



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: دکتر مجید جمال امیدی

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

نشریه علمی و پژوهشی

# سازه و فولاد

نشانی:

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

تلفن:

۸۸۳۸۴۱۹۹

پایگاه اینترنتی:

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

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

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

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

# سازه و فولاد

## اعتبار علمی و پژوهشی

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

سال هجدهم - شماره بیست و پنجم

بهار و تابستان 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 رفتار میراگر تسلیمی لوله در لوله با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA) ..... ۵  
Performance Evaluation of Yielding Pipe in Pipe Damper by Using Incremental Dynamic Analysis  
عبدالله چراغی؛ سیدمهدی زهرائی

برآورد چندسطحی ضریب رفتار برای قاب‌های مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم ..... ۱۷  
Multi Level Estimation of Reduction Factor in Eccentric Braced Frame Systems with Vertical Link  
علیرضا مرتضایی؛ وحید محسنیان

بررسی تأثیر موقعیت و وضعیت هندسی بازشو در مقاومت کمانشی تیروورق‌های سوراخ‌دار با سخت‌کننده دلتا تحت تأثیر نیروی برشی ..... ۳۵  
Study the effect of opening position on shear buckling strength of perforated steel plate girder with delta stiffeners under shear force  
سلیمان قوهستانی؛ مهرداد شیری

بهینه‌سازی چندهدفه کنترل نیمه فعال سازه‌ها با استفاده از میراگرهای ویسکوز به کمک الگوریتم رقابت استعماری ... ۴۵  
Multi-Objective Optimization of Semi-Active Fluid Viscous Dampers using Imperialistic Competitive Algorithm  
مهدی بابائی؛ مصطفی مرادی

پاسخ لرزه ای سازه های فولادی دارای مهاربند کمانش تاب با و بدون میراگر مایع لزج تحت زلزله حوزه نزدیک و دور ..... ۵۷  
Seismic response of steel structures with buckling restrained braces with and without viscous damper under near and far fault earthquakes  
حمید بیرقی

رفتار چرخه ای اتصال تیر به ستون با میراگر میله‌های فولادی تسلیم شونده در برش ..... ۶۹  
Cyclic Behavior of Beam-to-Column Connection with Yielding Steel Rods Damper in Shear  
محسن ایزدی نیا؛ رضا مولوی؛ علیرضا شهیدی

کمانش درون صفحه ستون‌های سوله‌های مقید در برابر حرکت جانبی با روش‌های کارمجازی و تفاضلات محدود ..... ۸۳  
Non-sway In-plane Buckling of Columns in Gable Frames with Virtual Work and Finite Differences Methods  
عباس حق‌اللهی؛ علی اصغر صفوی

## یادداشت فنی

بررسی نوارهای میراگر شکافدار و معرفی میراگر دوگانه تی شکل شکافدار در عملکرد لرزه ای اتصال تیر به ستون ..... ۱۰۱  
Investigation of strips of slit damper and introduction dual T shape slit damper in seismic performance of beam to column connection  
خدیدجه بیات؛ بهزاد شکسته بند

شیوه نگارش ..... ۱۱۰

فرم عضویت ..... ۱۱۱

## به نام خالق هستی

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

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

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

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

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

انجمن سازه‌های فولادی ایران



# ارزیابی رفتار میراگر تسلیمی لوله در لوله با استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی فزاینده (IDA)

عبدالله چراغی<sup>۱</sup>، سید مهدی زهرائی<sup>۲\*</sup>

۱- استادیار، مهندسی عمران، واحد تهران شرق، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران

۲- استاد، مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

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

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۱۰/۰۱، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۰۸/۲۶)

## چکیده

عملکرد لرزه‌ای مناسب، قیمت نسبی پایین و سهولت در طراحی و اجرا از مزایای میراگرهای منفعل به شمار می‌رود، لیکن عدم امکان تغییر در مشخصات سیستم کنترل متناسب با نوع و میزان نیروی وارده، موجب افت عملکرد و کاهش راندمان عملکرد آنهاست. در این تحقیق در ابتدا یک میراگر چندسطحی غیرفعال لوله‌درلوله نوین با قابلیت تغییر سختی، مقاومت و میزان جذب انرژی در سطوح مختلف جهت کاهش ارتعاشات لرزه‌ای سازه‌ها ارائه گردیده و عملکرد آن در سه سازه ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی فزاینده با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج حاکی از آنست که علیرغم تفاوت ماهیت زلزله‌های انتخابی و مولفه‌های دینامیکی آنها نظیر مدت تداوم و نیز محتوای فرکانسی، در تمامی آنها میراگر پیشنهادی سبب بهبود محسوس عملکرد سازه گردیده که موید عملکرد موثر در بهسازی سازه‌ها تحت زلزله‌های مختلف به واسطه سختی و مقاومت متغیر آن است. همچنین نتایج تحلیل‌های دینامیکی فزاینده گویای افزایش سطح عملکرد سازه و افزایش ظرفیت جذب انرژی آن است. شتاب طیفی حداکثر مود اول سازه قاب خمشی ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه به ترتیب مقادیر ۴/۷۵، ۴/۵۳ و ۳/۳۶ ثبت گردید که موید روند نزولی محسوس پارامتر مذکور با افزایش تعداد طبقات قاب می‌باشد. لیکن به دلیل نیاز به مهاربندی و افزایش سختی جانبی، این مقادیر در سازه دارای میراگر به ترتیب ۵/۹۵، ۴/۹۸ و ۳/۹۳ حاصل شد. مقایسه نمودارهای میانه، موید تفاوت محسوس در رفتار سازه قاب خمشی و قاب دارای میراگر پیشنهادی است به طوری که با افزایش تغییر مکان نسبی طبقات، افت محسوس عملکرد سازه و افقی شدن منحنی رفتاری در اثر فقدان سختی و مقاومت لازم در قاب خمشی قابل مشاهده است. لیکن در هر سه سازه، اتصال میراگر پیشنهادی موجب بهبود عملکرد در نتیجه کاهش تغییر مکان‌های نسبی طبقات بوده و حتی در انتهای نمودار نیز ظرفیت قابل ملاحظه‌ای در سازه جهت مقابله با نیروهای جانبی وجود دارد. به نظر می‌رسد میراگر پیشنهادی در عین سادگی، قابلیت اجرا و هزینه نسبی پایین، از عملکرد مناسب و قابل قبول در کاهش دامنه ارتعاشات و در نتیجه نیروی وارد به سازه برخوردار باشد.

## واژگان کلیدی

کنترل چندسطحی، میراگر لوله در لوله، ظرفیت سازه، تحلیل دینامیکی فزاینده

## Performance Evaluation of Yielding Pipe in Pipe Damper Using Incremental Dynamic Analysis

A. Cheraghi, S.M. Zahrai

### Abstract

Suitable seismic performance, relatively low price and ease in design and implementation are benefits of passive dampers, but invariant performance parameters proportional to the type and amount of input energy decrease their efficiency. In this study, at first a new multi stage passive damper with variable stiffness, strength and energy absorption capacity is introduced and its performance in three 5, 10 and 15-story frames is evaluated by incremental nonlinear dynamic analysis using the SAP2000 software. Results indicate that despite differences in dynamic parameters of selected seismic records such as duration of strong ground motions and frequency content, structural performance has been significantly improved which proved new damper effectiveness on improving the seismic performance of structures. Besides, results show the structural performance improvement and increasing its energy absorption capacity. The first mode spectral acceleration of moment frame structures reached 4.75g, 4.53g and 3.36g respectively for 5, 10 and 15-story frames confirming the downward trend by increasing the number of stories. Moreover, the related amounts in the structures equipped by new damper, were 5.95g, 4.98g and 3.93g respectively. Comparing the median values, revealed significant differences in the behavior of moment frames and frame equipped by proposed damper such that increasing the spectral acceleration and relative displacement causes plateau portion in the moment frame IDA graphs due to the lack of lateral stiffness. But in all three damper equipped structures, performance enhancement and relative displacement decrement are visible and even at the end of the IDA curves there are remarkable capacity to cope with lateral forces. According to the results, the proposed damper despite its simplicity, applicability and relatively low cost, demonstrates good performance in reducing the input energy and seismic vibrations of structures.

### Keywords

Multi stage control system, Pipe in pipe damper, Structural capacity, Incremental dynamic analysis

نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد ۵/



کنترل منفعل سازه‌ها در مناطق زلزله‌خیز، یکی از مواردی است که همواره مورد توجه مهندسين سازه قرار گرفته است. وقوع یک زمین‌لرزه موجب ورود مقدار زیادی انرژی متناسب با پارامترهای دینامیکی سازه و نیز محتوای فرکانسی زلزله به سازه می‌گردد. در متداول‌ترین روش‌های طراحی با تکیه بر تغییرشکل‌های غیرارتجاعی قسمت‌های خاصی از سازه، فرض بر این است که انرژی ورودی تا حد زیادی مستهلک می‌گردد. برای کاهش خسارت‌های سازه‌ای در اعضاء اصلی، تولید و ساخت سیستم‌های جاذب انرژی منفعل مورد توجه قرار گرفته تا بتوان خسارت‌ها را به اعضاء فرعی و قابل تعویضی محدود نمود. استفاده از میراگرهای فلزی جاری شونده یکی از راهکارهای موثر در بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه است که ابتدا توسط Kelly و Skinner [۱] مطرح گردید. پس از آن تحقیقات متعددی در این زمینه انجام شده که طراحی میراگرهای ADAS [۲]، TADAS [۳]، و پانل‌های برشی [۴]، از جمله آنها می‌باشند. معمولاً طراحی به گونه‌ای است که عضو فیوزشونده قسمت قابل توجهی از انرژی ورودی به سازه را با ورود به مرحله غیرخطی و تشکیل مفاصل پلاستیک مستهلک نموده و از ورود سایر اعضاء سازه به مرحله غیرخطی و همچنین کمانش اعضاء مهاربند جلوگیری نماید. این ایده از جمله مواردی است که به طور گسترده در جهت اصلاح رفتار لرزه‌ای مهاربندها مورد توجه قرار گرفته است.

امکان استفاده از لوله به عنوان یک میراگر با رفتار شکل‌پذیر توسط محققین مختلف مورد بررسی قرار گرفته است که به عنوان نمونه می‌توان به تحقیقات Maleki و Bagheri [۵] اشاره نمود. آنها با مطالعه رفتار لوله‌های فولادی توخالی و پر شده با بتن، به بررسی امکان استفاده از این ابزارها به عنوان میراگر هیستریزیس لرزه‌ای تحت تنش برشی پرداختند. نتایج تحلیل‌های المان محدود حاکی از آن است که سختی و مقاومت میراگر لوله‌ای با افزایش طول لوله به صورت خطی و با افزایش ضخامت و کاهش قطر آن، به شکل غیرخطی افزایش خواهد یافت. لوله‌های فولادی پر شده با بتن، با بروز رفتار غیرشکل‌پذیر ناشی از شکست بتن دچار گسیختگی شده و رفتار هیستریزیس مطلوب و پایداری از خود نشان نمی‌دهند. درحالی‌که، لوله‌های فولادی توخالی همانند شکل پایدار خود، از ظرفیت بالایی در جذب و استهلاک انرژی برخوردار بوده و میرایی و اسکوز معادل بزرگی در برابر تحریکات لرزه‌ای ایجاد می‌نمایند. Malek و

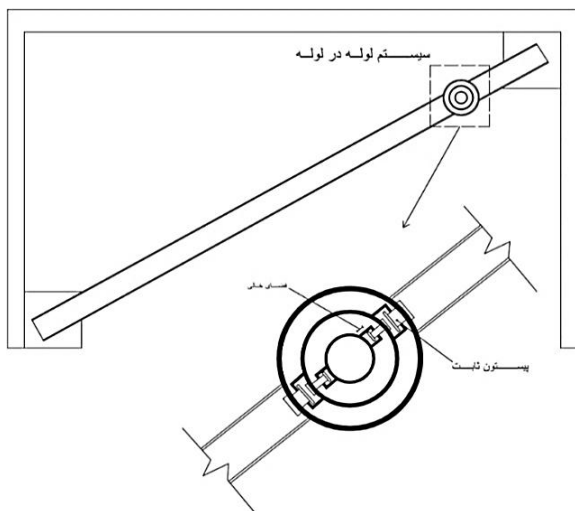
همکارانش [۶]، با استفاده از تحلیل اجزای محدود، رفتار چرخه‌ای میراگر حلقوی را بررسی نمودند. منحنی‌های هیستریزیس پایدار بیانگر رفتار مناسب و قابلیت استهلاک انرژی بالای آن می‌باشد. ملکی و محجوبی [۷ و ۸] میراگرهای جدیدی با استفاده از دو لوله تودرتو و نیز لوله پر شده با سرب و روی ارائه نمودند. نتایج مطالعات آزمایشگاهی هر دو میراگر حاکی از شکل‌پذیری مناسب، جذب انرژی بالا و چرخه‌های هیستریزیس پایدار می‌باشد. همچنین رفتار میراگر پیشنهادی بر روی سازه‌های مختلف نیز در تحلیل‌های عددی مورد بررسی قرار گرفته است [۹]. در تحقیق دیگر Abbasnia و همکارانش [۱۰] در مطالعاتی به بررسی بهبود رفتار مهاربندهای هم محور با استفاده از حلقه فولادی پرداختند. طراحی میراگر حلقه، متأثر از نیروی محوری بادبند بوده و باید قبل از وقوع کمانش عضو فشاری تحت تحریکات لرزه‌ای وارد فاز غیرارتجاعی شده و جذب انرژی نماید. نتایج آنالیز المان محدود با مطالعه رفتار حلقه فولادی در یک مهاربند قطری نشان داد این حلقه به عنوان یک عضو شکل‌پذیر، دارای عملکرد مناسب بوده و موجب بهبود رفتار مهاربند می‌گردد. اصلاح رفتار مهاربند همگرا با استفاده از نوعی اتصالات مفصلی خاص توسط Tirca و همکارانش [۱۱] مورد بررسی قرار گرفت. نتایج حاکی از بهبود عملکرد لرزه‌ای مهاربند با تکیه بر تمرکز مفاصل پلاستیک در اتصالات و الاستیک ماندن رفتار عضو اصلی مهاربند بود. احمدی و همکاران میراگر هیستریزیس نوینی با استفاده از تعدادی صفحات دایره‌ای شکل دنداندار که حول محور لوله گذرنده از مرکز دوران می‌کنند ارائه نمودند. میله فولادی از یکسو به اعضاء مهاربندی و از طرف دیگر به تیر بالایی قاب متصل بوده و روش کار آن بر پایه استهلاک انرژی بر مبنای استفاده از مکانیزم خمش و لهیدگی در صفحات فولادی می‌باشد. همچنین نتایج تحلیلی گویای عملکرد مناسب آنها و پایداری منحنی‌های هیستریزیس بوده که حاکی از اتلاف انرژی مناسب این سیستم می‌باشد [۱۲].

استفاده از سیستم‌های کنترل منفعل چندسطحی یکی از مواردی است که در سال‌های اخیر مورد توجه محققین مختلف قرار گرفته است. ایده اصلی در اینگونه سیستم‌ها، ترکیب دو سیستم کنترل منفعل دارای سختی و مقاومت متفاوت بوده که موجب تغییر مشخصات سیستم تحت نیروهای مختلف و بروز رفتارهای متفاوت تحت سطوح انرژی است.

Balendra و همکارانش سیستم کنترل دوسطحی متشکل از مهاربند زانویی و اتصال پیچی شیاردار را ارائه نمودند [۱۳].



فضای خالی تعبیه شده که این فاصله ناشی از مقاومت و سختی خمشی لوله‌های خارجی تر بوده که با توجه به قطر و ضخامت آنها قابل محاسبه خواهد بود. با اعمال نیروی جانبی به مهاربند، لوله خارجی شروع به تغییر شکل نموده و وقوع کرنش‌های پلاستیک موضعی موجب استهلاک انرژی می‌گردد. با افزایش نیرو و در نتیجه افزایش اعوجاج جدار لوله خارجی، اتصال آن به لوله داخلی تر، موجب افزایش سختی و مقاومت سیستم و مشارکت هر دو لوله در استهلاک انرژی می‌شود. با افزایش میزان نیروی وارد به سازه طی زلزله‌های شدید، سختی و مقاومت لوله مرکزی نیز وارد عمل شده و مجموعه مقاومت و سختی‌های خمشی هر سه لوله موجب استهلاک انرژی می‌گردد. نکته قابل توجه آنست که تعداد لوله‌ها از لحاظ تئوری دارای محدودیت نبوده و افزایش یا کاهش آنها موجب طراحی میراگر منفعل تسلیمی چندسطحی با سطوح عملکرد مختلف می‌شود. همچنین لازم به ذکر است که جهت جلوگیری از کمانش مهاربند و افزایش شکل‌پذیری رفتار آن باید مقاومت نهایی سیستم لوله‌های تودرتو از بار بحرانی کمانش مهاربند کمتر باشد. رعایت نکته مذکور سبب اطمینان از رفتار مناسب عضو مهاربند و در نتیجه افزایش شکل‌پذیری آن خواهد بود.



شکل ۱- ایده اصلی تحقیق

## ۲-۱- معرفی اجزا و قطعات میراگر پیشنهادی

### ۲-۱-۱- لوله خارجی

همانطور که در شکل (۲) ملاحظه می‌شود در داخل جدار داخلی لوله خارجی، پیستونهای ثابتی طراحی گردیده که موجب اتصال آن به لوله داخلی شده است. سر پهن تر پیستون موجب

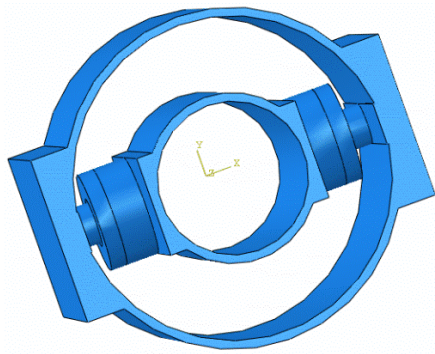
تحت بارهای سرویس و نیروهای کم، اتصال پیچی شیاردار با ایجاد میرایی اصطکاکی موجب استهلاک انرژی بوده و پس از آن در زلزله های شدید، استهلاک انرژی از طریق رفتار شکل‌پذیر و تسلیم عضو زانویی انجام می‌گیرد. همچنین Zahrai و Vosooq تحقیقاتی بر روی سیستم دوسطحی با استفاده از ترکیب تیر پیوند قائم و المان زانویی انجام دادند. تشکیل مفاصل پلاستیک بر روی تیر پیوند قائم تحت نیروهای خفیف موجب افزایش استهلاک انرژی سیستم بوده و در طی نیروهای شدید، تغییر شکل‌های پلاستیک المان زانویی سبب افزایش شکل‌پذیری و بهبود عملکرد لرزه‌ای سیستم می‌گردد [۱۴]. طراحی سیستم به گونه‌ای است که با افزایش نیروها، از تغییر مکان بیشتر تیر پیوند قائم ممانعت گردیده و عضو قوی‌تر وارد عمل می‌گردد. منحنی رفتاری سیستم موید رفتار دوسطحی سیستم پیشنهادی و توانایی جذب انرژی در دو سطح مختلف است.

در تحقیق دیگر Hoseini Hashemi و Alirezai در سال ۲۰۱۵ به بررسی رفتار میراگر دوسطحی با ترکیب مهاربند واگرا و المان زانویی پرداختند. طراحی این سیستم به گونه‌ای است که در نیروهای پایین المان زانویی موجب استهلاک انرژی گردیده و در نیروهای بالاتر، مهاربند واگرا موجب جذب نیرو می‌گردد [۱۵]. یک سر مهاربند به المان زانویی و سر دیگر آن به تیر پیوند متصل گردیده است. همچنین جهت جلوگیری از سری شدن سختی المان‌های پیشنهادی از یک سیستم قفل شونده دو طرفه در پشت المان زانویی استفاده شده که با افزایش تغییر مکان المان زانویی وارد عمل شده و از تغییر شکل بیشتر آن جلوگیری می‌نماید. نتایج مطالعات آزمایشگاهی صورت گرفته تحت بارگذاری چرخه‌ای رفت و برگشتی گویای عملکرد مناسب، شکل‌پذیری بالا و رفتار غیرخطی مطلوب است.

با توجه به ضرورت افزایش شکل‌پذیری و استهلاک انرژی سازه‌های واقع در نواحی لرزه‌خیز، در این پژوهش به معرفی و بررسی رفتار یک میراگر منفعل چندسطحی با قابلیت تغییر سختی، مقاومت و جذب انرژی در سطوح مختلف پرداخته شده و سپس عملکرد لرزه‌ای آن با استفاده از تحلیل دینامیکی فزاینده مورد بررسی قرار گرفته است.

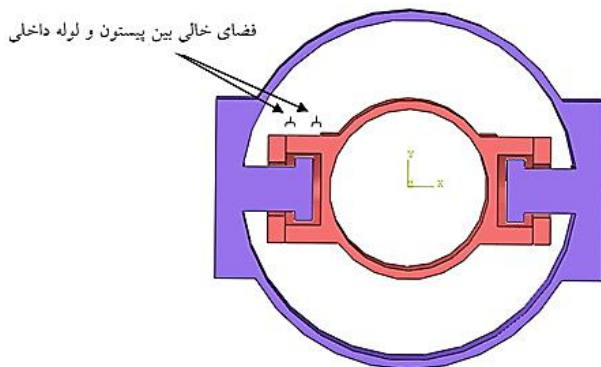
## ۲- معرفی میراگر تسلیمی چندسطحی پیشنهادی

ایده اصلی میراگر پیشنهادی به صورت شماتیک در شکل (۱) نشان داده شده است [۱۶]. همانطور که ملاحظه می‌گردد، میراگر مذکور از تعدادی لوله تودرتو تشکیل گردیده که به وسیله پیستون‌هایی به هم متصل گردیده‌اند. بین هر لوله با لوله بعدی



شکل ۴- نمای میراگر دوسطحی پیشنهادی

جهت مشاهده بهتر مکانیزم رفتاری میراگر پیشنهادی، برش داخلی آن در شکل (۵) ترسیم گردیده است. همانطور که ملاحظه می‌گردد در ابتدا دو لوله کاملاً از هم مستقل بوده و با اعمال نیرو از طرف مهاربند، تنها سختی خمشی لوله خارجی وارد عمل شده و تغییرشکل خمشی و وقوع کرنش‌های پلاستیک موجب استهلاک انرژی خواهد بود. افزایش نیروها و در نتیجه تغییر مکان‌ها و اعوجاج لوله خارجی، سبب پر شدن فضای خالی بین پیستون‌ها و لوله داخلی شده و اتصال دو لوله موجب عملکرد مرکب و مشارکت هر دو لوله در بازتوزیع نیروها خواهد بود. نکته حائز اهمیت در تعیین فاصله مناسب بین دو لوله در محدوده رفتار مناسب هر کدام از لوله‌ها نهفته است به طوری که قبل از وقوع خرابی عمده در لوله خارجی باید لوله داخلی وارد عمل شده و با افزایش سختی و رفتار مرکب، وقوع کرنش‌های پلاستیک در هر دو لوله موجب استهلاک انرژی گردد.

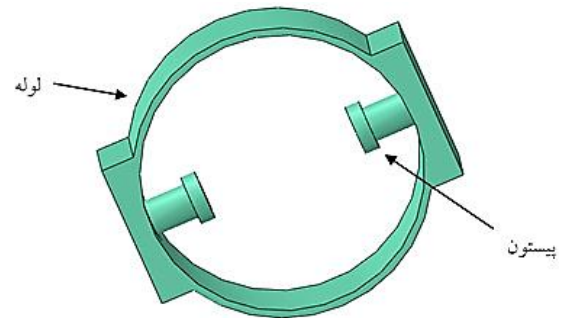


شکل ۵- مقطع میراگر دوسطحی پیشنهادی

### ۳- تحلیل دینامیکی فزاینده

تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده روشی پارامتری است که در

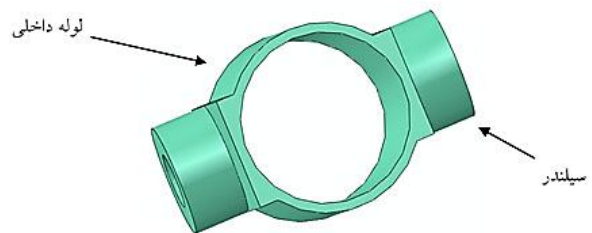
اتصال لوله‌های خارجی و داخلی، کاهش تمرکز تنش حین اعمال نیروی فشاری و نیز عدم خروج از داخل سیلندر تعبیه شده بر روی لوله داخلی هنگام بارگذاری کششی و در نتیجه عملکرد مرکب لوله‌ها می‌گردد. همچنین در طرفین لوله و محل اتصال مهاربند به لوله، سخت‌کننده‌هایی جهت جلوگیری از تمرکز تنش و وقوع کرنش‌های موضعی و افزایش شکل‌پذیری رفتار لوله نصب گردیده است.



شکل ۲- نمای لوله خارجی

### ۲-۱-۲- لوله داخلی

بر روی جدار خارجی لوله داخلی مطابق با شکل (۳)، سیلندرهایی تعبیه گردیده که موجب اتصال لوله‌های تودرتو به یکدیگر است. اتصال لوله‌ها به صورت نری مادگی بوده و باریک شدگی قسمت انتهایی سیلندر موجب عدم خروج پیستون‌های ثابت لوله خارجی از درون آن تحت نیروهای کششی می‌باشد.



شکل ۳- نمای لوله داخلی

شکل شماتیک میراگر دوسطحی پیشنهادی در شکل (۴) ارائه شده است. همانطور که ملاحظه می‌گردد، قسمت دارای سطح مقطع بزرگ‌تر پیستون‌های لوله خارجی در سیلندرهایی لوله داخلی قرار گرفته و موجب رفتار مرکب آنها و مشارکت در توزیع نیروی جانبی تحت نیروهای کششی و فشاری وارد از طرف مهاربند خواهد بود.

آن تعدادی شتاب‌نگاشت زلزله، هر یک تا رسیدن به یک شدت خاص، مقیاس شده و از مقادیر کم تا زیاد بر سازه اعمال می‌گردند. به عبارت دیگر تحلیل مذکور روشی است که با استفاده از یک سری تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و با مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها، پیش‌بینی قدرت‌مندی را از ظرفیت و تقاضای سازه ارائه می‌دهد. این روش دارای قابلیت نمایش رفتار لرزه‌ای سازه و نیز ظرفیت آن بوده و می‌تواند در تعیین عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها مورد استفاده قرار گیرد. حجم زیاد تحقیقات صورت گرفته حاکی از توانایی این تحلیل در ارزیابی عملکرد سازه‌هاست به طوری که محققین مختلف به تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده در تخمین رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتنی و فولادی تحت بارگذاری لرزه‌ای توجه ویژه‌ای نموده‌اند [۱۷ و ۱۸]. روش تحلیل دینامیکی فزاینده ابزاری کارآمد در مهندسی زلزله با قابلیت تخمین هم زمان نیاز و ظرفیت سازه است. همچنین در تحقیقات مختلف، به اصول و مفاهیم پایه تحلیل دینامیکی فزاینده، تعیین سطوح عملکردی، خلاصه کردن منحنی‌های IDA، مباحث احتمالاتی مربوط به مقادیر میانگین سالیانه تجاوز از حالات حدی و تخمین منحنی‌های IDA پرداخته شده است [۱۹ و ۲۰]. به طور کلی این روش از دقیق‌ترین روش‌های تحلیل سازه به شمار می‌رود لیکن حجم زیاد اطلاعات ورودی، زمان‌بر بودن و نیاز به تخصص بالا در تفسیر نتایج از معایب آن است.

مراحل تحلیل دینامیکی فزاینده شامل موارد ذیل می‌باشد:

- ساخت مدل عددی مناسب از سازه
- انتخاب تعدادی رکورد زلزله مناسب جهت انجام تحلیل‌های غیرخطی
- انتخاب شاخص شدت (IM) و شاخص خرابی مناسب (DM)
- مقیاس هر رکورد به طور فزاینده و انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی
- رسم منحنی IDA با استفاده از داده‌های شدت و خرابی به دست آمده

### ۳-۱- مفاهیم و اصطلاحات مورد استفاده در تحلیل IDA

اهم مفاهیم و اصطلاحات مورد استفاده در این روش به شرح ذیل می‌باشد:

**ضریب مقیاس:** هر یک از رکوردهای انتخاب شده، دارای مقادیر شتاب‌هایی خواهد بود که باید با ضرایبی از شدت کم تا

زیاد تقسیم‌بندی گردد. استفاده از ضریب مقیاس ساده‌ترین روش برای حصول شدت‌های مختلف زلزله‌ها محسوب شده ولی هیچ اطلاعاتی از میزان و اندازه انرژی جنبشی شتاب‌نگاشت و تاثیر آن بر روی سازه بدست نمی‌دهد. لیکن در حالت ایده‌آل، بایستی شتاب‌نگاشت‌ها طوری مقیاس شوند که رفتار لرزه‌ای سازه‌ها از حالت خطی تا غیرخطی و فروریزش کلی سازه را پوشش دهند. *اندازه شدت:* کمیت‌های مختلفی نظیر بیشینه شتاب زمین (PGA)، بیشینه سرعت زمین (PGV)، شتاب طیفی متناظر میرایی ۵ درصد برای مود اول (Sa, T1, 5%) و ضریب نرمال‌سازی معادل با ضریب رفتار تسلیم برای بیان شدت زلزله‌های انتخابی در تحقیقات مختلف ارائه گردیده است. در این تحقیق، ضریب شتاب طیفی مود اول با میرایی ۵ درصد به عنوان یک اندازه شدت مناسب جهت تحلیل‌ها انتخاب گردید.

لحاظ یک شاخص شدت مناسب منجر به پراکندگی کمتر در پاسخ‌های ثبت شده در تحلیل‌ها و در نتیجه تقریب دقیق‌تر از شاخص‌های آماری این پاسخ‌ها می‌شود [۲۱].

*اندازه خسارت:* شاخص خسارت یک پارامتر حاصل از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی مانند بیشینه برش پایه، بیشینه چرخش مفاصل پلاستیک، بیشینه جابجایی نسبی طبقات، بیشینه جابجایی نسبی بام، و شاخص‌های خرابی نظیر شاخص Park و Ang است. انتخاب یک کمیت مناسب برای اندازه خسارت بستگی به نوع کاربرد مسئله، مشخصات سازه مورد نظر و اهداف تحلیل دارد. در این تحقیق پارامتر بیشینه جابجایی نسبی طبقات به عنوان یک شاخص خسارت مناسب جهت ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌ها لحاظ گردید.

به طور کلی برای انجام تحلیل دینامیکی فزاینده، حتی‌المقدور رکورد زلزله‌های منطبق با محل احداث سازه از نظر پارامترهای تعیین‌کننده خطر لرزه‌ای مانند شتاب حداکثر، محتوای فرکانسی، مکانیزم گسل و نوع خاک انتخاب می‌شوند. هر شتاب‌نگاشت در ابتدا به مقدار کوچکی از شاخص شدت که متضمن ایجاد رفتار خطی در مدل سازه‌ای باشد مقیاس شده و سازه تحت اثر آن تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی می‌شود. به تدریج با افزایش ضریب مقیاس با یک الگوی مناسب، تا رسیدن به حد فروریزش سازه‌ای ادامه یافته و پس از اتمام هر یک از مراحل تحلیل، مقدار شاخص تقاضا متناظر با آن ثبت می‌شود. در نهایت نمودار تغییرات شاخص شدت در مقابل شاخص تقاضا موسوم به منحنی IDA، برای تمامی رکوردهای مورد نظر رسم می‌شود.



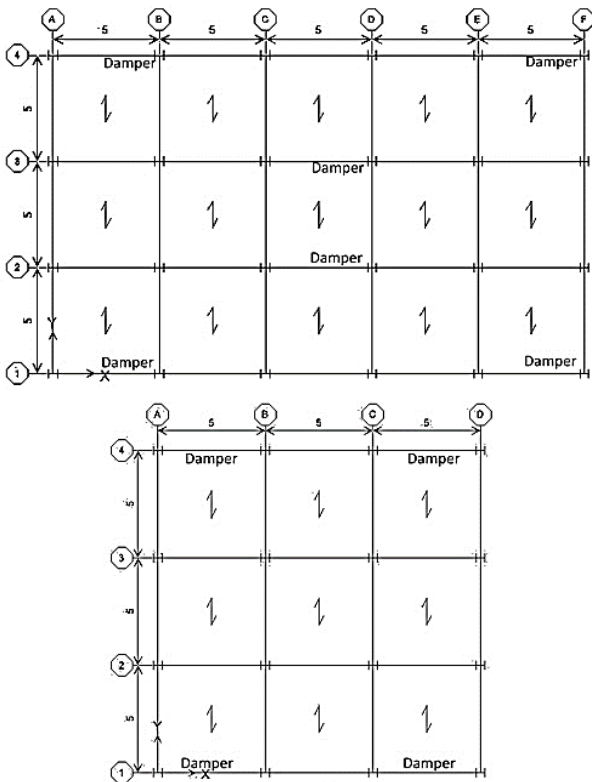
#### ۴- بررسی تاثیر میراگر در بهبود پاسخ لرزه‌ای قاب‌های

##### خمشی

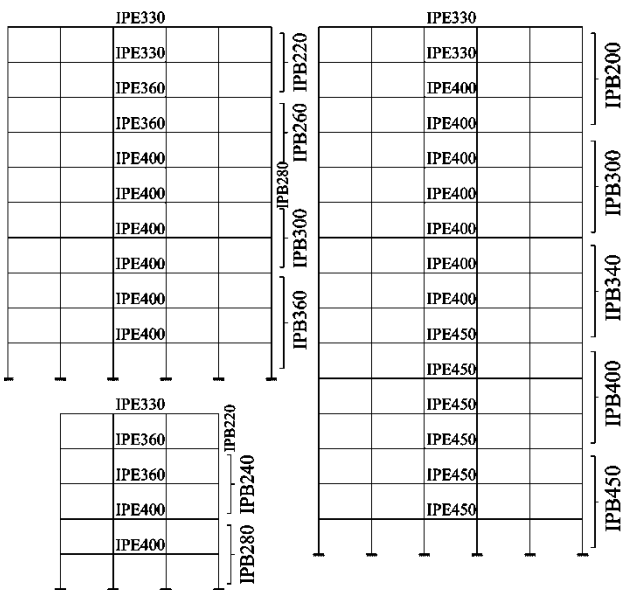
در این بخش تاثیر میراگر پیشنهادی در بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها مورد ارزیابی قرار گرفت. لذا بدین منظور ۳ ساختمان ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با پلان نشان داده شده در شکل (۶)، به ترتیب به عنوان نماینده ساختمان‌های کوتاه، متوسط و بلند مطابق با ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان [۲۲] و [۲۳] با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 [۲۴] طراحی و سپس یک قاب از هر پلان جهت تحلیل‌های دینامیکی تکمیلی مورد بررسی قرار گرفت. ارتفاع کلیه طبقات ۳/۲ متر بوده و بارگذاری مرده و زنده به ترتیب ۵۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع مطابق با مبحث ۶ مقررات ملی اعمال گردید [۲۵]. سازه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی متوسط با فرض کاربری مسکونی و قرارگیری در منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد واقع بر روی خاک نوع ۱ طراحی گردید. فولاد به کار رفته از نوع st37 با تنش تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع، مدول الاستیسیته  $2 \times 10^6$  کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و ضریب پواسون  $0/3$  انتخاب گردید. همچنین جهت مدل‌سازی تیرها از مقاطع IPE و برای ستون‌ها از مقاطع IPB استفاده شد. مقاطع تیرها و ستون‌ها در شکل (۷) قابل مشاهده می‌باشد.

#### ۵- رکوردهای زلزله‌های انتخابی

جهت بررسی عملکرد میراگر پیشنهادی طی بارگذاری لرزه‌ای از ۷ شتاب‌نگاشت [۲۶] با شتاب حداکثر، مدت تداوم و محتوای فرکانسی متفاوت استفاده گردید. بر طبق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰، شتاب‌نگاشت‌های اعمالی ابتدا به حداکثر مقدار خود مقیاس شده به طوری که شتاب حداکثر تمام آنها برابر با  $g$  گردد. سپس طیف‌های پاسخ ترکیبی در محدوده زمانی  $0/2$  تا  $1/5$  برابر زمان تناوب سازه با طیف طرح استاندارد مقایسه می‌گردد. در نهایت ضریب مقیاس باید طوری انتخاب گردد که در محدوده مذکور مقادیر پاسخها از  $1/31$  برابر مقادیر طیف طرح استاندارد کمتر نباشد. حال با ضرب ضریب مقیاس مذکور در شتاب‌نگاشت‌ها می‌توان از آنها در تحلیل دینامیکی استفاده نمود. تحلیل دینامیکی فزاینده با استفاده از مولفه‌های افقی زوج شتاب‌نگاشت معرفی شده به شرح جدول (۱) و با انجام بیش از ۵۰۰ تحلیل تاریخچه‌زمانی صورت گرفته است.



شکل ۶- پلان سازه‌های مورد استفاده در تحلیل عددی



شکل ۷- مشخصات مقاطع سازه‌ها

#### ۶- مشخصات دینامیکی سازه‌ها

زمان تناوب سازه یکی از پارامترهای بسیار تاثیرگذار در رفتار آن طی بارگذاری دینامیکی است. لذا در ابتدا جهت بررسی میزان تاثیر میراگر پیشنهادی در تغییر مشخصات دینامیکی سازه، زمان تناوب مودهای اول و دوم با استفاده از تحلیل مودال ثبت شد.



جدول ۱- مشخصات رکوردهای مورد استفاده

مدت تداوم (s)	فاصله ایستگاه از گسل (km)	PGV (cm/s)	PGA (g)	ایستگاه	سال	زلزله
۵۳	۸۵/۶۴	۱۰۵/۶	۰/۳۶	TCU045	۱۹۹۹	چی چی
۳۹	۷۶/۲۱	۹۳/۲	۰/۳۲	USGS 5115	۱۹۷۹	امپریال ولی
۴۰/۹	۹۸/۱۳	۸۶/۳	۰/۳۴	Kakogawa	۱۹۹۵	کوبه
۳۵	۲۹/۱۴	۶۶/۵	۰/۳۵	YARIMCA	۱۹۹۹	کوکائلی
۴۰	۲۶/۴۵	۱۱۷/۳	۰/۵۷	CDMG-24278	۱۹۹۴	نورت ریچ
۳۹/۹	۶۳/۵۶	۵۴/۶	۰/۳۷	CDMG -47381	۱۹۸۹	لوما پریتا
۳۹/۹۳	۸۱/۷۹	۲۳/۷	۰/۱۹	USGS 1028	۱۹۶۱	هالیستر

۱۵ طبقه به ترتیب مقادیر  $(g)$   $۴/۷۵$ ،  $(g)$   $۴/۵۳$  و  $(g)$   $۳/۳۶$  ثبت گردید که موید روند نزولی محسوس پارامتر مذکور با افزایش تعداد طبقات قاب می باشد. همچنین مقادیر مذکور در سازه دارای میراگر به ترتیب  $(g)$   $۵/۹۵$ ،  $(g)$   $۴/۹۸$  و  $(g)$   $۳/۹۳$  حاصل گردید. وجود ناحیه افقی در قسمت های پایانی نمودارها قابل توجه بوده و به نظر می رسد، فروریزش ساختمان های ۱۰ و ۱۵ طبقه در قاب خمشی با افت عملکرد شدیدی در این سازه ها همراه است. در حالی که این تمرکز خسارت و کاهش محسوس سختی در رفتار قاب ۵ طبقه مشهود نبوده و معمولاً توزیع تغییر مکان نسبی حداکثر طبقات با روند تقریباً ثابتی در ارتفاع ساختمان افزایش یافته است. لیکن در قاب ۱۰ و ۱۵ طبقه، روند توزیع تغییر مکان نسبی در طبقات دارای اختلاف فاحش بوده و معمولاً تمرکز تغییر مکان نسبی در تعداد محدودی از طبقات موجب بروز خسارت در آنها است. تفاوت در روند بروز خسارت و آسیب قاب های کوتاه و بلند در نمودارهای IDA کاملاً مشهود است. در واقع، مود خرابی سازه های بلند به دلیل افزایش تاثیر مودهای بالاتر از پیچیدگی بیشتری برخوردار است. تمرکز شدید تغییر مکان نسبی در تعداد محدودی از طبقات در شرایطی که تغییر مکان نسبی سایر طبقات مقادیر نسبتاً کمی دارند، منجر به ایجاد طبقه نرم و مکانیزم شدن سازه است. نمودارهای IDA قاب ها به همراه صدک های ۱۶، ۵۰ و ۸۴ آنها برای سازه ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه به ترتیب در شکل های (۸) تا (۱۰) نشان داده شده و مقادیر حاصله مورد مقایسه قرار گرفته است. به دلیل تفاوت و تغییر منحنی های بدست آمده برای هر شتاب نگاشت با شتاب نگاشت دیگر، ارزیابی منحنی های IDA دشوار است. لذا با استفاده از مقادیر حاصل از صدک های ۱۶، ۵۰ و ۸۴ و خلاصه سازی نمودارها، امکان مقایسه و ارزیابی دقیق تر مقادیر و بررسی روند تغییرات میسر می گردد. همانطور که در

همانطور که در جدول (۲) مشاهده می گردد، نتایج گویای تاثیر محسوس میراگر در کاهش زمان تناوب سازه بوده و میزان تاثیر نیز متاثر از مشخصات فنی میراگر و تعداد و نحوه چیدمان در سازه خواهد بود. لازم به ذکر است که تغییر در زمان تناوب سازه به عنوان پارامتر موثر در میزان نیروی وارد به آن طی بارگذاری لرزه ای با توجه به طیفهای طرح استاندارد همواره باید در طراحی و بهسازی سازه، مورد نظر قرار گیرد.

جدول ۲- تاثیر میراگر پیشنهادی بر زمان تناوب سازه

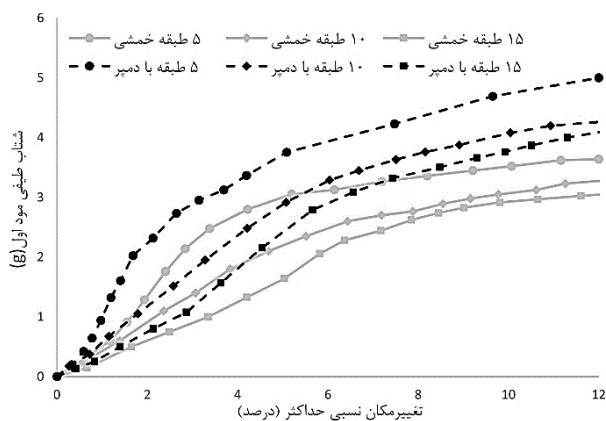
نوع سازه	زمان تناوب مود اول (s)	زمان تناوب مود دوم (s)
۵ طبقه بدون میراگر	۱/۰۵	۰/۳۷
۵ طبقه با میراگر	۰/۵۸	۰/۲
۱۰ طبقه بدون میراگر	۱/۸۳	۰/۶۸
۱۰ طبقه با میراگر	۱/۱	۰/۴۵
۱۵ طبقه بدون میراگر	۲/۳	۰/۹
۱۵ طبقه با میراگر	۱/۸۶	۰/۶۵

#### ۷- نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده

بر اساس نتایج حاصل از تحلیل ها، مقادیر پارامترهای شدت و خسارت بدست آمده در قاب خمشی و سازه مجهز به میراگر پیشنهادی مورد مقایسه قرار گرفته و نمودارهای مربوطه ترسیم شده است. به طور کلی ارزیابی مقادیر بدست آمده حاکی از آن است که با افزایش ارتفاع سازه برای یک مقدار معین شاخص تقاضا، مقادیر شاخص شدت در نمودارها کاهش یافته است. به عبارت دیگر با توجه به نمودارهای IDA مربوط به هر سه قاب، ظرفیت شتاب طیفی سازه ها با افزایش ارتفاع آنها کاهش می یابد. شتاب طیفی حداکثر مود اول سازه قاب خمشی ۵، ۱۰ و



مقادیر میانه تغییر مکان نسبی حداکثر طبقات از بین ۱۴ تحلیل تاریخیچه زمانی برای هر سه قاب در شکل (۱۱) نشان داده شده است. مقایسه نمودارهای میانه، موید تفاوت محسوس در رفتار سازه قاب خمشی و قاب دارای میراگر پیشنهادی است به طوری که با افزایش شتاب طیفی و در نتیجه افزایش تغییر مکان نسبی طبقات، افت محسوس عملکرد سازه و افقی شدن منحنی رفتاری در اثر فقدان سختی و مقاومت لازم در قاب خمشی قابل مشاهده است. لیکن در هر سه سازه، اتصال میراگر پیشنهادی موجب بهبود عملکرد در نتیجه کاهش تغییر مکانهای نسبی طبقات بوده و حتی در انتهای نمودار نیز ظرفیت قابل ملاحظه‌ای در سازه جهت مقابله با نیروهای جانبی وجود دارد.

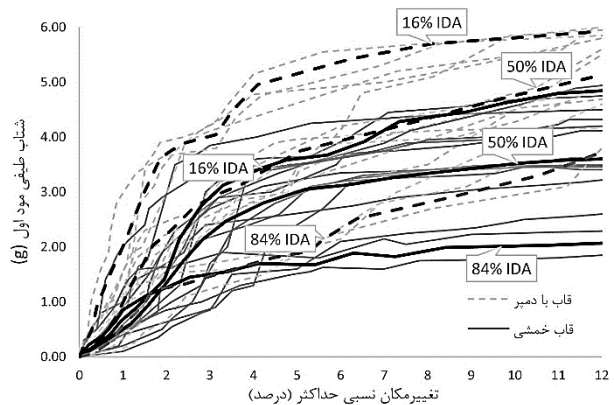


شکل ۱۱- مقایسه منحنی‌های IDA مربوط به مقادیر میانه (۵۰ درصد)

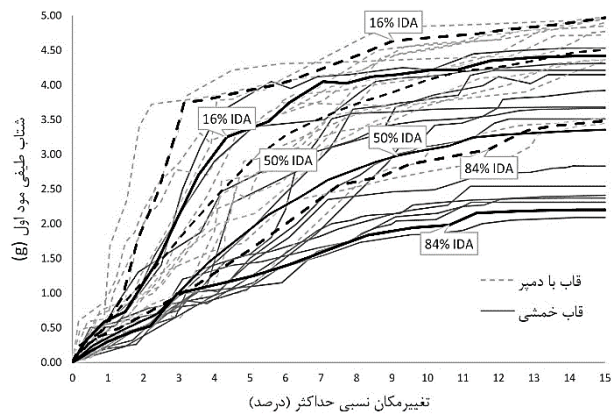
تعیین سطوح مختلف عملکرد سازه بر اساس توصیه‌های مندرج در استانداردها قابل تعیین و تفسیر می‌باشد. به عنوان مثال بر اساس راهنمای FEMA350 [۲۷] برای رکوردهای انتخابی، جهت حصول ظرفیت سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه برای قاب خمشی ویژه، بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات ( $\theta_{max} = 0.02$ ) و جهت حصول سطح عملکرد آستانه فروریزش، نقطه‌ای که شیب منحنی دینامیکی فزاینده بیست درصد شیب قسمت الاستیک منحنی باشد و یا در بیشینه تقاضای تغییر مکان نسبی زاویه‌ای بین طبقه‌های ( $\theta_{max} = 0.1$ ) هر کدام که زودتر در IM کوچکتر رخ دهند را توصیه نموده است [۲۸] (شکل (۱۲)).

لذا با عنایت به مطالب فوق‌الذکر، در منحنی‌های شکل (۱۳)، سطوح مختلف عملکرد هر سه قاب خمشی در مقابل سه قاب مجهز به میراگر پیشنهادی مورد ارزیابی قرار گرفت. همانطور که ملاحظه می‌گردد، نقطه متناظر با تغییر مکان نسبی

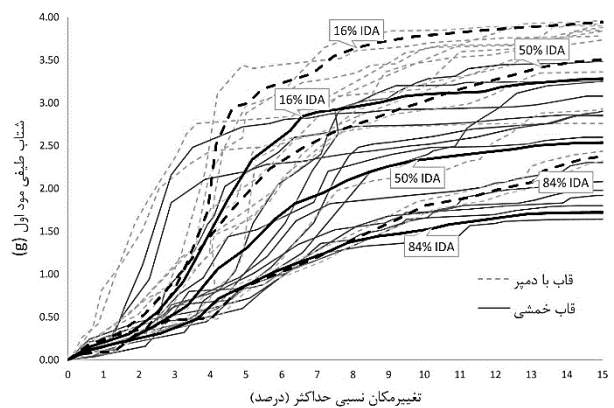
شکل‌های (۸) تا (۱۰) ملاحظه می‌گردد، تفاوت نمودارهای محسوس بوده و ظرفیت بالاتر سازه مجهز به میراگر پیشنهادی در تحمل نیروهای وارده کاملاً مشهود است.



شکل ۸- روند تغییرات منحنی‌های IDA در سازه ۵ طبقه به همراه صدک‌های ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد



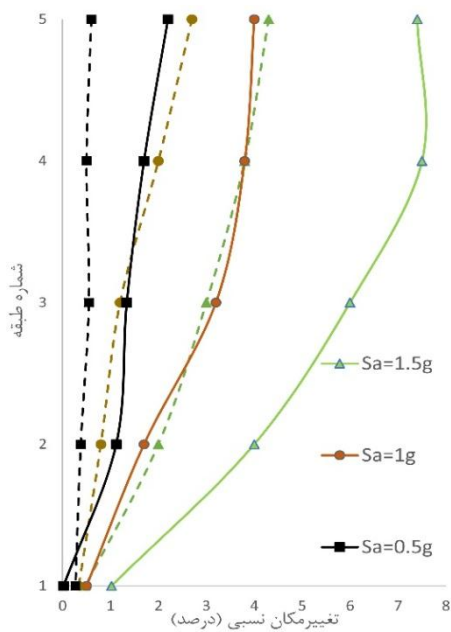
شکل ۹- روند تغییرات منحنی‌های IDA در سازه ۱۰ طبقه به همراه صدک‌های ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد



شکل ۱۰- روند تغییرات منحنی‌های IDA در سازه ۱۵ طبقه به همراه صدک‌های ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد

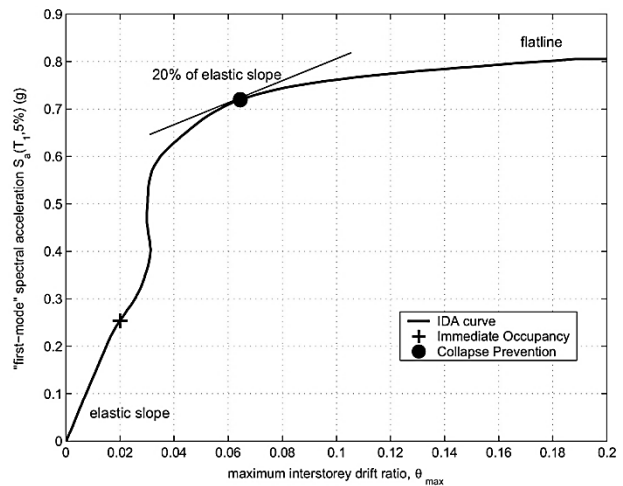


نحوه توزیع تغییرمکان نسبی طبقات یکی از موارد تاثیرگذار در میزان آسیب‌های رخ داده در یک ساختمان در مواجهه با بارگذاری دینامیکی است. لذا در این قسمت بررسی تاثیر میراگر پیشنهادی در کاهش تغییرمکان‌های نسبی و نحوه توزیع آن در ارتفاع مورد توجه قرار گرفت. به عنوان مثال تغییرمکان نسبی هر یک از طبقات طی شتاب‌نگاشت زلزله نورتریج برای ۳ سطح شتاب طیفی  $0.5g$ ،  $1g$  و  $1.5g$  ثبت و نمودار آن برای سازه ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه به ترتیب در شکل‌های (۱۴) تا (۱۶) ترسیم گردید. همانطور که ملاحظه می‌گردد مقایسه مقادیر تغییرمکان‌های نسبی بدست آمده در قاب خمشی تنها و سازه مجهز به میراگر بیانگر تاثیر محسوس استفاده از میراگر پیشنهادی در کاهش تغییرمکان‌های نسبی و بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه است.



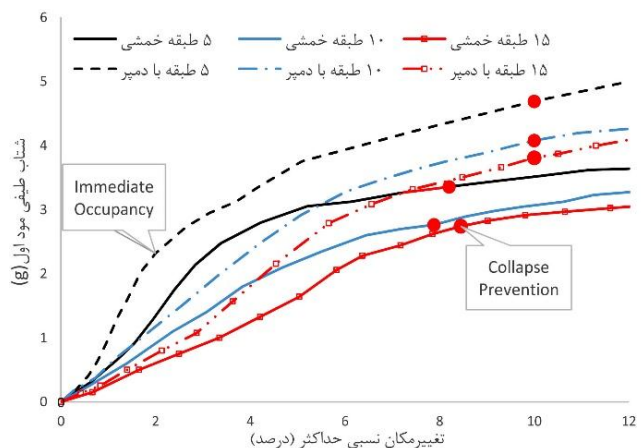
شکل ۱۴- توزیع تغییرمکان نسبی حداکثر در سازه ۵ طبقه (خطوط توپر: سازه بدون میراگر؛ خط‌چین: با میراگر)

در سازه ۵ طبقه بیشترین میزان تغییرمکان نسبی در طبقه چهارم ثبت گردید. مقدار بیشینه نسبت مذکور در سازه ۱۰ و ۱۵ طبقه به ترتیب در طبقات پنجم و چهارم حاصل شد. روند نمودارهای مذکور موید تاثیر محسوس میراگر در کاهش دررفت طبقات است، لیکن درصد تاثیر از روند یکسانی برخوردار نمی‌باشد. به عنوان مثال تاثیر میراگر در سازه کوتاه و متوسط دارای بیشترین میزان و در سازه بلند دارای کمترین مقدار



شکل ۱۲- شکل شماتیک نحوه تعیین سطوح عملکرد سازه روی منحنی IDA [۲۸]

۲ درصد به عنوان نقطه عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه بر روی نمودار میانه مشخص گردیده است. همچنین نقاط متناظر با ۲۰ درصد شیب ناحیه الاستیک به صورت نقاط قرمز رنگ روی نمودارهای میانه نشان داده شده است. لازم به ذکر است که منحنی قاب‌های مجهز به میراگر، همگی ضابطه تغییرمکان نسبی حداکثر ۱۰ درصد را قبل از حصول ضابطه شیب ۲۰ درصد ناحیه الاستیک ارضا نموده و لذا مطابق با ضوابط مذکور، سطح آستانه فروریزش در نقطه تغییرمکان نسبی ۱۰ درصد تعیین گردیده است. علاوه بر این مقایسه مقادیر منحنی‌های عملکردی قاب‌های مجهز به میراگر پیشنهادی (منحنی خط‌چین) در هر ۳ قاب ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه گویای افزایش ظرفیت جذب انرژی و ارتقای سطح عملکرد آن است.



شکل ۱۳- شکل شماتیک نحوه تعیین سطوح عملکرد سازه روی منحنی IDA [۲۸]

می‌باشد. میزان افزایش نیروهای اعمالی با توجه به طیف طرح استاندارد در اثر افزایش سختی و کاهش پریود سازه از یک سو و نیز شکل ارتعاشی غالب خمشی سازه‌های بلند از طرف دیگر سبب کاهش تاثیر میراگر در بهبود مولفه‌های مذکور و کاهش راندمان آن خواهد بود.

#### ۸- نتیجه‌گیری

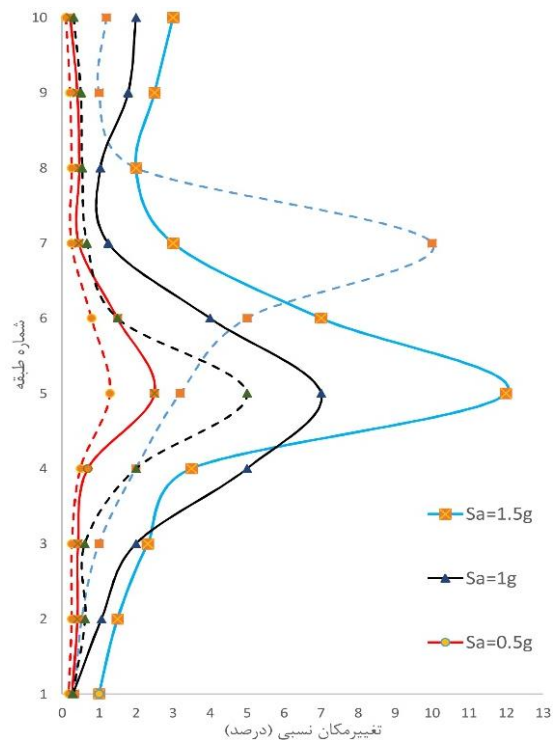
نتایج بدست آمده در این تحقیق تحت اثر رکوردهای انتخابی را می‌توان در قالب موارد زیر خلاصه نمود:

علیرغم تفاوت ماهیت زلزله‌های انتخابی و مشخصات لرزه‌شناسی آنها نظیر مدت تداوم و نیز محتوای فرکانسی، در تمامی آنها میراگر پیشنهادی سبب بهبود محسوس عملکرد سازه گردیده که موید عملکرد موثر در بهسازی سازه‌ها تحت زلزله‌های مختلف به واسطه سختی و مقاومت متغیر آن است. نتایج تحلیل‌های دینامیکی فزاینده گویای افزایش سطح عملکرد سازه و افزایش ظرفیت جذب انرژی آن است. شتاب طیفی حداکثر مود اول سازه قاب خمشی ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه به ترتیب مقادیر  $(g)/4.75$ ،  $(g)/5.3$  و  $(g)/3.36$  ثبت گردید که موید روند نزولی محسوس پارامتر مذکور با افزایش تعداد طبقات قاب می‌باشد. همچنین مقادیر مذکور در سازه دارای میراگر به ترتیب  $(g)/5.95$ ،  $(g)/4.98$  و  $(g)/3.93$  حاصل گردید.

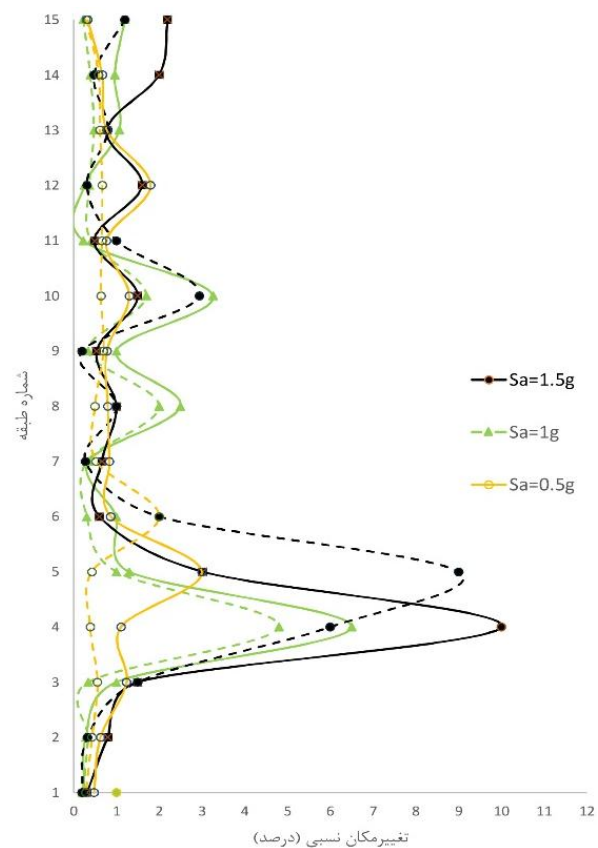
مقایسه نمودارهای میانه، موید تفاوت محسوس در رفتار سازه قاب خمشی و قاب دارای میراگر پیشنهادی است به طوری که با افزایش تغییرمکان نسبی طبقات، افت محسوس عملکرد سازه و افقی شدن منحنی رفتاری در اثر فقدان سختی و مقاومت لازم در قاب خمشی قابل مشاهده است. لیکن در هر سه سازه، اتصال میراگر پیشنهادی موجب بهبود عملکرد در نتیجه کاهش تغییرمکان‌های نسبی طبقات بوده و حتی در انتهای نمودار نیز ظرفیت قابل ملاحظه‌ای در سازه جهت مقابله با نیروهای جانبی وجود دارد.

منحنی قاب‌های مجهز به میراگر، همگی ضابطه تغییرمکان نسبی حداکثر ۱۰ درصد را قبل از حصول ضابطه شیب ۲۰ درصد ناحیه الاستیک ارضا نموده‌اند. علاوه بر این مقایسه

مقادیر منحنی‌های عملکردی قاب‌های مجهز به میراگر پیشنهادی در هر ۳ قاب ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه گویای افزایش ظرفیت جذب انرژی و ارتقای سطح عملکرد آن است. عملکرد چندسطحی و افزایش سختی و مقاومت متناسب با افزایش تغییرمکان اعمالی از مزایای بارز سیستم پیشنهادی بوده که موجب افزایش قابلیت



شکل ۱۵- توزیع تغییرمکان نسبی حداکثر در سازه ۱۰ طبقه (خطوط توپر: سازه بدون میراگر؛ خط‌چین: با میراگر)



شکل ۱۶- توزیع تغییرمکان نسبی حداکثر در سازه ۱۵ طبقه (خطوط توپر: سازه بدون میراگر؛ خط‌چین: با میراگر)



- [13] Balendra, T., YU, C.H. and Lee, F.L. (2001), "An Economical Structural System for Wind and Earthquake Loads", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 23, pp. 491–501.
- [14] Zahrai, S.M. and Vosooq, A.K. (2013), "Study of an Innovative Two-Stage Control System: Chevron Knee Bracing & Shear Panel in Series Connection", *Journal of Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 47, pp. 881–898.
- [15] Hoseini Hashemi, B. and Alirezai, M. (2015), "Experimental Investigation of a Combined System in Steel Braced Frames", *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, Vol. 17, pp. 181–191.
- [16] Cheraghi, A and Zahrai, S.M. (2016), "Innovative Multi-level Control with Concentric Pipes Along Brace to Reduce Seismic Response of Steel Frames", *Journal of Construct Steel Research*, Vol. 127, pp. 120–135.
- [17] Bazzurro, P. and Cornell, C.A. (1994), "Seismic Hazard Analysis for Non-Linear Structures. I: Methodology", *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, pp. 3320–3344.
- [18] Bazzurro, P., and Cornell, C.A. (1994), "Seismic Hazard Analysis for Non-Linear Structures. II: Applications", *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, pp. 3345–3365.
- [19] Cornell, C.A., Jalayer, F., Hamburger, R.O., Foutch, D.A., CORNELL, C.A., Hamburger, R., Foutch, D.A., Cornell, C. and Foutch, D.A. (2002), "The Probabilistic Basis for the 2000 SAC/FEMA Steel Moment Frame Guidelines", *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, pp. 526–533.
- [20] Shome, N. and Cornell, C.A. (1999), "Probabilistic Seismic Demand Analysis of Nonlinear Structures", Report No. RMS-35, RMS program, Stanford University.
- [21] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002), "Incremental Dynamic Analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 491–514.
- [22] آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، (۱۳۹۴)، استاندارد ۲۸۰۰، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ویرایش چهارم، تهران.
- [23] دفتر مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۲)، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، انتشارات توسعه، ویرایش چهارم.
- [24] دفتر مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۲)، بارهای وارد بر ساختمان، انتشارات توسعه، ویرایش سوم.
- [25] Computers and Structures, (2010), Inc. CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, Computer and Structures, Inc., Berkeley, California.
- [26] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), (2010), Web-Based PEER Ground Motion Database Berkeley (CA) [http://peer.berkeley.edu/peer\\_ground\\_motion\\_database](http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database).
- [27] FEMA, (2000), Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, Report No. FEMA-350, SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- [28] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002), "The Incremental Dynamic Analysis and Its Application to Performance-Based Earthquake Engineering", The 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, England.

