بالا و پایین صفحه‌ی FGM به ترتیب سرامیک و فلز می‌باشند. پس از بررسی نتایج تحلیل‌ها مشخص گردید، هنگامی‌که بار انفجاری از طرف رویه‌ی سرامیکی وارد می‌شود، صفحه‌ی FGM دارای عملکرد بهتری نسبت به حالتی است که بار انفجاری از طرف رویه‌ی فلزی وارد می‌گردد. از این رو در فرآیند تحلیل‌ها، بار انفجاری از طرف رویه‌ی سرامیکی اعمال گردیده است. همان‌طور که در بخش دوم بیان شد، توزیع خواص مکانیکی مواد در راستای ضخامت صفحه بر اساس رابطه‌ی توزیع قانون توانی صورت گرفته است.

جدول ۱- خواص مکانیکی مواد FGM

خواص مواد	ضریب کشسانی (GPa)	چگالی (kg/m ³)	نسبت پواسون
استاینلس استیل (فلز)	۲۰۱/۰۴	۸۱۶۶	۰/۳۲۶۲
سیلیکون‌نیتريد (سرامیک)	۳۴۸/۴۳	۲۳۷۰	۰/۲۳

۳-۲- راستی‌آزمایی

به‌منظور راستی‌آزمایی پژوهش حاضر، از نتایج پژوهش انجام شده توسط Aksoylar و همکارانش [۲۲] استفاده شده است. صفحه‌ی مربعی به ضلع ۳۰۰ میلی‌متر، ضخامت ۲/۶۲ میلی‌متر و اندازه‌ی شبکه‌بندی ۲۰×۲۰ میلی‌متر با تکیه‌گاه گیردار در ۱۰ لایه از کربن-اپوکسی (C)، آرامید-اپوکسی (A)، شیشه-اپوکسی (G) و فلز برنج (B) به صورت G/G/G/A/A/C/C/C/B لایه‌چینی شده بود. تمام لایه‌های صفحه‌ی مرکب با زاویه‌ی صفر درجه در راستای طولی قرار داده شدند. صفحه‌ی FML با مشخصات فوق تحت فشار انفجاری اندازه‌گیری شده از آزمایش، مدل‌سازی گردید. نتایج آزمایشگاهی و عددی با استفاده از نرم‌افزار آباکوس راستی‌آزمایی شد. در جدول‌های (۲) و (۳) به ترتیب بیشینه تغییرمکان مرکز صفحه و بیشینه تغییرشکل نسبی در راستای محور x (ϵ_{xx}) و در شکل‌های (۵) و (۶) به ترتیب تاریخچه‌ی زمانی تغییرمکان و تغییرشکل نسبی ϵ_{xx} مرکز صفحه نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، نتایج مدل‌سازی از

برای تعیین مشخصات هر انفجار، نیاز به سه پارامتر اضافه فشار بیشینه^{۱۱}، مدت زمان انفجار^{۱۲} و ضربه^{۱۳} است. قسمت مثبت نمودار فشار - زمان یک موج انفجاری نشان داده شده در شکل (۴) با رابطه‌ی شبه نمایی (۷-۱) و (۷-۲) بیان می‌گردد [۲۷].

$$P_t(t) = (P_{so} - P_0)(1 - t/t_p)e^{-\alpha t/t_p} \quad (1-7)$$

$$P_{so} = \frac{1772}{Z^3} - \frac{114}{Z^2} + \frac{108}{Z} \quad (2-7)$$

در این رابطه‌ها، P_{so} مقدار اضافه فشار بیشینه‌ی انفجار، t_0 زمان انفجار در فاز مثبت، ضریب افت^{۱۴} α یک مقدار ثابت و Z فاصله‌ی مقیاس شده است. بر اساس رابطه‌ی هوپکینسون - کرانز^{۱۵} فاصله‌ی مقیاس شده به صورت رابطه‌ی (۸) بیان می‌شود [۲۷].

$$Z = R/\sqrt[3]{W} \quad (8)$$

در این رابطه، R فاصله‌ی مرکز انفجار تا نقطه‌ی مورد نظر بر حسب متر و W جرم ماده‌ی منفجره بر حسب کیلوگرم است.

۳-۳ مدل‌سازی عددی

در پژوهش حاضر، برای مدل‌سازی صفحه‌های ساخته شده از مواد هدفمند در نرم‌افزار آباکوس از جزء پوسته‌ای^{۱۶} مثلثی سه‌گره‌ی (S3R) برای مدل‌سازی صفحه‌های دارای بازشوی دایره‌ای، جزء پوسته‌ای چهاروجهی چهارگره‌ی (S4R) برای مدل‌سازی صفحه‌های دارای بازشوی مربعی و صفحه‌های دارای سخت‌کننده و نیز، برای مدل‌سازی انفجار از روش کانوپ^{۱۷} استفاده گردیده است [۲۸]. به‌منظور ارزیابی تأثیر انواع بازشو و سخت‌کننده بر روی پاسخ دینامیکی صفحه‌های FGM تحت بارهای انفجاری، صفحه‌ی مربعی شکل به ضلع ۱۰۰۰ میلی‌متر و ضخامت ۶ میلی‌متر با رفتار دینامیکی غیرخطی و در نظر گرفتن اثر تغییرشکل‌های بزرگ مورد بررسی قرار گرفته شده است. ابتدا، با هدف دست‌یابی به شبکه‌بندی مناسب برای صفحه، ابعاد جزء تغییر داده شد تا پاسخ به یک مقدار مشخص همگرا گردد. سپس، به‌منظور تعیین تعداد لایه‌های معادل صفحه‌ی FGM، تحلیل‌های همگرایی توسط صفحه‌ی هدفمند مرجع [۲۲] انجام شد. در تمام تحلیل‌ها، مدت زمان بارگذاری ۵۰ میلی‌ثانیه انتخاب شده است. همچنین، به‌منظور بررسی کامل‌تر رفتار صفحه‌های دارای بازشو و سخت‌کننده و اثر توأم این عامل‌ها بر روی رفتار صفحه‌های هدفمند، رابطه‌ی بین تغییرمکان صفحه‌ها بر حسب هر یک از پارامترها (در صفحه‌های دارای بازشو، نوع، درصد و موقعیت قرارگیری بازشو و مقدار جرم ماده‌ی منفجره



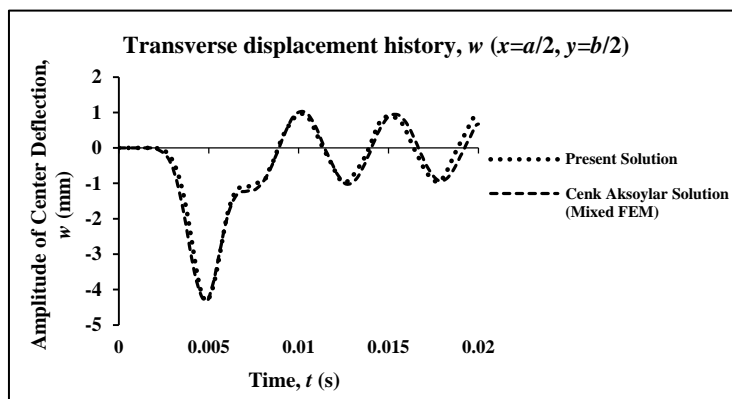
دقت قابل قبولی در مقایسه با مقادیرهای گزارش شده برخوردار است.

جدول ۳- مقایسه‌ی نتایج حاصل از مدل‌سازی با نرم‌افزار ABAQUS، آزمایش و روش عددی

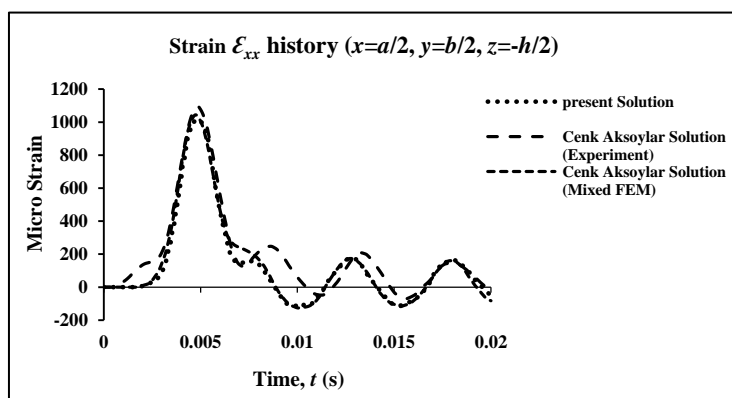
خطا (%)	عددی مختلط [۲۲]	تجربی [۲۲]	ABAQUS	تغییر شکل نسبی (ϵ_{xx})
۷	-	$1/091e^{-3}$	$1/012e^{-3}$	بیشینه مقدار
۲/۹	$1/044e^{-3}$	-	$1/012e^{-3}$	

جدول ۲- مقایسه‌ی نتایج حاصل از مدل‌سازی با نرم‌افزار ABAQUS و روش عددی

خطا (%)	عددی مختلط [۲۲]	ABAQUS	تغییر مکان مرکز صفحه (mm)
-۰/۳۲	-۴/۳۲۹	-۴/۳۱۵	بیشینه مقدار



شکل ۵- مقایسه‌ی بین تغییر مکان مرکز صفحه‌ی FML حاصل از ABAQUS و روش عددی [۲۲]



شکل ۶- مقایسه‌ی بین تغییر مکان مرکز صفحه‌ی FML حاصل از ABAQUS، آزمایش و روش عددی [۲۲]

۲۵۰۰ جزء برای شبکه‌بندی صفحه مورد استفاده قرار گرفت.

۳-۳- نحوه‌ی شبکه‌بندی صفحه‌ی FGM

به منظور شبکه‌بندی صفحه، از جزءهایی با ابعاد مختلف استفاده شد و تأثیر اندازه‌ی شبکه‌بندی صفحه مورد بررسی قرار گرفت. از این رو، در صفحه‌ی مربعی شکل به ضلع ۱۰۰۰ میلی‌متر و ضخامت ۶ میلی‌متر با شاخص توان حجمی (n) برابر ۱ و شرط مرزی گیردار تحت بار انفجاری ۴۰ گرم، ابعاد جزء تغییر داده شد تا پاسخ به یک مقدار مشخص همگرا گردد. پس از بررسی اندازه‌ی شبکه‌بندی‌های مختلف (شکل (۷))، جزءهای ۲۰×۲۰ میلی‌متری به عنوان حالت مناسب انتخاب شد. بدین ترتیب، تعداد

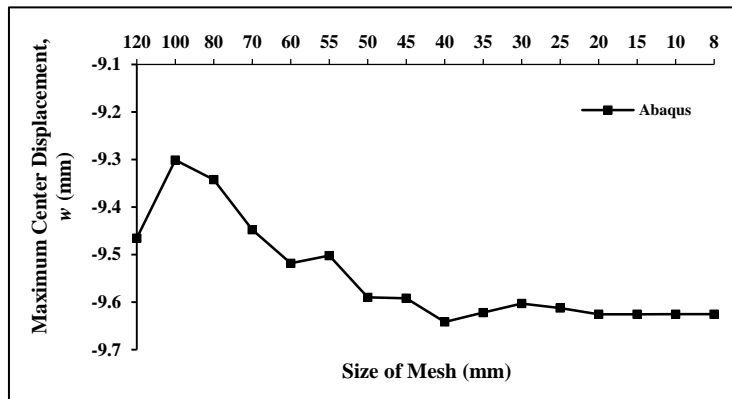
۳-۴- تعیین تعداد لایه‌های صفحه‌ی FGM

به منظور تعیین تعداد لایه‌های معادل صفحه‌ی FGM (N)، چندین تحلیل همگرایی صورت پذیرفت. تحلیل‌های همگرایی توسط صفحه‌ی هدفمند مرجع [۲۲] با ابعاد ۳۰۰×۳۰۰ میلی‌متر، شاخص توان حجمی ۰/۲، ضخامت ۳ میلی‌متر، اندازه‌ی شبکه‌بندی ۱۲×۱۲ میلی‌متر با گام زمانی ۰/۱ میلی‌ثانیه تحت بار انفجار انجام گردیده است. پس از بررسی بیشینه تغییر مکان مرکز

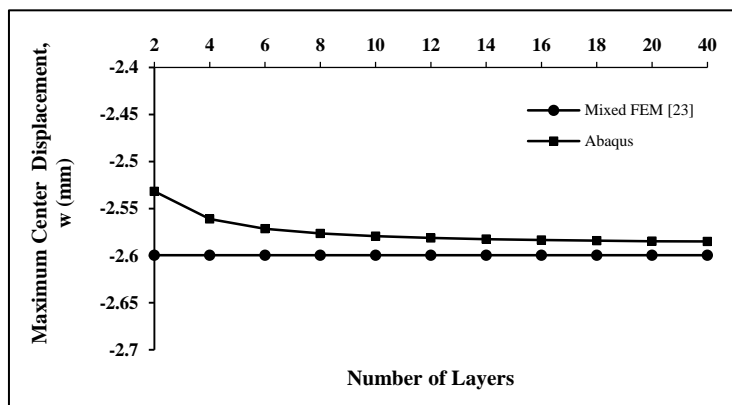


دیگر، در ادامه‌ی محاسبات، صفحه‌های مورد تحلیل از ۲۰ لایه تشکیل شده‌اند.

صفحه (جدول ۴) و شکل (۸)، در تحلیل صفحه‌های هدفمند از ۲۰ لایه‌ی معادل به‌عنوان حالت مناسب استفاده شد. به عبارت



شکل ۷- مقایسه‌ی اندازه‌ی ابعاد جزء در شبکه‌بندی‌های مختلف



شکل ۸- تعیین تعداد لایه‌های معادل صفحه‌ی FGM

پس از اطمینان از توانایی مدل تحلیلی در تخمین نتایج آزمایشگاهی و عددی، برای مدل‌سازی صفحه‌های هدفمند، نخست خواص هر لایه با استفاده از رابطه‌های حاکم بر مواد FGM محاسبه شد و سپس، صفحه‌ها با استفاده از روش چندلایه‌ی معادل در ۲۰ لایه به‌صورت گیردار و ساده تحت بار انفجاری مدل‌سازی گردید.

۴- صفحه‌های FGM دارای بازشو

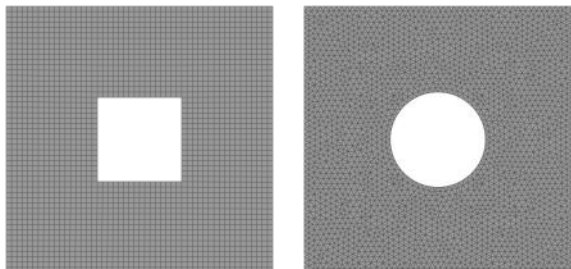
به‌منظور ارزیابی رفتار دینامیکی غیرخطی صفحه‌های FGM دارای بازشو، صفحه‌ی مربعی با شاخص توان حجمی (n) برابر ۱ تحت بارهای انفجاری ۴۰، ۵۰ و ۶۰ گرم با فاصله‌ی ۵۰۰ میلی‌متری تا مرکز صفحه تجزیه و تحلیل گردیده است. برای درک بهتر رفتار صفحه‌های هدفمند دارای بازشو، نوع بازشو (OT^{۲۰})، درصد بازشو (OR^{۲۰})، موقعیت قرارگیری بازشو

جدول ۴- مقایسه‌ی نتایج بیشینه تغییر مکان مرکز صفحه حاصل از

نرم‌افزار ABAQUS و روش عددی در مرجع [۲۲]

خطا (%)	عددی مختلط [۲۲]	ABAQUS	N	بیشینه تغییر مکان (mm)
-۲/۶۱	-۲/۵۹۹	-۲/۵۳۲	۲	مرکز صفحه
-۲/۴۸	-۲/۵۹۹	-۲/۵۶۱	۴	
-۱/۰۸	-۲/۵۹۹	-۲/۵۷۱	۶	
-۰/۸۸	-۲/۵۹۹	-۲/۵۷۶	۸	
-۰/۷۷	-۲/۵۹۹	-۲/۵۷۹	۱۰	
-۰/۷	-۲/۵۹۹	-۲/۵۸۱	۱۲	
-۰/۶۵	-۲/۵۹۹	-۲/۵۸۲	۱۴	
-۰/۶۲	-۲/۵۹۹	-۲/۵۸۳	۱۶	
-۰/۵۹	-۲/۵۹۹	-۲/۵۸۴	۱۸	
-۰/۵۷	-۲/۵۹۹	-۲/۵۸۵	۲۰	
-۰/۴۸	-۲/۵۹۹	-۲/۵۸۶	۴۰	

بازشوی مربعی در وسط ضلع مربع گزارش شده است. در شکل‌های (۱۰) تا (۱۲) رابطه‌ی بیشینه تغییر مکان صفحه با درصد بازشویهای مختلف برای ۳ مقدار جرم ماده‌ی منفجره و ۱۰ مقدار درصد بازشو با شرط مرزی گیردار نشان داده شده است.



شکل ۹- نمایش هندسه و شبکه‌بندی صفحه‌ی دارای بازشوی دایره‌ای (راست) و مربعی (چپ) (OR=۱۰٪)

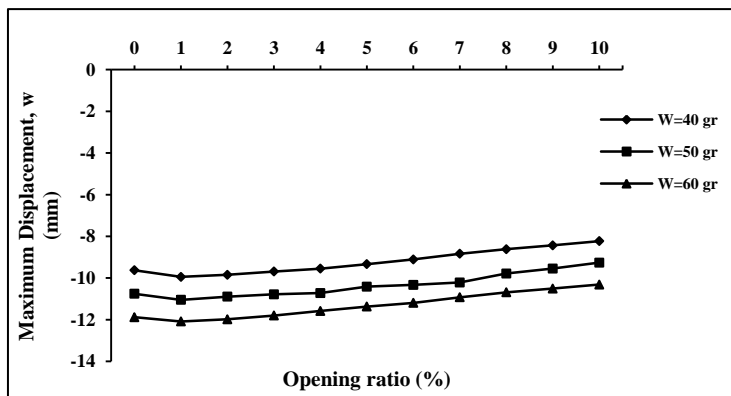
و جرم ماده‌ی TNT مورد توجه قرار گرفته است. درصد بازشو بر اساس نسبت مساحت بازشو به مساحت صفحه (رابطه‌های (۹) و (۱۰))، مقدارهای ۱ تا ۱۰ درصد انتخاب شده است.

$$\begin{aligned} \text{Circular Opening Ratio} &= \frac{A_{\text{opening}}}{A_{\text{plate}}} \times 100 \\ &= \frac{\pi r^2}{a^2} \times 100 \end{aligned} \quad (9)$$

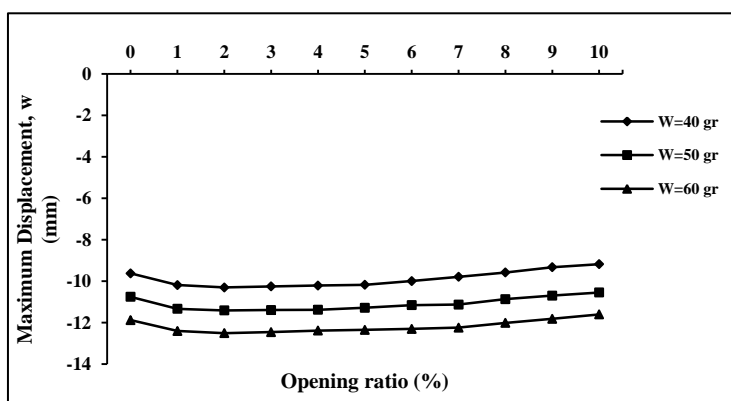
$$\begin{aligned} \text{Square Opening Ratio} &= \frac{A_{\text{opening}}}{A_{\text{plate}}} \times 100 \\ &= \frac{e^2}{a^2} \times 100 \end{aligned} \quad (10)$$

در این رابطه‌ها، A_{opening} مساحت بازشو، A_{plate} مساحت صفحه، a طول ضلع صفحه، r شعاع بازشوی دایره‌ای و e ضلع بازشوی مربعی می‌باشد.

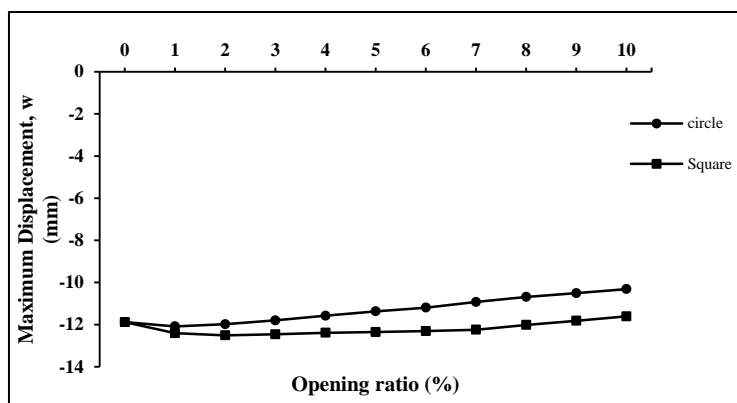
در شکل (۹) هندسه و نحوه‌ی شبکه‌بندی صفحه‌های دارای بازشو مشاهده می‌شود. مقدار بیشینه تغییر مکان بازشوی مرکزی برای بازشوی دایره‌ای بر روی محیط دایره و برای



شکل ۱۰- رابطه‌ی بیشینه تغییر مکان صفحه با درصد بازشوی دایره‌ای با شرط مرزی گیردار



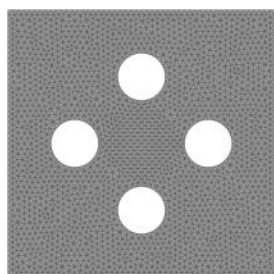
شکل ۱۱- رابطه‌ی بیشینه تغییر مکان صفحه با درصد بازشوی مربعی با شرط مرزی گیردار



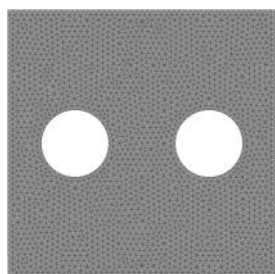
شکل ۱۲- مقایسه‌ی بین بیشینه تغییر مکان صفحه‌ی FGM دارای بازشوی دایره‌ای و مربعی تحت بار انفجاری ۶۰ گرم

به صفحه‌ی دارای بازشوی مربعی منجر به کاهش سختی بیش‌تر صفحه و افزایش تنش در چهار گوشه‌ی بازشو می‌گردد. در نتیجه، مقدار بیشینه تغییر مکان صفحه‌ی دارای بازشو مربعی در مقایسه با صفحه‌ی دارای بازشوی دایره‌ای (با درصد بازشوی یکسان) به میزان بیش‌تری افزایش پیدا می‌کند. به‌عنوان نمونه، با ثابت گرفتن جرم ماده‌ی منفجره، مقدار بیشینه تغییر مکان صفحه‌های دارای بازشوی دایره‌ای و مربعی برای درصد بازشوی ۱٪ به ترتیب ۱/۶۸٪ و ۴/۴۱٪ و برای درصد بازشوی ۲٪ به ترتیب ۰/۸۲٪ و ۵/۲۸٪ افزایش یافته است.

به‌منظور بررسی بیش‌تر و دقیق‌تر رفتار صفحه‌های هدفمند دارای بازشو، صفحه‌هایی با تعداد بازشوی بیش‌تر با سطح و درصد بازشوی یکسان و موقعیت قرارگیری متفاوت مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته است (شکل‌های (۱۳) تا (۱۶)). برای این کار، صفحه‌ی هدفمند دارای بازشوی دایره‌ای و مربعی با ۱، ۲ و ۴ بازشو با درصد بازشوی یکسان (۱۰ درصد) مدل‌سازی گردید. مقدار بیشینه تغییر مکان بازشوهایی که در فاصله‌ی یک‌چهارم از مرکز قرار گرفته‌اند، برای هر دو بازشو در مرکز صفحه گزارش شده است



شکل ۱۴- نمایش هندسه‌ی چهار بازشوی دایره‌ای ۲/۵ درصد



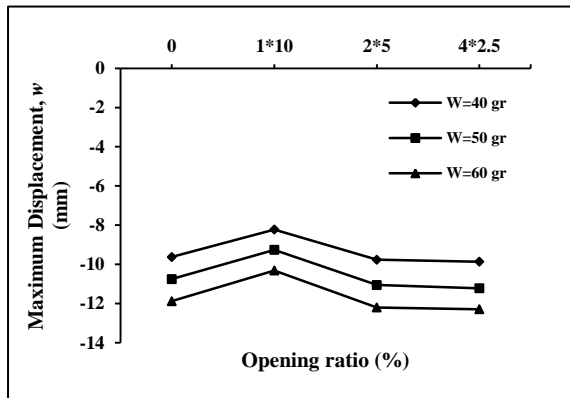
شکل ۱۳- نمایش هندسه‌ی دو بازشوی دایره‌ای ۵ درصد

با توجه به شکل‌های (۱۰) و (۱۱)، مشاهده می‌شود که با ایجاد بازشو، مقدار بیشینه تغییر مکان صفحه‌ی دارای بازشوی دایره‌ای نسبت به صفحه‌ی بدون بازشو ابتدا برای درصد بازشوهای ۱، ۲ و ۳ درصد افزایش و برای درصد بازشوهای ۴ تا ۱۰ درصد کاهش یافته است. این در حالی است که مقدار بیشینه تغییر مکان صفحه‌ی دارای بازشوی مربعی برای درصد بازشوهای ۱ تا ۷ درصد افزایش و برای درصد بازشوهای ۸، ۹ و ۱۰ درصد کاهش یافته است. همچنین، با افزایش درصد بازشو برای هر دو نوع بازشو، مقدار تغییر مکان به‌صورت پیوسته کاهش پیدا کرده است. در ابتدا با ایجاد بازشو سختی صفحه کاهش پیدا می‌کند و موج ناشی از انفجار باعث افزایش تغییر مکان صفحه نسبت به صفحه‌ی بدون بازشو می‌گردد. از آنجایی که موج انفجار به‌دلیل ماهیت اعمال بار، به سطح بدون بازشوی صفحه وارد می‌شود، هر چه از سطحی که موج به آن اعمال می‌گردد کاسته شود، مقدار بار انفجاری کم‌تری به صفحه وارد می‌شود و در نتیجه مقدار بیشینه تغییر مکان صفحه کاهش می‌یابد.

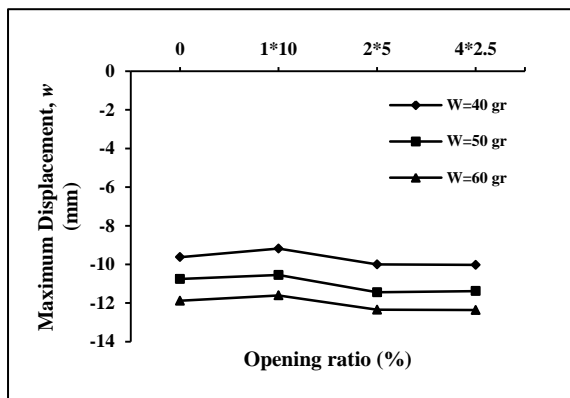
درصد بازشو دارای مقدار حدی می‌باشد، به‌طوری‌که حداکثر تغییر مکان برای بازشوی دایره‌ای در درصد بازشوی ۱٪ و برای بازشوی مربعی در درصد بازشو ۲٪ رخ می‌دهد. مقایسه‌ی عددی نشان می‌دهد که مقدار بیشینه تغییر مکان صفحه به ازای مواد منفجره‌ی ۴۰، ۵۰ و ۶۰ گرم با تغییر درصد بازشو از ۱ به ۱۰ درصد برای صفحه‌ی دارای بازشوی دایره‌ای به ترتیب ۱۷/۲۶٪، ۱۶/۱۴٪ و ۱۴/۶۲٪ و با تغییر درصد بازشو از ۲ به ۱۰ درصد برای صفحه‌ی دارای بازشوی مربعی به ترتیب ۱۰/۹٪، ۷/۵۶٪ و ۷/۲۱٪ کاهش را نشان داده است.

در مقایسه‌ای بین دو بازشوی دایره‌ای و مربعی (شکل (۱۲))، مشاهده می‌شود که برخورد موج ناشی از انفجار

پشت صفحه (پشت به انفجار) در نظر گرفته شده‌اند.



شکل ۱۶- رابطه‌ی تغییرمکان صفحه با درصد بازشوی دایره‌ای با سطح یکسان و موقعیت قرارگیری متفاوت

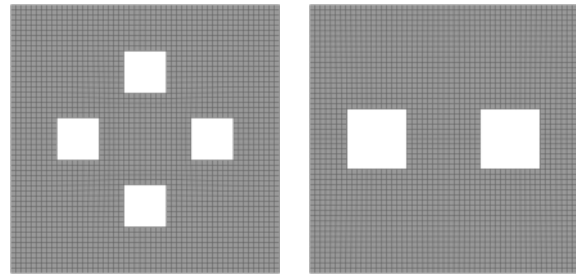


شکل ۱۷- رابطه‌ی تغییرمکان صفحه با درصد بازشوی دایره‌ای با سطح یکسان و موقعیت قرارگیری متفاوت

جدول ۵- ابعاد هندسی سخت‌کننده‌ها

نوع سخت‌کننده	نماد	تعداد	ابعاد (mm)
مستطیلی تک ^{۲۲}	I (S)	۱	۱۰۰×۲
مستطیلی دوتایی ^{۲۳}	I (D)	۲	۵۰×۲
مستطیلی متقاطع ^{۲۴}	I (C)	۲	۵۰×۲
مستطیلی دوتایی متقاطع ^{۲۵}	I (DC)	۳	۳۳×۲
سپری	T	۱	۵۰×۲
نبشی	L	۱	۵۰×۲
ناودانی	[۱	۵۰×۲۵×۲

در شکل‌های (۲۰) و (۲۱) به ترتیب رابطه‌ی بیشینه تغییرمکان مرکز صفحه‌ی هدفمند با آرایش مختلف سخت‌کننده‌ی مستطیلی (تک، دوتایی، متقاطع و دوتایی متقاطع) و با انواع مختلف سخت‌کننده‌ها (مستطیلی، سپری، نبشی و ناودانی) از جنس



شکل ۱۵- نمایش هندسه‌ی دو بازشوی مربعی ۵ درصد
شکل ۱۶- نمایش هندسه‌ی چهار بازشوی مربعی ۲/۵ درصد

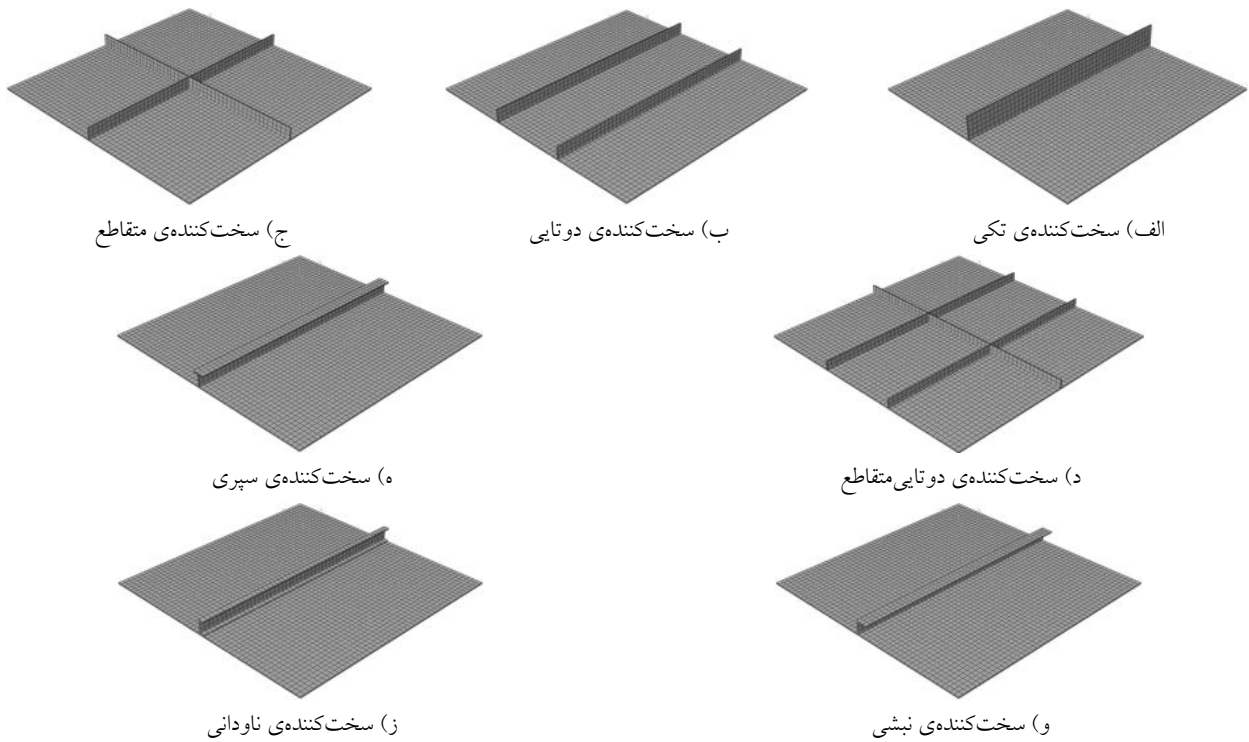
با توجه به شکل‌های (۱۷) و (۱۸)، مشاهده می‌شود که ایجاد ۱ بازشو ۱۰ درصدی در مرکز صفحه باعث کاهش مقدار بیشینه تغییرمکان صفحه برای هر دو بازشوی دایره‌ای و مربعی می‌گردد. این در حالی است که ایجاد ۲ بازشوی ۵ درصدی و ۴ بازشوی ۲/۵ درصدی در فاصله‌ی یک‌چهارم از مرکز صفحه، منجر به افزایش مقدار بیشینه تغییرمکان مرکز صفحه می‌گردد. به‌عنوان مثال، برای ماده‌ی منفجره ۴۰ گرم در صفحه‌ی دارای بازشوی دایره‌ای، ایجاد ۱ بازشو ۱۰ درصدی باعث کاهش ۱۴/۵۲ درصدی تغییرمکان می‌گردد، در حالی که ایجاد ۲ بازشوی ۵ درصدی و ۴ بازشوی ۲/۵ درصدی به ترتیب منجر به افزایش ۱/۴۸ و ۲/۵۳ درصدی تغییرمکان می‌شود. همچنین، در صفحه‌ی دارای بازشوی مربعی، ایجاد ۱ بازشوی ۱۰ درصدی باعث کاهش ۴/۶۱ درصدی، ایجاد ۲ بازشوی ۵ درصدی و ۴ بازشوی ۲/۵ درصدی به ترتیب منجر به افزایش ۳/۹۴ و ۴/۲ درصدی بیشینه تغییرمکان گردیده است.

۵- صفحه‌های FGM دارای سخت‌کننده

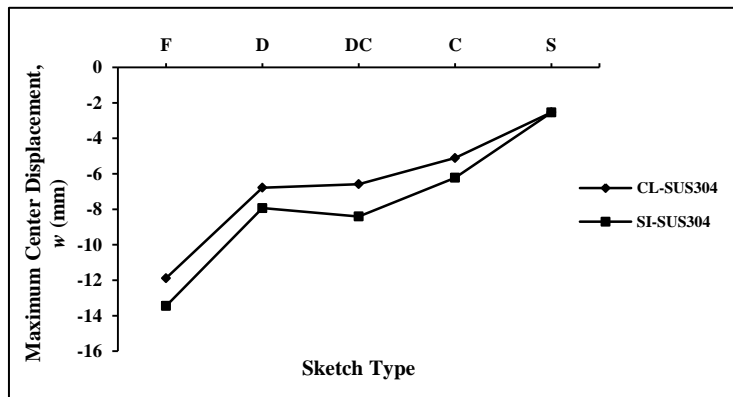
به‌منظور ارزیابی رفتار صفحه‌های FGM دارای سخت‌کننده، صفحه‌ی مربعی با شاخص توان حجمی (n) برابر ۱ تحت بار انفجاری ۶۰ گرم با فاصله‌ی ۵۰۰ میلی‌متری مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته است. در این بررسی، آرایش و ابعاد انواع سخت‌کننده‌ها در جدول (۵) آورده شده است. سخت‌کننده‌ها دارای سطح مقطع یکسان و طول ۱۰۰۰ میلی‌متر بوده و نوع ماده‌ی استفاده‌شده برای آن‌ها، به دلیل مقاومت کشسانی بالای فلز، استاینلس استیل انتخاب شده است. در شکل (۱۹) هندسه، نحوه‌ی شبکه‌بندی و آرایش مختلف سخت‌کننده‌ها مشاهده می‌شود.

در پژوهش حاضر، به‌منظور جلوگیری از ایجاد تنش‌های فشاری و کماتش لبه‌ی آزاد سخت‌کننده و نیز به‌منظور تقلیل مقدار تغییرمکان در هنگام انفجار، سخت‌کننده‌ها در قسمت

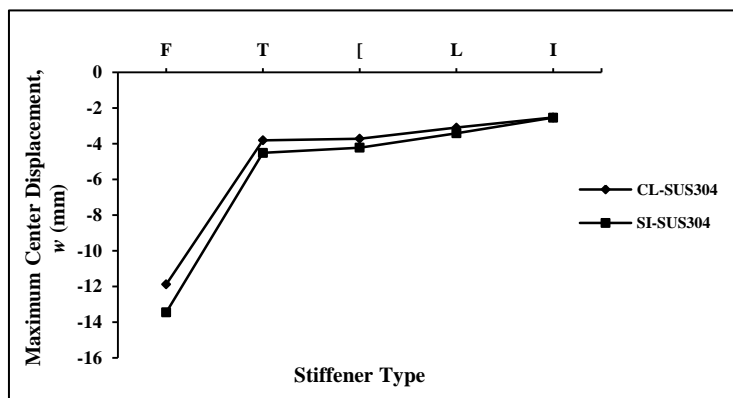




شکل ۱۹- نمایش هندسه و نحوه‌ی شبکه‌بندی صفحه‌ی تقویت شده با انواع سخت‌کننده‌ها



شکل ۲۰- رابطه‌ی بیشینه تغییر مکان مرکز صفحه با آرایش مختلف سخت‌کننده‌ی مستطیلی با شرط مرزی گیردار



شکل ۲۱- رابطه‌ی بیشینه تغییر مکان مرکز صفحه با انواع مختلف سخت‌کننده با شرط مرزی گیردار

ماده‌ی استاینلس‌استیل برای دو شرط مرزی گیردار و ساده نشان داده شده است. یافته‌ها مبین آن است که برای هر دو شرط مرزی، صفحه‌ی دارای سخت‌کننده‌ی مستطیلی تک در بین چهار آرایش دیگر سخت‌کننده‌ی مستطیلی با حجم یکسان به دلیل بیش‌تر بودن لنگر لختی آن، دارای کم‌ترین تغییرمکان می‌باشد. همچنین، در بررسی انواع مختلف سخت‌کننده‌ها با سطح مقطع یکسان، مشاهدات حاکی بر عملکرد بهتر سخت‌کننده‌ی مستطیلی نسبت به سایر سخت‌کننده‌ها در کاهش مقدار تغییرمکان صفحه می‌باشد. به همین دلیل سخت‌کننده‌ی نوع مستطیلی مؤثرتر، اجرایی‌تر و مقرون به صرفه‌تر از دیگر سخت‌کننده‌ها می‌باشد. البته می‌توان با تغییر ابعاد سایر مقاطع نظیر بخش بال و جان سخت‌کننده‌ی سپری به نتایج بهتری

دست یافت. در جدول (۶) مقدار کاهش تغییرمکان مرکز صفحه‌ی هدفمند، به ازای مقدار ماده‌ی منفجره‌ی برابر ۶۰ گرم با شرط مرزی گیردار برای آرایش و انواع مختلف سخت‌کننده‌ها نشان داده شده است.

در بررسی رفتار کلیه‌ی صفحه‌های تقویت‌شده با شرایط مشابه قبل، می‌توان عملکرد بهتر شرط مرزی گیردار نسبت به شرط مرزی ساده را اذعان داشت. به طوری‌که با تغییر شرط مرزی از ساده به گیردار، مقدار بیشینه تغییرمکان مرکز صفحه برای سخت‌کننده‌های مستطیلی تک، نبشی، ناودانی، مستطیلی دوتایی، سپری، مستطیلی متقاطع و دوتایی متقاطع به ترتیب ۰/۴۱٪، ۹/۳۵٪، ۱۱/۹۶٪، ۱۴/۴۹٪، ۱۵/۵۶٪، ۱۷/۹۱٪ و ۲۱/۷٪ کاهش پیدا کرده است.

جدول ۶- درصد کاهش مقدار تغییرمکان مرکز صفحه‌ی هدفمند با استفاده از سخت‌کننده

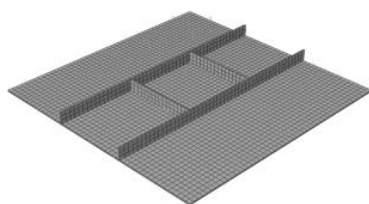
نوع سخت‌کننده	مستطیلی تک	نبشی	ناودانی	سپری	مستطیلی متقاطع	مستطیلی دوتایی متقاطع	مستطیلی دوتایی
میزان کاهش (%)	۷۸/۶۹	۷۳/۹۲	۶۸/۶۹	۶۷/۹۲	۵۷/۰۲	۴۴/۶۰	۴۲/۹۱

۶- صفحه‌های FGM دارای بازشو و سخت‌کننده

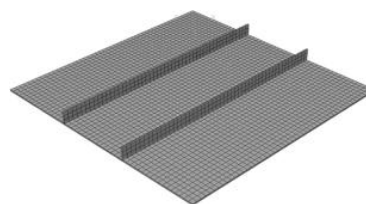
به منظور ارزیابی رفتار دینامیکی صفحه‌های FGM دارای بازشو و سخت‌کننده تحت بارهای انفجاری، صفحه‌ی مربعی با شاخص توان حجمی (n) برابر ۱ تحت بار انفجاری ۶۰ گرم با فاصله‌ی ۵۰۰ میلی‌متری مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته است. در این بخش، اثر توأم بازشو و سخت‌کننده، درصد بازشو، نوع و آرایش سخت‌کننده و شرایط مرزی بررسی شده است. صفحه‌ها با و بدون بازشو با استفاده از سخت‌کننده‌های مستطیلی دوتایی

(D) و دوتایی متقاطع (DC) با ارتفاع ۵۰ و ضخامت ۶ میلی‌متر تقویت شده‌اند. مقدارهای ۵ و ۱۰ درصد برای بازشوهای مرکزی انتخاب شده است.

در شکل‌های (۲۲) و (۲۳) هندسه و نحوه‌ی شبکه‌بندی صفحه‌های هدفمند با و بدون بازشو و سخت‌کننده نشان داده شده است. برای مدل‌سازی این‌گونه صفحه‌ها از جزء پوسته‌ای چهاروجهی چهارگره‌ی (S4R) استفاده و نوع ماده‌ی سخت‌کننده استاینلس‌استیل انتخاب شده است.

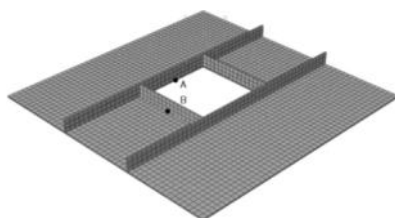


ب) سخت‌کننده‌ی دوتایی متقاطع

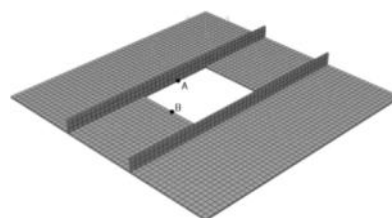


الف) سخت‌کننده‌ی دوتایی

شکل ۲۲- نمایش هندسه و نحوه‌ی شبکه‌بندی صفحه‌ی بدون بازشو و دو سخت‌کننده



ب) سخت‌کننده‌ی دوتایی متقاطع



الف) سخت‌کننده‌ی دوتایی

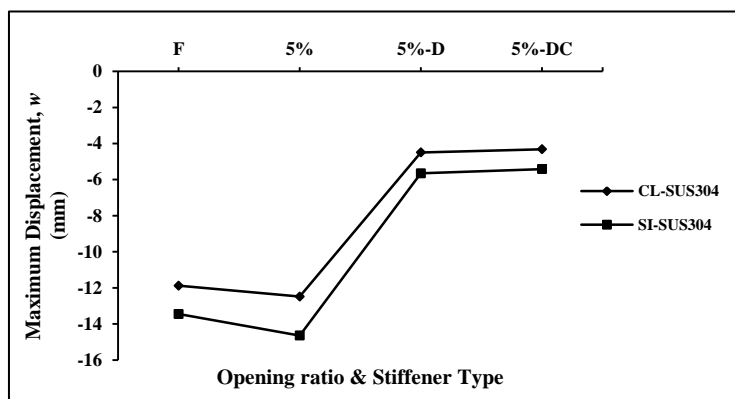
شکل ۲۳- نمایش هندسه و نحوه‌ی شبکه‌بندی صفحه‌ی با بازشو و دو سخت‌کننده



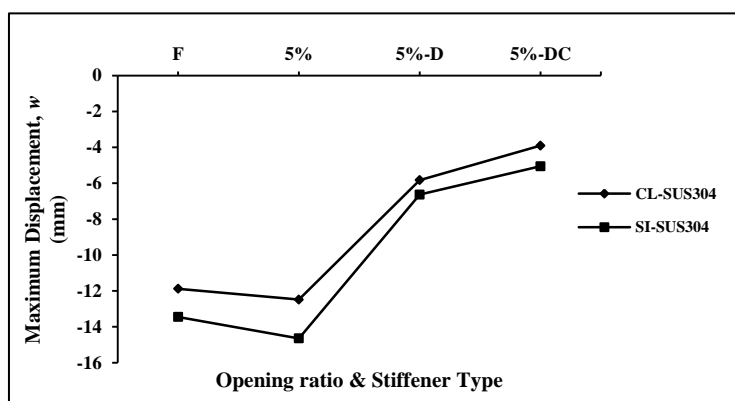
۶۱/۶۱٪ تا ۶۵/۴۰٪ و در نقطه‌ی B بین ۵۳/۳۵٪ تا ۶۸/۷۳٪ کاهش داد.

در بررسی اثر آرایش سخت‌کننده در اطراف بازشو مشاهده شد که با تغییر آرایش سخت‌کننده (از دوتایی (D) به دوتایی متقاطع (DC)) برای هر دو حالت شرط مرزی، مقدار بیشینه تغییرمکان در هر دو نقطه‌ی A و B کاهش یافته است. اما این کاهش در نقطه‌ی B نسبت به نقطه‌ی A بیش‌تر بوده است. بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت که با اضافه کردن سخت‌کننده در اطراف بازشو می‌توان مقدار بیشینه تغییرمکان را کاهش داد. برای نمونه، مقدار بیشینه تغییرمکان به ازای مقدار ماده‌ی منفجره‌ی ۶۰ گرم و شرط مرزی گیردار با تغییر آرایش سخت‌کننده از دوتایی به دوتایی متقاطع در نقطه‌های A و B به ترتیب به میزان ۳/۹۴٪ و ۳۲/۹۸٪ کاهش پیدا کرده است.

در صفحه‌های دارای بازشو و سخت‌کننده، به‌منظور بررسی تأثیر اضافه کردن سخت‌کننده در اطراف بازشو، مقدار بیشینه تغییرمکان در نقطه‌های A (وسط وجه عمودی بازشو) و B (وسط وجه افقی بازشو) در نظر گرفته شده است (شکل (۲۳)). در این بررسی، از دو درصد بازشوی ۵٪ و ۱۰٪ استفاده گردیده است. با توجه به شکل‌های (۲۴) و (۲۵) دیده می‌شود که به ازای مقدار ماده‌ی منفجره‌ی مشخص، ایجاد بازشو باعث افزایش تغییرمکان شده است. از این رو، می‌توان با اضافه کردن سخت‌کننده در اطراف بازشو مقدار بیشینه تغییرمکان در نقطه‌های A و B بازشو را به میزان قابل ملاحظه‌ای کاهش داد. به‌عنوان نمونه، با ایجاد بازشوی ۵٪ مقدار بیشینه تغییرمکان ۵/۰۵٪ افزایش می‌یابد. لذا با افزودن سخت‌کننده از جنس استاینلس استیل می‌توان مقدار تغییرمکان را در نقطه‌ی A بین



شکل ۲۴- رابطه‌ی بیشینه تغییرمکان نقطه‌ی A با انواع سخت‌کننده و درصد بازشو با شرط مرزی گیردار



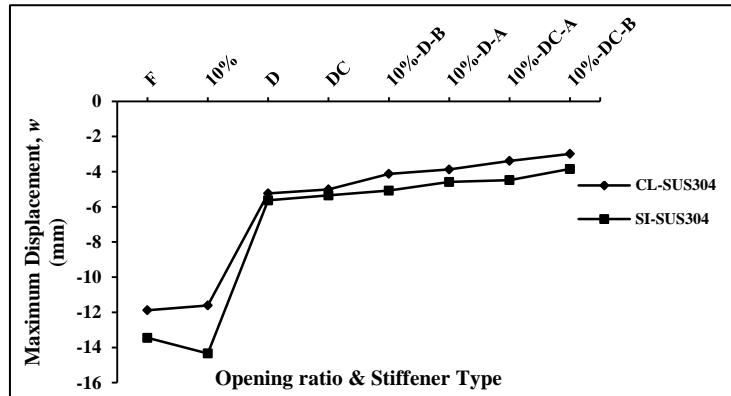
شکل ۲۵- رابطه‌ی بیشینه تغییرمکان نقطه‌ی B با انواع سخت‌کننده و درصد بازشو با شرط مرزی گیردار

تغییرمکان صفحه را نسبت به صفحه‌ی بدون بازشو و بدون سخت‌کننده و حتی نسبت به صفحه‌ی دارای بازشو و صفحه‌ی دارای سخت‌کننده کاهش داد (شکل (۲۶)). مقایسه‌ی عددی نشان می‌دهد که با استفاده از سخت‌کننده‌ی دوتایی متقاطع با

در مقایسه‌ی دیگر بین صفحه‌ی هدفمند بدون بازشو و سخت‌کننده با صفحه‌های هدفمند دارای بازشو، دارای سخت‌کننده و دارای بازشو و سخت‌کننده مشاهده گردید که می‌توان با ایجاد بازشو و استفاده از سخت‌کننده‌ی مناسب، مقدار

سخت‌کننده‌ی دوتایی ۵۵/۹۴٪، تقویت‌شده با سخت‌کننده‌ی دوتایی متقاطع ۵۷/۸۴٪، اثر توأم بازشوی ۱۰٪ و سخت‌کننده‌ی دوتایی در نقطه‌ی A و B به ترتیب ۶۵/۲۹٪ و ۶۷/۳۹٪ و اثر توأم بازشوی ۱۰٪ و سخت‌کننده‌ی دوتایی متقاطع در نقطه‌ی A و B به ترتیب ۷۱/۴۹٪ و ۷۴/۸۴٪ کاهش پیدا کرده است.

جنس استاینلس استیل همراه با بازشو می‌توان مقدار بیشینه تغییرمکان را بین ۷۱/۳۹٪ تا ۷۴/۸۴٪ نسبت به صفحه‌ی بدون بازشو و سخت‌کننده کاهش داد. برای نمونه، مقدار بیشینه تغییرمکان صفحه‌ی هدفمند بدون بازشو و سخت‌کننده به ترتیب با ایجاد بازشوی ۱۰ درصدی ۲/۳۱٪، تقویت‌شده با



شکل ۲۶- مقایسه‌ی بیشینه تغییرمکان صفحه‌های هدفمند با و بدون بازشو و سخت‌کننده تحت بار انفجاری ۶۰ گرم

انفجار به صفحه‌ی دارای بازشوی مربعی منجر به کاهش سختی بیش‌تر صفحه و افزایش تنش در چهار گوشه‌ی بازشو می‌گردد. در نتیجه، مقدار بیشینه تغییرمکان صفحه‌ی دارای بازشو مربعی در مقایسه با صفحه‌ی دارای بازشوی دایره‌ای (با درصد بازشوی یکسان) به میزان بیش‌تری افزایش پیدا می‌کند.

- به‌منظور بررسی بیش‌تر و دقیق‌تر رفتار صفحه‌های هدفمند دارای بازشو، صفحه‌هایی با تعداد بازشوی بیش‌تر با سطح و درصد بازشوی یکسان و موقعیت قرارگیری متفاوت بررسی شد. نتایج نشان داد که ایجاد ۱ بازشو ۱۰ درصدی در مرکز صفحه باعث کاهش مقدار بیشینه تغییرمکان صفحه برای هر دو بازشوی دایره‌ای و مربعی می‌گردد. این در حالی است که ایجاد ۲ بازشوی ۵ درصدی و ۴ بازشوی ۲/۵ درصدی در فاصله‌ی یک‌چهارم از مرکز صفحه، منجر به افزایش مقدار بیشینه تغییرمکان مرکز صفحه شده است.

- در ادامه روند پژوهش حاضر، ارزیابی سخت‌کننده‌ها بر صفحه‌های هدفمند نیز از دو وجه سنجیده شده است. نتایج این بررسی، نخست برای چهار آرایش از سخت‌کننده‌های مستطیلی (سخت‌کننده‌ی تک، دوتایی، متقاطع و دوتایی متقاطع) در شرایط یکسان بودن حجم، حاکی بر آن است که سخت‌کننده‌ی مستطیلی تک به‌دلیل ارتفاع بیش‌تر، دارای لنگر لختی بیش‌تری بوده که این مسئله نیز تغییرمکان صفحه را تعدیل و کم‌تر نموده و عملکرد بهتری را نسبت به سه حالت دیگر

۷- نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، به‌منظور بررسی تأثیر انواع بازشو و سخت‌کننده بر روی پاسخ دینامیکی غیرخطی صفحه‌های FGM تحت بارهای انفجاری از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS استفاده شد. پس از اطمینان از روش مدل‌سازی صفحه‌های هدفمند، نخست، خواص هر نقطه از صفحه با استفاده از رابطه‌های حاکم بر مواد FGM محاسبه شد و سپس، صفحه‌ها با استفاده از روش چندلایه‌ی معادل به‌صورت گیردار و ساده مدل‌سازی گردید. برای این کار، اثر بازشوها و سخت‌کننده‌های مختلف مورد بررسی قرار گرفت.

- نتایج ناشی از ارزیابی رفتار صفحه‌های هدفمند دارای بازشو بر مبنای نوع و درصد بازشو، حاکی بر رفتار غیر یکسان آن‌ها در این صفحه‌ها می‌باشد. بازشوهای دایره‌ای از ۱ تا ۳ درصد روندی نازل بر استحکام و رفتار صفحه بر جای گذاشته است. این در حالی است که بازشوهای مربعی از ۱ تا ۷ درصد همین رفتار منفی را بر صفحه داشته است. این مهم نشان از مناسب بودن بازشوهای دایره‌ای در مقابل مربعی می‌باشد. پس از این رفتار نزولی، بازشوهای دایره‌ای از ۴ تا ۱۰ درصد و بازشوهای مربعی از ۸ تا ۱۰ درصد با بزرگ‌تر شدن سطح بازشو و به‌دنبال آن کاهش سطح اعمال بار، سبب بهبود رفتار صفحه‌های هدفمند شده‌اند. همچنین، در قیاسی دیگر میان دو بازشوی دایره‌ای و مربعی می‌توان چنین اذعان داشت که برخورد موج ناشی از

- [6] Koizumi, M. (1997), "FGM Activities in Japan", Composites Part B: Engineering, Vol. 28, No. 1-2, pp. 1-4.
- [7] Taylor, G. (1950), "The Distortion under Pressure of a Diaphragm which is Clamped Along its Edge and Stressed beyond the Elastic Limit", Underwater Explosion Research, Vol. 3, pp. 107-121.
- [8] Witmer, E.A. Balmer, H.A. Leech, J.W. and Pian, T.H. (1963), "Large Dynamic Deformations of Beams, Rings, Plates and Shells", American Institute of Aeronautics and Astronautics Journal, Vol. 1, No. 8, pp. 1848-1857.
- [9] Nurick, G. and Martin, J. (1989), "Deformation of Thin Plates Subjected to Impulsive Loading-A Review part II: Experimental Studies", International Journal of Impact Engineering, Vol. 8, No. 2, pp. 171-186.
- [10] Neuberger, A. Peles, S. and Rittel, D. (2007), "Scaling the Response of Circular Plates Subjected to Large and Close-Range Spherical Explosions, Part I: Air-Blast Loading", International Journal of Impact Engineering, Vol. 34, No. 5, pp. 859-873.
- [11] Yuen, S.C.K. and Nurick, G. (2005), "Experimental and Numerical Studies on the Response of Quadrangular Stiffened Plates, Part I: Subjected to Uniform Blast Load", International Journal of Impact Engineering, Vol. 31, No. 1, pp. 55-83.
- [12] Langdon, G.S. Yuen, S.C.K. and Nurick, G.N. (2005), "Experimental and Numerical Studies on the Response of Quadrangular Stiffened Plates, Part II: Localized Blast Loading", International Journal of Impact Engineering, Vol. 31, pp. 85-111.
- [13] Pan, Y. and Louca, L.A. (1999), "Experimental and Numerical Studies on the Response of Stiffened Plates Subjected to Gas Explosion", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 52, pp. 171-193.
- [14] Park, B. and Cho, S. (2006), "Simple Design Formulae for Predicting the Residual Damage of Unstiffened and Stiffened Plates under Explosion Loadings", International Journal of Impact Engineering, Vol. 32, No. 10, pp. 1721-1736.
- [15] Li, G. Chen, Z. Deng, F. and Eckoff, R.K. (2002), "Explosion Resistance of a Square Plate with a Square Hole", Journal of Physics, Vol. 12, pp. 121-124.
- [16] Langdon, G. Rossiter, I. Balden, V. and Nurick, G. (2010), "Performance of Mild Steel Perforated Plates as a Blast Wave Mitigation Technique: Experimental and Numerical Investigation", International Journal of Impact Engineering, Vol. 37, No. 10, pp. 1021-1036.
- [17] Nouri, Y. (2015), "Analysis of Plates with Opening and Stiffener Subjected to Blast Loads", Master of Science Thesis, Ferdowsi University of Mashhad, Iran. (In Persian)
- [18] Kazanci, Z. Mecitoğlu, Z. and Hacıoğlu, A. (2004), "Effect of In-Plane Stiffnesses and Inertias on Dynamic Behavior of A Laminated Composite Plate under Blast Load", Proceedings of Ninth Biennial ASCE Aerospace Division International Conference in Engineering, Construction, and Operations in Challenging Environments: Earth and Space 2004, pp. 484-491.
- [19] Türkmen, H. and Mecitoğlu, Z. (1999), "Dynamic Response of A Stiffened Laminated Composite Plate Subjected to Blast Load", Journal of Sound and Vibration, Vol. 221, No. 3, pp. 371-389.
- [20] Praveen, G.N. and Reddy, J.N. (1998), "Nonlinear Transient Thermoelastic Analysis of Functionally Graded Ceramic-Metal Plates", International Journal of Solids and Structures, Vol. 35, No. 33, pp. 4457-4476.
- [21] Hause, T. (2011), "Advanced Functionally Graded Plate-Type Structures Impacted by Blast Loading", International Journal of Impact Engineering, Vol. 38, No. 5, pp. 314-321.

به همراه داشته است. حال آن که در ارزیابی دیگر، سخت‌کننده‌ی مستطیلی تک با سخت‌کننده‌های سپری، نبشی و ناودانی با شرایط یکسان بودن سطح مقطع و موقعیت قرارگیری بر صفحه، قیاس شده‌اند. باید اذعان داشت که در این بررسی نیز سخت‌کننده‌ی مستطیلی بهترین عملکرد را به همراه داشته است، ولی لازم به ذکر است که می‌توان با تغییر ابعاد سایر مقاطع نظیر بخش بال و جان سخت‌کننده‌ی سپری (افزایش جان سخت‌کننده) به نتایج بهتری دست یافت.

