



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: دکتر مجید جمال امیدی

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

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

نشریه علمی و پژوهشی

# سازه و فولاد

نشانی:

تهران، بزرگراه رسالت، خیابان شهید  
کابلی، پلاک ۱۰، واحد ۱۰

تلفن:

۸۸۴۶۹۰۰۴-۸۸۴۲۹۴۳۸

پایگاه اینترنتی:

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

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

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

# 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 دهم - شماره‌ی پانزدهم

بهار و تابستان ۱۳۹۳

مقالات این مجله در پایگاه‌های ذیل نمایه می‌شوند:

۱. پایگاه استنادی علوم جهان اسلام (ISC) <http://www.srlst.com>
۲. پایگاه اطلاعات جهاد دانشگاهی (SID) <http://www.SID.ir>
۳. بانک اطلاعات نشریات کشور (magiran) <http://www.magiran.com>

## فهرست

- انجمن سازه‌های فولادی ایران ..... ۲
- اثر تأخیر زمانی در کنترل سازه‌ها با روش تخصیص قطب‌ها ..... ۵  
**The Effect of Time Delay on Control of Structures with Pole Assignment Method**  
فریدون امینی، طیبه ناظمی هرندی
- ارزیابی رفتار اتصالات خمشی با صفحه انتهایی هم‌تراز تحت خمش و نیروی محوری ..... ۱۳  
**Behavior of Flush End-plate Moment Connections subjected to Bending and Axial Forces**  
مهدی قاسمیه، علیرضا گودرزی، علی ارزیتون
- تأثیر فولاد نرم و تغییرات ضخامت ورق در رفتار پس‌کمانشی و مقاومت نهایی دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید ..... ۲۹  
**The Influence of Low Yield Point Steel (LYP) and Plate Thicknesses in Post-buckling Behavior and Ultimate Strength of Semi-Rigid Steel Plate Shear Walls**  
محمد علی برخوردار، سید ابراهیم سادات خلردی
- تحلیل کمانشی قاب‌های فولادی دو بعدی با پیوندهای گوناگون ..... ۳۹  
**Buckling Analysis of Plane Steel Frames with Various Connections**  
محمد رضایی پزند، محسن بمبائی چی، صفا پیمان
- معرفی شاخص "عمر مفید باقی مانده ساختمان" برای ارزیابی آسیب پذیری لرزه‌ای سازه‌ها ..... ۵۷  
**Introduction of New Index Named "Remaining Useful Life of Building" to Assess the Seismic Vulnerability of Structures**  
موسی محمودی صاحبی، حسین اعتضادی‌فر
- مقایسه عملکرد لرزه‌ای قاب‌های با مهاربندی کمانش تاب و قاب‌های مجهز به فیوز تسلیم شونده ..... ۶۷  
**Comparison of Seismic Performance of BRB Frames and Yielding Brace Systems**  
غلامرضا قدرتی‌امیری، سجاد ویس‌مرادی، احسان درویشان
- بهبود رفتار لرزه‌ای مهاربند دروازه‌ای با استفاده از المان شکل پذیر در حوزه نزدیک گسل ..... ۸۱  
**Improvement of the Seismic Behavior of Y-Shape Bracing using a Ductile Element, in Near Source Zone**  
مرتضی نقی‌پور، محسن بزرگ‌نسب، سید سعید سمائی
- یادداشت فنی**
- بررسی تاثیر پارامترهای ورق اتصال بر عملکرد قابهای با مهاربندی همگرا ..... ۹۳  
**Evaluation for effect of Gusset plate parameters on the performance of Convergent Braced Frames**  
جواد کاتبی، مهدی کهریزی
- شیوه نگارش ..... ۱۰۵
- فرم عضویت ..... ۱۰۶

### 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 توصیفاتی که در قرآن کریم از فولاد به عمل آمده و از آن به عنوان مصالحی با مقاومت بسیار بالا که منفع فراوانی برای مردم دارد یاد شده، همواره از جایگاه خاصی برخوردار بوده است.

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

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

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

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

انجمن سازه‌های فولادی ایران



# اثر تأخیر زمانی در کنترل سازه‌ها با روش تخصیص قطب‌ها

فریدون امینی<sup>۱</sup>، طیبه ناظمی هرندی<sup>۲</sup>  
(تاریخ دریافت: ۹۲/۷/۱۱، تاریخ پذیرش: ۹۳/۰۲/۰۱)

## چکیده

روش تخصیص قطب‌ها یکی از الگوریتم‌های محاسبه نیروی کنترل، در کنترل فعال سازه‌ها است. یکی از مشکلات سیستم‌های کنترلی، تأخیر زمانی ناشی از پردازش داده‌ها و وارد کردن نیروی کنترل به سازه است که باعث کاهش بازدهی الگوریتم خواهد شد. در این تحقیق اثر تأخیر زمانی در کنترل سازه‌ها به روش تخصیص قطب‌ها، و نیز روش کاهش اثر آن مورد بررسی قرار می‌گیرد. به منظور کاهش و یا حذف اثرات تأخیر زمانی، باید ترم تأخیر در ابتدای کار، در معادله اصلی وارد شود. این کار با بهره‌گیری از سری تیلور، و وارد کردن ترم تأخیر زمانی در ماتریس‌های سیستم انجام می‌شود. بدین ترتیب معادله اصلی سازه، ساده‌تر شده، و حل آن به سادگی حل یک معادله بدون تأخیر زمانی خواهد بود. معادله حاصل، با استفاده از روش تخصیص قطب‌ها بررسی شده و نیروی کنترل بهینه محاسبه می‌شود.

## کلمات کلیدی

کنترل فعال سازه‌ها، تأخیر زمانی، روش تخصیص قطب‌ها

## The Effect of Time Delay on Control of Structures with Pole Assignment Method

F. Amini, T. Nazemi Harandi

### ABSTRACT

Pole assignment method is one of the algorithms for calculating the control force in active control of structures. One of the problems of control systems is time delay due to data processing and apply control force to structure that will reduce the efficiency of the control algorithm. In this study, the effects of time delay on pole assignment method for the control of structures, as well as how to reduce its effectiveness will be evaluated. In order to reduce or remove the effect of time delay, delay term will be considered in the original equation in the beginning of the affair. It is carried out by using the Taylor series, and importing the time delay term in the matrixes of the system. Thus, the equations of the structure are simplified and will be solved such as simple equations without time delay. The obtained equations are studied by using pole assignment method and the optimal control force is calculated.

### KEYWORDS

Active control of structures, Time delay, Pole assignment method

۱- استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، famini@iust.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، t\_nazemi@civileng.iust.ac.ir



روند رو به رشد بلند مرتبه سازی و ساخت و ساز در مناطق لرزه خیز و همچنین لزوم عملکرد مناسب سازه در برابر نیروهای ناشی از زمین لرزه و بادهای شدید، باعث شده تلاش‌ها و تحقیقات زیادی توسط مهندسين برای دستیابی به انواع روش‌های کنترلی جهت بهبود رفتار لرزه‌ای سازه‌ها انجام پذیرد. در واقع، به دلیل عملکرد محرک‌های الکترومکانیکی، یک تأخیر زمانی در اعمال نیروی کنترل حاصل می‌شود. با پیشرفت فناوری، اتلاف زمان ناشی از جمع‌آوری داده و محاسبات نیروی کنترلی آنلاین کاهش می‌یابد. به هر حال زمان ناشی از پردازش سیگنال‌ها و عکس‌العمل محرک‌ها - که تأخیر زمانی نام دارد - اثر زیان‌باری بر پایداری و عملکرد سیستم کنترل خواهد گذاشت. تحقیقات زیادی در زمینه تلاش برای کاهش، جبران و یا حذف اثرات آنها انجام شده است. بدین منظور از ابتدا در معادله حرکت سازه، تأخیر زمانی در بردار نیروی کنترل وارد و معادله بر این مبنا حل شده و نیروی کنترل به دست می‌آید. روش‌های مختلفی برای حل معادله با تأخیر زمانی پیشنهاد و بررسی شده که هر کدام دارای مزایا و معایبی می‌باشند.

از میان الگوریتم‌های مختلفی که امروزه به منظور کنترل سازه‌ها به کار می‌روند، الگوریتم تخصیص قطب‌ها یکی از مناسب‌ترین روش‌ها در کنترل سازه محسوب می‌شود و استفاده از آن به طور قابل ملاحظه‌ای در مطالعات و تحقیقات کنترل مرسوم می‌باشد. در این تحقیق اثر تأخیر زمانی در کنترل سازه‌ها به روش تخصیص قطب‌ها، و نیز روش کاهش اثر آن مورد بررسی قرار می‌گیرد.

استفاده از روش تخصیص قطب‌ها برای کنترل ارتعاشات سازه‌های مهندسی عمران توسط Abdel-Rohman و Leipholtz [۱] و Amini [۲] مورد تحقیق و بررسی قرار گرفته است.

بررسی اثر تأخیر زمانی نیز در کارهای Abdel-Rohman [۳]، Chung و همکارانش [۴]، McGreevy و همکارانش [۵] و Soong [۶] مورد توجه قرار گرفته است.

## ۲- تأخیر زمانی

تأخیر زمانی در سیستم‌های کنترل برای سازه‌های تحت اثر زلزله ناشی از عوامل زیر است:

- زمان لازم برای اندازه‌گیری پاسخ‌های بردار حالت هنگام شتاب زمین و پردازش آنها توسط سیستم پردازنده مرکزی
  - محاسبه نیروی کنترلی مورد نیاز توسط سیستم کنترلی
  - تولید سیگنال لازم برای فعال کردن دستگاه‌های کنترل
  - تولید نیروی کنترل مورد نیاز و اعمال آن به سازه
- این تأخیر بین زمان مفروض برای اعمال نیروی کنترل و زمان واقعی اعمال، باعث تنزل بازدهی کنترل و یا حتی ناپایداری سیستم خواهد شد.
- مسأله تأخیر زمانی از دو جنبه قابل بررسی است:
- بررسی اثر تأخیر زمانی روی پایداری و عملکرد سیستم کنترلی
  - مطالعه روش‌های جبران تأخیر زمانی به منظور بهبود عملکرد سیستم کنترلی

## ۳- معادلات حرکت

معادلات حرکت برای یک سیستم  $n$  درجه آزادی را که در معرض نیروی خارجی و کنترل قرار دارد، می‌توان به صورت زیر در نظر گرفت:

$$M \ddot{x}(t) + C \dot{x}(t) + K x(t) = D u(t) + E f_e(t) \quad (1)$$

که در آن  $M$ ،  $C$  و  $K$ ، به ترتیب ماتریس‌های  $n \times n$  بعدی جرم، میرایی و سختی می‌باشند. بردار  $x$  به جایی  $x(t)$  برداری  $n \times 1$  بعدی است که در آن  $x_i$  بردار  $x$  به جایی طبقه  $i$ ام نسبت به زمین است.  $u(t)$  یک ماتریس  $m \times n$  بعدی، نماینده نیروی کنترل تولید شده توسط محرک است؛  $f_e(t)$  بردار  $n \times 1$  نیروی دینامیکی خارجی است؛  $D$  و  $F$  ماتریس‌های  $n \times m$  و  $n \times r$  موقعیت هستند که به ترتیب مکان نیروی کنترل و نیروی خارجی را نشان می‌دهند [۷].