اعتماد از عملکرد سازه و جلوگیری از فروریزش در زلزله‌های شدید خواهد بود. با عنایت به اینکه در طراحی این سیستم، ظرفیت خمشی میراگر کمتر از بار کمانشی مهاربند انتخاب می‌گردد، در صورت طراحی مناسب می‌توان از عدم کمانش مهاربند اطمینان حاصل نمود.

## ۹- مراجع

- [1] Kelly, J.M. and Skinner, R.I. (1972), "Mechanisms of Energy Absorption in Special Devices for Use in Earthquake-Resistant Structures", *Bulletin of New Zeland Society for Earthquake Engineering*, Vol. 5, pp. 63–88.
- [2] Bergman, D.M. and Goel, S.C. (1987), "Evaluation of Cyclic Testing of Steel Plate Devices for Added Damping and Stiffness", Report No.UMCE87–10, The University of Michigan, MI, USA.
- [3] Tsai, K., Chen, H., Hong C. and Su, Y. (1993), "Design of Steel Triangular Plate Energy Absorbers for Seismic-Resistant Construction", *Journal of Earthquake Spectra*, Vol. 9, pp. 505–528.
- [4] Nakashima, M., Iwai, S., Iwata, M., Takeuchi, T., Konomi, S., Akazawa, T. and Saburi, K. (1994), "Energy Dissipation Behaviour of Shear Panels Made of Low Yield Steel", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 23, pp. 1299–1313.
- [5] Maleki, S. and Bagheri, S. (2010), "Pipe Damper, Part I: Experimental and Analytical Study", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, pp. 1088–1095.
- [6] مالک، ش.، پابینگ، پ. و لوح قلم، ا. (۱۳۸۵)، "معرفی یک سیستم میراگر غیرفعال نوین و مقایسه آن میراگر موسوم به TADAS"، اولین همایش بین المللی مقاوم سازی لرزه‌ای، تهران.
- [7] Maleki, S.H. and Mahjoubi, S. (2013), "Dual-Pipe Damper", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 85, pp. 81–91.
- [8] Maleki, S.H. and Mahjoubi, S. (2014), "Infilled-Pipe Damper", *Journal of Construct Steel Research*, Vol. 98, pp. 45–58.
- [9] Mahjoubi, S. and Maleki, S.H. (2016), "Seismic Performance Evaluation and Dsign of Steel Structures Equipped with Dual-Pipe Dampers", *Journal of Construct Steel Research*, Vol. 122, pp. 25–39.
- [10] عباس نیا، ر.، وتر، م.ق. و کافی، م.ع. (۱۳۸۵)، "بررسی عملکرد المان شکل پذیر در بادبندهای هم مرکز قاب‌های فولادی"، دانشگاه صنعتی خواجه نصیر، هفتمین کنگره بین المللی مهندسی عمران، تهران.
- [11] Tirca, L., Danila, N. and Caprarelli, C. (2014), "Numerical Modelling of Dissipative Pin Devices for Brace-Column Connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 94, pp. 137–149.
- [12] Ahmady Jazany, R., Shademan Heidari, P. and Kayhani, H. (2010), "Using Circular Jagged Plates as Hysteretic Metallic Damper", 14<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Republic of Macedonia.

## پی نوشت

<sup>1</sup> Intensity Measure

<sup>2</sup> Damage Measure





# برآورد چندسطحی ضریب رفتار برای قاب‌های مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم

وحید محسنیان<sup>۱</sup>، علیرضا مرتضایی<sup>۲\*</sup>

۱- کارشناس ارشد، مرکز تحقیقات ژئوتکنیک لرزه‌ای و بتن توانمند، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان  
۲- دانشیار، مرکز تحقیقات ژئوتکنیک لرزه‌ای و بتن توانمند، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان  
\* سمنان، صندوق پستی ۱۷۹-۳۵۱۴۶، a.mortezaei@semnaniau.ac.ir  
(تاریخ دریافت: ۱۳۹۶/۰۹/۰۸، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۱۰/۲۵)

## چکیده

استفاده از پیوندهای قائم در مهاربندی‌های واگرا، علاوه بر امتیازات خاص سیستم یکی از بهترین روش‌های کنترل غیرفعال در سازه است. بررسی‌های انجام شده در خصوص ضریب رفتار سیستم مذکور اگرچه ارزشمند، اما محدود است. مطالعه حاضر، با هدف درک مکانیزم خرابی در قاب‌های مجهز به پیوندهای قائم انجام شده و طی آن، ضمن تعریف و تشریح مراحل استخراج ضرایب رفتار تقاضا و ظرفیت، این دو پارامتر برای قاب‌های ساختمانی ۴ و ۸ طبقه با سیستم سازه‌ای مذکور استخراج شده است. وجه تمایز مطالعه حاضر با دیگر مطالعات مشابه در برآورد ضریب رفتار، بیان چند سطحی و استخراج آن بر اساس نیاز لرزه‌ای و ظرفیت قاب است. بر اساس نتایج حاصل، سیستم از شکل‌پذیری بالایی برخوردار است و استفاده از ضریب رفتار طراحی تا ۸ نیز، قابلیت اعتماد لرزه‌ای قابل قبولی در شدت‌های متوسط و بالای زلزله برای قاب تامین خواهد نمود.

## واژگان کلیدی

مهاربندی واگرا، پیوند قائم، ضریب رفتار، تحلیل دینامیکی افزایشی

## Multi-Level Estimation of Reduction Factor in Eccentric Braced Frame Systems with Vertical Link

V. Mohsenian, A.R. Mortezaei

### Abstract

The use of vertical links in eccentric braced frames, in addition to special system privileges, is one of the best methods of passive structural control. Past studies regarding the reduction factor of aforementioned systems are valuable but limited. The purpose of this study was to understand the mechanism of failure in frames equipped with vertical links, during which, while defining and elaborating the estimation steps of demand and capacity reduction factors, these two parameters have been evaluated for 4 and 8-story building frames with the aforementioned systems. The distinction between the present study and other similar studies of reduction factor estimation is multilevel assessment based on seismic demand and frame capacity. Based on the results, the system has high ductility, so that the use of design reduction factor up to 8 will also provide reasonable seismic reliability for frame buildings under the medium and high earthquake intensities.

### Keywords

Eccentric braced frames, vertical link, reduction factor, IDA



سیستم مهاربندی واگرا با پیوند قائم از جمله سیستم‌های کنترل غیرفعال در سازه است که در روند طراحی سازه، قابلیت تامین همزمان هر دو معیار سختی و شکل‌پذیری را دارد. نظر به ساز و کار ساده، خاصیت تعویض‌پذیری و سهولت طراحی و اجرا، این سیستم نه تنها در طراحی سازه‌های جدید، که برای بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود و معیوب نیز قابل استفاده است. سیستم مذکور، نخستین بار توسط Seki و همکارانش [۱] به عنوان نوع جدیدی از سیستم باربری جانبی ارائه شده است. ضمن مطالعات ایشان، منحنی‌های هیستریزس در این سیستم بسیار پایدار و متقارن گزارش شده است. ضمن مطالعات Daryan و همکارانش [۲]، تاثیر استفاده از فولاد نرم به جای فولاد ساختمانی معمولی در پانل‌های برشی (پیوندهای قائم) مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاصل نشان می‌دهد که بر خلاف پانل‌های برشی ساخته شده از فولاد ساختمانی معمولی، کمانش‌های موضعی در پانل‌های برشی با فولاد نرم رخ نمی‌دهد. به علاوه، مشخص شده است که ضمن استفاده از فولاد نرم، استهلاک انرژی و شکل‌پذیری در سیستم به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد که خود بهبود رفتار قاب را به دنبال خواهد داشت.

ضمن مطالعات تجربی و عددی Su و Lian [۳]، رفتار لرزه‌ای سیستم مهاربندی واگرا با پیوند قائم با دو نوع مختلف فولاد برای اعضای قاب (تیرها و ستون‌ها) مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج آزمایش روی قاب متشکل از اعضای با فولاد پرمقاومت حاکی از رفتار چرخه‌ای مطلوب (منحنی‌های هیستریزس پهن و بدون زوال سختی)، قابلیت استهلاک انرژی زیاد و ظرفیت باربری قابل قبول نمونه بوده است.

در مطالعات Rahnavard و همکارانش [۴]، تاثیر پیوندهای قائم دوگانه و تکی بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های با سیستم مهاربندی واگرا مورد مقایسه و ارزیابی قرار گرفته است. بر اساس نتایج حاصل، نسبت به پیوندهای قائم منفرد، حالت پیوندهای دوگانه حلقه‌های هیستریزس به مراتب پهن‌تری داشته و قابلیت استهلاک انرژی و ظرفیت برشی در قاب را به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش داده است. بهبود رفتار قاب بدنبال افزایش فاصله بین پیوندهای قائم و آثار زیان‌بار دال بتنی بر رفتار قاب و پیوندهای برشی نیز از دیگر دست‌آوردهای این مطالعات بوده است.

مطالعاتی تجربی توسط Duan و Su [۵] روی قاب‌های

مهاربندی شده واگرا مجهز به پیوندهای قائم با فولاد پرمقاومت انجام شده که تنها تفاوت موجود در نمونه‌ها طول پیوند قائم بوده است. در این مطالعات، تمرکز تغییرشکل‌های غیرخطی در پیوندهای قائم گزارش شده است. به علاوه، نظر به اینکه در شرایط یکسان از جابجایی و شکل‌پذیری، قابلیت استهلاک انرژی در نمونه با پیوند قائم برشی به مراتب بیشتر بوده است، ایشان اظهار داشته‌اند که ظرفیت باربری نمونه با تسلیم برشی نسبت به نمونه با تسلیم خمشی همواره بیشتر است. در چارچوب مطالعات تجربی و تحلیلی انجام شده [۶ و ۷]، روابطی برای طراحی سیستم قاب‌های مهاربندی شده واگرا مجهز به پیوند قائم پیشنهاد شده است. ضمن این مطالعات، مقاومت برشی نهایی پیوند بیش از  $2/2$  برابر مقدار اسمی آن و اثرات ثانویه (P-Delta) نیز قابل اغماض گزارش شده است. طبق بررسی‌های Baradaran و همکارانش [۸] نیز قاب‌های مجهز به پیوند قائم، قاب‌هایی با رفتار مطلوب و دارای منحنی هیستریزس پایدار معرفی شده‌اند. بر اساس نتایج حاصل از این مطالعات، تیرهای لانه زنبوری مجهز به ورق‌های تقویتی برشی، اثر نامطلوب بر منحنی‌های هیستریزس قاب نخواهند داشت.

طی مطالعات تحلیلی Zahrai و Parsa [۹]، با تغییر عرض بال در پیوند قائم، اثر این پارامتر بر رفتار چرخه‌ای مجموعه قاب بررسی شده است. بر اساس نتایج حاصله، برای زمانی که تکیه‌گاه پیوند قائم به اندازه کافی تامین می‌شود، حتی با کاهش عرض بال آن نیز، حلقه‌های هیستریزس پایدار و قابلیت استهلاک انرژی مناسب حاصل خواهد شد. بر اساس بررسی‌های انجام شده روی قاب‌های مجهز به پیوند برشی توسط Zahrai و Moslehi Tabar [۱۰]، نسبت میرایی چرخه‌ای قاب تقریباً ۳۰ درصد و دوران پلاستیک پیوندهای برشی حدود  $0/15$  رادیان گزارش شده است. Shayanfar و همکارانش [۱۱] در مطالعاتی، اثرات استفاده از سخت‌کننده‌ها و مرکب شدن جان در پیوندهای قائم را بررسی کرده‌اند. نتایج حاکی از افزایش ظرفیت برشی و شکل‌پذیری پیوند قائم در حالت مرکب بوده است. ضمن مطالعات تجربی Zahrai و Mahroozadeh [۱۲]، ضرایب رفتار برای قاب‌ها با سیستم مورد مطالعه حدود  $7/15$  تا  $10/65$  برآورد شده است.

Shayanfar و همکارانش [۱۳] در مطالعاتی به ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی مهاربندی شده با پیوندهای دوگانه پرداخته‌اند. در این مطالعات، ضمن تسلیم پیوندهای قائم، هیچگونه ناپایداری در آنها مشاهده نشده است. به‌علاوه، رفتار



هیستریزیس پیوند دوگانه بصورت پایدار و پهن گزارش شده است. بر اساس نتایج اتخاذ شده، ایشان سیستم نامبرده را مناسب برای طراحی ساختمان‌های جدید و بهسازی ساختمان‌های موجود پیشنهاد کرده‌اند.

مطالعات تجربی و تحلیلی Sabouri-Ghomi و Saadati [۱۴] نشان داده است که رفتار و تغییرشکل در پیوندهای قائم با استفاده از تحلیل‌های عددی به راحتی قابل پیش‌بینی خواهد بود. در این مطالعات، در تمامی نمونه‌ها، موقعیت شروع خرابی و الگوهای تغییرشکلی حاصل از مدلسازی عددی و تجربی مشابه گزارش شده است. نظر به اینکه با افزایش طول پیوندهای قائم، در پارامترهای بار بحرانی، ظرفیت چرخش و سختی کاهش مشاهده شده است، در این مطالعات تصریح شد که طول مناسب برای پیوند قائم آن است که تسلیم در برش را به دنبال داشته باشد.

مطالعاتی توسط Massah و Dorvar [۱۵] به منظور تحلیل و طراحی قاب‌های فولادی مهاربندی با پیوندهای قائم با استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار انجام شده است. نتایج حاصل از این مطالعات نشان می‌دهد که ضمن استفاده از آلیاژ حافظه‌دار، علاوه بر بهبود شکل‌پذیری، سختی و مقاومت جانبی، ظرفیت برگشت‌پذیری نیز در سطح بسیار عالی فراهم خواهد شد. در این مطالعات، ضمن استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار، کاهش هر دو پارامتر بیشینه گریز بین طبقه‌ای و گریز ماندگار گزارش شده است.

مرور ادبیات فنی و تحقیقات پیشین حاکی از آن است که مطالعات تجربی و تحلیلی انجام شده به منظور استخراج ضریب رفتار روی سیستم مهاربندی و اگر با پیوندهای قائم، به خصوص در قاب‌های چند طبقه محدود است. بر این اساس، در مطالعه حاضر، در چارچوب رفتار غیرخطی، با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی و بار افزون، ضریب رفتار سیستم سازه‌ای نامبرده با رویکردی متفاوت و با توجه به سطح شدت ورودی و میزان آسیب قابل قبول در قاب استخراج شده است.

## ۲- مشخصات قاب‌های مورد مطالعه

برای این مطالعه، از قاب‌های ۴ و ۸ طبقه با مشخصات هندسی و مقادیر بارهای مرده ( $Q_D$ ) و زنده ( $Q_L$ ) ارائه شده در شکل (۱) استفاده شده است. کاربری پروژه‌ها مسکونی و موقعیت‌شان در پهنه‌ی لرزه‌خیزی با خطر نسبی بسیار زیاد فرض شده است. ارتفاع طبقات ۳/۲ متر، طول دهانه‌ها ۵ متر و خاک منطقه نیز

بر اساس طبقه‌بندی آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران (استاندارد ۲۸۰۰) [۱۶]، تپ ۲ ( $0.75 \leq V_s \leq 3.75$ ) m/s لحاظ شده است.

قاب‌های ساختمانی مورد مطالعه بر اساس آیین‌نامه‌ی فولاد ایران [۱۷] و با استفاده از نرم‌افزار ETABS (CSI-2015) [۱۸] طراحی شده‌اند. مقدار ضریب رفتار برای طراحی اولیه‌ی قاب‌ها، بر اساس مقدار معرفی شده در آیین‌نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) [۱۶] برای سیستم مهاربندی و اگرایی ویژه، ۷ انتخاب شده است. لازم به ذکر است که در دهانه‌های مهاربندی شده، تمامی مشخصه‌های کنترل شونده توسط نیرو در المان‌های مهاربند، تیر طبقات و ستون‌ها تحت زلزله شدید یافته ( $\Omega_0 = 2$ ) کنترل شده‌اند.

ضمن مدلسازی، اثر دیافراگم صلب و هم بسته بودن گره‌ها در تراز طبقات نیز اعمال شده است. مشخصات اعضای سازه‌ای (شامل تیر، ستون، مهاربند و پیوند قائم) با توجه به شرح شکل (۱)، در جدول (۱) تشریح شده است. به علاوه، مطابق شکل ۱، قاب نسبت محور Z متقارن است. لازم به ذکر است که فولاد مورد استفاده از نوع نرمه با تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۳ می‌باشد.

## ۳- مدل‌سازی رفتار غیرخطی، تعیین پارامترهای

### مقاومتی و تغییرشکلی المان‌ها

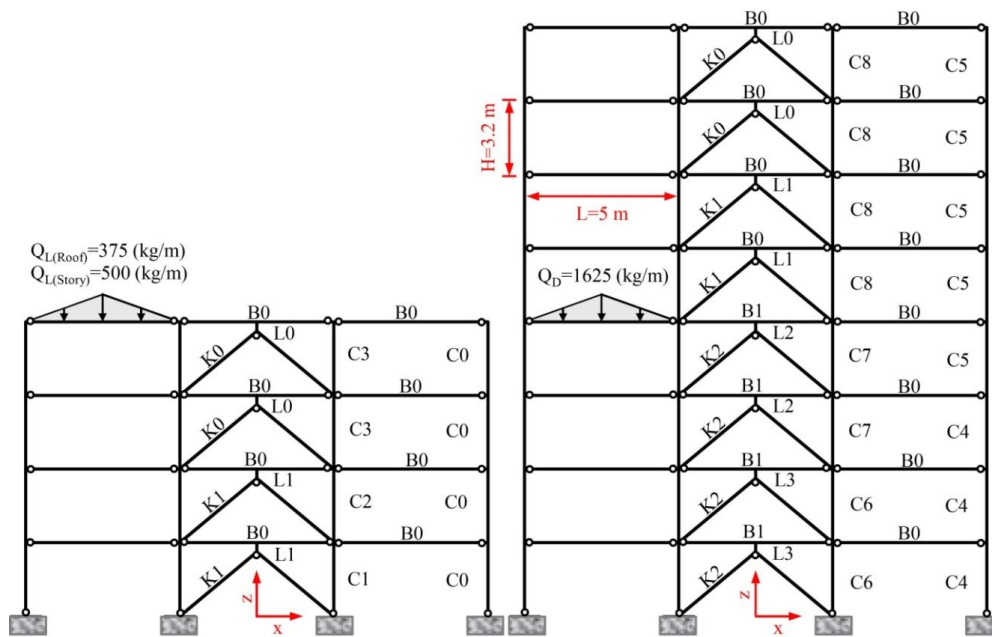
برای مدل‌سازی و تحلیل در محدوده غیرخطی از نرم‌افزار PERFORM-3D (CSI-2016) [۱۹] استفاده شده است. با توجه به مفصلی بودن اتصالات ستون‌ها در تراز پایه و همچنین دو انتهای تیرها، در دهانه‌های کناری از المان‌های مذکور انتظار رفتار غیرخطی نمی‌رود. به این ترتیب، جهت مدل‌سازی آنها از مقاطع استاندارد با فرض رفتار خطی استفاده شده است.

به منظور کنترل مکانیزم شکست و درک بهتر از میزان استهلاک انرژی در المان‌های مختلف سیستم مورد مطالعه، علاوه بر پیوندهای قائم، تیرهای طبقات و مهاربندها نیز به صورت غیرخطی مدل‌سازی شده‌اند.

### ۳-۱- مدل‌سازی المان‌های مهاربند

مدل‌سازی و کنترل معیارهای پذیرش مهاربندها در محدوده غیرخطی بر اساس رابطه کلی بار-تغییرشکل تعمیم یافته مطابق شکل (۲) انجام شده است. برای مهاربندهای دو سر مفصل که جذب انرژی در آنها از طریق تشکیل مفصل محوری انجام می‌شود، تغییرشکل‌های محوری عضو در بارکمانشی مورد انتظار





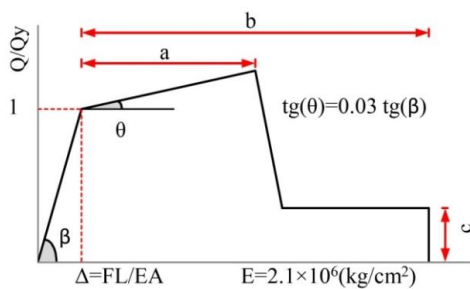
شکل ۱- مشخصات هندسی و بارگذاری‌های تعلق در قاب‌های مورد مطالعه

جدول ۱- مشخصات مقاطع در نظر گرفته شده برای اجزای سازه‌ای

C0	2IPE12	C6	BOX(40×40×2.5)	B0	IPE24
C1	BOX(30×30×2)	C7	BOX(35×35×1.5)	B1	IPE30
C2	BOX(25×25×1)	C8	BOX(30×30×0.8)	L0	IPE16
C3	BOX(25×25×0.5)	K0	2UNP10	L1	IPE20
C4	2IPE16	K1	2UNP12	L2	IPE24
C5	2IPE14	K2	2UNP14	L3	IPE27

قطعاً لازم است این موارد ضمن طراحی اعضای مهاربند مورد توجه قرار گیرد.

برای مدل‌سازی مهاربندها در نرم‌افزار، از المان "میله‌ای" استفاده می‌شود که تنها در برابر نیروهای محوری مقاوم است.



شکل ۲- منحنی نیرو-تغییرشکل برای اجزا و اعضای فولادی [۲۰]

### ۲-۳- مدل‌سازی تیرها در دهانه‌های مهاربندی شده

بر اساس نمودار آزاد برای تیر طبقه مطابق شکل (۴) و با تکیه بر روابط تعادل، مشخص می‌شود که برش در سرتاسر طول تیر طبقه ثابت خواهد بود. به‌علاوه، با توجه به اثر لنگر خمشی متمرکز  $M$  در میانه طول المان (محل اتصال پیوند قائم به تیر)، بیشینه لنگر

$(\Delta_c)$  و بار کششی نظیر حد تسلیم  $(\Delta_t)$  به‌عنوان معیار شکل‌پذیری و رفتار غیرخطی انتخاب می‌گردد [۲۰]. با فرض طول آزاد  $L$  برای مهاربند، به منظور محاسبه مقادیر تغییرشکل محوری  $(\Delta)$  از رابطه ارائه شده در شکل (۲)، مقاومت مورد انتظار عضو مهاربند تحت کشش  $(T_{CF})$  و همچنین کرانه پایین مقاومت تحت اثر نیروی فشاری برای آن  $(P_{CL})$  به عنوان نیروی عضو  $(F)$  مورد استفاده قرار گرفته است. پارامترهای  $a$  و  $b$  و  $c$  نیز متناسب با حالت تسلیم و شرایط مقطع عضو مهاربند (در این مطالعه زوج ناودانی) از جدول مربوط به مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی برای اجزای فولادی برداشت شده‌اند [۲۰].

مطابق شکل (۳)، ضمن تحلیل قاب مهاربندی شده واگرا مجهز به پیوند قائم، مشخص می‌شود که بعد از تسلیم برشی پیوند قائم، سطح نیروهای محوری در مهاربندها  $(F)$  و در نتیجه تغییر طول‌های کششی و فشاری در اعضا (به ترتیب  $\Delta_1$  و  $\Delta_2$ ) و همچنین جذر مجموع مربعاتشان  $(\Delta')$  ثابت خواهد ماند. بدین ترتیب در شدت‌های بالای زلزله افزایش کرنش برشی در پیوند تنها نتیجه افزایش گریز طبقه  $(\Delta_s)$  خواهد بود (و بالعکس).





در تساوی فوق،  $Q_D$  بار مرده و  $Q_L$  بار زندهی مؤثر است.

جدول ۲- زمان تناوب ( $T$ ) و ضرایب جرم موثر انتقالی ( $M$ ) مدلها

در مودهای نوسانی

قاب ۸ طبقه		قاب ۴ طبقه		شماره مود
$M$ (%)	$T$ (sec)	$M$ (%)	$T$ (sec)	
۷۳/۰	۰/۳۳۹	۸۳/۷	۰/۱۷۵	۱
۱۸/۸	۰/۱۲۱	۱۲/۹۸	۰/۰۶۵	۲
۴/۴۷	۰/۰۶۶	۲/۳۶	۰/۰۳۸	۳
۱/۷۸	۰/۰۴۵	۰/۹۵	۰/۰۲۸	۴

ضمن استفاده از روابط تجربی پیشنهادی آیین‌نامه زلزله ایران برای سیستم‌های قاب خمشی و مهاربندی واگرای ویژه مطابق رابطه (۱)، زمان تناوب ( $T$ ) برای قاب‌های ۴ و ۸ طبقه مورد مطالعه به ترتیب ۰/۵۴ و ۰/۹۱ برداشت می‌شود.

$$T = 0.08(H)^{0.75} \quad (1)$$

در رابطه فوق،  $H$  ارتفاع قاب از تراز پایه است.

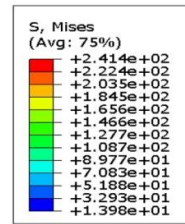
با دقت در مقادیر زمان تناوب مدلها، مشخص می‌شود که سیستم نسبت به سیستم‌های قاب خمشی و مهاربندی‌های واگرای متعارف دارای سختی ارتجاعی به مراتب بالاتری است. به علاوه، نظر به اختلاف قابل ملاحظه بین زمان‌های تناوب تجربی و تحلیلی، روابط تجربی موجود در آیین‌نامه برای سیستم مورد مطالعه ناکارآمد به نظر می‌رسد که استفاده از آن، تخمین نامناسبی از نیازهای لرزه‌ای را نتیجه می‌دهد.

روند تغییرات در ضرایب جرم موثر انتقالی مودها نشان می‌دهد که با افزایش ارتفاع، اثر مشارکت مودهای بالاتر در رفتار لرزه‌ای نیز افزایش می‌یابد.

مقادیر زمان تناوب و ضریب مشارکت جرم موثر در مود اول انتقالی، نشان می‌دهند که فرض توزیع مثلثی نیروهای زلزله در ارتفاع قاب‌ها و استفاده از روش استاتیکی معادل در تحلیل و طراحی آن‌ها به اندازه کافی مطلوب خواهد بود.

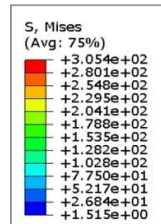
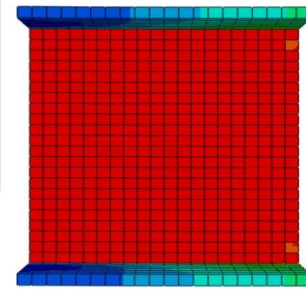
#### ۲-۴- تحلیل بار افزون

جهت انجام تحلیل بارافزون، الگوی توزیع بار جانبی در تحلیل سازه، مودال در نظر گرفته شده است. این توزیع متناسب با مودهای موثر بوده و تعداد مودهای ارتعاشی چنان انتخاب شده است که حداقل ۹۰ درصد جرم قاب در تحلیل مشارکت می‌کند (جدول ۲). در این مطالعه، تغییر مکان هدف قاب با استفاده از تحلیل تاریخیچه‌زمانی و از میانگین‌گیری بیشترین تغییر مکان تراز



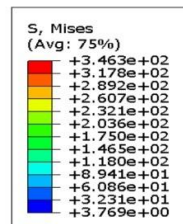
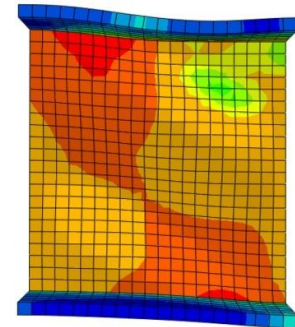
$$\gamma = \gamma_y$$

$$\sigma = \sigma_y = 2400(\text{kg/cm}^2)$$



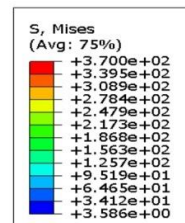
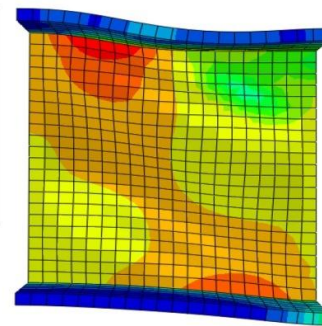
$$\gamma = 0.05(\text{rad})$$

$$\sigma_y < \sigma < \sigma_u$$



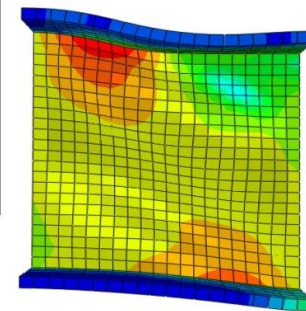
$$\gamma = 0.08(\text{rad})$$

$$\sigma_y < \sigma < \sigma_u$$



$$\gamma = 0.1(\text{rad})$$

$$\sigma = \sigma_u = 3700(\text{kg/cm}^2)$$



شکل ۵- نمونه تغییر شکل‌ها و بیشینه تنش‌های ایجاد شده در پیوندها

#### ۴-۱- تحلیل مقادیر ویژه

در بخش حاضر، مقادیر زمان تناوب و ضرایب مشارکت جرم موثر انتقالی برای قاب‌های مورد مطالعه در ۴ مود اول نوسانی مطابق جدول (۲) برداشت شده است.



بام تحت نگاشت‌های مصنوعی بدست آمده است (جدول (۳)).

جدول ۳- حداکثر گریز متناظر با سطح خطر طراحی آیین‌نامه (%)

قاب ۴ طبقه	قاب ۸ طبقه
۰/۱۳۶	۰/۰۶۵۲

به منظور انطباق هر چه بیشتر زلزله‌های بکاربرده با خطر ساختگاه، از نگاشت‌های مصنوعی متناظر بر طیف طرح استفاده شده است. بدین ترتیب ۱۲ نگاشت زلزله به صورت مصنوعی و با استفاده از روش اصلاح نگاشت‌های موجود، بر اساس تبدیل موجک از روی طیف تقاضای منطقه که بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ برای خاک نوع ۲ و سطح خطر ۱ (دوره بازگشت ۴۷۵ سال) تنظیم شده است، استخراج شد و بر قاب‌ها اعمال گردید (شکل (۶)) [۲۳]. حداکثر شتاب در این نگاشت‌ها به شتاب زلزله طرح (۰/۳۵g) نزدیک است. لازم به ذکر است که جهت تولید نگاشت‌های مصنوعی، از زلزله‌های معرفی شده در جدول (۴) استفاده شده است.

در ادامه، ضمن بررسی مراحل خرابی در قاب‌های مورد مطالعه تحت آنالیز بارافزون، گریز بام (نسبت جابجایی تراز بام به ارتفاع کلی قاب)، درست زمانی که تسلیم در پیوندهای قائم و تیرهای طبقات در دهانه‌های مهاربندی شده آغاز می‌گردد، تعیین شده است. برای نیل به این مقصود، در مدل رایانه‌ای قاب‌ها، هر بار تنها یک گروه المانی غیرخطی در نظر گرفته شده است. بدیهی است که مرز جدایی منحنی‌ها مطلوب مسئله خواهد بود. مقادیر این گریزها به همراه منحنی ظرفیت قاب‌ها در شکل (۷) نمایش داده شده است. ضمن تحلیل بارافزون معلوم شد که اولین خرابی‌ها مربوط به تسلیم در پانل‌های برشی قائم است. مطابق شکل، با افزایش ارتفاع قاب، سختی جانبی ارتجاعی در آن کاهش می‌یابد. نظر به اینکه افت ناگهانی مقاومت و کاهش سختی ناشی از کماتش مهاربندها در منحنی ظرفیت قاب‌ها مشاهده نمی‌گردد، با قاطعیت می‌توان گفت که پانل‌های برشی قائم نسبت به سایر اجزای تشکیل دهنده قاب، در جبهه اول خرابی و استهلاک انرژی قرار دارند. نتایج حاکی از آن است که سیستم اتلاف انرژی مورد بررسی، تاثیر به سزایی در عملکرد لرزه‌ای قاب‌ها تحت سطح خطر طراحی آیین‌نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) [۱۶] داشته است (شکل (۸)). همانگونه که ملاحظه می‌گردد، کرنش‌های محوری در مهاربندها از کرنش‌های حدی کششی و فشاری متناظر با سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه کمتر است. به این ترتیب، تمامی مهاربندها در کشش و فشار به سطح عملکرد نامبرده پاسخ

می‌دهند. برای تیرهای طبقات در دهانه‌های مهاربندی شده نیز وضعیت به همین منوال است. با توجه به حالات حدی در نظر گرفته شده برای پیوندهای قائم (شکل (۵))، میزان تنش‌های موجود در این سطح از شدت بخوبی گویای رفتار مطلوب در آنها بوده و نشان از برآورده شدن هدف طراحی دارد.

#### ۴-۳- تحلیل دینامیکی افزایشی

فقدان اطلاعات کافی از زلزله با شدت‌های مختلف منطبق با شرایط ساختگاه یکی از چالش‌های بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها بوده است. محققین با اعمال ضریب ثابت بر شتاب‌نگاشت‌های موجود در صدد رفع این نقیصه برآمده‌اند که ماحصل تلاش‌ها ارائه روشی نوین تحت عنوان تحلیل دینامیکی افزایشی بود. در این روش تحلیل، از مفهوم دیرینه مقیاس کردن جنبش‌های زمین و توسعه آن به روشی که بتوان با دقت مناسب مقدار تقاضا و ظرفیت سازه را در محدوده وسیعی از رفتار ارتجاعی تا انهدام آن پوشش داد بهره گرفته شده است [۲۴]. به منظور ملاحظه اثر تغییر در دامنه، محتوای فرکانسی و مدت دوام نگاشت بر پاسخ‌ها، قاب‌ها با استفاده از حرکات محتمل زمین، تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرار گرفته‌اند.

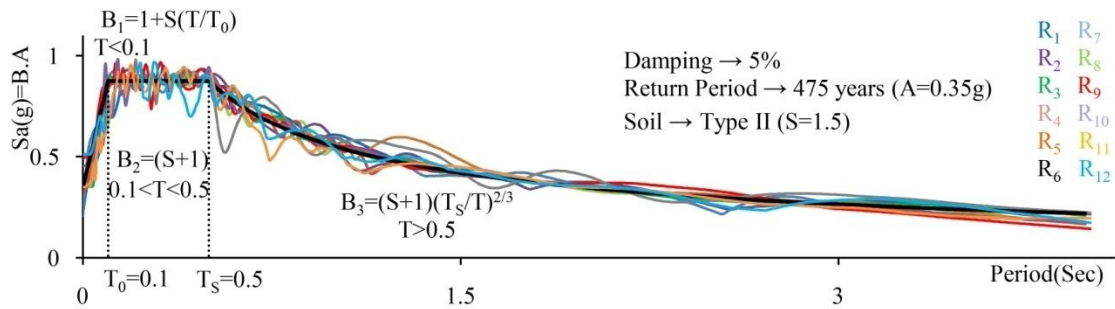
انتخاب معقول نگاشت‌ها و پارامترهای مناسب برای شدت و پاسخ لرزه‌ای از مقدمات انجام این تحلیل است.

#### ۴-۳-۱- انتخاب شتاب‌نگاشت

نخستین گام در انجام تحلیل دینامیکی افزایشی انتخاب نگاشت‌های متناسب با شرایط ساختگاه است. شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده باید به خوبی منعکس کننده ویژگی‌های چشمه لرزه‌زا، نحوه ساز و کار گسل، فاصله از گسل، بزرگا و ویژگی‌های خاکی ساختگاه باشند. در یک مطالعه آماری، علاوه بر خصوصیات هر نگاشت، تعداد شتاب‌نگاشت‌های در نظر گرفته شده نیز حائز اهمیت است. بدین معنا که هر چه تعداد نگاشت‌ها بیشتر باشد، میزان عدم قطعیت مربوط به خصوصیات زلزله (عدم قطعیت ذاتی) کاهش می‌یابد. بر اساس مطالعات انجام شده [۲۵]، معمولاً تعداد ۱۰ الی ۲۰ نگاشت زلزله دقت قابل قبولی در برآورد نیازهای لرزه‌ای ضمن تحلیل دینامیکی افزایشی نتیجه می‌دهد.

در بخش حاضر، متناسب با شرایط خاک محل (نوع ۲ بر اساس طبقه‌بندی استاندارد ۲۸۰۰ با سرعت موج برشی بین ۳۷۵ تا ۷۵۰ متر بر ثانیه)، ۱۲ زوج شتاب‌نگاشت از پایگاه داده‌های وب‌سایت PEER برداشت شده است.

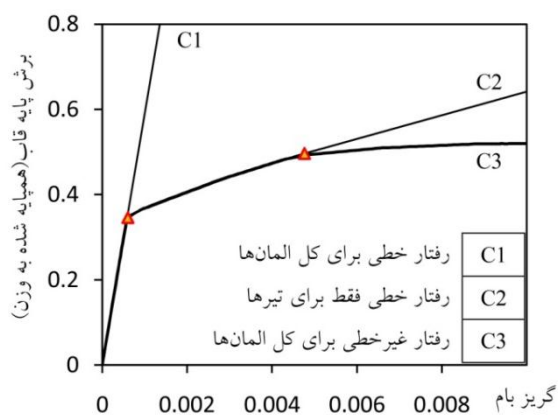




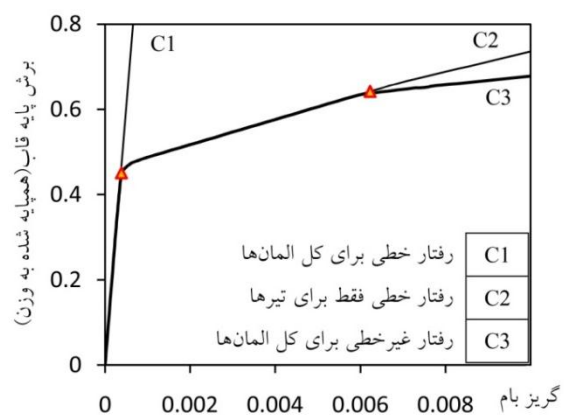
شکل ۶- مقایسه طیف شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی ( $R_i$ ) با طیف طلب ساختگاه

جدول ۴- زلزله‌های استفاده شده برای تولید نگاشت‌های مصنوعی و انجام تحلیل دینامیکی افزایشی

شتاب ( $g$ )	بزرگای گشتاوری	فاصله (km)	ایستگاه ثبت نگاشت	نام و سال وقوع	
۰/۱۷۸۲	۷/۱	۴۱/۹۷	Eureka - Myrtle & West	Cape Mendocino, ۱۹۹۲	$R_1$
۰/۲۴۵۵	۶/۷	۲۳/۰۷	Hollywood - Willoughby Ave	Northridge, ۱۹۹۴	$R_2$
۰/۰۶۲۹	۶/۷	۳۱/۶۹	Lake Hughes #4B - Camp Mend	Northridge, ۱۹۹۴	$R_3$
۰/۱۱۶۱	۷/۱	۱۹/۹۵	Fortuna - Fortuna Blvd	Cape Mendocino, ۱۹۹۲	$R_4$
۰/۲۴۵۱	۶/۷	۱۹/۷۴	Big Tujunga, Angeles Nat F	Northridge, ۱۹۹۴	$R_5$
۰/۱۳۵۲	۷/۴	۳۴/۸۶	Barstow	Landers, ۱۹۹۲	$R_6$
۰/۱۱۰۳	۶/۶	۲۵/۴۷	Pasadena - CIT Athenaeum	San Fernando, ۱۹۷۱	$R_7$
۰/۳۳۶۸	۷/۱	۱۱/۶۶	Hector	Hector Mine, ۱۹۹۹	$R_8$
۰/۵۰۹۳	۶/۹	۸/۷	Nishi-Akashi	Kobe, ۱۹۹۵	$R_9$
۰/۲۱۸۸	۷/۵	۵۳/۷	Arcelik	Kocaeli (Turkey), ۱۹۹۹	$R_{10}$
۰/۵۱۲۰	۷/۶	۷۷/۵	TCU045	Chi Chi (Taiwan), ۱۹۹۹	$R_{11}$
۰/۴۱۶۹	۶/۵	۱۵/۸۲	Tolmezzo	Friuli (Italy), ۱۹۷۶	$R_{12}$



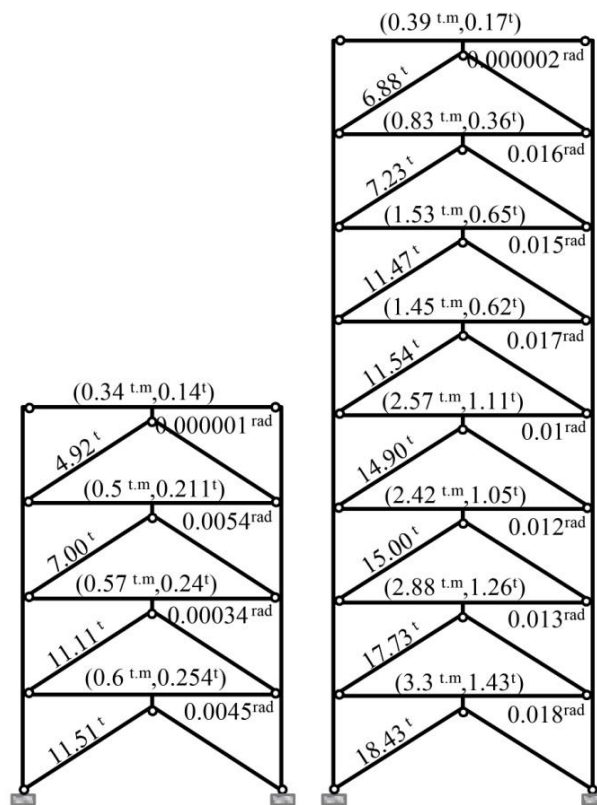
شکل ۷- الف) قاب ۸ طبقه



شکل ۷- ب) قاب ۴ طبقه

شکل ۷- منحنی ظرفیت قاب‌های مورد مطالعه و گریز متناظر با شروع رفتار غیرخطی در پیوندهای قائم و تیرهای طبقه





شکل ۸- نیروی محوری مهاربندها، برش و لنگر خمشی تیرها و کرنش برشی پیوندها در دهانه‌های مهاربندی شده در تغییر مکان هدف

قاب‌های مورد مطالعه، مطابق شکل (۹)، منحنی‌های حاصل از تحلیل نامبرده به همراه حالات حدی برای پیوندهای قائم به تصویر کشیده شده است. با استناد به نتایج حاصل از این بخش، میانگین بیشینه شتاب مورد نیاز برای رسیدن به سطوح بالای خرابی در پیوندهای قائم، به مراتب بیشتر از بیشینه شتاب در زلزله طرح ( $0.35g$ ) برداشت است (جدول ۵). ضمن اینکه، در این سطح از شدت، تنش در پیوندهای قائم به حد تسلیم رسیده و این مورد بخصوص در قاب بلندتر، مشهودتر است.

جدول ۵- میانگین بیشینه شتاب زمین جهت حصول به حالات حدی در پیوندهای قائم (g)

قاب ۸ طبقه	قاب ۴ طبقه	$\gamma$ (rad)
۰/۲۴	۰/۳۰	۰/۰۰۲۴
۰/۷۶	۰/۷۸	۰/۰۵
۰/۹۶	۰/۹۸	۰/۰۸

در این بخش نیز بررسی سهم استهلاک انرژی در المان‌های هر طبقه (شامل تیر، پیوند قائم و مهاربند) از کل انرژی ورودی به قاب در سطوح مختلف شدت موکد ایفای نقش فیوز لرزه‌بر توسط پانل‌های برشی بوده است. به عنوان نمونه، مطابق

نگاشت‌های انتخابی، در زمره زلزله‌های حوزه دور از گسل طبقه‌بندی می‌شوند. بعد از رسم پاسخ طیفی هر زوج شتاب‌نگاشت و مقایسه آنها، مولفه نگاشت اصلی بر اساس مقادیر طیفی بزرگتر در محدوده فرکانسی ارتعاشی قاب انتخاب و جهت انجام تحلیل دینامیکی افزایشی استفاده شده است. در جدول (۴)، مشخصات کامل و ویژگی‌های این نگاشت‌ها تشریح شده است.

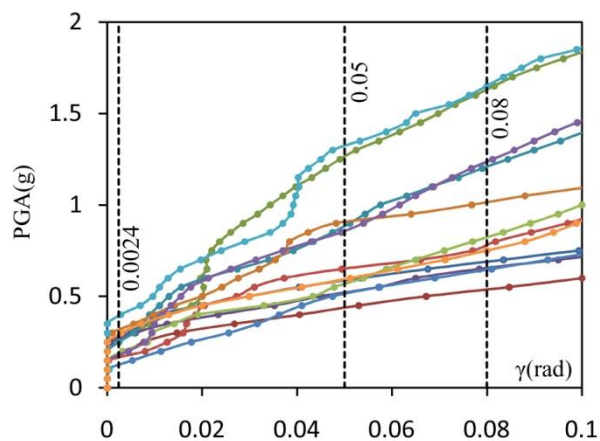
#### ۴-۳-۲- انتخاب پارامترهای شدت، پاسخ لرزه‌ای و تشریح نتایج حاصل از تحلیل

شدت نگاشت‌های اعمالی بر قاب که در طول تحلیل‌ها اضافه می‌گردد با پارامتر  $IM$  و خروجی تحلیل‌ها که پاسخ قاب به تحریک ورودی است با پارامتر  $DM$  نمایش داده می‌شود. منحنی‌های  $IDA$  در واقع رسم رابطه بین پاسخ قاب ( $DM$ ) نسبت به تغییر شدت ( $IM$ ) نگاشت‌هاست. لازم است که این پارامترها به خوبی نمایانگر اثر زلزله و رفتار قاب باشند.

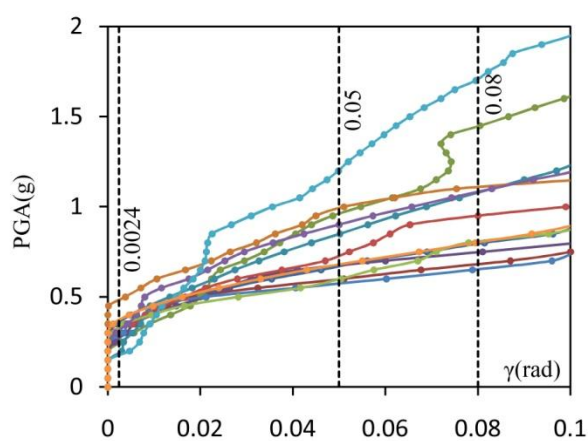
در مطالعه حاضر، بیشینه شتاب زمین ( $PGA(g)$ )، به عنوان پارامتر شدت ( $IM$ ) و حداکثر تغییر شکل برشی ایجاد شده در پیوندهای قائم واقع در طبقات نیز ( $\gamma$ ) به عنوان پارامتر پاسخ ( $DM$ ) در تحلیل دینامیکی افزایشی انتخاب شده‌اند. برای

بدیهی است که سایر المان‌های قاب در محدوده رفتار خطی قرار دارند.

شکل (۱۰)، تحت زلزله انتخابی با بیشینه شتاب‌های  $0.35g$  و  $0.55g$ ، کل انرژی ورودی به قاب توسط پیوندهای قائم واقع در طبقات مختلف ( $L_i$ ) مستهلک می‌گردد. در چنین شرایطی،

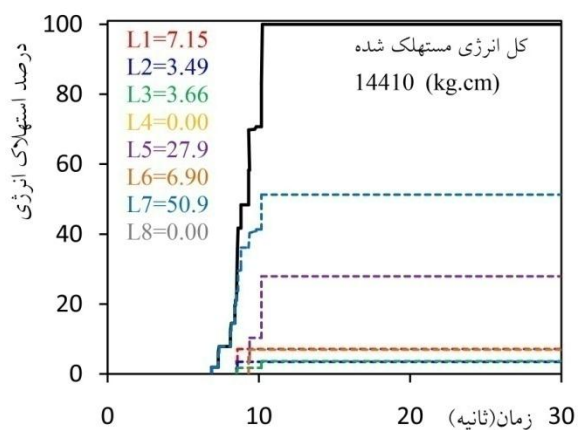


(ب) قاب ۸ طبقه

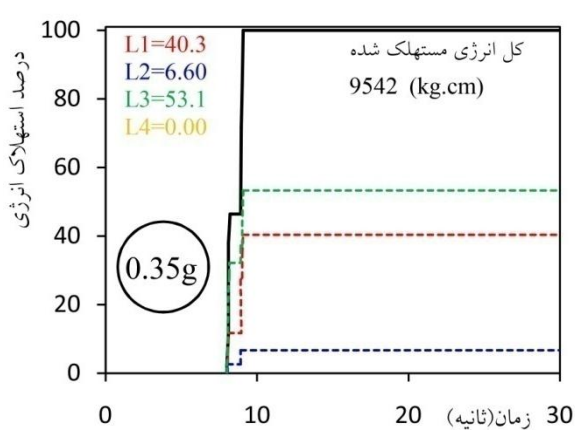


(الف) قاب ۴ طبقه

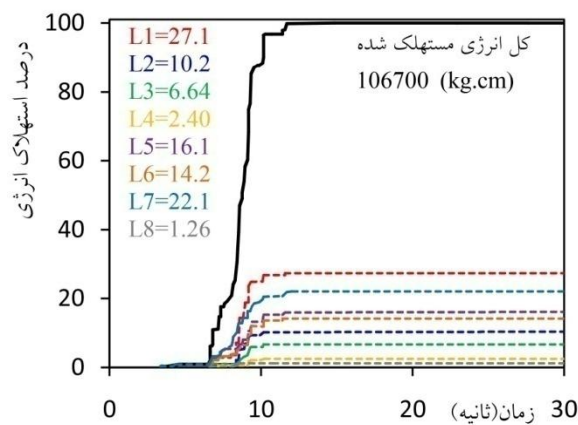
شکل ۹- منحنی‌های حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی و حالات حدی



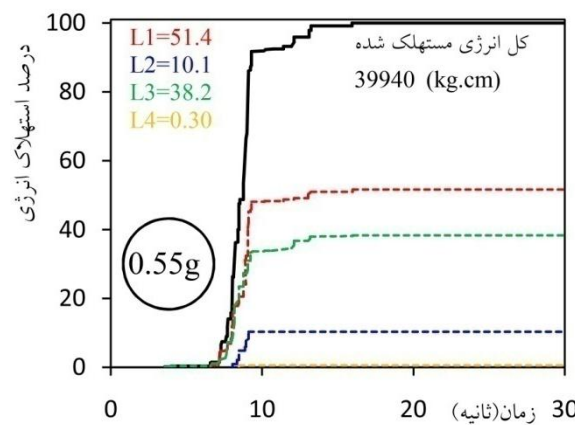
(ب) قاب ۸ طبقه



(الف) قاب ۴ طبقه



(ب) قاب ۸ طبقه



(الف) قاب ۴ طبقه

شکل ۱۰- سهم پیوندهای قائم در جذب و استهلاک کل انرژی ورودی به قاب ( $L_i$ )، تحت سطوح مختلف شدت



#### ۴-۳- تحلیل قابلیت اعتماد لرزه‌ای

در مواجهه با این پرسش که: "در یک منطقه خاص، زلزله‌ای با شدت مشخص، یک سازه را به چه سطحی از عملکرد می‌رساند؟"، عدم قطعیت‌های زیادی وجود دارند که مانع ارائه پاسخی قطعی می‌شوند. عدم قطعیت‌های نامبرده را می‌توان به دو دسته کلی تقسیم کرد: دسته اول، عدم قطعیت‌هایی هستند که به صورت ذاتی در طبیعت موجودند، مانند پیش‌بینی زلزله‌های آتی، تفاوت‌های موجود در خواص و مقاومت مواد، اثرات محیطی و ... دسته دوم عدم قطعیت‌ها، منابع خطا را شامل می‌شوند، مانند خطاهای موجود در روش‌های محاسباتی، مدل‌سازی و ... [۲۶]. در چنین شرایطی، بیان عملکرد سازه به فرم احتمالاتی، منطقی‌ترین راهی است که به نظر می‌رسد.

می‌توان به جای بیان سطحی از شدت که سازه را به سطح عملکردی خاصی می‌رساند، به ازای شدت‌های مختلف زلزله، احتمال رسیدن سازه به این سطح عملکردی را تعیین کرد (*IM - Based*). در حالتی دیگر، می‌توان به ازای یک سطح مشخص از شدت، احتمال رسیدن پاسخ سازه به مقادیر حدی متناظر با سطوح مختلف خرابی را استخراج نمود (*EDP - Based*) [۲۷].

#### ۴-۴-۱- رویکرد انهدام بر مبنای پارامتر شدت لرزه‌ای (*IM - Based*)

در این رویکرد، متغیر شدت لرزه‌ای مورد نظر در تحلیل، تعیین کننده حالت حدی برای خرابی در سازه خواهد بود. احتمال رسیدن به این حالت حدی فرضی در سازه ( $P(f)$ )، از رابطه (۲) قابل محاسبه است.

$$P(f) = P[C|IM = im_i] = P[im_i > IM_c] = 1 - F_{IM_c}(im_i) \quad (2)$$

در رابطه (۲)، منظور از  $F_{IM_c}(im_i)$  تابع تجمعی احتمال ظرفیت لرزه‌ای است. بدیهی است که هرگاه تمامی پارامترهای ورودی مسئله و اثرات زمین‌لرزه‌ها بر سازه بصورت قطعی باشند، این تابع احتمال مقداری برابر واحد یا صفر خواهد داشت. واقعیت این است که وجود عدم قطعیت‌ها، پارامتر ظرفیت سازه را دستخوش تغییر می‌کند. در رابطه مذکور، منظور از  $IM_c$  و  $P[C|IM = im_i]$  به ترتیب، حالت حدی بحرانی تعریف شده برای شدت لرزه‌ای و احتمال تجمعی شکست سازه برای شدت لرزه‌ای ( $im_i$ ) می‌باشد.

#### ۴-۴-۲- رویکرد انهدام بر مبنای پارامتر تقاضای لرزه‌ای (*EDP - Based*)

در این حالت، پارامتر تقاضای مهندسی به عنوان متغیر تعیین کننده حالت حدی برای خرابی در سازه مد نظر قرار می‌گیرد. رابطه (۳) بیانی ریاضی از این حالت است. در این رابطه  $EDP_d$  و  $EDP_c$  به ترتیب پارامتر تقاضای مهندسی طلب و ظرفیت بوده و منظور از  $edp_c$  نیز پاسخ متناظر به یک سطح خرابی مشخص است. در هر  $EDP_c$  می‌توان مقادیر تقاضای مهندسی طلب از ظرفیت به شرطی که پارامتر تقاضای مهندسی ظرفیت به حد مشخص  $im$  رسیده باشد) و  $P[EDP_c = edp_c]$  (احتمال رسیدن پارامتر تقاضای مهندسی ظرفیت به حد مشخص  $im$ ) را برای هر سطح  $im_i$  محاسبه نمود و سپس با جمع کردن این احتمالات برای کل  $edp_c$ ها، در هر سطح از شدت ( $im_i$ )، مقدار احتمال خرابی ( $P(f)$ ) را یافت.

$$P(f) = P[C|IM = im_i] = P[EDP_d > EDP_c | IM = im_i] = \sum_{all \ edp_c} P[EDP_d > EDP_c = edp_{ci}, IM = im_i] \times P[EDP_c = edp_{ci}] \quad (3)$$

در مطالعه حاضر، منحنی‌های شکنندگی به ازای سطوح مختلف عملکردی در پیوندهای قائم استخراج شده است. بدین ترتیب، در سطوح مختلف شدت لرزه‌ای، احتمال رسیدن پاسخ‌های تغییرشکلی پیوندها به مقادیر حدی متناظر با سطوح خرابی از قبل مشخص، تعیین شده است. برای قاب‌های مورد مطالعه، با در نظر گرفتن بیشینه تغییرشکل برشی در پیوندهای قائم ( $\gamma$ ) به عنوان پاسخ، حالات حدی تعریف شده برای کرنش در شکل (۵) را به عنوان معیار خرابی در قاب لحاظ نموده و به این حالات حدی، مقادیر کمی مطابق با آنچه در تصویر ارائه شده، نسبت داده شده است (۰/۰۲۴، ۰/۰۵ و ۰/۰۸). سلسله مراتب بدین شرح است:

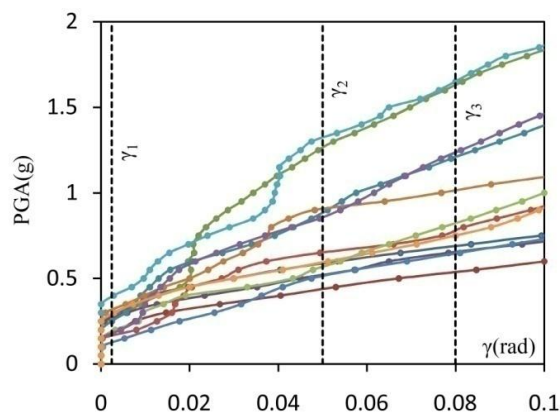
ضمن تحلیل دینامیکی افزایشی، مقادیر بیشینه شتاب ( $PGA(g)$ ) متناظر با حالت خرابی مشخصی در قاب، از روی منحنی‌های حاصل برداشت می‌شود. در گامی دیگر، با فرض توزیع لوگ-نرمال برای مقادیر برداشت شده، پس از محاسبه پارامترهای میانگین ( $\mu$ ) و انحراف استاندارد ( $\delta$ )، در این سطح از خرابی، یک تابع چگالی احتمال ( $F(X)$ ) استخراج می‌گردد. مطابق شکل شماتیک (۱۱)، با جایگزینی مقداری برای  $X_0$



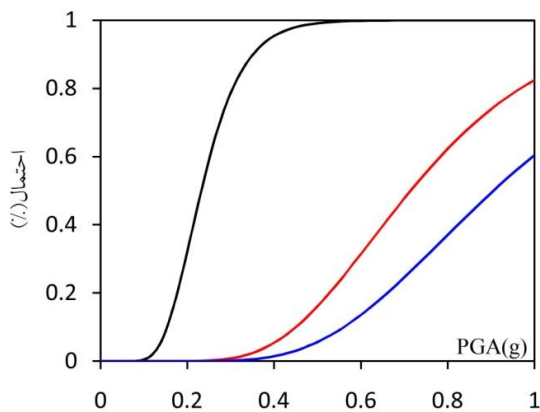
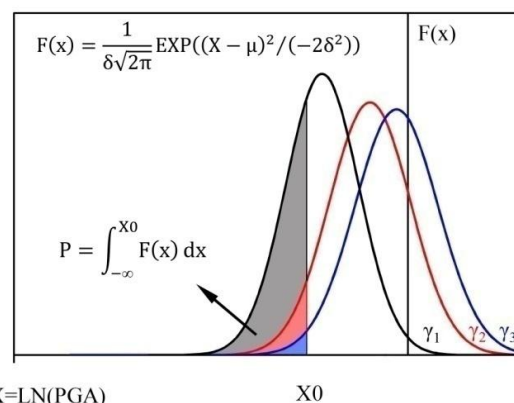
مشخص می‌سازد، در هر دو سطح خطر طراحی و بیشینه محتمل پیوندهای قائم در برش تسلیم می‌شوند لکن، سیستم برای سطوح بالاتر خرابی و تغییر شکل در المان‌های مذکور از قابلیت اعتماد بالایی برخوردار است.

بدیهی است که قابلیت استهلاک انرژی در سیستم مورد مطالعه برای مواجهه با پس‌لرزه‌های احتمالی بعد از وقوع زلزله‌های قوی نیز برقرار خواهد بود.

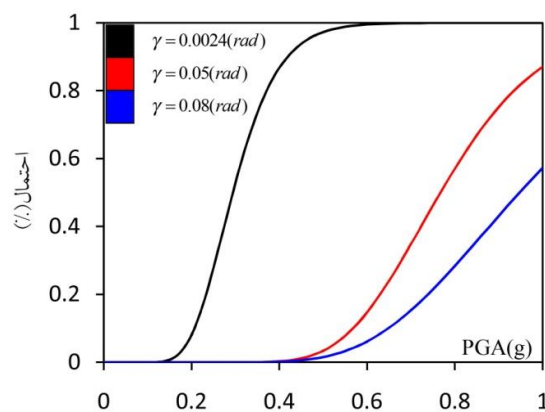
همانگونه که ملاحظه می‌گردد، پاسخ سیستم به تحریک ورودی و ارتفاع قاب حساس بوده و با افزایش این دو پارامتر، احتمال رسیدن پاسخ‌ها به مقادیر حدی متناظر با سطوح عملکردی و خرابی نیز افزایش می‌یابد.



شکل ۱۱- محاسبه احتمال فراگذشت پاسخ از حالات حدی ثابت  $\gamma_1$ ،  $\gamma_2$  و  $\gamma_3$  در سطح خطر فرضی  $X_0$  شماتیک



ب) قاب ۸ طبقه



الف) قاب ۴ طبقه

شکل ۱۲- منحنی‌های شکنندگی به ازای حالات مختلف حدی در پیوندهای قائم

(جابجایی/شکل‌پذیری) و موجود (ظرفیت) برخوردار می‌نماییم [۳۰]. جهت ممانعت از اشتباه در کاربرد آنها لازم است، این سه مفهوم به صورت مجزا تبیین و معرفی شوند.

به عنوان شدت زلزله، سطح زیر منحنی تابع چگالی احتمال از  $-\infty$  تا  $X_0$  احتمال فراگذشت از حالت خرابی مورد نظر را نشان می‌دهد و بدین معناست که در این سطح از شدت، به احتمال  $P$ ، پاسخ المان‌های قاب به مقادیر حدی متناظر با این سطح از خرابی خواهد رسید [۲۸ و ۲۹]. تکرار این روند و استخراج مقادیر احتمال به ازای مقادیر مختلف برای شدت زلزله، منجر به استخراج یک منحنی با عنوان "منحنی شکنندگی" برای سطح خرابی مورد نظر می‌شود. برای قاب‌های مورد مطالعه، منحنی‌های نامبرده مطابق روند تشریح شده، استخراج و در قالب شکل (۱۲) نمایش داده شده‌اند.

بررسی منحنی‌ها و کنترل مقادیر عددی در جدول (۶)

## ۵- برآورد چندسطحی ضریب رفتار

با جستجو در ادبیات فنی برآورد ضریب رفتار، با سه مفهوم این ضریب بر پایه طراحی (نیروی یا آیین نامه‌ای)، تقاضا

جدول ۶- احتمال رسیدن پاسخ تغییرشکلی در پیوندهای قائم به حالات حدی متناظر با سطوح مختلف خرابی تحت زلزله‌های طرح و بیشینه محتمل (%)

سطوح خطر «»		طراحی		بیشینه محتمل	
مدل‌ها «»		۸ طبقه	۴ طبقه	۸ طبقه	۴ طبقه
$\gamma$ (rad)					
۰/۰۰۲۴		۸۹/۸	۹۸/۸۴	۹۹/۷	۸ طبقه
۰/۰۵		۰	۷/۸	۲۳/۴	۴ طبقه
۰/۰۸		۰	۳/۳	۹/۱	۸ طبقه

در رابطه اخیر،  $R_{\mu}^{MDOF}$  ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری و انرژی مستهلک شده ناشی از رفتار پسماند است.  $\Omega_s$  ضریب ناشی از اضافه مقاومت در ساختمان است که اثر باز پخش کنش‌ها به علت نامعینی ساختمان را نیز به صورت ضمنی در نظر می‌گیرد.  $R_d$  ضریب ناشی از تنش مجاز نامیده می‌شود. از آنجایی که در سطح طراحی به روش تنش مجاز یا مقاومت نهایی، بارها و مقاومت مصالح در جهت اطمینان در ضرابی ضرب می‌شوند، لازم است جهت کاهش نیروها به سطح مقاومت طراحی از این ضریب کاهش استفاده شود.

