



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: دکتر مجید جمال امید

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

نشریه علمی و پژوهشی

# سازه و فولاد

نشانی:

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

تلفن:

۸۸۳۸۴۱۹۹

پایگاه اینترنتی:

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

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

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

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

# 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 یازدهم - شماره‌ی هجدهم

پائیز و زمستان ۱۳۹۴

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

- ۲ ..... انجمن سازه‌های فولادی ایران
- ۵ ..... ارزیابی روش تحلیل مستقیم توسط تحلیل دینامیکی افزایشی در سازه‌های سنگین نفتی  
**Evaluation of Direct Analysis Method on Heavy Oil Structures by Incremental Dynamic Analysis**  
محسنعلی شایانفر، علیرضا رضائیان، پارسا جلوخانی
- ۱۵ ..... ارزیابی روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد در سازه‌های قاب خمشی فولادی با اتصالات RBS  
**Investigation of Performance Based Plastic Design Method of Steel Moment Frames with RBS Connections**  
معین شعبان عبدالحمیدی، کاظم شاکری
- ۳۵ ..... امکان‌سنجی به‌کارگیری مهاربندهای کمانش تاب در الگوی واگرا  
**Use Reduced Length Buckling Restrained Braces in Eccentric Configuration**  
علیرضا علایی، سید علی رضوی، سیدرسول میرقادری، عبدالله حسینی
- ۴۷ ..... بارکمانش خمشی ارتجاعی ستون‌های با مقطع متغیر در قاب‌های شیب‌دار آزاد در برابر حرکت جانبی با روش‌های تفاضلات محدود و کارمجازی  
**Elastic Flexural Buckling Load for Tapered Columns in Gabled Frames for State of Free to Sway with Finite Differences and Virtual Work Methods**  
عباس حق‌اللهی، علی اصغر صفوی، موسی محمودی صاحب
- ۶۳ ..... بررسی تأثیر شرایط عملیات حرارتی دو مرحله‌ای در ریزساختار و خواص مکانیکی فولادهای TRIP  
**Investigation of Two Stage Heat Treatment on Microstructure and Mechanical Properties of TRIP Steel**  
امیر مصطفی پور، توحید سعید، علی ابراهیم پوراستجان
- ۷۵ ..... تحلیل تیرهای باربر فولادی سرد نورد شده تحت خمش و نیروی محوری متغیر  
**Stability Analysis of Cold-Formed Steel Rafters Subjected to Bending and Varying Axial Loads**  
معصومه سلطانی، مازیار پشت‌دار، بهروز عسگریان
- ۹۱ ..... رفتار اتصالات صلب تیر به ستون فولادی با ورق انتهایی بلند تحت اثر بارهای انفجاری  
**Behavior of Extended End Plate Beam-to-Column Steel Connections under Blast Loads**  
غلامرضا عبدالله زاده، جواد جوانمرد، حمیدرضا توکلی
- ۱۰۸ ..... شیوه نگارش
- ۱۰۹ ..... فرم عضویت

### به نام خالق هستی

فولاد به عنوان مصالحی با مقاومت و دوام بالا و قابلیت شکل‌پذیری از دیر باز نقش عمده در شکل‌گیری تمدن بشری ایفا کرده است، در جوامع مسلمانان نیز بر اساس توصیفاتى 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 تریبی 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 خدادهای 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 روش تحلیل مستقیم توسط تحلیل دینامیکی افزایشی در سازه‌های سنگین نفتی

محسنعلی شایانفر<sup>۱</sup>، علیرضا رضائیان<sup>۲</sup>، پارسا جلوخانی<sup>۳</sup>

(تاریخ دریافت: ۹۵/۰۲/۲۲، تاریخ پذیرش: ۹۵/۰۴/۰۱)

## چکیده

روش تحلیل مستقیم رویکردی جدید در طراحی پایداری سازه‌های فولادی به حساب می‌آید. این روش برخلاف روش طول مؤثر اثرات مرتبه دوم را با افزایش طول ستون در نظر نگرفته و در مقابل این اثرات با اعمال بار جانبی و کاهش سختی در محاسبات لحاظ می‌کند. در روش تحلیل مستقیم ضریب طول مؤثر برابر یک در نظر گرفته می‌شود. همچنین عیوب اولیه که به صورت جابه‌جایی گرهی در مورد گره و ناصافی و ناشاقولی در مورد عضو مطرح هستند، با مدل‌سازی مستقیم نقص و یا در صورت عدم امکان با اعمال بار فرضی در فرضیات طراحی لحاظ می‌شوند. همچنین بررسی رفتار غیرالاستیک و غیرخطی شدن‌های هندسی عضو با کاهش سختی عضو در ملاحظات طراحی در نظر گرفته می‌شود. در سازه‌های نفتی سنگین، به دلیل وجود بارهای ثقیلی سنگین و همچنین طول زیاد ستون‌ها، اثرات مرتبه دوم در مقایسه با سازه‌های معمولی نمود بیشتری دارد. این مقاله با هدف بررسی و مقایسه پاسخ‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه‌های نفتی سنگین طراحی شده به روش تحلیل مستقیم و روش طول مؤثر با رویکرد ضوابط ANSI/AISC 360-10 انجام می‌شود.

## کلمات کلیدی

روش تحلیل مستقیم، ضریب طول مؤثر، اثرات مرتبه دوم، سازه‌های نفتی، تحلیل دینامیکی افزایشی

## Evaluation of Direct Analysis Method on Heavy Oil Structures by Incremental Dynamic Analysis

M.A. Shayanfar, A.R. Rezaeian, P. Jelokhany

### ABSTRACT

Direct analysis method is a new approach on stability design of steel structures. This method consider second order effects by applying lateral force and reducing stiffnesses, however the effective length method consider these effects by increasing column length. The direct analysis method takes the effective length factor unity for all members. Joints displacement, out of straightness and out of plumbness as initial imperfections can be modeled directly or alternatively by applying notional loads in design considerations. Inelasticity and geometric nonlinearities calculated by reducing member stiffness in design considerations. In heavy oil structures, significant gravity loads and column length lead to more second order effects in compare to typical structures. This study evaluates and compares nonlinear dynamic analysis responses of designed heavy oil structures in both direct analysis method and effective length method based on ANSI/AISC 360-10 provisions.

### KEYWORDS

Direct analysis method (DAM), Effective length method (ELM), Second order effects, Heavy oil structures, Incremental Dynamic Analysis (IDM)

۱- استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، shayanfar@iust.ac.ir

۲- استادیار گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرج، alireza.rezaeian@kiau.ac.ir

۳- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه علم و صنعت ایران، parsajelokhany@civileng.iust.ac.ir (نویسنده مسئول)



سازه‌ها را در برداشته و نتایج خود را به صورت دقیق و به دور از تقریبات موجود در دو روش طول مؤثر و روش تحلیل مرتبه اول بیان می‌دارد. همچنین این روش عدم قطعیت از مقاومت اعضاء را با اصلاح سختی اعمال نموده و از این روش شیوه‌ای جدید را از ابتدای فرآیند تحلیل بر سازه حاکم می‌کند [۲].

در سازه‌های نفتی سنگین تشدید اثرات مرتبه دوم به دلیل وجود ناشاقولی هندسی عضو در روند تحلیل و پایداری سازه دارای اهمیت است. روش‌های طول مؤثر و تحلیل مرتبه اول ناشاقولی عضو را در محاسبات خود در نظر نمی‌گیرند و این در حالی است که روش تحلیل مستقیم فرضیات خود را بر مبنای ناشاقولی و عدم قطعیت از مقاومت عضو بنا نموده و از این روش نتایج دقیق‌تری را در مقایسه با دو روش دیگر بیان می‌دارد [۲].

در این مقاله یک سازه نفتی نگهدارنده مجاری هوایی که به طور جاگانه توسط روش تحلیل مستقیم و روش طول مؤثر طراحی شده است، به صورت تحلیل غیرخطی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. روش تحلیل به صورت دینامیکی افزایشی (IDA) خواهد بود.

## ۲- روش تحقیق

مقایسه دو روش با طراحی سازه‌های نفتی که در یک جهت قاب مهاربندی و در جهت دیگر قاب خمشی هستند انجام می‌شود. در انتخاب المان‌های سازه دقت شده جابه‌جایی نسبی مرتبه دوم به جابه‌جایی نسبی مرتبه اول کوچکتر از مقدار  $1/5$  بوده تا استفاده از روش طول مؤثر امکان پذیر باشد. مقایسه حالت حدی دو روش در جدولی شامل وزن المان‌های به کار رفته در هر قاب به همراه میزان تغییر ارائه شده است. در انتها کنترل جابه‌جایی نسبی مطابق با ضوابط حالات حدی بهره‌برداری بیان می‌شود.

## ۳- روش طول مؤثر

در الزامات عمومی طراحی AISC و تفسیر آن در ویرایش سال ۲۰۰۵ روش طول مؤثر<sup>۱</sup> مستقیماً با نام خود عنوان

<sup>۱</sup> Effective Length Method (ELM)

استاندارد ANSI/AISC 360 در ویرایش سیزدهم خود در سال ۲۰۰۵ روش تحلیل مستقیم را به عنوان روش جایگزین روش طول مؤثر و روش تحلیل مرتبه اول در پیوست خود ارائه داد. در سال ۲۰۱۰ روش تحلیل مستقیم به عنوان روش اصلی طراحی در استاندارد AISC معرفی شد و در مقابل دو روش دیگر به پیوست منتقل شدند [۱ و ۲]. در ادبیات فنی آیین‌نامه سه روش مذکور به عنوان روش‌های طراحی برای پایداری بیان شده‌اند. آنچه به عنوان پایداری مورد بحث است تعادل سازه و هر جزء آن در اثر شرایط تغییرشکلی است.

روش تحلیل مستقیم برخلاف روش طول مؤثر اثرات مرتبه دوم را با افزایش طول ستون در نظر نمی‌گیرد و در مقابل این اثرات را با اعمال بار جانبی و کاهش سختی در محاسبات خود لحاظ می‌کند. عیوب اولیه که در مورد گره و عضو مطرح می‌شود (جابه‌جایی گرهی در مورد گره و ناصافی و ناشاقولی در مورد عضو) با مدل‌سازی مستقیم نقص و یا در صورت عدم امکان، با اعمال بار فرضی در فرضیات طراحی لحاظ می‌شوند. همچنین در خصوص رفتار غیرالاستیک عضو با اعمال کاهش سختی در ملاحظات طراحی در نظر گرفته می‌شود [۱].

در اواخر سال ۱۹۹۹، AISC-SSRC Task Committee تصمیم به ارائه روشی در خصوص تحلیل پایداری برای طراحی سازه‌های فولادی با رویکرد استفاده از روش‌های کامپیوتری گرفت. همچنین در نظر موارد زیر نیز در روش جدید لحاظ شود:

- عدم نیاز به محاسبه ضریب طول مؤثر ستون،  $K$ ، در فرآیند طراحی که خود منشأ خطا و اشتباه مهندسان در طراحی سازه‌های پیچیده است،
- گسترش یک روش طراحی با همان رویکرد منطقی و سازگار برای تمامی سازه‌ها شامل قاب‌های مهاربندی، قاب‌های خمشی و سیستم قاب‌های مرکب.

روش تحلیل مستقیم با توجه به در نظر گرفتن اثرات ناشاقولی در روابط طراحی خود گستره بیشتری در طراحی



نشده است. در بخش C1.1 تفسیر، از این روش به عنوان رویکردی سنتی اشاره شده است. ضوابط روش طول مؤثر در بخش C2.2a از الزامات عمومی طراحی AISC ارائه شده است. این روش اساساً برای قاب‌های خمشی به کار می‌رود که در آن باید ضریبی به نام ضریب طول مؤثر،  $K$  (یا به طور معادل تنش کمانشی الاستیک،  $F_e$ ) به منظور محاسبه مقاومت فشاری موجود در عضو تعیین شود. روش طول مؤثر برای قاب‌های مهارنشده و مهارشده قابل استفاده است. با این حال بخش C2.2a(4) (بخش ۳.۲.۷ از پیوست ۷ الزامات عمومی طراحی AISC ویرایش سال ۲۰۱۰) در قاب‌های مهاربندی مقدار ضریب طول مؤثر را برابر  $K=1/0$  توصیه می‌کند. استفاده از روش طول مؤثر برای سیستم‌های ترکیبی قدری دشوار می‌شود زیرا تعیین  $K$  باید بر اساس تحلیل کمانشی برخی از انواع سیستم‌های کلی‌تر انجام شود در حالی که روش سنتی ضریب طول مؤثر را به کمک جداول و فرمول‌ها به دست می‌دهد [۱].

روش طول مؤثر با نام خود در ویرایش سال ۲۰۱۰ از الزامات عمومی طراحی AISC معرفی گردید. الزامات روش طول مؤثر در بخش ۲.۷ از پیوست ۷ با عنوان روش‌های جایگزین برای طراحی پایداری ارائه شد [۱].

در هر تراز از قاب بررسی شود که اثرات مرتبه دوم حرکت جانبی که توسط نسبت جابه‌جایی نسبی مرتبه دوم به جابه‌جایی نسبی مرتبه اول ( $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st}$  یا  $B_2$ ) اندازه‌گیری می‌شود، کوچکتر یا مساوی  $1/5$  باشد (بر مبنای یک مدل با مشخصات اسمی عضو). در صورتی که نیاز به اطمینان از این شرط باشد، سخت نمودن سازه یا استفاده از روش تحلیل مستقیم کارگشا خواهد بود.

روش حاضر طول مؤثر دارای تغییرات جدیدی است که حوزه کاری کمتری را در اختیار قرار داده و همچنین به دلیل استفاده از بارهای فرضی که به منظور محاسبه اثرات عیوب هندسی ناشاقولی عمل می‌کنند دقت بالاتری در پی خواهد داشت. بارهای فرضی با توجه به رابطه (۱) تعیین و تنها در ترکیب بارهای ثقلی روش طول مؤثر اعمال شوند.

$$N_i = 0.002\alpha Y_i \quad (1)$$

که در این رابطه:

$N_i$  = بار فرضی اعمال شده در تراز  $i$  ام،  
 $Y_i$  = بار ثقلی اعمال شده در تراز  $i$  ام که از ترکیب بارهای LRFD یا ترکیب بارهای ASD به دست می‌آید،  
 $\alpha = 1/0$  (LRFD) [۱].

مزایای روش روش طول مؤثر به شرح زیر است:

- ۱- روش طول مؤثر نسبت به روش تحلیل مستقیم حساسیت کمتری به دقت تحلیل مرتبه دوم دارد.
- ۲- در حالات ساده‌ای که محاسبه ضریب طول مؤثر آسان است، روش طول مؤثر نیاز به کار کمتری نسبت به روش تحلیل مستقیم دارد.

معایب روش روش طول مؤثر به قرار زیر است:

- ۱- روش طول مؤثر نیروهای داخلی را با دقت روش تحلیل مستقیم محاسبه نمی‌کند. با این حال، طراحی‌های بر مبنای روش طول مؤثر حدود قابل قبول مشخص شده توسط الزامات عمومی طراحی AISC را به دست می‌دهد.
- ۲- روش طول مؤثر نیاز به محاسبه ضریب طول مؤثر،  $K$ ، یا بار کمانشی نظیر ستون،  $P_e$ ، داشته که در بسیاری از قاب‌های خمشی می‌تواند دشوار و در معرض خطا باشد.
- ۳- کاربرد این روش به منظور جلوگیری از بروز خطاهای اساسی در تعیین نیروهای داخلی، محدود به اثرات کوچک مرتبه دوم ( $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st}$  یا  $B_2 \leq 1/5$ ) بر مبنای مشخصات اسمی عضو) است.  $B_2$  از رابطه (۲) محاسبه می‌شود.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \sum P_{nt}}{\sum P_{e2}}} \geq 1 \quad (2)$$

که در این رابطه:

$P_{nt}$  = نیروی محوری مرتبه اول بر اساس ترکیب بارهای LRFD یا ASD با فرض عدم جابه‌جایی جانبی قاب

$\sum P_{e2}$  = مقاومت کمانش بحرانی حالت الاستیک طبقه که توسط تحلیل کمانشی جانبی به دست می‌آید.

- ۴- استفاده از این روش برای انجام و نیازهای اساسی قضاوت مهندسی در بسیار از انواع قاب‌ها، بسیار دشوار است. برخی از این قاب‌ها عبارت‌اند از:



قاب‌های مرکب مهاربندی و خمشی، قاب‌های پرتال با نیروهای فشاری زیاد در تیرها و رفته‌ها، قاب‌هایی که برخی از ستون‌های آن به دلیل نیروی بالابرنده دارای نیروی کششی است و ساختمان‌هایی که در آن‌ها بخش بزرگی از قاب مشارکت اندکی در کمانش یک بخش بحرانی از سازه دارد.

نتایج این روش در خطاهای ماکسیمم و متوسط بزرگتری نسبت به معیار پلاستیسیته توزیع شده در روش تحلیل مستقیم دارد [۲].

#### ۴- روش تحلیل مستقیم

روش تحلیل مستقیم<sup>۱</sup> برخلاف روش طول مؤثر اثرات مرتبه دوم را با افزایش طول ستون در نظر نمی‌گیرد و در مقابل این اثرات با اعمال بار جانبی و کاهش سختی در محاسبات خود لحاظ می‌کند. عیوب اولیه که در مورد گره و عضو مطرح هستند (جابه‌جایی گرهی در مورد گره و ناصافی و ناشاقولی در مورد عضو) با اعمال بار فرضی و یا مدل‌سازی مستقیم نقص در فرضیات طراحی لحاظ می‌شوند. همچنین رفتار غیرالاستیک عضو با کاهش سختی در عضو در ملاحظات طراحی اعمال می‌شود.

مطابق گفته استاندارد AISC روش تحلیل مستقیم را می‌توان برای تمامی انواع قاب، شامل قاب‌های خمشی، قاب‌های مهاربندی، قاب‌های ترکیبی و دیگر سیستم‌های دوگانه و مرکب نظیر دیوارهای برشی قاب‌های خمشی به‌کار برد. جزئیات این روش در فصل C از استاندارد AISC بیان شده است. این روش قادر است تمامی اثرات مرتبه دوم را بدون محدودیت اعمال کند. مطابق فصل C، انجام یک تحلیل دقیق مرتبه دوم ضروری است.

در ساخت مدل برای طراحی مشخصات اعضایی که در پایداری قاب مشارکت دارند به صورت  $EI^* = 0.8\tau_b EI$  و  $EA^* = 0.8EA$  کاهش داده می‌شود. پیشنهاد می‌شود مشخصات تمامی اعضایی که در سختی الاستیک مشارکت دارند در مقدار  $0.8$  ضرب شود که البته در خصوص

اعضای با صلبیت خمشی، باید از ضریب  $0.8\tau_b$  استفاده نمود. هنگامی که:

$$\tau_b = 1 \quad : \alpha P_r / P_y \leq 0.5 \quad (3)$$

$$\tau_b = 4(\alpha P_r / P_y) [1 - (\alpha P_r / P_y)] \quad : \alpha P_r / P_y > 0.5$$

استفاده از بارهای فرضی برای در نظر گرفتن اثرات ناشاقولی اعضاء یکی از فرضیات اساسی روش تحلیل مستقیم بوده که این کار همانند رابطه (۱) انجام می‌شود.

مطابق فرضیات روش تحلیل مستقیم، کنترل جابه‌جایی جانبی باد با استفاده از مشخصات اسمی عضو برای بارهای باد سطح سرویس (یعنی دوره بازگشت برای باد انتخاب شده) انجام می‌شود. توجه شود این بررسی در حوزه سرویس‌پذیری انجام می‌شود و الزام آیین‌نامه‌ای نمی‌باشد. در کنترل نرم‌افزاری، نتایج تحلیل بر اساس سختی‌های کاهش نیافته بررسی می‌شود. برای این منظور معکوس ضریب  $0.8$  که برابر  $1/25$  است به عنوان سطح مقطع مؤثر، ممان اینرسی مؤثر و ممان پیچشی مؤثر به برنامه معرفی می‌شود [۱].

مزایای روش تحلیل مستقیم به شرح زیر است:

۱- روش تحلیل مستقیم برای انواع قاب‌ها اعم از

مهاربندی، خمشی و ترکیبی قابل استفاده است.

۲- با توجه به این روش می‌توان تمامی ستون‌ها را با

ضریب طول مؤثر  $K=1/0$  طراحی نمود. بنابراین بروز

بسیاری از پیچیدگی‌های و عدم قطعیت‌ها در محاسبه

صحیح این ضریب منتفی خواهد بود. این ویژگی

بزرگترین مزیت برای طراح است.

۳- در این روش برای کل سیستم سازه سختی انتخاب

می‌شود.

۴- همانند روش طول مؤثر این روش نیز اثرات

ناپایدارکننده ناشاقولی قاب‌ها را توسط اعمال بارهای

جانبی فرضی یا اعمال صریح ناشاقولی در نظر

می‌گیرد.

۵- این روش با الزام به کاهش مشخصات عضو، توجه

ویژه‌ای به «نرم‌شدگی» قاب مقاوم در برابر بار جانبی

در حالت حدی نهایی دارد. همچنین وجود  $\tau_b$  در

<sup>1</sup> Direct Analysis Method (DAM)



فرآیند تحلیل، اثرات غیرالاستیسیته ستون و قاب را به طور مستقیم پررنگ تر می‌کند.

۶- روش تحلیل مستقیم برآوردهایی دقیق تر از نیروهای داخلی موجود در سازه را ارائه می‌کند. در محاسبه نیروهای داخلی تیرها، تیر ستون‌ها و اتصالات، تأثیر عیوب هندسی و اثرات پایداری لحاظ می‌شود و این در حالی است که روش طول مؤثر چنین قابلیت ندارد. این موضوع در تیرها و اتصالات با بارهای ثقلی نسبتاً کوچک که برای انتهای ستون‌ها قید دورانی ایجاد می‌کند اهمیت ویژه‌ای پیدا می‌کند. همچنین این برآوردهای دقیق می‌تواند در بررسی مقاومت تیر ستون‌هایی زیر اثر خمش تک‌محوری به طوری که در راستای خارج از صفحه خمش ضعیف هستند، به طور ویژه‌ای اهمیت پیدا نمایند. با این وجود، با تمام محدودیت‌ها، روش طول مؤثر روشی قابل قبول است.

۷- از این روش می‌توان در تحلیل و طراحی غیرالاستیک به خوبی تحلیل و طراحی الاستیک استفاده نمود (پیوست ۱ از استاندارد AISC و White و همکاران (۲۰۰۶)). همچنین استفاده از این روش در سیستم‌های ترکیبی نیز امکان‌پذیر است [۳].

معایب روش تحلیل مستقیم به شرح زیر است:

۱- روش تحلیل مستقیم الزام به اصلاح اضافی مشخصات عضو ( $EI^*$  و  $EA^*$ ) در ورودی مدل کامپیوتری دارد. همواره باید در استفاده صحیح از مشخصات اسمی در کنترل‌های مربوط به سرویس‌پذیری یا در کنترل ابعاد عضو با توجه به معیارهای آیین‌نامه دقت نمود.

۲- به کارگیری  $T_b$  گامی تکراری در فرآیند طراحی است؛ اگرچه می‌توان با اضافه نمودن بارهای فرضی به میزان  $0.001Y_i$  که در همه ترکیبات بارگذاری لحاظ می‌شود، این گام را حذف نمود. وجود این بار اضافی جانبی فرضی به تمامی اجزای موجود در سیستم مقاوم در برابر بار جانبی (و نه فقط به اعضای با بار زیاد) تأثیری می‌گذارد.

۳- به کارگیری بارهای جانبی فرضی یک گام اضافی بوده که طراحان به آن عادت ندارند. البته برای بسیاری از قاب‌های ساختمانی، بارهای فرضی به عنوان یک بار جانبی حداقل بوده که تنها در ترکیب بارهای ثقلی لحاظ می‌شوند.

۴- روش تحلیل مستقیم حساسیت بیشتری به دقت تحلیل مرتبه دوم نسبت به روش طول مؤثر دارد. در سازه‌هایی که به طور کامل یا حدوداً توسط کماتش جانبی کنترل می‌شوند، تغییرات غیرخطی نیروها و لنگرهای داخلی که به عنوان حد پایداری هستند، موجب سریع‌تر نزدیک شدن مقادیر کنترل ظرفیت عضو (نظیر  $M_r/M_c$  برای اعضای خمشی و  $P_r/P_r$  برای اعضای فشاری) به مقدار واحد می‌شوند. در نتیجه ممکن است طراح به دلیل محاسبه کوچک یک مقدار برای کنترل‌های ظرفیتی، به اشتباه تصور کند اعضاء دارای ظرفیت کافی هستند، در حالی که در واقعیت برای اعضای بحرانی با اندک افزایشی در بارهای وارده بر سازه، ممکن است این کنترل‌ها به  $1/0$  بسیار نزدیک و یا از آن تجاوز نمایند [۴].

روش تحلیل مستقیم براساس مقادیری فرضی برای ناشاقولی بنا شده که با توجه به تکنولوژی ساخت و نصب امروزه، تا حد زیادی نامطمئن هستند (در قاب‌های فولادی معمول اغلب انتظار می‌رود ناشاقولی کوچکتر باشد). با این وجود بسیاری از قاب‌ها به مقادیر ناشاقولی مورد استفاده حساس نیستند. همچنین ناشاقولی اسمی  $0.002$  که براساس رواداری نصب ستون در استاندارد AISC<sup>1</sup> است، نتایجی سازگار با محاسبه عیوب هندسی ایجاد می‌کند که به تازگی به صورت غیرصریح در روش طول مؤثر گنجانده شده است [۵ و ۶].

با توجه به مبانی روش تحلیل مستقیم و روش طول مؤثر، سازه‌های تحلیل شده در برابر یک دسته شتاب نگاشت تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) می‌شوند. رکوردهای زلزله از سایت peer مربوط به دانشگاه برکلی دریافت شده است. ضریب وارد به هر شتاب نگاشت از  $0.2$  شروع و با

<sup>1</sup> AISC code of standard practice



۲۰ مرحله افزایش به ضریب ۲/۳۵ ختم می‌شود. روند افزایش ضریب در مراحل ابتدایی با گام‌هایی ۰/۱ بوده و از گام دهم به انتها به ازای هر گام ۰/۰۵ افزایش می‌یابد [۶].

#### ۵- تحلیل دینامیکی افزایشی

برای این تحلیل ۲۰ شتاب نگاشت متعلق به ۱۰ زلزله از سایت PEER انتخاب شد [۷]. فرآیند عملکرد این تحلیل با نوشتن حلقه برای رکوردهای تاریخچه زمانی، که شدت شتاب را در هر مرحله برای هر رکورد افزایش می‌دهد انجام شد. دستورالعمل FEMA p695 ارزیابی فروریزش را توسط تحلیل استاتیکی غیرخطی (Pushover) و تحلیل دینامیکی غیرخطی (Response History Analysis) تعریف می‌کند. تحلیل استاتیکی غیرخطی به اعتبار بخشیدن رفتار غیرخطی مدل و تحلیل دینامیکی غیرخطی تشخیص میانه ظرفیت فروریزش (Collapse Capacity) و حاشیه ایمنی فروریزش (CMR) می‌پردازد. میانه فروریزش شدتی از زمین‌لرزه است که در آن نیمی از رکوردهای یک سری، سازه دچار فروریختن نوعی از الگوها<sup>۱</sup> گردد. برای ارزیابی فروریزش لازم است که شدت رکوردهای زلزله به صورت پیوسته و مرحله‌ای افزایش یابد. به چنین فرآیندی از تحلیل دینامیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی افزایشی یا IDA<sup>۲</sup> گفته می‌شود. ایده روش IDA در ابتدا توسط Vamvatsikos و Cornell در سال ۲۰۰۲ مطرح شد [۸]. تا آن زمان ارزیابی عملکردی سازه‌ها تنها توسط روش پوش اور انجام می‌شد. آن‌ها اعلام داشتند ارزیابی خسارت سازه را می‌توان توسط یک یا چند رکورد مقیاس شده زلزله به دست آورد. با توجه به عدم وجود اثر میانقابی به دلیل نبود دیوار و همچنین صلب نبودن دیافراگم سقف‌ها، میرایی ذاتی قاب برابر ۲ درصد در نظر گرفته می‌شود. تحلیل توسط برنامه تحلیلی OpenSees و به صورت سه بعدی انجام شده است. المان‌های تعریف شده از نوع المان غیرخطی تیر ستون با مقطع فایبر و ۵ نقطه بررسی هستند.

<sup>1</sup> Archetype

<sup>2</sup> Incremental Dynamic Analysis

برای آنکه بتوان از روند کار انجام شده معیاری در دست داشت دو فاکتور پیروید سازه و برش پایه حالت خطی، به عنوان مرجع در نظر گرفته شدند. برای این منظور پس از تحلیل خطی سازه مقدار پیروید مود اول ارتعاش و همچنین مقدار برش پایه از نرم‌افزار SAP2000 خوانده شد و با مقادیر هر تحلیل و نمودار IDA کنترل گردید. جدول (۱) مقدار پیروید و برش پایه سازه را در حالت خطی نشان می‌دهد. مقدار پیروید و برش پایه در نرم‌افزار OpenSees تا مرز دریافت کوچکتر مساوی ۰/۰۰۵ برداشت شده است.

برای ترسیم نمودارها، از طیف پاسخ مربوط به هر شتاب نگاشت برای به دست آوردن شتاب وارد بر سازه استفاده شده است. بدین ترتیب نمودار دریافت بر حسب شتاب طیفی نظیر مود اول سازه ترسیم شده است. شکل (۱) و (۲) به ترتیب نمودار IDA برای روش تحلیل مستقیم و روش طول مؤثر را نشان می‌دهد. همچنین در شکل‌های (۳) تا (۵) مقایسه‌ای از نمودار IDA برای سه رکورد ارائه شده است.

جدول (۱): نتایج بررسی اولیه صحت مدل غیرخطی

برش پایه ton		پیروید s		
۶۵/۸۳	۶۹/۱۱	۱/۲۲	۱/۱۲	SAP2000
۷۰/۰۰	۷۳/۰۰	۱/۲۴	۱/۱۳	OpenSees

#### ۶- نتیجه گیری

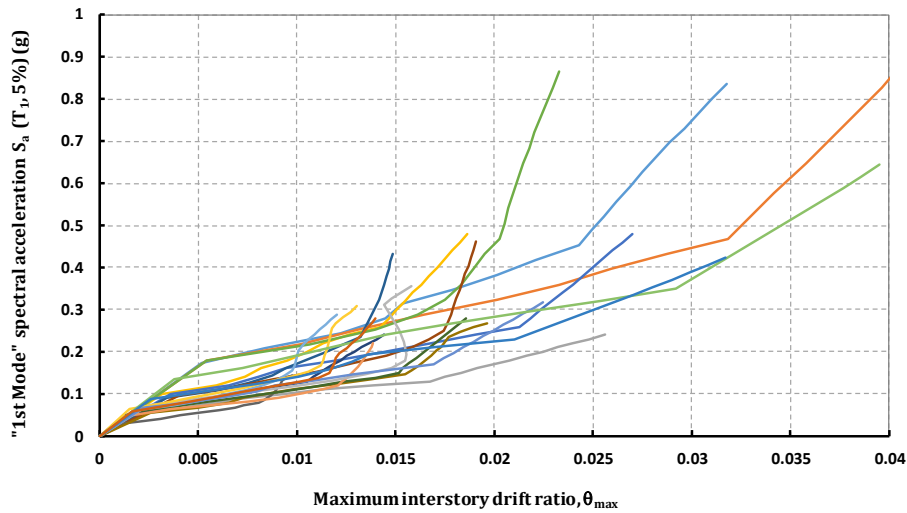
با توجه به تحلیل غیرخطی انجام شده برای سازه فولادی نفتی طراحی شده به دو روش تحلیل مستقیم و روش طول مؤثر نتایج زیر حاصل می‌شود:

- تقریباً در تمامی نمودارها دریافت حالت خطی (شکستگی اول نمودار) روش طول مؤثر بیشتر از روش تحلیل مستقیم است.
- در بیشتر شتاب‌نگاشت‌ها فروریزش (شکستگی دوم نمودار) در روش طول مؤثر در آستانه پایین‌تری از شتاب طیفی نسبت به روش تحلیل مستقیم رخ می‌دهد.

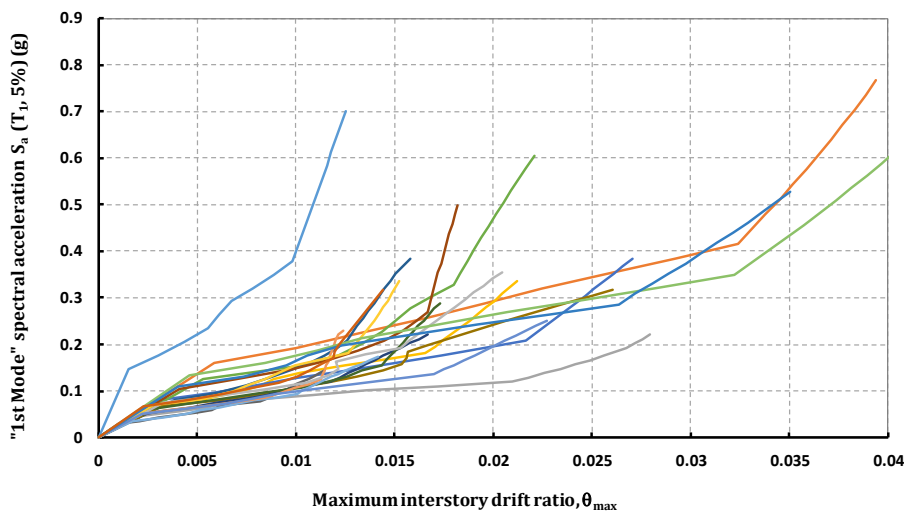


■ با توجه به یکسان بودن شیب در بخش میانی نمودار IDA، روند رفتار غیر خطی برای هر دو روش یکسان است.

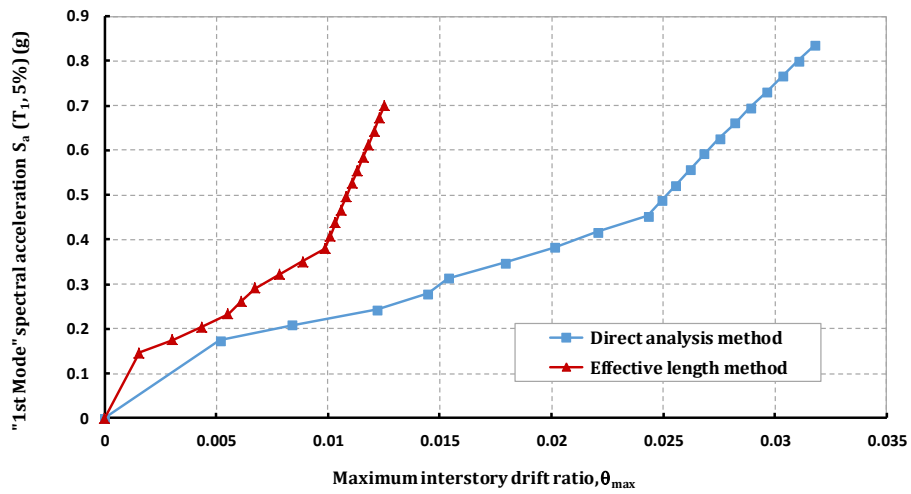
■ در حظه فروریزش روش طول مؤثر برای بیشتر از ۶۰٪ از نمودارها بیشتر از روش تحلیل مستقیم است.



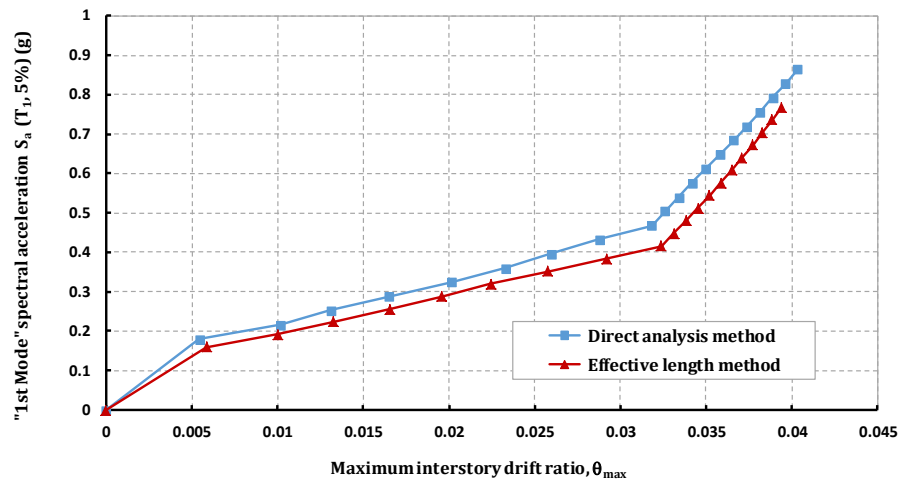
شکل (۱): نمودار IDA برای سازه به روش تحلیل مستقیم



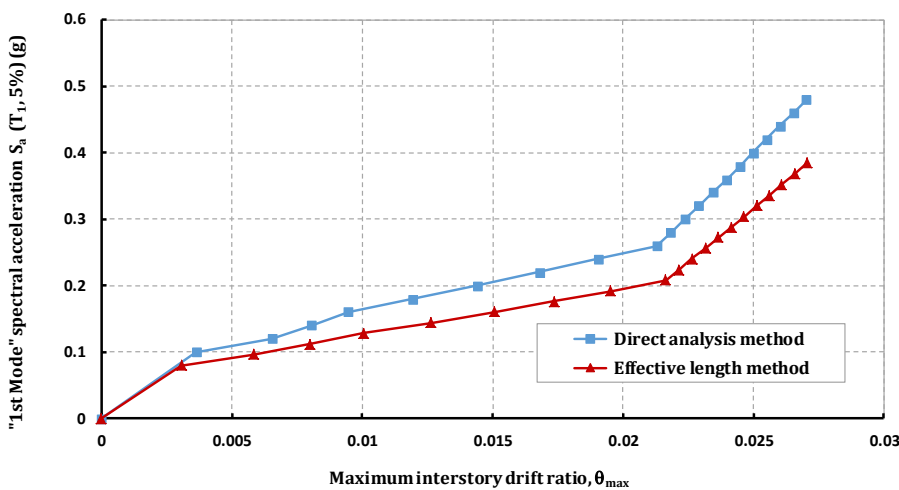
شکل (۲): نمودار IDA برای سازه به روش طول مؤثر



شکل (۳): نمودار IDA مقایسه‌ای برای رکورد شماره ۱



شکل (۴): نمودار IDA مقایسه‌ای برای رکورد شماره ۲



شکل (۵): نمودار IDA مقایسه‌ای برای رکورد شماره ۵



- [1] AISC (2010), "Specification for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction.
- [2] Griffis, L.G. and White, D.W. (2013), "Stability Design of Steel buildings", American Institute of Steel Construction.
- [3] Nair, R.S. (2005), "Stability and Analysis, the 2005 AISC Specification offers new options for rational Stability design", Modern Steel Construction.
- [4] Louis, E. and Geschwindner, F. (2005), "Design Steel Your Way II: Efficient Analysis for Steel Design Using the 2005 AISC Specification", American Institute of Steel Construction.
- [5] White, D., Surovek, A. and Kim, A.C. (2007), "Direct Analysis and Design Using Amplified First-Order Analysis Part 1: Combined Braced and Gravity Framing Systems", Engineering Journal, pp. 305-322.
- [6] AISC (2010), "AISC Live Webinars", American Institute of Steel Construction.
- [7] PEER NGA-West2 Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2013.
- [8] Vamvatsikos, D. and Cornell, A.C. (2002), "Incremental Dynamic Analysis", Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University.



# ارزیابی روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد در سازه‌های

## قاب خمشی فولادی با اتصالات RBS

\* معین شعبان عبدالمحمدی<sup>۱</sup>، کاظم شاکری<sup>۲</sup>

(تاریخ دریافت: ۹۴/۰۲/۰۸، تاریخ پذیرش: ۹۵/۰۲/۱۵)

### چکیده

زلزله‌های سال‌های اخیر نشان دادند که روش طراحی سازه‌ها با استفاده از نیرو نمی‌تواند روش قابل اعتمادی برای طراحی سازه به منظور عملکرد مورد انتظار در برابر زلزله باشد. روش‌های طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد شیوه نوینی از طراحی لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد که به منظور بهبود بخشیدن به عملکرد لرزه‌ای سازه‌های مقاوم در برابر زلزله توسعه پیدا کرده است. در این روش از تعادل کار داخلی و خارجی برای محاسبه برش پایه استفاده می‌شود. همچنین این روش توزیع جدیدی از نیروهای داخلی ارائه می‌کند که می‌تواند اثر رفتار غیرخطی و مودهای بالاتر سازه را در طراحی در نظر بگیرد. برتری دیگر این روش نسبت به روش مبتنی بر نیرو، انتخاب تغییر مکان هدف و حذف مکانیزم‌های نامطلوب از ابتدای روند طراحی می‌باشد. این مقاله به ارزیابی دو روش طراحی مبتنی بر نیرو و روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد در قاب‌های خمشی ویژه با اتصالات RBS می‌پردازد. بدین منظور چهار سازه قاب خمشی ویژه فولادی ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه بر اساس آیین‌نامه ایران به عنوان سازه‌های پایه در نظر گرفته می‌شود و بار دیگر با روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد طراحی می‌شوند. سازه‌های پایه و سازه‌های طراحی شده بر اساس عملکرد تحت آنالیز غیر الاستیک پوش آور قرار می‌گیرند. عملکرد و مکانیزم تسلیم سازه‌ها نشان می‌دهد که هر دو گروه از سازه‌ها ایمنی جانی را تامین می‌کنند. همچنین تحت زلزله سطح سرویس خدمت رسانی بی‌وقفه را ارضاء می‌کنند. روش عملکردی تحت زلزله‌های شدیدتر مکانیزم تسلیم هدف را برآورده می‌کند ولی در روش نیرویی مشاهده می‌شود که تعدادی از مفاصل پلاستیک در ستون‌ها تشکیل شده، مضاف بر اینکه مشاهده می‌شود از لحاظ اقتصادی روش عملکردی به صرف تر از روش نیرویی است.

### کلمات کلیدی

طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد، قاب خمشی فولادی ویژه، رفتار غیرخطی، تحلیل پوش آور

## Investigation of Performance Based Plastic Design Method of Steel Moment Frames with RBS Connections

M.S. Abdolmohammadi, K. Shakeri

### ABSTRACT

Earthquakes in recent years showed that design of structures using force method is not a reliable method for design of structures against earthquake. Performance Based plastic Design is developed as a modern way in seismic design of structures in order to refine the seismic performance of stable buildings faced to earthquake. In this way use the balance of internal and external work to calculate the base shear. Also, this method provides a new distribution of internal force that nonlinear effect of higher mods can be considered in the design of structures. Select the target displacement and remove the undesirable mechanisms at the beginning of the design process is another advantage of this method compared to the force method. This paper assesses the force and performance based plastic design method for Special Moment Resisting Frames with RBS connection. By this point, four buildings with 4, 8, 12, 20 stories of Special Moment Resisting Frames Based on Iran Building Regulations, and for the second time attempted to apply plastic design based on Performance based Design method. Performance based Design Method was applied and Pushover Analysis on The Original Building carried out. Performance and yielding mechanism of the buildings showed that both types of limit states satisfied the Life Safety level, although under severe earthquake record satisfied Immediate Serviceability level. Performance Based Design under stronger excitations reached for target point mechanism, but in the Force Based Design Method was observed that Performance Based Design is as beneficial as Force Based Design Method.

### KEYWORDS

Performance based plastic design, Special moment resisting frame, Nonlinear behavior, Pushover analysis

۱- کارشناس ارشد مهندسی عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، moein\_266@yahoo.com (نویسنده مسئول)

۲- دانشیار دانشکده فنی مهندسی عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، shakeri@uma.ac.ir



این اساس صورت گیرد که مقدار انرژی پلاستیکی که توسط سازه جذب می‌شود برابر با مقدار بیان شده در رابطه (۲) باشد.

$$E_p = E_t - E_e \quad (2)$$

$E_e$  و  $E_p$  به ترتیب مؤلفه‌های پلاستیک و الاستیک انرژی هستند.

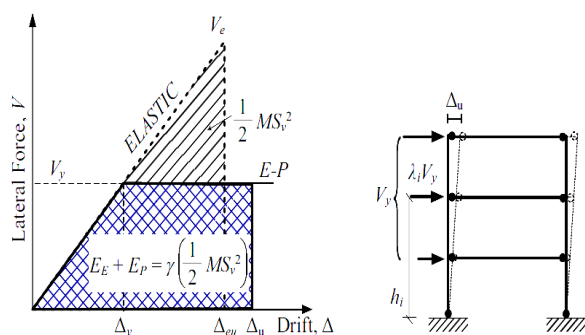
Housner فرض کرد که  $E_t$  می‌تواند به عنوان تقاضای انرژی سیستم به کار رود. در تحقیقات بسیاری از جمله گزارش مرکز مطالعات مهندسی زلزله در سال ۱۹۸۸ مشخص شد که کار خارجی انجام شده توسط سیستم برابر با حاصلضرب انرژی ورودی الاستیک در ضریب اصلاح انرژی  $\gamma$  است (شکل (۱)).  $\gamma$  به نسبت شکل‌پذیری  $\mu_s$ ، ضریب کاهش شکل‌پذیری  $R_\mu$  و پریود سازه  $T$  وابسته است [۳].

ضریب شکل‌پذیری سازه از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\mu_s = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (3)$$

$\theta_y$  و  $\theta_u$  به ترتیب برابر با تقسیم تغییرمکان هدف و تغییرمکان تسلیم سازه هستند. ضریب اصلاح انرژی  $\gamma$  برابر خواهد بود با:

$$\gamma = \frac{2\mu_s - 1}{R_\mu^2} \quad (4)$$



شکل (۱): طیف غیر الاستیک ضریب اصلاح انرژی [۴]

در سال‌های اخیر سه روش Newmark و Hall، Krawinkler و Nassar، Miranda و Bertero برای محاسبه  $R_\mu$  بیان شده است. شکل (۲) نسبت بین  $R_\mu$  و  $T$  را نشان می‌دهد [۵-۷].

رفتار سازه در هنگام زلزله غیر ارتجاعی است. بدین معنی که سازه طراحی شده می‌بایست در طول زلزله‌های شدید، تغییر شکل‌های غیر الاستیک بزرگی را تحمل کند. رویکرد طراحی لرزه‌ای کنونی عموماً بر اساس رفتار سازه‌ای الاستیک بوده و رفتار غیر الاستیک به صورت غیر مستقیم در نظر گرفته می‌شود. در روش طراحی لرزه‌ای ایران، برش پایه طراحی توسط یک ضریب اصلاح نیرو،  $R$ ، که مقدار آن به نوع سیستم سازه‌ای وابسته است، کاهش می‌یابد. در صورتی که ضریب رفتار ارتباط تنگاتنگی با دوره تناوب، میزان شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ... دارد. بنابراین نسبت دادن عدد ثابت مانند  $R$  برای تعیین عملکرد غیرخطی آن سبب می‌شود که از عواملی مانند مدت دوام زلزله، بی‌نظمی در ارتفاع، میرایی، تعداد طبقات، پریود سازه و ... چشم‌پوشی شود. از طرفی دیگر ارزیابی سازه‌های طراحی شده بر اساس نیرو با استفاده از معیارهای پذیرش FEMA-356 نشان می‌دهد که روش طراحی براساس نیرو نمی‌تواند روش مناسبی برای طراحی ساختمان در برابر زلزله باشد [۱]. از این رو برای بهبود عملکرد سازه تحت زلزله‌های شدید روش‌های جدیدی پیشنهاد شده است. یکی از روش‌های جدید و موفق در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، روش طراحی پلاستیک براساس عملکرد است.

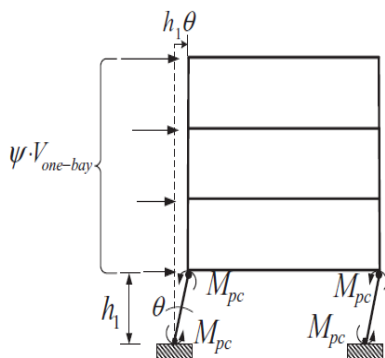
در روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد (PBPD) سازه در مرحله نهایی مد نظر قرار می‌گیرد. مفهوم انرژی در طراحی لرزه‌ای اولین بار توسط Housner در سال ۱۹۵۶ ارائه شد. Housner مقدار بیشینه انرژی ورودی به سازه را برای یک سیستم کاملاً الاستیک به طور متوسط به صورت رابطه (۱) بیان کرد [۲].

$$E_t = \frac{1}{2} MS_v^2 = \frac{1}{2} M \left( \frac{T}{2\pi} S_a g \right)^2 \quad (1)$$

که در آن،  $M$  کل جرم لرزه‌ای سازه،  $S_v$  سرعت طیفی،  $S_a$  شتاب طیفی و  $g$  شتاب گرانش زمین می‌باشند. در نقطه تسلیم مقدار انرژی الاستیک سازه کمتر از کل انرژی ورودی است ( $E_e < E_t$ ). Housner پیشنهاد داد طراحی بر



را برای حداکثر نیروی مورد انتظار شامل نیروی گرانشی در تیر و ستون با در نظر گرفتن سخت شدگی کرنشی و اضافه مقاومت مصالح در مفاصل پلاستیک تیرها طراحی کنیم. مقدار لنگر در مفاصل پلاستیک تیرها با سخت شدگی کرنشی و اضافه مقاومت مصالح با مساوی ۱/۲۵ در نظر گرفته می‌شود [۱۱].



شکل (۵): ایجاد مکانیزم طبقه نرم در طبقه اول

در این مرحله، مقدار نیروی جانبی مورد نیاز،  $F_{Li}$  فرض می‌شود و براساس ضرایب توزیع نیروی برش جانبی توزیع می‌گردد و مقدار کلی آن را می‌توان از نوشتن معادله به دست آورد. به این ترتیب لنگر انتهای ستون‌ها و نیروی برشی در هر طبقه با استفاده از لنگر انتهای تیرها و  $F_{Li}$  به دست می‌آید.

## ۲- روش پژوهش

در این مقاله چهار سازه قاب خمشی فولادی ویژه با اتصالات RBS ابتدا با روش مبتنی بر نیرو (مبحث دهم مقررات ملی ایران سال ۱۳۹۲ و آیین نامه زلزله ۲۸۰۰ ویرایش چهارم) و سپس با روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد طراحی می‌شوند. بدین منظور چهار سازه قاب خمشی فولادی ویژه با ارتفاع مختلف با این دو روش طراحی می‌شوند، سپس این سازه‌ها در نرم افزار Perform3D مدل شده و تحت آنالیز پوش آور و همچنین تحت طیف پاسخ زلزله طرح و طیف پاسخ زلزله سرویس آیین نامه ۲۸۰۰ ایران قرار می‌گیرند. عملکرد این سازه‌ها و

مقدار اولیه برای  $\alpha$  مساوی ۰/۵ پیشنهاد شد. با توجه به نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی که بر روی سازه‌های STMF و EBF انجام گرفت به ۰/۷۵ تغییر یافت [۹].

ظرفیت لنگر مورد نیاز تیرها برای هر طبقه با نوشتن معادله کار و برابر قرار دادن کار خارجی با کار داخلی با توجه به شکل (۴) به صورت زیر به دست می‌آید.

$$\sum_{i=1}^n F_i h_i \theta = 2M_{pc} \theta + \sum_{i=1}^n 2(\beta_i M_{pb}) \gamma_i \quad (11)$$

$\theta$ : زاویه‌ی دوران مربوط به مکانیزم تسلیم

$M_{pb}$ : مقاومت خمشی مورد نیاز تیر

$$\gamma_i = \left( \frac{L}{L_i} \right) \theta \quad (12)$$

برای بدست آوردن مقدار  $M_{pc}$  حالتی را در نظر می‌گیریم که مکانیزم طبقه نرم در طبقه اول اتفاق بیفتد. این حالت وقتی اتفاق می‌افتد که ضریب  $\psi$  را در نیروی برشی جانبی ضرب کرده باشیم. با فرض تشکیل مفاصل پلاستیک در ابتدا و انتهای ستون در ابتدا و انتهای ستون‌های طبقه‌ی اول، همانطور که در شکل (۵) نشان داده شده است، معادله‌ی کار به صورت رابطه (۱۳) خواهد بود [۱۰].

$$4M_{pc} = \psi V' h_1 \Rightarrow M_{pc} = \frac{\psi V' h_1}{4} \quad (13)$$

$V'$ : برش جانبی برای مدل معادل یک دهانه که از تقسیم  $V$  بر تعداد دهانه‌ها بدست می‌آید.

$h_1$ : ارتفاع طبقه اول

$\psi$ : ضریب اضافه مقاومت برای سطح بالاتر از نیروی طراحی

برای سازه‌های کوتاه مرتبه و میان مرتبه مقدار  $\psi$  برابر ۱/۱ و برای سازه‌های بلند مرتبه مساوی ۱/۵ می‌باشد.

با استفاده از رابطه (۱۱) می‌توان لنگر پلاستیک تیر را محاسبه کرده و مقطع تیر را طراحی کرد. پس از طراحی تیر باید ستون‌ها را به گونه‌ای طراحی کرد که مکانیزم تیر ضعیف-ستون قوی اتفاق بیفتد. برای اینکه مطمئن شویم ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی برآورده می‌شود، باید ستون



چگونگی تشکیل مفاصل پلاستیک، همچنین جنبه اقتصادی این دو روش با هم مقایسه می‌شوند.

$R=7/5$  در نظر گرفته می‌شود [۱۱ و ۱۲]. نتایج حاصل از طراحی سازه‌ها در جداول (۱) تا (۸) نشان داده شده است.