#### ۴- معادلات حرکت در فضای حالت با در نظر گرفتن

##### تأخیر زمانی

برای وارد کردن اثر تأخیر زمانی در کنترل سازه‌ها از سری تیلور نیروی کنترل استفاده کرده و معادلات به شکل زیر بازنویسی می‌شوند:

$$u(t) = u(t-t_d) + t_d \times \ddot{u}(t-t_d) + \frac{t_d^2}{2} \times \dddot{u}(t-t_d) + \frac{t_d^3}{6} \times \overset{(4)}{u}(t-t_d) + \dots \quad (2)$$

اگر تأخیر زمانی در معادلات سازه وارد شود، معادلات به شکل زیر بازنویسی می‌شوند:

$$M \ddot{x}(t) + C \dot{x}(t) + K x(t) = D u(t-d) + E f_e(t) \quad (3)$$

که در این رابطه  $t_d$  میزان تأخیر نیروی کنترل است. این معادله در فضای حالت به صورت زیر است:

$$\dot{q}(t) = A q(t) + B u(t) + H f_e(t) \quad (4)$$

که پارامترهای آن با توجه به سری تیلور نیروی کنترل به صورت زیر است:

$$q(t) = \begin{Bmatrix} x \\ \dot{x} \\ u(t-t_d) \\ \dot{u}(t-t_d) \end{Bmatrix} \quad (5)$$

$$A = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C & -M^{-1} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & I \\ 0 & 0 & \frac{-2}{T_d^2} & \frac{-2}{T_d^2} \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$B = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \frac{2}{T_d^2} \end{Bmatrix} \quad (7)$$

$$H = \begin{Bmatrix} 0 \\ M^{-1} \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (8)$$

در این رابطه:

A ماتریس  $n \times n$  بعدی سیستم، B ماتریس  $n \times m$  بعدی مکان نیروی کنترل و H ماتریس مکان نیروی خارجی که  $n \times r$  بعدی است. ماتریس‌های 0 و I ذکر شده ماتریس صفر و واحد به سائز  $n \times n$  هستند.  $T_d$  ماتریس  $n \times n$  شامل تأخیر زمانی کنترلرهای موجود در درجات آزادی سازه است.

شکل کلی معادله به صورت زیر است:

$$\begin{Bmatrix} \dot{x} \\ \ddot{x} \\ \dot{u}(t-t_d) \\ \ddot{u}(t-t_d) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C & -M^{-1} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & I \\ 0 & 0 & \frac{-2}{T_d^2} & \frac{-2}{T_d^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ \dot{x} \\ u(t-t_d) \\ \dot{u}(t-t_d) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \frac{2}{T_d^2} \end{Bmatrix} \{u(t)\} + \begin{Bmatrix} 0 \\ M^{-1} \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \{f_e(t)\} \quad (9)$$

در مجموع تعداد  $n$  قطب وجود دارد که  $2n$  قطب آن، با ضریب میرایی و فرکانس طبیعی سازه ارتباط داشته و  $2n$  قطب دیگر مربوط به تأخیر زمانی موجود در درجات آزادی سازه می‌باشد. با در نظر گرفتن بردار نیروی کنترل، که در حالت کنترل خطی حلقه بسته به صورت تابعی خطی از بردار حالت در نظر گرفته می‌شود، خواهیم داشت:

$$u(t) = F.q(t) \quad (12)$$

#### ۵- اعمال روش تخصیص قطب‌ها

مقادیر ویژه سیستم کنترل نشده، که مقادیر ویژه ماتریس A هستند برای هر مود به صورت زیر است:

$$\lambda_i^1, \lambda_i^2 = -\zeta_i \omega_i \pm j \omega_i \sqrt{1 - \zeta_i^2} \quad (10)$$

$$\lambda_i^3, \lambda_i^4 = -\frac{1}{t_{di}} \pm j \frac{1}{t_{di}} \quad (11)$$



با جایگذاری در رابطه (۴) خواهیم داشت:

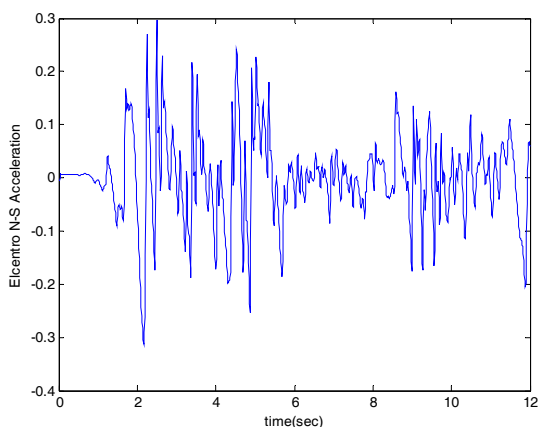
$$\dot{q}(t) = (A + B.F).q(t) + H.f_e(t) \quad (13)$$

روش تخصیص قطب‌ها، با انتخاب مقادیر ویژه برای ماتریس سیستم  $A+B.F$  ماتریس بهره  $F$  را به گونه‌ای به دست می‌آورد که مقادیر ویژه مورد نظر را داشته باشد. در این تحقیق قسمت حقیقی  $2n$  قطب اول ماتریس در یک ضریب ثابت، که با روش سعی و خطا به دست می‌آید ضرب شده و قسمت موهومی ثابت نگه داشته می‌شود. قسمت حقیقی و موهومی  $2n$  قطب دوم نیز در یک ضریب ثابت ضرب می‌شود. ضرایب به گونه‌ای انتخاب می‌شوند که پاسخ‌های سیستم اعم از جابجایی‌ها و شتاب‌ها، با اعمال نیروی کنترل در محدوده مجاز قرار بگیرند.

گرفته است و نتایج حاصله را می‌توان با روش‌های ارائه شده در سایر مقالات مقایسه نمود. مدت زمان مورد بررسی ۱۲ ثانیه اول زلزله می‌باشد و گام زمانی آن  $0.1$  ثانیه است. منحنی این شتاب نگاشت در شکل (۲) مشاهده می‌شود.

جدول (۱): مشخصات سازه‌ای مدل ۸ طبقه

$m_1=m_2=400 \text{ tons}$ $m_3=m_4=\dots=m_8=350 \text{ tons}$	جرم طبقه
$k_1=k_2=k_3=3 \times 10^5 \text{ kN/m}$ $k_4=k_5=k_6=2/5 \times 10^5 \text{ kN/m}$ $k_7=k_8=1/8 \times 10^5 \text{ kN/m}$	سختی الاستیک هر طبقه
$\zeta = 0.3$	ضریب میرایی تمام مودها

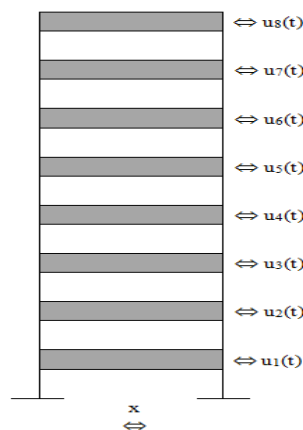


شکل (۲): نمودار شتاب نگاشت زلزله السترو

## ۶- مثال عددی

### ۶-۱- مشخصات سازه

شماتیکی از سازه مورد بررسی در شکل (۱) آورده شده است. مدل جرم متمرکزی برای یک ساختمان هشت طبقه مورد نظر می‌باشد [۸]. مشخصات سازه‌ای مدل برای انجام محاسبات به صورت جدول (۱) در نظر گرفته شده است.



شکل (۱): سازه ۸ طبقه مفروض

### ۶-۲- کنترل سازه با تأخیر زمانی $0.05$ ثانیه

برای سازه فوق و با در نظر گرفتن تأخیر زمانی  $0.05$  ثانیه، جابجایی مجاز  $5 \text{ cm}$ ، جابجایی نسبی مجاز از  $1/22 \text{ cm}$  و شتاب مجاز  $5/8 \text{ m/s}^2$  پاسخ‌های کنترل شده به دست آورده می‌شود.

پاسخ‌های کنترل شده سازه مذکور تحت چهار حالت زیر بیان شده‌اند:

۱- کنترل نشده

۲- کنترل شده با استفاده از روش موجود

۳- کنترل شده با تأخیر زمانی صفر

در این تحلیل از شتاب نگاشت زلزله السترو با جهت شمال-جنوب استفاده شده است که فرکانس غالب آن کم بوده و در تحقیقات کنترل سازه مورد توجه زیادی قرار



۴- کنترل شده با تأخیر زمانی و بدون در نظر گرفتن آن در معادلات مقادیر ویژه به گونه‌ای انتخاب شده‌اند که پاسخ‌های کنترل شده سیستم، در حالت ۲ و ۳ یکسان شوند. برای حالت ۴

نیز، نیروهای کنترل به دست آمده از حالت ۳، با تأخیر زمانی، به سازه وارد می‌شوند. پاسخ‌ها در جدول‌های (۲) تا (۴) و شکل‌های (۳) تا (۶) آورده شده است.

جدول (۲): پاسخ‌های سازه ۸ طبقه کنترل شده با استفاده از روش موجود

طَبَقَه	اول	دوم	سوم	چهارم	پنجم	ششم	هفتم	هشتم
بیشینه جابجایی (m)	۰/۰۰۹۰	۰/۰۱۶۶	۰/۰۲۲۸	۰/۰۲۹۶	۰/۰۳۵۲	۰/۰۳۹۰	۰/۰۴۵۳	۰/۰۴۸۵
بیشینه جابجایی نسبی (m)	۰/۰۰۹۰	۰/۰۰۷۹	۰/۰۰۷۲	۰/۰۰۷۸	۰/۰۰۶۴	۰/۰۰۴۳	۰/۰۰۷۲	۰/۰۰۳۶
بیشینه سرعت (m/s)	۰/۰۰۸۸۵	۰/۱۵۸۶	۰/۲۱۳۹	۰/۲۶۷۸	۰/۳۱۰۲	۰/۳۳۳۴	۰/۳۸۰۹	۰/۴۰۴۷
بیشینه شتاب مطلق (m/s <sup>2</sup> )	۴/۰۴۵۸	۴/۹۲۵۹	۴/۵۴۹۵	۳/۷۰۴۷	۴/۰۰۳۳	۴/۱۷۶۷	۴/۶۲۳۶	۴/۷۸۷۰
بیشینه نیروی کنترل (kN)	۱۴۷۳/۲۰	۱۰۵۱/۲۰	۵۶۶/۷۰	۶۴۹/۸۰	۷۷۷/۶۰	۹۷۱/۰۰	۷۲۰/۲۰	۷۱۹/۰۰
متوسط نیروی کنترل (kN)	۱۳۵/۱۴	۱۳۹/۲۲	۱۱۷/۴۳	۱۲۴/۸۷۶	۱۴۵/۸۱	۲۴۳/۷۸	۱۴۲/۷۷	۱۳۶/۶۹

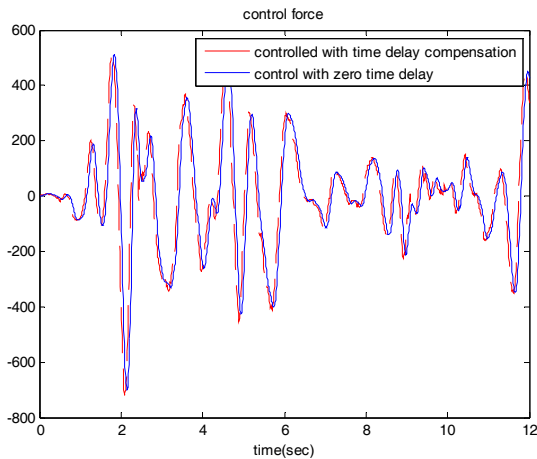
جدول (۳): پاسخ‌های سازه ۸ طبقه کنترل شده با تأخیر زمانی صفر