- در نهایت پس از بررسی هر یک از عامل‌های بازشو و سخت‌کننده بر روی رفتار صفحه‌ی هدفمند، حال می‌توان تأثیرات توأم این عامل‌ها را چنین تفسیر نمود. از آنجایی که ایجاد بازشو باعث افزایش مقدار تغییر مکان می‌شود، می‌توان با اضافه کردن سخت‌کننده در اطراف بازشو، مقدار بیشینه تغییر مکان در نقطه‌های A (وسط وجه عمودی بازشو) و B (وسط وجه افقی بازشو) را به میزان قابل ملاحظه‌ای کم نمود. همچنین، در بررسی اثر آرایش سخت‌کننده در اطراف بازشو می‌توان با تغییر آرایش سخت‌کننده (از دوتایی به دوتایی متقاطع) برای هر دو حالت شرط مرزی، مقدار بیشینه تغییر مکان در دو نقطه‌ی A و B را کاهش داد، اما این کاهش در نقطه‌ی B نسبت به نقطه‌ی A بیش‌تر بوده است که این نتیجه‌ی اضافه کردن سخت‌کننده در اطراف بازشو می‌باشد.

- در مقایسه‌ی دیگر بین صفحه‌ی هدفمند با و بدون بازشو و سخت‌کننده مشاهده شد که می‌توان با ایجاد بازشو و استفاده از سخت‌کننده‌ی مناسب، مقدار تغییر مکان صفحه را نسبت به صفحه‌ی بدون بازشو و بدون سخت‌کننده و حتی نسبت به صفحه‌ی دارای بازشو و صفحه‌ی دارای سخت‌کننده کاهش داد.

۸- مراجع

- [1] Naserian, A. and Tahani, M. (2009), "Static Analysis of Laminated Composite Plates with Piezoelectric Layers", Journal of Engineering Faculty of Ferdowsi University, Vol. 43, No. 4, pp. 582-566. (In Persian)
- [2] Jabbarzadeh, M. Eskandari Jam, J. and Khosravi, M. (2012), "The Analysis of Thermal Buckling of Circular Plates of Variable Thickness from Functionally Graded Materials", Modares Mechanical Engineering, Vol. 12, No. 5, pp. 59-73. (In Persian)
- [3] Jabbarzadeh, M. and Baghdar Delgosha, M. K. (2013), "Thermal Buckling Analysis of FGM Sector Plates using Differential Quadrature Method", Modares Mechanical Engineering, Vol. 13, No. 2, pp. 33-45. (In Persian)
- [4] Djahani, P. (1977), "Large-Deflection Elasto-Plastic Analysis of Discretely Stiffened Plates", Ph.D. Thesis, London, Imperial College.
- [5] Pelletier, J.L. (2005), "Thermoelastic Analysis and Optimization of Functionally Graded Plates and Shells", Master of Science Thesis, University of Maine.

- [25] Huang, X.L. and Shen, H.S. (2004), "Nonlinear Vibration and Dynamic Response of Functionally Graded Plates in Thermal Environments", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 41, No. 9, pp. 2403-2427.
- [26] Dusenberry, O.D., (2010), "Handbook for Blast-Resistant Design of Buildings", John Wiley & Sons Inc, Canada.
- [27] Kinney, G.F. and Graham. K.J., (1985), "Explosive Shocks in Air", Second Edition, Springer Berlin Heidelberg, New York.
- [28] Abaqus Analysis User's Manual Version 6.14., (2014), Dassault Systemes Simulia Crop.: Providence, RI, USA.
- [22] Aksoylar, C. Ömercikoglu, A. Mecitoğlu, Z. and Omurtag, M.H. (2012), "Nonlinear Transient Analysis of FGM and FML Plates under Blast Loads by Experimental and Mixed FE Methods", *Composite Structures*, Vol. 94, No. 2, pp. 731-744.
- [23] Duc, N.D. Tuan, N.D. Tran, Ph. and Quan, T.Q. (2016), "Nonlinear Dynamic Response and Vibration of Imperfect Shear Deformable Functionally Graded Plates Subjected to Blast and Thermal Loads", *Mechanics of Advanced Materials and Structures*, Vol. 24, No. 4, pp. 318-329.
- [24] Touloukian, Y.S. (1967), "Thermophysical Properties of High Temperature Solid Materials", NY: MacMillian.

پی نوشت

- ¹ Functionally graded material
- ² Stiffener
- ³ Discretely stiffened plates theory
- ⁴ Galerkin
- ⁵ Runge-Kutta
- ⁶ Fiber-metal laminate
- ⁷ Reddy
- ⁸ Power law distribution
- ⁹ Deflagration
- ¹⁰ Detonation
- ¹¹ Peak overpressure
- ¹² Time duration explosion
- ¹³ Impulse
- ¹⁴ Decay
- ¹⁵ Hopkinson-Cranz
- ¹⁶ Shell
- ¹⁷ ConWep
- ¹⁸ Stainless steel (SUS304)
- ¹⁹ Silicon Nitride (Si_3N_4)
- ²⁰ Opening type
- ²¹ Opening ratio
- ²² Single
- ²³ Double
- ²⁴ Cross
- ²⁵ Double cross





بررسی تجربی عملکرد لرزه‌ای چشمه اتصال ستون‌های با مقطع قوطی شکل ساخته شده با اتصال کنج جوشی

علی یگانه فر^۱، بهنام مهرپرور^{۲*}، فرزانه حداد شرق^۳، حمیدرضا غلامیان^۴

۱- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران غرب، تهران

۲- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران غرب، تهران

۳- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران غرب، تهران

۴- کارشناس ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران غرب، تهران

* تهران، صندوق پستی ۱۴۶۸۷۶۳۷۸۵، mehrrparvar.b@wtiau.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۱۱/۱۷، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۸/۰۲/۲۱)

چکیده

استفاده از مقاطع قوطی در قاب‌های خمشی فولادی، به لحاظ شکل هندسی و دارا بودن مقاومت خمشی مناسب در دو جهت و نیز تامین سطح مناسب برای اتصال تیر، بسیار متداول می‌باشد. با توجه به تولید محدود مقاطع قوطی نورد شده در ایران، عموماً از مقاطع جعبه‌ای ساخته شده با اتصال چهار ورق فولادی به یکدیگر با استفاده از جوش استفاده می‌شود. مطابق الزامات طرح لرزه‌ای، در ستون‌های قوطی شکل ساخته شده از ورق در محدوده اطراف محل اتصال تیر به ستون، جوشکاری جان به بال‌های مقطع باید با نفوذ کامل انجام شود. با توجه به دشواری‌ها و هزینه بالای انجام جوشکاری شیار و نگرانی از عدم دستیابی به نفوذ کامل در این نوع جوش در مقاطع جعبه‌ای و نیز روش ساخت متداول این نوع مقاطع در ایران با استفاده از جوش گوشه در اتصال کنج بیرونی ورق‌ها، در پژوهش حاضر به مطالعه آزمایشگاهی عملکرد لرزه‌ای اتصال خمشی تیر I شکل به ستون‌های جعبه‌ای شکل ساخته شده با اتصال کنج جوشی پرداخته شده است. بدین منظور ۲ نمونه آزمایشگاهی معرف اتصال تیر به ستون قاب خمشی ویژه و ۲ نمونه آزمایشگاهی معرف قاب خمشی متوسط با ستون جعبه‌ای شکل ساخته شده با جوش گوشه و شیار با نفوذ کامل طراحی و مورد ارزیابی قرار گرفت. ارزیابی لرزه‌ای نمونه‌ها با اعمال الگوی بار رفت و برگشتی مطابق آیین‌نامه AISC 341-16 انجام پذیرفته است. نتایج بررسی‌های صورت گرفته نشان داد هر ۴ نمونه ساخته شده قادر به گذراندن سیکل‌های بارگذاری تا حداکثر تغییر مکان نسبی مورد نیاز مطابق با الگوی آیین‌نامه می‌باشند.

واژگان کلیدی

چشمه اتصال، ستون‌های جعبه‌ای شکل ساخته شده، اتصال کنج جوشی، عملکرد لرزه‌ای

Experimental Assessment of Seismic Performance of Panel Zone in Built-Up Box Columns with Corner Welded Joints

A. Yeganehfar, B. Mehrparvar, F. Hadad Shargh, H.R. Gholamian

Abstract

Application of box columns in steel moment frames is very common due to its bidirectional flexural resistance and also its shape which provides suitable surfaces for connection of beams in both directions. In Iran, because of limited availability of rectangular HSS sections, typically built-up box columns are applied which are fabricated by welding four steel plates to each other. According to seismic provisions, within a zone adjacent to the connection point of beam to column, flange and web plates of built-up box columns shall be joined by CJP groove welds. Because of the cost and difficulty of groove welding and concerns about achieving full penetration of weld in box sections, besides the common practice for fabrication of box sections in Iran by means of fillet-welded corner-outside joints, in this research seismic performance of moment connections between I-Shaped beams and built-up box columns with corner welded joints was investigated experimentally. For this purpose, two specimens representative of special moment frames and two specimens representative of intermediate moment frames, all fabricated by built-up box columns using fillet welds or CJP groove welds, were designed and investigated. Investigation of the seismic performance of the specimens has been performed through applying the cyclic load pattern presented in AISC341-16 code. The results showed the capability of all 4 samples to satisfy the requirements for the required drift angle according to the specified load pattern.

Keywords

Panel zone, Built-up box columns, Corner welded joints, Seismic performance

نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد / ۱۳۳



جوشکاری، تطابق با طرح سازه و کنترل پیچیدگی دارد. معمولاً دسترسی به نفوذ کامل از یک طرف، فقط به قطعاتی با ضخامت کمتر و مساوی ۶ میلی‌متر محدود می‌شود. به‌منظور جوشکاری قطعات ضخیم‌تر باید هندسه شیار به گونه‌ای باشد که علاوه بر دسترسی کافی جهت جوشکاری، سلامت و استحکام اتصال نیز تأمین گردد [۴]. به همین جهت اجرای جوش شیاری بانفوذ کامل به نحوه صحیح از نظر اجرایی، دارای دشواری‌های خاص خود می‌باشد و در صورتی که امکان جایگزینی آن با جوش گوشه وجود داشته باشد باعث صرفه جویی قابل ملاحظه‌ای در هزینه و زمان ساخت خواهد گردید. مطابق الزامات طرح لرزه‌ای، در ستون‌های قوطی شکل ساخته شده از ورق در محدوده چشمه اتصال، جوشکاری جان به بال‌های مقطع باید با نفوذ کامل انجام شود.

به دلیل محدودیت دسترسی به مقاطع نورد شده بزرگ در ایران، استفاده از مقاطع ورقی و ترکیبی مانند مقاطع جفت پروفیل و مقاطع قوطی شکل، رایج و معمول می‌باشد و این در حالی است که اسناد و مدارک مطمئنی بر روی عملکرد این نوع مقاطع و اتصالات وجود ندارد. در نتیجه بسیاری از محققین و مهندسين عمران کشور سعی بر تعمیم ضوابط طراحی مقاطع نورد شده برای مقاطع ورقی و ترکیبی دارند [۵].

با توجه به عملکرد خوب مقطع جعبه‌ای به خاطر تقارن و نوع هندسه و استفاده متداول و مرسوم از این مقطع به عنوان ستون در قاب‌های خمشی و عدم ساخت آن به صورت مقطع گرم نورد شده در ابعاد مناسب جهت کاربرد در ساختمان‌های متعارف و بلند در کشورمان و در نتیجه ساخت این نوع مقاطع با استفاده از اتصال چهار ورق به یکدیگر با اتصال کنج جوش شده (عموماً جوش گوشه)، بررسی آزمایشگاهی عملکرد لرزه‌ای این نوع ستون‌ها خصوصاً در ناحیه چشمه اتصال ضروری می‌نماید، لذا در این پژوهش به مطالعه آزمایشگاهی اتصال خمشی تیر I شکل به ستون جعبه‌ای شکل ساخته شده با اتصال کنج جوشی پرداخته شده است.

۱-۲- مرور بر ادبیات فنی

Uang و همکارانش (۲۰۰۰)، در تحقیقی به تاثیر تاریخیچه بارگذاری در عملکرد چرخه‌ای در اتصالات خمشی مقاطع کاهش یافته تیر پرداختند. چهار نمونه با ابعاد واقعی مورد آزمایش واقع شد که هیچ شکستی در جوش‌ها مشاهده نگردید و ظرفیت استهلاك انرژی در همه چهار نمونه تقریباً مشابه بود [۶].

قاب‌های خمشی فولادی باید علاوه بر تأمین مقاومت در برابر بارهای ثقلی بتوانند شکل‌پذیری لازم را در برابر جابجایی‌های ناشی از زلزله از خود نشان دهند. یک مکانیسم متداول در این راستا، ایجاد مفصل‌های پلاستیک در دو انتهای تیرها بوده تا از تشکیل مفصل در ستون‌ها که عمدتاً منجر به بروز ناپایداری در سازه شده جلوگیری به عمل آید. این موضوع در ستون‌های قوطی که انتقال نیرو از تیر به ستون در یک مسیر خارج از صفحه رخ می‌دهد از اهمیت بالایی برخوردار است. انتظار مهم، از یک سیستم لرزه‌ای مطلوب، حفظ مقاومت و سختی اجزای آن در زلزله می‌باشد که تأمین این امر از طریق جزئیات مناسب اجزای خارج از مواضع شکل‌پذیر میسر می‌شود. در این میان اتصالات از نقش بسزایی در جهت تأمین پایداری و یکپارچگی کلی سازه و همچنین ایجاد شکل‌پذیری مناسب در سازه و جلوگیری از شکست‌های ترد برخوردارند [۱].

در ایران ستون‌های قوطی شکل در قاب‌های خمشی عمدتاً با استفاده از جوش ورق‌های فولادی به هم تولید می‌شود که با اتصال کنج جوشی صورت می‌پذیرد. بسیاری از ستون‌های قوطی شکل بدون ورق پیوستگی اجرا می‌شوند و یا اینکه ورق‌های پیوستگی آن‌ها با جوش گوشه به ستون متصل می‌شود. این در حالی است که بر اساس نکات موجود در مطالعات بعد از نورث ریچ وجود ورق‌های پیوستگی با جوش نفوذی برای انتقال بارهای متمرکز بال تیر به ناحیه اتصال و چشمه اتصال مورد تأکید قرار گرفته است [۲].

بعد از گسیختگی تعداد زیادی از اتصالات صلب در زلزله نورث ریچ ۱۹۹۴ آمریکا تحقیقات گسترده‌ای بر روی رفتار نامناسب اتصالات انجام گرفت و علت رفتار نامناسب و نحوه مقاوم‌سازی آن ارائه گردید. بر اساس این تحقیقات علت شکست در اتصالات جوشی عبارت‌اند از:

الف- عیب‌های به وجود آمده در جوش به علت عدم جوشکاری مناسب (نفوذ ناقص فلز جوش، وجود ترک در ریشه جوش)، ب- جزئیات نامناسب اتصالات (ایجاد تمرکز تنش در ریشه جوش)، ج- الکتروود نامناسب (الکتروود با چقرمگی کم)، د- وارد شدن انرژی لرزه‌ای بیش‌ازحد انتظار به سازه (زلزله‌های میدان نزدیک) [۳].

جوش شیاری^۱ به جوشی گفته می‌شود که در شیار بین دو قطعه اجرا می‌گردد. انتخاب نوع جوش شیاری بستگی به عواملی چون دسترسی، هزینه‌های ساخت، نوع فرآیند



Kim و همکارانش (۲۰۰۸) در تحقیقی با عنوان عملکرد لرزه‌ای جوش در اتصالات خمشی مقطع جعبه‌ای ساخته شده در سازه‌های قبل از زلزله نورث ریج، پاسخ لرزه‌ای اتصالات خمشی صلب مقطع W شکل و مقطع ستون جعبه‌ای شکل ساخته شده را با استفاده از نتایج تجربی و عددی مورد بررسی قرار دادند [۷].

Sazmand و همکارانش (۱۳۹۱)، در مقاله‌ای با نام مطالعه آزمایشگاهی و تحلیلی رفتار اتصالات در قاب‌های خمشی فولادی دارای ستون با مقطع جفت پروفیل، مشخصات رفتاری و اجزای این نوع اتصال و چشمه آن، با انجام آزمایش چرخه‌ای تمام مقیاس و مدل‌سازی عددی مورد مطالعه قرار دادند. نتایج نشان داد رفتار این نوع اتصال عمدتاً متأثر از رفتار قطعه I شکل میانی متشکل از ورق پوشش ستون و ورق پیوستگی قائم می‌باشد که به دلیل تمرکز تنش‌های ایجاد شده در جوش‌های نفوذی و گوشه اتصال، در صورت تقدم شکست در آن‌ها، مفاصل پلاستیک در تیر به نحو مطلوبی شکل نمی‌گیرد [۵].

Hashemi و همکارانش (۱۳۹۱)، تعدادی ستون با الگوهای مختلف جوشکاری شامل جوش شیاری و جوش گوشه با مقادیر همپوشانی و ساق جوش‌های متنوع، مدل‌سازی و رفتار غیرخطی آن‌ها را مورد بررسی قرار دادند. طبق نتایج بدست آمده در این تحقیق جوش شیاری از لحاظ تامین ظرفیت و شکل پذیری ستون‌های جعبه‌ای بهترین عملکرد را داشته ولی بدلیل ملاحظات اجرایی و سهولت بیشتر، اجرای جوش گوشه در روند ساخت مقاطع فولادی جعبه‌ای پرکاربرد می‌باشد [۸].

Mirghaderi و همکارانش (۱۳۹۲)، در تحقیقی با عنوان بررسی حدی تقاضاهای موجود در چشمه اتصال تیر I شکل به ستون قوطی تحت خمش دو محوره، با بررسی حدی نیروهای ایجاد شده در این ناحیه، تقاضاهای ورق‌ها را شناسایی کرده و بعد از مدل کردن آنها به صورت عددی، مقادیر تنش‌های بدست آمده برای این ورق‌ها را تحت خمش یک محوره و دو محوره با هم مقایسه کردند [۹].

Ahmadi و همکارانش (۲۰۱۴)، به بررسی سخت کننده‌های خارجی به عنوان جایگزینی برای ورق‌های پیوستگی در چشمه اتصال در ساختمان‌های فلزی با سیستم قاب خمشی و ستون‌های قوطی شکل پرداختند [۱۰].

Jahanbakhti و همکارانش (۲۰۱۷) در تحقیقی با نام مطالعه آزمایشگاهی بر روی قسمت پانل در اتصال صلب تیر به ستون جعبه‌ای، نتایج آزمایشگاهی سه مدل با اندازه و ابعاد واقعی از اتصال صلب تیر I شکل و ستون با مقطع قوطی را ارائه دادند.

اساساً هدف این تحقیق حذف ورق‌های پیوستگی از اتصالات با کنترل ضخامت بال‌های ستون بوده و بر اساس نتایج به دست آمده، قسمت پانل، در همه نمونه‌ها الاستیک تعریف شد و مفاصل پلاستیک در تیر و نزدیک بال ستون تشکیل گردید [۱۱].

در تحقیق Urayer (۲۰۱۷)، با عنوان استفاده از جوش گوشه به جای جوش شیاری با نفوذ کامل در اتصال خمشی صلب بال تیر، یک مقایسه آزمایشگاهی بین دو نوع جوش مورد بررسی قرار گرفت. تعداد ۱۵ نمونه با استفاده از جوش لب به لب صفحات، اتصال سپری و اتصال روی هم ساخته شد. جوش‌های گوشه و شیاری نفوذی هر کدام به صورت مجزا برای این اتصالات استفاده شد. بعد از انجام آزمایش روی همه نمونه‌ها، نتایج نشان داد که به درستی جوش گوشه جایگزین مناسبی به جای جوش شیاری نفوذی در اتصال خمشی صلب بال می‌باشد [۱۲].

۲- روش تحقیق

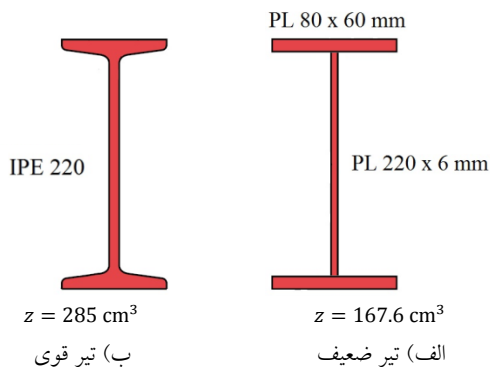
با توجه به نحوه تغییر شکل تیر و ستون در قاب‌های خمشی تحت اثر بار جانبی، نقاط عطف در وسط دهانه تیر و ستون تشکیل می‌شوند، لذا برای آزمایش نصف طول تیر و دو برابر نصف ارتفاع ستون (یک ارتفاع کامل ستون) در نظر گرفته شد، که در آن انتهای تیر و انتهای ستون مفصل می‌باشد. باید اشاره داشت که مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در ناحیه‌ای به فاصله ۳۰۰ میلی‌متر از بر ستون، جوشکاری مقاطع ساخته شده باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد و استفاده از جوش گوشه در این ناحیه مطابق آیین نامه قابل قبول نمی‌باشد، لذا به منظور بررسی موضوع، ۴ نمونه آزمایشگاهی ساخته شده (شکل (۱))، شامل ۲ نمونه شاهد (به منظور مقایسه با نمونه‌های مورد پژوهش) با مقطع ستون جعبه‌ای مورد تأیید آیین‌نامه AISC 341 [۱۳] با جوش شیاری با نفوذ کامل^۱، مطابق شکل (۲-ب)، که یک نمونه با تیر ضعیف و ستون قوی و یک نمونه با تیر قوی و ستون ضعیف طراحی و ۲ نمونه با مقطع ستون جعبه‌ای با جوش گوشه مطابق شکل (۲-الف) با تیر ضعیف و ستون قوی و همچنین با تیر قوی و ستون ضعیف ساخته شد. اتصال تیر به ستون با الهام گرفتن از اتصال از پیش تأیید شده مستقیم تقویت نشده‌ی جوشی^۳ انجام شده است.

۳- طراحی مقاطع

با استفاده از روابط طراحی قابهای خمشی مندرج در آیین‌نامه AISC 341 و مشخص شدن نیروهای وارده با تحلیل قاب،



همچنین مقاطع تیر برای نمونه‌ها در شکل (۵) و نیز نامگذاری و جزئیات هر ۴ نمونه مورد آزمایش در جدول (۱) قابل مشاهده است.

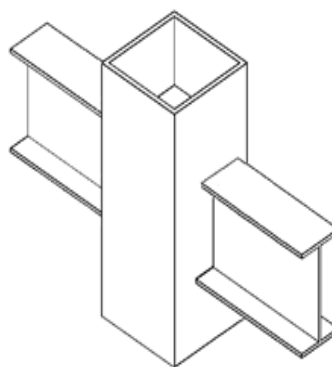


شکل ۵- تیر برای نمونه‌ها

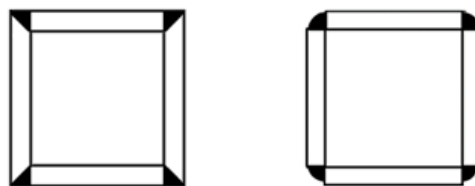
۴- جزئیات آزمایش

بررسی تجربی نمونه‌ها در این پژوهش در آزمایشگاه سازه مجهز به جک هیدرولیکی و سنسور بار و قاب عکس العمل ثابت به ابعاد ۲ متر طول و ۱/۵ متر عرض مطابق شکل (۶) انجام شده است. شرایط آزمایش و همچنین نحوه طراحی نمونه‌ها به گونه‌ای در نظر گرفته شد که طی اعمال بارگذاری، نمونه‌ها تحت تغییر شکل‌هایی قرار گیرند که مشابه تغییر شکل‌های اعضای یک قاب خمشی تحت بار جانبی باشند. نمونه‌های آزمایشگاهی توسط تکیه‌گاه‌های مفصلی روی یک کف قوی نصب شدند. شرایط مرزی نمونه‌های آزمایشگاهی که توسط تجهیزات برپایش آزمایش تامین می‌شود، به گونه‌ای بود که رفتار نمونه‌ها تحت آزمایش تا حد ممکن به رفتار واقعی آن نزدیک باشد. جک هیدرولیکی با ظرفیت ۳۰ تن، بارگذاری چرخه‌ای را به سر آزاد ستون اعمال و مقدار بار وارده توسط نیروسنج اندازه‌گیری گردید.

جهت اندازه‌گیری تغییر مکان‌ها و دوران‌های مورد نیاز از تغییر مکان سنج^۲ با آرایش مناسب استفاده شد. همچنین به منظور ارزیابی دقیق رفتار نمونه‌ها نیاز به اندازه‌گیری کرنش در اجزاء نمونه‌ها می‌باشد، لذا به این منظور در بالا و پایین بال تیرهای در هر دو طرف نمونه و بر روی دو قطر چشمه اتصال در هر دو طرف تعداد ۸ کرنش سنج نصب شد. تمامی تغییر مکان سنج‌ها و کرنش سنج‌ها با استفاده از سیم‌های رابط به دستگاه ثبت مقادیر اتصال یافته و در هرگام بارگذاری مقادیر آنها ثبت گردید. روش بارگذاری چرخه‌ای جانبی نمونه‌ها بر اساس الگوی پیشنهاد شده (بار چرخه‌ای رفت و برگشتی)



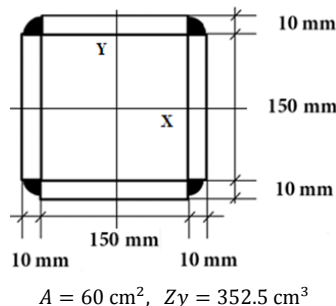
شکل ۱- نمونه آزمایشگاهی



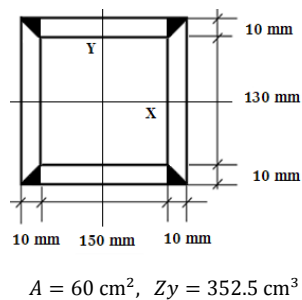
شکل ۲- مقطع جعبه‌ای ساخته‌شده از ورق با دو نوع جوش

شکل ۲- مقطع جعبه‌ای ساخته‌شده از ورق با دو نوع جوش

مقاطع ستون و تیر ۴ قاب خمشی مورد آزمایش، طبق شکل (۲)، به شرح زیر طراحی و کنترل شد. مقاطع ستون در نظر گرفته شده برای نمونه‌ها در شکل (۳) و (۴) نمایش داده شده است:



شکل ۳- مقطع ستون ساخته شده با جوش گوشه در اتصال کنج برای نمونه مورد آزمایش



شکل ۴- مقطع ستون ساخته شده با جوش شیاری با نفوذ کامل در نمونه شاهد آزمایش

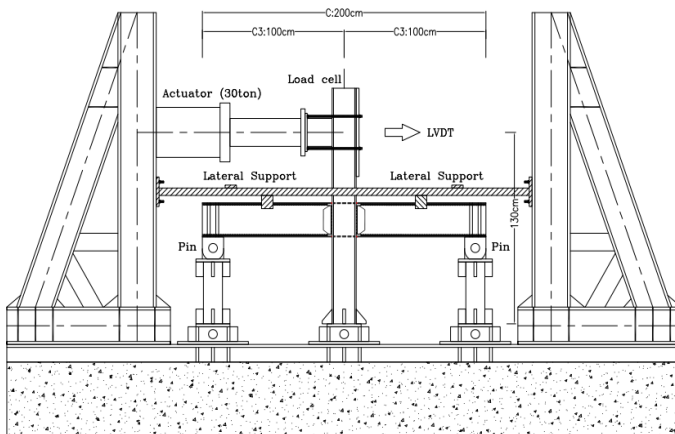


طبق بخش K آیین‌نامه AISC 341 می‌باشد [۱۲]. روش بارگذاری چرخه‌ای جانبی به شیوه کنترل تغییر مکان و بر مبنای شاخص تغییر مکان طبقه‌ای اعمال شد. باید اشاره داشت که فولاد مصرفی نمونه‌ها در ورق قبل از ساخت نمونه در

آزمایشگاه مورد تست کشش قرار گرفت و پارامترهای موثر از قبیل استحکام کششی نهایی^۹، استحکام تسلیم، درصد ازدیاد طول نسبی و ... تعیین شده است.

جدول ۱- جزئیات و نامگذاری نمونه‌ها

شماره	نام نمونه	نوع ستون	نوع جوش طولی ستون	نوع تیر	نوع قاب
۱	SG	ستون جعبه‌ای ساخته شده 2×PL 170×10 mm 2×PL 150×10 mm	شیاری	تیر ورق PL 80×6 mm (Flanges) PL220×6 mm (Web)	قاب خمشی ویژه
۲	SF	ستون جعبه‌ای ساخته شده 4×PL 150×10 mm	گوشه	تیر ورق PL 80×6mm (Flanges) PL220×6mm (Web)	قاب خمشی ویژه
۳	IG	ستون جعبه‌ای ساخته شده 2×PL 170×10 mm 2×PL 150×10 mm	شیاری	IPE 220	قاب خمشی متوسط
۴	IF	ستون جعبه‌ای ساخته شده 4×PL 150×10 mm	گوشه	IPE 220	قاب خمشی متوسط



ب) جزئیات قاب آزمایش



الف) نمایشی از قاب آزمایش و نمونه ساخته شده

شکل ۵- نمایش ست-آپ آزمایشگاهی

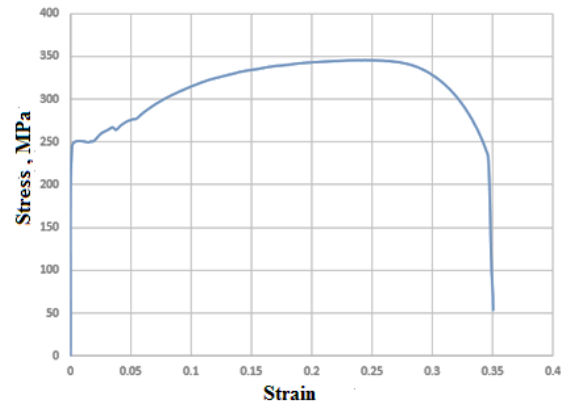
۵- مشاهده رفتار نمونه‌ها

با انجام تست کشش بر روی فولاد مصرفی در آزمایش، نمودار تنش کرنش به صورت شکل (۷)، ترسیم و نوع فولاد مصرفی نمونه‌ها ST37 تعیین گردید.

پس از مشخص شدن نوع فولاد، با توجه به طراحی نمونه‌ها و ابعاد قاب آزمایش و ساخت نمونه‌ها، به منظور اجرای صحیح آزمایش می‌بایست تکیه‌گاه‌های مفصلی زیر تیرهای جانبی و ستون، قابلیت حرکت رفت و برگشتی بدون وقفه داشته که نیرویی از جانب تکیه گاه به تیر و ستون در جهت بارگذاری اعمال نگردد. بدین منظور تکیه‌گاه‌های مورد نیاز در آزمایش

برای اتصال و ساخت اعضا از جوشکاری دستی با الکتروود E6013 استفاده گردید. عملیات جوشکاری توسط جوشکار دارای صلاحیت مهارت و برای انجام جوش الکترواسلگ^۶ در اتصال وجه چهارم ورق پیوستگی به ستون از جوشکاری قوس الکتریکی بر روی سیم جوش مصرفی در زیر پودر استفاده و اجرا صحیح جوش‌ها در کلیه اتصالات، با بازرسی چشمی^۷ و تست امواج فراصوت^۸ کنترل شد. ضمناً به منظور ایجاد ورق پیوستگی، ورق فولادی به ضخامت ۱۰ میلی‌متر در چشمه اتصال و در امتداد بال فوقانی و تحتانی تیرها در ستون جعبه‌ای تعبیه گردید.

به دقت طراحی و به صورت مفصل کامل ساخته شد.



شکل ۷- نمودار تنش- کرنش فولاد مورد استفاده در آزمایش

شکل ۸- نمونه قاب خمشی متوسط با جوش گوشه (IF) و گسیختگی جوش ستون ناحیه چشمه اتصال پس از اعمال بارگذاری در جابجایی نسبی ۹۶ میلی‌متر



شکل ۹- نمونه قاب خمشی متوسط با جوش شیاری (IG) و ایجاد ترک در جوش ستون ناحیه چشمه اتصال پس از اعمال بارگذاری در جابجایی نسبی ۸۴ میلی‌متر

۶- نتایج بارگذاری رفت و برگشتی

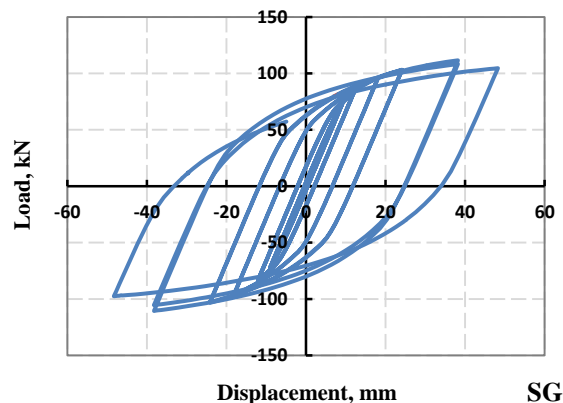
در شکل‌های (۱۰) تا (۱۳) نمودارهای نیرو-جابجایی برای نمونه‌های مورد آزمایش رسم شده است.

مطابق شکل (۱۰)، نمونه قاب خمشی ویژه با ستون جعبه‌ای ساخته شده با جوش شیاری (SG)، حداکثر زاویه دررفت دوران الگوی بار آیین نامه را با مقدار 0.04 رادیان (معادل ۴۸ میلی‌متر جابجایی نسبی) بدون گسیختگی و شکست طی نمود.

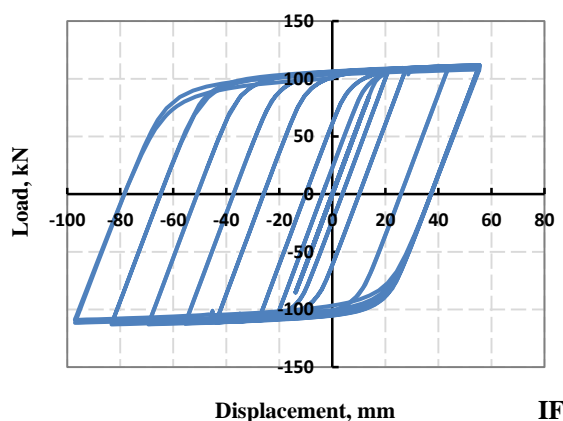
بعد از اعمال بارگذاری چرخه‌ای بر روی ۴ نمونه مورد آزمایش این تحقیق، دو نمونه قاب خمشی ویژه با ستون جعبه‌ای ساخته شده با جوش شیاری و گوشه (SF و SG)، الگوی بار مورد نظر آیین نامه را با بیشترین سیکل بارگذاری معادل جابجایی ۴۸ میلی‌متر با نیرویی معادل ۱۳ تن، بدون بوجود آمدن گسیختگی و شکست در اتصالات و چشمه اتصال گذرانند، اما در جابجایی فراتر از بارگذاری آیین نامه AISC341-16 در جابجایی حدود ۵۰ میلی‌متر در ناحیه اتصال تیر به ستون (اتصال مستقیم تقویت نشده‌ی جوشی) با تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها، سطح نیرو به یکباره کاهش و جابجایی افزایش یافت که عملاً این بدین معنا بود که قاب عملکرد سازه‌ای خود را از دست داده و آزمون در همین حین به اتمام رسید. در دو نمونه قاب خمشی متوسط (IF و IG)، شرایط به گونه دیگری بود. این دو نمونه، علاوه بر سپری کردن الگوی بارگذاری چرخه‌ای آیین نامه (۴۸ میلی‌متر و نیرویی معادل ۱۰ تن) تا جابجایی ۹۶ میلی‌متر و نیرویی معادل ۱۲ تن بارگذاری در نمونه با ستون جعبه‌ای شکل ساخته شده با جوش گوشه (IF) ادامه پیدا کرد که در این حین نمونه دچار پارگی جوش گوشه در امتداد محور بال پایینی تیر در ناحیه چشمه اتصال شد (شکل ۸)). در نمونه ستون جعبه‌ای شکل ساخته شده با جوش شیاری با نفوذ کامل (IG) پس از سپری کردن بارگذاری آیین نامه بدون هر گونه شکست، بارگذاری تا جابجایی ۸۴ میلی‌متر و نیرویی معادل $11/8$ تن ادامه پیدا کرد که پس از آن در امتداد محور بال پایینی تیر در ناحیه چشمه اتصال ترک‌هایی مطابق شکل (۹) دیده شد.

ساخته شده با جوش گوشه (SF)، همانند نمونه قاب خمشی ویژه با ستون جعبه‌ای ساخته شده با جوش شیاری (SG)، حداکثر زاویه دررفت دوران الگوی بارگذاری آیین نامه را با مقدار $0/04$ رادین، بدون گسیختگی و شکست با حفظ عملکرد سازه‌ای خود، گذراند.

مطابق شکل (۱۲)، نمونه قاب خمشی متوسط با ستون جعبه‌ای ساخته شده با جوش شیاری (IG)، علاوه بر گذارندن حداکثر زاویه دررفت دوران الگوی بار آیین نامه با مقدار $0/04$ رادین، به حرکت چرخه‌ای خود تا زاویه دررفت $0/07$ رادین (معادل ۸۴ میلیمتر جابجایی نسبی) بدون گسیختگی و شکست ادامه داد.



شکل ۱۰- منحنی نیرو-جابجایی (هیستریزیس) برای نمونه قاب خمشی ویژه با ستون جعبه‌ای ساخته شده با جوش شیاری (SG)



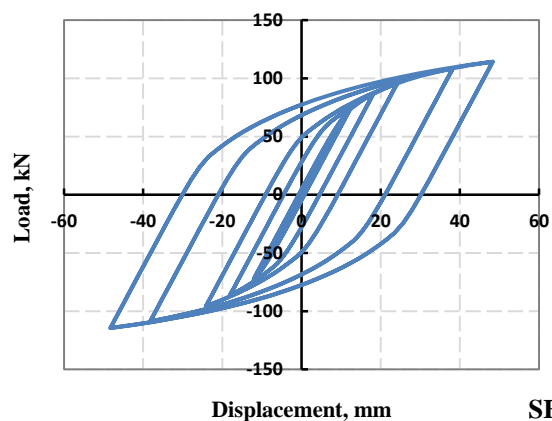
شکل ۱۳- منحنی نیرو-جابجایی (هیستریزیس) برای نمونه قاب خمشی متوسط با ستون جعبه‌ای ساخته شده با جوش گوشه (IF)

مطابق شکل (۱۳)، نمونه قاب خمشی متوسط با ستون جعبه‌ای ساخته شده با جوش گوشه (IF)، علاوه بر گذارندن حداکثر زاویه دررفت دوران الگوی بارگذاری آیین نامه با مقدار $0/04$ رادین، توانست بدون گسیختگی و شکست تا زاویه دررفت دوران معادل $0/08$ رادین (برابر ۹۶ میلی‌متر جابجایی نسبی) به حرکت رفت و برگشتی با حفظ عملکرد سازه‌ای خود ادامه دهد.

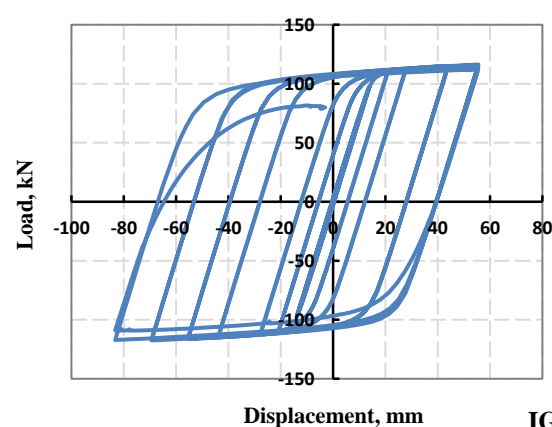
۷- بحث و نتیجه‌گیری

با مقایسه و بررسی نمونه‌ها و نتایج حاصله از آزمایش، نتایج زیر قابل بیان است:

- جوش گوشه همانند جوش شیاری در ستون جعبه‌ای شکل ساخته شده، در تامین الزامات لرزه‌ای بارگذاری



شکل ۱۱- منحنی نیرو-جابجایی (هیستریزیس) برای نمونه قاب خمشی ویژه با ستون جعبه‌ای ساخته شده با جوش گوشه (SF)



شکل ۱۲- منحنی نیرو-جابجایی (هیستریزیس) برای نمونه قاب خمشی متوسط با ستون جعبه‌ای ساخته شده با جوش شیاری (IG)

مطابق شکل (۱۱)، نمونه قاب خمشی ویژه با ستون جعبه‌ای

چرخه‌ای آیین نامه AISC341-16 عملکرد مناسبی از خود نشان می‌دهد.

- در جابجایی‌های بالاتر از الگوی بار رفت و برگشتی آیین نامه AISC341-16، در دو نمونه تیر قوی و ستون ضعیف، علاوه بر تامین الزامات الگوی بار اعمالی، مقاومت تا جابجایی نسبی در حدود ۰/۰۷ رادیان توسط هر دو نمونه تامین می‌گردد.
- در جابجایی‌های بالاتر از الگوی بار رفت و برگشتی آیین نامه AISC341-16، با توجه به نوع گسیختگی و میزان نرخ رشد ترک در جوش گوشه، می‌توان بیان داشت که عملکرد جوش گوشه به نسبت جوش شیاری در شرایط خاص لرزه‌ای و اعمال حداکثر تنش به ناحیه چشمه اتصال، قدری ضعیف‌تر، اما پاسخگوی دوران مورد نیاز آیین نامه بوده است.
- نظر به این که اجرای جوش شیاری با نفوذ کامل در ساخت ستون جعبه‌ای شکل به دلیل عدم دسترسی به پشت جوش در این نوع ستون، امری بسیار سخت و نفوذ کامل امکان پذیر نمی‌باشد، نتایج پژوهش حاضر نشان داد که امکان جایگزین نمودن جوش شیاری با جوش گوشه، با هزینه کمتر و سهولت اجرای بهتر بدون کاهش عملکرد، میسر می‌باشد.

۸- تشکر و قدردانی

در انتها از راهنمایی جناب دکتر سید رسول میرقادری، دکتر عبدالله حسینی، دکتر فرهنگ فرحبد و دکتر محمد قاضی که در این راه همراه ما بودند، تشکر و قدردانی به عمل می‌آید.

۹- مراجع

- [۱] کافی، م. و طریقی، پ. (۱۳۹۷)، "پیشنهادهایی به منظور حذف ورق‌های پیوستگی ستون با مقطع قوطی"، مجله علمی-پژوهشی شریف، دوره ۳۴، شماره ۲، تابستان ۱۳۹۷، ص. ۱۵۱-۱۴۳.
- [۲] میرقادری، س.ر.، ترابیان، ش. و کشاورزی، ف. (۱۳۸۸)، "مطالعه آزمایشگاهی اتصال خمشی تیر I شکل به ستون قوطی شکل با

پی نوشت

- ¹ Groove weld
- ² Complete joint penetration (CJP)
- ³ Welded nreinforced flange-welded web (WUF-W)
- ⁴ Linear variable differential transformer (LVDT)
- ⁵ Ultimate tensile strength (UTS)
- ⁶ Electroslag welding
- ⁷ Visual testing
- ⁸ Ultrasonic testing

به‌کارگیری ورق میان‌گذر"، هشتمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران، دانشگاه شیراز، شیراز، ایران.

[3] FEMA, (2000), Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, Report NO. FEMA-350, Federal Emergency Management Agency.

[4] AWS D1.1, (2006), American Welding Society, Structural Welding Code, Annex XI, (American Welding Society, Miami, Florida).

[۵] سازمند، ا.، آقا کوچک، ع.ا. و مزروعی، ع. (۱۳۹۰)، "مطالعه آزمایشگاهی و تحلیلی رفتار اتصالات در قاب‌های خمشی فولادی دارای ستون با مقطع جفت پروفیل"، نشریه علمی-پژوهشی سازه و فولاد، دوره هفتم، شماره دهم، ص. ۷۳-۹۱.

[6] Uang, C.M., Yu, Q.S. and Gilton, C.S. (2000), "Effects of Loading History on Cyclic Performance of Steel RBS Moment Connections", Proceedings of the 12th WCEE, Upper Hutt, New Zealand.

[7] Kim, T., Stojadinović, B. and Whittaker, A.S. (2008), "Seismic Performance of Pre-Northridge Welded Steel Moment Connections to Built-Up Box Columns", Journal of structural engineering, Vol. 134, pp. 289-299.

[۸] هاشمی، س.ش.، مسیح زاده، ا. و واقفی، م. (۱۳۹۱)، "مقایسه رفتار غیرخطی ستون‌های فولادی جعبه‌ای ساخته‌شده با جوش شیاری و گوشه"، دومین کنفرانس ملی سازه-زلزله-ژئوتکنیک، مازندران.

[۹] میرقادری، س.ر.، قاسمی، م. و سیفان، ف. (۱۳۹۲)، "بررسی حدی تقاضاهای موجود در چشمه اتصال تیر I شکل به ستون قوطی تحت خمش دو محوره"، چهارمین کنفرانس ملی سازه و فولاد و چهارمین کنفرانس ملی کاربرد فولادهای پر استحکام در صنعت سازه، انجمن سازه‌های فولادی ایران، تهران.

[۱۰] احمدی، م.، مسلم ا. و احمدی م. (۱۳۹۳)، "مقایسه اتصال تیرهای I شکل به ستون قوطی فولادی با سخت کننده‌های خارجی و ورق پیوستگی داخل ستون تحت بارگذاری چرخه‌ای"، دومین کنگره بین‌المللی سازه، معماری و توسعه شهری، تبریز.

[11] Jahanbakhti, E., Fanaie, N. and Rezaeian, A. (2017), "Experimental Investigation of Panel Zone in Rigid Beam to Box Column Connection", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 137, pp. 180-191.

[12] Uraiyeer, F.A. (2017), "Using Fillet Welds Instead of CJP Groove Welds in Directly-Welded Flange FR Moment Connections", Kufa journal of Engineering, Vol. 8, pp.90-102.

[13] AISC 341-16, (2016), An American National Standard, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago, Illinois 60601-1802.





تأثیرگذاری دینامیکی کمربند سخت‌کننده پیرامونی در رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بلند فولادی با اسکلت قاب محیطی مهاربندی شده

محدثه صادق‌پور^۱، افشین مشکوه‌الدینی^{*۲}

۱- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود

۲- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی، تهران

* تهران، صندوق پستی ۱۴۹۱۱-۱۵۷۱۹، meshkat@khu.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۳/۰۸، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۸/۰۴/۳۱)

چکیده

هدف از این پژوهش، بررسی پارامترهای رفتار دینامیکی غیرخطی ساختمان‌های بلند فولادی دارای اسکلت مقاوم ترکیبی قاب محیطی مهاربندی شده با ساختار کمربند سخت‌کننده در طبقات فوقانی سازه است. بدین منظور، چهار مدل مطالعاتی سه بعدی ۳۰ طبقه طراحی شده‌اند. مدل شماره یک دارای اسکلت مقاوم بدون کمربند سخت‌کننده و سه مدل دیگر نیز حاوی یک کمربند سخت‌کننده در طبقات فوقانی، به ترتیب با آرایش یک، دو و سه طبقه می‌باشند. نتایج مطالعات عددی این پژوهش، با انجام یک مجموعه تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی بر روی مدل‌های سازه‌ای فوق‌گرددیده است. گروه زمین‌لرزه‌های سه مؤلفه‌ای انتخابی نیز شامل شش رکورد بسیار نیرومند حوزه نزدیک و یک رکورد حوزه دور می‌باشد. ارزیابی نتایج این پژوهش حاکی از آن است که کاربرد کمربند سخت‌کننده در اسکلت‌های بلندمرتبه قاب‌های محیطی مهاربندی شده، سبب افزایش قابل ملاحظه سختی و بالا رفتن قابلیت جذب انرژی جنبشی زلزله‌ها خواهد شد. این مساله نیز کاهش بزرگ در میزان تغییر مکان جانبی و دریافت دینامیکی سازه را در پی داشته و سبب افزایش استفاده از ظرفیت محوری ستون‌های پیرامونی پلان می‌گردد.

واژگان کلیدی

ساختمان بلند فولادی، رفتار غیرخطی، قاب محیطی مهاربندی شده، کمربند سخت‌کننده، زلزله حوزه نزدیک

Dynamic Effects of Belted Truss on Seismic Behavior of Steel Tall Buildings with Braced Tube Skeleton

M. Sadeghpour, A. Meshkat-Dini

Abstract

The aim of this research is to study the parameters of nonlinear dynamic behavior of steel tall buildings having a compound braced-tube resistant skeleton with belted trusses in higher levels. For this purpose, four 30-story studied models have been designed in 3D configuration. The first studied model has a resistant skeleton without a belted truss. Also, the remaining three structural models have a belted truss in higher levels with layouts of one, two and three stories, respectively. Numerical results of this research are acquired according to a set of time-history nonlinear analyses conducted on the studied models. The chosen ensemble of three-component ground motions includes six highly powerful near-field records and one far-field record. Assessment of this research results reveals that applying belted trusses in tall braced-tube skeletons would lead to a remarkable increase in stiffness and a rising trend in the resistant capability to absorb the earthquake kinetic energy. This issue also results in a large decrease in lateral displacement and dynamic drift of the structure and will therefore cause an increase in using the axial capacity of peripheral columns of the plan. It is worth mentioning that the application of skeletal configurations with belted trusses in high-rise buildings especially in areas with high seismicity, is a suitable and efficient design alternative compared to other structural systems.

Keywords

Steel tall building, Nonlinear behavior, Braced tube skeleton, Belted truss, Near-field record



بررسی و مطالعه اثرات حرکات نیرومند زمین در حوزه نزدیک گسل‌ها بر روی رفتار سازه‌های واقع شده در این مناطق، از موضوعات تحقیقاتی مبحث طراحی لرزه‌ای سازه‌ها و به‌ویژه ساختمان‌های بلند است. رکوردهای حوزه نزدیک به دلیل دارا بودن خصوصیات منحصر به فرد فیزیکی، خرابی و صدمات بسیاری را ایجاد نموده‌اند. ارزیابی سازه‌های آسیب دیده در حین زمین‌لرزه‌های بزرگ نمایانگر ایجاد خسارت‌های قابل توجه حتی در ساختمان‌های طراحی شده بر پایه اصول مهندسی است. ایجاد تخریبات گسترده سازه‌ای در زلزله‌های معروف نورتریج کالیفرنیا (۱۹۹۴)، بم (۲۰۰۳) و طبس (۱۹۷۸) و توسعه ساخت و سازه‌های میان‌مرتبه تا بلند، سبب ضرورت پرداختن به موضوعات و روند دقیق‌تر طراحی لرزه‌ای شده است.

وقوع زلزله‌ها می‌تواند آسیب‌های متفاوتی را بر حسب مقاومت و پایداری سازه‌ها سبب شود. پایدار و مقاوم بودن سازه‌ها در برابر زلزله برای جلوگیری از تخریب‌های کلی و یا جزئی از اهمیت زیادی برخوردار است. هر چه سازه باربر جانبی دارای شکل‌پذیری بیشتری باشد، قابلیت جذب انرژی نیز بالاتر خواهد بود. بدین مفهوم که نیروی جانبی زلزله باعث ایجاد تغییرشکل‌های بیشتری پیش از گسیختگی در سازه شده و بنابراین به منظور داشتن طرحی مقاوم در برابر زلزله‌های شدید، در نظر گرفتن قابلیت شکل‌پذیری و روند مناسب اتلاف انرژی در سازه‌ها امری ضروری است. این موضوع به‌ویژه در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های میان‌مرتبه تا بلند از اهمیت بسزایی برخوردار می‌باشد.

شایان ذکر است که برای ساختمان‌های بلند مرتبه باید به جهت مقابله با بارهای جانبی ایجاد شده توسط زلزله، یک سیستم یکپارچه مقاوم در نظر گرفته شود. همچنین همراه با طراحی و ساخت مصالح جدید، ابداع فرم‌های مختلف سازه‌ای را می‌توان مهم‌ترین عامل در امکان‌پذیر شدن ساخت این‌گونه سازه‌ها دانست. اسکلت مقاوم یک ساختمان بلند مرتبه باید ترکیبات مختلف بارهای قائم و جانبی را تحمل نماید. ملاحظات غیرسازه‌ای نیز می‌تواند تاثیر مهمی بر انتخاب فرم اسکلت مقاوم داشته باشد. هر چه ساختمان بلندتر و لاغرتر باشد، توجه به عوامل سازه‌ای دارای اهمیت بیشتری شده و در پی آن، دقت در انتخاب فرم سازه‌ای نیز در اولویت قرار می‌گیرد [۱]. سیستم‌های سازه‌ای گوناگونی برای اسکلت مقاوم ساختمان‌های بلند ابداع گردیده است. در این موضوع، دو سیستم قاب محیطی دارای

اتصالات خمشی و نیز پانل‌های مهاربندی شده، از کارآمدترین اسکلت‌های سازه‌ای برای استفاده در ساختمان‌های بلند می‌باشد. اسکلت پایه قاب خمشی محیطی، شامل چهار قاب صلب صفحه‌ای عمود بر هم است. رفتار سازه قاب خمشی محیطی همانند عملکرد یک طره قائم بسیار بزرگ بوده و ستون‌های دو وجه مخالف محور ختنی پلان نیز در حالت کشش و فشار عمل می‌کنند. همچنین قاب‌های موازی با راستای بار جانبی، تحت اثر خمش در صفحه خود، رفتار شکل‌پذیر نشان می‌دهند [۲ و ۳]. این رفتار به دلیل وجود انعطاف‌پذیری در تیرهای کناری اسکلت مقاوم ساختمان، باعث ایجاد لنگی برش و افزایش تنش در ستون‌های گوشه و کاهش تنش در ستون‌های میانی می‌گردد. تغییرشکل‌های مربوط به لنگی برش می‌تواند بر عملکرد اعضای غیرباربر سازه نیز اثرات نامطلوب داشته باشد. پدیده لنگی برش باعث ایجاد اعوجاج و تابیدگی در پیکره هر طبقه شده و تشدید تغییرشکل و تنش‌های محوری را در پی دارد [۴-۶].

نتایج مطالعات نشان می‌دهد که در رفتار ساختمان‌های بلند با سیستم قاب محیطی خمشی، پدیده لنگی برش باعث کاهش کارایی سازه می‌شود. همچنین، باید افزود که کاربرد کمربند خرابایی به عنوان یک عامل بهینه‌ساز رفتار لرزه‌ای، قابل توجه است. کمربند خرابایی، یک سیستم مهاربندی شده در موقعیت پیرامونی پلان سازه است که در ارتفاع حداقل یک طبقه اجرا می‌شود. چنانچه این بخش افزوده شده به اسکلت مقاوم سازه در وضعیت بهینه از لحاظ موقعیت و سختی قرار گیرد، تغییرمکان جانبی و پارامتر دریافت به مراتب کاهش خواهند یافت. همچنین، روند یکنواخت‌تر توزیع تنش محوری دینامیکی به ویژه در ستون‌های محیطی ایجاد خواهد شد [۷-۱۳].

نتایج پژوهش‌های پیشین حاکی از آن است که علی‌رغم عملکرد مناسب قاب محیطی خمشی در سازه‌های بلند، نسبت تنش‌های محاسباتی به تنش‌های طراحی در طبقات پایین‌تر این سازه‌ها از معیار مناسب برای طرح بهینه مقاطع، به دور است. این موضوع سبب مصرف مصالح اضافی و نیز افزایش وزن سازه می‌شود. شایان توجه است که به منظور بهبود شرایط فوق، در این پژوهش ویژگی‌های رفتاری سیستم ترکیبی قاب محیطی مهاربندی شده و کمربند خرابایی تبیین و ارزیابی شده است. این پژوهش، دربرگیرنده مطالعه ارتباط مشخصه‌های لرزه‌شناسی رکوردهای حوزه نزدیک حاوی پالس‌های بزرگ سرعت، با پارامترهای پاسخ دینامیکی غیرخطی قاب محیطی مهاربندی شده دارای کمربند سخت‌کننده است.



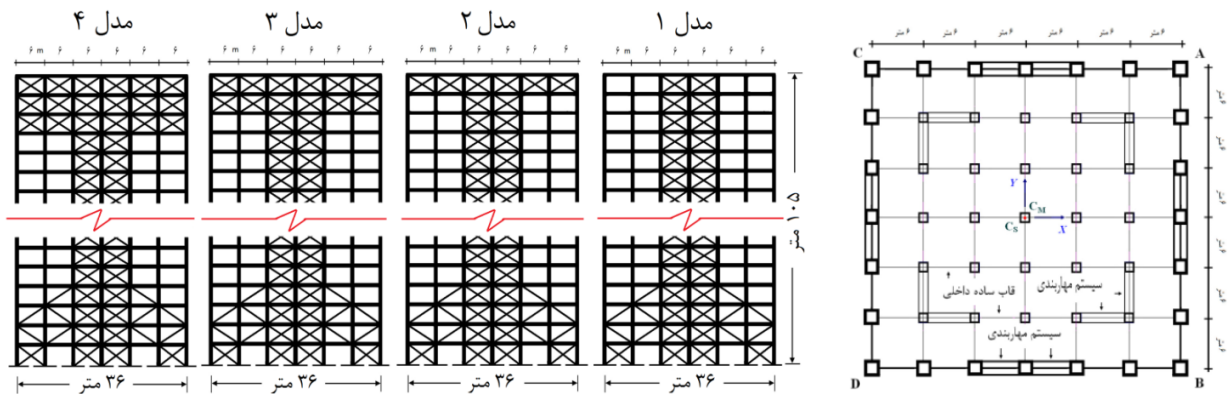
۲- طرح اسکلت سازه های مطالعاتی

سازه های فولادی ۳۰ طبقه مورد مطالعه در این پژوهش از نوع قاب محیطی مهاربندی شده و دارای کمربند سخت کننده، با پلان منظم است. روند طراحی بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) و مباحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان صورت گرفته است [۱۶-۱۴]. پلان و نماهای هر چهار سازه مطالعاتی در شکل (۱) نشان داده شده اند. پلان سازه های مطالعاتی برای هر ۴ مدل به صورت یکسان بوده و دارای ۶ دهانه به طول ۶ متر در هر دو جهت x و y است. مدل اول، بدون کمربند سخت کننده است. سایر مدل ها به ترتیب دارای یک، دو و سه طبقه با پیکربندی کمربند سخت کننده در ترازهای فوقانی می باشند. خاک ساختمانی از نوع تیپ ۲ و منطقه پروژه در پهنه بندی با خطر نسبی زیاد فرض گردیده است.

بار مرده و زنده اعمال شده به سازه طبق استاندارد ملی ساختمان ایران (مبحث ششم - بارهای وارده به ساختمان)، به ترتیب برای تمام طبقات $0/5 t/m^2$ و $0/2 t/m^2$ و برای بام $0/5 t/m^2$ و $0/15 t/m^2$ می باشد. مقاطع و نیمرخ های طرح شده در جداول (۱) تا (۳) و شکل (۲) نمایش داده شده اند. همچنین در بررسی مشخصات طرح لرزه ای هر چهار مدل مطالعاتی، دو معیار محدودیت جابه جایی نسبی طبقات و رعایت اصل ستون

قوی- تیر ضعیف در نظر گرفته شده است. معیار شکل پذیری متوسط در طرح لرزه ای لحاظ گردیده و میرایی سازه به صورت کلاسیک فرض شده و مقدار ضریب میرایی برابر $\xi = 0.5\%$ می باشد.

پریود ۵ مود اول ارتعاش سازه های مطالعاتی در جدول (۴) ارائه شده است. ملاحظه می شود که به دلیل بیشتر بودن پریود مود اول انتقال نسبت به اولین مود پیچشی، سازه ها به صورت پیچشی سخت عمل می کنند. محل قرارگیری پریود سازه در طیف سه جانبه نشان دهنده چگونگی تاثیر پذیری سازه از مقادیر حداکثر سرعت، شتاب و جابه جایی می باشد. مقادیر طیفی متناظر برای سازه های کوتاه مرتبه که دارای پریود پایین هستند، بیشتر حساس به شتاب زمین بوده و نیز برای سازه های با پریود ارتعاشی بالا، حساس به جابه جایی است. نتایج پژوهش های لرزه شناسی نشان می دهد که طیف سه جانبه برخی از رکوردهای حوزه نزدیک دارای ناحیه کوچک حساس به سرعت و نیز دو ناحیه به نسبت بزرگ حساس به شتاب و تغییر مکان می باشد [۱۷]. طیف سه جانبه برای رکوردهای Tabas 1978 و SYL 1994 در شکل (۳) نشان داده شده است. ملاحظه می شود که محور طیفی پریود مود اول ارتعاش طبیعی هر چهار مدل مطالعاتی در بخش حساس به تغییر مکان زمین قرار می گیرد.