### ۳- مدل سازی

ساختمان‌های در نظر گرفته شده، ساختمان‌هایی با ارتفاع ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه هستند که پلان آن‌ها منظم و هر طرف دارای پنج ستون (چهار دهانه) به فاصله ۶ متر و ارتفاع طبقات ۳ متر می‌باشند. این ساختمان‌ها در شهر اردبیل و تحت زلزله با احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال طراحی می‌شوند. سیستم مورد استفاده در این ساختمان‌ها، قاب خمشی ویژه می‌باشد که بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، برای ساختمان‌های با قاب خمشی ویژه دوران الاستیک متناظر اعضا (دریافت طبقه) برابر  $0/01$  رادیان و دوران متناظر با تغییر شکل پلاستیک برابر  $0/03$  رادیان می‌باشد که در مجموع دوران کلی برابر  $0/04$  رادیان در نظر گرفته می‌شود. سقف طبقات دال دوطرفه و ساختمان‌ها از نوع مسکونی که فولاد مصرفی برای طراحی این سازه‌ها از نوع St37 می‌باشد. با توجه به موقعیت ساختمان در شهر اردبیل و شرایط لرزه‌ای ساختگاه، شتاب مبنای طرح با توجه به ویرایش چهارم آیین‌نامه  $2800$  برابر  $0/3g$  در نظر گرفته شده است. چون ساختمان‌ها مسکونی هستند، ضریب اهمیت آنها برابر یک و با توجه به سیستم سازه‌ای قاب خمشی ویژه در دو طرف ضریب رفتار ساختمان‌ها

جدول (۱): نتایج طراحی قاب چهار طبقه با روش نیرویی

ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه
H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>			
۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 25x1.6	Box 25x1.6	چهارم
۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 26x1.6	Box 26x1.6	سوم
۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 30x2	Box 30x2	دوم
۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 35x2	Box 35x2	اول

جدول (۲): نتایج طراحی قاب هشت طبقه با روش نیرویی

ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه
H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>			
۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 25x1.6	Box 25x1.6	هشتم
۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 25x1.6	Box 25x1.6	هفتم
۳۰	۱۵	۱/۲	۱	Box 25x1.6	Box 25x2	ششم
۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 25x1.6	Box 30x2	پنجم
۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 25x2	Box 30x2	چهارم
۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 30x2	Box 35x2	سوم
۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 35x2	Box 35x2.5	دوم
۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 40x2.5	Box 40x3	اول

جدول (۳): نتایج طراحی قاب دوازده طبقه با روش نیرویی

ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه	ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه
H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>				H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>			
۳۵	۱۵	۲	۱	Box 30x2	Box 30x2	ششم	۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 22x1.25	Box 25x1.6	دوازدهم
۳۵	۱۵	۲	۱	Box 30x2	Box 35x2	پنجم	۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 22x1.25	Box 25x1.6	یازدهم
۳۵	۱۵	۲	۱	Box 30x2	Box 35x2	چهارم	۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 25x1.6	Box 25x1.6	دهم
۳۵	۱۵	۲	۱	Box 35x2	Box 40x2.5	سوم	۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 25x1.6	Box 30x2	نهم
۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 40x2.5	Box 40x2.5	دوم	۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 25x1.6	Box 30x2	هشتم
۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 45x3	Box 45x3	اول	۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 30x2	Box 30x2	هفتم

جدول (۴): نتایج طراحی قاب بیست طبقه با روش نیرویی

ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه	ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه
H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>				H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>			
۳۵	۲۰	۲	۱/۵	Box 35x2	Box 40x2.5	دهم	۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 22x1.25	Box 25x1.6	بیستم
۳۵	۲۰	۲	۱/۵	Box 35x2	Box 40x2.5	نهم	۲۵	۱۵	۱/۲	۱	Box 22x1.25	Box 25x1.6	نوزدهم
۳۵	۲۰	۲	۱/۵	Box 40x2.5	Box 40x2.5	هشتم	۳۰	۱۵	۱/۲	۱	Box 25x1.6	Box 25x1.6	هجدهم
۳۵	۲۰	۲	۱/۵	Box 40x2.5	Box 40x3	هفتم	۳۰	۱۵	۱/۲	۱	Box 25x1.6	Box 30x2	هفدهم
۴۰	۲۰	۲	۱/۵	Box 40x2.5	Box 40x3	ششم	۳۰	۱۵	۱/۲	۱	Box 30x2	Box 30x2	شانزدهم
۴۰	۱۵	۲	۱/۵	Box 40x3	Box 40x3	پنجم	۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 30x2	Box 30x2	پانزدهم
۴۰	۱۵	۲	۱/۵	Box 45x3	Box 45x3	چهارم	۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 30x2	Box 30x2	چهاردهم
۴۰	۱۵	۲	۱/۵	Box 45x3	Box 45x3	سوم	۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 30x2	Box 35x2	سیزدهم
۳۵	۱۵	۲	۱	Box 50x3	Box 50x3	دوم	۳۵	۱۵	۲	۱	Box 35x2	Box 35x2	دوازدهم
۳۵	۱۵	۱/۵	۱	Box 50x3.5	Box 55x4	اول	۳۵	۲۰	۲	۱/۵	Box 35x2	Box 35x2	یازدهم

جدول (۵): نتایج طراحی قاب چهار طبقه به روش PBPD

ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه	ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه
H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>				H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>			
۲۰	۱۳	۱/۳	۱	Box 30x2	Box 30x2	دوم	۲۰	۱۳	۱/۳	۱	Box 22x1.25	Box 22x1.25	چهارم
۲۰	۱۳	۱/۳	۱	Box 35x2	Box 35x2	اول	۲۰	۱۳	۱/۳	۱	Box 25x1.6	Box 25x1.6	سوم

جدول (۶): نتایج طراحی قاب هشت طبقه به روش PBPD

ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه	ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه
H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>				H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>			
۲۲	۱۳	۱/۳	۱	Box 25x2	Box 30x2	چهارم	۲۰	۱۰	۱/۲	۱	Box 22x1.25	Box 22x1.25	هشتم
۲۰	۱۳	۱/۳	۱	Box 30x2	Box 35x2	سوم	۲۰	۱۰	۱/۲	۱	Box 22x1.25	Box 25x1.6	هفتم
۲۰	۱۳	۱/۳	۱	Box 35x2	Box 40x2.5	دوم	۲۲	۱۳	۱/۲	۱	Box 25x1.6	Box 25x1.6	ششم
۲۰	۱۳	۱/۳	۱	Box 40x2.5	Box 40x3	اول	۲۲	۱۳	۱/۲	۱	Box 25x1.6	Box 25x2	پنجم



جدول (۷): نتایج طراحی قاب دوازده طبقه به روش PBPD

ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه	ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه
H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>				H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>			
۲۵	۱۵	۱	۱/۲	Box 30x2	Box 35x2	ششم	۲۰	۱۰	۱	۱	Box 22x1.25	Box 22x1.25	دوازدهم
۲۵	۱۵	۱	۱/۲	Box 35x2	Box 35x2.5	پنجم	۲۰	۱۰	۱	۱	Box 25x1.6	Box 25x1.6	یازدهم
۲۵	۱۵	۱	۱/۲	Box 35x2.5	Box 40x2.5	چهارم	۲۳	۱۳	۱	۱	Box 25x1.6	Box 25x2	دهم
۲۵	۱۲	۱	۱	Box 40x2.5	Box 40x3	سوم	۲۳	۱۳	۱	۱	Box 25x1.6	Box 25x2	نهم
۲۰	۱۰	۱	۱	Box 40x3	Box 45x3	دوم	۲۵	۱۲	۱	۱/۲	Box 25x2	Box 30x2	هشتم
۲۰	۱۰	۱	۱	Box 45x3	Box 50x3	اول	۲۵	۱۵	۱	۱/۲	Box 25x2	Box 35x2	هفتم

جدول (۸): نتایج طراحی قاب بیست طبقه به روش PBPD

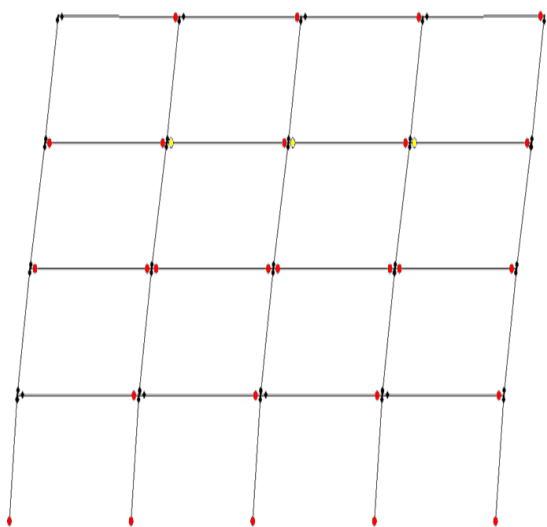
ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه	ابعاد تیر cm				ستون خارجی cm	ستون داخلی cm	طبقه
H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>				H	b	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>			
۳۰	۱۵	۱	۱/۲	Box 40x2.5	Box 35x2.5	دهم	۲۰	۱۱	۱	۱	Box 22x1.25	Box 22x1.25	بیستم
۳۰	۱۵	۱	۱/۲	Box 40x2.5	Box 40x2.5	نهم	۲۰	۱۱	۱	۱	Box 25x1.6	Box 22x1.25	نوزدهم
۳۰	۱۵	۱	۱/۲	Box 40x2.5	Box 40x2.5	هشتم	۲۰	۱۱	۱	۱	Box 25x1.6	Box 25x1.6	هجدهم
۳۰	۱۵	۱	۱/۲	Box 40x2.5	Box 40x2.5	هفتم	۲۰	۱۱	۱	۱	Box 25x2	Box 25x1.6	هفدهم
۳۰	۱۵	۱	۱/۲	Box 40x3	Box 40x2.5	ششم	۲۰	۱۱	۱	۱	Box 30x2	Box 25x2	شانزدهم
۳۰	۱۵	۱	۱/۲	Box 45x3	Box 40x3	پنجم	۲۵	۱۵	۱	۱	Box 30x2	Box 25x2	پانزدهم
۳۰	۱۵	۱	۱/۲	Box 50x3	Box 45x3	چهارم	۲۵	۱۵	۱	۱	Box 30x2	Box 25x2	چهاردهم
۲۵	۱۵	۱	۱	Box 55x3	Box 50x3	سوم	۲۵	۱۵	۱	۱	Box 35x2	Box 30x2	سیزدهم
۲۵	۱۵	۱	۱	Box 55x3.5	Box 55x3	دوم	۲۵	۱۵	۱	۱	Box 40x2.5	Box 35x2.5	دوازدهم
۲۵	۱۵	۱	۱	Box 60x4	Box 55x3.5	اول	۳۰	۱۵	۱	۱/۲	Box 40x2.5	Box 35x2.5	یازدهم

#### ۴- ارزیابی سازه‌ها

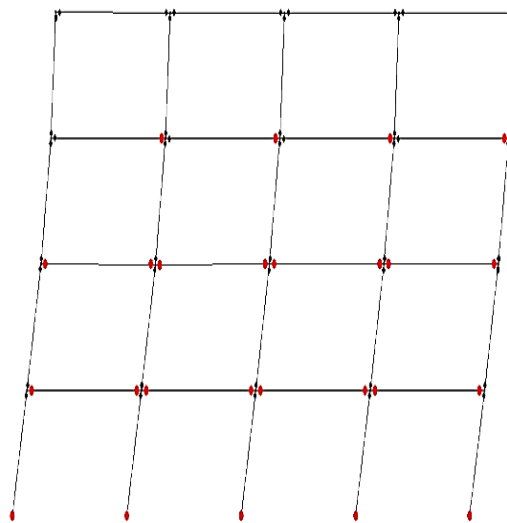
طیف پاسخ زلزله سرویس برای بررسی سطح عملکرد خدمت رسانی بی‌وقفه قرار می‌گیرند تا مکانیزم تسلیم و عملکرد سازه‌ها مورد ارزیابی قرار گیرد. شکل‌های (۶) تا (۲۱) نتایج حاصل از تحلیل را نشان می‌دهد.

سازه‌های طراحی شده به دو روش نیرویی و عملکردی و نرم افزار Perform 3D تحت آنالیز پوش‌آور با الگوی بار مستطیلی قرار می‌گیرند.

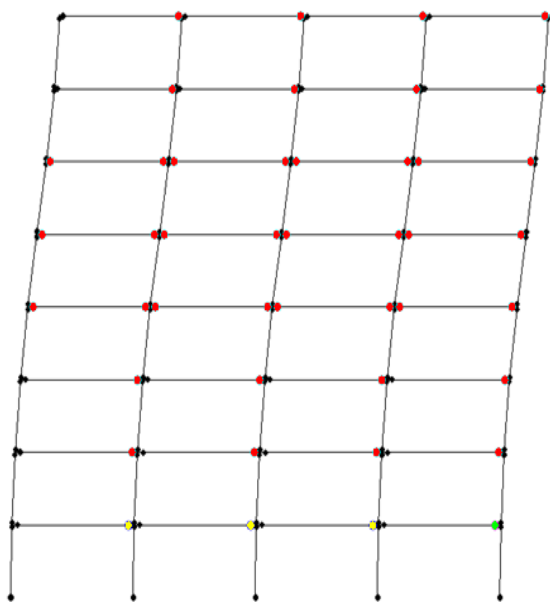
سپس این سازه‌ها تحت طیف پاسخ زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ برای بررسی سطح عملکرد ایمنی جانی و همچنین



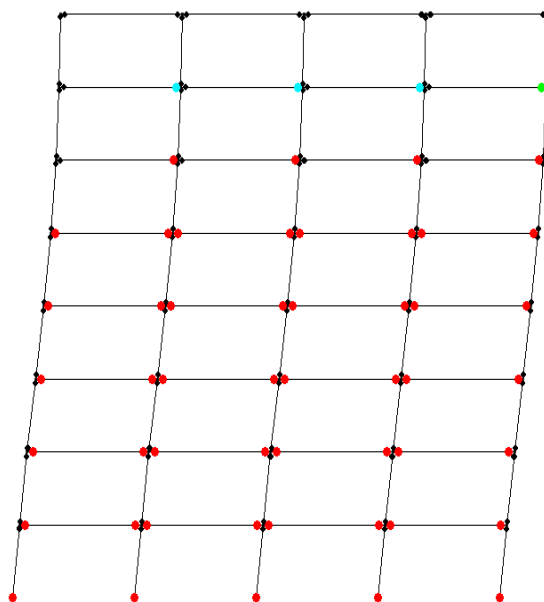
شکل (۷): تشکیل مفاصل پلاستیک تحت آنالیز پوش آور با الگوی بار مستطیلی در ساختمان ۴ طبقه عملکردی



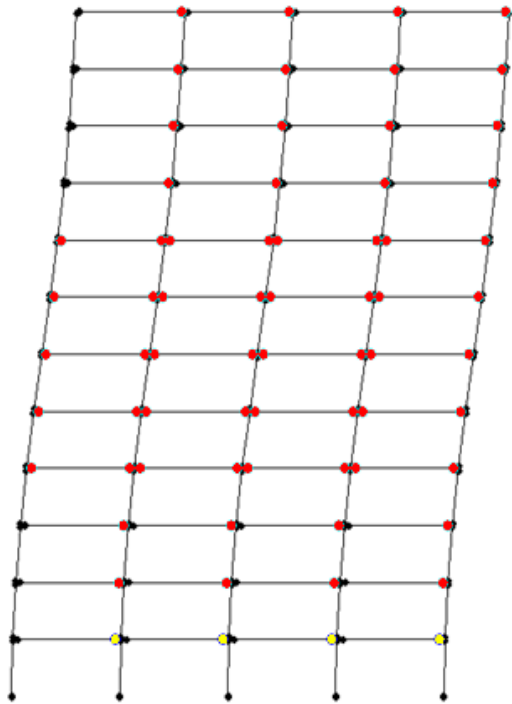
شکل (۶): تشکیل مفاصل پلاستیک تحت آنالیز پوش آور با الگوی بار مستطیلی در ساختمان ۴ طبقه نیرویی



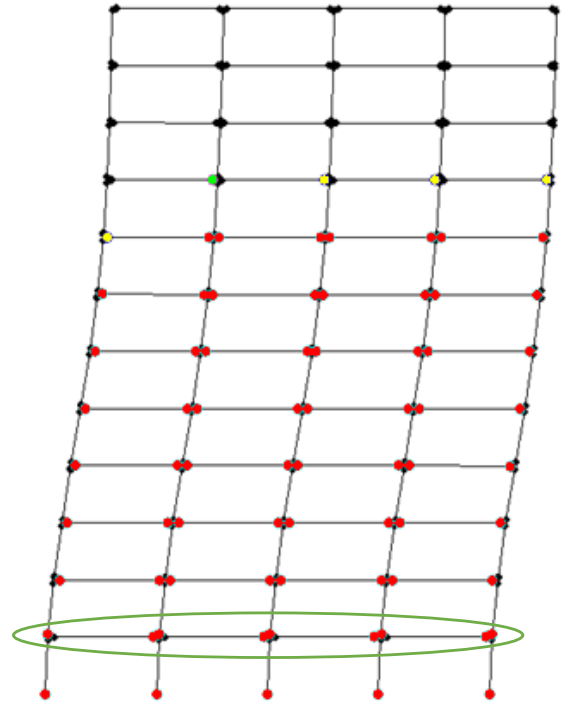
شکل (۹): تشکیل مفاصل پلاستیک تحت آنالیز پوش آور با الگوی بار مستطیلی در ساختمان ۸ طبقه عملکردی



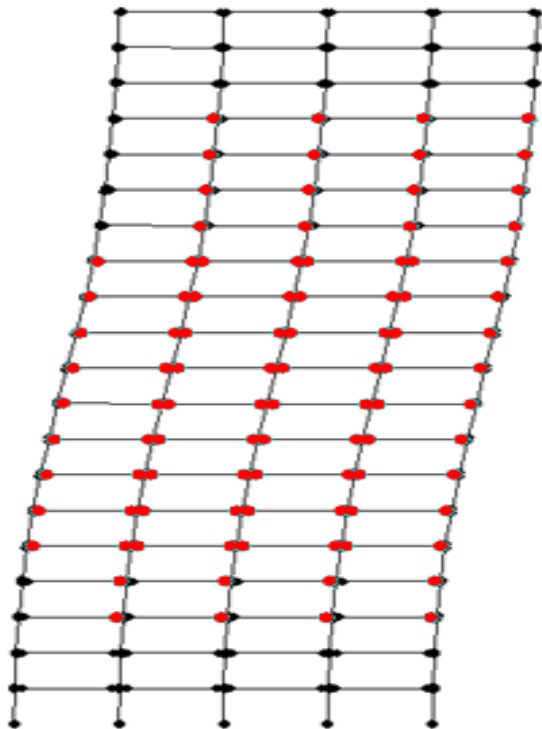
شکل (۸): تشکیل مفاصل پلاستیک تحت آنالیز پوش آور با الگوی بار مستطیلی در ساختمان ۸ طبقه نیرویی



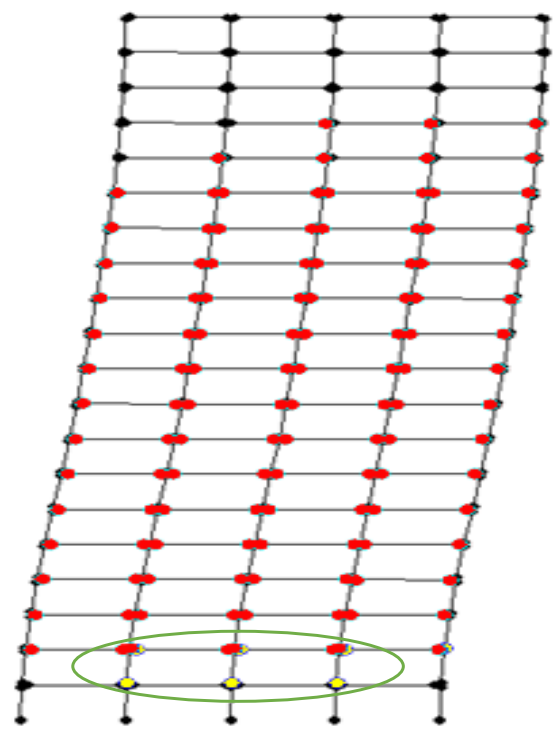
شکل (۱۱): تشکیل مفاصل پلاستیک تحت آنالیز پوش آور با الگوی بار مستطیلی در ساختمان ۱۲ طبقه عملکردی



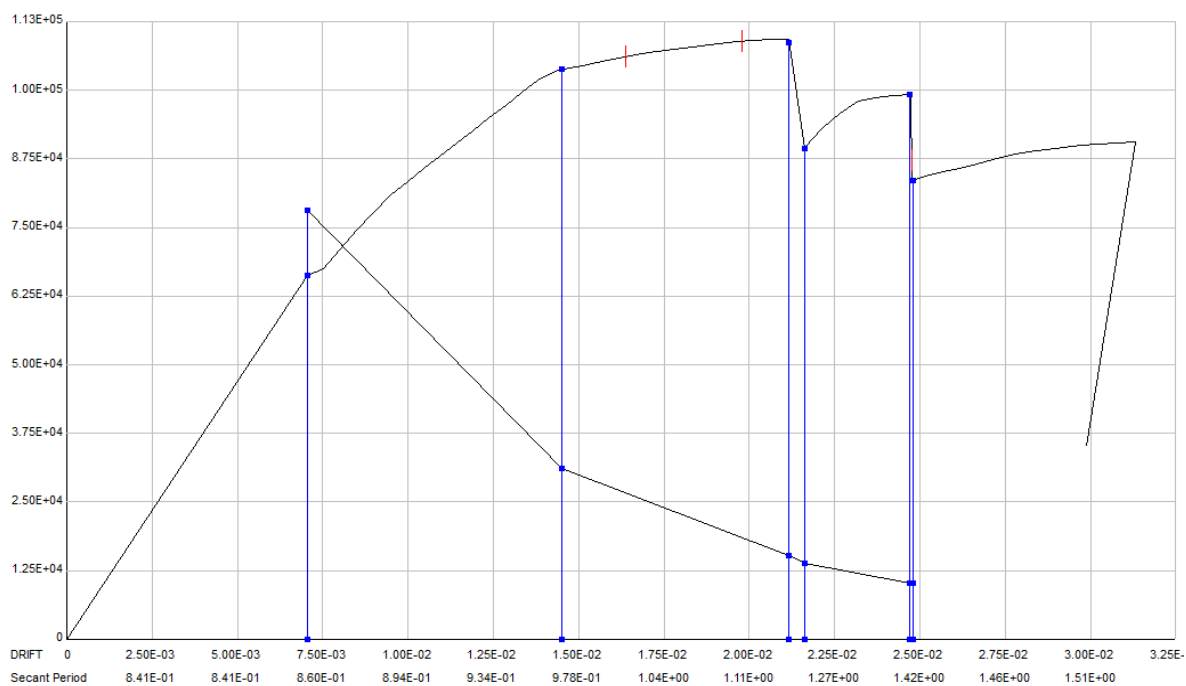
شکل (۱۰): تشکیل مفاصل پلاستیک تحت آنالیز پوش آور با الگوی بار مستطیلی در ساختمان ۱۲ طبقه نیرویی



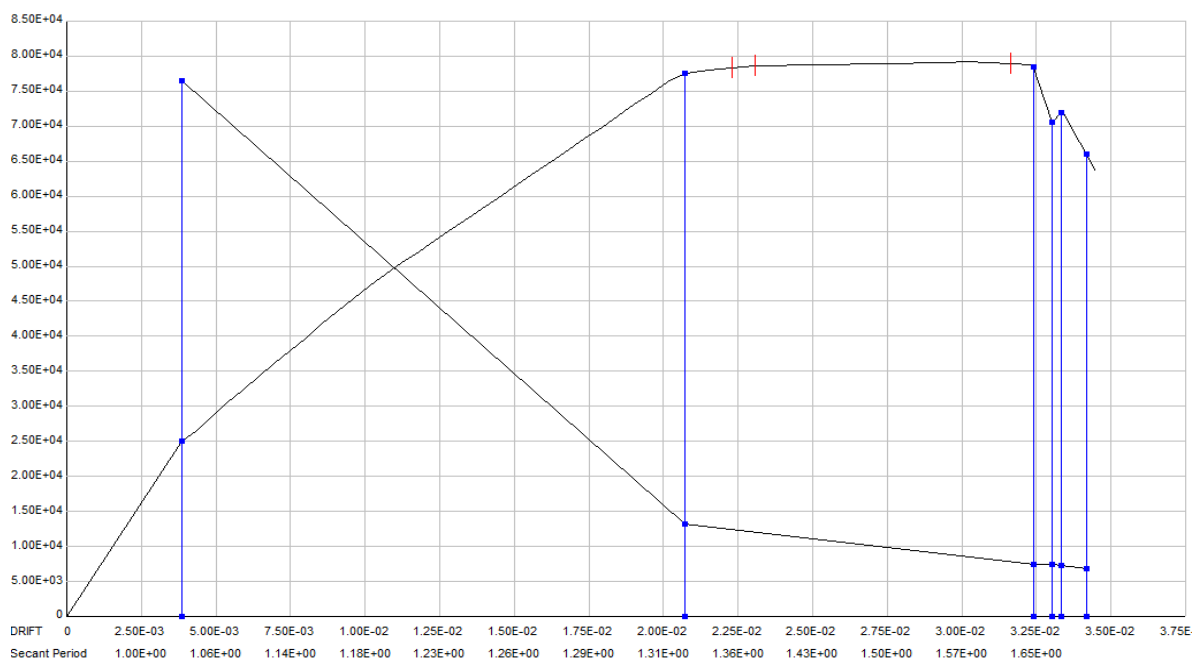
شکل (۱۳): تشکیل مفاصل پلاستیک تحت آنالیز پوش آور با الگوی بار مستطیلی در ساختمان ۲۰ طبقه عملکردی



شکل (۱۲): تشکیل مفاصل پلاستیک تحت آنالیز پوش آور با الگوی بار مستطیلی در ساختمان ۲۰ طبقه نیرویی



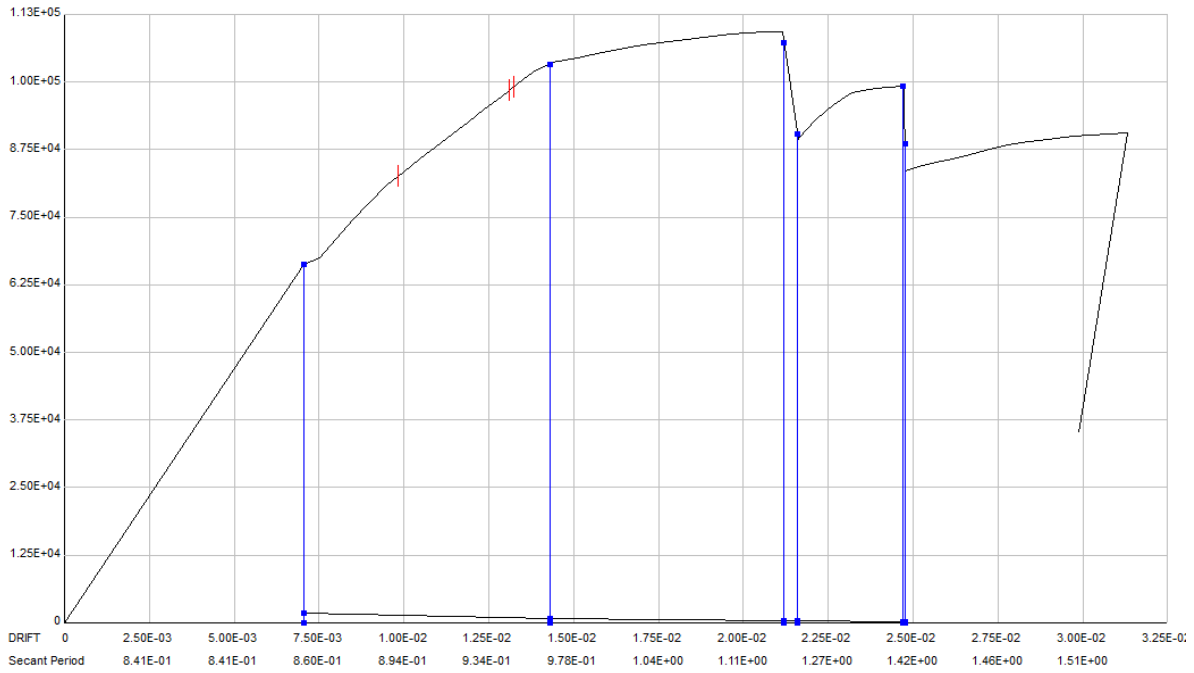
الف) نیرویی



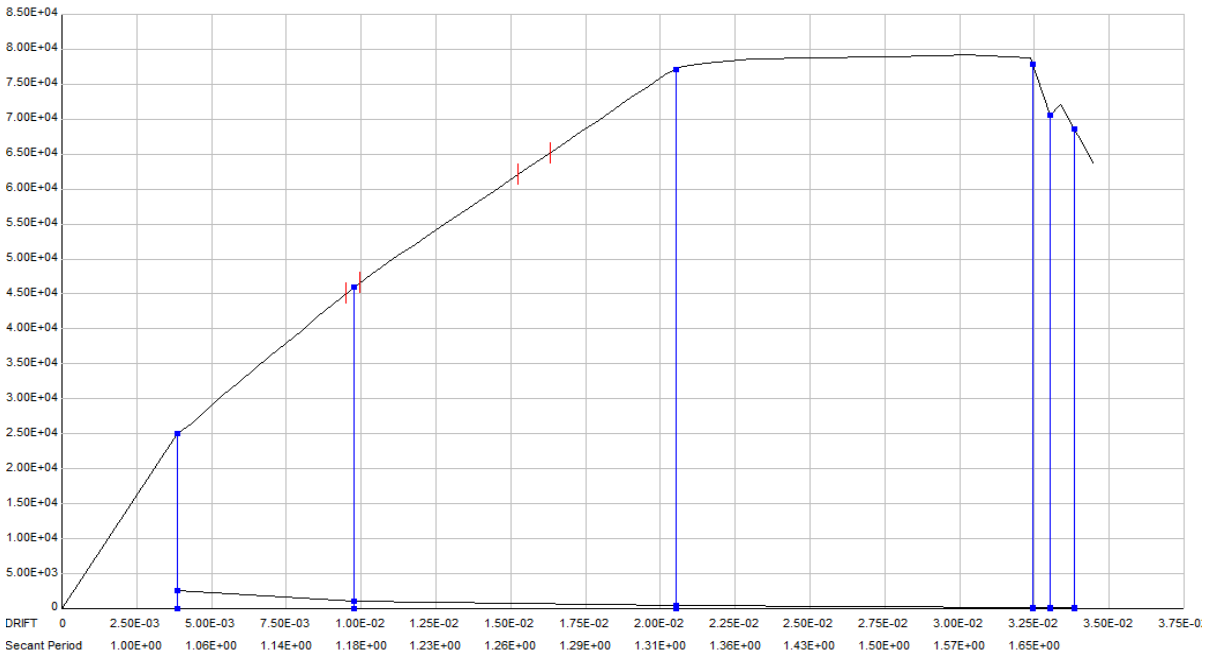
ب) عملکردی

شکل (۱۴): نمودار پوش آور و تغییر مکان هدف تحت طیف زلزله طرح ۲۸۰۰ با الگوی بار مستطیلی ساختمان ۴ طبقه



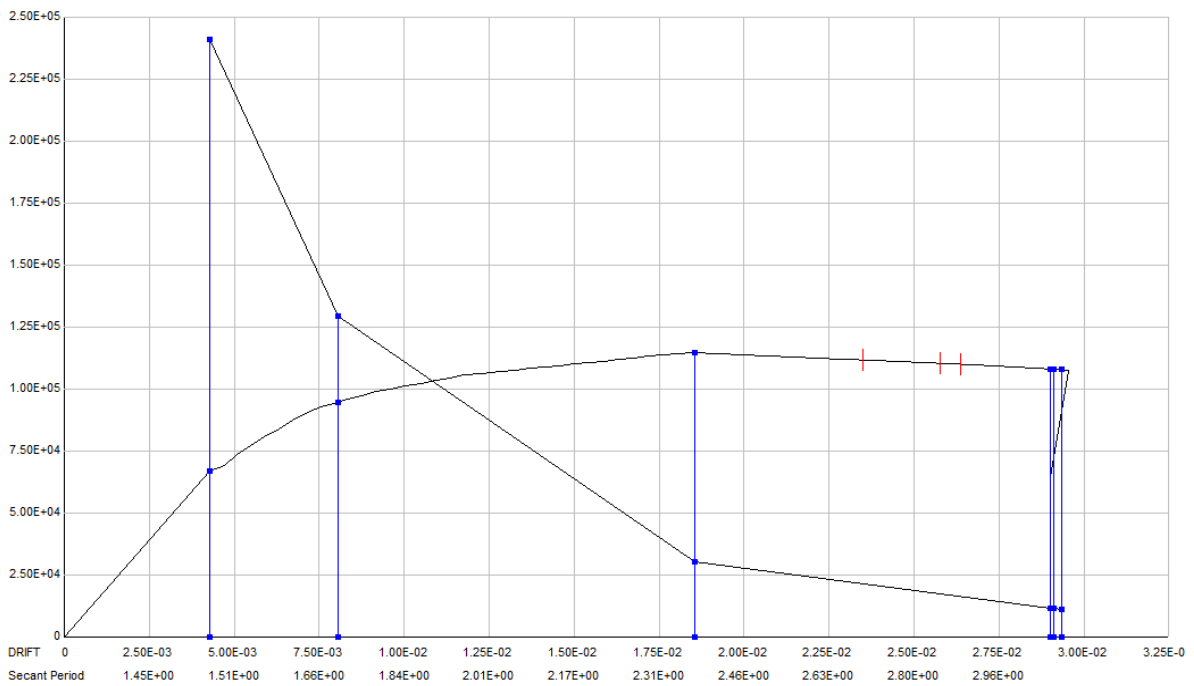


الف) نیرویی

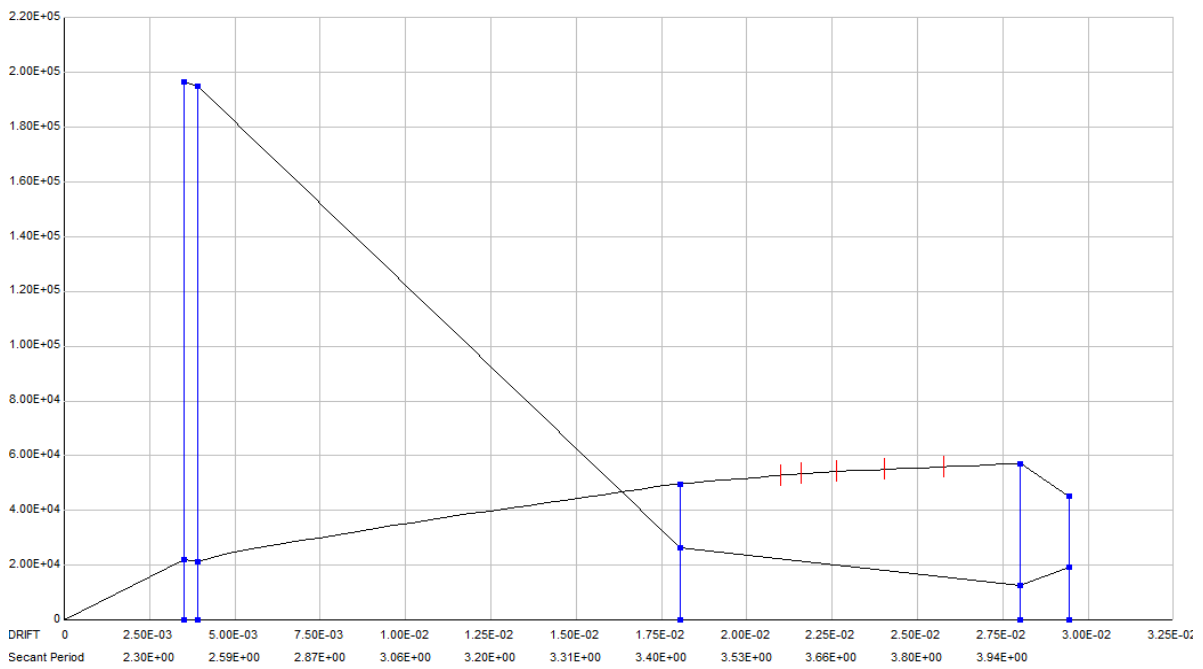


ب) عملکردی

شکل (۱۵): نمودار پوش آور و تغییر مکان هدف تحت طیف زلزله سرویس ۲۸۰۰ با الگوی بار مستطیلی ساختمان ۴ طبقه



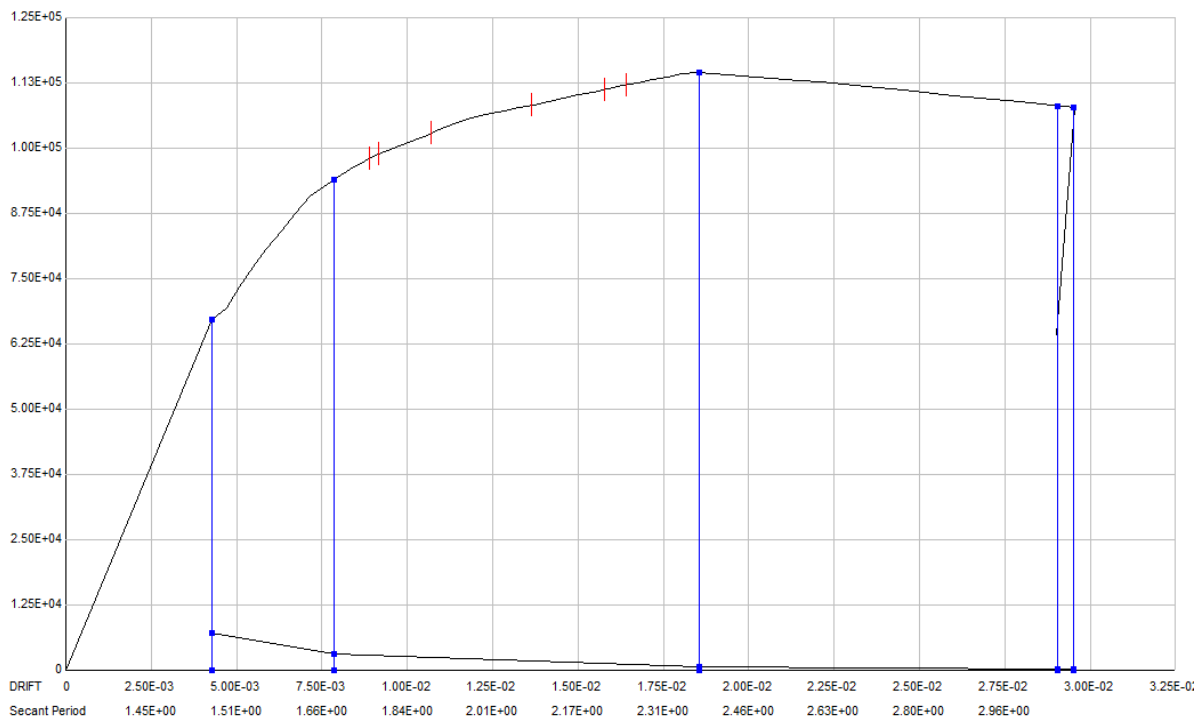
الف) نیرویی



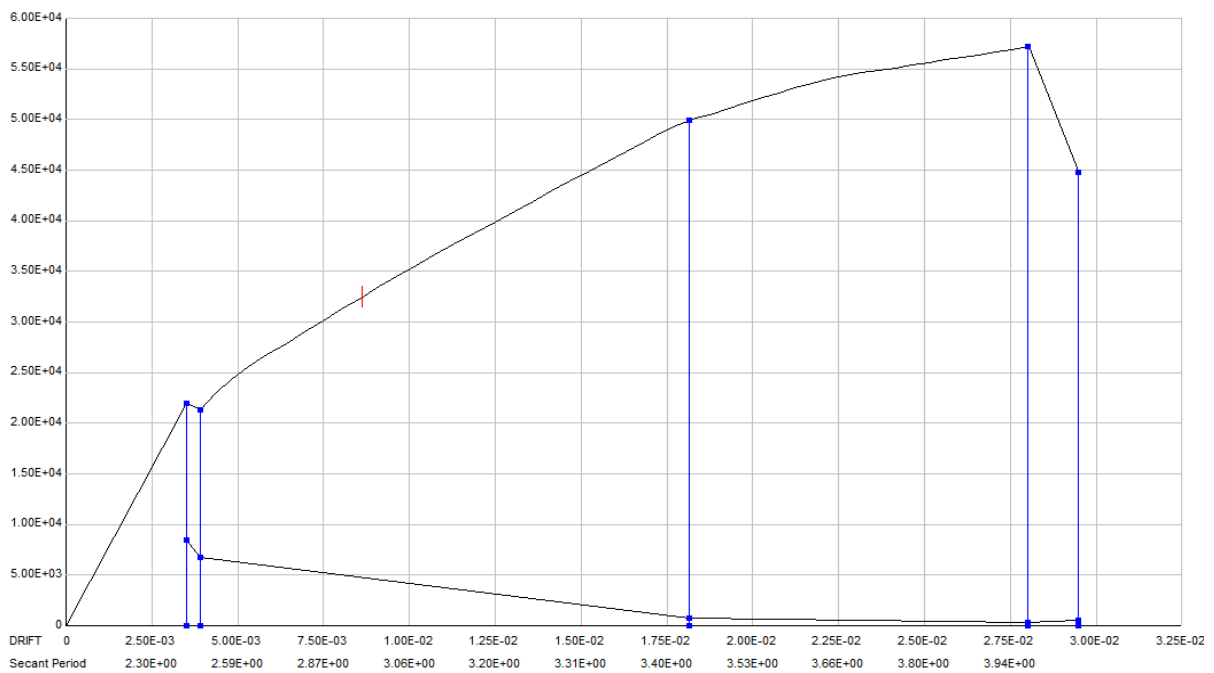
ب) عملکردی

شکل (۱۶): نمودار پوش آور و تغییر مکان هدف تحت طیف زلزله طرح ۲۸۰۰ با الگوی بار مستطیلی ساختمان ۸ طبقه



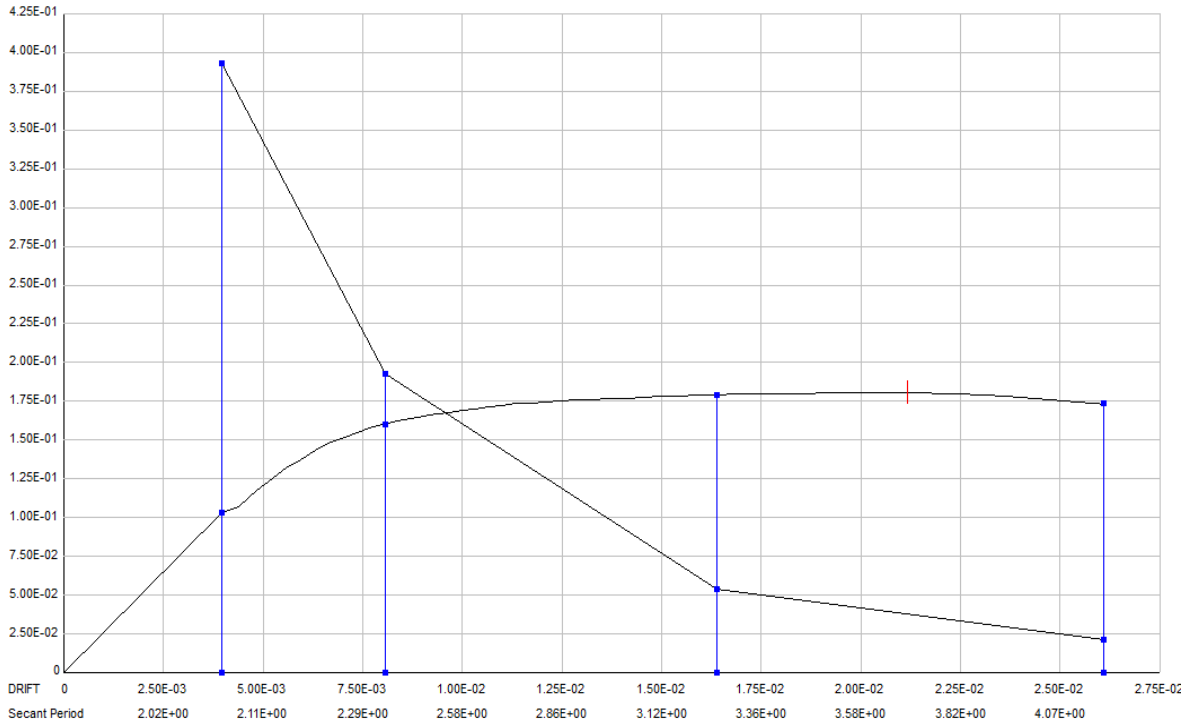


الف) نیرویی

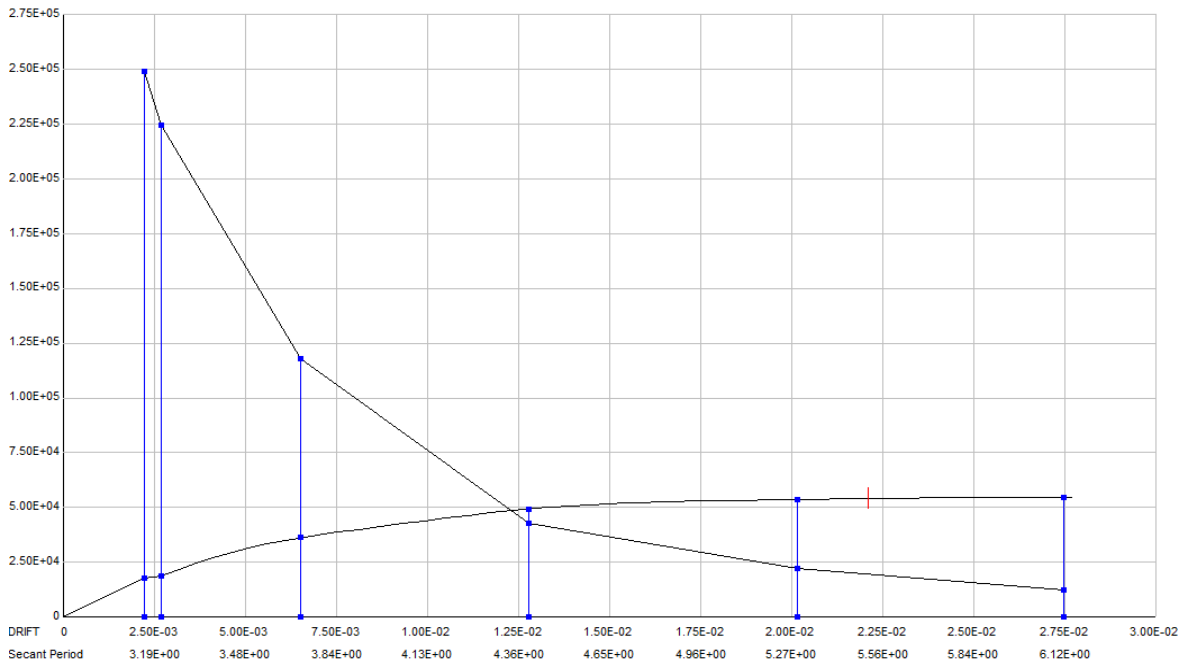


ب) عملکردی

شکل (۱۷): نمودار پوش آور و تغییر مکان هدف تحت طیف زلزله سرویس ۲۸۰۰ با الگوی بار مستطیلی ساختمان ۸ طبقه



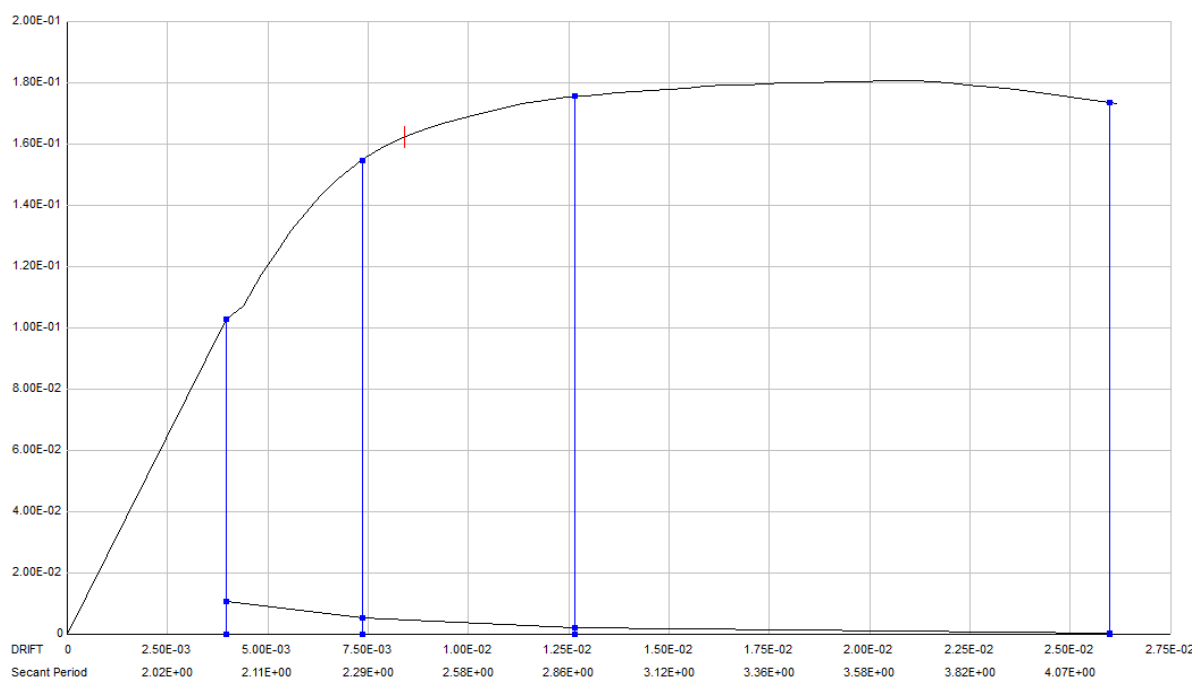
الف) نیرویی



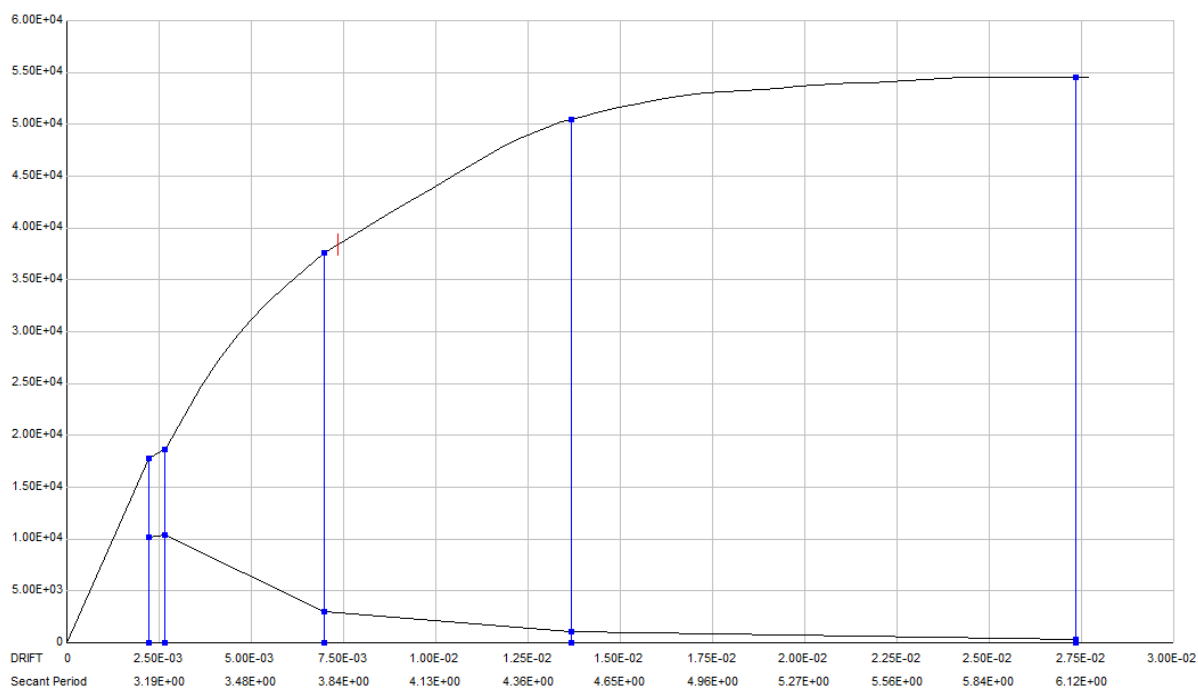
ب) عملکردی

شکل (۱۸): نمودار پوش آور و تغییر مکان هدف تحت طیف زلزله طرح ۲۸۰۰ با الگوی بار مستطیلی ساختمان ۱۲ طبقه



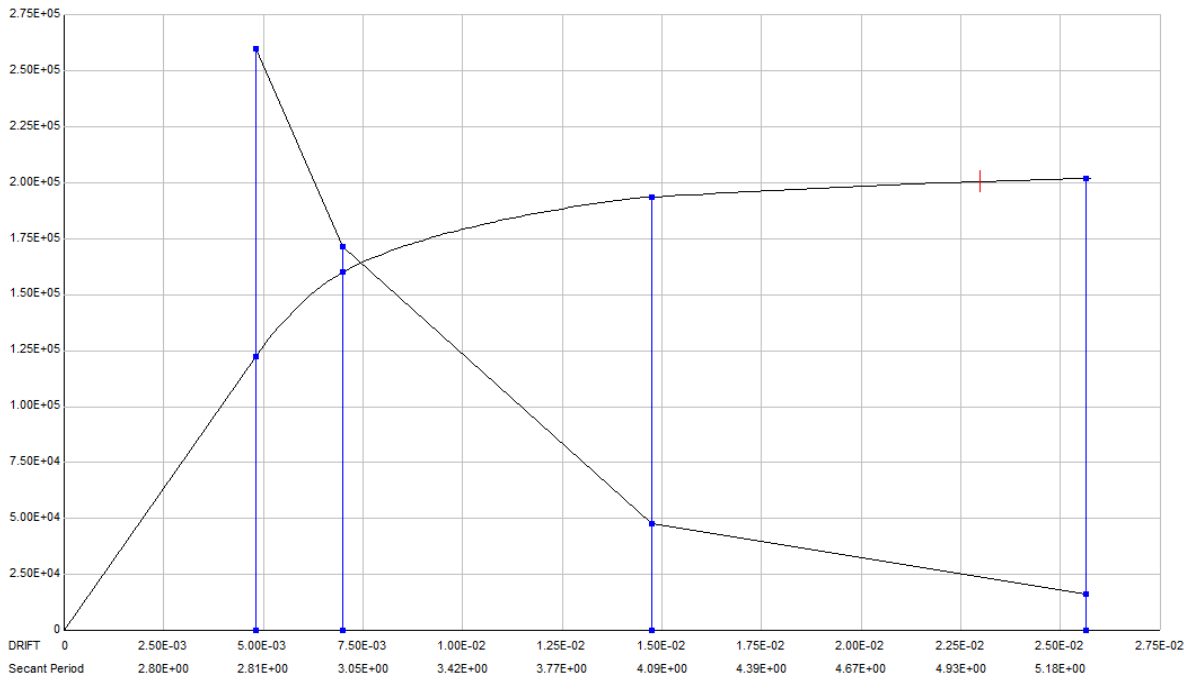


الف) نیرویی

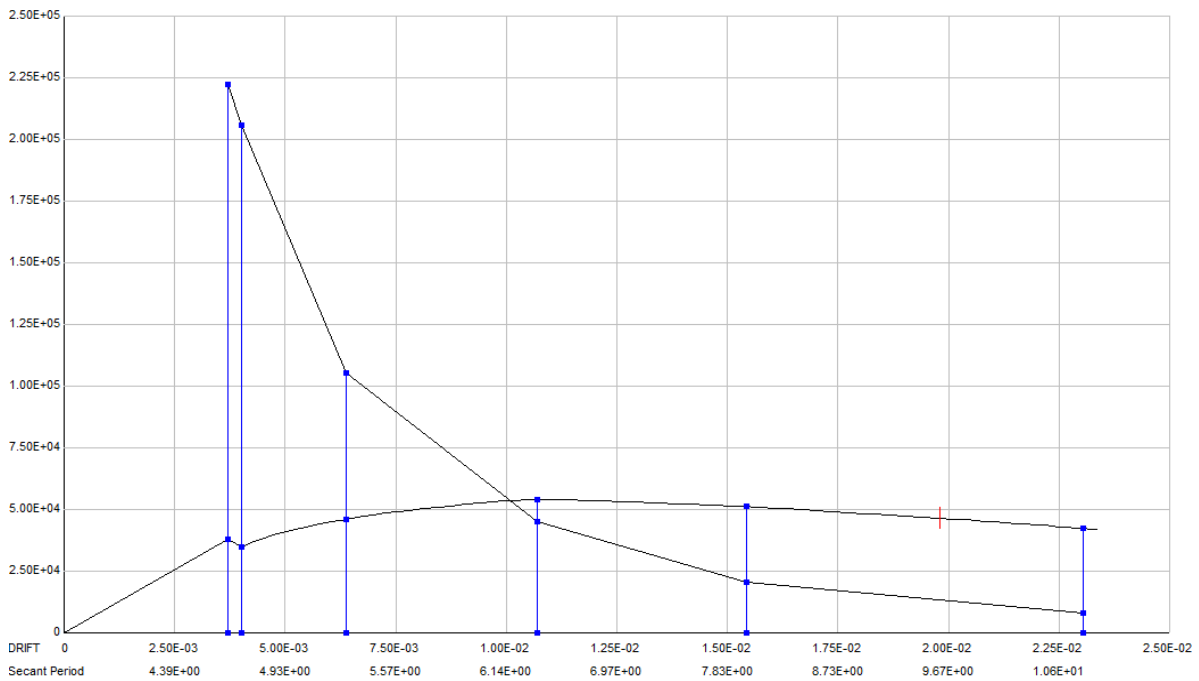


ب) عملکردی

شکل (۱۹): نمودار پوش آور و تغییر مکان هدف تحت طیف زلزله سرویس ۲۸۰۰ با الگوی بار مستطیلی ساختمان ۱۲ طبقه