طَبَقَه	اول	دوم	سوم	چهارم	پنجم	ششم	هفتم	هشتم
بیشینه جابجایی (m)	۰/۰۰۹۰	۰/۰۱۶۶	۰/۰۲۲۸	۰/۰۲۹۶	۰/۰۳۵۲	۰/۰۳۹۰	۰/۰۴۵۳	۰/۰۴۸۵
بیشینه جابجایی نسبی (m)	۰/۰۰۹۰	۰/۰۰۷۹	۰/۰۰۷۲	۰/۰۰۷۸	۰/۰۰۶۴	۰/۰۰۴۳	۰/۰۰۷۲	۰/۰۰۳۶
بیشینه سرعت (m/s)	۰/۰۸۸۵	۰/۱۵۸۶	۰/۲۱۳۹	۰/۲۶۷۸	۰/۳۱۰۲	۰/۳۳۳۴	۰/۳۸۰۹	۰/۴۰۴۷
بیشینه شتاب مطلق (m/s <sup>2</sup> )	۴/۰۴۵۸	۴/۹۲۵۹	۴/۵۴۹۵	۳/۷۰۴۷	۴/۰۰۳۳	۴/۱۷۶۷	۴/۶۲۳۶	۴/۷۸۷۰
بیشینه نیروی کنترل (kN)	۴۴۱/۴۲۰	۴۷۳/۰۵۰	۴۹۲/۵۳۰	۵۶۱/۲۷۴	۶۶۸/۸۰۰	۹۴۲/۱۵۰	۶۹۸/۴۸۰	۷۰۰/۱۷۰
متوسط نیروی کنترل (kN)	۷۲/۲۷۱	۱۰۲/۶۴۰	۱۰۲/۴۷۰	۱۱۶/۸۸۳	۱۳۷/۱۶۰	۲۳۸/۶۹۰	۱۳۸/۳۴۰	۱۳۳/۸۳۰

جدول (۴): پاسخ‌های سازه ۸ طبقه کنترل شده با تأخیر زمانی و بدون در نظر گرفتن آن در معادلات

طَبَقَه	اول	دوم	سوم	چهارم	پنجم	ششم	هفتم	هشتم
بیشینه جابجایی (m)	۰/۰۱۴۲	۰/۰۲۶۹	۰/۰۳۵۶	۰/۰۴۲۶	۰/۰۴۹۳	۰/۰۵۶۱	۰/۰۶۸۷	۰/۰۷۴۵
بیشینه جابجایی نسبی (m)	۰/۰۱۴۲	۰/۰۱۲۹	۰/۰۱۰۲	۰/۰۱۲۹	۰/۰۱۳۳	۰/۰۱۴۱	۰/۰۱۵۶	۰/۰۱۱۴
بیشینه سرعت (m/s)	۰/۱۹۶۹	۰/۳۲۲۷	۰/۳۷۳۵	۰/۴۰۷۸	۰/۳۸۰۸	۰/۴۷۹۷	۰/۵۷۷۴	۰/۶۲۷۱
بیشینه شتاب مطلق (m/s <sup>2</sup> )	۵/۶۹۹۶	۶/۸۰۷۷	۶/۸۹۶۹	۶/۰۳۶۷	۵/۰۰۷۷	۶/۷۴۶۸	۶/۶۲۴۲	۶/۶۳۳۶
بیشینه نیروی کنترل (kN)	۴۴۱/۴۲۰	۴۷۳/۰۵۰	۴۹۲/۵۳۰	۵۶۱/۲۷۴	۶۶۸/۸۰۰	۹۴۲/۱۵۰	۶۹۸/۴۸۰	۷۰۰/۱۷۰
متوسط نیروی کنترل (kN)	۷۲/۲۷۱	۱۰۲/۶۴۰	۱۰۲/۴۷۰	۱۱۶/۸۸۳	۱۳۷/۱۶۰	۲۳۸/۶۹۰	۱۳۸/۳۴۰	۱۳۳/۸۳۰





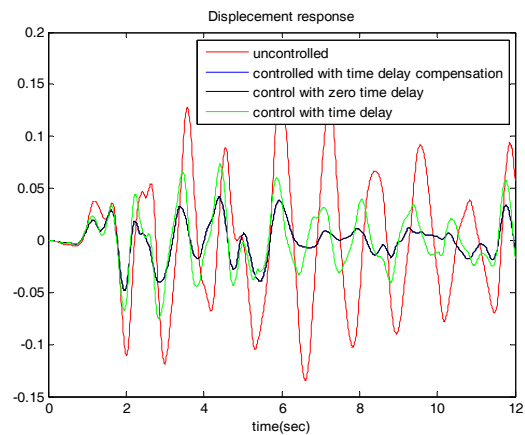
شکل (۶): نمودار نیروی کنترل طبقه هشتم سازه ۸ طبقه در حالات: کنترل شده با استفاده از روش موجود و کنترل شده با تأخیر زمانی صفر

نتایج نشان می‌دهند که روش موجود به خوبی قادر به کاهش پاسخ‌های سازه با وجود تأخیر زمانی می‌باشد. مقایسه متوسط نیروی کنترل نشان می‌دهد که هنگام وجود تأخیر زمانی ۰/۰۵ ثانیه در تمامی کنترلرها، به طور متوسط به میزان ۱۳/۷۶٪ نیروی بیشتری مورد نیاز است.

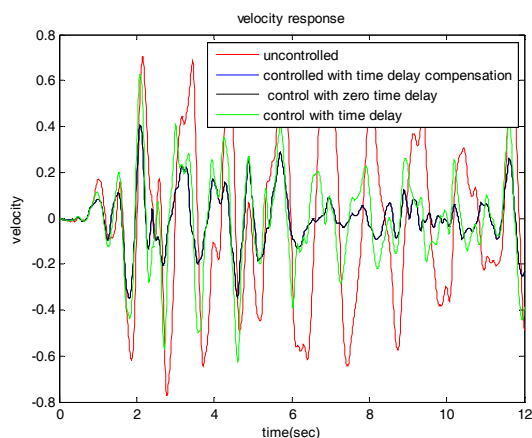
### ۳-۶- اثر میزان تأخیر زمانی در الگوریتم کنترل

برای بررسی اثر میزان تأخیر زمانی روی الگوریتم کنترل، تأخیرهای زمانی مختلف در نظر گرفته شده و نمودار میزان نیروی کنترل بر حسب تأخیر در شکل (۷) و (۸) رسم شده است. قطب‌های سیستم کنترلی به نحوی انتخاب شده‌اند که بیشینه پاسخ‌های سازه اعم از جابجایی، سرعت و شتاب به ازای همه تأخیرهای زمانی به مقدار یکسانی برسند. با توجه به روش استفاده شده در این تحقیق و وارد شدن ترم تأخیر زمانی در ماتریس سیستم، با فرض یکسان بودن قطب‌ها، ماتریس‌های بهره مختلف و در نتیجه نیروهای کنترل متفاوت به دست خواهد آمد.

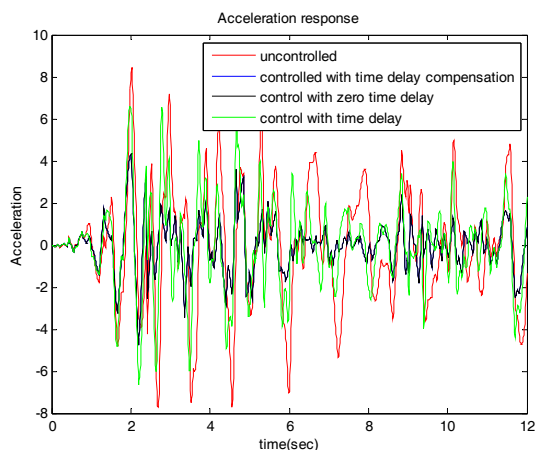
اگر میزان بیشینه نیروی کنترل را حدود ۵-۳٪ وزن سازه در نظر بگیریم، نمودارهای (۷) و (۸) نشان می‌دهند که الگوریتم موجود، به خوبی قادر به کنترل سازه مذکور تا تأخیر زمانی حدود ۰/۰۵ ثانیه می‌باشد. از این تأخیر زمانی



شکل (۳): نمودار جابجایی مطلق طبقه هشتم سازه ۸ طبقه در ۴ حالات: (۱) کنترل نشده، (۲) کنترل شده با استفاده از روش موجود (۳) کنترل شده با تأخیر زمانی صفر (۴) کنترل بهینه با تأخیر زمانی و بدون در نظر گرفتن آن در معادلات



شکل (۴): نمودار سرعت طبقه هشتم سازه ۸ طبقه در ۴ حالت



شکل (۵): نمودار شتاب مطلق طبقه هشتم سازه ۸ طبقه در ۴ حالت

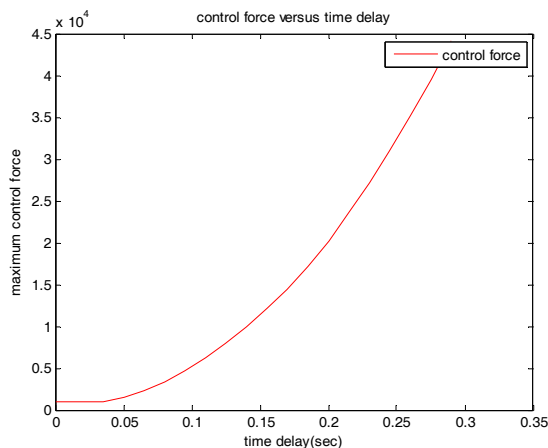


زمانی در کنترل سازه‌ها به روش تخصیص قطب‌ها، و نیز روش کاهش اثر آن مورد بررسی قرار گرفت. اعمال روش پیشنهادی روی یک سازه متعارف نشان داد که تأخیر زمانی باعث کاهش بازدهی الگوریتم کنترل می‌شود. در نظر نگرفتن تأخیر در روند محاسبه نیروی کنترل، ممکن است منجر به ناپایداری سازه شود. همچنین، وارد کردن تأخیر زمانی در الگوریتم محاسبه نیروی کنترل، می‌تواند تا حد زیادی از کاهش بازدهی جلوگیری کند. البته میزان تأخیری که می‌توان در الگوریتم کنترل وارد کرده، و پاسخ‌های قابل قبولی گرفت، محدود است و این میزان برای سازه‌های مختلف، تفاوت دارد. برای سازه هشت طبقه که در این تحقیق بررسی شد، تا حدود ۰/۰۵ ثانیه، می‌توان با نیروی کنترل متعارف، به پاسخ‌های مجاز دست یافت. به طور کلی، وجود تأخیر زمانی، میزان نیروی کنترل مورد نیاز را افزایش می‌دهد. هرچه میزان تأخیر بیشتر شود، افزایش نیروی کنترل ادامه داشته، تا جاییکه به ازای یک مقدار از آن، نیروی کنترل از حد مجاز فراتر می‌رود.