سلسله مراتب استخراج این ضریب بدین شرح است:

برای یک سطح خطر مشخص، طیف تقاضای ساختگاه تهیه شده و شتاب‌نگاشت‌های سازگار با این طیف انتخاب می‌شوند. نگاشت‌های انتخابی که زلزله تقاضا نامیده می‌شوند بر ساختمان با فرض رفتار خطی اعمال شده و برش پایه حاصل برداشت می‌گردد. میانگین مقادیر، برش پایه الاستیک ( $V_e$ ) نامیده می‌شود. در این مطالعه، نظر به اینکه سطح خطر طراحی ملاک بوده است، جهت انطباق هرچه بیشتر زلزله‌های بکاربرده با سطح خطر ساختگاه، از نگاشت‌های مصنوعی معرفی شده در بخش (۴-۲) استفاده شده است.

در گامی دیگر، زلزله‌های تقاضا بر ساختمان با فرض رفتار غیرخطی اعمال شده و حداکثر گریز تراز بام برداشت می‌شود. میانگین مقادیر که حداکثر گریز متناظر به زلزله طرح است (جدول (۳)) به عنوان هدف بر روی منحنی ظرفیت حاصل از تحلیل بارافزون مشخص شده و بعد از دوخطی نمودن منحنی بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود [۲۰]، برداشت می‌گردد ( $V_y$ ).

برش متناظر با شروع رفتار غیرخطی در ساختمان ( $V_s$ )، مطابق شکل (۱۳) محل جدایش منحنی‌های ظرفیت ساختمان با فرض رفتار خطی و غیرخطی خواهد بود.

برش پایه طراحی ( $V_d$ ) نیز از تقسیم حاصل ضرب شتاب طیفی بدست آمده از طیف خطی ساختمان در وزن کلی آن، بر ضریب رفتار آیین‌نامه حاصل می‌شود. استخراج ضریب رفتار طلب ساختمان مطابق رابطه (۴)، با محاسبه پارامترهای نامبرده بر اساس آنچه در شکل (۱۳) معرفی شده پایان می‌پذیرد. در جدول (۷)، مراحل و پارامترهای نامبرده برای محاسبه ضریب رفتار تقاضای قاب‌ها ارائه شده است.

#### ۵-۱- ضریب $R_{Code}$ بر پایه طراحی (آیین‌نامه‌ای)

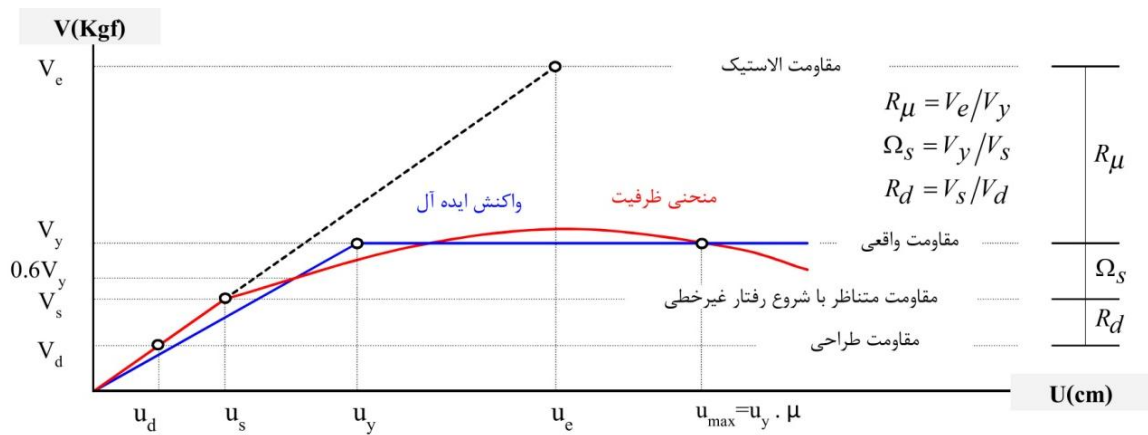
ضریب رفتار توصیف شده در آیین‌نامه‌ها اساساً بر پایه مشاهدات عملکرد سیستم‌های ساختمانی مختلف در برابر زلزله‌های قوی گذشته ارائه شده و مبتنی بر قضاوت‌های مهندسی است. محققین بسیاری در ارتباط با عدم مستدل بودن  $R_{Code}$  مطالعات فراوانی انجام داده‌اند و معتقدند که تخمین دقیق‌تر ضریب نامبرده، می‌تواند سبب قابلیت اطمینان بیشتر روش‌ها و ضوابط آیین‌نامه‌ای گردد [۳۱]. علت اصلی انتخاب نام "روش نیرویی" جهت معرفی  $R_{Code}$  در آیین‌نامه‌ها آنست که میزان نیاز شکل‌پذیری، در تعیین آن دخالت داده نشده است. در آیین‌نامه زلزله ایران، مقادیر  $R_{Code}$  به صورت مستقل از زمان تناوب و تنها بر اساس سیستم سازه‌ای و نوع مصالح ارائه می‌گردد. در مطالعه حاضر، ضریب رفتار استفاده شده برای طراحی اولیه قاب‌ها، از مقدار پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ [۱۶] برای سیستم قاب ساختمانی ساده با مهاربند واگرای ویژه برابر ۷ استفاده شده است.

#### ۵-۲- ضریب $R_{Demand}$ بر پایه تقاضا (جابجایی/شکل‌پذیری)

مقدار ضریب رفتار تقاضای یک ساختمان به سطح لرزه‌خیزی منطقه و مشخصات فیزیکی و هندسی ساختمان وابسته است. نتایج مطالعات محققین نشان می‌دهد که بزرگای زلزله و عمق کانونی تاثیر زیادی بر ضریب  $R_{Demand}$  ندارند و پارامترهایی چون شکل‌پذیری، میزان جذب انرژی، زمان تناوب ساختمان، اضافه مقاومت، نامعینی، تعدد درجات آزادی و جنس خاک محل تاثیر بیشتری بر محاسبه آن دارند [۳۲-۳۴]. ضریب رفتار تقاضا در این مطالعه مستقیماً از سیستم واقعی چند درجه آزادی بر اساس رابطه (۴) استخراج شده است.

$$R_{Demand} = R_{\mu}^{MDOF} \cdot \Omega_s \cdot R_d \quad (۴)$$





شکل ۱۳- دوخطی سازی منحنی ظرفیت سازه و معرفی پارامترهای مربوط به محاسبه ضریب رفتار

جدول ۷- ضرایب رفتار تقاضا و ظرفیت برای قاب‌های مورد مطالعه

ضریب رفتار ظرفیت		ضریب رفتار تقاضا		مقادیر برش برحسب تن است.
قاب ۸ طبقه	قاب ۴ طبقه	قاب ۸ طبقه	قاب ۴ طبقه	
۰/۷۴	۰/۸۵۵	۰/۳۵	۰/۳۵	میانگین پیشینه شتاب زمین (g)
۱۴۷/۷۳	۷۱/۱۲	۴۵/۸۵	۲۵/۵۰	مقاومت خطی (Ve)
۲۶/۲۶	۱۵/۳۷	۲۴/۴۰	۱۴/۷۰	مقاومت واقعی (Vy)
۲۳/۵۳	۱۴/۵۲	۲۳/۵۳	۱۴/۵۲	مقاومت متناظر با شروع رفتار غیرخطی (Ve)
۱۶/۷۴	۸/۲۰	۱۶/۷۴	۸/۲۰	مقاومت طراحی (Vd)
۵/۶۳	۴/۶۳	۱/۸۸	۱/۷۳۵	ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری (Rmu)
۱/۱۱۶	۱/۰۶	۱/۰۳۷	۱/۰۱۲	ضریب رفتار ناشی از اضافه مقاومت (Oms)
۱/۴۰	۱/۷۷	۱/۴۰	۱/۷۷	ضریب رفتار ناشی از تنش مجاز (Rd)
۸/۸۲	۸/۶۷	۲/۷۴	۳/۱۱	ضریب رفتار (R = Rmu * Oms * Rd)

بیشینه مقاومت و شروع تسلیم در تیرهای طبقه) برداشت می‌شود. در ادامه، قاب تحت  $PGA$ ‌های خرابی گام قبل، تحلیل دینامیکی خطی شده و میانگین مقادیر برش پایه حاصل محاسبه می‌گردد ( $V_e$ ). در گام دیگر، قاب با الگوی توزیع بار جانبی مودال تحت تحلیل بارافزون قرار گرفته و منحنی ظرفیت حاصل استخراج می‌شود. با در نظر گرفتن تغییر مکان هدف متناظر به سطوح خرابی در نظر گرفته شده در قدم اول، منحنی ظرفیت را بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای [۲۰] دوخطی نموده و در نهایت برش تسلیم معادل قاب ( $V_y$ )، برداشت می‌شود. از این گام به بعد، مراحل و روابط محاسبه ضریب مذکور همان است که برای محاسبه ضریب رفتار تقاضا استفاده شد، لذا از تکرار آنها خودداری می‌شود. در جدول (۷) مراحل و پارامترهای نامبرده برای محاسبه ضریب رفتار ظرفیت قاب‌های مورد مطالعه نیز ارائه شده است.

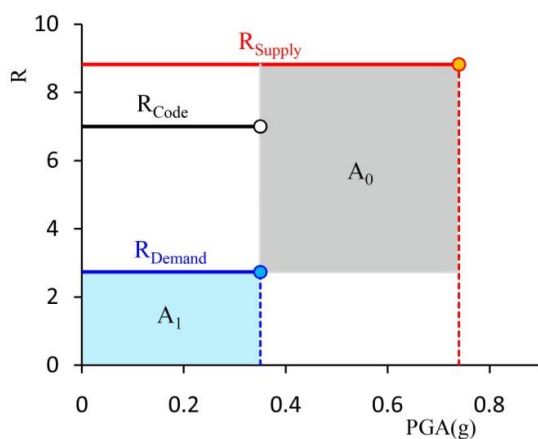
۳-۵- ضریب  $R_{Supply}$  بر پایه مقاومت موجود (ظرفیت)  
 ضریب  $R_{Supply}$  به میزان ظرفیت ساختمان در تحمل تغییر شکل‌های غیرخطی و سطوح عملکردی تعریف شده وابسته است. طراحی ساختمان‌ها می‌تواند بر اساس همان روش نیرویی و انتخاب ضریب کاهش مقاومت با فرض خرابی مشخصی تحت سطح زلزله طراحی پیش فرض باشد و این همان ایده عملکردی است که در حال حاضر جهت بررسی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های موجود در مدارک آسیب‌پذیری لرزه‌ای استفاده می‌شود [۳۵]. الگوریتم مورد استفاده برای استخراج ضریب رفتار ظرفیت قاب‌ها، از روش آمریکایی [۳۶] و بر اساس مقاومت جانبی آنها، بدین شرح است:  
 برای نگاشت‌های متناسب به ساختگاه، تحلیل دینامیکی افزایشی بر روی قاب با رفتار غیرخطی انجام شده و ضرایب  $PGA$  خرابی مورد نظر (در این تحقیق رسیدن به گریز نظیر



محدوده خاکستری رنگ مشخص شده در شکل ( $A_0$ )، قاب کماکان ظرفیت باربری جانبی و استهلاک انرژی خواهد داشت بدون آنکه تسلیمی در تیرهای طبقات رخ دهد.

همانگونه که ملاحظه می‌گردد، انتخاب ضریب رفتار آیین‌نامه‌ای برابر ۷، جهت طراحی اولیه، بخوبی متضمن ایمنی قاب و قابلیت جذب انرژی المان‌های باربری جانبی آن تحت زلزله طرح خواهد بود بدون آنکه تغییرشکل در پیوندهای قائم از حدود مجاز و مطلوب فراتر رود (جدول (۵)). بدین ترتیب، مقدار ضریب رفتار آیین‌نامه‌ای ۷ همواره در محدوده ایمن است. با توجه به شکل (۱۴)، برای زلزله طرح و شدت‌های پایین‌تر از آن، بیشینه ضریب رفتار ایمن ۸/۵ خواهد بود.

ضمن بررسی‌های پارامتری مشخص می‌شود که افزایش ارتفاع، افزایش ضرایب رفتار ناشی از شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ ) و اضافه مقاومت ( $\Omega_s$ ) در ضرایب رفتار تقاضا و ظرفیت قاب را به دنبال دارد. این مورد بخصوص برای ضریب رفتار شکل‌پذیری مشهودتر است.

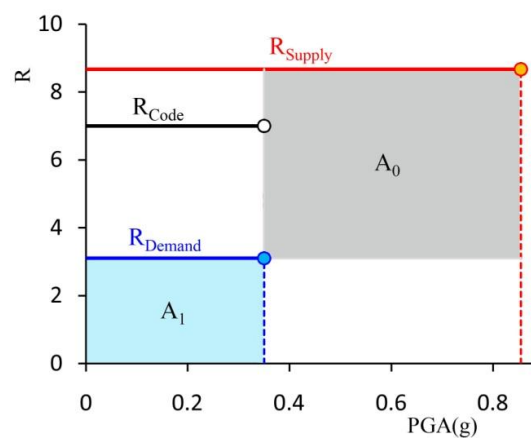


ب) قاب ۸ طبقه

همانگونه که ملاحظه می‌گردد، مقدار ضریب رفتار ظرفیت قاب‌های مورد مطالعه و سطح خطر متناظر با آن، از مقدار ضریب رفتار تقاضا و سطح خطر طراحی بالاتر برآورد شده است. این مورد مبین مقاومت بالا و ایمنی کافی سیستم مهاربندی واگرا با پیوند قائم برای سطوح خطر شدید در ایران است (شکل (۱۴)).

در قاب‌ها، به ازای هر زوج مرتب در محدوده  $A_1$  سیستم در محدوده الاستیک باقی خواهد ماند. بدین ترتیب، هرگاه زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ [۱۶] و ضریب رفتار ۳ مد نظر طراح قرار گیرد، تحت این سطح از شدت و سطوح پایین‌تر از آن قطعاً سیستم در محدوده الاستیک باقی خواهد ماند.

بدیهی است که انتخاب ضریب رفتار در محدوده بین مقادیر طلب و ظرفیت متناظر با یک سطح عملکردی مشخص در قاب، باقی ماندن قاب در سطح عملکردی مورد نظر، به ازای شدت متناظر با این سطح از عملکرد یا شدت‌های پایین‌تر از آن را تضمین خواهد کرد. به عنوان مثال، به ازای هر زوج مرتب در



الف) قاب ۴ طبقه

شکل ۱۴- مقایسه ضرایب رفتار تقاضا، ظرفیت و آیین‌نامه در قاب‌های مورد مطالعه

قبولی از زمان تناوب نتیجه نمی‌دهد.

- پیوندهای قائم قابلیت جذب و استهلاک انرژی مناسبی داشته و ضمن بارگذاری‌های جانبی، با قرار گرفتن در جبهه اول خرابی، تمام انرژی ورودی زلزله را جذب و مستهلک می‌نمایند. بدین ترتیب، فرض باقی‌ماندن سایر المان‌های قاب در محدوده رفتار ارتجاعی کاملاً صحیح است.

- افت‌های ناگهانی مقاومت و سختی ناشی از کمانش و تسلیم مهاربندها در منحنی ظرفیت قاب ملاحظه نمی‌شود.

## ۶- نتایج

نتایج حاصل محدود به مدل‌ها و فرضیات اتخاذ شده در این مطالعه بوده و به شرح ذیل اعلام می‌گردد.

- برای قاب‌های واگرا با پیوندهای قائم، فرض توزیع مثلثی نیروهای زلزله در ارتفاع و استفاده از روش استاتیکی معادل ضمن تحلیل و طراحی آن به اندازه کافی مطلوب است.
- روابط تجربی موجود در آیین‌نامه زلزله برای سیستم‌های باربر جانبی نزدیک به سیستم مورد مطالعه، تخمین قابل

مقاومت ( $R_{\mu}$  و  $\Omega_s$ ) افزایش می‌یابد. این مورد به خصوص برای ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری مشهودتر است.

در نهایت، باید اذعان نمود که سیستم مورد بررسی در این مطالعه، ضمن دارا بودن انعطاف‌پذیری طراحی، سهولت اجرایی و قابلیت تعمیر و جایگزینی، برای بهسازی رفتار لرزه‌ای قاب‌های موجود نیز ابزاری کارآمد و موثر است. نظر به قابلیت‌ها و امتیازات اشاره شده در این مطالعه، این میراگر می‌تواند به عنوان یک سیستم مستقل باربری جانبی برای طراحی سازه‌ها در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای مورد توجه قرار گیرد.

#### ۹- مراجع

- [1] Seki, M., Katsumata, H., Uchida, H. and Takeda T. (1988), "Study on Earthquake Response of Two-Storeyed Steel Frame with Y-Shaped Braces", Proceedings 9<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan, pp. 65-70.
- [2] Daryan, S.A., Bahrampoor, H., Ziaei, M., Golafshar, A. and Assareh, M.A. (2008), "Seismic Behavior of Vertical Shear Links Made of Easy-Going Steel", American Journal of Engineering and Applied Sciences, Vol. 1, pp. 368-377.
- [3] Lian, M. and Su, M. (2017), "Seismic Performance of High-Strength Steel Fabricated Eccentrically Braced Frame with Vertical Shear Link", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 137, pp. 262-285.
- [4] Rahnvard, R., Hassanipour, A., Suleiman, M. and Mokhtati, A. (2017), "Evaluation on Eccentrically Braced Frame with Single and Double Shear Panels", Journal of Building Engineering, Vol. 10, pp. 13-25.
- [5] Duan, L. and Su, M. (2017), "Seismic Testing of High-Strength Steel Eccentrically Braced Frames with A Vertical Link", Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings, Vol. 170, pp. 874-882.
- [6] Vetr, M.G., Ghamari, A. and Bouwkamp, J. (2017), "Investigating the Nonlinear Behavior of Eccentrically Braced Frame with Vertical Shear Links (V-EBF)", Journal of Building Engineering, Vol. 10, pp. 47-59.
- [7] Bouwkamp, J., Vetr, M.G. and Ghamari, A. (2016), "An Analytical Model for Inelastic Cyclic Response of Eccentrically Braced Frame with Vertical Shear Link (V-EBF)", Case Studies in Structural Engineering, Vol. 6, pp. 31-44.
- [8] Baradaran, M.R., Hamzezarghani, F., Rastegari Ghiri M. and Mirsanjari Z. (2015), "The Effect of Vertical Shear-Link in Improving the Seismic Performance of Structures with Eccentrically Bracing Systems", International Journal of Civil and Environmental Engineering, Vol. 9, pp. 1078-1082.
- [9] Zahrai, S.M. and Parsa, A. (2015), "Effect of Flange Width of Vertical Link Beam on Cyclic Behavior of Chevron Braced Steel Frames", Journal of Seismology and Earthquake Engineering, Vol. 17, pp. 281-292.
- [10] Zahrai, S.M. and Moslehi Tabar, A. (2013), "Analytical Study on Cyclic Behavior of Chevron Braced Frames with Shear Panel System Considering Post-Yield Deformation", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 40, pp. 633-643.
- [11] Shayanfar, M.A., Barkhordari, M.A. and Rezaeian A.R., (2011), "Experimental Study of Cyclic Behavior of Composite Vertical Link in Eccentrically Braced Frames", Steel and Composite Structures, Vol. 12, pp. 13-29.

نظر به اینکه بعد از تسلیم فیوز لرزه‌بر در هر طبقه، سطح نیرو در مهاربندهای آن طبقه ثابت می‌ماند، طراحی

مهاربندها تنها متکی بر ظرفیت برشی فیوز خواهد بود.

■ بسته به سطح خطر و سطح عملکردی مورد نظر برای قاب، طراحی سیستم مورد بحث از انعطاف‌پذیری بالایی برخوردار بوده و استفاده از آن قابلیت اعتماد لرزه‌ای قابل قبولی را فراهم می‌نماید.

■ تحت سطح خطر طراحی، ضمن اینکه تنش در پیوندهای قائم به حد تسلیم می‌رسد، کرنش محوری در تمامی المان‌های مهاربندها از کرنش متناظر با سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه کمتر برآورد می‌شود. مقادیر لنگر و برش در تیرهای طبقات نیز از ظرفیت‌های متناظر به مراتب کمتر است. این مورد نشان از برآورده شدن هدف اولیه طراحی دارد.

■ در سطح خطر طراحی ( $0.35g$ )، احتمال تسلیم برشی در پیوندهای قائم در قاب‌های ۴ و ۸ طبقه به ترتیب ۷۳/۶ و ۸۹/۸ درصد برداشت شده است. تحت بیشینه زلزله محتمل ( $0.55g$ ) احتمال فراگذشت کرنش برشی در المان‌های مذکور از حالت حدی مجاز در آیین‌نامه‌های معتبر (۰/۰۸ رادیان) در قاب‌های مورد مطالعه کمتر از ۱۰ درصد است. این موارد خود گویای فراهم آمدن حاشیه ایمنی کافی تحت زلزله‌های شدید و قابلیت جذب انرژی مناسب حتی در زلزله‌های متوسط، ضمن استفاده از سیستم است.

■ ضریب رفتار تقاضا برای قاب‌های مورد مطالعه تقریباً ۳ استخراج شده است. ضریب رفتار ظرفیت و شدت متناظر با آن در قاب ۴ طبقه به ترتیب از ۸/۶۷ و ۰/۸۵g و در قاب ۸ طبقه نیز ۸/۸۲ و ۰/۷۴g برداشت شده است. شدت‌های متناظر به طور چشمگیری نسبت به شدت زلزله طرح ( $0.35g$ ) بیشتر است.

■ در سطح خطر طراحی، مقدار ضریب رفتار آیین‌نامه‌ای برابر ۷ همواره از ضریب رفتار تقاضا بیشتر و از ضریب رفتار ظرفیت کمتر است. این مورد نشان‌دهنده مناسب بودن این مقدار برای طراحی اولیه قاب می‌باشد. بر اساس مشاهدات، استفاده از مقدار ۸ نیز منجر به نتایج نامطلوبی نخواهد بود.

■ با افزایش ارتفاع قاب، در هر دو ضریب رفتار طلب و ظرفیت، ضرایب رفتار ناشی از شکل‌پذیری و اضافه



Vol. 19, pp. 1927–1938.

- [29] Mohsenian, V., Rostamkalae, S. and Moghadam, S.A. (2018), “Seismic Reliability of Tunnel Form Concrete Buildings Subjected to Accidental Torsion: A Case Study”, 16<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering; Thessaloniki, Greece.
- [30] Aval S.B.B. (2013) “Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”, Vol. 1, K.N. Toosi University of Technology Press, pp.207–238.
- [31] Bertro V.V. (1989), “Evaluation of Response Reduction Factors Recommended by ATC and SEAOC”, Proceedings of the 3<sup>rd</sup> US National Conference on Earthquake Engineering, South Carolina, pp.1663–1673.
- [32] ATC, (1995a), “Structural Response Modification Factors”, ATC-19 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- [33] Miranda, E. (1991), “Seismic Evaluation & Upgrading of Existing buildings”, Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.
- [34] Lia, S.P. and Biggs, J.M. (1980), “Inelastic Response Spectra for seismic Building Design”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 106, pp.1295–1310.
- [35] Fajfar, P. (2000), “A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design”, Earthquake Spectra, Vol. 116, pp. 573–592.
- [36] ATC, (1996), “Seismic Evaluation of Concrete Buildings”, Vol. 1, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood, CA.
- [12] Zahrai, S.M. and Mahroozadeh, Y. (2010), “Experimental Study of Using Vertical Link Beam to Improve Seismic Performance of Steel Buildings”, Journal of Civil and Surveying Engineering, Vol. 44, pp. 379–393.
- [13] Shayanfar, M., Rezaeian, A. and Taherkhani, S. (2008), “Assessment of the Seismic Behavior of Eccentrically Braced Frame with Double Vertical Link (DV-EBF)”, The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- [14] Sabouri-Ghomi, S. and Saadati, B. (2014), “Numerical Modeling of Links Behavior in Eccentric Bracings with Dual Vertical Links”, Numerical Methods in Civil Engineering, Vol. 1, pp. 14–20.
- [15] Massah, S.R. and Dorvar, H. (2014), “Design and Analysis of Eccentrically Braced Steel Frames with Vertical Links Using Shape Memory Alloys”, Smart Materials and Structures, Vol. 23, 115015.
- [16] Permanent Committee for Revising the Standard 2800 (2014), Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, 4th Edition, Building and Housing Research Center, Tehran, Iran.
- [17] Institute of National Building Regulations, (2008), Design and Construction of Steel Structures, Topic.10, Ministry of Roads & Urban Development, Iran.
- [18] Computers and Structures Inc. (CSI), (2015), Structural and Earthquake Engineering Software, ETABS, Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems Nonlinear, Version 9.5.0, Berkeley, CA, USA.
- [19] Computers and Structures Inc. (CSI), (2016), Structural and Earthquake Engineering Software, PERFORM-3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3-D Structures, Version 6.0.0, Berkeley, CA, USA.
- [20] Technical Criteria Codification & Earthquake Risk Reduction Affairs Bureau, (2014), Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, No. 360, First Edition, Management and Planning Organization, Iran.
- [21] Bathaei, A. and Zahrai, S.M. (2017), “Investigation of the Effects of Vertical Link Beam Length on Steel Structures Residual Displacement”, Modares Civil Engineering Journal, Vol. 17, pp. 47–60, (In Persian).
- [22] ABAQUS, Version 6.14, (2014), Users Manual, SIMULIA World Headquarters. Rissing Sun Mills 166 Valley Street, Providence (RI 02909-2499, USA).
- [23] Mortezaei, A. and Ronagh, H.R. (2013), “Effectiveness of Modified Pushover Analysis Procedure for the Estimation of Seismic Demands of Buildings Subjected to Near-Fault Ground Motions Having Fling Step”, Natural Hazards and Earth System Sciences, Vol. 13, pp 1579–1593.
- [24] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002), “Incremental Dynamic Analysis”, Earthquake Engineering Structural Dynamics, Vol. 31, pp. 491–514.
- [25] Shome N. and Cornell C.A. (1999) “Probabilistic Seismic Demand Analysis of Nonlinear Structures”, Reliability of Marine Structures Report No: RMS-35, Civil and Environmental Engineering, Stanford University.
- [26] Berahman, F. and Behnamfar, F. (2007) “Seismic Fragility Curves for Un-Anchored On-Grade Steel Storage Tanks: Bayesian Approach”, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 11, pp. 166–192.
- [27] Zareian, F., Krawinkler, H., Ibarra, L. and Lignos, D. (2010), “Basic Concepts and Performance Measures in Prediction of Collapse of Buildings under Earthquake Ground Motions”, The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 19, pp. 167–181.
- [28] Mohsenian, V. and Mortezaei, A. (2018), “Seismic Reliability Evaluation of Tunnel Form (Box-Type) RC Structures under the Accidental Torsion”, Structural Concrete;





# بررسی تأثیر موقعیت و وضعیت هندسی بازشو در مقاومت کمانشی تیورق‌های سوراخ‌دار با سخت‌کننده دلتا تحت تأثیر نیروی برشی

سلیمان قوهستانی<sup>۱\*</sup>، مهرداد شیری<sup>۲</sup>

۱- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، بخش عمران، دانشگاه فسا، فسا،

۲- کارشناسی ارشد عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد بوشهر، بوشهر،

\* فسا، صندوق پستی ۷۴۶۱۶-۸۶۱۳۱، ghouhestani@Fasau.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۶/۱۰، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۱۱/۱۴)

## چکیده

امروزه استفاده از تیورق‌ها در انواع مختلف سازه‌های ساختمانی گسترده وسیعی را به خود اختصاص داده است. یکی از انواع این تیورق‌ها، تیورق‌های با سخت‌کننده دلتا می‌باشد؛ که تحقیقات صورت گرفته حاکی از عملکرد بهتر این نوع تیورق در ظرفیت‌های خمشی و برشی نسبت به سایر تیورق‌های معمولی با مقاطع معادل است. تعبیه سوراخ‌های جان به منظور ایجاد فضایی برای سرویس، بازدید و یا عبور لوله‌های بزرگ امری اجتناب‌ناپذیر در تیورق‌ها می‌باشد. در این پژوهش با استفاده از نرم‌افزار ANSYS v.12 و با مدل‌سازی و ایجاد سوراخ در جان تیورق دلتا و در نظر گرفتن پارامترهای مؤثر بر مقاومت برشی کمانشی تیورق دلتای سوراخ‌دار، رفتارهای سازه‌ای آن‌ها بررسی شده و محدوده بهینه ایجاد سوراخ و بهترین شکل سوراخ از میان انواع رایج آن معرفی گردیده است. در این بررسی، بهترین محدوده اجرای سوراخ بین ۰/۳۰ الی ۰/۳۵ طول تیر و بهینه پارامتر (بدون بعد) ارتفاع مؤثر (نسبت قطر دایره به فاصله اتصال سخت‌کننده‌ها در محل برخورد با جان تا بال تحتانی مقطع) در محدوده ۰/۲۶ الی ۰/۲۷ به دست آمده است. همچنین رابطه مقاومت کمانشی نسبت به تغییر قطر بازشو به صورت خطی بوده و توسط یک رابطه بیان شده است. در بین شکل‌های بررسی شده با سطوح بازشو برابر (مربع، دایره و مثلث) بازشو مربعی شکل، دارای مقاومت برشی کمانشی بیشتری نسبت به سایر شکل‌ها می‌باشد.

## واژگان کلیدی

تیورق، سخت‌کننده دلتا، سوراخ‌دار، کمانش برشی

## Study the Effect of Opening Position and Shape on Shear Buckling Strength of Perforated Steel Plate Girder with Delta Stiffeners under Shear Force

S. Ghouhestani, M. Shiri

### Abstract

Nowadays, the use of plate girder in different kinds of structures has been increased. One of these is plate girder with delta stiffener. Investigations have shown that the bending and shearing behavior of plate girder with delta stiffener are better than usual plate girder with uniform sections. Preparing web openings to make space for service, inspection and passing the big pipes is unavoidable in plate girders. In this study, employing ANSYS v.12 software, the modeling of hole in the web of plate girder was done and the effective parameters on shear buckling strength of perforated steel plate girder was considered to study the structural behavior and optimum range for Preparation of web hole and the best form of ordinary kinds of hole. The results show that, the best web performance location is between 0.30 until 0.35 of length, optimum of effective height parameter (ratio of hole diameter to distance of stiffener connection from intersection at web to the bottom flange) is between 0.26 until 0.27, and there is a linear behavior between shear buckling strength versus changes in hole diameter of opening which is presented by an equation. The comparison between different opening shape with equal surface (square, circle and triangle) indicates that the square opening has the priority in buckling shear strength in comparison with other shapes.

### Keywords

Plate girder, Delta stiffener, Perforated, Shear buckling



نشان‌دهنده آن است که در صورت استفاده از سخت‌کننده‌های مایل (دلتا) با اتصال به بال و جان، باعث پایداری بیشتر در برابر بارهای وارده و جلوگیری از کماتش بال و جان تیورق گردیده و همچنین از کماتش پیچشی جانبی مقطع جلوگیری می‌نماید [۴ و ۵]. مطابق با تحقیقات صورت گرفته توسط Arabzade و Kaheh، استفاده از سخت‌کننده دلتا مقاومت کماتشی را تا ۶۰٪ نسبت به پانل سخت شده با سخت‌کننده طولی افزایش می‌دهد [۶].

نتایج حاصل از تحلیل‌های صورت گرفته توسط Ghouhestani و Shahabian نشان‌دهنده کاهش مقاومت تا میزان ۵۰ درصد در تیورق‌های دارای بازشوی مدور می‌باشد. بررسی‌های انجام شده توسط این محققین حاکی از آن است که در صورت افزایش صلبیت نسبی بال (نسبت ضخامت بال‌ها به ضخامت جان تیورق) تا ۳۰ درصد کاهش به وجود آمده را می‌توان جبران نمود [۷].

Erfani و Jafari Sahnehsaraei [۸] به بررسی رفتار کماتش الاستیک تیورق‌های دلتا پرداخته‌اند. در این پژوهش آن‌ها با مدل‌سازی تیورق در دو حالت با سخت‌کننده طولی و سخت‌کننده دلتا به بررسی رفتار این نوع تیورق‌ها تحت تأثیر خمش پرداخته‌اند. نتایج بیانگر آن است که این نوع سخت‌کننده‌ها تأثیر چندانی بر مقدار مقاومت کماتشی تیورق تحت اثر خمش ندارند. در پژوهشی دیگر Mohebkah و همکارانش [۹] در سال ۲۰۱۴ اقدام به بررسی کماتش پیچشی جانبی تیورق‌های دلتا تحت اثر خمش نمودند. آن‌ها با مقایسه نتایج تحلیل عددی با ضوابط آیین‌نامه AISC-LRFD [۱۰] به این نتیجه رسیدند که منحنی مقاومت خمشی بیان شده توسط آیین‌نامه در حالت غیر الاستیک غیر محافظه‌کارانه است. از این رو رابطه جایگزینی توسط آن‌ها ارائه گردید.

Sweetlin و همکارانش [۱۱] در سال ۲۰۱۷ اقدام به ارزیابی رفتار برشی تیورق دلتا در دو حالت دارای سخت‌کننده جان و بدون سخت‌کننده جان نمودند. آن‌ها با مدل‌سازی عددی یک تیورق با شرایط تکیه‌گاهی ساده تحت اثر بار متمرکز، تأثیر پارامترهای نقص هندسی و سخت‌کننده بر مقاومت برشی تیورق دلتا را بررسی کردند. Hatami و Esmaili [۱۲] در سال ۲۰۱۳ در پژوهشی مقدار بهینه ارتفاع در تیورق دلتا را ارائه کردند. در این پژوهش با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS مقدار بار بحرانی کماتش تیورق با سخت‌کننده دلتا تحت تأثیر نیروی برشی و لنگر خمشی محاسبه شده است. آن‌ها با تحلیل عددی، تأثیر تغییر موقعیت بار و ضخامت سخت‌کننده، بر مقاومت

تیورق به تیری گفته می‌شود که عناصر آن به منظور تأمین کارایی بهتر از نیم‌رخ‌های نورد شده از ورق ساخته شود. تیورق‌ها به طور معمول از دو ورق بال و یک ورق جان تشکیل می‌شوند که به منظورهای خاص سخت‌کننده‌هایی به صورت عرضی یا طولی در جان آن‌ها تعبیه می‌شود. در نوع دیگر تیورق به منظور افزایش مقاومت پیچشی بال، از دو ورق مایل استفاده می‌کنند که به این نوع تیورق، تیورق دلتا می‌گویند.

یکی از مهم‌ترین مراحل در طراحی تیورق‌ها بررسی پایداری و مقاومت کماتشی تیورق‌ها در برابر نیروهای برشی است. با توجه به لزوم تعبیه بازشوهای بزرگ در جان تیورق در بسیاری از سازه‌ها اهمیت بررسی مقاومت کماتشی تحت اثر نیروی برشی در این نوع تیورق‌ها بسیار ضروری به نظر می‌رسد.

در این پژوهش برای محاسبه مقاومت کماتشی برشی تیورق‌ها از نرم‌افزار ANSYS v.12 استفاده شده است [۱]. به منظور صحت‌سنجی نتایج تحلیل، میزان سازگاری نتایج آنالیز المان محدود با نتایج آزمایش‌های موجود مورد بررسی قرار گرفته است.

در ادامه با انجام تحلیل‌های پارامتری و با بررسی حالت‌های مختلف و در نظر گرفتن پارامترهای مؤثر بر مقاومت برشی کماتشی، محدوده بهینه آن‌ها ارائه شده است. در این خصوص، در بخش‌های بعد بهترین محدوده اجرای سوراخ، بهینه پارامتر ارتفاع مؤثر سوراخ، رابطه مقاومت کماتشی نسبت به تغییر قطر بازشو و مقاومت بین بازشوهای دارای سطوح برابر با شکل‌های هندسی متفاوت (مربع، دایره و مثلث) بررسی شده است.

## ۲- سابقه و پیشینه تحقیقات و نتایج ارائه شده

در مورد بررسی رفتار مقاطع دلتا از زمان ارائه ایده ساخت و به‌کارگیری آن تاکنون، تحقیقات معدودی و علی‌الخصوص آزمایش‌های عملی بسیار اندک و حتی منحصربه‌فرد صورت گرفته است.

مطابق با آزمایش‌های صورت گرفته توسط HOMER و HADLEY با همکاری AISC در سال ۱۹۶۱، مشخص شد که این نوع مقطع مقاومت خمشی، پایداری جانبی و سختی پیچشی بهتری نسبت به مقاطع معمول I شکل دارد [۲ و ۳].

بررسی‌های صورت گرفته توسط Arabzade و Varmazyari جهت بهبود سختی و پایداری جانبی تیورق‌های فولادی،

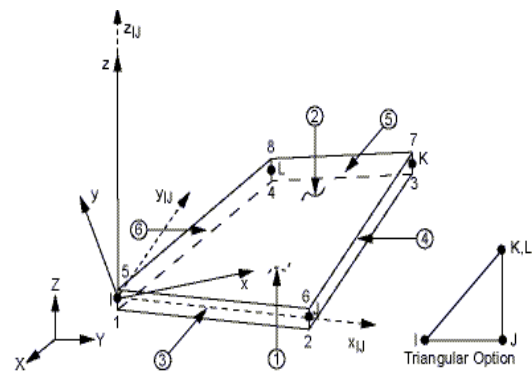


برشی تیوروق دلتا را بررسی کردند. نتایج بررسی آن‌ها نشان می‌دهد افزایش ضخامت جان تا درصد معینی از ارتفاع جان تیوروق، باعث بهینه شدن وزن تیوروق و مقاومت کمانشی بحرانی آن می‌گردد.

### ۳- معرفی مدل عددی و بررسی دقت تحلیل کمانشی

#### نرم افزار

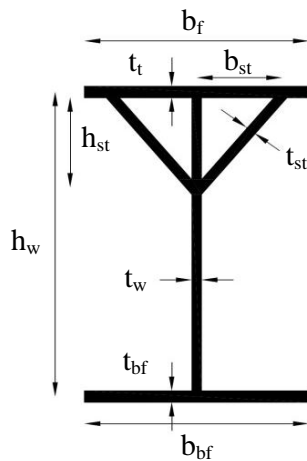
روش المان محدود یک روش عددی قوی و کارآمد است که برای حل مسائل گوناگون با هندسه و شرایط مرزی متفاوت در علوم مهندسی مورد استفاده قرار می‌گیرد. به همین منظور جهت مقایسه و بررسی صحت نتایج حاصل از مدل‌سازی کامپیوتری، از نرم افزار ANSYS v.12 استفاده شده است. تیوروق دلتا به نحوی که تشریح گردیده است، مدل‌سازی شده و نتایج حاصل از تحلیل اجزاء محدود با گزارش‌های آزمایشگاهی مقایسه شده است. جان و بال‌ها و سخت‌کننده‌ها توسط المان‌های پوسته چهار گره‌ای الاستیک برای آنالیز کمانشی مدل شده‌اند. در شکل (۱) هندسه این نوع المان‌ها با استفاده از SHELL 63 در نرم‌افزار ANSYS نشان داده شده است. برای بررسی بیشتر در خصوص درجات آزادی و سایر مشخصه‌های این المان می‌توان به مرجع [۱] مراجعه کرد.



شکل ۱- هندسه المان SHLL63 در نرم‌افزار ANSYS [۱]

در تحلیل مدل ایجاد شده، از تحلیل کمانشی مقادیر ویژه بهره گرفته شده است. مشخصات مکانیکی فولاد St37 برای

مصالح معرفی شده و نوع رفتار ماده نیز الاستوپلاستیک کامل در نظر گرفته شده است. برای مدل‌سازی بهتر و سرعت بیشتر انجام تحلیل، از شرایط مرزی موجود در نرم‌افزار برای ایجاد تقارن و در نتیجه مدل‌سازی نصف طول تیر، استفاده شده است. شبکه‌بندی مدل به گونه‌ای انجام گرفته که دقت حل در حد مطلوب بوده و از طرفی حجم و زمان عملیات تحلیل بهینه باشد. شرایط مرزی لبه‌های تیوروق به صورت دو سر گیردار معرفی می‌شود. برای تخمین دقت شبکه‌بندی در مدل ارائه شده (تحت تأثیر برش خالص) و به منظور اطمینان از صحت نتایج، بر روی یک تیوروق نمونه مطابق شکل (۲) با مشخصات مندرج در جدول (۱) پس از مدل‌سازی با شبکه‌بندی‌های مختلف آنالیز کمانشی صورت گرفته است. نتایج تحلیل در جدول (۲) ارائه شده است.



شکل ۲- مقطع تیوروق دلتا

همان طور که در ردیف چهارم جدول (۲) مشخص است همگرایی لازم بین تیب IV و III شبکه‌بندی فراهم گردیده است؛ و نتایج تحلیل و آزمایش دارای سازگاری مناسبی می‌باشد؛ بنابراین از شبکه‌بندی ۳۲×۳۲ برای جان و ۸×۳۲ برای بال به عنوان شبکه‌بندی مناسب در تحلیل این نوع تیوروق‌ها استفاده شده است.

جدول ۱- مشخصات تیوروق دلتا نمونه آزمایشی [۲]

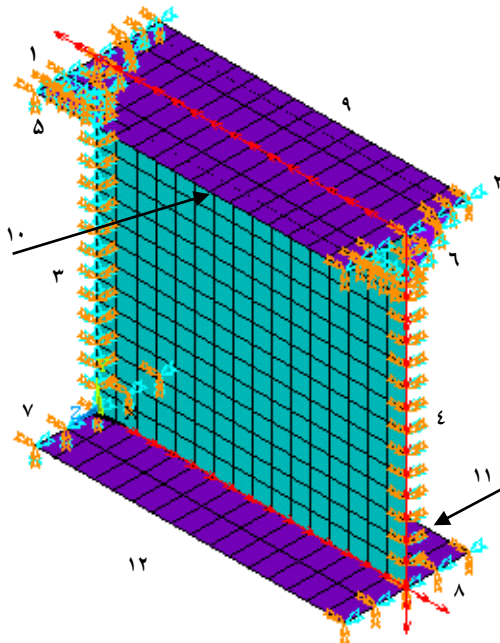
برش کمانشی	مشخصات مکانیکی		سخت کننده دلتا (cm)			بال پایین (cm)		بال بالا (cm)		جان (cm)		طول (m)
	$\nu$	$E$ (GPa)	$t_{st}$	$b_{st}$	$h_{st}$	$t_{bf}$	$b_{bf}$	$t_{tf}$	$b_{tf}$	$t_w$	$h_w$	$L$
$V_{cr}$ (MN)	۰٫۳	۲۰۰	۰٫۶۳۵	۱۷٫۸	۲۲٫۹	۰٫۶۳۵	۴۱	۰٫۶۳۵	۶۱	۰٫۶۳۵	۹۱٫۴	۶٫۲۰

جدول ۲- تأثیر شبکه‌بندی بر مقاومت کمانشی برشی تیوروق دلنا

تیپ	I	II	III	IV
شبکه‌بندی بال	۴×۴	۴×۴	۸×۱۶	۸×۳۲
شبکه‌بندی جان	۴×۴	۸×۸	۱۶×۱۶	۳۲×۳۲
مقاومت برشی (MN)	۰/۹۷	۱/۰۲	۱/۰۶	۱/۱۳

#### ۴- تعریف مسئله و روش تحلیل

با توجه به مطابقت قابل قبول نتایج تحلیل کمانشی در نرم‌افزار ANSYS با نتایج آزمایشگاهی، در ادامه مدل‌های اصلی با ایجاد سوراخ در جان تیوروق دلنا ایجاد شده است. در این پژوهش با بررسی حالت‌های گوناگون و در نظر گرفتن پارامترهای مؤثر بر مقاومت برشی کمانشی تیوروق دلتای سوراخ‌دار رفتارهای سازه‌ای آن‌ها بررسی شده و محدوده بهینه آن‌ها ارائه گردیده است. شکل (۳) موقعیت مکانی پارامترهای تعریف شده برای نصف طول تیوروق را در طول یک تیوروق متقارن که دارای دو بازشو می‌باشد؛ را نشان می‌دهد.



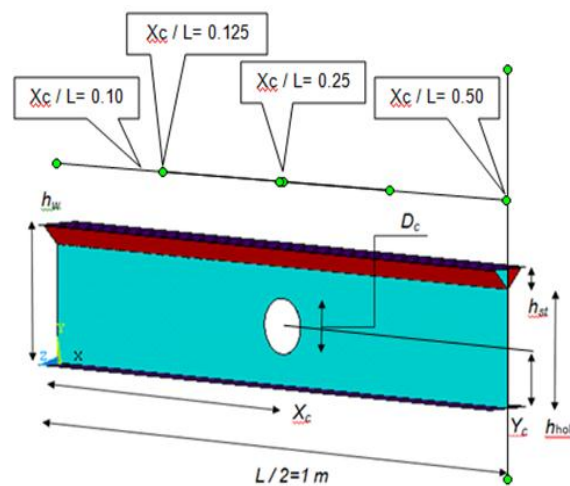
شکل ۴- شرایط مرزی و بارگذاری اعمال شده برای مدل سه بعدی

#### ۵- نتایج تحلیل و بررسی آن‌ها

##### ۵-۱- تعیین پارامتر موقعیت طولی $(X_c/L)$ بهینه

نسبت موقعیت طولی مرکز سوراخ از ابتدای تیوروق به کل طول تیوروق  $(X_c/L)$  پارامتر موقعیت طولی نامیده شده است. با توجه به مطالب ارائه شده در این خصوص با مدل‌سازی ۳۹ نمونه و تحلیل کمانشی مقاومت برشی، نتایج مطابق با شکل (۵-الف) ترسیم شده است که بیانگر نحوه رفتار مقاومت کمانشی برشی برای تیوروق دلتا دارای سوراخ جان بر اساس پارامتر موقعیت طولی سوراخ می‌باشد. نقاط قوت و ضعف تیوروق در این خصوص کاملاً مشخص است. جهت بررسی دقیق‌تر، شکل (۵-ب) بر روی قسمت‌های دارای حداکثر مقاومت برشی کمانشی ترسیم شده است.

با در نظر گرفتن مسائل اجرایی می‌توان گفت بهترین محدوده اجرای سوراخ برای پارامتر موقعیت طولی سوراخ در محدوده ۰/۲۰ الی ۰/۳۵ و به طور خاص ایده‌آل‌ترین محل اجرای بازشو در محدوده ۳۰ الی ۳۵ درصد از طول تیر می‌باشد.



شکل ۳- موقعیت مکانی پارامترهای تعریف شده برای نصف طول تیوروق (تیوروق متقارن می‌باشد).

برخی مشخصات مقاطع که در طول تحلیل ثابت باقی مانده و برای تمام مدل‌ها یکسان می‌باشد در جدول (۳) نشان داده شده است و از ذکر مجدد به جهت جلوگیری از ازدیاد پارامترها در جدول‌های بعدی خودداری گردیده است.

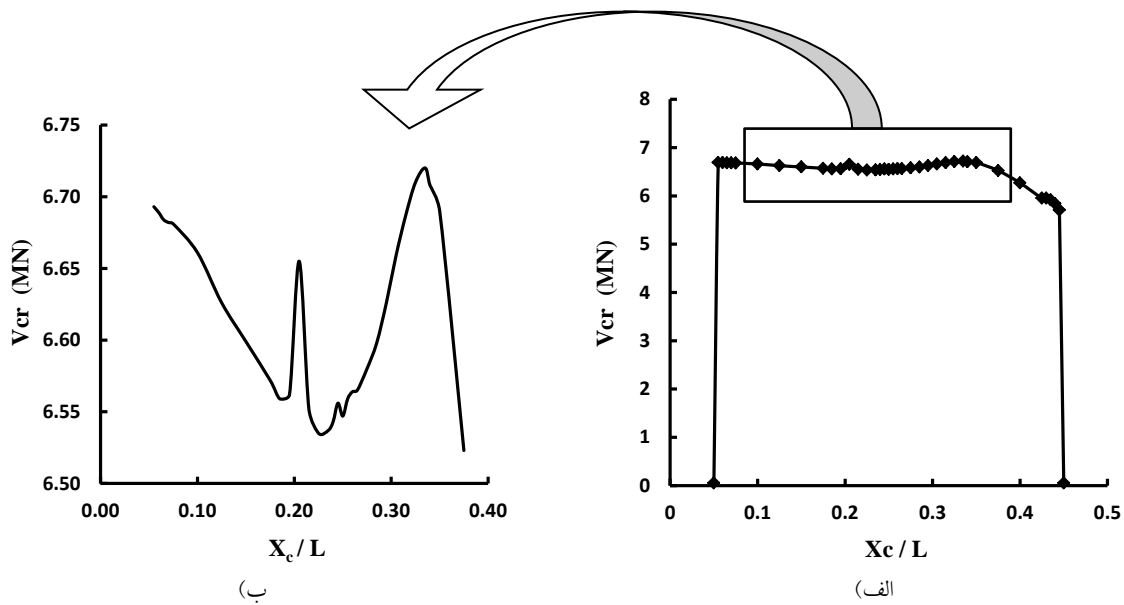
شرایط مرزی لبه‌های تیوروق همان‌طور که در شکل (۴) نشان داده شده است، در جدول (۴) معرفی می‌شود. در این جدول  $w$  و  $v$  درجات آزادی انتقالی و  $\theta_x$ ،  $\theta_y$  و  $\theta_z$  درجات آزادی دورانی حول محورهای  $x$ ،  $y$  و  $z$  می‌باشند. عدد صفر بیانگر آزاد بودن و عدد یک بیانگر مقید بودن درجه آزادی است.

جدول ۳- مشخصات ثابت برای تمام مقاطع تیورورق‌های دلتای مدل‌سازی شده

مشخصات مکانیکی		سخت کننده دلتا (cm)	بال بالا و پایین (cm)	جان (cm)	طول (m)
$\nu$	$E$ (GPa)	$b_{st}$	$b_f$	$h_w$	$L$
۰/۳	۲۰۰	۱۵	۴۰	۱۰۰	۲۰۰

جدول ۴- شرایط مرزی اعمال شده برای مدل سه بعدی در شکل (۴)

$\theta_z$	$\theta_y$	$\theta_x$	$w$	$v$	$u$	شماره لبه تیورورق
۰	۰	۰	۱	۱	۰	۱ لبه بال بالا سمت چپ
۱	۱	۱	۱	۰	۱	۲ لبه بال بالا سمت راست
۱	۱	۱	۱	۱	۱	۳ لبه جان سمت چپ
۱	۱	۰	۰	۱	۱	۴ لبه جان سمت راست
۰	۰	۰	۱	۱	۰	۵ لبه سخت کننده بالا سمت چپ
۱	۱	۱	۱	۰	۱	۶ لبه سخت کننده بالا سمت راست
۰	۰	۰	۱	۱	۰	۷ لبه بال پایین سمت چپ
۱	۱	۱	۱	۰	۱	۸ لبه بال پایین سمت راست
۰	۰	۰	۰	۰	۰	۹، ۱۰، ۱۱ و ۱۲ لبه‌های آزاد بال پایین و بال



شکل ۵- الف) مقاومت کماتش برشی بر اساس پارامتر موقعیت طولی سوراخ، ب) بزرگ‌نمایی نقاط اوج

۵-۲- تعیین پارامتر ارتفاع مؤثر سوراخ ( $D_c/h_{hol}$ ) بهینه  
نسبت قطر دایره به فاصله اتصال سخت کننده‌ها در محل برخورد با جان تا بال تحتانی مقطع ( $D_c/h_{hol}$ ) پارامتر ارتفاع مؤثر سوراخ نامیده شده است. با توجه به بررسی صورت گرفته، جهت بررسی در خصوص پارامتر ارتفاع مؤثر سوراخ با

در ادامه شکل (۶) و (۷) مربوط به تحلیل و نحوه توزیع تنش در برخی مدل‌ها آمده است. در این خصوص نحوه توزیع تنش به صورت قطری در جان تیورورق که مورد انتظار می‌باشد؛ و توجه به موقعیت طولی مرکز بازشو و جابجایی سوراخ در طول تیر نشان داده شده است.

سوراخ بر حسب مقاومت برشی کمانشی در شکل (۸) ترسیم شده است. با بررسی شکل (۸) ملاحظه می‌گردد که بهینه پارامتر ارتفاع مؤثر سوراخ یعنی نسبت قطر دایره به فاصله اتصال سخت‌کننده‌ها در محل برخورد با جان تا بال تحتانی مقطع یا  $(D_c/h_{noi})$  در محدوده  $0/۲۶$  الی  $0/۲۷$  قرار دارد.

### ۳-۵- بررسی میزان تغییرات کاهش مقاومت نسبت به افزایش قطر سوراخ

جهت بررسی این موضوع، بر روی یک مقطع با موقعیت مکانی ثابت (یا بنا به عبارت تعریف شده، پارامتر موقعیت طولی سوراخ)، با تغییر قطر سوراخ میزان تغییر مقاومت کمانشی برشی تیروورق محاسبه شده است. مشابه روش تحلیل در بخش قبل، این مسئله برای دو مقطع و با پارامتر موقعیت طولی سوراخ برابر با  $۱۲/۵$  و  $۲۵$  درصد از طول تیر انجام شده است.

نتیجه‌ها برای پارامتر موقعیت طولی سوراخ برابر با  $۲۵$  درصد در جدول (۶) تنظیم گردیده است. برای حالت‌های با موقعیت طولی دیگر نیز نتیجه‌ها در جدولی مشابه جدول (۶) به دست آمده است.

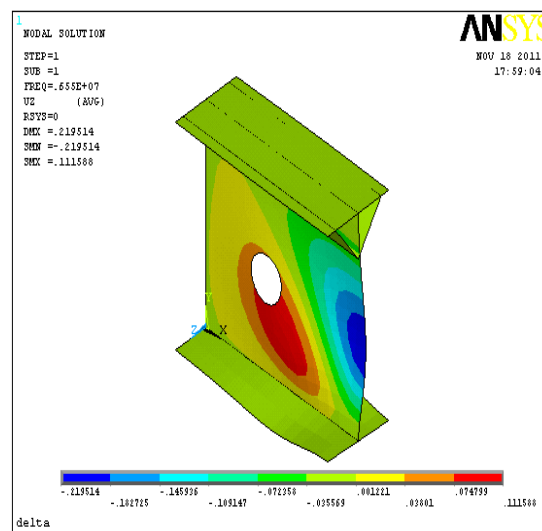
مقاومت برشی کمانشی مقطع مفروض، بدون در نظر گرفتن سوراخ جان و بر اساس آیین‌نامه فولاد ایران برابر با  $V_0 = 7/0.277 \times 10^6$  MN به دست آمده است. در نتیجه نسبت مقاومت برشی مقاطع دارای بازشو نسبت به حالت مقطع بدون بازشو با تقسیم مقادیر جدول (۶) بر  $V_0$  میزان نسبی کاهش مقاومت را در هر حالت مشخص می‌کند.

با توجه به داده‌های حاصل از تحلیل در جدول (۶) و سایر نتیجه‌ها برای موقعیت‌های طولی دیگر و محاسبه نسبت آن‌ها به  $V_0$ ، منحنی تغییرات پارامتر ارتفاع مؤثر سوراخ بر حسب مقاومت برشی کمانشی نسبی، در شکل (۹) ترسیم شده است.

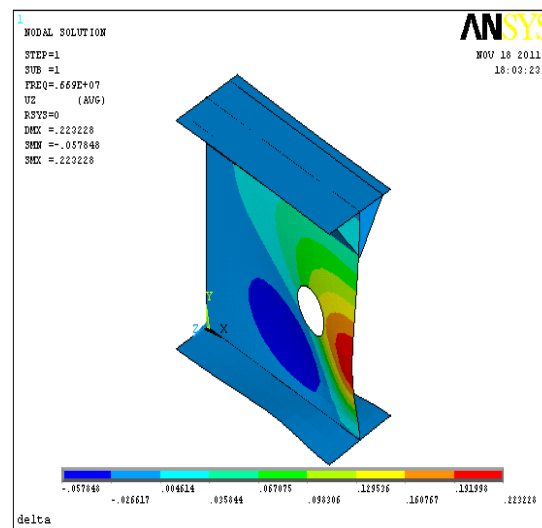
با بررسی شکل (۹) ملاحظه می‌گردد که نحوه تغییر نسبت مقاومت برشی کمانشی تیروورق دلتای سوراخ‌دار به مقاومت برشی کمانشی تیروورق بدون سوراخ  $(V_{cr}/V_0)$  در برابر پارامتر ارتفاع مؤثر سوراخ  $(D_c/h_{noi})$ ، با دقت بسیار خوب به صورت خطی می‌باشد. در این خصوص رابطه (۱) بین پارامترهای معرفی شده به صورت زیر پیشنهاد شده است.

$$V_{cr}/V_0 = -0.38 \times (D_c/h_{noi}) + 1 \quad (1)$$

این رابطه بیانگر صحت و ارزشمندی پارامتر معرفی شده با عنوان "پارامتر ارتفاع مؤثر سوراخ  $(D_c/h_{noi})$ " می‌باشد. نکته حائز اهمیت این است که این پارامتر دارای رابطه‌ای مشخص با یکی از معیارهای مقاومتی مقطع  $(V_{cr}/V_0)$  می‌باشد.



شکل ۶- توزیع تنش به صورت قطری در جان تیروورق  $(X_c/L = 0/۲)$



شکل ۷- توزیع تنش به صورت قطری در جان تیروورق  $(X_c/L = 0/۳)$

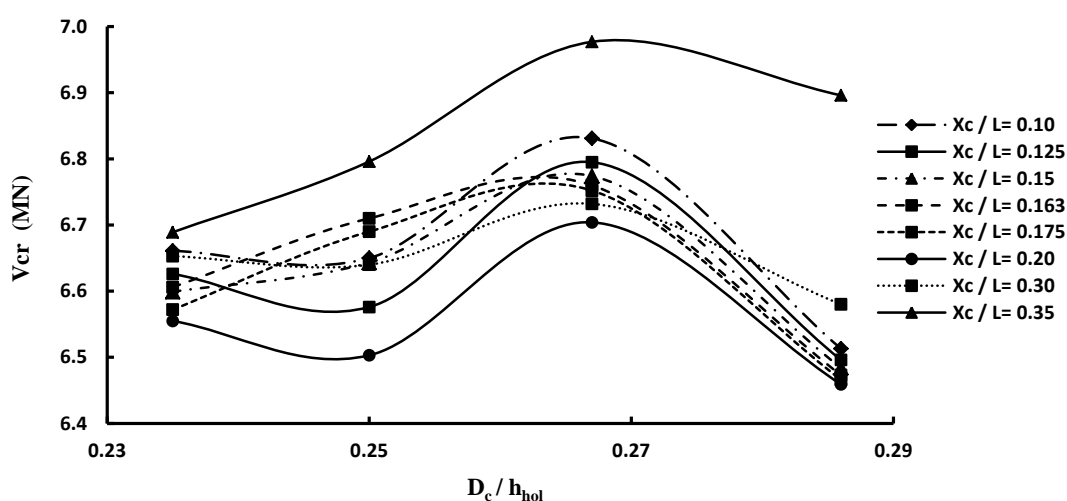
در نظر گرفتن مقاطع مشابه بخش قبل و فقط با تغییر در مقدار پارامتر ارتفاع مؤثر سوراخ و در محدوده  $۱۰$  الی  $۳۵$  درصد طول تیر، مقاومت کمانشی برشی در هر مورد با تحلیل و استفاده از نرم‌افزار به دست آمده است.

این مسئله برای هشت مقطع و با پارامتر موقعیت طولی سوراخ برابر با  $۱۰$ ،  $۱۲/۵$ ،  $۱۵$ ،  $۱۶/۳$ ،  $۱۷/۵$ ،  $۲۰$ ،  $۳۰$  و  $۳۵$  درصد از طول تیر انجام شده است. نتایج برای پارامتر موقعیت طولی سوراخ برابر با  $0/۲۰$  در جدول (۵) تنظیم گردیده است.

برای سایر حالت‌ها با موقعیت‌های طولی دیگر، نتایج در جدول‌هایی مشابه جدول (۵) ارائه شده است. با توجه به داده‌های حاصل از تحلیل در جدول (۵) و سایر نتایج برای موقعیت‌های طولی دیگر، منحنی تغییرات پارامتر ارتفاع مؤثر

جدول ۵- مشخصات تیرورق‌های دلتای مدل‌سازی شده برای  $X_c/L = 0.2$

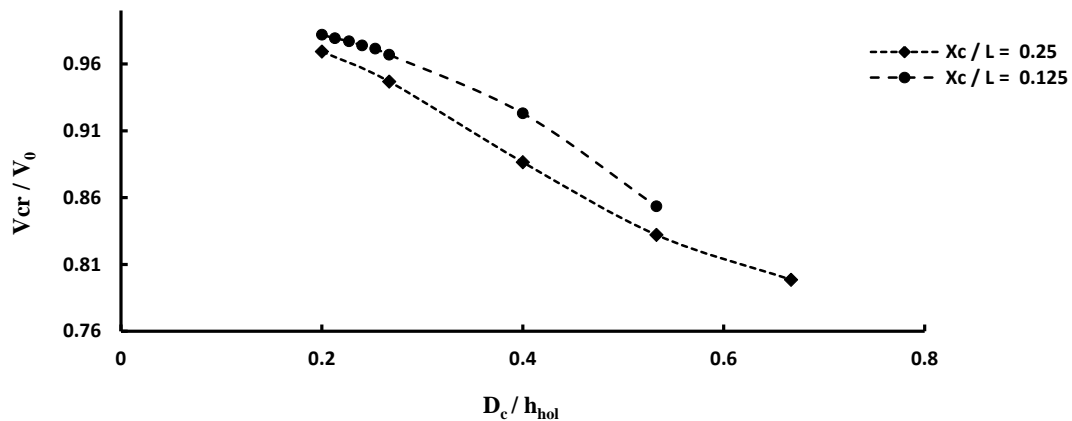
نام مقطع	مشخصات جان (cm)	مشخصات بال و پایین (cm)	مشخصات دلتا سخت‌کننده (cm)		مشخصات سوراخ و محل موقعیت طولی (cm)			پارامتر ضخامت	پارامتر ارتفاع	پارامتر ارتفاع مؤثر سوراخ	برش کمانشی (MN)
			$t_{st}$	$h_{st}$	$D_c$	$Y_c$	$X_c$				
بازشو دایره‌ای شکل	$t_w$	$t_f$	$t_{st}$	$h_{st}$	$D_c$	$Y_c$	$X_c$	$t_{st}/t_w$	$h_{st}/h_w$	$D_c/h_{hol}$	$V_{cr}$
DPGC135	۱	۱	۱	۱۵	۲۰	۴۲/۵	۴۰	۱	۰/۱۵	۰/۲۳۵	۶/۵۵۵
DPGC136	۱	۱	۱	۲۰	۲۰	۴۰	۴۰	۱	۰/۲۰	۰/۲۵	۶/۵۰۳
DPGC137	۱	۱	۱	۲۵	۲۰	۳۷/۵	۴۰	۱	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۶/۷۰۴
DPGC138	۱	۱	۱	۳۰	۲۰	۳۵	۴۰	۱	۰/۳۰	۰/۲۸۶	۶/۴۵۹



شکل ۸- مقاومت کمانش برشی بر اساس پارامتر ارتفاع مؤثر سوراخ

جدول ۶- مشخصات تیرورق‌های دلتای مدل‌سازی شده برای  $X_c/L = 0.25$

نام مقطع	مشخصات جان (cm)	مشخصات بال و پایین (cm)	مشخصات دلتا سخت‌کننده (cm)		مشخصات سوراخ و محل موقعیت طولی (cm)			پارامتر ضخامت	پارامتر ارتفاع	پارامتر ارتفاع مؤثر سوراخ	برش کمانشی (MN)
			$t_{st}$	$h_{st}$	$D_c$	$Y_c$	$X_c$				
بازشو دایره‌ای شکل	$t_w$	$t_f$	$t_{st}$	$h_{st}$	$D_c$	$Y_c$	$X_c$	$t_{st}/t_w$	$h_{st}/h_w$	$D_c/h_{hol}$	$V_{cr}$
DPGC111	۱	۱	۱	۲۵	۱۵	۳۷/۵	۵۰	۱	۰/۲۵	۰/۲۰۰	۶/۸۱۲
DPGC112	۱	۱	۱	۲۵	۲۰	۳۷/۵	۵۰	۱	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۶/۶۵۴
DPGC113	۱	۱	۱	۲۵	۳۰	۳۷/۵	۵۰	۱	۰/۲۵	۰/۴۰۰	۶/۲۳۰
DPGC114	۱	۱	۱	۲۵	۴۰	۳۷/۵	۵۰	۱	۰/۲۵	۰/۵۳۳	۵/۸۴۸
DPGC115	۱	۱	۱	۲۵	۵۰	۳۷/۵	۵۰	۱	۰/۲۵	۰/۶۶۷	۵/۶۱۲



شکل ۹- مقاومت کمانشی برشی بر اساس پارامتر ارتفاع مؤثر سوراخ

از تحلیل را ارائه می‌نمایند. در شکل (۱۰) با توجه به جدول‌های (۸) تا (۱۰) منحنی‌های پارامتر ارتفاع مؤثر بازشو برای شکل‌های با مساحت برابر نسبت به تغییرات مقاومت برشی کمانشی ترسیم شده است. با توجه به شکل (۱۰) مشاهده می‌گردد که به ترتیب بازشوهای مربع، دایره و مثلث شکل از لحاظ مقاومت کمانشی در اولویت قرار دارند.