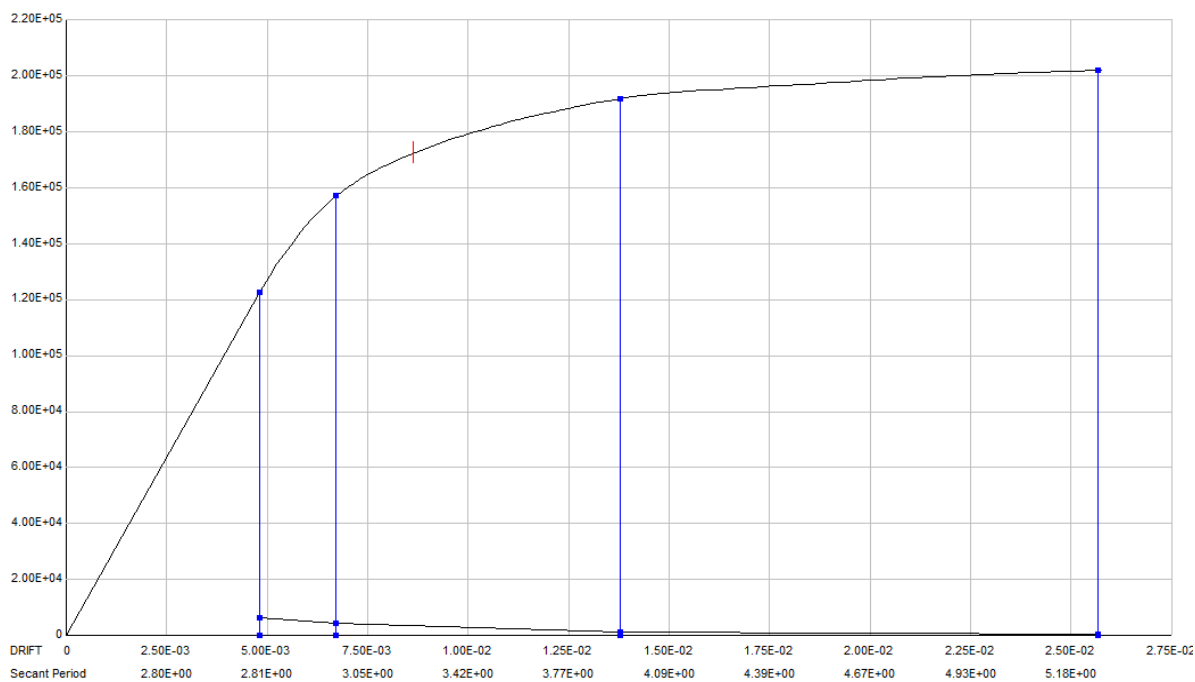
الف) نیرویی



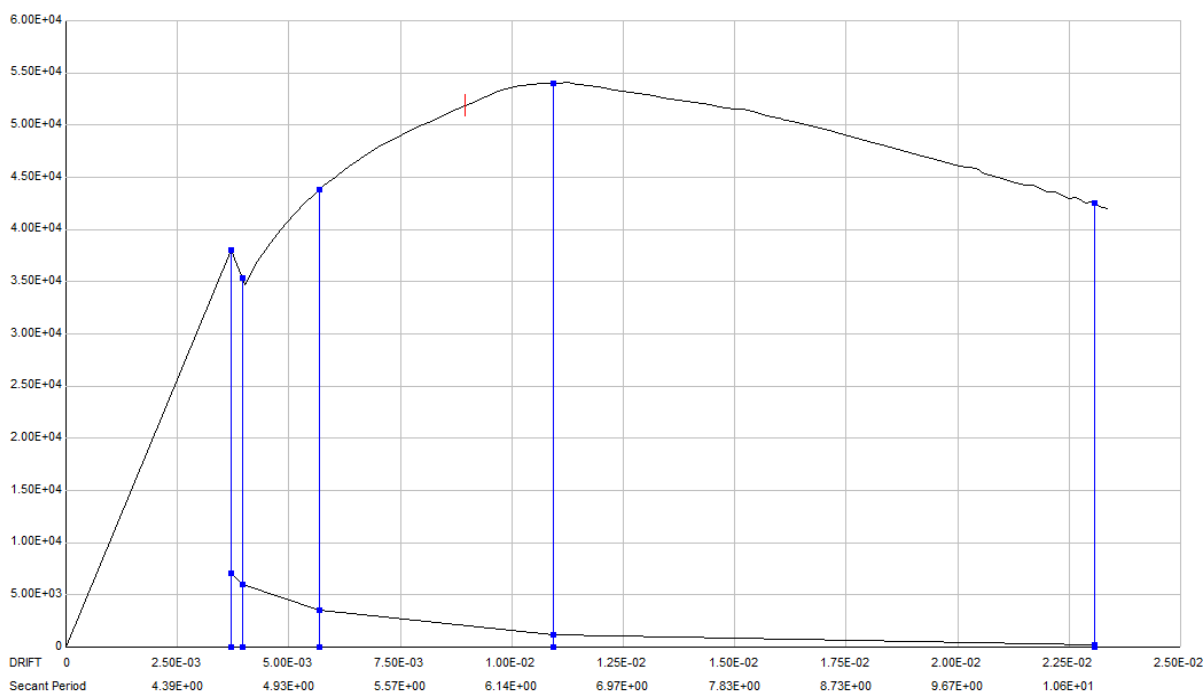
ب) عملکردی

شکل (۲۰): نمودار پوش آور و تغییر مکان هدف تحت طیف زلزله طرح ۲۸۰۰ با الگوی بار مستطیلی ساختمان ۲۰ طبقه





الف) نیرویی



ب) عملکردی

شکل (۲۱): نمودار پوش آور و تغییر مکان هدف تحت طیف زلزله سرویس ۲۸۰۰ با الگوی بار مستطیلی ساختمان ۲۰ طبقه

جدول (۹): مقدار فولاد مصرفی در قاب های مورد مطالعه و

مقایسه آن در دو روش نیرویی و عملکردی

تعداد طبقات	روش طراحی براساس نیرو	روش طراحی براساس عملکرد	مقدار فولاد عملکردی / مقدار فولاد نیرویی
	کل قاب	کل قاب	
چهار	۱۸۵۵۲۰۰	۱۷۰۱۴۸۰	۰/۹۱۷۱۴۱
هشت	۴۳۶۶۲۰۰	۳۸۰۶۰۴۰	۰/۸۷۱۷۰۵
دوازده	۶۹۹۹۶۰۰	۶۸۶۸۳۲۰	۰/۹۸۱۲۴۵
بیست	۱۵۵۲۲۰۰۰	۱۴۱۷۹۲۰۰	۰/۹۱۳۴۹۱
تعداد طبقات	ستون	ستون	مقدار فولاد عملکردی / مقدار فولاد نیرویی
	کل قاب	کل قاب	
چهار	۱۲۶۹۶۰۰	۱۱۸۵۰۰۰	۰/۹۳۳۶۵
هشت	۲۹۵۵۰۰۰	۲۸۲۳۰۰۰	۰/۹۵۵۳۳
دوازده	۴۷۳۴۰۰۰	۵۴۲۴۰۰۰	۱/۱۴۵۷۵۴
بیست	۱۰۷۴۰۰۰۰	۱۱۴۸۴۰۰۰	۱/۰۶۹۲۷۴
تعداد طبقات	تیر	تیر	مقدار فولاد عملکردی / مقدار فولاد نیرویی
	کل قاب	کل قاب	
چهار	۵۸۵۶۰۰	۵۱۶۴۸۰	۰/۸۸۱۹۶۷
هشت	۱۴۱۱۲۰۰	۹۸۳۰۴۰	۰/۶۹۶۵۹۹
دوازده	۲۲۶۵۶۰۰	۱۴۴۴۳۲۰	۰/۶۳۷۵۰
بیست	۴۷۸۲۰۰۰	۲۶۹۵۲۰۰	۰/۵۶۳۶۱۴

#### ۶- نتیجه گیری

با توجه به نتایج حاصل از تحلیل‌ها به این نتیجه می‌رسیم که در سازه‌های طراحی شده به روش نیرویی، (۱۲ و ۲۰ طبقه) در ستون‌های طبقات میانی مفصل پلاستیک ایجاد شد، روش آیین‌نامه‌ای مکانیزم تسلیم هدف مورد نظر ما را تامین نمی‌کند، اگرچه قابل ذکر است که در سازه‌های کوتاه (۴ و ۸ طبقه) هیچگونه مفصل پلاستیکی در ستون‌ها به وجود نیامد، اما در حالت کلی می‌توان بدین نکته اشاره کرد که هیچ تضمینی برای برآورده کردن مکانیزم تسلیم هدف در روش نیرویی مخصوصاً در سازه‌های بلند وجود

ندارد. از طرفی دیگر چون سازه‌ها بر مبنای آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران طراحی شدند، باید تحت زلزله طرح، ایمنی جانی و تحت زلزله سرویس خدمت رسانی بی‌وقفه را برآورده نمایند. در سازه‌های طراحی شده بر اساس نیرو مشاهده می‌شود که این سازه‌ها سطح عملکرد ایمنی جانی و خدمت رسانی بی‌وقفه را ارضاء می‌کنند. اما سازه‌هایی که با روش عملکردی طراحی شده‌اند، علاوه بر تامین ایمنی جانی و خدمت رسانی بی‌وقفه تحت زلزله طرح و سرویس، مکانیزم تسلیم هدف را نیز ارضاء می‌کنند. بدین معنی که تحت پوش این سازه‌ها با الگوی بار مستطیلی هیچگونه مفاصل پلاستیکی در ستون‌ها ایجاد نمی‌شود؛ این امر بیانگر این نکته می‌باشد که تحت زلزله‌های شدید اگر قرار باشد مفاصلی در سازه بوجود آید، ابتدا در تیرها به وجود می‌آید تا بلکه بتواند انرژی ورودی به سازه را مستهلک نماید، به عبارتی دیگر از تمام ظرفیت سازه برای مقابله با زلزله استفاده می‌شود. اما تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌های میانی، همانطور که در روش نیرویی ملاحظه شد، بیانگر عدم استفاده بهینه از کل ظرفیت جذب انرژی سازه می‌باشد و امکان تخریب سازه قبل از تشکیل مفاصل در تمام تیرها و استفاده از تمام ظرفیت جذب انرژی را تقویت می‌کند. این مزیت، برتری روش عملکردی را نسبت به روش نیرویی نشان می‌دهد؛ به این دلیل که در شرایط لرزه‌ای اگر قرار باشد زلزله‌ای فراتر از زلزله طرح بیاید، در هر صورت مفاصل سازه ابتدا در تیرها تشکیل خواهد شد و از انهدام کلی سازه جلوگیری بعمل می‌آید یا حداقل دیرتر نسبت به سازه طراحی شده بر اساس نیرو منهدم می‌شود. از سویی دیگر از لحاظ اقتصادی همانطور که در جدول ۹ نشان داده شده است، روش عملکردی مرقوم به صرفه‌تر و بهینه‌تر از روش نیرویی می‌باشد که این مزیت می‌تواند به نوبه خود توجه مهندسان را بیش از پیش جلب نماید.

#### ۹- مراجع

[1] FEMA. (2000), "Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.



[2] Housner, G.W. (1956), "Limit Design of Structures to Resist Earthquakes", Proc. World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 5, pp. 1-11.

[3] Uang, C.-M. and Bertero, V.V. (1988), "Use of Energy as a Design Criterion in Earthquake-Resistant Design", Report No. UCB/EERC-88/18, Earthquake Engr. Res. Ctr., University of California, Berkeley, CA, USA.

[4] Lee, S.S. and Goel, S.C. (2001), "Performance-Based Design of Steel Moment Frames Using Target Drift and Yield Mechanism", Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI.

[5] Newmark, N.M. and Hall, W.J. (1982), "Earthquake Spectra and Design", Earthquake Engr. Res. Inst., El Cerrito, CA.

[6] Miranda, E. and Bertero, V.V. (1994), "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design", Earthquake Spectra, EERI, Vol. 10, pp. 357-380.

[7] Krawinkler, H. and Nassar, A.A. (1992), "Seismic Design Based on Ductility and Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Building", New York: Elsevier Applied Science.

[8] Akiyama, H. (1985), "Earthquake-Resistant Limit-State Design of Buildings", Japan: University of Tokyo Press.

[9] Chao, S.H. and Goel, S.H. (2006a), "Performance-Based Design of Eccentrically Braced Frames Using Target Drift and Yield Mechanism", AISC Engineering Journal Third quarter, pp. 173-200.

[10] Leelataviwat, s. and Goel, S.C. (1999), "Toward performance-based seismic design of structures", Earthquake Spectra, Vol. 15, pp. 435-461.

[11] Moehle, J.P. and Hooper, J.D. (2008), "Seismic Design of Reinforced Concrete Column Sections.

[۱۲] موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران (۱۳۹۳)، "آیین نامه طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله"، استاندارد ۲۸۰۰.

[۱۳] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمانی ایران (۱۳۹۲)، "مقررات ملی ساختمانی ایران مبحث دهم"، سازه های فولادی.



# امکان سنجی به کارگیری مهاربندهای کمانش تاب در الگوی واگرا

\*علیرضا علایی<sup>۱</sup>، سید علی رضوی<sup>۲</sup>، سید رسول میرقادری<sup>۳</sup>، عبدالله حسینی<sup>۴</sup>  
(تاریخ دریافت: ۹۴/۰۲/۲۶، تاریخ پذیرش: ۹۵/۰۲/۱۵)

## چکیده

در سال‌های اخیر استفاده از مهاربند کمانش تاب به عنوان سیستم مقاوم در برابر زلزله در کشورهای پیشرو در علم سازه و زلزله توسعه یافته است. به دلیل شکل‌پذیری این سیستم و رفتار مناسب آن، مهاربند کمانش تاب جایگزین مناسبی برای سیستم‌های متداول مهاربندی به شمار می‌رود. سیستم‌های مهاربندی کمانش تاب معمولاً در الگوی همگرا مورد توجه بوده است و تاکنون در الگوی واگرا مورد استفاده قرار نگرفته است. استفاده از الگوی واگرا دارای مزیت‌هایی است که با استفاده از کاهش طول مهاربند محقق می‌شود و در این تحقیق امکان بهره‌مندی از آن مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور در این تحقیق با به‌کارگیری سیستم مهاربند کمانش تاب در الگوی واگرا و مقایسه آن با الگوی همگرا، رفتار سیستم مهاربند کمانش تاب واگرا بررسی و مقایسه می‌شود. جهت رسیدن به این هدف از دو سازه مجهز به مهاربند کمانش تاب با الگوی همگرا و واگرا استفاده می‌گردد. جهت انجام مقایسه، دو سازه پس از طراحی مورد تحلیل غیرخطی بارافزون و تاریخچه زمانی قرار گرفته‌اند و مقادیر جابجایی طبقات و دیگرام ارتفاعی پلاستیسیته آن‌ها با یکدیگر مقایسه می‌گردد. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که این الگو ضمن رساندن سازه واگرا به سختی مناسب می‌تواند تا ۳۰ درصد باعث کاهش دامنه کرنش محوری BRB گردد و همچنین بر یکنواخت کردن شدت کرنش‌های پلاستیکی در ارتفاع سازه و استفاده بهینه از ظرفیت شکل‌پذیری مهاربندهای کمانش تاب تأثیر مطلوبی می‌گذارد.

## کلمات کلیدی

مهاربند کمانش تاب با طول کوتاه، خستگی کم چرخه، آنالیز غیرخطی، OpenSees, BRB

## Use Reduced Length Buckling Restrained Braces in Eccentric Configuration

A. Alaei, S.A. Razavi, S.R. Mirghaderi, A. Hosseini

### ABSTRACT

Uses of buckling restrained braced frames (BRB) as seismic load resisting system have been developed in recent years. BRB is a proper alternative to the conventional bracing system due to its ductility and good performance. In order to reduce manufacturing cost and ease of handling of BRBs elements the idea of using reduced length BRB as a ductile braces has occurred. However, by increasing strains amplitude of these elements because of reduced length the occurrence probability of low cycle fatigue increase that prevent the expansion of this system. Therefore, in this study were trying to find a solution to get out of this problem by making change in the geometry of the bracing placement pattern and use the reduced length BRB in eccentric configuration like EBF system with the exception that here the BRB is the ductile element.

### KEYWORDS

Reduced length buckling restrained braces, EBF configuration, OpenSees, BRB

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، alireza.alaei@ut.ac.ir (نویسنده مسئول)

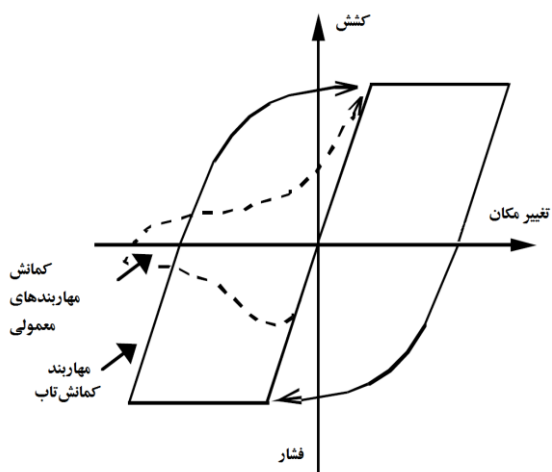
۲- دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران

۴- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران



استفاده از BRBها در زمینه حرفه‌ای بوجود آورده است. بدین سبب نیاز به سازگار کردن این سیستم با شرایط سازه‌های متعارف داخل کشور و آسان‌تر نمودن اجرای این المان سازه‌ای احساس می‌گردد.



شکل (۱): رفتار کشش و فشار محوری مهاربندهای کمانش تاب

از سوی دیگر الگوی مهاربندی واگرا در سیستم‌های ساختمانی به دلیل مزیت‌های معماری و حذف پدیده کمانش در مهاربندها مورد توجه بوده است. اما مهاربندهای واگرا نیز دارای معایبی می‌باشند که از جمله آنها می‌توان به سختی جانبی محدود، تمرکز خرابی در تیرهای پیوند و تراز کف طبقات و دشواری تعویض تیر پیوند اشاره کرد.

بدین ترتیب برای دستیابی به سیستم مهاربندی که بتواند مزیت‌های انواع مختلف الگوهای همگرا و واگرا را تأمین نماید، ایده استفاده از مهاربندهای کمانش تاب در الگوی واگرا در این مقاله مطرح شده است.

افزایش زاویه مهاربند نسبت به افق باعث کاهش سختی و همچنین کاهش تقاضای تغییرمکانی وارد بر المان مهاربند می‌گردد. بدین ترتیب با قرار دادن مهاربندهای کمانش تاب در هندسه واگرا که باعث افزایش زاویه مهاربند نسبت به هندسه همگرا می‌شود، از میزان دامنه کرنش مهاربندهای کمانش تاب کاسته خواهد شد. اما مهاربندهای کمانش تاب به خودی خود سختی کمی دارد که این ویژگی باعث ایجاد جابجایی‌های جانبی نسبی زیاد در زلزله نسبت به دیگر سیستم‌های مهاربندی می‌شود و استفاده از الگوی واگرا

یکی از رایج‌ترین سیستم‌های مقاوم در برابر نیروهای جانبی، سیستم مهاربندی می‌باشد. یکی از مشکلات مهاربندهای همگرا (CBF) وقوع کمانش در هنگام اعمال بار فشاری است که این مسأله باعث ناپایداری قبل از رسیدن به حد تسلیم می‌شود. به عبارت دیگر رفتار مهاربندها، در کشش و فشار غیر متقارن است و در نتیجه منحنی‌های هیستریزس این نوع قاب‌های مهاربندی نامنظم می‌شود. همچنین مهاربندی‌های همگرا (CBF) دارای شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی محدودی هستند و سختی الاستیک بالایی دارند. بدین ترتیب مهاربندهای معمولی دارای ظرفیت شکل‌پذیری محدود و چرخه‌های نامتقارن نیرو تغییرمکان هستند. یکی از روش‌های دستیابی به شکل‌پذیری و جذب انرژی بالا، استفاده از مهاربندهای کمانش تاب (BRB) می‌باشد [۱]. با اعمال جزئیات مناسب در اعضای این نوع مهاربندها از کمانش آن جلوگیری می‌شود. به این ترتیب رفتار مهاربند در بارگذاری رفت و برگشتی زلزله به نحو قابل ملاحظه‌ای بهبود می‌یابد و منحنی‌های هیستریزس آن‌ها تحت بارگذاری‌های چرخه‌ای کششی و فشاری حاصل از تأثیر نیروهای زلزله متقارن می‌باشند [۲].

مهاربندهای کمانش تاب از یک هسته مرکزی با مصالح فولادی و پوشش پیرامونی از جنس بتن یا فولاد تشکیل یافته‌اند. هسته فولادی به گونه‌ای باید طراحی شود که هم در فشار و هم در کشش به مرحله تسلیم برسد. برای جلوگیری از کمانش کلی در فشار، هسته فولادی را درون یک پوشش قرار می‌گیرند. هدف آن است که نیروی مهاربندی فقط توسط هسته فولادی تحمل شود [۲].

تحقیقات انجام گرفته نشان می‌دهد که بر خلاف مهاربندهای معمولی چرخه‌های هیستریزس در کشش و فشار پایدار می‌باشد و در نتیجه ظرفیت بالایی برای جذب انرژی زلزله در سازه ایجاد می‌گردد. این موضوع در نمودار شکل (۱) قابل مشاهده است.

استفاده از این سیستم در داخل کشور معمول نیست و علاوه بر این، بالا بودن هزینه ساخت مانعی در راستای

طراحی قرار گرفته و به منظور امکان مقایسه آن با گزینه مشابه، سیستم مهاربندی کمانش‌تاب با طول کوتاه در الگوی همگرا (RL-CBRB) پیش از آن مورد طراحی قرار می‌گیرد.

## ۲-۱- سازه با مهاربند کمانش‌تاب در الگوی هندسی همگرا (RL-CBRB)

در این بخش سازه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب با الگوی هندسی همگرا (RL-CBRB) طراحی می‌گردد. شکل (۴) نمای سه بعدی سازه را نشان می‌دهند. ارتفاع طبقه اول ۴/۳ متر و سایر طبقات ۳/۵ متر می‌باشد همچنین سازه مورد نظر در محل اتصال ستون به تکیه‌گاه دارای اتصال مفصلی بوده و اتصال تیرهای دهانه مهاربندی در محل اتصال به ستون به صورت صلب می‌باشد، همچنین اتصال کلیه مهاربندها به اعضای مجاور به صورت مفصلی لحاظ می‌شود. این سازه به وسیله آنالیز استاتیکی خطی برای زلزله طرح کنترل و طراحی شده است. بار مرده و زنده طبقات به ترتیب برابر ۴۱۰۰ و ۲۴۰۰ نیوتون بر متر مربع می‌باشد. ضوابط لرزه‌ای مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و آیین‌نامه AISC341-10 برای آن منظور شده است [۵ و ۶].

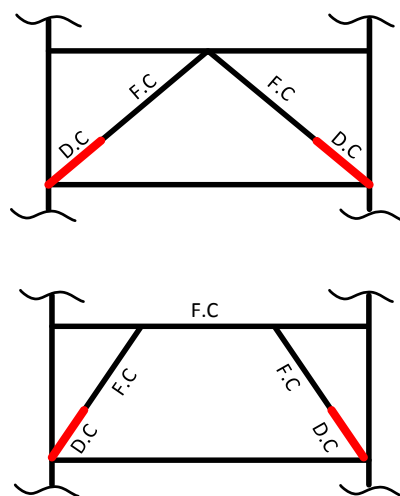
جدول (۱) نتایج طراحی مهاربندهای کمانش‌تاب را برای قاب جهت Y نشان می‌دهد.

باعث کاهش بیشتر سختی می‌گردد بنابراین برای جلوگیری از کاهش سختی بیش از پیش مهاربند کمانش‌تاب در الگوی واگرا، طول قطعه کمانش‌تاب کاهش داده می‌شود. کاهش طول قطعه کمانش‌تاب به طور قابل ملاحظه‌ای در افزایش سختی مهاربند کمانش‌تاب تأثیرگذار است و علاوه بر این به کاهش هزینه ساخت و تولید این مهاربندها کمک می‌نماید [۳].

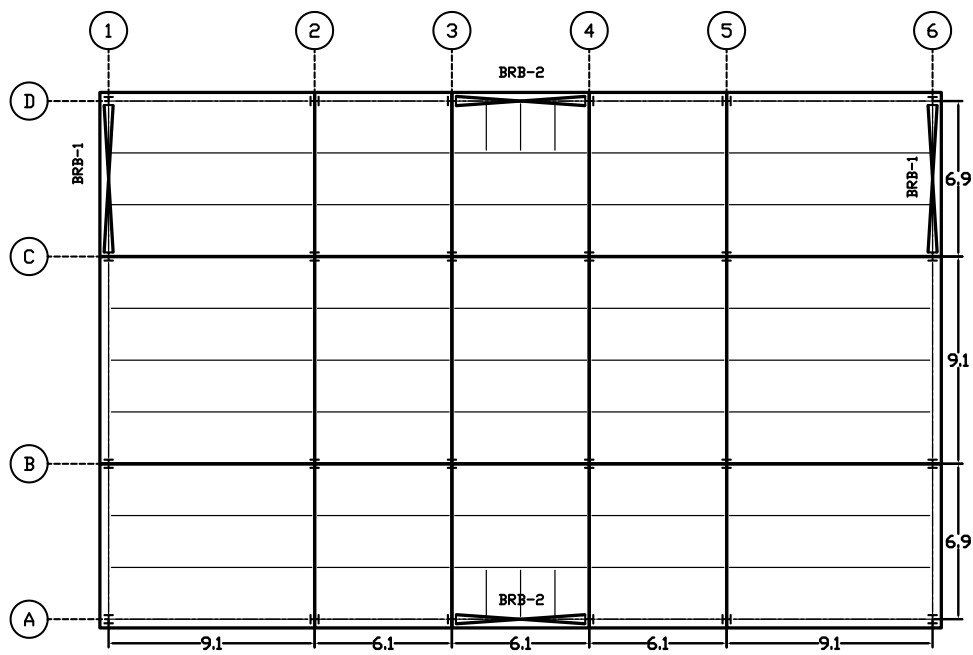
در شکل (۲) این افزایش زاویه نسبت به حالت همگرا قابل مشاهده است. تفاوت سیستم واگرای پیشنهادی با سیستم‌های متعارف واگرا در نوع المان شکل‌پذیر می‌باشد. در این طرح المان شکل‌پذیر به جای تیر پیوند، عضو BRB انتخاب شده و سایر المان‌ها کنترل شونده توسط نیرو می‌باشند. در ادامه به معرفی و مقایسه این دو سیستم پرداخته خواهد شد.

## ۲- معرفی ساختمان و طراحی سازه با مهاربندی همگرا و واگرا

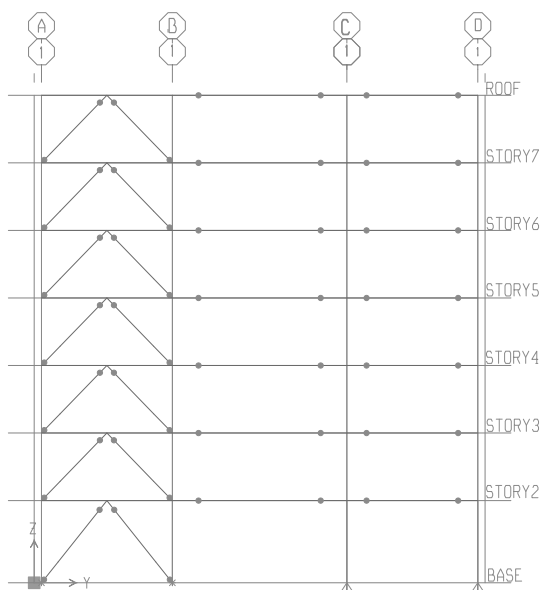
سازه مورد بررسی در این پژوهش یک سازه فولادی هفت طبقه با ارتفاع ۲۵ متر و مجهز به سیستم مهاربندی در هر دو جهت اصلی می‌باشد. این سازه بر روی خاک نوع II می‌باشد. پلان سازه مورد نظر در شکل (۳) قابل مشاهده می‌باشد [۴]. در راستای بررسی رفتار سیستم مهاربندی کمانش‌تاب در الگوی واگرا (RL-EBRB) ابتدا سازه مورد



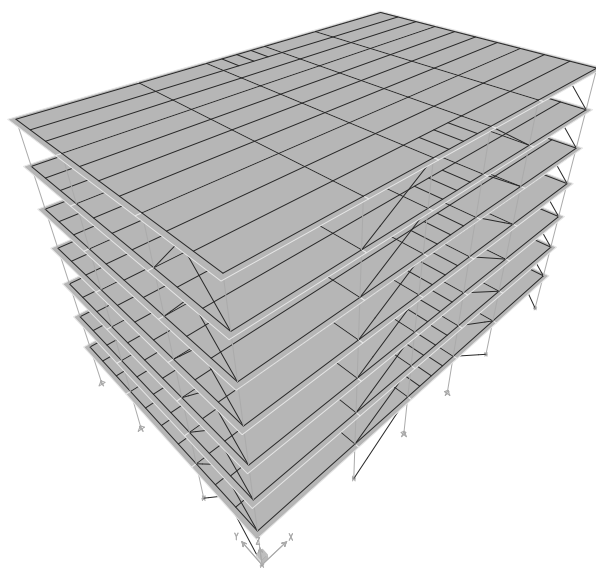
شکل (۲): مهاربند کمانش‌تاب در الگوی هندسی همگرا و واگرا



شکل (۳): پلان ساختمان ۷ طبقه مورد بررسی



ب) نمای سازه RL-CBRB



الف) مدل سه بعدی

شکل (۴): مدل سه بعدی و نمای سازه RL-CBRB

جدول (۱): طراحی مهاربند طبقات سازه RL-CBRB

نسبت تنش	تقاضای نیروی محوری (kN)	ظرفیت نیروی محوری (kN)	مساحت هسته مهاربند (mm <sup>2</sup> )	طبقه مورد نظر
۰/۷۳	۳۶۹/۱	۵۰۴/۶	۱۹۳۵	۱
۱/۰۱	۷۶۲/۱	۷۵۶/۹	۲۹۰۳	۲
۱/۰۰	۱۰۹۵/۳	۱۰۹۳/۳	۴۱۹۳	۳
۰/۹۹	۱۳۳۵/۰	۱۳۴۵/۶	۵۱۶۱	۴
۱/۰۰	۱۵۰۸/۱	۱۵۱۳/۸	۵۸۰۶	۵
۱/۰۱	۱۷۰۲/۶	۱۶۸۲/۰	۶۴۵۱	۶
۱/۰۳	۱۹۰۵/۰	۱۸۵۰/۲	۷۰۹۶	۷

## ۲-۲. سازه با مهاربند کمانش‌تاب در الگوی هندسی واگرا (RL-EBRB)

در ایده استفاده از BRB در ترکیب با هندسه واگرا (EBF)، المان شکل‌پذیر همان مهاربند کمانش‌تاب طول کوتاه بوده و برخلاف سازه‌های مهاربندی واگرای متعارف، در این سازه تیر پیوند المان کنترل شونده توسط نیرو می‌باشد. زاویه زیاد مهاربند با افق تقاضای تغییر مکانی روی مهاربند را کاهش داده و دامنه کرنش ایجاد شده بر روی مهاربند که در اینجا BRB می‌باشد را کم می‌کند، همچنین امکان افزایش سختی این سازه ترکیبی با استفاده از این نوع مهاربند کمانش‌تاب تغییر مطلوبی در راستای فراهم کردن حداقل سختی مورد نیاز سازه را ایجاد می‌کند.

هدف دیگری که در ایده سازه ترکیبی با تغییر المان شکل‌پذیر از تیر پیوند به مهاربند کمانش‌تاب دنبال می‌گردد، تغییر محل خرابی و پلاستیک شدن مصالح از محل تیر پیوند و دال که در سازه‌های EBF متعارف است به المان BRB بوده که شرایط مناسب تری از نظر دسترسی و امکان جایگزینی المان تخریب شده دارد.

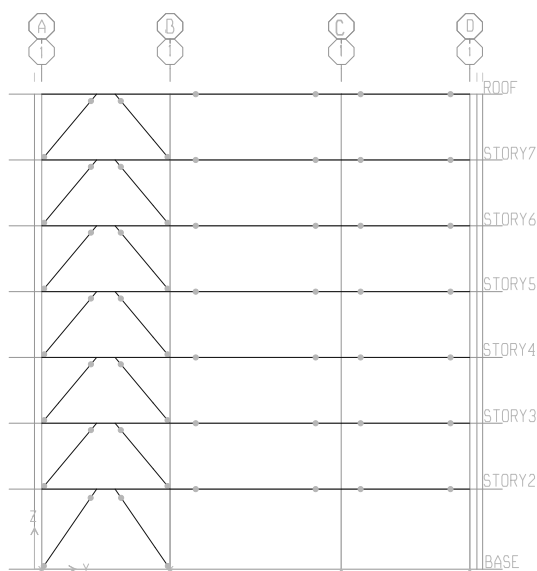
افزایش زاویه مهاربند نسبت به افق باعث افزایش تقاضای نیرویی بر روی تیر این دهانه و اتصالات مربوط به آن می‌گردد. با توجه به این موضوع، زاویه‌ای مناسب است که تا حد ممکن زیاد باشد اما موجب افزایش غیر متعارف

مقاطع تیر پیوند نشود. رسیدن به این زاویه با سعی و خطا در طراحی، ممکن می‌شود. در تیر پیوند این سازه، برش در طول المان ثابت بوده و ناشی از نیروی محوری ایجاد شده در مهاربند می‌باشد. همچنین لنگر خمشی حداکثر در محل اتصال تیر پیوند به مهاربند حاصل می‌شود.

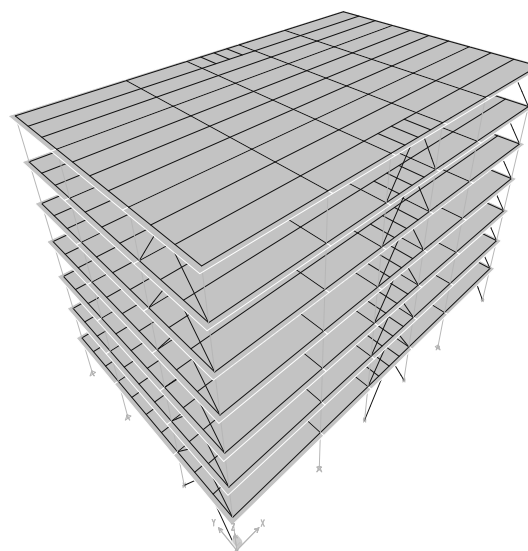
برای مشخص شدن مسیر طراحی سازه هفت طبقه ابتدا متغیرهای هندسه قاب شامل زاویه مناسب، شرایط مرزی اتصال تیر به ستون و همچنین سختی تیر پیوند در قاب یک طبقه بررسی شده و سپس با لحاظ کردن تأثیر هر پارامتر، سازه هفت طبقه مورد نظر از نظر هندسه انتخاب و طراحی گردید. شکل (۵-الف) مدل سه بعدی و شکل (۵-ب) نمای قاب جهت Y سازه را نشان می‌دهد. تیر دهانه مهاربندی به صورت یک المان پیوسته که در انتها به صورت صلب به ستون اتصال می‌یابد طراحی و مدل گشته است. سایر اتصالات همانند سازه قسمت ۲-۲ می‌باشد.

جدول (۲) نتایج طراحی مهاربندهای کمانش‌تاب را برای قاب جهت Y این سازه نشان می‌دهد.

جدول (۳) مقایسه سطح مقطع مهاربندهای هر طبقه برای دو سازه را نشان می‌دهد. افزایش زاویه مهاربند باعث افزایش اندکی در سطح مقطع مورد نیاز مهاربندهای کمانش‌تاب می‌گردد.



ب) نمای سازه RL-EBRB



الف) مدل سه بعدی

شکل (۵): مدل سه بعدی و نمای سازه RL-CBRB

جدول (۲): طراحی مهاربند طبقات

نسبت تنش	تقاضای نیروی محوری (kN)	ظرفیت نیروی محوری (kN)	مساحت هسته مهاربند (mm <sup>2</sup> )	طبقه مورد نظر
۰/۸۵	۴۲۸/۸	۵۰۴/۶	۱۹۳۵	۱
۱/۰۱	۸۴۸/۵	۸۴۱/۰	۳۲۲۵	۲
۰/۹۳	۱۱۷۶/۹	۱۲۶۱/۵	۴۸۳۸	۳
۱/۰۱	۱۴۵۰/۶	۱۴۲۹/۷	۵۴۸۳	۴
۰/۹۹	۱۶۶۹/۶	۱۶۸۲/۰	۶۴۵۱	۵
۱/۰۲	۱۸۷۹/۴	۱۸۵۰/۲	۷۰۹۶	۶
۱/۰۵	۲۰۲۵/۴	۱۸۵۰/۲	۷۰۹۶	۷

### ۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی

سازه‌های مورد نظر پس از طراحی، در نرم افزار Opensees با تعریف المان‌ها به صورت المان‌های غیر خطی مدل گشته و آنالیز استاتیکی غیرخطی روی آن انجام می‌گردد. در مدل‌سازی المان‌های اصلی از المان تیرستونی غیرخطی<sup>۱</sup> و برای مدل کردن غلاف BRB از المان خمشی تک محوره<sup>۲</sup> استفاده گردید. برای انطباق مدل رفتاری مصالح فولاد BRB از نتایج آزمایشگاهی رضوی و همکارانش استفاده شده است [۳].

<sup>۱</sup> Nonlinear beam column element

<sup>۲</sup> Uniaxial section

جدول (۳): مقایسه سطح مقطع مهاربند های سازه RL-CBRB و

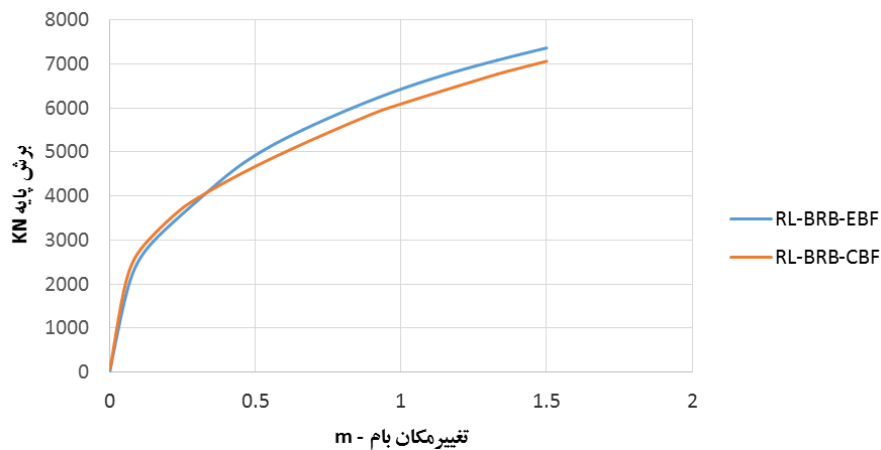
RL-EBRB

طبقه مورد نظر	مساحت هسته مهاربند سازه RL-CBRB (mm <sup>2</sup> )	مساحت هسته مهاربند سازه RL-EBRB (mm <sup>2</sup> )
۱	۱۹۳۵	۱۹۳۵
۲	۲۹۰۳	۳۲۲۶
۳	۴۱۹۴	۴۸۳۹
۴	۵۱۶۱	۵۴۸۴
۵	۵۸۰۶	۶۴۵۲
۶	۶۴۵۲	۷۰۹۷
۷	۷۰۹۷	۷۰۹۷

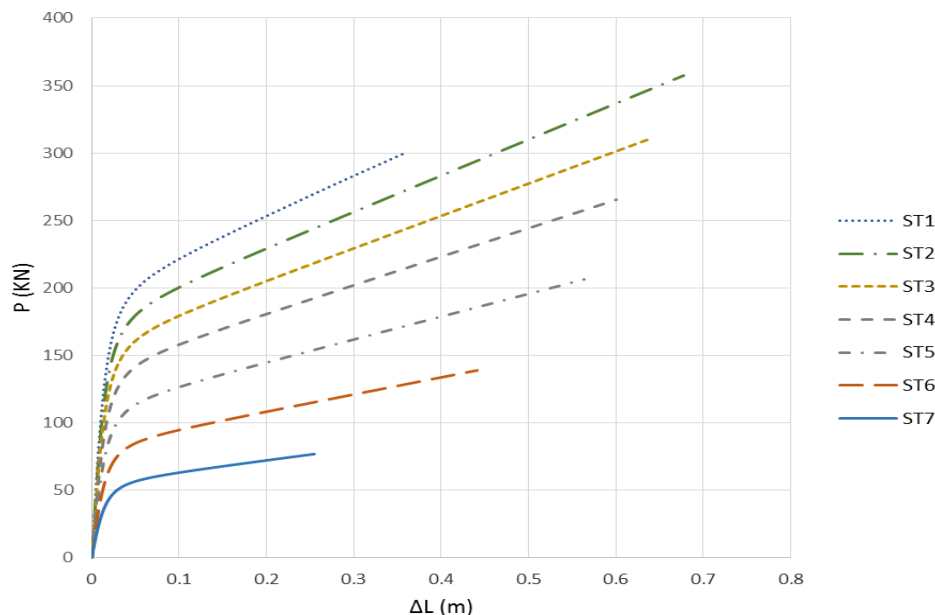


شکل (۶) منحنی برش پایه-تغییرمکان بام سازه تا تغییرمکانی متناظر ۶٪ ارتفاع سازه‌ها را نشان می‌دهد. همچنین شکل (۷) و (۸) منحنی نیروی محوری-تغییرمکان را برای هر یک از مهاربندهای کمانش‌تاب مربوط به هر طبقه نمایش می‌دهند. بررسی نمودار شکل (۶) نشان می‌دهد که در کل منحنی ظرفیت دو سازه نزدیک یکدیگر می‌باشد. در قسمت الاستیک منحنی سازه

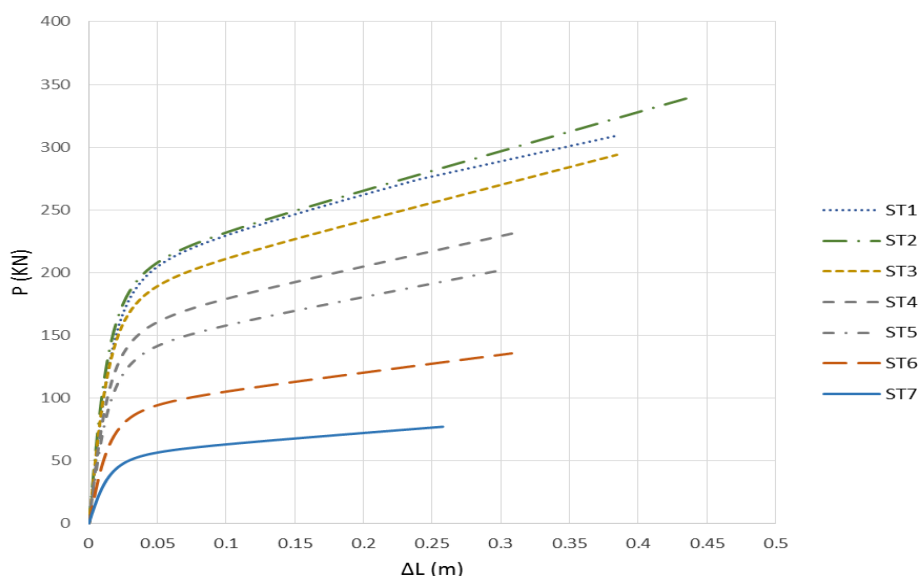
از نظر سختی اندکی نرم‌تر بوده اما پس از رسیدن به قسمت جاری شدن به دلیل بالا بودن سختی پس از تسلیم آن، از نمودار سازه RL-CBRB بالاتر قرار می‌گیرد. از نمودار منحنی نیروی محوری تغییرمکان مهاربندها می‌توان دریافت که مهاربندهای طبقات دوم و سوم بیشترین تغییرطول محوری و مهاربندهای طبقات بالا کمترین تغییرطول را تجربه می‌کنند.



شکل (۶): منحنی نیرو تغییرمکان سازه RL-CBRB و RL-EBRB



شکل (۷): منحنی نیرو تغییرمکان مهاربند کمانش‌تاب طبقات سازه RL-CBRB



شکل (۸): منحنی نیرو و تغییر مکان مهاربند کمانش تاب طبقات سازه RL-EBRB

جدول (۵): تغییر طول، درصد کرنش و شکل پذیری مهاربند

کمانش تاب سازه RL-EBRB

درصد کرنش	درصد شکل پذیری	$\Delta L$ BRB (mm)	طبقه
۲/۶۳	۱۸/۴	۳۶/۸	۷
۳/۲۷	۲۲/۹	۴۵/۸	۶
۳/۳۰	۲۳/۱	۴۶/۲	۵
۳/۲۶	۲۲/۸	۴۵/۶	۴
۳/۹۲	۲۷/۵	۵۴/۹	۳
۳/۸۸	۲۷/۲	۵۴/۳	۲
۴/۳۷	۳۰/۶	۷۵/۲	۱

در نگاه اولیه به نتایج درصد کرنش سازه RL-CBRB در جدول (۲)، مشاهده می‌شود تمرکز پلاستیسیته و شکل‌پذیری در طبقات وسط قرار دارد، به گونه‌ای که این مقدار نزدیک دو برابر طبقات ابتدا و انتها می‌باشد اما در سازه RL-EBRB مقادیر شکل‌پذیری بسیار به هم نزدیک است. بنابراین می‌توان گفت یکی از مزایای دیگر استفاده از الگوی واگرا ایجاد توزیع نسبتاً یکسان شکل‌پذیری در ارتفاع سازه می‌باشد. همچنین در راستای کاهش دامنه کرنش، با توجه به جدول (۶)، در طبقات میانی در سازه RL-EBRB نسبت به سازه RL-CBRB کرنش حتی تا

جدول (۴) و جدول (۵) مقدار تغییر طول مهاربند کمانش تاب، درصد کرنش و شکل‌پذیری آن‌ها را برای هر طبقه به ترتیب سازه RL-CBRB و RL-EBRB برای تغییر مکان برابر ۳٪ ارتفاع سازه که مساوی ۷۶۰ mm می‌باشد را نشان می‌دهد. طی روندی که برای طراحی لرزه‌ای مهاربندهای کمانش تاب طول کوتاه توسط رضوی و همکاران ارائه شده، طول قطعه هسته BRB، ۱۰۰۰ mm انتخاب شده است [۷].

جدول (۴): تغییر طول، درصد کرنش و شکل‌پذیری مهاربند

کمانش تاب سازه RL-CBRB

درصد کرنش	درصد شکل‌پذیری	$\Delta L$ BRB (mm)	طبقه
۱/۵۱	۱۰/۶	۲۱/۲	۷
۲/۸۸	۲۰/۲	۴۰/۳	۶
۳/۶۹	۲۵/۸	۵۱/۶	۵
۴/۴۹	۳۱/۴	۶۲/۸	۴
۵/۰۱	۳۵/۱	۷۰/۱	۳
۵/۸۰	۴۰/۶	۸۱/۲	۲
۲/۷۳	۱۹/۱	۳۸/۲	۱



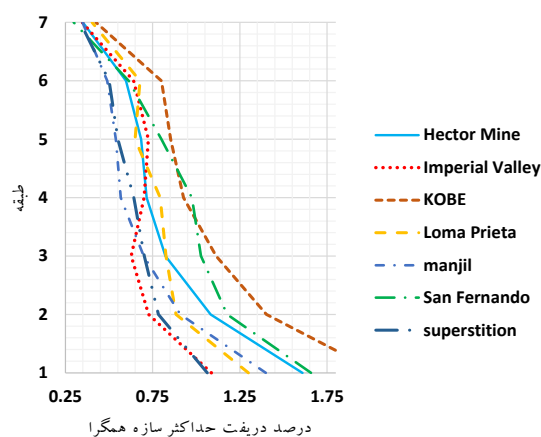
PEER انتخاب و به طیف طرح آیین نامه مقیاس شدند. نام و مشخصات هفت شتاب نگاشت مورد نظر در جدول (۷) قابل مشاهده است [۸].

پس از انجام هفت آنالیز بر روی هر سازه، نتایج مورد پردازش قرار گرفت. شکل (۹) پروفیل دریفت حداکثر و شکل (۱۰) پروفیل دریفت های باقیمانده برای سازه RL-CBRB و RL-EBRB را نشان می دهد.

مقایسه قسمت شکل (۹-الف و ب) نشان می دهد که مقادیر دریفت دو سازه RL-CBRB و RL-EBRB در محدوده یکسانی قرار دارد، همچنین شکل (۱۰) نشان می دهد مقدار دریفت باقیمانده سازه RL-EBRB نسبت به RL-CBRB کاهش قابل توجهی داشته و تقریباً نصف می باشد.

جدول (۷): مقایسه کرنش مهاربندهای کمانش تاب

فاصله (km)	شتاب بیشینه (g)	بزرگای زلزله	نام زلزله	طبقه
۱۱/۶۶	۰/۲۷	۷/۱	هکتور ماین	۱
۲۲/۳۰	۰/۲۴	۶/۵	امپریال ولی	۲
۱۹/۱۵	۰/۲۴	۶/۹	کبه	۳
۲۴/۵۰	۰/۱۷	۶/۹	لوماپیترا	۴
۵۰/۰۰	۰/۱۸	۷/۴	منجیل	۵
۲۲/۷۷	۰/۲۱	۶/۶	سانفرناندو	۶
۲۲/۲۵	۰/۱۲	۶/۵	سوپراستیشن	۷



ب) سازه RL-CBRB

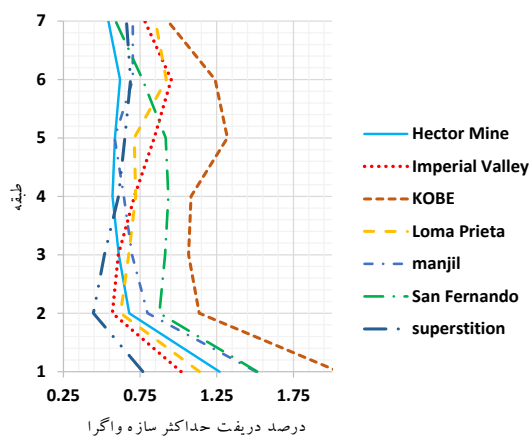
میزان ۵۰٪ کاهش داشته که مقدار قابل توجهی است. افزایش زاویه مهاربندها از ۴۵ درجه به ۵۰ درجه گرچه باعث افزایش اندکی در سطح مقطع مورد نیاز مهاربندهای کمانش تاب می گردد، اما به میزان چشم گیری سبب کاهش دامنه کرنش وارده به این مهاربندها شده و طرح مورد نظر را از نظر خطر وقوع پدیده خستگی کم چرخه (Low Cycle Fatigue) در ناحیه امنی قرار می دهد.

جدول (۶): مقایسه کرنش مهاربندهای کمانش تاب

طبقه	درصد کرنش مهاربند سازه RL-CBRB	درصد کرنش مهاربند سازه RL-EBRB	نسبت دامنه کرنش سازه RL-EBRB به RL-CBRB
۷	۱/۵۱	۲/۶۳	۱/۷
۶	۲/۸۸	۳/۲۷	۱/۱
۵	۳/۶۹	۳/۳۰	۰/۹
۴	۴/۴۹	۳/۲۶	۰/۷
۳	۵/۰۱	۳/۹۲	۰/۸
۲	۵/۸۰	۳/۸۸	۰/۷
۱	۲/۷۳	۴/۳۷	۱/۶

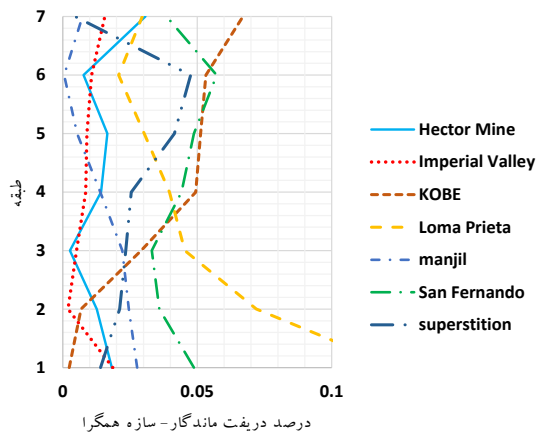
#### ۴- تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی

پس از انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی و بررسی نتایج اولیه، دو سازه جهت انجام مقایسه دقیق تر مورد تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی با هفت شتاب نگاشت زلزله قرار گرفتند. شتاب نگاشت های استفاده شده از پایگاه لرزه نگاری

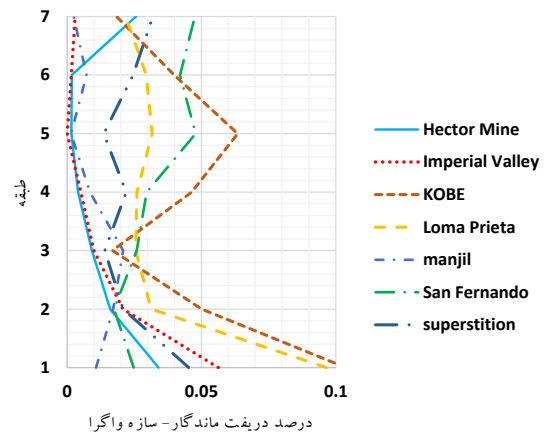


الف) سازه RL-EBRB

شکل (۹): پروفیل دریفت حداکثر

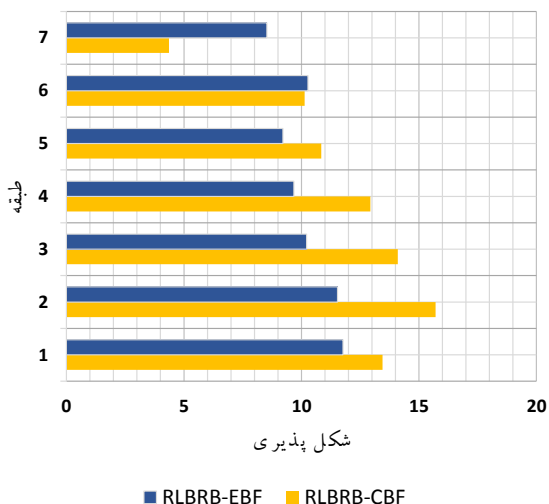
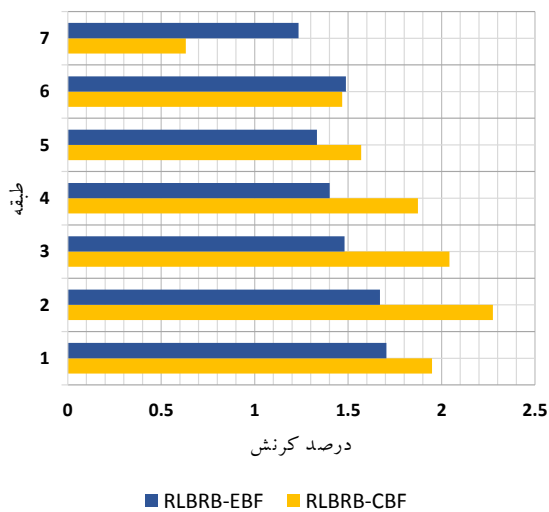


ب) سازه RL-CBRB



الف) سازه RL-EBRB

شکل (۱۰): پروفیل دریفت باقیمانده



شکل (۱۱): میانگین بیشینه کرنش و شکل پذیری

شکل (۱۱) میانگین بیشینه کرنش و شکل پذیری هفت شتاب‌نگاشت را برای مهاربندهای هر طبقه در سازه RL-CBRB و RL-EBRB را نشان می‌دهد. در جدول (۸) نسبت میانگین دامنه کرنش بیشینه مهاربندهای سازه RL-CBRB و RL-EBRB نمایش داده شده است.

با بررسی جدول (۸) مشاهده می‌گردد برحسب انتظار و مطابق نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، سازه واگرا علاوه بر یکنواخت‌تر کردن شکل‌پذیری در ارتفاع، دامنه کرنش را خصوصاً در طبقات میانی تا میزان ۳۰٪ کاهش می‌دهد. بدین سبب مهاربند کماتش‌تاب در سازه RL-EBRB نسبت به RL-CBRB حاشیه امنی جهت دوری از کرنش‌های بالا و پدیده خستگی کم‌چرخه فراهم می‌کند و علاوه بر آن می‌تواند در بهینه کردن طراحی و کاهش بیشتر طول قطعه کماتش‌تاب تأثیر مطلوب داشته باشد.

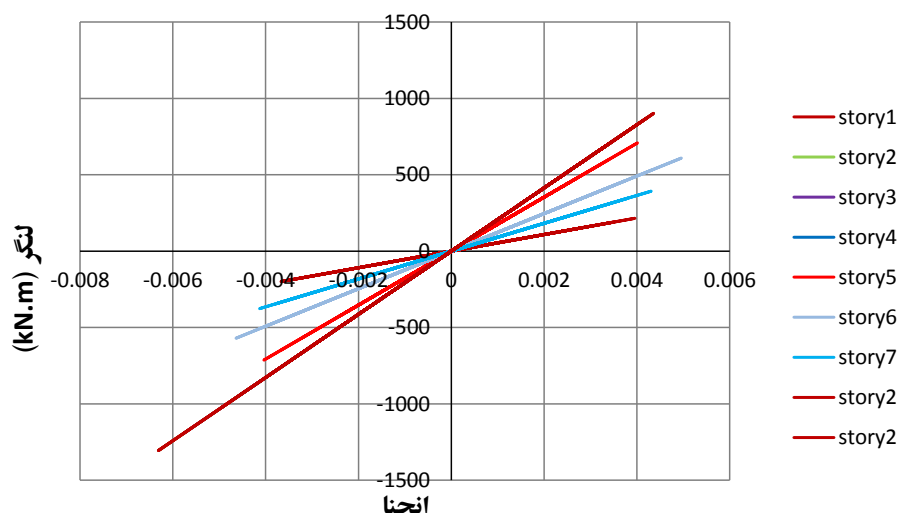
بررسی نمودار خمش-انحنای تیر پیوند در شکل (۱۲) و برش وارد شده بر تیر پیوند طبقات در جدول (۹)، نشان می‌دهد برحسب انتظار و فلسفه طراحی مورد نظر، تیر پیوند سازه RL-EBRB در تمام طبقات به صورت الاستیک باقی مانده و المان کنترل شونده توسط نیرو می‌باشد. الاستیک ماندن تیر پیوند برخلاف سازه‌های مهاربند واگرای متعارف مطلوب است زیرا باعث می‌شود تغییر شکل‌های ناشی از زلزله در مهاربند کماتش‌تاب که المان شکل‌پذیر است، رخ دهد.

جدول (۸): نسبت میانگین دامنه کرنش سازه RL-EBRB به

RL-CBRB	نسبت کرنش دو سازه	طبقه
	۰/۸۷	۱
	۰/۷۳	۲
	۰/۷۲	۳
	۰/۷۵	۴
	۰/۸۵	۵
	۱/۰۱	۶
	۱/۹۶	۷

جدول (۹): برش تقاضا و ظرفیت و نسبت تنش برشی سازه

RL-CBRB	Vp (kN)	Vu (kN)	نسبت تنش	طبقه
	۲۵۶۰	۱۹۲۴	۰/۷۵	۱
	۲۳۷۴	۱۵۴۹	۰/۶۵	۲
	۱۹۰۹	۱۳۹۴	۰/۷۳	۳
	۱۵۰۹	۱۱۹۴	۰/۷۹	۴
	۱۱۹۰	۱۰۳۶	۰/۸۷	۵
	۸۹۷	۷۱۲	۰/۷۹	۶
	۷۴۰	۴۴۰	۰/۵۹	۷



شکل (۱۲): نمودار خمش-انحنای تیر پیوند سازه RL-EBRB

### ۵- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این تحقیق امکان استفاده از الگوی مهاربندی واگرا با استفاده از مهاربندهای کمانش‌تاب طول کوتاه بررسی گردید. به منظور مقایسه از دو سازه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب با الگوی همگرا و واگرا استفاده گردید. سازه‌ها پس از طراحی طی تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی مورد آنالیز قرار گرفتند و مقادیر سختی جانبی سازه‌ها، جابجایی حداکثر و باقیمانده طبقات، دیاگرام ارتفاعی شکل‌پذیری و دامنه کرنش دو سازه با یکدیگر مقایسه گردید. در کل نتایج این تحقیق نشان می‌دهد استفاده از الگوی پیشنهادی واگرا نه تنها امکان‌پذیر می‌باشد، بلکه می‌تواند معایب سیستم‌های دیگر را مرتفع نموده و

همچنین مزایایی برای سیستم سازه به همراه داشته باشد. به طور خلاصه با بررسی نتایج این تحقیق یافته‌های زیر حاصل گردید:

- ۱- با استفاده از مهاربند کمانش‌تاب طول کوتاه می‌توان سختی جانبی سازه با الگوی واگرا را به مقادیر سازه‌های با الگوی همگرا نزدیک نمود.
- ۲- استفاده از الگوی واگرا به کاهش دررفت باقیمانده سازه می‌انجامد.
- ۳- الگوی واگرا منجر به کاهش دامنه کرنش پلاستیک محوری BRB تا ۳۰ درصد شده سازه را در محدوده ایمن‌تری از نقطه نظر خستگی کم‌چرخه قرار می‌دهد.

۴- استفاده از الگوی واگرا منجر به یکنواخت شدن توزیع ارتفاعی شکل پذیری شده که باعث بهره‌مندی بیشتر از ظرفیت غیرخطی مهاربندها در ارتفاع سازه و استفاده بهینه از ظرفیت شکل پذیری مهاربندهای کمانش‌تاب می‌گردد. کاهش بیشتر طول قطعه کمانش‌تاب در الگوی واگرا و بررسی پلان‌ها و تعداد طبقات دیگر از جمله پیشنهادها برای تحقیقات آتی می‌باشد.

#### ۸- مراجع

- [1] Tremblay, R., Poncet, L., Bolduc, P. and Neville, R. (2004), "Testing and Design of Buckling Restrained Braces for Canadian Application", Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver.
- [2] Bozorgnia, Y. and Bertero, V.V. (2004), "Earthquake Engineering: from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering", CRC Press.
- [3] Razavi, S., Mirghaderi, S. and Hosseini, A. (2014), "Experimental and Numerical Developing of Reduced Length Buckling-Restrained Braces", Engineering Structures, Vol. 77, pp. 143-160.
- [4] López, W.A. and Sabelli, R. (2004), "Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames", Steel tips, p. 78.
- [5] Committee, A. (2010), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", ANSI/AISC 341-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [6] Committee, A. (2010), "Specification for Structural Steel Buildings", ANSI/AISC 360-10, American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois.
- [7] Razavi, S.A., Shemshadian, M.E., Mirghaderi, S.R. and Ahlehagh, S. (2011), "Seismic Design of Buckling Restrained Braced Frames with Reduced Core Length", The Structural Engineers World Congress.
- [8] PEER Ground Motion Database - PEER Center. (2015), Available from: <http://ngawest2.berkeley.edu>.





# بار کمانش خمشی ارتجاعی ستون‌های با مقطع متغیر در قاب‌های شیب‌دار آزاد در برابر حرکت جانبی با روش‌های تفاضلات محدود و کار مجازی

علی اصغر صفوی<sup>۱</sup>، عباس حق‌اللهی<sup>۲</sup>، موسی محمودی صاحبی<sup>۳</sup>  
(تاریخ دریافت: ۹۴/۰۹/۰۶، تاریخ پذیرش: ۹۵/۰۲/۱۵)

## 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 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. در مینان 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 شده است. مقایسه نشان می‌دهد که روش ارائه شده با تقریبی مناسب بار بحرانی قاب مورد بررسی را به دست می‌دهد و این فرمول‌بندی قابل تعمیم به سایر قاب‌هایی که از اعضای با مقطع متغیر ساخته شده اند، می‌باشد.

## کلمات کلیدی

قاب شیب‌دار، ستون‌های با مقطع متغیر، روش تفاضلات محدود، روش کار مجازی

## Elastic Flexural Buckling Load for Tapered Columns in Gabled Frames for State of Free to Sway with Finite Differences and Virtual Work Methods

A. Safavi, A. Haghollahi, M. Mahmoudi Sahebi

### ABSTRACT

In this paper flexural buckling load for tapered columns has been evaluated (in-plane buckling of frame). The studied issue is a one-bay frame, its two bases are hinged or rigid, and sway is permitted. The analysis is done by finite differences and virtual work methods. First the length column divided into "n" pieces and the deformation differential equation is approximated in form of finite differences. In this process "n-1" linear equations are obtained which are composed of "n" variables. The variables are the lateral displacement of specified points on the length of the column. For the continuation of the problem an equation is required. It can be gained by the virtual work and consideration of the displacement boundary condition in the top of the column. When the corresponding square matrix of the equations collection is available the critical load will be calculated. The equation obtained by equating the determinate of that matrix to zero has "n" roots. The minimum root is the critical load. The results of the analysis are compared with the other methods of other researchers in some examples. The comparison showed that the introduced method can calculate the critical load with a good accuracy. This method can be generalized for other frames made of tapered members.

### KEYWORDS

Gabled frames, Tapered columns, Finite differences method, Virtual work method

- ۱- دانشجوی دکتری مهندسی عمران-سازه، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، aasafavy@yahoo.com
- ۲- استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، haghollahi@srttu.edu (نویسنده مسئول)
- ۳- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، m.mahmoudi@srttu.edu



مثال‌هایی نشان دادند که استفاده از روش آنها ساده و با دقتی قابل قبول همراه است [۸]. Ermopoulos 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 به صورت نمودارهایی ارائه شد. از نتایج قابل توجه این تحقیق طراحی بهینه اعضای غیرمنشوری فشاری می‌باشد [۹]. Williams و Banerjee 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 می‌باشد که می‌تواند دارای بارهای محوری متمرکز یا گسترده در طول عضو باشد [۱۰]. Yang 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. ایشان در مقاله‌ی خود با اشاره به صرفه‌جویی مصالح در استفاده از اعضا با مقطع متغیر، استفاده از این اعضا را به‌عنوان یک روش مناسب برای مقابله با بارهای جانبی در سازه‌های موردنظر بیان کردند. در آن مقاله با ساختن ماتریس سختی عضو مقطع متغیر شش درجه آزاد که عمق آن به صورت خطی تغییر می‌کند، اثر تغییر مقطع در طول عضو روی سختی جانبی، مقاومت و ارتعاش آن مورد بحث قرار گرفته است. به علاوه مزایا و معایب استفاده از اعضای غیرمنشوری با اعضای منشوری مقایسه شده است [۱۱]. Bradford در مقاله‌ی پس از بدست آوردن معادلات تعادل یک تیر I شکل مقطع متغیر، تاثیر لنگر پیچشی را روی آن با فرمول‌بندی روش اجزای محدود بررسی کرد. ایشان در مقاله‌ی خود از روش کار مجازی، فرمول‌بندی لاگرانژین به‌نگام شده استفاده کرد و تغییرشکل‌های غیرخطی هندسی را مورد ملاحظه قرار داد. در محاسبه‌ی تغییرشکل‌های

اولی برای به دست آوردن بار بحرانی یک ستون دو سر مفصل با مقطع ثابت از معادله دیفرانسیل حاکم بر تغییر شکل جانبی ستون استفاده نمود. این معادله برای اعضای منشوری دارای جواب دقیق و تحلیلی است، اما برای عضوی که ممان اینرسی مقطع آن در طول تغییر می‌کند به دست آوردن حل دقیق آن بسیار مشکل یا غیرممکن است. در این حالت می‌توان از روش‌های تقریبی استفاده کرد. اولین راه‌حل‌های به ثبت رسیده برای محاسبه‌ی بار بحرانی کمانش ارتجاعی ستون‌های ماهیچه‌ای شامل راه‌حل‌های تیموشنکو، مورلی و دینیک است که همه آن روش‌ها تقریبی بوده و ستون ماهیچه‌ای را با ستون‌های پله‌ای تقریب می‌زدند [۳-۱]. اولین بار حل دقیق برای محاسبه‌ی بار بحرانی کمانش ارتجاعی ستون‌های با مقطع متغیر توسط Gere و Carter با استفاده از توابع بسط ارائه گردید [۴]. از راه‌حل‌های اخیر با روش تفاضلات محدود، کار Iremonger و از روش اجزای محدود روش Karabalis و Beskos را می‌توان نام برد [۵ و ۶].

Brown با تحلیل تغییرشکل‌های بال‌های تیر I شکل غیرمنشوری در پیچش، معادله دیفرانسیل تغییرشکل مقطع را در پیچش غیریکنواخت بدست آورد. او معادله‌ی بدست 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. ایشان برای امتحان نتایج بدست آمده آزمایشهایی روی تیرهای دو سر ساده با تغییرات در ابعاد جان و بال انجام داده و مشاهده نمودند نتایج آزمایشگاهی، به خوبی نتایج تئوری مسئله را تایید می‌کنند [۷]. Ermopoulos و Kounadis به پایداری قاب‌های با مقاطع متغیر پرداختند. آنها روشی را برای پیدا کردن ماتریس سختی خمشی معادل عضو مقطع متغیر ارائه نمودند و تابع تغییرشکل عضو منشوری معادل را برای تابع تغییرشکل یک عضو غیرمنشوری، در نظر گرفتند. با حل



انتهایی تیر از فرض ولاسف<sup>۱</sup> در مقاطع جدارنازک استفاده کرد. ماتریس سختی خمشی و هندسی تیر - که از روش اجزای محدود حاصل شد- برای بررسی کمانش و تغییرشکل آفراینده در تغییرشکل‌های بزرگ مناسب تشخیص داده شده‌اند و با استفاده از روش بیان شده در این مقاله می‌توان مسائل ناپایداری خمشی-پیچشی را مورد بررسی قرار داد [۱۲]. Williams و Aston با استفاده از روش اجزای محدود کمانش پیچشی-خمشی تیرستون I شکل غیرمنشوری را مورد بررسی قرار دادند. آنها در تحقیق خود اثر پیچش و خمش را بصورت همزمان مطالعه کردند و برای ساده‌سازی مسئله، محور میانی جان را به عنوان یک محور مقطع - که حول آن مقطع دچار پیچیدگی می‌شود- در نظر گرفتند و نشان دادند با این ساده‌سازی، فرمول‌بندی مسئله محدودیت سایر راه‌حلها از جمله استفاده از جزء منشوری و تفاضلات محدود را نخواهد داشت. ایشان با ساخت ماتریسهای سختی فرمولهای لازم را بدست آوردند و کاربرد روش خود را برای کمانش یک تیر کنسول مقطع متغیر بیان کردند [۱۳]. Al-Gahtani در مقاله‌ای بر اساس روشهای انرژی رفتار تیرستونهای مقطع متغیر را در خمش و کمانش مورد مطالعه قرار داد. وی از آنالیز کمانش ناگهانی<sup>۲</sup> در مطالعه پایداری سازه‌ها استفاده نمود و به این نتیجه رسید که اگرچه ستون‌های با 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. در مثال‌هایی نشان داد روش پیشنهادی وی از روش‌های تقریبی همچون فن انتگرالگیری عددی<sup>۳</sup> و استفاده از جزء منشوری، کارا تر و دقیق‌تر می‌باشد [۱۴]. Asgarian و همکارانش [۱۵] مسئله کمانش جانبی-پیچشی تیرهای با مقطع دلخواه و متغیر در طول را بررسی کردند. ایشان از روش متکی بر سری‌های توانی بهره گرفتند 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. Bradford و Valipour [۱۶] در پژوهشی تابع شکل تیر با مقطع متغیر و تکیه‌گاه‌های ارتجاعی را معرفی کردند. آنها 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 [۱۷] 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 صورت پله‌ای، شیب دار به یک سمت و افزایش عمق عضو از طرفین به سمت میانه طول تیر اشاره کرد. ایشان در طرفین تیرستون مزبور تکیه‌گاه‌های مفصلی و غلطکی قرار داده، علاوه بر نیروی فشاری اعمالی، اثر لنگرها، نیروهای محوری متمرکز و تغییرشکل‌های اولیه را در تحلیل مسئله بررسی کردند. حل معادله دیفرانسیل تغییرشکل ستون در حضور عوامل گفته شده با روش تقریبی و تقریب جواب به صورت سری حاوی جملات سینوسی انجام گرفت. آنچه تاکنون اشاره شد، تحقیقات انجام شده روی ستون‌های ماهیچه‌ای منفرد بود. تنها تحقیقات انجام شده روی رفتار و پایداری ستون‌های ماهیچه‌ای -تشکیل دهنده‌ی قاب‌ها-، شامل موارد زیر است:

الف- راه‌حل تقریبی Lee و همکارانش [۱۸] 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 بوده‌است. در این روش قاب موردنظر با اعضای مقطع متغیر به یک قاب ساده‌ی چهارگوش -که دارای دو ستون (در طرفین) و دو تیر (در بالا و پایین) است- تبدیل می‌شود. در قاب جدید ستون‌ها همان ستون‌های قاب قبلی

<sup>1</sup> Vlasov

<sup>2</sup> Snap-through analysis

<sup>3</sup> Numerical integration technique



و تیرها دارای مقطع ثابت هستند، ممان اینرسی تیر بالا بر مبنای سختی تیرهای متصل به سر ستون‌ها و ممان اینرسی تیر پایین بر مبنای صلبیت خمشی تکیه‌گاه پای ستون‌ها تعیین می‌شود. آنگاه ماتریس سختی قاب جدید در دو حالت حرکت جانبی آزاد و مقید ساخته شده که از برابر قرار دادن دترمینان ماتریس سختی با صفر معادله‌ای حاصل می‌شود که کمترین ریشه‌ی آن بار بحرانی است.

ب- راه حل تقریبی پیشنهادی [۱۹] Irani با یک سری فرضیات و حل معادله‌ی دیفرانسیل تقریبی کمانش قاب با اعمال شرایط تعادل و پیوستگی در گره‌های آن. در این روش با به دست آمدن ماتریس سختی کل سازه بر اساس جواب معادله دیفرانسیل تغییرشکل ستون، بار بحرانی ستون‌های قاب به دست آمد.

ج- Bazeos و Karabalis [۲۰] برای محاسبه‌ی بار بحرانی قاب‌های صفحه‌ای دارای اعضای با مقطع متغیر روشی تقریبی ارائه کردند که در آن ستون دارای مقطع متغیر با ستونی معادل جایگزین می‌شود. ستون معادل، منشوری و هم‌طول با ستون اولیه است که ممان اینرسی آن  $(I_{cr})$  با محاسبه و استفاده از نمودارهایی بدون بعد تعیین می‌شود. ایشان در این راه، ماتریس سختی کل سازه را بر اساس جواب معادله دیفرانسیل تغییرشکل ستون به دست آوردند و از آن برای تعیین بار بحرانی ستون‌های قاب استفاده کردند.

د- Saffari و همکارانش [۲۱] 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. در مدل هندسی آن‌ها، تیرها و ستون‌ها از اعضای I شکل با مقطع متغیر ساخته شده‌اند و تیرهای مورب در تمام طول غیرمنشوری هستند (برخلاف خیلی از سوله‌ها که بخشی از طول تیرها منشوری است).

در مقاله حاضر برای به دست آوردن بار بحرانی ستون‌های سوله‌های متقارن تک‌دهانه‌ای که در برابر حرکت جانبی مقید نیستند، از معادله دیفرانسیل تغییرشکل استفاده می‌شود. برای حل این معادله روش تفاضل محدود به کار

بسته 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

در این روش برای حل یک معادله دیفرانسیل طول محدودی که معادله‌ی دیفرانسیل در آن برقرار است، به بخش‌های مساوی تقسیم می‌شود و آنگاه مشتق مراتب مختلف تابع مجهول در هر نقطه بر حسب مقادیر آن تابع در نقاط طرفین آن نقطه نوشته می‌شود. تقریب‌های تفاضل بالایی، مرکزی و پایینی از مشتق  $y$  در نقطه‌ی  $i$ -ام به ترتیب، به صورت زیر نوشته می‌شوند.

$$y'_i \approx \frac{y_{i+1} - y_i}{h} \quad (1)$$

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

$$y'_i \approx \frac{y_i - y_{i-1}}{h} \quad (3)$$

( $h$  طول هر بازه است و  $y_i$  جابجایی جانبی در نقطه‌ی  $i$ -ام ستون). تفاضل مرکزی با همگرایی سریع‌تر و تقریب بهتری همراه است. برای تقریب مشتق مرتبه دوم با تفاضل مرکزی در نقطه  $i$ -ام می‌توان نوشت:

$$y''_i \approx \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{h^2} \quad (4)$$

۳- تعیین بار کمانش خمشی ستون‌های قاب تک‌دهانه‌ی شیب‌دار، متقارن و با تکیه‌گاه‌های مفصلی که در برابر حرکت جانبی آزاد است (شکل (۱)).



$$M_i = Py_i = -EI_i y_i'' = -EI_i \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{h^2} \quad (7)$$

با تعریف  $A = (Ph^2)/E$ ، می توان رابطه ی زیر را نوشت:

$$y_{i-1}(I_i) + y_i(A - 2I_i) + y_{i+1}(I_i) = 0 \quad (8)$$

با جاگذاری مقادیر مختلف به جای  $i$  سه معادله ی بعدی نتیجه می شوند:

$$i = 1 \xrightarrow{y_0=0} y_1(A - 2I_1) + y_2(I_1) = 0 \quad (9)$$

$$i = 2 \rightarrow y_1(I_2) + y_2(A - 2I_2) + y_3(I_2) = 0 \quad (10)$$

$$i = n - 1 \rightarrow y_{n-2}(I_{n-1}) + y_{n-1}(A - 2I_{n-1}) + y_n(I_{n-1}) = 0 \quad (11)$$

به این ترتیب  $n-1$  معادله حاصل می شود، در صورتی که  $n$  متغیر  $y_i (1 \leq i \leq n)$  وجود دارد.

از یکسان بودن دوران در سر ستون و ابتدای تیر، معادله ای دیگر به دست می آید (رابطه ی همسازی)، به این ترتیب دستگاه معادلات  $[K]_{n \times n} \{y\}_{n \times 1} = \{0\}_{n \times 1}$  ساخته می شود و با قرار دادن  $|K| = 0$ ،  $n$  جواب برای  $P$  به دست می آید که کوچک ترین آنها بار بحرانی ستون های سوله است.

### ۳-۱- استفاده از روش کار مجازی برای به دست آوردن یک معادله دیگر

تلاش می شود با این روش، معادله ای بر حسب  $y_n$  (جابجایی افقی سر ستون ها در اثر کمانش) به دست آید. بار مجازی واحد به صورت افقی به سر ستون وارد می شود. مطابق با شکل (۳)، بارگذاری مجازی با اصل رویهم گذاری به صورت مجموع بارگذاری دو سازه (I) و (II) نوشته می شود. با توجه به شکل (۴-الف و ب)، لنگر در نقاط متناظر اعضای نیمه راست و چپ سازه حقیقی کمانش یافته (شکل (۱)) هم جهت است.

$$M_{cw} = M_{ce} = M_c \quad (12)$$

$$M_{bw} = M_{be} = M_b$$

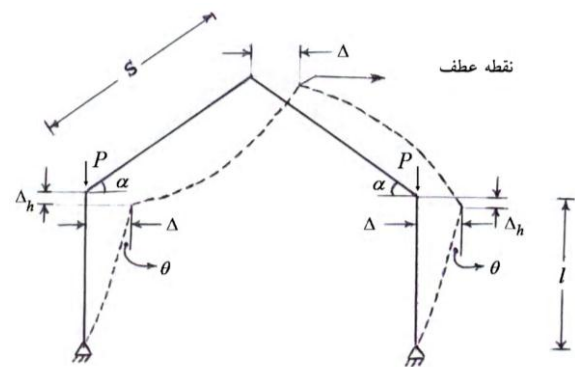
$c$  اندیس ستون و  $b$  اندیس تیر است و مقصود از  $w$  و  $e$  به ترتیب قسمت راست و چپ سازه می باشد.

در این بخش قاب با تکیه گاه های مفصلی که متداول تر است، بررسی می شود و به قاب با تکیه گاه های گیردار در بخش بعدی پرداخته می شود. چون سازه متقارن است طول یکی از ستون ها را به  $n$  تکه ی مساوی تقسیم کرده، برای لنگر خمشی در نقطه ی  $i$ -ام می توان نوشت: (از این به بعد، علامت تساوی به جای تقریب به کار می رود.)

$$M_i = -EI_i y_i'' = -EI_i \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{h^2} \quad (5)$$

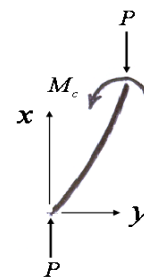
در این رابطه  $M_i$ ،  $I_i$  و  $y_i$  به ترتیب لنگر خمشی، ممان اینرسی و جابجایی جانبی نقطه  $i$ -ام ستون است. اندیس صفر را برای پای ستون (تکیه گاه مفصلی) در نظر گرفته، می توان نوشت:

$$y_0 = 0 \Rightarrow M_{i=1} = -EI_1 \frac{y_2 - 2y_1}{h^2} \quad (6)$$

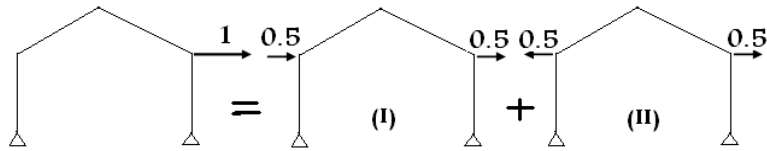


شکل (۱): وضعیت سوله پیش از کمانش (خطوط توپر) و پس از کمانش (خط چین)

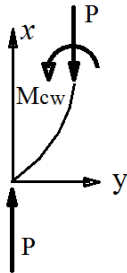
برای لنگر خمشی نقطه  $i$ -ام براساس شکل (۲) و معادله (۵)، رابطه (۷) به دست می آید.



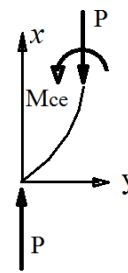
شکل (۲): دیاگرام آزاد قسمتی از ستون



شکل (۳): اعمال بار مجازی



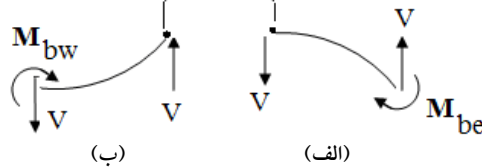
الف) دیاگرام آزاد بخشی از ستون راست



ب) دیاگرام آزاد بخشی از ستون چپ

شکل (۴): دیاگرام آزاد ستون‌ها در لحظه کمانش

راس سوله: نقطه عطف تغییر شکل



الف) بخشی از تیر سمت راست

ب) بخشی از تیر سمت چپ سازه، جدا شده از راس قاب شیب‌دار

شکل (۵): دیاگرام آزاد و تغییر شکل تیرها در حین تغییر شکل ناشی از کمانش

$$\sum m_c = (m_{cw} + m_{ce})_I + (m_{cw} + m_{ce})_{II} \quad (15)$$

$$\sum m_b = (m_{bw} + m_{be})_I + (m_{bw} + m_{be})_{II}$$

$I_b$  و  $I_c$  به ترتیب ممان اینرسی در طول ستون و تیر می‌باشند.

اگر جهت لنگر داخلی تیر راست با تیر چپ و ستون راست با ستون چپ در قاب کمانش‌یافته - که دارای تقارن معکوس است - هم‌علامت فرض شود، آنگاه به خاطر تقارن مستقیم در سازه (II)، لنگر داخلی تیر راست با تیر چپ و ستون راست با ستون چپ مختلف‌العلامه خواهند بود. بنابراین (شکل (۵)):

طبق قضیه کار مجازی برای کل سازه، می‌توان نوشت:

$$1^* \times y_n = \sum \int \frac{mM}{EI} dx \quad (13)$$

$m$ : لنگر داخلی اعضا (ناشی از بار واحد مجازی).

در سازه‌ی کمانش‌یافته لنگر خمشی در دو ستون یکسان و در دو تیر نیز یکسان است، (سازه‌ی کمانش‌یافته دارای تقارن معکوس از نظر لنگرهای داخلی اعضا است). بنابراین می‌توان سیگما را داخل انتگرال برد:

$$1^* \times y_n = \int \frac{M_c \sum m_c}{EI_c} dx + \int \frac{M_b \sum m_b}{EI_b} dx \quad (14)$$



$$(m_{bw} + m_{be})_I = \frac{1}{s} x \quad (20)$$

1: ارتفاع ستون. با تبدیل انتگرال اولی در معادله (۱۴) به سیگما و استفاده از معادلات (۱۷) تا (۲۰) داریم:

$$Ey_n = Ph^2 \sum_{i=1}^n \frac{iy_i}{I_i} + \frac{Ply_n}{s^2} \int_0^s \frac{x^2}{I_b} dx \quad (21)$$

$I_i$  ممان اینرسی ستون در نقطه‌ی  $i$ ام است. در ساده کردن معادله فوق تعریف زیر در نظر گرفته می‌شود.

$$I_{55} = \int_0^s \frac{x^2}{I_b} dx \quad (22)$$

در نتیجه:

$$y_n \left[ \frac{-E}{P} + \frac{h^2 n}{I_n} + \frac{1}{s^2} I_{55} \right] + h^2 \sum_{i=1}^{n-1} \frac{iy_i}{I_i} = 0 \quad (23)$$

در رابطه‌ی بالا عبارت داخل کروشه،  $K_{nn}$  است و  $h^2 \times (i/I_i)$  مقدار درایه ستون  $i$ ام و سطر  $n$ ام است. به این ترتیب ماتریس ضرایب تشکیل می‌شود. با قرار دادن  $n$ ،  $|K| = 0$  جواب برای  $P$  به دست می‌آید که کوچک‌ترین آنها بار بحرانی ستون‌های سوله است.

$$K = \begin{bmatrix} A - 2I_1 & I_1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ I_2 & A - 2I_2 & I_2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & I_3 & A - 2I_3 & I_3 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & I_{n-1} & A - 2I_{n-1} & I_{n-1} & 0 \\ h^2/I_1 & 2h^2/I_2 & 3h^2/I_3 & 4h^2/I_4 & \dots & K_{nn} \end{bmatrix}_{n \times n} \quad (24)$$

اگر تعادل المان کوچکی از روی تکیه‌گاه در نظر گرفته شود، باتوجه به جهت انتخابی لنگر داخلی ستون در شکل (۷) می‌توان معادله (۲۶) را نوشت.

$$M_c(0) = -M_0 \quad (26)$$

$$(m_{cw} + m_{ce})_{II} = 0 \quad (16)$$

$$(m_{bw} + m_{be})_{II} = 0$$

بنابراین جملات لنگر مجازی در سازه (I) - که بارگذاری آن متقارن معکوس است - در رابطه (۱۴) تعیین کننده است. اما در سازه کمانش یافته، لنگر داخلی نقاط مختلف ستون و تیر به صورت زیر است: (راس سوله: نقطه عطف تغییر شکل)

$$M_c = Py \quad (17)$$

$$M_b = \frac{Py_n}{s} x \quad (18)$$

$M$ : لنگر داخلی اعضا (در اثر کمانش ناشی از بار  $P$  روی سرستون‌ها)

مبدأ محور  $x$  در تیرها، راس قاب شیب‌دار است،  $S$  نیز طول تیر می‌باشد. چون در سازه متقارن معکوس (I)، لنگر در راس سوله، صفر است و عکس العمل افقی پای دو ستون برابر با  $0.5$  است، می‌توان نوشت:

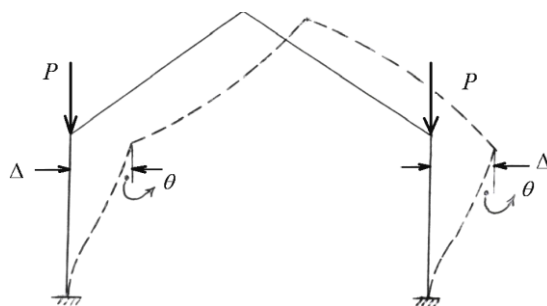
$$(m_{cw} + m_{ce})_I = 2 \times (0.5x) = x \quad (19)$$

۴- تعیین بار کمانش خمشی ستون‌های قاب تک‌دهانه‌ی شیب‌دار، متقارن و با تکیه‌گاه‌های گیردار که در برابر حرکت جانبی آزاد است (شکل (۶)).

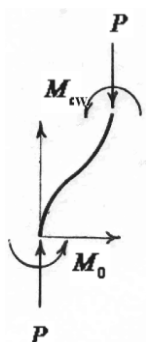
تابع لنگر خمشی داخلی ستون و رابطه آن با توابع تغییر شکل و ممان اینرسی:

$$M_c = Py - M_0 = -EI_c y'' \quad (25)$$





شکل (۶): وضعیت پیش از کمانش (خطوط توپر) و پس از کمانش (خط چین)



ب) دیاگرام آزاد بخشی از ستون چپ



الف) دیاگرام آزاد بخشی از ستون راست

شکل (۷): دیاگرام آزاد ستون‌های کمانش یافته

بقیه‌ی سطور با توجه به معادله (۳۰) برای هر  $i$  به دست می‌آید، اکنون دستگاه معادلاتی شامل  $n-1$  معادله و  $n$  متغیر به دست آمده‌است  $(y_i, 1 \leq i \leq n)$ ، با کمک  $n-1$  معادله،  $n-1$  سطر از ماتریس ضرایب دستگاه معادلات حاصل می‌شود، تنها یک سطر از آن ماتریس باقی می‌ماند که ذیلاً به دست می‌آید:

برای به دست آوردن معادله‌ی مورد نیاز مشابه آنچه قبلاً برای قاب با تکیه‌گاه‌های مفصلی گفته شد، طبق شکل (۸) داریم:

$$I^* \times y_n = \int \frac{M_c \sum m_c}{EI_c} dx + \int \frac{M_b \sum m_b}{EI_b} dx \quad (32)$$

$$M_b = \frac{Py_n - M_0}{s} x \quad (33)$$

با توجه به شکل (۹)، مبدا محور  $x$  در رابطه اخیر راس سوله است.

$$M_b = V x \quad (34)$$

مقدار تابع لنگر خمشی ستون در محل تکیه‌گاه  $(x=0)$  برابر با  $-M_0$  است. پس:

$$M_0 = EI_0 y''_0 = \frac{EI_0}{h^2} (y_{-1} - 2y_0 + y_1) = \quad (27)$$

$$\frac{EI_0}{h^2} (y_{-1} - 2 \times 0 + y_1)$$

از طرفی دوران در تکیه‌گاه گیردار صفر است، یعنی:

$$y'_0 = 0 \Rightarrow 0 = \frac{y_1 - y_{-1}}{2h} \Rightarrow y_{-1} = y_1 \quad (28)$$

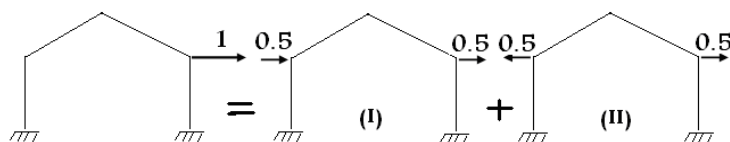
$$M_0 = \frac{2EI_0}{h^2} y_1 \quad (29)$$

$$M_c(x) = M_c(ih) = Py_i + \frac{-2EI_0 y_1}{h^2} - EI_i \frac{y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1}}{h^2} \quad (30)$$

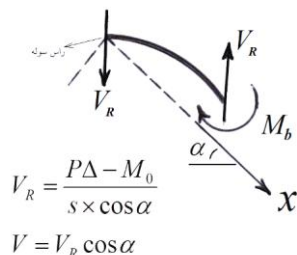
سطر اول ماتریس ضرایب از رابطه زیر حاصل می‌شود:

$$y_1 \left( \frac{Ph^2}{E} - 2I_0 - 2I_1 \right) + (I_1) y_2 = 0 \quad (31)$$





شکل (۸): اعمال بار مجازی و استفاده از اصل برهم نهی



شکل (۹): دیاگرام آزاد و تغییرشکل تیر در اثر کمانش ستون‌های سوله

بر این مینا بدست آمده‌اند که راس سوله در  $V^*$  و  $m_b$  سازه‌ی (I) نقطه‌ی عطف است (لنگرخمشی داخلی مساوی با صفر است).  $m_0$  لنگر مجازی در پای ستون‌های سازه‌ی (I) بوده و مبدا محور  $x$  در ستون‌ها پای ستون و در تیرها تاج سوله است. بنابراین رابطه‌ی کار مجازی به صورت زیر نوشته می‌شود شکل (۱۱):

$$I^* \times y_n = \int_0^1 \frac{(Py - M_0)(x - 2m_0)}{EI_c} dx + \int_0^s \frac{(\frac{Py_n - M_0}{s} x)(\frac{1 - 2m_0}{s} x)}{EI_b} dx \quad (39)$$

$$Ey_n = \int_0^1 (Py - M_0) \frac{x}{I_c} dx - 2m_0 \int_0^1 \frac{(Py - M_0) dx}{I_c} + \frac{(Py_n - M_0)(1 - 2m_0)}{s^2} \int_0^s \frac{x^2}{I_b} dx \quad (40)$$

تعریف می‌کنیم:

$$I_{00} = \int_0^1 \frac{dx}{I_c} ; I_{11} = \int_0^1 \frac{x}{I_c} dx ; \quad (41)$$

$$I_{55} = \int_0^s \frac{x^2}{I_b} dx$$

اگر جهت لنگر داخلی تیر راست با تیر چپ و ستون راست با ستون چپ در قاب کمانش یافته - که دارای تقارن معکوس است - هم‌علامت فرض شود، آنگاه به خاطر تقارن مستقیم در سازه (II)، لنگر داخلی تیر راست با تیر چپ و ستون راست با ستون چپ مختلف‌العلامه خواهند بود. هنگام محاسبه‌ی  $\sum \int \frac{mM}{EI} dx$  برای کل سازه، مقدار این عبارت برای سازه‌ی (II) - که دارای بارگذاری متقارن است - صفر می‌شود. پس لنگرهای مجازی داخلی سازه‌ی (I) در نظر گرفته می‌شود (شکل (۸)).

پس می‌توان نوشت:

$$\sum m_c = 2 \times (0.5x - m_0) = x - 2m_0 \quad (35)$$

از طرفی با توجه به صفر بودن لنگر خمشی در راس قاب شیب‌دار برای سازه‌ی (I):

$$V^* = \frac{0.5l - m_0}{s \cos \alpha} \quad (36)$$

با توجه به دیاگرام آزاد قسمتی از تیر (شکل (۱۰)):

$$m_b = V^* x \cos \alpha = \frac{0.5l - m_0}{s} x \quad (37)$$

$$\sum m_b = 2 \times \left( \frac{0.5l - m_0}{s} x \right) = \frac{1 - 2m_0}{s} x \quad (38)$$

$$E y_n = \sum_{i=1}^n \frac{P y_i}{I_i} (i h - 2 m_0) + M_0 (-I_{11} + 2 m_0 I_{00} - \frac{1 - 2 m_0}{s^2} I_{55}) + \frac{P y_n}{s^2} (1 - 2 m_0) I_{55} \quad (43)$$

از طرفی:

$$M_0 = -\frac{2 E I_0}{h^2} y_1 \quad (44)$$

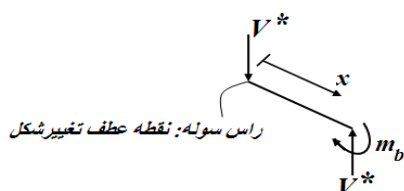
پس:

$$y_n \left[ -E + \frac{P h}{I_n} (n h - 2 m_0) + \frac{P}{s^2} (1 - 2 m_0) I_{55} \right] + y_1 \left[ \frac{P h}{I_1} (h - 2 m_0) - \frac{2 E I_0}{h^2} (-I_{11} + 2 m_0 I_{00} - \frac{1 - 2 m_0}{s^2} I_{55}) \right] + P h \sum_{i=2}^{n-1} \frac{y_i}{I_i} (i h - 2 m_0) = 0 \quad (45)$$

$$m_b = V^* x \cos \alpha = \frac{0.5 l - m_0}{s} x \quad (48)$$

$$\frac{\partial m_c}{\partial m_0} = -1 \quad (49)$$

$$\frac{\partial m_b}{\partial m_0} = -\frac{x}{s}$$



الف) دیاگرام آزاد جداگانه‌ی ستون و تیر

و آنگاه با در نظر گرفتن ( $1 \leq i \leq n$  و  $dx=h$ ,  $x=ih$ ) انتگرال‌های معین به سیگما تبدیل شده، می‌توان نوشت:

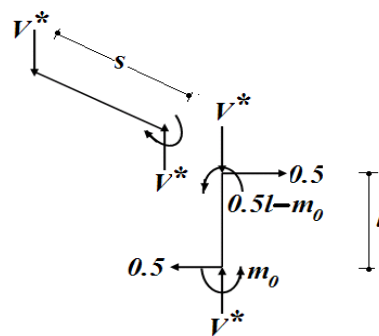
$$E y_n = P h^2 \sum \frac{i y_i}{I_i} - M_0 I_{11} - 2 m_0 P h \sum \frac{y_i}{I_i} + 2 m_0 M_0 I_{00} + \frac{P y_n}{s^2} (1 - 2 m_0) I_{55} - \frac{M_0}{s^2} (1 - 2 m_0) I_{55} \quad (42)$$

با فاکتورگیری از جملات مشابه می‌توان به معادله زیر رسید:

به این ترتیب درایه های سطر n ام ماتریس ضرایب به دست می‌آید. البته  $m_0$  هنوز نامعلوم است. در ادامه تعیین می‌شود. با توجه به شکل (۱۰) و (۱۱) می‌توان نوشت:

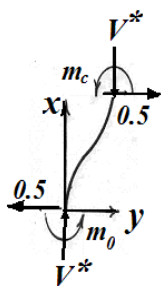
$$m_c = 0.5 x - m_0 \quad (46)$$

$$V^* = \frac{0.5 l - m_0}{s \cos \alpha} \quad (47)$$



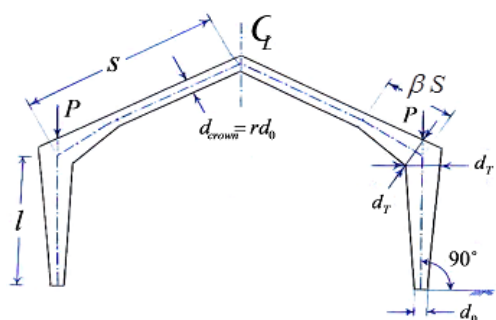
ب) دیاگرام آزاد قسمتی از تیر، جدا شده از راس سوله و به طول x

شکل (۱۰): دیاگرام‌های آزاد در بارگذاری مجازی



شکل (۱۱): دیاگرام آزاد قسمتی از ستون در بارگذاری مجازی

نسبت طول قسمت ماهیچه‌ای تیر، به کل طول آن  $s$ .  
به دلیل محدودیت در متن مقاله از آوردن توضیحات تکمیلی مربوط به ترسیم نمودارهای تعیین ضریب طول موثر خودداری می‌شود (شکل (۱۲)).



شکل (۱۲): مشخصات هندسی قاب شیب‌دار همراه با وضعیت بارهای وارده در تحلیل

#### ۶- مثال‌های حل شده

مثال (۱): ضریب طول مؤثر ستون‌های قاب زیر خواسته شده است، شدت بار گسترده متقارن  $820 \text{ kg/cm}^2$  می‌باشد، طول تیر  $670$  سانتیمتر و زاویه‌ی تیر با افق  $\alpha$  است (شکل (۱۳)).

#### ۱-الف) حل مثال با تحقیق حاضر

از نمودار با شرایط  $\beta=1$  و  $\gamma=2$  استفاده می‌کنیم (شکل (۱۴)). در این سوله  $r = \frac{d_{\text{crown}}}{d_0} = \frac{36}{20} = 1.8$  به علاوه  $n = \frac{s}{1} = \frac{670}{600} = 1.116$  در نتیجه:  $K_\gamma = 1.06$ .

چون دوران پای تکیه‌گاه گیردار صفر است و سازه متقارن است، برای نصف سازه می‌توان نوشت:

$$\frac{\partial U/2}{\partial m_0} = 0 = \int_0^l \frac{-1 \times (0.5x - m_0)}{EI_c} dx + \int_0^s \frac{\left(-\frac{x}{s}\right) \times \left(\frac{0.5l - m_0}{s} x\right)}{EI_b} dx \quad (50)$$

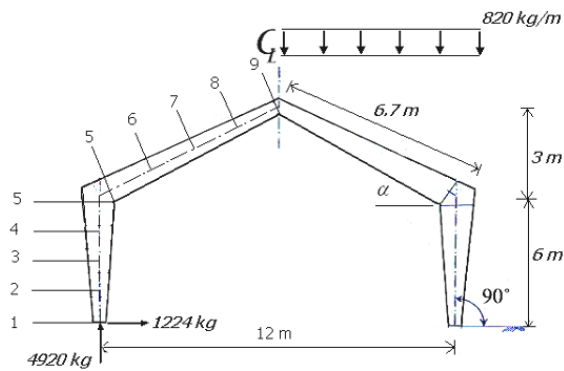
$U$  انرژی ارتجاعی کل سازه در خمش است. پس با توجه به تعریف‌های معادله‌ی (۴۱):

$$m_0 = 0.5 \times \frac{II_{55} + s^2 I_{11}}{I_{55} + s^2 I_{00}} \quad (51)$$

#### ۵- ضریب طول موثر مبنای تعیین بار بحرانی ستون‌ها و

#### رسم نمودارها

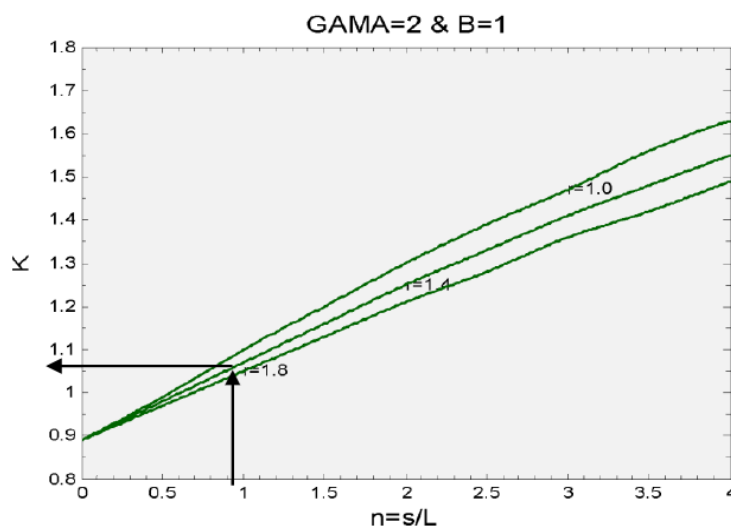
از آنجایی که بار بحرانی کمیتی بی‌بعد نیست و مقدار آن در واحدهای گوناگون (تن، کیلوگرم، ...) متفاوت است، برای ترسیم نمودار کمیت مناسبی نیست. از سوی دیگر این کمیت قابل تعریف برحسب کمیت بدون بعد ضریب طول موثر است، می‌توان نمودارهای تعیین ضریب طول موثر برای کماتش ستون‌ها ترسیم کرد. کمترین مقدار غیرصفر  $P$  که در تساوی دترمینان ماتریس ضرایب با صفر صدق کند،  $P_{cr}$  است. به این ترتیب ضریب طول مؤثر ( $K_\gamma$ ) نیز تعیین می‌شود. برای زوج معین  $\gamma$  و  $\beta$  یک دستگاه متعامد رسم می‌شود که در آن، محور افقی، نسبت  $s/l$  و محور قائم،  $K_\gamma$  است. ( $\gamma$  نسبت عمق مقطع ستون در بالای آن به عمق مقطع ستون در پای آن، منهای یک است و  $\beta$



شماره مقطع ستون	d cm	A cm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	r <sub>x</sub> cm
۱	۲۰	۲۰	۱۵۲۷	۱۴۵	۸/۷
۲	۳۰	۲۴	۳۶۹۱	۲۳۸	۱۲/۴
۳	۴۰	۲۸	۷۰۵۴	۳۴۴	۱۵/۹
۴	۵۰	۳۲	۱۱۸۱۷	۴۶۳	۱۹/۲
۵	۶۰	۳۶	۱۸۱۸۱	۵۹۶	۲۲/۴
شماره مقطع تیر	d cm	A cm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	r <sub>x</sub> cm
۵	۶۰	۳۶	۱۸۱۸۱	۵۹۶	۲۲/۴
۶	۵۴	۳۳/۶	۱۴۱۵۹	۵۱۵	۲۰/۵
۷	۴۸	۳۱/۲	۱۰۷۴۳	۴۴۷	۱۸/۵
۸	۴۲	۲۸/۸	۷۸۸۸	۳۶۷	۱۶/۵
۹	۳۶	۲۶/۴	۵۵۵۲	۳۰۰	۱۴/۵

شکل (۱۳): شکل هندسی و مشخصات مقاطع در یک مثال

نمونه



شکل (۱۴): یکی از نمودارهای ضریب طول مؤثر برای قاب آزاد جانبی تکیه‌گاه مفصلی ( $\beta=1$  و  $\gamma=2$ )

### ۱-ب) حل مثال با روش Lee و همکارانش [۱۸]

از آنجا که تیر متصل به بالای ستون نیز دارای مقطع متغیر است باید ممان اینرسی معادل آن به کمک روابط و منحنی‌هایی که در مرجع [۱۸] آمده‌است، تعیین شود. برای این کار ابتدا مقادیر زیر را به دست می‌آوریم:

$$\gamma_{5-9} = \frac{d_5}{d_9} - 1 = \frac{60}{36} - 1 = 0.666$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{300}{600}\right) = 26.56^\circ$$

نیروی محوری تیر:

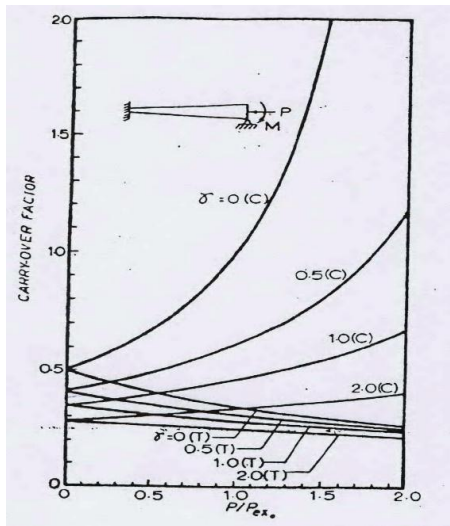
$$P_5 = 4920 \sin \alpha + 1224 \cos \alpha = 3295 \text{ kg}$$

$$P_{\text{exo}} = \frac{\pi^2 EI_{x9}}{b_T^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 5552}{670^2} = 256341 \text{ kg}$$

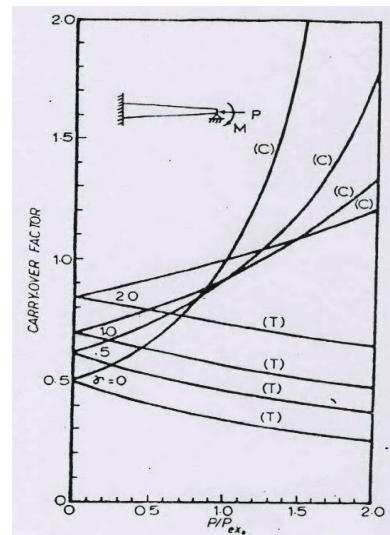
$$\frac{P_5}{P_{\text{exo}}} = \frac{3295}{256341} = 0.0125$$

$\gamma$  تیر مساوی با  $0.666$  و نسبت  $P/P_{\text{exo}}$  مساوی با  $0.0125$  است و نیروی محوری تیر، فشاری (C) است. پس با استفاده از شکل (۱۵) و (۱۶) داریم:

$$C_{AB} = 0.38, \quad C_{BA} = 0.63, \quad K_{AA} = 2.1 \left( \frac{4EI_9}{b_T} \right)$$

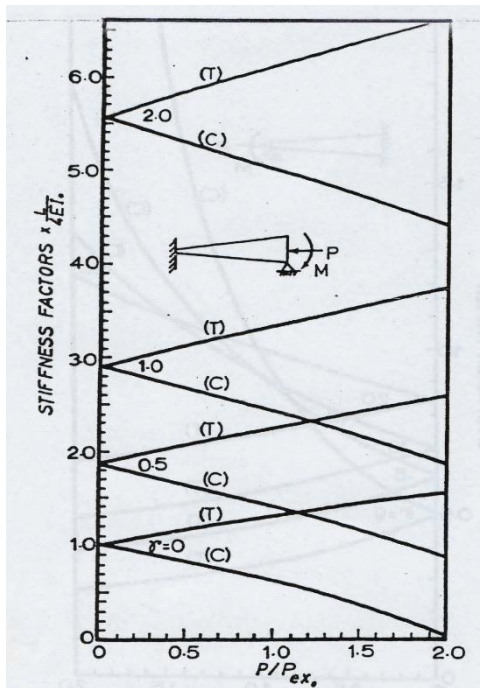


ب) وقتی که انتهای کوچکتر گیردار است.



الف) وقتی که انتهای بزرگتر گیردار است.

شکل (۱۵): ضریب انتقال لنگر [۱۸]



شکل (۱۶): مقادیر  $K_{AA} \times b / (4EI_0)$  (انتهای کوچکتر گیردار)

[۱۸]

مثال (۲): قاب مثال قبل را برای حالتی که پای ستون‌ها گیردار است و بار قائم به صورت متمرکز روی سر ستون‌ها واقع شده است در نظر گرفته، ضریب طول مؤثر برای این حالت با تحقیق حاضر و روش مرجع [۱۸] تعیین می‌شود.

رابطه‌ی ممان اینرسی معادل بالایی:

$$\frac{P_5}{P_{exo}} = \frac{3295}{256341} = 0.0125$$

برای ستون داریم:

$$\gamma_{1-5} = \frac{d_5}{d_1} - 1 = 2$$

به علاوه:

$$G_T = \frac{b_T I_0}{I_T} = \frac{670 \times 1527}{600 \times 11824} = 0.144$$

مقدار تئوری  $G_B$  برای تکیه‌گاه مفصلی بینهایت است. بنابراین با استفاده از نمودار شکل (۱۷) برای  $\gamma = 2$  داریم:

$$K_\gamma = 0.99$$

بنابراین بار بحرانی کمانشی ستون عبارت است از:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_0}{(K_\gamma l)^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1e6 \times 1527}{(0.99 \times 600)^2} = 87914 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow q_{cr} = \frac{87914}{6} = 14652 \text{ kg/m}$$

۲-ب) روش مرجع [۱۸]

چون مقدار نیروی محوری تیر در مثال قبلی اندک بود، محاسبات تعیین  $G_T$  در این مثال، نزدیک به مثال قبلی است.

$$C_{AB} = 0.38, \quad C_{BA} = 0.63, \quad K_{AA} = 2.1 \left( \frac{4EI_0}{b_T} \right)$$

رابطه‌ی تعیین ممان اینرسی تیر معادل بالایی:

$$I_T = \frac{670}{3E} \times 2.23 \left( \frac{4E \times 5552}{670} \right) (1 - 0.38 \times 0.63) = 12555 \text{ cm}^4$$

برای ستون ۱-۵ داریم:

$$\gamma_{1-5} = \frac{d_5}{d_1} - 1 = 2$$

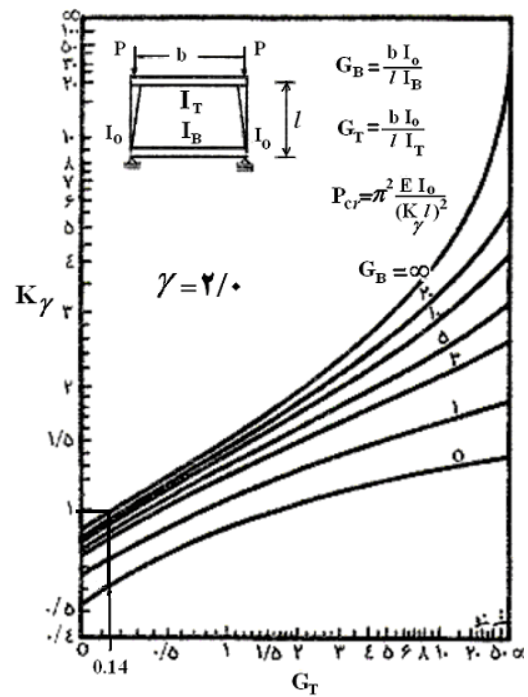
به علاوه:

$$G_T = \frac{b_T I_0}{II_T} = \frac{670 \times 1527}{600 \times 12555} = 0.136$$

$$G_B = 0$$

از شکل (۱۷) به دست می‌آید:

$$K_\gamma = 0.61$$



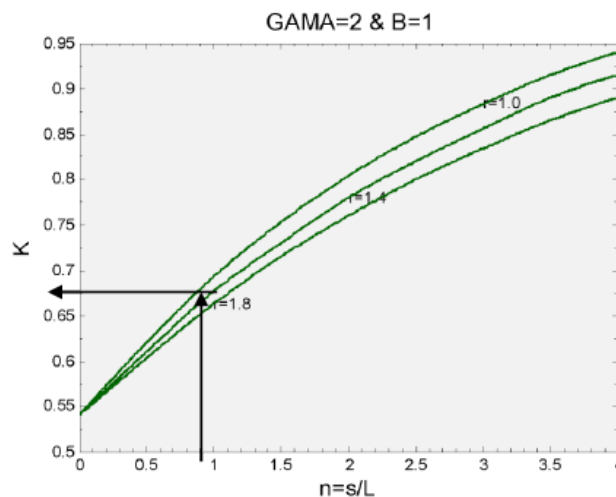
شکل (۱۷): نمودارهای ضریب طول مؤثر ستون با  $\gamma=2$ : آزاد در برابر حرکت جانبی [۲۲]

۲-الف) حل مثال با تحقیق حاضر (شکل (۱۸)).

با استفاده از نمودار قاب آزاد در برابر حرکت جانبی و تکیه‌گاه گیردار و  $\gamma=2$  و  $\beta=1$  داریم:

$$r = 1.8, \quad n = 1.116$$

$$\Rightarrow K_\gamma = 0.67$$



شکل (۱۸): یکی از نمودارهای ضریب طول مؤثر برای قاب آزاد جانبی تکیه‌گاه گیردار ( $\gamma=2$  و  $\beta=1$ )



## ۶- نتیجه گیری

در این مقاله تعیین بار کمانش خمشی ستون‌های با مقطع متغیر با روشی خاص برای بررسی کمانش درون صفحه قاب ارائه گردیده است. مسئله‌ی مورد نظر به صورت قاب یک دهانه متقارن با تکیه‌گاه‌های مفصلی یا گیردار انجام شده است. تحلیل مسئله بر اساس روش تفاضلات محدود و روش کار مجازی بیان شده است. روش تفاضلات محدود یک روش تقریبی است که با افزایش تعداد تقسیمات اعضا دقت تحلیل بالاتر می‌رود. از حل مثال‌ها چنین برداشت می‌شود که اولاً در همه‌ی مثال‌ها نتیجه‌ی روش پیشنهادی، ضریب طول مؤثر را از روش دیگران بیشتر بدست می‌دهد (به عبارت دیگر بار بحرانی کمتری بدست می‌آید) و این بخاطر این است که روش تفاضلات محدود، در تعیین بار بحرانی، یک روش کران پایین است. ثانیاً اختلاف ناچیز جوابهای هر مثال از روش پیشنهادی با روشهای دیگر نشان‌دهنده‌ی مناسب بودن روش مورد استفاده است. ضریب طول مؤثر در قاب‌های مورد بحث به پارامترهای  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $n$  و  $\gamma$  وابسته می‌باشد و به سایر پارامترها، مثلاً شیب تیر مورب (با شرط ثابت ماندن چهار پارامتر فوق) وابسته نیست.

## ۹- مراجع

- [1] Timoshenko, S.P. (1908), "Buckling of Bars of Variable Cross Section", Bull. Polytechnic Inst., Kiev, U.S. S. R.
- [2] Morley, A. (1917), "Critical Loads for Long Tapering Struts", Engineering, London, England, Vol. 104, pp. 295-298.
- [3] Dinnik, A.N. (1929 and 1932), "Design of Columns of Varying Cross Section", Translated from Russian by M. Majetz, Transactions, ASME, Vol. 51-52.
- [4] Gere, J.M. and Carter, W.O. (1962), "Critical Buckling Loads for Tapered Columns", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 88, pp. 1-11.
- [5] Iremonger, M.J. (1980), "Finite Difference Buckling Analysis of Nonuniform Columns", Computers and 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 and 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 Method in Engineering, 23(9), 1615-1628.

[11] Yang, Y.B. and Yau, J.D. (1987), "Stability of Beams with Tapered I-Sections", Journal of Engineering Mechanics, Vol. 113, pp. 1337-1357.

[12] Bradford, M.A. (1988), "Elastic Buckling of Tapered Monosymmetric I-Beams", Journal of Structural Engineering, Vol. 114, pp. 977-996.

[13] Williams, F.W. and Aston, G. (1989), "Exact or Lower Bound Tapered Columns Buckling Loads", ASCE, Vol. 115, pp. 1088-1100.

[14] Al-Gahtani, H. (1996), "Exact Stiffnesses for Tapered Members", Journal of Structural Engineering, Vol. 122, pp. 1234-1239.

[15] 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.

[16] 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.

[17] 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.

[18] Lee, G.C., Morrell, M.L. and Ketter, R.L. (1972), "Design of Tapered Members", Welding Research Council Bulletin, No. 173.

[19] 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.

[20] 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.

[21] 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.

[۲۲] ازهری، م. و میرقادری، ر. (۱۳۸۲)، "طراحی سازه‌های فولادی"، کتاب جلد ۲، انتشارات ارکان اصفهان، ص. ۲۴۵-۲۴۷.



# بررسی تاثیر شرایط عملیات حرارتی دو مرحله‌ای

## در ریزساختار و خواص مکانیکی فولاد TRIP

امیر مصطفی پور اصل<sup>۱</sup>، \* علی ابراهیم پور<sup>۲</sup>، توحید سعید<sup>۳</sup>

(تاریخ دریافت: ۹۴/۰۷/۲۵، تاریخ پذیرش: ۹۵/۰۲/۲۲)

### چکیده

فولادهای TRIP که یکی از انواع فولادهای استحکام بالای پیشرفته می‌باشند به دلیل دارا بودن ترکیب بسیار مناسبی از استحکام و شکل پذیری در دهه‌های اخیر مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته‌اند. آستنیت باقیمانده در ریزساختار علت اصلی خواص مکانیکی مناسب این فولادهاست که با اعمال تغییر شکل مکانیکی به مارتنزیت تبدیل می‌شود و باعث بهبود خواص مکانیکی فولاد می‌گردد. ریزساختار خاص فولادهای TRIP از طریق یک عملیات حرارتی دو مرحله‌ای شامل آنیل میان بحرانی و پیرسازی میانی حاصل می‌گردد. دمای هریک از این مراحل تاثیر به سزایی بر ریزساختار نهایی و خواص مکانیکی دارد. در این تحقیق اثر دمای مراحل دوگانه در ریزساختار فولادهای با ترکیب Fe-0.2C-1.5Si-1.5Mn مورد مطالعه قرار گرفت. سه دمای ۷۷۰، ۷۹۰ و ۸۱۰ درجه سانتیگراد برای عملیات آنیل و نیز سه دمای ۳۷۰، ۳۵۰ و ۳۳۰ درجه سانتیگراد برای عملیات پیرسازی میانی انتخاب گردید. برای اندازه گیری مقدار آستنیت باقیمانده از آزمایش پراش اشعه ایکس استفاده شد. استحکام و شکل پذیری فولادها نیز از طریق تست کشش حاصل گردید. با افزایش دمای آنیل میان بحرانی مقدار آستنیت باقیمانده، درصد وزنی کربن در آستنیت و استحکام ابتدا افزایش و سپس کاهش می‌یابد. همچنین مقدار آستنیت باقیمانده و درصد وزنی کربن در آن با بالا رفتن دمای پیرسازی، کاهش می‌یابد که باعث کاهش استحکام و شکل پذیری می‌گردد.

### کلمات کلیدی

فولاد TRIP، آستنیت باقیمانده، آنیل میان بحرانی، پیرسازی میانی

## Investigation of Two Stage Heat Treatment on Microstructure and Mechanical Properties of TRIP Steel

A. Mostafapour, A. Ebrahimpour, T. Saeid

### ABSTRACT

TRIP steels are one type of advanced high strength steels and the application them is increasing because of their good strength and formability. The special microstructure of TRIP steel can be obtained by a two stage heat treatment contains intercritical annealing (IA) and intermediate ageing. The temperatures of these two stages have important effect on microstructure and mechanical properties of TRIP steels. In this paper the effect of heat treatment temperature on microstructure and mechanical properties of steels with chemical composition of Fe-0.2C-1.5Si-1.5Mn was investigated. The temperatures of 770, 790 and 810 C for IA and 330, 350 and 370 C for intermediate aging were selected. XRD test was applied to determine the austenite volume fraction of microstructure. For measurement of strength and elongation of cases, tensile test was used and then the results were discussed by thermodynamic calculations. By the increasing of intercritical annealing temperature the volume fraction of austenite, its carbon and the strength of steels increased at first and then were decrease. Increasing of intermediate ageing temperature caused to decreasing of austenite volume fraction, its carbon content, strength and elongation of cases.

### KEYWORDS

TRIP steel, Retained austenite, Intercritical annealing, Intermediate aging

۱- دانشجویار دانشکده فنی مهندسی مکانیک، دانشگاه تبریز، a-mostafapur@tabrizu.ac.ir

۲- دانشجوی دکتری مهندسی مکانیک، دانشگاه تبریز، ebrahimpour@tabrizu.ac.ir (نویسنده مسئول)

۳- دانشجویار دانشکده مواد، دانشگاه صنعتی سهند، saeid@sut.ac.ir



استحکام بالا سبب افزایش مقاومت در حین تصادف، مقاومت در برابر فرو رفتگی و کاهش وزن نهایی محصول می شود. از سوی دیگر انعطاف پذیری بالای این فولاد باعث شکل پذیری کششی و امکان کاربرد ورق در فرآیندهایی نظیر کشش عمیق می شود. مزایای مذکور برگرفته از فاز نیمه پایدار آستنیت باقیمانده با ساختار FCC است.

فولادهای TRIP معمولاً از نوع فولادهای کم آلیاژ و دارای درصد کمی کربن (بین ۰/۱ تا ۰/۵ درصد) می باشند، هرچند می توانند متعلق به گروهی از فولادهای ضد زنگ آستنیتی با درصد بالایی از Cr و Ni نیز باشند [۴]. برای دستیابی به ریزساختار این فولادها تعداد کمی از عناصر آلیاژی مورد نیاز است. ترکیب شیمیایی اصلی شامل C، Si، Mn و Al و عناصر آلیاژی Ti و Nb برای حصول کسر حجمی بالایی از آستنیت باقیمانده در نظر گرفته می شود [۱].

ریز ساختار چندفازی فولاد TRIP معمولاً بعد از انجام نورد سرد، طی دو مرحله عملیات حرارتی به دست می آید. مرحله ی اول شامل عملیات آنیل میان بحرانی<sup>۶</sup> (IA) می باشد که در حین آن میزان کسر حجمی آستنیت و فریت در محدوده ی دمایی بین  $Ac_1$  و  $Ac_3$  کنترل می شود. مرحله ی دوم بلافاصله بعد از مرحله ی اول انجام می شود که در آن نمونه به صورت همدمای در محدوده ی دمایی استحاله ی بینیتی نگه داشته می شود که به آن پیرسازی میانی<sup>۷</sup> می گویند. در این مرحله بخشی از آستنیت به بینیت تبدیل شده و باعث پایداری آستنیت باقیمانده تا دمای محیط می شود [۵].

شکل (۱) به صورت شماتیک سیکل عملیات حرارتی لازم برای رسیدن به ساختار چندفازی فولاد TRIP را نشان می دهد.

فولادهای پیشرفته با استحکام بالا<sup>۱</sup> (AHSS) به دلیل دارا بودن خصوصیتی از قبیل کاهش وزن نهایی خودرو (که منجر به کاهش مصرف سوخت می گردد)، بالا بودن استحکام (که باعث بالا رفتن ایمنی سرنشینان خودرو می شود) و بالا بودن جذب انرژی به هنگام تغییر شکل های زیاد، برای استفاده در صنعت خودروسازی بسیار مناسب می باشند [۱].

انواع فولادهای AHSS را می توان به طور خلاصه در چهار دسته فولادهای دو فازی<sup>۲</sup> (DP)، فولادهای تریپ<sup>۳</sup> (TRIP)، فولادهای با ساختار پیچیده<sup>۴</sup> (CP)، فولادهای مارتنزیتی<sup>۵</sup> (M)، قرار داد [۱].

در میان فولادهای AHSS فولادهای TRIP به دلیل داشتن ترکیب بسیار خوبی از استحکام و شکل پذیری از اهمیت بالایی برخوردارند.

ریزساختار فولادهای TRIP شامل زمینه فریتی با ساختار مکعبی مرکز پر (bcc)، جزایر آستنیت باقیمانده با ساختار مکعبی با وجوه مرکز پر (fcc) که در زمینه فریتی پخش شده اند و بینیت که آستنیت باقیمانده لایه ای در میان آن تنیده است، می باشد [۲].

اصطلاح TRIP (بهبود رفتار تغییر شکل مومسان فولاد در اثر تغییر حالت آستنیت به مارتنزیت در نتیجه اعمال نیروهای مکانیکی) اولین بار توسط Zackay و همکارانش در سال ۱۹۶۷ به کار گرفته شد [۳]. آنها بیان کردند نرخ کارسختی که به دلیل تجمع نابجایی ها ایجاد می شود نمی تواند دلیل اصلی افزایش تنش سیلان ماده باشد و موانع جدی تری از جنگل نابجایی موجود باشد تا گلوبی شدن را به تاخیر بیندازد و این موانع باید حین تغییر شکل پلاستیک ایجاد شده باشد. به عبارت دیگر، فاز مارتنزیتی که از آستنیت باقیمانده حین تغییر شکل ایجاد می شود سبب بروز خواص مکانیکی مناسب در این فولاد می شود.

<sup>1</sup> Advanced high strength steel (AHSS)

<sup>2</sup> Dual phase (DP)

<sup>3</sup> Transformation induced plasticity (TRIP)

<sup>4</sup> Complex phase (CP)

<sup>5</sup> Martensitic (M)

<sup>6</sup> Inter-critical annealing

<sup>7</sup> Intermediate aging



افزایش درصد کربن آستنیت دمای شروع استحاله مارتنزیتی ( $M_s$ )<sup>۱</sup> را کاهش داده و باعث افزایش پایداری آن می‌گردد [۹]. آستنیت با مقدار کربن خیلی پایین (کمتر از ۰/۶٪ وزنی) در کرنش‌های بسیار کم تبدیل به مارتنزیت می‌گردد و از طرفی اگر مقدار کربن خیلی زیاد باشد (بیش از ۱/۸٪ وزنی) خاصیت TRIP را از دست داده و هرگز به مارتنزیت تبدیل نمی‌گردد [۱۰].

دانه‌های کوچکتر آستنیت پایداری حرارتی را با افزایش انرژی لازم برای تشکیل مارتنزیت و در نتیجه کاهش  $M_s$  افزایش می‌دهند [۱۰]. برای تبدیل مکانیکی آستنیت به مارتنزیت نیاز به محل‌های جوانه زنی می‌باشد که دانه‌های کوچکتر به دلیل اینکه دارای عیوب کمتری هستند باعث کاهش سرعت استحاله مارتنزیتی شده و پایداری مکانیکی آستنیت را افزایش می‌دهد [۱۱].

آستنیت باقیمانده در ریزساختار فولاد TRIP با دو مورفولوژی متفاوت، یعنی جزایر بلوکی و فیلم‌های نازک در بین لایه‌های بینیت و مارتنزیت، یافت می‌شود. آستنیت فیلمی شکل دارای کربن بیشتری بوده و پایداری بیشتری دارد. اساساً هرچه دمای پیرسازی میانی کمتر بوده و به دمای شروع استحاله مارتنزیتی نزدیکتر باشد، نسبت آستنیت فیلمی به آستنیت بلوکی افزایش می‌یابد. همچنین با کاهش کربن متوسط فولاد (تا جایی که باعث کاهش خواص استحکامی نگردد) که کاهش کربن آستنیت تشکیل شده در مرحله IA و افزایش دمای  $M_s$  و در نتیجه نزدیک شدن دمای پیرسازی میانی به  $M_s$  را به دنبال خواهد داشت، مقدار نسبی آستنیت فیلمی شکل افزایش می‌یابد. با این وجود تحقیقات قبلی موید این هستند که در فولادهای TRIP آستنیت بلوکی شکل دارای تاثیر بیشتری می‌باشد [۱۲].

## ۲- مروری بر ادبیات فنی

تاثیر شرایط مختلف عملیات حرارتی بر ریزساختار و خواص مکانیکی آن در مطالعات قبلی مورد بررسی قرار



شکل (۱): عملیات حرارتی جهت دستیابی به ریزساختار فولاد TRIP

ریزساختار چندفازی فولادهای TRIP باعث بهبود خواص استحکام و شکل پذیری می‌شود. شکل پذیری مناسب از فریت نرم و همچنین اثر TRIP ناشی می‌گردد. استحکام بالای این فولادها نیز به دلیل وجود بینیت و نیز مارتنزیتی که به تازگی از آستنیت باقیمانده تشکیل شده است، حاصل می‌گردد [۶]. این ریز ساختار مناسب به ترکیب شیمیایی و شرایط عملیات حرارتی (دما و زمان مراحل آنیل میان بحرانی و پیرسازی میانی) بستگی دارد.

مقدار و نحوه توزیع آستنیت باقیمانده نقش مهمی در بهبود خواص مکانیکی فولادهای TRIP دارد و فهم ویژگی‌های آن دارای اهمیت فراوان می‌باشد [۷].

در حالت کلی با افزایش آستنیت باقیمانده، احتمال وقوع پدیده TRIP افزایش می‌یابد. با این حال خواص مکانیکی به پایداری حرارتی و مکانیکی آستنیت باقیمانده در مقابل تبدیل به مارتنزیت وابسته می‌باشد. پایداری مکانیکی آستنیت دو مکانیزم عمده را کنترل می‌کند. اولاً باعث افزایش ظرفیت کارسختی فولاد و در نتیجه بالا رفتن قابلیت تاخیر در گلوبی شدن می‌گردد و ثانیاً با توجه به اینکه مارتنزیت فاز مناسبی برای جوانه زنی ترک می‌باشد با به تاخیر انداختن تشکیل این فاز، جوانه زنی ترک را کاهش می‌دهد [۸].

پایداری آستنیت به عوامل متعددی چون مقدار کربن، اندازه دانه‌ها، مورفولوژی فاز آستنیت و توزیع محلی فازهای دیگر در ریزساختار بستگی دارد [۹] که از این میان مقدار کربن و اندازه دانه‌ها تاثیر بیشتری دارند.

<sup>1</sup> Martensite start temperature (Ms)



گرفته‌اند. Luo و همکارانش [۱۳] تاثیر دمای آنیل میان بحرانی ( $T_{IA}$ ) را بر خواص مکانیکی دو نوع فولاد با ترکیب‌های 0.2C-5Mn و 0.1C-5Mn بررسی کردند. آنها به این نتیجه رسیدند که افزایش دمای  $T_{IA}$  باعث کاهش تنش تسلیم و افزایش استحکام نهایی کشش می‌گردد.

Lee و Cooman [۱۴] تاثیر دمای آنیل میان بحرانی بر ریزساختار فولادهای TRIP با ترکیب Fe-0.3C-0.6Mn را مورد مطالعه قرار دادند. در این تحقیق تاثیر  $T_{IA}$  بر درصد آستنیت باقیمانده، اندازه‌های دانه‌های آستنیت و دمای  $M_s$  بررسی و به این نتیجه رسیده‌اند که با افزایش دما از ۶۲۰ به ۶۴۰ و سپس ۶۸۰ درجه استحکام و شکل پذیری ابتدا افزایش و سپس کاهش می‌یابد. Jun و همکارانش [۱۵] نشان دادند که خواص مکانیکی به مقدار قابل توجهی تحت تاثیر دمای  $T_{IA}$  می‌باشد، چرا که این دما درصد آستنیت باقیمانده و پایداری ترمودینامیکی آن را کنترل می‌کند. Moor و همکارانش [۱۶] با یک مدل‌سازی ترمودینامیکی روشی پیشنهاد دادند که درصد آستنیت باقیمانده را به عنوان تابعی از  $T_{IA}$  پیش‌بینی می‌کند. البته در این تحقیق تفاوت زیادی بین نتایج تجربی و روش پیشنهادی، گزارش شده است. آنها به این نتیجه رسیدند که با افزایش دمای آنیل مقدار آستنیت باقی مانده ابتدا افزایش و سپس کاهش می‌یابد.

Emadoddin و همکارانش [۱۷] در یک تحقیق اثر  $T_{IA}$  را بر درصد حجمی آستنیت باقیمانده و مقدار کرنش آن در دو نوع فولاد TRIP بررسی کردند. با توجه به نتایج تجربی برای فولاد شامل آلومینیوم دمای  $810^{\circ}\text{C}$  و برای فولاد شامل سیلسیم دمای  $810^{\circ}\text{C}$  به عنوان بهترین مقدار  $T_{IA}$  انتخاب شدند.

Shena و همکارانش [۲] اثر درصد حجمی، مورفولوژی و مقدار کرنش آستنیت باقیمانده را بر خواص مکانیکی فولاد TRIP بررسی کرده‌اند. آنها با تغییر  $T_{IA}$  و دمای پیرسازی میانی آستنیت باقیمانده را مورد بررسی قرار داده‌اند. نتایج این تحقیق موید تاثیر قابل توجه این فاز در خواص مکانیکی فولاد TRIP می‌باشد به نحوی که با افزایش درصد آستنیت باقیمانده با مورفولوژی فیلمی و درصد

کرنش بالاتر پایداری فاز آستنیت افزایش یافته و خواص مکانیکی فولاد بهبود می‌یابند.

با این وجود در تحقیقات مورد اشاره اثر دمای  $T_{IA}$  بر دماهای  $M_s$  و دمای شروع استحاله بینیتی ( $B_s$ )<sup>۱</sup> که نقشی تعیین کننده در انتخاب دمای پیرسازی میانی دارد به صورت دقیق لحاظ نگردیده است. دمای پیرسازی میانی و اختلاف آن با دمای  $M_s$  و  $B_s$  عامل مهمی در مقدار بینیت تشکیل شده و مورفولوژی و درصد حجمی آستنیت باقیمانده ایفا می‌کند.

در این مقاله علاوه بر بررسی اثر شرایط مختلف آنیل میان بحرانی بر روی دماهای  $M_s$  و  $B_s$  و لحاظ آن در انتخاب دماهای مختلف پیرسازی میانی، اثرات عملیات حرارتی بر روی ریزساختار و خواص مکانیکی فولاد TRIP با ترکیب Fe-0.2C-1.6Mn-1.4Si، مورد مطالعه قرار گرفته است. پس از آماده سازی فولادها در شرایط دمایی مختلف، نمونه‌ها برای بررسی خواص متالورژیکی و مکانیکی تحت آزمایش‌های XRD و تست کشش قرار گرفتند و ریز ساختار آنها با میکروسکوپ نوری مورد مطالعه قرار گرفت.

### ۳- مشخصات فولاد

ترکیب شیمیایی فولاد پایه در جدول (۱) آمده است. برای تهیه ورق‌های فولاد TRIP ابتدا عملیات ذوب به روش القایی در خلا<sup>۲</sup> انجام گردید و سپس شمش‌های تولید شده در دمای  $1200^{\circ}\text{C}$  به مدت ۳ ساعت تحت عملیات همگن سازی قرار گرفتند. شمش‌های همگن شده تحت نورد گرم به ضخامت ۴ میلی متر رسیدند و در نهایت با انجام عملیات نورد سرد ورق‌های با ضخامت ۱/۲ میلی متر به دست آمدند. با استفاده از نرم‌افزار ترموکالک<sup>۳</sup> مقادیر دماهای  $Ac_1$  و  $Ac_3$  به ترتیب برابر ۷۰۵ و  $836^{\circ}\text{C}$  درجه سانتیگراد به دست آمدند.

<sup>1</sup> Bainite start temperature

<sup>2</sup> Vacuum induction melting (VIM)

<sup>3</sup> Thermo-calc



جدول (۱): ترکیب شیمیایی فولاد مورد مطالعه

عنصر	C	Mn	Si	Al	Co	Nb	Sn	Ti	Cr
%	۰/۲	۱/۵۸	۱/۴۳	۰/۰۵۴	۰/۰۱۴	۰/۰۰۴	۰/۰۲۱	۰/۰۱۸	۰/۰۴۴

جدول (۲): ترکیب ریزساختار و دماهای استحاله فولاد

پس از عملیات IA

$T_{IA}$ (°C)	درصد آستنیت	درصد فريت	%C در آستنیت	$B_s$ (°C)	$M_s$ (°C)
۷۷۰	۴۲	۵۸	۰/۵۱	۴۲۲	۲۵۵
۷۹۰	۵۱	۴۹	۰/۴۱	۴۷۹	۳۱۰
۸۱۰	۶۰	۴۰	۰/۳۴	۵۰۵	۳۴۰

جدول (۳): ترکیب حمام نمک در عملیات تولید فولاد TRIP

نام عملیات	کلرید سدیم	کربنات سدیم	نیتريد سدیم	نترات پتاسیم
آئیل میان بحرانی	%۵۰	%۵۰	---	---
پیرسازی میانی	---	---	%۴۵	%۵۵

#### ۵- عملیات پیرسازی میانی

در مرحله بعد نمونه‌ها با سرعت بالا و بدون اینکه فرصت تشکیل فريت و پرليت از آستنیت را داشته باشند در کوره حمام نمک مذاب که برای عملیات پیرسازی میانی آماده شده بود قرار داده شدند. مشخصات ترکیب محیط کوره حمام نمک مذاب در این مرحله در جدول (۳) آمده است.

جدول (۴): شرایط عملیات حرارتی برای دستیابی به

ریزساختار فولاد TRIP

نمونه	آئیل میان بحرانی		سرد کردن تا دمای پیرسازی میانی	پیرسازی میانی		سرد کردن
	دما (°C)	زمان (s)		دما (°C)	زمان (s)	
A	۷۷۰	۶۰۰	بلافاصله در کوره پیرسازی میانی	۳۵۰	۶۰۰	کوئنچ در آب
B	۷۹۰			۳۵۰		
C	۸۱۰			۳۵۰		
D	۷۹۰			۳۳۰		
E	۷۹۰			۳۷۰		

#### ۴- عملیات آئیل میان بحرانی

دمای آئیل میان بحرانی می‌بایست در ناحیه دوفازی فريت-آستنیت ( $\alpha+\gamma$ ) باشد. این دما معمولاً در منابع به صورت رابطه (۱) در نظر گرفته می‌شود [۱۸] که برای فولاد مورد مطالعه برابر  $790^\circ\text{C}$  می‌باشد.

$$T_{IA} = \frac{Ac_1 + Ac_3}{2} + 2 \quad (1)$$

که در آن  $T_{IA}$  دمای آئیل میان بحرانی می‌باشد. برای بررسی تاثیر این دما در ریزساختار نهایی فولاد سه مقدار ۷۷۰، ۷۹۰ و ۸۱۰ درجه مورد مطالعه قرار گرفت. انتخاب این دما در مقدار حجمی آستنیت اولیه بسیار موثر می‌باشد. با توجه به دیاگرام فازی آهن-کربن برای این فولاد که توسط نرم افزار ترموکلک به دست آمد، درصد آستنیت و فريت برای هریک از دماهای  $T_{IA}$  مطابق جدول (۲) می‌باشد. مدت زمان نگهداری در این دما ۶۰۰ ثانیه در نظر گرفته شد. عملیات آئیل میان بحرانی در یک کوره حمام نمک مذاب که ترکیب آن در جدول (۳) آمده است انجام گردید.

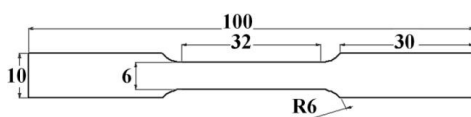
مقادیر  $M_s$  و  $B_s$  وابسته به مقدار کربن موجود در آستنیت تشکیل شده در مرحله آئیل میان بحرانی می‌باشند. مقدار کربن موجود در آستنیت با استفاده از دیاگرام فازی آهن-کربن مطابق جدول (۲) استخراج شده است.

با استفاده از نرم افزار MUCG83 [۱۹] دماهای  $M_s$  و  $B_s$  برای دمای  $T_{IA}$  محاسبه و در جدول (۲) آمده است. همانطور که مشاهده می‌گردد با افزایش دمای آئیل دماهای  $M_s$  و  $B_s$  کاهش می‌یابند. این امر ارتباط مستقیم با درصد کربن موجود در آستنیت تشکیل شده در حین آئیل دارد. با افزایش دمای آئیل مقدار آستنیت در ناحیه دوفازی کاهش و درصد کربن آن افزایش می‌یابد و باعث کاهش دماهای  $M_s$  و  $B_s$  می‌گردد. شرایط عملیات حرارتی برای دستیابی به ریزساختار فولاد TRIP به طور خلاصه در جدول (۴) آمده است.

رابطه (۲) ارتباط بین پارامتر شبکه آستنیت و درصد کربن موجود در این فاز را بر حسب درصد وزنی نمایش می‌دهد.

$$a_0 = 3.548 + 0.033\%C \quad (2)$$

برای بررسی استحکام و شکل پذیری فولادها آزمون کشش توسط دستگاه INSTRON-500R انجام گردید. برای این منظور نمونه‌ها مطابق استاندارد ASTM E8M-99 [۲۱] آماده گردیدند. شکل (۲) ابعاد نمونه‌های آماده شده برای تست کشش را نشان می‌دهد.



شکل (۲): ابعاد نمونه‌ها برای تست کشش مطابق ASTM E8M-99

#### ۷- نتایج و بحث

در نمونه‌های A، B و C دمای مرحله دوم ثابت و برابر ۳۵۰ درجه و دمای آنیل میان بحرانی به ترتیب ۷۹۰، ۷۷۰ و ۸۱۰ درجه می‌باشد. شکل (۳) ریزساختار نمونه B را نشان می‌دهد. آستنیت باقیمانده و بینیت فریتی و فریت در آستنیت در این تصویر با رنگ روشن مشخص است. بینیت نیز دارای رنگ تیره می‌باشد. همانطور که مشاهده می‌شود فاز غالب فریت می‌باشد. بخشی از آستنیت باقیمانده با مورفولوژی بلوکی و بخشی دیگر نیز با مورفولوژی فیلمی می‌باشند. همانگونه که قبلاً اشاره گردید پایداری حرارتی و مکانیکی آستنیت فیلمی شکل نسبت به آستنیت بلوکی بیشتر می‌باشد و افزایش آن سبب بهبود خواص مکانیکی فولاد می‌گردد.

شکل (۴) الگوی پراش حاصل از آزمایش XRD برای نمونه‌های A تا E را نشان می‌دهد. مقدار آستنیت باقیمانده در ریزساختار نمونه‌های A، B و C در شکل (۵) آمده است. مقدار آستنیت باقیمانده در نمونه A برابر ۸/۱ درصد است. این مقدار با افزایش دمای آنیل به ۷۹۰ درجه در نمونه B به ۱۱/۳ درصد می‌رسد. هرچند با توجه به

دمای پیرسازی میانی باید کوچکتر از دمای  $B_s$  و بالاتر از دمای  $M_s$  باشد. برای بررسی تاثیر این دما بر ریزساختار نهایی فولاد مقادیر ۳۷۰، ۳۵۰ و ۳۳۰ درجه سانتیگراد انتخاب گردیدند. مدت زمان نگهداری نیز برابر ۶۰۰ ثانیه در نظر گرفته شد. در مرحله بعد قطعات در آب کوئچ شده و به دمای محیط رسیدند.

#### ۶- بررسی ریزساختار و استحکام

از آنجا که فولادهای TRIP دارای ریزساختار پیچیده‌ای مشتمل بر فریت، باینیت، مارتنزیت و آستنیت باقیمانده می‌باشد آشکارسازی فازها با محلول نیتال دشوار است. از اینرو از محلول سدیم متابی سولفیت<sup>۱</sup> ( $Na_2S_2O_3 \cdot H_2O$  10 g +  $H_2O$  100ml) به همراه اچ نیتال برای آشکارسازی فازها استفاده گردید.

به منظور تعیین کسر حجمی آستنیت باقیمانده، مقدار کربن موجود در آستنیت و همچنین محاسبه پارامتر شبکه آن، نمونه‌ها مورد آزمون پراش اشعه ایکس<sup>۲</sup> (XRD) قرار گرفتند. بدین منظور نمونه‌ها بعد از پولیش سطحی توسط دستگاه Brucker-D8 Advance تحت ولتاژ ۴۰ kV و شدت جریان ۴۰ mA کار می‌کند مورد آنالیز قرار گرفتند. از تابش اشعه X حاصل از فلز مس ( $CuK\alpha$ ) با طول موج ۱/۵۴۰۶ آنگستروم و سرعت جاروب  $0.2^\circ s^{-1}$  برای این آزمون استفاده گردید. محدوده  $2\theta$  (زاویه براگ می‌باشد) ۴۰-۱۰۰ درجه در نظر گرفته شد. میزان کسر حجمی آستنیت باقیمانده مطابق استاندارد ASTM E975-03 [۲۰] تعیین گردید. فرض نبود بافت در نمونه شدت بدست آمده برای هر فاز در الگوی پراش اشعه X با مقدار آن فاز در ماده متناسب است. لذا مبنای تعیین فاز با این روش، استفاده از سه پیک صفحات آستنیت شامل (۲۰۰)، (۲۲۰) و (۳۱۱) و سه پیک صفحات فریت شامل (۲۰۰)، (۲۱۱) و (۲۲۰) می‌باشد که با نرم افزار X-pert محاسبه شده است.

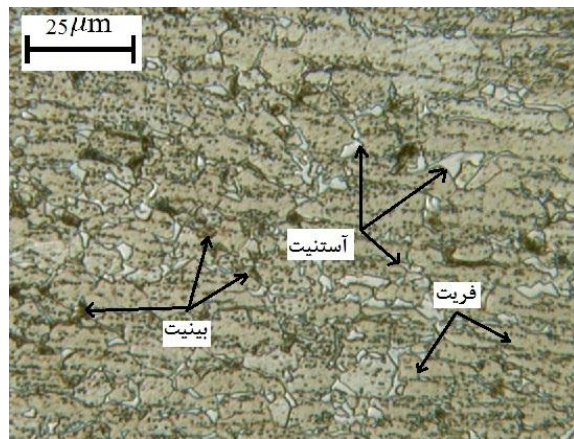
پارامتر شبکه و مقدار کربن آستنیت از طریق موقعیت پیک‌ها، شدت پیک‌های آستنیت و فریت محاسبه گردید.

<sup>1</sup> Sodium metabisulfite solution

<sup>2</sup> X-ray diffractometer (XRD)



است که علت آن را فرسودگی نیروی اعمالی برای رشد غیر نفوذی بینیت (به دلیل غنی شدن آستنیت از کربن) بیان می‌کند. این محدودیت معمولاً به عنوان خط T0 بیان می‌شود [۲۳]. از نظر طراحی فرآیند عملیات حرارتی برای به دست آوردن ریزساختار فولاد TRIP، خط T0 و محدودیت‌های مربوط به آن، به عنوان پارامترهای کلیدی برای پیش بینی بیشترین مقدار ممکن برای غنای آستنیت از کربن در طول پیرسازی میانی پیشنهاد شده‌اند [۲۴]. هرچند که آزمایش‌های تجربی گاهی مقدار بیشتری از غنی سازی آستنیت از کربن را نشان می‌دهند که موجب پایداری بیشتر آن در دمای اتاق می‌گردد [۲۵]. با وجود عدم قطعیت‌هایی که در رابطه با جوانه زنی و رشد بینیت وجود دارد، اما براساس تئوری Bhadeshia جوانه زنی از طریق تجزیه کربن و تشکیل جوانه فریت بینیتی با درصد کربن نزدیک به شرایط نیمه تعادلی اتفاق می‌افتد. پس از جوانه زنی فریت‌ها، رشد واحدهای بینیتی به صورت غیر نفوذی رخ می‌دهد. براساس مدل بادیشیا استحاله بینیتی از نظر ترمودینامیکی زمانی ممکن است که اولاً: بیشترین مقدار نیروی اعمالی برای جوانه زنی نیمه تعادلی فریت بر انرژی عمومی مقاوم در برابر جوانه زنی چیره شود و ثانیاً: نیروی اعمالی غیر نفوذی برای ادامه رشد صفحات بینیتی که برابر تفاضل انرژی‌های گیبس فریت و آستنیت می‌باشد، بیش از انرژی کرنشی که استحاله آستنیت-فریت را همراهی می‌کند و از ناسازگاری الاستیک فازهای آستنیت و فریت بینیتی حاصل می‌گردد، باشد [۲۲]. با پیشرفت استحاله بینیتی این نیروی اعمالی شروع به کاهش می‌کند تا زمانی که به صورت کامل از بین می‌رود. مکان هندسی این ترکیب به عنوان تابعی از دما T0 نامیده می‌شود. مقدار انرژی مقاوم در برابر رشد صفحات بینیتی توسط Bhadeshia در حدود  $400 \text{ J/mol}$  تخمین زده شده است [۲۲]. با پیشرفت استحاله بینیتی کربن به درون آستنیت باقیمانده پس زده می‌شود که باعث کاهش نیروی اعمالی برای رشد غیر نفوذی متعاقبی بینیت می‌گردد. هنگامی که این نیروی اعمالی برابر  $400 \text{ J/mol}$  می‌گردد استحاله بینیتی نمی‌تواند پایدار بماند و واکنش متوقف می‌شود. این



شکل (۳): ریزساختار نمونه B

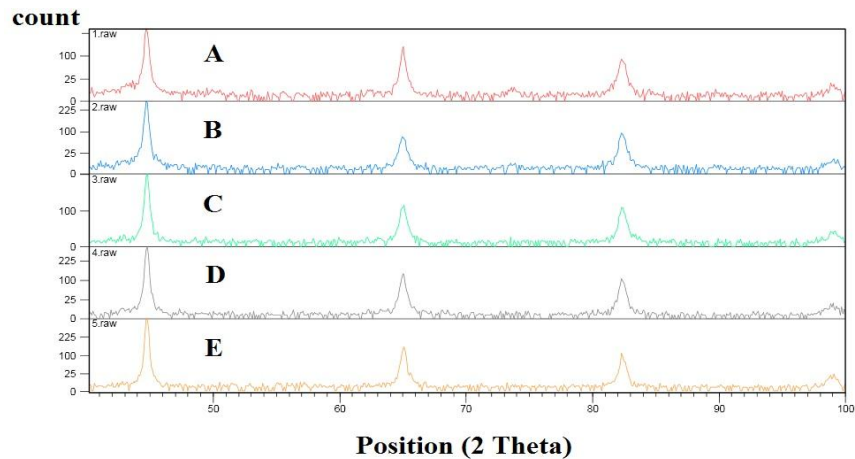
جدول (۲) درصد کربن آستنیت (تشکیل شده در مرحله) در نمونه A بیشتر بود و انتظار می‌رفت نسبت به نمونه B پایداری حرارتی بیشتری داشته باشد اما به دلیل اینکه نسبت آستنیت به فریت در نمونه A کمتر بود نهایتاً مقدار کمی آستنیت در ریزساختار این فولاد برجای مانده است.

با افزایش  $T_{IA}$  به  $810^\circ\text{C}$  در نمونه C درصد حجمی آستنیت باقیمانده به  $8/4$  رسیده است. در توجیه این کاهش می‌توان به مقدار کربن محلول در فاز آستنیت تشکیل شده در مرحله آنیل میان بحرانی اشاره نمود که با کاهش چشمگیری روبرو بوده است. این کاهش در درصد کربن آستنیت در مرحله آنیل موجب کاهش پایداری حرارتی آستنیت می‌گردد و سبب می‌شود هنگام خنک شدن فولاد تا دمای پیرسازی میانی و سپس تا دمای اتاق به فازهای دیگر تبدیل گردد.

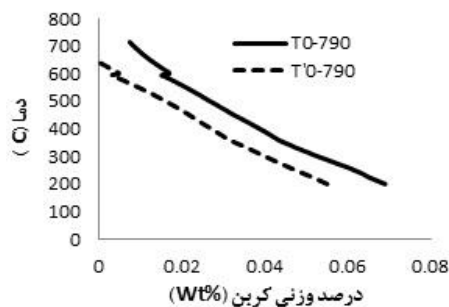
با توجه به شکل (۶) درصد کربن آستنیت باقیمانده در نمونه‌های A، B و C به ترتیب برابر  $1/05$ ،  $1/22$  و  $0/96$  می‌باشد. افزایش قابل توجه درصد وزنی کربن در آستنیت باقیمانده نسبت به درصد کربن آستنیت تشکیل شده در مرحله آنیل میان بحرانی به دلیل تشکیل فریت بینیتی در مرحله پیرسازی است که باعث می‌گردد کربن به سمت آستنیت پس زده شده و آن را غنی کند. البته این غنی شدن آستنیت از کربن با محدودیت‌هایی روبروست. این محدودیت در غنی شدن آستنیت از کربن در مرحله پیرسازی میانی توسط Bhadeshia [۲۲] پیشنهاد داده شده

از طریق نرم افزار ترمودینامیکی MUCG83 حاصل گردیده و در شکل (۷) نشان داده شده‌اند.

محدودیت ترمودینامیکی برای استحاله بینیتی با T'0 مشخص می‌گردد. نمودارهای T0 و T'0 برای T<sub>IA</sub>=۷۹۰C



شکل (۴): الگوی پراش حاصل از آزمایش XRD برای نمونه های A تا E

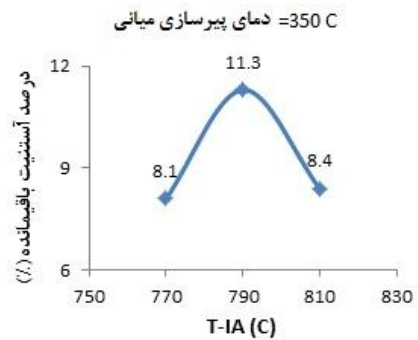


شکل (۷): نمودارهای T0 و T'0 برای T<sub>IA</sub>=۷۹۰ C

با توجه به شکل (۷) با کاهش فاصله بین دمای M<sub>s</sub> و دمای پیرسازی میانی مقدار کربن موجود در آستنیت باقیمانده افزایش می‌یابد. فاصله دمایی بین دمای M<sub>s</sub> و دمای پیرسازی میانی برای نمونه‌های A، B و C به ترتیب برابر ۹۵، ۴۰ و ۱۰ درجه سانتیگراد می‌باشد.

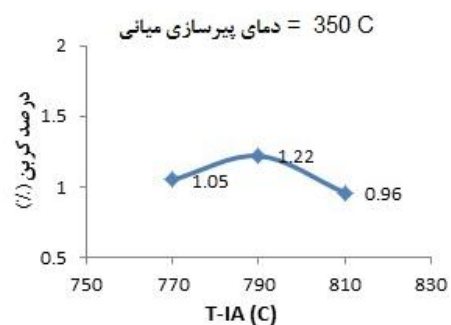
روند نمودار شکل (۶) از نمونه A با درصد کربن ۱/۰۵ به نمونه B با درصد کربن ۱/۲۲ موید این مطلب است. با افزایش دمای T<sub>IA</sub> به ۸۱۰ درجه با کاهش درصد کربن آستنیت باقیمانده مواجه هستیم که این امر به دلیل پایین بودن محسوس درصد کربن آستنیت تشکیل شده در مرحله آنیل میان بحرانی می‌باشد.

در نمونه‌های D، B و E دمای آنیل میان بحرانی ثابت و برابر ۷۹۰ درجه و دمای پیرسازی میانی به ترتیب ۳۳۰،



شکل (۵): آستنیت باقیمانده در ریزساختار این نمونه‌های

A، B و C

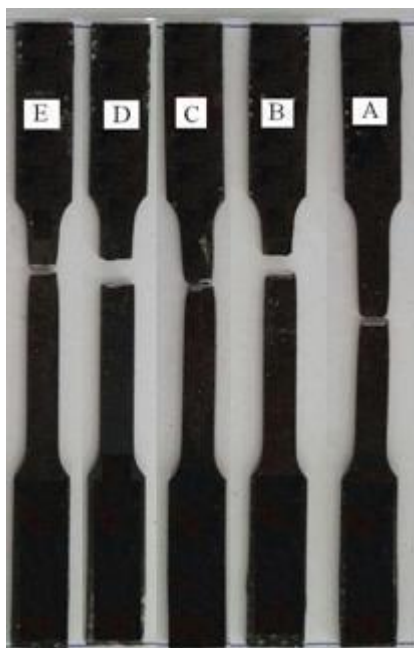


شکل (۶): درصد وزنی کربن در آستنیت باقیمانده در

نمونه‌های A، B و C



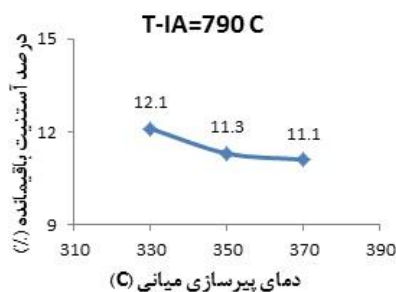
با افزایش دمای پیرسازی فاصله این دما با دمای شروع استحاله مارتنزیتی افزایش می‌یابد و این امر به نوبه خود و با توجه به شکل (۷) باعث افزایش درصد کربن حل شده در آستنیت می‌گردد. روند کاهشی درصد کربن در نمودار شکل (۹) موید این مطلب می‌باشد. شکل (۱۰) نمونه‌های A تا E را پس از انجام تست کشش نشان می‌دهد.



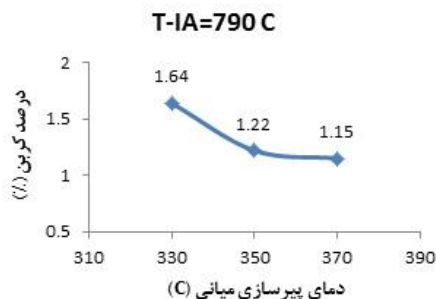
شکل (۱۰): نمونه‌های A تا E پس از انجام تست کشش

شکل (۱۱) نمودار تنش-کرنش برای نمونه‌های A، B و C را نشان می‌دهد که از طریق تست کشش به دست آمده‌اند. استحکام کششی و درصد ازدیاد طول این نمونه‌ها در شکل (۱۲) آمده است. همانطور که در این شکل‌ها دیده می‌شود نمونه B بیشترین (۷۴۰ مگا پاسکال) و نمونه A کمترین استحکام کششی (۶۵۰ مگا پاسکال) را دارند. علت بالا بودن استحکام نمونه B به دلیل بالا بودن مقدار آستنیت باقیمانده در آن می‌باشد. درصد ازدیاد طول نمونه B برابر ۲۹ درصد است که بسیار مناسب می‌باشد اما در مقایسه با دو نمونه A و C که به ترتیب دارای ۳۸ و ۴۰ درصد ازدیاد طول می‌باشند، شکل پذیری کمتری دارد.

۳۵۰ و ۳۷۰ درجه می‌باشد. شکل (۴) الگوی پراش حاصل آزمایش XRD برای نمونه‌های D، B و E را نشان می‌دهد. مقدار آستنیت باقیمانده در ریزساختار این نمونه‌ها در شکل (۸) آمده است. با توجه به این شکل مقدار آستنیت باقیمانده با بالا رفتن دمای پیرسازی، کاهش می‌یابد. مقدار آستنیت در دمای پیرسازی ۳۳۰ درجه برابر ۱۲/۱ درصد و با افزایش دما به ۳۵۰ درجه به ۱۱/۳ کاهش می‌یابد. در پیرسازی تحت دمای ۳۷۰ درجه مقدار آستنیت به ۱۱/۱ می‌رسد. مقدار آستنیت تشکیل شده در مرحله IA و درصد کربن آن برای هر سه نمونه برابر می‌باشد. دمای  $M_s$  نیز برای هر سه نمونه برابر ۳۱۰ درجه می‌باشد. اما فاصله دمای پیرسازی میانی با دمای  $M_s$  برای نمونه‌های D، B و E به ترتیب برابر ۲۰، ۴۰ و ۶۰ درجه می‌باشد. انتظار می‌رود با کاهش این فاصله مقدار آستنیت باقیمانده افزایش یابد. شکل (۸) موید این ادعا می‌باشد. مطابق شکل (۹) درصد کربن در آستنیت باقیمانده با افزایش دما از ۳۳۰ درجه به ۳۵۰ درجه از ۱/۶۴ به ۱/۲۲ درصد کاهش و در ادامه با افزایش دما به ۳۷۰ تا ۱/۱۵ درصد کاهش می‌یابد.

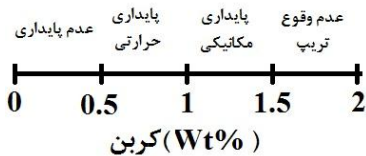


شکل (۸): مقدار آستنیت باقیمانده در نمونه‌های D، B و E



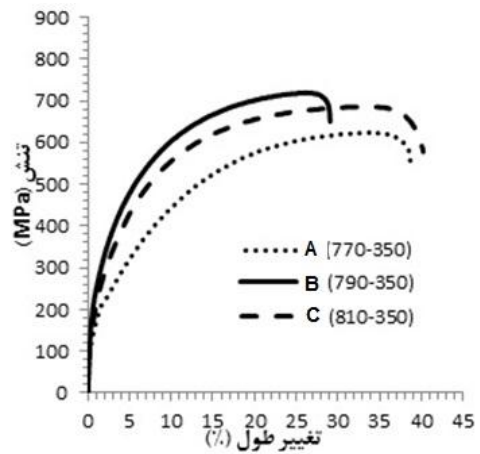
شکل (۹): درصد وزنی کربن در آستنیت باقیمانده در نمونه‌های D، B و E

آستنیت در نمونه C نسبت به دو نمونه دیگر کمتر است اما با توجه به بالا بودن درصد آستنیت باقیمانده در این نمونه نسبت به نمونه A استحکام بالای آن نسبت به نمونه A قابل توجیه می‌باشد. با توجه به نتایج حاصل از مطالعات قبلی [۱۰] می‌توان وضعیت پایداری حرارتی و مکانیکی آستنیت را با درصدهای وزنی مختلف کربن محلول در این فاز به صورت شکل (۱۳) جمع بندی نمود.