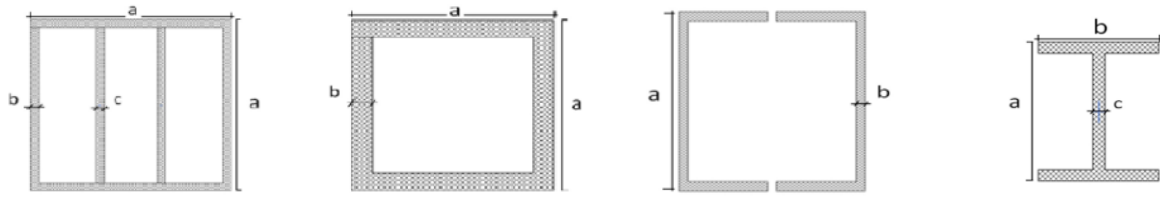
شکل ۱- پلان و نمای سازه های مطالعاتی - C_S و C_M به ترتیب مراکز جرم و برش طبقه می باشند. (ابعاد: m)

جدول ۱- مشخصات مقاطع مهاربندها و کمربندهای سخت کننده مدل های مطالعاتی بر پایه شکل (۲)، (cm)

طبقه	۱-۵	۶-۱۰	۱۱-۱۵	۱۶-۲۰	۲۱-۲۵	۲۶-۳۰	کمربند سخت کننده انتهایی
مقطع	۲ UNP ۴۰	۲ UNP ۳۸	۲ UNP ۳۵	۲ UNP ۳۰	۲ UNP ۲۶	۲ UNP ۲۶	۲ UNP ۳۵

جدول ۲- مشخصات تیرهای سازه های مطالعاتی (شکل ۲)

طبقه	۳۰-۱	$W40 \times 50 \times 1/5$
------	------	----------------------------



مقطع ستون (ضخامت ورق: ۳ cm)

مقطع ستون

مقطع مهاربند و کمربند سخت کننده

مقطع تیر

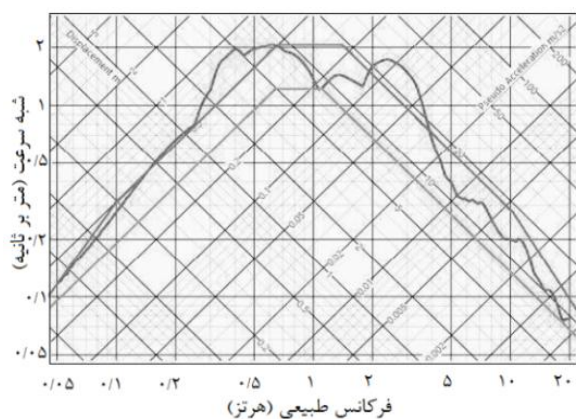
شکل ۲- نوع پروفیل اعضای سازه‌های مطالعاتی (جدول (۱) تا (۳))

جدول ۳- مشخصات مقاطع ستون‌های مدل‌های مطالعاتی پایه شکل (۲)، (cm)

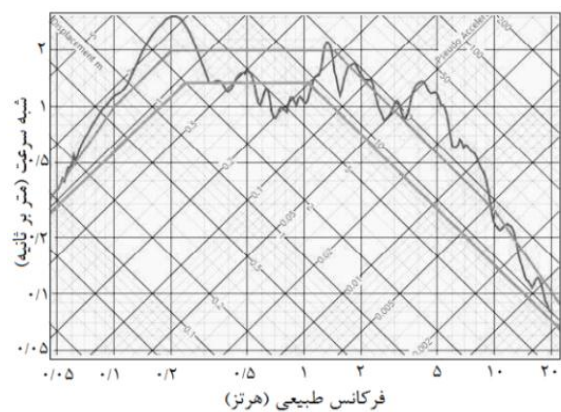
سایر ستون‌ها	ستون‌های کناری پانل‌های مهاربندی داخلی در محل اتصال دو طرفه مهاربند	ستون‌های کناری پانل‌های مهاربندی داخلی در محل اتصال یکطرفه مهاربندها	ستون‌های کناری مهاربندها در قاب محیطی پلان	طبقه
C: ۷۰x۳۳/۰	C: ۱۰۰x۲۲-۳/۵PL	C: ۸۰x۲۲-۳/۵PL	C: ۹۰x۲۲-۳/۵PL	۱-۵
C: ۶۵x۲۲/۰	C: ۸۰x۲۲-۳/۵PL	C: ۷۰x۲۲-۳PL	C: ۸۰x۲۲-۳/۵PL	۱۰-۶
C: ۶۰x۲۲/۰	C: ۷۰x۲۲-۳/۰PL	C: ۷۰x۲۲/۵	C: ۷۰x۲۲-۳PL	۱۵-۱۱
C: ۵۰x۲۱/۵	C: ۷۰x۲۲/۵	C: ۶۵x۲۲/۵	C: ۷۰x۲۲/۵	۲۰-۱۶
C: ۴۵x۲۱/۵	C: ۶۰x۲۲/۰	C: ۶۰x۲۲/۰	C: ۶۰x۲۲/۰	۲۵-۲۱
C: ۴۰x۲۱/۵	C: ۵۵x۲۱/۵	C: ۵۵x۲۱/۵	C: ۵۵x۲۱/۵	۳۰-۲۶

جدول ۴- پریود پنجم مود اول ارتعاشی سازه‌های مطالعاتی شکل ۱ (sec)

مید ۴ و ۵ (انتقالی) نسبت به محور X و Y	مود ۳ (پیچشی) حول محور Z	مود ۱ و ۲ (انتقالی) نسبت به محور X و Y	بیکربندی سیستم مقاوم
۰/۹۶۱	۲/۵۰۳	۳/۹۰۵	مدل ۱
۰/۸۳۴	۲/۱۵۳	۳/۳۷۶	مدل ۲
۰/۸۳۴	۲/۰۶۶	۳/۲۴۸	مدل ۳
۰/۸۰۷	۲/۰۰۷	۳/۱۵۹	مدل ۴



(ب) رکورد پر قدرت (SYL) از زلزله نورتریج ۱۹۹۴



(الف) رکورد اصلی زلزله طبس ۱۹۷۸

شکل ۳- طیف سه جانبه رکورد حوزه نزدیک متناظر با مولفه عمود بر صفحه شکست گسل (مولفه TR)

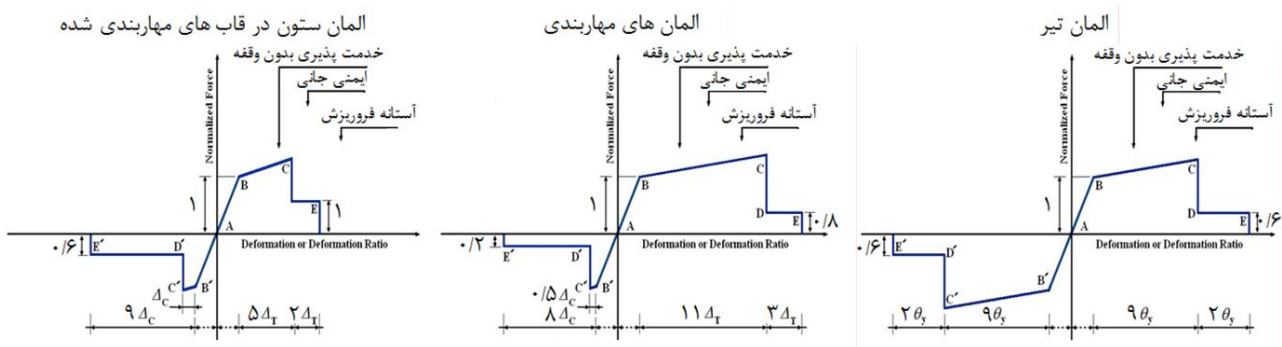


۳- مدل‌سازی رفتار هیستریزس

یک معیار کاربردی برای بررسی رفتار غیرخطی المان‌های سازه، تمرکز بر تعریف مشخصه‌های تحلیلی در موقعیت‌های احتمالی تشکیل و گسترش مفاصل پلاستیک است. همچنین لازمه انجام هرگونه تحلیل‌های غیرخطی، معرفی مشخصات مفصل غیرخطی (مفصل پلاستیک) است. این مفاصل در نقاطی از اعضا که احتمال تجاوز دامنه عددی کرنش‌های داخلی از کرنش‌های تسلیم وجود دارد، تعریف می‌شوند. رفتار واقعی اجزا در یک سازه حقیقی با عدم قطعیت‌های بیشماری روبرو است. موثرترین و بهترین راهکار آن است که دامنه تحلیلی و ویژگی‌های رفتار غیرخطی، تنها در بخش‌های دارای تمرکز شدید تنش در نظر گرفته شود. سایر قسمت‌های المان نیز در حوزه رفتار خطی باقی می‌ماند. پارامترهای تحلیلی مربوط به مدل‌سازی مفاصل پلاستیک و ویژگی‌های رفتار غیرخطی اعضا (شکل ۴))، براساس ضوابط گزارش‌های FEMA ۳۵۶ و FEMA ۴۴۰ تنظیم

شده است [۱۹-۱۸].

مفاصل پلاستیک با ساختار اندرکنشی خمشی M برای المان‌های شاه تیر لحاظ گردیده و عملکرد لرزه‌ای در کشش و فشار بصورت یکسان فرض شده است. قابلیت رفتار غیرخطی المان‌های مهاربند نیز بر اساس تعریف مفصل نامتقارن P با ویژگی‌های رفتار محوری در حوزه تغییرشکل‌های بزرگ تعریف گردیده است. همچنین دو ساختار اندرکنشی P (منطبق با رفتار در مود کمانش) و PMM (مانند مدل رفتار غیرخطی شاه تیرها) برای ستون‌ها با ویژگی‌های متفاوت عملکردی در کشش و فشار بکار برده شده است. مدل‌های تحلیلی برای توصیف رفتار غیرخطی مفاصل ذکر شده فوق در شکل (۴) نشان داده شده‌اند. همچنین، رفتار همگی المان‌های تیر و ستون مربوط به قاب‌های داخلی دارای اتصالات مفصلی، برای هر چهار مدل مطالعاتی در حوزه خطی فرض می‌شود.



شکل ۴- مدل رفتار غیرخطی اعضا بر اساس FEMA ۳۵۶ و FEMA ۴۴۰ [۱۹-۱۸]

۴- جنبش‌های زمین در حوزه نزدیک گسل

نخستین نشانه‌های تحلیلی حرکات نیرومند زمین در حوزه نزدیک گسل، در دو زلزله Kern County (۱۹۵۲) و نیز Parkfield (۱۹۶۶) کالیفرنیا شناسایی گردید [۲۰]. همچنین با گسترش دامنه پژوهش‌های لرزه‌شناسی، مهم‌ترین و برجسته‌ترین مطالعات تا سال ۱۹۷۸ توسط Housner و همکارانش [۲۱]، Bolt [۲۲]، و Bertero و همکارانش [۲۳] انجام گرفت. Housner و همکارانش دریافته‌اند که تاریخچه زمانی رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک مربوط به زلزله‌های بزرگ، می‌تواند شامل پالس‌های به نسبت بلند مدت و پراثری باشد. همچنین دانسته شد که این زلزله‌ها دارای بزرگای متفاوت بوده و همچنین حاوی پالس‌های با دامنه متغیر می‌باشند، بطوری که پتانسیل تخریبی بالایی را ایجاد می‌نمایند. همچنین پالس‌های پردامنه و

مشخص سرعت مربوط به جنبش نیرومند زمین که ناشی از فرآیند لغزش و شکست سریع در مکانیزم گسل می‌باشند، برای نخستین بار توسط Bolt براساس مطالعه حرکات ثبت شده در هنگام وقوع زلزله پرقدرت San Fernando (۱۹۷۱) شناخته شد. خصوصیات جنبش‌های حوزه نزدیک به طور مستقیم وابسته به مکانیزم چشمه لرزه‌ای، جهت گسیختگی گسل نسبت به ساختگاه و نیز جهت لغزش گسل می‌باشند. مهم‌ترین ویژگی متمایزکننده در این موضوع، تولید پالس‌هایی به علت اثرات جهت‌داری (Directivity) و نیز تغییر مکان ماندگار زمین است. نتایج مطالعات لرزه‌شناسی نشان می‌دهند که پالس‌های مذکور شامل یک یا چند ساختار موجی شکل مشخص در رکورد شتاب و همچنین در هر دو تاریخچه زمانی سرعت و تغییر مکان زمین می‌باشند. بدیهی است که پالس‌های مذکور تحت اثرات



نیرومند جهت‌داری پیش‌رونده یا همان شکست پیش‌رونده گسل ایجاد می‌گردند. نمود فیزیکی پالس‌های ناشی از اثرات جهت‌داری، با شکل حرکت تولید شده توسط جابه‌جایی ماندگار زمین متفاوت هستند. جهت‌داری یک پدیده دینامیکی است و بطور مشخص، یک جابه‌جایی ماندگار با نمود و اندازه بزرگ ایجاد نمی‌کند. بطور کلی تاریخچه زمانی سرعت متناظر با آن حاوی یک پالس مشخص دو سویه است. همچنین فرآیند جابه‌جایی ماندگار (حرکت پرتابی) زمین نیز دارای ماهیت حاکم استاتیکی بوده و تاریخچه زمانی سرعت متناظر با آن حاوی یک پالس یکطرفه خواهد بود. نتایج پژوهش‌ها نشان می‌دهد که ویژگی‌های پاسخ دینامیکی سازه‌های میان‌مرتبه تا بلند تحت اثر رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک که حاوی اثرات جهت‌داری هستند، به روشنی می‌تواند متأثر از اثرات مشارکت موده‌های ارتعاشی بالاتر باشد [۲۸-۲۴].

وجود پالس‌های پر دامنه و بلند مدت در تاریخچه زمانی سرعت رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک باعث می‌شود که بخش عمده‌ای از انرژی زلزله در بازه زمانی یک یا دو پالس بزرگ، با روند بسیار تند به سازه وارد شود. بر خلاف فرآیند فوق، روند آزاد شدن انرژی جنبشی یک رکورد حوزه دور، تمام محدوده زمانی ارتعاشات زمین را پوشش می‌دهد. فرآیند بسیار سریع اعمال انرژی زلزله به سیستم مقاوم سازه‌ها در یک مدت زمان به نسبت کوتاه، سبب تشکیل و گسترش سریع مکانیزم مفاصل غیرخطی در سیستم برابر جانی، همراه با وارد شدن ویژگی‌های رفتاری اعضای اصلی سازه به حوزه غیرخطی خواهد شد [۲۹].

همچنین، از دیگر اثرات حضور پالس‌های پرنانرژی در تاریخچه زمانی این‌گونه زلزله‌ها، انتقال نسبی حداکثر دامنه پاسخ طیفی سازه‌های میان‌مرتبه، به محدوده ابتدایی بخش حساس به سرعت زمین طیف سه‌جانبه و نیز حصول مقادیر به نسبت بالا برای PGV/PGA می‌باشد. افزون بر آن، هر دو ناحیه طیفی حساس به شتاب و بویژه تغییر مکان زمین نیز به لحاظ دامنه زمانی، عریض می‌گردند. چنین ویژگی سبب نمود بیشتر اثرات انتشار امواج زلزله در اسکلت مقاوم ساختمان‌های میان‌مرتبه و بخصوص بلند خواهد شد. همچنین افزایش نسبی برش پایه، افزایش نیاز شکل‌پذیری و اثرات موده‌های ارتعاشی بالاتر را نیز به دنبال خواهد داشت [۲۹].

یکی دیگر از ویژگی‌های رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک، بزرگتر بودن نسبت عددی بیشینه شتاب مولفه قائم به بیشینه شتاب مولفه افقی در مقایسه با رکوردهای حوزه دور است. دانسته شده که نسبت شتاب قائم به افقی، متغیر بوده و مقدار آن

در مناطق نزدیک چشمه‌های لرزه‌زا، به‌ویژه در هنگام وقوع زلزله‌های با بزرگای بیش از ۵ می‌تواند به محدوده بزرگتر از ۱ نیز برسد. نسبت میانگین حاصل شده از مطالعات، در حدود $\frac{1}{3}$ است که به طور معمول در آیین‌نامه‌ها در نظر گرفته می‌شود. لازم به توضیح است که افزایش نسبت مذکور در خاک‌های نرم نسبت به سایر ساختگاه‌ها بیشتر می‌باشد [۳۰].

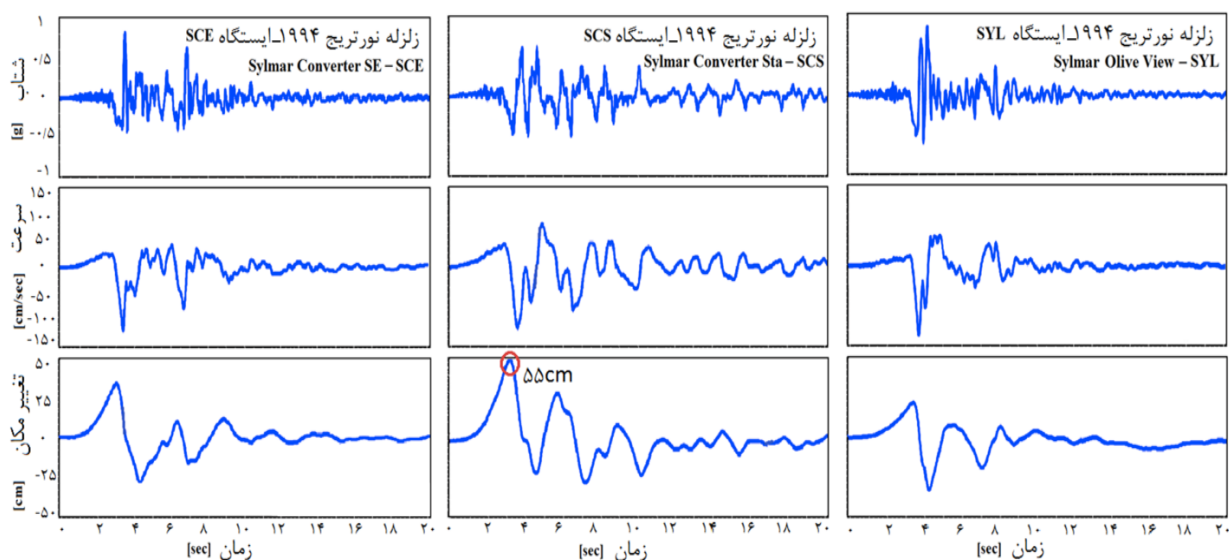
شکل (۵) تاریخچه زمانی شتاب، سرعت و تغییر مکان مولفه عمود بر صفحه شکست گسل (مولفه TR) متناظر با رکوردهای SCE، SCS و SYL را نشان می‌دهد. نمود مشخص اثرات نیرومند جهت‌داری پیش‌رونده (یا فرآیند شکست پیش‌رونده) مربوط به گسل امتداد لغز سن‌آندریاس، در تاریخچه زمانی هر سه رکورد مذکور ملاحظه می‌شود. با دقت در تاریخچه شتاب زمین، ملاحظه می‌شود که رکورد SYL دارای بیشترین مقدار پارامتر PGA بوده و مقدار این پارامتر برای مولفه TR برابر $0.843g$ است. این مقدار برای رکوردهای SCE و SCS به ترتیب $0.828g$ و $0.612g$ می‌باشد. سرعت افقی بیشینه زمین از دیگر پارامترهای توصیف جنبش‌های پالس‌گونه نیرومند حوزه نزدیک است. دامنه تغییرات این پارامتر برای یک مجموعه رکورد ثبت شده در حوزه نزدیک (کمتر از ۱۵ کیلومتر) یک گسل لرزه‌زا، به نسبت زیاد است. نمود اثرات بسیار نیرومند جهت‌داری پیش‌رونده و نیز اثرات نه‌چندان قوی شکست پس‌رونده گسل (اثرات جهت‌داری پس‌رونده) پیامد این موضوع می‌باشد.

نمود اثرات جهت‌داری پس‌رونده در یک گسلش امتداد لغز، بصورت عکس اثرات شکست پیش‌رونده بوده و کاهش قابل توجه برای دامنه پالس‌های سرعت را در تاریخچه زمانی هر دو مولفه موازی صفحه شکست گسل (مولفه LN) و نیز مولفه عمود بر آن (مولفه TR) خواهد داشت. بطور کلی نمود اثرات جهت‌داری پیش‌رونده در تاریخچه هر دو مولفه LN و TR یک رکورد نیرومند زلزله، دارای دامنه عددی و بازه‌های زمانی نزدیک به هم می‌باشد. همچنین بطور معمول، تنها یک کاهش به نسبت کوچک در نمایش ظاهری ساختارهای پالس‌گونه موجود در تاریخچه زمانی مولفه LN این‌گونه رکوردها ملاحظه می‌شود. همچنین پارامتر PGV نیز به عنوان یک مشخصه طیفی در شناخت رکوردهای زلزله در نظر گرفته می‌شود. با دقت در سه تاریخچه سرعت در شکل ۵ دیده می‌شود که رکورد SYL با PGV برابر با $129/86 \text{ cm/s}$ دارای بیشترین مقدار این پارامتر است. همچنین مقادیر متناظر PGV برای رکوردهای SCE و SCS نیز به ترتیب $117/53$ و $118/19$ سانتیمتر بر ثانیه است.

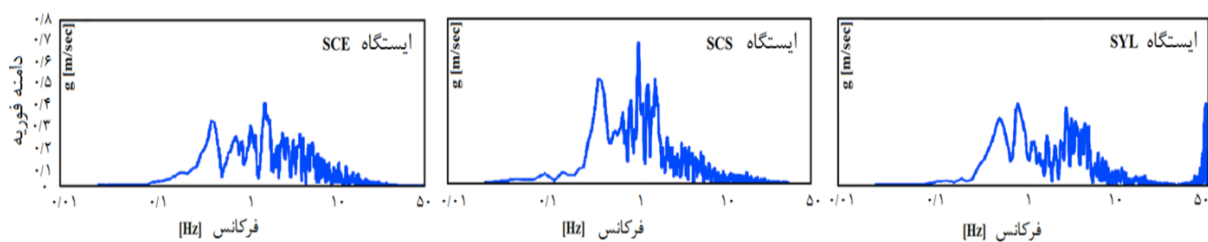


کاربرد و معیارسنجی پارامتر بیشینه جابه‌جایی زمین PGD، بیشتر برای رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک مفهوم دارد. احتمال قرارگیری محور طیفی متناظر با یک و یا دو مود ارتعاشی نخست یک ساختمان بلند (با ضریب مشارکت مودی بالا) بویژه در محدوده حساس به تغییر مکان زمین در طیف سه‌جانبه مربوط به رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک وجود دارد. بدیهی است که این محدوده طیفی با بازه فرکانس‌های پایین متناظر با پیوند پالس‌های بزرگ و پیوسته سرعت تطابق داشته و همچنین متناظر با دوره تناوب مودهای ارتعاشی هر دو راستای X و Y یک ساختمان بلند نیز می‌باشد. بدین لحاظ، وقوع اثرات با مقیاس بزرگ تشدید دینامیکی در رفتار لرزه‌ای این‌گونه سازه‌ها، دور از انتظار نخواهد بود. رکورد SCS با PGD برابر $52/85$ cm دارای بیشترین مقدار این پارامتر بوده و رکوردهای SYL و SCE نیز به ترتیب دارای مقادیر PGD، $32/37$ cm و $34/33$ cm می‌باشند. تاریخچه زمانی شتاب زمین مربوط به رکوردهای نیرومند حاوی اثرات جهت‌داری پیش‌رونده، می‌تواند پالس پر دامنه و

پیوند بلند (۱ تا ۲ ثانیه) به همراه اسپایک‌های پر انرژی با گام زمانی کوتاه ($0/2$ تا $0/5$ ثانیه) را نمایش دهد. نمود این ویژگی در طیف فوریه که معیاری برای سنجش انرژی متناظر با محتوای فرکانسی هر رکورد است، سبب پدیدار شدن مولفه ارتفاعی بزرگ به ازای یک باند مشخص فرکانس‌های پایین (کمتر از ۲ هرتز) تا میانه (کمتر از ۱۵ هرتز) خواهد شد. نگاشت طیف فوریه رکوردهای حاوی اثرات جهت‌داری پیش‌رونده، از حالت باند گسترده (Broad Band) خارج شده و به صورت ساختارهای ترکیبی موجک مانند قرار گرفته در یک باند باریک (Narrow Band) فرکانس‌ها در می‌آید. بدین ترتیب در طیف فوریه این زلزله‌ها به جای آن که مولفه‌های ارتفاعی (متناظر فرکانس) در یک محدوده بزرگ پیرویدیک دارای حداکثر مقادیر خود باشند، در یک محدوده بسیار کوچک و یا به عبارتی در یک یا چند پیروید خاص دارای ماکزیمم خواهند بود. شکل (۶) طیف فوریه متناظر با رکوردهای SCE، SCS و SYL را نمایش می‌دهد.



شکل ۵- تاریخچه زمانی شتاب، سرعت و جابه‌جایی رکوردهای SCE، SYL و SCS متناظر با مولفه عمود بر صفحه شکست گسل (مولفه TR)؛ هر سه رکورد در حوزه Sylmar جنوب کالیفرنیا و در هنگام زلزله نورتریج ۱۹۹۴ ثبت شده‌اند.



شکل ۶- طیف فوریه رکوردهای SCE، SYL و SCS متناظر با مولفه عمود بر صفحه شکست گسل (مولفه TR)

طیف فوریه رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک بویژه در محدوده فرکانس‌های پایین، دارای مولفه‌های ارتفاعی بسیار بزرگ بوده و در باند فرکانس‌های بالا متناسب با پریود مودهای بالاتر، حاوی مولفه‌های ارتفاعی به نسبت کوتاه است.

۵- رکوردهای سه مولفه‌ای انتخابی

با توجه به پراکندگی‌های زیاد در دامنه پاسخ دینامیکی سازه تحت اعمال رکوردهای مختلف زلزله، نیاز به استفاده از گروه جنبش‌های نیرومند زمین با ساختار فیزیکی به نسبت یکسان، امری ضروری است. معیار اصلی در انتخاب رکوردهای سه مولفه‌ای زلزله در این پژوهش، توجه به خصوصیات فیزیکی اثرات شکست پیش‌رونده گسل، پدیدار شدن ساختارهای پالس‌گونه شتاب، همچنین وجود پالس‌های پرنرژی و بلند مدت در تاریخچه زمانی سرعت است. تجمع آثار امواج برشی در مسیر پیش‌سوی گسیختگی گسل و وجود ساختارهای پالس‌گونه در تاریخچه زمانی رکوردهای پر قدرت حوزه نزدیک،

نشان‌دهنده روند شدید آزاد شدن انرژی جنبشی در یک مدت زمان کوتاه و در طی وقوع گسیختگی در ساختار گسل است. موضوع فوق علاوه بر اینکه باعث به وجود آمدن پدیده تشدید در رفتار سازه‌های بلند می‌گردد، سبب بروز واکنش لرزه‌ای با ویژگی ترد در المان‌های اسکلت مقاوم نیز خواهد شد. وقوع این امر در رفتار لرزه‌ای سازه‌های ساخته شده در نزدیک گسل، به علت احتمال بروز جنبش‌های نیرومند پالس‌گونه و ماهیت ضربه‌ای نیروهای دینامیکی، چندان دور از انتظار نیست.

رکوردهای انتخابی در این پژوهش شامل مجموعه‌ای از رکوردهای نیرومند است که در نواحی نزدیک و دور از گسل ثبت شده‌اند [۳۱]. مهمترین پارامترهای فیزیکی رکوردهای انتخابی نظیر بیشینه شتاب زمین (PGA)، بیشینه سرعت زمین (PGV) و بزرگای مومتوم (MW) به ترتیب در جدول (۵) نمایش داده شده است. رکورد MRP از نوع حوزه دور بوده و رکوردهای دیگر در طبقه‌بندی حوزه نزدیک قرار می‌گیرند.

جدول ۵- مشخصات طیفی رکوردهای انتخابی در این پژوهش

PGD/PGV (sec)	PGV/PGA (sec)	Magnitude Mw	بیشینه تغییر مکان، PGD (cm)	بیشینه سرعت، PGV (cm/s)	بیشینه شتاب، PGA (g)	مدت دوام، Duration (sec)	مولفه	زلزله
۰/۴۰	۰/۱۲	۷/۴	۳۹/۹	۹۷/۷	۰/۸۳۶	۳۰	LN	Tabas 1978
۰/۷۸	۰/۱۴		۹۴/۵	۱۲۱/۳	۰/۸۵۱		TR	Tabas City - 3.0 km
۰/۳۷	۰/۰۶		۱۷	۴۵/۵	۰/۶۸۸		UP	
۰/۳۴	۰/۰۹	۶/۶	۲۰/۷	۵۹/۶	۰/۶۳۵	۳۰	LN	Bam 2003
۰/۳۰	۰/۱۶		۳۷/۴	۱۲۳/۷	۰/۷۹۳		TR	Bam City - 1.0 km
۰/۲۶	۰/۰۳		۱۰/۱۱	۳۷/۶۶	۰/۹۹۹		UP	
۰/۲۰۴	۰/۱۳	۶/۷	۱۶/۴۱	۷۸/۲۴	۰/۶۰۴	۳۰	LN	Northridge 1994
۰/۲۵	۰/۱۶		۳۲/۲۱	۱۲۹/۳۵	۰/۸۴۳		TR	Sylmar (SYL) - 6.4 km
۰/۵۱	۰/۰۴		۹/۷۶	۱۹/۱۴	۰/۵۳۵		UP	
۰/۲۴	۰/۱۱	۶/۷	۴/۷۹	۲۰/۲	۰/۱۹	۳۰	LN	Northridge 1994
۰/۲۰	۰/۰۷		۴/۴۴	۲۰/۷	۰/۲۹		TR	Moorpark Fire Sta. (MRP) - 28 km
۰/۱۱	۰/۰۵		۰/۹۰	۷/۹	۰/۱۶		UP	
۰/۲۴	۰/۱۷	۶/۷	۲۴	۹۹/۳	۰/۵۹۳	۳۰	LN	Northridge 1994
۰/۴۱	۰/۲۶		۴۳/۰۶	۱۰۶/۲	۰/۴۲۴		TR	Jensen Filter Plant (JFP) - 6.1 km
۰/۲۶	۰/۰۸۷		۸/۸۹	۳۴/۱	۰/۴۰		UP	
۰/۴۲	۰/۱۶	۶/۵	۲۷/۱۸	۶۴/۷۱	۰/۴۱	۳۰	LN	Imperial Valley 1979
۰/۶۳	۰/۲۶		۷۰/۰۷	۱۱۰/۹۳	۰/۴۳۹		TR	Array E06 - 1.0 km
۰/۵۰	۰/۰۳۴		۲۷/۸۸	۵۵/۸۹	۱/۶۵۵		UP	
۰/۶۰	۰/۰۴	۷/۲	۲۳/۷۶	۳۹/۳۷	۰/۹۸۱	۳۰	LN	Landers 1992
۰/۸۹	۰/۱۴		۱۱۰/۲۹	۱۲۴/۶۱	۰/۹۰۱		TR	Lucerne Valley (LCN) - 1.1 km
۰/۵۳	۰/۰۶		۳۰/۵۷	۵۷/۶۹	۱/۰۲۳		UP	



همگی رکوردهای انتخابی در این پژوهش به صورت طبیعی سه مولفه‌ای در جهات X ، Y و Z اسکلت مقاوم و به صورت همزمان به سازه‌های مطالعاتی اعمال گردیده است (شکل (۱)). شتاب‌نگاشت رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک، می‌تواند بیانگر رفتار واقعی زمین در لحظه شکست ساختار گسل باشد. مولفه موازی با صفحه شکست گسل (مولفه LN) در راستای X و همچنین مولفه نیرومندتر عمود بر صفحه شکست گسل (مولفه TR) در راستای Y پلان سازه و مولفه عمودی (مولفه UP) در جهت Z وارد گردیده است، جدول (۵)). مجموعه تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی برای تمامی سازه‌های مطالعاتی توسط دو نرم افزار SAP2000 و PERFORM3D انجام شده است [۳۲ و ۳۳].

۶- پاسخ غیرخطی سازه‌های مطالعاتی

تاکنون مطالعات فراوانی در زمینه رفتار خطی استاتیکی و دینامیکی ساختمان‌های بلند با چیدمان کمربندهای سخت‌کننده پیرامونی صورت گرفته است [۳۷-۳۴]. این پژوهش دربرگیرنده مشخصات رفتار دینامیکی غیرخطی سازه‌های مطالعاتی شکل (۱) تحت رکوردهای نیرومند زلزله است. مشخصات لرزه‌شناسی رکوردهای سه مولفه‌ای جدول (۵)، نمود روشنی از اثرات نیرومند جهت‌داری به همراه اسپایک‌های پرنرژری شتاب و پالس‌های پر دامنه سرعت است. نکته دیگر آن که برای رکوردهای حوزه نزدیک حاوی اثرات شکست پیشرونده گسل و فرآیند جهت‌داری پیش‌رو (Directivity Forward)، باند فرکانس‌های پرنرژری شتاب زمین در بازه ۰/۵ تا ۵ هرتز قرار دارد. ملاحظه می‌شود که بازه پریودیک متناظر دامنه فرکانسی فوق، دربرگیرنده زمان تناوب چند مود ارتعاشی نخست ساختمان‌های بلند است. نزدیک بودن پریود پالس بزرگ منفرد سرعت و یا پریود هر یک از چند پالس مشخص موجود در تاریخچه زمانی یک رکورد پر قدرت حوزه نزدیک، بویژه به محدوده زمان تناوب نخستین مود ارتعاشی انتقالی و همچنین اولین مود پیچشی، روند بسیار شدید رفتار لرزه‌ای را به دنبال خواهد داشت.

این موضوع، عاملی بر پدیدار شدن اثرات دامنه بزرگ تشدید دینامیکی در رفتار لرزه‌ای سازه‌های بلند است. وقوع این فرآیند در بازه زمانی رکوردهای زلزله حاوی اثرات جهت‌داری پیش‌رو، بصورت تدریجی مشخصات رفتار پیچشی سخت طرح شده برای اسکلت ساختمان بلند را به عملکرد پیچشی نرم (همراه با نزدیک شدن به وضعیت فروریزش) تبدیل می‌نماید. پدیدار

شدن ساختارهای موجی شکل در تاریخچه یک رکورد پر قدرت زلزله سبب ایجاد حرکت ضربه‌ای بسیار نیرومند زمین در منطقه نزدیک به صفحه شکست گسل می‌شود (شکل‌های (۷) و (۸)).

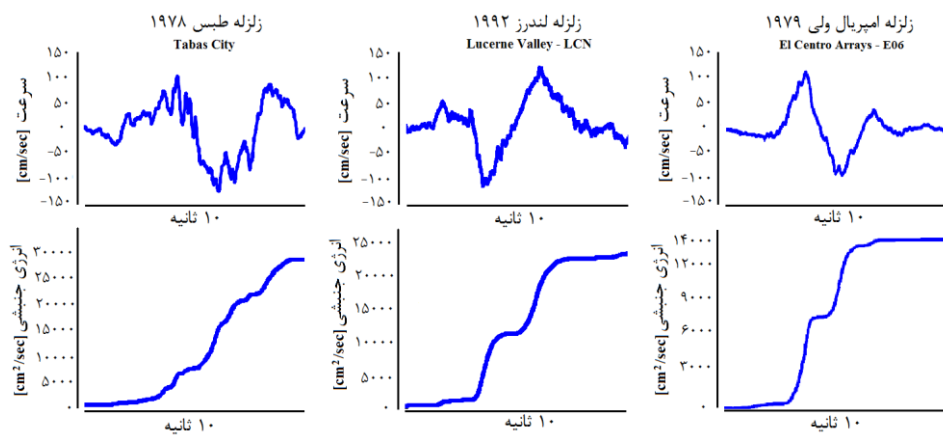
بر پایه هر دو شکل (۷) و (۸)، همگام با فراز و نشیب‌های موضعی در دامنه زمانی پالس‌های سرعت، یک روند جهشی در آزاد شدن انرژی جنبشی بوجود می‌آید. مطابق شکل (۷) ملاحظه می‌شود که تاریخچه زمانی سرعت زمین متناظر با مولفه TR رکوردهای نیرومند Tabas، LCN و E06 دارای پالس پر دامنه و بسیار بلند مدت است که ساختار عمومی تک موج شبه‌سینوس را نشان می‌دهد. دامنه تغییرات منحنی آزاد شدن انرژی جنبشی نیز بصورت یک روند افزایشی پیوسته و بلند مدت می‌باشد. نمود فیزیکی هر دو عامل سرعت و انرژی جنبشی طبق مطلب فوق، سبب پدیدار شدن جنبش هجومی زمین در شکل یک پالس بسیار بزرگ تغییر مکان خواهد بود.

مطابق شکل (۸) تاریخچه زمانی سرعت زمین متناظر با مولفه TR رکوردهای حوزه نزدیک و نیرومند Bam، SYL و JFP حاوی پالس‌های چند موجی و بلند مدت سرعت می‌باشد. نکته دیگر نیز وجود آرایش غیر هم‌زمان پدیدار شدن این ساختارهای موجی شکل است.

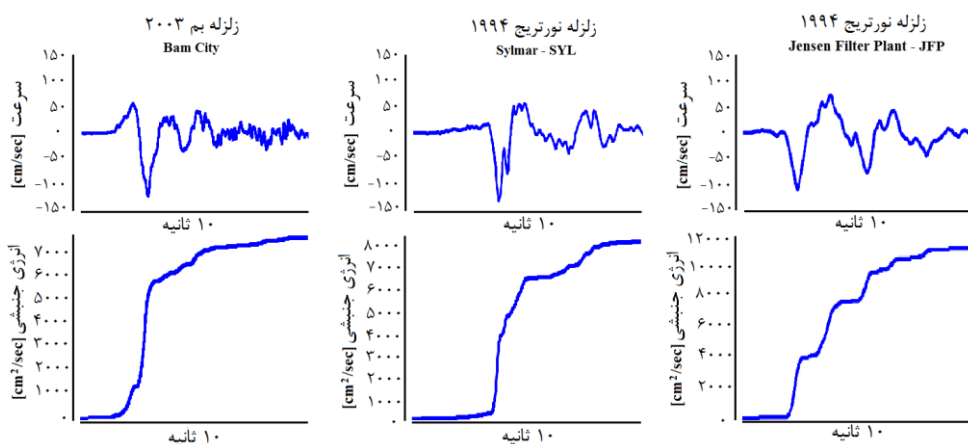
بدین ترتیب، نمایش رفتار ضربه‌ای زمین نیز بصورت ترکیبی از نیم موج‌های سینوسی با پریود به نسبت زیاد (بیش از ۱ ثانیه) خواهد بود. دامنه تغییرات در روند آزاد شدن انرژی جنبشی این‌گونه رکوردها، از ساختار فیزیکی پالس‌های سرعت پیروی می‌نماید. یک فرآیند جهشی پلکانی متناظر با موقعیت زمانی هر یک از پالس‌های جداگانه سرعت در تاریخچه زمانی آزاد شدن انرژی جنبشی حادث می‌شود. نمود فیزیکی این فرآیند نیز به صورت رفتار دینامیکی زمین در شکل چند ضربه پر قدرت و با فواصل بسیار کوتاه زمانی خواهد بود. ماهیت ضربه‌ای پالس‌های بزرگ تغییر مکان زمین سبب افزایش شدید پاسخ‌های لرزه‌ای ساختمان‌های بلند خواهد شد [۳۸].

نتایج مطالعات لرزه‌شناسی نشان می‌دهد که یک ارتباط فیزیکی دو جانبه میان فرآیند انتشار سه بعدی امواج زلزله و نیز مکانیزم گسیختگی گسل برقرار است. نمود اثرات متناظر این موضوع در پدیدار شدن دو گروه مشخص پالس‌های پر دامنه و بلند مدت سرعت می‌باشد که در شکل‌های (۷) و (۸) نمایش داده شده‌اند [۳۹ و ۴۰].





شکل ۷- روند آزاد شدن سریع انرژی جنبشی ناشی از ارتعاشات نیرومند زمین در بازه زمانی پالس منفرد سرعت؛ با ساختار پیوسته تک موج شبه سینوسی پردامنه و بلندمدت (مولفه TR)



شکل ۸- روند آزاد شدن سریع انرژی جنبشی ناشی از ارتعاشات نیرومند زمین در بازه زمانی پالس ترکیبی سرعت؛ با ساختار ترکیبی چند موج نیم سینوسی پردامنه و بلندمدت (مولفه TR)

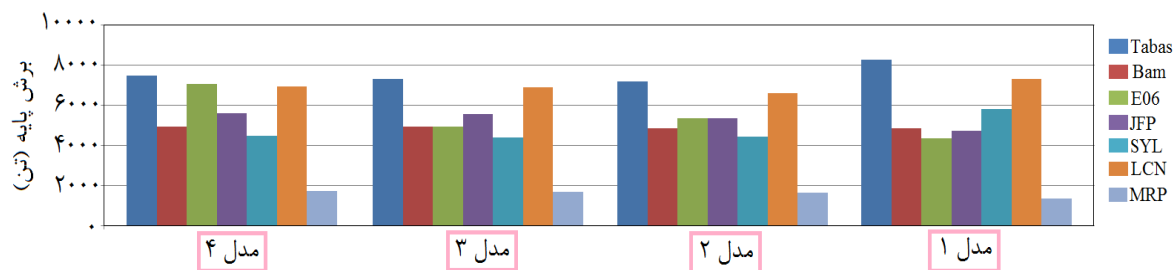
۶-۱- بررسی برش پایه

شکل (۹) بیشینه برش پایه مدل‌های مطالعاتی را تحت رکوردهای انتخابی نمایش داده است. بررسی نتایج نشان می‌دهد که پارامتر بیشینه برش پایه در مدل تحت رکوردهای حاوی پالس سرعت با پررود بلند، به میزان قابل توجهی نسبت به مقدار حاصل از رکورد حوزه دور MRP بیشتر است. همچنین، متوسط برش پایه تحت رکوردهای نیرومند Tabas، LCN و E06 که دارای یک پالس منفرد و بزرگ سرعت هستند، نسبت به میانگین حاصل از سه رکورد پر قدرت Bam، SYL و JFP، حاوی پالس پردامنه و چند موجی سرعت، بیشتر می‌باشد. رکورد نه چندان نیرومند و حوزه دور Moorpark (MRP) از زلزله نورتریج ۱۹۹۴ نیز مقادیر برش پایه بسیار پایین‌تری را نسبت به رکوردهای نشان داده شده در دو شکل (۷) و (۸) ایجاد نموده است.

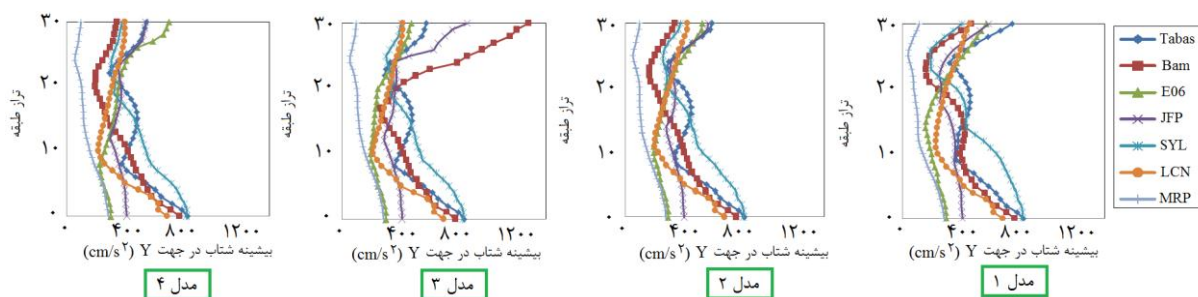
۶-۲- بررسی پوش بیشینه شتاب مطلق طبقات

این پارامتر پاسخ، به دلیل مقادیر بالای شتاب پایه ساختمان در محل فنداسیون و نیز پدیدار شدن ساختار موج‌گونه در تاریخچه زمانی سرعت زمین، به نسبت دارای مقادیر بزرگی می‌باشد. شکل (۱۰) نمودارهای بیشینه شتاب مطلق طبقات در راستای Y پلان را نمایش داده است. روند تغییرات پوش شتاب مطلق طبقات تا یک ارتفاع مشخص از سازه، بصورت کاهشی و پس از آن دوباره آهنگ افزایشی دارد. یک نمود مشخص به لحاظ تاثیرگذاری نوع پالس سرعت هر رکورد، وجود دامنه افزایشی ناشی از اثر مودهای ارتعاشی بالاتر است. همچنین ملاحظه می‌شود که با افزایش سختی کمر بند خرابایی فوقانی سازه، تغییرات چندان در بیشینه شتاب طبقات بویژه بخش بالایی اسلکت مقاوم بوجود نمی‌آید. ویژگی مذکور نسبت به هر دو گروه رکوردهای شکل‌های (۷) و (۸) یکسان است.





شکل ۹- مقادیر بیشینه برش پایه دینامیکی در راستای Y پلان (شکل (۱))



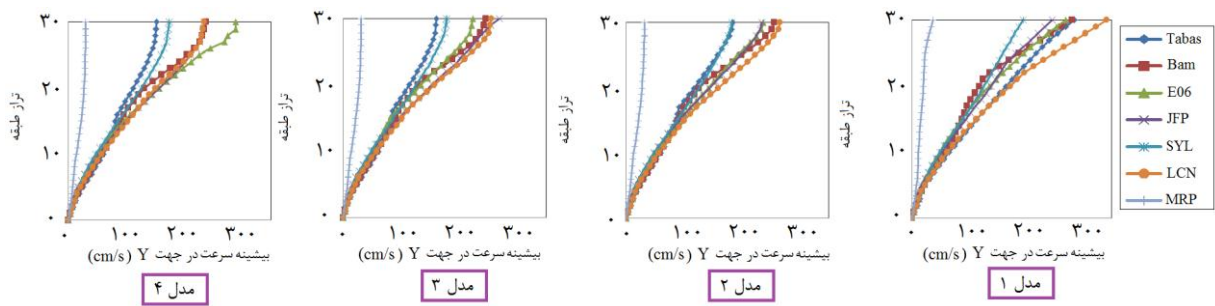
شکل ۱۰- پوش حداکثر شتاب مطلق طبقات در محل مرکز جرم G_m در راستای Y پلان (شکل (۱))

مربوط به مولفه TR دو رکورد Tabas و SYL به نسبت کوچکتر است.

ماهیت رانندگی و متفاوت رکوردهای فوق را می‌توان براساس نمودارهای تجمعی انرژی جنبشی در شکل‌های (۷) و (۸) ملاحظه نمود. دامنه ماکزیمم عددی این نمودارها متناظر با دو رکورد E06 و JFP، دارای نزدیکی نسبی بوده و بطور مشخص با کرانه عددی بالایی حاصل از نمودار مربوط به رکورد Bam متفاوت است. افزون بر آن، مشاهده می‌شود که پریرود مود اول ارتعاشی سازه‌های مطالعاتی ۲، ۳ و ۴ (جدول (۴)) دارای نزدیکی عددی با دو مقوله ساختارهای پالس‌گونه موجود در تاریخچه زمانی سرعت می‌باشند. مقوله نخست از بحث فوق، نزدیکی زیاد پریرود نیم‌گام پالس بزرگ مولفه TR مربوط به دو رکورد E06 و LCN (شکل (۷)) با میانگین پریرود ارتعاشی مود اول مدل‌های مطالعاتی ۲، ۳ و ۴ است. مقوله دوم بحث مذکور عبارت از برابری نسبی پریرود تک پالس مشخص سرعت رکورد Bam با گام زمانی حدود ۳/۲ ثانیه و همچنین پریرود دو پالس مشخص و پشت سر هم سرعت در مولفه TR رکورد JFP به ترتیب ۳/۵ و ۳/۱ ثانیه (شکل (۸))، با پریرود ارتعاشی مود اول مدل‌های مطالعاتی ۲، ۳ و ۴ است. همچنین به دلیل تقارن در بارگذاری و هندسه سازه‌های مطالعاتی، هر دو مقوله مذکور برای راستاهای X و Y بصورت یکسان است.

۳-۶- بررسی پوش بیشینه سرعت نسبی طبقات

شکل (۱۱) نمودارهای بیشینه سرعت نسبی طبقات در راستای Y پلان را نشان می‌دهد. بررسی کلی نمودار سرعت نشان‌دهنده یک روند افزایشی در راستای ارتفاع سازه است. وجود کمربند خرابایی از این روند افزایشی جلوگیری کرده و در محل‌هایی که این کمربند وجود دارد، نرخ افزایش سرعت طبقات کاهش یافته است. جدول (۶) ماکزیمم بیشینه سرعت در مدل‌های مطالعاتی برای هر یک از رکوردهای جدول (۵) و همچنین درصد کاهش این مقادیر نسبت به مدل بدون کمربند خرابایی را نشان می‌دهد. بر پایه جدول (۶)، ملاحظه می‌شود که پاسخ سازه‌های دارای پانل‌های مهاربندی با آرایش یک، دو و سه طبقه در پیکربندی کمربند سخت‌کننده فوقانی، به ترتیب دارای میانگین کاهش ۱۴/۶۹، ۱۶/۱۲ و ۱۹/۰۴ درصدی در میزان بیشینه سرعت نسبی طبقات نسبت به مدل بدون کمربند سخت‌کننده می‌باشند. کاهش پارامتر بیشینه سرعت نسبی طبقات برای مدل‌های دارای کمربند سخت‌کننده فوقانی (مدل‌های ۲، ۳ و ۴) تحت رکوردهای نیرومند Tabas، E06 و LCN، دارای دامنه بزرگتری نسبت به نتایج متناظر حاصل از اعمال سه رکورد پرقدرت Bam، SYL و JFP است. بررسی نمودارهای شکل (۱۱) و نتایج جدول (۶)، نشان‌دهنده نزدیکی نسبی میان منحنی مربوط به مولفه TR رکوردهای E06 و LCN (شکل (۷)) و نیز رکوردهای Bam و JFP (شکل (۸)) می‌باشد. دامنه تغییرات نمودارهای



شکل ۱۱- پوش حداکثر سرعت نسبی طبقات در محل مرکز جرم C_m در راستای Y پلان (شکل (۱))

جدول ۶- مقایسه سرعت نسبی طبقات برای مدل‌های دارا و بدون کمر بند سخت کننده (cm/s)

MRP		LCN		SYL		JFP		E06		BAM		Tabas		مدل
درصد کاهش	بیشینه سرعت	درصد کاهش	بیشینه سرعت	درصد کاهش	بیشینه سرعت	درصد کاهش	بیشینه سرعت	درصد کاهش	بیشینه سرعت	درصد کاهش	بیشینه سرعت	درصد کاهش	بیشینه سرعت	
نسبت به مدل ۱	۳۷/۱۵	نسبت به مدل ۱	۳۴۱/۲۳	نسبت به مدل ۱	۱۹۵/۰۸	نسبت به مدل ۱	۲۴۵/۷۲	نسبت به مدل ۱	۲۶۹/۵۳	نسبت به مدل ۱	۲۸۰/۹۲	نسبت به مدل ۱	۲۸۴/۴۹	۱
۱۴/۶۹	۳۲/۲	۲۲/۱۰	۲۶۵/۸۲	۶/۴۸	۱۸۲/۴۳	۴/۶۴	۲۴۳/۳۳	۱۲/۲۷	۲۳۶/۴۷	۸/۹۴	۲۵۵/۸	۳۵/۱۱	۱۸۴/۶۱	۲
۱۶/۱۲	۳۱/۳۴	۲۵/۱۲	۲۵۵/۵۳	۸/۶۸	۱۷۸/۱۷	-۹/۵	۲۶۹/۰۷	۱۷/۰۶	۲۲۳/۵۴	۱۲/۷۳	۲۴۵/۱۷	۴۳/۱۵	۱۶۱/۷۳	۳
۱۸/۸۲	۳۰/۱۶	۳۱/۳۰	۲۳۴/۴۲	۱۰/۲۵	۱۷۵/۰۸	۴/۶۴	۲۴۳/۳۱	۶/۸۲	۲۵۱/۱۵	۱۵/۲۷	۲۳۸/۰۱	۴۶/۲۱	۱۵۳/۰۴	۴

۶-۴- بررسی تغییر مکان نسبی طبقات

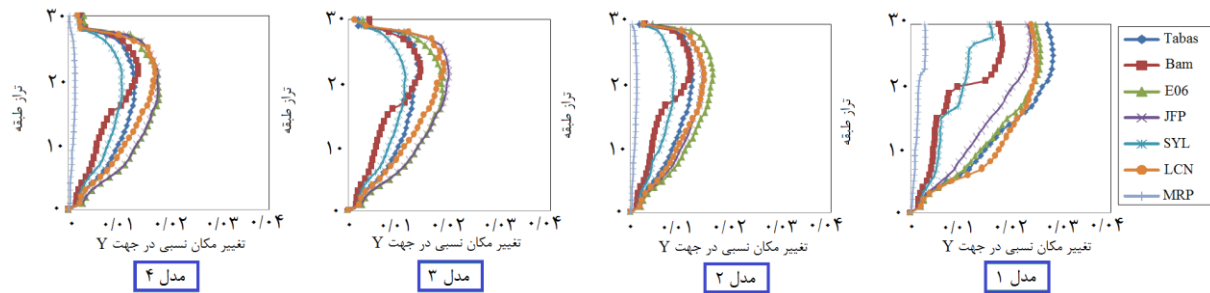
یکی از معیارهای مهم در طراحی ساختمان‌های بلند، ارزیابی و مطالعه روند تغییرات جابجایی نسبی (دریفت) طبقات سازه است. بدین ترتیب در صورت عدم برآورده شدن حد مجاز این پارامتر نیاز، سطح عملکرد لرزه‌ای متناظر با گستره پاسخ غیرخطی المان‌های اصلی سازه می‌تواند از حد ایمنی جانی نیز تجاوز کند. شکل (۱۲) پوش بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات را برای مدل‌های مطالعاتی در راستای Y پلان که مولفه عمود بر صفحه شکست گسل (مولفه TR) در آن جهت وارد شده نشان می‌دهد. مدل بدون کمر بند سخت‌کننده، حد آیین‌نامه‌ای را که برای ساختمان‌های با زمان تناوب اصلی بیشتر و مساوی ۰/۷ sec برابر با ۰/۰۲ است، تصدیق نمی‌نماید. همچنین بیشترین نیاز دریفت در طبقات بالایی سازه اتفاق افتاده است.

بررسی نمودارهای تغییرات بیشینه دریفت طبقات، نشان‌دهنده پدیدار شدن کاهش چشمگیر در میزان این پارامتر بویژه در ترازهای دارای کمر بند سخت‌کننده و همچنین پایین‌تر آمدن محل وقوع بیشینه این پارامتر است. جدول (۷) ماکزیمم تغییر مکان نسبی سازه‌های مطالعاتی برای هر یک از رکوردهای جدول (۵) و همچنین درصد کاهش این مقادیر نسبت به مدل بدون کمر بند خرابایی را نشان می‌دهد.

نتایج حاکی از آن است که پاسخ سازه‌های مطالعاتی دارای پیکربندی کمر بند سخت‌کننده فوقانی بصورت مدل‌های یک، دو و یا سه طبقه، به ترتیب بیان‌گر میانگین کاهش ۳۰/۷۴، ۳۲/۰۹ و ۳۶/۶۱ درصدی در میزان دریفت طبقات نسبت به مدل بدون کمر بند سخت‌کننده می‌باشند. موضوع تاثیرگذاری ماهیت رانندوم رکوردهای هر دو شکل (۷) و (۸) همراه با توضیحات داده شده در بند ۶-۳، درباره ساختار منحنی‌های دریفت شکل (۱۲) نیز برقرار است (مدل‌های ۲، ۳ و ۴). بیشترین دامنه عددی پارامتر پاسخ دریفت تحت سه رکورد LCN و E06 (شکل (۷)) و نیز JFP (شکل (۸)) ایجاد گردیده است. نزدیکی نسبی منحنی تغییرات پارامتر دریفت برای هر سه رکورد مذکور، براساس شباهت ساختار پلکانی مشخص در نمودارهای تجمعی انرژی جنبشی (شکل‌های (۷) و (۸)) قابل ملاحظه است. ماهیت جنبش‌های نیرومند ضربه‌ای زمین برای رکوردهای LCN و E06 با دو پرش مشخص پلکانی انرژی تبیین می‌گردد. این روند برای رکورد JFP نیز با سه پرش مشخص پلکانی انرژی، متناظر است. همین مفهوم نیز برای تبیین تفاوت پاسخ دریفت متناظر با مولفه TR رکورد Bam و سه رکورد فوق برقرار می‌باشد. بر پایه شکل (۷)، شباهت ظاهری نمودارهای پالس سرعت و نیز انرژی جنبشی مربوط به دو رکورد Bam و SYL به نسبت

زیاد است. با این وصف، تفاوت قابل ملاحظه‌ای میان منحنی تغییرات دررفت ماکزیمم حاصل از این دو رکورد، بویژه از ترازهای بالاتر از طبقه ۱۵ دیده می‌شود. نمونه دیگری از تاثیرگذاری ماهیت راندم جنبش‌های نیرومند حوزه نزدیک در ایجاد تفاوت قابل ملاحظه برای پارامتر نیاز دررفت را می‌توان برای رکورد Tabas ملاحظه نمود. مطابق شکل (۷)، یک نمود پیوسته افزایشی در طول ۱۰ ثانیه برای آزاد شدن انرژی جنبشی این رکورد وجود دارد. این فرآیند نیز متناظر با یک پالس

مشخص شبه سینوسی بزرگ است. مقدار PGV مولفه TR این رکورد نیز تفاوت چندانی با سایر جنبش‌های حوزه نزدیک جدول (۵) ندارد. پالس پدرومانه و پیوسته سرعت Tabas، بزرگ‌ترین و پرانرژی‌ترین ساختار موجی‌شکل در تاریخچه زمانی رکوردهای جدول (۵) است. بیشینه پارامتر پاسخ دررفت تحت این رکورد، فقط برای سازه بدون کمر بند سخت‌کننده (مدل ۱) دارای بزرگ‌ترین مقادیر است.