شکل (۱۱) جهت مقایسه بصری این شکل‌ها با مساحت برابر ارائه شده است. همان گونه که دیده می‌شود به دلیل ارتفاع بیشتر بازشو به ترتیب در مثلث، دایره و مربع کاهش مقاومت برشی کمانشی  $V_{cr}$  توجیه پیدا می‌کند.

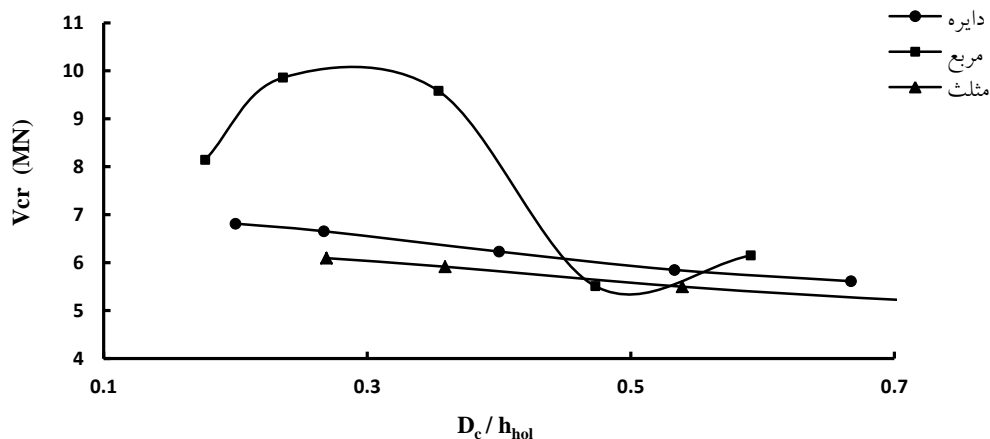
#### ۴-۵- بررسی و مقایسه تأثیر شکل سوراخ بر مقاومت کمانشی برشی

در این بخش ابتدا برای بازشوهای دایره‌ای شکل مدل شده مطابق با جدول (۷)، اندازه ضلع مربع ( $D_s$ ) و اندازه ضلع مثلث متساوی‌الاضلاع ( $D_t$ ) هم مساحت با آن محاسبه شده است. سپس با استفاده از نرم‌افزار ANSYS، به بررسی تغییرات مقاومت کمانشی برشی در سه نوع متفاوت از شکل بازشو پرداخته شده است.

در ادامه جدول‌های (۸) تا (۱۰) برای سه شکل متفاوت مورد نظر، مطابق با پارامترهای در نظر گرفته شده، نتایج حاصل

جدول ۷- بازشوهای با مساحت معادل در شکل‌های متفاوت

۵۰	۴۰	۳۰	۲۰	۱۵	قطر بازشو دایره‌ای شکل ( $D_c$ ) (cm)
۱۹۶۲/۵	۱۲۵۶	۷۰۶/۵	۳۱۴	۱۷۶/۶	مساحت بازشو ( $cm^2$ )
۴۴/۳۰	۳۵/۴۴	۲۶/۵۸	۱۷/۷۲	۱۳/۳	بعد بازشو مربع شکل ( $D_s$ ) (cm)
۶۷/۳۲	۵۳/۸۶	۴۰/۳۹	۲۶/۹۳	۲۰/۲	بعد بازشو مثلث شکل متساوی‌الاضلاع ( $D_t$ ) (cm)



شکل ۱۰- مقاومت کمانشی برشی با توجه به شکل هندسی بازشو با استفاده از جدول (۸)



جدول ۸- مشخصات تیورق‌های دلتای مدل‌سازی شده با بازشو دایره‌ای برای  $X_c/L = 0/25$

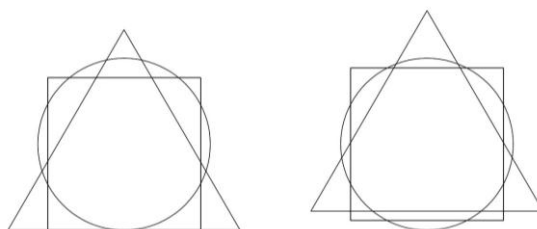
نام مقطع	مشخصات جان (cm)	مشخصات بال بالا و پایین (cm)	مشخصات سخت‌کننده دلتا (cm)		مشخصات سوراخ و محل موقعیت طولی (cm)			پارامتر ضخامت	پارامتر ارتفاع	پارامتر ارتفاع مؤثر سوراخ	برش کمانشی (MN)
			$t_{st}$	$h_{st}$	$D_c$	$Y_c$	$X_c$				
بازشو دایره‌ای شکل	$t_w$	$t_f$	$t_{st}$	$h_{st}$	$D_c$	$Y_c$	$X_c$	$t_{st}/t_w$	$h_{st}/h_w$	$D_c/h_{hol}$	$V_{cr}$
DPGC111	۱	۱	۱	۲۵	۱۵	۳۷/۵	۵۰	۱	۰/۲۵	۰/۲۰۰	۶/۸۱۲
DPGC112	۱	۱	۱	۲۵	۲۰	۳۷/۵	۵۰	۱	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۶/۶۵۴
DPGC113	۱	۱	۱	۲۵	۳۰	۳۷/۵	۵۰	۱	۰/۲۵	۰/۴۰۰	۶/۲۳۰
DPGC114	۱	۱	۱	۲۵	۴۰	۳۷/۵	۵۰	۱	۰/۲۵	۰/۵۳۳	۵/۸۴۸
DPGC115	۱	۱	۱	۲۵	۵۰	۳۷/۵	۵۰	۱	۰/۲۵	۰/۶۶۷	۵/۶۱۲

جدول ۹- مشخصات تیورق‌های دلتای مدل‌سازی شده با بازشو مربعی برای  $X_c/L = 0/25$

نام مقطع	مشخصات جان (cm)	مشخصات بال بالا و پایین (cm)	مشخصات سخت‌کننده دلتا (cm)		مشخصات سوراخ و محل موقعیت طولی (cm)			پارامتر ضخامت	پارامتر ارتفاع	پارامتر ارتفاع مؤثر سوراخ	برش کمانشی (MN)
			$t_{st}$	$h_{st}$	$D_s$	$Y_s$	$X_s$				
بازشو مربعی شکل	$t_w$	$t_f$	$t_{st}$	$h_{st}$	$D_s$	$Y_s$	$X_s$	$t_{st}/t_w$	$h_{st}/h_w$	$D_s/h_{hol}$	$V_{cr}$
DPGS96	۱	۱	۱	۲۵	۱۳/۳	۳۷/۵	۵۰	۱	۰/۲۵	۰/۱۷۷	۸/۱۴۲
DPGS97	۱	۱	۱	۲۵	۱۷/۷	۳۷/۵	۵۰	۱	۰/۲۵	۰/۲۳۶	۹/۸۵۷
DPGS98	۱	۱	۱	۲۵	۲۶/۶	۳۷/۵	۵۰	۱	۰/۲۵	۰/۳۵۴	۹/۵۸۰
DPGS99	۱	۱	۱	۲۵	۳۵/۴	۳۷/۵	۵۰	۱	۰/۲۵	۰/۴۷۳	۵/۵۰۹
DPGS100	۱	۱	۱	۲۵	۴۴/۳	۳۷/۵	۵۰	۱	۰/۲۵	۰/۵۹۱	۶/۱۵۰

جدول ۱۰- مشخصات تیورق‌های دلتای مدل‌سازی شده با بازشو مثلثی برای  $X_c/L = 0/25$

نام مقطع	مشخصات جان (cm)	مشخصات بال بالا و پایین (cm)	مشخصات سخت‌کننده دلتا (cm)		مشخصات سوراخ و محل موقعیت طولی (cm)			پارامتر ضخامت	پارامتر ارتفاع	پارامتر ارتفاع مؤثر سوراخ	برش کمانشی (MN)
			$t_{st}$	$h_{st}$	$D_c$	$Y_c$	$X_c$				
بازشو مثلث شکل متساوی‌الاضلاع	$t_w$	$t_f$	$t_{st}$	$h_{st}$	$D_c$	$Y_c$	$X_c$	$t_{st}/t_w$	$h_{st}/h_w$	$D_c/h_{hol}$	$V_{cr}$
DPGT201	۱	۱	۱	۲۵	۲۰/۲	۳۷/۵	۵۰	۱	۰/۲۵	۰/۲۶۹	۶/۰۹۳
DPGT202	۱	۱	۱	۲۵	۲۶/۹	۳۷/۵	۵۰	۱	۰/۲۵	۰/۳۵۹	۵/۹۱۴
DPGT203	۱	۱	۱	۲۵	۴۰/۴	۳۷/۵	۵۰	۱	۰/۲۵	۰/۵۳۹	۵/۴۹۷
DPGT204	۱	۱	۱	۲۵	۵۳/۹	۳۷/۵	۵۰	۱	۰/۲۵	۰/۷۱۹	۵/۲۰۲
DPGT205	۱	۱	۱	۲۵	۶۷/۳	۳۷/۵	۵۰	۱	۰/۲۵	۰/۸۹۷	۵/۰۲۹



شکل ۱۱- مقایسه شکل‌های هندسی با مساحت برابر

## ۶- نتیجه گیری

مطابق با بررسی‌های انجام شده جمع‌بندی کلی نتیجه‌های حاصل از آنالیز عددی مقاومت برشی کمانشی تیورق‌های دلتا دارای سوراخ در جان راه، برای حالت‌ها و پارامترهای در نظر گرفته شده، به طور خلاصه به صورت زیر می‌توان بیان نمود.

- با در نظر گرفتن مسائل اجرایی می‌توان گفت بهترین محدوده اجرای سوراخ برای پارامتر موقعیت طولی سوراخ ( $X_c/L$ )، در محدوده  $0/30$  الی  $0/35$  است.
- بهینه پارامتر ارتفاع مؤثر سوراخ یعنی نسبت قطر دایره به فاصله اتصال سخت‌کننده‌ها در محل برخورد با جان تا بال تحتانی مقطع ( $D_c/h_{hol}$ ) در محدوده  $0/26$  الی  $0/27$  قرار دارد.
- رابطه پارامتر ارتفاع مؤثر سوراخ ( $D_c/h_{hol}$ ) و مقاومت برشی کمانشی ( $V_{cr}$  (MN)) با دقت بسیار خوب به ویژه در مورد بازشو دایره‌ای شکل به صورت خطی می‌باشد؛ که توسط رابطه (۱) بیان شده است.
- مطابق با نتیجه تحلیل و بررسی نمودارها، به دلیل ارتفاع بیشتر بازشوها به ترتیب در مثلث، دایره و مربع دارای سطوح معادل، میزان مقاومت برشی کمانشی  $V_{cr}$  نیز تحت تأثیر این پارامتر می‌باشد؛ بنابراین از لحاظ میزان مقاومت برشی کمانشی به ترتیب بازشو مربع، دایره و مثلثی شکل در اولویت قرار دارند.

## ۷- مراجع

- [1] ANSYS User's Manual Version 12.0.
- [2] Homer, M. and Hadley, S. (1961), "Exploratory Tests on a Steel Delta Girder", Civil Engineering Magazine.
- [3] Homer, M. and Hadley, S. (1964), "The Bridge Delta Girder-Single-Webbed and Double-Webbed", AISC National Engineering Conference, Omaha.
- [4] عربزاده، ا. و ورزمیاری، م. (۱۳۸۶)، "ارزیابی مقاومت پیچشی تیورق‌های با سخت‌کننده دلتا"، سومین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز.
- [5] عربزاده، ا. و ورزمیاری، م. (۱۳۸۴)، "کنترل کمانش پیچشی جانبی تیورق‌های فولادی به وسیله سخت‌کننده دلتا"، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران.
- [6] عربزاده، ا. و کاهه، م. (۱۳۸۴)، "رفتار کمانشی یک پانل از تیورق سخت شده با سخت‌کننده دلتا تحت اثر بار خمشی"، دومین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران.
- [7] قوهستانی، س. و شهپایان، ف. (۱۳۸۸)، "تحلیل اثر بازشوی مدور در مقاومت برشی تیورق‌های فولادی"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، سال پنجم، شماره پنجم، ص. ۶۴-۷۲.

- [8] Jafari Sahnhsaraei, M. and Erfani, S. (2014), "Analysis of Elastic Buckling Behavior of Steel Delta Girders", International Journal of Engineering and Technology, Vol. 3, pp. 372-377.
- [9] Mohebkhah, A. and G. Azandariani, M. (2014), "Lateral-Torsional Buckling of Delta Hollow Fange Beams under Moment Gradient", Thin-Walled Structures, Vol. 86, pp. 167-173.
- [10] AISC 360-16., (2016), Specification for structural steel buildings. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction.
- [11] Sweetlin, R., Annlin, J. and Ramalingam, D. (2017), "Shear Behavior of Delta Hollow Flange Beam with and without Web Stiffener", International Journal of Science and Technology, Vol. 5, pp. 157-169.
- [12] Hatami, F. and Esmaeili, N. (2013), "Optimization of Height at Delta Stiffened in Steel Girders by Numerical Modeling", Journal of American Science, Vol. 9, pp. 1-5.





# بهینه‌سازی چندهدفه کنترل نیمه‌فعال سازه‌ها با استفاده از میراگرهای ویسکوز به کمک الگوریتم رقابت استعماری

مهدی بابائی<sup>۱\*</sup>، مصطفی مرادی<sup>۲</sup>

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه زنجان، زنجان

۲- کارشناس ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه زنجان، زنجان

\* زنجان، صندوق پستی ۳۸۷۹۱-۴۵۳۷۱، mbabaei@znu.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۰۸/۱۳، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۰۹/۰۷)

## چکیده

سیستم‌های کنترل نیمه فعال و میراگرهای ویسکوز مایع نیمه فعال به عنوان زیر مجموعه‌ای از سیستم‌های کنترلی، قابلیت خود را در کاهش پاسخ‌های لرزه ای سازه ها نشان داده اند. از مزایای مهم این میراگرها، قدرت تطبیق با رفتار سازه به منظور غلبه بر نیروهای زلزله است. در این تحقیق، بهینه سازی چندهدفه عملکرد میراگرهای ویسکوز مایع نیمه فعال در کاهش پاسخ‌های لرزه ای سازه ها تحت اثر نیروهای زلزله، با استفاده از الگوریتم رقابت استعماری مورد مطالعه قرار گرفته است. تعداد و موقعیت بهینه میراگرها به عنوان متغیرهای تصمیم گیری و پاسخ‌های سازه ای نظیر حداکثر شتاب طبقات، حداکثر جابجایی طبقه آخر و حداکثر جابجایی نسبی طبقات به عنوان شاخص‌های مورد نظر در نظر گرفته شده اند که باید حداقل گردند. نتایج اصل از این تحقیق نشان داده است که علاوه بر نقش میراگرها در کاهش پاسخ‌های سازه ای، نحوه چیدمان آنها نیز در عملکرد سازه بسیار مؤثر است.

## واژگان کلیدی

کنترل نیمه‌فعال، میراگرهای ویسکوز، بهینه‌سازی چندهدفه، الگوریتم رقابت استعماری

## Multi-Objective Optimization of Semi-Active Fluid Viscous Dampers using Imperialistic Competitive Algorithm

M. Babaei, M. Moradi

### Abstract

Semi-active control systems and semi-active fluid viscous dampers as a subset of these systems, have shown their ability to reduce seismic responses of building, one of the most important advantages of these dampers is ability of adjusting with structures behavior to overcome the earthquake forces. In this thesis, multi-objective optimization of operation of semi-active fluid viscous dampers in reduction of seismic responses of buildings subjected to horizontal components of earthquake accelerations is studied. The optimum number and position of dampers are considered as decision variables and structural responses such as maximum story acceleration, maximum last story displacement and maximum story drift are considered as objective functions, should be minimized. The optimal solutions show that although viscous dampers reduce the structural responses, however, a certain configuration of dampers in specific locations of the structure could be efficient for reduction of the structural responses.

### Keywords

Semi-active control, Fluid viscous damper, Multi-objective optimization, Imperialistic competitive algorithm



در طبقات مختلف نیز، در میزان انرژی باقیمانده در سازه مؤثر است و می توان با تعداد کمتری میراگر پاسخ های مناسب تری گرفت که علاوه بر کاهش هزینه اولیه و بهبود عملکرد، در هزینه های نگهداری و تعمیرات سیستم نیز کاهش قابل ملاحظه ای خواهیم داشت.

## ۲- میراگر ویسکوز

میراگر ویسکوز مایع یکی از سیستم های جاذب انرژی می باشد که در مقایسه با اندازه فیزیکی خود از توانایی جذب انرژی بالایی برخوردار می باشد. بنابراین، این نوع میراگرها می توانند برای استهلاک انرژی ناشی از زلزله در سازه ها مورد استفاده قرار گیرند. این میراگرها از یک سیلندر هیدرولیکی و یک میله پیستون از جنس فولاد ضد زنگ با کلاهک برنزی تشکیل شده اند. در کلاهک پیستون روزنه ای تعبیه شده است که وقتی میله پیستون حرکت داده می شود مایع با فشار از درون روزنه عبور داده می شود و منجر به اتلاف انرژی به صورت گرما می گردد.

در تلاش برای بهبود عملکرد میراگرهای ویسکوز، مدل های قابل کنترلی از این میراگرها به نام میراگر ویسکوز نیمه فعال ارائه شده است. این میراگرها بسیار شبیه به نوع غیرفعال آن می باشند با این تفاوت که میراگرهای ویسکوز نیمه فعال مجهز به یک حلقه عبوری خارجی می باشند که مایع داخل سیلندر هیدرولیکی را در طرفین کلاهک پیستون به یکدیگر مرتبط می سازد. این حلقه عبوری شامل یک دریچه قابل تنظیم می باشد که عبور جریان در داخل میراگر را کنترل می کند. بدین ترتیب، این میراگرها فشار داخل مایع را در هنگام حرکت پیستون افزایش داده و در نتیجه قادر به تولید نیروهای میرایی بسیار بزرگی می باشند.

از این رو می توانند میزان قابل توجهی از انرژی زلزله را مستهلک نمایند. یکی از ویژگی های این نوع میراگرها پویایی و قدرت تطبیق با رفتار سازه به منظور مقاومت در برابر نیروهای زلزله می باشد. بدین ترتیب که در لحظه وقوع زلزله نیروهای زلزله را تشخیص داده و مطابق با آن نیروهای لازم را اعمال می کنند. همچنین، در این میراگرها انرژی خارجی فقط برای تنظیم دریچه به کار می رود. بنابراین، این میراگرها به منبع بزرگ انرژی خارجی نیاز ندارند و از این جهت بسیار قابل اعتماد می باشند [۱]. ساده ترین مدل برای بیان رفتار این نوع میراگر، مدل ماکسول با یک ضریب میرایی وابسته به زمان می باشد [۲]:

هنگام وقوع زلزله انرژی بسیار زیادی به سازه وارد می شود و طراحی سازه به گونه ای که چنین انرژی عظیمی را در محدوده تغییر شکل های الاستیک به خود جذب و تلف نماید معقول نیست. زیرا علاوه بر غیر اقتصادی بودن، اغلب با شرایط معماری طرح نیز ناسازگار شده و سازه در عمل غیر قابل اجرا خواهد شد. لذا همواره تلاش مهندسان سازه و زلزله بر آن بوده که ساختمان هایی با توان اتلاف انرژی غیرالاستیک در برابر زلزله طراحی کنند؛ به طوری که هنگام اعمال نیروهای دینامیکی قوی نظیر زلزله، سازه از محدوده الاستیک خارج شده و به واسطه تشکیل مفاصل پلاستیک و وقوع تغییر مکان های چرخه ای غیرالاستیک در اعضا، انرژی وارده جذب و تلف شود.

در چند دهه اخیر تلاش های متنوعی در به کارگیری روش ها و تکنولوژی های نوین در زمینه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله انجام شده است. یکی از مهمترین این روش ها استفاده از سیستم های کنترلی در کاهش ارتعاشات لرزه ای سازه ها است. هدف اصلی سیستم های کنترلی، کاهش پاسخ های لرزه ای سازه به وسیله جذب انرژی منتقل شده به سازه و یا تغییر در فرکانس آن می باشد.

در این مقاله به منظور کاهش ارتعاشات لرزه ای ساختمان ها از میراگرهای ویسکوز مایع نیمه فعال استفاده شده و برای بهینه یابی تعداد و محل قرارگیری این میراگرها با هدف کاهش همزمان پاسخ های لرزه ای سازه ها نظیر تغییر مکان طبقه آخر، حداکثر شتاب طبقات و حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات از الگوریتم رقابت استعماری استفاده شده است.

از مزایای این میراگرها قدرت تطبیق با رفتار سازه به منظور غلبه بر نیروی زلزله است. تعداد و موقعیت بهینه میراگرها به عنوان متغیرهای تصمیم گیری و پاسخ های سازه نظیر تغییر مکان طبقه آخر، حداکثر شتاب طبقات و حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات به عنوان توابع هدف در نظر گرفته شده اند که باید حداقل گردند. توابع فوق بصورت گروه اهداف سه تایی در بهینه سازی چندهدفه شرکت داده می شوند و هدف، یافتن چیدمان خاصی از تعدادی میراگر در موقعیت های معینی از سازه می باشد که بیشترین کاهش در پاسخ های سازه را داشته باشد.

مطالعه عددی روی دو سازه هفت و دوازده طبقه انجام می پذیرد که به صورت سه بعدی مدل شده اند. در نهایت نتایج حاصل بیانگر این امر است که علاوه بر نقش میراگرها در جذب انرژی و کاهش انرژی وارده به سازه، نحوه چیدمان آنها



درجات آزادی در راستای زلزله، ۱ و سایر مولفه‌ها صفر می‌باشند. همچنین  $\ddot{x}_g(t)$  شتاب افقی زلزله است که از طریق شتابنگاشت‌ها حاصل می‌شود.  $f_i$  در رابطه بالا نیروی میراگر می‌باشد که برای یک میراگر که با زاویه  $\alpha$  نسبت به افق قرار گرفته باشد برابر است با:

$$f_i = C_{aj}(t)\cos^2(\alpha)[-(\dot{u}_x)_{i-1} + (\dot{u}_x)_i - (e_{yz})_{i-1}(\dot{u}_\theta)_{i-1} + (e_{yz})_i(\dot{u}_\theta)_i] \quad (3)$$

با اندکی جابه‌جایی جملات رابطه بالا و نمایش ضریب  $f_i$  پس از انتقال به سمت راست معادله با  $\{D\}$  داریم:

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + kx = D\{f\} - M\{r\}\ddot{x}_g(t) \quad (4)$$

در این رابطه ماتریس  $D$  با توجه به موقعیت و تعداد میراگرها بدست می‌آید. بردار  $\{f\}$  شامل نیروی میراگرها می‌باشد که با توجه به اینکه ضریب هر میراگر،  $C_{aj}(t)$  نامعلوم و تابعی از زمان می‌باشد، بنابراین، درایه‌های این بردار نیز نامعلوم و تابعی از زمان خواهد بود:

$$f = \begin{Bmatrix} f_{x,1} \\ f_{x,2} \\ M \\ f_{x,m} \\ f_{y,1} \\ M \\ f_{y,k} \end{Bmatrix}_{(m+k) \times 1} \quad (5)$$

#### ۴- بهینه‌سازی نیروهای کنترل نیمه‌فعال سازه با استفاده

##### از الگوریتم LQR

الگوریتم‌های کنترلی یکی از بخش‌های حائز اهمیت در سیستم‌های کنترل سازه‌ها هستند. در واقع، کنترل‌کننده هوشمند برای محاسبه نیروهای کنترلی مورد نیاز بر اساس اطلاعاتی که از حسگرها مخابره می‌شود، از الگوریتم‌های کنترلی استفاده می‌کند. در این مقاله از الگوریتم کنترل بهینه LQR برای محاسبه نیروهای کنترلی میراگر ویسکوز مایع نیمه‌فعال استفاده شده است. این الگوریتم بر روی متغیرهای فضای حالت که از معادلات دینامیک سازه به دست می‌آیند، عمل می‌کند.

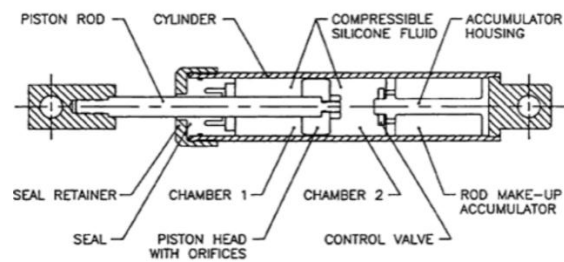
در روش LQR، نیروی کنترل بهینه طوری محاسبه می‌شود که شاخص کارایی  $J$  حداقل گردد. برای محاسبه مقادیر نیروهای کنترل نیمه‌فعال توسط این الگوریتم، ابتدا معادله (۴) در فضای حالت نوشته می‌شود [۵]:

$$\dot{u} = Au + Hf + Bw \quad (6)$$

در رابطه بالا  $\{f\}$  بردار نیروی کنترلی و سایر متغیرها نیز

$$p(t) = C_0(t)\dot{u}(t) \quad (1)$$

در این رابطه  $p(t)$  نیروی خروجی میراگر،  $C_0(t)$  ضریب میرایی وابسته به زمان که با توجه به باز و بسته بودن دریچه کنترلی، بین دو مقدار حداکثر و حداقل قرار دارد و  $\dot{u}(t)$  میزان سرعت حرکت کلاهک پیستون می‌باشد. شکل (۱) میراگر ویسکوز مایع تیلور را نشان می‌دهد. یکی از مزایای مهم این میراگرها عدم نیاز آنها به منابع انرژی بزرگ قابلیت اعتماد بالای آنها می‌باشد. سبکی و اندازه کوچک این میراگرها نیز امکان استفاده از آنها را به تعداد زیاد در سازه‌ها به منظور کاهش پاسخ‌های لرزه ای سازه، فراهم نموده است.



شکل ۱- میراگر سیال ویسکوز تیلور [۳]

#### ۳- معادله حرکت سازه با میراگر ویسکوز نیمه‌فعال

برای نوشتن معادله حرکت سازه با حضور میراگر ویسکوز نیمه‌فعال، مدل میراگر به صورت یک فنر و یک میراگر که به صورت موازی با یکدیگر قرار گرفته‌اند، در نظر گرفته می‌شود. با فرض صلب بودن طبقات، معادله حرکت سازه با وجود یک میراگر  $j$  که در صفحه  $x-z$  در فاصله  $(e_{yz})_i$  از مرکز جرم طبقه  $i$  و بین طبقات  $i-1$  و  $i$  قرار گرفته به صورت زیر می‌باشد [۴]:

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + kx + \begin{Bmatrix} 0 \\ M \\ -1 \\ +1 \\ 0 \\ M \\ 0 \\ -(e_{yz})_{i-1} \\ (e_{yz})_i \\ 0 \\ M \\ 0 \end{Bmatrix}_{n \times 1} f_i = -M\{r\}\ddot{x}_g(t) \quad (2)$$

در رابطه (۲) ماتریس‌های  $M$ ،  $K$  و  $C$  به ترتیب ماتریس جرم، سختی و میرایی سازه و  $\dot{x}$  و  $x$  به ترتیب تغییر مکان، سرعت و شتاب سازه می‌باشند. در ماتریس  $\{r\}$  مولفه‌های مربوط به

به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$H = \begin{bmatrix} 0 \\ -[M]^{-1}[D] \end{bmatrix}; \{z\} = \begin{Bmatrix} \{x\} \\ \{\dot{x}\} \end{Bmatrix}; B = \begin{bmatrix} 0 \\ I \end{bmatrix}; \quad (7)$$

$$A = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -[M]^{-1}[K] & -[M]^{-1}[C] \end{bmatrix}; w = -\{r\}\ddot{x}_g(t)$$

در روش LQR، نیروی کنترل بهینه  $\{f\}$  طوری محاسبه می‌شود که شاخص کارایی  $J$  حداقل گردد:

$$J = \int_0^{\infty} [u^T Q u + f^T R f] dt \quad (8)$$

ماتریس‌های وزنی  $R$  و  $Q$  در رابطه بالا به صورت زیر تعریف می‌شوند [6]:

$$Q = \begin{bmatrix} Q_v & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}; Q_v = \text{diag}(1); R = 10^{-q} \text{diag}(1) \quad (9)$$

در روابط بالا مقدار  $q$  مجهول است و با افزایش آن پاسخ‌های سازه کاهش و مقدار نیروی میراگرها افزایش می‌یابد. مناسب‌ترین راه تعیین آن انجام چند تحلیل با  $q$ های مختلف و مقایسه نتایج حاصل از تحلیل‌ها با یکدیگر می‌باشد تا مقدار  $q$  به گونه‌ای انتخاب شود که نیروی میراگرها از حداکثر مجاز (۱۰۰۰ کیلو نیوتن) تجاوز ننماید. با جایگذاری ماتریس‌های وزنی فوق در رابطه (۸) و حل آن معادله زیر که موسوم به معادله ریکاتی است، حاصل می‌شود:

$$PA + A^T P + Q - P H R^{-1} H^T P = 0 \quad (10)$$

از حل معادله ریکاتی بالا ماتریس  $P$  به دست آمده و بردار نیروهای کنترلی میراگرها به صورت زیر خواهد بود:

$$f = -R^{-1} H^T P u = -G u; G = [G_d \quad G_v] \quad (11)$$

ماتریس  $G$ ، ماتریس فیدبک یا پس‌خور نامیده می‌شود و همانطور که مشخص است نیروهای کنترلی را بر اساس تغییر مکان و سرعت محاسبه می‌کند. با فرض اینکه اطلاعات دریافتی از حسگرهای سیستم کنترلی مورد بحث تنها شامل سرعت است، مقدار  $G_d$  در رابطه بالا برابر صفر بوده و ماتریس فیدبک به صورت زیر خواهد شد:

$$G = [0 \quad G_v] \quad (12)$$

از جاگذاری معادله (۱۱) در رابطه (۶)، معادله دیفرانسیل زیر به دست می‌آید که با حل آن پاسخ‌های سازه حاصل می‌شوند:

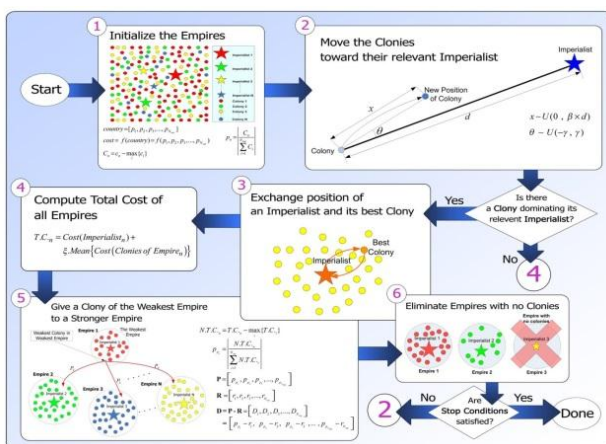
$$\dot{u} = (A - H G) u + B w \quad (13)$$

۵- بهینه‌سازی تعداد و نوع آرایش میراگرهای ویسکوز با استفاده از الگوریتم رقابت استعماری

با افزایش تعداد متغیرهای ورودی و خروجی و پیچیده‌تر شدن مسایل عملاً استفاده از روش‌های کلاسیک بهینه‌سازی غیرمنطقی و زمان‌بر می‌باشد. الگوریتم‌های تصادفی و ابتکاری روشی مناسب، کارا و ساده برای بهینه‌سازی مسایل مختلف هستند که نیازی به مشتق‌گیری ندارند. یکی از جدیدترین قدرتمندترین روش‌های بهینه‌سازی الگوریتم رقابت استعماری می‌باشد که در سال ۱۳۸۷ توسط Atashpaz-Gargari مطرح شد [۷] و پس از آن توسط سایر محققین توسعه داده شد [۸].

این الگوریتم یک استراتژی جدید بهینه‌سازی بر مبنای فرآیند اجتماعی سیاسی پدیده استعمار است که از زمان معرفی آن، در حل مسایل مهندسی بسیار مورد استفاده قرار گرفته است و نتایج حاکی از موفقیت آن دارد. همانند دیگر الگوریتم‌های تکاملی، این الگوریتم نیز با تعدادی جمعیت اولیه تصادفی که هر کدام از آن‌ها یک کشور نامیده می‌شوند، شروع می‌شود. تعدادی از بهترین عناصر جمعیت (معادل نخبه‌ها در الگوریتم ژنتیک) به عنوان کشور استعمارگر، انتخاب می‌شوند. باقیمانده جمعیت نیز به عنوان کشورهای مستعمره، در نظر گرفته می‌شوند.

استعمارگران بسته به قدرت‌شان، این مستعمرات را با سیاست‌های هم‌گون‌سازی، به سمت خود می‌کشند. قدرت کل هر امپراطوری، به هر دو بخش تشکیل دهنده آن یعنی کشور استعمارگر (به عنوان هسته مرکزی) و مستعمرات آن، بستگی دارد. شکل (۲) شمای کلی یک الگوریتم رقابت استعماری را نشان می‌دهد.



شکل ۲- فلوجارت الگوریتم رقابت استعماری [۷]

با شکل‌گیری امپراطوری‌های اولیه، رقابت امپریالیستی میان آن‌ها شروع می‌شود. هر امپراطوری که نتواند در رقابت

حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات و حداکثر شتاب، مربوط به سازه بدون کنترل می‌باشند.

## ۶- مطالعه عددی

میراگرهای ویسکوزماید با ظرفیت  $200 \text{ kN.s/mm}$  و حداکثر نیروی  $1000 \text{ kN}$  به عنوان نمونه انتخاب و برای کنترل نیمه‌فعال ارتعاش سازه به کار گرفته شده‌اند. دو سازه ۷ و ۱۲ طبقه برای نشان دادن تاثیر استفاده از میراگرهای ویسکوز در سازه مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

پاسخ سازه‌ها در برابر زلزله به مشخصات شتابنگاشت اعمالی نظیر محتوای فرکانسی، شتاب بیشینه و مدت زمان زلزله وابسته می‌باشد. از طرفی نوع خاکی که شتابنگاشت از روی آن ثبت شده و همچنین فاصله محل ثبت از گسل تولید زمین لرزه می‌تواند بر پاسخ سازه‌های مورد بررسی تاثیر بگذارد. بنابراین سعی شده است تا از مجموعه شتابنگاشت‌هایی از زمین لرزه‌های متنوع طبیعی رخ داده در ایران و جهان استفاده گردد. شتابنگاشت‌های انتخابی همگی دور از گسل و از روی خاک سخت (معادل خاک نوع ۱ بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰) برداشت شده‌اند. مشخصات این شتابنگاشت‌ها در جدول (۱) ارائه شده است.

جدول ۱- مشخصات شتابنگاشت‌های مورد استفاده

محل	PGA (g)	مقدار	زلزله
تایوان	۰/۴۱۰	۷/۶ (m)	چی-چی
قزوین	۰/۱۸۴	۷/۴ (mw)	منجیل
السترو	۰/۳۴۸	۶/۵ (m)	امپریال ولی
کالیفرنیا	۰/۱۸۰	۷/۴ (mw)	کرن کانتی
کالیفرنیا	۰/۲۵۴	۶/۰ (m)	پالم اسپرینگ شمالی
لس آنجلس	۰/۲۵۶	۶/۷ (m)	نورت ریج
پارکفیلد	۰/۳۵۷	۶/۰ (m)	پارکفیلد

لازم به ذکر است مدل‌سازی رفتار این میراگرها و سازه در دو حالت کنترل شده و کنترل نشده در نرم افزار MATLAB صورت گرفته است. و در هر طبقه حداکثر امکان قرار گیری ۸ میراگر وجود دارد.

مثال اول سازه ۷ طبقه فولادی است که در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد و بر روی خاک نوع ۱ طراحی شده است. سیستم مقاوم آن در برابر نیروهای جانبی قاب مهاربندی شده هم محور فولادی می‌باشد، ارتفاع آن  $22/4 \text{ m}$  و پلان آن دارای

استعماری، موفق عمل کرده و بر قدرت خود بیفزاید (و یا حداقل از کاهش نفوذش جلوگیری کند)، از صحنه رقابت استعماری، حذف خواهد شد. بنابراین بقای یک امپراطوری، وابسته به قدرت آن در جذب مستعمرات امپراطوری‌های رقیب، و به سیطره در آوردن آنها خواهد بود. در نتیجه، در جریان رقابت‌های امپریالیستی، به تدریج بر قدرت امپراطوری‌های بزرگتر افزوده شده و امپراطوری‌های ضعیف‌تر، حذف خواهند شد. امپراطوری‌ها برای افزایش قدرت خود، مجبور خواهند شد تا مستعمرات خود را نیز پیشرفت دهند.

با گذشت زمان، مستعمرات، از لحاظ قدرت به امپراطوری‌ها نزدیک‌تر خواهند شد و شاهد یک نوع همگرایی خواهیم بود. حد نهایی رقابت استعماری، زمانی است که یک امپراطوری واحد در دنیا داشته باشیم، با مستمراتی که از لحاظ موقعیت، به خود کشور استعمارگر، خیلی نزدیک هستند.

برای طراحی بهینه میراگرهای ویسکوز مایع نیمه‌فعال لازم است تعداد و نوع آرایش میراگرها به طور بهینه انتخاب شوند [۹]. در حالیکه برای بهینه سازی سازه های فولادی یا بتن آرمه معمولاً تعیین سطح مقطع بهینه المانها مورد نظر می باشد [۱۰]. جهت افزایش کارایی سیستم کنترل نیمه‌فعال، بردار محل نصب میراگرها در طبقات سازه بر اساس حل یک مساله بهینه‌سازی تعیین می‌شود. برای انجام مساله بهینه‌سازی یک تابع هدف به صورت تابع هزینه شامل سه هدف در نظر گرفته شده است که باید مینیمم گردد. توابع هدف مورد نظر به ترتیب شامل نسبت حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات در حالت کنترل شده به کنترل نشده، نسبت تغییر مکان طبقه آخر در حالت کنترل شده به کنترل نشده و نسبت حداکثر شتاب طبقات در حالت کنترل شده به کنترل نشده، در نظر گرفته شده‌اند که باید به طور همزمان حداقل شوند.

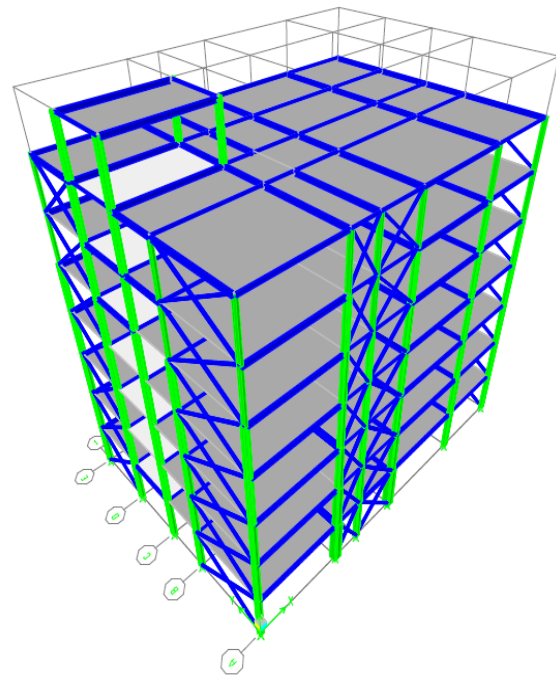
Find  $W$

$$\text{Minimize } F(t) = \alpha \frac{\text{drift}_{\max}}{\text{drift}_{\max}(\text{un})} + \beta \frac{x_{\text{top}}}{x_{\text{top}}(\text{un})} + \gamma \frac{\ddot{x}_{\max}}{\ddot{x}_{\max}(\text{un})} \quad (14)$$

در روابط فوق  $W$  محل نصب میراگرها در طبقات سازه می‌باشد که به عنوان متغیر ورودی در نظر گرفته شده است.  $\alpha$ ،  $\beta$  و  $\gamma$  مقادیر ثابتی هستند که در این پژوهش به ترتیب برابر  $0/4$ ،  $0/3$  و  $0/3$  در نظر گرفته شده‌اند.  $x_{\text{top}}$  تغییر مکان طبقه آخر،  $\text{drift}_{\max}$  حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات و  $\ddot{x}_{\max}$  حداکثر شتاب سازه می‌باشند. همچنین  $x_{\text{top}}(\text{un})$ ،  $\text{drift}_{\max}(\text{un})$  و  $\ddot{x}_{\max}(\text{un})$  به ترتیب تغییر مکان طبقه آخر،



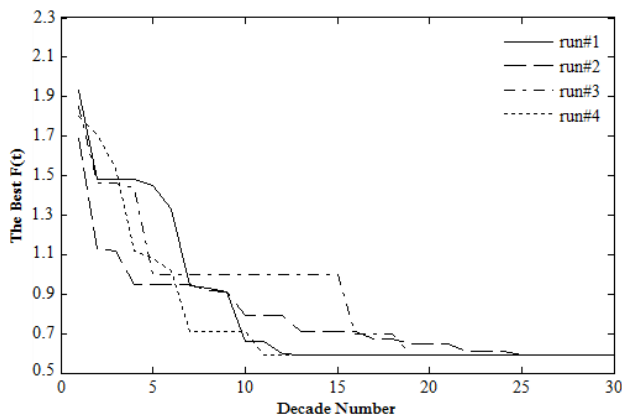
ابعاد  $23/55 \times 16/5$  m می باشد. نمای سه بعدی و پلان این سازه در شکل (۳) نمایش داده شده است.



شکل ۳- نمای سه بعدی هفت طبقه

نسبت به حالت کنترل نشده به عنوان اهداف مساله بهینه سازی و معیار برتری دادن به یک کشور در نظر گرفته شده اند.

مساله بهینه سازی چند هدفی تحت این شتابنگاشت ها با استفاده از الگوریتم رقابت استعماری تا تعداد ۳۰ دهه چندین بار برای سازه هفت طبقه حل و در هر بار اجرا برنامه مشاهده می شود که الگوریتم با سرعت همگرایی متفاوت به جواب یکسانی رسیده است. نحوه همگرایی الگوریتم رقابت استعماری تحت زلزله پارکفیلد برای چهار بار حل مساله بهینه سازی در شکل (۴) نشان داده شده است.



شکل ۴- همگرایی الگوریتم رقابت استعماری در دهه های مختلف برای چهار بار حل مساله بهینه سازی تحت زلزله پارکفیلد

در نهایت پس از اجرای الگوریتم رقابت استعماری برای تمامی شتابنگاشت های انتخابی، نتایج مربوط به حالت بهینه تعداد و محل قرارگیری میراگرها در جدول (۲) نمایش داده شده است.

جدول ۲- حالت بهینه تعداد و محل قرارگیری میراگرها در سازه هفت طبقه

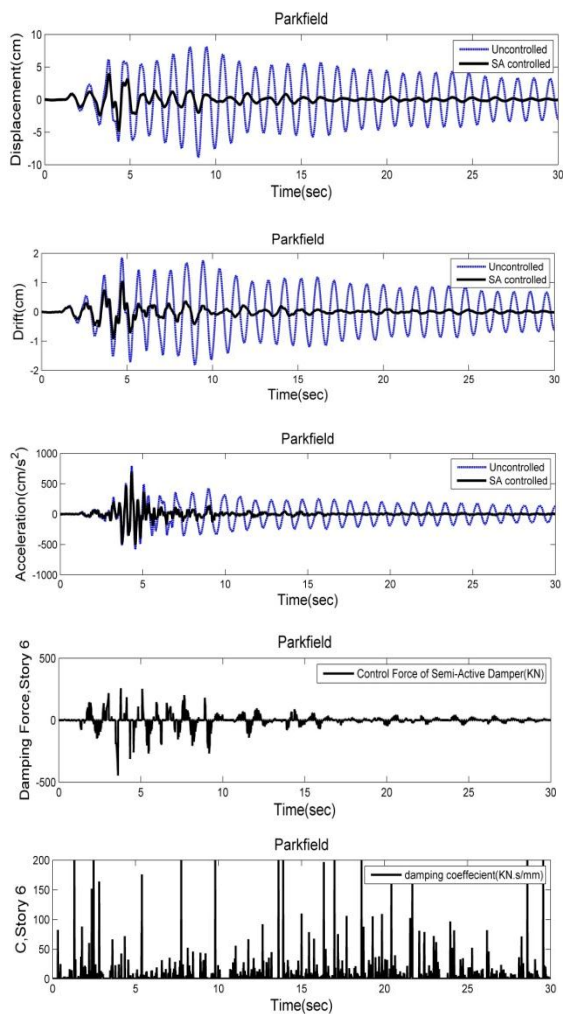
طبقه	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷
$W_{(چی-چی)}$	۱	۰	۱	۰	۱	۱	۱
$W_{(منجیل)}$	۰	۱	۰	۱	۱	۱	۱
$W_{(امپریال ولی)}$	۱	۱	۰	۱	۰	۱	۱
$W_{(کرن کانتی)}$	۱	۰	۰	۱	۱	۱	۱
$W_{(پالم اسپرینگ شمالی)}$	۱	۰	۱	۱	۱	۱	۰
$W_{(نورت ریج)}$	۱	۱	۰	۰	۱	۱	۱
$W_{(پاری فیلد)}$	۱	۰	۱	۱	۱	۱	۰

با توجه به چینش های بهینه به دست آمده برای هر شتابنگاشت مطابق جدول (۲)، مقادیر کاهش در پاسخ های

سازه مورد نظر به صورت سه بعدی در نرم افزار SAP مدل شده است و هر کف مانند یک دیافراگم صلب فرض شده که برای خمش خارج از صفحه دارای انعطاف پذیری است. با این فرض، درجات آزادی تمام گره های واقع در تراز کف به سه درجه آزادی حرکت کف صلب ربط داده می شود. بنابراین برای هر طبقه دو درجه آزادی انتقالی و یک درجه آزادی پیچشی در مرکز جرم طبقه تعریف شده است. بنابراین ماتریس های جرم و سختی سازه با ابعاد  $3N \times 3N$ ، که در آن  $N$  شامل تعداد طبقات سازه می باشد، به دست می آیند.

برای بهینه سازی مساله مورد نظر، تعداد ۸۰ کشور به عنوان کشورهای اولیه انتخاب شدند که تعداد ۱۰ تا از آنها به عنوان استعمارگر و ۷۰ کشور به عنوان مستعمره، امپراطوری های اولیه را تشکیل می دهند. پس از تعریف کشورها باید معیاری جهت خوب یا بد بودن یک کشور تعیین شود تا به کمک آن، بهترین اعضا این جمعیت که همان کشورهای امپریالیست هستند، تعیین شوند و نهایتاً با شروع رقابت استعماری بین کشورهای ایجاد شده، به سمت کشورهای دارای کمترین مقدار تابع هزینه که همان بهترین چیدمان مورد نظر است، حرکت کنیم. در این مطالعه میزان کاهش به وجود آمده در مقادیر پاسخ های سازه های



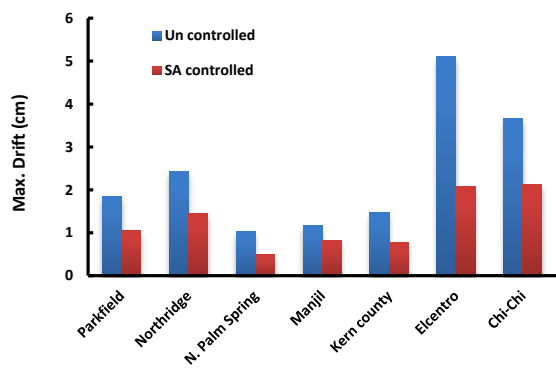
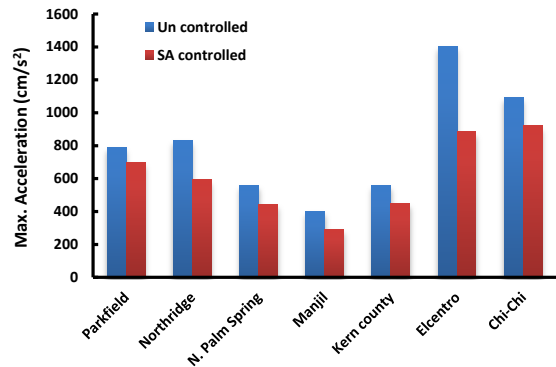
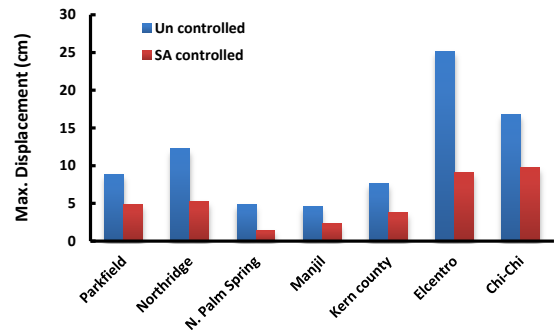


شکل ۶- نمودارهای تاریخچه زمانی پاسخهای سازه هفت طبقه برای زلزله پارکفیلد

با توجه به نمودارهای شکل (۵)، می‌توان مقادیر کاهش پاسخهای سازه کنترل شده با میراگر ویسکوز مایع نیمه‌فعال را نسبت به حالت کنترل نشده مشاهده کرد. همانطور که مشاهده می‌شود به طور مثال برای زلزله پارکفیلد، مقادیر تغییر مکان طبقه بام، حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات و حداکثر شتاب طبقات به ترتیب  $44.9\%$ ،  $43.2\%$  و  $11.8\%$  نسبت به حالت کنترل نشده کاهش پیدا کرده‌اند.

برای بررسی تاثیر اهداف مختلف مساله بر روی یکدیگر و پاسخهای سازه، از روش بهینه‌سازی مجموع میانگین وزنی استفاده شده است. با توجه به اینکه در روش بهینه‌سازی مجموع میانگین وزنی به زمان بسیار زیادی برای بهینه‌سازی احتیاج است، بدین منظور در این روش از ۴۲ عضو با چندین تکرار استفاده شده است.

لرزه‌ای سازه مطابق نمودارهای شکل (۵) حاصل شد.



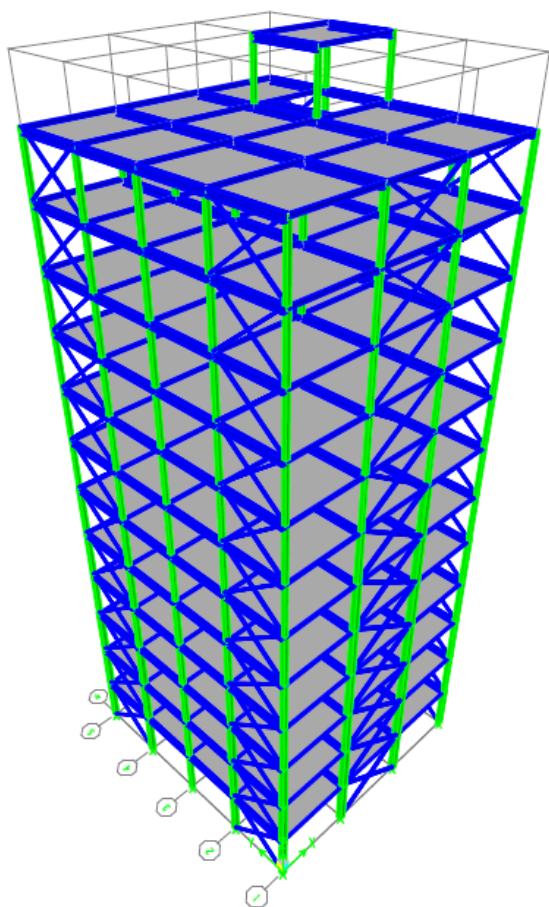
شکل ۵- نمودار مقادیر کاهش در پاسخهای سازه هفت طبقه

در شکل‌های زیر دیاگرام پاسخ تغییر مکان طبقه آخر، حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات و حداکثر شتاب طبقات در حالت کنترل شده و کنترل نشده برای سازه هفت طبقه، تحت اثر زلزله پارکفیلد نشان داده شده است. همچنین در سیستم‌های کنترل نیمه‌فعال نیروی کنترلی هر میراگر به صورت تابعی از زمان از رابطه (۱۱) بدست می‌آید که به صورت یک بردار بوده و هر عضو این بردار نیروی یک میراگر می‌باشد. همچنین از روی نیروی هر میراگر ضریب میرایی آن از رابطه (۳) بدست می‌آید. به طور مثال این مقادیر برای میراگر واقع در طبقه ششم در شکل (۶) نمایش داده شده است.

نسبی خیلی زیاد و بر روی خاک نوع ۱ طراحی شده است. سیستم مقاوم آن در برابر نیروهای جانبی قاب خمشی به همراه مهاربندی هم محور فولادی می‌باشد، ارتفاع آن  $38/4$  m و پلان آن دارای ابعاد  $16 \times 15$  m می‌باشد. نمای سه بعدی و پلان این سازه در شکل (۹) نمایش داده شده است.

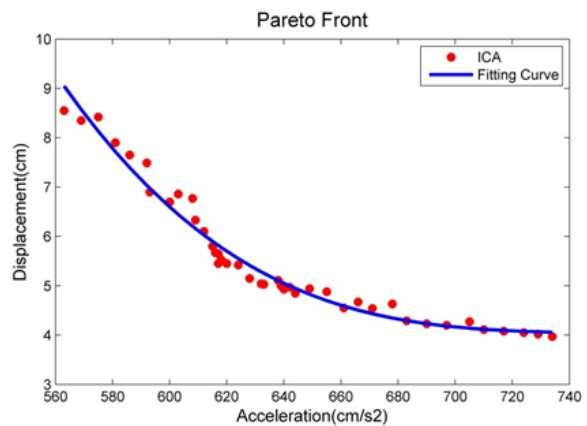
در هر طبقه حداکثر امکان قرار گیری ۸ میراگر وجود دارد. برای بهینه‌سازی مساله مورد نظر، تعداد ۱۰۰ کشور به عنوان کشورهای اولیه انتخاب شدند که تعداد ۱۰ تا از آنها به عنوان استعمارگر و ۹۰ کشور به عنوان مستعمره، امپراطوری‌های اولیه را تشکیل می‌دهند.

مساله بهینه‌سازی چند هدفی تحت این شتابانگشت‌ها با استفاده از الگوریتم رقابت استعماری تا تعداد ۳۰ دهه چندین بار برای سازه دوازده طبقه حل و در هر بار اجرای برنامه مشاهده می‌شود که الگوریتم با سرعت همگرایی متفاوت به جواب یکسانی رسیده است. نحوه همگرایی الگوریتم رقابت استعماری تحت زلزله امپریال ولی برای چهار بار حل مساله بهینه‌سازی در شکل (۱۰) نشان داده شده است

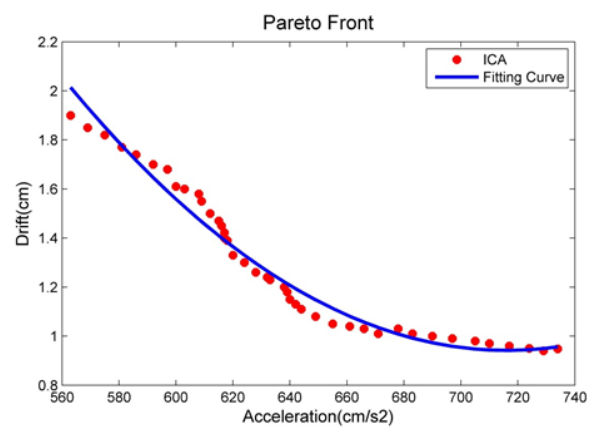


شکل ۹- نمای سه بعدی و پلان سازه دوازده طبقه

جبهه پاراتوی بهینه برای حداکثر شتاب و جابجایی طبقه آخر در شکل (۷) نشان داده شده است و موازنه بین حداکثر شتاب و جابجایی نسبی طبقات نیز در شکل (۸) نشان داده شده است.



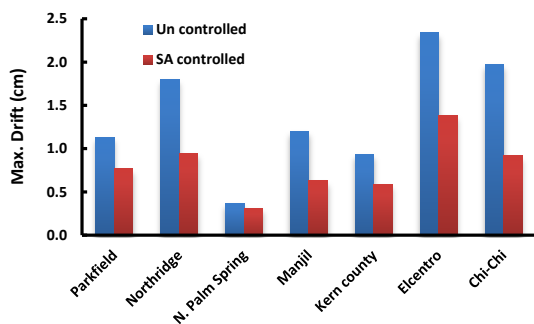
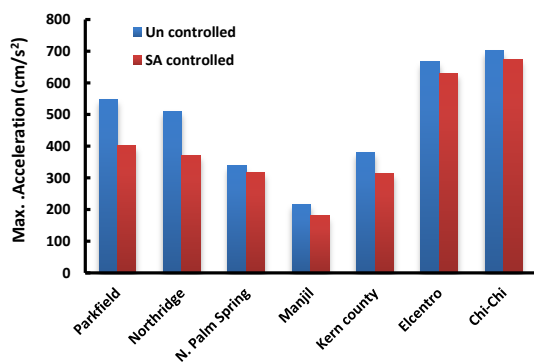
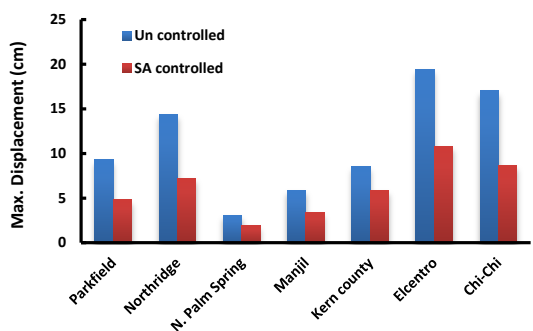
شکل ۷- جبهه بهینه پارتو برای حداکثر شتاب طبقات و حداکثر جابجایی طبقه آخر



شکل ۸- جبهه بهینه پارتو برای حداکثر شتاب طبقات و حداکثر جابجایی نسبی طبقات

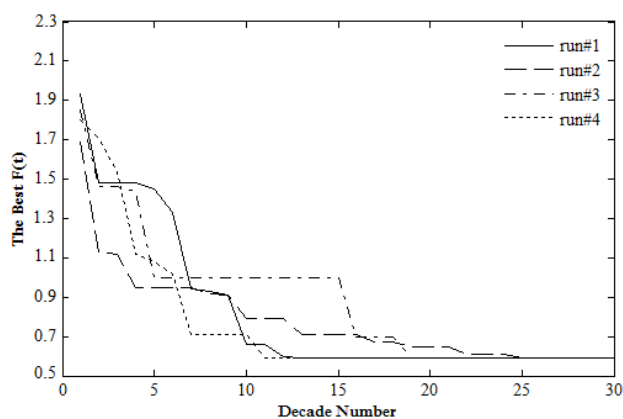
همانطور که مشاهده می‌شود در حالتی که ضریب وزنی مربوط به حداکثر شتاب طبقات را نزدیک به عدد یک در نظر می‌گیریم، با حل مساله بهینه‌سازی چینی از میراگرها بدست می‌آید که باعث کاهش زیادی در حداکثر جابجایی نسبی طبقات و جابجایی طبقه آخر نخواهد شد (حداکثر ۲۵ درصد). همچنین در حالتی که ضریب وزنی مربوط به حداکثر جابجایی نسبی طبقات و جابجایی طبقه آخر بهینه‌سازی چینی از میراگرها بدست می‌آید که باعث کاهش قابل توجهی در حداکثر شتاب طبقات نخواهد شد.

مثال دوم سازه ۱۲ طبقه فولادی است که در منطقه با خطر



شکل ۱۱- نمودار مقادیر کاهش در پاسخ‌های سازه دوازده طبقه

در شکل‌های زیر دیاگرام پاسخ تغییرمکان طبقه آخر، حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات و حداکثر شتاب طبقات در حالت کنترل شده و کنترل نشده برای سازه دوازده طبقه، تحت اثر زلزله امپریال ولی نشان داده شده است. همچنین نمودارهای نیروی کنترلی، ضریب میرایی و نیروی کنترل نیمه‌فعال برای میراگر واقع در طبقه یازدهم در شکل (۱۲) نمایش داده شده است.



شکل ۱۰- همگرایی الگوریتم رقابت استعماری در دهه‌های مختلف برای چهار بار حل مساله بهینه سازی تحت زلزله امپریال ولی

در نهایت پس از اجرای الگوریتم رقابت استعماری برای تمامی شتابنگاشت‌های انتخابی، نتایج مربوط به حالت بهینه تعداد و محل قرارگیری میراگرها در جدول (۳) نمایش داده شده است:

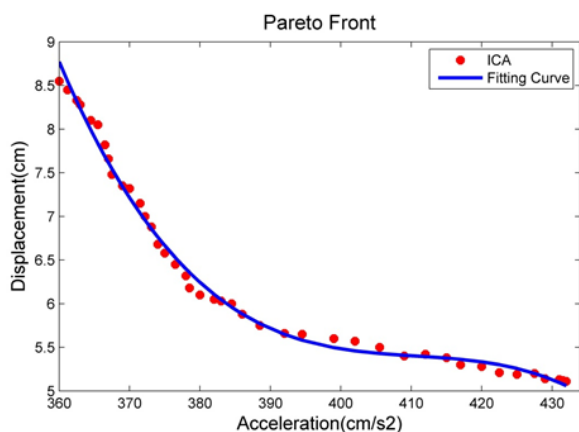
جدول ۳- حالت بهینه تعداد و محل قرارگیری میراگرها در سازه

دوازده طبقه

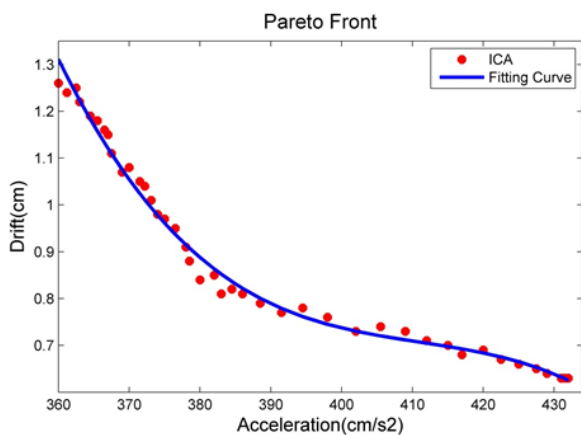
طبقه	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲
W (چی-چی)	۰	۱	۰	۰	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۰	۰
W (منجیل)	۰	۱	۰	۰	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۰	۰
W (امپریال ولی)	۱	۰	۱	۰	۱	۱	۱	۱	۰	۰	۱	۱
W (کرن کانفی)	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۰	۱	۰	۱	۰	۱
W (پالم اسپرینگ)	۰	۱	۰	۰	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۱	۰
W (نورت ریج)	۱	۱	۰	۱	۱	۰	۱	۱	۱	۱	۱	۰
W (پارک فیلد)	۱	۱	۱	۰	۰	۱	۱	۰	۱	۰	۱	۰

با توجه به چینش‌های بهینه به دست آمده برای هر شتابنگاشت، مطابق جدول (۳)، مقادیر تغییرمکان طبقه آخر، حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات و حداکثر شتاب طبقات در دو حالت کنترل نشده و کنترل شده با میراگر ویسکوز مایع نیمه‌فعال مطابق نمودارهای شکل (۱۱) حاصل شد:

همانطور که مشاهده می‌شود در حالتی که ضریب وزنی مربوط به حداکثر شتاب طبقات را نزدیک به عدد یک در نظر می‌گیریم، با حل مساله بهینه‌سازی چینی از میراگرها بدست می‌آید که باعث کاهش زیادی در حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقات و جابه‌جایی طبقه آخر نخواهد شد (حداکثر ۲۲ درصد). همچنین در حالتی که ضریب وزنی مربوط به حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقات و جابه‌جایی طبقه آخر افزایش داده می‌شود، با حل مساله بهینه‌سازی چینی از میراگرها بدست می‌آید که باعث کاهش قابل توجهی در حداکثر شتاب طبقات نخواهد شد.



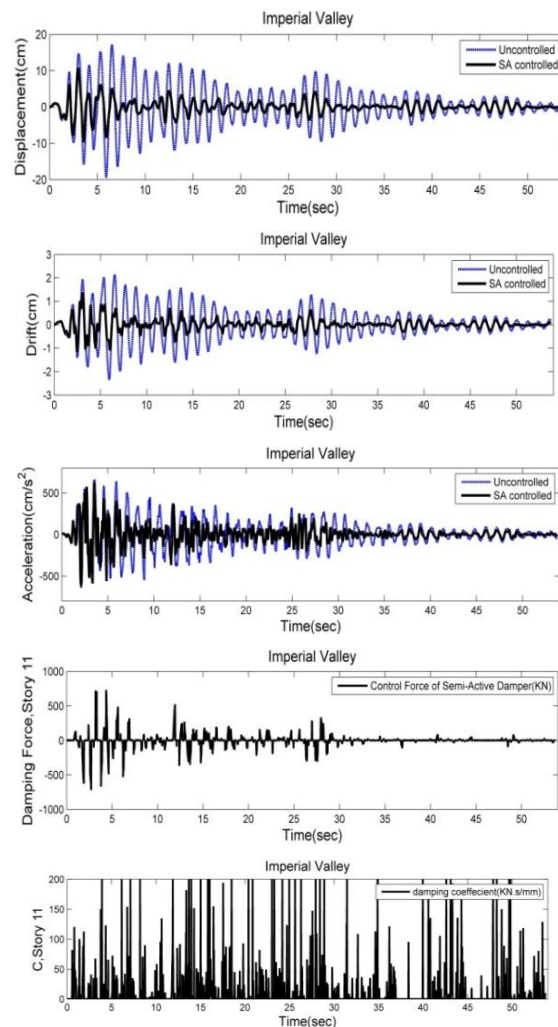
شکل ۱۳- جبهه پارتو برای حداکثر شتاب طبقات و جابه‌جایی طبقه آخر



شکل ۱۴- جبهه پارتو برای حداکثر شتاب و جابه‌جایی نسبی طبقات

#### ۷- نتیجه گیری

به علت آن که با استفاده از بهینه‌سازی می‌توان با تعداد کمتر میراگر به سطح کنترلی مناسب‌تری رسید و وجود میراگر بیشتر الزاما باعث افزایش قابلیت جذب انرژی سازه نخواهد شد، بحث کنترل سازه‌ها همواره با بهینه‌سازی ارتباط تنگاتنگی دارد. تعداد



شکل ۱۲- نمودارهای تاریخیچه زمانی پاسخ‌های سازه دوازده طبقه برای زلزله امپریال ولی

با توجه به نمودارهای شکل (۱۱)، می‌توان مقادیر کاهش پاسخ‌های سازه کنترل شده با میراگر ویسکوز مایع نیمه‌فعال را نسبت به حالت کنترل نشده مشاهده کرد. همانطور که مشاهده می‌شود به طور مثال برای زلزله امپریال ولی، مقادیر تغییر مکان طبقه آخر، حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات و حداکثر شتاب طبقات به ترتیب  $4/44\%$ ،  $9/40\%$  و  $15/5\%$  نسبت به حالت کنترل نشده کاهش پیدا کرده‌اند. برای بررسی تاثیر اهداف مختلف مساله بر روی یکدیگر و پاسخ‌های سازه، از روش بهینه‌سازی مجموع میانگین وزنی استفاده شده است. بدین منظور در این روش از ۴۲ عضو با چندین تکرار استفاده شده است و در نهایت جبهه بهینه پارتو برای اهداف مورد نظر در شکل (۱۳) و (۱۴) ارائه شده است.



کتر میراگر هزینه‌های بحث ایجاد سیستم کنترلی برای طرح سازه یا مقاوم‌سازی را به شدت کاهش می‌دهد.

در این مقاله از یکی از الگوریتم‌های قدرتمند بهینه‌سازی به نام الگوریتم رقابت استعماری استفاده شده است. تابع هدف نهایی شامل تغییر مکان طبقه آخر، تغییر مکان نسبی طبقات و شتاب طبقات می‌باشد که در همه موارد با حداقل تعداد میراگر ممکن بیشترین کاهش در پاسخ‌های سازه به دست آورده شده است.

نتایج حاصله نشان می‌دهد با توجه به درجه اهمیتی که برای هر یک از پاسخ‌های سازه در نظر گرفته‌ایم، بیشترین کاهش پاسخ‌های سازه در تغییر مکان طبقه آخر و تغییر مکان نسبی طبقات مشاهده می‌شود. در مورد شتاب، پاسخ‌ها هر چند کمتر ولی تا حد قابل قبولی کاهش یافته‌اند.

#### ۸- مراجع

- [1] Symans, M.D. and Constantinou, M.C. (1999), "Semi-Active Control Systems for Seismic Protection of Structures: A State-of-the Review", *Engineering Structures*, Vol. 21, pp. 469-487.
- [2] Shames, I.H. and Cozzarelli, F.A. (1992), "Elastic and Inelastic Stress Analysis", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- [3] Mathew, L. and Prabha, C. (2014), "Effect of Fluid Viscous Dampers in Multi-Storied Buildings", *International Journal of Research in Engineering & Technology*, Vol. 2, pp. 59-64.
- [4] Lee, D., Hong, S. and Kim, J. (2002). "Efficient Seismic Analysis of Building Structures with Added Viscoelastic Dampers", *Engineering Structures*, Vol. 24, pp. 1217-1227.
- [5] Liu, J., Xia, K. and Zhu, C. (2009), "Intelligent Control Method of Structural Vibration Based on MR Damper", *Future Information Technology and Management Engineering, FITME'09, Second International Conference on*, pp. 320-322.
- [6] Kurata, N., Kobori, T., Takahashi, M., Niwa, N. and Midorikawa, H. (1999), "Actual Seismic Response Controlled Building with Semi-active Damper System", *Earthquake Engineering and Structural dynamics*, Vol. 28, pp. 1427-1447.
- [7] آتش‌پز گرگری، ا. (۱۳۸۷)، "توسعه الگوریتم بهینه‌سازی اجتماعی و بررسی کارایی آن"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تهران، تهران.
- [8] Kaveh, A. (2014), "Imperialistic Competitive Algorithm", *Advances in Metaheuristic Algorithms for Optimal Design of Structures*, Chapter 11, Springer International Publishing, pp. 349-368.
- [9] Cu, V.H., Han, B. and Nguyen, T.N. (2016), "Optimal Parameters of Viscous Damper for Hanged Cables in Arch Bridges", *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 20, pp. 847-854.
- [10] Babaei, M. and Mollayi, M. (2016), "Multi-Objective Optimization of Reinforced Concrete Frames using NSGA-II Algorithm", *Engineering Structures and Technologies*, Vol. 8, pp. 157-164.





# پاسخ لرزه‌ای سازه‌های فولادی دارای مهاربند کم‌انحراف تاب با و بدون میراگر مایع لزج تحت زلزله حوزه نزدیک و دور

حمید بیرغی

گروه مهندسی عمران، واحد مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی، مهدیشهر

\* مهدیشهر، صندوق پستی ۷۵۹۱۵-۳۵۶۱۸، h\_beiraghi@yahoo.com

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۶/۱۲/۱۴، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۰۸/۲۲)

## چکیده

استقبال از سازه‌های دارای مهاربند کم‌انحراف تاب در دو دهه اخیر فزونی یافته است. اتلاف انرژی نسبتاً زیاد و شکل پذیری مطلوب از جمله ویژگی‌های این سیستم و کنترل جابجایی ماندگار و همچنین تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در زلزله از چالش‌های آن است. در این مقاله، رفتار سازه‌های قاب ساده دارای مهاربند کم‌انحراف تاب با و بدون میراگرهای مایع لزج با ارتفاع میان مرتبه و بلند مرتبه تحت اثر زلزله حوزه دور از گسل و نزدیک گسل مورد بررسی قرار گرفتند. در ابتدا سازه‌ها با بکارگیری روش تحلیل دینامیکی طیفی و آیین نامه‌های معتبر، تحلیل و طراحی شدند. در ادامه، مدل غیر خطی سازه‌ها در نرم افزار PERFORM-3D تهیه شدند و تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی انجام شد. پاسخ سازه‌ها مورد بررسی و قیاس قرار گرفت. نتایج نشان می‌دهد جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در سازه دارای مهاربند کم‌انحراف تاب با میراگر مایع لزج تحت زلزله حوزه دور نسبت به سازه بدون میراگر، حدود ۳۰ درصد کاهش دارد که مقدار متناظر تحت زلزله حوزه نزدیک حدود ۱۵ درصد است.

## واژگان کلیدی

مهاربند کم‌انحراف تاب، میراگر مایع لزج، زلزله، حوزه نزدیک، حوزه دور، تحلیل تاریخیچه زمانی

## Seismic Response of Steel Structures with Buckling Restrained Braces with and without Viscous Damper under Near and Far Fault Earthquakes

H. Beiraghi

### Abstract

The appreciation of buckling restrained brace systems has increased over the past two decades. The relatively high energy losses and optimal ductility are the characteristics of this system and the displacement control as well as the residual displacement is challenging issues under the earthquake. In this paper, the behavior of simple frame structures with buckling restrained braces with and without viscous dampers in intermediate and high rise buildings under the influence of near fault and far fault records was investigated. Initially, the structures were analyzed using a spectral dynamical analysis method and valid regulations. Then nonlinear model of structures was developed in PERFORM-3D software and nonlinear time history analysis was performed. The response of the structures was examined and compared. The results show that the inter-story relative displacement in the structure with buckling restrained braces and fluid damper under far fault earthquakes compared to without damper case decreases by about 30%, with the corresponding value under the near-earthquake of about 15%. The maximum resistive force of the liquid damper appears at the moment of the most inter story relative velocity, and this is evident in the buckling restrained brace in the most inter story relative displacement. Due to the phase of relative inter story displacement and relative inter story velocity, the use of a hybrid system can lead to better control of structural responses.

### Keywords

Frame, Viscous fluid damper, Buckling restrained braces earthquake, Residual inter-story drift, Time history, Analysis



شوند، لذا برای طراحی از نیروی کاهش یافته استفاده می‌شود، بنابراین به نوعی وقوع تغییر شکل‌های غیر خطی را به رسمیت می‌شناسند و اجازه می‌دهند قسمت‌هایی از سازه تحت اثر زلزله شدید وارد ناحیه رفتار غیر خطی شوند [۳ و ۴].

موارد متعددی از مطالعات آزمایشگاهی برای بررسی رفتار قاب‌های مهاربندی شده با چیدمان مختلف مهاربندها انجام شده است [۵ و ۶].

این مطالعات نشان داده‌اند که مهاربندهای کمانش تاب قابلیت شکل پذیری و اتلاف انرژی سیستم را فراتر از نیاز مورد انتظار زلزله طرح فراهم می‌کنند. از طرف دیگر، آزمایشات مذکور وقوع جابجایی ماندگار در سازه با مهاربند کمانش تاب را نیز گزارش کرده‌اند. همچنین، پژوهشگران زیادی در مطالعات عددی رفتار قاب‌های دارای مهاربند کمانش قاب را مورد بررسی قرار داده‌اند و یکی از موارد گزارش شده ایشان، کاهش سختی اولیه و سختی پسا تسلیم این قاب‌ها در قیاس با قاب‌های با مهاربندی هم مرکز سنتی می‌باشد [۹-۷]. لذا تمرکز تغییر شکل در یک طبقه یا وقوع مکانیزم در یک طبقه از سازه‌ای که طبق آیین‌نامه‌های معتبر طرح شده، از عواقب محتمل می‌باشد. به طور کلی وقوع مفاصل پلاستیک یا گسترش پلاستیسیته در کل ارتفاع سازه‌ها از مطلوب‌ترین حالت‌ها قلمداد می‌شود. در قاب‌های دارای مهاربند کمانش تاب، تمایل به تمرکز جابجایی نسبی بین طبقه‌ای به دلیل تسلیم شدن شدید مهاربندها و کاهش سختی جانبی طبقه وجود دارد. تمرکز جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در رفتار سازه‌ها نامطلوب بوده و چه بسا در اثر تشدید پدیده  $P - \Delta$  به ناپایداری کل سازه منجر گردد و به علاوه ممکن است به جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ماندگار نیز بانجامد [۱۰].

پاسخ دینامیکی سازه‌ها درحالت سیستم یک درجه آزاد و چند درجه آزاد تحت زلزله نزدیک گسل توسط محققین زیادی بررسی شده است [۱۷-۱۱]. مطالعات مذکور به بررسی پاسخ سازه‌ها درحالت الاستیک و غیر الاستیک تحت اثر نداشت‌های زلزله واقعی و حرکات مصنوعی پالس گونه پرداخته است. نداشت‌های نزدیک گسل پالس گونه در قیاس با حرکت غیر پالس گونه موجب افزایش جابجایی در هر دو حالت الاستیک و غیر الاستیک می‌شود [۱۶ و ۱۸]. نیاز جابجایی زیاد، ممکن است به خرابی بیشتر عناصر سازه‌ای و غیر سازه‌ای بینجامد [۱۵ و ۱۷]. برای ساختمان بلندتر، پیرو پالس ممکن است با پیرو موده‌های بالاتر سازه‌ها همخوان شود و موجب

در قاب‌های مهاربندی شده هم مرکز احتمال وقوع مکانیزم طبقه نرم در اثر زلزله‌های قوی قابل توجه است [۳-۱]. چنانچه تحت اثر زلزله، جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در یک یا چند طبقه محدود از یک سازه متمرکز گردد، در مقایسه با سیستمی که جابجایی نسبی بین طبقه‌ای آن در همه طبقات تقریباً یکسان است، خسارت‌های غیر سازه‌ای و سازه‌ای شدیدتری حادث می‌شود؛ زیرا در حالت اول خرابی یا تغییر شکل‌ها در ناحیه محدودی متمرکز شده‌اند، اما در حالت دوم خرابی یا تغییر شکل‌ها در کل ارتفاع سازه ولی با شدت کم‌تر گسترده شده است. نکته دیگر این که تمرکز خرابی‌ها در یک یا چند طبقه موجب تشدید پدیده  $P - \Delta$  و لذا افزایش جابجایی‌ها خواهد بود. به علاوه این که چه بسا پدیده طبقه نرم تحت زلزله موجب ایجاد جابجایی ماندگار در سازه گردد که رفع این عیب از ساختمان بسیار پرهزینه و یا غیر ممکن خواهد بود [۳ و ۴]. بنابراین تلاش محققان بر آن است که در قاب‌های مهاربندی شده هم مرکز، از وقوع پدیده طبقه نرم و یا تمرکز جابجایی سازه در یک یا چند طبقه خاص جلوگیری گردد. محققان برای کاهش تمرکز جابجایی‌ها و هم چنین کاهش جابجایی ماندگار در قاب‌های با مهاربند هم مرکز در اثر نیروی زلزله، چندین روش پیشنهاد داده‌اند، از جمله آن‌ها می‌توان به سیستم دوگانه اشاره کرد که در آن یک قاب خمشی به همراه یک قاب مهاربندی شده در یک سازه به کار گرفته شود [۱]. راهکار دیگر به کارگیری سیستم زیر است [۵]. راهکار سوم به کارگیری یک سیستم قائم الاستیک است [۶ و ۷]. المان قائم الاستیک می‌تواند خریا، دیوار برشی فولادی یا دیوار برشی بتن مسلح باشد.

در قاب‌های فولادی ساده که نیروی جانبی زلزله توسط مهاربندهای هم مرکز تحمل می‌شود، اساساً کارایی مهاربند فشاری به علت وقوع کمانش تا حد زیادی از دست می‌رود. در مهاربندهای کمانش تاب یک هسته فولادی تسلیم شونده توسط مصالح دیگری محاط شده است به گونه‌ای که امکان کمانش برای هسته وجود ندارد و به علاوه امکان لغزش بین جداره هسته فولادی و مصالح پیرامونی تقریباً بدون اصطکاک مهیا است. لذا تسلیم شدگی مهاربند هم در کشش و هم در فشار امکان پذیر می‌باشد. این موضوع اتلاف انرژی نسبتاً زیادی را به همراه دارد [۱ و ۲].

آیین‌نامه‌ها بنا به دلایل اقتصادی، اجازه می‌دهند که سیستم باربر جانبی تحت اثر زلزله شدید وارد حوزه غیر الاستیک

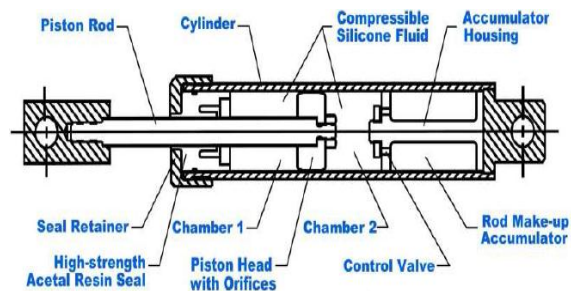
ایجاد اثر حرکت موج گونه در ارتفاع سازه‌ها شود، که در نتیجه جابجایی زیاد و نیاز نیرو برشی زیاد در طبقات بالاتر رخ می‌دهد [۱۷ و ۱۸].

حرکت‌های زمین نزدیک گسل ممکن است شامل شدت دامنه شتاب، سرعت و جابجایی زیاد در پالس باشد [۱۹]. پالس‌های کم فرکانس با شدت دامنه زیاد در جنبش‌های حوزه دور اغلب تحت تاثیر ساختگاه هستند [۲۰]. برای حرکت زمین نزدیک گسل مشخصه‌های پالس واحد زیادی به نوع گسل و جهت گیری و جهت انتشار گسیختگی وابسته است [۱۹].

در سال‌های اخیر نظر محققان بر روی توسعه مفهوم استهلاک انرژی غیرفعال یا میرایی اضافی معطوف شده و تعداد زیادی از این وسایل بر روی سازه‌ها در سرتاسر جهان نصب شده‌اند [۲۱]. دمپ‌های ویسکوز مایع با حرکت دادن یک پیستون درون یک مایع لزج عمل می‌کنند. یک پیستون فولادی درون سیلندر پر شده با روغن سیلیکون حرکت داده می‌شوند (شکل (۱)). در این صورت، رابطه نیرو با سرعت حرکت می‌تواند به صورت زیر بیان شود [۲۲].

$$F = CV^\alpha \quad (1)$$

$F$  نیروی خارجی وارد بر دمپر،  $C$  ضریب میرایی،  $V$  سرعت حرکت پیستون و  $\alpha$  توان ریاضی عبارت سرعت است که اغلب برای کاربرد سازه‌ای بین ۰/۳ تا ۱ می‌تواند اختیار گردد [۲۳ و ۲۴].



شکل ۱- مشخصه‌های میراگر مایع لزج

ظرفیت دمپ‌های موجود در بازار جهانی از حدود ۵ تا ۱۰۰۰ تن نیرو متغیر است. برای کاربردهای سازه‌ای، معمولاً نیروی قابل تحمل دمپ‌ها را به دلیل ملاحظات طراحی به حدود ۷۰۰ تن محدود می‌کنند، زیرا کنترل نیروی محوری متمرکز دچار چالش می‌شود [۲۵]. مزیت دمپ‌های ویسکوز مایع این است که نیروی حداکثر آنها وقتی ظاهر می‌گردد که نیروی سختی و نیروی اینرسی طبقه به حداقل خود رسیده‌اند،

به عبارت دیگر نیروی میرایی به صورت غیر هم‌فاز با دو نیروی سختی و اینرسی عمل می‌کند و این واقعیت می‌تواند به کنترل بهتر رفتار سازه کمک کند.

در این پژوهش، رفتار لرزه‌ای قاب ساده دارای مهاربند کمانش تاب با و بدون میراگر مایع لزج در سازه‌های با ارتفاع میان مرتبه و بلند مرتبه تحت اثر زلزله حوزه دور و نزدیک مورد بررسی قرار گرفتند. مدل‌های سازه‌ای در ابتدا با بکارگیری روش تحلیل دینامیکی طیفی و آیین‌نامه‌های معتبر طراحی شدند. در ادامه، مدل غیر خطی سازه‌ها در نرم افزار PERFORM-3D تهیه شدند و تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی تحت اثر رکورد‌های دور و نزدیک گسل انجام شد و پاسخ سازه‌ها تحلیل و قیاس شد. ترکیب عملکرد دو نوع میراگر استفاده شده در این پژوهش از آنجا اهمیت دارد که حد اکثر نیروی مقاوم میراگر مایع لزج در لحظه بیشترین سرعت نسبی بین طبقه‌های ظاهر می‌شود و این موضوع در مهاربند کمانش تاب در بیشترین جابجایی نسبی بین طبقه‌ها ای نمود، پیدا می‌کند. به علت غیر هم‌فاز بودن مقادیر جابجایی نسبی و سرعت نسبی بین طبقه‌ای، بکارگیری سیستم ترکیبی می‌تواند به کنترل بهتر پاسخ‌های سازه منجر گردد.

## ۲- سازه‌های مورد تحقیق

برای طراحی مدل‌های سازه قاب ساده دارای مهار بند کمانش تاب مورد بررسی، سه قاب دو بعدی ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه مطابق آیین‌نامه‌های ASCE و AISC طراحی شد [۲۶]. برای تحلیل سازه، فرض شد که قاب‌های مفروض قسمتی از سیستم باربر یک سازه فرضی هستند و لذا بار مرده و زنده ثقلی متناظر به قاب‌ها اعمال شد. به علاوه سهم وزن لرزه‌ای طبقات آن نیز به طور متناسب از کل سازه تعیین می‌شود. مدل المان محدود برای تحلیل و طراحی سازه‌ها در نرم افزار ETABS ساخته شد. برای تعیین نیروهای زلزله، از تحلیل دینامیکی طیفی و یک طیف مفروض در سطح زلزله طرح (DBE) مطابق شکل (۲) استفاده شد.

ضریب رفتار معادل ۸ بود و برش دینامیکی حاصل از تحلیل طیفی با ۰/۸۵ برابر برش پایه حاصل از تحلیل استاتیکی معادل هم‌پایه شد. اتصال تیرها به ستون، اتصال مهاربندها به ستون‌ها و اتصال ستون به تکیه گاه از نوع مفصلی است. ستون‌ها و مهاربندها به ترتیب از فولاد با تنش تسلیم ۳۶ و ۲۵ مگا پاسکال هستند. نمای قاب‌ها در شکل (۳) مشاهده می‌شود.



ضریب رفتار استفاده شد و ظرفیت مهاربند در کشش و فشار معادل  $\phi ASF_y$  لحاظ شد که  $\phi$  معادل  $0/9$  ضریب کاهش، تنش تسلیم  $F_y$  معادل  $250$  مگاپاسگال و  $AS$  سطح مقطع معادل مهاربند در تحلیل خطی می باشد [27]. مطابق آیین نامه ASCE، در قاب‌های دارای مهاربند کماتش تاب، ستون‌ها باید برای بیشترین کنش حاصل از الف: اثر توأم نیروی محوری و لنگر خمشی حاصل از نیروهای آیین نامه‌ای و ب: نیروی محوری حاصل از مجموع حداکثر محتمل مؤلفه‌های قائم مهاربندهای کماتش ناپذیر به همراه نیروهای ثقلی مربوطه طراحی می‌شوند. برای مدل‌های مورد بررسی، معیار دوم (ب) فوق‌الذکر کنترل کننده طراحی بود و نسبت نیاز به ظرفیت بیشتری را ایجاد می‌کرد. مقدار حداکثر محتمل نیروی فشاری مهاربند برابر  $R_y \omega \beta A S F_y$  است که در آن  $R_y = 1/1$  برای لحاظ نمودن اثر اضافه مقاومت مصالح،  $\omega = 1/25$  برای لحاظ نمودن اثر کرنش - سختی و  $\beta = 1/1$  برای لحاظ نمودن اضافه مقاومت مهاربند در فشار در نظر گرفته شده است [28].

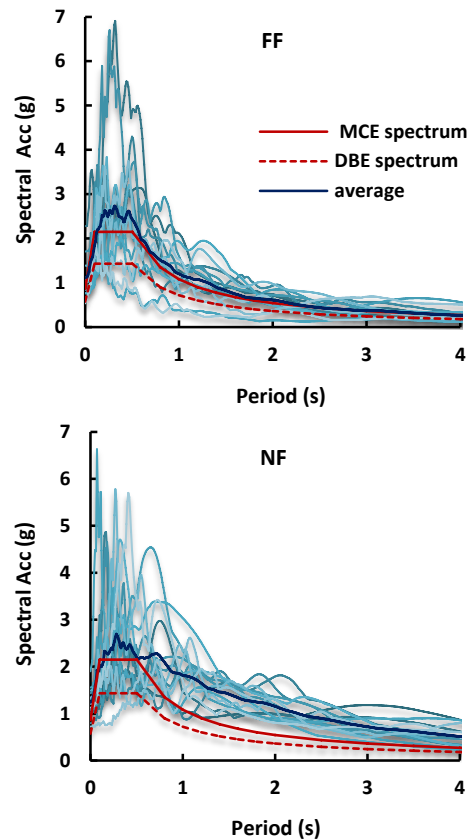
در جدول (۱) مشخصات سازه طرح شده مشاهده می‌شود. در مورد سازه‌های دارای میراگر، در هر طبقه از هرکدام از مدل‌های مورد بررسی، به جای یکی از مهاربندهای کماتش تاب از یک میراگر مایع لزج استفاده شد که مشخصه‌های این میراگر در بخش‌های بعدی این مقاله تشریح خواهد شد.

جدول ۱- مشخصات مدل‌ها

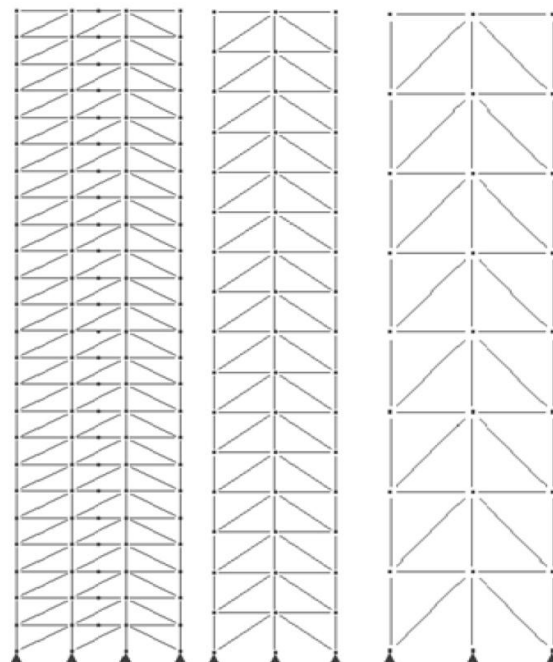
مشخصه		۸ طبقه	۱۶ طبقه	۲۴ طبقه
وزن لرزه‌ای کل (تن)		۷۸۰	۲۸۷۰	۱۹۸۰۰
نسبت برش پایه طرح به وزن لرزه‌ای %		۸/۲	۶	۴/۲
زمان تناوب (ثانیه)	$T_1$	۱/۴	۲/۴	۴/۰
	$T_2$	۰/۴۹۵	۰/۷	۱/۲۲
	$T_3$	۰/۲۸۱	۰/۳۸	۰/۶۶
ارتفاع (متر)		۲۸	۵۶	۸۴
عرض دهانه‌ها (متر)		۳/۵	۵/۰	۶/۶۶

### ۳- تحلیل غیرخطی

برای انجام تحلیل غیرخطی، مفاصل پلاستیک محوری به مهاربندهای کماتش تاب اختصاص داده شد که مشخصه‌های آن طبق FEMA356 است. منحنی بک‌بون مورد استفاده برای رفتار نیرو-جابجایی محوری یک مهاربند (با سطح مقطع هسته  $58/1$ ) به طور نمونه در شکل (۴) نشان داده شده است.



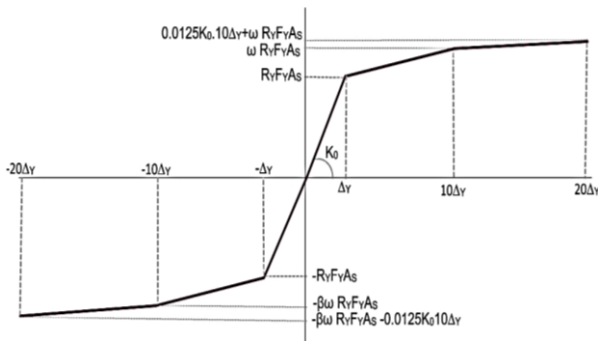
شکل ۲- طیف پاسخ زلزله‌ها و طیف طرح



شکل ۳- نمای مدل در نرم افزار Perform-3D

برای طراحی مهاربندهای کماتش تاب، نیروی محوری به دست آمده از نیروی تحلیل دینامیکی طیفی کاهش داده شده با





شکل ۵- منحنی بک بون مهاربند کمناش تاب

اعمال میرایی به روش مناسب می‌تواند به دقت پاسخ‌ها بیفزاید. فرض میرایی‌های نامناسب ممکن است به پاسخ‌های غیر واقعی سازه منجر گردد. Chopra عقیده دارد میرایی رایلی (Rayleigh damping) صرفاً مواقعی می‌تواند مؤثر باشد که سازوکارهای متناسب با آن در سازه فراهم گردد [۱۱].

نرم افزار PERFORM-3D قابلیت به کارگیری همزمان میرایی رایلی و میرایی مدال را دارد. راهنمای کاربرد نرم افزار مذکور توصیه می‌کند در صورت اعمال میرایی مدال، مقدار نسبتاً کمی میرایی رایلی نیز به کار گرفته شود تا بدین طریق ارتعاشات با فرکانس‌های زیاد که مربوط به مدهای ارتعاش بالا هستند، میرا گردند. در این تحقیق از ۲/۵ درصد میرایی مدال به همراه ۰/۵ درصد میرایی رایلی در زمان تناوب‌های  $0.1T$  و  $0.9T$  لحاظ شد که  $T$  زمان تناوب اصلی ارتعاش آزاد سازه است، استفاده شد [۳۰].

برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، به تعدادی رکورد زلزله نیاز است. مقیاس سازی این رکورها مطابق روش آیین نامه ASCE به گونه‌ای صورت گرفت که متوسط طیف پاسخ شتاب حاصل از رکوردهای مقیاس شده در دامنه  $0.1T$  تا  $1.0T$  بالاتر از طیف پاسخ هدف واقع شوند. طیف پاسخ هدف در اینجا همان طیف سطح حداکثر زلزله محتمل (MEC) است، زیرا برای ساختمان‌های نسبتاً بلند، دستورالعمل طراحی سازه بلند لس آنجلس بکارگیری این سطح خطر را برای زلزله‌های شدید الزام دارد. شایان ذکر است طیف مربوط به سطح خطر حداکثر زلزله محتمل با ضرب ضریب ۱/۵ در اعداد طیف مربوط به سطح خطر زلزله طرح DBE بدست آمد.

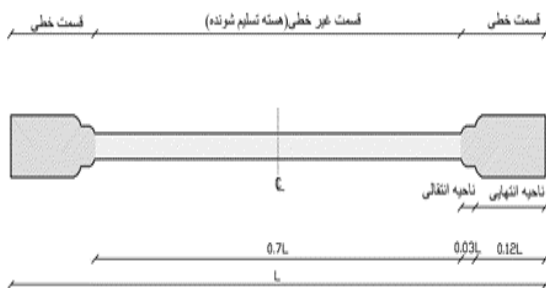
### ۳-۱- مشخصات میراگر

نیروی عملکردی یک میراگر به سرعت نسبی محوری در دو انتهای آن وابسته است، لذا گاهی بکارگیری آنها در طبقاتی که بیشترین سرعت نسبی سقف به کف را دارند توصیه شده است.

برای ارزیابی رفتار غیرخطی سازه‌ها، مدل غیرخطی آنها در نرم افزار PERFORM-3D مهیا شد [۲۹]. تیرها و ستون‌ها با المان‌های خطی الاستیک مدل شدند و در پایان تحلیل‌ها نسبت نیاز به ظرفیت آنها کنترل شد تا از عدم رخداد مفصل پلاستیک در آنها اطمینان حاصل شود. جرم لرزه‌ای هر قاب به مرکز جرم آنها اختصاص داده شد. از المان‌های BRB موجود در نرم افزار مذکور استفاده شد. المان‌های موصوف از نوع میله‌ای هستند که صرفاً قادر به تحمل نیرو محوری هستند و هیچگونه مقاومتی برای تحمل نیروهای خمشی و پیچشی ندارند. المان‌ها از دو قسمت میله‌ای در امتداد هم تشکیل شده است. یک قسمت با رفتار الاستیک خطی و قسمت دیگر ناحیه تسلیم شونده (هسته) می‌باشد. طول قسمت غیرخطی  $0.7L$  برابر طول کل المان و طول قسمت الاستیک خطی  $0.3L$  برابر طول کل المان است که در دو طرف هسته و در امتداد آن قرار دارد. قسمت الاستیک خطی خود دارای دو بخش ناحیه انتهایی و ناحیه انتقالی با سطح مقاطع متفاوت است. برای جلوگیری از تسلیم قسمت الاستیک خطی، سطح مقطع آن نسبت به سطح مقطع هسته می‌بایست افزایش یابد. در این تحقیق سطح مقطع ناحیه انتهایی  $2/2$  برابر و ناحیه انتقالی  $1/6$  برابر سطح مقطع هسته تسلیم شونده لحاظ گردید (شکل ۴)). همچنین سطح مقطع هسته تسلیم شونده از رابطه زیر محاسبه می‌شود [۲۸].

$$\frac{L_c}{A_c} = \frac{L_w}{A} - \frac{L_e}{A_e} - \frac{L_t}{A_t} \quad (2)$$

که در آن  $L_c$ ،  $L_w$ ،  $L_e$  و  $L_t$  به ترتیب طول کل المان BRB، طول قسمت تسلیم شونده، طول ناحیه انتقالی و طول ناحیه انتهایی است. همچنین  $A_c$ ،  $A_e$ ،  $A_t$  و  $A$  به ترتیب سطح مقطع معادل محاسبه شده از تحلیل طراحی به روش الاستیک،  $A_c$  سطح مقطع هسته،  $A_e$  سطح مقطع ناحیه انتهایی و  $A_t$  سطح مقطع ناحیه انتقالی است. منحنی بک بون استفاده شده در تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی برای المان‌های مهاربند کمناش تاب در شکل (۵) ملاحظه می‌شود.



شکل ۴- مشخصات مهاربند کمناش تاب

در این پژوهش، با توجه به بررسی‌های صورت گرفته، در هر طبقه یک دمپر استفاده شد. برای دمپرها، دو پارامتر  $C$  و  $\alpha$  می‌بایست تعیین شوند. یک روش برای طراحی سازه‌ها اینست که  $\alpha=1$  را به عنوان مقدار اولیه در نظر می‌گیرند و سپس با مقادیر کمتر نیز به روش سعی و خطا آزمون می‌شود [۳۱]. گام‌های زیر برای تعیین مقادیر بهینه ضرایب  $\alpha$  و  $C$  مورد استفاده قرار می‌گیرد که برای سازه ۱۶ طبقه به عنوان نمونه ذکر می‌شود [۳۱]:

با فرض مقدار ثابت  $\alpha=1$  و تغییر مقادیر  $C$  از  $200 \text{ ton.s/m}$  تا  $1000$  با گام‌های به فاصله  $200 \text{ ton.s/m}$  و انجام تحلیل تاریخچه زمانی در هر مورد، مقدار کمترین جابجایی بام با مقدار  $C$  معادل  $400 \text{ ton.s/m}$  بدست آمد.

در این مرحله با فرض مقدار ثابت  $C=400 \text{ ton.s/m}$  و تغییر  $\alpha$  برای  $0.25$ ،  $0.5$  و  $0.75$ ، مقدار بهینه برای مقدار  $\alpha$  چنان تعیین شد که مقدار جابجایی بام کمینه باشد. مقدار  $\alpha$  معادل  $0.75$  بدست آمد.

در این مرحله با فرض مقدار ثابت  $\alpha=0.75$ ، مجدداً مقادیر  $C$  را از  $200 \text{ ton.s/m}$  تا  $1000$  را با گام‌های  $200$  تغییر می‌دهیم و مقدار بهینه  $C$  معادل  $600$  بدست می‌آید.

برای سازه‌های ۸ و ۲۴ طبقه مقادیر  $\alpha$  معادل  $0.75$  و مقادیر  $C$  معادل  $500$  و  $700$  بدست آمد.

استاندارد ۲۸۰۰ ایران در مورد شتاب نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین بر سازه مورد استفاده قرار می‌گیرند بیان می‌دارد که تا حد امکان نگاشت‌ها متعلق به زلزله‌هایی باشند که شرایط زلزله طرح را ارضا کنند و سازوکار چشمه لرزه‌زا و فاصله از گسل را لحاظ کنند، به علاوه ساختگاه‌های شتاب نگاشت‌ها به لحاظ ویژگی‌های زمین شناسی و به خصوص مشخصات لایه‌های خاک با زمین محل ساختمان تا حد امکان مشابهت داشته باشد. در این تحقیق سعی شد انتخاب رکوردها از یک مرجع معتبر باشد. چهارده رکورد حرکت شدید زمین نزدیک گسل و چهارده رکورد دور از گسل از جداول FEMA695 انتخاب شد. رکوردها از پایگاه داده PEER بدست آمد [۳۲]. هر مورد شامل یک زوج شتاب نگاشت است که یکی از مؤلفه‌های آن در راستای عمود بر گسل و دیگری موازی گسل است و با توجه به طیف طرح هدف مقیاس شدند.

فقط مؤلفه عمود بر گسل و در راستای  $x$  به سازه اعمال شد. کلیه نگاشت‌ها دارای پالس‌هایی با دوره تناوب مختلف در نگاشت سرعت هستند و در فاصله کم‌تر از  $10$  کیلومتری از ایستگاه لرزه نگاری تا صفحه گسیختگی در نظر گرفته شده‌اند

که به عنوان نگاشت حوزه نزدیک شناخته می‌شوند [۳۲]. مشخصات رکوردها در جدول (۲) ملاحظه می‌شود.

#### ۴- تحلیل پاسخ‌های سازه

حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای یکی از شاخص‌های مهم برای ارزیابی رفتار سازه‌ها به حساب می‌آید. شکل (۶) متوسط پوش مقادیر مربوطه را برای سازه‌ها نشان می‌دهد. در اثر بکار بردن میراگرها، مقادیر حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای تحت زلزله حوزه دور و نزدیک به ترتیب به طور متوسط حدود  $30\%$  و  $15\%$  درصد کاهش می‌یابد. عملکرد دو نوع میراگر استفاده شده در این پژوهش از آنجا اهمیت دارد که حد اکثر نیروی مقاوم میراگر مایع لزج در لحظه بیشترین سرعت نسبی بین طبقه‌ای ظاهر می‌شود و این موضوع در مهاربند کماتش تاب در بیشترین جابجایی نسبی بین طبقه‌ای نمود پیدا می‌کند. به علت غیر همگاز بودن مقادیر جابجایی نسبی و سرعت نسبی بین طبقه‌ای، بکارگیری سیستم ترکیبی می‌تواند به کنترل بهتر پاسخ‌های سازه منجر گردد. مقادیر حداکثر دررفت سازه دارای صرفاً مهاربند کماتش تاب  $8$  و  $16$  و  $24$  طبقه در حوزه دور حدود  $4$ ،  $3/4$  و  $2/7$  درصد و در حوزه نزدیک حدود  $6/2$ ،  $5/1$  و  $4/7$  است. این در حالی است که مقدار حداکثر متوسط جابجایی نسبی بین طبقه‌ای مجاز توسط برخی دستورالعمل‌های معتبر در زلزله سطح MCE به  $3\%$  درصد محدود شده است. به طور متوسط، مقدار حداکثر پوش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای تحت زلزله‌های نزدیک حدود  $1/6$  برابر مقادیر متناظر حاصل از زلزله حوزه دور است.

شکل (۷) مقادیر متوسط پوش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ماندگار را در پایان زلزله‌ها به تصویر می‌کشد. مطابق دستورالعمل سازه بلند لس آنجلس، مقدار حداکثر مجاز این پاسخ برای متوسط حاصل از مجموعه‌ای از رکوردها در سطح خطر MCE عدد  $1$  درصد می‌باشد. البته شایان ذکر است که برخی از پژوهشگران اعتقاد دارند چنانچه مقدار حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای یک ساختمان تحت اثر زلزله از  $0.5\%$  درصد فراتر برود، اصولاً نوسازی مجدد ساختمان نسبت به بازسازی و تعمیر آن از نظر اقتصادی مناسب تر و منطقی‌تر است. مقدار حداکثر مورد نظر برای سازه‌های  $8$ ،  $16$  و  $24$  طبقه دارای صرفاً مهاربند کماتش تاب برای زلزله حوزه نزدیک به طور متوسط حدود  $1/5$  درصد حاصل شده است که در اثر بکارگیری میراگر به عدد  $1/1$  رسیده است. برای حوزه دور، متوسط مقادیر مربوطه در سازه دارای صرفاً مهاربند کماتش تاب



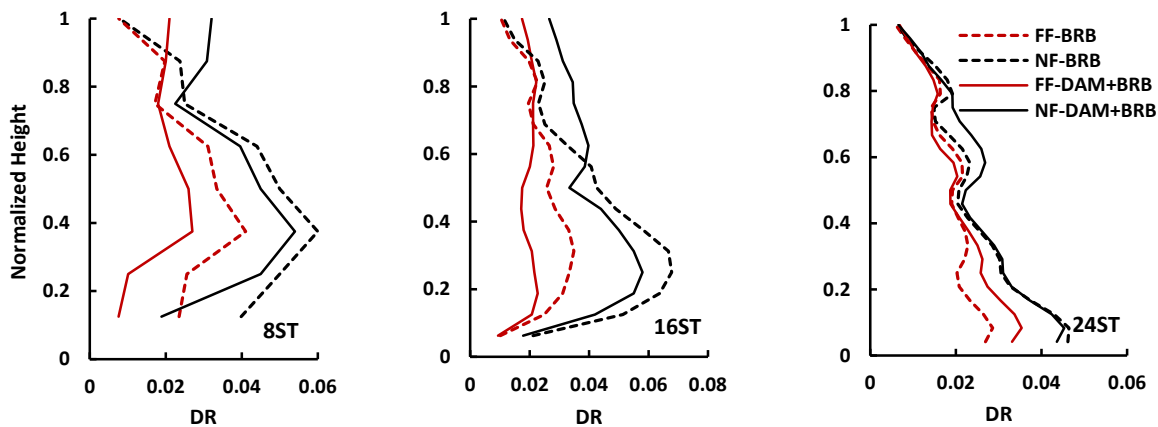
جمله چالش‌ها در سیستم قاب دارای مهاربند کماتش تاب محسوب می‌شود.

حدود یک درصد می‌باشد که با بکارگیری میراگرها به طور متوسط حدود ۲۰ درصد کاهش می‌یابد. یادآور می‌شود که اصولاً مقدار نسبتاً زیاد جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ماندگار از

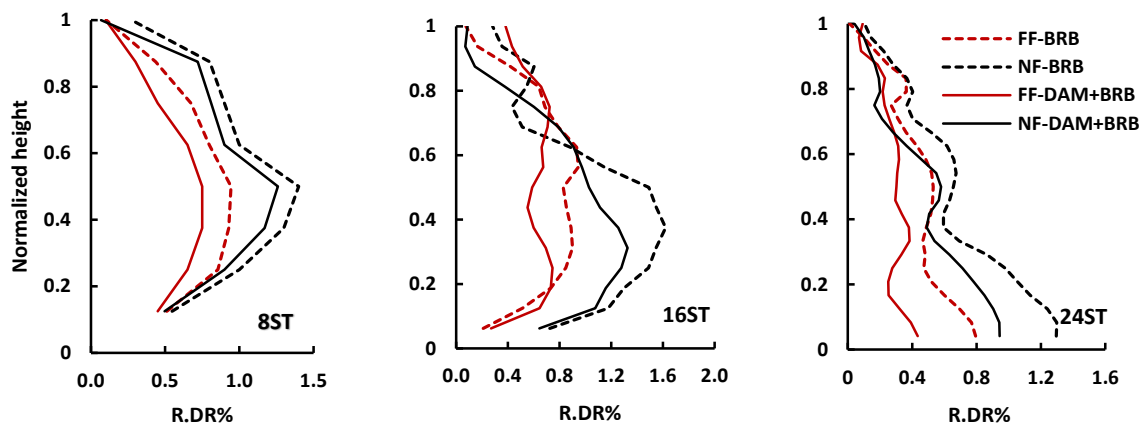
جدول ۲- مشخصات زلزله

حوزه	نام واقعه	سال	مدت زلزله (s)	ایستگاه	PGA*	PGV*	بزرگا
نزدیک	Imperial valley-06	۱۹۷۹	۳۹	El centro Array#6	۰/۴۴	۱۱۱/۹	۶/۵
	Imperial valley-06	۱۹۷۹	۳۷	El centro Array#7	۰/۴۶	۱۰۸/۹	۶/۵
	Irpinia. Italy-01	۱۹۸۰	۴۰	Sturno	۰/۳۱	۴۵/۵	۶/۹
	Superstition-hills-02	۱۹۸۷	۲۲/۳	Parachute test site	۰/۴۲	۱۰۶/۸	۶/۵
	Loma Prieta	۱۹۸۹	۴۰	Saratoga-Aloha	۰/۳۸	۵۵/۶	۶/۹
	Erizican-Turkey	۱۹۹۲	۲۰/۸	Erizican	۰/۴۹	۹۵/۵	۶/۷
	Cape Mendocino	۱۹۹۲	۳۶	Petrolia	۰/۶۳	۸۲/۱	۷/۰
	Landers	۱۹۹۲	۴۸	Lucerne	۰/۷۹	۱۴۰/۳	۷/۳
	Northridge-01	۱۹۹۴	۲۰	Rinaldi Receiving Sta	۰/۸۷	۱۶۷/۳	۶/۷
	Northridge-01	۱۹۹۴	۴۰	Sylmar-Olive View	۰/۷۳	۱۲۲/۸	۶/۷
	Kocaeli/IZT	۱۹۹۹	۳۰	Izmit	۰/۲۲	۲۹/۸	۷/۵
	Chi chi, Taiwan	۱۹۹۹	۹۰	TCU065	۰/۸۲	۱۲۷/۷	۷/۶
	Chi chi, Taiwan	۱۹۹۹	۹۰	TCU102	۰/۲۹	۱۰۶/۶	۷/۶
	Duzce	۱۹۹۹	۲۶	Duzce	۰/۵۲	۷۹/۳	۷/۱
دور	Northridge	۱۹۹۱	۲۰	Canyon Country-WLC	۰/۴۸	۴۵	۶/۷
	Duzce	۱۹۹۹	۵۶	Bolu	۰/۸۲	۰/۶۲	۷/۱
	Hector Mine	۱۹۹۹	۴۵/۳	Hector	۰/۳۴	۴۲	۷/۱
	Imperial valley	۱۹۷۹	۱۰۰	Delta	۰/۳۵	۳۳	۶/۵
	Imperial valley	۱۹۷۹	۳۹	El centro Array#11	۰/۳۸	۴۲	۶/۵
	Kobe, Japan	۱۹۹۵	۴۱	Shin- Osaka	۰/۲۴	۳۸	۶/۹
	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	۲۷/۲	Duzce	۰/۳۶	۵۹	۷/۵
	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	۳۰	Arcelik	۰/۲۲	۴۰	۷/۵
	Landers	۱۹۹۲	۴۴	Yermo Fire Station	۰/۲۴	۵۲	۷/۳
	Loma Prieta	۱۹۸۹	۴۰	Gilroy Array	۰/۵۶	۴۵	۶/۹
	Superstition Hills	۱۹۸۷	۴۰	El Centro Imp. Co.	۰/۳۶	۴۶	۶/۵
	Superstition Hills	۱۹۸۷	۲۲/۳	Poe Road (temp)	۰/۴۵	۳۶	۶/۵
	Chi chi, Taiwan	۱۹۹۹	۹۰	Chy101	۰/۴۴	۱۱۵	۷/۶
	San Fernando	۱۹۷۱	۲۸	LA-Hollywood Stor	۰/۲۱	۱۹	۶/۶

\* PGA: Peak ground acceleration; \* PGV: Peak ground velocity



شکل ۶- نمودار متوسط پوش دررفت بین طبقه‌ای



شکل ۷- نمودار متوسط پوش دررفت ماندگار بین طبقه‌ای

می‌یابد. متوسط پوش برش طبقات برای سازه‌های مورد بررسی در شکل (۹) ملاحظه می‌شود. مقادیر برش افقی با تقسیم بر وزن لرزه‌ای کل اختصاص داده شده به هر قاب، نرمال سازی شده است. مقادیر برش پایه نرمال شده حاصل از رکوردهای حوزه دور در سازه‌های ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه که دارای مهاربند کماتش تاب و میراگر بودند حدود ۰/۲۶، ۰/۲ و ۰/۱ و مقادیر متناظر برای زلزله حوزه نزدیک حدود ۰/۴۱، ۰/۲۶ و ۰/۱۱ است. مشاهده می‌شود که برای سازه‌های بلندتر، مقدار برش پایه نرمال شده کاهش می‌یابد. علت این موضوع به شکل نمودار طیف پاسخ زلزله مرتبط است. با افزایش ارتفاع، زمان تناوب ارتعاش سازه افزایش می‌یابد و لذا طبق طیف پاسخ شتاب، با افزایش زمان تناوب سازه، اصولاً نیروهای لرزه‌ای کاهش می‌یابند. بطور متوسط، برش پایه ناشی از زلزله حوزه نزدیک حدود ۱/۴ برابر مقادیر متناظر حاصل از زلزله‌های حوزه دور است. شایان ذکر است که در اثر بکارگیری میراگر، سختی لرزه‌ای یک سازه افزایش و لذا مقادیر حداکثر برش پایه آن سازه

شکل (۸) جابجایی جانبی سازه‌ها را در ارتفاع نشان می‌دهد. در محور افقی، مقادیر جابجایی با تقسیم بر ارتفاع کل سازه نرمال سازی شده و در محور قائم، ارتفاع کل سازه‌ها به عدد واحد نرمال شده است. مشاهده می‌شود که در همه موارد، مقادیر حداکثر جابجایی در تراز بام رخ می‌دهد. این مقادیر برای سازه ۸، ۱۶ و ۲۴ دارای صرفاً مهاربند کماتش تاب تحت اثر حوزه دور به ترتیب ۲/۱، ۱/۹ و ۱/۵ درصد و تحت اثر حوزه نزدیک به ترتیب ۳/۹، ۳/۵ و ۲ درصد گزارش می‌شود؛ یعنی به طور متوسط جابجایی بام در سازه دارای صرفاً مهاربند کماتش تاب تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک حدود ۱/۷ برابر مقادیر متناظر حاصل از رکوردهای حوزه دور است. برای کلیه سازه‌های مورد بررسی، در حالتی که از ترکیب مهاربند کماتش تاب و میراگر استفاده شده باشد، جابجایی برای حوزه دور و نزدیک به ترتیب حدود ۱۵ و ۱۳ درصد کاهش می‌یابد. قابل توجه است که در سازه میان مرتبه (۸ طبقه) در اثر بکارگیری میراگر، مد تغییر شکل سازه از مد برشی به مد خمشی تغییر



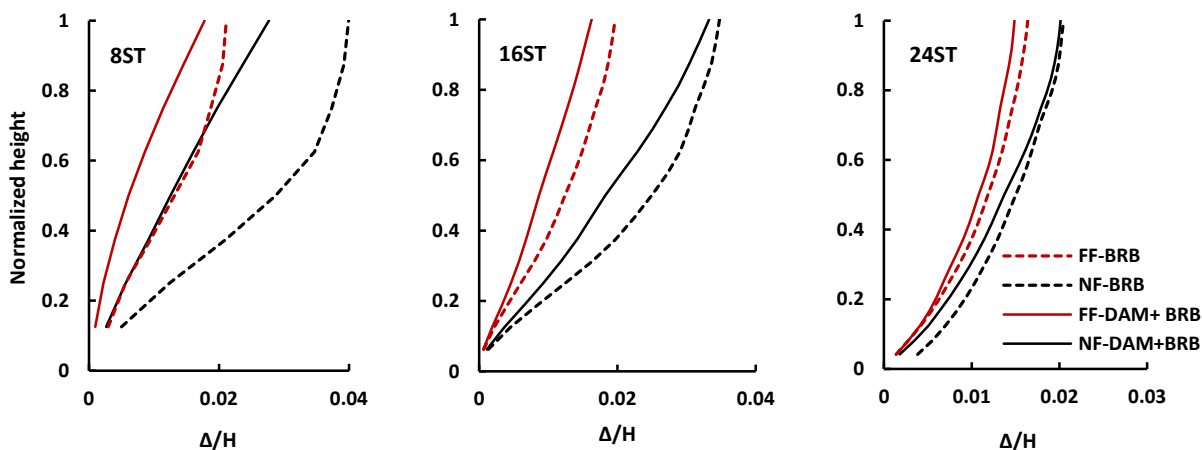
و ۰/۰۵۰ است. اختلاف ناچیز در مقادیر لنگر در سازه دارای صرفاً مهاربند کمانش تاب به دلیل وقوع تسلیم یا گسترش پلاستیسیته در سازه است. در حالتی که سازه دارای میراگر نیز باشد، به طور کلی سختی لرزه‌ای سازه افزایش یافته و لذا نیاز لنگر واژگونی در تراز پایه نیز افزایش می‌یابد. برای سازه‌های بلندتر، اختلاف مذکور دچار کاهش می‌شود که یک علت آن اثر مدهای بالاتر ارتعاش سازه در پاسخ‌ها است.

#### ۵- نتیجه گیری

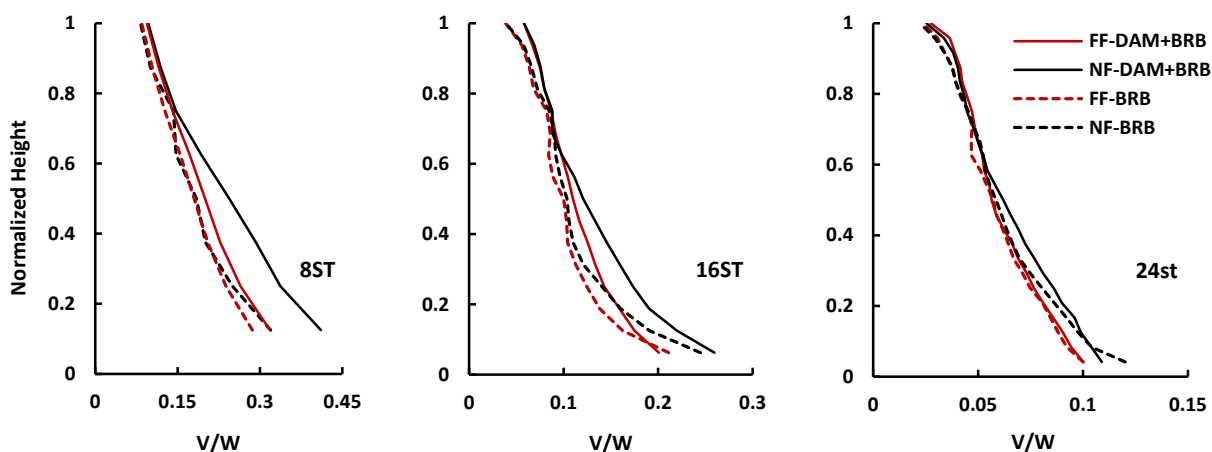
در این مقاله، رفتار سازه‌های قاب ساده دارای مهاربند کمانش تاب با و بدون میراگر مایع لزج با ارتفاع میان مرتبه و بلند مرتبه تحت اثر زلزله حوزه دور از گسل و نزدیک گسل مورد بررسی قرار گرفتند. در ابتدا سازه‌ها با بکارگیری روش تحلیل دینامیکی طیفی و آیین نامه‌های معتبر، تحلیل و طراحی

نیز زیاد می‌شود. بطور کلی برای حوزه دور و حوزه نزدیک، درصد اختلاف متوسط برش پایه در سازه‌های بلند تر نسبت به سازه‌های کوتاه‌تر، دچار کاهش می‌شود که این موضوع نیز از شکل کلی نمودار طیف پاسخ شتاب زلزله‌ها قابل توجیه است. زیرا همانگونه که از شکل (۲) قابل مشاهده است، به طور متوسط، مقادیر طیف زلزله‌های حوزه نزدیک در زمان تناوب‌های نسبتاً زیاد (مثلاً بزرگ‌تر از ۰/۶ ثانیه) شتاب طیفی بیشتری را نشان می‌دهند که این موضوع باعث افزایش نیروی برشی پایه در حوزه نزدیک می‌گردد.

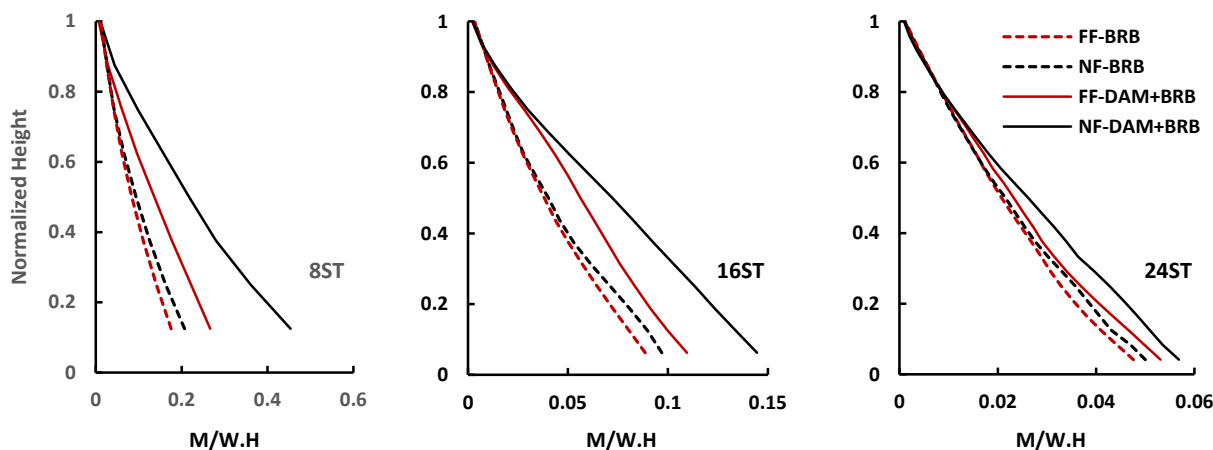
شکل (۱۰) نمودار لنگرواژگونی طبقات وارد بر سیستم را نشان می‌دهد. مقادیر لنگر با تقسیم بر حاصل ضرب ارتفاع در وزن لرزه‌ای نرمال شده است. در تراز پایه، مقادیر نرمال شده برای ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه تحت حوزه دور به ترتیب ۰/۱۷۶، ۰/۰۸۹ و ۰/۰۴۷ و تحت حوزه نزدیک به ترتیب ۰/۲۰۶، ۰/۰۹۷



شکل ۸- نمودار متوسط پوش جابجایی جانبی



شکل ۹- نمودار متوسط پوش برش طبقات



شکل ۱۰- نمودار متوسط پوش لنگر

منجر گردد.

- به طور متوسط جابجایی بام تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک حدود ۱/۷ برابر مقادیر متناظر حاصل از رکوردهای حوزه دور است. برای کلیه سازه‌های مورد بررسی، در حالتی که از ترکیب مهاربند کمانش تاب و میراگر استفاده شده باشد، جابجایی بام برای حوزه دور و نزدیک به ترتیب حدود ۱۵ و ۱۳ درصد کاهش می‌یابد.
- در حالتی که سازه دارای میراگر نیز باشد، به طور کلی سختی لرزه‌ای سازه افزایش یافته و لذا نیاز برش پایه و نیاز لنگر واژگونی در تراز پایه نیز افزایش می‌یابد. برای سازه‌های بلندتر، اختلاف مذکور دچار کاهش می‌شود که یک علت این موضوع افزایش زمان تناوب و اثر مدهای بالاتر ارتعاش سازه در پاسخ‌ها است.

#### ۶- مراجع

- [1] Aiken, I.D., Mahin, S.A. and Uriz, P. (2002), "Large-Scale Testing of Buckling-Restrained Braced Frames", Proceedings of Japan Passive Control Symposium, Tokyo Institute of Technology, Japan, pp. 35-44.
- [2] Black, C., Makris, N. and Aiken, I. (2002), "Component Testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling-Restrained Braces", Report No. PEER-2002/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, USA.
- [3] Beiraghi, H., Kheyroddin, A. and Kafi, M.A. (2016), "Effect of Record Scaling on the Behavior of Reinforced Concrete Core-Wall Buildings subjected to Near-Fault and Far-Fault Earthquakes", Scientia Iranica (Article in press).
- [4] Beiraghi, H. and Siahpolo, N. (2017), "Seismic Assessment of RC Core-Wall Building Capable of Three Plastic Hinges with Outrigger", The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 26, e1306.
- [5] Uriz, P. and Mahin, S.A. (2008), "Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures", PEER 2008/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.

شدند. در ادامه، مدل غیر خطی سازه‌ها در نرم افزار PERFORM-3D تهیه شدند و تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی انجام شد و نتایج زیر حاصل شد:

- رکوردهای نزدیک گسل پالس گونه درقیاس با رکوردهای دور از گسل معمولی در طیف شتاب برای زمان تناوب‌های بالاتر، دارای مقادیر شتاب بیشتری هستند که این موضوع موجب افزایش نیروی برش پایه در زلزله‌های نزدیک گسل نسبت به دور از گسل می‌گردد.
- مقدار حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ماندگار برای سازه‌های ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه دارای صرفاً مهاربند کمانش تاب برای زلزله حوزه نزدیک به طور متوسط حدود ۱/۵ درصد حاصل شده است که در اثر بکارگیری میراگر به عدد ۱/۱ رسیده است. برای حوزه دور، متوسط مقادیر مربوطه در سازه دارای صرفاً مهاربند کمانش تاب حدود یک درصد می‌باشد که با بکارگیری میراگرها به طور متوسط حدود ۲۰ درصد کاهش می‌یابد.
- در اثر بکار بردن میراگرها، مقادیر حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای تحت زلزله حوزه دور و نزدیک به ترتیب به طور متوسط حدود ۳۰ و ۱۵ درصد کاهش می‌یابد. ترکیب عملکرد دو نوع میراگر استفاده شده در این پژوهش از آنجا اهمیت دارد که حد اکثر نیروی مقاوم میراگر مایع لزج در لحظه بیشترین سرعت نسبی بین طبقه‌ای ظاهر می‌شود و این موضوع در مهاربند کمانش تاب در بیشترین جابجایی نسبی بین طبقه‌ای نمود پیدا می‌کند. به طور کلی، موضوع غیرهمفاز بودن مقادیر جابجایی نسبی و سرعت نسبی بین طبقه‌ای می‌تواند در سیستم ترکیبی به کنترل بهتر پاسخ‌های جابجایی سازه



- [21] Soong, T.T. and Dargush, G.F. (1997), "Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering", John Wiley & Sons, Press, UK.
- [22] Lee, D. and Taylor, D.P. (2001), "Viscous Damper Development and Future Trends", The Structural Design of Tall Buildings, Vol. 10, pp. 311–320
- [23] Housner, G.W., Bergman, L.A., Caughey, T.K., Chassiakos, A.G., Claus, R.O., Masri, S.F., Skelton, R.E., Soong, T.T., Spencer, B.F. and Yao, J.T.P. (1997), "Structural Control: Past, Present, and Future", Journal of Engineering Mechanics, Vol. 123, pp. 897–971.
- [24] Symans, M.D., Charney, F.A., Whittaker, A.S., Constantinou, M.C., Kircher, C.A., Johnson, M.W. and Mcnamara, R.J. (2008), "Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments", Journal of the Structural Engineering, Vol. 134, pp. 3–21.
- [25] Taylor, D.P. (2007), "History, Design, and Applications of Fluid Dampers in Structural Engineering", Taylor Devices Inc.: North Tonawanda, NY. <http://www.talordevicees.com>
- [26] ASCE/SEI 7-2010. Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers: Reston, VA (2010).
- [27] Sahoo, D.R. and Chao, S. (2010), "Performance-Based Plastic Design Method for Buckling-Restrained Braced Frames", Engineering Structures, Vol. 32, pp. 2950–2958.
- [28] Bosco, M. and Marino, E.M. (2013), "Design Method and Behavior Factor for Steel Frames with Buckling Restrained Braces", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 42, pp. 1243–1263.
- [29] PERFORM-3D, (2011), Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures, V.4.0.3. Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA.
- [30] PERFORM-3D, (2006), Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures, V.4, User Guide. Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA.
- [31] Munir, A. and Warnitchai, P. (2013), "Optimal Reduction of Inelastic Seismic Demands in High-Rise Reinforced Concrete Core Wall Buildings Using Energy-Dissipating Devices", The Structural Design of Tall Buildings, Vol. 22, PP. 543–568.
- [32] FEMA P695, (2009), Quantification of Building Seismic Performance Factors (ATC-63 Project), Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- [6] Tsai, K.C. and Hsiao, P.C. (2008), "Pseudo-Dynamic Test of a Full-Scale CFT/BRB Frame-Part II: Seismic Performance of Buckling-Restrained Braces and Connections", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 37, pp. 1099–1115.
- [7] Erochko, J., Christopoulos, C., Tremblay, R. and Choi, H. (2011), "Residual Drift Response of SMRFs and BRB Frames in Steel Buildings Designed According to ASCE 7-05", Journal of Structural Engineering, 137 (5), pp. 589–599 (2011).
- [8] Fahnstock, L.A., Ricles, J.M. and Sause, R. (2007), "Experimental Evaluation of a Large-Scale Buckling-Restrained Braced Frame", Journal of Structural Engineering, Vol. 133, pp. 1205–1214.
- [9] Kiggins, S. and Uang, C. M. (2006), "Reducing Residual Drift of Buckling-Restrained Braced Frames as a Dual System", Engineering Structures, Vol. 28, pp. 1525–1532.
- [10] NIST, (2015), Seismic Design of Steel Buckling-Restrained Braced Frames: A Guide for Practicing Engineers, GCR 15-917-34, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 11, Produced by the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
- [11] Chopra, A.K. and Chintanapadke, C. (2001), "Comparing Response of SDF Systems to Near-Fault and Far-Fault Earthquake Motions in the Context of Spectral Regions", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 30, pp. 1769–1789.
- [12] Luco, N., Ellingwood, B.R. and Hamburger R.O. (2007), "Risk-Targeted Versus Current Seismic Design Maps for the Conterminous United States", SEAOC 2007 Convention Proceedings.
- [13] Mavroeidis, G.P., Dong, G. and Papageorgiou, A.S. (2004), "Near-Fault Ground Motions and the Response of Elastic and Inelastic Single-Degree-of-Freedom (SDOF) Systems", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 33, pp. 1023–1049.
- [14] Luco, N. and Cornell, C.A. (2007), "Structure-Specific Scalar Intensity Measures for Near-Source and Ordinary Earthquake Ground Motions", Earthquake Spectra, Vol. 23, pp. 357–392.
- [15] Tothong, P. and Cornell, C.A. (2008), "Structural Performance Assessment under Near-Source Pulse-Like Ground Motions Using Advanced Ground Motion Intensity Measures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 37, pp. 1013–1037.
- [16] Akkar, S., Yazgan, U. and Gulkan, P. (2005), "Drift Estimates in Frame Buildings Subjected to Near-Fault Ground Motions", Journal of Structural Engineering, Vol. 131, pp. 1014–1024.
- [17] Baker, J.W. and Cornell, C.A. (2008), "Vector-Valued Intensity Measures for Pulse-Like Near-Fault Ground Motions", Engineering Structures, Vol. 30, pp. 1048–1057.
- [18] Iwan, W.D. (1997), "Drift Spectrum: Measure of Demand for Earthquake Ground Motions", Journal of Structural Engineering, Vol. 123, pp. 397–404.
- [19] Somerville, P.G., Smith, N.F., Graves, R.W. and Abrahamson, N.A. (1997), "Modification of Empirical Strong Ground Motion Attenuation Relations to Include the Amplitude and Duration Effects of Rupture Directivity", Seismological Research Letters, Vol. 68, pp. 199–222.
- [20] Saragoni, G.R., Lew, M., Naeim, F., Rojas, F. and Schachter Adaros, M. (2010), "Accelerographic Measurements of the 27 February 2010 Offshore Maule, Chile Earthquake", The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 19, pp. 866–875.





# رفتار چرخه‌ای اتصال تیر به ستون با میراگر میله‌های فولادی تسلیم شونده در برش

رضا مولوی<sup>۱</sup>، محسن ایزدی نیا<sup>۲\*</sup>، علیرضا شهیدی<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد نجف آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف آباد

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد نجف آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف آباد

۳- استادیار، گروه مهندسی مکانیک، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان

\* نجف آباد، صندوق پستی ۸۵۱۴۱۴۳۱۳۱، izadinia@iaun.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۳/۳۰، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۱۱/۱۶)

## چکیده

این مقاله رفتار لرزه‌ای نوع جدیدی از اتصال تیر به ستون دارای میراگرهای تسلیمی با الگوی قرارگیری دایره‌ای را مورد بررسی قرار می‌دهد. هدف اصلی سیستم پیشنهادی استفاده از میراگرهای تسلیمی در فضایی به اندازه ارتفاع خود تیر به جهت اشغال فضای بسیار کمتر و عدم کاهش ارتفاع مفید طبقه، در اتصال تیر به ستون می‌باشد به گونه‌ای که تغییرشکل‌های غیرارتجاعی ناشی از بارگذاری چرخه‌ای در میراگرهای بکار رفته محدود شود. در این پژوهش سه نمونه آزمایشگاهی ساخته شد و تحت بارگذاری چرخه‌ای تا دوران ۵ درصد قرار گرفتند. به منظور ارزیابی تحلیلی و تکنیک‌های مدل سازی عددی در پیش‌بینی رفتار چرخه‌ای اتصالات پیشنهادی مدل‌های اجزاء محدود نمونه‌های آزمایشگاهی ساخته شد و متناظر با الگوی بارگذاری استفاده شده در آزمایشگاه مورد تحلیل قرار گرفتند. مطابق نتایج تحلیل‌های عددی و آزمایشگاهی در تمام اتصالات پیشنهادی تغییرشکل‌های غیرارتجاعی در میراگرها متمرکز بوده و اعضای اصلی نظیر تیر و ستون در محدوده ارتجاعی باقی ماندند، همچنین با طرح مناسب برای میراگر در اتصال پیشنهادی دستیابی به مقاومتی فراتر از لنگر پلاستیک تیر برای اتصال امکان پذیر می‌باشد.

## واژگان کلیدی

اتصال تیر به ستون، میله فولادی تسلیم شونده، رفتار چرخه‌ای

## Cyclic Behavior of Beam-to-Column Connection with Yielding Steel Rods Damper in shear

R. Molavi, M. Izadinia, A. Shahidi

### Abstract

The present study tries to examine the seismic behavior of a new type of beam-column connection having yielding damper with circular placement pattern. The main purpose of the proposed system is to use yielding dampers in a space as high as the beam depth in order to occupy much lesser space, and not to reduce the useful height of the story in the beam-column connection, so that the inelastic deformations from cyclic loading is restricted to the dampers. Three samples were made in the laboratory and were loaded up to 0.05 radian rotation under the cyclic loading. In order to evaluate the numerical modeling techniques and analyses in predicting the cyclic behavior of the proposed connections, finite element models of laboratory samples were made and were analyzed based on corresponding loading pattern. Based on the numerical and experimental results, inelastic deformations were concentrated in the dampers for all proposed connections and the beam and the column remained within the elastic range. It is also possible to achieve a higher resistance that of the plastic moment of the beam in the proposed connection with a suitable design.

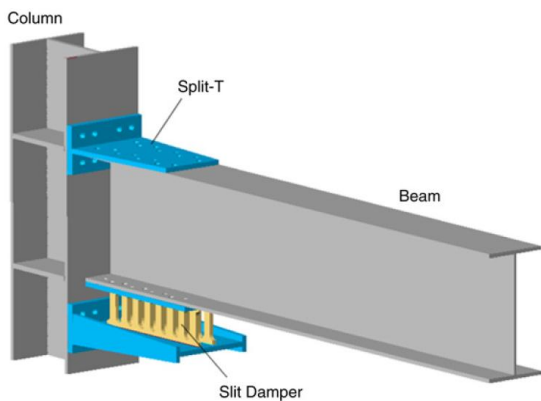
### Keywords

Beam-to-column connection, Yielding steel rod damper, Cyclic behavior

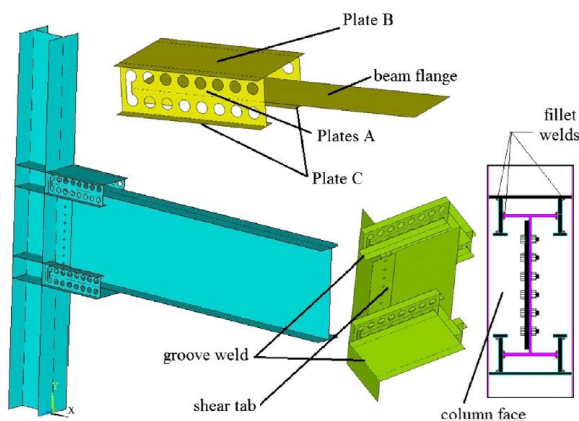


اعضای سازه ای کاهش یافته و در نتیجه تغییر شکل زیادی در آنها ایجاد نمی‌شود.

با توجه به ظرفیت جذب بالای انرژی در این نوع میراگرها استفاده از آنها روز به روز در حال گسترش می‌باشد. بکارگیری این نوع میراگرها در گره اتصال اولین بار توسط Oh و همکارانش با ساختاری مطابق شکل (۱) ارایه گردید. در تحقیق ایشان سه نمونه تمام مقیاس هرکدام دارای دو میراگر شکاف‌دار همراه با یک نمونه اتصال جوشی قبل از نورتریج مورد آزمایش و مقایسه قرار گرفتند [۱۳]. در ادامه Saffari و همکارانش اتصال تیر به ستون همراه با میراگرهای شکاف‌دار جوشی با ساختاری مطابق شکل (۲) را معرفی و رفتار چرخه‌ای آن را با مطالعه پارامتریک و تحلیل اجزاء محدود مورد بررسی قرار دادند [۱۴].



شکل ۱- اتصال پیشنهادی Oh و همکارانش [۱۳]



شکل ۲- اتصال پیشنهادی Saffari و همکارانش [۱۴]

Koken و همکارانش بر پایه اتصال پیشنهادی Oh، اتصال تیر به ستون فولادی مجهز به یک میراگر شکاف‌دار را مورد بررسی آزمایشگاهی و اجزاء محدود قرار دادند [۱۵].

در طول زلزله نورتریج (۱۹۹۴) و کوبه (۱۹۹۵) تعداد زیادی از ساختمان‌های فولادی با اتصالات رایج آن زمان متحمل خرابی شدند، بررسی سازه‌های آسیب دیده به وضوح عملکرد ضعیف این سازه‌ها را از نظر شکل‌پذیری و اتلاف انرژی نشان داد و موارد مختلفی از شکست ترد در اتصال خمشی تیر به ستون به علت ظرفیت کم چرخش پلاستیک تیر مشاهده شد. به دنبال این خرابی‌ها و آسیب‌های گسترده تحقیق در خصوص ارایه راهکارها جهت افزایش شکل‌پذیری اتصالات خمشی مورد توجه قرار گرفت. رویکرد غالب این روش‌ها، طراحی اتصال به گونه‌ای است که خرابی با پلاستیک شدن تیر در فاصله‌ای مناسب از بر ستون و یا در عناصر اضافی شکل‌پذیر نظیر میراگرها صورت گیرد به طوریکه ضمن ایجاد دوران کافی، سختی و مقاومت اتصال را نیز در محدوده مناسبی حفظ نماید.

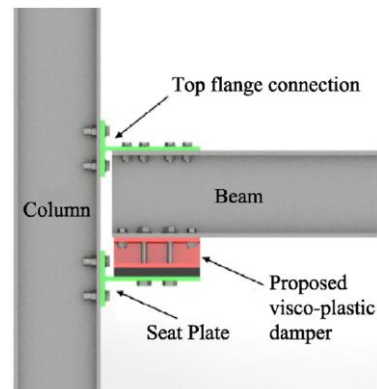
راه‌کارهایی که طی مطالعات گذشته ایجاد مفصل پلاستیک را در تیر موجب می‌شود بر پایه کاهش تعمدهی مقطع تیر<sup>۱</sup> به صورت موضعی در فاصله اندکی از اتصال آن به ستون می‌باشد که عمدتاً از طریق برش یک بخش از بال تیر [۱]، برش در جان تیر [۲]، برش بخشی از بال تیر به همراه جدا کردن جان از بال در آن بخش [۳]، ایجاد سوراخ در بال‌های تیر [۴]، ایجاد سوراخ در بال و جدا کردن بال تیر از جان [۵]، جایگزین کردن جان صاف تیر در ناحیه‌ای نزدیک ستون با جان چین‌دار [۶]، با جان دایره‌ای [۷]، کاهش تنش تسلیم فولاد تیر به صورت موضعی در نزدیکی اتصال آن به ستون توسط حرارت [۸]، صورت می‌گیرد.

روش دیگر در راستای ایجاد مفصل پلاستیک در تیر، تقویت اتصال با افزایش موضعی بال تیر [۹]، مسلح کردن گره اتصال توسط افزودن اجزایی نظیر انواع سخت کننده‌ها [۱۰-۱۲]، با هدف ایجاد اتصالی قوی‌تر از تیر می‌باشد.

اصولاً استفاده از روش‌ها و ایده‌هایی که مبتنی بر تقویت ناحیه اتصال یا ضعیف کردن تیر نسبت به ستون می‌باشند اگرچه عملکرد مناسبی در کنترل خرابی و پایداری نسبی سازه دارند ولیکن خسارات وارد شده در هنگام زلزله معطوف به تیر به عنوان عضو اصلی سازه می‌باشد.

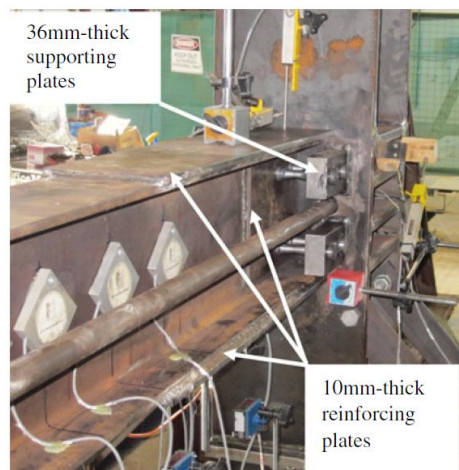
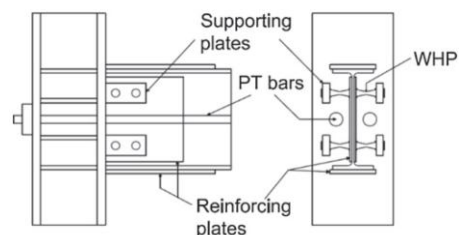
یکی از ایده‌هایی که جهت کاهش آسیب و تغییر شکل در اعضای سازه‌ای در برابر بارگذاری زلزله پیشنهاد شده، استفاده از میراگرهای تسلیمی در گره اتصال می‌باشد به گونه‌ای که با جذب انرژی در این وسایل، انرژی دریافتی در سایر

Baniseikhholeslami و همکارانش جهت کنترل خسارت زلزله ترکیبی از میراگر الاستیک و تسلیمی را در اتصال تیر به ستون مطابق مطابق شکل (۳) پیشنهاد دادند [۱۶].



شکل ۳- اتصال پیشنهادی Baniseikhholeslami و همکارانش [۱۶]

Vasdravellis و همکارانش رفتار چرخه‌ای اتصال پیش‌تینده تیر به ستون فولادی، مجهز به میراگرهای تسلیمی جانمایی شده در جان تیر، با جزئیات شکل (۴) را به صورت آزمایشگاهی و مدل سازی عددی مورد بررسی قرار دادند [۱۷].



شکل ۴- اتصال پیشنهادی Vasdravellis و همکارانش [۱۷]

در خصوص استفاده از میراگر تسلیمی در گره اتصال صورت گرفته است که رویکرد غالب این تحقیقات استفاده از فضای تحتانی مقطع تیر جهت نصب میراگر تسلیمی در اتصال تیر به ستون می‌باشد. در این مقاله هدف استفاده از طرح دیگری از نحوه قرار گیری میراگرهای تسلیمی در اتصال تیر به ستون می‌باشد تا با اجرای آن در فضایی به اندازه ارتفاع خود تیر به جهت اشغال فضای بسیار کمتر و عدم کاهش ارتفاع مفید طبقه، کارایی لازم را جهت تامین شکل‌پذیری و مقاومت لازم داشته باشد.

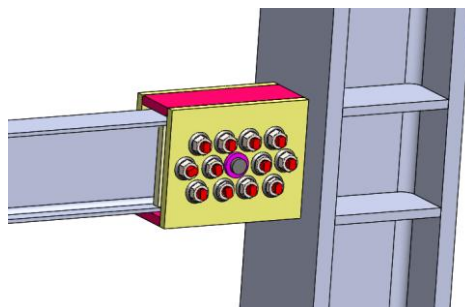
بر پایه این ایده دو طرح اتصال تیر به ستون پیشنهاد شد و به منظور بررسی رفتار چرخه‌ای اتصالات مذکور سه نمونه طراحی و تحت بارگذاری چرخه‌ای در آزمایشگاه قرار گرفتند. علاوه بر مطالعات آزمایشگاهی رفتار چرخه‌ای این اتصالات به صورت تحلیل عددی توسط نرم افزار Abaqus بررسی گردید.

## ۲- معرفی اتصالات تیر به ستون پیشنهادی

شکل (۵) و (۶) به ترتیب، تصویری سه بعدی از طرح کلی و جزئیات مدل پیشنهادی اول، با کد (CPYD1) و شکل (۷) و (۸) نیز به ترتیب، تصویری سه بعدی از طرح کلی و جزئیات مدل پیشنهادی دوم، با کد (CPYD2) را نشان می‌دهند.

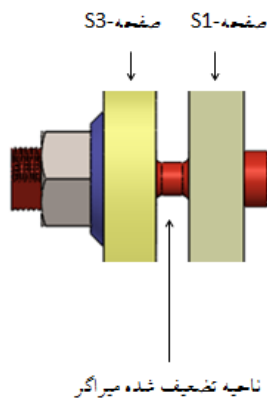
در مدل‌های (CPYD1) و (CPYD2) به ترتیب از ۲۴ و ۱۲ میراگر قابل تعویض مطابق شکل (۹) استفاده می‌گردد که بخشی از آن به جهت ضعیف‌سازی مقطع و تأمین پتانسیل تغییرشکل غیرارتجاعی دارای قطر کوچکتری نسبت به سایر بخش‌ها می‌باشد. این میراگرها به صورت متقارن مرکزی نسبت به شفت اتصال در دو طرف تیر توزیع شده‌اند.

شکل (۱۰) موقعیت قرارگیری بخش‌های مختلف میراگر را در اتصال پیشنهادی نشان می‌دهد.



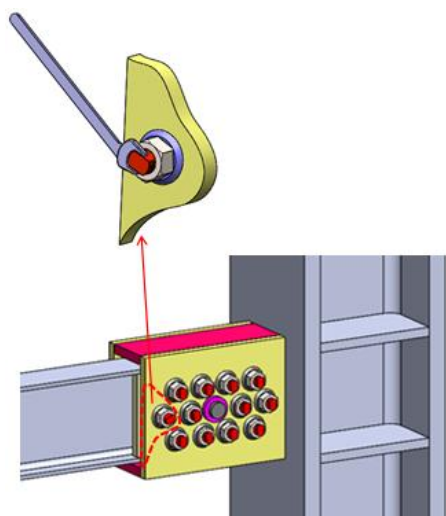
شکل ۵- اتصال پیشنهادی (CPYD1)

همانطورکه اشاره شد در یک دهه اخیر تحقیقات زیادی



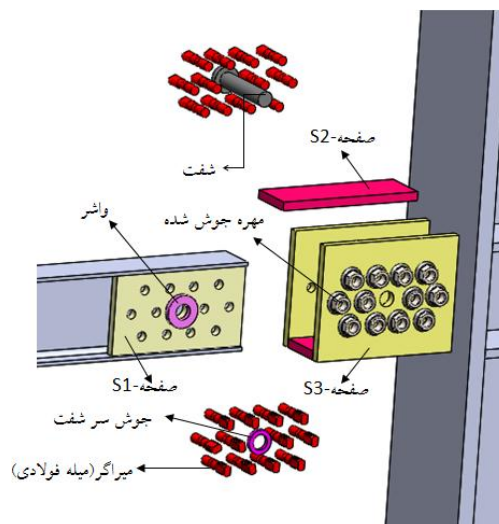
شکل ۱۰- میراگر مورد استفاده در اتصالات پیشنهادی

با توجه به شکل (۹)، میراگر فقط در ناحیه اتصال به مهره دارای رزوه می‌باشد و در نواحی قرارگیری در سوراخ‌های صفحات (S1) و (S3) به صورت آزاد و بدون رزوه می‌باشد، استفاده از چنین طرحی عملیات تعویض میراگر را پس از زلزله سهل و به آن سرعت می‌بخشد. همچنین ساختار دو وجه ناحیه رزوه شده میراگر به صورت تخت طراحی شده تا امکان درگیر شدن آچار جهت بستن میراگرها داخل مهره و عندالزوم باز کردن آنها از داخل مهره توسط آچار امکان‌پذیر باشد (شکل (۱۱)).

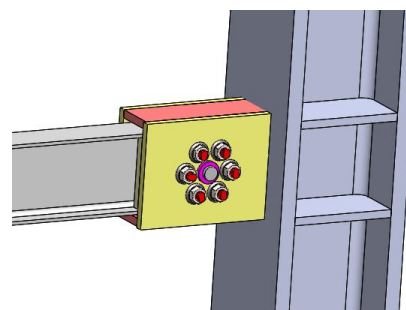


شکل ۱۱- محل قرار گیری آچار جهت باز و بستن میراگر

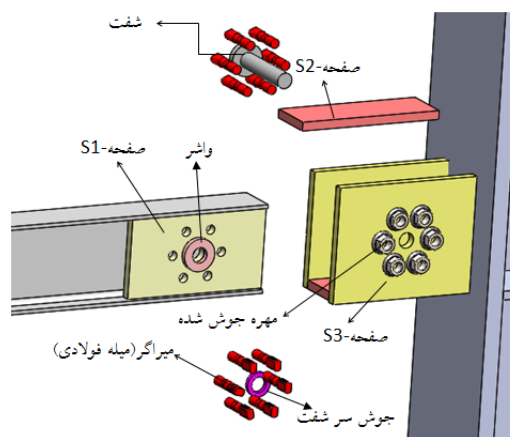
با توجه به اینکه ساختار کلی اتصالات پیشنهادی (CPYD1) و (CPYD2) کاملاً یکسان می‌باشند لذا در ادامه جهت شرح مبسوط جزئیات، عموماً از تصاویر مدل (CPYD1) استفاده می‌شود.



شکل ۶- جزئیات اتصال پیشنهادی (CPYD1)



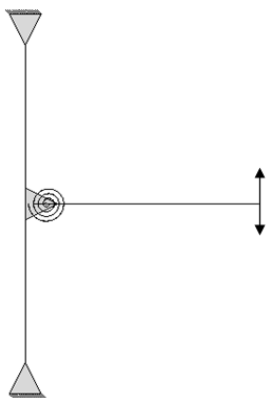
شکل ۷- اتصال پیشنهادی (CPYD2)



شکل ۸- جزئیات اتصال پیشنهادی (CPYD2)



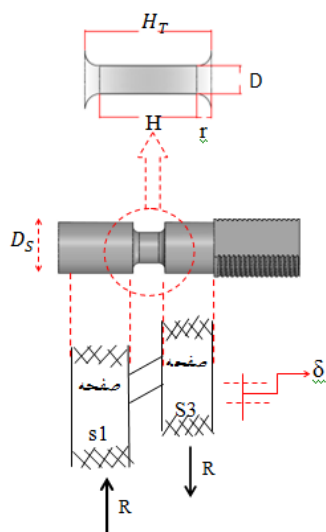
شکل ۹- میراگر مورد استفاده در اتصالات پیشنهادی



شکل ۱۴- مکانیسم کلی اتصالات پیشنهاد شده

### ۳- طراحی اتصالات تیر به ستون پیشنهادی

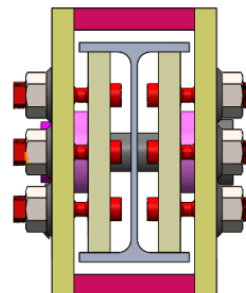
شکل (۱۵) هندسه میراگر و تغییرشکل فرضی آن را نشان می‌دهد، با توجه به این شکل در صورتی که جابجایی اعمال شده به میراگر ( $\delta$ )، به واسطه بارگذاری و دوران تیر حول شفت، به میزان مناسبی بزرگ باشد لنگر خمشی در دو انتهای ناحیه تضعیف شده موجب تسلیم کلیه تارها در مقطع عرضی آن بخش می‌شود.



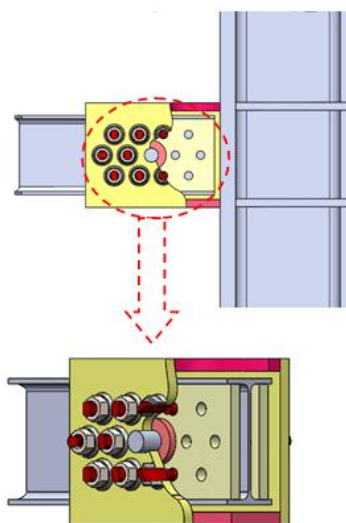
شکل ۱۵- هندسه میراگر و تغییرشکل فرضی آن

به منظور ارزیابی نیروی تسلیم و نهایی میراگر به جهت اینکه برای جلوگیری از تمرکز تنش در دو انتهای قسمت تضعیف شده میراگر، این نواحی به صورت غیرمنتشوری و با تغییرات منحنی شکل ساخته می‌شود، با توجه به شکل (۱۶) قسمت منحنی شکل با یک قسمت خطی معادل‌سازی می‌شود. براساس

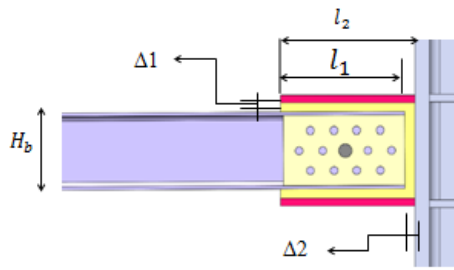
نظر به اینکه در هر دو مدل پیشنهادی هدف تمرکز تغییر شکل‌های غیرارتجاعی در میراگرها، طی دوران تیر حول شفت می‌باشد، لذا مطابق شکل (۱۲) و (۱۳) ضمن استفاده از واشر به جهت جلوگیری از جابجایی جانبی تیر روی شفت، یک فاصله آزاد بین بال‌های تیر و صفحات (S2) و همچنین بین مقطع عرضی تیر و سطح ستون، به منظور ایجاد فضای کافی برای دوران آزاد و بدون مانع تیر حول شفت تا دوران  $0.06$  محاسبه و در نظر گرفته شده، تا عضو مقاوم در برابر دوران تیر محدود به میراگرها باشد و با اعمال بار چرخه‌ای به انتهای آزاد تیر و دوران آن حول شفت، میراگرهای تسلیمی متصل به صفحات (S1) تحت لنگر قرار گرفته و متناسب با میزان تغییر شکل، جذب انرژی در ناحیه تضعیف شده میراگر صورت خواهد گرفت و نیروی میراگر توسط صفحات (S2) و (S3) به ستون منتقل می‌شود، این مکانیسم کلی برای اتصالات پیشنهادی مطابق شکل (۱۴) می‌باشد.



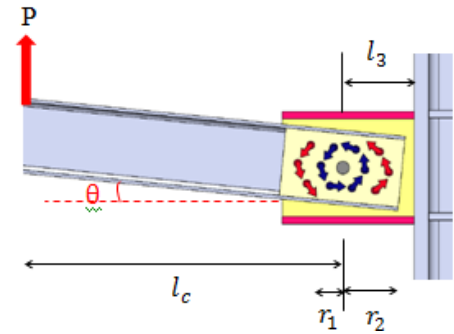
شکل ۱۲- مقطع عرضی اتصال



شکل ۱۳- مقطع برش خورده اتصال (CPYD1)

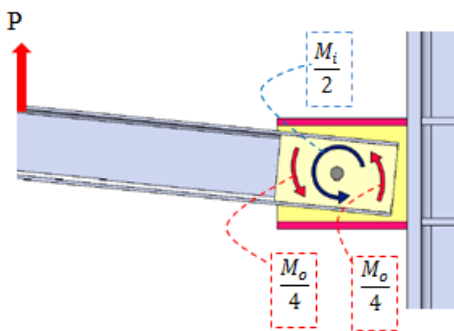


(الف)

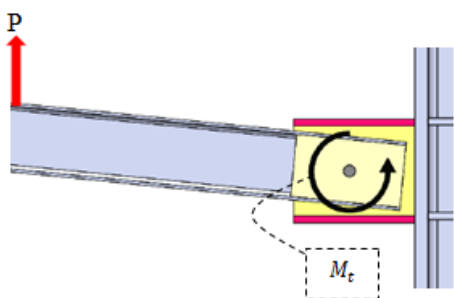


(ب)

شکل ۱۷- (الف) فضای آزاد پیرامون تیر در گره اتصال (ب) بردار نیرو در گره اتصال



(الف)



(ب)

شکل ۱۸- (الف) برابند لنگر انتقالی از میراگرها در یک سمت تیر (ب) لنگر کل در گره اتصال

به طور خلاصه

- در اتصال (CPYD1) با توجه به تفاوت فاصله میراگرها از شفت و در نتیجه متغیر بودن کرنش‌های ایجاد شده در

روابط ارایه شده توسط Oh، طول معادل‌سازی شده ناحیه شکل پذیر میراگر ( $H'$ ) از رابطه (۱) بدست می‌آید:

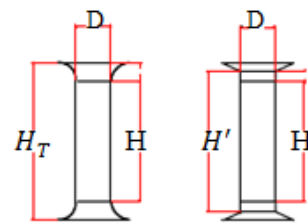
$$H' = H + 2 \frac{r^2}{H_T} \quad (1)$$

براین اساس در صورتی که تنش تسلیم و نهایی فولاد میراگر به ترتیب  $f_y$  و  $f_u$  باشد، نیروی لازم جهت تسلیم میراگر ( $R_y$ ) را می‌توان توسط رابطه (۲) محاسبه کرد:

$$R_y = \frac{D^3 f_y}{3H'} \quad (2)$$

و به طور مشابه نیروی نهایی ( $R_u$ ) قابل تحمل توسط میراگر از رابطه زیر قابل محاسبه می‌باشد:

$$R_u = \frac{D^3 f_u}{3H'} \quad (3)$$



شکل ۱۶- ایده آل سازی هندسه میراگر

با توجه به شکل (۱۷) و جزئیات ارایه شده در قسمت‌های قبل، فواصل  $\Delta 1$  و  $\Delta 2$  جهت تامین فضای کافی جهت چرخش آزاد تیر حول شفت تا دوران  $0.06$ ، براساس روابط زیر تعیین می‌گردند:

$$\Delta 1 = 0.03l_1 \quad (4)$$

$$\Delta 2 = 0.03H_b \quad (5)$$

با توجه شکل (۱۸)، اگر  $M_i$  و  $M_o$  به ترتیب برابند لنگرهای انتقالی از میراگرهایی باشد که در شعاع  $r_1$  و  $r_2$  نسبت به شفت در گره اتصال توزیع شده باشند، با توجه به جانمایی متقارن میراگرها در طرفین تیر، برابند کل لنگر در گره اتصال از رابطه زیر حاصل می‌شود:

$$M_t = M_i + M_o \quad (6)$$

در صورتیکه نیروی وارد به ابتدای تیر،  $P$  و فاصله محل اعمال آن تا مرکز شفت  $l_c$  باشد:

$$P \cdot l_c = M_t \rightarrow P = \frac{M_t}{l_c} \quad (7)$$

و لنگر در بر ستون ( $M_c$ ) از رابطه زیر حاصل می‌شود:

$$M_c = P \cdot (l_3 + l_c) \quad (8)$$



نیمرخ IPE200 ساخته شدند و ستون به ارتفاع ۳ m به صورت تیرورق I شکل با ضخامت ۲۰mm برای بال و جان و ورق‌های سخت کننده در نظر گرفته شد. تمام میراگرها و همچنین شفت و واشرها (شکل (۲۰)) با دستگاه CNC سه بعدی تولید شدند به گونه‌ای که لقی میراگر و شفت نسبت به سوراخ‌های محل قرارگیری به ترتیب، ۰/۲ mm و ۰/۱ mm در نظر گرفته شد.



شکل ۲۰- قطعات شفت و واشر

پس از آماده‌سازی قطعات متشکله اتصال، ابتدا محل عبور شفت در جان تیر سوراخ می‌شود سپس واشرها به صفحات (S1) متصل و قطعه حاصل به طرفین تیر جوش می‌گردد (شکل (۲۱)).



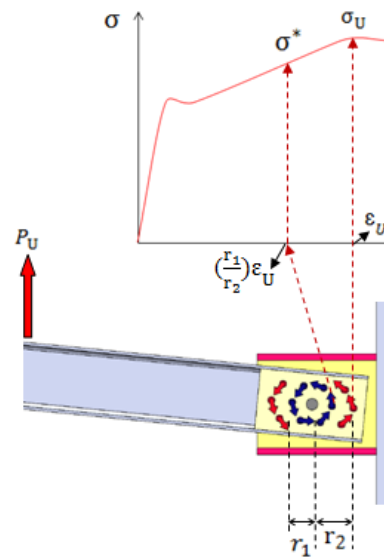
شکل ۲۱- اتصال واشر و صفحه (S1) به تیر

در ادامه براساس شکل (۶) پس از اتصال صفحات (S2) و (S3) جعبه اتصال تولید می‌گردد، مهره‌ها به روی سوراخ‌های صفحات (S3) جوش شده و پس از قرارگیری تیر در داخل جعبه اتصال و نصب شفت و جوشکاری ابتدای آن، هر میراگر از سمت بیرون جعبه اتصال وارد مهره شده و پس از عبور از صفحات (S1) و (S3) توسط آچار محکم می‌شود (شکل (۲۲)).

شکل (۲۳) تصویر نزدیک‌تری از عبور میراگر از داخل مهره و محکم کردن آن توسط آچار را نشان می‌دهد. در شکل (۲۴) مقطع عرضی گره اتصال مشاهده می‌شود. سپس مطابق شکل (۲۵) نمونه به ستون متصل گردید.

میراگرهای واقع در فواصل مختلف قرارگیری نسبت به محور دوران، ابتدا میراگرهایی که در فاصله ( $r_2$ ) از شفت قرار دارند پلاستیک می‌شوند و به حد نهایی می‌رسند، با توجه به شکل (۱۹) و فرض صلب بودن صفحات S3 و S1، براساس تخمین کرنش میراگرهای واقع در فاصله ( $r_1$ ) از شفت، تنش آنها ( $\sigma^*$ ) از روی نمودار تنش-کرنش فولاد قرائت و نیروی نهایی این اتصال ( $P_u$ ) از رابطه (۹) برآورد می‌شود:

$$P_u = \frac{4D^3}{H'l_c} [f_u \cdot r_2 + \sigma^* \cdot r_1] \quad (9)$$



شکل ۱۹- تخمین کرنش و تنش میراگرهای در فاصله  $r_1$  از شفت

در نمونه (CPYD2) به جهت وجود ۱۲ عدد میراگر به فاصله  $r_1$  فرض بر این است که تمام میراگرها همزمان پلاستیک می‌شوند، لذا نیروی نهایی اتصال ( $P_u$ ) از رابطه (۱۰) حاصل می‌شود:

$$P_u = \frac{3.8 f_u D^3}{H'l_c} \cdot r_1 \quad (10)$$

به جهت سهولت بازکردن و تعویض میراگرها در مواقع لازم ورق‌های تکیه‌گامی میراگر (صفحات (S1) و (S3)) می‌بایست دارای ضخامت کافی باشند به طوری که تا بار نهایی، هیچ گونه تغییر شکل پلاستیک در سوراخ‌های قرارگیری میراگرها رخ ندهد.

#### ۴- نمونه‌های آزمایشگاهی

برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای اتصالات پیشنهادی، سه نمونه آزمایشگاهی طراحی و ساخته شدند. در هر سه نمونه، تیرها از



به جهت سهولت در بررسی و رویت هرگونه لغزش بین میراگر و مهره جوش شده، این ناحیه قبل از بارگذاری به صورت موضعی رنگ آمیزی شد (شکل ۲۶).



شکل ۲۶- رنگ آمیزی مهره و ابتدای ناحیه رزوه شده میراگر

خواص مکانیکی فولاد تیر و میراگر و قطعات متشکله تیرورق ستون بر اساس آزمایش کشش طبق استاندارد ASTM استخراج و در جدول (۱) نمایش داده شده است.

جدول ۱- محاسبه ضریب بازتاب مدلها

نمونه	$\sigma_y$ (MPa)	$\sigma_u$ (MPa)	کرنش نهایی (%)
جان تیر	۳۴۴	۴۶۲	۰/۲۶
بال تیر	۲۹۴	۴۲۴	۰/۲۵۱
ستون	۳۱۲	۵۰۶	۰/۲۳۵
میراگر	۳۰۳	۴۷۰	۰/۲۷۸
ورق‌های S1, S2 و S3	۳۷۳	۵۲۸	۰/۲۸

تعریف هندسه کلی مدلها بر اساس شکل (۱۷) می‌باشد، در تمام نمونه‌های آزمایشگاهی فاصله محل بارگذاری تا مرکز شفت ( $l_2$ )،  $1/1$  m و فاصله مرکز شفت تا سطح ستون ( $l_3$ )،  $0/172$  m و مقدار  $l_1$ ،  $0/33$  m، طول ناحیه رزوه شده میراگر  $0/35$  m، قطر میله میراگر ( $D_s$ ) برابر  $0/19$  m، ضخامت صفحات ( $S1$ )، ( $S2$ ) و ( $S3$ )،  $0/02$  m، و سایز مهره اتصال میراگر، M24 در نظر گرفته شد. سایر مشخصات و جزئیات هندسی نمونه‌ها در جدول (۲) نمایش داده شده است.

#### ۵- پیکربندی و بارگذاری آزمایش

پس از استقرار و نصب هر یک از نمونه‌ها در محل آزمایش، به منظور اندازه‌گیری تغییر مکان در سه نقطه از مجموعه تیر و ستون، در محل‌های تعیین شده روی نمونه، LVDT نصب گردید.



شکل ۲۲- بستن میراگر در گره اتصال نمونه آزمایشگاهی (CPYD1)



شکل ۲۳- محکم کردن میراگر در مهره توسط آچار



شکل ۲۴- مقطع عرضی اتصال

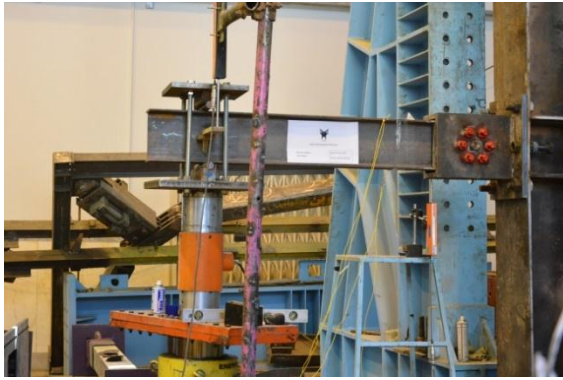


شکل ۲۵- اتصال نمونه آزمایشگاهی (CPYD1) به ستون



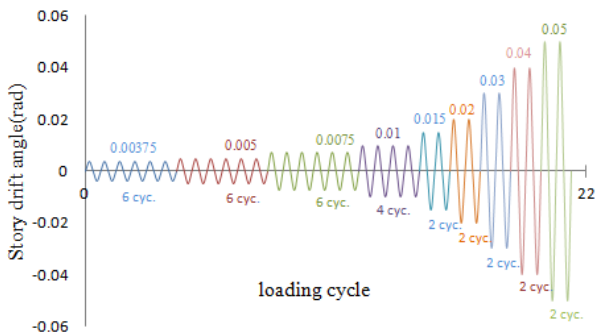
جدول ۲- جزئیات هندسی نمونه‌های آزمایشگاهی

هندسه میراگر		$r_2$ (m)	$r_1$ (m)	نمونه آزمایشگاهی
$H_T$ (m)	$D$ (m)			
۰/۰۱۴	۰/۰۱۲۸	۰/۱۲	۰/۰۶	CPYD1-A
۰/۰۱۴	۰/۰۱۱۸	۰/۱۲	۰/۰۶	CPYD1-B
۰/۰۱۴	۰/۰۱۲۶	---	۰/۰۶	CPYD2

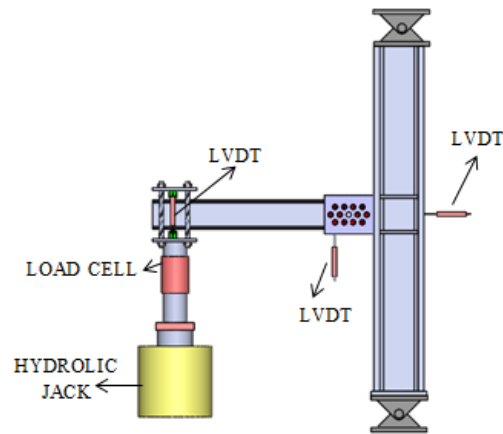


شکل ۲۹- نمایی از مدل آزمایشگاهی (CPYD1-A)

شکل (۲۷) تصویری از طرح کلی پیکربندی آزمایش برای تمام نمونه‌های آزمایش شده به همراه تجهیزات انجام آزمایش را نشان می‌دهد.



شکل ۳۰- نمودار بارگذاری اعمال شده [۱۸]



شکل ۲۷- پیکربندی انجام آزمایش

## ۶- نتایج انجام آزمایش

در شکل (۳۱)، (۳۲) و (۳۳) به ترتیب منحنی لنگر-دوران نمونه‌های (CPYD1-A)، (CPYD1-B) و (CPYD2) مستخرج از نتایج آزمایشات انجام شده، نمایش داده شده است. با دقت در نمودارهای مذکور مقداری همپوشانی در مسیرهای رفت و برگشتی وجود دارد که علت اصلی این رفتار وجود لقی بین میراگرها و سوراخ‌های متناظر در صفحات تکیه‌گاهی (S1) و همچنین لقی بین شفت و سوراخ محل قرارگیری آن می‌باشد، این رفتار در اکثر اتصالات پیچی مشاهده می‌شود ولیکن وضعیت کلی نمودارها بیانگر رفتار چرخه‌ای پایدار برای تمامی نمونه‌های مورد بررسی می‌باشد.

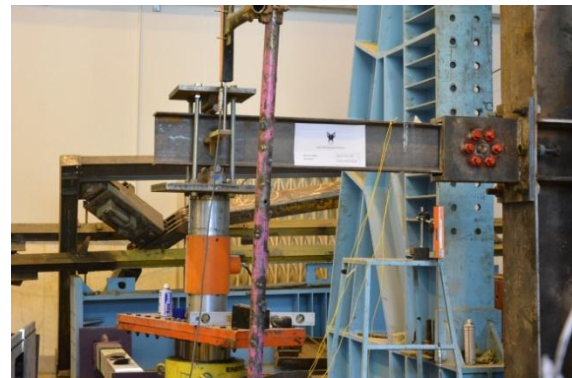
در هیچ کدام از نمونه‌ها هیچگونه لغزش و حرکتی در ناحیه رزوه شده و همچنین شکست و ترک خوردگی در جوش‌های بکار برده شده مشاهده نشد، پس از توقف آزمایش نسبت به باز کردن میراگرها از روی نمونه‌ها اقدام شد. شکل (۳۴) دو نمونه از میراگرهای باز شده را نشان می‌دهد.

## ۷- مدل‌های اجزاء محدود

در این بخش رفتار چرخه‌ای مدل‌های آزمایشگاهی توسط نرم افزار Abaqus شبیه‌سازی شد. برای ساخت ستون و تیر

شکل (۲۸) و (۲۹) به ترتیب نمایی از مدل‌های آزمایشگاهی (CPYD1-A) و (CPYD2) را نشان می‌دهند.

بارگذاری چرخه‌ای توسط جک هیدرولیکی به صورت تغییرمکان در ابتدای تیر، اعمال و مقدار بار حین بارگذاری توسط سلول بار اندازه‌گیری شد. این بارگذاری براساس پروتکل پیشنهادی AISC341-05، نشان داده شده در شکل (۳۰)، تا پایان سیکل متناظر با دوران ۰/۰۵ بر روی نمونه‌ها انجام شد.



شکل ۲۸- نمایی از مدل آزمایشگاهی (CPYD2)



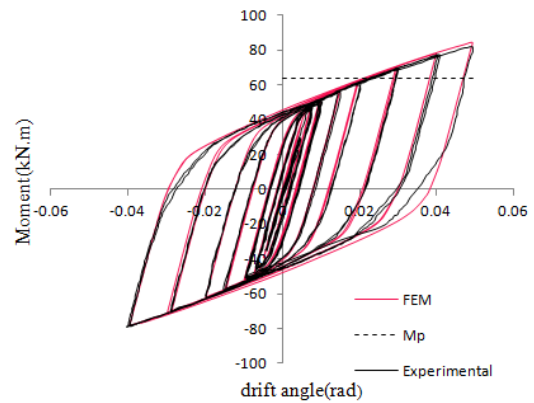
شکل ۳۴- دو نمونه میراگرهای بازگشایی شده پس از اتمام آزمایش

بارگذاری به صورت یک الگوی چرخه‌ای شبه استاتیکی به شکل اعمال تغییر مکان‌های چرخه‌ای مطابق الگوی بارگذاری آزمایشگاهی به ابتدای تیر اعمال شد.

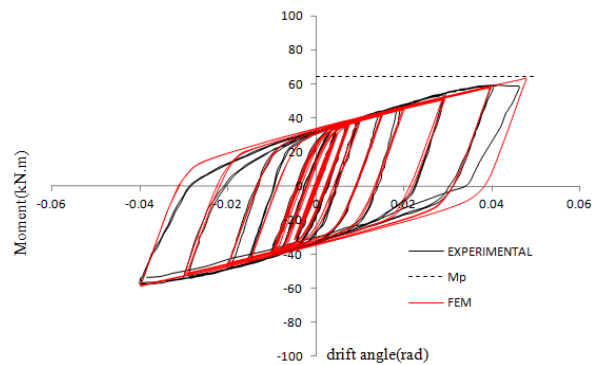
در شکل (۳۱)، (۳۲) و (۳۳) منحنی لنگر-دوران نمونه‌های (CPYD1-A)، (CPYD1-B) و (CPYD2) حاصل از داده‌های تحلیل عددی و آزمایشگاهی با هم مقایسه شده‌اند. نتایج تحلیل اجزاء محدود در تمام نمونه‌ها، انطباق خوبی با نتایج حاصل از آزمایش دارد و می‌توان رفتار چرخه‌ای اتصالات پیشنهادی را با دقت قابل قبولی توسط مدل‌سازی عددی شرح داده شده ارزیابی کرد.

یکی از پارامترهایی که در بررسی رفتار چرخه‌ای اتصالات مورد بررسی قرار می‌گیرد، کرنش معادل پلاستیک (PEEQ) می‌باشد. کرنش پلاستیک معادل، نشان‌دهنده میزان کرنش‌های ماندگار در مصالح و به عبارت دیگر نشان‌دهنده نواحی جذب انرژی می‌باشد. لذا کانتور (PEEQ) در انتهای سیکل بارگذاری برای نمونه‌های مورد بررسی در شکل (۳۵)، (۳۶) و (۳۷) نشان داده شده است که مویذ تمرکز تغییر شکل‌های غیرارتجاعی در میراگرها می‌باشد.

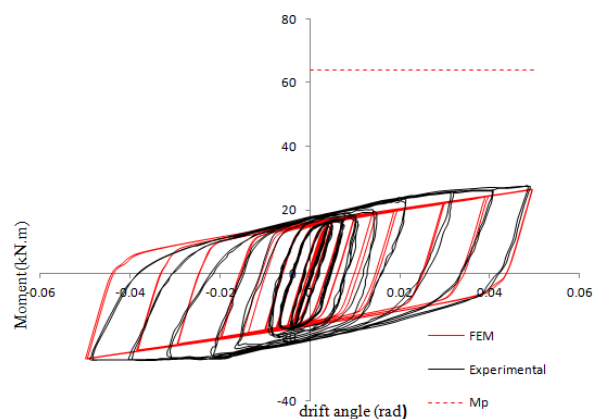
به منظور مقایسه عملکرد لرزه‌ای اتصالات پیشنهادی با یک اتصال مینا، یک مدل اتصال تیر به ستون با مقطع کاهش یافته (RBS) با مشخصات تیر و ستون مشابه با نمونه‌های آزمایشگاهی، به روش اجزاء محدود مدل‌سازی و تحت بارگذاری مشابه تحلیل شد. در شکل (۳۸)، (۳۹) و (۴۰) منحنی لنگر-دوران اتصال (RBS)، با منحنی متناظر برای نمونه‌های (CPYD1-A)، (CPYD1-B) و (CPYD2) مستخرج از داده‌های آزمایشگاهی مقایسه شده‌اند.



شکل ۳۱- نمودار لنگر-دوران نمونه عددی و آزمایشگاهی (CPYD1-A)

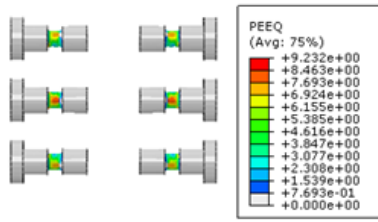


شکل ۳۲- نمودار لنگر-دوران نمونه عددی و آزمایشگاهی (CPYD1-B)

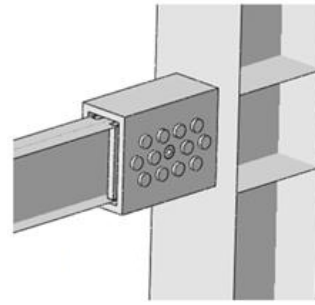


شکل ۳۳- نمودار لنگر-دوران نمونه عددی و آزمایشگاهی (CPYD2)

در مدل‌های اجزاء محدود از المان نوع shell و جهت مدل‌سازی اجزاء اصلی اتصال مانند میراگرها، شفت، واشر و صفحات (S1)، (S2) و (S3) از المان C3D8R استفاده شده است. جهت مدل‌سازی اتصالات توسط جوش و همچنین در محل اتصال روزه میراگر به مهره، بین آنها قید tie اعمال شد. برای شبیه‌سازی تماس بین واشر با صفحات (S3)، بدنه میراگر و شفت با دیواره سوراخ‌های محل قرارگیری آنها از قید contact به صورت surface to surface استفاده شده است.

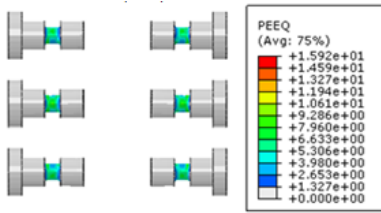


(ب)

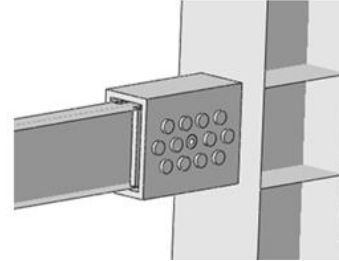


(الف)

شکل ۳۵- (الف) کانتور PEEQ در اتصال (CPYD1-A) (ب) کانتور PEEQ در میراگرها

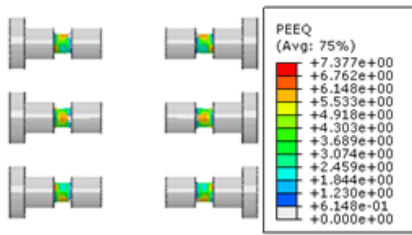


(ب)

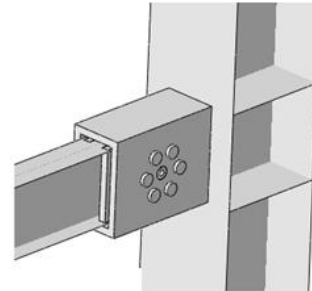


(الف)

شکل ۳۶- (الف) کانتور PEEQ در اتصال (CPYD1-B) (ب) کانتور PEEQ در میراگرها

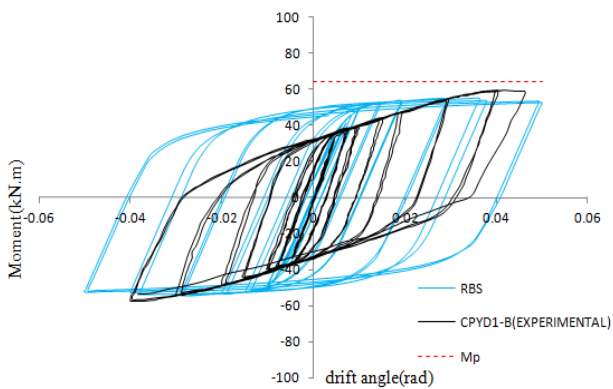


(ب)

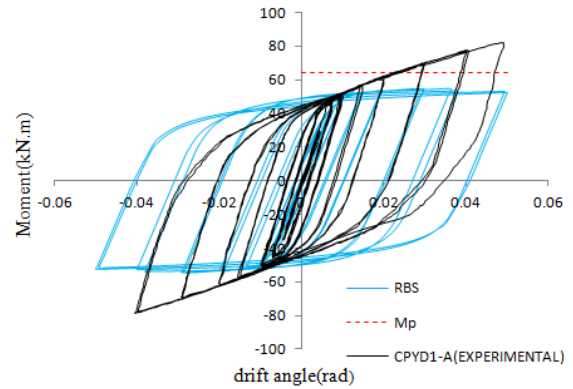


(الف)

شکل ۳۷- (الف) کانتور PEEQ در اتصال (CPYD2) (ب) کانتور PEEQ در میراگرها



شکل ۳۹- مقایسه نمودار لنگر-دوران نمونه (CPYD1-B) و RBS



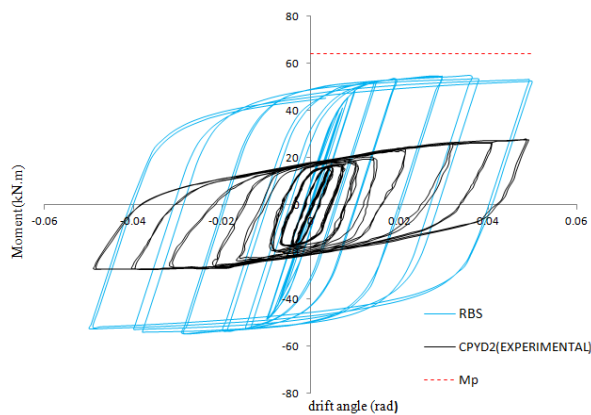
شکل ۳۸- مقایسه نمودار لنگر-دوران نمونه (CPYD1-A) و RBS

لرزه‌ای، نمونه‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد آزمایش قرار گرفتند.

نتیجه بررسی نشان داد طرح رایج شده در این تحقیق، برای الگوی قرارگیری میراگر میله تسلیمی در اتصال تیر به ستون، در صورت طراحی مناسب می‌تواند تحت بارگذاری چرخه‌ای خواسته‌های اتصال را از نظر تحمل لنگر و دوران وارده بر طبق آیین‌نامه‌ها برآورده سازد، به طوری که اتصالات (CPYD1-A) و (CPYD1-B) به ترتیب، لنگری معادل  $1/27$  و  $0/91$  برابر لنگر پلاستیک تیر ( $M_p$ ) را در دوران ۴ درصد تحمل کردند. از مزیت‌های دیگر این اتصال می‌توان به تمرکز تغییرشکل‌های غیرارتجاعی ناشی از بارگذاری چرخه‌ای در میراگرها، در تمام نمونه‌های مورد بررسی اشاره کرد، به‌طوریکه سایر نواحی سازه تا انتهای بارگذاری در حالت الاستیک باقی مانده‌اند، که این مساله علاوه بر تأیید صحت طراحی سیستم حاکی از کارآمدی میراگرها در جذب تغییرشکل‌های غیرارتجاعی و جلوگیری از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر می‌باشد.

#### ۹- مراجع

- [1] Engelhardt, M.D. and Husain, A.S. (1993), "Cyclic-Loading Performance of Welded Flange-Bolted Web Connections", Journal of Structural Engineering, Vol. 119, pp. 3537-3550.
- [2] Hassani-pour, A., Rahnnavard, R., Mokhtari, A. and Rahnnavard, N. (2015), "Numerical Investigation on Reduced Beam Web Section Moment Connections under the Effect of Cyclic Loading", Journal of Multidisciplinary Engineering, Science and Technology, Vol. 119, pp. 2054-2061.
- [3] Maleki, S. and Tabbakhha, M., (2016), "Numerical study of Slotted-Web-Reduced-Flange Moment Connection", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 69, pp. 1-7.
- [4] Rahnnavard, R., Hassani-pour, A. and Shiahpolo, 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.
- [5] Fanaie, N., Kazerani, S. and Soroushnia, S. (2015), "Numerical Study of Slotted Web Drilled Flange Moment Frame Connection", Numerical Methods in Civil Engineering, Vol. 1, pp. 16-23.
- [6] Mirghaderi, S.R., Torabian, S. and Imanpour, A. (2010), "Seismic Performance of the Accordion-Web RBS Connection", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 66, pp. 277-288.
- [7] Saleh, A., Mirghaderi, S. and Zahrai, S. (2016), "Cyclic Testing of Tubular Web RBS Connections in Deep Beams", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 117, pp. 214-226.
- [8] Morrison, M., Schweizer, D. and Hassan, T. (2015), "An Innovative Seismic Performance Enhancement Technique for Steel Building Moment Resisting Connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 109, pp. 34-46.
- [9] Tanaka, N. (2003), "Evaluation of Maximum Strength and Optimum Haunch Length of Steel Beam-End with Horizontal Haunch", Journal of Engineering Structures, Vol. 25, pp. 229-239.
- [10] Chih Chen, C., Ming Lee, J. and Chih Lin, M. (2003),



شکل ۴- مقایسه نمودار لنگر-دوران نمونه (CPYD2) و RBS

با مقایسه نتایج، در نمونه (CPYD1-A) و (CPYD1-B) مقدار لنگر خمشی اتصال در دوران ۴ درصد به ترتیب، معادل  $1/17$  و  $0/9$  برابر لنگر پلاستیک تیر ( $M_p$ ) می‌باشد که این مقادیر بزرگ‌تر از حداقل مقاومت خمشی قابل قبول ( $0/8M_p$ )، برای اتصالات خمشی ویژه براساس آئین نامه AISC می‌باشد. در جدول (۳) حداکثر لنگر اتصالات مورد بررسی، نتایج به دست آمده از روابط تحلیلی ذکر شده در این مقاله و داده‌های آزمایشگاهی و اجزاء محدود نمایش داده شده است. در جدول (۴) مقادیر انرژی تلف شده برای نمونه‌های مورد بررسی نشان داده شده است.

جدول ۳- مقایسه نتایج تحلیلی، آزمایشگاهی و اجزاء محدود

نمونه	حداکثر لنگر تئوری (KN.m)	حداکثر لنگر اجزا محدود (KN.m)	حداکثر لنگر آزمایشگاهی (KN.m)
CPYD1-A	۷۶/۶	۸۴/۲	۸۱/۹
CPYD1-B	۶۰/۱	۵۴/۹	۵۹/۱
CPYD2	۲۴	۲۶/۵	۲۶/۳

جدول ۴- مقادیر انرژی تلف شده برای نمونه‌ها

نمونه	انرژی مستهلک شده (J)
CPYD1-A	۲۷۵۶۲
CPYD1-B	۲۴۱۸۸
CPYD2	۱۲۱۹۲

#### ۸- نتیجه گیری

در این پژوهش نوع جدیدی از اتصال تیر به ستون فولادی با میراگرهای تسلیمی معرفی شده است و به منظور بررسی رفتار



- [15] Köken, A., Köroğlu, A. (2015), "Experimental Study on Beam-to-Column Connections of Steel Frame Structures with Steel Slit Dampers", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 29, pp. 1–11.
- [16] Banisheikholeslami, A., Behnamfar, F. and Ghandil, M. (2016), "A Beam-to-Column Connection with Visco-Elastic and Hysteretic Dampers for Seismic Damage Control", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 117, pp. 185–195.
- [17] Vasdravellis, G., Karavasilis, T. and Uy, B. (2013), "Finite Element Models and Cyclic Behavior of Self-Centering Steel Post-Tensioned Connections Connections with Web Hourglass Pins", *Engineering Structures*, Vol. 52, pp. 1–16.
- [18] AISC 341-05, (2005), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction.
- "Behaviour of Steel Moment Connections with a Single Flange Rib", *Engineering Structures*, Vol. 25, pp. 1419–1428.
- [11] Che Chou, C., Wei Lo, S. and Show Liou, G. (2013), "Internal Flange Stiffened Moment Connections with Low-Damage Capability under Seismic Loading", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 87, pp. 38–47.
- [12] Stoakes, C. and Fahnestock, L. (2012), "Cyclic Flexural Analysis and Behavior of Beam-Column Connections with Gusset Plates", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 72, pp. 227–239.
- [13] Oh, S.-H., Kim, Y.-J. and Ryu, H.-S (2009), "Seismic Performance of Steel Structures with Slit Dampers", *Engineering Structures*, Vol. 31, pp. 1997–2008.
- [14] Saffari, H., Hedayat, A. and Nejad, M.P. (2013), "Post-Northridge Connections with Slit Dampers to Enhance Strength and Ductility", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 80, PP. 138–152.

پی نوشت

<sup>1</sup> Reduced Beam Section (RBS)





# تعیین ضریب طول موثر ستون‌های بدون حرکت جانبی و با مقطع متغیر با استفاده از روش تفاضلات محدود

علی اصغر صفوی<sup>۱</sup>، عباس حق‌اللهی<sup>۲\*</sup>

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

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

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

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۸/۲۰ تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۱۱/۱۴)

## چکیده

در این مقاله تعیین بار کمانش خمشی ستون‌های با مقطع متغیر با روشی خاص ارائه می‌گردد (کمانش درون صفحه قاب). مسئله‌ی مورد نظر به صورت قاب یک دهانه متقارن مقید در برابر حرکت جانبی با تکیه‌گاه‌های مفصلی یا گیردار بررسی می‌شود. تحلیل مسئله بر اساس روش تفاضلات محدود و روش کار مجازی انجام می‌شود. به این صورت که طول ستون به  $n$  تکه تقسیم می‌شود و صورت تفاضل محدودی معادله دیفرانسیل برای جابجایی جانبی نقاط مرزی تکه‌ها نوشته می‌شود. با این کار  $n-1$  معادله حاوی  $n$  متغیر (جابجایی نقاط) به دست می‌آید. کمبود یک معادله به خاطر نداشتن شرط مرزی در سر ستون است که با استفاده از روش کار مجازی معادله‌ی مورد نیاز حاصل می‌شود. دترمینان ماتریس ضرایب متناظر با دستگاه معادلات، مساوی با صفر قرار داده می‌شود و بار بحرانی به دست می‌آید. نتایج تحلیل درباره تعدادی مسئله گزارش گردیده و با نتایج حاصل از مطالعه سایر محققین مقایسه شده‌است. مقایسه نشان می‌دهد که روش ارائه شده به سادگی بار بحرانی قاب مورد بررسی را به دست می‌دهد و این فرمول‌بندی قابل تعمیم به سایر قاب‌هایی که از اعضای با مقطع متغیر ساخته شده‌اند، است.

## واژگان کلیدی

سوله، ستون‌های با مقطع متغیر، کمانش خمشی، روش تفاضلات محدود، روش کار مجازی

## Effective Length Coefficient of Web-Tapered Columns in Gable Frames with Finite Differences Methods for Non-sway Buckling

A. Safavy, A. Haqollahi

### Abstract

In this paper, non-sway flexural buckling for non-prismatic columns is analyzed. The studied structures are one-bay gable frames, which are evaluated for in-plane buckling, and their two bases are hinged or rigid. The approach applied virtual work and finite difference methods. First, the length of the column is divided into " $n$ " parts. Then the deformation differential equations of these parts are converted into finite difference forms. Thus " $n-1$ " linear equations with " $n$ " variables are obtained. These variables are the lateral displacements of the specified points on the length of the column. Now, an equation is required to complete the system of linear equations. It can be obtained by employing the virtual work method. The equations' system corresponds to a matrix equation in which the coefficient matrix is a square matrix. By letting the determinant of this matrix be equal to zero, an  $n$ -degree linear equation is produced. The buckling load is the minimum root of this equation. The results are shown in dimensionless charts. To verify the results, some examples are solved with the introduced method and other methods. The comparison shows that the buckling load can be easily calculated using the introduced method with a good accuracy.

### Keywords

Gable frames, Non-sway buckling, Non-prismatic columns, Finite differences method, Virtual work method



از روش‌های ثبت شده برای محاسبه‌ی بار بحرانی کمانش ارتجاعی ستون‌های با مقطع متغیر می‌توان راه‌حل‌های Timoshenko [۱]، Morley [۲] و Dinnik [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 و مشاهده کرد در اعضای با مقطع متغیر که بال آنها در طول عضو ثابت است، تاثیر تغییرات ابعاد جان در سختی پیچشی و در نتیجه کمانش پیچشی اندک است. Ermopoulos و Kounadis [۸] به 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. پایداری اعضای با مقطع متغیر را -که تحت فشار توسط بارهای متمرکز در طول هستند- بررسی کرد. در آن تحقیق با فرمول‌بندی معادلات کمانش، بار بحرانی آنها محاسبه گردید و نتایج به‌صورت نمودارهایی ارائه شد. از نتایج قابل توجه این تحقیق طراحی بهینه اعضای غیرمنشوری فشاری می‌باشد. Banerjee و Williams [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. ایشان در تحقیق خود از روش کار مجازی، فرمول‌بندی لاگرانژین به‌نگام شده استفاده کرد و تغییرشکل‌های غیرخطی هندسی را مورد ملاحظه قرار داد. Williams و Gary Aston [۱۳] با استفاده از روش اجزای محدود کمانش پیچشی-خمشی تیرهای با جان متغیر را بررسی کردند. آنها در تحقیق خود اثر پیچش و خمش را به صورت همزمان مطالعه کردند و برای ساده‌سازی مسئله، محور میانی جان را به‌عنوان یک محور مقطع -که حول آن مقطع دچار پیچیدگی می‌شود- در نظر گرفتند. ایشان با ساخت ماتریسهای سختی فرمول‌های لازم را به‌دست آوردند. Al-Gahtani [۱۴] در مقاله‌ای بر اساس روش‌های انرژی رفتار تیر-ستون‌های مقطع متغیر را در خمش و کمانش مورد مطالعه قرار داد. وی از آنالیز کمانش ناگهانی<sup>۱</sup> در مطالعه پایداری سازه‌ها استفاده نمود و به این نتیجه رسید که اگرچه ستون‌های مقطع متغیر ممکن است بار بحرانی بیشتری از ستون‌های منشوری هم‌وزن خود داشته‌باشند، اما استفاده از آنها در قاب‌های فضایی ممکن است بار بحرانی ناشی از کمانش ناگهانی کل سازه را کاهش دهد. Lei و Shu [۱۵] کمانش جانبی تیرهای I-شکل با مقطع متغیر را بررسی کردند. ایشان رابطه نیرو-تغییرشکل را برای انواع تغییرشکل‌های تیر محاسبه کردند. برای محاسبه انرژی پتانسیل کل در فرآیند کمانش جانبی تیر از روش‌های حساب تغییرات بهره جستند. Yau [۱۶] به پایداری تیرهای I-شکل با مقطع متغیر تحت لنگرهای پیچشی پرداخت. وی لنگر پیچشی اعمالی به مقطع را به صورت ترکیب پیچش سنت-ونانت و پیچش تابیدگی در نظر گرفت و تیر را به صورت سه تیر مجاور در نظر گرفت که مقطع آنها اجزای مقطع تیر اصلی (جان و دو بال) است. یکی از نتایج وی به دست آوردن ماتریس سختی هندسی و ماتریس سختی الاستیک خطی برای عضو با مقطع متغیر تحت لنگر پیچشی است. Asgarian و همکارانش [۱۷] مسئله کمانش جانبی-پیچشی تیرهای با مقطع دلخواه و متغیر در طول را بررسی کردند. ایشان از روش متکی بر سری‌های توانی بهره گرفته و انرژی پتانسیل کل را با توجه به انرژی ارتجاعی و کار بارهای خارجی محاسبه کردند. تقریب سری‌های توانی برای حل معادلات دیفرانسیل از مرتبه ۴ مورد استفاده واقع شد. بارهای کمانش جانبی با حل مسئله مقدار ویژه محاسبه شد. Soltani و همکارانش [۱۸] در مقاله‌ای تحلیل ناپایداری ارتجاعی کمانش خمشی-پیچشی و ارتعاش آزاد تیرهای با مقطع متغیر را با روش سری‌های توانی 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، ماتریس‌های جرم و سختی را برای تحلیل ارتعاش آزاد و برای تعیین بار کمانش خمشی-پیچشی در تیر با مقطع متغیر و شکل دلخواه ساختند. توابع شکل موردنیاز برای ساخت ماتریس سختی با کمک مشتق‌گیری از سری‌های توانی -که تقریبی از توابع جابجایی بود- به دست آمد. Kováč [۲۰] کمانش جانبی-پیچشی تیرهای I-شکل با مقطع متغیر را بررسی کرد. وی معادله دیفرانسیل تغییر شکل تیر با مقطع منشوری را با انجام اصلاحاتی برای تیر با مقطع متغیر به کار برد. 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. Kazemi و Rahai [۲۱] تحلیل کمانشی ستون‌های غیرمنشوری را براساس مودهای ارتعاشی و روش‌های انرژی انجام دادند. ایشان در این مطالعه 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. نهایتاً دقت و کارایی روش خود را با روش استفاده از توابع شکل هرمیتی و روش سایر محققین مقایسه کردند. Konstantakopoulos و همکارانش [۲۳] پایداری یک تیر-ستون تنها را با انواع اشکال تغییر مقطع در طول عضو بررسی کردند. از جمله اشکال تغییر مقطع در طول عضو می‌توان به صور پله‌ای، شیب‌دار به یک سمت و افزایش عمق عضو از طرفین به سمت میانه طول تیر اشاره کرد. ایشان در طرفین تیر-ستون مزبور تکیه گاه‌های مفصلی و غلطکی قرار داد، 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 پارامتر 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. به علاوه یک برنامه رایانه‌ای با نرم افزار MATLAB را تهیه کردند. Wei و همکارانش [۲۶] کمانش 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 و در مثال‌هایی تاثیر ضریب تغییر عمق مقطع را در بار بحرانی بررسی کردند. پایداری و ارتعاش آزاد ستون‌های با مقطع متغیر که در انتها دارای فنرهای الاستیک هستند با روش تربیع دیفرانسیلی 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. در این روش از دامنه تابع جواب، نقاطی به عنوان نقاط نمونه انتخاب می‌گردد و مقدار مشتق مراتب مختلف تابع جواب در هر نقطه برحسب مجموع مقدار وزن‌دار تابع در سایر نقاط نمونه نوشته می‌شود. Shooshtari و Khajavi [۲۸] روشی را برای یافتن توابع شکل و ماتریس سختی تیرهای غیرمنشوری معرفی کردند. مطالعه ایشان شامل حالات تغییرات خطی و ناگهانی در عمق تیر می‌شود. در این پژوهش حرکت‌های جسم صلب از تابع کرنش‌ها جدا گردید و توابع درون‌یابی کرنش برحسب تغییرشکل‌های گرهی المان تیر به دست آمد و با این کار درایه‌های ماتریس سختی به دست آمد. ایشان بار بحرانی و فرکانس مود اول را با تقریب خوب محاسبه کردند. Ruocco و همکارانش [۲۹] روش مدل میله هنکی 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. دقت جواب بستگی به تعداد تکه‌های صلب دارد. Nikolic و Šalinic [۳۰] به تعیین بار بحرانی کمانش خمشی



ستون‌های غیر منشوری با روشی مشابه مدل میله هنکی، موسوم به روش میله‌های صلب چندگانه<sup>۲</sup> 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 و ستون‌های غیر منشوری مورد مطالعه شامل ستون‌ها با تغییرات پیوسته مقطع و ستون‌های پله‌ای<sup>۳</sup> است.

آنچه تاکنون اشاره شد، تحقیقات انجام شده روی ستون‌های ماهیچه‌ای منفرد بود. تحقیقات انجام شده روی رفتار و پایداری ستون‌های غیر منشوری 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 یک سری نمودار با علائم و پارامترهای مشابه نمودارهای ژولیان و لورنس بوده است. در این روش قاب مورد نظر 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. در قاب جدید ستون‌ها همان ستون‌های قاب قبلی و تیرها دارای مقطع ثابت هستند، ممان اینرسی تیر بالا و پایین به ترتیب، بر مبنای سختی تیرهای متصل به سر ستون‌ها و صلیب خمشی تکیه‌گاه پای ستون‌ها تعیین 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 Karabalis [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 تغییر شکل 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 حاصل تلاش آنها نمودارهای بدون بعد بوده است. Momeni و Taji-Zadegan [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 [۳۱] آمده است، نمودارهای ضریب طول موثر سوله‌های تک دهانه را برای حالات کمانش با حرکت جانبی آزاد و مقید ترسیم کردند. در هر دو مقاله اخیر از سهم ممان اینرسی جان در ممان اینرسی مقطع صرف نظر شده است. 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 تغییر شکل استفاده شد. در مدل ایشان برخلاف سوله‌های متداول، تیر افقی و با مقطع منشوری در نظر گرفته شده است. در مطالعه‌ی دیگر از نویسندگان مقاله حاضر، کمانش خمشی سوله‌هایی با ستون‌های آزاد در برابر حرکت جانبی بررسی شده است [۳۸]. بررسی مسئله برای حالت مقید در برابر حرکت جانبی نسبت به حالت قبلی دشوارتر و در این مقاله انجام شده است. دشواری مسئله ناشی از افزایش نامعینی به خاطر قید جابجایی در سر ستون‌هاست. در این تحقیق برای تعیین بار بحرانی ستون‌ها از معادله دیفرانسیل تغییر شکل و در حل آن روش تفاضل محدود استفاده می‌شود. به این صورت که طول ستون به  $n$  تکه تقسیم می‌شود و صورت تفاضل محدودی معادله دیفرانسیل برای جابجایی جانبی نقاط مرزی تکه‌ها نوشته می‌شود. با این کار  $n-1$  معادله حاوی  $n$  متغیر (جابجایی نقاط) به دست می‌آید. کمبود یک معادله به خاطر نداشتن شرط مرزی در سر ستون است که با استفاده از روش کار مجازی معادله‌ی مورد نیاز یافته می‌شود. برای تعیین بار بحرانی، دترمینان ماتریس ضرایب متناظر با معادلات مزبور محاسبه شده و معادل با صفر قرار داده می‌شود. کم‌ترین ریشه‌ی معادله‌ی اخیر همان بار بحرانی مود اول کمانش است.

## ۲- روش تفاضلات محدود

این روش برای حل عددی معادلات دیفرانسیل به کار می‌رود. در این روش دامنه تابع به بازه‌هایی با طول محدوده‌های مساوی تقسیم می‌شود و مشتق مراتب مختلف در هر نقطه با داشتن مقادیر تابع در نقاط مجاور آن نقطه، قابل تخمین خواهد بود. رابطه تفاضل بالایی، میانی و پایینی در تخمین مشتق اول تابع  $v$  در نقطه دلخواه  $\bar{x}$  به صورت معادلات (۱) تا (۳) تعریف شده است:

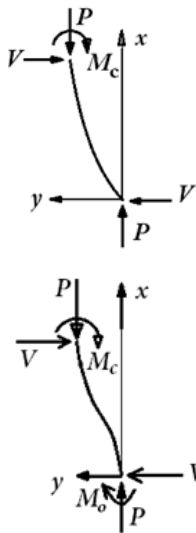
$$v'_i \approx \frac{v_{i+1} - v_i}{h} \quad (1)$$

$$v'_i \approx \frac{v_{i+1} - v_{i-1}}{2h} \quad (2)$$

$$v'_i \approx \frac{v_i - v_{i-1}}{h} \quad (3)$$

$h$  طول محدوده هر بازه است. ضمناً رابطه تفاضل میانی برای مشتق دوم تابع  $v$  در نقطه  $\bar{x}$  به صورت معادله (۴) است.





شکل ۲- دیاگرام آزاد تکه‌ای از ستون کمانش یافته  
سازه‌های (I) و (II)

اکنون می‌توان صورت تفاضل محدودی معادلات (۵-۱) و (۵-۲) را نوشت. مقدار پارامترها در نقطه نام از ستون با اندیس  $i$  نمایش داده شده است. اگر طول ستون به  $n$  قسمت مساوی تقسیم شود و طول هر ناحیه با  $h$  نشان داده شود، نقطه نام از ستون در فاصله  $ih$  از پای ستون واقع است.

$$M_i = Pv_i - Vx_i = -EI_i v''_i \quad (6-1)$$

$$= -\frac{EI_i}{h^2}(v_{i+1} - 2v_{i+1} + v_{i+1}), \quad x_i = ih$$

$$M_i = Pv_i - Vx_i - M_o = -EI_i v''_i \quad (6-2)$$

$$= -\frac{EI_i}{h^2}(v_{i+1} - 2v_i + v_{i-1}), \quad x_i = ih$$

معادله تعادل لنگر متناظر با شکل (۳) به صورت معادلات (۷-۱) و (۷-۲) خواهد بود. توجه شود که مقادیر جابجایی جانبی در پای ستون و سر آن در کمانش مقید، مساوی صفر است ( $v_o = v_n = 0$ ):

$$V = -\frac{M_n}{l} = \frac{EI_n}{lh^2}(v_{n+1} - 2v_n + v_{n-1}) \quad (7-1)$$

$$= -\frac{EI_n}{lh^2}(v_{n+1} + v_{n-1})$$

$$V = -\frac{M_o + M_n}{l} \quad (7-2)$$

$$= \frac{2EI_o}{lh^2}v_1 + \frac{EI_n}{lh^2}(v_{n+1} + v_{n-1})$$

پارامتر  $M_n$  معرف مقدار لنگر خمشی داخلی در نقطه نام ستون (سر ستون) است (شکل (۳)). از ترکیب معادلات (۶) و (۷) معادله‌ی (۸) حاصل می‌شود، به طریقی مشابه معادله (۸-۲) به دست می‌آید:

$$v''_i \approx \frac{v_{i+1} - 2v_i + v_{i-1}}{h^2} \quad (4)$$

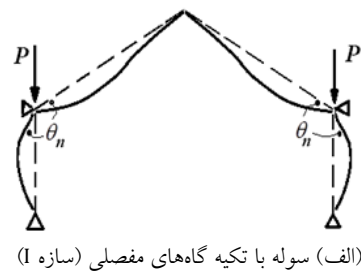
### ۳- مشخصات مدل سازه و نحوه به کار بستن روش تفاضلات محدود

سازه‌های مورد نظر سوله‌های تک‌دهانه هستند که مسئله کمانش ستون‌های آنها برای حالت مقید در برابر حرکت جانبی بررسی شده‌است. در تعیین بار بحرانی کمانش خمشی از تلفیق روش‌های تفاضلات محدود و کار مجازی استفاده شده است. الگوی بارگذاری و شکل کمانش یافته سوله مطابق شکل (۱) است. سوله با تکیه‌گاه‌های مفصلی و گیردار به ترتیب با سازه (I) و سازه (II) در این شکل و سایر اشکال معرفی شده است، ضمناً شماره معادلات مختص به سازه (II) با اعداد پریم‌دار نشان داده شده است. معادله دیفرانسیل حاکم بر تغییرشکل جانبی ناشی از خمش به صورت  $M(x) = -EI(x)v''(x)$  است که در آن  $M(x)$ ،  $I(x)$  و  $v(x)$  به ترتیب توابع لنگر خمشی، ممان اینرسی (حول محور خمش) و جابجایی جانبی عضو هستند. پارامتر  $x$  هم معرف متغیر مستقل مکان مقطع مورد بررسی در طول عضو و  $E$  ضریب الاستیسیته مصالح ستون است. تابع لنگر خمشی ستون ( $M_c$ ) با توجه به شکل (۲) نوشته می‌شود:

$$M_c = Pv - Vx = -EI_c v'' \quad (5-1)$$

$$M_c = Pv - Vx - M_o = -EI_c v'' \quad (5-2)$$

به طوریکه  $V$  و  $M_o$  به ترتیب، مقادیر نیروی برشی و لنگر خمشی در پای ستون‌ها در سازه مورد نظر است (شکل (۲)).



(الف) سوله با تکیه‌گاه‌های مفصلی (سازه I)



(ب) سوله با تکیه‌گاه‌های گیردار (سازه II)

شکل ۱- وضعیت سازه بارگذاری شده قبل و بعد از کمانش

$$v_1[A - 2I_1 - 2I_0(1+h)] + v_2I_1 - v_{n-1}\left(\frac{1}{n}I_n\right) - v_{n+1}\left(\frac{1}{n}I_n\right) = 0 \quad (10-2)$$

$$v_{n-3}I_{n-2} + v_{n-2}(A - 2I_{n-2}) + v_{n-1}\left(I_{n-2} - \frac{n-2}{n}I_n\right) - v_{n+1}\left(\frac{n-2}{n}I_n\right) = 0 \quad (11-1)$$

$$-2I_0[1 + (n-2)h]v_1 + v_{n-3}I_{n-2} + v_{n-2}(A - 2I_{n-2}) - v_{n-1}\left(I_{n-2} - \frac{n-2}{n}I_n\right) - v_{n+1}\left(\frac{n-2}{n}I_n\right) = 0 \quad (11-2)$$

$$v_{n-2}I_{n-1} + v_{n-1}\left(A - 2I_{n-1} - \frac{n-1}{n}I_n\right) - v_{n+1}\left(\frac{n-1}{n}I_n\right) = 0 \quad (12-1)$$

$$-2I_0[1 + (n-2)h]v_1 + v_{n-2}I_{n-1} + v_{n-1}\left(A - 2I_{n-1} - \frac{n-1}{n}I_n\right) - v_{n+1}\left(\frac{n-1}{n}I_n\right) = 0 \quad (12-2)$$

نهایتاً  $n-1$  سطر از ماتریس ضرایب هر سازه (I و II) ساخته می‌شود، درحالی‌که بردار جابجایی‌ها شامل  $n$  متغیر است. با نوشتن یک معادله‌ی خطی دیگر بین متغیرهای جابجایی می‌توان سطر آخر ماتریس ضرایب را ساخته و به یک ماتریس مربعی مناسب برای استفاده‌های بعدی دست یافت. تک معادله موردنیاز برای هر سازه با روش کار مجازی به دست خواهد آمد (روابط روش کار مجازی ساده‌تر از سایر روش‌ها از جمله روش کاسیگلیانو است). با ساخته شدن ماتریس ضرایب و درمیان گیری از آن یک چند جمله‌ای خطی درجه  $n$  از پارامتر  $P$  (نیروی فشاری ستون) حاصل می‌شود که با برابر قرار دادن آن با صفر معادله‌ای حاصل می‌شود که کمترین ریشه آن همان بار بحرانی ستون است.

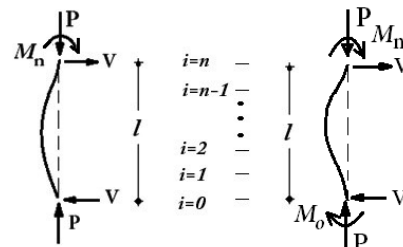
$$[K]_{n \times n} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & \dots & K_{1(n-1)} & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & \dots & K_{2(n-1)} & K_{2n} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots \\ K_{(n-2)1} & K_{(n-2)2} & \dots & K_{(n-2)(n-1)} & K_{(n-2)n} \\ K_{(n-1)1} & K_{(n-1)2} & \dots & K_{(n-1)(n-1)} & K_{(n-1)n} \\ K_{n1} & K_{n2} & \dots & K_{n(n-1)} & K_{nn} \end{bmatrix}; \quad (13)$$

$$\{v\}_{n \times 1} = \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ \vdots \\ v_{n-1} \\ v_{n+1} \end{bmatrix}$$

همه درایه‌های غیر صفر سطور اول تا  $n-1$  ام ماتریس ضرایب  $K$  در پیوست آمده است.

$$Pv_i - i \times \frac{EI_n}{lh}(v_{n+1} + v_{n-1}) = -\frac{EI_i}{h^2}(v_{i+1} - 2v_i + v_{i-1}) \quad (8-1)$$

$$-\frac{2EI_0}{h^2}(1 + ih)v_1 + Pv_i - i \times \frac{EI_n}{lh}(v_{n+1} + v_{n-1}) = -\frac{EI_i}{h^2}(v_{i+1} - 2v_i + v_{i-1}) \quad (8-1)$$



شکل ۳- دیاگرام آزاد کل ستون و شماره‌گذاری نقاط مختلف ستون برای سازه‌های (I) و (II)

با ضرب نمودن طرفین دو معادله اخیر در  $h^2/E$  انتقال همه جملات به یک سمت تساوی، دانستن  $h/l = 1/n$  و نامیدن  $A = (Ph^2)/E$  می‌توان معادلات (9-1) و (9-2) را به دست آورد:

$$v_{i-1}I_i + v_i(A - 2I_i) + v_{i+1}I_i - v_{n-1}\left(\frac{i}{n}I_n\right) - v_{n+1}\left(\frac{i}{n}I_n\right) = 0 \quad (9-1)$$

$$2I_0(1 + ih)v_1 + v_{i-1}I_i + v_i(A - 2I_i) + v_{i+1}I_i - v_{n-1}\left(\frac{i}{n}I_n\right) - v_{n+1}\left(\frac{i}{n}I_n\right) = 0 \quad (9-2)$$

در دو معادله اخیر با جایگذاری اعداد صحیح مثبت به جای  $i$ ، برای هر سازه (I و II) یک دستگاه معادلات خطی حاصل می‌شود که قابل تبدیل به صورت معادله ماتریسی  $[K]\{X\} = \{0\}$  است. ماتریس  $K$ ، ماتریس ضرایب دستگاه معادلات و بردار  $X$ ، بردار جابجایی‌های جانبی (شامل  $v_i$ ها) است. بردار جابجایی‌ها شامل  $n$  متغیر  $(v_{i(1 \leq i \leq n-1)}, v_{n+1})$  است. هر سطر ماتریس ضرایب با در نظر گرفتن شماره‌ی آن سطر بجای  $i$  در معادله (9-1) و (9-2) قابل حصول است، مثلاً سطور اول،  $n-1$  و  $n-2$  ام براساس سه جفت معادله بعدی به دست می‌آیند:

$$v_1(A - 2I_1) + v_2I_1 - v_{n-1}\left(\frac{1}{n}I_n\right) - v_{n+1}\left(\frac{1}{n}I_n\right) = 0 \quad (10-1)$$

اکنون باید تک معادله موردنیاز را برای مربعی کردن ماتریس ضرایب به دست آورد. برای اجتناب از طولانی شدن متن، دو بخش بعدی تنها برای سازه (I) آورده شده است، لیکن نتیجه نهایی که حصول تک معادله مورد نیاز است با توضیحی کوتاه برای سازه (II) هم آورده خواهد شد.

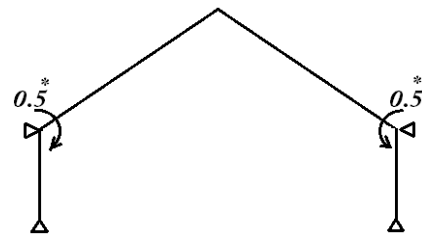
#### ۴- روش کار مجازی در یافتن تک معادله موردنیاز

دو لنگر مجازی  $0.5^*$  منطبق بر جهت دوران سر ستون‌ها در شکل کمانشی (شکل (۱)) به سر دو ستون اعمال می‌شود (شکل (۴)). اندازه دوران سر ستون‌ها با  $\theta_n$  نشان داده می‌شود که با مقدار  $v'$  در آن نقطه برابر است (با توجه به دستگاه مختصات تغییرشکل ستون، در سر ستون مقداری منفی است). حال برابری کار مجازی داخلی و خارجی نوشته می‌شود:

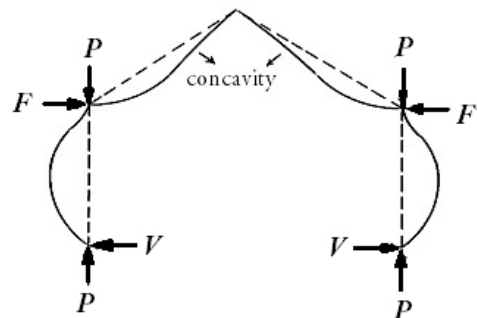
$$2 \times (0.5^* \times \theta_n) = -\frac{v_{n+1} - v_{n-1}}{2h} = \sum \int \frac{mM}{EI} dx \quad (14)$$

$$= 2 \int \frac{m_c M_c}{EI_c} dx + 2 \int \frac{m_b M_b}{EI_b} dx$$

در این معادله  $m$  و  $M$  به ترتیب معرف توابع لنگر خمشی مجازی و حقیقی در اعضای سازه هستند، ضمناً  $b$  و  $c$  اندیس‌های مربوط به ستون و تیر است. مقصود از لنگر خمشی حقیقی، لنگر خمشی داخلی اعضا در سازه‌ی کمانش یافته، است.



شکل ۴- نحوه اعمال لنگر مجازی در سر ستون‌ها



شکل ۵- بارهای خارجی در لحظه کمانش برای سازه با تکیه‌گاه‌های مفصلی پای ستون (بارگذاری حقیقی)

برای بسط دادن معادله (۱۴)، ابتدا با کمک شکل‌های (۲)، (۵)، (۶) و (۷) توابع لنگر برای بارگذاری مجازی و حقیقی تعیین می‌گردند:

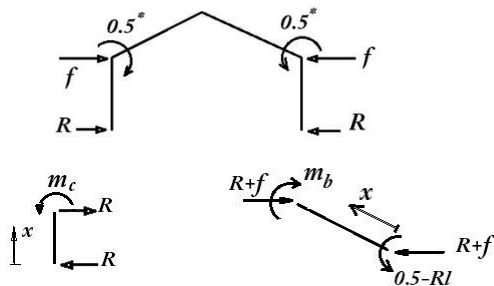
$$m_c = Rx \quad (15-1)$$

$$m_b = \frac{1}{2} [1 - 2Rl - 2(R+f)x \sin\alpha] \quad (15-2)$$

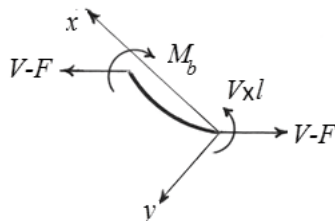
$$M_c = Pv - Vx \quad (16-1)$$

$$M_b = Vl + (V-F)x \sin\alpha \quad (16-2)$$

در این معادلات  $f$  و  $R$  به ترتیب، عکس العمل‌های تکیه‌گاهی سر و پای ستون در بارگذاری مجازی است (شکل (۶)).  $\alpha$  هم زاویه شیب تیر مورب است. دستگاه مختصات مربوط به همه توابع در تیر (لنگر خمشی مجازی و حقیقی، ممان اینرسی) باید یکسان و براساس شکل (۶) و (۷) در نظر گرفته شود. در ستون هم باید دستگاه مختصات توابع مختلف فوق منطبق باشند.



شکل ۶- دیاگرام آزاد کل سازه و بخش‌هایی از ستون و تیر سمت راست سازه در بارگذاری مجازی



شکل ۷- دیاگرام آزاد یک تکه از تیر تغییرشکل یافته در دستگاه مختصات آن در بارگذاری حقیقی

با توجه به مختصات تغییرشکل تیر (شکل (۷))،  $v'_b$  (مشتق تابع جابجایی تیر) در مجاورت اتصال به ستون مقداری مثبت است و برابر با  $\theta_n$  است. از طرفی مقدار لنگر خمشی داخلی تیر در لحظه کمانش برابر با  $Vl$  است، نتیجتاً مقدار انرژی ارتجاعی دو تیر برابر با مقدار است که در ادامه آمده است:

$$1^* \times \theta_n = -\frac{v_{n+1} - v_{n-1}}{2h} = \int_0^l \frac{(Pv - Vx) \times 2Rx}{EI_c} dx + \int_0^s \frac{[1 - 2Rl - 2(R+f)x\sin\alpha] \cdot Vl \left(1 - \frac{I_{44}}{I_{55}}x\right)}{EI_b} dx \quad (25)$$

همچنانکه قبلاً اشاره شد  $h = l/n$  ضمناً برای کوتاه‌تر کردن عبارات روابط زیر تعریف می‌شوند:

$$I_{00} = \int_0^l \frac{dx}{I_c}, \quad I_{11} = \int_0^l \frac{x}{I_c} dx, \quad (26)$$

$$I_{22} = \int_0^l \frac{x^2}{I_c} dx, \quad I_{33} = \int_0^s \frac{dx}{I_b}$$

با توجه به معادلات (22) و (26)، مقدار انتگرال معین دوم در معادله (26) با عبارات ساده‌تر بیان می‌شود. ضمناً مقدار  $\int_0^l \frac{Pv \times 2Rx}{I_c} dx$  را می‌توان با صورت سری آن جایگزین کرد. بدین ترتیب معادله (27) به دست می‌آید:

$$E\theta_n = -E \frac{(v_{n+1} - v_{n-1})}{2h} = 2RPh^2 \sum_{i=1}^{n-1} \frac{iv_i}{I_i} \quad (27)$$

$$-2RVI_{22} + Vl(1 - 2Rl) \left[ I_{33} - \frac{I_{44}^2}{I_{55}} \right]$$

معادله اخیر به پارامتر  $f$  وابسته نیست. با انتقال جملات به یک سمت تساوی و فاکتورگیری از  $V$  معادله بعد حاصل می‌شود:

$$E \frac{(v_{n+1} - v_{n-1})}{2h} + 2RPh^2 \sum_{i=1}^{n-1} \frac{iv_i}{I_i} + \quad (28)$$

$$V \left\{ -2RI_{22} + l(1 - 2Rl) \left[ I_{33} - \frac{I_{44}^2}{I_{55}} \right] \right\} = 0$$

پارامتر  $V$  را در معادله اخیر را می‌توان با مقدار معادل آن از معادله (7) جایگزین کرد:

$$E \frac{(v_{n+1} - v_{n-1})}{2h} + 2RPh^2 \sum_{i=1}^{n-1} \frac{iv_i}{I_i} + \quad (29)$$

$$\frac{EI_n}{lh^2} \left\{ -2RI_{22} + l(1 - 2Rl) \left[ I_{33} - \frac{I_{44}^2}{I_{55}} \right] \right\} \times$$

$$(v_{n+1} - v_{n-1}) = 0$$

بنابراین درایه‌های غیر صفر سطر  $n$ م ماتریس ضرایب محاسبه می‌گردد (برای سازه (I)):

$$K_{n1} = 2RPh^2 \frac{1}{I_1},$$

$$K_{ni} = 2RPh^2 \frac{i}{I_i}; \quad 2 \leq i \leq n-2,$$

$$K_{n(n-1)} = -\frac{E}{2h} + 2RPh^2 \frac{n-1}{I_{n-1}} +$$

$$U_b = 2 \times \frac{1}{2} Vl\theta_n \quad (17)$$

$\theta_n$  با توجه به معادله دیفرانسیل تغییرشکل تیر قابل محاسبه است:

$$V''_b = -\frac{M_b}{EI_b} \rightarrow (v'_b)_0^s = 0 - \theta_n = -\theta_n = \quad (18)$$

$$-\int_0^s \frac{M_b}{EI_b} dx = -\int_0^s \frac{Vl + (V-F)x\sin\alpha}{EI_b} dx$$

$v_b$ ,  $M_b$ ,  $I_b$  و  $s$  به ترتیب، توابع جابجایی، لنگر خمشی (بارگذاری حقیقی) و ممان اینرسی تیر و طول آن است. شایان ذکر است که در سوله تغییرشکل یافته ناشی از کمانش، دوران در راس سوله صفر است. با تلفیق معادلات (17) و (18) و دانستن آنکه انرژی ارتجاعی خمشی مجموع دو تیر برابر با  $U_b = 2 \times \int_0^s \frac{M_b^2}{2EI_b} dx$  می‌توان نوشت:

$$U_b = \int_0^s \frac{[Vl + (V-F)x\sin\alpha]^2}{EI_b} dx \quad \left. \begin{aligned} U_b = Vl\theta_n = Vl \int_0^s \frac{Vl + (V-F)x\sin\alpha}{EI_b} dx \end{aligned} \right\} \rightarrow \quad (19)$$

$$\int_0^s \frac{[Vl + (V-F)x\sin\alpha]^2}{EI_b} dx = Vl \int_0^s \frac{Vl + (V-F)x\sin\alpha}{EI_b} dx$$

با ساده سازی معادله اخیر می‌توان معادله بعد را نوشت:

$$\int_0^s \frac{Vl(V-F)x\sin\alpha + [(V-F)x\sin\alpha]^2}{I_b} dx = 0 \quad (20)$$

در سوله‌های متداول که تیرها افقی نیستند ( $\alpha \neq 0^\circ$ )، مقدار  $(V-F)F\sin\alpha$  غیرصفر خواهد بود (مقادیر  $V$  و  $F$  نیز با توجه به معادله (2-16)، نمی‌توانند برابر باشند). بنابراین می‌توان طرفین معادله (20) را بر  $(V-F)F^2\sin\alpha$  تقسیم و معادله (21) را نتیجه گرفت:

$$l\eta I_{44} + (\eta - 1)I_{55}\sin\alpha = 0 \quad (21)$$

به طوریکه:

$$I_{44} = \int_0^s \frac{x^2}{I_b} dx, \quad I_{55} = \int_0^s \frac{x}{I_b} dx, \quad \eta = \frac{V}{F} \quad (22)$$

به سادگی می‌توان معادله (21) را حل کرد و نسبت  $\eta$  را به دست آورد:

$$\eta = \frac{I_{55}\sin\alpha}{lI_{44} + I_{55}\sin\alpha} \quad (23)$$

با به کار بردن معادله (23) می‌توان تابع لنگر خمشی تیر (معادله (2-16)) را ساده تر نوشت:

$$M_b = Vl \left( 1 - \frac{I_{44}}{I_{55}}x \right) \quad (24)$$

اکنون معادله کار مجازی (شماره (14)) به معادله (25) تبدیل می‌شود:



در دو درایه‌ی انتهایی سطر آخر، مقدار  $S$  با عبارت:

$$S = \int_0^S \frac{\left(1 - \frac{I_{44}x}{I_{55}}\right) [1 - 2Rl - 2(R+f)xsina + m_0]}{I_b} dx$$

می‌شود. مقادیر نامشخص عکس‌العمل‌های مجازی با روش‌های تحلیل سازه‌ها قابل تعیین است. به عنوان مثال در سازه (I) مقادیر  $R$  و  $f$  از معادله ماتریسی بعد به دست می‌آید:

$$\begin{bmatrix} R \\ f \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} b_1 \\ b_2 \end{bmatrix} = \frac{1}{a_{11}a_{22} - a_{12}a_{21}} \begin{bmatrix} a_{22} & -a_{12} \\ -a_{21} & a_{11} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} b_1 \\ b_2 \end{bmatrix} \quad (33)$$

که در آن:

$$\begin{aligned} a_{11} &= I_{22} + l^2 I_{33} + 2l I_{44} \sin \alpha + I_{55} \sin^2 \alpha, \\ a_{12} &= I_{55} \sin^2 \alpha + l I_{44} \sin \alpha, \\ a_{21} &= l I_{44} + I_{55} \sin \alpha, \\ a_{22} &= I_{55} \sin \alpha, \\ b_1 &= 0.5(l I_{33} + I_{44} \sin \alpha), \\ b_2 &= 0.5 I_{44} \end{aligned} \quad (34)$$

#### ۵- رسم نمودارها

از آنجایی که پارامترهای بی‌بعد در رسم و استفاده از نمودارها مناسب‌تر از پارامترهای بعددار هستند، ضریب طول موثر، پارامتر مناسب‌تری از بار بحرانی در ترسیم نمودارهاست. رسم نمودار با توجه به وجود پارامترهای مکانیکی و هندسی فراوان (شکل ۸) بسیار سخت به نظر می‌رسد. با دو ترفندی که در ادامه معرفی می‌شود، انجام این کار سهل می‌گردد. اولاً چون تمام اعضا از یک مصالح ساخته شده است، ضریب طول موثر به مقدار ضریب الاستیسیته وابسته نیست و می‌توان در محاسبات رسم نمودار مقدار آن را عددی دلخواه مثلاً معادل با واحد در نظر گرفت. ثانیاً در سوله‌هایی که به لحاظ ابعاد هندسی اعضا متشابه هستند، ضریب طول موثر ستون‌های متناظر آن‌ها یکسان است، مثلاً می‌توان سوله‌ای متشابه با سوله‌ی موردنظر ترسیم کرد که در آن طول ستون‌ها واحد و طول تیرها  $(S/l)$  معادل با حاصل تقسیم طول تیرها بر طول ستون در سوله موردنظر باشد. آنگاه محاسبه تعیین ضریب طول موثر را می‌توان برای سوله متشابه انجام داد (شکل ۹).

نمودارهای ضریب طول موثر در دستگاه مختصات متعامد رسم می‌شود، محور قائم پارامتر ضریب طول موثر  $(K_\gamma)$  و محور افقی نسبت طول تیر مورب به طول ستون  $(S/l)$  است. در هر دستگاه مختصات چند منحنی رسم می‌شوند که در همه‌ی آنها مقادیر  $\gamma$  و  $\beta$  ثابت است  $(\gamma = d_{TOP}/d_0 - 1)$ . هر منحنی برای مقدار مشخصی از  $r$  رسم می‌گردد (شکل ۸).

$$\frac{EI_n}{lh^2} \left\{ -2RI_{22} + l(1 - 2RL) \left[ I_{33} - \frac{I_{44}^2}{I_{55}} \right] \right\},$$

$$K_{nm} = \frac{E}{2h} + \frac{EI_n}{lh^2} \left\{ -2RI_{22} + l(1 - 2RL) \left[ I_{33} - \frac{I_{44}^2}{I_{55}} \right] \right\} \quad (30-1)$$

برای سازه (II) می‌توان نوشت:

$$1^* \times \theta_n = -\frac{v_{n+1} - v_{n-1}}{2h} = \int \frac{(Pv - Vx - M_0) \times 2(Rx - m_0)}{EI_c} dx + \int \left( \frac{[M_0 + Vl - (F + V)xsina]}{EI_b} \times \frac{[1 - 2Rl - 2(R + f)xsina + m_0]}{1} dx \right) \quad (30-2)$$

$f$  و  $R$  عکس‌العمل‌های نیرویی ناشی از بارگذاری مجازی در سازه (II) است.  $m_0$  هم عکس‌العمل خمشی پای ستون در آن بارگذاری است. با دانستن  $M_0 + Vl = \frac{I_{44}}{I_{55} \sin \alpha} (M_0 + Vl)$  و  $F + V$  با کمک معادله (۷-۱) می‌توان نوشت:

$$-E \frac{v_{n+1} - v_{n-1}}{2h} = 2 \left[ PRh^2 \sum_{i=1}^{n-1} \frac{iv_i}{I_i} - V(RI_{22} - m_0 I_{11}) - m_0 Ph \sum_{i=1}^{n-1} \frac{v_i}{I_i} - M_0 (RI_{11} - m_0 I_{00}) \right] + (M_0 + Vl) \int_0^s \left( \frac{\left(1 - \frac{I_{44}x}{I_{55}}\right)}{I_b} \times \frac{[1 - 2Rl - 2(R + f)xsina + m_0]}{1} dx \right) \quad (31)$$

با کمک روابط:

$$V = \frac{2EI_0}{lh^2} v_1 + \frac{EI_n}{lh^2} (v_{n+1} + v_{n-1}), \quad M_0 = -\frac{2EI_0}{h^2} v_1$$

$$M_0 + Vl = \frac{EI_n}{h^2} (v_{n+1} + v_{n-1})$$

ضرایب برای سازه (II) قابل محاسبه است:

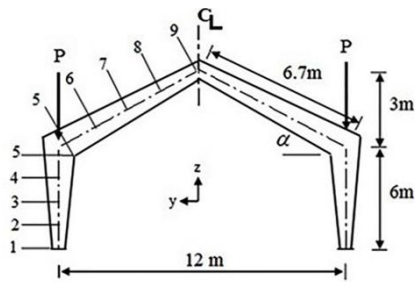
$$K_{n1} = 2 \left\{ RPh^2 \frac{1}{I_1} - m_0 Ph \frac{1}{I_i} - \frac{2EI_0}{lh^2} [R(I_{22} - I_{11}) - m_0(I_{22} - I_{11})] \right\},$$

$$K_{ni} = 2RPh^2 \frac{i}{I_i} - 2m_0 Ph \frac{1}{I_i}; \quad 2 \leq i \leq n-2, \quad (32)$$

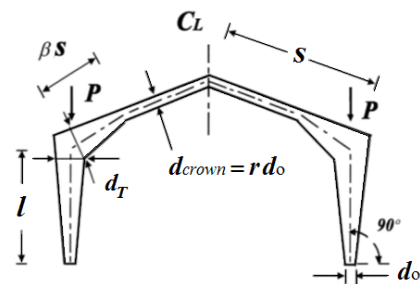
$$K_{n(n-1)} = -\frac{E}{2h} + 2RPh^2 \frac{n-1}{I_{n-1}} - 2m_0 Ph \frac{1}{I_{n-1}} - \frac{EI_n}{lh^2} [2(RI_{22} - m_0 I_{11}) - lS],$$

$$K_{nm} = \frac{E}{2h} + \frac{EI_n}{lh^2} [(RI_{22} - m_0 I_{11}) - lS]$$





شکل ۱۰- طول اعضا و شکل بارگذاری سوله مثال ۱ و شماره مقاطع عرضی اعضای آن



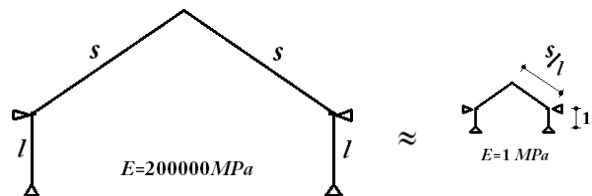
شکل ۸- پارامترهای هندسی سوله برای رسم نمودار

جدول ۱- مشخصات هندسی مقاطع عرضی انتهایی ستون و تیر مثال ۱

شماره مقطع ستون	d (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (mm <sup>4</sup> )	S <sub>x</sub> (mm <sup>3</sup> )	r <sub>x</sub> (mm)
۱	۳۰۰	۲۴۰۰	۳۶۰ × ۱۰ <sup>۵</sup>	۲۳۲ × ۱۰ <sup>۳</sup>	۱۲۲
۵	۶۰۰	۳۶۰۰	۱۸۰۰ × ۱۰ <sup>۵</sup>	۵۹۰ × ۱۰ <sup>۳</sup>	۲۲۴

شماره مقطع تیر	d (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (mm <sup>4</sup> )	S <sub>x</sub> (mm <sup>3</sup> )	r <sub>x</sub> (mm)
۵	۶۰۰	۳۶۰۰	۱۸۰۰ × ۱۰ <sup>۵</sup>	۵۹۰ × ۱۰ <sup>۳</sup>	۲۲۴
۹	۳۶۰	۲۶۰۰	۵۵۵۲ × ۱۰ <sup>۴</sup>	۳۰۲ × ۱۰ <sup>۳</sup>	۱۴۴



شکل ۹- سوله اولیه (شکل چپ) و سوله متشابه هندسی و مناسب برای رسم نمودارهای ضریب طول موثر (راست)

### ۶- مثال‌های عددی

مثال‌هایی که در ادامه آمده‌است، مثال‌هایی کاربردی برای مقایسه‌ی سهولت و میزان نزدیکی نتایج روش معرفی شده با روش سایر محققین است.

#### ۶-۱- مثال ۱

ضریب طول موثر ستون‌های سوله شکل (۱۰) برای دو حالت سوله‌های با تکیه‌گاه‌های مفصلی و گیردار به طور جداگانه خواسته شده‌است. مصالح سوله از فولاد و با ضریب الاستیسیته  $2 \times 10^5 \text{ MPa}$  ساخته شده‌است. سایر اطلاعات در جدول (۱) آمده‌است.

#### ۶-۱-۱- روش پیشنهادی

در این سوله  $\beta = 1$  و  $\gamma = \frac{d_{TOP}}{d_o} - 1 = \frac{600}{300} - 1 = 1$  طول ناحیه غیرمنشوری تیر به کل طول آن مساوی با واحد (است)، بنابراین با توجه به اشکال ۸ و ۱۰ داریم:

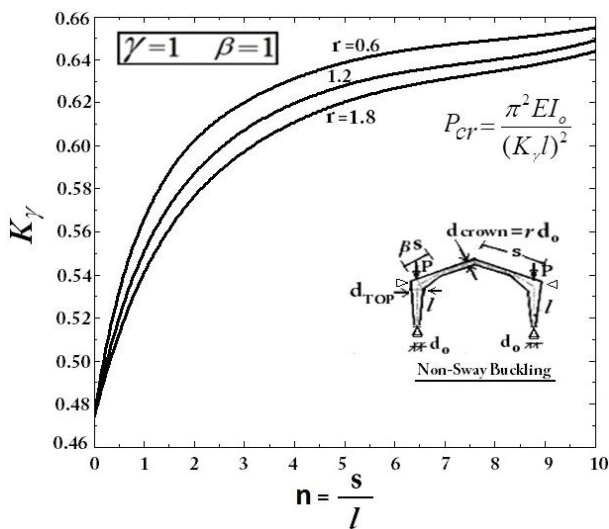
$$r = \frac{d_{crown}}{d_o} = \frac{360}{300} = 1.2$$

$$n = \frac{s}{l} = \frac{6.7}{6} = 1.116$$

بنابراین با توجه به شکل (۱۱) و (۱۲) به ترتیب برای سوله‌های با تکیه‌گاه‌های مفصلی و گیردار می‌توان ضریب طول موثر را تعیین کرد:

$$K_\gamma = 0.556 \quad \text{سوله با تکیه‌گاه‌های مفصلی (سازه I):}$$

$$K_\gamma = 0.412 \quad \text{سوله با تکیه‌گاه‌های گیردار (سازه II):}$$



شکل ۱۱- ضریب طول موثر سوله تک دهانه با تکیه‌گاه‌های مفصلی در حالت مقید در برابر حرکت جانبی ( $\beta = 1$  و  $\gamma = 1$ )

به سادگی بار بحرانی کماتش ارتجاعی خمشی برای دو حالت محاسبه می‌شود:  
سازه (I):

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I_o}{(K_\gamma l)^2} = \frac{\pi^2 \times 2e5 \times 3600e4}{(0.556 \times 6000)^2} = 6385283 \text{ N} \approx 6385 \text{ kN}$$



سازه (II):

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_0}{(K_y l)^2} = \frac{\pi^2 \times 2e5 \times 3600e4}{(0.412 \times 6000)^2}$$

$$= 11628811 \text{ N} \approx 11629 \text{ kN}$$

عمق مقطع در تیر است و در این مثال برای تیر با مقدار  $0.76$  برابر است (1)  $\frac{d_s}{d_0} - 1 = \frac{600}{360} - 1$ . ضمناً بار ثقلی به سر ستونها اعمال شده و نیروی محوری در تیر صفر است ( $P_b = 0$ ). بار بحرانی ستون دو سر مفصل با مقطع ساخته شده از انتهای کوچکتر تیر:

$$P_{ex9} = \frac{\pi^2 EI_0}{b_T^2} = \frac{\pi^2 \times 2e5 \times 5552e4}{(6700)^2}$$

$$= 2441347 \text{ N} \approx 2441 \text{ kN}$$

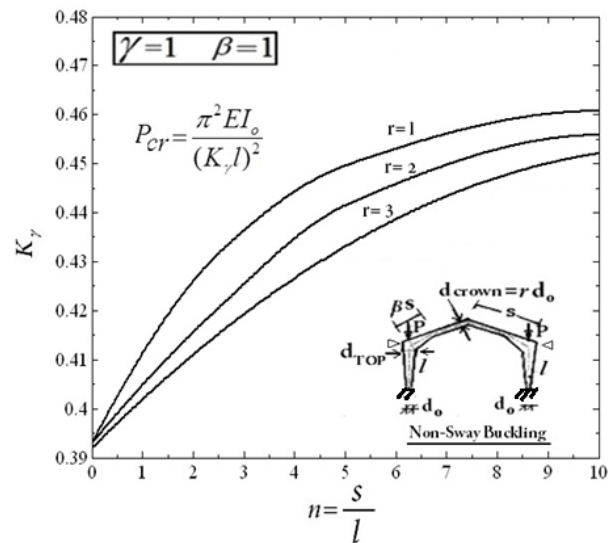
نسبت نیروی فشاری تیر به بار بحرانی ( $P_{ex9}$ ) مساوی با صفر است. پس سختی خمشی تیر مورب در مجاورت اتصال به ستون با توجه به عدم دوران راس سوله و شکل (۱۳) محاسبه می‌شود ( $I_0$  و  $s$  ممان اینرسی انتهای کوچکتر تیر و طول آن است):

$$K_{AA} = 2.2 \times \frac{4EI_0}{s}$$

اکنون ممان اینرسی تیر بالایی در قاب معادل مستطیلی محاسبه می‌شود:

$$K_{AA} = 2.2 \left( \frac{4EI_0}{b_T} \right) = \frac{4EI_T}{b_T} \rightarrow$$

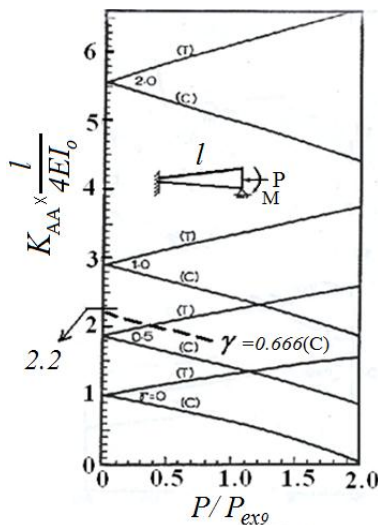
$$I_T = 2.2I_0 = 2.2 \times 5552e4 = 12214e4 \text{ mm}^4$$



شکل ۱۲- ضریب طول موثر سوله تک دهانه با تکیه گاه های گیردار در حالت مقید در برابر حرکت جانبی ( $\beta=1$  و  $\gamma=1$ )

### ۶-۱-۲- حل مسئله با روش مراجع [۳۱ و ۳۹]

در این روش نیمه‌ی سوله (با توجه به تقارن آن) با یک قاب مستطیلی صلب با چهار عضو، معادل می‌شود. در آن قاب، ستون‌ها مثل ستون‌های سوله است (البته از حضور جان در مقطع ستون صرف‌نظر شده‌است) ولی تیرهای بالا و پایین منشوری هستند به طوری که سختی خمشی تیر بالایی و پایینی به ترتیب برابر با سختی خمشی تیر مورب در مجاورت اتصال به ستون و سختی خمشی اتصال پای ستون به پی است. در حالت مفصلی و گیردار بودن پای ستون‌ها، سختی خمشی تیر پایینی در قاب مستطیلی برابر با صفر و بی نهایت فرض می‌شود. حال باید سختی خمشی تیر بالایی در قاب فرضی تعیین شود. در سوله متقارن و مقید در برابر حرکت جانبی، هنگام کمانش، راس سوله دوران نمی‌کند. پس تیر مورب به صورت یک تیر با انتهای گیردار (انتهای کوچک) است که انتهای دیگر (انتهای بزرگ) آن به ستون متصل است. در این حالت در یک تیر منشوری سختی خمشی برابر با  $(4EI)/l$  خواهد بود. در اشکال بعدی منظور از  $P/P_{ex0}$  نسبت نیروی محوری در تیر مورب (در بارگذاری خارجی اعمالی) به بار اوپلر تیر منشوری دو سر مفصل با مقطع کوچکتر است. ضمناً حروف  $T$  و  $C$  معرف کششی یا فشاری بودن نیروی محوری تیر می‌باشد. ضریب  $\gamma$  معرف نسبت تغییر



شکل ۱۳- مقادیر  $K_{AA}/(4EI_0/l)$  مراجع [۳۱ و ۳۹]

بنابراین:

$$G_T = \frac{b_T I_0}{l I_T} = \frac{6700 \times 3600e4}{6000 \times 12214e4} = 0.33$$

ضمناً مقادیر ضریب  $G_B$  به ترتیب، برای تکیه‌گاه‌های مفصلی و گیردار برابر با بی نهایت و صفر است. ضریب  $\gamma$  برای ستون به صورت  $\gamma = \frac{d_s}{d_1} - 1 = 1$  محاسبه می‌شود، اکنون با توجه به منحنی‌های متناظر  $G_B$  از شکل (۱۴) ضریب طول موثر

و سپس بار بحرانی ستون محاسبه می‌شود:

برونیاپی از منحنی  $r = 1/8$  می‌توان ضریب طول موثر را به دست آورد:

سوله با تکیه گاه‌های مفصلی

$$K_y = 0.54$$

$$K_y = 0.60 \rightarrow$$

۶-۲-۲- حل مسئله با روش مراجع [۳۱ و ۳۹]

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_0}{(K_y l)^2} = \frac{\pi^2 \times 2e5 \times 3600e4}{(0.60 \times 6000)^2} = 5483110 \text{ N} \approx 5483 \text{ kN}$$

محاسبه  $G_T$ :

سوله با تکیه گاه‌های گیردار

$$G_T = \frac{b_T I_0}{I_T} = \frac{6700 \times 3600e4}{6000 \times 18000e4} = 0.22$$

با دانستن آنکه  $G_B = \infty$  و با کمک شکل (۱۴):

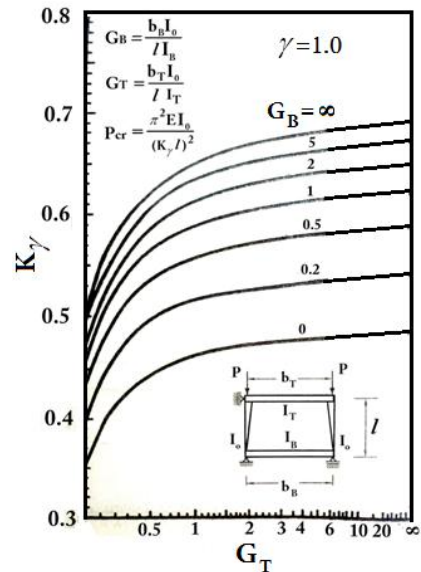
$$K_y = 0.43 \rightarrow$$

$$K_y = 0.59$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_0}{(K_y l)^2} = \frac{\pi^2 \times 2e5 \times 3600e4}{(0.43 \times 6000)^2} = 10675610 \text{ N} \approx 10675 \text{ kN}$$

۶-۲-۳- حل مسئله با روش مراجع [۳۷]

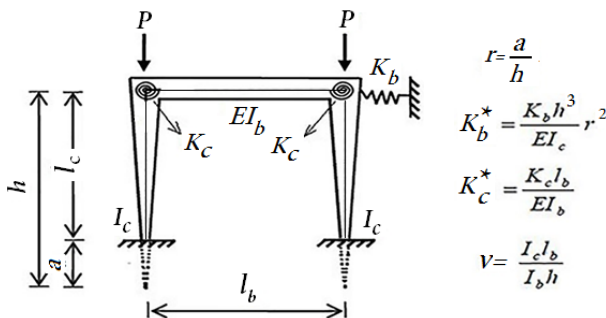
در این مطالعه، سختی خمشی اتصالات بین تیر و ستون‌های طرفین با فنرهای پیچشی به سختی  $K_C$  مدل شده است. ممان اینرسی مقطع پای ستون حول محور خمش با  $I_c$  نشان داده شده است. تیر، افقی و منشوری با ممان اینرسی  $I_b$  حول محور خمش است. شایان ذکر است که به‌خاطر آنکه در سوله بارگذاری شده مثال فعلی، در تیرها نیروی محوری پدید نمی‌آید، با فرض ثابت ماندن سختی خمشی تیرها، شیب‌دار بودن آن‌ها اهمیتی ندارد و می‌توان از سازه معرفی شده این روش استفاده کرد (شکل (۱۵)). سختی متناظر با مهارشدگی جانبی قاب با فنری به سختی  $K_b$  مدل شده است. حال برای حل این مثال باید پارامترهای مورد نیاز محاسبه شوند. ممان اینرسی مقطع پای ستون حول محور خمش:



$$I_c = 3600e4 \text{ mm}^4$$

شکل ۱۴- ضریب طول موثر ستون‌های سوله مقید در برابر حرکت جانبی

با  $\gamma = 1$  (مراجع [۳۱ و ۳۹])



$$r = \frac{a}{h}$$

$$K_b^* = \frac{K_b h^3}{EI_c} r^2$$

$$K_c^* = \frac{K_c I_b}{EI_b}$$

$$v = \frac{I_c I_b}{I_b h}$$

۶-۲-۲- مثال ۲

مثال قبلی با تغییراتی، دوباره حل می‌شود. تیر را منشوری و مقطع آن را مشابه با مقطع شماره ۵ در نظر گرفته، تکیه‌گاه‌های پای ستون‌ها مفصلی هستند. سایر مشخصات هندسی بدون تغییر می‌مانند.

شکل ۱۵- مشخصات هندسی قاب مورد مطالعه، فنرهای معادل سختی

اتصالات و الگوی بارگذاری [۳۷]

۶-۲-۱- روش پیشنهادی

برای حالت مقید در برابر حرکت جانبی  $K_b = \infty$  است،

نتیجتاً:

$$K_b^* = \frac{K_b h^3}{EI_c} r^2 = \infty$$

در این مثال  $r = \frac{d_{crown}}{a_0} = \frac{600}{300} = 2$  ضمناً چون تمام طول تیر منشوری است، می‌توان در نظر گرفت  $\beta = 1$  (مثل اینست که تمام طول تیر را غیرمنشوری و با شیب ناچیز در تغییرات عمق فرض کرد). ضمناً  $\gamma = 1$  خواهد بود و شکل (۱۲) همچنان قابل استفاده است. منحنی با  $r = 2$  در این نمودار رسم نشده، با



### ۳-۶-۳- مثال ۳

ضریب طول موثر ستون نشان داده شده در شکل (۱۷) برای حالت کمانش در صفحه جان خواسته شده است. ضریب الاستیسیته مصالح ستون ۲۰۰۰۰۰ MPa است.

#### ۱-۳-۶- روش پیشنهادی

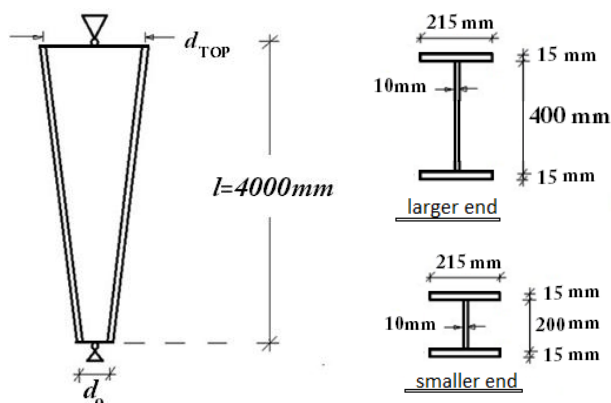
در این مثال  $\nu = \frac{d_{TOP}}{d_0} - 1 = \frac{400}{200} - 1 = 1$  تکیه‌گاه مفصلی سر ستون مثل تیر با طول بسیار زیاد (سختی خمشی صفر) عمل می‌کند ( $n = \frac{L}{l} \rightarrow \infty$ ). با اختصاص مقداری بزرگ برای این نسبت در برنامه نوشته شده و یا برون یابی منحنی مورد نظر از شکل (۱۱) می‌توان ضریب طول موثر را به دست آورد:

$$K_y = 0.66$$

#### ۲-۳-۶- حل مسئله با روش مراجع [۳۱ و ۳۹]

با کمک شکل (۱۴) و دانستن  $G_T = G_B = \infty$  ضریب طول موثر تعیین می‌شود:

$$K_y = 0.69$$



شکل ۱۷- مشخصات هندسی ستون دو سر مفصل مثال ۳

#### ۳-۳-۶- حل مسئله با روش مراجع [۳۷]

با فرض  $l_b \rightarrow \infty$  در شکل (۱۵):

$$\nu = \frac{I_c l_b}{I_b h} = \infty$$

با توجه به  $\nu \rightarrow \infty$  در شکل (۱۶):

$$k = 1.03$$

ممان اینرسی مقطع عرضی میانی ستون برابر است با:

$$\begin{aligned} I_m &= 1/12 t_w h_m^3 + 1/2 A_f d_m^2 \\ &= 1/12 \times 10 \times 300^3 + 1/2 \times (215 \times 15) \times 315^2 \\ &= 18250e4 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

از سوی دیگر اتصال بین سر ستون و ابتدای تیر، گیردار است، بنابراین  $K_c^* = \frac{K_c l_b}{EI_b} = \infty$  خواهد بود. عمق مقطع سر ستون دو برابر عمق در پای ستون است، پس مقادیر  $h$  و  $r$  در شکل (۱۶) به سادگی محاسبه می‌شوند:

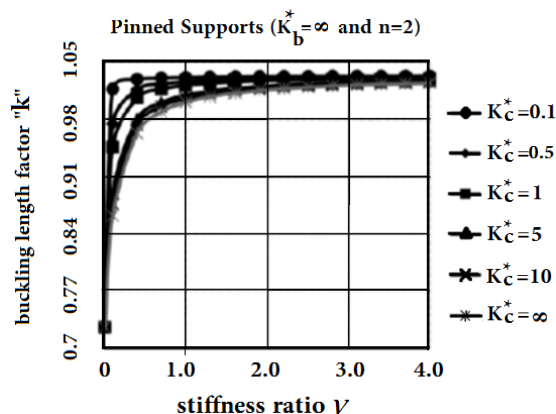
$$r = \frac{a}{h} = 0.5, \quad h = 2 \times l_c = 12000 \text{ mm}$$

اکنون پارامتر  $\nu$  تعیین می‌گردد:

$$\nu = \frac{I_c l_b}{I_b h} = \frac{3600e4 \times (2 \times 6700)}{18000e4 \times (2 \times 6000)} = 0.22$$

با توجه به شکل (۱۶) ضریب  $k$  محاسبه می‌شود:

$$k = 0.95$$



شکل ۱۶- نمودار ضریب طول کمانشی برای ستون‌های با جان متغیر [۳۷]

ممان اینرسی مقطع عرضی میانی ستون:

$$\begin{aligned} I_m &= 1/12 t_w h_m^3 + 1/2 A_f d_m^2 \\ &= 1/12 \times 4 \times 444^3 + 1/2 \times 600 \times 450^2 \\ &= 8993e4 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

بار بحرانی کمانش ارتجاعی ستون:

$$\begin{aligned} P_{cr} &= \frac{\pi^2 E I_m}{(k l_c)^2} = \frac{\pi^2 \times 2e5 \times 8993e4}{(0.95 \times 6000)^2} \\ &= 5463437 \text{ N} \end{aligned}$$

حال ضریب طول موثر ستون محاسبه می‌گردد:

$$\begin{aligned} P_{cr} &= \frac{\pi^2 E I_0}{(K_y l)^2} = \frac{\pi^2 \times 2e5 \times 3600e4}{(K_y \times 6000)^2} \\ &= 5463437 \text{ N} \rightarrow K_y = 0.60 \end{aligned}$$

همچنانکه مشاهده می‌شود، پاسخ‌های به دست آمده از سه روش به یکدیگر نزدیک است، البته مقادیر ضریب طول موثر محاسبه شده از دو روش انتهایی به یکدیگر نزدیک‌تر هستند و این احتمالاً به خاطر آنست که در هر دو روش اخیر، به طور تقریبی از وجود جان در محاسبات صرف‌نظر شده است.

بار بحرانی کمانش ارتجاعی ستون:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI'}{l^2} = \frac{\pi^2 \times 2e5 \times 170595353}{4000^2}$$

$$= 21046358 \text{ N} \approx 21046 \text{ kN}$$

اکنون ضریب طول موثر محاسبه می‌شود:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_0}{(K_\gamma l)^2} = \frac{\pi^2 \times 2e5 \times 81204479}{(K_\gamma \times 4000)^2}$$

$$= 21046358 \text{ N} \rightarrow K_\gamma = 0.69$$

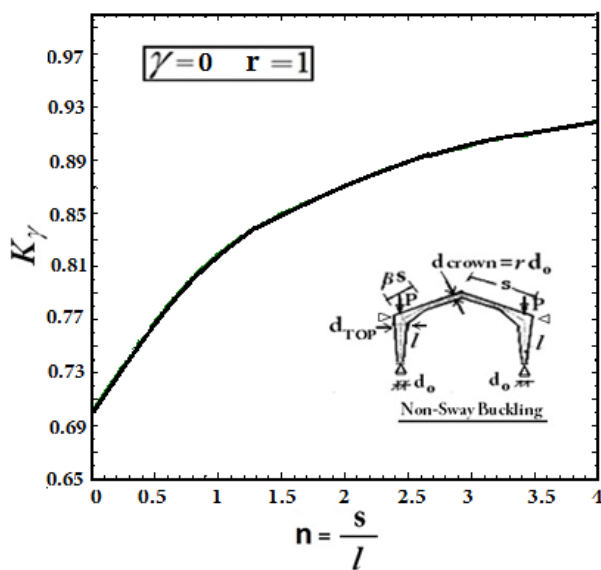
جواب‌های به دست آمده از روش‌های مختلف به یکدیگر نزدیک است و فرآیند رسیدن به جواب از روش سوم قدری طولانی است.

#### ۶-۴-۱- مثال ۴

در مثال اول ستون‌ها و تیر را منشوری و با مقطع پای ستون (مقطع ۱) فرض کرده ضریب طول موثر را با روش پیشنهادی و روش دقیق محاسبه و مقایسه کنید.

#### ۶-۴-۱- روش پیشنهادی

با کمک شکل (۱۸) و دانستن  $n = 1/116$  و  $K_\gamma = 0.83$



شکل ۱۸- نمودار ضریب  $K_\gamma$  برای سوله با اعضای منشوری

#### ۶-۴-۱- روش دقیق

برای حالت خاص منشوری بودن ستون‌ها و تیرها، جواب دقیق بار بحرانی از معادله زیر حاصل می‌شود (قابل اثبات است):

$$\frac{1}{P} (\lambda \cot \lambda l - 1) - \frac{ls}{4EI_b} = 0, \quad \lambda = \sqrt{\frac{P}{EI_c}}$$

با جایگذاری  $s = 0.116l$  و برابری ممان اینرسی تیر و ستون، یعنی  $I_b = I_c$  خواهیم داشت:  $\lambda l = 3/79$  پس

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_m}{(kl_c)^2} = \frac{\pi^2 \times 2e5 \times 18250e4}{(1.03 \times 4000)^2}$$

$$= 21222616 \text{ N} \approx 21223 \text{ kN}$$

ممان اینرسی مقطع ستون در پای آن:

$$I_0 = 1/12 t_w h_0^3 + 1/2 A_f d_0^2$$

$$= 1/12 \times 10 \times 200^3 + 1/2 \times (215 \times 15) \times 215^2$$

$$= 8120e4 \text{ mm}^4$$

اکنون ضریب طول موثر ستون قابل محاسبه است:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_0}{(K_\gamma l)^2} = \frac{\pi^2 \times 2e5 \times 8120e4}{(K_\gamma \times 4000)^2}$$

$$= 21222616 \text{ N} \rightarrow K_\gamma = 0.69$$

#### ۶-۳-۱- روش مراجع [۴۰]

در این مرجع، مفهوم ستون با مقطع معادل استفاده شده است. ممان اینرسی ستون معادل مساوی با ممان اینرسی مقطعی به فاصله  $0.5l (I_{small}/I_{large})^{0.0732}$  از انتهای کوچک است. ممان اینرسی مقطع در دو انتهای ستون:

$$I_{small} = \frac{1}{12} t_w h_0^3 + \frac{1}{12} A_f d_0^2$$

$$= \frac{1}{12} \times 10 \times 200^3 + \frac{1}{12} \times (215 \times 15) \times 215^2$$

$$= 81204479 \text{ mm}^4$$

$$I_{large} = \frac{1}{12} t_w h_{TOP}^3 + \frac{1}{12} A_f d_{TOP}^2$$

$$= \frac{1}{12} \times 10 \times 400^3 + \frac{1}{12} \times (215 \times 15) \times 415^2$$

$$= 331046146 \text{ mm}^4$$

مقطعی از ستون اصلی با مقطع ستون معادل فرضی برابر است، فاصله آن مقطع را از انتهای کوچک ستون  $x$  نامیده، داریم:

$$x = 0.5l \left( \frac{I_{small}}{I_{large}} \right)^{0.0732}$$

$$= 0.5 \times 4000 \times \left( \frac{81204479}{331046146} \right)^{0.0732} = 1804.5 \text{ mm}$$

ممان اینرسی ستون معادل برابر با

$$\frac{1}{2} t_w \left[ h_0 \left( \frac{\gamma}{l} x + 1 \right) \right]^3 + \frac{1}{2} A_f \left[ h_0 \left( \frac{\gamma}{l} x + 1 \right) + t_f \right]^2$$

است:

$$I' = \frac{1}{12} \times 10 \times \left[ 200 \times \left( \frac{1}{4000} \times 1804.5 + 1 \right) \right]^3 +$$

$$\frac{1}{12} \times 215 \times 15 \times \left[ 200 \times \left( \frac{1}{4000} \times 1804.5 + 1 \right) \right]^3$$

$$= 170595353 \text{ mm}^4$$

بار بحرانی کمانش خمشی:



$$K_{\gamma} = 0.829 \text{ و } P = 14.36 \frac{EI}{l^2}$$

نتایج سه مثال اول در جدول (۲) گردآوری شده است.

جدول ۲- مقادیر محاسبه شده برای ضریب طول موثر ( $K_{\gamma}$ ) از روش‌های مختلف

مرجع [۴۰]	مرجع [۳۷]	مرجع [۳۹ و ۳۱]	روش پیشنهادی	مبنا
-	حذف جان ستون در محاسبات	حذف جان ستون در محاسبات	روش تفاضلات محدود-کار مجازی	توضیحات
*	*	۰/۶۰ (تکیه‌گاه‌های مفصلی) ۰/۴۳ (تکیه‌گاه‌های گیردار)	۰/۵۵۶ (تکیه‌گاه‌های مفصلی) ۰/۴۱۲ (تکیه‌گاه‌های گیردار)	مثال ۱
*	۰/۶۰	۰/۵۹	۰/۵۴	مثال ۲
۰/۶۹	۰/۶۹	۰/۶۹	۰/۶۶	مثال ۳

\* این مثال با روش این مرجع قابل حل نیست.

## ۷- نتیجه گیری

در این مقاله محاسبه بار بحرانی کمانش خمشی ارتجاعی بر اساس تعیین ضریب طول موثر برای ستون‌های سوله‌های مقید در برابر حرکت جانبی و با روش‌های تفاضل محدود و روش کار مجازی ارائه شده است. روش کار بدین صورت انجام شد که صورت تفاضل محدودی معادله دیفرانسیل تغییر شکل ستون در نقاط متساوی الفاصله از ستون نوشته شد و  $n-1$  معادله خطی با  $n$  متغیر حاصل شد. برای رفع کمبود یک معادله از روش کار مجازی استفاده شد و صورت تفاضل محدودی معادله به دست آمده نیز نوشته شد. برای کاربردی کردن نتایج، نمودارهای ضریب طول موثر ترسیم شد. نهایتاً برای صحت سنجی نتایج، مثال‌هایی حل شد. با توجه به متن مقاله و مثال‌های حل شده نتایج زیر قابل دریافت است:

- روش به کار رفته را می‌توان با تغییر فرمول بندی در سایر سازه‌ها با اشکال هندسی دیگر استفاده کرد.
- حل مثال‌ها با روش پیشنهادی از سایر روش‌ها کوتاه‌تر و ساده‌تر انجام می‌شود، ضمناً برای حالت خاص منشوری بودن اعضا، مثال ۵ دقت بالای روش پیشنهادی را نشان می‌دهد (خطای ۰/۰۰۱ در تعیین ضریب طول موثر).
- ضریب طول موثر (و بار بحرانی) در حالتی که بار به صورت متمرکز در سر ستون وارد می‌شود، به زاویه شیب تیرها وابسته نیست.

## ۸- مراجع

- [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, 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. (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] Zhang, L. and Tong, G.S. (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
- [1] Timoshenko, S.P. (1908), "Buckling of Bars of Variable Cross Section", Bulletin of the Polytechnic Institute, Kiev, Ukraine.
- [2] Morley, A. (1917), "Critical Loads for Long Tapering Struts", Engineering (London), Vol. 104, pp. 295-298.
- [3] Dinnik, A.N. (1932), "Design of Columns of Varying Cross Section", Translated from Russian by M. Majetz, Transactions, ASME, Vol. 54, pp. 165-171.



- [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", Welding Research Council Bulletin, No. 173.
- [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.
- [35] 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", 15 WCEE.
- [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.
- [38] صفوی، ع.ا.، حق الهی، ع. و محمودی صاحبی، م. (۱۳۹۴)، "بار کماتش خمشی ارتجاعی ستون‌های با مقطع متغیر در قاب‌های شیب‌دار آزاد در برابر حرکت جانبی با روش‌های تفاضلات محدود و کارمجازی"، نشریه علمی پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۱، شماره ۱۸، ص. ۶۷–۶۱.
- [39] AISC (American Institute of Still Construction), (1999), Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Building.
- [40] AISC, (2011), Frame Design Using Web-Tapered Members, Steel Design Guide 25.
- [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", 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, Vol. 136, pp. 472–476.
- [25] Hadidi, A., Farahmand Azar, B. 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.
- [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] Shooshtari, 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 Model for Buckling Analysis of Non-Uniform Columns", Structures, Vol. 6, pp. 73–84.

## پیوست

$$[K]_{n \times n} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & \cdots & K_{1(n-1)} & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & \cdots & K_{2(n-1)} & K_{2n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ K_{(n-2)1} & K_{(n-2)2} & \cdots & K_{(n-2)(n-1)} & K_{(n-2)n} \\ K_{(n-1)1} & K_{(n-1)2} & \cdots & K_{(n-1)(n-1)} & K_{(n-1)n} \\ K_{n1} & K_{n2} & \cdots & K_{n(n-1)} & K_{nn} \end{bmatrix} \quad (1)$$

$$K_{11} = A - 2I_1, \quad K_{12} = I_1, \quad K_{1(n-1)} = -\frac{I_n}{n}, \quad K_{1n} = -\frac{I_n}{n} \quad (2-1)$$

$$K_{11} = A - 2I_1 - 2I_0(1+h), \quad K_{12} = I_1, \quad K_{1(n-1)} = -\frac{I_n}{n}, \quad K_{1n} = -\frac{I_n}{n} \quad (2-2)$$

$$K_{21} = I_2, \quad K_{22} = A - 2I_2, \quad K_{23} = I_2, \quad K_{2(n-1)} = -2\frac{I_n}{n}, \quad K_{2n} = -2\frac{I_n}{n} \quad (3-1)$$

$$K_{21} = I_2 - 2I_0(1+2h), \quad K_{22} = A - 2I_2, \quad K_{23} = I_2, \quad K_{2(n-1)} = -2\frac{I_n}{n}, \quad K_{2n} = -2\frac{I_n}{n} \quad (3-2)$$



$$K_{i(i-1)} = I_i, K_{ii} = A - 2I_i, K_{i(i+1)} = I_i, K_{i(n-1)} = -i \frac{I_n}{n}, K_{in} = -i \frac{I_n}{n}; \quad 3 \leq i \leq n-3 \quad (4-1)$$

$$K_{i1} = -2I_0(1 + ih), K_{i(i-1)} = I_i, K_{ii} = A - 2I_i, K_{i(i+1)} = I_i, K_{i(n-1)} = -i \frac{I_n}{n} K_{in} = -i \frac{I_n}{n}; \quad 3 \leq i \leq n-3 \quad (4-2)$$

$$K_{(n-2)(n-3)} = I_{n-2}, K_{(n-2)(n-2)} = A - 2I_{n-2}, K_{(n-2)(n-1)} = I_{n-2} - \frac{n-2}{n} I_n, K_{(n-2)n} = -\frac{n-2}{n} I_n \quad (5-1)$$

$$K_{(n-2)1} = -2I_0[1 + (n-2)h], K_{(n-2)(n-3)} = I_{n-2}, K_{(n-2)(n-2)} = A - 2I_{n-2}, \quad (5-2)$$

$$K_{(n-2)(n-1)} = I_{n-2} - \frac{n-2}{n} I_n, K_{(n-2)n} = -\frac{n-2}{n} I_n$$

$$K_{(n-1)(n-2)} = I_{n-1}, K_{(n-1)(n-1)} = A - 2I_{n-1} - \frac{n-1}{n} I_n, K_{(n-1)n} = -\frac{n-1}{n} I_n \quad (6-1)$$

$$K_{(n-1)1} = -2I_0[1 + (n-1)h], K_{(n-1)(n-2)} = I_{n-1}, K_{(n-1)(n-1)} = A - 2I_{n-1} - \frac{n-1}{n} I_n, \quad (6-2)$$

$$K_{(n-1)n} = -\frac{n-1}{n} I_n$$





# بررسی نوارهای میراگر شکافدار و معرفی میراگر دوگانه تی شکل شکافدار در عملکرد لرزه‌ای اتصال تیر به ستون

خدیدجه بیات<sup>۱\*</sup>، بهزاد شکسته بند<sup>۲</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه، ارومیه

۲- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه، ارومیه

\* ارومیه، صندوق پستی ۵۷۱۵۵-۴۱۹، khadije.bayat@civil.uut.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۶/۰۴، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۱۲/۰۶)

## چکیده

برای جلوگیری از شکست ترد در اتصالات و نیز کاهش خسارت‌های پس از زلزله، استفاده از میراگرهای شکافدار توصیه می‌شود. این میراگرها دارای شکاف‌هایی در جان خود هستند که نوارهای ایجاد شده جاذب انرژی و مستهلک کننده آن بوده و مانع از تخریب اعضای اصلی سازه می‌شوند. با توجه به مطالعات انجام شده در رابطه با تاثیر نوارها بر روی استهلاک انرژی، نحوه قرارگیری نوارها به صورت زاویه‌دار با زاویه ۴۵ درجه و به صورت ترکیبی (افقی و عمودی) مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین با توجه به اینکه این میراگر در اتصال نیمه صلب جانمایی شده، یک میراگر دوگانه تی شکل به صورت تیر کوتاه برای اتصال صلب پیشنهاد شده است. تمامی مدل‌ها در نرم افزار ABAQUS تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای مورد تحلیل قرار گرفتند. در نتایج نمودار هیستریزیس، لنگر ماکزیمم میراگر با نوار زاویه‌دار حدود ۲ برابر و نوار ترکیبی حدود ۱/۳ برابر نسبت به لنگر ماکزیمم مدل پیشنهادی Oh و همکارانش (۲۰۰۹) افزایش پیدا کرده و استهلاک انرژی بیشتری در حدود دو برابر حاصل شد. در مورد دمپر پیشنهادی اتصال صلب نیز، استهلاک انرژی بسیار خوبی بدست آمد.

## واژگان کلیدی

اتصال صلب، میراگر شکافدار، نوار زاویه‌دار، نوار ترکیبی، میراگر دوگانه تی شکل

## Investigation on the Influence of Strips of Slit Dampers on the Seismic Performance of Beam-to-Column Connections and Introducing Dual T-Shaped Slit Dampers

Kh. Bayat, B. Shekastehband

### Abstract

It is proposed to use slit dampers to prevent brittle fracture in the connections and to reduce the post-earthquake damage. These dampers have a limited number of strips which dissipate seismic energy by plastic deformation and preserve the main structural members from damage. In order to study the effect of strips on energy dissipation capacity of slit dampers, two cases involving an orientation at a 45° angle and combination of vertical and horizontal orientations were considered. In addition, the seismic performance of rigid beam-to-column connections with a double t-shaped slit damper has been evaluated. All the models have been analysed using nonlinear finite element software package ABAQUS under cyclic loading. Based on the obtained results, the moment capacity of the dampers with oblique strips and combined ones under repeated cyclic action is 2 times and 1.3 times, respectively, higher than that of the damper proposed by Oh et al. The slit dampers with oblique strips can attain high energy dissipation capacity up to 2 times of those with vertical strips. The proposed dual t-shaped slit damper shows good energy dissipation capacity.

### Keywords

Slit dampers, Oblique strips, Combined, Dual T-shaped damper



مسلح کردن اتصال استفاده شده است، هزینه‌های اجرایی و نیروی انسانی در این نوع از اتصال، افزایش می‌یابد. در اتصالات مسلح، تشکیل مفاصل پلاستیک در نواحی دور از اتصال صورت می‌پذیرد، شرایطی که برای اتصالات مربوط به قبل از زلزله نورتریج انتظار می‌رفت. تقاضاهای بالای تنش-کرنشی در محل تقاطع تیر به ستون، که باعث مشارکت مدهای شکست ترد در زلزله نورتریج شده بود، به طور قابل ملاحظه ای کاهش می‌یابد. در مفهوم دوم، برای کاهش نسبت تقاضا به ظرفیت در بر اتصال نسبت به محل مفصل پلاستیک، برخلاف مفهوم اول از کاهش مقطع تیر استفاده می‌شود. در این مفهوم، مقطع تیر با فاصله از بر ستون، تضعیف می‌گردد تا امکان تشکیل مفصل پلاستیک در این ناحیه وجود داشته باشد. متداول‌ترین نوع اتصال که با استفاده از مفهوم دوم طراحی می‌گردد، اتصال تیر با مقطع کاهش یافته می‌باشد.

با توجه به ضعف‌های مفهوم اول، همچنین روش‌های نوین کنترل ارتعاشات سازه ضمن اقتصادی بودن، درمورد ساختمان‌های موجود این امکان را فراهم می‌کند که بدون نیاز به خرابی‌های عمده هنگام اجرا، ساختمان به سرویس‌دهی خود ادامه دهد. اعضای جدیدی در سازه که عامل اتلاف انرژی لرزه‌ای وارده به ساختمان هستند و با به کار بستن آن‌ها در ساختمان می‌توان یک ساختمان با عملکرد بهینه داشت. که در مقابل انواع بارهای دینامیکی ناشی از زلزله و باد، رفتار مناسب و مطلوبی از خود ارائه می‌دهند.

درسال ۲۰۰۸، Albermani و Chan [۱] با مطالعه بر روی میراگر شکافدار در اتصال بادبند شورون دریافتند دستگاه‌هایی که شکاف‌های بلندتری دارند، رفتار انعطاف‌پذیری از خود نشان می‌دهند و دستگاه‌هایی با شکاف‌های کوتاه‌تر، انرژی بیشتری را مستهلک می‌کنند، اما با مقاومت این کار را انجام می‌دهند و زودتر گسیخته می‌شوند و بیشترین کرنش پلاستیک در انتهای شکاف‌ها که منجر به گسیختگی می‌شود اتفاق می‌افتد. Oh و همکارانش (۲۰۰۹) [۲] در این مطالعه، عملکرد لرزه‌ای میراگرهای شکافدار به صورت آزمایشگاهی و عددی مورد بررسی قرار گرفته است. در این بررسی، یک سیستم ساختاری جدید با ویژگی‌های ظرفیت بالای شکل‌پذیری و سهولت تعمیر پس از زلزله پیشنهاد شده است. اتصال پیشنهادی، یک اتصال تیر به ستون مجهز به میراگر شکافدار است که تیر با کمک یک سپری در بالای بال و یک میراگر شکافدار که در زیر بال تحتانی قرار می‌گیرد، با پیچ‌های پر مقاومت به بال ستون متصل

اتصالات یکی از مهم‌ترین اعضای سازه می‌باشند و چون بخش زیادی از نیروهای جانبی توسط اتصالات تحمل می‌شود، اهمیت اتصالات دو چندان می‌گردد. اتصالات نقش اساسی در ایمنی و آسیب‌پذیری سازه‌ها دارند. مقاومت و شکل‌پذیری اتصالات از پارامترهایی هستند که در این رابطه، نقش اساسی ایفا می‌کنند. رفتار سازه‌های فلزی چند طبقه براساس نوع اتصالاتشان در زلزله نورتریج ۱۹۹۴ و کوبه ۱۹۹۵ به وضوح نشان داد که اتصالات دارای سختی زیاد و مقاومت بالا، همیشه برای سازه‌های بلند، تنها راه حل ممکن نمی‌باشد. استفاده از اتصالات نیمه‌صلب به عنوان یک توزیع‌کننده انرژی در سازه و به منظور کنترل رفتار کلی سازه هنگامی که سازه تحت اثر بار تناوبی یا دینامیکی قرار دارد، می‌تواند یک گزینه مناسب و اقتصادی باشد.

قاب‌های خمشی با اتصالات متداول با بال جوش شده و جان‌های پیچ شده در سال‌های بین ۱۹۶۰ تا ۱۹۹۰ به عنوان قاب‌های شکل‌پذیر در نظر گرفته شده بودند؛ اما بعد از زلزله نورتریج ۱۹۹۴، به علت ضعف‌های ایجاد شده در این اتصالات، محبوبیت خود را از دست دادند. در بیش از ۱۵۰ ساختمان، شکست‌های ترد در اتصالات تیر به ستون رخ داد، در حالی که در بسیاری از موارد، مفصل پلاستیک در تیر تشکیل نشده بود و دیگر اعضا به صورت الاستیک باقی مانده بودند. بعد از این زلزله، مطالعات زیادی به منظور بهبود عملکرد اتصال تیر به ستون انجام گرفت. سه پارامتری که در این مطالعات مورد بررسی قرار گرفتند، عبارت بودند از: مقاومت، سختی و شکل‌پذیری. اتصالات قبل از زلزله نورتریج دارای سختی کافی بودند و نیازی به بهبود سختی اتصال وجود نداشت. بنابراین، عمده تلاش‌های تحقیقاتی برای افزایش مقاومت و شکل‌پذیری این نوع اتصالات متمرکز شد. به منظور بهبود عملکرد اتصالات، دو مفهوم کلی پیشنهاد شد: ۱- روش‌های تقویت حد فاصل مفصل پلاستیک تا بر ستون یا تفکر قوی‌تر کردن ناحیه اتصال و ۲- روش‌های تضعیف مقطع تیر در ناحیه مفصل پلاستیک یا تفکر ضعیف‌تر کردن مقطع تیر. اتصالاتی که با استفاده از مفهوم اول طراحی می‌گردند، همواره مسلح کردن اتصال را مد نظر قرار می‌دهند. در این اتصالات، به علت تقویت بر اتصال، نسبت تقاضا به ظرفیت در بر اتصال، کمتر از همین نسبت در محل مفصل پلاستیک است. بنابراین اتصال به صورت الاستیک باقی مانده و در محل اتصال تیر به ستون شکست ترد رخ نخواهد داد. به علت اینکه در این اتصالات، ترکیبی از اصلاح در روند جوشکاری به همراه

می‌شوند. در این سیستم پیشنهادی با وجود میراگر شکافدار، مفصل پلاستیک در تیر رخ نداده و تمام تغییرشکل در میراگر اتفاق می‌افتد. که حدود ۹۶ درصد جذب انرژی توسط میراگر انجام می‌شود و با حضور دال بتنی نیز سختی و ماکزیمم مقاومت افزایش می‌یابد.

Karavasilis و همکارانش (۲۰۱۱) [۳] این مطالعه، یک رویکرد طراحی لرزه‌ای برای سازه‌های فولادی را ارزیابی می‌کند که با هدف اتلاف انرژی با جایگزینی آسان توسط میراگرها و محافظت از اعضای اصلی سازه را ارائه می‌نماید. قاب مورد مطالعه مجهز به میراگرهای فولادی شکافدار و میراگرهای ویسکوز تحت تحلیل دینامیکی صریح، بررسی می‌شود. نتایج تحلیل لرزه‌ای نشان دادند که ساختمان‌های فولادی با میراگر شکافدار و میراگرهای غیرخطی ویسکوز قادر به عملکرد سریع تحت زلزله طرح و همچنین شدیدترین زلزله هستند و با اجتناب از رسیدن اعضای اصلی سازه به تسلیم و نیز دستیابی به حداقل خسارت در ماکزیمم جابه‌جایی پسماند عمل می‌کنند و با بهبود عملکرد سازه، حداقل آسیب را تعریف می‌کنند.

Saffari و همکارانش (۲۰۱۳) [۴] با هدف استفاده از میراگرهای شکافدار برای افزایش قابلیت انعطاف‌پذیری اتصالات تازه طراحی شده و موجود، این تحقیق را انجام دادند. در این مطالعه برای اصلاح اتصال نورتریچ چهار مدل میراگر در اتصال تیر به ستون بررسی می‌شوند. و یک اتصال اصلاح شده با کارایی بالا که در آن میراگر به صورت ورق از کنار به بال بالا و پایین تیر متصل می‌گردد؛ پیشنهاد می‌شود. نتایج عناصر محدود نشان داد که این نوع اتصال دارای ظرفیت جذب انرژی بالا است و منبع اصلی اتلاف انرژی، میراگرهای شکافدار هستند.

Lee و همکارانش (۲۰۱۵) [۵] چهار نوع از انواع میراگرهای شکافدار را بررسی کردند و مشاهده شد میراگرها قادر به جذب مقدار قابل توجهی از انرژی حتی پس از شکست هستند. علاوه بر این تمام میراگرهای مورد مطالعه، کارایی ساختاری بسیار عالی هم از نظر جذب انرژی و هم انعطاف‌پذیری دارند.

Lee و همکارانش (۲۰۱۶) [۶] ارزیابی رفتار چند مرحله‌ای میراگر جدید هیبریدی که ترکیبی از میراگر اصطکاکی و میراگر شکافدار فولادی است را تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد بررسی قرار دادند و نشان دادند نمونه‌ها رفتار هیستریزس پایداری را تا لحظه گسیختگی از خود نشان می‌دهند علاوه بر این استهلاك انرژی در نمونه‌های هیبریدی بیش از دو برابر نسبت به حالتی که از میراگر غیرترکیبی استفاده می‌شود؛ افزایش یافته است. Lee

و همکارانش (۲۰۱۷) [۷] با پیشنهاد میراگرهای لانه زنبوری در اتصال بادبندی تحت بار لرزه‌ای، مشاهده کردند که نشان داد میراگر لانه‌زنبوری به طور قابل توجهی موجب افزایش سختی و استهلاك انرژی سازه می‌شود. تحلیل‌های غیرخطی نشان دادند که پس از نصب، ماکزیمم جابه‌جایی به شدت کاهش می‌یابد همچنین مشاهده شد که این میراگر مقدار زیادی از انرژی را مستهلک می‌کند و در نتیجه آسیب کمتری به اعضای سازه وارد می‌شود. Kim و Lee (۲۰۱۷) [۸] در این مطالعه، یک میراگر فولادی با چهار ورق شکافدار فولادی به شکل جعبه پیشنهاد شده است که به عنوان بادبند زانویی جانمایی می‌شود و برای ارزیابی اتلاف انرژی، تحت بارگذاری چرخه‌ای انجام شده است. توانایی میراگر در استهلاك انرژی، کاملاً مشهود است. همچنین میراگر مانع از جابه‌جایی زیاد طبقات می‌شود.

Amiri و همکارانش (۲۰۱۸) [۹] نوع جدیدی از میراگر فلزی به نام میراگر شکافدار بلوکی را پیشنهاد دادند که منحنی‌های هیستریزس نمونه‌های آزمایش شده به علت ظرفیت‌های تخریب انرژی بالا، پایدار و دارای قدرت بالا بودند و اتلاف انرژی با کماتش کردن در شکاف‌ها به خوبی توسعه پیدا می‌کند.

با توجه به مطالعات انجام شده، اهمیت نوارها در افزایش استهلاك انرژی و انعطاف‌پذیری به خوبی مشهود است و به منظور بهبود عملکرد اتصال، میراگر شکافدار با نوارهای زاویه‌دار و ترکیبی مورد بررسی قرار گرفته است همچنین میراگر دوگانه تی شکل نیز برای اتصال صلب پیشنهاد شده است.

## ۲- بررسی صحت سنجی

### ۲-۱- روابط

برای طراحی و ساخت میراگر شکافدار می‌توان از روابط ارایه شده توسط Oh و همکارانش [۲] استفاده نمود مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی مطابق با فرمول‌های زیر محاسبه می‌شوند:

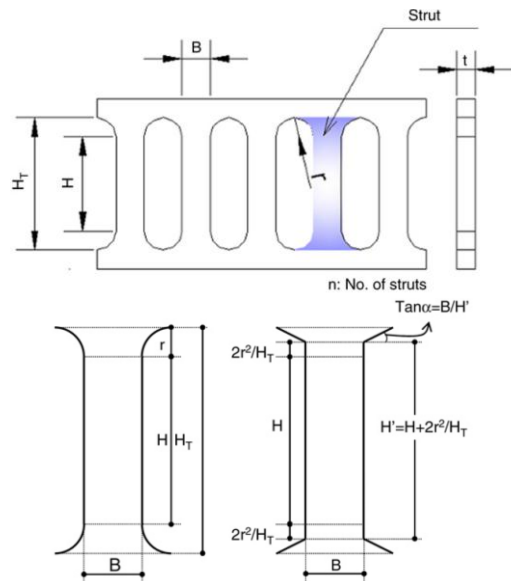
$$P_y = \min \left\{ n \frac{\sigma_y t B^2}{2H'}, n \frac{2\sigma_y t B}{3\sqrt{3}} \right\} \quad (1)$$

$$P_u = \min \left\{ n \frac{\sigma_u t B^2}{2H'}, n \frac{2\sigma_u t B}{3\sqrt{3}} \right\} \quad (2)$$

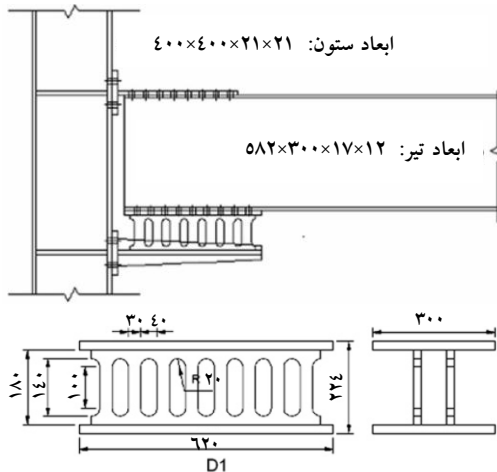
که در روابط (۱) و (۲)،  $P_y$  مقاومت تسلیم و  $P_u$  مقاومت نهایی میراگر شکافدار،  $\sigma_y$  تنش تسلیم و  $\sigma_u$  تنش نهایی،  $t$  ضخامت نوار،  $B$  عرض نوار،  $H' = H + \frac{2n^2}{H_T}$  ارتفاع نوار است که در آن  $H$  ارتفاع قسمت بدون انحنا نوار،  $H_T$  ارتفاع کل نوار،  $r$  شعاع انحنای بالا و پایین نوار،  $H'$  ارتفاع معادل نوار است شکل (۱).



مدلسازی و بررسی شده است. رفتار عناصر به صورت غیرخطی بر مبنای مشخصات مکانیکی مندرج در جدول (۱) مدلسازی شده است. لازم به ذکر است تمامی مقاطع از رده فولاد (اس ۴۹۰) و فقط بال و جان تیر از رده فولاد (اس ۴۰۰) هستند.



شکل ۱- جزئیات نوار میراگر شکافدار [۲]



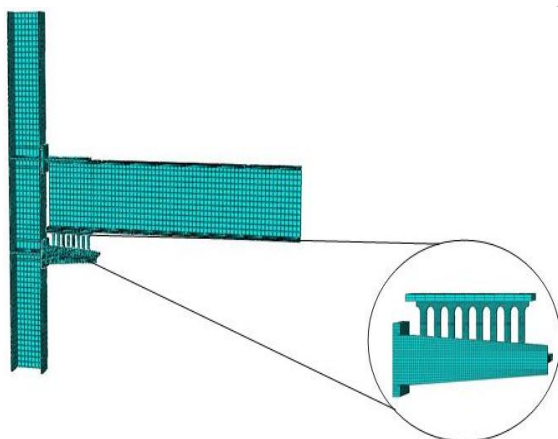
شکل ۲- جزئیات اتصال D1 [۲]

همچنین جابه‌جایی تسلیم  $\delta_y$  از رابطه (۳) محاسبه می‌شود که در آن  $E_t$  معرف مدول الاستیسیته است.

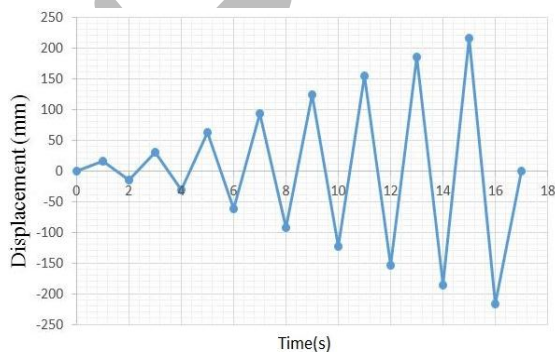
$$\delta_y = \frac{1.5P_y H_T}{nE_t B} \left[ \left( \frac{H'}{B} \right)^2 + 2.6 \right] \quad (3)$$

## ۲-۲- مدلسازی در نرم افزار ABAQUS

برای دستیابی به درستی عملکرد میراگرهای شکافدار، یک نمونه آزمایشگاهی از این میراگر با نرم افزار عناصر محدود آباکوس مدلسازی گردید. نمونه مورد بررسی، نمونه D1 کار پژوهشی - آزمایشی Oh (۲۰۰۹) انتخاب شده است شکل (۲). این نمونه یک اتصال تیر به ستون است که با میراگر شکافدار ادغام شده و به نمودارهای هیستریزس با استهلاك انرژی بالا دست یافته‌اند. در این اتصال، تیر توسط یک سپری که در بالای بال فوقانی تیر قرار دارد و توسط یک میراگر شکافدار، که در پایین بال تحتانی تیر روی یک سپری قرار می‌گیرد؛ به ستون متصل می‌شود. تیر، ستون، سپری، میراگر شکافدار با عناصر سه بعدی (C3D8R) مدلسازی شده‌اند شکل (۳). اندازه شبکه عناصر محدود برای تیر و ستون، ۵۰ میلی‌متر و برای میراگر و سپری پایین، ۴ میلی‌متر و برای سپری بالایی، ۵۰ میلی‌متر است به طور کلی، اندازه شبکه عناصر محدود به صورت بهینه برای پارت‌ها و با توجه به اهمیت آنها در نظر گرفته شده است. همچنین پیچ‌ها و فضای بین پیچ‌ها و تمامی تماس‌ها در این اتصال با تایل مدلسازی شده است. لازم به ذکر است که به دلیل متقارن بودن، نصف اتصال تحت بارچرخه‌ای مطابق با پروتکل بارگذاری شکل (۴)



شکل ۳- شبکه عناصر محدود مدل D1 [۲]

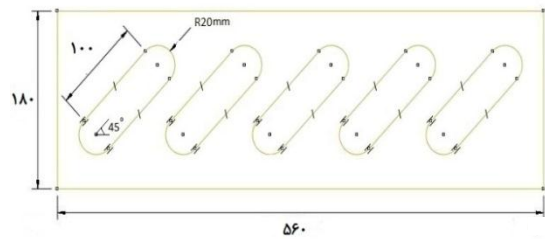


شکل ۴- پروتکل بارگذاری Oh و همکارانش (۲۰۰۹) [۲]

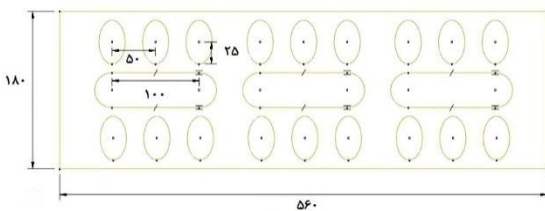


جدول ۱- مشخصات مکانیکی فولاد [۲]

مقطع	ضخامت (mm)	مقاومت تسلیم (MPa)	مقاومت نهایی (MPa)	کشیدگی (%)
جان تیر	۱۲	۳۳۹	۴۸۸	۲۷
بال تیر	۱۷	۳۱۸	۴۸۰	۳۰
جان ستون	۲۰	۳۹۵	۵۵۴	۲۷
بال ستون	۲۰	۳۷۸	۵۵۱	۲۴
بال ورق اتصال تی شکل	۲۲	۳۸۸	۵۷۷	۲۵
جان ورق اتصال تی شکل	۳۵	۳۸۶	۵۷۳	۲۴
میراگر	۱۹	۲۸۸	۴۶۴	۳۰



شکل (الف) میراگر با نوار زاویه دار



شکل (ب) میراگر با نوار ترکیبی

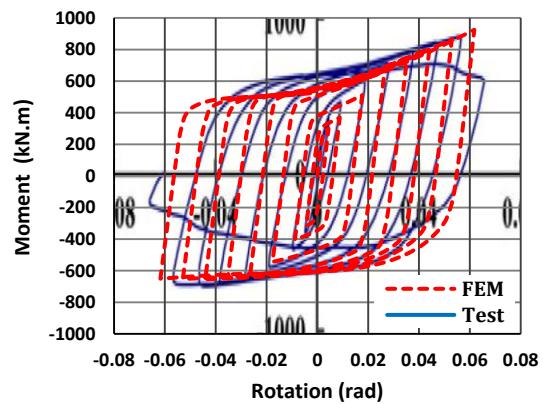
شکل ۶- جزئیات میراگرهای مورد بررسی

### ۳-۲- میراگر دوگانه تی شکل در اتصال صلب

میراگر پیشنهادی به شکل تیر کوتاه تی شکل است که در بالا و پایین تیر قرار می‌گیرد و در وسط جان این تیر کوتاه به هم متصل می‌شود و به صورت آی شکل در می‌آید شکل (۷). این میراگر در پشت ورق انتهایی قرار می‌گیرد که جزئیات اتصال آن مطابق شکل (۸) می‌باشد. در مورد ابعاد پیشنهادی برای میراگر، این نکته در نظر گرفته شده است که با لنگری که در اثر این بارگذاری اتفاق می‌افتد، اگر بازوی لنگر کوچک‌تر باشد، در نتیجه نیرو افزایش پیدا کرده و نمودار هیستریزس با لنگر و استهلاک انرژی بیشتری را خواهیم داشت.

در این اتصال، ابعاد تیر و ستون همانند مدل صحت سنجی می‌باشد و ورق انتهایی با طول ۳۰۰ میلی‌متر، عرض ۱۷۵ میلی‌متر و ضخامت ۲۱ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. همچنین ورق مثلی شکل (لچکی) با ضخامت ۱۲ میلی‌متر قرار داده شده است. در این اتصال، تنش و کرنش میراگر مانند میراگر پیشنهادی Oh و همکارانش (۲۰۰۹) ولی به صورت تی شکل، در نظر گرفته شده است. مشخصات مکانیکی ورق انتهایی مانند جان ستون و مشخصات مکانیکی ورق مثلی شکل مانند جان تیر مطابق با جدول (۱) وارد شده است.

مطابق با نمونه آزمایشگاهی، بارگذاری در انتهای تیر وارد می‌شود و همچنین شرایط مرزی اتصال مفصلی در دو انتهای ستون اعمال می‌شود. در شکل (۵)، منحنی هیستریزس نمونه مدل‌سازی شده در نرم افزار ABAQUS و نمونه آزمایشگاهی Oh و همکارانش (۲۰۰۹) ارائه شده است که مطابقت بسیار خوبی دارند.



شکل ۵- صحت سنجی منحنی هیستریزس مدل‌سازی نمونه D1 به روش المان محدود با نتایج آزمایشگاهی [۲]

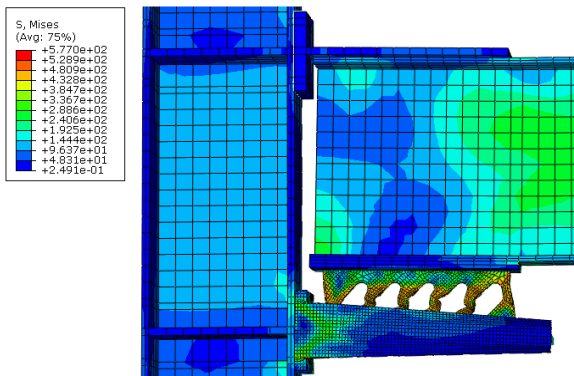
### ۳-۳- مدل‌سازی میراگرهای پیشنهادی

#### ۳-۱- میراگر شکافدار با نوار زاویه دار و ترکیبی

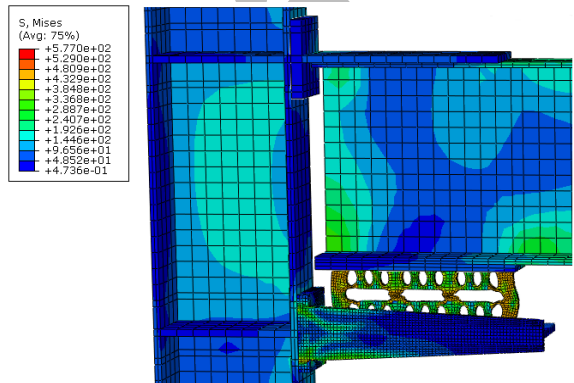
به منظور بهبود عملکرد اتصال تیر به ستون، میراگرهای شکافدار با نوار زاویه دار (با زاویه ۴۵ درجه) و ترکیبی (نوار افقی و عمودی) مطابق شکل (۶) در نرم افزار ABAQUS مدل‌سازی شده‌اند.

#### ۴- تفسیر نتایج

با استفاده از کانتور تنش فون میسر که در شکل (۹) نشان داده شده است، مشاهده می‌شود تمرکز تنش که در نوارهای میراگر رخ می‌دهد در انتهای نوارها نیست بلکه بیشترین تنش‌ها در طول نوارها دیده می‌شوند و در میراگر با نوار ترکیبی نیز تمرکز تنش در دو انتهای میراگر دیده می‌شود و همچنین به علت تنش فشاری، کماتش در نوارهای افقی به وجود می‌آید که در واقع کمی قبل از تسلیم رخ می‌دهد و به جای تسلیم‌شدگی در تیر به صورت کماتش در میراگر اتفاق می‌افتد و به طور کلی می‌توان گفت استهلاك انرژی و کماتش صرفاً توسط میراگر صورت می‌گیرد و مطابق شکل (۱۰) عناصرهای اصلی سازه (تیر و ستون) تا جابه‌جایی ۴ درصد الاستیک باقی می‌مانند.

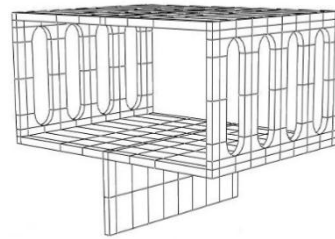


الف) میراگر با نوار زاویه‌دار

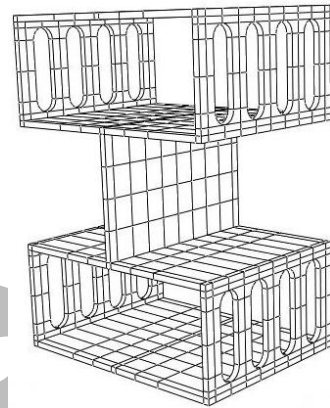


ب) میراگر با نوار ترکیبی

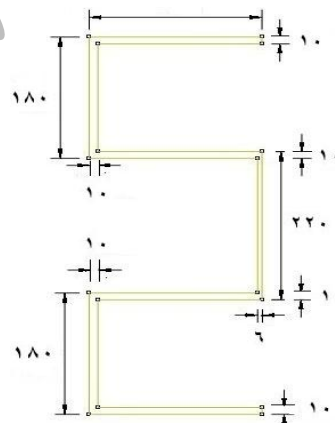
شکل ۹- کانتور تنش فون میسر در اتصال تیر به ستون مجهز به میراگر



الف) تی شکل

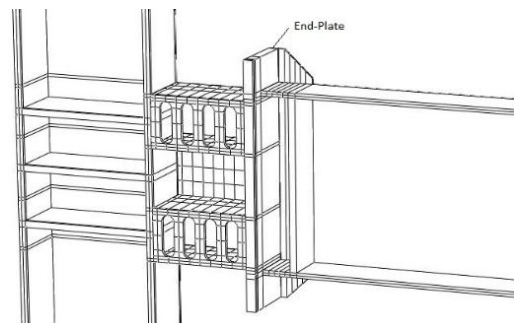


ب) دوگانه تی شکل

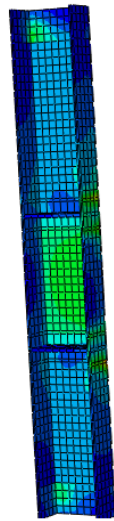
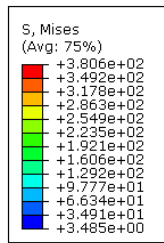


ج) ابعاد نصف میراگر دوگانه تی شکل

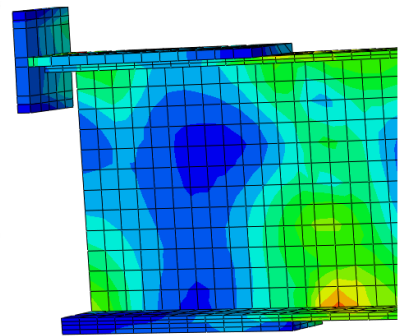
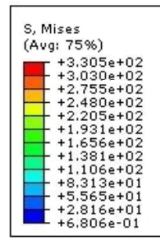
شکل ۷- جزئیات میراگرها



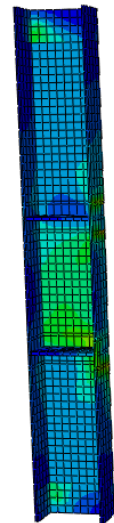
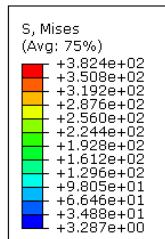
شکل ۸- مونتاژ اتصال صلب



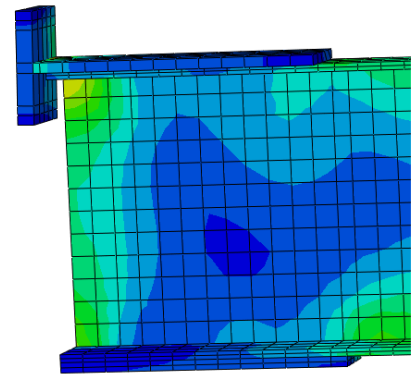
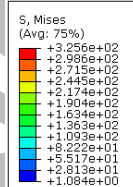
(ب) ستون در اتصال مجهز به میراگر با نوار زاویه دار



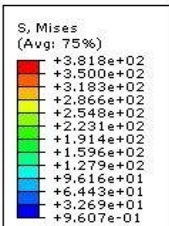
(الف) تیر و سپری در اتصال مجهز به میراگر با نوار زاویه دار



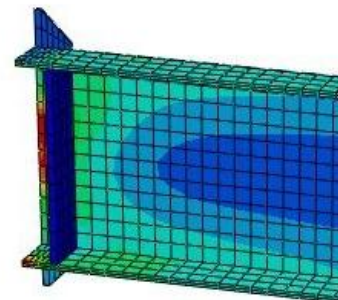
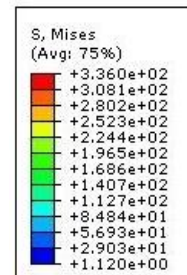
(د) ستون در اتصال مجهز به میراگر با نوار ترکیبی



(ج) تیر و سپری در اتصال مجهز به میراگر با نوار ترکیبی

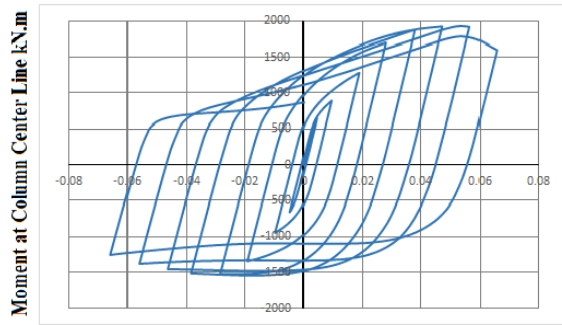


(و) ستون در اتصال صلب مجهز به میراگر دوگانه تی شکل



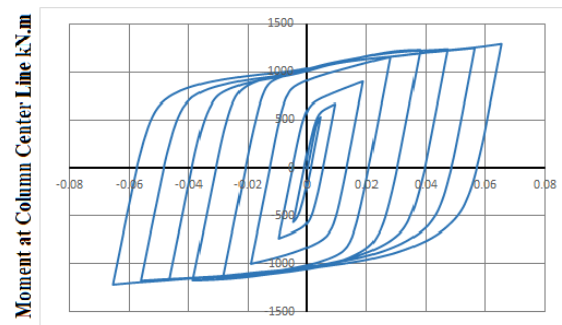
(ه) تیر در اتصال صلب مجهز به میراگر دوگانه تی شکل

شکل ۱۰- بررسی کانتور تنش فون میسز اعضای اصلی (تیر و ستون) در جابه‌جایی ۴ درصد



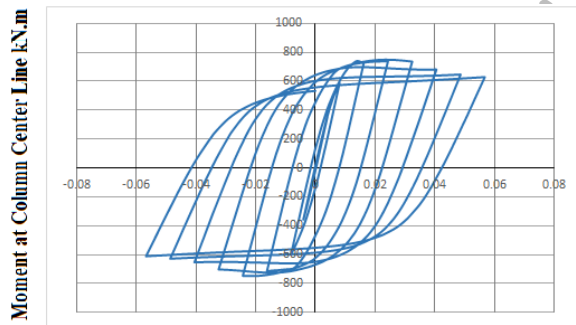
Total Rotation, rad

(الف) نوار زاویه دار



Total Rotation, rad

(ب) نوار ترکیبی



Total Rotation, rad

(ج) دوگانه تی شکل

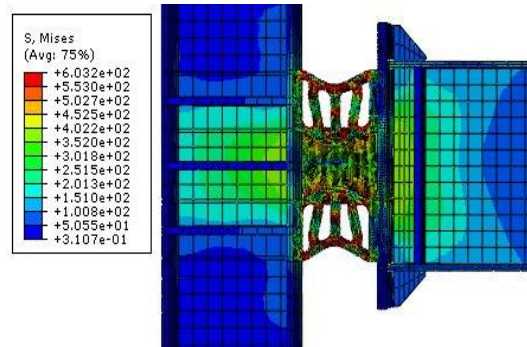
شکل ۱۲- منحنی هیستریزیس اتصال مجهز به میراگر

جدول ۲- مقایسه میزان استهلاک انرژی نسبی

مقایسه استهلاک انرژی با مدل پیشنهادی مرجع [۲]	استهلاک انرژی (kJ)	اتصال مجهز به میراگر
۱/۰۰	۴۸۳۲۹۸	پیشنهاد مرجع [۲]
۲/۰۵	۹۹۵۳۳۲	با نوار زاویه دار
۱/۷۰	۸۵۷۸۸۸	با نوار ترکیبی
---	۳۵۴۲۴۰	دوگانه تی شکل

در اتصال صلب مجهز به میراگر شکافدار دوگانه تی شکل نیز تنش‌ها در دو انتهای نوارهای میراگر متمرکز می‌شود و همچنین به دلیل اینکه تحت کشش و فشار قرار می‌گیرند، ورق‌های بالایی و پایینی کمی قبل از تسلیم دچار کمناش می‌شوند ولی اعضای اصلی سازه سالم باقی می‌ماند شکل (۱۱).

همچنین با بدست آوردن منحنی هیستریزیس اتصالات مطابق شکل (۱۲)، مشاهده می‌شود که میراگر با نوار زاویه‌دار با کاهش تعداد نوارها و با حفظ ضخامت نوار و عرض نوار و تنها با زاویه‌دار کردن نوارها، لنگر ماکزیمم تا جابه‌جایی ۶ درصد افزایش و در انتها بعد از آن کاهش می‌یابد این میزان افزایش لنگر ماکزیمم در حدود ۲ برابر لنگر ماکزیمم مدل پیشنهادی Oh و همکارانش (۲۰۰۹) می‌باشد. همچنین در میراگر با نوار ترکیبی نیز تا جابه‌جایی ۶ درصد ادامه می‌یابد و بعد از آن هم به طور منظم روند افزایشی را طی می‌کند. که این میزان افزایش لنگر ماکزیمم حدود ۱/۳ برابر بدست می‌آید و اگر بخواهیم تا جابه‌جایی ۴ درصد که اعضای اصلی (تیر وستون) رفتاری الاستیک از خود نشان می‌دهند با مقاله ذکر شده مقایسه کنیم باز هم این افزایش با همین نسبت‌ها برقرار است.



شکل ۱۱- کانتور تنش فون میسز در اتصال صلب مجهز به میراگر

دوگانه تی شکل

با توجه به اینکه مساحت داخل منحنی هیستریزیس نشان دهنده انرژی مستهلاک شده می‌باشد و هرچه این منحنی‌ها پهن‌تر باشند استهلاک انرژی بیشتری خواهیم داشت، در دو میراگر پیشنهادی این افزایش استهلاک انرژی به خوبی مشهود است. در اتصال صلب مجهز به میراگر دوگانه تی شکل نیز لنگر ماکزیمم در حدود ۶۵۶ کیلو نیوتن در متر با استهلاک انرژی بسیار خوبی بدست آمد. برای مقایسه بهتر، میزان استهلاک انرژی نسبی مطابق جدول (۲) ارائه شده است.

## ۵- نتیجه گیری

در این پژوهش دو نوع اتصال تیر به ستون مجهز به میراگر شکافدار به روش عناصر محدود بررسی شد: اتصال اول یک اتصال نیمه صلب بود که به پیشنهاد Oh و همکارانش (۲۰۰۹) به یک میراگر در پایین بال تیر مجهز شده بود که با بررسی نحوه قرارگیری نوارها در همان میراگر، با نوار زاویه‌دار و ترکیبی استهلاک انرژی بیشتری بدست آمد. در اتصال دوم یک اتصال صلب بررسی شد که به یک میراگر جدید به نام میراگر دوگانه تی شکل مجهز شده بود و به شکل مطلوبی لنگر ماکزیمم ۶۵۶ کیلو نیوتن در متر بدست آمد. در ادامه به نتایج کلی زیر می‌توان اشاره کرد:

■ با توجه به تاثیر نوارهای شکافدار، با قرار دادن نوار زاویه‌دار لنگر ماکزیمم و همچنین استهلاک انرژی به میزان قابل توجهی افزایش یافت و تمرکز تنش در طول نوار رخ داد.

■ تاکنون این میراگر در اتصال صلب جانمایی نشده بود که با پیشنهاد میراگر دوگانه تی شکل شکافدار به این مهم با مقاومت بالا و استهلاک انرژی جالب توجهی دست یافته شد.

■ با بررسی ادغام نوارهای افقی و همچنین شکاف‌های مانند شکاف لانه‌زنبوری، به صورت ترکیبی (افقی و عمودی) تمرکز تنش در دو انحنا نوارها بیشتر است و استهلاک انرژی افزایش می‌یابد.

■ به طور کلی و با توجه به نمودارهای هیستریزس و نتایج کانتور تنش فون میسز، این میراگرها تا جابه‌جایی ۴ درصد هم استهلاک انرژی بالایی از خود نشان می‌دهند و باعث می‌شوند تیر و ستون در حالت الاستیک باقی بمانند.

■ در هر سه میراگر پیشنهادی به افزایش استهلاک انرژی و مقاومت بالا توسط میراگرها دست یافته شد.

به طور کلی، به منظور طراحی اقتصادی قاب‌های ساختمانی و فراهم کردن امنیت جانی برای ساکنان، آیین‌نامه‌های طراحی از مفهوم شکل‌پذیری سازه استفاده می‌کنند و اجازه می‌دهند که ساختمان‌ها برای بخشی از نیروی جانبی الاستیک مورد انتظار طراحی گردند. این مفاصل پلاستیک به عنوان یک فیوز شکل‌پذیر عمل می‌کنند و انرژی تحمیل شده در طول یک زلزله بر روی سازه توسط رفتار هیستریزس این مفاصل تلف می‌گردد.

## پی نوشت

<sup>1</sup> Tie

<sup>2</sup> SM490

<sup>3</sup> SS400

به منظور اطمینان از عملکرد صحیح این نوع مفاصل و پایداری سازه، اتصالات تیر به ستون می‌بایست قادر به تحمل تغییرشکل‌های بزرگ بدون شکست ترد و کاهش در مقاومت باشند؛ و در طول این فرایند دیگر اعضای سازه‌ای می‌بایست به صورت الاستیک باقی بمانند. در واقع وقوع مفصل پلاستیک امری اجتناب‌ناپذیر و حتمی است. مطالعات انجام گرفته بر روی زیان‌های وارده در این سازه‌ها حاکی از شکست ترد در اتصالات در سطوح پایین تقاضای غیرالاستیک بر روی اتصالات بود؛ در حالی که در بسیاری از موارد سازه به صورت الاستیک باقی ماند. در نتیجه با وقوع شکست‌های ترد در اتصالات، سازه‌های موجود نمی‌توانستند نیازهای آیین‌نامه‌ای را به درستی برآورده کنند. به همین دلیل با روی آوردن به میراگرها می‌توان ضعف‌ها و کاستی‌های طراحی سازه‌ها را به خوبی پوشش داد و در رخ این میراگرها هستند که به عنوان یک فیوز عمل می‌کنند و از رخ دادن هرگونه آسیبی به اعضای اصلی سازه جلوگیری می‌کنند.

## ۶- مراجع

- [1] Chan, R.W. and Albermani, F. (2008), "Experimental Study of Steel Slit Damper for Passive Energy Dissipation", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 30, pp. 1058-1066.
- [2] Oh, S.H., Kim, Y.J. and Ryu, H.S. (2009), "Seismic Performance of Steel Structures with Slit Damper", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 31, pp. 1998-2008.
- [3] Karavasilis, T.L., Kerawala, S. and Hale, E. (2011), "Hysteretic Model for Steel Energy Dissipation Devices and Evaluation of a Minimal-Damage Seismic Design Approach for Steel Buildings", *Journal of Construction Steel Research*, Vol. 70, pp. 358-367.
- [4] Saffari, H. and Hedayat, A.A. (2013), "Poorsadeghi Nejad M. Post-Northridge Connections with Slit Dampers to Enhance Strength and Ductility", *Journal of Construction Steel Research*, Vol. 80, pp. 138-152.
- [5] Lee, C.H., Ju, Y.K., Min, J.K., Lho, S.H. and Kim, S.D. (2015), "Non-Uniform Steel Strip Dampers subjected to Cyclic Loadings", *Engineering Structures*, Vol. 99, pp. 192-204.
- [6] Lee, C.H., Kim, J., Kim, D.H., Ryu, J. and Ju, Y.K. (2016), "Numerical and Experimental Analysis of Combined Behavior of Shear-type Friction Damper and Non-Uniform Strip Damper for Multi-Level Seismic Protection", *Engineering Structures*, Vol. 114, pp. 75-92.
- [7] Lee, M., Lee, J. and Kim, J. (2017), "Seismic Retrofit of Structures Using Steel Honeycomb Dampers", *International Journal of Steel Structures*, Vol. 17, pp. 215-229.
- [8] Lee, J. and Kim, J. (2017), "Development of Box-Shaped Steel Slit Dampers for Seismic Retrofit of Building Structures", *Engineering Structures*, Vol. 150, pp. 934-946.
- [9] Amiri, A.H., Pournamazian Najafabadi, E. and Estekanchi, H.E. (2018), "Experimental and Analytical Study of Block Slit Damper", *Journal of Steel Structures*, Vol. 141, pp. 167-178.



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

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

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

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

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها