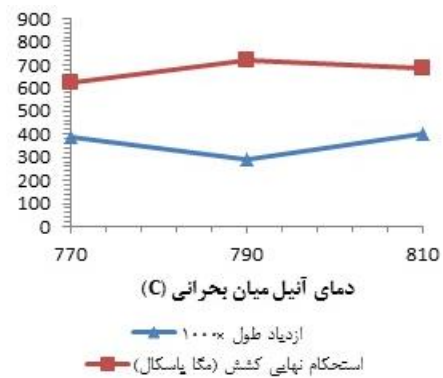


شکل (۱۳): وضعیت پایداری حرارتی و مکانیکی آستنیت را با درصدهای وزنی مختلف کربن محلول در این فاز

شکل (۱۴) نمودار تنش-کرنش برای نمونه‌های D, B و E را نشان می‌دهد که از طریق تست کشش به دست آمده‌اند. استحکام کششی و درصد ازدیاد طول این نمونه‌ها در شکل (۱۵) آمده است. استحکام نمونه D برابر ۸۰۰ مگاپاسکال می‌باشد که با افزایش دمای پیرسازی در نمونه‌های B و E به حدود ۷۴۰ مگاپاسکال می‌رسد. دمای  $M_s$  برای این نمونه‌ها برابر  $310^\circ\text{C}$  می‌باشد و با نزدیک شدن به دمای  $M_s$  در عملیات تشکیل بینیت از آستنیت میزان آستنیت فیلمی شکل نسبت به آستنیت بلوکی افزایش می‌یابد. همانطور که قبلاً گفته شد آستنیت فیلمی شکل دارای کربن محلول بیشتری نسبت به آستنیت بلوکی شکل می‌باشد که باعث افزایش پایداری حرارتی و مکانیکی آن می‌شود. در نتیجه انتظار می‌رود با کاهش دمای پیرسازی میانی و نزدیک شدن آن به  $M_s$  با پایداری بیشتر آستنیت در پدیده TRIP مواجه شویم. نتایج حاصل از تست کشش مویید این مطلب است. در واقع کاهش استحکام و شکل پذیری با افزایش دمای پیرسازی میانی نه تنها به دلیل کاهش مقدار آستنیت باقیمانده و درصد وزنی کربن محلول در آن بلکه به خاطر تمایل مورفولوژی آستنیت از بلوکی به فیلمی شکل نیز می‌باشد.



شکل (۱۱): نمودار تنش-کرنش برای نمونه های A, B و C



شکل (۱۲): استحکام کششی و درصد ازدیاد طول برای نمونه‌های A, B و C

استحکام و شکل پذیری ارتباط مستقیم و معناداری با ریزساختار دارد. با افزایش درصد آستنیت باقیمانده در ریزساختار استحکام افزایش می‌یابد که علت آن به رخ دادن پدیده TRIP مربوط می‌گردد. با اعمال نیروی مکانیکی ماده شروع به لغزش می‌کند و این کرنش پلاستیکی موجب استحاله آستنیت به مارتنزیت می‌گردد و سبب تاخیر در گلوبی شدن و افزایش تنش تسلیم می‌شود. مقدار فاز فریت نیز در شکل پذیری فولاد بسیار موثر است. در نمونه B مقدار فاز فریت نسبتاً کم است و این باعث می‌شود شکل پذیری آن کاهش یابد. همچنین پدیده TRIP در نمونه A به دلیل بالا بودن درصد کربن در آستنیت باقیمانده و در نتیجه پایداری مکانیکی بالای آن، با سرعت کمتری اتفاق افتاده و ضمن افزایش استحکام باعث بهبود شکل پذیری نیز می‌شود. هرچند درصد کربن

پیرسازی میانی و اختلاف آن با دمای شروع استحاله مارتنزیتی و دمای شروع استحاله بینیتی عامل مهمی در مقدار بینیت تشکیل شده و مورفولوژی و درصد حجمی آستنیت باقیمانده ایفا می‌کند که در تحقیقات پیشین کمتر مورد توجه قرار گرفته است.

در این مقاله علاوه بر بررسی اثر شرایط مختلف آنیل میان بحرانی بر روی دمای شروع استحاله مارتنزیتی و دمای شروع استحاله بینیتی و لحاظ آن در انتخاب دماهای مختلف پیرسازی میانی، اثرات عملیات حرارتی بر روی ریزساختار و خواص مکانیکی فولاد TRIP با ترکیب Fe-0.2C-1.6Mn-1.4Si، مورد مطالعه قرار گرفته است.

برای اندازه گیری مقدار آستنیت باقیمانده از آزمایش پراش اشعه ایکس استفاده شد. استحکام و شکل پذیری فولادها نیز از طریق تست کشش حاصل شدند.

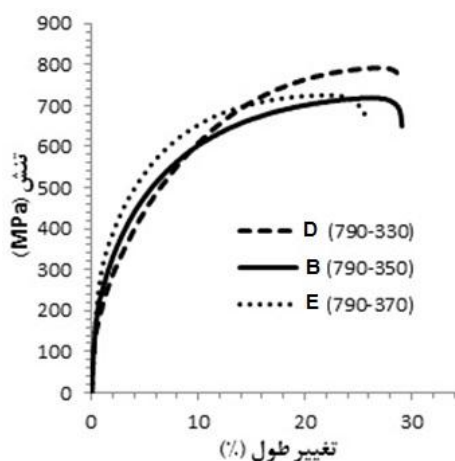
با افزایش دمای آنیل میان بحرانی مقدار آستنیت باقیمانده ابتدا افزایش و سپس کاهش می‌یابد. درصد کربن آستنیت نیز به همین شکل با دما تغییر می‌کند. از بین دماهای ۷۷۰، ۷۹۰ و ۸۱۰ بیشترین مقدار آستنیت مربوط به دمای ۷۹۰ می‌باشد. به تبع مقدار آستنیت باقیمانده و درصد کربن استحکام نیز ابتدا افزایش و سپس کاهش می‌یابد. شکل پذیری اما ابتدا کاهش و سپس افزایش میابد که کم بودن شکل پذیری در دمای ۷۹۰ درجه به دلیل پایین بودن مقدار فریت در ریزساختار آن می‌باشد.

با افزایش دمای پیرسازی فاصله این دما با دمای شروع استحاله مارتنزیتی افزایش می‌یابد که این فرصت بیشتری برای تشکیل بینیت از آستنیت را می‌دهد و در نتیجه مقدار آستنیت باقیمانده کاهش می‌یابد. با کاهش مقدار آستنیت باقیمانده، استحکام و شکل پذیری نیز کاهش می‌یابد. در دمای پیرسازی ۳۳۰ درجه فولاد دارای بیشترین مقدار آستنیت و بالاترین استحکام می‌باشد.

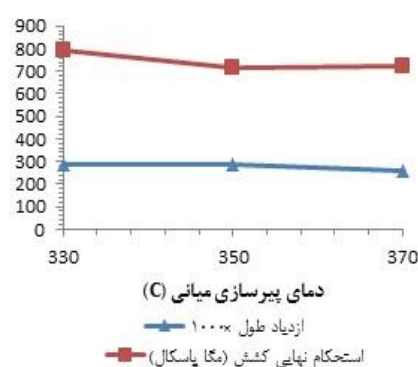
## ۹- مراجع

[1] Bhadeshia, H.K.D.H. and Honeycombe, R. (2006), "Steels: Microstructure and Properties", 3<sup>th</sup> Edn. Butterworth-Heinemann, Oxford, UK.

[2] Shena, Y.F., Qiu, L.N., Sun, X., Zuo, L., Liaw, P.K. and Raabe, D. (2015), "Effects of Retained Austenite Volume Fraction, Morphology, and Carbon Content on Strength and Ductility of Nano Structured TRIP-Assisted



شکل (۱۴): نمودار تنش-کرنش برای نمونه‌های D, B و E



شکل (۱۵): استحکام کششی و درصد ازدیاد طول برای نمونه‌های D, B و E

## ۸- نتیجه گیری و جمع بندی

کاربرد فولادهای TRIP به دلیل دارا بودن ترکیب بسیار مناسبی از استحکام و شکل پذیری رو به افزایش می‌باشد. آستنیت باقیمانده در ریزساختار علت اصلی خواص مکانیکی مناسب این فولادها می‌باشد. ریزساختار خاص فولادهای TRIP از طریق یک عملیات حرارتی دو مرحله ای شامل آنیل میان بحرانی و پیرسازی میانی حاصل می‌گردد. دمای هریک از این مراحل تاثیر به سزایی بر ریزساختار نهایی و خواص مکانیکی دارد.

در مطالعات پیشین تاثیر دمای عملیات آنیل میان بحرانی بر دمای شروع استحاله مارتنزیتی و دمای شروع استحاله بینیتی که نقشی تعیین کننده در انتخاب دمای پیرسازی میانی دارد به صورت دقیق لحاظ نگردیده است. دمای



- [17] Emadoddin, E., Akbarzadeh, A. and Daneshi, G. (2006), "Effect of Intercritical Annealing on Retained Austenite Characterization in Textured TRIP-Assisted Steel Sheet", *Materials Characterization*, Vol. 57, pp. 408-413.
- [18] Zhu, R., Li, S. and Karaman, I. (2012), "Multi-Phase Microstructure Design of a Low-Alloy TRIP-Assisted Steel Through a Combined Computational and Experimental Methodology", *Acta Materialia*, Vol. 60, pp. 3022-3033.
- [19] Bhadeshia HKDH (1983) program MAP\_STEEL\_MUCG83. <http://www.jwri.osakau.ac.jp/map/steel/programs/mucg83.html>. Accessed Juli, 10 2015
- [20] ASTM (2010), "E975-03. Standard Practice for X-Ray Determination of Retained Austenite in Steel with Near Random Crystallographic Orientation".
- [21] ASTM (2010), "E8M-09. Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials".
- [22] Bhadeshia, H.K.D.H. (2001), "Bainite in Steels", 3<sup>th</sup> Edn. Maney, Institute of Materials.
- [23] Bhadeshia, H.K.D.H. and Edmonds, D. (1980), "The Mechanism of Bainite Formation in Steels", *Acta Metallurgica*, Vol. 28, pp. 1265-1273.
- [24] Yescas, M.A. and Bhadeshia, H.K.D.H. (2002), "Model for the Maximum Fraction of Retained Austenite in Austempered Ductile Cast Iron", *Materials Science and Engineering: A*, Vol. 333, pp. 60-66.
- [25] Gaude-Fugarolas, D. and Jacques, P.J. (2006), "A New Physical Model for the Kinetics of the Bainite Transformation", *ISIJ International*, Vol. 46, pp. 712-717.
- Steels", *Materials Science AND Engineering: A*, Vol. 636, pp. 551-564.
- [3] Zackay, V., Parker, E., Fahr, D. and Bush, R. (1967), "The Enhancement of Ductility in High Strength Steels", *Transactions of the ASM*, Vol. 60, pp. 252-312.
- [4] Jacques, P.J. (2004), "Transformation-Induced Plasticity for High Strength Formable Steels", *Current Opinion in Solid State & Materials Science*, Vol. 8, pp. 259-265.
- [5] Lomholt, T.C., Adachi, Y., Peterson, J., Steel, R., Pantleon, K. and Somers, M.A. (2011), "Microstructure Characterization of Friction Stir Spot Welded TRIP Steel", *Advanced Materials Research*, Vol. 409, pp. 275-280.
- [6] Ran, Q.X., Xu, Y.L., Li, J., Wan, J.Q., Xiao, X.S., Yu, H.F. and Jiang, L.Z. (2014), "Effect of Heat Treatment on Transformation-Induced Plasticity of Economical Cr19 Duplex Stainless Steel", *Materials and design*, Vol. 56, pp. 959-965.
- [7] Wang, M.-M., Tasan, C.C., Ponge, D., Kostka, A. and Raabe, D. (2014), "Smaller Is Less Stable: Size Effects on Twinning Vs. Transformation of Reverted Austenite in TRIP-Maraging Steels", *Acta Materialia*, Vol. 79, pp. 268-281.
- [8] Lacroix, G., Pardoën, T. and Jacques, P.J. (2008), "The Fracture Toughness of TRIP-Assisted Multiphase Steels", *Acta Materialia*, Vol. 56, pp. 3900-3913.
- [9] Ryu, J.H., Kim, D.I., Kim, H.S., Bhadeshia, H.K.D.H. and Suh, D.W. (2010), "Strain Partitioning and Mechanical Stability of Retained Austenite", *Scripta Materialia*, Vol. 63, pp. 297-299.
- [10] Reisner, G., Werner, E.A., Kerschbaummayr, P., Papst, I. and Fischer, F.D. (1997), "The Modeling of Retained Austenite in Low-Alloyed TRIP Steels", *Journal of the Minerals Metals and Materials Society*, Vol. 49, pp. 62-83.
- [11] Chatterjee, S. (2006), "Transformations in TRIP-Assisted Steels: Microstructure and Properties", University of Cambridge, Cambridge.
- [12] Sugimoto, K., Usui, N., Kobayashi, M. and Hashimoto, S. (1992), "Effects of Volume Fraction and Stability of Retained Austenite on Ductility of TRIP-Aided Dual-Phase Steels", *ISIJ International*, Vol. 32, pp. 1311-1318.
- [13] Luo, H., Dong, H. and Huang, M. (2015), "Effect of Intercritical Annealing on the Lüders Strains of Medium Mn Transformation-Induced Plasticity Steels", *Materials and Design*, Vol. 83, pp. 42-48.
- [14] Lee, S. and Cooman, B.C.D. (2013), "On the Selection of the Optimal Intercritical Annealing Temperature for Medium Mn TRIP Steel", *Metallurgical and Materials Transactions: A*, Vol. 44, pp. 5018.
- [15] Jun, H.J., Yakubovsky, O. and Fonstein, N. (2011), "On Stability of Retained Austenite in Medium Mn TRIP Steels", Paper presented at the 1st International Conference on High Manganese Steels, Seoul, Korea.
- [16] Moor, E.D., Matlock, D.K., Speer, J.G. and Merwin, M.J. (2011), "Austenite Stabilization Through Manganese Enrichment", *Scripta Materialia*, Vol. 64, pp. 185-188.





# تحلیل تیرهای باربر فولادی سرد نورد شده تحت خمش و نیروی محوری متغیر

\* معصومه سلطانی<sup>۱</sup>، مازیار پشت‌دار<sup>۲</sup>، بهروز عسگریان<sup>۳</sup>  
(تاریخ دریافت: ۹۴/۰۷/۲۵، تاریخ پذیرش: ۹۵/۰۴/۰۱)

## چکیده

در این مقاله پایداری تیرهای مایل با مقاطع سرد نورد شده تحت بارهای ثقلی با تکیه‌گاه الاستیک در برابر کمانش جانبی بررسی می‌گردد. بدین منظور در مرحله نخست، براساس تئوری والسو تغییر شکل‌های حاکم بر یک تیر جدار نازک با سطح مقطع نامتقارن تعریف گردیده است. سپس معادلات دیفرانسیل مرتبه چهار حاکم بر تعادل کمانش الاستیک جانبی تیر مذکور با سطح مقطع ثابت تحت بارهای خمشی خارج از مرکز و بار محوری متغیر، با ایستا نمودن انرژی پتانسیل کلی حاکم بر تیر جدار نازک که شامل انرژی کرنشی، انرژی ذخیره شده در فنر الاستیک بستر تیر و کار خارجی است، تعیین می‌شوند. در ادامه، دستگاه معادله دیفرانسیل مرتبه چهار حاصل شده با استفاده از روش بسط سری‌های توانی حل می‌گردد. بدین ترتیب که فرم تغییر شکل حاکم بر تیر مایل به صورت یک سری توانی با جملات نامتناهی در نظر گرفته شده است. سپس، با استفاده از روش حل مقادیر ویژه مقدار بار بحرانی کمانش الاستیک محاسبه می‌شود. در پایان، چند نمونه مثال عددی شامل تحلیل کمانش جانبی تیر مایل با شیب‌های مختلف با در نظر گرفتن اثر مهار جانبی جزئی و کامل بر مقادیر بار بحرانی کمانشی ارائه گشته است و نتایج به دست آمده از روش مذکور با مقادیر محاسبه شده توسط روش‌های عددی، تحلیلی و یا اجزای محدود موجود مقایسه شده‌اند.

## کلمات کلیدی

تیر مایل، مقطع سرد نورد شده، کمانش جانبی، تکیه‌گاه الاستیک، نیروی محوری متغیر

## Stability Analysis of Cold-Formed Steel Rafters Subjected to Bending and Varying Axial Loads

M. Soltani, M. Poshtdar, B. Asgarian

### ABSTRACT

In this paper, the lateral-torsional and distortional buckling stability of rafters with elastic supports subjected to gravity loads have been studied by means of a numerical method. To fulfill this purpose, the equilibrium equations for elastic rafter members with linear behavior are derived from the stationary condition of the total potential energy. In the applied energy method, effects of initial stresses and load eccentricities from centroid of cold-formed cross-sections are also considered. The Power series expansions are utilized to solve the fourth-order differential equations of considered rafters with variable coefficients. According to aforementioned method, displacements components and geometric properties are approximated by power series form with a known degree. The critical buckling loads are then derived by solving the eigenvalue problem. In order to present the accuracy of the proposed method, several numerical examples including lateral-torsional behavior and distortional buckling analysis of rafters with cold-form sections are considered. The evaluated results are compared to the finite element simulations and other available methods.

### KEYWORDS

Rafter, Lateral-torsional buckling, Distortional buckling, Cold-formed sections, Elastic support

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه کاشان، msoltani@kashanu.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- کارشناس ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

۳- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی



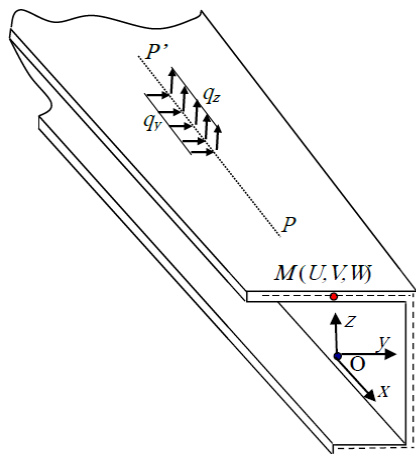
امروزه استفاده از سیستم سازه‌ای قاب سبک فولادی در صنعت ساختمان‌سازی بدلیل مزایایی همچون سرعت اجرا، سبکی، نسبت مقاومت به وزن مناسب و سهولت نصب و اجرا رو به رشد است. سقف ساختمان‌های دارای سیستم قاب سبک فولادی معمولاً شامل پانل‌ها و تیرهایی است که وظیفه باربری و ایجاد سطوح مناسب برای پوشش و یا کاربری طبقات بالاتر را بر عهده دارند. سقف را می‌توان به صورت پانل‌های آماده ساخته شده از مصالح چوبی، ورق‌های فولادی سرد نورد شده با عایق‌بندی مناسب در برابر صوت و حرارت (نظیر ساندویچ پانل‌ها) و یا عرشه‌های فولادی سرد نورد شده در ترکیب با بتن ساخت. تیرهایی که در سقف ساختمان‌های شامل سیستم سازه‌ای قاب سبک فولادی به کار می‌روند را می‌توان به موازات شیب سقف نصب نمود. سقف شامل تیرهای مایل و پانل‌های باربری است که توسط پیچ به تیر مایل متصل می‌شوند. نحوه بارگذاری در این سیستم نوع خاصی از اعضای سازه‌ای را نتیجه می‌دهد که لازم است رفتار آن با دقت بیشتری مورد بازبینی قرار گیرد. این عضو تیری است که تحت نیروی محوری متغیر قرار داشته و بر بستری الاستیک تکیه دارد. بدلیل استفاده از مقاطع سرد نورد شده فولادی در این اعضا، ممکن است تحت بارهای وارده مقطع و عضو دچار مودهای شکستی همچون کمناش موضعی، کمناش جانبی و کمناش اعوجاجی گردند. در این مقاله هدف بررسی کمناش جانبی تیر مایل با تکیه‌گاه الاستیک تحت خمش و نیروی محوری متغیر است.

پس از ارائه تئوری رفتار کمناشی تیرهای جدارنازک توسط Timoshenko و Gere [۱]، تاکنون تحقیقات زیادی در زمینه کمناش جانبی-پیچشی مقاطع جدارنازک صورت گرفته است. تحقیقات پیشین بیشتر روی رفتار کمناشی اعضای منفرد تمرکز داشته‌اند. همچنین اثر مقاومت پانل‌های متصل به پرلین‌ها یا به صورت مهار جانبی کامل فرض می‌شد و یا کلاً از اثر مهاری آن‌ها صرف نظر می‌شد. اولین بار توسط Lau و Hancock [۲] در سال ۱۹۸۷ یک حل تحلیلی برای کمناش اعوجاجی مقطع جدارنازک تحت

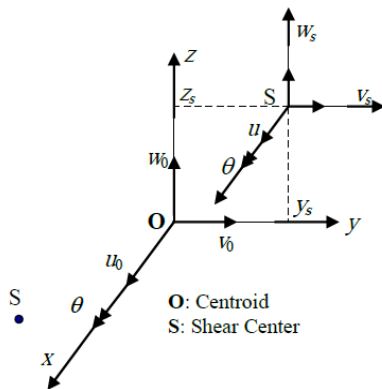
فشار محوری ارائه شد. البته پیش از آن تئوری رفتار صلب‌گونه مقاطع جدارنازک در کمناش جانبی-پیچشی توسط تیموشنکو و گر توسعه یافته بود. هنکوک [۳] در سال ۱۹۹۷ کمناش اعوجاجی تیرهای تحت لنگر ثابت را مورد بررسی قرار داد. Teng و همکارانش [۴] در سال ۲۰۰۳ روش حلی برای کمناش اعوجاجی تیرهای تحت فشار محوری و خمش دومحوره ارائه نمودند. این تحقیق را می‌توان توسعه یافته روش هنکوک و لائو، از یک تیر تحت فشار محوری به تیری تحت فشار محوری و خمش دو محوره دانست. در سال ۲۰۰۴ Ye و همکارانش [۵] روشی جهت آنالیز پرلین‌های تا حدی مهار شده ارائه نمودند. تمرکز این تحقیق روی اثر سختی تأمین شده توسط پانل‌ها بر رفتار کمناشی عضو بود. Li [۶] در سال ۲۰۰۴ روشی جهت محاسبه بار کمناشی پرلین‌های فولادی سرد نورد شده با مقطع Z شکل و تا حدی مهار شده با پانل ارائه داد. در این تحقیق تمرکز روی اثر مهار تأمین شده توسط پانل متصل به پرلین بر کمناش جانبی-پیچشی عضو بود. همچنین در روش ارائه شده اثر میل‌مهاری متصل به پرلین را نیز می‌توان در محاسبات بار کمناشی وارد نمود. Chu و همکارانش [۷] در سال ۲۰۰۴ روشی جهت محاسبه بار کمناشی پرلین‌های فولادی سرد نورد شده با مقطع C شکل و تا حدی مهار شده با پانل ارائه دادند. در این تحقیق تمرکز روی تأثیر مهار تأمین شده توسط پانل متصل به پرلین بر کمناش جانبی-پیچشی عضو بود. همچنین در روش ارائه شده می‌توان اثر میل‌مهاری متصل به پرلین را نیز در محاسبات بار کمناشی وارد نمود. Li و Chen [۸] در سال ۲۰۰۸ روشی مشابه روش Lau و Hancock [۲] ارائه نمودند، با این تفاوت که علاوه بر اثر سختی پیچشی اتصال بال به جان، رفتار خمشی بال را در محاسبات در نظر گرفتند. در رابطه با کمناش اعوجاجی لازم است رفتار تیر با تکیه‌گاه الاستیک تحت خمش و نیروی محوری متغیر بررسی شود. Li [۹] در سال ۲۰۱۲ روشی جهت آنالیز پرلین‌های تا حدی مهار شده با مقطع Z شکل و تحت نیروهای بالابرنده بدست آوردند. در مدل پیشنهادی اخیر پرلین در برابر انتقال جانبی کاملاً مهار شده



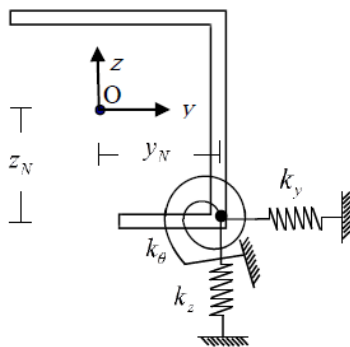
ممان‌های خمشی  $M_z$  و  $M_y$  خارجی بر روی سطح مقطع عضو می‌گردند.



الف) تیر جدار نازک با مقطع نامتقارن



ب) سیستم مختصات و نمادهای پارامترهای تغییر مکان‌های تیر



ج) مقطع تیر منکی بر بستر الاستیک

شکل (۱): تیر جدار نازک و دستگاه مختصات حاکم بر آن

مصلح استفاده شده در عضو مورد نظر با سطح مقطع نامتقارن، همگن و ایزوتروپیک می‌باشند و از قانون هوک پیروی می‌کنند. طول تیر مد نظر در مقایسه با ابعاد سطح مقطع بسیار بزرگ‌تر است و عضو کاملاً مستقیم و بدون

و در برابر چرخش تا حدی مهار شده فرض گردیده است. در رابطه با کمانش جانبی-پیچشی لازم است رفتار تیر با تکیه‌گاه الاستیک تحت خمش و نیروی محوری متغیر بررسی شود.

در این مقاله، جهت بررسی پایداری تیرهای مایل سقف ساختمان‌های شامل سیستم سازه‌ای قاب سبک فولادی، تغییر شکل‌های حاکم بر یک تیر جدار نازک بر اساس تئوری کلاسیک تیرهای جدار نازک والسو تعریف گردیده است. در ادامه با استفاده از حداقل نمودن انرژی پتانسیل کل سیستم، معادلات دیفرانسیل مرتبه چهارم تعادل حاکم بر عضو جدار نازک بدست می‌آید. دستگاه معادلات دیفرانسیل بدست آمده کوپل هستند و حل آن به منظور تعیین مقادیر بار بحرانی کمانش به سادگی امکان پذیر نمی‌باشد. استفاده از بسط سری‌های توانی یکی از مناسب‌ترین روش‌ها برای حل چنین معادلاتی با ضرایب متغیر است. به منظور حل، کلیه ضرایب متغیر دخیل در معادله دیفرانسیل و همچنین فرم تغییر شکل تیر جدار نازک مذکور به صورت یک سری توانی متناهی در نظر گرفته می‌شود. در پایان، با جایگذاری شرایط مرزی (دو شرط برای هر انتهای عضو) و حل مسئله مقادیر ویژه، مقدار بار کمانشی جانبی تیر تعیین می‌گردد. همچنین جهت ارزیابی روش عددی معرفی شده برای حل معادلات بدست آمده، طی چند مثال مختلف، نتایج بدست آمده از روش مذکور با نتایج حاصل از روش‌های عددی و تحلیلی موجود مقایسه شده است. با مشاهده نتایج حاصل شده می‌توان از دقت و توانایی روش عددی مذکور اطلاع یافت.

۲- تعیین معادله دیفرانسیل و انرژی پتانسیل حاکم بر تیر با قطع سرد نورد شده

### ۱-۲- سینماتیک

یک تیر جدار نازک با سطح مقطع نامتقارن مطابق شکل (۱-الف) که تحت بارگذاری جانبی  $q_y$  و  $q_z$  در راستای دو محور عمودی و جانبی  $z$  و  $y$  قرار دارد، مد نظر است. دو بار گسترده خمشی مذکور منجر به وارد شدن



غیرخطی را مطابق با تانسور کرنش گرین محاسبه نمود. مولفه‌های کرنش گرین با در نظر گرفتن اثرات تغییر مکان‌های بزرگ به صورت زیر می‌باشند:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial U_k}{\partial x_i} \frac{\partial U_k}{\partial x_j} \right) = \varepsilon_{ij}^1 + \varepsilon_{ij}^* \quad (9)$$

در  $\varepsilon_{ij}^*$  و  $\varepsilon_{ij}^1$  جملات خطی و غیر خطی کرنش می‌باشند. در مورد تیرهای جدار نازک، مولفه‌های تانسور کرنش به موارد زیر کاهش می‌یابند:

$$\varepsilon_{xx} \approx U' + \frac{1}{2}(V'^2 + W'^2) = \varepsilon_{xx}^1 + \varepsilon_{xx}^* \quad (10)$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right) + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial V}{\partial x} \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial x} \frac{\partial W}{\partial y} \right) = \varepsilon_{xy}^1 + \varepsilon_{xy}^* \quad (11)$$

$$\varepsilon_{xz} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x} \right) + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial V}{\partial x} \frac{\partial V}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x} \frac{\partial W}{\partial z} \right) = \varepsilon_{xz}^1 + \varepsilon_{xz}^* \quad (12)$$

با استفاده از معادلات (۶) تا (۸)، مولفه‌های خطی و غیرخطی کرنش برای یک تیر جدارنازک به صورت زیر قابل تعیین می‌باشند:

$$\varepsilon_{xx}^1 = u_0' - y(v_s'' + z_s \theta'') - z(w_s'' - y_s \theta'') - \phi \theta'' \quad (13)$$

$$\gamma_{xy}^1 = 2\varepsilon_{xy}^1 = - \left( z + \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) \theta' \quad (14)$$

$$\gamma_{xz}^1 = 2\varepsilon_{xz}^1 = \left( y - \frac{\partial \phi}{\partial z} \right) \theta' \quad (15)$$

$$\varepsilon_{xx}^* = \frac{1}{2} [v_s'^2 + w_s'^2 + r^2 \theta'^2] + (y - y_s) w_s' \theta' - (z - z_s) v_s' \theta' \quad (16)$$

$$\gamma_{xy}^* = (w_s' + \theta'(y - y_s)) \theta \quad (17)$$

$$\gamma_{xz}^* = -(v_s' + \theta'(z_s - z)) \theta \quad (18)$$

و همچنین

$$\varepsilon_{yy} = \varepsilon_{zz} = \gamma_{yz} = \varepsilon_{yy}^* = \varepsilon_{zz}^* = \gamma_{yz}^* = 0 \quad (19)$$

در (۱۶)، جمله  $r^2$  بیانگر فاصله نقطه M تا مرکز سطح است:

$$r^2 = (y - y_s)^2 + (z - z_s)^2 \quad (20)$$

هیچ گونه نقص اولیه فرض گردیده است. بنابراین، تغییر شکل‌ها بسیار کوچک هستند و از تغییر شکل‌های برشی صرف نظر می‌گردد. شکل (۱-ب) نشان دهنده پارامترهای تغییر شکل تعریف شده بر روی سطح مقطع تیر مد نظر در راستای محورهای اصلی و مرکزی x، y و z می‌باشد. U، V، W و  $\theta$  چهار مؤلفه تغییر شکل محوری، جانبی و دورانی هستند. سه مؤلفه تغییر مکان نسبی نقطه دلخواه M واقع بر نیمرخ تیر که شامل یک تغییر شکل محوری و دو مؤلفه تغییر مکان جانبی نسبت به O (مرکز سطح مقطع عضو) است به صورت زیر تعریف می‌گردند:

$$U(x, y, z) = u_0(x) - y \frac{\partial(v_s(x) + z_s \theta(x))}{\partial x} - z \frac{\partial(w_s(x) - y_s \theta(x))}{\partial x} - \omega(y, z) \frac{\partial \theta(x)}{\partial x} \quad (1)$$

$$V(x, y, z) = v_0(x) - z \theta(x) \quad (2)$$

$$W(x, y, z) = w_0(x) + y \theta(x) \quad (3)$$

در رابطه فوق U تغییر شکل محوری است. مولفه‌های تغییر مکان V و W نشان دهنده تغییر مکان‌های جانبی و عمودی (در جهت y و z) هستند.  $\phi(y, z)$  تابع پیچش است که براساس تئوری سنت ونان بر روی سطح مقطع تعریف می‌گردد. دو مؤلفه تغییر مکان جانبی و عمودی در مرکز سطح را می‌توان با مولفه‌های تغییر شکل در مرکز برش S جایگزین نمود:

$$v_0(x) = v_s(x) + z_s \theta(x) \quad (4)$$

$$w_0(x) = w_s(x) - y_s \theta(x) \quad (5)$$

با جایگذاری دو مؤلفه تغییر شکل ارائه شده در روابط فوق در معادلات (۱) تا (۳) خواهیم داشت:

$$U(x, y, z) = u_0(x) - y \frac{\partial(v_s(x) + z_s \theta(x))}{\partial x} - z \frac{\partial(w_s(x) - y_s \theta(x))}{\partial x} - \omega(y, z) \frac{\partial \theta(x)}{\partial x} \quad (6)$$

$$V(x, y, z) = v_s(x) - (z - z_s) \theta(x) \quad (7)$$

$$W(x, y, z) = w_s(x) + (y - y_s) \theta(x) \quad (8)$$

در تحلیل پایداری تیر جدار نازک، بایستی مولفه‌های تانسور کرنش با در نظر گرفتن جملات کرنش خطی و



$U_f$  و کار انجام شده ناشی بارهای موثر وارد بر عضو  $W$  می‌باشد.

به منظور تحلیل پایداری، انرژی کرنشی الاستیک تیر به دو قسمت که یکی شامل مولفه‌های کرنش خطی و دیگری دربرگیرنده مولفه‌های تنش اولیه است، تقسیم گشته است. در قسمت الاستیک خطی خواهیم داشت:

$$U_1 = \frac{1}{2} \int_0^L \int_A \tau_{ij} \varepsilon_{ij} dA dx \quad (24)$$

$$= \frac{1}{2} \int_0^L \int_A (E \varepsilon_{xx}^2 + G \gamma_{xy}^2 + G \gamma_{xz}^2) dA dx$$

با استفاده از روابط (۱۳) تا (۱۵) که مربوط به مولفه‌های کرنش خطی هستند و با انتگرال گیری بر روی سطح مقطع عضو، رابطه زیر برای  $U_1$  حاکم بر تیر با مقطع ثابت بدست می‌آید:

$$U_1 = \frac{1}{2} \int_L (EA u_0'^2 + EI_z v_s'^2 + EI_y w_s'^2 + EI_\phi \theta'^2 + GJ \theta'^2) dx$$

$$+ \frac{1}{2} \int_L EI_y (y_s^2 \theta'^2 - 2y_s w_s' \theta') dx \quad (25)$$

$$+ \frac{1}{2} \int_L EI_z (z_s^2 \theta'^2 + 2z_s v_s' \theta') dx$$

$$+ \int_L EI_{y\phi} (v_s' \theta' + z_s \theta'^2) dx + \int_L EI_{z\phi} (w_s' \theta' - y_s \theta'^2) dx$$

در معادله فوق،  $A$  مساحت نیمرخ جدار نازک است و  $I_y$  و  $I_z$  بیانگر ممان اینرسی سطحی هستند.  $J$  و  $I_\phi$  به ترتیب ثابت‌های پیچش سن ونان و تابیدگی هستند. براساس قوانین حاکم بر انتگرال گیری نسبت به محورهای اصلی، خصوصیات هندسی یک مقطع جدار نازک به صورت زیر تعریف می‌گردند:

$$A = \int_A dA, \quad I_y = \int_A z^2 dA,$$

$$I_z = \int_A y^2 dA, \quad I_\phi = \int_A \phi^2 dA \quad (26)$$

$$J = \int_A \left( (y - \frac{\partial \phi}{\partial z})^2 + (z + \frac{\partial \phi}{\partial y})^2 \right) dA,$$

$$I_{y\phi} = \int_A y \phi dA, \quad I_{z\phi} = \int_A z \phi dA$$

مطابق با اصول حاکم بر مدل والسو، دو مولفه عمودی و جانبی مختصات مرکز برش به صورت زیر تعیین می‌گردند:

$$z_s = -\frac{I_{y\phi}}{I_z}, \quad y_s = \frac{I_{z\phi}}{I_y} \quad (27)$$

به طوری که  $\varepsilon_{ij}^*$ ,  $\gamma_{ij}$ , کرنش‌های خطی و غیرخطی متناسب با مولفه‌های تغییر شکل  $U$ ,  $V$  و  $W$  هستند.

مصالص مصرفی همگن و ایزوتروپیک می‌باشند. با فرض آنکه  $E$  و  $G$  خصوصیات مصالح الاستیک هستند، مولفه‌های تنش به صورت زیر می‌باشند:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} E \\ G \\ G \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \end{Bmatrix} \quad (21)$$

تحت شرایط خاص کماتش جانبی زمانی که تیر تحت بار محوری فشاری  $N$ ، لنگرهای خمشی اولیه  $M_y$  و  $M_z$  و نیروهای برشی  $V_y$  و  $V_z$  قرار دارد، تنش‌های اولیه روی سطح مقطع به صورت زیر در نظر گرفته می‌شوند:

$$\sigma_{xx}^0 = \frac{N}{A} - \frac{M_y}{I_y} z - \frac{M_z}{I_z} y \quad (22)$$

$$\tau_{xy}^0 = \frac{V_y}{A}, \quad \tau_{xz}^0 = \frac{V_z}{A}$$

در رابطه فوق،  $\sigma_{xx}^0$  بیانگر تنش عمودی سطح مقطع است.  $\tau_{xz}^0$  و  $\tau_{xy}^0$  معرف تنش برشی میانگین هستند.

## ۲-۲- تعیین معادلات تعادل الاستیک

در این قسمت از اصل انرژی پتانسیل کلی به منظور تعیین معادلات تعادل تیر جدار نازک استفاده شده است. طبق این اصل، از میان تمام حالات تغییر شکل یافته سازه که سازگاری و شرایط مرزی را برآورده می‌کنند، آن دسته از تغییر مکان‌ها شرایط تعادل را برآورده می‌کنند که به ازای آن‌ها انرژی پتانسیل ایستا باشد. مقدار ساکن می‌تواند حداقل، حداکثر و یا یک نقطه ختشی باشد. وقتی که مقدار انرژی حداقل باشد، سیستم حالت پایدار خواهد داشت. برای یک محیط پیوسته، شرط حداقل شدن انرژی پتانسیل را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\delta \Pi = \delta(U + U_f - W) = 0 \quad (23)$$

در رابطه فوق  $\Pi$  نشان دهنده انرژی پتانسیل کل سیستم الاستیک می‌باشد. این انرژی برابر مجموع انرژی کرنشی کلی  $U$ ، انرژی الاستیک خطی ناشی از اثرات بستر الاستیک



با جایگذاری رابطه فوق در معادله (۲۵)، معادله زیر بدست خواهد آمد:

$$U_1 = \frac{1}{2} \int_L (EAu_0'^2 + EI_z v_s''^2 + EI_y w_s''^2 + EI_\theta \theta''^2 + GJ\theta'^2 - EI_y z_s^2 \theta'^2 - EI_z z_s^2 \theta'^2) dx \quad (28)$$

با استفاده از روابط حاکم بر کرنش‌های غیرخطی و تنش‌های اولیه، انرژی کرنشی ناشی از تنش به صورت زیر قابل تعریف است:

$$U_0 = \iint_A \tau_{ij} (\epsilon_{ij} - \epsilon_{ij}^0) dA dx = \iint_A (\sigma_{xx}^0 \epsilon_{xx}^* + \tau_{xy}^0 \gamma_{xy}^* + \tau_{xz}^0 \gamma_{xz}^*) dA dx \quad (29)$$

با جایگذاری روابط کرنش-تغییر مکان غیرخطی ارائه شده در معادلات (۱۶) تا (۱۸) و همچنین تنش‌های اولیه در رابطه فوق، و با انتگرال گیری بر روی سطح مقطع، رابطه زیر براساس ممان‌های خمشی وارده ( $M_z$  و  $M_y$ ) و نیروی محوری  $N$  بدست خواهد آمد:

$$U_0 = \int_L \left( \frac{N}{2} (v_s'^2 + w_s'^2 + r_s^2 \theta'^2 + 2z_s \theta' v_s' - 2y_s \theta' w_s') - M_z w_s' \theta' + M_y v_s' \theta' - M_z' w_s' \theta + M_y' v_s' \theta - \frac{1}{2} M_z'' y_s \theta^2 - \frac{1}{2} M_y'' z_s \theta^2 - \frac{1}{2} (\beta_y M_z + \beta_z M_y) \theta'^2 \right) dx \quad (30)$$

که در آن،  $\beta_y$  و  $\beta_z$  ثابت‌های واگنر هستند و معادلات آن‌ها به صورت زیر می‌باشد:

$$\beta_z = \frac{1}{I_z} \left( \iint_A y (y^2 + z^2) dA \right) - 2z_s \quad (31)$$

$$\beta_y = \frac{1}{I_y} \left( \iint_A y (y^2 + z^2) dA \right) - 2y_s$$

در رابطه (۳۰) از رابطه هندسی زیر نیز استفاده شده است:

$$r_s^2 = \frac{I_y}{A} + \frac{I_z}{A} + y_s^2 + z_s^2 \quad (32)$$

انرژی ذخیره شده در سیستم ناشی از تکیه‌گاه الاستیک با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$U_f = \frac{1}{2} \int_0^L (k_y v_N^2 + k_z w_N^2 + k_\theta \theta^2) dx \quad (33)$$

در رابطه فوق،  $k_y$ ،  $k_z$  و  $k_\theta$  معرف ضریب ارتجاعی فنرهای معادل سختی پانل درگیر با تغییر مکان عمودی، جانبی و دورانی سطح مقطع تیر مصور در شکل (۱-ج) در نقطه  $N$

است. مطابق با معادلات تغییر شکل ارائه شده در (۴) و (۵)، مولفه تغییر مکان عمودی و جانبی در نقطه  $N$  یا همان محل اتصال فنر به نیمرخ تیر، به صورت ذیل می‌باشد:

$$w_N = w_s + h_y \theta, \quad v_N = v_s - h_z \theta \quad (34)$$

در رابطه فوق:

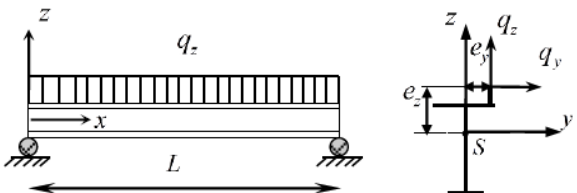
$$h_z = z_N - z_s, \quad h_y = y_N - y_s \quad (35)$$

با جایگذاری روابط (۳۴) و (۳۵) در معادلات انرژی ذخیره شده ناشی از فنر الاستیک خطی و انتگرال گیری بر روی سطح مقطع عضو نسبت به محورهای اصلی خمش و پیچش، معادله زیر حاصل می‌گردد:

$$U_f = \frac{1}{2} \int_0^L (k_y v_s^2 - 2k_y h_z v_s \theta + k_y h_z^2 \theta^2 + k_z w_s^2 + 2k_z h_y v_s \theta + k_z h_y^2 \theta^2 + k_\theta \theta^2) dx \quad (36)$$

در بحث کمانش جانبی، نیروهای وارده بر عضو جدار نازک به بارهای جانبی وارده شامل  $p_y$  و  $p_z$  به ترتیب در جهت  $y$  و  $z$  در طول خط  $(pp')$  بر روی دامنه سطح مقطع عضو وارد می‌گردند (شکل (۲)). کار خارجی ناشی از بارها به صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$W = \int_0^L (q_y v_p(x) + q_z w_p(x)) dx \quad (37)$$



شکل (۲): یک تیر جدار نازک تحت بارهای خمشی جانبی

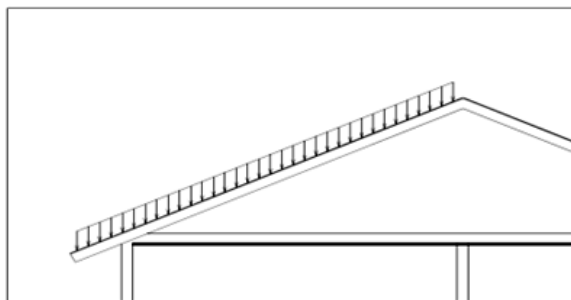
( $q_y$  و  $q_z$ ) و پارامتر خروج از مرکزیت بار ( $e_y$  و  $e_z$ )

به منظور در نظر گرفتن اثرات خروج از مرکزیت و ارتفاع محل بارگذاری که در تحلیل پایداری جانبی حائز اهمیت هستند، دو مولفه تغییر مکان عمودی و جانبی سطح مقطع ( $w_p$  و  $v_p$ ) منطبق با تغییر مکان نقطه  $P$  یا همان محل اثر بار، براساس فرضیات سینماتیک غیرخطی معرفی شده در [۱۲] به صورت زیر در نظر گرفته می‌شوند:

$$w_p = w_s + e_y \theta - e_z \frac{\theta^2}{2}, \quad v_p = v_s - e_z \theta - e_y \frac{\theta^2}{2} \quad (38)$$



فولادی (LSF) به کار می‌روند را می‌توان به موازات شیب سقف نصب نمود. بارهای ثقلی (q) وارد بر اینگونه سقف‌ها که شامل بار مرده ناشی از سقف‌سازی و اعضای برابر آن و بار زنده نظیر بار برف هستند را می‌توان به دو مؤلفه نیروی قائم بر سطح (p<sub>z</sub>) و نیروی موازی با سطح (N) در راستای شیب با افق (α) تجزیه نمود. هر دو مؤلفه منتجه از بارگذاری خارجی از مرکز برش (S) سطح مقطع تیر عبور می‌کنند. بار باد به صورت قائم بر سطح برابر فرض می‌شود. در شکل (۳) نحوه بارگذاری ثقلی نمایش داده شده است.



شکل (۳): تیر مایل تحت بارگذاری ثقلی

بنابراین، برای یک تیر جدار نازک مایل تحت بار گسترده ثقلی می‌توان روابط زیر را برای بارگذاری‌ها و لنگر خمشی در نظر گرفت:

$$\begin{aligned} N &= q \sin \alpha (l-x), \quad q_z = q \cos \alpha (l-x) \\ M_y &= q \cos \alpha \left( \frac{1}{2} x - \frac{x^2}{2} \right) \\ M_z &= 0, \quad M_t = 0, \quad \hat{M}_t = 0 \end{aligned} \quad (45)$$

که در این روابط α زاویه شیب عضو با سطح افق، l طول عضو و q بار گسترده خطی وارده به عضو در راستای ثقل است. بنابراین، معادلات تعادل به صورت زیر مرتب می‌گردند:

$$\begin{aligned} EI_z \frac{d^4 v_s}{dx^4} + (q \cos \alpha) \theta - 2q \cos \alpha \left( \frac{1}{2} - x \right) \frac{d\theta}{dx} \\ - q \cos \alpha \left( \frac{1}{2} x - \frac{x^2}{2} \right) \frac{d^2 \theta}{dx^2} - q \sin \alpha (l-x) \frac{d^2 v_s}{dx^2} \\ + q \sin \alpha \frac{dv_s}{dx} - z_s q \sin \alpha (l-x) \frac{d^2 \theta}{dx^2} \\ + z_s q \sin \alpha \frac{d\theta}{dx} + k_y (v_s - h_z \theta) = 0 \end{aligned} \quad (46)$$

به منظور ساده سازی روابط فوق و برای نشان دادن مقدار خروج از مرکزیت بارهای جانبی نسبت به مرکز برش از پارامترهای (e<sub>y</sub> و e<sub>z</sub>) استفاده شده است. با استفاده از (۳۷) خواهیم داشت:

$$W = \int_L \left( q_y v_s + q_z w_s + \hat{M}_t \theta - \frac{1}{2} M_t \theta^2 \right) dx \quad (39)$$

در رابطه فوق، M<sub>t</sub> و  $\hat{M}_t$  لنگرهای پیچشی مرتبه اول و دوم ناشی از خروج از مرکزیت بارهای خمشی هستند که به صورت زیر تعریف می‌گردند:

$$\hat{M}_t = q_z e_y - q_y e_z, \quad M_t = q_y e_y + q_z e_z \quad (40)$$

در حالتی که تیر مذکور با سطح مقطع ثابت تحت بار محوری متغیر N و لنگر خمشی متغیر در طول خود قرار دارد، با استفاده از رابطه (۲۳) و با مشتق‌گیری نسبت به u<sub>0</sub>، v<sub>s</sub>، w<sub>s</sub> و θ، دستگاه معادلات دیفرانسیل پایداری حاکم بر تیر جدار نازک با مقطع سرد نورد شده نامتقارن به صورت زیر بدست خواهد آمد:

$$(EAu_0')' + \rho \omega^2 Au_0 = 0 \quad (41)$$

$$EI_z v_s'''' - (M_y \theta)'' - (N(v_s + z_s \theta))' + k_y (v_s - h_z \theta) = q_y \quad (42)$$

$$EI_z w_s'''' + (M_z \theta)'' - (N(w_s - y_s \theta))' + k_z (w_s + h_y \theta) = q_z \quad (43)$$

$$\begin{aligned} EI_\phi \theta'''' - GJ \theta'' + M_z w_s'' - M_y v_s'' \\ - M_z'' y_s \theta(x) - M_y'' z_s \theta(x) \\ + ((\beta_z M_y + \beta_y M_z) \theta') - r_s^2 (N \theta)' \\ - z_s (N v_s') + y_s (N w_s') - k_y h_z (v_s - h_z \theta) \\ + k_z h_y (w_s + h_y \theta) + k_\theta \theta = \hat{M}_t - M_t \theta(x) \end{aligned} \quad (44)$$

در (۴۴)، I<sub>φ</sub> = I<sub>φ</sub> - y<sub>c</sub><sup>2</sup> I<sub>y</sub> - z<sub>c</sub><sup>2</sup> I<sub>z</sub> قرار داده شده است.

در تحلیل پایداری، معادله تعادل حاکم بر تغییر شکل محوری بر روی رفتار جانبی اثر گذار نیست. معادله یاد شده هیچگونه اثر و دخالتی بر روی تحلیل مد نظر ما ندارد، بنابراین در مراحل تحلیل پایداری به معادله دیفرانسیل یاد شده نیازی نمی‌باشد.

همانگونه که پیش از این ذکر شد، تیرهای مایلی که در سقف ساختمان‌های شامل سیستم سازه‌ای قاب سبک



$$w_s(x) = \sum_{i=0}^{\infty} b_i x^i \quad (50)$$

$$\theta(x) = \sum_{i=0}^{\infty} c_i x^i \quad (51)$$

همچنین معادله بار متغیر صورت یک سری توانی مطابق با رابطه ذیل تعریف شده است:

$$Q(x) = \sum_{i=0}^{\infty} q_i^* x^i \quad (52)$$

در ادامه، با استفاده از سری‌های پیشنهاد به عنوان جواب با ضرب جمله به جمله هر دو سری و با توجه به قانون جمع و ضرب پارامتریک حاکم بر سری‌های توانی، روابط ذیل حاصل می‌گردند:

$$\begin{aligned} EI_z \left( \sum_{i=0}^{\infty} (i+1)(i+2)(i+3)(i+4) a_{i+4} x^i \right) \\ + \frac{q}{2} \cos \alpha \left( \sum_{i=0}^{\infty} (i+1)(i+2) c_i x^i \right) \\ - q \frac{1}{2} \cos \alpha \left( \sum_{i=0}^{\infty} (i+1)(i+2) c_{i+1} x^i \right) \\ + q \sin \alpha \left( \sum_{i=0}^{\infty} (i+1)(i+1) a_{i+1} x^i \right) \\ - ql \sin \alpha \left( \sum_{i=0}^{\infty} (i+1)(i+2) a_{i+2} x^i \right) \\ + qz_s \sin \alpha \left( \sum_{i=0}^{\infty} (i+1)(i+1) c_{i+1} x^i \right) \\ - qz_s l \sin \alpha \left( \sum_{i=0}^{\infty} (i+1)(i+2) c_{i+2} x^i \right) \\ + k_y \left( \sum_{i=0}^{\infty} a_i x^i - h_z \sum_{i=0}^{\infty} c_i x^i \right) = 0 \end{aligned} \quad (53)$$

$$\begin{aligned} EI_y \left( \sum_{i=0}^{\infty} (i+1)(i+2)(i+3)(i+4) b_{i+4} x^i \right) \\ + q \sin \alpha \left( \sum_{i=0}^{\infty} (i+1)(i+1) b_{i+1} x^i \right) \\ - ql \sin \alpha \left( \sum_{i=0}^{\infty} (i+1)(i+2) b_{i+2} x^i \right) \\ - qy_s \sin \alpha \left( \sum_{i=0}^{\infty} (i+1)(i+1) c_{i+1} x^i \right) \\ + qy_s l \sin \alpha \left( \sum_{i=0}^{\infty} (i+1)(i+2) c_{i+2} x^i \right) \\ + k_z \left( \sum_{i=0}^{\infty} b_i x^i + h_y \sum_{i=0}^{\infty} c_i x^i \right) \\ - \sum_{i=0}^{\infty} q_i^* x^i = 0 \end{aligned} \quad (54)$$

$$\begin{aligned} EI_y \frac{d^4 w_s}{dx^4} - q \sin \alpha (1-x) \frac{d^2 w_s}{dx^2} \\ + q \sin \alpha \frac{dw_s}{dx} + y_s q \sin \alpha (1-x) \frac{d^2 \theta}{dx^2} \end{aligned} \quad (47)$$

$$\begin{aligned} - y_s q \sin \alpha \frac{d\theta}{dx} + k_z (w_s + h_z \theta) = Q \\ EI_y \frac{d^4 \theta}{dx^4} - GI \frac{d^2 \theta}{dx^2} - q \cos \alpha \left( \frac{1}{2} x - \frac{x^2}{2} \right) \frac{d^2 v_s}{dx^2} \\ + z_s q \cos \alpha \theta + \beta_z q \cos \alpha \left( \frac{1}{2} x - \frac{x^2}{2} \right) \frac{d^2 \theta}{dx^2} \\ + \beta_z q \cos \alpha \left( \frac{1}{2} x - x \right) \frac{d\theta}{dx} - r_s^2 q \sin \alpha (1-x) \frac{d^2 \theta}{dx^2} \\ + r_s^2 q \sin \alpha \frac{d\theta}{dx} - z_s q \sin \alpha (1-x) \frac{d^2 v_s}{dx^2} \\ + z_s q \sin \alpha \frac{dv_s}{dx} + y_s q \sin \alpha (1-x) \frac{d^2 w_s}{dx^2} \\ - y_s q \sin \alpha \frac{dw_s}{dx} - k_y h_z (v_s - h_z \theta) \\ + k_z h_y (w_s + h_y \theta) + k_\theta \theta = 0 \end{aligned} \quad (48)$$

در رابطه (47)  $Q=q \cos \alpha (1-x)$  در نظر گرفته شده است. در ادامه از یک روش عددی بر مبنای بسط سری‌های توانی برای حل معادلات دیفرانسیل استفاده می‌شود. مطابق روش مذکور، زاویه پیچش، تغییر شکل‌های عمودی و جانبی به صورت سری‌های توانی نامتناهی بسط داده می‌شوند. این رویه توسط نویسندگان متعددی به منظور محاسبه بار بحرانی کمانش اعضای تیر-ستون [15-13] و تحلیل خطی کمانشی تیرهای جدار نازک [19-16] استفاده شده است.

### ۲-۳- حل عددی

روش حل مبتنی بر این اندیشه می‌باشد که جواب دستگاه معادله دیفرانسیل کوپل حاکم بر تیر جدار نازک که طی معادلات (46) تا (48) ارائه گردید، به صورت یک سری توانی بر حسب  $x$  در نظر گرفته شود. گرچه ممکن است در ابتدا تعیین جواب‌های معادله دیفرانسیل با ضرایب متغیر به صورت سری توانی، یأس‌آمیز جلوه کند، اما از لحاظ محاسبات این تکنیک می‌تواند یکی از مناسبترین روش‌های موجود برای حل معادله دیفرانسیل خطی با ضرایب متغیر مانند معادلات حاکم بر تیر مورد بحث باشد. مطابق با توضیحات ارائه شده، فرم جواب‌های عمومی حاکم بر تغییر شکل‌های جانبی، عمودی و پیچشی  $(w_s(x), v_s(x))$  و  $\theta(x)$  به صورت زیر در نظر گرفته خواهند شد:

$$v_s(x) = \sum_{i=0}^{\infty} a_i x^i \quad (49)$$



$$c_{i+4} = \frac{-1}{EI\varphi(i+1)(i+2)(i+3)(i+4)c_{i+4}} (-GJ(i+1)(i+1)c_{i+2} - q\frac{1}{2}\cos\alpha(i)(i+1)a_{i+1} + \frac{q}{2}\cos\alpha(i)(i-1)a_i + z_s q \cos\alpha_i + \beta_z \frac{q}{2}\cos\alpha(l(i+1)(i+1)c_{i+1} - (i)(i+1)c_i) - r_c^2 q \sin\alpha(l(i+1)(i+2)c_{i+2} - (i+1)(i+2)c_{i+1}) - z_s q \sin\alpha(l(i+1)(i+2)a_{i+2} - (i+1)(i+1)a_{i+1}) - y_s q \sin\alpha(l(i+1)(i+2)b_{i+2} - (i+1)(i+1)b_{i+1}) - k_y h_z (a_i - h_z c_i) + k_z h_y (b_i + h_y c_i) + k_0 c_i) \quad (58)$$

$i = 0, 1, 2, \dots$

معادلات (56) تا (58) را رابطه بازگشتی می‌نامند. طبق این روابط ضرایب  $(a_4, a_5, a_6, \dots)$ ،  $(b_4, b_5, b_6, \dots)$  و  $(c_4, c_5, c_6, \dots)$  جداگانه تعیین می‌شوند. همان طور که مشخص است، هریک از معادلات دیفرانسیل تعریف شده در دستگاه معادله دیفرانسیل 46 تا 48 شامل چهار ضریب نامعین به ترتیب  $(a_0, a_1, a_2, a_3)$  و  $(b_0, b_1, b_2, b_3)$  و  $(c_0, c_1, c_2, c_3)$  می‌باشند، که با جایگذاری شرایط مرزی هر مسئله قابل تعیین می‌باشند. در نتیجه، جواب عمومی دستگاه معادله دیفرانسیل ارائه شده در روابط (46) تا (48) که شامل تغییر مکان جانبی و عمود بر محور عضو در دو جهت  $y$  و  $z$  و پیچش سطح مقطع تیر جدار نازک است، به صورت معادلات ارائه شده در روابط ذیل می‌باشد:

$$v_s(x) = a_0 v_0(x) + a_1 v_1(x) + a_2 v_2(x) + a_3 v_3(x) + b_0 v_4(x) + b_1 v_5(x) + b_2 v_6(x) + b_3 v_7(x) + c_0 v_8(x) + c_1 v_9(x) + c_2 v_{10}(x) + c_3 v_{11}(x) \quad (59)$$

$$w_s(x) = a_0 w_0(x) + a_1 w_1(x) + a_2 w_2(x) + a_3 w_3(x) + b_0 w_4(x) + b_1 w_5(x) + b_2 w_6(x) + b_3 w_7(x) + c_0 w_8(x) + c_1 w_9(x) + c_2 w_{10}(x) + c_3 w_{11}(x) \quad (60)$$

$$\theta(x) = a_0 \theta_0(x) + a_1 \theta_1(x) + a_2 \theta_2(x) + a_3 \theta_3(x) + b_0 \theta_4(x) + b_1 \theta_5(x) + b_2 \theta_6(x) + b_3 \theta_7(x) + c_0 \theta_8(x) + c_1 \theta_9(x) + c_2 \theta_{10}(x) + c_3 \theta_{11}(x) \quad (61)$$

همانگونه که در بالا توضیح داده شد  $w_i$ ،  $v_i$  و  $\theta_i$   $(i=0, 1, \dots, 11)$  جواب‌های عمومی معادلات (46) تا (48) می‌باشند، که به صورت سری توانی در طی روابط (49) تا (51) معرفی شدند و توسط برنامه نویسی در نرم افزار Matlab [21] قابل تعیین می‌باشند. در نهایت با جایگذاری شرایط مرزی مسئله فرم نهایی تغییر شکل تیر بدست خواهد آمد.

$$EI\varphi \left( \sum_{i=0}^{\infty} (i+1)(i+2)(i+3)(i+4)c_{i+4}x^i \right) - GJ \left( \sum_{i=0}^{\infty} (i+1)(i+2)c_{i+2}x^i \right) - q \cos\alpha \left( \frac{1}{2} \sum_{i=0}^{\infty} (i)(i+1)a_{i+1}x^i - \frac{1}{2} \sum_{i=0}^{\infty} (i)(i-1)a_i x^i \right) + e_z q \cos\alpha \left( \sum_{i=0}^{\infty} c_i x^i \right) + \beta_z q \frac{1}{2} \cos\alpha \sum_{i=0}^{\infty} (i+1)(i+1)c_{i+1}x^i - \beta_z \frac{q}{2} \cos\alpha \sum_{i=0}^{\infty} (i)(i+1)c_i x^i - r_c^2 q l \sin\alpha \sum_{i=0}^{\infty} (i+1)(i+2)c_{i+2}x^i + r_c^2 q \sin\alpha \sum_{i=0}^{\infty} (i+1)(i+2)c_{i+1}x^i - z_s q l \sin\alpha \sum_{i=0}^{\infty} (i+1)(i+2)a_{i+2}x^i + z_s q \sin\alpha \sum_{i=0}^{\infty} (i+1)(i+1)a_{i+1}x^i + y_s q l \sin\alpha \sum_{i=0}^{\infty} (i+1)(i+2)b_{i+2}x^i - y_s q \sin\alpha \sum_{i=0}^{\infty} (i+1)(i+1)b_{i+1}x^i - k_y h_z \left( \sum_{i=0}^{\infty} a_i x^i - h_z \sum_{i=0}^{\infty} c_i x^i \right) + k_z h_y \left( \sum_{i=0}^{\infty} b_i x^i + h_y \sum_{i=0}^{\infty} c_i x^i \right) + k_0 \sum_{i=0}^{\infty} c_i x^i = 0 \quad (55)$$

برای آنکه معادله (52) تا (54) به ازای تمامی مقادیر  $x$  برقرار باشد، لازم است که ضریب هریک از توان‌های  $x$  مساوی صفر باشد. بنابراین، روابط زیر نتیجه گرفته شده‌اند:

$$a_{i+4} = \frac{-1}{EI_z(i+1)(i+2)(i+3)(i+4)} \left( \frac{q}{2} \cos\alpha(i+1)(i+2) - q \frac{1}{2} \cos\alpha(i+1)(i+2)c_{i+1} + q \sin\alpha(i+1)(i+1)a_{i+1} - ql \sin\alpha(i+1)(i+2)a_{i+2} + qz_s(i+1)(i+1)c_{i+1} - qz_s l \sin\alpha(i+1)(i+2)c_{i+2} + k_y a_i - k_y h_z c_i \right) \quad (56)$$

$i = 0, 1, 2, \dots$

$$b_{i+4} = \frac{-1}{EI_y(i+1)(i+2)(i+3)(i+4)} \left( q \sin\alpha(i+1)(i+1)b_{i+1} - ql \sin\alpha(i+1)(i+2)b_{i+2} - qy_s \sin\alpha(i+1)(i+1)c_{i+1} + qy_s l \sin\alpha(i+1)(i+2)c_{i+2} + k_z b_i + k_z h_y c_i - q_i^* \right) \quad (57)$$

$i = 0, 1, 2, \dots$

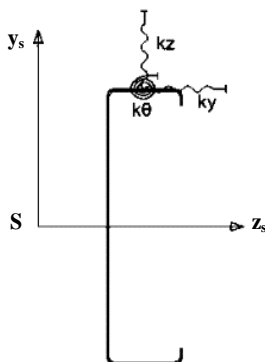


### ۳- یافته‌ها

در این مقاله، سختی‌های معادل پانل با استفاده از نتایج روش تحلیل اجزای محدود تعیین شده‌اند. مدل‌سازی مطابق پیشنهادات ارائه شده توسط Tian و همکارانش [۱۰] و به کمک نرم افزار ABAQUS [۲۲] انجام گرفته است. از دو نوع ورق OSB و Plywood ساخته شده از مصالحی که ایزوترپ نیستند در کلیه مدل‌سازی‌ها استفاده شده است. در جدول (۲) خلاصه نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود برای چند نوع پانل خلاصه شده است.

جدول (۱): مشخصات مقطع شماره یک

مشخصات هندسی نیمرخ سرد نورد شده	
۱	$I_y=14/8595 \text{ cm}^4$ ; $I_z=273/5889 \text{ cm}^4$ ; $I_y=14/8595 \text{ cm}^4$ $J=0/322579 \text{ cm}^4$ ; $A=4/6839 \text{ cm}^2$ ; $r_s^2=77/8853 \text{ cm}^2$ $e_y=-3/930117 \text{ cm}$ ; $h_y=5/295494 \text{ cm}$ ; $h_z=10/447528 \text{ cm}$
۲	$I_y=22/5926 \text{ cm}^4$ ; $I_z=328/1652 \text{ cm}^4$ ; $I_y=2014/3412 \text{ cm}^4$ $J=0/3513285 \text{ cm}^4$ ; $A=5/0996 \text{ cm}^2$ ; $r_s^2=84/2273 \text{ cm}^2$ $e_y=-3/930117 \text{ cm}$ ; $h_y=5/295494 \text{ cm}$ ; $h_z=10/447528 \text{ cm}$



شکل (۴): مقطع C شکل و محل قرارگیری فنرهای مدل‌سازی

هدف از این قسمت بررسی توانایی و دقت روش معرفی شده بر مبنای بسط سری‌های توانی در بررسی پایداری جانبی تیرهای باربر جدار نازک با سطح مقطع سرد نورد شده متکی بر پانل است. بدین منظور، چند نمونه مثال عددی به منظور محاسبه بار کمانش جانبی تیرهای مایل با تکیه‌گاه الاستیک و نیروی محوری متغیر ارائه گردیده است. مقادیر بار کمانش جانبی محاسبه شده توسط روش آنالیز مذکور با نتایج به دست آمده از روش ارائه شده توسط Tian و همکارانش [۱۰] و همچنین خروجی‌های نرم افزار CUSFM [۲۰] مقایسه گردیده‌اند. نرم افزار مذکور بر مبنای تحلیل المان الیافی محدود است و قابلیت کاربرد در تحلیل پایداری تیرهای جدار نازک فولادی با مقطع سرد نورد شده را داراست. این نرم‌افزار امکان محاسبه بار کمانشی بحرانی تیر جدار نازک با مقاطع مختلف اعم از سرد و یا گرم نورد شده و متکی بر تکیه‌گاه ساده را فراهم می‌آورد. همچنین این نرم‌افزار ابزار لازم برای بررسی انواع کمانش‌های موضعی، اعوجاجی و جانبی مقاطع دلخواه جدارنازک را با استفاده از تحلیل المان‌های الیافی در اختیار مهندسان قرار می‌دهد [۲۰]. در مثال‌های عددی ارائه شده، از دو مقطع خاص C شکل استفاده شده است. مشخصات هندسی هر دو نیمرخ استفاده شده در جدول (۱) نشان داده شده‌اند. لازم به ذکر است که سطح مقطع شماره یک، همان مقطع معروف SSMA 800S200-54 است. همچنین در این مقاله فرض می‌شود که مقطع C شکل در وسط بال خود به پانل متصل است (شکل (۴)). خصوصیات مصالح استفاده شده در کلیه اعضای مورد تحلیل نیز در شکل (۴) نشان داده شده‌اند.

جدول (۲): نتایج حاصل از مدل اجزاء محدود برای تیر مایل و پانل به طول بررسی ۳۰۴/۸ سانتی متر

شماره پانل	جنس ورق	ضخامت (mm)	مدول الاستیسیته (kg/cm <sup>2</sup> )	تنش تسلیم (kg/cm <sup>2</sup> )	k <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	k <sub>z</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	k <sub>θ</sub> (kg/rad)
۱	OSB 24/16	۱۱/۱۱۲۵	۶۷۵۱۸	۴۳/۹۷	۸۲/۶۱	۳/۰۹	۱۳۱/۹۹
۲	Plywood 24/16	۱۱/۱۱۲۵	۷۴۴۴۴	۶۶/۲۹	۸۹/۵۸	۳/۱۶	۱۴۴/۰۸
۳	OSB	۱/۱	۱۰۱۱۳۲	۳۵/۶۹	۱۱۴/۴۰	۳/۳۳	۱۸۴/۹



مورد سوم: تحلیل کماتش خطی تیر قائم متصل به پانل و تحت نیروی محوری گسترده در طول عضو (شکل (۵-ج)).

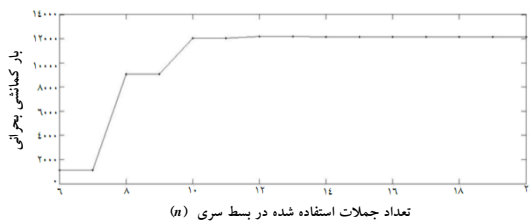
مورد چهارم: تحلیل کماتش الاستیک عضو متصل به پانل مذکور در حالت افقی و تحت نیروی محوری گسترده (شکل (۵-د)).

در شکل (۵)، اثر افزایش تعداد جملات بسط سری توانی بر روی همگرایی نتایج بدست آمده از حل معادلات دیفرانسیل کماتش جانبی حاکم بر چهار مورد مذکور نشان داده شده است. همچنین در جدول (۳)، تعداد جملات لازم در بسط سری توانی منطبق با تغییر شکل عضو برای رسیدن به جواب همگرا برای چند نمونه تیر مذکور با سطح مقطع شماره ۲ آورده شده است.

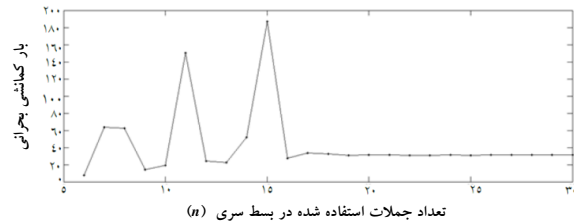
هدف از روش ارائه شده در این مقاله که بر مبنای بسط سری‌های توانی است، تعیین بار کماتشی جانبی تیر با مقطع سرد نورد شده تحت بارگذاری مختلف است. بنابراین در این مثال، به منظور بررسی اثر افزایش تعداد جملات سری توانی بر روی همگرایی نتایج، طی چهار مورد مختلف به بررسی پایداری تیر متکی بر پانل شماره ۳ به طول  $304/8$  سانتی متر با سطح مقطع شماره ۲ ارائه شده در جدول (۱)، پرداخته شده است.

مورد اول: تحلیل پایداری تیر قائم متصل به پانل، تحت نیروی محوری ثابت (شکل (۵-الف)).

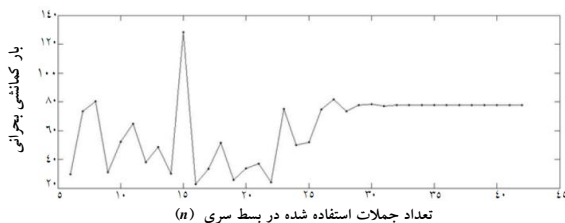
مورد دوم: تحلیل کماتش جانبی تیر قائم تحت بار محوری گسترده بدون اتصال به پانل (شکل (۵-ب)).



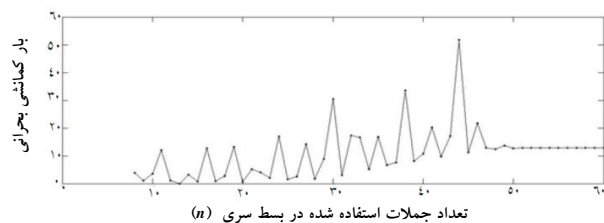
ب) مورد دوم



الف) مورد اول



د) مورد چهارم



ج) مورد سوم

شکل (۵): بررسی عملکرد روش عددی ارائه شده در تعیین بار بحرانی کماتشی اعضای منشوری

مطابق با نمودارهای شکل (۵) و جدول (۳)، برای نمونه اعضای بررسی شده می‌توان این‌گونه برداشت نمود که در حالت وجود پانل متصل به عضو نسبت به وضعیت بدون پانل نیاز به بسط سری توانی با تعداد جملات بالاتری است. همچنین در حالت قائم در صورت وجود نیروی محوری متغیر نسبت به حالت نیروی محوری ثابت برای

جدول (۳): تعداد جملات لازم توابع شکل برای رسیدن به جوابی با خطای کمتر از ۱٪

وضعیت پانل	بدون اتصال به پانل	با اتصال به پانل شماره ۳
عضو در حالت افقی	۳۱	۵۱
عضو در حالت قائم با نیروی محوری متغیر	۲۱	۳۲
عضو در حالت قائم با نیروی محوری ثابت	۱۴	۱۴

دست یابی به جواب همگرا نیاز به سری با بسط تعداد جملات بیشتری است.

۲-۳- ۲ مثال

در این مثال، به منظور بررسی صحت و دقت آنالیز کمانش جانبی بر مبنای روش ارائه شده، یک مطالعه مقایسه‌ای بر روی ستونی با سطح مقطع شماره یک (جدول (۱)) صورت گرفته است. در این مثال، عضو جدار نازک مد نظر تحت نیروی محوری ثابت P قرار دارد. تیر الاستیک مورد بحث در دو وضعیت متکی بر پانل شماره یک و عدم اتصال به پانل، مورد تحلیل پایداری قرار گرفته است. این در حالی است که طول عضو از ۱ تا ۵ متر در حال تغییر است. لازم به ذکر است که، سختی‌های نظیر پانل یک در جدول (۲) ارائه گردیده است.

جدول (۴) بیانگر مقادیر بار کمانش جانبی محاسبه شده برای تیر منشوری با مقطع سرد نورد شده در هر دو حالت در نظر گرفته شده (اتصال و عدم اتصال به پانل) می‌باشد. نتایج بدست آمده از روش بسط سری‌های توانی ( $P_{cr}$ ) با مقادیر تعیین شده بر مبنای روش ارائه شده توسط Tian و همکارانش [۱۰] مقایسه گشته‌اند. به علاوه، مقدار خطای نسبی روش پیشنهاد شده با استفاده از رابطه  $\Delta = (P_{cr} - P_{cr}^{Tian}) / P_{cr}^{Tian} \times 100$  محاسبه شده و در جدول مربوطه ارائه گشته است.

همان‌گونه که در جدول (۴) مشاهده می‌شود، تمامی نتایج از تطابق و دقت خوبی برخوردار هستند. تفاوت موجود میان روش‌های حل متفاوت به علت وجود فرضیات مختلف قابل قبول است.

جدول (۴): مقادیر بار کمانش جانبی برای مقطع شماره یک در حالت متصل و عدم اتصال به پانل (kg)

ستون بدون اتصال به پانل		ستون با اتصال به پانل ۱			طول ستون (cm)
روش تیان و همکاران [۱۰]	روش ارائه شده	$\Delta(\%)$	روش تیان و همکاران [۱۰]	روش ارائه شده	
۳۱۵۰۲	۳۱۵۰۲	۱/۴۰	۳۵۶۲۴	۳۵۱۲۵	۱۲۱/۹۲
۲۰۱۶۱	۲۰۱۶۱	۲/۳۷	۲۴۸۵۶	۲۴۲۶۶	۱۵۲/۴۰
۱۴۰۰۱	۱۴۰۰۱	۳/۴۳	۱۹۳۲۳	۱۸۶۶۱	۱۸۲/۸۸
۱۰۲۸۶	۱۰۲۸۶	۴/۳۶	۱۶۲۵۴	۱۵۵۴۵	۲۱۳/۳۶
۷۸۷۵	۷۸۷۵	۵/۱۱	۱۴۴۷۳	۱۳۷۳۴	۲۴۳/۸۴
۶۲۲۳	۶۲۲۳	۵/۵۸	۱۳۴۶۸	۱۲۷۱۶	۲۷۴/۳۲
۵۰۴۰	۵۰۴۰	۵/۸۴	۱۲۹۱۱	۱۲۱۵۷	۳۰۴/۸۰
۴۱۶۶	۴۱۶۶	۵/۹۳	۱۲۶۴۷	۱۱۸۹۷	۳۳۵/۲۸
۳۵۰۰	۳۵۰۰	۵/۸۹	۱۲۵۷۰	۱۱۸۲۹	۳۶۵/۷۶
۲۹۸۲	۲۹۸۲	۵/۷۷	۱۲۶۸۴	۱۱۹۵۲	۳۹۶/۲۴
۲۵۷۲	۲۵۷۲	۵/۶۲	۱۲۸۷۸	۱۲۱۵۴	۴۲۶/۷۲
۲۲۴۰	۲۲۴۰	۱۰/۴۲	۱۳۱۵۴	۱۱۷۸۴	۴۵۷/۲۰

۳-۳- ۳ مثال

در این مثال، بار کمانشی پیچشی جانبی برای دو دسته از تیرهای جدار نازک افقی با سطح مقطع شماره دو ارائه شده است. در مورد اول، بار بحرانی کمانشی برای تیر در حالت

بدون اتصال به پانل محاسبه شده است. در حالت دوم، تیر متصل به پانل نوع یک است. کلیه ضرایب سختی مربوط به پانل مذکور در جدول (۲) ارائه شده‌اند. کلیه تیرهای تحلیل شده تحت بار محوری گسترده عمود بر سطح مقطع



مقادیر خطای نسبی ( $\Delta = (P_{cr} - P_{cr}^{CUFSM}) / P_{cr}^{CUFSM} \times 100$ ) میان روش پیشنهاد شده و مقادیر محاسبه شده توسط نرم افزار در جدول مذکور نشان داده شده‌اند. مطابق جدول (۵)، تطابق بسیار خوبی میان نتایج روش پیشنهادی و مقادیر حاصله از مدل سازی در CUFSM [۲۰] وجود دارد.

تیر مد نظر، هستند. طول اعضای الاستیک تحلیل شده از ۱ تا ۵ متر متغیر است و خصوصیات هندسی نیمرخ سرد نورد شده C شکل در جدول (۱) نشان داده شده است. جدول (۵) بیانگر نتایج بار کمانشی بحرانی ( $P_{cr}$ ) محاسبه شده توسط روش عددی معرفی شده بر مبنای بسط سری توانی و مقادیر بدست آمده از روش تحلیل المان‌های الیافی با به کار گیری نرم افزار CUFSM [۲۰] است.

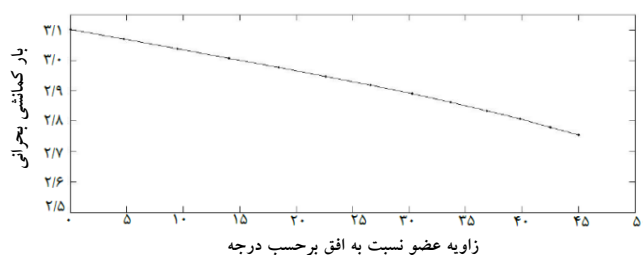
جدول (۵): مقادیر بار کمانش جانبی عضو تحت بار گسترده (kg/cm)

مقدار بار کمانش جانبی در حالت متصل به پانل			مقدار بار کمانش جانبی در صورت عدم اتصال به پانل			طول تیر (cm)
$\Delta(\%)$	نرم افزار CUFSM	روش ارائه شده	$\Delta(\%)$	نرم افزار CUFSM	روش ارائه شده	
۶/۳۶	۸۲/۶۵	۸۷/۹۱	۱۹/۴۱	۶۲/۶۴	۷۴/۸۰	۱۵۲/۴
۴/۲۳	۴۴/۹۱	۴۶/۸۱	۱۹/۴۱	۳۱/۰۹	۳۶/۲۰	۱۸۲/۸۸
۶/۴۴	۲۶/۸۱	۲۸/۵۴	۱۵/۱۵	۱۷/۰۳	۱۹/۶۲	۲۱۳/۳۶
۱۱/۱۸	۱۷/۲۸	۱۹/۲۱	۱۴/۴۶	۱۰/۰۹	۱۱/۵۵	۲۴۳/۸۴
۱۷/۳۴	۱۱/۹۱	۱۳/۹۷	۱۴/۰۳	۶/۳۶	۷/۲۵	۲۷۴/۳۲
۲۳/۳۰	۸/۷۲	۱۰/۷۵	۱۳/۷۶	۴/۲۰	۴/۷۸	۳۰۴/۸
۲۸/۰۵	۶/۷۴	۸/۶۳	۱۳/۵۷	۲/۸۹	۳/۲۹	۳۳۵/۲۳
۳۰/۸۷	۵/۴۷	۷/۱۵	۱۳/۴۴	۲/۰۶	۲/۳۴	۳۶۵/۷۶
۳۲/۱۹	۴/۶۱	۶/۱۰	۱۳/۳۴	۱/۵۱	۱/۷۱	۳۹۶/۲۴
۳۲/۵۰	۴/۰۳	۵/۳۴	۱۳/۲۶	۱/۱۳	۱/۲۸	۴۲۶/۷۲
۲۶/۶۶	۳/۶۲	۴/۵۸	۱۳/۲۰	۰/۸۶	۰/۹۸	۴۵۷/۲

زاویه ۴۵ درجه می‌سازد، مقدار بار کمانش جانبی ۱۲/۶۱٪ نسبت به حالت افقی کاهش می‌یابد. بنابراین، چنانچه در طراحی این عضو از نیروی محوری ایجاد شده ناشی از اثر شیب صرف نظر شود، محاسبات بار کمانشی با خطا همراه است و در نتیجه طراحی غیر ایمن خواهد بود.

۳-۴- مثال ۴

در این مثال، مقدار بار کمانش جانبی مقطع شماره یک بدون اتصال به پانل و به طول ۳۰۴/۸ سانتی متر به ازای مقادیر مختلف شیب عضو محاسبه شده است و نتایج بدست آمده در شکل (۶) نشان داده شده‌اند. مطابق با نمودار مشاهده می‌گردد، در حالتی که تیر با افق



شکل (۶): تغییرات بار کمانشی عضوی (kg/cm) نسبت به شیب‌های مختلف ( $\alpha$ )

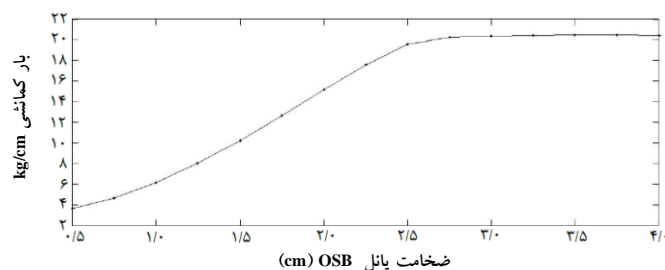
۳-۵- مثال ۵

سختی پیچشی ناشی از افزایش ضخامت پانل استفاده شده، تعیین گردیده‌اند. در تحلیل کمانشی انجام شده در این مثال، فرض می‌شود سختی‌های جانبی پانل برابر صفر هستند. نتایج بدست آمده از حل عددی بر مبنای بسط سری توانی در جدول (۶) و نمودار شکل (۷) نشان داده شده‌اند.

مثال پنجم یک تحقیق بر روی آنالیز پایداری جانبی تیر فولادی با مقطع شماره یک و به طول ۳۰۴/۸ سانتی متر متصل به پانل OSB است. تیر الاستیک مدنظر به صورت افقی قرار دارد و تحت بار گسترده است. مقدار بار کمانشی جانبی-پیچشی براساس روش حاضر به ازاء مقادیر مختلف

جدول (۶): مقدار بار کمانشی برای عضو در حالت افقی نسبت به سختی پیچشی‌های مختلف

بار کمانشی (kg/cm)	$k_0$	ضخامت پانل OSB (cm)
۳/۶۲۹۸	۱۲/۰۲۳۰۸	۰/۵
۴/۶۴۹	۴۰/۵۷۷۸۹	۰/۷۵
۶/۱۶۴۲	۹۶/۱۸۴۶۴	۱
۸/۰۵۴۴	۱۸۷/۸۶۰۶	۱/۲۵
۱۰/۲۳۰۹	۳۲۴/۶۲۳۱	۱/۵۰
۱۲/۶۳۴	۵۱۵/۴۸۹۵	۱/۷۵
۱۵/۱۸۵۷	۷۶۹/۴۷۷۱	۲
۱۷/۵۷۵۶	۱۰۹۵/۶۰۳	۲/۲۵
۱۹/۵۴۳۹	۱۵۰۲/۸۸۵	۲/۵۰
۲۰/۲۷۵۷	۲۰۰/۳۴	۲/۷۵
۲۰/۳۵۲۲	۲۵۹۶/۹۸۵	۳
۲۰/۴۳۴۴	۳۳۰۱/۸۳۸	۳/۲۵
۲۰/۴۹۲	۴۱۲۳/۹۱۶	۳/۵۰
۲۰/۴۹۰۶	۵۰۷۲/۲۳۷	۳/۷۵
۲۰/۴۱۶۷	۶۱۵۵/۸۱۷	۴



شکل (۷): مقدار بار کمانشی عضوی با مقطع شماره یک به طول ۳۰۴/۸ سانتی متر برای سختی پیچشی‌های مختلف

#### ۴- بحث و نتیجه گیری

در مقاله ارائه شده، هدف بررسی تأثیرات نیروی محوری متغیر بر رفتار کمانشی عضو با تکیه‌گاه الاستیک بود. به همین منظور از روش حداقل نمودن انرژی پتانسیل کلی در تحلیل پایداری عضو استفاده شد و معادلات تعادل حاکم بر مسئله حاصل گردید. سپس معادلات حاصله برای انواع وضعیت عضو سازه‌ای خلاصه گردید. نتایج حاصل از حل معادلات با نتایج حاصل از نرم افزارهای تحلیل عددی و یا نتایج بدست آمده از روش‌های پیشنهادی دیگران مقایسه شد که بیانگر دقت و توانمندی روش بسط سری توانی در حل معادلات دیفرانسیل است.

معادلات حاصل از تحلیل تیر مایل با نیروی محوری متغیر نسبت به معادلات کمانشی تیرها یا ستون‌ها، معادلاتی جامع‌تر هستند که می‌توان این معادلات را برای حالت‌های گوناگون عضو ساده نمود. از جمله آن که چنانچه معادلات برای شیب ۹۰ درجه تنظیم شوند، مقدار بار کمانشی ستونی با نیروی محوری متغیر را نتیجه می‌دهد. می‌توان همین معادلات را برای ستونی با نیروی محوری ثابت نیز تنظیم کرد. چنانچه شیب تیر صفر منظور شود، معادلات کمانشی پرلین‌های مهارشده نتیجه می‌شود. همچنین با صفر قرار دادن سختی‌های ناشی از اتصال پانل، می‌توان معادلات حاکم بر کمانش تیرها یا ستون‌های فاقد مهار جانبی را بدست آورد. به صورت خلاصه چنانچه با استفاده از روش عددی ارائه شده و برنامه‌نویسی معادلات کمانش حل شوند، با تغییراتی ساده در برخی از پارامترها می‌توان کمانش چندین نوع عضو سازه‌ای را بررسی نمود. نتایج

بدست آمده از تحلیل پایداری تیر مایل با مشخصات معین در برابر کمانش جانبی نشان می‌دهد که با افزایش شیب عضو نسبت به افق، بار بحرانی آن کاهش می‌یابد. برای یک عضو مشخص در شیب ۴۵ درجه مشاهده شد که بار کمانشی نسبت به حالت افقی ۱۲.۶٪ کاهش می‌یابد.

#### ۵- مراجع

- [1] Timoshenko, S.P. and Gere, J.M. (1961), "Theory of Elastic Stability", 2nd ed. New York: McGraw-Hill.
- [2] Lau, S.C.W. and Hancock G.J. (1987), "Distortional Buckling Formulas for Channel Columns", Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 113, pp. 1063-1078.
- [3] Hancock G.J. (1997), "Design for Distortional Buckling of Flexural Members", Thin-Walled Structures, Vol. 27, pp. 3-12.
- [4] Teng, J.G., Yao, J. and Zhao, Y. (2003), "Distortional Buckling of Channel Beam-Columns", Thin Walled Structures, Vol. 4, pp. 595-561.
- [5] Ye, Z.M., Kettle, R. and Li, L.Y. (2004), "Analysis of Cold-Formed Zed-Purlins Partially Restrained by Steel Sheeting", Computer and Structures, Vol. 82, pp. 731-739.
- [6] Li, L.Y. (2004), "Lateral-Torsional Buckling of Cold-Formed Zed-Purlins Partial-Laterally Restrained by Metal Sheeting", Thin-Walled Structures, Vol. 42, pp. 995-1011.
- [7] Chu, X.T., Kettle, R. and Li, L.Y. (2004), "Lateral-Torsion Buckling Analysis of Partial-Laterally Restrained Thin-Walled Channel-Section Beams", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 60, pp. 1159-1175.
- [8] Li, L.Y. and Chen, J.K. (2008), "An Analytical Model for Analyzing Distortional Buckling of Cold-Formed Steel Sections", Thin-Walled Structures, Vol. 46, pp. 1430-1436.
- [9] Li, L.Y., Ren, C.h. and Yang, J. (2012), "Theoretical Analysis of Partially Restrained Zed-Purlin Beams Subjected to Up-Lift Loads", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 70, pp. 273-279.

- [10] Tian, Y.S., Wang, J. and Lu, T.J. (2007), "Axial Load Capacity of Cold-Formed Steel Wall Stud with Sheeting", *Thin-Walled Structures*, Vol. 45, pp. 537-551.
- [11] American Iron and Steel Institute (AISI). (2007), "North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members", American Iron and Steel Institute.
- [12] Mohri, F., Brouki, A. and Roth, J.C. (2003), "Theoretical and numerical stability analyses of unrestrained, mono-symmetric thin-walled beams", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 59, pp. 63-90.
- [13] Eisenberger, M. and Clastornik, J. (1987), "Beams on variable two-parameter elastic foundation", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 113, pp. 1454-1466.
- [14] Al-Sadder, S.Z. (2004), "Exact Expression for Stability Functions of a General Non-Prismatic Beam-Column Member", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 60, pp. 1561-84.
- [15] Eisenberger, M. (1991), "Stiffness Matrices for Non-Prismatic Members Including Transverse Shear", *Computers and Structures*, Vol. 40, pp. 831-835.
- [16] Eisenberger, M. and Cohen, R. (1995), "Flexural-Torsional Buckling of Variable and Open Cross-Section Members", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 121, pp. 244-254.
- [17] Kim, N., Fu, C.C. and Kim, M.-Y. (2007), "Stiffness Matrices for Flexural-Torsional/Lateral Buckling and Vibration Analysis of Thin-Walled Beam", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 299, pp. 739-756.
- [18] 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.
- [19] Soltani, M., Asgarian, B. and Mohri, F. (2014), "Elastic instability and free vibration analyses of tapered thin-walled beams by the Power Series Method", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 96, pp. 106-126.
- [20] Schafer, B.W. and Ádány S. (2006), "Buckling Analysis of Cold-Formed Steel Members Using CUFSM: Conventional and Constrained Finite Strip Methods", *Eighteenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, Orlando.
- [21] MATLAB Version 7.6 .MathWorks Inc, USA, 2008.





# رفتار اتصالات صلب تیر به ستون فولادی با ورق انتهایی بلند تحت اثر بارهای انفجاری

\* غلامرضا عبدالله زاده<sup>۱</sup>، جواد جوانمرد<sup>۲</sup>، حمیدرضا توکلی<sup>۳</sup>  
(تاریخ دریافت: ۹۴/۰۲/۲۶، تاریخ پذیرش: ۹۵/۰۲/۱۵)

## چکیده

وقوع حوادث گوناگون تروریستی در مورد سازه‌های مهم در سراسر جهان، اهمیت پرداختن به مبحث پدافند غیرعامل و طراحی ساختمان‌ها در برابر بارهای ضربه‌ای ناشی از انفجار را مورد توجه ویژه‌ای قرار می‌دهد. در زنجیره انتقال نیرو در سازه‌ها، اتصالات نقش مهمی را ایفا نموده و حتی بعد از حذف یک عضو سازه‌ای، اتصالات مناسب می‌تواند سازه را به هم متصل نگاه داشته و پایداریش را حفظ کند. در این مقاله رفتار اتصالات صلب تیر به ستون با ورق انتهایی بلند در قابهای ساختمانی فولادی تحت اثر بار انفجاری در حالات مختلف مورد بررسی قرار گرفت. تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی در نرم‌افزار المان محدود ABAQUS با در نظر گرفتن اثرات نرخ کرنش نشان داد که برای بهبود عملکرد سازه‌های فولادی با اتصالات ورق انتهایی بلند در برابر بارهای انفجاری، جانمایی سخت‌کننده‌ها بسیار اهمیت دارد و ترکیب توام ورق پیوستگی و مضاعف در ناحیه چشمه اتصال ستون گزینه بسیار مناسبی برای تقویت ناحیه اتصال است. بطور کلی عملکرد سازه‌های فولادی با اتصالات ورق انتهایی بلند بطور مستقیم با ضخامت جان تیر و ستون در ناحیه چشمه اتصال مرتبط است و برای تقویت ناحیه اتصال در برابر بارهای انفجاری یا باید با اضافه کردن ورق مضاعف به ضخامت ستون افزود و یا با کاهش سطح جان تیر خرابی را از ناحیه اتصال و ستون دور کرده و به تیر منتقل نمود.

## کلمات کلیدی

بارگذاری انفجاری، سازه‌های فولادی، اتصالات صلب، صفحه انتهایی بلند

## Behavior of Extended End Plate Beam-to-Column Steel Connections under Blast Loads

G.R. Abdollahzadeh, J. Javanmard, H.R. Tavakoli

### ABSTRACT

Integrity and stability of important structures is threatened by terrorist attacks all-over the world. Hence, analysis and design of such structures against blast and impact loads attracts more attention by researchers nowadays. Beam-to-column connections play important role in load-carrying chain in the structure, so that well-designed ones can retain stability of the structure after failure of some structural elements and, hence, prevent overall collapse of the structure. Present research focuses on against-blast behavior of extended end plate beam-to-column steel connections. In this way, various configurations of these connections are analyzed by nonlinear dynamic analysis in the finite element software, ABAQUS/Explicit taking into account strain-rate effects. The result of this research indicates that against-blast performance of steel structures with extended end plates is directly influenced by web thickness of beams and columns in the joint zone, and locating stiffeners has important role in this issue. Strengthening the column in the joint with continuity plates and web doubler plates is an appropriate choice for improving the performance of the joint under blast loads.

### KEYWORDS

Blast loads, Steel structures, Moment beam-to-column connection, Extended end plate

۱- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، abdollahzadeh@nit.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

۳- استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل



است، عامل مهمی در پیشروی تخریب اتصالات بصورت پیشرونده است. Liew با یک مدل عددی اقدام به بررسی سالم ماندن قاب‌های فلزی ساختمان‌ها در برابر انفجار و آتش نمود [۵]. نتایج حاصله نشان داد تاثیر انفجار و آتش بوجود آمده از آن در قاب‌های فولادی ساختمان‌ها می‌تواند به صورت مجزا از یکدیگر بوده و یا بصورت مرکب و پیچیده بر روی یکدیگر تاثیرگذار باشد. از دیگر تلاش‌های ارزشمند، می‌توان به مطالعه اثر زاویه برخورد موج توسط Rose و همکاران در سال ۲۰۰۶ اشاره کرد [۶].

در تحقیق حاضر سعی شده است به بررسی رفتار اتصالات سازه‌های فولادی با ورق انتهایی بلند تحت اثر بارگذاری انفجاری داخلی پرداخته شود.

## ۲- انفجار و بارهای ناشی از آن

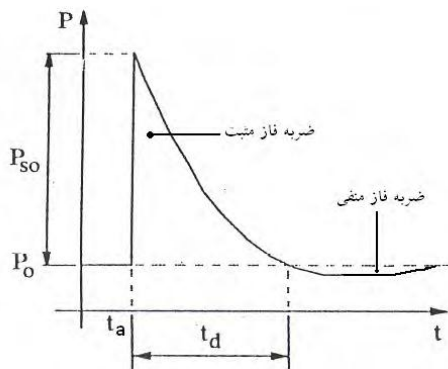
انفجار واکنشی است که در آن نرخ سوختن مواد با سرعتی به مراتب بیشتر از سرعت صوت انجام می‌شود که در نتیجه دما و فشار بسیار بالایی ایجاد و موج انفجار بلافاصله تولید و با سرعت بسیار زیادی منتشر می‌شود [۷]. مدت زمان بارگذاری ضربه ناشی از انفجار مواد منفجره بسیار کوتاه بوده و در آن فشار گازهای شکل گرفته از انفجار، با انتشار از چشمه انفجار، گسترش و تا فشار مبنای PSO افزایش و سپس تا فشار محیطی کاهش می‌یابد که به این مرحله فاز مثبت می‌گویند. در نتیجه انتشار موج، گازهای حاصل از انفجار سرد شده و فشار آن‌ها به مقدار ناچیزی کمتر از فشار اتمسفر می‌رسد که به آن فاز منفی می‌گویند (شکل (۱)). فشار فاز منفی نسبتاً کوچک و تدریجی بوده به طوری که در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر انفجار در اکثر مواقع از آن‌ها صرف نظر می‌گردد [۷]. برای تعیین فشار مبنای انفجار ناشی از حرکت موج انفجار، روابط مختلفی توسط محققین ارائه شده است. از جمله می‌توان به رابطه (۱) پیشنهادی ایزدی فرد و فروتن اشاره کرد [۸].

$$\log_{10}[\log_{10} P_s] = -0.1319X^2 - 0.323X + 0.464 \quad (1)$$

که در آن X از رابطه (۲) حاصل می‌گردد.

طراحی سازه در برابر بارهای انفجاری در گذشته فقط محدود به ساختمان‌های نظامی و ساختمان‌های مرتبط با فعالیت‌های هسته‌ای و سوختی می‌شد. اما در سال‌های اخیر رشد روز افزون حملات تروریستی در سراسر دنیا و به تبع آن اقدامات نظامی بازدارنده دولت‌ها، موجب توجه ویژه به بارهای انفجاری گشته و اهمیت طراحی سازه در مقابل بارهای ناشی از انفجار را افزایش داده است. یکی از انواع حملات تروریستی رایج در دنیا، استفاده از مواد منفجره می‌باشد. بر اثر موج‌هایی که از انفجار در داخل یک محیط بسته ساختمانی ایجاد می‌گردد و همچنین به لحاظ نبود راه خروجی، اثر خرابی‌ها و آسیب پذیری بیشتر خواهد بود. بدون تردید اثر بارهای حاصل از این انفجار بر روی اتصالات سازه‌های فولادی که بصورت یک شبکه بهم پیوسته موجب پایداری ساختمان می‌گردد نیز افزایش خواهد یافت، لذا ضرورت تقویت اتصالات ساختمانی در سال‌های اخیر مورد توجه بسیاری از محققین قرار گرفته است. طراحی و ساخت ساختمان‌های فولادی که از اتصالات قوی‌تری نسبت به سایر ساختمان‌ها برخوردار باشند به هنگام بروز امواج ناشی از انفجار مقاوم‌تر عمل کرده و صدمات و تلفاتی که از تخریب بوجود می‌آید را به حداقل می‌رساند. بررسی در خصوص اتصالات فولادی و ایجاد تغییراتی که بتواند موجب تقویت آن در برابر بارهای قوی حاصل از انفجار که در زمان بسیار کوتاه اتفاق می‌افتد شود بخشی از مباحث پدافند غیرعامل در هنگام مواجه شدن با حوادث ناشی از اینگونه تهدیدات می‌باشد. اگرچه اطلاعات قابل ملاحظه‌ای را درباره این موضوع می‌توان در مراجع مختلفی یافت، اما بطور معمول روند طراحی آن‌ها به روشنی بیان نمی‌شود [۱]. TM5-1300 و GSA از جمله آیین نامه‌هایی هستند که رهنمودهایی برای طراحی ایمن اتصالات سازه‌های فولادی و بتنی در برابر بارهای انفجاری ارائه می‌دهد [۲ و ۳]. Krauthammer تخریب پیش رونده یک ساختمان با اتصالات فولادی را در نرم افزار مدل‌سازی نمود [۴]. ایشان نشان داد که چرخش تیر و ستون که به علت فشارهای ناشی از بارگذاری انفجاری





شکل (۱): نمودار تغییرات فشار برحسب زمان ناشی از انفجار [۷]

همچنین Izadifard و Forotan رابطه (۴) را برای بدست آوردن  $t_d$  ارائه داده‌اند [۸].

$$\frac{t_d}{W^{\frac{1}{3}}} = -64.86Z^4 + 52.32Z^3 - 15.68Z^2 + 1.794Z + 0.1034 \quad ; Z \leq 0.37$$

$$\frac{t_d}{W^{\frac{1}{3}}} = 4.64Z^2 - 3.86Z + 0.854 \quad ; 0.37 < Z < 0.82$$

$$\frac{t_d}{W^{\frac{1}{3}}} = -2.97X^3 + 6.27X^2 + 0.358X + 0.763 \quad ; 0.82 < Z < 2.5$$

$$\frac{t_d}{W^{\frac{1}{3}}} = 0.608X^3 - 2.38X^2 + 5.62X - 0.22 \quad ; Z > 2.5$$

سازه‌هایی، مشخص گردید که علت خرابی آن اتصالات عمدتاً در ترد بودن آن‌ها بدلیل استفاده از جوش در ساخت اتصال بوده، زیرا که شکل‌پذیری مناسب در محل اتصال به میزان کافی تامین نگردیده است. جهت رفع این مشکل جزئیات متعددی برای اتصالات از نوع خمشی پیشنهاد و ارائه گردید. یکی از این پیشنهادات استفاده از اتصالاتی است که در سال‌های قبل از زلزله نورث‌ریچ در برخی از شهرهای آمریکای شمالی در قاب‌های خمشی فولادی استفاده می‌گردید. این اتصال خمشی مطابق شکل (۲) شامل یک ورق فولادی بصورت صفحه انتهایی بلند است که در کارخانه به تیر مورد اتصال جوش شده و سپس در کارگاه در هنگام نصب به بال ستون توسط پیچ‌های با مقاومت بالا وصل می‌شود. اتصال با صفحه انتهایی بلند نسبت به اتصالات جوشی بعلت ساخت در کارخانه نیاز به بازرسی کیفیت جوش کمتری در مقایسه با بازرسی کارگاهی داشته و همچنین زمان برپاسازی آن نیز کوتاه‌تر می‌باشد.

$$X = \log_{10} Z \quad (۲)$$

در رابطه (۱)،  $Z$  فاصله مقیاس شده مطابق رابطه زیر است:

$$Z = \frac{R}{W^{\frac{1}{3}}} \quad (۳)$$

که در آن

$R$ : فاصله خرج انفجار تا محل مورد نظر (متر)

$W$ : وزن معادل خرج انفجار بر حسب وزن TNT معادل (کیلوگرم)

استفاده از  $Z$  این امکان را می‌دهد که بیان خلاصه و موثری از موج انفجاری برای محدوده وسیعی از حالات وجود داشته باشد.

اگر موج انفجار در مسیر خود به مانعی برخورد کند، پدیده انعکاس موج، پیش خواهد آمد که میزان این انعکاس، متناسب با زاویه برخورد موج، متفاوت خواهد بود. در صورتی که زاویه برخورد صفر باشد میزان انعکاس ایجاد شده از رابطه (۵) قابل محاسبه است:

$$P_r = 2P_s \left[ \frac{7P_0 + 4P_s}{7P_0 + P} \right] \quad (۵)$$

### ۳- اتصالات با صفحه انتهایی بلند

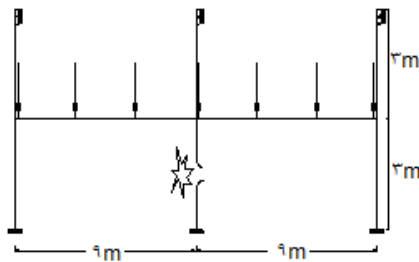
واضح است که رفتار لرزه‌ای سازه‌ها تا حد بسیار زیادی به اتصالات تیر به ستون آن‌ها بستگی دارد. تا قبل از زلزله نورث‌ریچ آمریکا و کوبه ژاپن طرح متداول جهت اتصال تیر به ستون شامل جوشکاری در قسمت اعظم اتصال می‌گردید. اما طی زلزله‌های مذکور بسیاری از سازه‌هایی که از اتصالات صلب جوشی در آن‌ها استفاده شده بود، دچار گسیختگی در بخش اتصال گردیدند. پس از بررسی چنین

در ضمن به علت جایگزین شدن جوش با پیچ در بخش-هایی از اتصال، شکل پذیری سازه نیز افزایش می‌یابد. این اتصال با توجه به ظرفیت خمشی اعضاء اتصال شونده، می‌تواند با جزئیات مختلفی ساخته شود [۹].

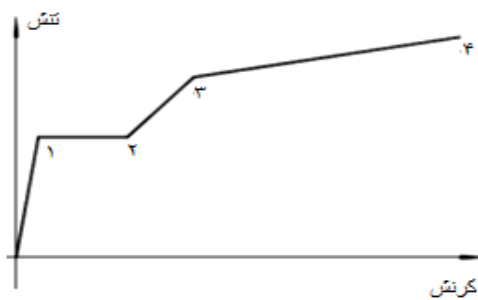


شکل (۲): اتصال خمشی با ورق انتهایی بلند

دوم بارگذاری در فاصله ۶ متری از محل اتصال انجام خواهد گرفت. مدل در نظر گرفته شده بصورت تقویت نشده و تقویت شده می‌باشد و جابجایی تیر هنگام بارگذاری بسمت پایین خواهد بود. مشخصات رفتار مکانیکی مصالح مورد استفاده در مدل‌سازی نمونه‌های تحلیلی برای معبرسازی مطابق شکل (۴) و جدول (۱) می‌باشد.



شکل (۳): مدل مورد بررسی [۱۰]



شکل (۴): مشخصات رفتار مکانیکی اعضای سازه مورد بررسی [۱۰]

جدول (۱): مقادیر مشخصات رفتار مکانیکی اعضای سازه مورد بررسی

نقطه	۱	۲	۳	۴
تنش (مگاپاسکال)	۲۳۵	۲۳۵	۳۶۰	۴۹۰/۸
کرنش	۰/۰۰۱۱۷۵	۰/۰۱۳۲۸	۰/۰۳۶۵۳	۰/۴۰۰۰

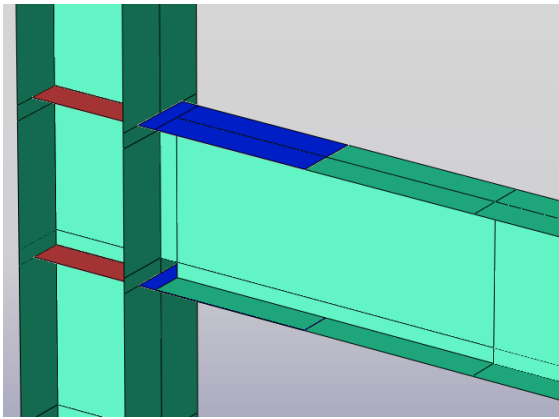
تیر استفاده شده در اسکلت فلزی نشان داده شده در شکل (۳)، تیر 457×191UB98 و ستون‌های استفاده شده در اسکلت فلزی از نوع 305×305UC283 می‌باشد مدل اتصال اولیه بدین صورت ساخته شده است که تیر و ستون

۴- نمونه شبیه سازی شده برای صحت سنجی نمونه در نظر گرفته شده برای شبیه‌سازی از مقاله متعلق به جی ال ليو تحت عنوان "جلوگیری از فرورینختگی پیش‌رونده در ساختمان‌ها بوسیله تقویت اتصالات تیر به ستون" است [۱۰]. در این مقاله چند نمونه از اتصالات فولادی برای انجام آزمایش به روش المان محدود در نظر گرفته شده که در اینجا فقط به شبیه‌سازی دو نمونه از آن اکتفا می‌گردد. نمونه انتخاب شده در دو مقطع تقویت شده و تقویت نشده مورد بررسی قرار می‌گیرد. تیرهای انتخاب شده از نوع روسی بوده و بصورت اتصال گوشه و در وسط ستون این اتصال انجام گرفته است.

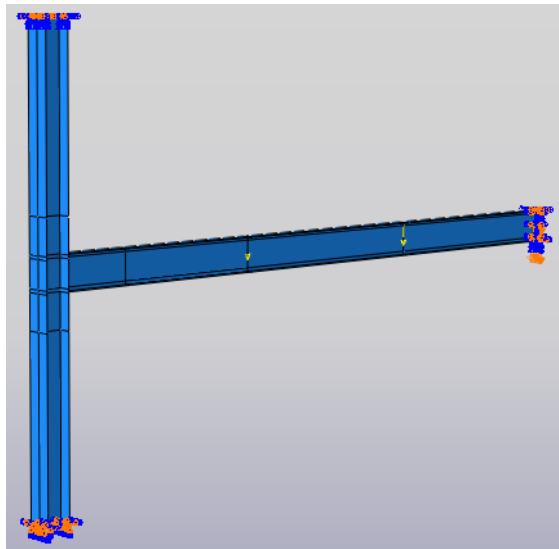
#### ۴-۱- مدل هندسی

مدل مورد بررسی در این قسمت در شکل (۳) نشان داده شده است که از یک قاب با دو دهانه ۹ متری و شش ستون ۳ متری ساخته شده است. در مدل نمونه یک سر تیر گیردار فرض گردیده و یک سر دیگر آن تا یک متر قابلیت جابجایی به سمت پایین خواهد داشت. بارگذاری بصورت استاتیکی و در دو نقطه صورت می‌گیرد. ابتدا بارگذاری در فاصله ۳ متری از محل اتصال انجام می‌گیرد و در مرحله





شکل (۷): مدل نمونه صحت سنجی بصورت تقویت شده



شکل (۸): نمونه انتخاب شده بصورت کامل برای صحت سنجی

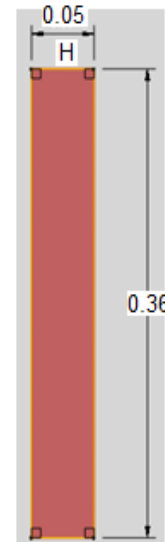
#### ۴-۱-۲- بارگذاری

بارگذاری انجام شده بر روی این مدل در سه مرحله انجام شده است. در تمام این مراحل قسمت پایین ستون کاملاً ثابت شده است و تمام درجات آزادی قسمت بالای ستون به جز حرکت در راستای عمودی مقید شده است. قسمت راست تیر نشان داده شده در شکل (۸) در مراحل اول و دوم بارگذاری کاملاً ثابت نگه داشته شده است و در مرحله سوم بارگذاری امکان حرکت در راستای عمودی برای آن فراهم شده است.