شکل ۱۲- پوش حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات در نقطه D در راستای Y پلان (شکل (۱))

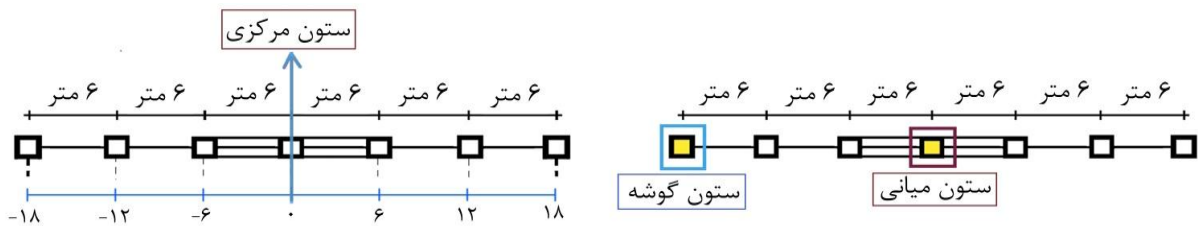
جدول ۷- مقایسه تغییر مکان نسبی برای مدل‌های دارا و بدون کمر بند سخت‌کننده

MRP		LCN		SYL		JFP		E06		BAM		Tabas		مدل
درصد	بیشینه	درصد	بیشینه	درصد	بیشینه	درصد	بیشینه	درصد	بیشینه	درصد	بیشینه	درصد	بیشینه	
کاهش	دررفت	کاهش	دررفت	کاهش	دررفت	کاهش	دررفت	کاهش	دررفت	کاهش	دررفت	کاهش	دررفت	۱
نسبت	به مدل	نسبت	به مدل	نسبت	به مدل	نسبت	به مدل	نسبت	به مدل	نسبت	به مدل	نسبت	به مدل	
۱	۰/۰۰۳	۱	۰/۰۲۵۲	۱	۰/۰۱۶۵	۱	۰/۰۲۳۸	۱	۰/۰۲۵۹	۱	۰/۰۱۸۵	۱	۰/۰۲۸۴	
۴۵/۵۶	۰/۰۰۱۶	۲۶/۵۳	۰/۰۱۸۵	۳۳/۷۲	۰/۰۱۰۹	۲۳/۸۸	۰/۰۱۸۱	۲۰/۶۷	۰/۰۲۰۶	۱۸/۲۲	۰/۰۱۵۱	۴۵/۶۱	۰/۰۱۵۴	۲
۵۲/۹۱	۰/۰۰۱۴	۲۴/۵۶	۰/۰۱۹	۳۰/۹۷	۰/۰۱۱۴	۱۶/۲۶	۰/۰۱۹۹	۲۷/۶۲	۰/۰۱۸۸	۲۲/۱۲	۰/۰۱۴۴	۵۰/۲۲	۰/۰۱۴۱	۳
۵۶/۰۴	۰/۰۰۱۳	۳۱/۲۷	۰/۰۱۷۳	۳۴/۹۷	۰/۰۱۰۷	۲۵/۳۸	۰/۰۱۷۸	۳۰/۳۱	۰/۰۱۸۱	۲۴/۶۳	۰/۰۱۳۹	۵۳/۶۸	۰/۰۱۳۱	۴

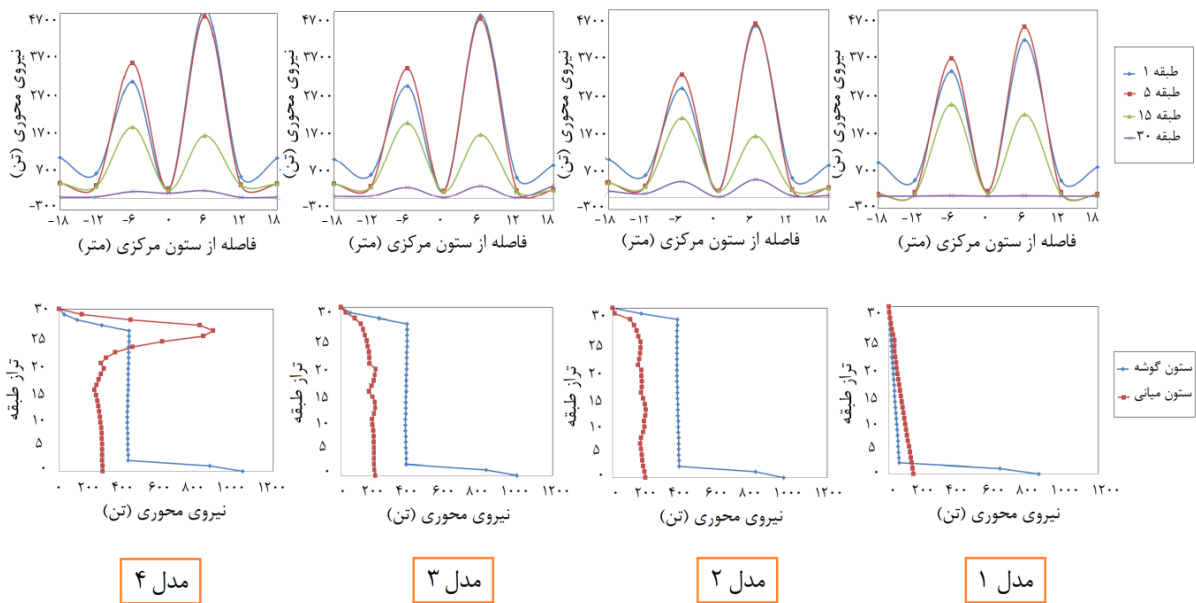
خاص اندازه نیروی محوری ستون‌های گوشه و میانی، بسیار نزدیک به هم خواهد شد. این نوع آرایش پخش بیشینه نیروی محوری دینامیکی دارای توزیع کمانی شکل است. با توجه به الگوی بار جانبی ناشی از فرآیند راندمم زلزله، مقدار بیشینه نیروهای محوری در المان‌های ستون طبقه اول اتفاق می‌افتد و در طبقه آخر به مقدار کمینه خود می‌رسد. اثرات صلبیت بالای کمر بند سخت‌کننده فوقانی با پیکربندی یک، دو و نیز سه طبقه‌ای پانل‌های مهاربندی شده، سبب افزایش نسبی نیروی محوری دینامیکی المان‌های ستون بویژه در طبقه اول می‌شود. وجود کمر بند سخت‌کننده، سبب یک روند افزایش نسبی برای نیروی محوری در ستون‌های اسکلت مقاوم سازه

۶-۵- بررسی نیروی محوری دینامیکی ستون‌ها
بیشینه نیروی محوری دینامیکی ستون‌های انتخابی از سازه‌های مطالعاتی، بر پایه انجام تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی و تحت رکوردهای سه مولفه‌ای حاصل گردیده‌اند. نمودارهای موجود در شکل‌های (۱۳) تا (۱۵)، نمایش بیشینه نیروی محوری تحت دو رکورد حوزه نزدیک و بسیار نیرومند Tabas و SYL برای یک خط قاب از پلان مدل‌های مطالعاتی است. براساس نتایج، نیروی محوری المان ستون گوشه و ستون‌های طرفین پانل‌های مهاربندی، به‌طور قابل ملاحظه‌ای بیشتر از نیروی محوری ستون‌های میانی است. این اختلاف در ستون‌های طبقات بالاتر کاهش می‌یابد، به‌گونه‌ای که در یک تراز ارتفاعی

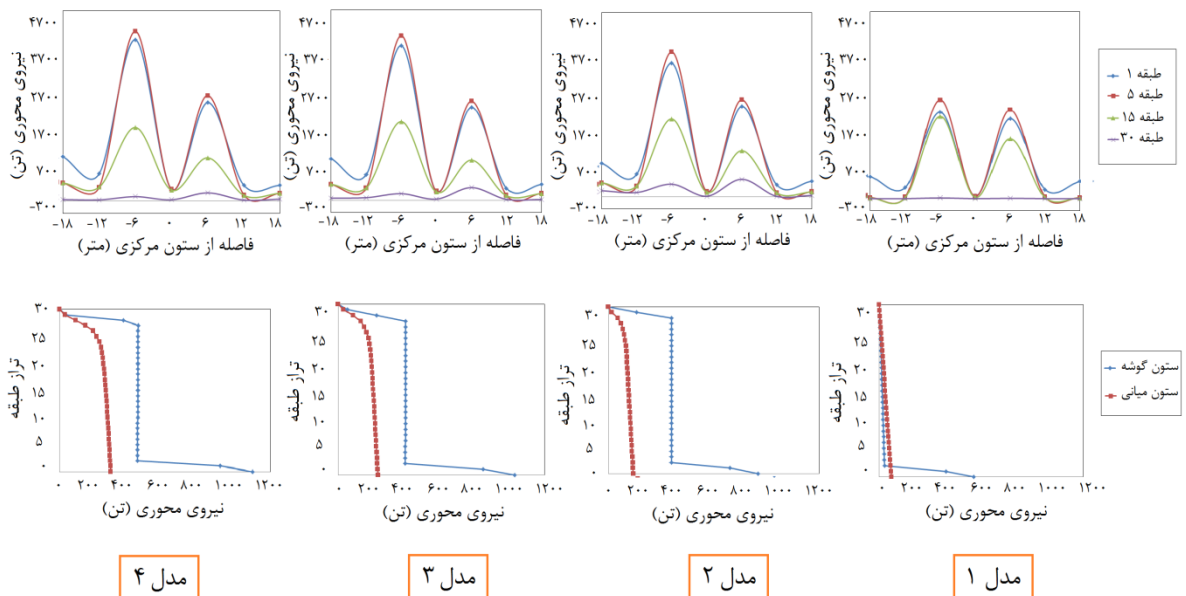




شکل ۱۳- آرایش قرارگیری ستون‌های مورد بررسی در قاب کناری پلان



شکل ۱۴- پوش نیروی محوری ستون‌ها تحت رکورد Tabas در راستای X پلان سازه قاب از شکل (۱)



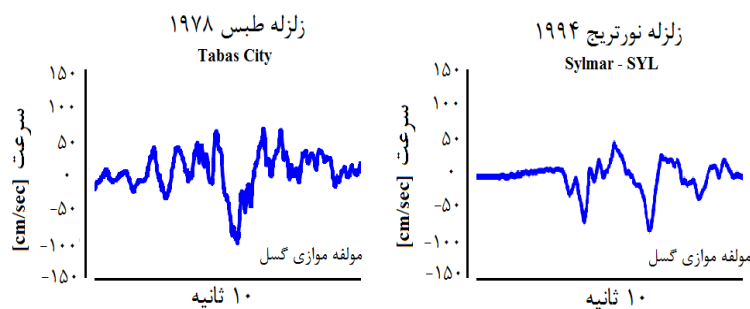
شکل ۱۵- پوش نیروی محوری ستون‌ها تحت رکورد SYL در راستای X پلان سازه قاب از شکل (۱)

می‌گردد. این موضوع نیز نشانه کارایی بهتر اسکلت مدل‌های مطالعاتی ۳، ۲ و ۴ است. افزون بر آن از میزان دررفت جانبی نیز به شدت کاسته خواهد شد.

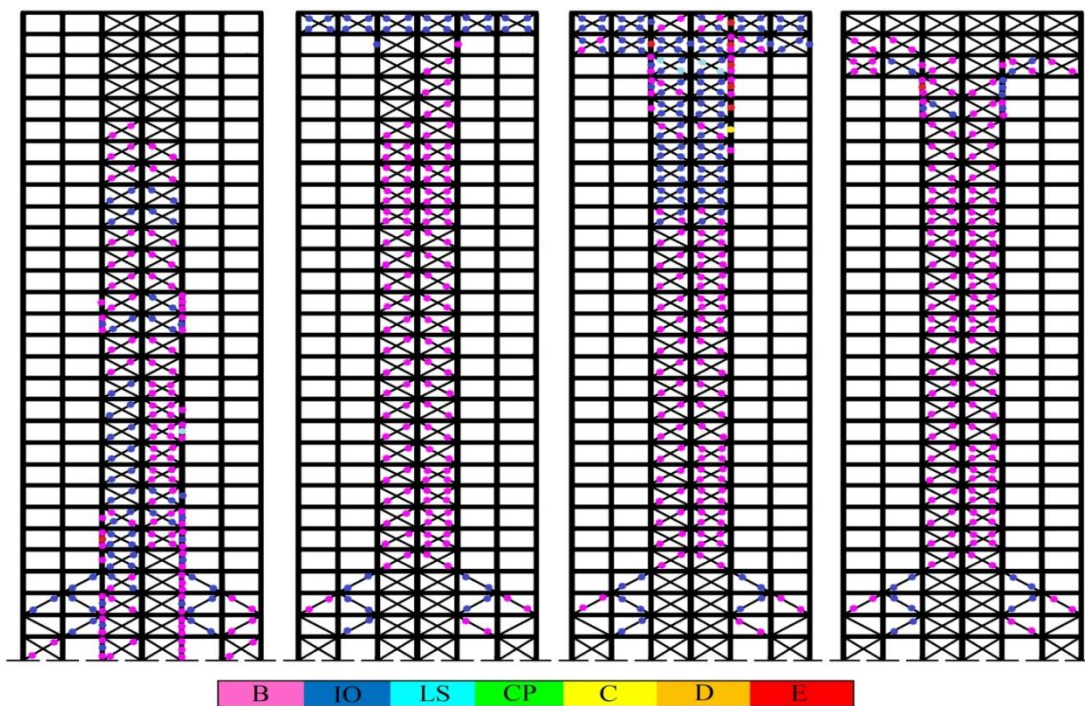
۶-۶- بررسی توزیع مفاصل پلاستیک در سازه

ساختار تشکیل مفاصل پلاستیک و نحوه توزیع آن‌ها در اسکلت سازه، بیان‌گر وضعیت‌های احتمالی وقوع مکانیزم‌های شکست و ناپایداری است. همچنین، نوع و روند شکل‌گیری مکانیزم‌های شکست نیز بر حساسیت رفتاری اسکلت مقاوم نسبت به اثرات خمشی ثانویه، شکل‌پذیری کلی و موضعی، میزان جذب انرژی جنبشی، دامنه پایداری سازه تا قبل از ایجاد خسارت و همچنین ناپایداری دینامیکی محلی و کلی سازه اثر می‌گذارد. بدیهی است

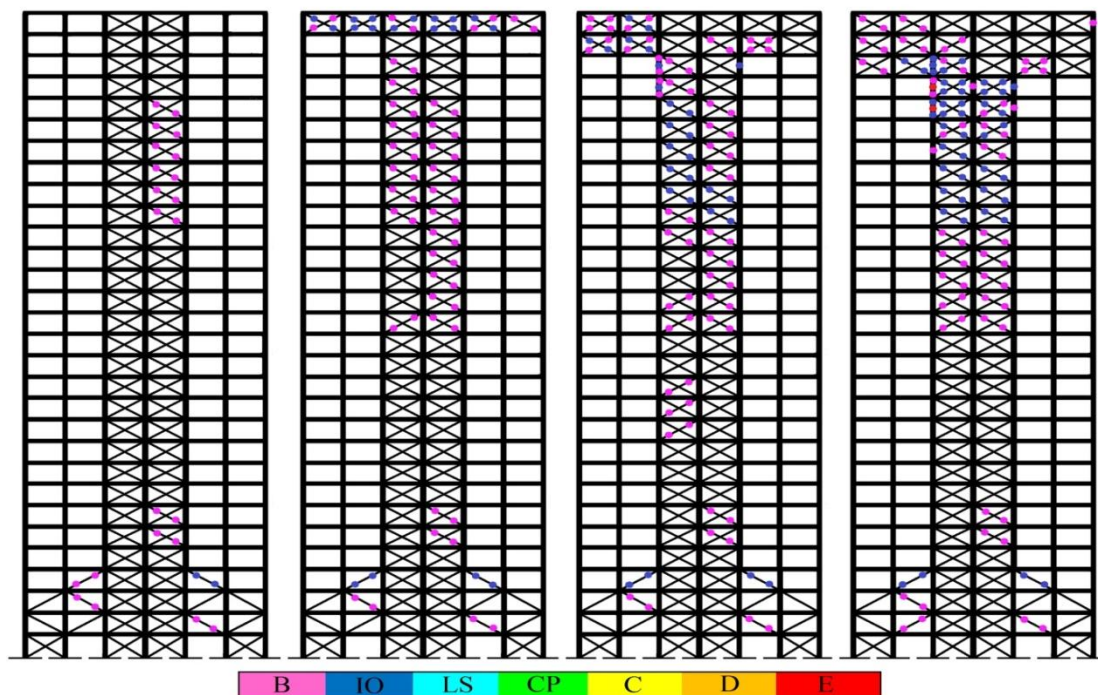
که در خصوص موارد فوق، نمود و ساختار فیزیکی پالس‌های سرعت موجود در تاریخچه زمانی هر دو مولفه LN و TR تاثیر مستقیم در آرایش، موقعیت و دامنه عملکرد غیرخطی مفاصل پلاستیک دارد. بازه زمانی پالس‌های مشخص سرعت، در واقع نشان‌دهنده موقعیت‌های وقوع حرکات ضربه‌ای زمین است. تشکیل ناحیه‌های تسلیم جدید در اسکلت مقاوم سازه، گسترش مشخص و سریع دامنه رفتار غیرخطی مکانیزم مفاصل پلاستیک نیز در همین بازه‌های زمانی صورت می‌گیرد. پالس ترکیبی سرعت موجود در تاریخچه زمانی مولفه موازی با صفحه شکست گسل (مولفه LN) مربوط به دو رکورد Tabas و SYL در شکل (۱۶) نمایش داده شده‌اند.



شکل ۱۶- پالس مشخص ترکیبی سرعت متناظر با مولفه موازی صفحه شکست گسل (مولفه LN) مربوط به دو رکورد حوزه نزدیک Tabas ایران و SYL منطقه سیلمار از زلزله نورتریج ۱۹۹۴



شکل ۱۷- ساختار مفاصل پلاستیک تشکیل شده در راستای Y سازه‌ها تحت رکورد حوزه نزدیک Tabas (قاب DC از شکل (۱))



شکل ۱۸- ساختار مفاصل پلاستیک تشکیل شده در راستای Y سازه‌ها تحت رکورد حوزه نزدیک SYL (قاب DC از شکل (۱))

سرعت نسبی در طبقات کاهش می‌یابد. پاسخ سازه‌های مطالعاتی دارای کمر بند سخت‌کننده فوقانی با آرایش یک، دو و سه طبقه به ترتیب دارای میانگین کاهش ۱۴/۶۹، ۱۶/۱۲ و ۱۹/۰۴ درصدی در بیشینه سرعت نسبی طبقات نسبت به مدل بدون کمر بند سخت‌کننده می‌باشد.

همچنین مدل بدون کمر بند سخت‌کننده در سنجش پارامتر پاسخ دریافت سازه، حد مجاز آیین‌نامه ۲۸۰۰ برابر با ۰/۰۲ را برآورده ننموده است. کاربرد کمر بند سخت‌کننده علاوه بر این که باعث کاهش بزرگ در میزان دریافت می‌گردد، سبب پایین‌تر آمدن محل وقوع بیشترین دریافت محتمل نیز خواهد شد. ساختار پاسخ سازه‌های مطالعاتی حاوی پانل‌های یک، دو و سه طبقه در کمر بند سخت‌کننده فوقانی، به ترتیب دارای میانگین کاهش ۳۰/۷۴، ۳۲/۰۹ و ۳۶/۶۱ درصدی در میزان تغییر مکان نسبی طبقات نسبت به مدل بدون کمر بند سخت‌کننده است. همچنین محل وقوع بیشترین دریافت محتمل در مدل بدون کمر بند سخت‌کننده به طور تقریبی در تراز طبقه ۲۷ و در مدل‌های دارای کمر بند سخت‌کننده در تراز طبقه ۲۰ اتفاق می‌افتد.

دانسته شد که پوش تغییرات نیروی محوری ستون‌های واقع در صفحات محیطی پلان سازه مقاوم، دارای توزیع کمانی است. بدین ترتیب که نیروی محوری ستون‌های گوشه و طرفین مهار بند

همچنین پالس پیوسته، پدمانه و بلندمدت سرعت مولفه TR رکورد Tabas در شکل (۷) و همین مورد برای رکورد SYL نیز در شکل (۸) مشخص می‌باشند. براساس شکل‌های (۱۶) تا (۱۸) و تحت دو رکورد فوق، نمایش مفهومی ماهیت پرنرژی و ویران‌کننده اثرات بسیار قدرتمند جهت‌داری پیش‌رونده در تشکیل و گسترش مکانیزم مفاصل غیرخطی (مفاصل پلاستیک) نشان داده شده است. بطور مشخص ملاحظه می‌شود که تحت اثر رکورد سه مولفه‌ای Tabas مفاصل با دامنه رفتار غیرخطی بزرگ‌تر و نیز آرایش گسترده‌تر حوزه‌های اتصال المان‌ها با رفتار غیرالاستیک، ایجاد شده‌اند. تعاریف سطوح عملکردی نیز براساس رفرنس‌های ۱۸ و ۱۹ صورت گرفته است.

۷- نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، ارزیابی پارامترهای پاسخ لرزه‌ای ساختار سازه‌ای قاب محیطی مهاربندی شده و کمر بند سخت‌کننده با انجام یک مجموعه تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی بررسی گردید. بر پایه مطالعات این پژوهش، تبیین گردید که رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک حاوی اثرات جهت‌داری پیش‌رونده در مقایسه با رکوردهای حوزه دور، دامنه عددی بزرگتری را برای برش پایه و تغییر مکان جانبی طبقات ایجاد می‌کنند. ملاحظه شد با افزودن کمر بند سخت‌کننده به سازه، نرخ افزایش بیشینه

Tehran, Iran.

- [15] Iranian National Building Code, (2014), Steel Structures - Issue 10, Tehran, Iran.
- [16] Iranian National Building Code, (2014), Design Loads for Buildings - Issue 6, Tehran, Iran.
- [17] Malhotra, P.K. (1999), "Response of Buildings to Near-Field Pulse like Ground Motion", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 28, pp.1309-1326.
- [18] FEMA 356, (1998), Federal Emergency Management.
- [19] FEMA 440, (2005), Federal Emergency Management.
- [20] Moustafa, A. and Takewaki, I. (2010), "Deterministic and Probabilistic Representation of Near-Field Pulse-Like Ground Motion", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 30, pp.412-422.
- [21] Hudson, D.E. and Housner, G.W., (1958), "An Analysis of Strong Motion Accelerometer Data from the San Francisco Earthquake of March 22, 1957", *Bulletin of the Seismological Society of America (BSSA)*, Vol. 48, pp. 253-268.
- [22] Bolt, B.A., (1971), "The San Fernando Valley Earthquake of February 9", 1971-Data on Seismic Hazards, *Bulletin of the Seismological Society of America (BSSA)*, Vol. 61, No. 2, pp.501-510.
- [23] Bertero, V.V., Mahin, S.A. and Herrera, R.A., (1978), "Aseismic Design Implications of Near-Fault San Fernando Earthquake Records", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 6, No. 1, pp. 31-42.
- [24] Stewart, J.P., Chiou, S., Bray, J.D., Graves, R.W., Somerville, P.G. and Abrahamson, N.A., (2001), "Ground Motion Evaluation Procedures for Performance-Based Design", Research Report Conducted under Grant No. EEC-9701568 from the National Science Foundation, University of California, Berkeley.
- [25] Bray, J.D. and Rodriguez-Marek, A., (2004), "Characterization of Forward-Directivity Ground Motions in the Near-Fault Region", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 24, pp. 815-828.
- [26] Dabaghi, M. and Der Kiureghian, A., (2018), "Simulation of Orthogonal Horizontal Components of Near-Fault Ground Motion for Specified Earthquake Source and Site Characteristics", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 47, No. 6, pp.1369-1393.
- [27] Tajmir Riahi, H., Amouzegar, H. and Ale-Saheb Fosoul, S.S., (2015), "Comparative Study of Seismic Structural Response to Real and Spectrum Matched Ground Motions", *Sharif University of Technology, Scientia Iranica, Transaction A, Civil Engineering*, Vol. 22, No. 1, pp.92-106.
- [28] Burks, L.S. and Baker, J.W., (2016), "A Predictive Model for Fling-Step in Near-Fault Ground Motions based on Recordings and Simulations", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 80, pp.119-126.
- [29] Kalkan, E. and Kunnath, S.K., (2006), "Effects of Fling Step and Forward Directivity on Seismic Response of Buildings", *Earthquake Spectra*, Vol. 22, No. 2, pp. 367-390.
- [30] Durucan, C. and Durucan, A.R., (2016), "Ap/Vp Specific Inelastic Displacement Ratio for the Seismic Response Estimation of SDOF Structures subjected to Sequential Near Fault Pulse Type Ground Motion Records", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 89, pp. 163-170.
- [31] PEER Ground Motion Database, <http://peer.berkeley.edu/>.
- [32] CSI, (2010), Analysis Reference Manual for Sap2000. Berkeley, California, USA.
- [33] CSI, (2007), PERFORM3D - Structural Analysis Software, Berkeley-California, USA.

به طور قابل ملاحظه‌ای بیشتر از نیروی محوری ستون‌های میانی بدست می‌آید. مقدار بیشینه این نیروهای محوری در طبقات اول اتفاق می‌افتد و در طبقه آخر به مقدار کمینه خود می‌رسد. نیروی محوری المان‌های ستون در مدل‌های دارای کمربند سخت‌کننده به علت بالاتر بودن سختی نسبت به مدل پایه، بیشتر خواهد بود. بدین ترتیب می‌توان کاربرد ساختار مقاوم دارای کمربند سخت‌کننده را در اسکلت سازه‌ای ساختمان‌های بلند، به ویژه در نواحی با لرزه‌خیزی بالا به عنوان یک طرح جایگزین و کارآمد نسبت به دیگر سیستم‌های سازه‌ای معرفی نمود.

۸- مراجع

- [1] Stafford Smith, B. and Coull, A. (1991), "Tall Building Structures: Analysis and Design", New York, USA.
- [2] Khan, F.R. and Amin, N.R. (1973), "Optimal Design of Frame Tube Structures for Tall Concrete Buildings", *Engineering Structures*, Vol. 51, No. 3, pp. 85-92.
- [3] Azhdarifar, M. and Meshkat-Dini, A. (2016), "Study on the Seismic Response Parameters of Steel Modular Tube Mid-Rise Buildings under Effects of near Field Ground Motions", *Journal of Steel and Structure, Iranian Society of Steel Structures*, Vol. 17, pp.87-101. (In Persian)
- [4] Mazinani, I., Jumaat, M.Z., Ismail, Z. and Chao, O.Z. (2014), "Comparison of Shear Lag in Structural Steel Building with Framed Tube and Braced Tube", *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 49, No. 3, pp. 297-309.
- [5] Leonard, J., (2007), "Investigation of Shear Lag Effect in High-Rise Buildings with Diagrid System", MSc. Thesis, Illinois Institute of Technology.
- [6] Bagheri, A.B. (2012), "Study the Effect of Using Different kind of Bracing System in Tall Steel Structures", *American Journal of Scientific Research*, Vol. 53, pp.23-34.
- [7] Abdi Moghadam, M. and Meshkat-Dini, A. (2018), "The Effect of Belt Truss Level on the Performance of Steel High-Rise Buildings subjected to Near-Field Earthquakes", *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, Vol. 49, No. 4, pp 665-678.
- [8] Wu, J.R. and Li, Q.S. (2003), "Structural Performance of Multi-Outrigger Braced Tall Buildings", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 12, pp.155-176.
- [9] Hoenderkamp, J.C.D. and Bakker, M.C.M., (2003), "Analysis of High-Rise Braced Frames with Outriggers", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 12, pp.335-350.
- [10] Herath, N., Haritos, N., Ngo, T. and Mendis, P., "Behavior of Outrigger Beams in High Rise Buildings under Earthquake Loads", *Australian Earthquake Engineering Society 2009 Conference*.
- [11] Ho, G.W. (2016), "The Evolution of Outrigger System in Tall Buildings", *International Journal of High-Rise Buildings*, Vol. 5, No. 1, pp.21-30.
- [12] Moon, K.S., (2016), "Outrigger Systems for Structural Design of Complex-Shaped Tall Buildings", *International Journal of High-Rise Buildings*, Vol. 5, No. 1, pp.13-20.
- [13] Shen, J., Wen, R., Akbas, B., Doran, B. and Uckan, E. (2014), "Seismic Demand on Brace-Intersected Beams in Two-Story X-Braced Frames", *Engineering Structures*, Vol. 76, pp. 295-312.
- [14] Iranian Standard No. 2800, (2014), Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Fourth Edition,

- [34] Jahanshahi, M.R., Rahgozar, R. and Malekinejad, M., (2012), "A Simple Approach to Static Analysis of Tall Buildings with a Combined Tube-in Tube and Outrigger-Belt Truss System subjected to Lateral Loading", *International Journal of Engineering (IJE - Basics)*, Vol. 25, No. 3, pp. 289–299.
- [35] Sattar, M.A., Rao, S., Mohan, M. and Reddy, S., (2014), "Deflection Control in High Rise Building Using Belt Truss and Outrigger Systems", *International Journal of Applied Science Engineering and Management*, Vol. 3, No. 6, pp. 44–53.
- [36] Shivacharan, K., Chandrakala, S., Narayana, G. and Karthik, N., (2015), "Analysis of Outrigger System for Tall Vertical Irregularities Structures subjected to Lateral Loads", *International Journal of Research in Engineering and Technology*, Vol. 4, No. 5, pp. 84–88.
- [37] Nicoreac, M. and Hoenderkamp, J.C.D. (2012), "Periods of Vibration of Braced Frames with Outrigger", *Procedia Engineering*, Vol. 40, pp. 298–303.
- [38] Barati, F. and Meshkat-Dini, A. (2017), "Assessment of Nonlinear Dynamic Response of Mega Braced Tube Structural Systems under Strong Ground Motions", *Sharif Journal of Civil Engineering*, Vol. 33–2, pp. 133–146. (In Persian)
- [39] Narayan, S., Shrimali, M.K., Bharti, S.D. and Datta, T.K. (2018), "Collapse of Damaged Steel Building Frames Because of Earthquakes", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 32. Doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001125
- [40] Xu, J., Spencer, B.F.J., Lu, X., Chen, X. and Lu, L. (2017), "Optimization of Structures subject to Stochastic Dynamic Loading", *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, Vol. 32, pp. 657–673.





تحلیل غیر خطی پاسخ لرزه‌ای سازه‌های مستقر بر نهشته‌های سطحی و عمیق با در نظر گرفتن اثر خصوصیات ساختگاه و محتوای فرکانسی

اشکان خدابنده لو^{۱*}، وحید علیقلی زاد کردلری^۲

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه
۲- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه
* ارومیه، صندوق پستی ۹۶۹، a.khodabandehlou@iaurmia.ac.ir
(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۴/۱۳، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۸/۰۲/۱۴)

چکیده

ویژگی‌های ساختگاه از جمله نوع، ضخامت و مشخصات لایه‌های خاکی می‌تواند همه‌ی عامل‌های حرکت ورودی زمین مانند شتاب، محتوای فرکانسی و مدت زمان لرزه را دست خوش تغییر نماید. در این پژوهش، به بررسی اثر ساختگاه بر روی پاسخ لرزه‌ای زمین و همچنین پاسخ سازه‌های واقع بر روی این ساختگاه‌ها پرداخته شده است. برای این منظور، تعداد ۱۴ زلزله حوزه نزدیک و دور در نظر گرفته شده و تحلیل پاسخ زمین به روش‌های معادل خطی و روش غیرخطی در چهار ساختگاه مختلف صورت پذیرفته است. علاوه بر این، پاسخ‌های بدست آمده و مدل‌های سازه‌های یک تا چهار طبقه با استفاده از نرم افزار SAP2000 مورد بررسی و تحلیل قرار گرفته است. در بیشتر موارد، تحلیل پاسخ زمین مربوط به زمین لرزه‌های حوزه دور و نزدیک به ازای حرکت ورودی لرزه‌ای با عبور از لایه‌های خاکی تقویت شده و شتاب بیشینه نسبت به حرکت لرزه‌ای افزایش می‌یابد. هم چنین، هرچه بیشینه مقدار شتاب ورودی حرکت لرزه‌ای از زلزله‌های حوزه دور کوچک‌تر باشد، تفاوت کمتری بین پاسخ لرزه‌ای به روش خطی و غیرخطی وجود دارد. در مواردی که زلزله حوزه نزدیک با بیشینه شتاب بزرگ برای تحلیل پاسخ استفاده شده است، نتیجه‌های به دست آمده از روش معادل خطی در برخی موارد نشان می‌دهد که صرف نظر از ضخامت لایه‌ی خاک، حرکت ورودی با عبور از خاک تقویت می‌شود. اگرچه با مقایسه نمودارهای شتاب بیشینه در برابر عمق برای زلزله‌های حوزه دور می‌توان نتیجه گرفت که این روند برای همه‌ی نتایج قابل تعمیم نمی‌باشد. در زلزله‌های حوزه دور، بیشینه مقدار جابجایی در عمق با افزایش ضخامت نهشت خاکی به سمت جابجایی‌های بیشتر انتقال می‌یابد. برای ساختمان با طبقه‌های ثابت بر روی نهشت‌های خاکی با عمق‌های سطحی تا عمیق، با افزایش عمق مقدار جابه جایی بیشینه کاهش می‌یابد.

واژگان کلیدی

روش تحلیل غیرخطی، زلزله حوزه دور و نزدیک، پاسخ لرزه‌ای، نهشت خاکی، مفصل پلاستیک

Nonlinear Analysis of Seismic Response Considering the Effects of Site Characteristics and Frequency Content for Shallow and Deep Deposits

A. KhodaBandehLou, V. Aligholizad Kordlari

Abstract

Studies have shown that site characteristics such as properties of soil layers and thickness of layers can affect the movement of ground input and may change the frequency content of acceleration and seismic duration. This paper aims to study the effects on the ground response of the site characteristics and the response of the constructed buildings. To study the site effects on the ground seismic response, 14 far and near-fault earthquake were considered and linear and nonlinear analyzes were performed on four different sites. In addition, SAP 2000 software was used to model one to four story buildings and analyze the responses. In general, the ground response linked to the far and near earthquakes increases the seismic input movement, while the earth is transmitted and the maximum seismic movement increases in view of the acceleration. The lower the maximum input rate for the earthquake seismic input, the less the nonlinear and linear responses are. The analysis of the response and the reaction analysis using a linear equivalent approach show that for cases with a larger near-fault earthquake maximum ground acceleration the earthquake is amplified while passing through the soil layer. Comparison of the maximum acceleration charts with the depth of the earthquake of far fault, it may be concluded that the whole result of earthquakes of the far fault earthquakes cannot be generalized. With the increase of the soil deposits thickness, would cause an increase in maximum depth displacement. In shallow and depth cases, the maximum displacement is reduced with depth for the similar story buildings that are superimposed on the soil deposits.

Keywords

Nonlinear analysis, Far and near fault earthquake, Seismic response, Soil deposit, Plastic hinge



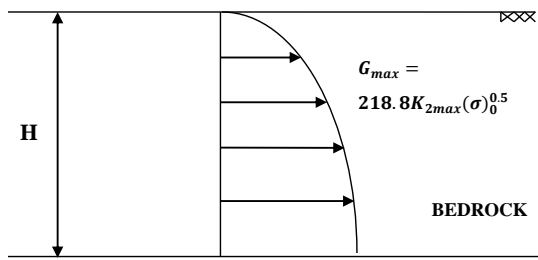
ارزیابی پراکندگی خسارت در زلزله‌های مختلف بیان‌گر اهمیت اثر ساختگاه بر ویژگی‌های زمین لرزه می‌باشد [۴-۱]. تحلیل پاسخ زمین برای پیش‌بینی حرکت‌های زمین و ندوین طیف طرح پاسخ به منظور تعیین تنش‌ها و کرنش‌های دینامیکی برای ارزیابی خطرهای روان‌گرایی و محاسبه‌ی نیروهای ناشی از زلزله که می‌تواند سبب ناپایداری زمین و دیوارهای حایل شود، به کار می‌رود. در زلزله‌های پیشین، به طور معمول مشاهده شده است که پاسخ زمین در خاک‌های نرم بسته به شرایط خاک، بیش‌تر از پاسخ زمین در منطقه‌های سنگی بوده است [۷-۵].

شرایط محلی ساختگاه بر همه‌ی ویژگی‌های مهم حرکت زمین شامل دامنه، محتوای فرکانسی و مدت زمان آن اثر قابل ملاحظه‌ای می‌گذارند [۸]. میزان این اثرگذاری تابع هندسه، ویژگی‌های لایه‌های زیرسطحی، توپوگرافی ساختگاه و ویژگی‌های حرکت ورودی می‌باشد. طبیعت اثرهای محلی ساختگاه را می‌توان با بهره‌گیری از روش‌های مختلف مانند تحلیل تئوری پاسخ زمین، اندازه‌گیری حرکت‌های واقعی سطحی و زیرسطحی در همان ساختگاه و اندازه‌گیری حرکت‌های سطح زمین در ساختگاه‌هایی با شرایط متفاوت با ساختگاه مورد نظر ارزیابی کرد [۹]. در حالت ایده‌آل در یک تحلیل کامل پاسخ زمین، ساز و کار گسیختگی در سرچشمه‌ی زلزله الگوسازی می‌شود، چگونگی انتشار تنش از میان زمین در بالای بستر سنگی در زیر یک ساختگاه ویژه مشخص می‌شود و چگونگی اثر لایه‌ی خاک بالای بستر سنگی بر حرکت‌های سطح زمین مشخص می‌شود. در حقیقت، ساز و کار گسیختگی به حدی پیچیده است و طبیعت انتقال انرژی بین منبع و ساختگاه به حدی نامعین می‌باشد که این روند برای کاربردهای معمول مهندسی عملی نیست. در عمل، روش‌های تجربی بر پایه‌ی ویژگی‌های زلزله‌ی ثبت‌شده جهت تعیین رابطه‌های تخمینی به کار می‌روند [۱۰ و ۱۱]. در بیشتر موردها، رابطه‌های تخمینی به همراه تحلیل خطر زلزله برای پیش‌بینی ویژگی‌های حرکت در بستر سنگی در ساختگاه به کار می‌روند. از این رو، مساله‌ی تحلیل پاسخ زمین در حقیقت به تعیین پاسخ توده‌ی خاک در برابر حرکت بستر سنگی زیر آن تبدیل خواهد شد. با وجود این حقیقت که موج‌های زلزله از میان ده‌ها کیلومتر سنگ و در بیشتر موردها کم‌تر از ۱۰۰ متر خاک عبور می‌کند، لایه‌ی خاک نقش بسیار مهمی در تعیین ویژگی‌های حرکت سطح زمین ایفا می‌کند [۱۴-۱۲].

سال‌ها است که اثر شرایط محلی خاک بر طبیعت خرابی‌های زلزله شناخته شده است [۱۵]. از سال‌های ۱۹۲۰، زلزله‌شناسان و مهندسان ژئوتکنیک لرزه‌ای برای تدوین روش‌های کمی به منظور پیش‌بینی اثر شرایط محلی خاک بر حرکت زمین کار می‌کنند [۱۸-۱۶]. برای تحلیل پاسخ زمین، ساختگاه را می‌توان به صورت‌های یک‌بعدی، دوبعدی و سه‌بعدی در نظر گرفت. تحلیل‌های یک‌بعدی پاسخ زمین بر پایه‌ی این فرض استوار است که سطح زمین و مرز همه‌ی لایه‌های زیر سطح زمین افقی بوده و در همه‌ی جهت‌ها نامحدود می‌باشد. اگرچه، این فرض همه‌ی شرایط را برقرار نمی‌کند ولی در کاربردهای مهندسی برای بسیاری از ساختگاه‌ها مناسب است. در بسیاری از پژوهش‌ها [۱۷ و ۱۸]، روش‌های دوبعدی و سه‌بعدی نیز به طور معمول توسعه‌یافته‌ی روش‌های یک‌بعدی هستند. در واقع، مبنای کلی روش‌های دوبعدی و سه‌بعدی بهره‌جویی از روش‌های ساده‌تر یک‌بعدی و گسترش آن‌ها در ابعاد دیگر است. روش‌های تحلیل پاسخ زمین بر پایه‌ی ابعاد مساله به روش‌های خطی، خطی معادل و غیرخطی طبقه‌بندی می‌شوند.

در روش خطی، با محاسبه‌ی تابع تبدیل خاک ساختگاه، عامل‌های مختلف پاسخ مانند جابجایی، سرعت، شتاب، تنش برشی و کرنش برشی بر حسب یکی از عامل‌های حرکت ورودی مانند شتاب بستر سنگی، تعیین می‌شوند [۱۹]. از آن‌جا که این روش بر پایه‌ی اصل برهم‌نهی استوار است، تنها به تحلیل سامانه‌های خطی محدود می‌شود. اگرچه، محاسبات بر اساس عملیات اعداد مختلط است، ولی خود روش بسیار ساده می‌باشد. به طور معمول، تاریخچه‌ی زمانی حرکت بستر سنگی (حرکت ورودی) با استفاده از تبدیل فوریه سریع به صورت سری فوریه در نظر گرفته می‌شود. سپس، هر جمله از سری فوریه حرکت بستر سنگی در تابع تبدیل ضرب می‌شود تا سری فوریه‌ی حرکت سطح زمین (حرکت خروجی) به دست آید. آن‌گاه، حرکت سطح زمین را می‌توان با بهره‌گیری از معکوس تبدیل فوریه در حوزه‌ی زمان بیان کرد [۲۰]. از این رو، تابع تبدیل چگونگی تشدید یا میرایی هر فرکانس در حرکت بستر سنگی (حرکت ورودی) را به کمک توده‌ی خاک تعیین می‌کند.

در روش خطی معادل، رفتار واقعی غیرخطی رفت و برگشتی تنش-کرنش خاک‌های بارگذاری شده را می‌توان با در نظر گرفتن ویژگی‌های معادل خاک تعیین کرد [۲۱]. مدول برشی معادل خاک به طور معمول به صورت برشی سکانت و



شکل ۱- شماتیکی از نهشت خاکی [۲۸]

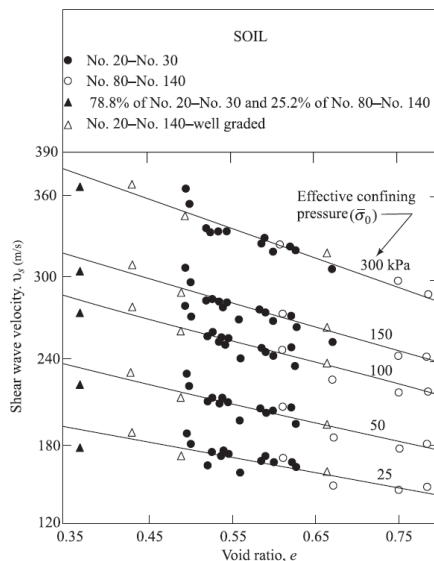
جدول ۱- ویژگی‌های فیزیکی خاک ماسه‌ای

نوع خاک	وزن مخصوص خشک خاک (kN/m ³)	تخلخل خاک e	چگالی نسبی خاک Gs
ماسه	۱۸/۵۶	۰/۴	۲/۶۵

نباشد، می‌بایست به روابط تجربی که برخی از پژوهش‌گران برای برآورد سرعت موج برشی و بیشینه مدول برشی ارایه کرده‌اند، بسنده کرد [۲۶ و ۲۷].

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (1)$$

در این میان، از پژوهش‌گران پیشگام، می‌توان به Hardin و Richart اشاره نمود. آن‌ها نتیجه‌های آزمایش‌های ستون تشدید^۱ بر روی ماسه اتاوا^۲ را در حالت خشک ارایه کردند [۲۸]. مدول برشی محاسبه شده برای نمونه‌ها با ویژگی‌های مختلف در شکل (۲) آمده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، سرعت موج برشی نسبت به چگونگی دانه‌بندی و هم‌چنین چگالی نسبی خاک مستقل است ولی به نسبت تخلخل خاک و فشار محفظه موثر وابسته می‌باشد.



شکل ۲- تغییرات موج برشی با فشار محفظه‌ای موثر برای ماسه گرد

گوشه اتاوا [۲۸]

ضریب میرایی معادل خاک به صورت ضریب میرایی که اتلاف انرژی یکسانی با آن‌چه که منحنی رفت و برگشتی مربوط به یک چرخه‌ی واقعی ایجاد می‌کند، در نظر گرفته می‌شود.

تحلیل پاسخ غیرخطی واقعی توده‌ی خاک با بهره‌گیری از انتگرال‌گیری مستقیم در حوزه‌ی زمان انجام می‌شود [۲۱]. با انتگرال‌گیری از معادله‌ی حرکت در گام‌های کوتاه زمان، هر مدل تنش - کرنش خطی یا غیرخطی یا مدل رفتاری پیچیده‌ای را می‌توان ارزیابی کرد. در ابتدای هر گام زمانی به رابطه‌ی تنش-کرنش رجوع می‌شود تا ویژگی‌های مناسب خاک که بایستی در آن گام زمانی به کار روند، تعیین می‌شود [۲۲ و ۲۳]. با این روش، یک رابطه‌ی تنش - کرنش غیرخطی ناکشسان را می‌توان در یک مجموعه گام‌های کوچک خطی به کار برد.

در این مقاله، به بررسی اثر ساختگاه بر روی پاسخ لرزه‌ای زمین و همچنین پاسخ سازه‌های واقع بر روی این ساختگاه‌ها پرداخته می‌شود. برای این منظور، تعداد ۱۴ زلزله حوزه نزدیک و دور در نظر گرفته شده و تحلیل پاسخ زمین به روش‌های معادل خطی و روش غیرخطی در چهار ساختگاه مختلف صورت می‌پذیرد. علاوه بر این، با استفاده از پاسخ‌های بدست آمده و مدل‌های سازه‌های یک تا چهار طبقه مورد بررسی و تحلیل قرار می‌گیرد.

۲- روش تحقیق

در این پژوهش، نهشت رسوبی یکنواختی (شکل (۱)) از جنس ماسه در نظر گرفته شده است. از طرف دیگر، کل ستون خاکی در حالت کاملاً خشک ارزیابی می‌شود. علت این امر، جلوگیری از اثر اضافه فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در حین زلزله و به دنبال آن، اثرهای ناشی از روانگرایی بر روی پاسخ لرزه‌ای زمین است که باعث پیچیده شدن تحلیل نتیجه‌های به دست آمده می‌شود [۲۴]. از دیگر علت‌های در نظر گرفتن ستون خاکی به صورت خشک، هماهنگی بیشتر با هدف این پژوهش که بررسی تاثیر روش تحلیل بوده است و نیز انتخاب روش تحلیل معادل خطی بر اساس فرضیات و مدل رفتاری است که توانایی محاسبه‌ی پاسخ زمین در حالت تنش موثر را ندارد. ویژگی‌های فیزیکی خاک ماسه‌ای که برای مدلسازی‌های نرم‌افزاری مورد استفاده قرار گرفته است در جدول (۱) آورده شده است.

برای تعیین ویژگی‌های دینامیکی خاک‌ها، به برخی از عامل‌ها مانند بیشینه مدول برشی خاک، G_{max} ، نیاز می‌باشد [۲۵]. اگر آزمایش‌های درجا برای تعیین سرعت موج برشی، V_s ، و به دنبال آن تعیین G_{max} به کمک رابطه‌ی (۱) در دسترس

در این پژوهش، ۱۴ عدد شتاب‌نگاشت از سایت peer.berkeley [۳۲] استخراج گردیده است که از بین آن‌ها، ۶ عدد مربوط به زلزله‌های حوزه دور و ۸ عدد مربوط به زلزله‌های حوزه نزدیک است که کم‌تر از ۲۵ کیلومتر از محل گسیختگی گسل فاصله دارند. برخی از این زلزله‌ها، بر روی سایت نوع A ($v_s > 750$ m/s) و برخی دیگر بر روی نوع B و C ثبت شده‌اند. در این مقاله، شتاب‌نگاشت‌هایی که بر روی سایت B و C قرار گرفته‌اند، ابتدا به کمک نرم افزار DEEPSOIL به شتاب‌نگاشت واقع بر روی سایت A تبدیل و سپس به عنوان حرکت ورودی به برنامه معرفی شدند. ویژگی‌های شتاب‌نگاشت‌های به کار رفته در جدول (۳) گزارش شده است.

جدول ۳- شتاب‌نگاشت‌های استخراج شده از وبسایت peer.berkeley

بزرگا (M)	PGA (g)	طبقه‌بندی سایت USGS پس از تبدیل	فاصله از محل گسیختگی گسل	رکورد شتاب‌نگاشت
۶/۱۹	۰/۰۳۴	A	۳۱/۱۹	Chalfant Valley-000
۶/۱۹	۰/۰۴۶	A	۳۰/۸	Chalfant Valley-090
۶/۳۶	۰/۰۲۵	A	۵۵/۷۷	Coalinga-270
۶/۳۶	۰/۰۲۸	A	۵۴/۷۷	Coalinga-360
۷/۳۶	۰/۰۹۲	A	۳۸/۸۹	Kern County-21
۷/۳۶	۰/۱۰۵	A	۳۸/۸۹	Kern County-11
۶/۷۶	۰/۹۲	A	۹/۶	Nahanni-1010
۶/۷۶	۱/۰	A	۹/۶	Nahanni-1280
۶/۶۹	۰/۲۵۹	A	۵/۹۲	Northridge-LDM064
۶/۶۹	۰/۳۵۱	A	۵/۹۲	Northridge-LDM334
۵/۶۱	۰/۰۶۶	A	۲۵/۶۹	Sierra madre-180
۵/۶۱	۰/۰۵۵	A	۲۵/۶۹	Sierra madre-90
۶/۶۱	۱/۲۱	A	۱/۸۱	San Fernando-164
۶/۶۱	۱/۲۳	A	۱/۸۱	San Fernando-254

به منظور بررسی تاثیرات عمق نهشت خاکی، ۴ حالت نهشت خاکی نسبتاً سطحی تا عمیق با ویژگی‌های فیزیکی یکنواخت در نظر گرفته شده است، که به شرح جدول (۴) می‌باشد.

رابطه‌های (۲) و (۳) بر اساس نتیجه‌های نمودار شکل (۲) به صورت زیر ارایه شده است [۲۸].

$$V_s = (19.76 - 9.06e)\sigma_0^{1/4}, \sigma_0 \geq 95.8 \text{ kPa} \quad (2)$$

$$V_s = (11.36 - 5.35e)\sigma_0^{1/4}, \sigma_0 < 95.8 \text{ kPa} \quad (3)$$

بعدها Hardin and black (۱۹۶۸) رابطه‌ای برای مدول برشی بیشینه‌ی ماسه تحت حرکت دینامیکی با دامنه کوچک به صورت زیر ارایه کردند:

$$G_{max} = \frac{6908(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_0^{1/2} \quad \text{خاک گرد گوشه} \quad (4)$$

$$G_{max} = \frac{3230(2.97 - e)^2}{1 + e} \sigma_0^{1/2} \quad \text{گوشه‌دار} \quad (5)$$

جائیکه e تخلخل خاک، σ_0 فشار محفظه‌ای می‌باشد.

پژوهش‌گران فراوانی (به طور مثال Weissman و Hart (۱۹۶۱)، Richart و همکارانش (۱۹۶۲)، Silver و Seed (۱۹۶۹)، Hardin و Drnevich (۱۹۷۲)، Shibata و Soelarno (۱۹۷۵) و Iwasaki و همکارانش (۱۹۷۶)) نتیجه‌های به دست آمده از اندازه‌گیری مدول برشی و نسبت میرایی خاک‌ها را با استفاده از گونه‌های مختلف آزمون‌های ژئوتکنیکی ارایه داده‌اند [۴، ۱۶، ۲۱، ۲۴ و ۳۱-۲۹]. خلاصه‌ی نتیجه‌ها نشان می‌دهند که مدول برشی بیشینه می‌تواند به صورت رابطه‌ی (۶) توصیف شود:

$$G_{max} = 218.8K_{2max}(\sigma)^{0.5} \quad (6)$$

در رابطه‌ی (۶)، مقدار K_{2max} از مقدار ۳۰ برای ماسه سست تا مقدار ۷۵ برای ماسه متراکم متغیر است. Seed و Idriss (۱۹۷۰) مقادیرهای جدول (۲) را برای K_{2max} پیشنهاد می‌دهند.

جدول ۲- مقادیر پیشنهادی K_{2max} کرامر (۱۹۹۶)

K_{2max}	D_r (%)	K_{2max}	e
۳۴	۳۰	۷۰	۰/۴
۴۰	۴۰	۶۰	۰/۵
۴۳	۴۵	۵۱	۰/۶
۵۲	۶۰	۴۴	۰/۷
۵۹	۷۵	۳۹	۰/۸
۷۰	۹۰	۳۴	۰/۹

در این مقاله نیز، از رابطه‌ی (۶) برای محاسبه‌ی مدول برشی بیشینه استفاده شده است.



جدول ۴- حالت‌های مختلف تحلیلی

حالت	عمق (m)	نوع آنالیز
M1	۳۷	NL,EL
M2	۷۵	NL,EL
M3	۱۲۵	NL,EL
M4	۱۷۵	NL,EL

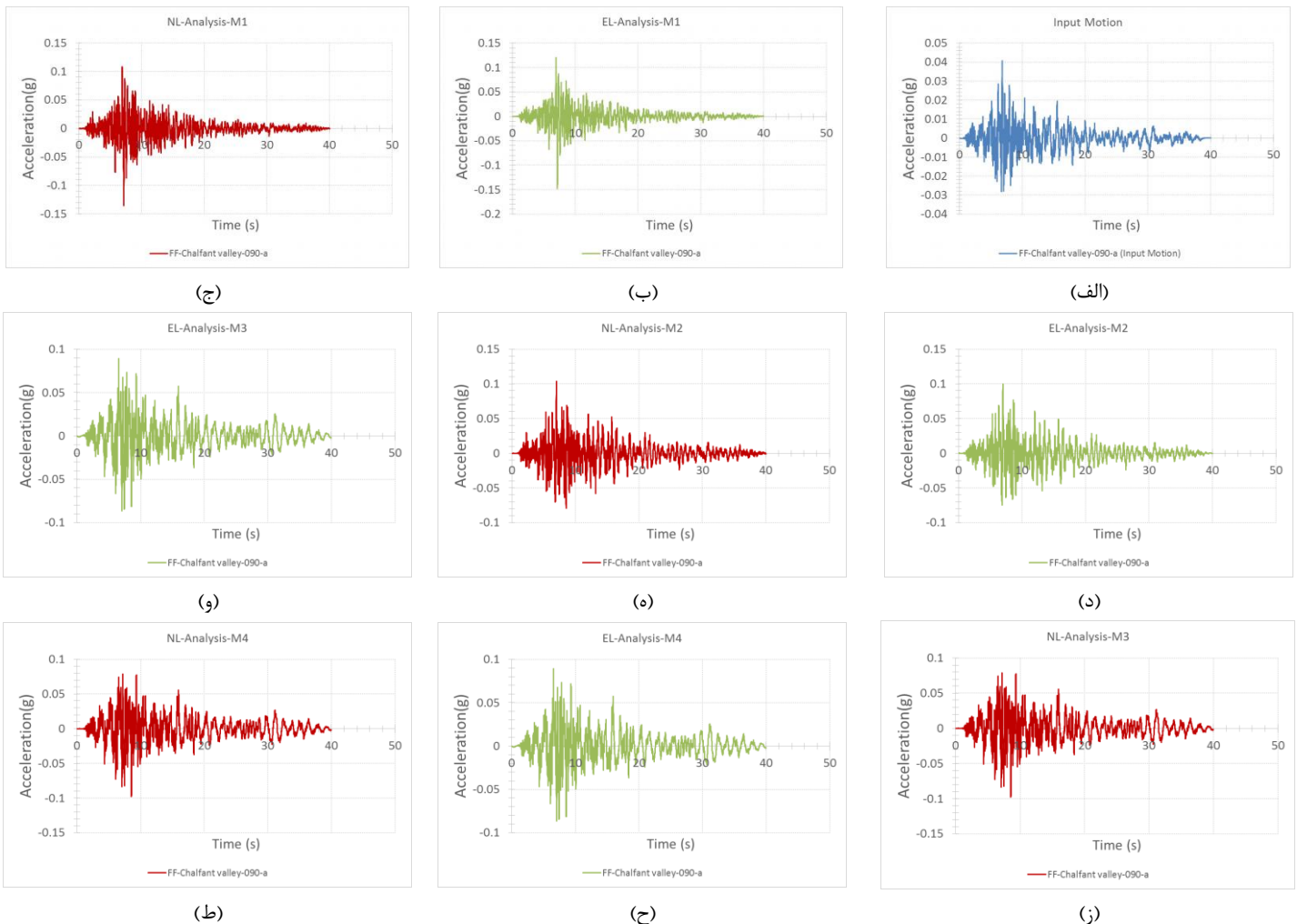
لرزه‌ای از موردهای ۱ تا ۴ تحلیلی تحت روش‌های معادل خطی و غیر خطی را نشان می‌دهد.

همان‌طور که در شکل‌های (۳) و (۴) مشاهده می‌شود، برای زلزله‌ی Chalfant Valley که یک زلزله‌ی حوزه دور و با بیشینه شتاب $0.04g$ می‌باشد، نتیجه‌های به‌دست آمده از تحلیل‌های خطی و معادل خطی پاسخ سطح زمین، شباهت بسیاری از لحاظ محتوای لرزه‌ای و بیشینه شتاب ورودی به هم دارد. با مقایسه‌ی نتیجه‌های پاسخ لرزه‌ای زلزله‌ی San Fernando که زلزله‌ی حوزه نزدیک با بیشینه شتاب $1/24g$ می‌باشد، می‌توان دریافت که علاوه بر اینکه تحلیل به روش معادل خطی باعث افزایش شتاب بیشینه حرکت ورودی می‌شود، قسمت‌هایی از زلزله با محتوای فرکانسی بالا هم در پاسخ لرزه‌ای زمین فیلتر می‌گردند.