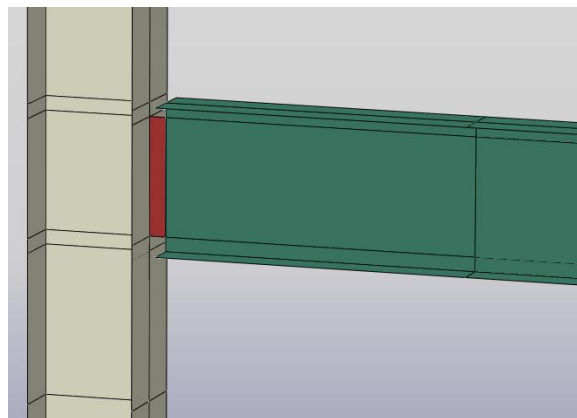
در مرحله اول بارگذاری دو بار ۹۰ کیلو نیوتنی به نقاط ثلث تیر وارد می شود و در مرحله دوم این نیروها به دلیل

به وسیله ورق انتهایی<sup>۱</sup> به یکدیگر متصل شده اند. ابعاد ورق انتهایی در شکل (۵) نشان داده شده است.

در شکل (۶) نحوه اتصال مدل اولیه ارائه شده است. در مدل تقویت شده از سخت کننده ستون<sup>۲</sup> و ورق پوششی مقاوم کننده<sup>۳</sup> در اتصال تیر و ستون استفاده شده است. نحوه اتصال در مدل تقویت شده در شکل (۷) نشان داده شده است.



شکل (۵): ابعاد ورق اتصال مدل مورد بررسی



شکل (۶): نحوه اتصال مدل انتخاب شده برای صحت سنجی

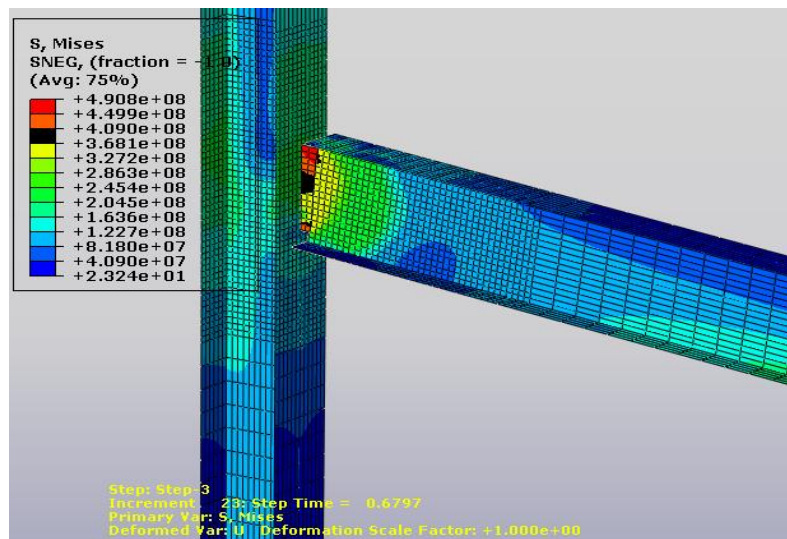
- <sup>1</sup> Fin plate
- <sup>2</sup> Column stiffener
- <sup>3</sup> Strengthening cover plate

در نظر گرفتن اثر دینامیک به ۱۳۵ کیلونیوتن افزایش پیدا می‌کند و در مرحله سوم بارگذاری برای شبیه سازی از بین رفتن ستون وسط اسکلت فلزی با ثابت ماندن مقدار بار بر روی تیر، جابجایی ۱ متری به قسمت سمت راست تیر اعمال می‌شود.

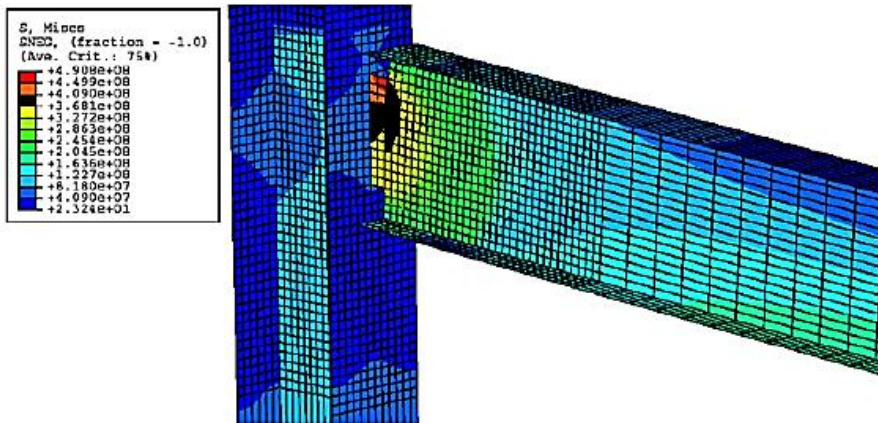
#### ۴-۱-۳- بررسی نتایج

پس از مدل سازی و انجام تحلیل‌های لازم کانتور تنش مدل تقویت نشده محاسبه و در شکل (۹) نشان داده شده است. همانطور که در شکل (۹) مشاهده می‌شود، در زمانی که جابجایی سمت راست تیر به مقدار ۰/۶۷۹۷ متر رسیده است تنش فون مایسرز به مقدار ۴۹۰/۸ مگاپاسکال می‌رسد که این مقدار برابر مقدار تنش شکست ماده

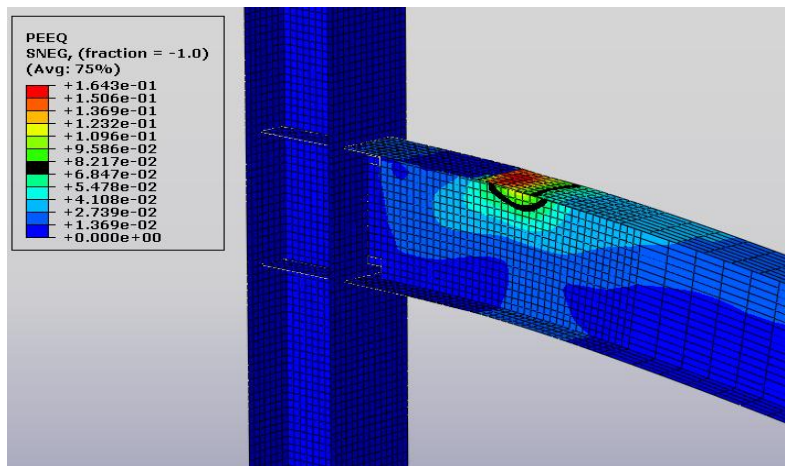
استفاده شده می‌باشد. لازم به ذکر است که مطابق شکل (۱۰) مقدار جابجایی برای رسیدن به این حد تنش ۰/۶۷۴۸ متر بوده است و نشان می‌دهد که مدل‌سازی انجام شده کاملاً صحیح بوده است و تطبیق مناسبی با نتایج مدل مرجع [۱۰] دارد. در شکل (۱۱) کانتور کرنش پلاستیک مدل تقویت شده در لحظه‌ای که جابجایی سمت راست تیر ۱/۱ متر می‌باشد نشان داده شده است. همانطور که در شکل (۱۱) مشاهده می‌شود میزان کرنش پلاستیک برابر  $1/643 \times 10^{-1}$  می‌باشد که در مقایسه با مقدار  $1/651 \times 10^{-1}$  از شکل (۱۲) که مقدار کرنش پلاستیک مدل مرجع [۱۰] می‌باشد تفاوت ناچیزی داشته و نشان از صحت شبیه‌سازی دارد.



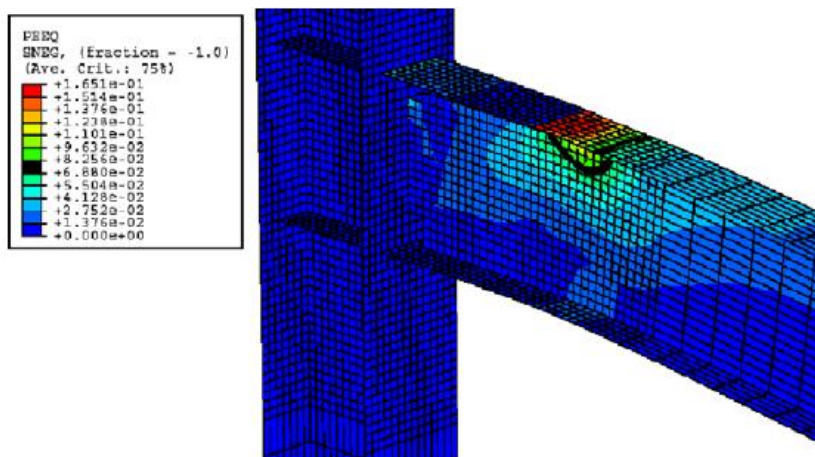
شکل (۹): کانتور تنش برای مدل نمونه بصورت تقویت نشده برای صحت سنجی



شکل (۱۰): کانتور تنش برای مدل تقویت نشده مرجع به هنگام جابجایی قائم ۰/۶۷۴۸ متر [۱۰]



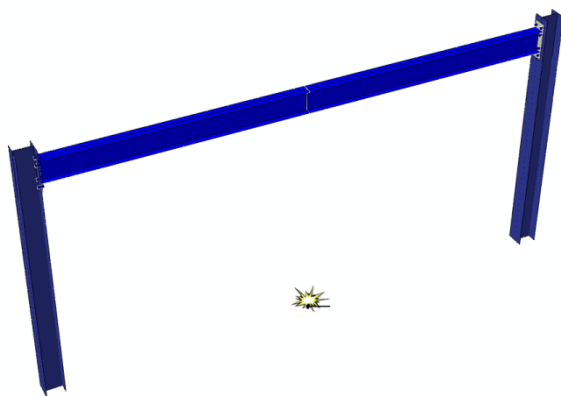
شکل (۱۱): کانتور کرنش پلاستیک مدل تقویت شده برای صحت سنجی



شکل (۱۲): کانتور کرنش پلاستیک مدل تقویت شده مرجع به هنگام جابجایی قائم ۱/۱ متر [۱۰]

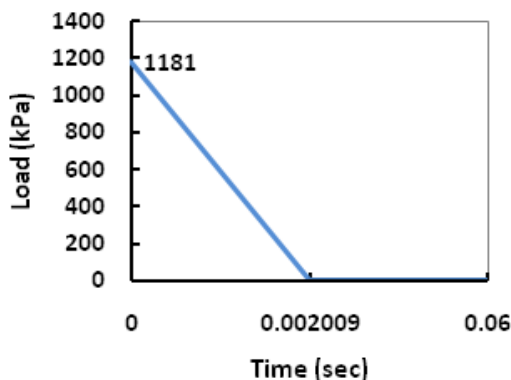
## ۵- مدل‌سازی المان محدود قاب مورد مطالعه

قاب مورد بررسی مربوط به یک قاب میانی از سازه یک طبقه با فاصله شش متری قاب‌ها نسبت به هم می‌باشد. ارتفاع ستون در قاب مد نظر سه متر و طول تیر شش متر می‌باشد. با در نظر گرفتن بارهای ثقلی و جانبی وارد بر قاب مورد نظر و انجام محاسبات، مقطع IPE270 برای تیر و IPB220 برای ستون انتخاب گردید. برای تحلیل دینامیکی غیر خطی از نرم‌افزار المان محدود آباکوس استفاده شده است. با توجه به در نظر گرفتن انفجار داخلی، مکان وقوع انفجار مطابق شکل (۱۳) در نقطه میانی تیر و در ارتفاع معادل با پای ستون فرض شده که سبب ایجاد بارگذاری متقارن شده است. بنابراین برای کاهش در زمان انجام تحلیل نیمی از قاب مدل شده به طوری که محل پایه‌های ستون را به صورت کاملاً گیردار فرض کرده و قسمت میانی تیر فقط می‌تواند بصورت عمودی و به طرف بالا و پایین حرکت کند، (شکل (۱۴)).



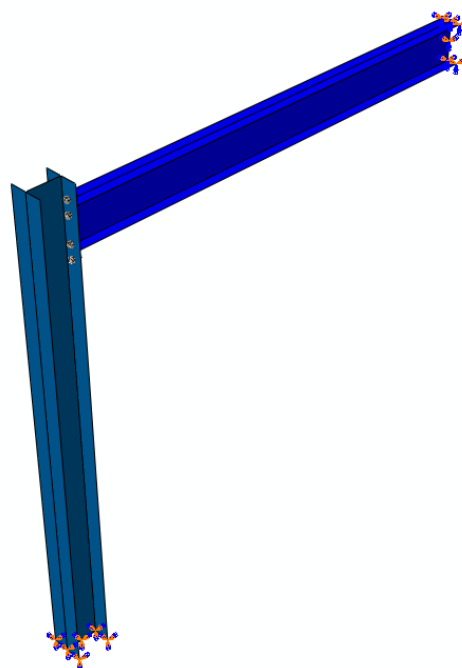
شکل (۱۴): نیمه تقارنی قاب با شرایط مرزی

بارگذاری وارده بر قاب‌ها مطابق شکل (۱۵) بصورت مثلثی گسترده با میزان بار بیشینه ۱۱۸۱ کیلوپاسکال که معادل بارگذاری ایجاد شده بعلت انفجار هفت کیلوگرم TNT می‌باشد انجام گرفته است که مطابق شکل (۱۵) تا لحظه  $0/002$  ثانیه قاب تحت ارتعاش اجباری بوده و از این لحظه به بعد در ارتعاش آزاد میرا قرار داشته و تحلیل‌ها نیز تا لحظه  $0/06$  ثانیه (۳۰ برابر مدت زمان تداوم ارتعاش اجباری) که امکان ارتعاش قاب در ناحیه پلاستیک را داشته، ادامه یافته است تا بتوان آخرین تغییرات بارهای انفجاری بر روی اتصال را مشاهده نمود.

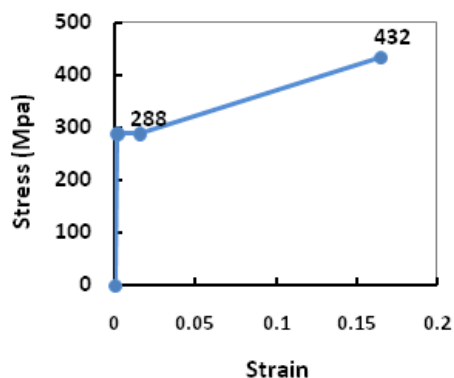


شکل (۱۵): بارگذاری انفجاری معادل ۷ کیلوگرم TNT

بار موثر بر قاب مورد نظر مطابق شکل (۱۶) با توجه به سطح باربر جانبی آن که عبارت است از مجموع نصف فاصله قاب تا قاب‌های کناری آن می‌باشد، محاسبه گردیده است. در واقع از طریق این دیواره انتقال تمامی بار انفجاری به سازه ممکن می‌گردد.

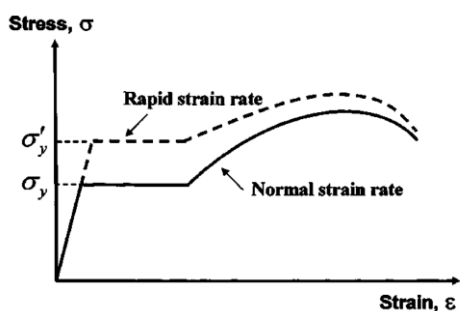


شکل (۱۳): قاب مورد مطالعه



شکل (۱۸): مشخصات رفتار مکانیکی مصالح ستون، تیر و صفحه انتهایی

اگر خواص مکانیکی فولاد تحت اثر بارگذاری استاتیکی به عنوان مبنا در نظر گرفته شود، اثرات افزایش نرخ کرنش بالا در بار انفجاری طبق شکل (۱۹) خواهد بود و ضریب افزایش دینامیکی طبق جدول (۲) ارائه شده است [۱۱].



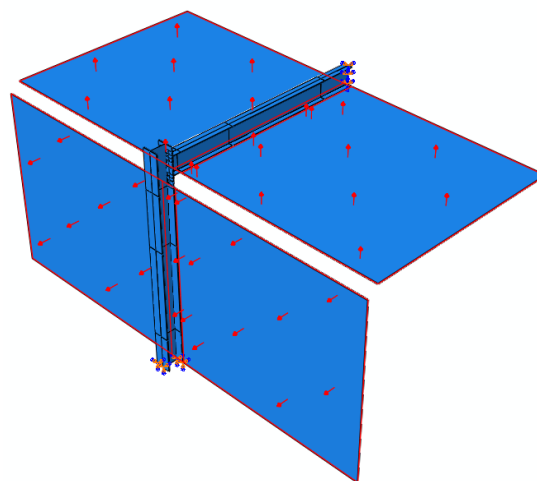
شکل (۱۹): رابطه تنش-کرنش فولاد با در نظر گرفتن اثر نرخ کرنش [۱۲]

جدول (۲): ضریب افزایش دینامیکی برای در نظر گرفتن اثر نرخ کرنش [۱۲]

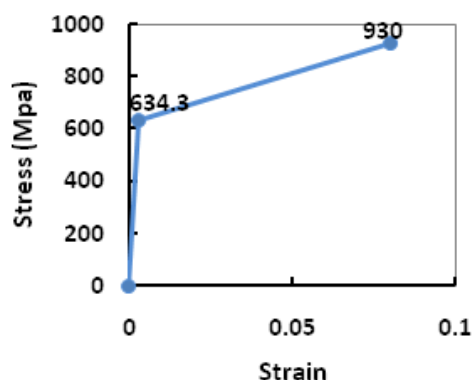
عضو	برای تنش تسلیم	برای تنش نهایی
تیر، ورق انتهایی و سخت کننده‌ها	۱/۲۹	۱/۱
ستون و پیچ‌ها	۱/۱	۱/۰۵

برای محاسبه ضخامت صفحه انتهایی از تئوری خطوط تسلیم استفاده می‌شود. با استفاده از این تئوری، لنگر ظرفیت در صفحه انتهایی اتصال از رابطه (۶) که توسط سروجی [۱۳] ارائه شده است، محاسبه می‌شود.

مصالح فولادی به کار رفته در مدل‌ها به صورت ایزوتروپیک می‌باشند و رفتار آن‌ها در کشش و فشار به صورت یکسان و سطح تسلیم فون میزس به عنوان معیار تسلیم پذیرفته گردید. مقدار مدول الاستیسیته برابر  $210 \text{ GPa}$ ، ضریب پواسون برابر  $0.3$  و چگالی فولاد برابر  $7850 \text{ kg/m}^3$  می‌باشد. مقدار تنش تسلیم فولاد مصرفی برای ستون، تیر و صفحه انتهایی  $288 \text{ MPa}$  و برای پیچ اتصال  $634.3 \text{ MPa}$  و همچنین مقدار تنش نهایی برای ستون، تیر و صفحه انتهایی برابر  $432 \text{ MPa}$  و برای پیچ اتصال  $930 \text{ MPa}$  می‌باشد. رابطه تنش-کرنش مصالح در شکل (۱۷) و (۱۸) آمده است.

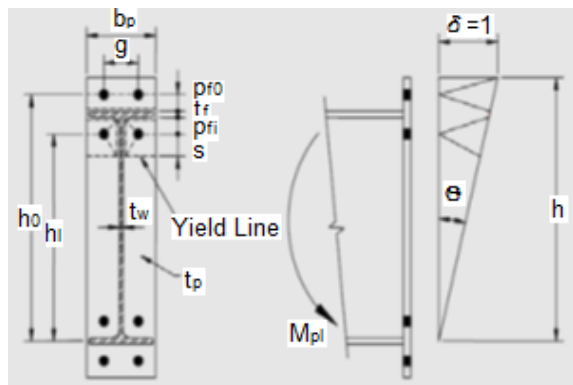


شکل (۱۶): بارگذاری انفجاری وارد بر قاب



شکل (۱۷): مشخصات رفتار مکانیکی مصالح پیچ اتصال

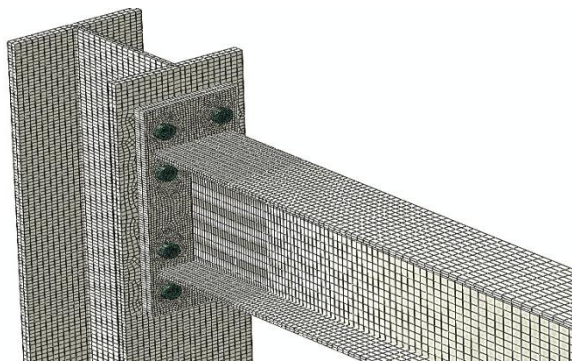
جابجایی قائم آن نقطه، مش بندی ریز می شود (شکل (۲۱)).



شکل (۲۰): اتصال با صفحه انتهایی سخت نشده [۱۳]

جدول (۳): نتایج آنالیز همگرایی تیر مدل اصلی

تعداد مش بندی در امتداد محور اصلی تیر	تغییر مکان انتهایی تیر (mm)	حداکثر تنش فون مایسز در کل تیر (MPa)
۹۰	۱۹۸	۳۸۵
۱۲۰	۲۰۵	۴۰۲
۱۵۰ (انتخاب شده)	۲۱۰	۴۰۹
۱۸۰	۲۱۱	۴۰۸



شکل (۲۱): مش بندی مدل در محدوده اتصال

پس از مش بندی المان‌ها و به منظور طراحی اتصال تیر به ستون بر اساس پیشنهادات سروجی [۱۳] و آئین نامه AISC [۱۵]، در رابطه (۶) لنگر پلاستیک تیر جایگزین شده  $M_t$  است و ابعاد ورق انتهایی مطابق شکل (۲۲) بدست آمده و ضخامت ورق صفحه انتهایی  $2/2$  cm و قطر

$$M_t = F_{yt} t_p^2 \left\{ \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left( \frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1 (p_{fi} + s)] \right\} \quad (6)$$

برای رابطه (۶) متغیرهای  $b_p$ ،  $p_{fi}$ ،  $p_{fo}$ ،  $h_0$ ،  $h_1$ ،  $s$  و  $g$  در شکل (۲۰) نشان داده شده‌اند.  $t_p$  ضخامت صفحه انتهایی و  $F_{yt}$  نیز تنش تسلیم فولاد بکار رفته در صفحه انتهایی است. فاصله  $s$  در روابط خطوط تسلیم از رابطه (۷) حاصل می‌گردد.

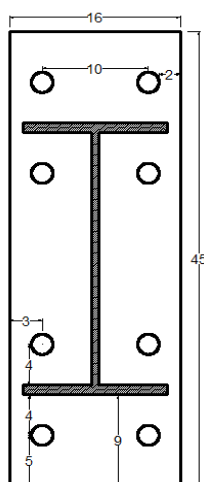
$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} \quad (7)$$

تیر، ستون، ورق انتهایی و ورق‌های سخت‌کننده اتصال قاب فولادی مورد مطالعه با استفاده از المان‌های Shell نوع S4R مدل‌سازی شده‌اند تا اثرات غیرخطی ناشی از برش زیاد تحت بار انفجاری به صورت دقیق‌تر در نظر گرفته شوند، المان S4R یک المان چهارگره‌ای با انحنای دو طرفه با انتگرال‌گیری کاهش یافته است [۱۴] و همچنین برای مدل‌سازی پیچ‌های اتصال از المان‌های Solid استفاده شده است.

با توجه به اهمیت اندازه المان‌های انتخابی در نتایج حاصل، اندازه المان‌ها در بخش چشمه اتصال و پیچ‌ها و خود ورق انتهایی کوچک‌تر از ادامه ستون و تیر انتخاب شده است. البته ریزتر کردن مش در محل اتصالات تا جایی ادامه می‌یابد که حساسیت نتایج تحلیل رفتار اتصالات نسبت به آن قابل توجه باشد. مطابق جدول (۳) با کاهش اندازه المان‌ها و افزایش تعداد آنها در امتداد محور اصلی تیر به بیش از ۱۵۰ عدد، از تغییر نتایج تحلیل در مورد دو کمیت تغییر مکان انتهایی تیر و حداکثر تنش فون مایسز (که به عنوان شاخص‌هایی برای تعیین اندازه مناسب المان‌ها انتخاب شده بودند) به شدت کاسته شده و نتایج این دو کمیت به سمت همگرایی سوق یافتند. ضمناً با دور شدن از چشمه اتصال دیگر نیازی به المان‌های ریز نبوده و برای افزایش سرعت تحلیل از المان‌های بزرگ‌تر استفاده شده است و فقط در نقطه میانی تیر به علت اهمیت



نهم تیر با مقطع جان کاهش یافته مورد بررسی قرار گرفته‌اند که مشخصات این مدل‌ها در جدول (۴) آمده است.

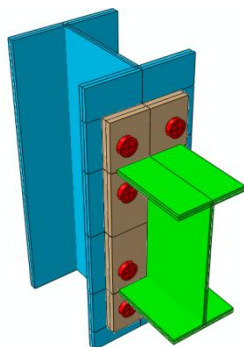


شکل (۲۲): ابعاد ورق انتهایی تیر (به سانتی متر)

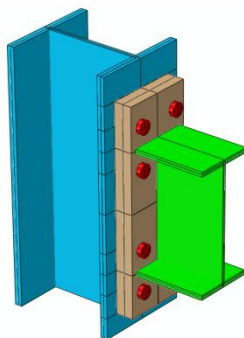
پیچ ۲/۰ cm محاسبه گردید. با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی مشاهده گردید که اتصال طرح شده عملکرد مطلوبی تحت بارهای انفجاری نداشته و بدین جهت برای تقویت آن گزینه‌ها و مدل‌های بعدی مطرح گردید. مطابق شکل (۲۳) در اولین پیشنهاد برای تقویت اتصال (مدل دوم)، تقویت ناحیه‌ی اتصال از طریق افزایش ضخامت ورق انتهایی و در مدل سوم افزایش قطر پیچ‌ها انجام شد. در دو مدل بعدی با تقویت تیر در ناحیه‌ی اتصال از طریق افزودن سخت‌کننده‌ها در روی بال در مدل چهارم و در جان تیر در مدل پنجم به بررسی رفتار ناحیه اتصال پرداخته شد. در ادامه با تقویت ستون در ناحیه‌ی اتصال توسط ورق‌های پیوستگی در مدل ششم و ورق‌های پیوستگی و مضاعف در مدل هفتم، به بررسی عناصر تقویت در تمامی نواحی اتصال پایان داده شد و در دو مدل پایانی به مطالعه‌ی قاب‌هایی با تیر تضعیف شده پرداخته شد. در مدل هشتم تیر با مقطع بال کاهش یافته و در مدل

جدول (۴): مشخصات هندسی مدل‌های مورد بررسی

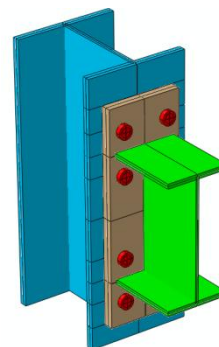
شماره مدل	شرح مدل اتصال	ضخامت ورق انتهایی (cm)	قطر پیچ (cm)	توضیحات
۱	نمونه اصلی	۲/۲	۲	طراحی اتصال براساس AISC
۲	نمونه اصلی با افزایش ضخامت ورق انتهایی	۴	۲	افزایش ضخامت ورق انتهایی به ۴ سانتیمتر
۳	نمونه اصلی با افزایش قطر پیچ	۲/۲	۲/۵	افزایش قطر پیچ به ۲/۵ سانتیمتر
۴	نمونه اصلی با سخت‌کننده در زیر و روی بال تیر	۲/۲	۲	افزودن دو عدد ورق سخت‌کننده با ضخامتی برابر با جان تیر، یکی در زیر و دیگری روی بال تیر
۵	نمونه اصلی با سه ورق در جان تیر	۲/۲	۲	افزودن ورق‌های سخت‌کننده با ضخامتی برابر با جان تیر در دو طرف تیر
۶	نمونه اصلی با سخت‌کننده در دو طرف ستون	۲/۲	۲	افزودن ورق‌های پیوستگی با ضخامت ۵ میلیمتر در دو طرف ستون
۷	نمونه اصلی با سخت‌کننده در دو طرف ستون و ورق مضاعف	۲/۲	۲	افزودن ورق‌های مضاعف با ضخامت ۵ میلیمتر در دو طرف ستون علاوه بر ورق‌های پیوستگی
۸	نمونه اصلی با کاهش عرض بال تیر	۲/۲	۲	اتصال RBS طبق پیشنهاد مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (کاهش عرض بال تیر)
۹	نمونه اصلی با کاهش در جان تیر	۲/۲	۲	اتصال WRSB (تیر با جان بازشودار)



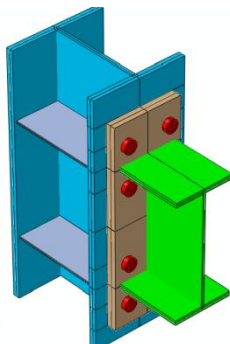
الف) نمونه اصلی (ضخامت ورق انتهایی ۲/۲ cm)



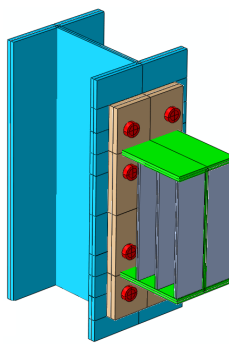
ب) مدل دوم (ضخامت ورق انتهایی ۲/۰ cm)



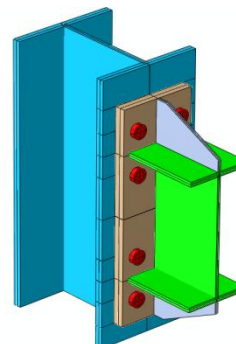
ج) مدل سوم (افزایش قطر پیچ‌ها به ۲/۵ cm)



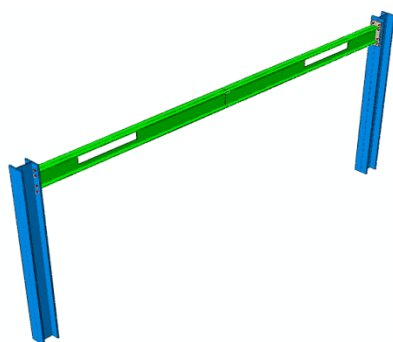
د) مدل چهارم (سخت‌کننده روی بال تیر)



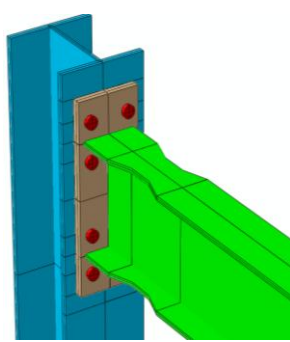
ه) مدل پنجم (سه ورق تقویتی در دو طرف جان تیر)



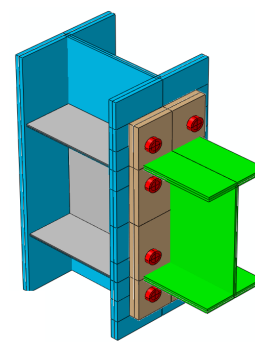
و) مدل ششم (افزودن ورق پیوستگی در ستون)



ز) مدل هفتم (ورق پیوستگی و مضاعف در دو طرف ستون)



ح) مدل هشتم (اتصال RBS)



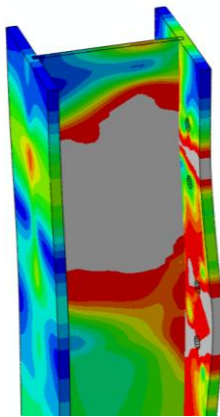
ط) مدل نهم (WRSB)

شکل (۲۳): مدل‌های تقویت شده پیشنهادی اتصال صلب تیر به ستون

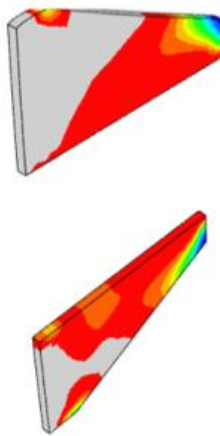
۵- تحلیل نتایج  
پس از اعمال بار انفجاری انتخابی بر روی قاب با اتصالات مختلف، تنش در بخش‌های مختلف قاب به همراه حداکثر جابجایی تیر محاسبه شده و در جدول (۵) آمده است. در جدول (۵) حداکثر تنش‌های وارده بر روی اعضای هر یک از اتصال‌ها در تمامی مدل‌ها نشان داده شده است. با توجه به تنش نهایی و تنش تسلیم افزایش یافته اعضا ناشی از اعمال ضریب افزایش دینامیکی (مطابق جدول (۲)، در جدول (۵) تنش در اعضای که به واسطه اعمال بار انفجاری به اتصال از مرحله تسلیم عبور نموده‌اند با علامت \* و تنش در اعضای که به مرز گسیختگی رسیده‌اند با علامت \*\* از سایر تنش‌ها متمایز شده‌اند. بیشینه تغییر مکان قاب، در نقطه میانی قاب نیز برای تمامی مدل‌ها آمده است. با مقایسه پاسخ‌های بدست آمده می‌توان اظهار نظر نمود که کدامیک از تغییرات ایجاد شده



عدم تغییر شکل‌های پلاستیک و جذب انرژی ناشی از آن بهنگام اعمال بار انفجاری، وجود این نوع سخت کننده‌ها در اتصال با ورق انتهایی تاثیر زیادی ندارد. در مدل دوم، سوم، چهارم، پنجم و ششم نیز مانند مدل اول مفصل پلاستیک در ستون تشکیل می‌شود ولی در مدل هفتم طبق شکل (۲۷) مفصل پلاستیک از ستون دور می‌شود.



شکل (۲۴): تغییر شکل پلاستیک ستون در مدل اول (نواحی روشن به حالت پلاستیک رسیده‌اند)



شکل (۲۵): تغییر شکل پلاستیک سخت کننده‌ها در مدل چهارم

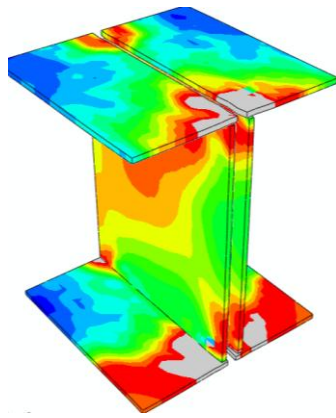
در مدل‌های مختلف در مقابل بار انفجاری مؤثر بوده و کدامیک تاثیر گذار نبوده است.

بر اساس نتایج جدول (۵) در مدل اصلی قبل از آنکه در تیرها مفصل پلاستیک تشکیل شده و منهدم گردد، پیچ‌ها و صفحه انتهایی به گسیختگی رسیده و مطابق شکل (۲۴) ستون به مفصل پلاستیک کامل می‌رسد، که به هیچ وجه حالت مطلوبی نیست. در مدل دوم که با افزایش ضخامت ورق انتهایی همراه بوده است دیگر گسیختگی در ورق انتهایی بوجود نمی‌آید اما در سایر موارد تغییر محسوسی نسبت به مدل اول دیده نمی‌شود. در مدل سوم در قسمت ورق انتهایی گسیختگی مانند مدل اصلی دیده شده و با وجود افزایش قطر پیچ‌ها، هر چهار پیچ ردیف پایین گسیخته می‌گردند و بهبودی در وضعیت تنش در تیرها و ستون‌ها نسبت به مدل‌های قبلی مشاهده نمی‌شود. در مدل چهارم که با سخت کننده در زیر و روی بال تیر همراه بوده است گسیختگی در ورق انتهایی دیده نشده اما همانند مدل اصلی در پیچ‌ها گسیختگی وجود دارد و همچنین قسمت بسیار کوچکی از سخت کننده فوقانی نیز گسیخته شده است. در این مدل با وجود عملکرد خوب سخت کننده‌ها مطابق شکل (۲۵)، وجود این سخت کننده‌ها موجب پیشرفت تغییر شکل پلاستیک در ستون و نزدیک شدن ستون به مرز گسیختگی و کاهش تغییر شکل پلاستیک در تیر می‌شود که حالت مطلوبی نبوده و از ایده تیر ضعیف-ستون قوی فاصله می‌گیرد. در مدل پنجم که سه ورق در جان تیر اضافه شده بود علاوه بر اینکه نواحی گسیختگی نسبت به نمونه اول کاهش نیافته بلکه قسمت کوچکی از ستون نیز به مرز گسیختگی رسیده است. مطابق شکل (۲۶) این سخت کننده‌ها حتی به مرحله پلاستیک نرسیده و در جذب انرژی توسط تغییر شکل پلاستیک هیچ نقشی ندارند و بطور کلی وجود این نوع سخت کننده‌ها در بهبود عملکرد اتصال مؤثر نبوده است. در مدل ششم که با ورق پیوستگی برای تقویت ناحیه اتصال همراه بوده است، با وجود عملکرد بسیار خوب این نوع سخت کننده‌ها در سایر اتصالات در برابر بارهای استاتیکی و زلزله، به علت

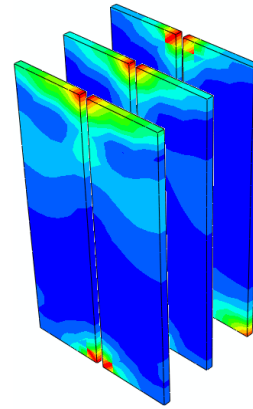
جدول (۵): مقایسه مدل‌های ساخته شده از لحاظ میزان تنش، جابجایی و وضعیت گسیختگی تحت اثر بار انفجار

ردیف	شرح مدل اتصال	حداکثر تنش وارده بر تیر (MPa)	حداکثر تنش وارده بر ستون (MPa)	حداکثر تنش وارده بر ورق انتهایی (MPa)	حداکثر تنش وارده بر پیچ (MPa)	میزان بیشینه جابجایی تیر به سمت بالا (mm)	محل گسیختگی
مدل ۱	نمونه اصلی (ضخامت ورق انتهایی ۲/۲ cm)	۴۰۹*	۴۲۵*	۴۷۵/۲**	۹۷۶/۵**	۲۱۰	گسیختگی در ورق انتهایی و ۲ پیچ ردیف پایین
مدل ۲	نمونه اصلی با افزایش ضخامت ورق انتهایی	۴۰۳*	۴۲۹*	۳۷۹	۹۷۶/۵**	۱۹۵	گسیختگی ۲ پیچ در پایین‌ترین ردیف
مدل ۳	نمونه اصلی با افزایش قطر پیچ	۴۰۹*	۴۲۲*	۴۷۵/۲**	۹۷۶/۵**	۲۰۴	گسیختگی در ورق انتهایی و ۴ پیچ ردیف پایین
مدل ۴	نمونه اصلی با سخت‌کننده در زیر و روی بال تیر	۴۰۴*	۴۵۱*	۳۸۵	۹۷۶/۵**	۱۹۴	گسیختگی جزئی در سخت‌کننده فوقانی و ۲ پیچ ردیف پایین
مدل ۵	نمونه اصلی با سه ورق در جان تیر	۴۱۴*	۴۵۳/۶**	۴۷۵/۲**	۹۷۶/۵**	۲۱۰	گسیختگی در ستون و ورق انتهایی و ۲ پیچ ردیف پایین
مدل ۶	نمونه اصلی با سخت‌کننده در دو طرف ستون	۴۱۲*	۳۵۳*	۴۷۵/۲**	۹۷۶/۵**	۲۰۰	گسیختگی در ورق انتهایی و ۲ پیچ در پایبندترین ردیف
مدل ۷	نمونه اصلی با سخت‌کننده در دو طرف ستون و ورق مضاعف	۴۱۳*	۴۴۰*	۴۴۷	۹۷۶/۵**	۱۸۸	گسیختگی در سخت‌کننده و ۲ پیچ ردیف پایین
مدل ۸	نمونه اصلی با کاهش عرض بال تیر	۴۰۹*	۴۳۱*	۴۷۵/۲**	۹۷۶/۵**	۲۱۱	گسیختگی در ورق انتهایی و ۲ پیچ ردیف پایین
مدل ۹	نمونه اصلی با کاهش در جان تیر	۴۷۵/۲**	۳۵۹*	۴۷۵/۲**	۹۲۲	۲۷۶	گسیختگی در تیر و ورق انتهایی





شکل (۲۹): تغییر شکل سخت کننده‌ها در مدل هفتم

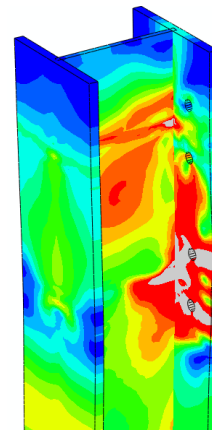


شکل (۲۶): تغییر شکل پلاستیک سخت کننده‌ها در مدل پنجم

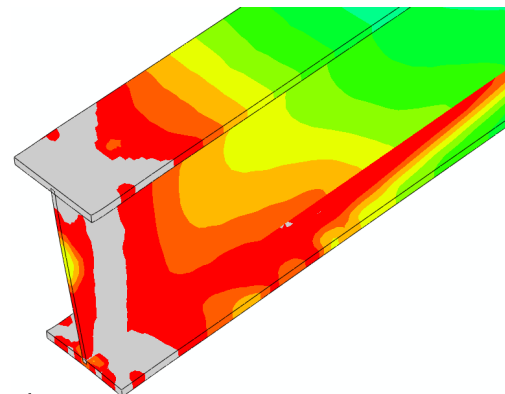
به میزان زیادی نسبت به ستون تغییر شکل‌های پلاستیک را تجربه می‌کند.

برای دور کردن مفاصل پلاستیک از ناحیه اتصال می‌توان علاوه بر تقویت ناحیه اتصال، تیر را ضعیف کرد. در مدل هشتم مطابق شکل (۳۰) از اتصالات RBS پیشنهادی مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در اتصالات با ورق انتهایی بلند استفاده شده است. برای اتصال در مدل هشتم a، b و c بترتیب ۱۰، ۲۰ و ۳ سانتی‌متر در نظر گرفته شدند.

با بررسی مدل هشتم مشاهده می‌شود در ورق انتهایی و پیچ‌ها همانند مدل اصلی گسیختگی دیده می‌شود و در میزان انرژی جذب شده توسط تغییر شکل پلاستیک در اعضای مختلف قاب فولادی در اتصال پیشنهادی مبحث دهم مقررات ملی ساختمان تفاوت خاصی دیده نمی‌شود. تیرهای با جان بازشودار با علامت اختصاری WRSB از دیگر راهکارهایی هستند که باعث تسلیم مصالح و در نتیجه استهلاک انرژی در فاصله‌ای دور از ناحیه اتصال می‌شوند. در شکل (۳۱) نمونه تیر با جان کاهش یافته مفروض در مدل نهم نمایش داده شده است [۱۷].

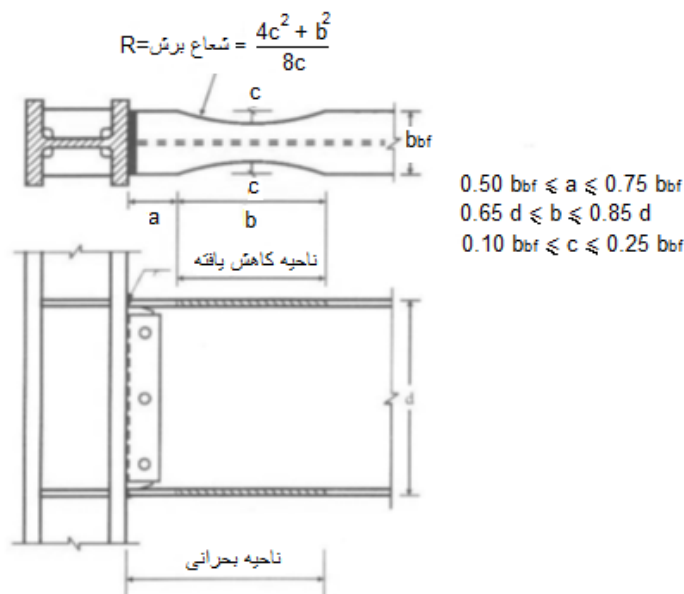


شکل (۲۷): تغییر شکل پلاستیک ستون در مدل هفتم



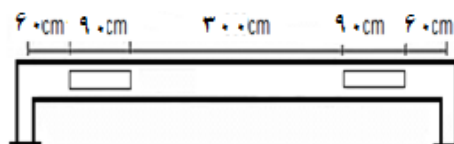
شکل (۲۸): تغییر شکل پلاستیک تیر در مدل هفتم

می‌توان گفت در مدل هفتم افزودن ورق پیوستگی و مضاعف در رفتار قاب بسیار موثر است زیرا مطابق شکل (۲۸) و (۲۹) علاوه بر نقش موثر ورق مضاعف و ورق پیوستگی در جذب انرژی ناشی از تغییر شکل پلاستیک، تیر



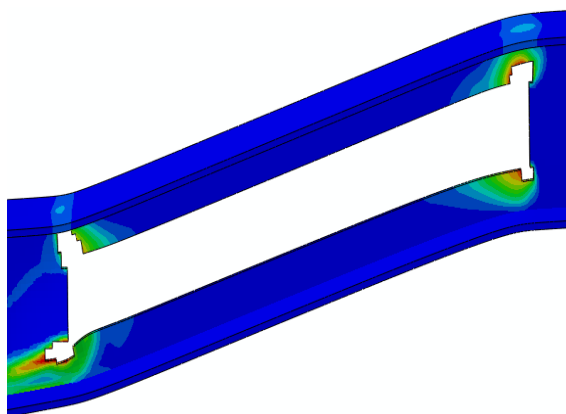
شکل (۳۰): مشخصات پیشنهاد شده اتصالات RBS در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۶]

هیچ تاثیری در بهبود رفتار اتصال در مقابل بار انفجاری نداشته است.



شکل (۳۱): ابعاد تیر WRSB مدل سازی شده در نمونه

نهم [۱۷]



شکل (۳۲): گسیختگی تیر در مدل نهم

بر اساس نتایج از تحلیل رفتار مدل نهم مطابق جدول (۵) مشاهده می شود که دیگر گسیختگی در هیچ پیچی از این مدل دیده نمی شود. اما مطابق شکل (۳۲) در این مدل ورق پیوستگی و تیر به تنش گسیختگی رسیده اند و جذب انرژی بواسطه تغییر شکل پلاستیک در تیر تغییر نیافته است و تنش در ورق انتهایی، پیچ و ستون کم شده که مناسب می باشد.

با نگاهی دقیق تر به نتایج مدل های هشتم و نهم می توان گفت برای کاهش سطح مقطع تیر جهت عدم پیشرفت خرابی در ناحیه اتصال و ستون در برابر بارهای انفجاری، استفاده از تیر با جان کاهش یافته بسیار مفید می باشد، چون همانطور که در مدل نهم بررسی شد علاوه بر عدم گسیختگی در پیچ، میزان تغییر شکل های پلاستیک در ستون بسیار کاهش می یابد. در حالی که تیر با بال کاهش یافته

#### ۴- نتیجه گیری

بررسی های انجام شده در این تحقیق در خصوص ارزیابی عملکرد اتصالات صلب تیر به ستون تحت اثر بارهای انفجاری نشان داده است که:

- جانمایی سخت کننده ها در محل اتصال برای بهبود عملکرد سازه های فولادی با اتصالات ورق انتهایی بلند بسیار اهمیت دارد.



Numerical Simulation”, Turkish Journal of Engineering and Environmental, Vol. 34, pp. 25-41.

[۹] قاسمیه، م. و جلال پور، م. (۱۳۸۶)، ”بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال خمشی پیچی با صفحه انتهایی بلند“، نشریه دانشکده فنی، جلد ۴۱، شماره ۲.

[10] Liu, J.L. (2010), “Preventing Progressive Collapse Through Strengthening Beam-to-Column Connection, Part 2: Finite Element Analysis”, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 66, pp. 238-247.

[11] Yim H.C. and Krauthammer T. (2009), “Load-impulse characterization for steel connection”, International Journal of Impact Engineering, Vol. 36, pp. 737-745.

[12] Ngo, T., Mendis, P., Gupta, A. and Ramsay, J. (2007), “Blast Loading and Blast Effects on Structures-An Overview”, The University of Melbourne, Australia , EJSE Special Issue: Loading on Structures, pp.76-91.

[13] Srouji, R., Kukerti, A.R. and Murray, T.M. (1983), “Yield Line Analysis of End-Plate Connections with Bolt Force Predictions”, Research Report No. FSEL/MBMA 83-05, Fears Structural Engineering Laboratory, School of Civil Engineering and Environmental Science, University of Oklahoma, Norman, Oklahoma, USA.

[14] ABAQUS/CAE version 6.10 (2011), Hibbit, Karlsson & Sorensen Inc., Pawtucket, R.I.

[15] AISC, Manual of steel construction, (1997), “Load and Resistance factor Design”, American Institute of Steel Construction, Chicago.

[۱۶] وزارت مسکن و شهرسازی، معاونت امور مسکن و ساختمان (۱۳۸۷)، ”مقررات ملی ساختمان ایران“، مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی.

[۱۷] عرفانی، س. (۱۳۹۰)، ”بررسی تیرهای فولادی با جان کاهش یافته با استفاده از المان قاب ترکیبی“، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران.

افزودن سخت کننده‌ها در تیر ناحیه اتصال و یا افزایش ضخامت ورق انتهایی موثر نمی‌باشد ولی ترکیب توام ورق پیوستگی و مضاعف در ستون ناحیه چشمه اتصال گزینه بسیار مناسبی برای تقویت ناحیه اتصال است.

بطور کلی عملکرد سازه‌های فولادی با اتصالات ورق انتهایی بلند بطور مستقیم با ضخامت جان تیر و ستون در ناحیه چشمه اتصال مرتبط است، چرا که گسیختگی‌های ناشی از بارهای انفجاری بیشتر به صورت برشی است.

برای تقویت ناحیه اتصال در برابر بارهای انفجاری می‌بایستی مطابق مدل هفتم، با اضافه کردن ورق مضاعف به ضخامت ستون افزود و یا آنکه مانند مدل نهم با کاهش سطح جان تیر خرابی را از ناحیه اتصال و ستون دور کرده و به تیر منتقل نمود.

## ۵- مراجع

[1] Sabuwala, T. and Linzell, D. (2005), “Theodor Krauthammer, Finite Element Analysis of Steel Beam to Column Connections Subjected to Blast Loads”, International Journal of Impact Engineering, Vol. 31, pp. 861-876.

[2] US Department of the Army. (1990), “Design of Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions”, US Department of the Army Technical Manual, TM5-1300.

[3] GSA. (2005), “General Service Administration”, Facilities Standards (P100). Washington, D.C.

[4] Krauthammer, T. (2008), “Building Blast Simulation and Progressive Collapse Analysis”, University of Florida and J. Cipolla, SIMULIA, Inc. Journal of Impact Engineering, Vol. 31, pp. 85-111.

[5] Richard Liew, J.Y. (2008), “Survivability of Steel Frame Structures Subject to Blast and Fire”, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, pp. 854-866.

[6] Rose, T.A, Smith, P.D, May, J.H. (2006), “The Interaction of Oblique Blast Waves with Buildings”, Shock Waves, Vol. 16, pp.35-44.

[۷] پیش‌نویس مبحث بیست و یکم مقررات ملی ساختمان (۱۳۸۸)، ویرایش ششم.

[8] Izadifard, R.A. and Forotan, M. (2010), “Blastwave Parameters Assessment at Different Altitude Using



محل الصادق  
عکس

# انجمن سازه های فولادی ایران

برگه درخواست عضویت

## ۱. مشخصات

- اشخاص حقیقی:

First Name:  نام

Last Name:  نام خانوادگی

نام پدر: ..... شماره شناسنامه: ..... سال تولد: ..... محل تولد: ..... کد ملی: .....

- اشخاص حقوقی (مشخصات نماینده شرکت در اشخاص حقیقی درج شود):

نام شرکت: ..... شماره ثبت: ..... تاریخ ثبت: ..... محل ثبت: ..... فعالیت اصلی: .....

## ۲. سوابق تحصیلی

نوع مدرک	رشته تحصیلی	تاریخ اخذ	دانشگاه	کشور - شهر

## ۳. سوابق حرفه ای

محل خدمت	سمت	از تاریخ	تا تاریخ

فعالیت سازمان مربوط

- |   |  |   |   |
|---|--|---|---|
| <input type="checkbox"/> مدیر ارشد                        | <input type="checkbox"/> کارشناس طراحی       | <input type="checkbox"/> خدمات طرح و ساخت | <input type="checkbox"/> تولید کننده محصولات فولادی       |
| <input type="checkbox"/> مدیر اجرایی                      | <input type="checkbox"/> کارشناس مصالح       | <input type="checkbox"/> خدمات مشاوره     | <input type="checkbox"/> تولید کننده ماشین آلات و تجهیزات |
| <input type="checkbox"/> مدیر تولید                       | <input type="checkbox"/> کارشناس ماشین آلات  | <input type="checkbox"/> خدمات پیمانکاری  | <input type="checkbox"/> دستگاه های اجرایی                |
| <input type="checkbox"/> مدیر طراحی                       | <input type="checkbox"/> کارشناس کنترل کیفیت | <input type="checkbox"/> خدمات پژوهشی     | <input type="checkbox"/> سایر                             |
| <input type="checkbox"/> عضو هیأت علمی (مرتبه علمی) ..... | <input type="checkbox"/> خدمات آموزشی        |   |   |

## ۴. نشانی

منزل ..... کدپستی .....

تلفن ..... کد ..... فاکس ..... موبایل .....

محل کار ..... کدپستی .....

تلفن ..... کد ..... فاکس ..... صندوق پستی ..... پست الکترونیک .....

مکاتبات انجمن با کدام نشانی انجام گیرد:  منزل  محل کار

اینجانب ..... صحت مندرجات این برگه را تایید نموده و با آگاهی نسبت به اساسنامه انجمن سازه های فولادی ایران

درخواست عضویت حقوقی  حقیقی  دانشجویی  در این انجمن را دارم.

امضاء تاریخ

## ۵. کتب و مقالات

عنوان	موضوع	محل انتشارات	تاریخ
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد .

## ۶. عضویت در سایر انجمن های علمی

نام انجمن	موضوع	نوع عضویت	تاریخ عضویت
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد .

## مدارک لازم جهت عضویت

۳ قطعه عکس ۳\*۴- تصویر شناسنامه- تصویر آخرین مدرک تحصیلی (نماینده شرکت)- رسید پرداخت حق ورودیه- روزنامه رسمی و اساسنامه شرکت

حق عضویت :

- اعضای حقیقی پانصد هزار ریال
- اعضای حقوقی سه میلیون و پانصد هزار ریال
- اعضای دانشجویی دویست هزار ریال
- مجلات و موسسات علمی پژوهشی یک میلیون ریال

به حساب جاری شماره ۴۵۰۷۰۴۳۳ بانک تجارت شعبه مرکزی کد ۴۵۰ به نام انجمن سازه های فولادی ایران

شماره شبای IR070180000000000045070433

لطفاً پس از تکمیل این برگه را به همراه مدارک به نشانی زیر، دبیرخانه انجمن سازه های فولادی ایران ، ارسال فرمایید :

تهران- بزرگراه شیخ فضل ا. نوری - فاز ۲ شهرک فرهنگیان- خیابان نارگل- خیابان شهید علی مروی- خیابان حکمت-

مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی- آزمایشگاه سازه - انجمن سازه های فولادی ایران- کد پستی : ۱۴۶۳۹۱۷۱۵۱

شماره تماس: ۸۸۲۵۵۹۴۲ داخلی ۵۶۱ تلفکس : ۸۸۳۸۴۱۹۹

یا

پست الکترونیکی:

info@iss.ir

civilchapter@gmail.com

جهت اطلاعات بیشتر به نشانی [www.iss.ir](http://www.iss.ir) مراجعه نمایید .