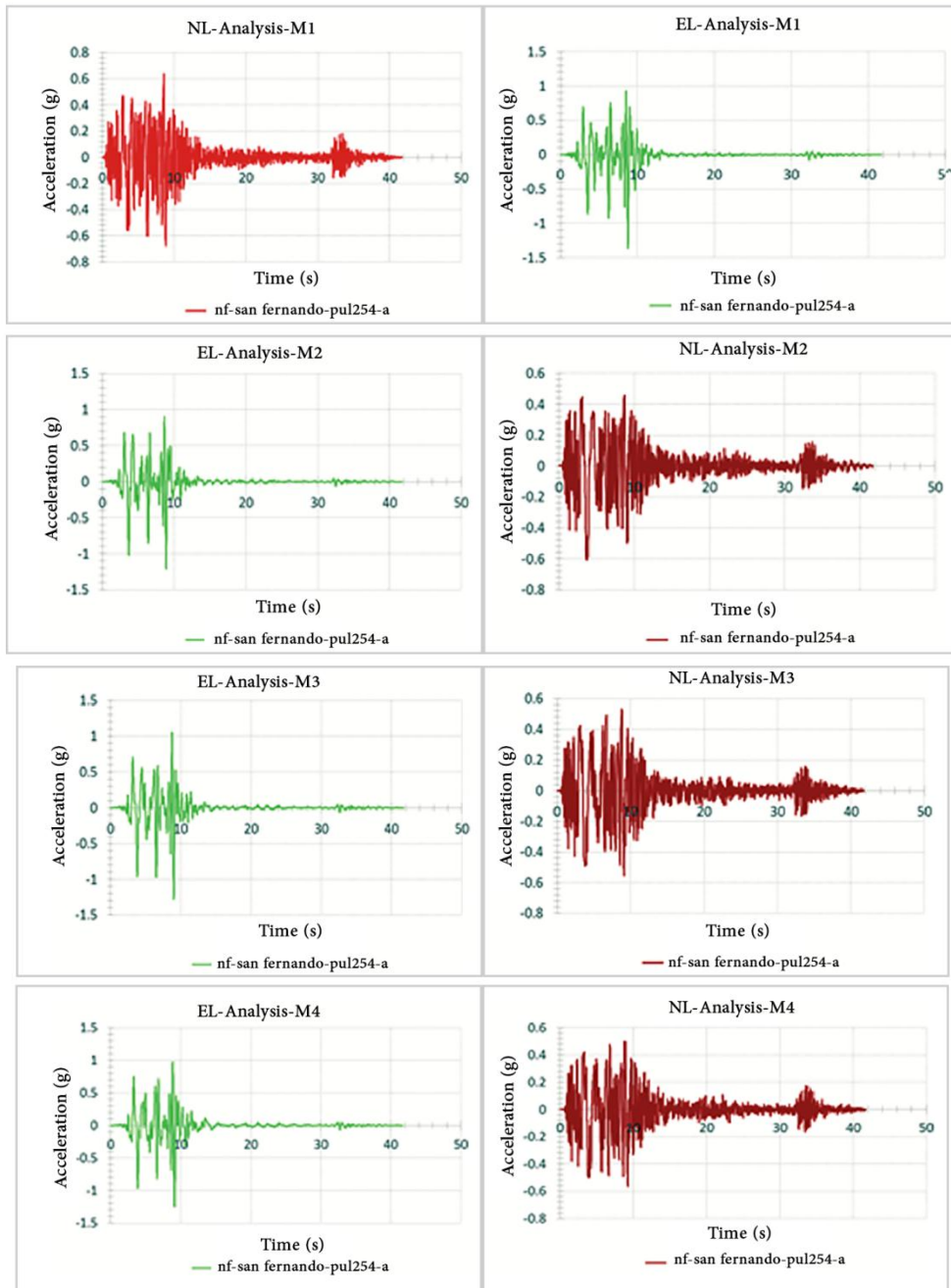
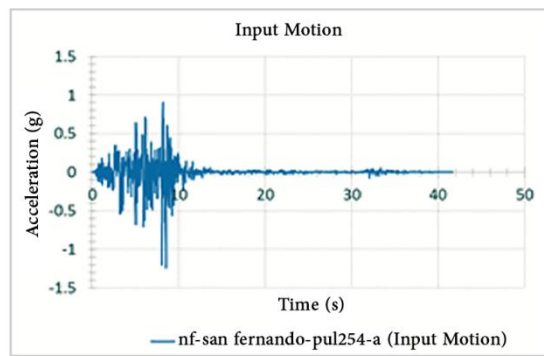
۳- تجزیه و تحلیل داده‌ها

۳-۱- تحلیل تاریخچه زمانی شتاب

شکل‌های (۳) و (۴)، به ترتیب، تاریخچه‌ی زمانی شتاب حرکت ورودی و پاسخ لرزه‌ای زمین را برای دو مورد از رکوردهای



شکل ۳- تاریخچه زمانی شتاب ورودی و پاسخ لرزه‌ای سطح زمین به روش معادل خطی و غیرخطی - برای موردهای M4 و M3, M2, M1 زلزله Chalfant Valley-090

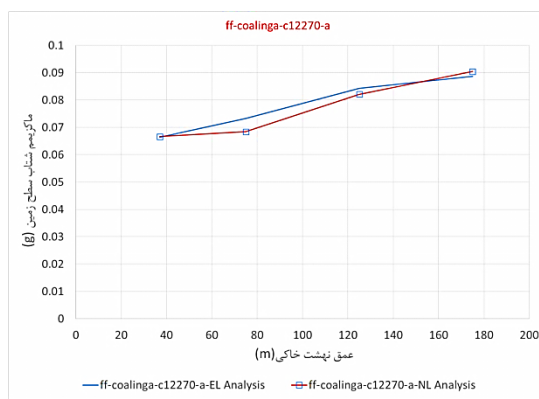
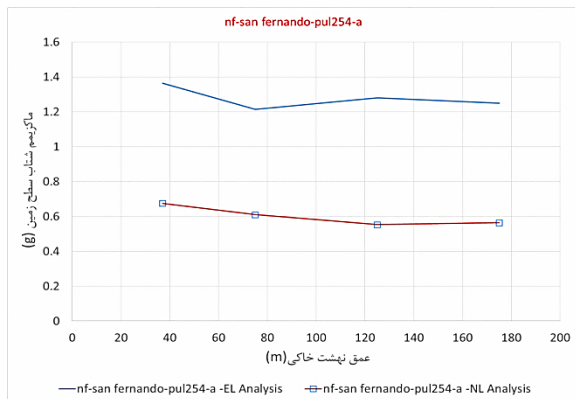
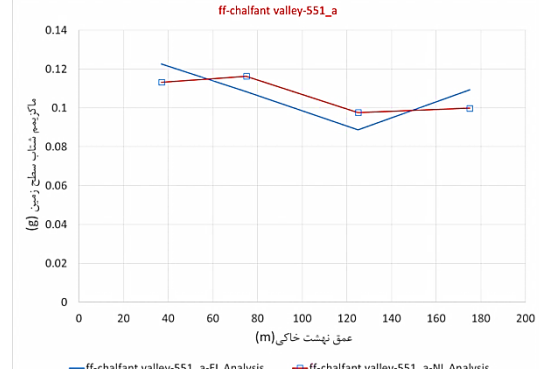
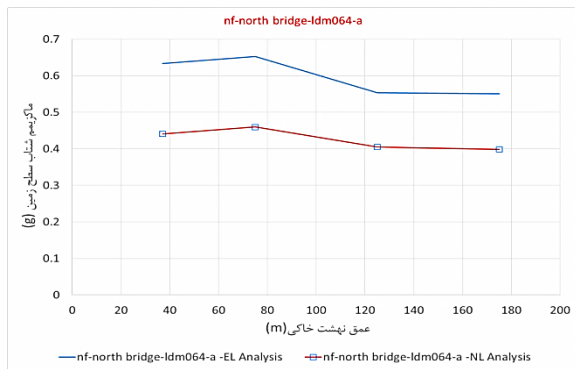
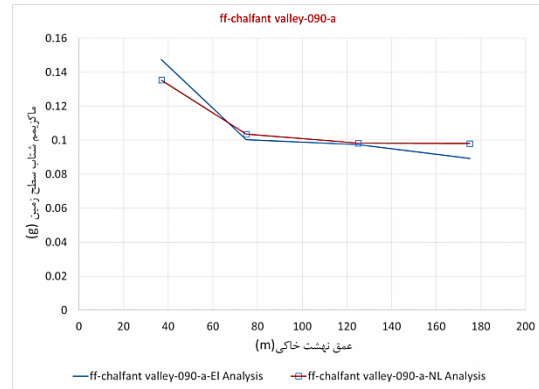
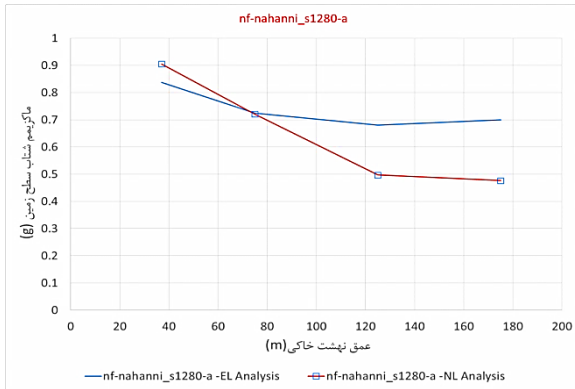


شکل ۴- تاریخچه زمانی شتاب ورودی و پاسخ لرزه‌ای سطح زمین به روش معادل خطی و غیرخطی - برای موردهای M1, M2, M3 و M4 زلزله San Fernando



این در حالی است که، علاوه بر این که در تحلیل غیرخطی، بیشینه شتاب ورودی کاهش می‌یابد، اختلاف فراوانی که محتوای فرکانسی با تحلیل معادل خطی دارد در فرکانس های بالاتر نیز حفظ می‌شود.

۳-۲- تحلیل بیشینه شتاب پاسخ لرزه‌ای سطح زمین
بیشینه شتاب سطح زمین برای ۳ زلزله حوزه دور با مقادیرهای شتاب بیشینه پایین و ۳ زلزله حوزه نزدیک با شتاب بیشینه به نسبت بالا در شکل (۵) نشان داده شده است.



(ب)

(الف)

شکل ۵- بیشینه شتاب سطح زمین برای (الف) زلزله‌های حوزه دور (ب) زلزله‌های حوزه نزدیک

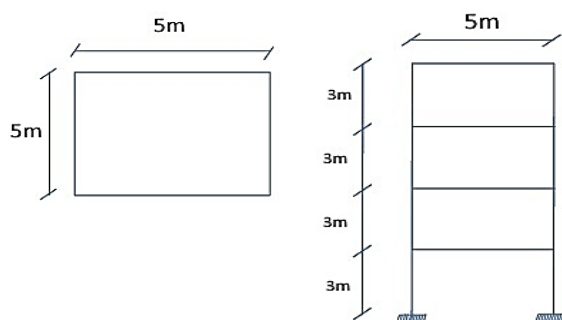
در حالی که بیشینه شتاب پاسخ لرزه‌ای در سطح زمین برای همه‌ی حالت‌ها، بزرگتر از ۰/۰۸ می‌باشد و با افزایش عمق تغییر چندانی نمی‌کند. اگرچه در ظاهر، نمودارها روند نزولی را در هر دو روش تحلیل معادل خطی و غیرخطی به خود گرفته‌اند. علاوه بر آن، نتیجه‌های به دست آمده از دو روش معادل خطی و

همان‌طور که در شکل (۵) مشاهده می‌شود، برای همه‌ی زلزله‌های حوزه دور، بیشینه شتاب سطح زمین در همه‌ی حالت‌ها با ضخامت نهشت خاکی متفاوت، بیشتر از شتاب حرکت ورودی می‌باشد. به عنوان نمونه، بیشینه شتاب حرکت ورودی برای زلزله‌ی Chalfant Valley-000، ۰/۰۳۴g است

برای تمامی حالت‌ها، روندی افزایشی با شیب به نسبت تند تا سطح زمین مشاهده می‌شود. با مقایسه‌ی نتیجه‌های زلزله‌ی ff-Coalinga-cl2270-a می‌توان دریافت که با افزایش ضخامت نهشت خاکی به ترتیب از M1 تا M4، نمودار شتاب بیشینه در برابر عمق به سمت راست نمودار یعنی شتاب‌های بزرگ‌تر جابجا شده است. اگرچه، این نتیجه را نمی‌توان به مورد‌های دیگر تعمیم داد. با مقایسه‌ی نتیجه‌های پاسخ لرزه‌ای زلزله‌ی nf-San Fernando-pul254-a مشاهده می‌شود که بر خلاف تحلیل پاسخ زمین به روش معادل خطی، که در آن بیشینه شتاب روندی افزایشی را از عمق تا سطح زمین طی می‌کند، در روش تحلیل غیر خطی این روند به‌طور تقریبی نزولی است و مقدار آن در سطح نسبت به عمق کم‌تر می‌باشد.

۳-۴- تحلیل سیستم‌های سازه‌ای قاب خمشی

در این مقاله، سیستم‌های سازه‌ای قاب خمشی فولادی با شکل پذیری متوسط مورد بررسی قرار گرفته است. این سازه‌ها در حالت ۱ تا ۴ طبقه در نظر گرفته شده‌اند و بر اساس آیین‌نامه‌ی AISC [۳۳] و استاندارد ۲۸۰۰ [۳۴] و به کمک روش تنش مجاز با استفاده از نرم افزار SAP2000_v14.2.2 [۳۵] طراحی شده‌اند. فولاد مورد استفاده در سازه‌ها برای تیرها و ستون‌ها یکسان و از نوع St37 با تنش مجاز $(F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2)$ می‌باشد. طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها بر مبنای منطقه‌ای با خطر نسبی خیلی زیاد و نوع خاک II انجام شده است. مطابق شکل (۷)، مدل ساختمان‌ها دارای پلان ۵×۵ متر و ارتفاع طبقه‌هایی به اندازه‌ی ۳ متر است. مقطع‌های تیر و ستون حالت‌های مختلف قاب‌های خمشی در شکل (۸) نشان داده شده است.



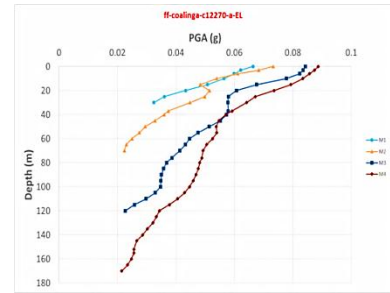
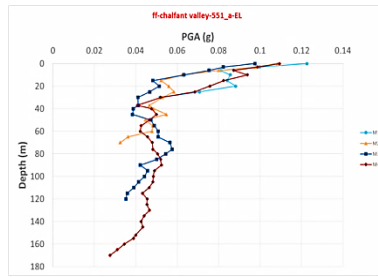
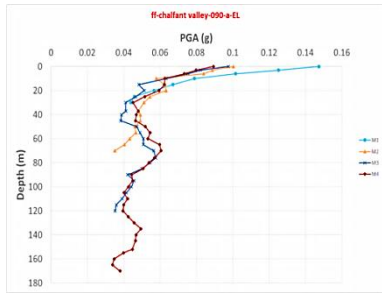
شکل ۷- پلان و نمای دو بعدی سازه

غیرخطی بسیار نزدیک به هم است و روند آن به‌طور تقریبی مشابهی را با افزایش ضخامت لایه‌ی خاکی طی می‌کنند. علت این امر را می‌توان در پایین بودن دامنه‌ی کرنش‌های ایجاد شده در خاک دانست. از این رو، با توجه به این مساله که در تحلیل معادل خطی، مقدارهای نسبت مدول برشی و نسبت میرایی ثابت می‌باشد، در صورت تغییر اندک کرنش در طول زلزله، مقدارهای به‌دست آمده بسیار نزدیک به مقدارهای به‌دست آمده از تحلیل غیرخطی خواهد بود. مقایسه‌ی نتیجه‌های به‌دست آمده از تحلیل پاسخ لرزه‌ای زلزله‌های حوزه نزدیک (شکل ۷-ب) نشان می‌دهد که در مورد زلزله‌هایی که شتاب بیشینه‌ی لرزه‌ای حرکت ورودی به نسبت کوچک می‌باشد (به طور مثال زلزله Northridge-LDM064 با بیشینه شتاب ۰/۲۵۹g) مقدارهای شتاب بزرگ‌تر از حرکت ورودی برای پاسخ لرزه‌ای سطح زمین برای تمامی حالت‌ها با ضخامت‌های مختلف مشاهده می‌شود. بر خلاف این، برای زلزله‌های با بیشینه شتاب ورودی بزرگ‌تر، مقدارهای بیشینه شتاب پاسخ در سطح زمین کوچک‌تر از مقدار متناظر آن در حرکت ورودی می‌باشند. علاوه بر نتیجه‌های پیشین، مقدارهای به‌دست آمده از تحلیل به روش غیرخطی به طور قابل ملاحظه‌ای کم‌تر از مقدارهای متناظر آن در روش معادل خطی می‌باشد. با مقایسه‌ی نتیجه‌های زلزله‌ی San Fernando-254 با بیشینه شتاب ۱/۲۳g به‌طور واضح مشاهده می‌شود که مقدارهای به‌دست آمده از روش تحلیل معادل خطی، بزرگ‌تر از شتاب ورودی است، در حالی که مقدارهای شتاب بیشینه پاسخ لرزه‌ای سطح زمین برای تمامی حالت‌ها از روش تحلیل غیرخطی کم‌تر از بیشینه شتاب ورودی می‌باشد و نزدیک به ۵۰ درصد با مقدارهای متناظر آن از روش معادل خطی اختلاف دارد.

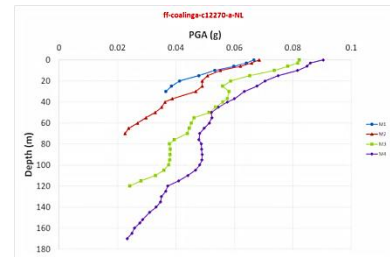
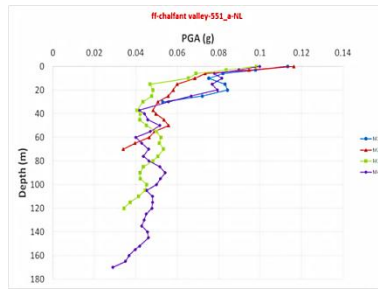
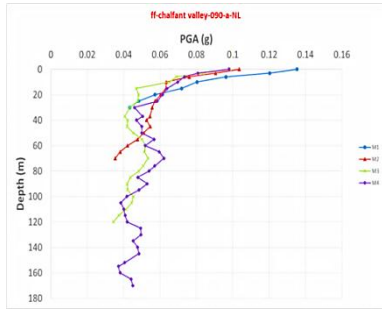
۳-۳- تحلیل حداکثر شتاب پاسخ لرزه‌ای در برابر عمق

مقدارهای شتاب بیشینه در برابر عمق برای هر یک از حالت‌های M1 تا M4 از چند مورد از زلزله‌های تحلیلی در شکل (۶) نشان داده شده است.

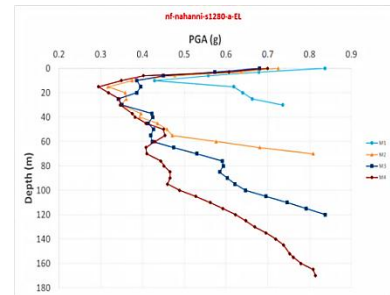
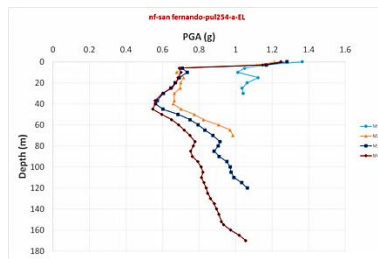
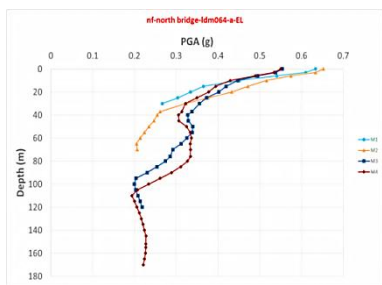
به‌طور نمونه، برای زلزله‌ی ff-Chalfant Valley-090-a نتیجه‌های به‌دست آمده از دو روش معادل خطی و غیرخطی مشابه یکدیگر می‌باشد. در مورد روند تغییرهای شتاب در عمق، برای تمامی حالت‌ها نمی‌توان قضاوت مشخصی را داشت، ولی، به نظر می‌رسد که شتاب بیشینه حرکت روند افزایشی را از عمق تا سطح زمین طی می‌کند. اگرچه، مقدارهای شتاب در نزدیکی عمق ۳۰ متری دچار یک کاهش نسبی می‌شود، پس از این عمق،



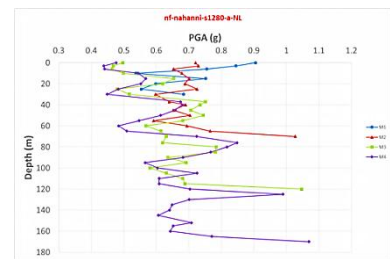
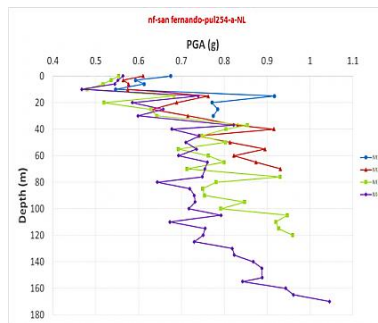
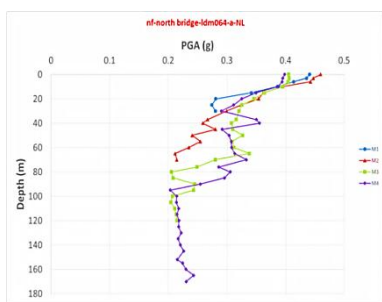
(الف)



(ب)

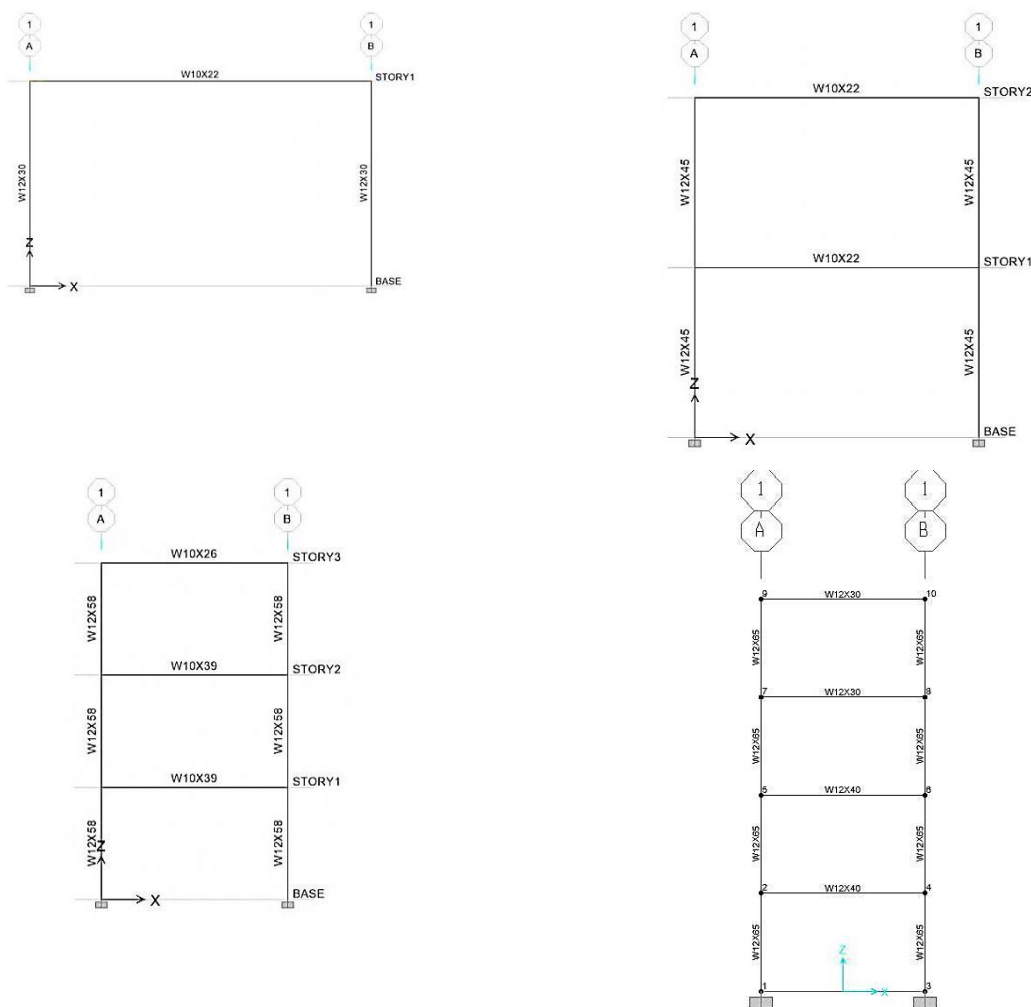


(ج)



(د)

شکل ۶- نمودارهای پیشینه شتاب در عمق زلزله‌های (الف) حوزه دور در حالت آنالیز معادل خطی، (ب) حوزه دور در حالت آنالیز غیر خطی، (ج) حوزه نزدیک در حالت آنالیز معادل خطی و (د) حوزه نزدیک در حالت آنالیز معادل خطی



شکل ۸- مقطع‌های تیر و ستون قاب‌های خمشی

جابجایی‌های افقی سازه دو طبقه به دست آمده از تحلیل تاریخیچه زمانی خطی در حالت‌های مختلف ساختگاه در برابر زلزله‌های متفاوت در شکل (۱۰) نشان داده شده است. در این شکل، node2 بیانگر جابجایی افقی طبقه‌ی نخست و node5 بیانگر جابجایی افقی طبقه‌ی دوم می‌باشد.

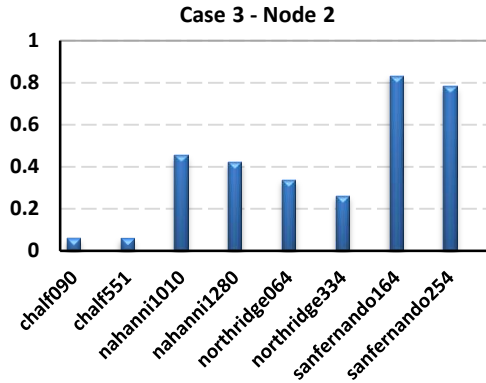
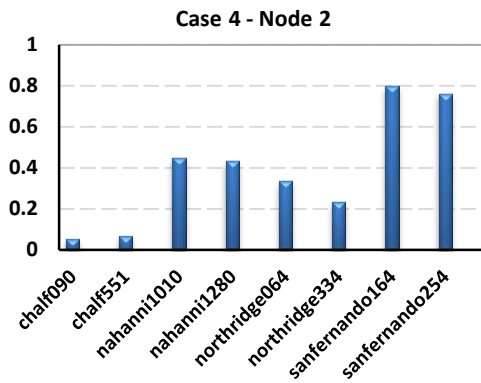
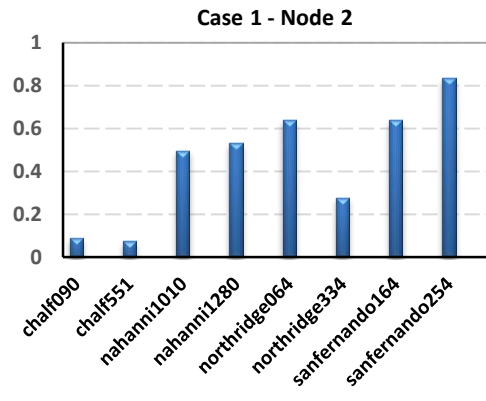
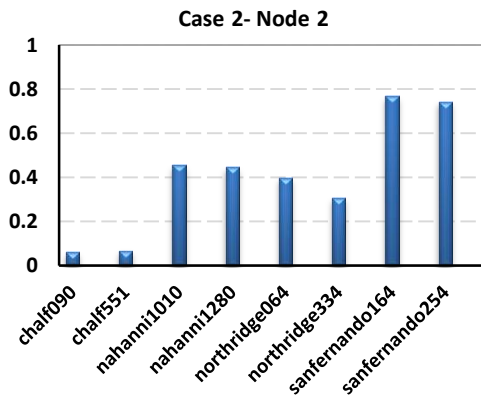
بررسی جابجایی‌های افقی طبقه‌ی دوم (node5) در شکل (۱۰) نشان می‌دهد که، بیشینه جابجایی افقی در این طبقه در زلزله‌ی San Fernando 164 و در ساختگاه شماره ۲ رخ داده است. کم‌ترین جابجایی افقی در شکل (۱۰) مربوط به طبقه‌ی نخست سازه (node2) در اثر زلزله‌ی Chalf 090 و در ساختگاه شماره ۴ می‌باشد. شکل (۱۱) جابجایی‌های افقی هر یک از طبقه‌های سازه سه طبقه (node2، node5 و node7) به دست آمده از تحلیل تاریخیچه زمانی خطی در حالت‌های مختلف ساختگاه در برابر زلزله‌های متفاوت را نشان می‌دهد.

پس از طراحی سازه‌ها در ۴ حالت، رفتار یکی از قاب‌های آن‌ها به روش‌های تحلیل تاریخیچه زمانی خطی و تحلیل تاریخیچه زمانی دینامیکی غیرخطی بررسی شده است. در ادامه نتیجه‌های به دست آمده از این تحلیل‌ها گزارش شده‌اند.

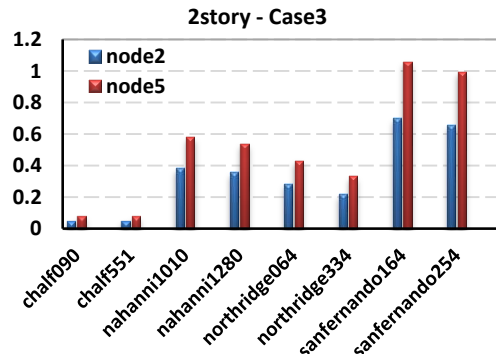
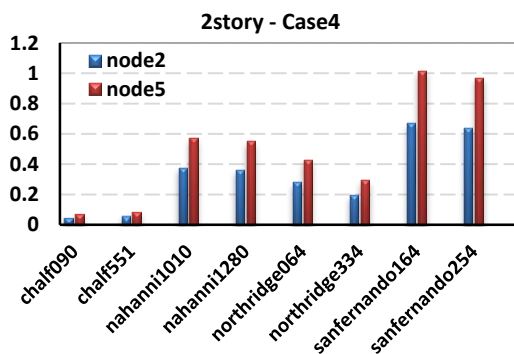
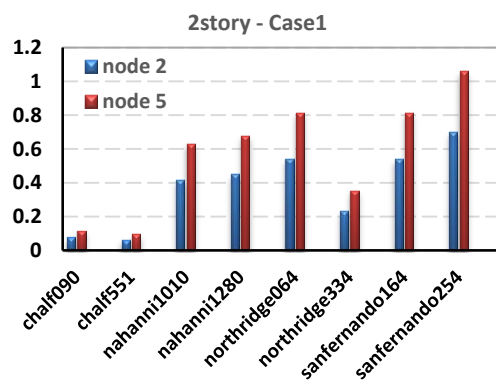
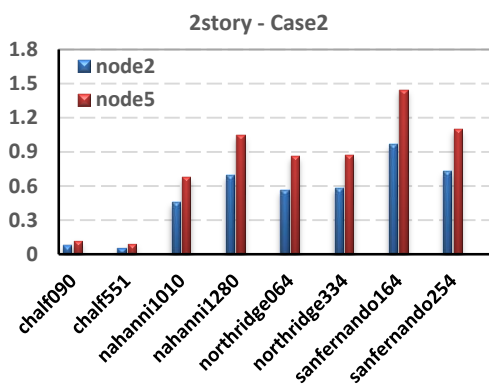
۳-۴-۱- تحلیل تاریخیچه زمانی خطی

در این بخش، نتیجه‌های تحلیل تاریخیچه زمانی خطی برای قاب‌ها با تعداد طبقه‌های مختلف و در چهار حالت مختلف ساختگاه ارایه می‌شود. شکل ۹ جابجایی‌های افقی سازه یک طبقه به دست آمده از تحلیل تاریخیچه زمانی خطی در حالت‌های مختلف ساختگاه در برابر زلزله‌های متفاوت را نشان می‌دهد.

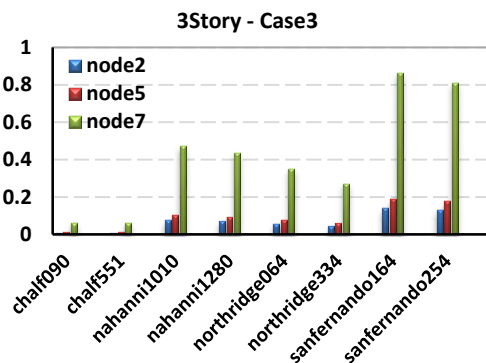
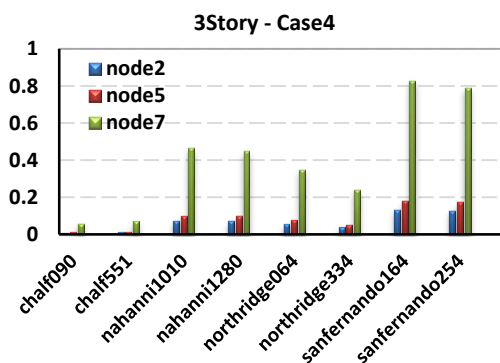
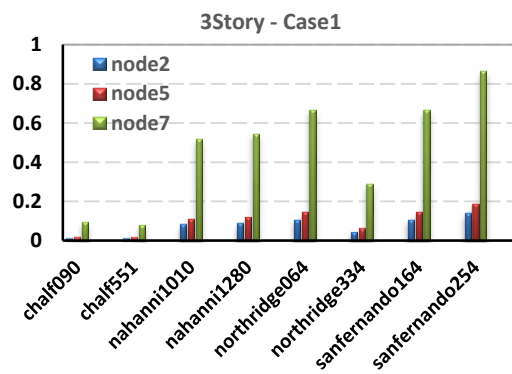
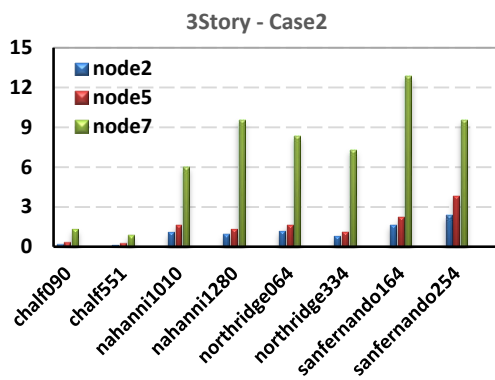
همان‌طور که در شکل (۹) مشاهده می‌شود، از بین حالت‌های مختلف، بیشینه جابجایی در اثر زلزله‌ی San Fernando و در ساختگاه شماره ۱ و کم‌ترین جابجایی در اثر زلزله‌ی Chalf و ساختگاه شماره ۴ رخ داده است.



شکل ۹- جابجایی افقی در حالت تاریخچه زمانی خطی برای سازه یک طبقه



شکل ۱۰- جابجایی افقی در حالت تاریخچه زمانی خطی برای ساختمان ۲ طبقه



شکل ۱۱- جابجایی افقی در حالت تاریخچه زمانی خطی برای سازه ۳ طبقه

برای قاب‌ها با تعداد طبقه‌های مختلف و در چهار حالت مختلف ساخت‌گاه ارایه می‌شود. شکل (۱۳) جابجایی‌های افقی سازه یک طبقه به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در حالت‌های مختلف ساخت‌گاه در برابر زلزله‌های متفاوت را نشان می‌دهد. اشاره به این نکته لازم است که در نتیجه‌های گزارش شده در این بخش، در صورت عبور مفصل پلاستیک از ناحیه پیش از خرابی، CP، بیشینه جابجایی افقی ارایه نشده است.

همان‌طور که در شکل (۱۳) مشاهده می‌شود، از بین حالت‌های مختلف، بیشینه جابجایی در اثر زلزله‌ی در رکورد Nahanni1010 و در ساخت‌گاه شماره ۲ و کم‌ترین جابجایی در اثر زلزله‌ی Chalf090 و در ساخت‌گاه شماره ۴ رخ داده است. جابجایی‌های افقی سازه دو طبقه به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در حالت‌های مختلف ساخت‌گاه در برابر زلزله‌های متفاوت در شکل (۱۴) نشان داده شده است. در این شکل، node2 بیان‌گر جابجایی افقی طبقه‌ی نخست و node5 بیان‌گر جابجایی افقی طبقه‌ی دوم می‌باشد.

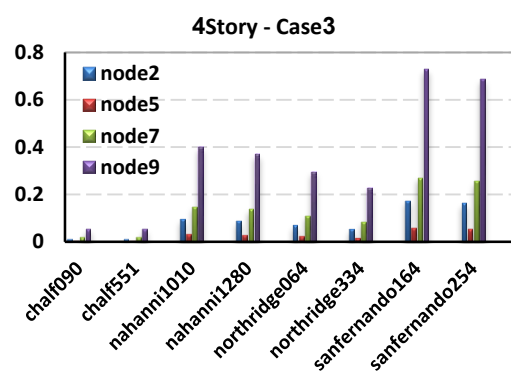
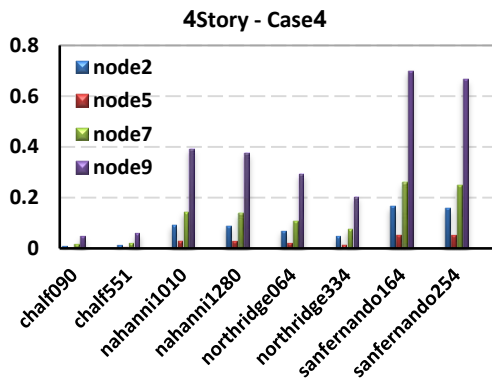
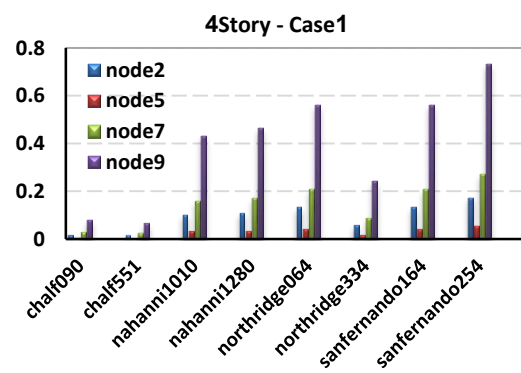
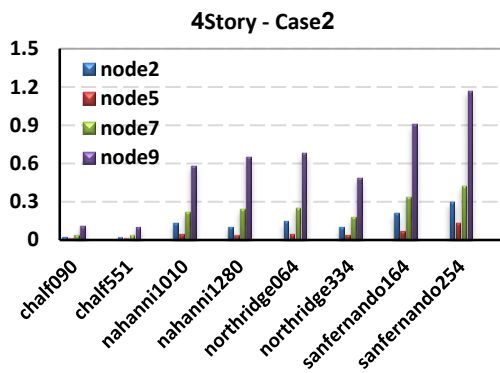
همان‌طور که در شکل (۱۱) مشاهده می‌شود، بیشینه جابجایی در سازه‌ی سه طبقه در اثر زلزله‌ی San Fernando164 و مربوط به ساخت‌گاه شماره ۲ است که در node7 رخ می‌دهد و کم‌ترین جابجایی در اثر زلزله‌ی Chalf090 و مربوط به ساخت‌گاه شماره ۳ است که بر طبق انتظار در node2 مشاهده می‌شود. جابجایی‌های افقی سازه چهار طبقه به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی خطی در حالت‌های مختلف ساخت‌گاه در برابر زلزله‌های متفاوت در شکل (۱۲) نشان داده شده است. در این شکل، node2، node5، node7 و node9 به ترتیب بیان‌گر جابجایی افقی طبقه‌ی نخست، دوم، سوم و چهارم می‌باشند.

ارزیابی جابجایی‌های افقی در شکل (۱۲) نشان می‌دهد که بیشینه جابجایی ساختمان چهار طبقه در زلزله‌ی San Fernando164 مربوط به ساخت‌گاه شماره ۲ و در node9 رخ می‌دهد و کم‌ترین جابجایی در اثر زلزله‌ی Chalf090 مربوط به ساخت‌گاه شماره ۴ و در node2 اتفاق می‌افتد. در ادامه، نتیجه‌های تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی بررسی می‌شوند.

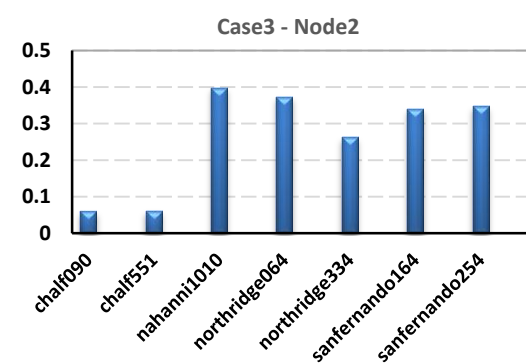
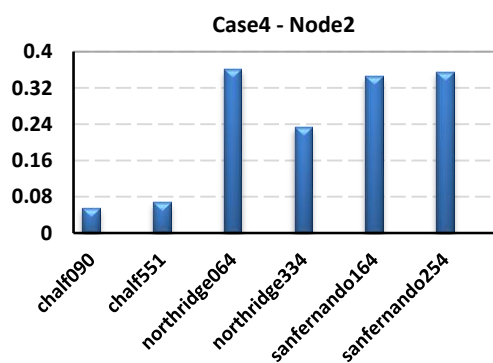
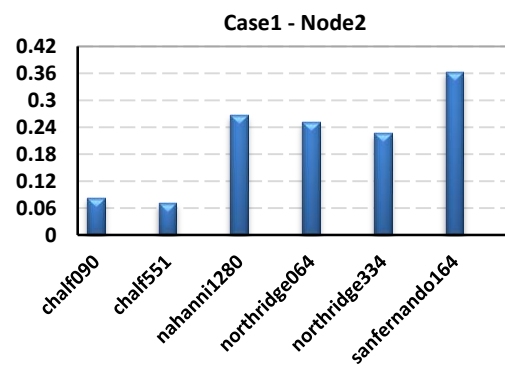
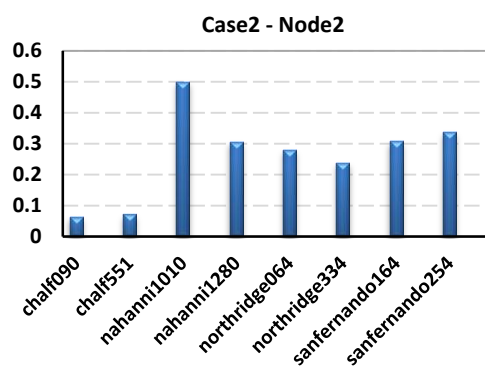
۳-۲- تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

پس از ارزیابی نتیجه‌های تحلیل تاریخچه زمانی خطی در بخش پیشین، در این بخش، نتیجه‌های تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

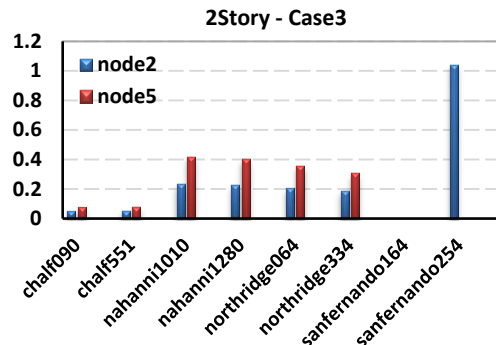
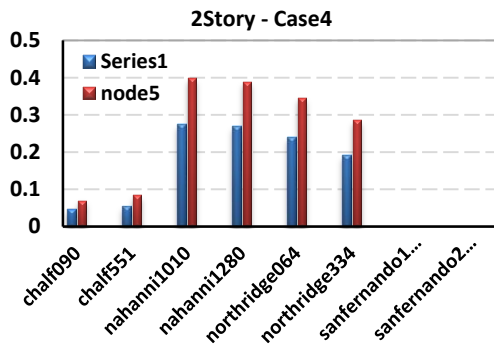
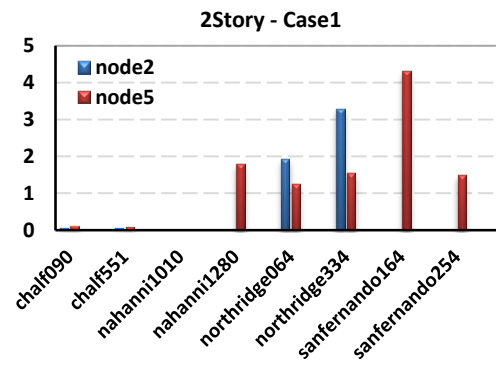
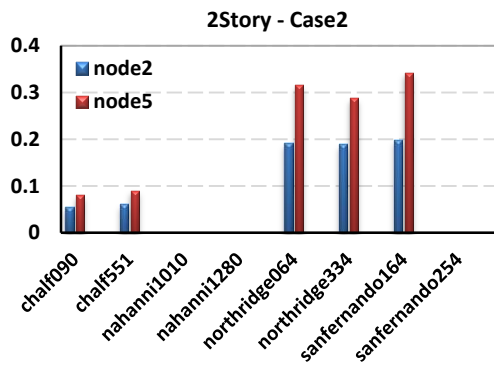




شکل ۱۲- جابجایی افقی در حالت تاریخچه زمانی خطی برای سازه ۴ طبقه



شکل ۱۳- جابجایی افقی در حالت تاریخچه زمانی غیرخطی برای سازه یک طبقه



شکل ۱۴- جابه جایی در جهت x در حالت تاریخچه زمانی غیرخطی برای سازه ۲ طبقه

رخ می‌دهد و کم‌ترین جابجایی در اثر زلزله‌ی Chalf551 مربوط به ساختگاه شماره ۱ و در node2 اتفاق می‌افتد.

۴- نتیجه‌گیری

در این مقاله، به منظور بررسی اثر ساختگاه بر روی پاسخ لرزه‌ای سطح زمین و هم‌چنین سازه مستقر بر روی آن، یک سری تحلیل‌های پاسخ لرزه‌ای یک بعدی زمین به روش‌های معادل خطی و غیرخطی انجام شد. هم‌چنین برای ارزیابی اثر ویژگی‌ها و محتوای فرکانسی حرکت لرزه‌ای بر روی پاسخ لرزه‌ای زمین، ۱۴ عدد زلزله حوزه نزدیک و دور در نظر گرفته شد. برای این منظور، تحلیل‌های پاسخ زمین به کمک نرم‌افزار خطی و غیرخطی DEEPSOIL 6.0 [۳۶] صورت پذیرفت و سپس نمودارهای تاریخچه‌ی شتاب، بیشینه شتاب سطحی در برابر عمق نهشت خاکی، تغییرهای شتاب بیشینه در عمق برای یک نهشت خاکی معین و تغییرهای کرنش و جابجایی در برابر عمق رسم شدند. نتیجه‌های به‌دست آمده از این تحلیل‌ها را می‌توان به صورت زیر خلاصه کرد:

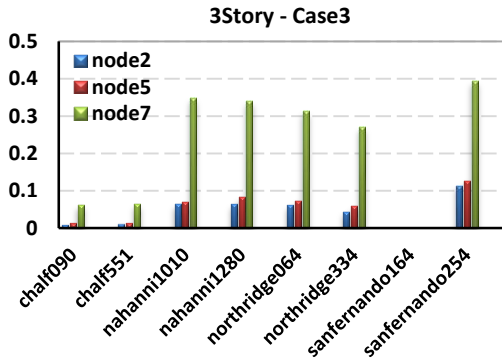
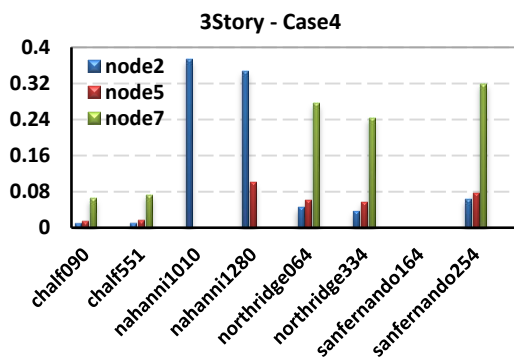
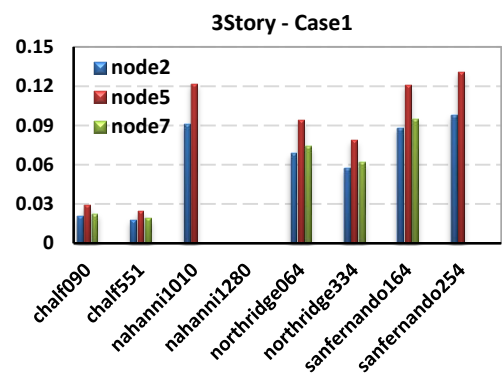
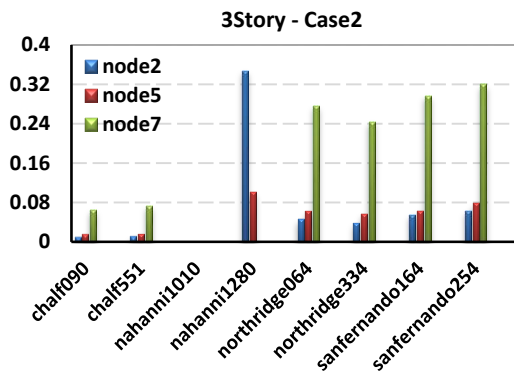
- در بیشتر موردها، تحلیل پاسخ زمین مربوط به زمین لرزه‌های حوزه دور و نزدیک نشان دادند که حرکت ورودی لرزه‌ای با عبور از لایه‌های خاکی تقویت شده و

بررسی جابجایی‌های افقی طبقه‌ی دوم (node5) در شکل (۱۴) نشان می‌دهد که، بیشینه جابجایی افقی در این طبقه در زلزله‌ی Chalf090 و در ساختگاه شماره ۱ رخ داده است. شکل (۱۵) جابجایی‌های افقی هر یک از طبقه‌های سازه سه طبقه (node2، node5، node7) به‌دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در حالت‌های مختلف ساختگاه در برابر زلزله‌های متفاوت را نشان می‌دهد.

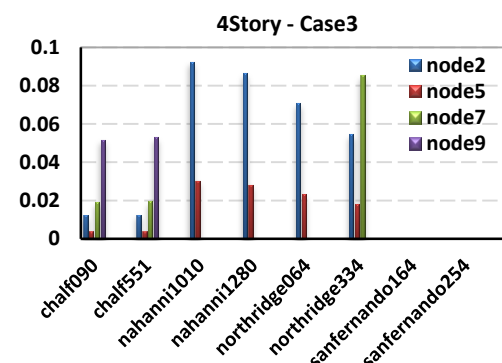
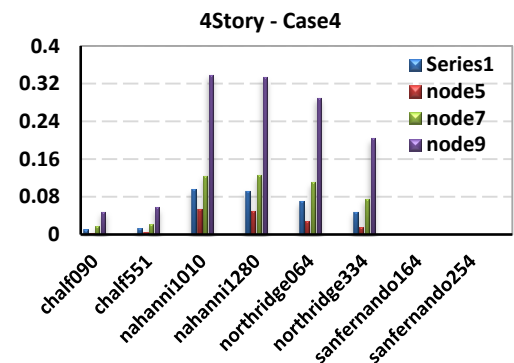
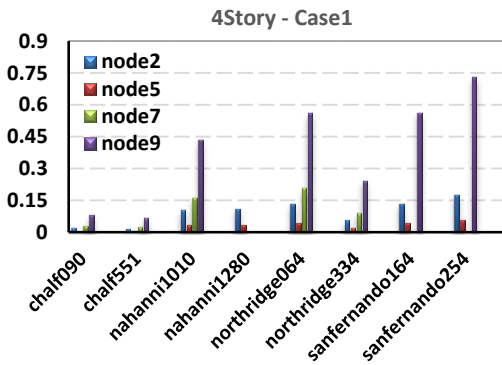
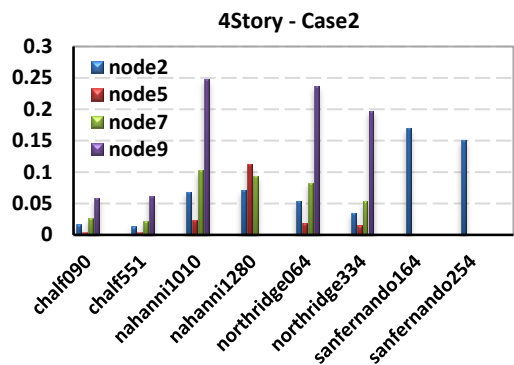
همان‌طور که در شکل (۱۵) مشاهده می‌شود، بیشینه جابجایی افقی در node7 در اثر زلزله‌ی San Fernando254 و در ساختگاه شماره ۳ و کم‌ترین جابجایی در اثر زلزله‌ی Chalf551 و مربوط به ساختگاه شماره ۳ است که بر طبق انتظار در node2 مشاهده می‌شود. جابجایی‌های افقی سازه چهار طبقه به‌دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در حالت‌های مختلف ساختگاه در برابر زلزله‌های متفاوت در شکل (۱۶) نشان داده شده است. در این شکل، node2، node5، node7 و node9 به ترتیب بیان‌گر جابجایی افقی طبقه‌ی نخست، دوم، سوم و چهارم می‌باشند.

ارزیابی جابجایی‌های افقی در شکل (۱۲) نشان می‌دهد که بیشینه جابجایی ساختمان چهار طبقه در زلزله‌ی San Fernando254 مربوط به ساختگاه شماره ۱ و در node9





شکل ۱۵- جابه جایی در جهت x در حالت تاریخچه زمانی غیرخطی برای سازه ۳ طبقه



شکل ۱۶- جابه جایی در جهت x در حالت تاریخچه زمانی غیرخطی برای سازه ۴ طبقه

- [2] Lizarraga, H.S. and Lai, C.G. (2014), "Effects of Spatial Variability of Soil Properties on the Seismic Response of an Embankment Dam", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 64, pp. 113–128.
- [3] Sun, C.G. and Kim, H.S. (2016), "Geostatistical Assessment for the Regional Zonation of Seismic Site Effects in a Coastal Urban Area Using a GIS Framework", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 14, No. 8, pp. 2161–2183.
- [4] Albarello, D., Francescone, M., Lunedei, E., Paolucci, E., Papasidero, M. P., Peruzzi, G. and Pieruccini, P. (2017), "Seismic Characterization and Reconstruction of Reference Ground Motion at Accelerometric Sites of the Italian National Accelerometric Network (RAN)", *Natural Hazards*, Vol. 86, No. 2, pp. 401–416.
- [5] Afacan, K.B., Brandenberg, S.J. and Stewart, J.P. (2013), "Centrifuge Modeling Studies of Site Response in Soft Clay over Wide Strain Range", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 140, No. 2, 04013003.
- [6] Aboye, S.A., Andrus, R.D., Ravichandran, N., Bhuiyan, A.H. and Harman, N. (2015), "Seismic Site Factors and Design Response Spectra Based on Conditions in Charleston, South Carolina", *Earthquake Spectra*, Vol. 31, No. 2, pp. 723–744.
- [7] Anbazhagan, P., SivakumarBabu, G.L., Lakshminathan, P. and Vivekanand, K.S. (2016), "Seismic Characterization and Dynamic Site Response of a Municipal Solid Waste Landfill in Bangalore, India", *Waste Management & Research*, Vol. 34, No. 3, pp. 205–213.
- [8] Kohrangi, M., Vamvatsikos, D. and Bazzurro, P. (2017), "Site Dependence and Record Selection Schemes for Building Fragility and Regional Loss Assessment", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 46, No. 10, pp. 1625–1643.
- [9] Kar, D. and Roy, R. (2018), "Seismic Behavior of RC Bridge Piers under Bidirectional Excitations: Implications of Site Effects", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 22, No. 2, pp. 303–331.
- [10] Pegah, E. and Liu, H. (2016), "Application of Near-Surface Seismic Refraction Tomography and Multichannel Analysis of Surface Waves for Geotechnical Site Characterizations: A Case Study", *Engineering geology*, Vol. 208, pp. 100–113.
- [11] Huang, D., Wang, G., Wang, C. and Jin, F. (2018), "A Modified Frequency-Dependent Equivalent Linear Method for Seismic Site Response Analyses and Model Validation using KiK-Net Borehole Arrays", *Journal of Earthquake Engineering*, pp. 1–18.
- [12] Yee, E., Stewart, J.P. and Tokimatsu, K. (2013), "Elastic and Large-Strain Nonlinear Seismic Site Response from Analysis of Vertical Array Recordings", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 139, No. 10, pp. 1789–1801.
- [13] Zalachoris, G. and Rathje, E.M. (2015), "Evaluation of One-Dimensional Site Response Techniques Using Borehole Arrays", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 141, No. 12, 04015053.
- [14] Felicetta, C., D'Amico, M., Lanzano, G., Puglia, R., Russo, E. and Luzi, L. (2017), "Site Characterization of Italian Accelerometric Stations", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 15, No. 6, pp. 2329–2348.
- [15] Kaiser, A., Holden, C. and Massey, C. (2013), "Determination of Site Amplification, Polarization and Topographic Effects in the Seismic Response of the Port Hills Following the 2011 Christchurch Earthquake", In *NZSEE Conference*, Wellington, New Zealand, pp. 1–8.
- [16] Pitilakis, K., Riga, E. and Anastasiadis, A. (2013), "New Code Site Classification, Amplification Factors and Normalized Response Spectra Based on a Worldwide Ground-motion Database", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 11, No. 4, pp. 925–966.

شتاب بیشینه نسبت به حرکت لرزه‌ای افزایش می‌یابد.

- هر چه بیشینه شتاب ورودی حرکت لرزه‌ای از زلزله‌های حوزه دور کوچک‌تر باشد، با مقایسه‌ی نتیجه‌های تاریخچه زمانی شتاب سطح زمین در روش‌های معادل خطی و غیرخطی می‌توان دریافت که تفاوت کم‌تری بین پاسخ لرزه‌ای به روش خطی و غیرخطی وجود دارد.
- در موردی که زلزله حوزه نزدیک با بیشینه شتاب بزرگ برای تحلیل پاسخ استفاده می‌شود، نتیجه‌های به دست آمده از پاسخ به روش معادل خطی در برخی موارد نشان دهنده‌ی آن است که صرف نظر از ضخامت لایه خاک، حرکت ورودی با عبور از خاک تقویت می‌شود. هر چند، با افزایش ضخامت نهشت خاکی نیز در برخی موارد، بیشینه شتاب کاهش می‌یابد. ولی، با مقایسه نتیجه‌های تحلیل غیرخطی می‌توان دریافت که حرکت ورودی با عبور از لایه خاکی تضعیف می‌شود و شتاب بیشینه کاهش می‌یابد.
- با مقایسه نموداری‌های شتاب بیشینه در برابر عمق برای زلزله‌های حوزه دور، به نظر می‌رسد که شتاب بیشینه حرکت روند افزایشی را در عمق تا سطح زمین طی می‌کند. اگرچه، مقدارهای شتاب در نزدیکی عمق ۳۰ متری دچار یک کاهش نسبی می‌شود، ولی در کل نمی‌توان این روند را به همه‌ی نتیجه‌ها تعمیم داد.
- با مقایسه نمودارهای جابجایی بیشینه در برابر عمق نتیجه می‌شود که برای زلزله‌های حوزه دور، نمودار بیشینه جابجایی در عمق با افزایش ضخامت نهشت خاکی به سمت جابجایی‌های بیشتر انتقال می‌یابد.
- با توجه به بررسی نتیجه‌های تحلیل تاریخچه زمانی خطی برای ساختمان با طبقات ثابت با نهشت‌های خاکی با عمق‌های سطحی تا عمیق، با افزایش عمق میزان جابجایی بیشینه کم‌تر می‌شود.
- بررسی تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی نشان می‌دهد که بیشینه تغییر شکل در مقایسه با حالت خطی کم‌تر بوده است. این امر نشان دهنده‌ی ماهیت دقیق‌تر تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی است.

۵- مراجع

- [1] Barani, S., De Ferrari, R. and Ferretti, G. (2013), "Influence of Soil Modeling Uncertainties on Site Response", *Earthquake Spectra*, Vol. 29, No. 3, pp. 705–732.



- [26] Srilatha, N., Latha, G.M. and Puttappa, C.G. (2013), "Effect of Frequency on Seismic Response of Reinforced Soil Slopes in Shaking Table Tests", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 36, pp. 27–32.
- [27] Bowden, D.C. and Tsai, V.C. (2017), "Earthquake Ground Motion Amplification for Surface Waves", *Geophysical Research Letters*, Vol. 44, No. 1, pp. 121–127.
- [28] Choudhury, D., Phanikanth, V.S., Mhaske, S.Y., Phule, R.R. and Chatterjee, K. (2015), "Seismic Liquefaction Hazard and Site Response for Design of Piles in Mumbai City", *Indian Geotechnical Journal*, Vol. 45, No. 1, pp. 62–78.
- [29] Ghayoomi, M. and Mirshekari, M. (2014), "Equivalent Linear Site Response Analysis of Partially Saturated Sand Layers", In UNSAT 2014 conference, Sydney, Australia, pp. 1–6.
- [30] Benedettini, F., De Sortis, A. and Milana, G. (2017), "In Field Data to Correctly Characterize the Seismic Response of Buildings and Bridges", *Bulletin of earthquake engineering*, Vol. 15, No. 2, pp. 643–666.
- [31] Zhu, J., Chen, G. and Zhao, D. (2018), "The Influence of Bedrock Surface Depth on Seismic Site Response in Deep Sediment Layers", In GeoShanghai International Conference, Singapore, pp. 224–232.
- [32] PEER-NGA Strong Motion Database website: <http://peer.berkeley.edu/ngawest2> (Visited on 2019).
- [33] ANSI, A. (2005), "AISC 341-05: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction Inc, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [34] No. 2800 Standard, (2005), Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Third Revision, Building and Housing Research Center, Tehran.
- [35] SAP2000, C.S.I. (2005), Structural Analysis Program, Berkeley, California.
- [36] Hashash, Y. (2003), DEEPSOIL Seismic Response Analysis Software, University of Illinois, Urbana-Champaign, IL.
- [17] Kumar, A., Baro, O. and Harinarayan, N. H. (2016), "Obtaining the Surface PGA from Site Response Analyses Based on Globally Recorded Ground Motions and Matching with the Codal Values", *Natural Hazards*, Vol. 81, No. 1, pp. 543–572.
- [18] Mondal, J. K. and Kumar, A. (2017), "Impact of Higher Frequency Content of Input Motion upon Equivalent Linear Site Response Analysis for the Study Area of Delhi", *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 35, No. 3, pp. 959–981.
- [19] Eskandarinejad, A., Zafarani, H. and Jahanandish, M. (2018), "Local Site Effect of a Clay Site in Shiraz Based on Seismic Hazard of Shiraz Plain", *Natural Hazards*, Vol. 90, No. 3, pp. 1115–1135.
- [20] Stewart, J.P., Afshari, K. and Goulet, C.A. (2017), "Non-Ergodic Site Response in Seismic Hazard Analysis", *Earthquake Spectra*, Vol. 33, No. 4, pp. 1385–1414.
- [21] Desai, S.S. and Choudhury, D. (2015), "Site-Specific Seismic Ground Response Study for Nuclear Power Plants and Ports in Mumbai", *Natural Hazards Review*, Vol. 16, No. 4, 04015002.
- [22] Hokmabadi, A.S., Fatahi, B. and Samali, B. (2014), "Assessment of Soil-Pile-Structure Interaction Influencing Seismic Response of Mid-Rise Buildings Sitting on Floating Pile Foundations", *Computers and Geotechnics*, Vol. 55, pp. 172–186.
- [23] Wei, W., Zhao, Q., Jiang, Q. and Grasselli, G. (2018), "Three New Boundary Conditions for the Seismic Response Analysis of Geomechanics Problems Using the Numerical Manifold Method", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 105, pp. 110–122.
- [24] Régnier, J., Cadet, H. and Bard, P.Y. (2016), "Empirical Quantification of the Impact of Nonlinear Soil Behavior on Site Response", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 106, No. 4, pp. 1710–1719.
- [25] Panzera, F., Lombardo, G., Monaco, C. and Di Stefano, A. (2015), "Seismic Site Effects Observed on Sediments and Basaltic Lavas Outcropping in a Test Site of Catania, Italy", *Natural Hazards*, Vol. 79, No. 1, pp. 1–27.

پی نوشت

¹ Resonant column

² Ottawa sand



تعیین و حل معادله مشخصه کمانش خمشی سوله‌های دو دهانه با تکیه‌گاه‌های مفصلی برای حالت آزاد در برابر حرکت جانبی

علی اصغر صفوی^۱، عباس حق‌اللهی^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهیدرجایی، تهران

۲- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهیدرجایی، تهران

* تهران، صندوق پستی ۱۶۷۸۸-۱۵۸۱۱، haghollahi@sru.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۰۲/۰۹، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۸/۰۶/۲۶)

چکیده

در این مقاله تعیین بار کمانش خمشی درون صفحه ستون‌های با مقطع متغیر در سوله‌های دو دهانه متقارن برای حالت آزاد در برابر حرکت جانبی با روشی خاص ارائه می‌گردد. تحلیل مسئله بر اساس جواب معادله دیفرانسیل تغییرشکل در ستون، اعمال شرایط مرزی تغییرشکل در سر ستون و رابطه همسازی بین تغییرمکان‌های گرهی اعضای سوله انجام می‌شود. بدین ترتیب دستگاه معادلاتی بر حسب پارامترهای نامعین (در جواب معادله دیفرانسیل تغییرشکل ستون) به دست می‌آید، این دستگاه معادلات قابل تبدیل به صورت معادله ماتریسی است. وضعیت ناپایداری، متناظر با صفر شدن دترمینان ماتریس ضرایب است. نتایج تحلیل درباره تعدادی مسئله گزارش گردیده و با نتایج حاصل از مطالعه سایر محققین مقایسه شده است. مقایسه نشان می‌دهد که با توجه به حل تحلیلی معادله دیفرانسیل، روش ارائه شده دقیق بوده و این فرمول‌بندی قابل تعمیم به سایر قاب‌های دارای اعضای با مقطع متغیر است.

واژگان کلیدی

معادله مشخصه، سوله دو دهانه، کمانش آزاد در برابر حرکت جانبی، معادله دیفرانسیل، معادله همسازی

Determination and Solving of Characteristic Equation of Flexural Buckling of Two-bay Gable Frames with Hinged Bases for State of Free to Sway

A. Safavi, A. Haghollahi

Abstract

In this paper flexural buckling load for tapered columns has been evaluated (in-plane buckling of frame). The studied issue is about two-bay frames. Their three bases are hinged, and sway is permitted. The analysis is based on the answer of the deformation differential equation of the column, imposing the boundary conditions at the tips of the columns, and the displacement compatibility equations at the nodes of the members. Therefore, a set of equations could be obtained. When the corresponding square matrix of the equations collection is available, the critical load will be calculated. The critical load is the minimum root of the characteristic equation. This equation is obtained by equating the determinate of that matrix to zero. The results of the analysis are compared with the other methods of other researchers in some examples. The comparison showed that the introduced method can calculate the critical load with a good accuracy. This method can be generalized for other frames made of tapered members.

Keywords

Flexural buckling, Gable frames, Tapered columns, Deformation differential equation



انجام دادند. ایشان معادلات تعادل و معادله حرکت برای ارتعاش آزاد را با ایستا کردن انرژی پتانسیل کل تیر-ستون با مقطع دلخواه به دست آوردند. Soltani و همکارانش [۱۹] در تحقیقی مشابه پژوهش پیشین براساس روش سری‌های توانی و با توجه به اصل کار مجازی، به تحلیل ارتعاش آزاد و کمانش خمشی-پیچشی تیر با مقطع متغیر و شکل دلخواه پرداختند. این کار برخلاف تحقیق پیشین، با مفاهیم روش اجزای محدود و ساخت ماتریس‌های جرم و سختی انجام گردید. توابع شکل موردنیاز برای ساخت ماتریس سختی با کمک مشتق‌گیری از سری‌های توانی به دست آمد. Kováč [۲۰] کمانش جانبی-پیچشی تیرهای I-شکل با مقطع متغیر را بررسی کرد. با بررسی هندسه تغییرشکل مقطع در حین کمانش جانبی-پیچشی تیر و به کار بستن روش رایلی-ریتز و روش باقیمانده‌های وزن‌دار در حل معادله دیفرانسیل تغییرشکل، مسئله موردنظر را حل کرد. Rahai و Kazemi [۲۱] تحلیل کمانشی ستون‌های غیرمنشوری را براساس موده‌های ارتعاشی و روش‌های انرژی انجام دادند. ایشان در این مطالعه با به کار بستن شکل‌های مودی ارتعاش و اصل ایستا کردن انرژی پتانسیل کل، بار بحرانی کمانش ستون را به دست آوردند. Bradford و Valipour [۲۲] در پژوهشی تابع شکل تیر با مقطع متغیر و تکیه گاه‌های ارتجاعی را معرفی کردند. ایشان در این تحقیق از اصل کار مجازی استفاده کردند و فرمول بندی را بر اساس فرض اویلر-برنولی، رفتار ارتجاعی برای مصالح و عدم رخداد کمانش موضعی به دست آوردند. Konstantakopoulos و همکارانش [۲۳] پایداری یک تیر-ستون تنها را با انواع اشکال تغییر مقطع از جمله صورت پله ای، شیب‌دار به یک سمت و افزایش عمق عضو از طرفین به سمت میانه طول بررسی کرد. ایشان علاوه بر نیروی فشاری اعمالی، اثر لنگرها، نیروهای محوری متمرکز و تغییرشکل‌های اولیه را در تحلیل مسئله بررسی کردند. Darbandi و همکارانش [۲۴] با روش تئوری اختلالات به کمانش ستون‌های با مقطع متغیر پرداختند. در روند حل با برابر قرار دادن جملات هم‌درجه از پارمتر اختلال، ضرایب جواب مشخص گردید. در آن تحقیق به حل معادله دیفرانسیل حاکم بر کمانش خمشی ستون با رفتار اویلر-برنولی به روش مذکور پرداخته شد. Hadidi و همکارانش [۲۵] به تحلیل غیرخطی مرتبه دوم تیرهای با مقطع متغیر پرداختند. ایشان در فرایند حل معادله دیفرانسیل تغییرشکل از روش سری‌های توانی استفاده کردند. ایشان حضور بارهای متمرکز در طول تیر را نیز در نظر گرفتند. Wei و همکارانش [۲۶] کمانش

از روش‌های ثبت شده برای محاسبه‌ی بار بحرانی کمانش ارتجاعی ستون‌های با مقطع متغیر می‌توان راه‌حل‌های تیموشنکو [۱]، مورلی [۲] و دینیک [۳] را نام برد. تمامی این راه‌حل‌ها تقریبی بوده و ستون با استفاده از ستون‌های پله‌ای متوالی تقریب زده می‌شد. برای اولین بار، حلی برای محاسبه‌ی بار بحرانی کمانش ارتجاعی ستون‌های غیرمنشوری توسط Gere و Carter [۴] با استفاده از توابع بسط ارائه گردید. از راه‌حل‌های اخیر با روش تفاضلات محدود، کار Iremonger [۵] و از روش اجزای محدود مطالعه Karabalis و Beskos [۶] را می‌توان نام برد. Brown [۷] با تحلیل تغییرشکل‌های بال‌های تیر I-شکل غیرمنشوری در پیچش، معادله دیفرانسیل تغییرشکل مقطع را در پیچش غیریکنواخت بدست آورد. او معادله‌ی به‌دست آمده را در بررسی کمانش خمشی-پیچشی تیر غیرمنشوری با تکیه‌گاه‌های ساده مورد استفاده قرار داد. Ermopoulos و Kounadis [۸] به بررسی پایداری قاب‌های با مقاطع متغیر پرداختند. آنها روشی را برای پیدا کردن ماتریس سختی خمشی معادل عضو با مقطع متغیر ارائه نمودند و تابع تغییرشکل عضو منشوری معادل را برای تابع تغییرشکل یک عضو غیرمنشوری، در نظر گرفتند. Ermopoulos [۹] در تحقیقی دیگر به پایداری قاب‌های با مقاطع متغیر پرداخت و پایداری اعضای با مقطع متغیر را -که تحت فشار توسط بارهای متمرکز در طول هستند- بررسی کرد و به طراحی بهینه اعضای غیرمنشوری فشاری پرداخت. Williams و Banerjee [۱۰] تحقیقی را انجام دادند که نتیجه‌ی آن پاسخگوی دامنه‌ی وسیعی از اشکال هندسی سطح مقطع ستون‌های ماهیچه‌ای با تغییرات خطی ابعاد در تمام یا برخی از اجزای تشکیل دهنده‌ی مقطع (بال‌ها و یا جان) در طول عضو است. Yang [۱۱] پایداری تیرستون‌های I-شکل غیرمنشوری را مورد بررسی قرار داد. در آن مطالعه رفتار قاب‌های صفحه‌ای بدون مهاربند -که از تیر و ستون‌های مقطع متغیر ساخته شده است- در تغییرشکل و حرکت جانبی قاب مورد بررسی قرار گرفت. Bradford [۱۲] در مقاله‌ای پس از به‌دست آوردن معادلات تعادل یک تیر I-شکل مقطع متغیر، تاثیر لنگر پیچشی را روی آن با فرمول‌بندی روش اجزای محدود بررسی کرد و از روش کار مجازی، بارهای کمانش جانبی را با حل مسئله مقدار ویژه محاسبه کرد. Soltani و همکارانش [۱۸] در مقاله‌ای تحلیل ناپایداری ارتجاعی کمانش خمشی-پیچشی و ارتعاش آزاد تیرهای با مقطع متغیر را با روش سری‌های توانی

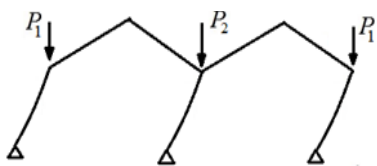
خمش‌ی ستون‌های غیرمنشوری را که در معرض بار متمرکز انتهایی و بارگسترده هستند، بررسی کردند. ایشان معادله دیفرانسیل حاکم بر تغییرشکل حین کمانش ستون با شرایط انتهایی گوناگون را به صورت معادله انتگرال در آورده، کم‌ترین مقدار ویژه متناظر با معادله انتگرال را به دست آوردند. پایداری و ارتعاش آزاد ستون‌های با مقطع متغیر که در انتها دارای فنرهای الاستیک هستند با روش تربیع دیفرانسیلی^۱ توسط Taha و Essan [۲۷] انجام گردید. ایشان پس از به دست آوردن معادله دیفرانسیل حاکم بر ارتعاش و کمانش ستون، از روش تربیع دیفرانسیلی در حل تقریبی معادله دیفرانسیل استفاده کردند. Shoostari و Khajavi [۲۸] روشی را برای یافتن توابع شکل و ماتریس سختی تیرهای غیرمنشوری معرفی کردند. در این پژوهش حرکت‌های جسم صلب از تابع کرنش‌ها جدا گردید و توابع درونیابی کرنش برحسب تغییرشکل‌های گرهی المان تیر به دست آمد. ایشان بار بحرانی و فرکانس مود اول را با تقریب خوب محاسبه کردند. Ruocco و همکارانش [۲۹] روش مدل میله هنکی^۲ را برای تحلیل کمانش خمشی ستون‌های غیر منشوری به کار بستند. در این مدل، ستون مورد نظر به چندین تکه ستون صلب تقسیم می‌شود که هر دو ستون صلب مجاور با یک فنر دورانی به هم متصل شده‌اند. سختی دورانی هر فنر بر مبنای ممان اینرسی مقطع ستون در آن محل محاسبه می‌شود. بار بحرانی مود اول کمانش ستون اولیه تقریباً با کوچک‌ترین ریشه معادله‌ای برابر است که در آن دترمینان ماتریس ضرایب با مقدار صفر برابر است. Šalinic و Nikolic [۳۰] به تعیین بار بحرانی کمانش خمشی ستون‌های غیر منشوری با روشی مشابه مدل میله هنکی، موسوم به روش میله‌های صلب چندگانه^۳ پرداختند. در این روش بین هر دو تکه ستون صلب مجاور دو فنر (دورانی و انتقالی) در نظر گرفته شده است. تغییر طول فنرهای انتقالی متناظر با جابجایی جانبی هر نقطه از ستون در کمانش بوده است.

آنچه تاکنون اشاره شد، تحقیقات انجام شده روی ستون‌های ماهیچه‌ای مفرد بود. تحقیقات انجام شده روی رفتار و پایداری ستون‌های غیرمنشوری تشکیل دهنده قاب‌ها، در ادامه به آن اشاره شده است:

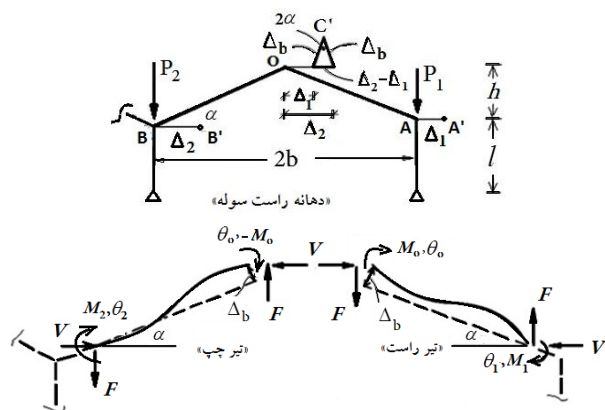
راه‌حل تقریبی Lee و همکارانش [۳۱] که با استفاده از روش ریلی-ریتز و با الهام از روش سریهای توانی و حساب تغییرات انجام شده که نتیجه‌ی آن نمودارهای ضریب طول موثر، با علائم و پارامترهای مشابه نمودارهای ژولیان و لورنس بوده است. در این روش قاب موردنظر با اعضای مقطع متغیر به یک

قاب ساده‌ی چهارگوش - که دارای دو ستون (در طرفین) و دو تیر (در بالا و پایین) است - تبدیل می‌شود. راه‌حل تقریبی پیشنهادی Irani [۳۲] با یک سری فرضیات و حل معادله‌ی دیفرانسیل تقریبی کمانش قاب با اعمال شرایط تعادل و پیوستگی در گره‌های انجام دادند. Bazeos و همکارانش [۳۳] برای محاسبه‌ی بار بحرانی قاب‌های صفحه‌ای دارای مقطع متغیر روشی ارائه کردند. در این روش با بدست آمدن ماتریس سختی کل سازه بر اساس جواب معادله دیفرانسیل تغییرشکل ستون، بار بحرانی ستون‌های قاب بدست آمد. Saffari و همکارانش [۳۴] با در نظر گرفتن سهمی درجه‌ی دو برای تغییرات تابع ممان اینرسی ستون و تیر در یک قاب شیب‌دار یک دهانه‌ی متقارن، مسئله را بررسی کرده و نمودارهای ضریب طول موثر را به دست آوردند. Momeni و Tajizadegan [۳۵]، Riahi و همکارانش [۳۶] در مقالات جداگانه و مشابه، با کمک روابط شیب افت در حضور نیروی محوری برای عضو با مقطع متغیر و استفاده از روابطی که در مقاله Lee و همکارانش [۳۰] آمده است، نمودارهای ضریب طول موثر سوله‌های تک دهانه را برای حالات کمانش با حرکت جانبی آزاد و مقید ترسیم کردند. Rezaiee-Pajand و همکارانش [۳۷] در مقاله‌ای پایداری قاب‌های پرتال (با ستون‌های مقطع متغیر و با اتصالات نیمه‌گیردار به تیر) را بررسی کردند و حالات حرکت جانبی آزاد و مقید را برای قاب در نظر گرفتند. تابع ممان اینرسی مقطع ستون را با یک تک‌جمله‌ای جبری درجه‌ی n از متغیر طول (x) تقریب زده و در معادله دیفرانسیل تغییرشکل استفاده شد. در مطالعه‌ای از نویسندگان مقاله حاضر، کمانش خمشی سوله‌های یک دهانه با ستون‌های آزاد در برابر حرکت جانبی بررسی شده است [۳۸]. در آن مطالعه روش عددی تفاضلات محدود همراه با روش کار مجازی به کار گرفته شده است. همچنانکه مشاهده می‌شود، در اغلب مطالعات محققین، روش‌های عددی که منجر به نتایج تقریبی می‌شود به کار رفته است، از سوی دیگر مسئله کمانش خمشی سوله‌های دو دهانه، بسیار اندک بررسی شده است. تنها مرجع مشاهده شده، مرجع [۳۱] است که به این مسئله پرداخته است. البته در این مرجع از حضور جان در مقطع صرف‌نظر شده، که این عاملی برای تقریبی شدن نتایج است. در این مقاله، با تلفیق مجموعه‌ای از معادلات، شامل معادله دیفرانسیل تغییر شکل در ستون‌های سوله، معادلات همسازی دوران در گره‌ی سر ستون‌ها، معادلات تعادل لنگر و شیب‌افت در تیرهای مورب، نهایتاً سه معادله خطی حاوی سه ضریب نامعین و جملاتی بر حسب نیروی محوری ستون‌ها حاصل شد.

همسازي، شيب افت و تعادل را نوشت.



شکل ۱- مود اول کمانش ستون‌های سوله دو دهانه آزاد در برابر حرکت جاني



شکل ۲- نيروها، لنگرها و تغييرشکل‌های انتهاي تيرهای دهانه راست از سوله دو دهانه کمانش يافته آزاد در برابر حرکت جاني

الف- رابطه همسازي تغييرشکل‌ها:

$$\Delta_b = \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{2 \sin \alpha} \quad (1)$$

در اين رابطه Δ_b اندازه جابجايي نسبي دو انتهاي هر تير در راستای عمود بر راستای اوليه تير است. Δ_1 و Δ_2 هم جابجايي جاني سر ستون‌های کناري و مياني است. با توجه به تقارن تيرهای هر دهانه نسبت به راس سوله (علاوه بر تقارن سوله دو دهانه نسبت به محور ستون مياني)، ضرایب شيب افت در دو دهانه مشابه خواهند بود (C_1, C_2, C_3, C_4, C_5 در معادلات شيب افت دو تير)، اين ضرایب برای تير غير منشوري در جداول کتب تحليل سازه‌ها در دسترس و با انتگرال‌گيري از معادله ديفرانسیل تغييرشکل در تير و اعمال شرایط مرزی قابل تعيين است. مثلاً برای حالت خاص تيرهای منشوري، C_1 و C_4 با $4EI/l$ و $2EI/l$ برابر است.

ب- معادلات شيب افت در تير راست:

$$M_1 = C_1 \theta_1 + C_2 \theta_0 + C_3 \Delta_b \quad (2)$$

$$M_0 = C_2 \theta_1 + C_4 \theta_0 + C_5 \Delta_b \quad (3)$$

حالت ناپایداری سوله، متناظر با صفر شدن دترمینان ماتریس ضرایب دستگاه معادلات است.

۲- قاب‌های تفکیک‌پذیر و تفکیک‌ناپذیر در مسئله کمانش

بار بحرانی یک ستون سازه را می‌توان متناظر با هر حالت بارگذاري اعمالی به سازه تعیین کرد. از آنجایی که شکل بارهای خارجی وارد بر سازه‌ها در حالت کلی قابل تعیین نیست، بار بحرانی طراحی یک ستون باید متناظر با کم‌ترین بار بحرانی آن ستون، بین تمام حالات بارگذاري اعمالی باشد. در برخی از سازه‌ها، می‌توان حالت بارگذاري را که متناظر با کم‌ترین بار بحرانی هر ستون است، تشخیص داد، این سازه‌ها را سازه‌های تفکیک‌پذیر نامگذاری می‌کنیم. این سازه‌ها قابل تفکیک به بخش‌های کوچک‌تر (زیرسازه) هستند که در هر بخش تنها یک ستون از سازه و تیرهای متصل به آن حضور دارند و برای تعیین بار بحرانی یک ستون، به جای تحلیل کمانشی کل سازه می‌توان تحلیل را برای زیرسازه‌ی حاوی آن ستون انجام داد. مثلاً برای سوله‌های یک دهانه‌ی متقارن، کم‌ترین بار بحرانی هر ستون متناظر با حالت بارگذاري است که بار متمرکز روی دو ستون یکسان و به صورت فشاری است. در بیش‌تر سازه‌ها، خصوصاً در سازه‌های نامتقارن، نمی‌توان آن حالت بارگذاري را تشخیص داد، این سازه‌ها را سازه‌های تفکیک‌ناپذیر نامگذاری می‌کنیم. اغلب سوله‌های دو دهانه‌ی متقارن و آزاد در برابر حرکت جاني، تفکیک‌ناپذیر هستند، مگر در حالتی که ممان اینرسی مقطع ستون میانی در تک‌تک مقاطع عرضی دو برابر ممان اینرسی ستون کناري باشد. در قاب‌های تفکیک‌ناپذیر، بار بحرانی هر ستون وابسته به مقدار نیروی فشاری ستون دیگر است.

۳- کمانش خمشی سوله‌های متقارن دو دهانه آزاد در برابر حرکت جاني و حصول معادله مشخصه آن

همچنانکه در بخش قبل مطرح شد، اغلب سوله‌های دو دهانه متقارن آزاد در برابر حرکت جاني تفکیک‌پذیر نیستند. بدین معنی که بار بحرانی کمانش ارتجاعی هر ستون وابسته به مقدار نیروی فشاری ستون دیگر است. شکل قاب و بارگذاري متناظر در شکل (۱) آمده است. با توجه به تقارن سازه، تغییرشکل‌های گرهی تیرهای دهانه راست سوله و دیاگرام آزاد آن‌ها در شکل (۲) رسم شده‌است. با توجه به شکل (۲) می‌توان روابط



ج- معادلات شیب افت در تیر چپ:

$$M_2 = C_1\theta_2 + C_2\theta_0 - C_3\Delta_b \quad (4)$$

$$-M_0 = C_2\theta_2 + C_4\theta_0 - C_5\Delta_b \quad (5)$$

توجه شود که با توجه به شکل (۲)، علامت جابجایی نسبی (Δ_b) در تیرهای راست و چپ متفاوت است.

د- معادلات تعادل لنگر در تیرهای راست و چپ (h و b) به ترتیب طول تصاویر قائم و افقی تیر مورب است:

$$M_0 + M_1 = Fb - Vh \quad (6)$$

$$-M_0 + M_2 = Fb + Vh \quad (7)$$

با تفاضل دو معادله اخیر، لنگر M_0 برحسب سایر پارامترها محاسبه می‌گردد:

$$M_0 = \frac{1}{2}(M_2 - M_1) - Vh \quad (8)$$

بنابراین:

$$\frac{1}{2}(M_2 - M_1) - Vh = C_2\theta_1 + C_4\theta_0 + C_5\Delta_b \quad (9)$$

با جمع بستن دو معادله دوم از دو دسته معادله شیب افت نتیجه‌ی زیر حاصل می‌شود:

$$0 = C_2(\theta_1 + \theta_2) + 2C_4\theta_0 \rightarrow \theta_0 = -\frac{C_2}{2C_4}(\theta_1 + \theta_2) \quad (10)$$

با قرار دادن نتیجه اخیر در دو معادله اول شیب افت معادلات (۱۱) و (۱۲) حاصل می‌شوند:

$$M_1 = C'_1\theta_1 + C'_2\theta_2 + C_3\Delta_b \quad (11)$$

$$M_2 = C'_2\theta_1 + C'_1\theta_2 - C_3\Delta_b \quad (12)$$

که در آن:

$$C'_1 = C_1 - \frac{C_2^2}{2C_4} \quad (13)$$

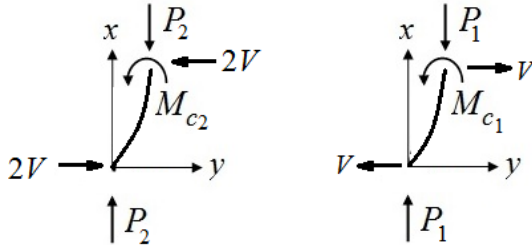
$$C'_2 = -\frac{C_2^2}{2C_4} \quad (14)$$

ضمناً:

$$\frac{1}{2}(M_2 - M_1) - Vh = \frac{C_2}{2}\theta_1 - \frac{C_2}{2}\theta_2 + C_5\Delta_b \quad (15)$$

حال مقادیر تغییرشکل‌ها و لنگرها با توجه به معادله دیفرانسیل تغییرشکل ستون‌ها قابل تعیین است. پس از حل معادله دیفرانسیل تغییرشکل در ستون کناری ($v_1'' + P_1v_1/EI_1 + Vx/EI_1 = 0$) و اعمال شرط مرزی صفر در تکیه‌گاه پای ستون، مقادیر تغییر شکل‌های گرهی سر ستون

(Δ_1 و θ_1) تعیین شده و توابع f_1 و g_1 به صورت $g_1(P_1) = (\theta_1 + V/P_1)/A_1$ و $f_1(P_1) = (\Delta_1 + Vl/P_1)/A_1$ قابل معرفی است، همچنین برای ستون میانی با معادله دیفرانسیل $v_2'' + P_2v_2/EI_2 - 2Vx/EI_2 = 0$ توابع متناظر به صورت $f_2(P_2) = (\Delta_2 - 2Vl/P_2)/A_2$ و $g_2(P_2) = (\theta_2 - 2V/P_2)/A_2$ تعریف می‌گردند (اندیس یک و دو به ترتیب مربوط به ستون‌های کناری و میانی است). A_2 و A_1 به ترتیب، ثابت نامعین در جواب معادله دیفرانسیل تغییرشکل ستون‌های کناری و میانی است). توابع f و g به ثوابت مزبور وابسته نیستند (ثابت موردنظر از صورت و مخرج کسر ساده می‌شود). این توابع در برنامه‌ی رایانه‌ای مورد نظر برای سوله با مشخصات هندسی مشخص محاسبه شده و در فرایند تعیین بارهای بحرانی ستون‌های سوله دو دهانه، مورد استفاده واقع می‌شوند. مثلاً در سوله‌هایی که ستون‌های کناری آن‌ها منشوری است، توابع $f_1(P_1)$ یا $g_1(P_1)$ به ترتیب برابر با $\sin\lambda_1 l$ و $\lambda_1 \cos\lambda_1 l$ خواهند بود ($\lambda_i = \sqrt{P_i/EI_{ci}}$). در حالت ستون‌های با جان متغیر، توابع f و g حاوی جملات بسیار طولانی و وابسته به مشخصات هندسی ستون است و نوشتن هریک از این توابع، حتی برای یک ستون مشخص از حوصله‌ی متن خارج است.



شکل ۳- دیاگرام آزاد بخشی از ستون کناری کماتش یافته (راست) و ستون میانی کماتش یافته (چپ)

اکنون با توجه به جهت نیروی برشی در ستون کناری و میانی در شکل (۳) و دانستن معادله‌ی توابع f و g در حالت ستون‌های منشوری مقادیر تغییرشکل‌های گرهی برای حالت ستون‌های منشوری به صورت روابط:

$$\Delta_1 = A_1 f_1(P_1) - \frac{V}{P_1} l = A_1 \sin\lambda_1 l - \frac{V}{P_1} l$$

$$\Delta_2 = A_2 f_2(P_2) + 2\frac{V}{P_2} l = A_2 \sin\lambda_2 l + \frac{V}{P_2} l$$

$$\theta_1 = A_1 g_1(P_1) - \frac{V}{P_1} = A_1 \lambda_1 \cos\lambda_1 l - \frac{V}{P_1}$$



و نهایتاً با جانشانی مقادیر پارامترها در معادله (۱۵)، معادله (۲۲) ساخته می‌شود:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} \left[\frac{1}{2} P_2 A_2 f_2(P_2) - P_1 A_1 f_1(P_1) \right] - Vh \\ & = \frac{C_2}{2} \left[A_1 g_1(P_1) - \frac{V}{P_1} \right] - \frac{C_2}{2} \left[A_2 g_2(P_2) + 2 \frac{V}{P_2} \right] \\ & + \frac{C_5}{2 \sin \alpha} \left[A_2 f_2(P_2) + 2 \frac{V}{P_2} l - A_1 f_1(P_1) + \frac{V}{P_1} l \right] \end{aligned} \quad (22)$$

همچون گذشته به فاکتورگیری جملات پرداخته می‌شود:

$$\begin{aligned} & A_1 \left[\frac{1}{2} P_1 f_1(P_1) + \frac{C_2}{2} g_1(P_1) - \frac{C_5}{2 \sin \alpha} f_1(P_1) \right] \\ & + A_2 \left[-\frac{1}{4} P_2 f_2(P_2) - \frac{C_2}{2} g_2(P_2) + \frac{C_5}{2 \sin \alpha} f_2(P_2) \right] \\ & + V \left[h - \frac{1}{2} \frac{C_2}{P_1} - \frac{C_2}{P_2} + \frac{C_5}{2 \sin \alpha} \left(2 \frac{1}{P_2} l + \frac{1}{P_1} l \right) \right] = 0 \end{aligned} \quad (23)$$

حال با داشتن سه معادله با سه ضریب نامعین می‌توان دستگاه معادلات حاوی سه معادله داشت و آنرا به صورت ماتریسی $KX = \{0\}$ نوشت. به طوری که:

$$K = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{bmatrix}, \quad X = \begin{Bmatrix} A_1 \\ A_2 \\ V \end{Bmatrix} \quad (24)$$

برای وجود جواب‌های غیر بدیهی (جواب‌های غیر صفر) برای ضرایب نامعین (A_1, A_2, V) باید دترمینان ماتریس ضرایب مساوی با صفر گذاشته شود (به زبان ریاضی گفته می‌شود که هسته نگاشت خطی، صفر بعدی نیست). با این کار معادله‌ای برحسب متغیرهای P_1 و P_2 حاصل می‌شود (معادله مشخصه). درایه‌های ماتریس ضرایب در ادامه خواهد آمد.

$$K_{11} = -P_1 f_1(P_1) + C_1' g_1(P_1) - \frac{C_3}{2 \sin \alpha} f_1(P_1) \quad (25)$$

$$K_{12} = C_2' g_2(P_2) + \frac{C_3}{2 \sin \alpha} f_2(P_2) \quad (26)$$

$$K_{13} = -\frac{C_1'}{P_1} + 2 \frac{C_2'}{P_2} + \frac{C_3}{2 \sin \alpha} \left(2 \frac{1}{P_2} l + \frac{1}{P_1} l \right) \quad (27)$$

$$K_{21} = C_2' g_1(P_1) + \frac{C_3}{2 \sin \alpha} f_1(P_1) \quad (28)$$

$$K_{22} = -\frac{1}{2} P_2 f_2(P_2) + C_1' g_2(P_2) - \frac{C_3}{2 \sin \alpha} f_2(P_2) \quad (29)$$

$$K_{23} = -\frac{C_2'}{P_1} + 2 \frac{C_1'}{P_2} + \frac{C_3}{2 \sin \alpha} \left(2 \frac{1}{P_2} l + \frac{1}{P_1} l \right) \quad (30)$$

$$K_{31} = \frac{1}{2} P_1 f_1(P_1) + \frac{C_2}{2} g_1(P_1) - \frac{C_5}{2 \sin \alpha} f_1(P_1) \quad (31)$$

$$K_{32} = -\frac{1}{4} P_2 f_2(P_2) - \frac{C_2}{2} g_2(P_2) + \frac{C_5}{2 \sin \alpha} f_2(P_2) \quad (32)$$

$$K_{33} = -\frac{1}{2} \frac{C_2}{P_1} - \frac{C_2}{P_2} + \frac{C_5}{2 \sin \alpha} \left(2 \frac{1}{P_2} l + \frac{1}{P_1} l \right) + h \quad (33)$$

$$\theta_2 = A_2 g_2(P_2) + 2 \frac{V}{P_2} = A_2 \lambda_2 \cos \lambda_2 l + 2 \frac{V}{P_2}$$

و

$$\begin{aligned} \Delta_b &= \frac{1}{2 \sin \alpha} \left[A_2 f_2(P_2) + 2 \frac{V}{P_2} l - A_1 f_1(P_1) + \frac{V}{P_1} l \right] \\ &= \frac{1}{2 \sin \alpha} \left[A_2 \sin \lambda_2 l + 2 \frac{V}{P_2} l - A_1 \sin \lambda_1 l + \frac{V}{P_1} l \right] \end{aligned}$$

حاصل می‌شوند. از سوی دیگر لنگرهای داخلی در سرستون‌های کناری و میانی به ترتیب برابر با $M_1 = P_1 \Delta_1 - Vl$ و $2M_2 = P_2 \Delta_2 - 2Vl$ است، بنابراین، اکنون می‌توان نوشت:

$$M_1 = P_1 A_1 f_1(P_1) \quad (16)$$

$$M_2 = \frac{1}{2} P_2 A_2 f_2(P_2) \quad (17)$$

که در آن، M_2 لنگر خمشی انتهایی هر یک از تیرهای مورب در مجاورت اتصال به ستون میانی است (شکل (۲)).

با جایگذاری مقادیر اخیر در معادله (۱۱) می‌توان نوشت:

$$\begin{aligned} & P_1 A_1 f_1(P_1) = C_1' \left[A_1 g_1(P_1) - \frac{V}{P_1} \right] \\ & + C_2' \left[A_2 g_2(P_2) + 2 \frac{V}{P_2} \right] \\ & + \frac{C_3}{2 \sin \alpha} \left[A_2 f_2(P_2) + 2 \frac{V}{P_2} l - A_1 f_1(P_1) + \frac{V}{P_1} l \right] \end{aligned} \quad (18)$$

با فاکتورگیری از ضرایب نامعین A_1, A_2, V در رابطه اخیر معادله (۱۹) به دست می‌آید:

$$\begin{aligned} & A_1 \left[-P_1 f_1(P_1) + C_1' g_1(P_1) - \frac{C_3}{2 \sin \alpha} f_1(P_1) \right] \\ & + A_2 \left[C_2' g_2(P_2) + \frac{C_3}{2 \sin \alpha} f_2(P_2) \right] \\ & + V \left[-\frac{C_1'}{P_1} + 2 \frac{C_2'}{P_2} + \frac{C_3}{2 \sin \alpha} \left(2 \frac{1}{P_2} l + \frac{1}{P_1} l \right) \right] = 0 \end{aligned} \quad (19)$$

با توجه به معادله (۱۲) و جایگذاری مقادیر در آن، می‌توان نوشت:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} P_2 A_2 f_2(P_2) = C_2' \left[A_1 g_1(P_1) - \frac{V}{P_1} \right] \\ & + C_1' \left[A_2 g_2(P_2) + 2 \frac{V}{P_2} \right] \\ & - \frac{C_3}{\sin \alpha} \left[A_2 f_2(P_2) + 2 \frac{V}{P_2} l - A_1 f_1(P_1) + \frac{V}{P_1} l \right] \end{aligned} \quad (20)$$

با فاکتورگیری جملات بر اساس ضرایب نامعین A_1, A_2 و V در رابطه اخیر معادله (۲۱) حاصل می‌شود:

$$\begin{aligned} & A_1 \left[C_2' g_1(P_1) + \frac{C_3}{2 \sin \alpha} f_1(P_1) \right] \\ & + A_2 \left[-\frac{1}{2} P_2 f_2(P_2) + C_1' g_2(P_2) - \frac{C_3}{2 \sin \alpha} f_2(P_2) \right] \\ & + V \left[-\frac{C_2'}{P_1} + 2 \frac{C_1'}{P_2} - \frac{C_3}{2 \sin \alpha} \left(2 \frac{1}{P_2} l + \frac{1}{P_1} l \right) \right] = 0 \end{aligned} \quad (21)$$



در آخرین درایه (K_{33}) ، پارامتر h معرف ارتفاع راس‌های سوله نسبت به سرِ ستون‌هاست (شکل (۲)).

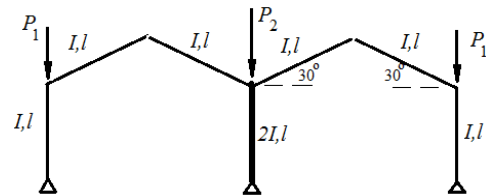
باید توجه داشت در حالتی که ممان اینرسی ستون میانی دو برابر ممان اینرسی ستون کناری باشد، مقدار نیروی برشی پای ستون‌ها، برای حالت کمانش هم‌زمان ستون‌ها صفر بوده، ماتریس K به یک ماتریس 2×2 تبدیل می‌شود. درایه‌هایی که برحسب توابع f و g است، برای ستون‌های منشوری به معادلاتی که در پیوست آمده است، تبدیل می‌شوند.

۴- مثال‌ها

در مثال‌های زیر، بار بحرانی ستون‌های دو دهانه مورد نظر خواسته شده است. حالت کمانش هم‌زمان سه ستون برای سازه‌هایی که این حالت در آن قابل تشخیص باشد، نیز بررسی شده است. نتایج حل دو مثال اول برای مقایسه با روش دیگران در جدول (۳) آمده است.

۴-۱- مثال ۱:

بار بحرانی ستون‌های سوله شکل (۴) ابتدا در حالت کمانش هم‌زمان سه ستون خواسته شده است، سپس حالت کمانش غیرهم‌زمان ستون‌ها نیز بررسی خواهد شد.



شکل ۴- سوله دو دهانه آزاد در برابر حرکت جانبی، با تکیه‌گاه‌های مفصلی و با اعضای منشوری و با طول‌های یکسان

۴-۱-۱- حل با روش پیشنهادی برای حالت کمانش هم‌زمان ستون‌ها:

در این مثال خاص ممان اینرسی ستون میانی دو برابر ممان اینرسی ستون کناری است، پس ماتریس K یک ماتریس 2×2 خواهد بود. انتظار می‌رود که بار بحرانی ستون میانی دو برابر بار بحرانی ستون کناری باشد، این حالت متناظر با کمانش هم‌زمان سه ستون است. برای محاسبه ضرایب C_i با توجه به معادلات (۲) و (۴) داریم:

$$C_1 = C_4 = 4 \frac{EI}{l}, \quad C_2 = 2 \frac{EI}{l}, \quad C_3 = C_5 = -6 \frac{EI}{l^2}$$

بنابراین:

$$C'_1 = C_1 - \frac{C_2^2}{2C_4} = 4 \frac{EI}{l} - \frac{\left(\frac{2EI}{l}\right)^2}{2\left(\frac{4EI}{l}\right)} = 3.5 \frac{EI}{l}$$

$$C'_2 = -\frac{C_2^2}{2C_4} = -0.5 \frac{EI}{l}$$

نتیجتاً با جایگذاری $\alpha = 30^\circ$ و $P_1 = EI\lambda_1^2$ و $P_2 = 2EI\lambda_2^2$ در معادلات درایه‌های ماتریس ضرایب (پیوست) مقادیر این درایه‌ها محاسبه می‌گردند:

$$K_{11} = \frac{EI}{l^2} [-(\lambda_1 l)^2 \sin \lambda_1 l + 3.5 \lambda_1 l \cos \lambda_1 l + 6 \sin \lambda_1 l];$$

$$K_{21} = \frac{EI}{l^2} [-0.5 \lambda_1 l \cos \lambda_1 l - 6 \sin \lambda_1 l];$$

$$K_{12} = \frac{EI}{l^2} [-0.5 \lambda_2 l \cos \lambda_2 l - 6 \sin \lambda_2 l];$$

$$K_{22} = \frac{EI}{l^2} [-(\lambda_2 l)^2 \sin \lambda_2 l + 3.5 \lambda_2 l \cos \lambda_2 l + 6 \sin \lambda_2 l]$$

با نامگذاری $\omega_1 = \lambda_1 l$ و $\omega_2 = \lambda_2 l$ می‌توان نوشت:

$$K = \frac{EI}{l^2} \begin{bmatrix} -\omega_1^2 \sin \omega_1 + 3.5 \omega_1 \cos \omega_1 + 6 \sin \omega_1 & -0.5 \omega_2 \cos \omega_2 - 6 \sin \omega_2 \\ -0.5 \omega_1 \cos \omega_1 - 6 \sin \omega_1 & -\omega_2^2 \sin \omega_2 + 3.5 \omega_2 \cos \omega_2 + 6 \sin \omega_2 \end{bmatrix}$$

اکنون با قرار دادن $|K| = 0$ ، حل این معادله با فرض برابری $\omega_1 = \omega_2 = \omega$ می‌توان نتیجه گرفت:

$$\omega = 2.235 \quad \text{یا} \quad \omega = 1.192$$

بین جواب‌های به‌دست آمده، تنها مقدار $\omega = 1.192$ قابل قبول است (چون به‌دلیل آزاد بودن سوله در برابر حرکت جانبی، مقدار λl (آرگومان تابع سینوس در سر ستون) نمی‌تواند از مقدار $\pi/2$ بیش‌تر شود).

نتیجتاً:

$$P_1 = EI\lambda_1^2 = \frac{EI}{l^2} \omega^2 = 1.422 \frac{EI}{l^2}$$

$$P_2 = 2EI\lambda_2^2 = 2 \frac{EI}{l^2} \omega^2 = 2.844 \frac{EI}{l^2} = 2P_1$$

در این سوله‌ی دو دهانه با نصف کردن سوله از محل ستون میانی، دو سوله متقارن تک دهانه پدیدار می‌شود که ممان اینرسی ستون‌های هر دو سوله، همگی I خواهد بود. بنابراین بار بحرانی ستون‌های کناری در سوله دو دهانه برابر با بار بحرانی هر یک از ستون‌های سوله‌ی تک دهانه است و بار



۴-۱-۲- حل با روش پیشنهادی برای حالت کماتش غیر هم‌زمان ستون‌ها:

چنانچه هدف، بررسی کماتش هم‌زمان ستون‌ها نباشد، می‌توان حالتی را در نظر گرفت که ستون میانی یا ستون‌های کناری کماتش کند و ستون (های) دیگر در وضعیت کماتش نباشد. در این حالت ممکن است در پای ستون‌ها نیروی برشی پدید آید و باید ماتریس K را به‌عنوان یک ماتریس 3×3 بررسی کرد. پس از تعیین درایه‌های این ماتریس می‌توان دترمینان آن را محاسبه و معادله $|K| = 0$ را تشکیل داد. بنابراین معادله‌ای حاصل می‌شود که بین $\lambda_1 l$ و $\lambda_2 l$ (و یا ω_1 و ω_2) برقرار است. غیر از درایه‌هایی که در بخش قبلی مثال به‌دست آمد، سایر درایه‌های این ماتریس در ادامه آمده است:

$$K_{13} = -l \left(\frac{9.5}{\omega_1^2} + \frac{6.5}{\omega_2^2} \right); \quad K_{23} = l \left(\frac{6.5}{\omega_1^2} + \frac{9.5}{\omega_2^2} \right)$$

$$K_{31} = \frac{EI}{l^2} \left(\frac{1}{2} \omega_1^2 \sin \omega_1 + \omega_1 \cos \omega_1 + 6 \sin \omega_1 \right);$$

$$K_{32} = \frac{EI}{l^2} \left(-\frac{1}{2} \omega_2^2 \sin \omega_2 - \omega_2 \cos \omega_2 - 6 \sin \omega_2 \right);$$

$$K_{33} = -7l \left(\frac{1}{\omega_1^2} + \frac{1}{\omega_2^2} \right) + \frac{l}{2}$$

حال با برقراری $|K| = 0$ و تعیین ریشه‌ها می‌توان جدول (۱) را تنظیم کرد.

جدول ۱- مقادیر λl (ω) برای ستون کناری (ردیف اول و دوم) و ستون میانی (ردیف سوم و چهارم) در هنگام ناپایداری سوله برای مثال ۱

۱/۶۳	۱/۵۵	۱/۵	۱/۴	۱/۳	۱/۲	۱/۱	۱/۰۵	۰/۹۵	۰/۸۵	۰/۷۵	۰/۰۰۱	$\omega_1 = \lambda_1 l$
۰/۰۰۱	۰/۵۸	۰/۷۲۵	۰/۹۲۵	۱/۰۷	۱/۱۸	۱/۲۷۵	۱/۳۲	۱/۳۸	۱/۴۵	۱/۴۹	۱/۶۳	$\omega_2 = \lambda_2 l$

دهانه مقدار G_T به صورت $G_T = \frac{I_0}{l} \sum \frac{b_T}{I_T}$ تعریف شده است. بنابراین ضریب طول موثر ستون‌های کناری و میانی محاسبه می‌شود (ضریب $\frac{3}{4}$ در روابط بعدی، ضریب اصلاح سختی حالت انتهایی مفصلی به انتهایی گیردار است):

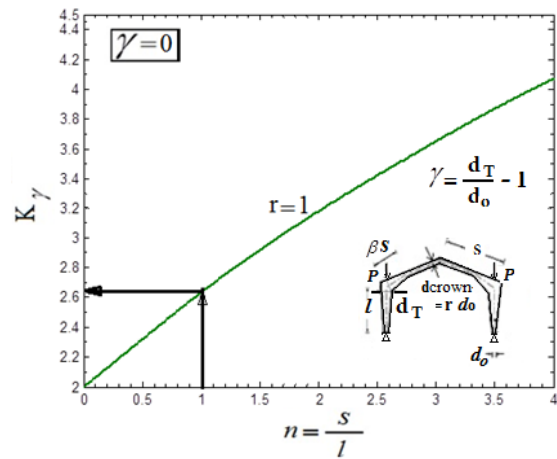
$$G_T = \frac{b_T I_0}{I_T} = \frac{I_0}{l \left(\frac{3}{4} I \right)} = 1.33$$

$$G_B = \infty \rightarrow K_\gamma = 2.4$$

$$\rightarrow P_1 = \frac{\pi^2 EI_{01}}{(K_\gamma l)^2} = \left(\frac{\pi}{2.4} \right)^2 \frac{EI}{l^2} = 1.71 \frac{EI}{l^2}$$

الف: ستون میانی:

بحرانی ستون میانی معادل با دو برابر بار بحرانی هر یک از ستون‌های مذکور است. پس می‌توان از نمودار ضریب طول موثر برای سوله تک دهانه استفاده کرد، با توجه به شکل (۵) و برابری طول تیر مورب با ارتفاع ستون، $n = s/l = 1$ خواهد بود.



شکل ۵- ضریب طول موثر ستون در سوله با حرکت جانبی آزاد و با اعضای منشوری ($\gamma = 0$) [۳۹]

$$K_\gamma = 2.63 \rightarrow P_1 = \frac{\pi^2 EI}{(2.63l)^2}$$

$$\omega = \lambda l = \sqrt{\frac{P}{EI}} l = \frac{\pi}{2.63} = 1.194$$

تنها، در حالت $\omega_1 = \omega_2 = 1.192$ است که هر سه ستون با هم ناپایدار می‌شوند. همچنانکه مشاهده می‌شود مقادیر ω_1 و ω_2 قابلیت جایگزینی دارند (در صورت جابجایی مقادیر ردیف اول و دوم باز هم تساوی $|K| = 0$ برقرار است) و این مسئله با توجه به تشکیل دو سوله متقارن تک دهانه از جداسازی سوله دو دهانه اولیه قابل انتظار است.

۴-۱-۳- روش مراجع [۳۱ و ۴۰]:

در این مراجع، قاب مستطیلی معادل با سوله دو دهانه تریسم و ضریب طول موثر ستون‌های قاب معادل با کمک نمودارهای مربوط تعیین می‌گردد (شکل (۶)). برای ستون میانی سوله دو



میانی دو برابر ممان اینرسی ستون کناری در تمام مقاطع عرضی متناظر است، سوله تفکیک‌پذیر و قابل تبدیل به دو سوله تک دهانه خواهد بود و نتیجتاً ضریب طول موثر از شکل (۸) قابل حصول است.

$$n = \frac{s}{l} = \frac{6 \text{ m}}{4.5 \text{ m}} = 1.33, \quad r = \frac{d_{\text{crown}}}{d_0} = 1$$

$$\rightarrow K_\gamma = 1.60$$

بخاطر کماتش هم‌زمان سه ستون و یکسان بودن توابع جابجایی جانبی آن‌ها، مقدار K_γ برای هر دو ستون کناری و میانی یکسان و برابر با مقدار $1/60$ است، لیکن بار بحرانی ستون میانی دو برابر بار بحرانی ستون کناری است:

$$I_0 = \frac{1}{12} \times 1 \times 20.75^3 + \frac{1}{2} \times (20 \times 1.5) \times 20.75^2 = 7203 \text{ cm}^4$$

$$P_{1cr} = \frac{\pi^2 E I_0}{(K_\gamma l)^2} = \frac{\pi^2 \times 2e6 \times 7203}{(1.60 \times 450)^2} = 274270 \text{ kg}$$

$$P_{2cr} = 2P_{1cr} = 548540 \text{ kg}$$

۴-۲-۱- حل مثال با روش مراجع [۳۱ و ۴۰]:

در این دو مرجع، بار بحرانی قاب صلب مستطیلی معادل با سوله اولیه محاسبه می‌شود. قاب صلب دو تیر منشوری در بالا و پایین دارد که دو سر هریک به دو انتهای یک ستون متصل می‌شود (دو ستون و دو تیر).

الف- بار بحرانی ستون کناری:

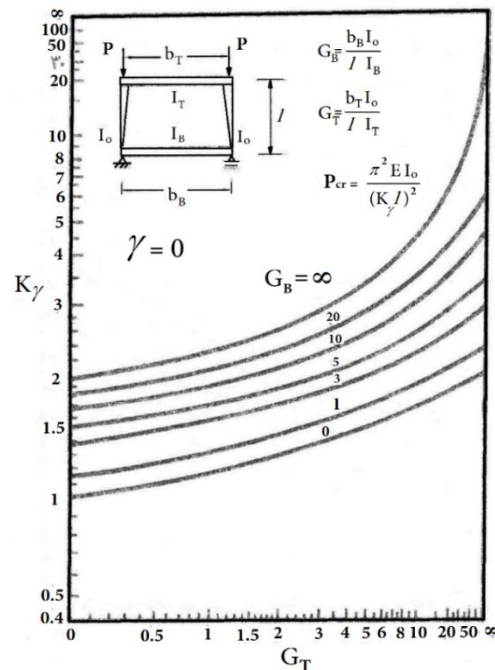
ممان اینرسی تیر منشوری بالایی قاب صلب فرضی با کمک شکل (۹) تعیین می‌شود. γ تیر مساوی با واحد است (نسبت عمق بزرگ به عمق کوچک منهای یک)، بخاطر متمرکز بودن نیرو در سر ستون‌ها، نیروی محوری در تیرها پدید نمی‌آید (در محور افقی شکل (۹)، $P = 0$ و پارامتر P_{exo} بار بحرانی ستون منشوری دو سر مفصلی است که از مقطع انتهای کوچکتر تیر مورب سوله و به طول آن ساخته شده است). ضمناً در سوله آزاد در برابر حرکت جانبی، راس آن در هنگام کماتش دچار دوران می‌شود (به طور محافظه کارانه می‌توان مفصل فرضی در نظر گرفت). یعنی نسبت سختی برداشت شده $2/9$ از شکل (۹)، باید با ضریب $3/4$ اصلاح شود (همچون بخش ۴-۲-۱، I_0 ممان اینرسی ستون کناری در پای آن است):

$$\gamma_b = \frac{d_{\text{max}}}{d_{\text{min}}} - 1 = 1 \rightarrow I_T = \frac{3}{4} \times 2.9 \times I_0 = 2.17I_0$$

$$G_T = \frac{I_0}{l} \sum \frac{b_T}{I_T} = \frac{2I}{l} \times \left[\frac{l}{\left(\frac{3}{4}l\right)} + \frac{l}{\left(\frac{3}{4}l\right)} \right] = 5.33$$

$$G_B = \infty \rightarrow K_\gamma = 3.5$$

$$\rightarrow P_2 = \frac{\pi^2 E I_{02}}{(K_\gamma l)^2} = \left(\frac{\pi}{3.5}\right)^2 \frac{2EI}{l^2} = 1.61 \frac{EI}{l^2}$$



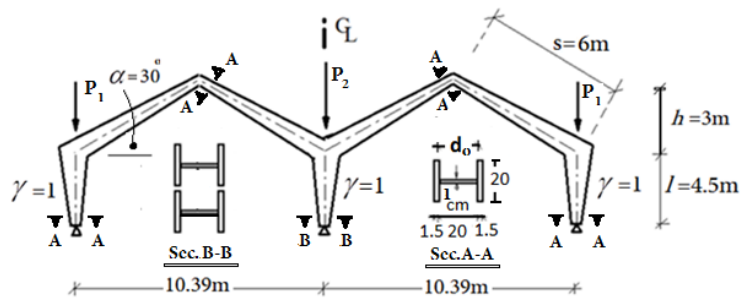
شکل ۶- ضریب طول موثر ستون در سوله با حرکت جانبی آزاد و با اعضای منشوری ($\gamma = 0$) [۳۱ و ۴۰]

۴-۲-۲- مثال ۲:

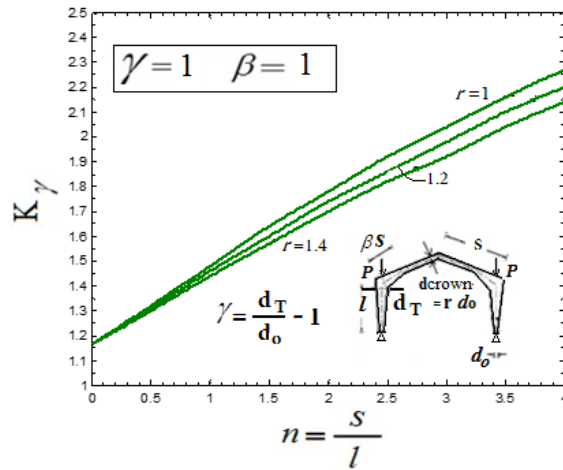
در سوله شکل (۷)، که تحت تاثیر بارهای P_1 و P_2 است، مقادیر این بارها را برای حالت ناپایداری سوله تعیین کنید (برای حالت آزاد در برابر حرکت جانبی). مقطع انتهای بزرگ همه‌ی تیرها با مقطع سر ستون‌های کناری یکسان است. مقطع ستون میانی از قرار دادن دو مقطع ستون کناری ساخته شده است.

۴-۲-۱- حل مثال با روش پیشنهادی:

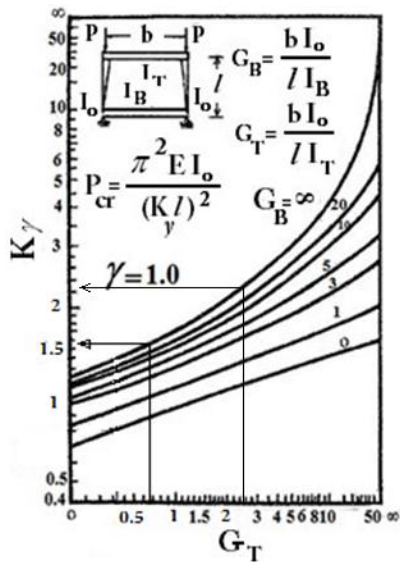
با نوشتن برنامه‌ای در نرم افزار MATLAB می‌توان بار بحرانی ستون‌های سوله دو دهانه را تعیین کرد. این کار براساس ساخت درایه‌های ماتریس ضرایب (معادلات (۲۵) تا (۳۳)) برای مقادیر متنوع مشخصات مکانیکی و هندسی سوله و نهایتاً ساخت معادله‌ی مشخصه کماتش با صفر کردن دترمینان ماتریس ضرایب انجام می‌گردد. در این مثال چون ممان اینرسی ستون



شکل ۷- سوله دو دهانه آزاد در برابر حرکت جانبی، با اعضای با مقطع متغیر

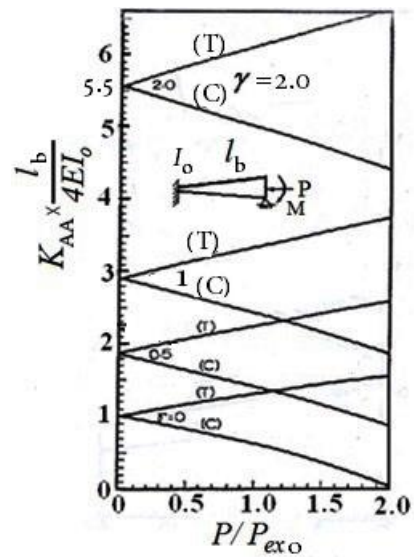


شکل ۸- ضریب طول موثر ستون با $\gamma = 1$ در سوله با حرکت جانبی آزاد و با تیرهای غیرمنشوری در تمام طول ($\beta = 1$)



شکل ۱۰- ضریب طول موثر ستون در سوله با حرکت جانبی آزاد و با

اعضای غیر منشوری ($\gamma = 1$) [۳۱ و ۴۰]



شکل ۹- نسبت سختی خمشی انتهای بزرگ تیر غیرمنشوری به تیر

منشوری که از مقطع انتهای کوچک و با طول یکسان

ساخته شده است [۳۱ و ۴۰]



حال باید از شکل (۱۰) استفاده کرد. مقدار G_B برای تکیه‌گاه مفصلی برابر با ∞ فرض می‌شود، ضمناً مقدار G_T با مقادیری که در ادامه می‌آید، برابر است.
ستون کناری:

$$G_T = \frac{bI_0}{lI_T} = \frac{600 \times I_0}{450 \times 2.17I_0} = 0.69, \quad G_B = \infty$$

$$\rightarrow K_Y = 1.58$$

$$\rightarrow P_{1cr} = \frac{\pi^2 \times 2e6 \times 7203}{(1.58 \times 450)^2} = 281256 \text{ kg}$$

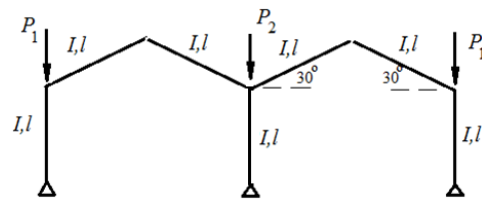
ستون میانی:

$$G_T = \frac{I_0}{l} \sum \frac{b_T}{I_T} = \frac{2I_0}{450} \times \left(\frac{600}{2.17I_0} + \frac{600}{2.17I_0} \right) = 2.46$$

$$K_Y = 2.22, \quad P_{2cr} = \frac{\pi^2 \times 2e6 \times 14406}{(2.22 \times 450)^2} = 284933 \text{ kg}$$

مثال ۳-۴

در شکل (۱۱)، بارهای P_1 و P_2 را که متناظر با وضعیت ناپایداری قاب است، تعیین کنید. سوله از اعضای منشوری، با طول و ممان اینرسی برابر ساخته شده است.



شکل ۱۱- سوله دو دهانه آزاد در برابر حرکت جانبی، با تکیه‌گاه‌های مفصلی و با اعضای دارای طول و ممان اینرسی برابر

۴-۳-۱- حل با روش پیشنهادی:

در این مثال خاص پارامترهای ممان اینرسی و طول برای همه‌ی اعضا یکسان است. در هنگام کمانش، وقوع نیروی برشی در پای ستون‌ها محتمل است، پس ماتریس K یک ماتریس 3×3 خواهد

بود. ضرایب C_i مشابه با مثال ۱، به دست می‌آیند:

$$C_1 = C_4 = 4 \frac{EI}{l}, \quad C_2 = 2 \frac{EI}{l}, \quad C_3 = C_5 = -6 \frac{EI}{l^2}$$

بنابراین:

$$C'_1 = 3.5 \frac{EI}{l}, \quad C'_2 = -0.5 \frac{EI}{l}$$

نتیجتاً با جایگذاری $\alpha = 30^\circ$ و $P_1 = EI\lambda_1^2$ و $P_2 = EI\lambda_2^2$

در مقادیر درایه‌های ماتریس ضرایب (معادلات (۲۵) تا (۳۳) و معادلات پیوست) داریم:

$$K_{11} = \frac{EI}{l^2} [-(\lambda_1 l)^2 \sin \lambda_1 l + 3.5 \lambda_1 l \cos \lambda_1 l + 6 \sin \lambda_1 l]$$

$$K_{12} = \frac{EI}{l^2} [-0.5 \lambda_2 l \cos \lambda_2 l - 6 \sin \lambda_2 l]$$

$$K_{13} = -l \left[\frac{9.5}{(\lambda_1 l)^2} + \frac{13}{(\lambda_2 l)^2} \right]$$

$$K_{21} = \frac{EI}{l^2} [-0.5 \lambda_1 l \cos \lambda_1 l - 6 \sin \lambda_1 l]$$

$$K_{22} = \frac{EI}{l^2} [-0.5 (\lambda_2 l)^2 \sin \lambda_2 l + 3.5 \lambda_2 l \cos \lambda_2 l + 6 \sin \lambda_2 l]$$

$$K_{23} = l \left[\frac{6.5}{(\lambda_1 l)^2} + \frac{19}{(\lambda_2 l)^2} \right]$$

$$K_{31} = \frac{EI}{l^2} [0.5 (\lambda_1 l)^2 \sin \lambda_1 l + \lambda_1 l \cos \lambda_1 l + 6 \sin \lambda_1 l]$$

$$K_{32} = \frac{EI}{l^2} [0.25 (\lambda_2 l)^2 \sin \lambda_2 l - \lambda_2 l \cos \lambda_2 l - 6 \sin \lambda_2 l]$$

$$K_{33} = -7l \left[\frac{1}{(\lambda_1 l)^2} + \frac{2}{(\lambda_2 l)^2} \right] + \frac{l}{2}$$

پس از دترمینان‌گیری از ماتریس K و برابری دترمینان با صفر، مقادیر P_1 و P_2 حاصل می‌شوند که نتایج در جدول (۲) آمده‌است.

برای مقایسه مقادیر نیروی محوری ستون‌ها برای حالت ناپایداری قاب در مثال‌های ۱ و ۲ جدول (۳) ترتیب داده شده است. برای نمایش هماهنگی نتایج و مشاهده‌ی اختلاف بین آن‌ها، مقادیر بار بحرانی بر حسب EI/l^2 آورده شده‌است.

جدول ۲- مقادیر $\omega \lambda l$ برای ستون کناری (ردیف اول و دوم) و ستون میانی (ردیف سوم و چهارم) در هنگام ناپایداری سوله برای مثال ۳

۱/۵	۱/۴	۱/۳	۱/۲	۱/۱	۰/۴	۰/۰۰۱	$\omega_1 = \lambda_1 l$
۰/۴۷	۰/۹	۱/۱۳	۱/۳۲	۱/۴۵	۱/۹	۱/۹۵	$\omega_2 = \lambda_2 l$

جدول ۳- مقادیر λl برای ستون کناری (ردیف اول و دوم) و ستون میانی (ردیف سوم و چهارم) در هنگام ناپایداری سوله برای مثال ۳ مقادیر نیروی محوری ستون‌ها در مثال‌های ۱ و ۲ با روش‌های مختلف

P_2 (ستون کناری مثال ۲)	P_1 (ستون کناری مثال ۲)	P_2 (ستون کناری مثال ۱)	P_1 (ستون کناری مثال ۱)	
$\frac{3}{855} \times 2 \frac{EI_0}{l^2}$ = ۵۴۸۵۴۰ kg	$\frac{3}{855} \frac{EI_0}{l^2}$ = ۲۷۴۲۷۰ kg	$\frac{2}{844} \frac{EI}{l^2}$	$\frac{1}{422} \frac{EI}{l^2}$	روش پیشنهادی (کمانش هم‌زمان ستون‌ها)
$\frac{2}{1002} \times 2 \frac{EI_0}{l^2}$ = ۲۸۴۹۳۳ kg	$\frac{3}{954} \frac{EI_0}{l^2}$ = ۲۸۱۲۵۶ kg	$\frac{1}{610} \frac{EI}{l^2}$	$\frac{1}{71} \frac{EI}{l^2}$	مراجع [۳۱ و ۴۰]

برای حالتی که ستون‌های کناری و میانی منشوری هستند، در ادامه آمده است ($\lambda_i = \sqrt{P_i/(EI_{ci})}$):

$$K_{11} = -P_1 \sin \lambda_1 l + C'_1 \lambda_1 \cos \lambda_1 l - \frac{C_3}{2 \sin \alpha} \sin \lambda_1 l$$

$$K_{12} = C'_2 \lambda_2 \cos \lambda_2 l + \frac{C_3}{2 \sin \alpha} \sin \lambda_2 l$$

$$K_{21} = C'_2 \lambda_1 \cos \lambda_1 l + \frac{C_3}{2 \sin \alpha} \sin \lambda_1 l$$

$$K_{22} = -\frac{1}{2} P_2 \sin \lambda_2 l + C'_1 \lambda_2 \cos \lambda_2 l - \frac{C_3}{2 \sin \alpha} \sin \lambda_2 l$$

$$K_{31} = -\frac{1}{2} P_1 \sin \lambda_1 l + \frac{C_2}{2} \lambda_1 \cos \lambda_1 l - \frac{C_5}{2 \sin \alpha} \sin \lambda_1 l$$

$$K_{32} = -\frac{1}{4} P_2 \sin \lambda_2 l - \frac{C_2}{2} \lambda_2 \cos \lambda_2 l + \frac{C_5}{2 \sin \alpha} \sin \lambda_2 l$$

۹- مراجع

- [1] Timoshenko, S.P. (1908), "Buckling of Bars of Variable Cross Section", Bulletin of the Polytechnic Institute, Kiev, USSR.
- [2] Morley, A. (1917), "Critical Loads for Long Tapering Struts", Engineering (London), Vol. 104, 295-298.
- [3] Dinnik, A.N. (1932), "Design of Columns of Varying Cross-Section", Transactions of the ASME, Applied Mechanics, Vol. 54, pp. 165-171.
- [4] Gere, J.M. and Carter W.O. (1962), "Critical Buckling Loads for Tapered Columns", Journal of Structural Division, ASCE; Vol. 88, pp. 1-12.
- [5] Iremonger, M.J. (1980), "Finite Difference Buckling Analysis of Non-Uniform Columns", Computers & Structures; Vol. 12, pp. 741-748.
- [6] Karabalis, D.L. and Beskos, D.E. (1983), "static, Dynamic and Stability Analysis of Structures Composed of Tapered Beams", Computers & Structures, Vol. 16, pp. 731-748.
- [7] Brown, C.J. (1984), "Approximate Stiffness Matrix for Tapered Beams", Journal of Structural Engineering, Vol. 110, pp. 3050-3055.
- [8] Ermopoulos, J.C. and Kounadis, A.N. (1985), "Stability of Frames with Tapered Built-up Members", Journal of Structural Engineering, Vol. 111, pp. 1979-1992.
- [9] Ermopoulos, J.C. (1986), "Buckling of Tapered Bars under Stepped Axial Loads", Journal of Structural Engineering,

۶- نتیجه‌گیری

در این مقاله محاسبه بار بحرانی کمانش خمشی ارتجاعی بر اساس تعیین ضریب طول موثر برای ستون‌های سوله‌های دو دهانه‌ی آزاد در برابر حرکت جانبی ارائه شده است. روش کار بدین صورت انجام شد که با کمک معادلات تعادل لنگر و شیب افت، رابطه بین مقادیر لنگر، نیروی برشی و تغییرشکل‌های گرهی سر ستون‌ها به دست آمد، سپس با کمک حل معادله دیفرانسیل تغییرشکل ستون‌ها، عباراتی برای بیان تغییرشکل‌های گرهی سر ستون‌ها بر اساس ضرایب نامعین حاصل شد. از تلفیق معادلات حاصل شده، دستگاه معادلات خطی حاوی سه معادله و سه ضریب نامعین به دست آمد. این دستگاه معادله به صورت معادله ماتریسی بیان شد. از برابری دترمینان ماتریس ضرایب با صفر معادله‌ای (معادله مشخصه) حاصل شد که کم‌ترین ریشه‌ی آن بار بحرانی ستون متناظر است. چون ضریب طول موثر پارامتری بی‌بعد است، برای رسم نمودارها مناسب‌تر از پارامتر بار بحرانی است. بنابراین برای کاربردی کردن نتایج، نمودارهای تعیین ضریب طول موثر ترسیم شد. نهایتاً برای صحت سنجی نتایج، مثال‌هایی حل شد. با توجه به متن مقاله و مثال‌های حل شده، نتایج زیر حاصل می‌شود:

- روش به کار رفته را می‌توان با تغییر فرمول بندی در سایر سازه‌ها با اشکال هندسی دیگر استفاده کرد.
- روش به کار رفته بدون تقریب و با کمک حل تحلیلی معادله دیفرانسیل انجام شده است، بنابراین به نتایج با دقت بالا منجر می‌شود.
- بار بحرانی هر ستون از یک قاب تفکیک‌ناپذیر، وابسته به نیروی محوری سایر ستون‌هاست، این مساله در سایر مراجع مورد توجه قرار نگرفته است.

۷- پیوست

درایه‌هایی از ماتریس ضرایب که برحسب توابع f و g است



- [26] Wei, D.J., Yan, S.X., Zhang, Z.P. and Li, X.F. (2010), "Critical Load for Buckling of Non-Prismatic Columns under Self-Weight and Tip Force", *Mechanics Research Communications*, Vol. 37, pp. 554–558.
- [27] Taha, M. and Essan, M. (2013), "Stability Behavior and Free Vibration of Tapered Columns with Elastic End Restraints using the DQM Method", *Ain Shams Engineering Journal*, Vol. 4, pp. 515–521.
- [28] Shoostari, A. and Khajavi, R. (2010), "An Efficient Procedure to Find Shape Functions and Stiffness Matrices of Nonprismatic Euler-Bernoulli and Timoshenko Beam Elements", *European Journal of Mechanical A/Solids*, Vol. 29, pp. 826–836.
- [29] Ruocco, E., Zhang, H. and Wang, C.M. (2016), "Hencky Bar-Chain Nodel for Buckling Analysis of Non-Uniform Columns", *Structures*, Vol. 6, pp. 73–84.
- [30] Nikolic, A. and Šalinic, S. (2017), "Buckling Analysis of Non-Prismatic Columns: A Rigid Multibody Approach", *Engineering Structures*, Vol. 143, pp. 511–521.
- [31] Lee, G.C., Morrell, M.L., and Ketter, R.L. (1972), "Design of Tapered Members", *Bulletin No. 173, Welding Research Council*.
- [32] Irani, F. (1988), "Stability of One Bay Symmetrical Frames with Non-Uniform Members", *Journal of Engineering Islamic Republic of Iran*, Vol. 1, pp. 193–200.
- [33] Bazeos, N. and Karabalis, D.L. (2006), "Efficient Computation of Buckling Loads for Plane Steel Frames with Tapered Members", *Engineering structures*, Vol. 28, pp. 771–775.
- [34] Saffari, H., Rahgozar, R. and Jahanshahi, R. (2008), "An Efficient Method for Computation of Effective Length Factor of Columns in a Steel Gabled Frame with Tapered Members", *Journal of constructional steel Research*, Vol. 64, pp. 400–406.
- [۳۵] - مومنی، ع.م. و تاجی زادگان، ر. (۱۳۸۷)، "توسعه روابط شیب-افت و استفاده از آنها جهت بدست آوردن ضریب طول موثر و بار بحرانی"، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران.
- [36] Tajmir Riahi, H., Shojaei Barjoui, A., Bazazzadeh, S. and Etezady, S.M.A. (2012), "Buckling Analysis of Non-Prismatic Columns using Slope-Deflection Method", *Lisboa, World Conference on Earthquake Engineering*.
- [37] Rezaiee-Pajand, M., Shahabian, F. and Bambaeechee, M. (2016), "Stability of Non-Prismatic Frames with Flexible Connections and Elastic Supports", *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 20, pp. 832–846.
- [۳۸] صفوی، ع.ا.، حق اللهی، ع. و محمودی صاحبی، م. (۱۳۹۴)، "بار کمانش خمشی ارتجاعی ستون‌های با مقطع متغیر در قاب‌های شیب‌دار آزاد در برابر حرکت جانبی با روش‌های تفاضلات محدود و کار مجازی"، مجله علمی پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۱، شماره ۱۸، ص. ۶۷–۶۱.
- [۳۹] صفوی، ع.ا. (۱۳۸۵)، "تعیین ضریب طول موثر اعضای با مقطع متغیر در قاب‌های شیب‌دار"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس.
- [40] American Institute of Steel Construction (AISC), (1999), *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Building*, AISC, Chicago.
- Vol. 112, pp. 1346–1354.
- [10] Banerjee, J.R. and Williams, F.W. (1986), "Exact Bernoulli-Euler Static Stiffness Matrix for a range of tapered beam-columns", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 23, pp. 1615–1628.
- [11] Yang, Y.B. and Yau, J.D. (1987), "Stability of Beams with Tapered I-Sections", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 113, pp. 1337–1357.
- [12] Bradford, M.A. (1988), "Elastic Buckling of Tapered Monosymmetric I-Beams", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, pp. 977–996.
- [13] Williams, F.W. and Aston, G. (1989), "Exact or Lower Bound Tapered Columns Buckling Loads", *ASCE*, Vol. 115, pp. 1088–1100.
- [14] Al-Gahtani, H.J. (1996), "Exact Stiffnesses for Tapered Members", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, pp. 1234–1239.
- [15] Lei, Z. and Shu, T.G. (2008), "Lateral Buckling of Web-Tapered I-Beams: A New Theory", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 64, pp. 1379–1393.
- [16] Yau, J.D. (2006), "Stability of Tapered I-Beams under Torsional Moments", *Finite Elements in Analysis and Design*, Vol. 42, pp. 914–927.
- [17] Asgarian, B., Soltani, M. and Mohri F. (2013), "Lateral-Torsional Buckling of Tapered Thin-Walled Beams with Arbitrary Cross-Sections", *Thin-Walled Structures*, Vol. 62, pp. 96–108.
- [18] Soltani, M., Asgarian, B. and Mohri, F. (2014), "Elastic Instability and Free Vibration Analyses of Tapered Thin-Walled Beams by the Power Series Method", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 96, pp. 106–126.
- [19] Soltani, M., Asgarian, B. and Mohri, F. (2014), "Finite Element Method for Stability and Free Vibration Analyses of Non-Prismatic Thin-Walled Beams", *Thin-Walled Structures*, Vol. 82, pp. 245–261.
- [20] Kováč, M. (2012), "Lateral-Torsional Buckling of Web-Tapered I-Beams. 1D and 3D FEM Approach", *Steel Structures and Bridges, Procedia Engineering*, Vol. 40, pp. 217–222.
- [21] Rahai, A.R. and Kazemi, S. (2008), "Buckling Analysis of Non-Prismatic Columns Based on Modified Vibration Modes", *Communication in Nonlinear Science and Numerical Simulation*, Vol. 13, pp. 1728–1735.
- [22] Bradford, M.A. and Valipour, H.R. (2012), "A New Shape Function for Tapered Three-Dimensional Beams with Flexible Connections", *Journal of constructional steel Research*, Vol. 70, pp. 43–50.
- [23] Konstantakopoulos, T.G., Raftoyiannis, I.G. and Michaltsos, G.T. (2012), "Stability of Steel Columns with Non-Uniform Cross-Sections", *The Open Construction and Building Technology Journal*, Vol. 6, pp. 1–7.
- [24] Darbandi, S.M., Firouz-Abadi, R.D. and Haddadpour, H. (2010), "Buckling of Variable Section Columns under Axial Loading", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 136, pp. 472–476.
- [25] Hadidi, A., Azar, B.F. and Zonoudi Marand, H. (2014), "Second-Order Nonlinear Analysis of Steel Tapered Beams Subjected to Span Loading", *Advances in Mechanical Engineering*, Vol. 6, PP. 1–10.

پی نوشت

¹ Differential quadrature method (DQM)

² Hencky bar model

³ Multiple rigid rods





مقایسه عملکرد لرزه‌های اتصالات خمشی WUF-W و RBS در ستون‌های قوطی شکل تحت پروتکل‌های بارگذاری ATC-24 و SAC

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

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

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

۳- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

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

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۴/۳۱، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۸/۰۴/۳۰)

چکیده

ستون‌های قوطی در مقایسه با ستون‌های H شکل، سختی و مقاومت پیچشی بیشتری دارند؛ و علی‌رغم استفاده گسترده از اتصالات خمشی تیر I شکل در ستون‌های قوطی، بسیاری از داده‌ها و اطلاعات در ادبیات فنی مرتبط با ستون‌های H شکل می‌باشد. ضمناً اکثر جزئیات آیین‌نامه‌ای برای پذیرش اتصالات خمشی نیز برای ستون‌های H شکل است. بنابراین لزوم بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصالات خمشی در ستون‌های قوطی بیش از پیش دارای اهمیت است. از طرفی با توجه به این که ظرفیت مقاومتی و تغییرشکلی المان‌های سازه‌ای در بررسی‌های عملکردی، متأثر از خسارت تجمعی آن مولفه می‌باشد. لزوم بررسی تفاوت‌ها و ویژگی‌های پروتکل‌های بارگذاری، به منظور برآورد صحیح از ظرفیت‌های مولفه‌های سازه‌ای و همچنین شبیه‌سازی مناسب از واقعیت، نیز وجود دارد. بر همین اساس در این مطالعه ۱۲ تیپ اتصال خمشی RBS و WUF-W با ستون قوطی به عنوان مدل‌های تحلیلی مطالعه، طراحی و بررسی شدند. رفتار لرزه‌ای و تفاوت عملکرد این دو نوع اتصال خمشی در سطح تغییرمکان نسبی پذیرش آیین‌نامه‌ای و همچنین آستانه‌ی فروریزش تحت پروتکل‌های بارگذاری SAC و ATC-24 مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته‌است. در این مطالعه ضمن بررسی تقاضا و انرژی اعمالی، ویژگی و تفاوت‌های پروتکل‌های بارگذاری؛ شرایط تغییرمکانی متناسب یا افت مقاومت در آستانه‌ی فروریزش اتصالات خمشی در قاب خمشی ویژه نیز پیشنهاد شده است.

واژگان کلیدی

اتصال RBS، اتصال WUF-W، ستون قوطی، ارزیابی اتصالات، پروتکل بارگذاری

Comparing Seismic Performance of WUF-W & RBS Moment Connections in Box-Section Columns under SAC & ATC-24 Loading Protocols

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

Abstract

Box-columns in comparison to H-section columns, have higher stiffness and torsional strength and despite widespread use of I-shaped beam moment-resisting connections in box-section columns, most data and information in the literature are related to H-section columns. Meanwhile, most available details concerning acceptance criteria of moment resisting connections in the codes deal with H-section columns. Hence investigation of seismic performance of moment resisting connections in the box-section columns is of great importance. On the other hand, considering that the strength capacity and deformation of the structural elements in the performance investigations are affected by the cumulative damage of that component, there is need for investigating the differences and features of the loading protocols for accurate estimation of the structural components' capacities and also appropriate simulation of the reality. On this basis in this study, 12 types of RBS and WUF-W moment-resisting connections with box-columns were designed and investigated as the analytical models. The seismic behavior and difference in the performance of two types of moment resisting connections were examined and compared in terms of the relative displacement acceptance criteria in the codes and also the collapse threshold under SAC and ATC-24 loading protocols. In this study while investigating the demand and applied energy, the features and differences between the loading protocols were discussed and, appropriate displacement conditions or loss in the strength at the collapse threshold for moment resisting connections in the special moment frames are proposed.

Keywords

RBS connection, WUF-W connection, Box column, Connections assessment, Loading protocol

نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد / ۹۱



با بررسی ساختمان‌های آسیب دیده در زلزله‌های مهمی همانند نورث‌ریچ و کوبه مشخص گردید که طیف وسیعی از زوال‌های ترد در محل اتصال و از محل جوش نفوذی اتصال بال تیر به بال ستون ایجاد شدند؛ که این امر منجر به ایجاد جاری‌شدگی یا کماتش موضعی جان و بال تیر و آسیب در چشمه اتصال گردید. پس از شناسایی آسیب‌ها و علل پیدایش آن، راه‌کارهای مختلفی برای بهبود رفتار قاب خمشی در ادبیات فنی ارائه شده است یکی از راه‌کارهایی که بعد از زلزله نورث‌ریچ سال ۱۹۹۴ به منظور ارتقای رفتار لرزه‌ای اتصالات گیردار قاب خمشی گسترش پیدا کرد فلسفه استفاده از اتصالات RBS و دور کردن مفصل پلاستیک از وجه ستون بود. هرچند که پیشنهاد استفاده از اتصال تیر با مقطع کاهش یافته به پیش از زلزله نورث‌ریچ باز می‌گردد [۱]. بعد از زلزله نورث‌ریچ استفاده از این اتصال و مفهوم ضعیف سازی تیر، مورد بررسی‌های مختلف عددی و آزمایشگاهی قرار گرفت. Yu و همکارانش [۲] در سال ۲۰۰۰ به بررسی اثرات تاریخچه بارگذاری در کارایی اتصال خمشی RBS پرداختند. در این مطالعه چهار نمونه اتصال RBS با مقیاس کامل در ستون‌های H شکل تحت پروتکل بارگذاری پایه و حوزه نزدیک SAC تا رسیدن به گسیختگی قرار گرفتند. تمامی نمونه‌ها به چرخش پلاستیک هدف یعنی ۰/۰۳ رادیان دست یافتند و نمونه‌هایی با پروتکل بارگذاری حوزه نزدیک آزمایش شدند به چرخش پلاستیک ۰/۰۵ رادیان رسیدند. Yu و همکارانش کارایی این نوع اتصال را بسیار مطلوب توصیف کردند. اتصالات خمشی WUF-W در زلزله نورث‌ریچ عملکرد ضعیفی داشتند. یکی از عوامل ضعف این اتصال پیش از زلزله نورث‌ریچ، عدم مشارکت جان پیچ شده در انتقال لنگر و برش تیر به ستون بوده‌است. با بررسی مختلف عددی و آزمایشگاهی و با اعمال تغییراتی در طراحی و اجرا، این اتصال نیز به عنوان اتصال پیش پذیرفته شده در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای فولادی به حساب می‌آید [۳].

نکته حایز اهمیت دیگر استفاده گسترده اتصالات تیر I به ستون قوطی در کشور می‌باشد. این نوع اتصالات در استاندارد ۲۸۰۰ [۴] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۵] معرفی شده‌است ولی دارای پیش زمینه تحقیقاتی زیادی نمی‌باشد و ضوابط و آیین‌نامه‌های بین‌المللی محدود به ستون H می‌باشد. البته در استاندارد AISC [۳] و FEMA [۶] بر اساس داده‌های اندک آزمایشگاهی و قضاوت مهندسی استفاده از ستون‌های

قوطی را در صورت استفاده از ورق پیوستگی که به وجوه داخلی ستون با جوش نفوذی کامل متصل شده باشند؛ را مورد پذیرش قرار می‌دهد. در ادبیات فنی مطالعات عددی و آزمایشگاهی متعددی در این زمینه صورت گرفته‌است. Chen و همکارانش [۷] به بررسی عددی و آزمایشگاهی اتصال تیر به ستون قوطی شکل پرداختند. به منظور بررسی اثر هندسه ورق لچکی، سه هندسه متفاوت برای این ورق مورد بررسی قرار دادند. نتایج مطالعات ایشان نشان می‌دهد که تقریباً همه نمونه‌ها از عملکرد مورد انتظار برخوردارند و مفصل پلاستیک بصورت موثری از بر ستون دور شده‌است. اما ذکر این نکته ضروری است که رفتار شکل‌پذیر در بعضی از نمونه‌ها به علت شکست ترد جوش بال به ستون و همچنین شکست ترد جوش ورق‌های پیوستگی به ستون حاصل نشد. شایان ذکر است که در این اتصال از ورق‌های پیوستگی در داخل ستون استفاده شده‌است. به طور کلی نتایج آزمایشات و تحلیل‌های عددی بر روی ستون‌های قوطی و H شکل نشان می‌دهد که میزان انتقال لنگر از اتصال به ستون قوطی بسیار کمتر از میزان انتقال لنگر به ستون H شکل می‌باشد که علت آن تغییر شکل خارج از صفحه بال ستون‌های قوطی است [۸]. در ادامه به مطالعات Saneei Nia و همکارانش [۹ و ۱۰] که به بررسی آزمایشگاهی و عددی اتصال تیر I شکل به ستون قوطی پرداختند؛ اشاره می‌شود. ایشان در این مطالعه با انجام ۶ آزمایش تمام مقیاس اتصال خمشی WUF-W به این نتیجه رسیدند که مفصل پلاستیک در ناحیه پیش‌بینی شده در تیر و در نزدیکی محل اتصال ایجاد شده است، اما با این وجود آسیب و زوالی در ستون‌ها، چشمه اتصال، ورق‌های پیوستگی و ورق برشی جان و اتصال بال و جان تیر به ستون در محل اعمال جوش‌های نفوذی رخ نداد. در کلیه نمونه‌های آزمایش شده، حداقل زاویه ۰/۰۴ رادیان تغییر مکان نسبی طبقه، بدون افت در مقاومت و ۰/۰۶ رادیان تغییر مکان نسبی طبقه با افت مقاومت کمتر از ۲۰٪ فراهم گشت. همچنین دو آزمایش تمام مقیاس برای اتصال مستقیم تیر با مقطع افزایش یافته که در این حالت ورق برشی جان حذف شد و با افزایش مقطع بال تیر در نزدیکی اتصال مفصل پلاستیک به دور از بر ستون هدایت گردید؛ هم انجام شد که نتایج حاکی از آن است که این اتصال با فراهم کردن ظرفیت چرخش غیر الاستیک مورد نیاز می‌تواند به عنوان اتصال خمشی به ستون با مقطع قوطی در قاب‌های خمشی ویژه طبقه‌بندی شود. در مطالعه‌ای Mirghaderi و همکارانش [۱۱] به مطالعه تقاضاهای ایجاد شده



تقاضا و انرژی اعمالی پروتکل‌های بارگذاری SAC [۱۵] و ATC-24 [۱۶] به اتصالات خمشی و همچنین تفاوت‌های این دو پروتکل بارگذاری که در ادبیات فنی بسیار رایج هستند، بررسی شده است.

۲- مدل مطالعاتی و طراحی اتصالات

سازه‌هایی که در این مطالعه مورد استفاده قرار گرفته است، برگرفته از مدل‌های Saneei Nia و همکارانش [۹ و ۱۰] می‌باشد. مدل‌های مطالعاتی، شامل ساختمان‌های ۷ و ۱۲ طبقه می‌باشد. این ساختمان‌ها در هر دو جهت قاب خمشی ویژه هستند. در جدول (۱) اطلاعات کلی شامل ارتفاع و دهانه‌ها مربوط به ساختمان‌های مدل و در جدول (۲) نیز اطلاعات مربوط به تیروورق و ستون قوطی مورد استفاده در مدل‌های مطالعاتی ارائه شده است.

جدول ۱- اطلاعات کلی ساختمان‌های مطالعه

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

جدول ۲- مشخصات مقاطع تیروورق و ستون قوطی در سازه ۷ طبقه

مقاطع	تیر ورق در سازه			ستون مربع قوطی در سازه
	PG1	PG2	PG3	
عرض بال (cm)	۱۵	۲۰	۲۴	۲۵
ضخامت بال (cm)	۱	۱.۵	۱.۵	۲
ضخامت جان (cm)	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۲
ارتفاع جان (cm)	۳۰	۳۰	۳۰	۲۱
ارتفاع مقطع (cm)	۳۲	۳۳	۳۳	۲۵
مساحت (cm ²)	۵۴	۸۴	۹۶	۱۸۴
اساس مقطع پلاستیک (cm ²)	۶۴۵	۱۱۲۵	۱۳۱۴	۱۵۹۱

طراحی مدل‌های مطالعاتی بر اساس ستون‌ها قوطی و تیرهای تیروورق صورت گرفته است و تمامی مقاطع در سازه‌های

در ناحیه چشمه اتصال و ورق‌های پیوستگی در ستون‌های قوطی پرداختند و تقاضاهای ایجاد شده روی همه ورق‌های این ناحیه را در حالت حدی استخراج کردند و با مدل‌سازی این ورق‌ها در نرم‌افزار عددی تنش‌های ایجاد شده در این ورق‌ها را بدست آوردند. ایشان در این مطالعه بیان کردند که تنش فونمیسز در ورق‌ها با ضخامت ثابت به ویژه در ورق پیوستگی در حالت خمش دومحوره بیشتر از وضعیت خمش یک محوره است؛ بنابراین لازم است ضخامت ورق‌های پیوستگی به منظور پایین آوردن سطح تنش‌ها در حد تنش‌های وضعیت تک محوره؛ افزایش پیدا کند. در این مطالعه Mirghaderi و همکارانش ضخامت ورق پیوستگی را حدود ۱/۴ برابر ضخامت بال تیر به خصوص برای اتصالات میانی توصیه کردند. شایان ذکر است Alostaz و Schneider [۱۲] در مطالعه‌ای ضخامت ورق پیوستگی را حداقل نصف ضخامت بال تیر برای اتصال کناری در ستون‌های H شکل پیشنهاد کردند. در حقیقت بسیاری از توصیه‌های حداقلی مرتبط با ورق پیوستگی در ادبیات فنی و الزامات طرح لرزه‌ای، برای ستون‌های H شکل و بال پهن می‌باشد. در مطالعه‌ای دیگر Mazroei و همکارانش [۱۳ و ۱۴] به ارزیابی اتصالات گیردار جوشی متداول در ستون‌های قوطی پرداختند. در این مطالعه آزمایشگاهی اتصال خمشی با ورق زیرسری و روسری در ستون قوطی بررسی شدند که در این مطالعات افزایش مقاومت و شکل‌پذیری توسط سخت‌کننده‌های مثلی و تی شکل مشاهده گردید. ایشان برای مقاوم سازی ساختمان‌های موجود با ستون‌های قوطی استفاده از سخت‌کننده‌های تی شکل که باعث بهبود رفتار اتصال خواهد شد؛ را توصیه کردند.

در کشور ما به دلیل محدودیت‌هایی همچون نبود تولیدات وسیع پروفیل‌های فولادی در قطعات و اندازه‌های مختلف همچنین متداول نبودن ساخت جدید صنعتی، باید اتصالات خمشی فولادی با دقت بیشتری بررسی شوند. در این مطالعه با توجه با استفاده چشمگیر اتصال تیر I به ستون قوطی در ایران، دو سازه قاب خمشی ویژه ۷ و ۱۲ طبقه با شرایط ساخت و اجرا در ایران به عنوان مدل‌های مطالعاتی در نظر گرفته شده است. برای هر یک از قاب‌های مطالعه به طور مجزا اتصال خمشی RBS و WUF-W در سه دسته ابعادی سبک، متوسط و سنگین طراحی گردید و در ادامه تمامی ۱۲ مدل تحلیلی اتصال در نرم‌افزار عددی مدل‌سازی شدند؛ و عملکرد لرزه‌ای دو اتصال در ستون‌های قوطی در محدوده‌ی شرایط پذیرش آیین‌نامه و شرایط فروریزش با یکدیگر مقایسه شدند. در نهایت میزان



مطالعاتی نیز فشرده لرزه‌ای می‌باشند. همچنین این نکته قابل ذکر است که در سازه‌های ۷ و ۱۲ طبقه مطالعه، کنترل‌های نیرویی، تیر ضعیف ستون قوی، تغییر مکان نسبی طبقه و همچنین سایر کنترل‌های لازم مطابق با ضوابط عمومی و لرزه‌ای آیین‌نامه AISC [۱۷ و ۱۸] و همچنین مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۵] صورت گرفته است. برای نمونه، به اطلاعات طراحی مقاطع سازه ۷ طبقه اشاره می‌شود. ستون‌های طبقه اول، دوم و سوم با قوطی مربع شکل به ابعاد 300X20، طبقات چهارم تا هفتم ستون با قوطی مربع با ابعاد 250X20 طراحی شدند. در طراحی سازه ۷ طبقه از سه نوع مقطع تیر ورق استفاده شده است؛ و مقاطع با نام‌های PG1، PG2 و PG3 می‌باشند. از PG3 برای تیر طبقه اول، دوم و سوم در تمام دهانه‌ها استفاده شد و از PG2 برای تیرهای تمام دهانه‌های طبقه چهارم و دو دهانه کناری طبقه پنجم و از PG1 برای تیر دهانه میانی طبقه پنجم و تمام دهانه‌های طبقه ششم و هفتم استفاده شد. با توجه به طراحی و تیپ‌بندی مقاطع صورت گرفته برای سازه‌های ۷ و ۱۲ طبقه؛ در ادامه روند مطالعه سه اتصال خمشی RBS، اصطلاحاً با ابعاد سنگین، متوسط و سبک و همچنین سه اتصال خمشی WUF-W، با ابعاد سنگین، متوسط و سبک برای هر یک از سازه‌ها، طراحی و مدل‌سازی شدند.

در گام بعدی طراحی تمامی ۱۲ تیپ اتصالات خمشی مدنظر مطالعه صورت گرفته است. شایان ذکر است که هر یک از اتصالات خمشی RBS و WUF-W در صورت استفاده از ورق پیوستگی در ستون‌های قوطی یکی از اتصالات از پیش تایید صلاحیت شده آیین‌نامه AISC-358 [۳] و FEMA-355 [۴] می‌باشند. در این مطالعه طراحی نمونه‌های اتصالات در حالت حدی صورت گرفته است و کنترل‌ها و محدودیت‌ها لازم برای طراحی این نوع اتصال مطابق ضوابط AISC-358 و مبحث دهم مقررات ملی [۵] در تمامی تیپ‌های اتصالات مدنظر، در نظر گرفته شده است. در ادامه نکات مهم و حائز اهمیت که در طراحی نمونه‌های مطالعه در نظر گرفته شده است، ذکر می‌گردد. یکی از پارامترهای مهم طراحی اتصال، ورق پیوستگی می‌باشد. در این مطالعه و برای طراحی هر یک از اتصالات RBS و WUF-W در ستون‌های قوطی و به منظور کاهش تقاضای ایجاد شده در چشمه اتصال مطابق توصیه Mirghaderi و همکارانش [۱۱] از ورق پیوستگی با ضخامتی حدود ۱/۴ ضخامت بال تیر مجاور چشمه اتصال استفاده شده است. یکی از موارد مهم دیگر برای طراحی و تایید صلاحیت اتصالات مدنظر مطالعه، اعمال سوراخ دسترسی مطابق مندرجات آیین‌نامه [۳، ۵ و ۱۷] می‌باشد.

نکته کلیدی در شکست این دو نوع اتصال و بخصوص در اتصال WUF-W، تمرکز تنش در محل اتصال می‌باشد. شکل و اندازه سوراخ دسترسی در عملکرد این نوع اتصالات بسیار موثر است. بنابراین در طراحی اتصالات مذکور، شکل، اندازه و عمق سوراخ دسترسی مطابق مندرجات آیین‌نامه طراحی و در نظر گرفته شده است. با توجه به ضوابط لرزه آیین‌نامه AISC-341 [۱۷] در خصوص اتصالات RBS، کنترل تغییر مکان نسبی طبقات در سازه با توجه به میزان شعاع انحنای در هر یک از این اتصالات نیز صورت گرفته و تغییر مکان نسبی طبقات در سازه‌های مطالعه با توجه به میزان شعاع انحنای در اتصالات، افزایش یافته و در نهایت با مقدار مجاز آیین‌نامه کنترل گردید. ضوابط آیین‌نامه AISC-358 الزام استفاده از ورق تک اتصال برشی را برای اتصال خمشی WUF-W بیان می‌دارد؛ که در طراحی اتصالات WUF-W جزئیات آیین‌نامه برای ابعاد ورق تک اتصال برشی نیز لحاظ گردیده است. نکته حایز اهمیت و تاثیرگذار در رفتار و عملکرد لرزه‌ای زیرسازه اتصالات خمشی مهارجانبی و پایداری ستون و تیر می‌باشد. با توجه به طول دهانه ۵ متری در سازه‌های مطالعه و الزامات عمومی و لرزه‌ای آیین‌نامه AISC [۱۷ و ۱۸] برای تامین مهار جانبی، در مدل‌سازی زیرسازه نیاز به تامین مهارجانبی در فاصله ۱/۵ متری از برستون می‌باشد. نکته دیگر الزام آیین‌نامه برای تامین مهار جانبی تکمیلی در اتصالات خمشی RBS و WUF-W بعد از ناحیه محافظت شده، می‌باشد. که این دو نکته برای طراحی و مدل‌سازی زیرسازه اتصالات مدنظر برای بررسی عملکرد لحاظ و مورد توجه قرار گرفت. در نظر نگرفتن مهار جانبی و همچنین مهار جانبی تکمیلی مطابق توصیه آیین‌نامه، تاثیر قابل توجهی در رفتار و عملکرد لرزه‌ای اتصالات خواهد داشت. برای نمونه در جدول (۳) جزئیات طراحی اتصال RBS با ابعاد سنگین در سازه ۷ طبقه و در جدول (۴) جزئیات طراحی اتصال WUF-W با ابعاد سبک در سازه ۷ طبقه آمده است. اتصال سنگین در سازه ۷ طبقه شامل ستون قوطی مربع به ابعاد 300X2 و تیورق با مشخصات PG3 و اتصال سبک در سازه ۷ طبقه شامل ستون قوطی به ابعاد 250X2 و تیورق با مشخصات PG1 می‌باشند. در شکل (۱) جزئیات اتصال سنگین RBS سازه ۷ طبقه ارائه شده است؛ شایان ذکر است که ورق پیوستگی در این اتصال با توجه به ضخامت بال تیر ورق PG3 طراحی گردیده است. در شکل (۲) جزئیات اتصال سبک WUF-W سازه ۷ طبقه آمده است و ورق پیوستگی چشمه اتصال با توجه به ضخامت بال تیورق PG1 طراحی گردید.

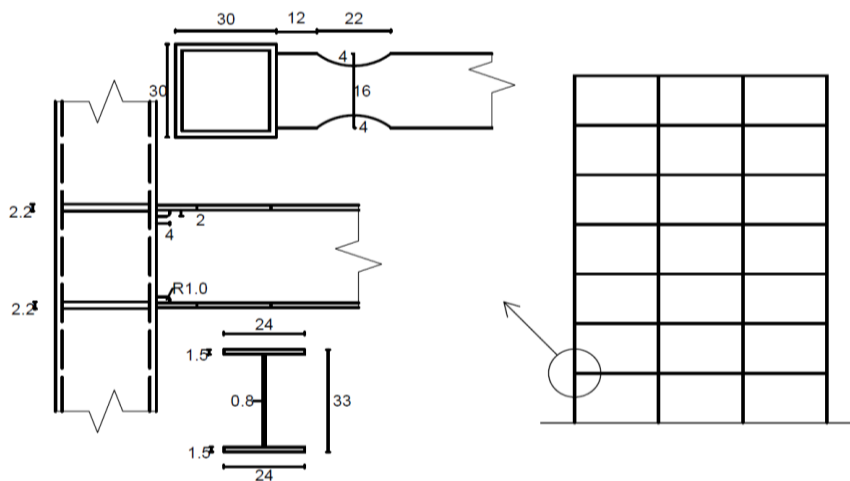


جدول ۳- جزئیات طراحی اتصال سنگین RBS در سازه ۷ طبقه

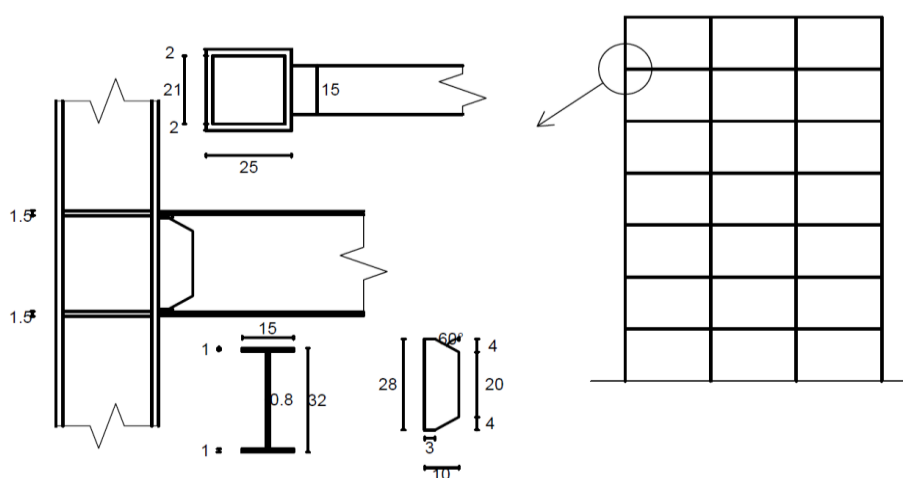
۲۴	b_{bf} (cm)	عرض بال تیر
۱/۵	t_{bf} (cm)	ضخامت بال تیر
۳۳	d (cm)	عمق تیر
۰/۸	t_w (cm)	ضخامت جان تیر
۱۳۱۴	Z_b (cm)	اساس مقطع پلاستیک، مقطع کامل
۱۲	$0.5 b_{bf} < a$ (cm) $< 0.75 b_{bf}$	فاصله از وجه ستون تا شروع شعاع برش
۲۲	$0.6 d < b$ (cm) $< 0.85 d$	طول برش
۴	$0.1 b_{bf} < C$ (cm) $< 0.25 b_{bf}$	عرض بال برداشته شده
۱۷/۱۲۵	R (cm) = $(4C^2 + b^2)/8C$	شعاع برش
۹۳۶	Z_{RBS} (cm ³) = $Z_b + 2Ct_{bf}(d - t_{bf})$	اساس مقطع پلاستیک ، مقطع کاهش یافته
۳۰۴/۱	M_{pr} (kN.m) = $C_{pr} R_y Z_{RBS} F_y$	حداکثر لنگر محتمل در مرکز مفصل پلاستیک
۶۰/۵۴	$V_{gravity}$ (kN)	برش ناشی از ترکیب بار ثقلی
۴۲۴	L_h (cm)	فاصله بین مفصل های پلاستیک دهانه
۲۰۴/۹۸	V_{RBS} (kN) = $(2M_{pr})/L_h + V_{gravity}$	برش در مرکز مفصل پلاستیک
۳۵۱/۰۳	M_f (kN.m) = $M_{pr} + V_h (a + b/2)$	خمش محتمل در بر ستون
۳۵۵/۷۷	M_{pe} (kN.m) = $R_y F_y Z_{IBS}$	ظرفیت خمشی مورد انتظار در مقطع کامل
o.k.	$M_f < \phi_d M_{pe}$	کنترل خمش در بر ستون
۱۳۹/۴۴	M_u (kN.m)	خمش در مفصل پلاستیک ناشی از ترکیب بارهای زلزله
o.k.	$M_u < \phi R_y Z_{RBS}$	کنترل خمش در مفصل پلاستیک
۳۷۲/۹۳	V_n (kN) = $0.6 F_y A_w C_V$	ظرفیت برشی تیر در بر ستون
o.k.	$V_{RBS} < \phi V_n$	کنترل برش در بر ستون
۱۰۹/۲۲	V_u (kN)	برش در مفصل پلاستیک ناشی از ترکیب بارهای زلزله
o.k.	$V_u < \phi V_n$	کنترل برش در مفصل پلاستیک

جدول ۴- جزئیات طراحی اتصال سبک WUF-W در سازه ۷ طبقه

۱۵	b_{bf} (cm)	عرض بال تیر
۱	t_{bf} (cm)	ضخامت بال تیر
۳۲	d (cm)	عمق تیر
۰/۸	t_w (cm)	ضخامت جان تیر
۶۴۵	Z_b (cm ³)	اساس مقطع پلاستیک
۲۴۷/۳۳	M_{pr} (kN.m) = $C_{pr} R_y Z_b F_y$	خمش محتمل در بر ستون
۶۰/۵۷	$V_{gravity}$ (kN)	برش ناشی از ترکیب بارهای ثقلی
۵۰۰	L_h (cm)	فاصله مفصل های پلاستیک در دهانه
۲۵۹/۷۷	V_u (kN) = $(2M_{pr})/L_h + V_{gravity}$	برش در بر ستون
۳۶۱/۶۳	V_n (kN) = $0.6 F_y A_w C_V$	ظرفیت برشی تیر در بر ستون
o.k.	V_u (kN) $< V_n$	کنترل برش در بر ستون



شکل ۱- جزئیات اتصال سنگین RBS سازه ۷ طبقه



شکل ۲- جزئیات اتصال سبک WUF-W سازه ۷ طبقه

۳- پروتکل بارگذاری

در حال حاضر پروتکل‌های بارگذاری متعددی برای بررسی عملکرد لرزه‌ای، راه خود را به ادبیات فنی باز کردند. که می‌توان به پروتکل بارگذاری ATC-24 و همچنین پروتکل بارگذاری SAC، برای بررسی سازه و مولفه‌های خمشی، اشاره کرد. در این مطالعه عملکرد لرزه‌ای اتصالات خمشی مدنظر بر اساس این دو پروتکل بررسی می‌شوند. شایان ذکر است، Krawinkler [۱۹] که سرگروه تیم‌های ایجاد کننده پروتکل بارگذاری ATC-24 و QUREE [۲۰] بود؛ در مطالعه‌ای به بررسی پروتکل‌های موجود در ادبیات فنی و تفاوت‌هایشان پرداخته‌است. در این مطالعه Krawinkler بیان می‌کند، که هیچ پروتکل بارگذاری کامل و منحصر به فرد نمی‌باشد. پروتکل‌های بارگذاری علاوه بر شرایط پذیرش باید توجه ویژه‌ای به شرایط فروریزش نیز داشته باشند؛

عضوهای سازه‌ای دارای یک حافظه‌ی دایمی هستند؛ که تمامی مسیرهای گذشته که در افت ظرفیت آن نقش داشته را به یاد می‌آورند. بنابراین کارآیی لرزه‌ای مولفه‌های سازه‌ای به تاریخچه‌های خسارتی که در گذشته آن را پشت سر گذاشته است، وابسته است. برای بررسی رفتار و عملکرد لرزه‌ای سازه و مولفه‌های آن در برابر زلزله نیاز به رویکرد هماهنگ و یک برنامه کلی آزمایش است؛ که شبیه‌سازی مناسبی از واقعیت را نشان دهد. علاوه بر آن باید برآورد صحیحی از ظرفیت‌های مولفه را در اختیار قرار دهد. در حقیقت پروتکل‌های بارگذاری شبیه سازی نیروهایی هستند؛ که بتوانند طیف کاملی از نیروهای احتمالی زلزله با توجه به مناطق زمین‌شناسی، بزرگا، قدرت و محتوی فرکانسی زلزله‌های منطقه را در خود داشته باشند.

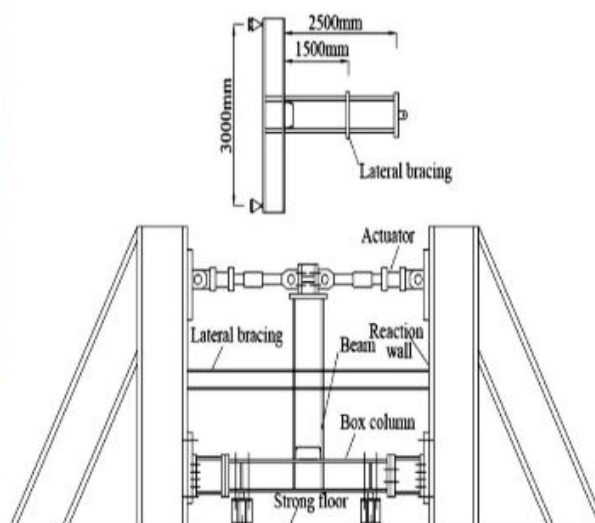
به شرایط مولفه نزدیک به فروریزش است و نیاز به بهبود پروتکل‌های بارگذاری و در نظر گرفتن شرایط نزدیک به فروریزش ضروری به نظر می‌رسد.

۴- مدل‌سازی عددی

بعد از طراحی و به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصالات، باید نمونه‌ها به صورت زیرسازه‌های کناری و سه‌بعدی در نرم‌افزار عددی Abaqus مدل‌سازی شوند. اتصالات خمشی RBS و WUF-W یا به عبارتی زیرسازه کناری، شامل تیر تا نقطه عطف دهانه و ستون‌های بالا و پایین اتصال تا نقاط عطف طبقات بالا و پایین می‌باشند. در همین راستا ابتدا باید مدل آزمایشگاهی مشابه با نمونه‌های مطالعاتی در نرم‌افزار مدل‌سازی گردد؛ و پس از اطمینان از صحت مدل عددی با نمونه آزمایشگاهی، تمامی ۱۲ اتصال خمشی در نرم‌افزار بررسی شوند. در صورتی که مدل عددی با مدل‌های آزمایشگاهی معتبرسازی شوند، تصویر روشنی از کل میدان تنش و کرنش در اجزا و اتصالات ارایه می‌دهند که این امر منجر به شناخت صحیح نقاط ضعف و قوت اتصالات مطالعه می‌گردد. بر همین اساس و به منظور صحت‌سنجی مدل عددی از مطالعه آزمایشگاهی Saneei Nia و همکارانش [۹ و ۱۰] استفاده شد. مطالعه آزمایشگاهی مذکور، مربوط به اتصال خمشی WUF-W که تشکیل شده از ستون‌های قوطی و تیرهای از نوع تیورق بوده است، می‌باشد. اتصال مستقیم مذکور تحت پروتکل بارگذاری SAC آزمایش و بررسی گردیده‌است. در شکل (۳) جزئیات برپایی آزمایش ارائه شده است.

که در هیچ‌کدام از این دو پروتکل‌ها بدان اشاره نشده‌است. در خصوص پروتکل بارگذاری ATC-24 این نکته حایز اهمیت است که این پروتکل بر اساس زلزله‌های مناطق غربی در ایالت متحده آمریکا و تحلیل تاریخچه‌زمانی سیستم یک درجه آزادی تدوین شده است؛ و تغییر مکان جاری شدن به عنوان منبعی برای افزایش دامنه‌ها به حساب می‌آید. بنابراین انجام یک آزمایش یکطرفه برای دستیابی به تغییر مکان جاری شدن لازم و ضروری است. که این مورد امکان مقایسه دقیق مولفه‌ها با یکدیگر را به طور کامل فراهم نمی‌آورد.

بعد از زلزله نورث‌ریچ و خسارت تحمیلی به اتصالات لزوم بازنگری در پروتکل‌های بارگذاری نیز به وجود آمد. در همین راستا Clark و همکارانش [۱۵] پروتکل معروف به SAC را تدوین کردند. که این پروتکل بارگذاری با انجام تحلیل تاریخچه‌زمانی چند درجه آزادی بر اساس زلزله‌های لس‌آنجلس و همچنین بررسی‌های آماری و آزمایشگاهی فراوان پیشنهاد گردید [۲۱]؛ و نهایتاً پروتکل بارگذاری پایه را برای بررسی عملکرد لرزه‌ای در زلزله‌های حوزه دور را ارایه کردند. لازم به توضیح است که گام‌ها در این پروتکل بر اساس زاویه تغییر مکان نسبی طبقه تدوین شده‌است؛ و از سال ۲۰۰۰ این پروتکل در طرح لرزه‌ای AISC-341 [۲۲] و دستورالعمل FEMA-350 [۲۳] نیز آمده است. برای یکی از تفاوت‌های پروتکل بارگذاری SAC و ATC-24 می‌توان به تعداد چرخه‌های الاستیک اشاره کرد؛ که دلیل افزایش چرخه‌های الاستیک، به علت شکستگی جوش پیش از تسلیم و حتی جاری شدن اتصال در زلزله نورث‌ریچ بوده است. نکته حایز اهمیت در این دو پروتکل بارگذاری عدم توجه



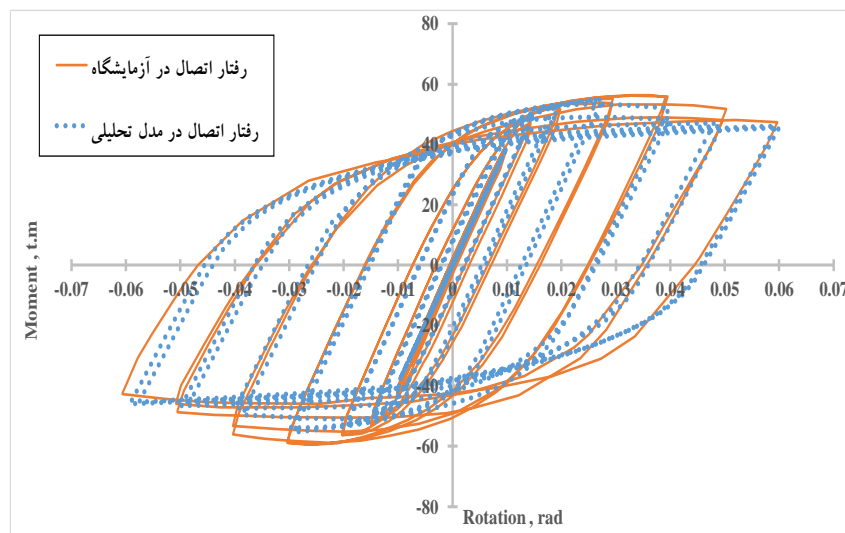
شکل ۳- جزئیات برپایی اتصال WUF-W در آزمایشگاه [۹ و ۱۰]

در شکل (۴) مقایسه نتایج عددی منحنی هیستریزیس لنگر-دوران اتصال با منحنی آزمایشگاهی ارائه شده است. همان‌گونه در شکل مشاهده می‌شود نتایج مدل عددی با دقت مناسبی با منحنی آزمایشگاهی انطباق دارد و به درستی رفتار اتصال را نشان دهد؛ به عبارتی مصالح به خوبی در نرم‌افزار تعریف شدند و همچنین خصوصیات مصالح، المان‌ها و شرایط مرزی اتصال، مناسب در نرم‌افزار عددی اختصاص داده شد. بنابراین برای تمامی اتصالات خمشی این مطالعه با توجه به فرضیات استفاده شده، مدل‌سازی می‌شود.

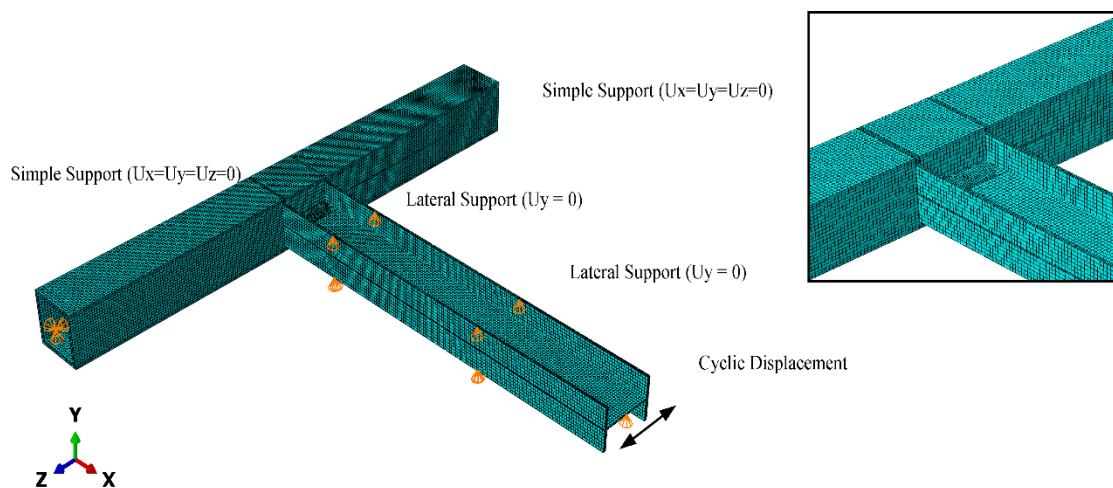
در این مطالعه با توجه به اهمیت بارگذاری چرخه‌ای و همچنین به دلیل انطباق مناسب نتایج عددی با رفتار آزمایشگاهی، از معیار سخت‌شدگی ترکیبی در مدل‌سازی استفاده شده است. یکی از موارد قابل توجه دیگر در مدل‌سازی عددی، انتخاب رفتار تنش-کرنش مصالح می‌باشد. در این مطالعه از الگوی رفتاری فولادی Saneei Nia و همکارانش در نرم‌افزار استفاده شده است. شایان ذکر است که در کلیه تحلیل‌ها مدول یانگ مصالح فولادی برابر ۲۰۳۹ مگاپاسکال و ضریب پواسون برابر ۰/۳ در نظر گرفته شده است و از مشخصات مقاومت جاری شدگی و مقاومت نهایی فولاد ST-37 استفاده شده است.

نحوه‌ی شبکه بندی زیرسازه‌های این مطالعه با آنالیز حساسیت صورت گرفته است. شبکه‌بندی زیرسازه‌ها در ناحیه چشمه اتصال و ناحیه محافظت شده تیر با ابعاد کوچکتر از سایر

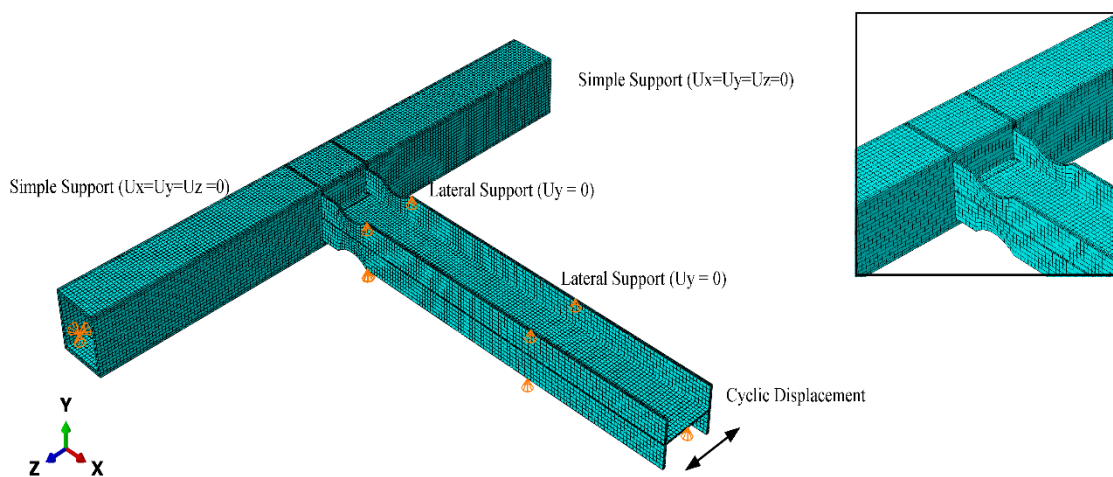
نواحی و با در نظر گرفتن دقت کافی برای نتایج، طراحی گردید. نکته دیگر که در خصوص نحوه مش‌بندی زیرسازه‌ها در نظر گرفته شده است؛ مربوط به نحوه شبکه‌بندی در ضخامت بال و جان در زیرسازه‌ها بوده است. شبکه بندی در ضخامت، به تعداد بیش از ۲ شبکه طراحی و در نظر گرفته شده است. این امر به دلیل در نظر گرفته شدن کمانش‌های موضعی بال و همچنین جان در مدل عددی زیرسازه‌های مطالعه و جلوگیری از قفل برشی در تحلیل، بوده است. فرضیه قابل ذکر دیگری که در مدل‌سازی زیرسازه‌ها در نظر گرفته شد مربوط به نوع المان می‌باشد. در این مطالعه در زیرسازه‌ها از المان‌های سه‌بعدی خطی که دارای هشت گره و هر گره سه درجه آزادی هستند، استفاده گردید؛ که برای تحلیل‌های خطی و تحلیل‌های غیرخطی تغییرشکل‌های بزرگ و همچنین کرنش‌های بزرگ مناسب می‌باشد. شرایط تکیه‌گاهی زیرسازه‌های مطالعه مطابق شرایط واقعی در نظر گرفته شد. ستون در بالا و پایین به صورت مفصلی تعریف شد؛ و سر تیر که محل اعمال بارگذاری چرخه‌ای است، به صورت مفصل برشی تعریف گردید. مهار جانبی و همچنین مهار جانبی تکمیلی نیز در محدوده مکانی طراحی شده، در نرم‌افزار تعریف شدند. در خصوص قیدهای مرتبط با مهار جانبی این نکته قابل ذکر است که در این قیدها، درجه آزادی انتقالی عمود بر جان مقید گردید. در شکل (۵) و (۶) زیرسازه کناری مربوط به اتصال سنگین WUF-W و RBS سازه ۷ طبقه آمده است.



شکل ۴- مقایسه منحنی رفتاری اتصال در مدل عددی و نمونه آزمایشگاهی [۹ و ۱۰] تحت پروتکل بارگذاری SAC



شکل ۵- مدل عددی زیر سازه اتصال سنگین WUF-W سازه ۷ طبقه



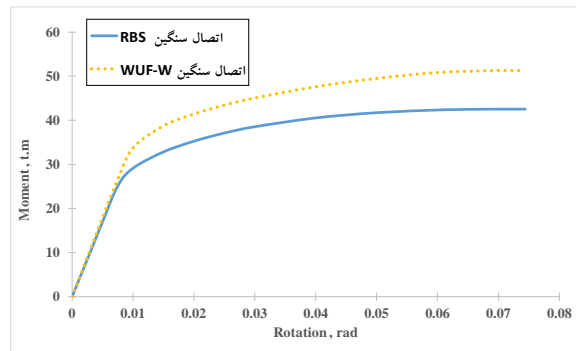
شکل ۶- مدل عددی زیر سازه اتصال سنگین RBS سازه ۷ طبقه

۵- بررسی عملکرد لرزه‌ای

قبل از تدوین پروتکل چرخه‌ای، ابتدا با بارگذاری یکطرفه، تغییرمکان جاری شدن برای هر اتصال به دست‌آید؛ سپس گام‌های پروتکل تعیین گردد. در همین راستا تمامی اتصالات خمشی تحت بارگذاری یکطرفه به سر تیر و در نقطه عطف دهانه قرار گرفتند و تغییرمکان جاری شدن هر اتصال به دست آمده است. با توجه به نتایج تحلیلی بارگذاری یکطرفه، در تمامی تیپ‌های اتصالات خمشی، تغییرمکان جاری شدن اتصال RBS نسبت به اتصال WUF-W کمتر بوده است. به عبارتی اتصال RBS اندکی زودتر از اتصال WUF-W وارد مرحله غیرخطی می‌شود. از طرفی می‌توان بیان کرد که حداکثر لنگر ظرفیت اتصال WUF-F نسبت به اتصال RBS بیشتر می‌باشد. برای نمونه در شکل (۷) مقایسه‌ای بین منحنی رفتاری اتصال

همان‌طور که بیان شد، در این مطالعه به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصالات دو پروتکل بارگذاری SAC [۱۵] و ATC-24 [۱۶] مورد استفاده قرار گرفته است. پروتکل بارگذاری ATC-24 مبتنی بر جابجایی نقطه تسلیم نمونه می‌باشد و تعداد چرخه‌ها در هر دامنه بر اساس جابجایی تسلیم متفاوت می‌باشد. پروتکل بارگذاری SAC متناسب با اعمال جابجایی زاویه تغییرمکان نسبی طبقه تعیین می‌شود. در حقیقت پروتکل‌های بارگذاری به گونه‌ای تدوین می‌شوند که تغییرشکل تجمعی و انرژی اتلافی توسط نمونه‌ها در حین آزمایش از مقادیر متناظر در زلزله‌های تحت بررسی بیشتر باشد. با توجه به این که گام‌های پروتکل بارگذاری ATC بر اساس تغییرمکان جاری شدن می‌باشد. بر همین اساس باید

سنگین RBS و WUF-W سازه ۷ طبقه تحت بارگذاری یکطرفه صورت گرفته است. در ادامه تغییرمکان جاری شدن اتصالات، در تیپ‌های مختلف RBS و WUF-W سازه ۷ طبقه در جدول (۵) آمده است.



شکل ۷- مقایسه منحنی اتصال سنگین RBS و WUF-W سازه ۷ طبقه تحت بارگذاری یکطرفه

جدول ۵- مقایسه تغییرمکان جاری شدن در تیپ‌های مختلف اتصال خمشی RBS و WUF-W سازه ۷ طبقه

نوع اتصال	اتصال RBS	اتصال WUF-W
سنگین	تغییرمکان جاری شدن (rad)	تغییرمکان جاری شدن (rad)
متوسط	۰/۰۰۹	۰/۰۰۹۵
سبک	۰/۰۰۸	۰/۰۰۹

برای نمونه گام‌های پروتکل ATC-24 برای اتصال سنگین RBS و WUF-W سازه ۷ طبقه در جدول (۶) و (۷) آمده است. شایان ذکر است بر اساس تحلیل و بارگذاری یکطرفه به سر تیر در اتصال سنگین RBS و WUF-W سازه ۷ طبقه، تغییرمکان جاری شدن به ترتیب حدود ۰/۰۰۹ و ۰/۰۱ رادیان به دست آمده است. بر همین مبنا گام‌های پروتکل ATC برای بارگذاری چرخه‌ای تدوین شده است.

در جدول (۸) گام‌های پروتکل SAC برای تیپ‌های مختلف اتصالات سازه ۷ طبقه ارائه شده است. با توجه به این که این پروتکل مستقل از نوع اتصال و تغییرمکان جاری شدن اتصال می‌باشد امکان مقایسه مناسب برای عملکرد اتصالات را فراهم می‌آورد. البته می‌توان متصور بود که در تدوین گام‌های پروتکل SAC، تغییرمکان جاری شدن را حدود ۰/۰۱ رادیان تغییرمکان نسبی طبقه در نظر گرفته شده است.

در بررسی عملکرد لرزه‌ای، چرخه‌های خسارتی که المان را

تحت تاثیر می‌گذارد بسیار مهم است. این نکته قابل ذکر است که پروتکل SAC در تغییرمکان هدف که برابر ۰/۰۳ تغییرمکان نسبی طبقه می‌باشد، چرخش تجمعی ۰/۵۳ رادیان را در ۲۸ چرخه خسارتی به اتصال تحمیل می‌کند. و در تغییرمکان پذیرش، که برابر ۰/۰۴ رادیان است؛ چرخش تجمعی ۰/۶۹۵ رادیان را تحمیل می‌کند. این در حالی است که پروتکل ATC-24 برای اتصال سنگین WUF-W سازه ۷ طبقه، چرخش تجمعی ۰/۴۳۵ رادیان را در تغییرمکان نسبی هدف و چرخش تجمعی ۰/۵۹۵ رادیان را در تغییرمکان نسبی پذیرش به اتصال تحمیل می‌کند. برای اتصال سنگین RBS سازه ۷ طبقه، در تغییرمکان نسبی ۰/۰۳۶ رادیان که اندکی بیش از تغییرمکان نسبی هدف می‌باشد، چرخش تجمعی حدود ۰/۵۳۵۵ به اتصال تحمیل می‌کند؛ و در تغییرمکان نسبی ۰/۰۴۵ که بیشتر از تغییرمکان نسبی پذیرش می‌باشد؛ چرخش تجمعی ۰/۷۱۵۵ به اتصال تحمیل می‌کند. به عبارتی می‌توان گفت که در تغییرمکان نسبی هدف که از تحلیل تاریخچه‌زمانی غیرخطی و بررسی‌های آماری به دست آمده است؛ پروتکل بارگذاری SAC چرخش‌های تجمعی بیشتری به سازه تحمیل می‌کنند. با این وجود تعداد تکرار در گام‌های پروتکل بارگذاری ATC-24، هنگامی که اتصال وارد محدوده‌ی غیرخطی می‌گردد از تکرار گام‌های پروتکل SAC در همین محدوده بیشتر است؛ بنابراین بررسی میزان انرژی اعمالی هریک از پروتکل‌ها به اتصالات بسیار حایز اهمیت است. البته تفاوت در تغییرمکان جاری شدن و همچنین گام‌های مختلف پروتکل بارگذاری ATC-24 در تیپ‌های مختلف اتصالات، مقایسه را با قضاوت نیز همراه کرده است. در ادامه مطالعه با اعمال پروتکل‌های بارگذاری ATC-24 و SAC به زیرسازه‌ها به بررسی عملکرد اتصال خمشی در سازه‌های مطالعه می‌پردازیم.

آیین‌نامه AISC-341 [۲۴] در سال ۱۹۹۷ برای قاب خمشی ویژه ضوابط پذیرش را بدین صورت بیان کرد؛ نمونه باید حداقل ۰/۰۳ رادیان چرخش پلاستیک را تحمل نماید و در این زاویه چرخش، ظرفیت خمشی نمونه در وجه ستون، از لنگر پلاستیک اسمی تیر کمتر نگردد. البته در خصوص اتصال RBS ظرفیت خمشی نمونه در وجه ستون در زاویه چرخش ۰/۰۳ رادیان می‌تواند تا حداکثر ۸۰ درصد لنگر پلاستیک اسمی تیر کاهش یابد به عبارتی این آیین‌نامه ۲۰ درصد افت مقاومت خمشی را برای اتصال RBS پذیرفته است. این در حالی است که آیین‌نامه AISC [۲۲] در تدوین سال ۲۰۱۰ شرایط پذیرش را برای قاب خمشی ویژه بدین گونه بیان کرده است؛ نمونه خمشی



جدول ۶- پروتکل بارگذاری ATC-24 برای اتصال سنگین RBS سازه ۷ طبقه

مجموع چرخه خسارتی	مجموع دامنه تغییرشکلی از ابتدا	تغییر مکان اعمالی به سر تیر (cm)	تعداد چرخه در هر قدم	چرخه هر اتصال (rad)	نسبت دامنه تغییرشکلی به تغییر شکل جاری شدن	قدم بارگذاری
۳	۰/۰۲۷	۱/۱۲۵	۳	۰/۰۰۴۵	۰/۵	۱
۶	۰/۰۶۷۵	۱/۶۸۷۵	۳	۰/۰۰۶۷۵	۰/۷۵	۲
۹	۰/۱۲۱۵	۲/۲۵	۳	۰/۰۰۹	۱	۳
۱۲	۰/۲۲۹۵	۴/۵	۳	۰/۰۱۸	۲	۴
۱۵	۰/۳۹۱۵	۶/۷۵	۳	۰/۰۲۷	۳	۵
۱۷	۰/۵۳۵۵	۹	۲	۰/۰۳۶	۴	۶
۱۹	۰/۷۱۵۵	۱۱/۲۵	۲	۰/۰۴۵	۵	۷
۲۱	۰/۹۳۱۵	۱۳/۵	۲	۰/۰۵۴	۶	۸
۲۳	۱/۱۸۳۵	۱۵/۷۵	۲	۰/۰۶۳	۷	۹

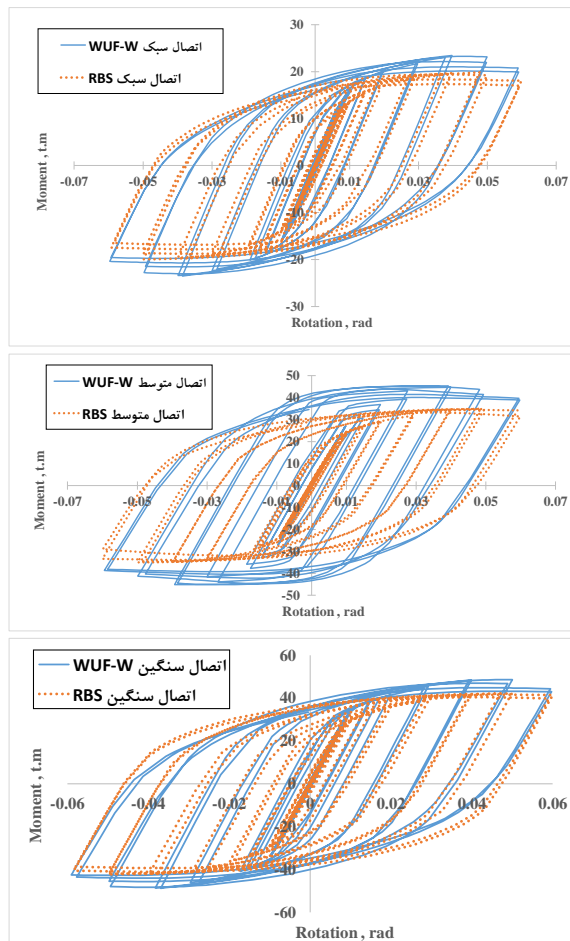
جدول ۷- پروتکل بارگذاری ATC-24 برای اتصال سنگین WUF-W سازه ۷ طبقه

مجموع چرخه خسارتی	مجموع دامنه تغییرشکلی از ابتدا	تغییر مکان اعمالی به سر تیر (cm)	تعداد چرخه در هر قدم	چرخه هر اتصال (rad)	نسبت دامنه تغییرشکلی به تغییر شکل جاری شدن	قدم بارگذاری
۳	۰/۰۳	۱/۲۵	۳	۰/۰۰۵	۰/۵	۱
۶	۰/۰۷۵	۱/۸۷۵	۳	۰/۰۰۷۵	۰/۷۵	۲
۹	۰/۰۱۳۵	۲/۵	۳	۰/۰۱	۱	۳
۱۲	۰/۲۵۵	۵	۳	۰/۰۲	۲	۴
۱۵	۰/۴۳۵	۷/۵	۳	۰/۰۳	۳	۵
۱۷	۰/۵۹۵	۱۰	۲	۰/۰۴	۴	۶
۱۹	۰/۷۹۵	۱۲/۵	۲	۰/۰۵	۵	۷
۲۱	۱/۰۳۵	۱۵	۲	۰/۰۶	۶	۸
۲۳	۱/۳۱۵	۱۷/۵	۲	۰/۰۷	۷	۹

جدول ۸- پروتکل بارگذاری SAC

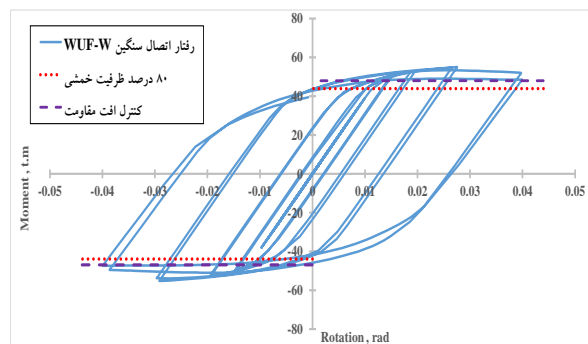
مجموع چرخه خسارتی	مجموع دامنه تغییرشکلی از ابتدا	تغییر مکان اعمالی به سر تیر (cm)	تعداد چرخه	تغییر شکل نسبی (rad)	قدم بارگذاری
۶	۰/۰۴۵	۰/۹۳۸	۶	۰/۰۰۳۷۵	۱
۱۲	۰/۱۰۵	۱/۲۵	۶	۰/۰۰۵	۲
۱۸	۰/۱۹۵	۱/۸۷۵	۶	۰/۰۰۷۵	۳
۲۲	۰/۲۷۵	۲/۵	۴	۰/۰۰۱	۴
۲۴	۰/۳۳۵	۳/۷۵	۲	۰/۰۱۵	۵
۲۶	۰/۴۱۵	۵	۲	۰/۰۲	۶
۲۸	۰/۵۳۵	۷/۵	۲	۰/۰۳	۷
۳۰	۰/۶۹۵	۱۰	۲	۰/۰۴	۸
۳۲	۰/۸۹۵	۱۲/۵	۲	۰/۰۵	۹
۳۴	۱/۱۳۵	۱۵	۲	۰/۰۶	۱۰

محدوده‌ی تغییرمکان‌های پذیرش، افت مقاومت با رویکردی بسیار سریع‌تر در این اتصال نیز دیده می‌شود. در شکل (۹) منحنی رفتاری تمامی اتصالات سازه ۷ طبقه برای اتصال RBS و WUF-W تحت پروتکل بارگذاری SAC تا 0.06 رادیان ارائه شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود اتصال RBS با وجود کمتر بودن مقاومت خمشی در تیپ ابعادی یکسان، رفتار و روند پلاستیک شدن مناسبی از خود نشان می‌دهد؛ به عبارتی روند افت مقاومت در این اتصال مناسب‌تر از اتصال WUF-W است. از طرفی اتصالات WUF-W دارای ظرفیت خمشی بیشتر بوده و به طبع میزان انرژی که تحت بارگذاری چرخه‌ای مستهلک می‌کنند، بیشتر می‌باشد. شایان ذکر است که ویژگی بیان شده در محدوده تغییرمکان‌های نسبی نزدیک به شرایط پذیرش آیین‌نامه می‌باشد و در محدوده تغییرمکان‌های نسبی بزرگ و آستانه فروریزش، رفتار دو اتصال خمشی مدنظر متفاوت خواهد بود که در ادامه به طور کامل بیان می‌شود.



شکل ۹- منحنی رفتاری اتصالات RBS و WUF-W برای سازه ۷ طبقه تحت پروتکل بارگذاری SAC

باید بتواند حداقل 0.03 رادیان تغییرشکل نسبی طبقه را تحمل نماید و در 0.04 رادیان، ظرفیت خمشی نمونه در وجه ستون از 80 درصد مقدار لنگر پلاستیک اسمی تیر کمتر نگردد. در ادامه مطالعه رفتار تمامی 12 مدل تحلیلی مطالعه در نرم‌افزار تحت پروتکل بارگذاری قرار گرفتند و ضوابط پذیرش برای اتصالات مدنظر برای ستون قوطی مورد بررسی قرار گرفت. این نکته قابل ذکر است که تمامی اتصالات با ستون قوطی در تغییرمکان نسبی 0.04 رادیان ظرفیت خمشی بیش از 80 درصد لنگر پلاستیک اسمی تیر را داشتند. اتصالات RBS و WUF-W با ستون قوطی با رعایت ابعاد مدنظر برای ورق‌های پیوستگی در مطالعه، ضوابط پذیرش مدنظر آیین‌نامه به خوبی برآورده می‌کنند. در شکل (۸) منحنی رفتاری اتصال سنگین WUF-W قاب 12 طبقه و قاب 7 طبقه در دوران 0.04 رادیان مطابق شرایط پذیرش آمده‌است. در اتصال مدنظر میزان افت مقاومت در دوران 0.04 رادیان حدود 12 درصد حداکثر ظرفیت خمشی می‌باشد. که به خوبی شرایط پذیرش را برآورده می‌کند.



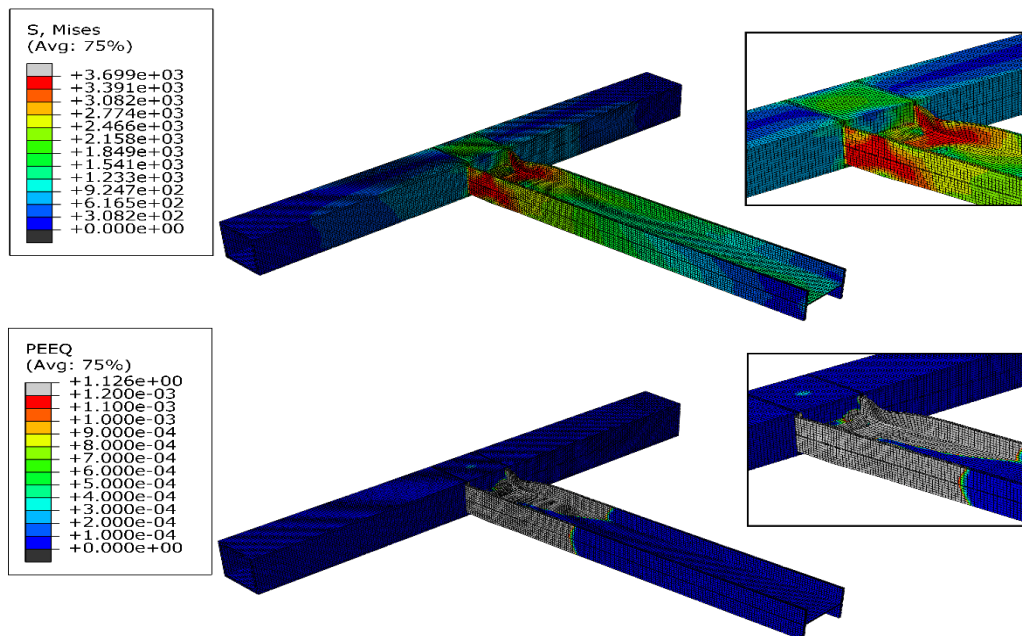
شکل ۸- بررسی شرایط پذیرش اتصال سنگین WUF-W با ستون قوطی در سازه ۱۲ طبقه

در ادامه مقایسه‌ای بین رفتار و روند غیرخطی شدن اتصالات RBS و WUF-W در تیپ‌های اتصالاتی مشابه صورت گرفته‌است. اتصالات خمشی RBS نسبت به اتصالات خمشی WUF-W زودتر وارد مرحله غیرخطی می‌شوند؛ از طرفی میزان افت مقاومت این اتصالات نسبت به اتصالات WUF-W در شرایط پذیرش آیین‌نامه‌ای بسیار کمتر است. اگرچه هر دو اتصال با ستون قوطی رویکرد لرزه‌ای بسیار مناسب داشتند؛ رفتار غیرخطی شدن و روند افت مقاومت مناسب‌تری از اتصال RBS نسبت به اتصال WUF-W مشاهده شده است. شایان ذکر است که اتصالات خمشی WUF-W دارای ظرفیت خمشی بیشتر هستند؛ همچنین میزان انرژی که توسط این اتصال مستهلک می‌شود، بیشتر از اتصال RBS می‌باشد. با این وجود در

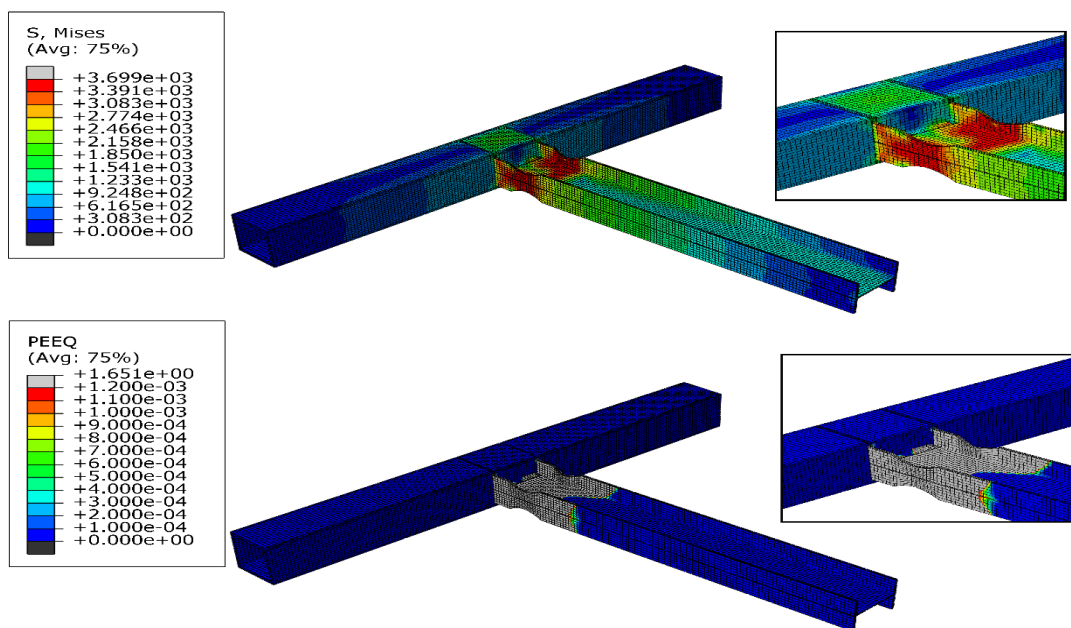
محدوده ارتجاعی باقی ماندند. شایان ذکر است مطابق جدول (۸) بارگذاری رفت و برگشتی اعمال و تنش فون میسر و کرنش پلاستیک معادل به دست آمد.

محل تشکیل مفصل پلاستیک اتصالات خمشی RBS در ستون‌های قوطی سازه‌های ۷ و ۱۲ طبقه نیز مورد بررسی قرار گرفت. در تمامی اتصالات محل تشکیل مفصل پلاستیک و کماتش موضعی در محل مورد انتظار که همان منطقه ضعیف شده تیر می‌باشد، اتفاق افتاده است. در شکل (۱۱) توزیع تنش فون میسر و کرنش پلاستیک معادل اتصال سنگین RBS سازه ۷ طبقه، تحت پروتکل بارگذاری SAC تا بارگذاری ۰/۰۶ رادیان، آمده است. بر اساس تحلیل اجزا محدود مکانیزم غیرخطی در محل مفصل پلاستیک با کماتش موضعی در بال تیر و بعد از آن جان تیر در محل ضعیف شدگی رخ داده است. سایر نقاط زیرسازه اتصالات RBS عمدتاً خطی می‌ماند. توزیع تنش در اتصال مدنظر در محل ضعیف شدگی و در بال تیر افزایش یافته و در ادامه به سمت جان تیر و در نهایت به سمت اتصال بال تیر به بال ستون گسترش می‌یابد. شایان ذکر است که شرایط پذیرش و تغییر مکان نسبی هدف برابر ۰/۰۴ رادیان می‌باشد با این حال بارگذاری تا ۰/۰۶ رادیان ادامه داده شد تا الگوی جاری شدگی و گسترش پلاستیسیته در اتصالات بررسی شود.

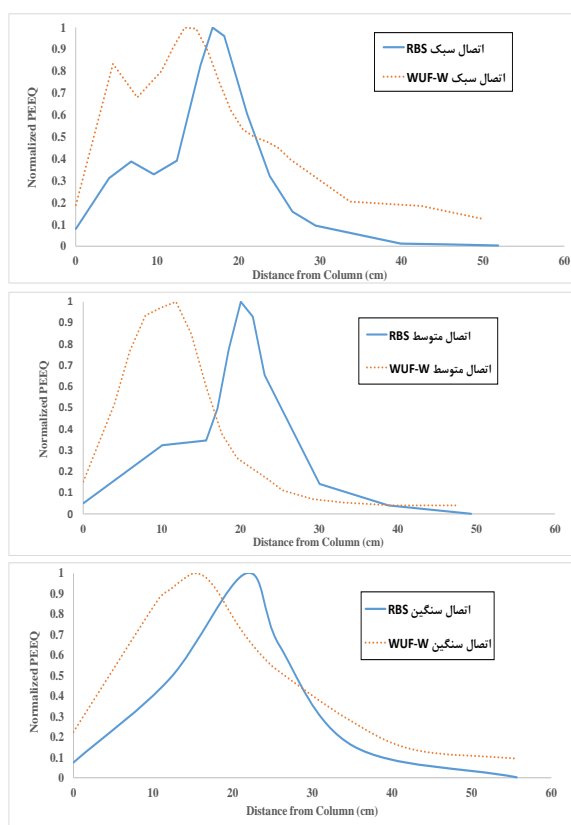
در گام بعدی محل تشکیل مفصل پلاستیک در اتصالات خمشی مدنظر کنترل و بررسی می‌شود. بدین منظور توزیع تنش فون میسر و توزیع کرنش پلاستیک معادل در نمونه‌های RBS و WUF-W سازه‌های مطالعه تحت پروتکل بارگذاری SAC مورد بررسی قرار گرفته است. شایان ذکر است کرنش پلاستیک معادل برابر مجموع کرنش‌های پلاستیکی است که بعد از هر چرخه در ماده به صورت تغییر شکل ذخیره می‌شود. در تمامی اتصالات WUF-W در سازه‌های ۷ و ۱۲ طبقه مفصل پلاستیک در محل مورد انتظار و در نزدیکی محل اتصال تیر به ستون قوطی شکل تشکیل شده است. الگوی جاری شدگی و کماتش موضعی در اتصالات WUF-W با ستون قوطی مطابق انتظار آیین‌نامه لرزه‌ای اتفاق افتاده است. بر اساس نتایج تحلیل اجزا محدود، مکانیزم غیرخطی در اتصال مدنظر با ستون قوطی عمدتاً در بال و جان تیر در محل مفصل پلاستیک و بعد از ورق تک برشی اتصال رخ داده است. برای نمونه توزیع تنش فون میسر و کرنش پلاستیک معادل تحت پروتکل بارگذاری SAC تا ۰/۰۶ رادیان، برای اتصال سنگین WUF-W سازه ۷ طبقه در شکل (۱۰) نشان داده شده است. همان گونه که مشاهده می‌شود، کماتش موضعی در بال و جان با فاصله مناسب از بر ستون در محل مفصل پلاستیک و بعد از ورق تک اتصال رخ داده است. سایر نقاط عمدتاً در



شکل ۱۰- توزیع تنش فون میسر (بالا) و کرنش پلاستیک معادل (پایین) در اتصال سنگین WUF-W سازه ۷ طبقه



شکل ۱۱- توزیع تنش فون میسز (بالا) و کرنش پلاستیک معادل (پایین) در اتصال سنگین RBS سازه ۷ طبقه



شکل ۹- منحنی رفتاری اتصالات RBS و WUF-W برای سازه ۷ طبقه تحت پروتکل بارگذاری SAC

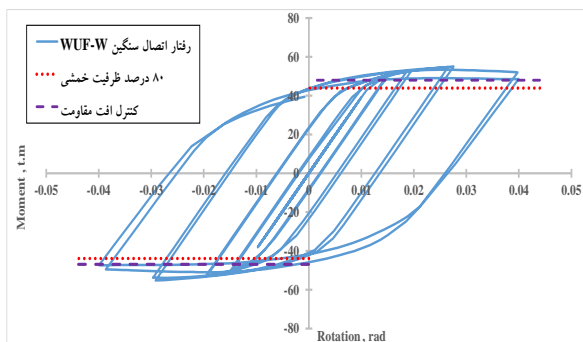
بارگذاری SAC و ATC-24 تا تغییر مکان نسبی محدوده‌ی ۰/۰۴ رادپان که همان شرایط پذیرش آیین‌نامه AISC [۲۲] می‌باشد؛

در ادامه منحنی نرمال شده‌ی کرنش پلاستیک معادل بر روی بال تیر و با فاصله مختلف از بر ستون، برای اتصالات RBS و WUF-W ستون قوطی سازه ۷ طبقه تا بارگذاری چرخه‌ای ۰/۰۶ رادپان به منظور بررسی دقیق محل تشکیل مفصل پلاستیک بررسی شده است. بیشترین کرنش پلاستیک معادل در فاصله مناسب از بر ستون و در محل مدنظر برای مفصل پلاستیک در تمامی اتصالات رخ داده است. این نکته نیز قابل ذکر است که محل تشکیل مفصل پلاستیک در اتصالات RBS نسبت به اتصالات WUF-W فاصله بیشتری از بر ستون دارد. در شکل (۱۲) مقایسه‌ای بین میزان کرنش معادل پلاستیک بر روی بال تیر و فاصله از بر ستون، در تمامی اتصالات سازه ۷ طبقه صورت گرفته است. با توجه به جدول (۳) که اطلاعات مربوط به طراحی اتصال سنگین RBS ارائه شده، ناحیه بریده شده تیر، که محل تشکیل مفصل پلاستیک است؛ فاصله بین ۱۰ تا ۳۴ سانتی‌متری از بر ستون دارد. با توجه به منحنی کرنش معادل پلاستیک اتصال سنگین، بیشترین کرنش پلاستیک در فاصله حدود ۲۲ سانتی‌متری از بر ستون اتفاق می‌افتد. در اتصال سنگین WUF-W بیشترین کرنش معادل پلاستیک در فاصله حدود ۱۶ سانتی‌متری از بر ستون رخ داده است؛ که بعد از فاصله ورق تک برشی از بر ستون در بال تیر می‌باشد.

در گام بعدی مطالعه مقایسه انرژی اعمالی به زیرسازه اتصالات خمشی در تغییر مکان پذیرش صورت گرفته است. بدین منظور تمامی تیپ اتصالات خمشی مطابق پروتکل‌های



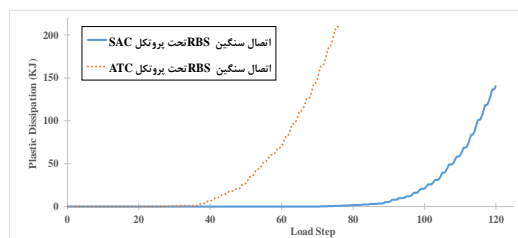
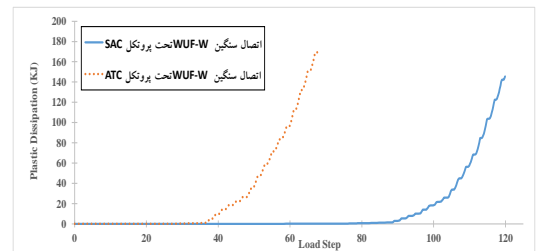
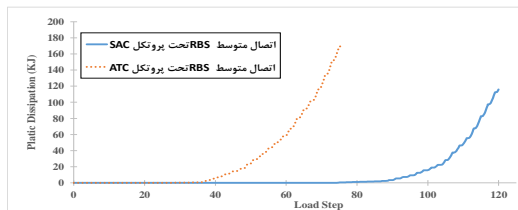
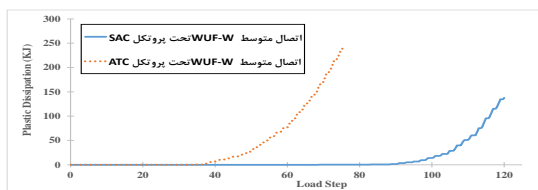
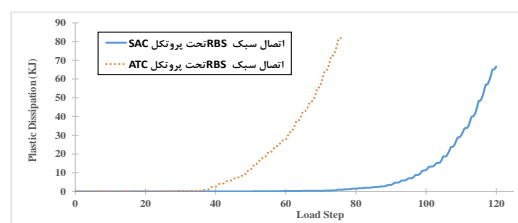
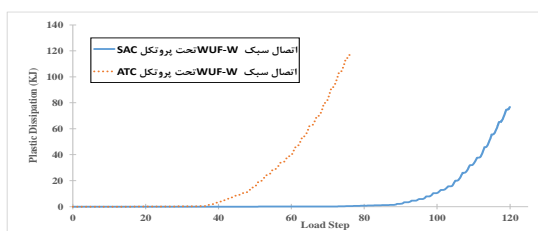
می‌رسد، برابر ۱۹ می‌باشد. به طبع برای رسیدن به تغییر مکان مدنظر در زیرسازه، باید چرخه اتصال با دامنه بزرگتری را تحمیل نماید. در شکل (۱۳) مقایسه میزان انرژی پلاستیک مستهلک شده در اتصال سنگین RBS سازه ۷ طبقه آمده‌است.



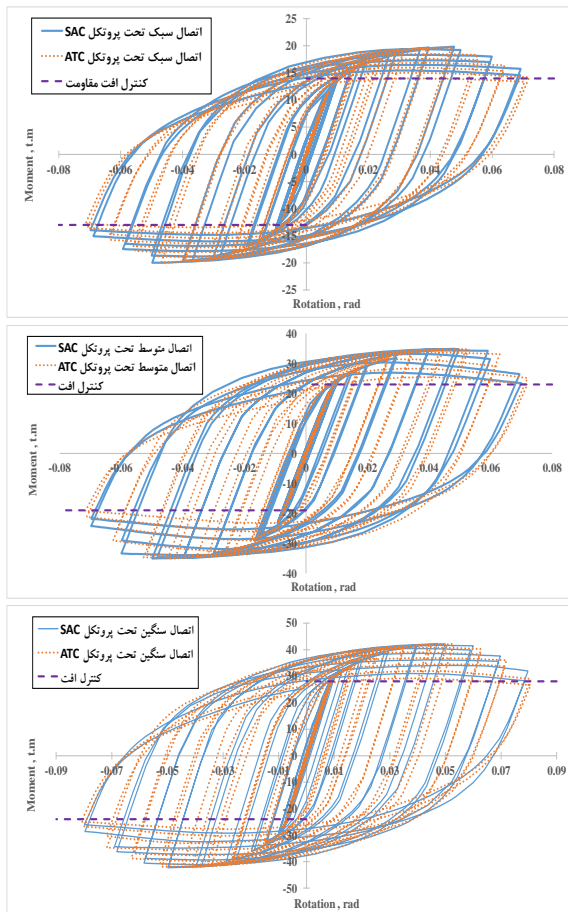
شکل ۱۳- مقایسه انرژی پلاستیک مستهلک شده در اتصال سنگین RBS تحت پروتکل بارگذاری SAC و ATC-24 در تغییر مکان نسبی پذیرش

شایان ذکر است با مقایسه و بررسی میزان انرژی پلاستیک مستهلک شده در تمامی اتصالات در محدوده تغییر مکان پذیرش آیین‌نامه AISC، پروتکل بارگذاری ATC-24 تقاضاهای بیشتری به زیرسازه‌های مطالعه اعمال می‌کنند. در شکل (۱۴) مقایسه میزان انرژی پلاستیک مستهلک شده در تمامی اتصالات خمشی سازه ۷ طبقه آمده‌است.

تحت بارگذاری چرخه‌ای (cyclic) در نرم افزار قرار گرفته؛ و میزان انرژی که هر زیرسازه تحت بارگذاری‌های مدنظر مستهلک کرده‌است، مورد بررسی قرار گرفت. همان‌گونه به تفصیل بیان شده‌است تعداد تکرار و همچنین دامنه چرخه‌ها در پروتکل بارگذاری ATC نسبت به پروتکل SAC تقاضای تغییر مکانی متفاوتی به اتصالات تحمیل می‌کند. بررسی میزان انرژی پلاستیکی که توسط زیرسازه تا تغییر مکان پذیرش، مستهلک می‌شود؛ نشان‌دهنده‌ی بیشتر بودن تقاضاهای اعمالی و همچنین بیشتر بودن میزان انرژی پلاستیک مستهلک شده در زیرسازه تحت پروتکل بارگذاری ATC می‌باشد. برای نمونه، مقایسه‌ای برای اتصال سنگین RBS سازه ۷ طبقه صورت گرفته‌است. با توجه به الگوی بارگذاری پروتکل ATC-24 که در جدول (۶) نیز آمده، در قدم هفتم بارگذاری دامنه چرخه اتصال به محدوده‌ی تغییر مکان پذیرش می‌رسد و در این مرحله مجموع چرخه‌های خسارتی برابر ۱۹ و مجموع دوران اتصال برابر ۰/۷۱۵۵ می‌باشد. این در حالی است که در گام هشتم پروتکل بارگذاری SAC دامنه چرخه اتصال برای اتصال مذکور به ۰/۰۴ رادین رسیده‌است. در این گام مجموع چرخه‌های خسارتی برابر ۳۰ و مجموع دوران اتصال برابر ۰/۶۹۵ می‌باشد. همان‌گونه که بیان شد مجموع چرخه‌های خسارتی در پروتکل ATC در گامی که به محدوده‌ی تغییر مکان پذیرش در زیرسازه



شکل ۱۴- مقایسه انرژی پلاستیک مستهلک شده در تمام تپ‌های اتصالات سازه ۷ طبقه تحت پروتکل بارگذاری SAC و ATC-24 در تغییر مکان پذیرش



شکل ۱۵- منحنی رفتاری اتصالات RBS سازه ۷ طبقه تحت پروتکل بارگذاری SAC و ATC-24

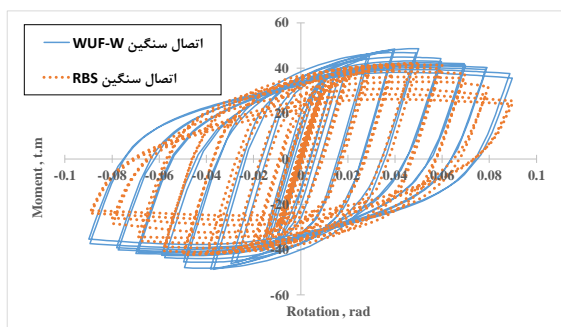
است که این افت ناچیز امکان ارزیابی و بررسی عملکرد اتصال در تغییر مکان‌های نسبی بزرگ طبقه و قرار گرفتن در آستانه فروریزش را نمی‌دهد؛ بررسی روند اتصال در تغییر مکان‌های نسبی بزرگ و رفتار نزدیک به فروریزش بسیار مهم می‌باشد. بدین منظور و در ادامه روند مطالعه رفتار و عملکرد اتصالات در افت‌های مقاومتی بیشتر از شرایط هدف و پذیرش آیین‌نامه‌ای، بررسی می‌شوند. البته با توجه به ایده‌آل بودن تمامی شرایط در مدل‌های تحلیلی، بررسی فوق در شرایط آزمایشگاه نیز مهم و ضروری است. بنابراین در ادامه بررسی رفتار مدل‌های تحلیلی مطالعه، در افت‌ها در تغییر مکانی ۰/۰۹ رادیان و همچنین ۰/۰۸ رادیان گزارش می‌شود. شایان ذکر است در این مطالعه افت مقاومت حدود ۵۰ درصد ظرفیت خمشی به عنوان آستانه‌ی فروریزش اتصال خمشی در نظر گرفته شده است. در جدول (۸) گام‌های پروتکل SAC تا دامنه ۰/۰۶ رادیان مشخص شده است. مدل‌های تحلیلی در گام‌های بعدی با افزایش دامنه ۰/۰۱ رادیان و تکرار ۲ گام در هر مرحله تا ۰/۰۹ رادیان بارگذاری می‌شوند.

همان‌گونه که در شکل مشاهده می‌شود، در تمامی اتصالات میزان انرژی پلاستیک مستهلک‌شده توسط زیرسازه‌ها در پروتکل بارگذاری ATC بیشتر از پروتکل SAC می‌باشد. بنابراین با توجه به کم بودن چرخه خسارتی که منتج به تحمیل چرخه اتصال با دامنه‌ی بزرگتر در محدوده‌ی غیرخطی در پروتکل بارگذاری ATC-24 می‌شود، می‌توان بیان کرد که میزان تقاضاهای اعمالی به زیرسازه در پروتکل بارگذاری ATC-24 نسبت به پروتکل بارگذاری ATC-24 بیشتر و به طبع میزان انرژی که توسط اتصال مستهلک شده نیز بیشتر می‌باشد. این نکته قابل ذکر است که پروتکل‌های بارگذاری باید شبیه‌سازی مناسبی از واقعیت را نشان دهند، و در زلزله‌ها غالباً چرخه اتصال با دامنه کوچک، نسبت به چرخه اتصال با دامنه بزرگ، با تعداد بیشتر مشاهده می‌شود. به عبارتی می‌توان بیان کرد گام‌ها در پروتکل بارگذاری ATC نسبت به پروتکل بارگذاری SAC محافظه کارانه است.

در ادامه بررسی منحنی رفتاری اتصالات مطالعه تحت پروتکل بارگذاری SAC و ATC-24 نیز صورت گرفته است. همان‌طور که انتظار می‌رود میزان افت مقاومت تمامی اتصالات در تغییر مکان‌های نسبی مختلف از شروع بارگذاری، با توجه به دامنه‌ی چرخش‌ها و تقاضای اعمالی، تحت پروتکل بارگذاری ATC-24 بیشتر از پروتکل SAC بوده است. در شکل (۱۵) مقایسه منحنی رفتاری اتصالات RBS سازه ۷ طبقه تحت دو پروتکل بارگذاری مدنظر ارائه شده است. اتصال سنگین RBS که حدود ۰/۰۷ رادیان، تحت بارگذاری چرخه‌ای دو پروتکل قرار گرفته است؛ افت مقاومتی حدود ۴۴ درصد را تحت پروتکل ATC-24 تجربه کرده است که این میزان افت نسبت به پروتکل SAC بیشتر است. در شکل (۱۶) مقایسه منحنی رفتاری اتصالات WUF-W سازه ۷ طبقه تحت دو پروتکل بارگذاری نیز ارائه شده است.

پروتکل بارگذاری پایه SAC که در این مطالعه برای بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصالات از آن استفاده شده است؛ مبتنی بر تحلیل تاریخچه‌زمانی و بر اساس بررسی‌های آماری، عددی و آزمایشگاهی ارائه شده است. این پروتکل مقادیر تغییر مکان نسبی هدف را ۰/۰۳ رادیان و شرایط پذیرش ۰/۰۴ رادیان تعریف کرده است. بر همین اساس در بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصالات هنگامی که دامنه تغییر شکلی اعمالی به مقادیر هدف پروتکل و به عبارتی افتی حدود ۲۰ درصد ظرفیت خمشی نمونه می‌رسند؛ آزمایش و بررسی متوقف می‌شود. این در حالی



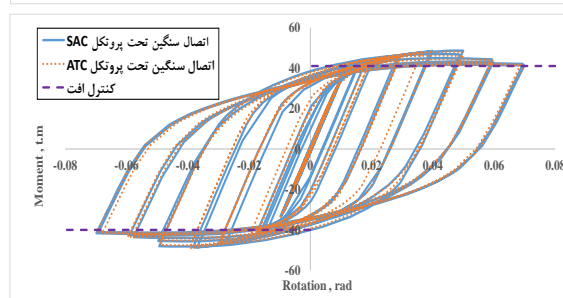
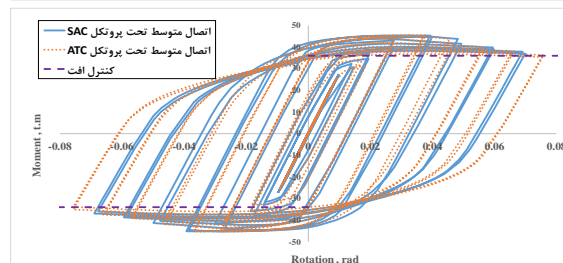
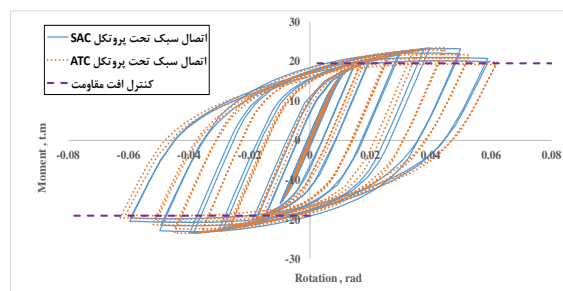


شکل ۱۷- منحنی رفتاری اتصال سنگین RBS و WUF-W سازه ۷ طبقه در محدوده تغییر مکان نسبی بزرگ

جدول ۹- میزان افت مقاومت اتصالات RBS و WUF-W در تغییر مکان‌های نسبی بزرگ در آستانه‌ی فروریزش

اتصال	نوع	تغییر مکان نسبی ۰/۰۸ رادیان	تغییر مکان نسبی ۰/۰۹ رادیان
RBS	سبک	۳۸	۴۵
RBS	متوسط	۴۰	۴۸
RBS	سنگین	۳۴	۴۳
WUF-W	سبک	۳۲	۳۶
WUF-W	متوسط	۲۵	۳۱
WUF-W	سنگین	۲۱	۲۷

با توجه به بررسی‌های صورت گرفته، می‌توان نتیجه گرفت که اتصالات WUF-W در محدوده تغییر مکان نسبی بزرگی افت مقاومت کمتری را نسبت به اتصال RBS تجربه نموده و انتظار رفتار مناسب‌تری در این محدوده برای اتصال WUF-W متصور هستیم. همان‌گونه که به تفصیل در بخش‌های قبلی بیان گردید، مدل‌های تحلیلی از اتصالات پیش‌پذیرفته آیین‌نامه‌ای بودند و بر اساس ضوابط و جزئیات آیین‌نامه طراحی و مدل‌سازی شدند؛ و با توجه به این که تمامی مدل‌های تحلیلی در تغییر مکان نسبی ۰/۰۸ رادیان افت مقاومتی بیش از ۴۰ درصد ظرفیت خمشی، و در تغییر مکان نسبی ۰/۰۹ رادیان افت مقاومتی بیشتر از ۵۰ درصد ظرفیت خمشی را تجربه نکردند. بنابراین می‌توان به عنوان شرایط آستانه فروریزش در اتصالات در پروتکل‌های بارگذاری، افت مقاومت کمتر از ۵۰ درصد ظرفیت خمشی، در تغییر مکان نسبی ۰/۰۹ رادیان را پیشنهاد نمود. البته همان‌گونه که بیان گردید برای کنترل و صحت‌سنجی تعیین تغییر مکان آستانه‌ی پذیرش نیاز به بررسی مدل‌های مدنظر در آزمایشگاه نیز می‌باشد.



شکل ۱۶- منحنی رفتاری اتصالات WUF-W سازه ۷ طبقه تحت پروتکل بارگذاری SAC و ATC-24

همان‌گونه که در بخش ۴ بیان شد؛ اتصالات RBS تغییر مکان‌های محدوده پذیرش آیین‌نامه‌ای، رفتار مناسبی از خود نشان می‌دادند و روند افت مقاومت در این نوع اتصال کمتر از اتصالات WUF-W بوده است. این در حالی است که در تغییر مکان‌های بزرگ و در آستانه فروریزش اتصالات RBS، زودتر از اتصالات WUF-W به افت مقاومتی نزدیک فروریزش می‌رسند. به عبارتی در تغییر مکان‌های نسبی نهایی کمتر نسبت به اتصالات خمشی WUF-W افت مقاومت ۵۰ درصد ظرفیت خمشی را تجربه می‌کنند. در شکل (۱۷) منحنی رفتاری اتصال سنگین RBS و WUF-W در تغییر مکان‌های نسبی بزرگ آمده است. همان‌گونه که مشاهده می‌گردد، اتصال RBS در تغییر مکان نسبی ۰/۰۸ رادیان افت مقاومتی در حدود ۳۸ درصد ظرفیت خمشی را تجربه می‌کند و این در حالی است که اتصال WUF-W در همین تغییر مکان نسبی افت مقاومتی در حدود ۲۱ درصد ظرفیت خمشی را تجربه می‌کند. در ادامه در جدول (۹) میزان افت مقاومت دو اتصال را در تغییر مکان‌های نسبی بزرگ برای سازه ۷ طبقه ارائه شده است.

۶- نتیجه گیری

محدوده‌ی تغییرمکان‌های بزرگ و در آستانه فروریزش، اتصالات RBS افت مقاومت نزدیک فروریزش را زودتر تجربه می‌کنند. به عبارتی روند افت مقاومت اتصالات RBS در محدوده‌ی تغییرمکانی پذیرش و بزرگ با یکدیگر متفاوت می‌باشد. اگر چه در محدوده تغییرمکانی پذیرش آیین‌نامه‌ای رفتار بسیار مناسب و افت کمتری از این اتصال مشاهده شده‌است، در محدوده تغییرمکانی بزرگ افت مقاومت با سرعت بیشتری در این نوع اتصال مشاهده شده‌است. شایان ذکر است که پروتکل‌های بارگذاری در ادبیات فنی کاملاً منحصر به فرد نیستند و هر کدام نقاط برتری و وضعی نسبت به یکدیگر دارند. لزوم بررسی ویژگی هر یک از پروتکل‌های بارگذاری بسیار حایز اهمیت است. در این مطالعه با بررسی میزان تقاضای اعمالی و همچنین میزان انرژی پلاستیک که توسط پروتکل بارگذاری SAC و ATC-24 توسط اتصالات مطالعه مستهلک شده‌است؛ می‌توان بیان نمود که پروتکل بارگذاری ATC نسبت به پروتکل بارگذاری SAC محافظه کارانه تدوین شده‌است و تقاضای انرژی و تغییرمکانی اعمالی توسط این پروتکل بیشتر از پروتکل SAC می‌باشد. از طرفی با توجه به عدم تعیین شرایط آستانه‌ی فروریزش در پروتکل‌های بارگذاری، و با بررسی تحلیلی صورت گرفته در محدوده‌ی تغییرمکان نسبی بزرگ، عدم افت مقاومت بیش از ۵۰ درصد ظرفیت خمشی در تغییرمکان نسبی ۰/۰۹ رادیان برای شرایط آستانه‌ی فروریزش اتصالات خمشی تعیین گردید.

۷- مراجع

- [1] Plumier, A. (1990), "New Idea for Safe Structure in Seismic Zones", IABSE symposium, Brussels, Belgium.
- [2] Yu, Q.S., Gilton, C.S. and Uang, C.M. (1999), "Cyclic Response of RBS Moment Connections: Loading Sequence and Lateral Bracing Effects", Report No. SSRP 99-13, University of California at San Diego, La Jolla, CA.
- [3] AISC/ANSI 358-05s2-14, (2016), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [4] استاندارد ۲۸۰۰ (۱۳۹۳)، آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، ویرایش چهارم.
- [5] مقررات ملی ساختمان، مبحث دهم، (۱۳۹۲)، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان.
- [6] FEMA - 355D, (2000), State of the Art Report on Connection Performance, Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- [7] Chen, C.C., Lin, C.C. and Tsai, C.L. (2004), "Evaluation of Reinforced Connections between Steel Beams and Box Columns", Engineering Structures, Vol. 26, pp. 1889-1904.
- [8] Kim, Y.J. and Oh, S.H. (2007), "Effect of the Moment Transfer Efficiency of a Beam Web on Deformation Capacity

بسیاری از داده‌ها و اطلاعات آزمایشگاهی، عددی و تحلیلی و همچنین روابط در خصوص جزئیات اتصالات، مرتبط با ستون‌های H شکل می‌باشد. با این وجود اتصالات خمشی تیر I به ستون قوطی در صورت استفاده از ورق‌های پیوستگی مورد پذیرش آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای می‌باشد. عملکرد و رفتار لرزه‌ای اتصالات خمشی در اتصالات با ستون‌های قوطی در این مطالعه مورد بررسی قرار گرفته‌است. بدین منظور عملکرد لرزه‌ای دو اتصال خمشی RBS و WUF-W به عنوان اتصالات خمشی پیش‌پذیرفته شده با ستون قوطی انتخاب شد. در همین راستا سازه‌های ۷ و ۱۲ طبقه خمشی ویژه بر اساس تیرهای I و ستون قوطی طراحی شدند و در ادامه برای هر سازه ۳ تیپ اتصال سبک، متوسط و سنگین RBS و WUF-W طراحی و مدل‌سازی گردید. بعد از صحت‌سنجی مدل‌های تحلیلی با مدل آزمایشگاهی، رفتار لرزه‌ای تمام ۱۲ نوع اتصال مطالعه با ستون قوطی تحت پروتکل‌های بارگذاری SAC و ATC-24 مورد بررسی قرار گرفته‌است. محل تشکیل مفصل پلاستیک، الگوی جاری شدگی و کمانش موضعی در اتصالات مدنظر با ستون‌های قوطی تحلیل و مقایسه گردید. بر اساس نتایج اجزا محدود، مکانیزم غیرخطی در اتصال WUF-W با ستون قوطی عمدتاً در بال و جان تیر در محل مفصل پلاستیک و بعد در ورق تک برشی اتصال رخ داده؛ و در اتصالات RBS کمانش موضعی در بال تیر و بعد از آن جان تیر در محل ضعیف شدگی رخ داده‌است. فاصله مکانی محل تشکیل مفصل پلاستیک در اتصالات RBS نسبت به اتصالات WUF-W فاصله بیشتری از بر ستون دارد. در ادامه رفتار اتصالات مدنظر در دو سطح تغییرمکانی نسبی شرایط پذیرش آیین‌نامه‌ای و آستانه‌ی فروریزش، بررسی گردید. تمامی اتصالات در تغییرمکان نسبی ۰/۰۴ رادیان مقاومتی بیش از ۸۰ درصد ظرفیت خمشی داشتند و شرایط پذیرش آیین‌نامه را ارضا می‌کنند. با توجه به مقایسه عملکرد لرزه‌ای که برای هر یک از تیپ‌های ابعادی یکسان در محدوده تغییرمکان نسبی پذیرش آیین‌نامه‌ای صورت گرفته‌است، این نکته قابل ذکر است که اتصالات WUF-W دارای ظرفیت خمشی بیشتری نسبت به اتصال RBS هستند و همچنین میزان انرژی که توسط این اتصال مستهلک می‌شود، نیز بیشتر بوده‌است. با این وجود در این محدوده تغییرمکانی نسبی پذیرش آیین‌نامه‌ای، اتصالات RBS زودتر وارد مرحله غیرخطی می‌شوند؛ و روند افت مقاومت در این اتصالات نسبت به اتصالات WUF-W کمتر است. این در حالی است که در



- at Box Column-to-H Beam Connections”, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, pp. 24–36.
- [9] Saneei Nia, Z.S., Ghassemieh, M. and Mazroi, A. (2013), “WUF-W Connection Performance to Box Column Subjected to Uniaxial and Biaxial Loading”, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 88, pp. 90–108.
- [10] Saneei Nia, Z., Mazroi, A., Ghassemieh, M. and Pezeshki, H. (2014), “Seismic Performance and Comparison of Three Different I Beam to Box Column Joints”, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 13, pp. 717–729.
- [۱۱] میرقادری، س.ر.، قاسمیه، م. و سیفان، ف. (۱۳۹۲)، ”بررسی حادی تقاضاهای موجود در چشمه اتصال تیر I شکل به ستون قوطی تحت خمش دوماحوره“، چهارمین کنفرانس ملی سازه و فولاد و چهارمین کنفرانس ملی کاربرد فولادهای پر استحکام در صنعت سازه، تهران.
- [12] Alostaz, Y. and Schneider, S. (1996), “Analytical Behavior of Connections to Concrete-Filled Steel Tubes”, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 40, pp. 95–127.
- [۱۳] مزروعی، ع.، سیمونیان، و. و نیکخواه عشقی، م. (۱۳۷۸)، ”ارزیابی اتصالات صلب جوشی متداول در ایران“، گزارش تحقیقاتی شماره ک-۳۰۴.
- [۱۴] مزروعی، ع.، قاسمیه، م. و قبادی، م.س. (۱۳۸۶)، ”بازرسی فنی جوش نفوذی کامل در اتصالات گیردار فولادی با کاربرد مهندسی“، اولین کنفرانس بین المللی بازرسی فنی و آزمون غیر مخرب.
- [15] Clark, P., Frank, K., Krawinkler, H. and Shaw, R. (1997), “Protocol for Fabrication, Inspection, Testing, and Documentation of Beam-Column Connection Tests and Other Experimental Specimens”, SAC Steel Project Background Document, Report No SAC/BD-97/02.
- [16] ATC-24, (1992), Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures for Buildings, ATC-24, Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- [17] AISC/ANSI 341-16, (2016), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago (II.): American Institute of Steel Construction, Inc.
- [18] AISC/ANSI 360-16, (2016), Commentary on the Specification for Structural Steel Buildings, Chicago (IL): American Institute of Steel Construction, Inc.
- [19] Krawinkler, H. (2009), “Loading Histories for Cyclic Tests in Support of Performance Assessment of Structural Components”, 3rd International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering, San Francisco.
- [20] Krawinkler, H., Parisi, F., Ibarra, L., Ayoub, A. and Medina, R. (2001), “Final Report, Development of a Testing Protocol for Wood Frame Structures”, CUREE-Caltech Woodframe Project Report, Stanford University, Stanford CA.
- [21] Krawinkler, H., Gupta, A., Medina, R. and Luco, N. (2000), “Development of Loading Histories for Testing of Steel Beam-to-Column Assemblies”, SAC Background Report SAC/BD-00/10.
- [22] AISC/ANSI 341, (2000), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago (II.): American Institute of Steel Construction, Inc.
- [23] FEMA-350, (2000), Recommended Seismic Design. Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- [24] AISC/ANSI 341, (1997), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago (II.): American Institute of Steel Construction, Inc.

شیوه نگارش و چگونگی تنظیم مقالات برای نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

– مقالات باید با نرم افزار Ms-Word 2003 تایپ و صفحه بندی شود و فایل مقاله به هر دو فرمت DOC و PDF. به دفتر نشریه ارسال گردد.

- ♦ نام و نام خانوادگی مولف اول^۱ نام و نام خانوادگی مولف دوم^۲
- ♦ اندازه صفحات باید برابر با A4 و حدود بالا، پایین، چپ و راست صفحات به ترتیب برابر با ۲- ۳/۵ - ۲/۵ - ۲/۵ سانتی متر تعیین شود.
- ♦ مقالات به صورت دو ستونی، هر یک با عرض ۷/۵ سانتی متر تهیه می شود.
- ♦ اندازه و نوع فونتهای فارسی مورد استفاده برای هر یک از موارد در (جدول ۱) آمده است.
- ♦ برای فونت لاتین همواره از Times New Roman استفاده شود که اندازه آن در هر موقعیت (به غیر از عنوان و چکیده) دو واحد کمتر از اندازه فونت فارسی خواهد بود.
- ♦ فاصله سطرها در عنوان، چکیده و در متن مقاله، معمولی (Single) است.
- ♦ عنوان مقاله در عین اختصار تمام ویژگی های کار انجام شده را مشخص می کند، با فونت «تیترا» به اندازه ۱۶ Bold نوشته شود.
- ♦ نشانی کامل نویسندگان در زیر نویس قرار می گیرد.
- ♦ عنوان معادل به زبان انگلیسی نیز باید با شیوه تعریف شده در این الگو مشخص و درج شود.
- ♦ تهیه و درج چکیده به زبان انگلیسی نیز ضروری است.
- ♦ فونت عنوان چکیده انگلیسی Bold-11 Times New Roman
- ♦ فونت متن چکیده انگلیسی Regular-10 Times New Roman

اندازه قلم	فونت	موقعیت استفاده
۱۱	لوتوس	متن جداول و شکل ها و مراجع
۱۱	لوتوس Bold	عناوین جداول و اشکال
۱۲	لوتوس	متن
۱۴	لوتوس Bold	چکیده و کلمات کلیدی
۱۱	نازنین Bold	نام مولفان
۱۲	لوتوس Bold	عناوین بخش ها
۱۶	تیترا Bold	عنوان مقاله

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها