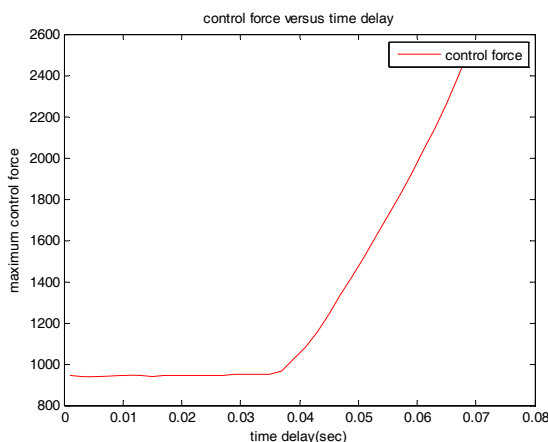
#### ۹- مراجع

- [1] Abdel-Rohman, M. and Leipholz, H.H.E. (1978), "Structural Control by Pole Assignment Method", ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 104, No. 5, pp. 1159-1175.
- [2] Amini F. (1982), "Active Control of Multistory Structures by Pole Assignment Method", Ph.D. Dissertation, Polytechnic Institute of New York.
- [3] Abdel-Rohman, M. (1985), "Structural Control Considering Time Delay Effect", Transactions of the Canadian Society for Mechanical Engineering, Vol. 9, No. 4, pp. 224-227.
- [4] Chung, L., Reinhorn, A.M. and Soong, T.T. (1986), "An Experimental Study of Active Structural Control", in Dynamic Response of Structures, (eds G.C. Hart and R.B. Nelson), ASCE, New York, Vol. 10, pp. 795-802.
- [5] McGreevy, S., Soong, T.T. and Reinhorn A.M. (1988), "An Experimental Study of Time Delay Compensation in Active Structural Control", In Proceedings of the 6<sup>th</sup> International Modal Analysis Conference-IMAC, Orlando, FL, pp. 733-739.
- [6] Soong, T.T. (1990), "Active Structural Control: Theory and Practice", England: Longman Scientific & Technical, England, U.K.

به بعد، شیب نمودار نیروی کنترل با اضافه شدن زمان تأخیر، به سرعت افزایش می‌یابد و با توجه به محدودیت‌های موجود برای بیشینه نیروی کنترل اعمالی توسط دستگاه‌های موجود، از ارزش الگوریتم خواهد کاست.



شکل (۷): نمودار نیروی کنترل بر حسب تأخیر زمانی



شکل (۸): نمودار نیروی کنترل بر حسب تأخیر زمانی

با بزرگ‌نمایی بخش اولیه

#### ۷- نتیجه گیری

روش تخصیص قطب‌ها یکی از الگوریتم‌های محاسبه نیروی کنترل، در کنترل فعال سازه‌ها است. یکی از مشکلات سیستم‌های کنترلی، تأخیر زمانی ناشی از پردازش داده‌ها و وارد کردن نیروی کنترل به سازه است که باعث کاهش بازده الگوریتم خواهد شد. در این تحقیق اثر تأخیر



[۷] مدیری، ف. (۱۳۹۱)، "کنترل لحظه‌ای سازه‌های آسیب دیده و نامنظم به روش تخصیص قطب‌ها"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه علم و صنعت ایران.

[۸] رضوانیان، ا. (۱۳۷۸)، "روشی برای بهینه کردن تعیین قطب-ها در کنترل فعال سازه"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه علم و صنعت ایران.





# ارزیابی رفتار اتصالات خمشی با صفحه انتهایی هم‌تراز تحت خمش و نیروی محوری

مهدی قاسمیه<sup>۱</sup>، علیرضا گودرزی<sup>۲</sup>، علی ارزیتون<sup>۳</sup>  
(تاریخ دریافت: ۹۳/۰۴/۱۰، تاریخ پذیرش: ۹۳/۰۷/۰۱)

## چکیده

به دلیل وجود نیروی محوری علاوه بر لنگر خمشی در تیر سازه‌هایی نظیر سوله‌ها که دارای سقف صلب نمی‌باشند، باید ترکیب لنگر خمشی و نیروی محوری را در اتصال مورد توجه قرار داد. در این مقاله دو نمونه اتصال طراحی گردید، به گونه‌ای که اتصال اول دارای رفتار صفحه‌ی ضخیم و دیگری دارای رفتار صفحه‌ی نازک باشد. لذا به بررسی رفتار دو اتصال طراحی شده تحت اثر توأم خمش با نیروی محوری پرداخته و در ادامه منحنی اندرکنش ترسیم می‌گردد. مشاهده شد که نیروی محوری می‌تواند باعث تغییر مود گسیختگی اتصال و در نتیجه تغییر در ظرفیت خمشی اتصال گردد. نمودار اندرکنش در هر دو نمونه، شباهت بسیار زیادی به یکدیگر دارد و می‌توان این‌گونه نتیجه گرفت که شکل عمومی نمودار اندرکنش تابع ابعاد اتصال نمی‌باشد. در مرحله‌ی بعدی مطالعه اتصالات را تحت بارگذاری رفت و برگشتی مورد ارزیابی قرار داده و همان گونه که انتظار می‌رفت اتصال با صفحه‌ی نازک نسبت به اتصال با صفحه‌ی ضخیم، در طی سیکل‌های بارگذاری بیشتری دچار گسیختگی می‌شود. همچنین مشاهده شد میزان لنگر نهایی، لنگر تسلیم، سختی اولیه و استهلاک انرژی اتصال در صورت وجود نیروی محوری فشاری، افزایش و با اعمال نیروی محوری کششی، کاهش می‌یابد.

## کلمات کلیدی

اتصال خمشی، صفحه انتهایی هم‌تراز، بار محوری، منحنی اندرکنش، استهلاک انرژی

## Behavior of Flush End-plate Moment Connections subjected to Bending and Axial Forces

M. Ghassemieh, A.R. Goudarzi, A. Arzeytoon

### ABSTRACT

In order to study the true behavior of connections in structures without a rigid diaphragm, such as industrial sheds, that the beams carry moments in addition to axial forces, the combination of bending and axial force should be considered substantially. In this paper, two different end-plate moment connections were designed with one based on the thick plate behavior, and the one based on the thin plate behavior. Then, the behavior of both connections subjected to the combination of bending and axial forces were examined and the interaction diagram was drawn. It was seen that the axial force can result in a mode shift and a consequential reduction in the bending capacity of the connection. The interaction diagrams of both samples were similar to each other, proposing the hypothesis that the general shape of the interaction diagram is not a function of connection dimensions. Next, the connections were subjected to cyclic loading and as it was predicted, the connections with thin plate were failed in more cycles compared to the ones with thick plates. It was also observed that the ultimate moment capacity, yielding moment, initial stiffness, and energy dissipation of connection all increased in presence of compressive force, and they were all decreased when subjected to tensile force.

### KEYWORDS

Moment connection, Flush End-plate, Axial force, Interaction diagram, Energy dissipation

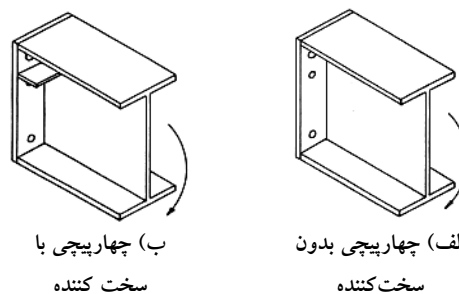
۱- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، mghassem@ut.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، a.goudarzi@ut.ac.ir

۳- دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، arzeytoon@ut.ac.ir



وقوع زلزله‌های مهمی نظیر زلزله سن فرناندو<sup>۱</sup> در سال ۱۹۷۱ و زلزله لوماپریتا<sup>۲</sup> در سال ۱۹۸۹ آسیب‌های فراوانی به سازه‌های موجود وارد آورد. تجارب به‌دست‌آمده از این زلزله‌ها، موجب بازنگری اساسی در آیین‌نامه‌های ساختمانی سازه‌های جدید گردید. در دهه‌های اخیر بررسی اتصالات به منظور ارائه‌ی مدلی بهینه که دربرگیرنده‌ی خواص مکانیکی مطلوب از جمله مقاومت، سختی و شکل‌پذیری باشد، به شکلی فزاینده انجام پذیرفته است. از جمله این مدل‌ها می‌توان به اتصالات با صفحه‌ی انتهایی و به خصوص مدل‌های با صفحه‌ی انتهایی هم‌تراز اشاره نمود. اتصال خمشی با صفحه‌ی انتهایی متشکل از یک صفحه‌ی فولادی است که به انتهای مقطع تیر جوش داده شده و این صفحه به وسیله‌ی ردیف‌هایی از پیچ‌های با مقاومت بالا و پیش‌تنیده به عضو کناری متصل می‌گردد. این نوع اتصال غالباً برای اتصال تیر به ستون یا الحاق دو تیر به یکدیگر مورد استفاده قرار می‌گیرد. در یک اتصال هم‌تراز، صفحه‌ی انتهایی از لبه‌های بال‌های تیر فراتر نمی‌رود و تمام پیچ‌ها بین دو بال تیر قرار می‌گیرند. این گروه از اتصالات به طور معمول در قاب‌های در معرض بارهای جانبی کم به کار می‌روند. این اتصال می‌تواند همراه با سخت‌کننده یا بدون سخت‌کننده مورد استفاده قرار گیرد. شکل (۱) دو نمونه اتصال با صفحه‌ی انتهایی هم‌تراز را در اتصال تیر به ستون نمایش می‌دهد.



ب) چهارپیچ با سخت‌کننده

الف) چهارپیچ بدون سخت‌کننده

شکل (۱): اتصال با صفحه‌ی انتهایی هم‌تراز

Abolmaali و همکارانش اتصال صفحه‌ی انتهایی هم‌تراز را بررسی نمودند. آن‌ها برای تعیین چگونگی طراحی این اتصال، مدل‌سازی به روش اجزای محدود را به کار گرفتند. و سپس با استفاده از نتایج مدل‌های دوبعدی اطلاعات را پردازش و دستورالعمل طراحی تعیین نمودند که نتایج به‌دست‌آمده با نتایج آزمایشگاهی تا حد زیادی تطابق داشت [۱]. Murray نتایج مطالعات صورت‌گرفته روی اتصال صفحه‌ی انتهایی امتدادیافته‌ی پیچی و اتصال صفحه‌ی انتهایی هم‌تراز پیچی را بررسی کرده و سرانجام یک دستورالعمل به همراه ضوابط کنترلی آن جهت طراحی اتصال بر اساس تئوری خطوط تسلیم و تعیین نیروی حالت حدی پیچ‌ها ارائه نمود [۲]. Broderick و Thomson آزمایشاتی را بر روی هشت نمونه اتصال صفحه‌ی انتهایی هم‌تراز تحت بار استاتیکی و دینامیکی انجام دادند و اجزای اتصال را به‌گونه‌ای انتخاب نمودند که هر دو حالت شکست پیچ‌ها و شکست صفحه‌ی انتهایی رخ دهد. نتایج حاصله بیانگر سختی و ظرفیت خمشی یکسان این اتصالات تحت اثر بارگذاری‌های مذکور در هر دو حالت بود و نیز نشان داد که می‌توان این اتصال را در نواحی لرزه‌خیز به کار برد [۳]. Murray و Shoemaker برای طراحی اتصالات صفحه‌ی انتهایی هم‌تراز پیچی، دستورالعمل خاصی شامل بارگذاری ثقلی، باد و بارهای دینامیکی با شدت کم پیشنهاد دادند و بر مبنای تئوری خطوط تسلیم در تعیین ظرفیت خمشی و حضور نیروی اهرمی در تعیین نیروی پیچ‌های کششی تحلیل خود را ارائه نمودند [۴]. Lima و همکارانش طی یک سری آزمایش که در آن‌ها بارگذاری از نوع استاتیکی بود، بار محوری و خمشی را به صورت هم‌زمان بر روی اتصالات صفحه‌ی انتهایی پیچی امتدادیافته و هم‌تراز اعمال نمودند. این نتیجه حاصل شد که با افزایش بار محوری فشاری، ظرفیت خمشی و نیز سختی ارتجاعی اتصال افزایش پیدا می‌کند و متقابلاً با اعمال بار محوری کششی بر اتصال، ظرفیت خمشی و سختی ارتجاعی اتصال کاهش می‌یابد [۵]. Mofid و Mohammadi با تجزیه‌ی اتصال به تعدادی فنرهای معادل توانستند روابطی برای محاسبه‌ی لنگر نهایی

<sup>1</sup> San Fernando

<sup>2</sup> Loma Prieta

و لنگر تسلیم این نوع اتصال ارائه نمایند. مقایسه‌های صورت گرفته بیانگر دقت بالای روابط پیشنهادی مذکور به‌ویژه در جهت پیش‌بینی ظرفیت خمشی اتصال بود [۶]. Abolmaali و همکارانش اتصال صفحه‌ی انتهایی هم‌تراز پیچی را به هر سه روش تحلیلی، اجزای محدود و آزمایشگاهی مطالعه نمودند و بر مبنای نتایج آزمایشگاهی، مدل‌سازی اجزای محدود کالیبره گردید. بر اساس نتایج حاصل از این بررسی و برازش دادن اطلاعات به رابطه‌ی رامبرگ- اسگور، یک مدل توانی سه‌پارامتری جهت پیش‌بینی منحنی لنگر- دوران اتصال ارائه دادند [۷]. Al-Jabri و همکارانش به کمک روش اجزای محدود اتصالات صفحه‌ی انتهایی هم‌تراز پیچی را تحت اثر تنش‌های حرارتی مورد مطالعه قرار دادند. آن‌ها ابتدا مدل‌سازی سه‌بعدی اجزای محدود خود را طبق نتایج آزمایشگاهی کالیبره نموده و سپس با استفاده از چند فرضیه‌ی ساده‌کننده به بررسی تغییرات رفتار خمشی اتصال به‌ویژه میزان ظرفیت خمشی و سختی ارتجاعی این نوع اتصال در برابر افزایش تنش‌های حرارتی پرداختند [۸]. Shi و همکارانش هشت نمونه اتصال خمشی با صفحه‌ی انتهایی را تحت بارگذاری رفت‌وبرگشتی آزمایش نمودند که از این هشت نمونه، یک نمونه‌ی آن با صفحه‌ی انتهایی هم‌تراز و هفت نمونه‌ی دیگر با صفحه‌ی انتهایی بلند می‌باشد. پارامترهای بررسی‌شده برای این هشت نمونه شامل ضخامت صفحه‌ی انتهایی، قطر پیچ، سخت‌کننده‌ی صفحه‌ی انتهایی و سخت‌کننده‌ی ستون بودند. نتایج نشان داد که اتصالات با صفحه‌ی انتهایی گسترش‌یافته، مقاومت، سختی چرخش اتصال، ظرفیت مورد نیاز اتلاف انرژی و شکل‌پذیری را به مقدار کافی داشته و برای استفاده در قالب‌های لرزه‌ای مناسب می‌باشند. در نمونه‌ی اتصال خمشی با صفحه‌ی انتهایی هم‌تراز نتایج آزمایش نشان داد که ظرفیت انرژی مستهلک‌شده کافی نمی‌باشد و این اتصال با این ابعاد برای قاب‌های فولادی لرزه‌ای توصیه نمی‌گردد [۹]. Shi و همکارانش با استفاده از هشت نمونه اتصالی که در سال ۲۰۰۵ تحت بار چرخه‌ای آزمایش نمودند، به مدل‌سازی آن‌ها در نرم‌افزار ANSYS پرداختند که پیچ‌های

نمونه‌ی آن‌ها پیش‌تنیده بودند و توانستند آن را در داخل نرم‌افزار مدل کنند. آن‌ها نتایج خود را با نتایج آزمایشگاهی مقایسه نمودند که موفق شدند نتایج قابل قبولی را کسب نمایند [۱۰]. Ghassemieh و همکارانش اثر نیروی محوری روی رفتار اتصال خمشی با ورق انتهایی بلند را مورد مطالعه قرار دادند. آن‌ها نتیجه گرفتند که نیروی محوری می‌تواند ظرفیت خمشی اتصال را تغییر دهد [۱۱]. Zeinodini و همکارانش رفتار اتصال خمشی با صفحه انتهایی هم‌تراز تحت بارگذاری رفت و برگشتی با استفاده از روش اجزای محدود را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها نتیجه گرفتند برای اتصالاتی که در آنها پیچ عضو کنترل‌کننده می‌باشد لنگر طراحی در مقایسه با لنگر بدست آمده از تحلیل، قابل قبول است [۱۲].

تا به امروز در تحقیقاتی که روی رفتار اتصال خمشی با صفحه‌ی انتهایی هم‌تراز انجام شده، اثر بار محوری نادیده گرفته شده است، لذا با توجه به اثرگذاری بار محوری بر رفتار خمشی اتصال، در این تحقیق با استفاده از روش تحلیل اجزای محدود اثر بار محوری بر رفتار خمشی اتصالات خمشی با صفحه انتهایی هم‌تراز مورد بررسی قرار می‌گیرد.

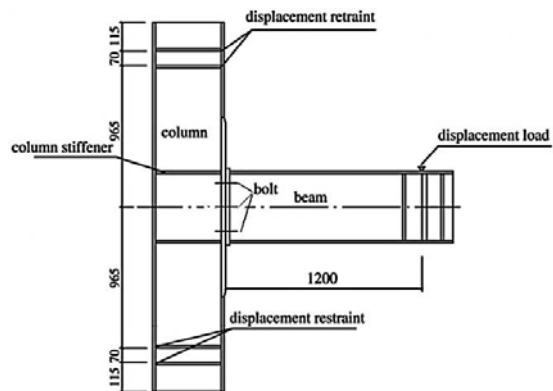
ابتدا دو نمونه اتصال بر اساس آیین نامه AISC [۱۳] طراحی و سپس در نرم افزار اجزای محدود ABAQUS [۱۴] مدل سازی شده‌اند. نمونه‌ی اول EP1 اتصالی است که از آن رفتار صفحه‌ی ضخیم و از نمونه‌ی دوم EP2 احتمالاً رفتار صفحه‌ی متوسط یا نازک انتظار می‌رود. که با استفاده از دو اتصال طراحی‌شده، اثر خمش به همراه بار محوری را در تغییر سختی و مودهای گسیختگی این دو اتصال بررسی نموده و در مرحله‌ی بعد به تعیین نمودار اندرکنش نیروی محوری-لنگرخمشی تحت بارگذاری Monotonic می‌پردازیم. در ادامه با انجام تحلیل لرزه‌ای روی دو مدل طراحی‌شده رفتار لرزه‌ای دو اتصال بررسی و با هم مقایسه می‌گردد.

## ۲- هم‌سنجی شبیه سازی عددی و داده‌های آزمایشگاهی

در ابتدا به جهت اعتبار سنجی مدل اجزای محدود، از مدل

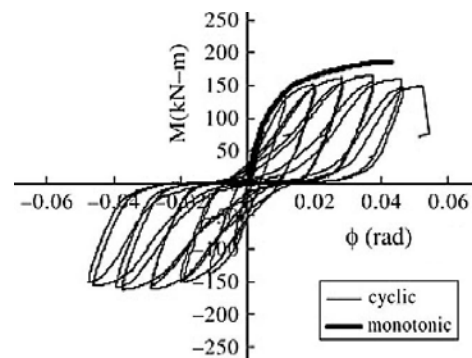


آزمایشگاهی طراحی شده توسط Shi و همکارانش [۱۰] استفاده شده است. در شکل (۲) جزئیات مدل آزمایشگاهی برای اتصال خمشی با صفحه‌ی انتهایی هم تراز آورده شده است.

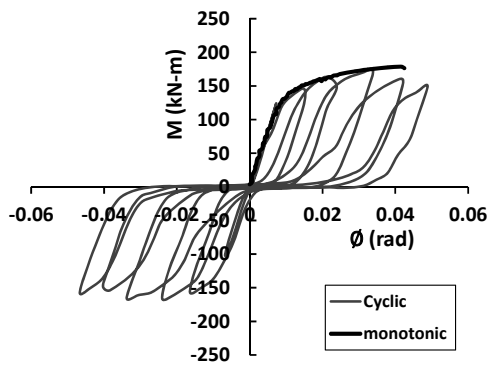


شکل (۲): ابعاد هندسی (mm) اتصال خمشی با صفحه‌ی انتهایی هم تراز طراحی شده توسط Shi و همکارانش [۱۰]

به دلیل ساده‌سازی‌هایی که در مدل اجزای محدود انجام می‌گیرد، نسبت به مدل آزمایشگاهی دارای مقداری خطا خواهد بود. در صورتی که این مقدار خطا مجاز باشد، می‌توان از نتایج مدل اجزای محدود استفاده نمود. بدین منظور منحنی لنگر بر حسب دوران را برای دو بارگذاری یک‌طرفه و رفت‌وبرگشتی در دو نمونه‌ی آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود بدست آورده که به ترتیب در شکل (۳) و (۴) نشان داده شده‌اند.



شکل (۳): منحنی لنگر-دوران برای نمونه‌ی آزمایش شده توسط Shi و همکارانش [۱۰]

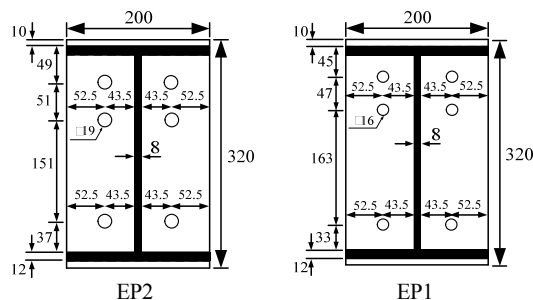


شکل (۴): منحنی لنگر-دوران برای مدل اجزای محدود

با مشاهده و مقایسه‌ی منحنی لنگر-دوران، نمونه‌ی آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود می‌توان نتیجه گرفت که مدل اجزای محدود دقت قابل قبولی داشته است.

### ۳- اتصال خمشی با صفحه‌ی انتهایی هم تراز تحت بار خمشی

در این بخش دو نمونه اتصال خمشی با صفحه‌ی انتهایی هم تراز بدون سخت‌کننده طراحی می‌گردد. این دو نمونه به گونه‌ای طراحی گشته که یکی از آن‌ها، دارای رفتار خمشی صفحه‌ی ضخیم (EP1) و دیگری دارای رفتار خمشی صفحه‌ی متوسط یا نازک (EP2) باشد. هدف از این مدل‌سازی بررسی رفتار خمشی دو اتصال طراحی شده می‌باشد. بدین منظور از اتصال بررسی شده توسط Shi و همکارانش [۱۰] استفاده شده است با این تفاوت که جزئیات و ابعاد در نظر گرفته شده برای صفحه‌ی انتهایی هم تراز به جهت داشتن رفتار خمشی صفحه ضخیم و متوسط یا نازک مطابق شکل (۵) می‌باشد.



شکل (۵): ابعاد (mm) تیر و صفحه‌ی انتهایی هم تراز در دو

اتصال EP2 و EP1



در جدول (۱) و (۲) مشخصات اجزای اتصال بیان شده است.

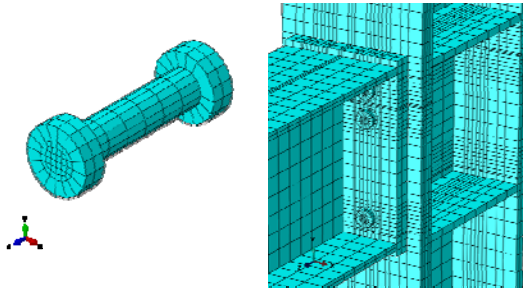
جدول (۱): مشخصات مقاطع تیر و ستون اتصال

عضو	عمق (mm)	ضخامت جان (mm)	عرض بال (mm)	ضخامت بال (mm)
تیر	۳۰۰	۸	۲۰۰	۱۲
ستون	۳۰۰	۱۲	۲۵۰	۱۸

جدول (۱): مشخصات پیچ اتصال و ضخامت صفحه‌ی انتهایی

نوع اتصال	ضخات ورق (mm)	قطر پیچ (mm)	تعداد پیچ	سخت کننده (mm)
EP1	۳۰	۱۶	۶	۲۶۴×۱۱۹×۱۲
EP2	۱۹	۱۹	۶	۲۶۴×۱۱۹×۱۲

C3D8 برای شبکه‌بندی تمام اجزای مدل استفاده شده که یک المان سه‌بعدی هشت‌گره‌ای می‌باشد که در هر گره دارای سه درجه آزادی انتقالی است. در شکل (۶) جزئیات شبکه‌بندی اتصال EPI نشان داده شده است. انتخاب اندازه شبکه‌ها به گونه‌ای صورت گرفته که دقت نتایج حاصل از تحلیل قابل قبول باشد.



شبکه‌بندی پیچ از اتصال EPI

شبکه‌بندی اتصال EPI

شکل (۶): شبکه‌بندی مدل EPI

#### ۴- اتصال خمشی با صفحه‌ی انتهایی از نوع ضخیم (مدل EPI)

به دلیل این‌که صفحه‌ی انتهایی ضخیم می‌باشد، نیروی اهرمی در محاسبات ما لحاظ نمی‌گردد زیرا صفحه‌ی انتهایی اندکی انحناء پیدا کرده و دیگر نیروی اهرمی به وجود نمی‌آید. از این اتصال انتظار می‌رود که گسیختگی پیچ‌ها کنترل‌کننده‌ی انهدام اتصال باشد و تا لحظه‌ای که پیچ‌ها گسیخته شوند صفحه‌ی انتهایی در محدوده‌ی الاستیک باقی بماند.

با توجه به این‌که صفحه‌ی انتهایی ضخیم می‌باشد، انتظار می‌رفت که مقدار لنگر خمشی پلاستیک صفحه‌ی انتهایی ( $M_{pl}$ ) بسیار بیشتر از لنگر خمشی نهایی پیچ‌ها ( $M_{np}$ ) بدون نیروی اهرمی باشد که جدول (۴)، گواه بر صدق این مطلب است.

جدول (۴): مقایسه‌ی لنگر مقاوم خمشی صفحه‌ی انتهایی

با ظرفیت خمشی پیچ‌ها

انصال	$M_{pl}$ (kN.m)	$M_{np}$ (kN.m)	$M_{pl}/M_{np}$
EP1	۶۵۸/۲۳	۱۷۲/۷۷	۳/۸

رفتار فرض‌شده در دو نمونه اتصال طراحی شده برای فولاد تیر، ستون و صفحه‌ی انتهایی به صورت دوطبقی (elastically-perfect plastic) با تنش تسلیم  $391 \text{ MPa}$ ، مدول الاستیسیته  $190707 \text{ MPa}$  و نسبت پواسون  $0/3$  می‌باشد. رفتار فرض‌شده برای پیچ‌های پرمقاومت به صورت جدول (۳) و ضریب اصطکاک بین سطوح صفحه‌ی انتهایی و ستون برابر با  $0/44$  و برای سایر سطوح ضریب اصطکاک برابر با  $0/3$  در نظر گرفته شده است.

جدول (۳): رفتار فرض‌شده برای پیچ‌های پرمقاومت

تنش (MPa)	۰	۹۹۰	۱۱۶۰	۱۱۶۰
کرنش (%)	۰	۰/۴۸۳	۱۳/۶	۱۵

به منظور ایجاد پیش‌تنیدگی در پیچ‌ها می‌توان از بارگذاری حرارتی استفاده نمود. میزان پیش‌تنیدگی برای پیچ‌ها  $680 \text{ MPa}$  در نظر گرفته شده است.

شرایط تکیه‌گاهی بالا و پایین ستون در هر دو نمونه اتصال به صورت مفصلی می‌باشد و تغییرمکان اعمالی به تیر در فاصله‌ی  $1200$  میلی‌متر از بر اتصال اعمال شده است.

در هر دو نمونه اتصال طراحی شده از المان‌های شش‌وجهی



#### ۴-۱- پیچ‌های اتصال

به جهت بررسی میزان تنش شکست در پیچ‌ها از معیار تنش فون میسر (رابطه (۱)) استفاده شده است.

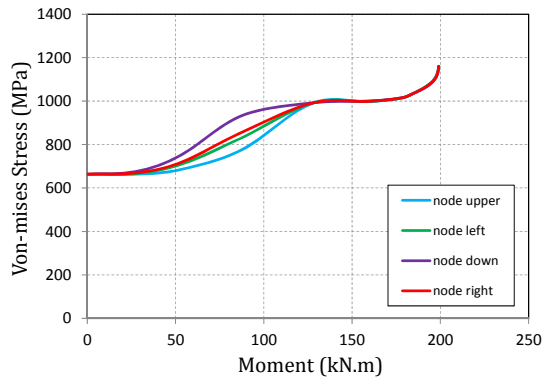
$$\sigma_v^2 = \frac{1}{2}[(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2] + 6(\sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{31}^2) \quad (1)$$

که در آن  $\sigma_{11}$ ،  $\sigma_{22}$  و  $\sigma_{33}$  تنش‌های نرمال و  $\sigma_{12}$ ،  $\sigma_{23}$  و  $\sigma_{31}$  تنش‌های برشی می‌باشند.

تغییرات تنش با لنگر، در دو ردیف بالا پیچ‌ها در شکل (۷) و (۸) ارائه شده است. در هر نمودار مقادیر تنش برای چهار نقطه‌ی کناری مقطعی میانی بدنه‌ی پیچ آورده شده است. اختلاف در نمودار تغییرات تنش با لنگر برای چهار نقطه‌ی کناری مقطعی میانی پیچ را می‌توان به دلیل وجود خمش علاوه بر بار محوری توجیه نمود.

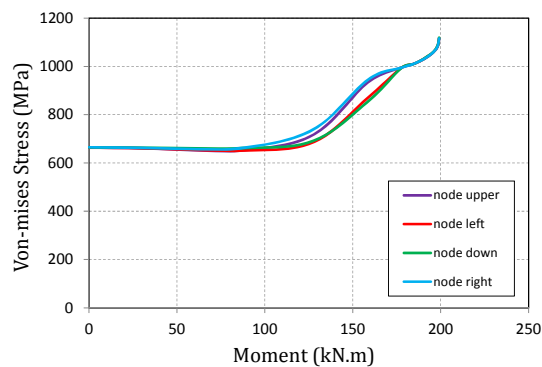
به علت وجود پیش‌تنیدگی، تنش پیچ‌ها در ردیف‌های بالا و میانی اتصال در ابتدای بارگذاری ثابت مانده و در ادامه‌ی بارگذاری با افزایش لنگر خمشی تنش پیچ‌های کششی ردیف بالا به حد نهایی خود ۱۱۶۰ MPa و تنش کششی پیچ‌های ردیف میانی تقریباً به ۱۱۱۵ MPa می‌رسد. تنش پیچ‌های ردیف پایینی تا لحظاتی قبل از رسیدن به لنگر گسیختگی اتصال تقریباً ثابت و برابر با نیروی پیش‌تنش اولیه بوده اما در انتهای تحلیل به علت رخداد گسیختگی، نیروی پیچ‌ها به دلیل عدم تعادل ایجادشده، به صورت ناگهانی با شیب زیادی افزایش یافته است. به بیان دیگر محور خشی در این اتصال تا قبل از لحظه‌ی گسیختگی اتصال بالاتر از پیچ پایینی قرار داشته و با رسیدن به مرز بار نهایی اتصال و تسلیم پیچ‌های کششی محور خشی تا محل بال فشاری حرکت می‌نماید.

همانطور که مشاهده می‌گردد که رفتار پیچ‌های بالایی با میانی مشابهت بسیار زیادی دارند. دلیل این امر را این‌گونه می‌توان توجیه نمود که چون صفحه‌ی انتهایی ضخیم می‌باشد و فاصله‌ی این دو ردیف پیچ از یکدیگر کم است، در نتیجه رفتار کرنش‌های این دو ردیف پیچ و به تبع آن رفتار تنش‌های آن‌ها شباهت بسیار زیادی به یکدیگر دارند.



شکل (۷): تغییرات تنش با لنگر خمشی در پیچ‌های بالایی

#### اتصال EPI



شکل (۸): تغییرات تنش با لنگر خمشی در پیچ‌های میانی

#### اتصال EPI

#### ۴-۲- جداشدگی صفحه‌ی انتهایی

با بررسی جداشدگی صفحه‌ی انتهایی می‌توان مود گسیختگی و به طور کلی رفتار اتصال را مشخص نمود. در شکل (۹) جداشدگی صفحه‌ی انتهایی اتصال مشاهده می‌گردد.

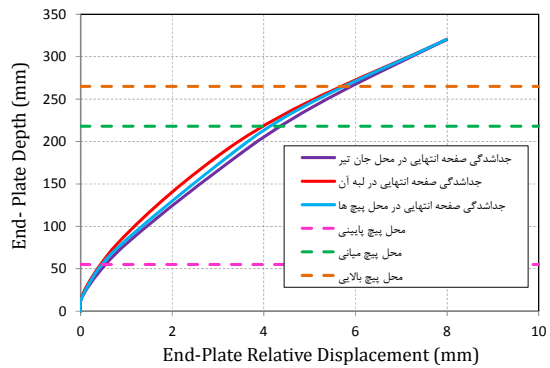
همان‌گونه که در منحنی جداشدگی مشاهده می‌گردد، جداشدگی به صورت یکنواخت از محل قرارگیری بال فشاری آغاز شده و در لبه‌ی بالایی صفحه‌ی انتهایی به حداکثر مقدار خود می‌رسد.

#### ۴-۳- بررسی رفتار خمشی اتصال

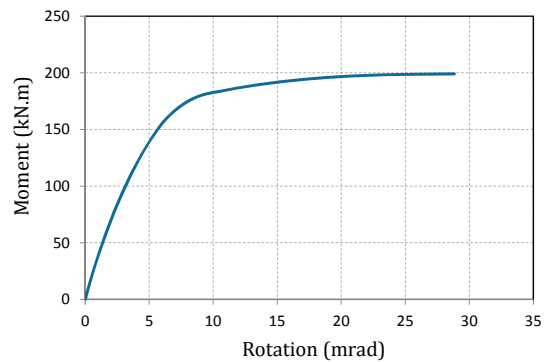
در شکل (۱۰) نمودار مقدار لنگر خمشی نسبت به دوران اتصال (میلی‌رادیان) مشاهده می‌گردد، مقدار لنگر خمشی



نهایی به دست آمده از تحلیل اجزای محدود برابر با ۱۹۹ kN.m می‌باشد.



شکل (۹): جداشدگی صفحه‌ی انتهایی اتصال EP1



شکل (۱۰): نمودار لنگر خمشی-دوران اتصال EP1

از مقایسه‌ی لنگر خمشی نهایی به دست آمده به روش تحلیل اجزای محدود با لنگر خمشی نهایی پیچ بدون نیروی اهرمی برابر با ۱۷۲/۷۷ kN.m و لنگر خمشی پلاستیک صفحه‌ی انتهایی برابر با ۶۵۸/۲۳ kN.m می‌توان نتیجه گرفت که با توجه به نزدیک بودن مقدار لنگر خمشی نهایی پیچ‌ها به لنگر خمشی نهایی اتصال به روش اجزای محدود، انهدام اتصال ناشی از گسیختگی پیچ‌ها می‌باشد. همچنین با بررسی کرنش پلاستیک صفحه‌ی انتهایی، تیر و بال ستون مشاهده گردید که هر سه تا انتهای بارگذاری کاملاً الاستیک باقی می‌مانند.

## ۵- اتصال خمشی با صفحه‌ی انتهایی از نوع متوسط یا نازک (مدل EP2)

ابعاد اتصال به گونه‌ای طراحی گردیده که از این اتصال رفتار صفحه‌ی نازک یا متوسط انتظار می‌رود. رفتار اتصال با صفحه‌ی انتهایی از نوع متوسط این‌گونه است که پیچ‌های کششی تسلیم شده و صفحه‌ی انتهایی در محل بال کششی تیر جاری می‌گردد و اگر صفحه‌ی انتهایی از نوع نازک باشد پیچ‌های کششی جاری شده و صفحه‌ی انتهایی علاوه بر ناحیه‌ی بال کششی تیر، در محل پیچ‌های کششی نیز جاری می‌شود. با توجه به جدول (۵) مشاهده می‌گردد که مقادیر لنگر پلاستیک برابر با ۲۵۳/۱۶ kN.m و لنگر نهایی پیچ بدون نیروی اهرمی برابر با ۲۴۶/۴۴ kN.m نسبت به هم اختلاف زیادی ندارند. رفتار اتصال می‌تواند دارای رفتار صفحه‌ی نازک یا متوسط باشد.

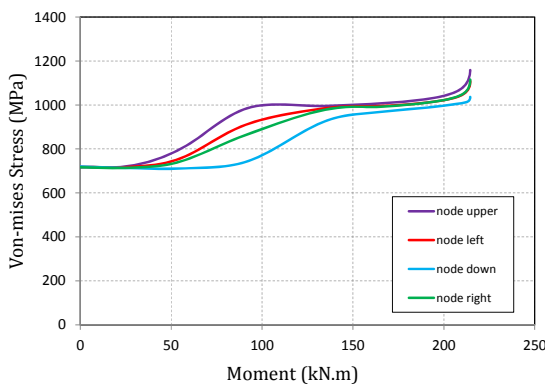
جدول (۵): مقایسه‌ی مقاومت نهایی اتصال با لنگر مقاوم

خمشی صفحه‌ی انتهایی و ظرفیت خمشی پیچ

اتصال	$M_{pl}$ (kN.m)	$M_{np}$ (kN.m)	$M_{pl}/M_{np}$
EP2	۲۵۳/۱۶	۲۴۶/۴۴	۱/۰۲

### ۱-۵- پیچ‌های اتصال

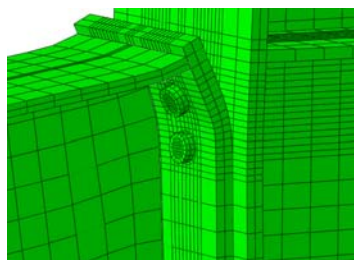
تغییرات تنش در پیچ‌های بالایی و میانی در شکل (۱۱) و (۱۲) ارائه شده است.



شکل (۱۱): تغییرات تنش با لنگر خمشی در پیچ‌های بالایی

اتصال EP2

پیچ‌های ردیف بالا، جداشدگی صفحه‌ی انتهایی به شدت افزایش یافته است. این امر به دلیل تشکیل مفاصل پلاستیک در نزدیکی پیچ‌های ردیف بالا می‌باشد که با توجه به این دلیل به راحتی می‌توان نتیجه‌گیری نمود که رفتار این اتصال از نوع صفحه‌ی انتهایی نازک است.

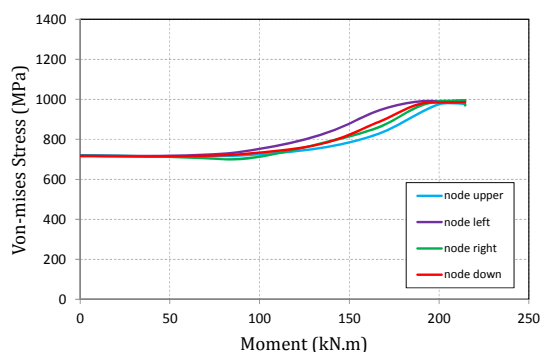


شکل (۱۳): جداشدگی صفحه‌ی انتهایی

### ۳-۵- بررسی رفتار خمشی اتصال

در شکل (۱۵) مقدار لنگر خمشی به دست آمده از تحلیل اجزای محدود برابر با  $214/5 \text{ kN.m}$  می‌باشد. از مقایسه‌ی لنگر خمشی نهایی به دست آمده به روش تحلیل اجزای محدود با لنگر خمشی نهایی پیچ بدون نیروی اهرمی برابر با  $246/44 \text{ kN.m}$  و لنگر خمشی پلاستیک صفحه‌ی انتهایی برابر با  $253/16 \text{ kN.m}$  می‌توان نتیجه گرفت که ظرفیت مقاوم نهایی اتصال ( $M_{II}$ ) از هر دو لنگر خمشی نهایی پیچ بدون نیروی اهرمی و لنگر خمشی پلاستیک صفحه‌ی انتهایی کمتر می‌باشد. این امر به دلیل وجود نیروهای اهرمی است که با ایجاد لنگری در جهت مخالف با لنگر وارد شده، از ظرفیت خمشی اتصال کاسته و ظرفیت نهایی کمتر از ظرفیت خمشی پیچ بدون نیروی اهرمی  $M_{II} < M_{np}$  می‌شود.

از بررسی شکل (۱۶) و جدول (۶) می‌توان نتیجه‌گیری نمود که اتصال EP2 دارای دوران نهایی بیشتر و سختی اولیه‌ی کمتری نسبت به اتصال EP1 می‌باشد در نتیجه اتصال EP2 از شکل‌پذیری بیشتری برخوردار است.

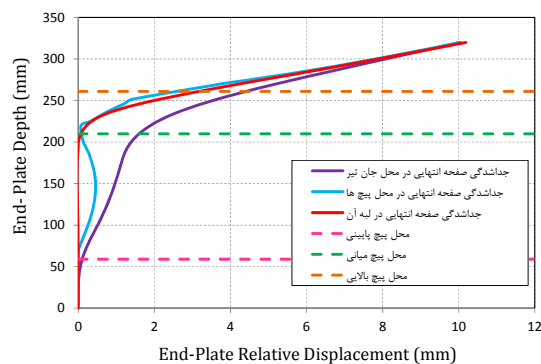


شکل (۱۲): تغییرات تنش با لنگر خمشی در پیچ‌های میانی اتصال EP2

به علت وجود پیش‌تنیدگی، تنش پیچ‌های ردیف‌های بالا و میانی اتصال در ابتدای بارگذاری ثابت مانده و در ادامه‌ی بارگذاری با افزایش لنگر خمشی تنش پیچ‌های کششی ردیف بالا به حد نهایی خود  $1160 \text{ MPa}$  و تنش پیچ‌های کششی ردیف میانی به تنش تسلیم می‌رسد. تنش پیچ‌های ردیف پایینی تا پایان بارگذاری تقریباً ثابت و برابر با نیروی پیش‌تنیدگی اولیه بوده است.

### ۲-۵- جداشدگی صفحه‌ی انتهایی

در شکل (۱۳) جداشدگی صفحه‌ی انتهایی در انتهای بارگذاری در سه امتداد جان تیر، لبه‌ی صفحه‌ی انتهایی و پیچ‌ها مشاهده می‌گردد.

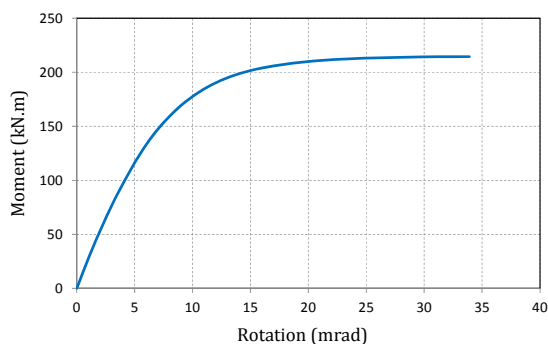


شکل (۱۳): جداشدگی صفحه‌ی انتهایی اتصال EP2

همان‌گونه که شکل (۱۴) نشان می‌دهد جداشدگی صفحه‌ی انتهایی از لبه‌ی پایینی آن تا نزدیکی پیچ‌های ردیف بالا اتصال ناچیزی بوده که در ارتفاعات بالاتر از



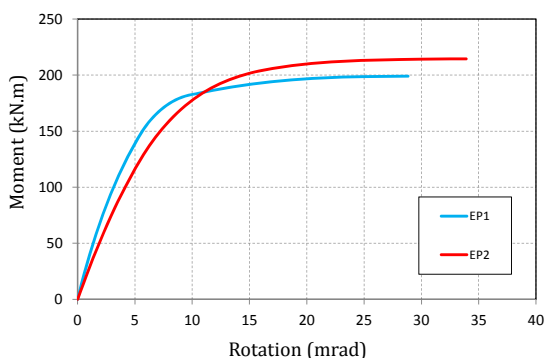
بارگذاری در نرم افزار اجزای محدود در سه گام صورت می گیرد. گام اول بارگذاری، ایجاد پیش تنیدگی در پیچها می باشد که با ایجاد دمای منفی اعمال گردیده است. گام دوم بارگذاری، اعمال تنش محوری است که این تنش برابر با درصدی از تنش تسلیم مقطع تیر ( $F_y\text{-beam}=391\text{MPa}$ ) به صورت یکنواخت به سطح مقطع انتهایی تیر اعمال شده و در گام سوم بارگذاری خمشی روی اتصال اعمال می گردد.



شکل (۱۵): نمودار لنگر خمشی-دوران اتصال EP2

#### اندرکنش لنگر خمشی-نیروی محوری

با تغییر بار محوری از حد بالایی کششی تا حد پایینی فشاری، نمودار اندرکنش لنگر خمشی-نیروی محوری حاصل می گردد. نام گذاری مدلها، متناسب با درصدی از تنش تسلیم تیر اعمالی به مقطع تیر صورت می گیرد. در شکل (۱۷) نمودار اندرکنش لنگر خمشی-نیروی محوری نشان داده شده است که در آن پارامتر R برابر با نسبت ظرفیت خمشی اتصال توام با نیروی محوری به ظرفیت خمشی اتصال می باشد.



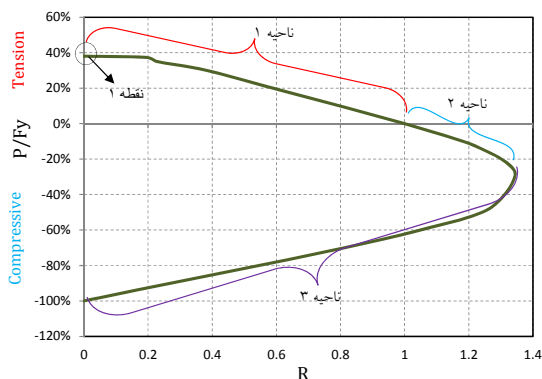
شکل (۱۶): نمودار لنگر خمشی بر حسب دوران دو اتصال

#### EP2 و EP1

جدول (۶): مقایسه‌ی ظرفیت خمشی، دوران نهایی و سختی

#### اولیه‌ی دو اتصال EP2 و EP1

سختی اولیه (kN.m/mrad)	دوران نهایی (mrad)	ظرفیت خمشی اتصال (kN.m)	سختی اولیه
۴۰/۲۳	۲۷/۸۳	۱۹۹/۱۰	EP1
۲۶/۳۱	۳۳/۹۰	۲۱۴/۵۰	EP2



شکل (۱۷): نمودار اندرکنش نیروی محوری بر حسب

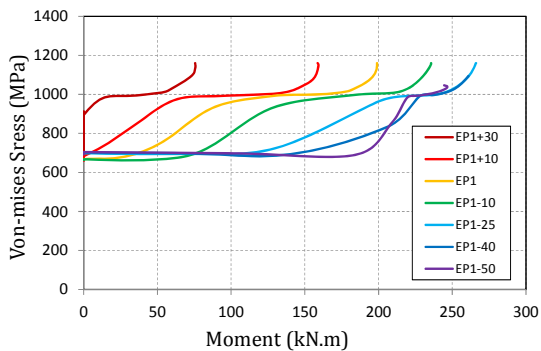
#### لنگر خمشی اتصال EP1

نمودار اندرکنش را می توان به سه ناحیه تقسیم نمود. در ناحیه‌ی ۱، گسیختگی اتصال با ظرفیت کششی پیچها کنترل می گردد. چنانچه در نمودار اندرکنش ملاحظه می شود با کاهش بار محوری کششی، R افزایش یافته و به تبع آن ظرفیت خمشی اتصال نیز افزایش می یابد. نقطه‌ی ۱ در ابتدای این ناحیه به گونه‌ای است که به ازای  $P/F_y\text{-beam}$

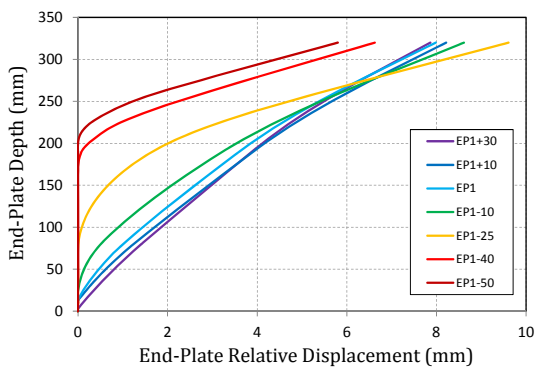
۶- رفتار خمشی دو اتصال EP1 و EP2 تحت بار محوری

اعتبارسنجی مدل اجزا محدود اتصال تحت بار خمشی به همراه بار محوری بر اساس مدل آزمایشگاهی De Lima و همکارانش [۵] توسط Goudarzi و همکارانش [۱۵] انجام شده است.

۶-۱- اتصال خمشی با صفحه‌ی انتهایی ضخیم تحت اثر خمش و بار محوری



شکل (۱۸): تغییرات تنش با لنگر خمشی در پیچ‌های بالای اتصال EPI با نیروی محوری



شکل (۱۹): جداسدگی صفحه‌ی انتهایی در مقطع جان تیر از اتصال EPI با نیروی محوری

#### بررسی رفتار خمشی اتصال

در شکل (۲۰) تغییرات لنگر خمشی بر حسب دوران برای نمونه‌های مختلف اتصال EPI، تحت بارگذاری‌های محوری مختلف نشان داده شده است. بیشترین میزان دوران در محدوده بارهای محوری فشاری  $15\%/F_y\text{-beam}$  تا  $25\%/F_y\text{-beam}$  مشاهده شده است.

در صورتی که بار محوری فشاری بیشتر از  $30\%/F_y\text{-beam}$  اعمال گردد، میزان دوران اتصال به شدت کاهش می‌یابد و این رخداد بیانگر تغییر در مود گسیختگی اتصال از حالت گسیختگی پیچ‌ها به کمناش بال فشاری می‌باشد.

برابر با ۳۸ درصد لنگر خمشی مقاوم اتصال از بین می‌رود. در حقیقت ظرفیت نهایی کششی (P) از ظرفیت کششی پیچ‌ها که مقداری از آن توسط پیش‌تنیدگی ( $680\text{ MPa}$ ) از بین رفته به دست می‌آید.

در ناحیه‌ی ۲ با افزایش بار محوری، ظرفیت خمشی اتصال افزایش پیدا می‌کند. این افزایش تا زمانی ادامه می‌یابد که  $P/F_y\text{-beam}$  برابر با ۳۰- درصد شود. در واقع در این ناحیه گسیختگی اتصال توسط پیچ‌ها کنترل می‌گردد.

در ناحیه‌ی ۳ بر خلاف ناحیه‌ی ۲، با افزایش بار محوری فشاری ظرفیت خمشی اتصال کاهش می‌یابد. از این رخداد می‌توان نتیجه‌گیری نمود که مود گسیختگی اتصال از مود گسیختگی پیچ‌های کششی به مود کمناش بال فشاری تغییر یافته است. بار محوری فشاری در این ناحیه تا حدی افزایش می‌یابد که ظرفیت خمشی اتصال کاملاً از بین برود و این رویداد زمانی رخ می‌دهد که تنش تمام مقطع تیر به تنش تسلیم تیر برسد.

#### بررسی تنش در پیچ‌های اتصال

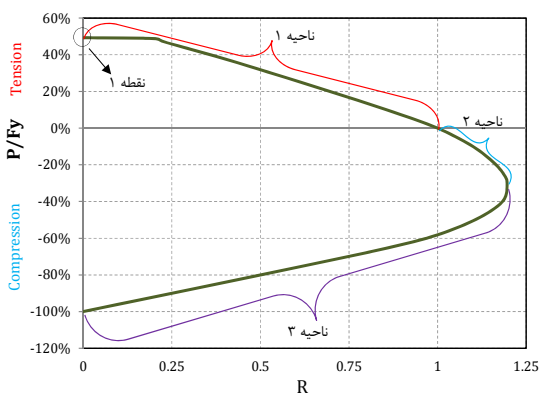
در شکل (۱۸) اکثر منحنی‌ها به صورت افقی می‌باشند که این امر به دلیل پیش‌تنیدگی پیچ‌ها است. در حالتی که بار محوری کششی بیشتر از  $10\%/F_y\text{-beam}$  باشد اثر پیش‌تنیدگی پیچ‌ها از ابتدای بارگذاری خمشی از بین می‌رود و منحنی از ابتدا با شیب مثبت ادامه می‌یابد. برای حالتی که بار محوری فشاری بیشتر از  $30\%/F_y\text{-beam}$  باشد مود گسیختگی اتصال از نوع کمناش بال فشاری می‌باشد و در این حالات دیگر پیچ‌های کششی به تنش نهایی خود نمی‌رسند و هرچه مقدار بار محوری افزایش یابد، کمناش بال فشاری سریع‌تر اتفاق افتاده است و در بقیه حالات میزان تنش در پیچ‌های ردیف بالا به حد نهایی خود که برابر با  $1160\text{ MPa}$  می‌رسد. در واقع در این حالات گسیختگی پیچ، کنترل‌کننده اتصال می‌باشد.

#### جداسدگی صفحه‌ی انتهایی

چنان‌که در شکل (۱۹) مشاهده می‌گردد به ازای بار محوری فشاری  $25\%/F_y\text{-beam}$  بیشترین جداسدگی لبه‌ی بالایی صفحه‌ی انتهایی دیده می‌شود.



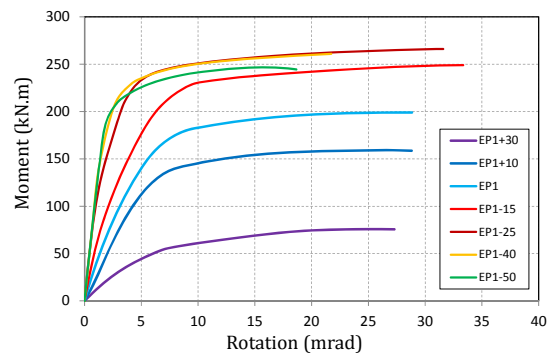
گسیختگی اتصال ناشی از تسلیم پیچ‌ها می‌باشد. در ناحیه‌ی ۲، با افزایش بار محوری فشاری، لنگر خمشی مقاوم اتصال افزایش می‌یابد. در واقع در انتهای این ناحیه به ازای بار محوری فشاری  $30\%F_y$ -beam، لنگر مقاوم اتصال به حداکثر مقدار خود می‌رسد. در این ناحیه نیز مانند ناحیه‌ی ۱ گسیختگی اتصال، ناشی از گسیختگی پیچ و تسلیم صفحه‌ی انتهایی در نزدیکی بال کششی و اطراف پیچ‌های ردیف بالا می‌باشد. در ناحیه‌ی ۳، با افزایش بار محوری فشاری، لنگر مقاوم اتصال کاهش می‌یابد. این امر به دلیل تغییر مود گسیختگی اتصال رخ می‌دهد. مود گسیختگی اتصال در این ناحیه از نوع کمانش بال فشاری تیر می‌باشد.



شکل (۲۱): نمودار لنگر خمشی-دوران در اتصال EP2 با نیروی محوری

#### بررسی تنش در پیچ‌های اتصال

همان‌گونه که در شکل (۲۲) ملاحظه می‌گردد در تمام مدل‌های تحلیل‌شده به غیر از مدل‌های EP2-30 و EP2-40 تنش پیچ‌های ردیف بالا در انتهای بارگذاری به حد نهایی  $1160 \text{ MPa}$  رسیده و در مدل‌هایی که بار محوری فشاری آنها بیشتر از  $30\%F_y$ -beam است، پیچ‌های ردیف بالا به حد گسیختگی خود نمی‌رسند. این امر را این‌گونه می‌توان توجیه نمود که مود گسیختگی حاکم، کمانش بال فشاری تیر می‌باشد و این مود زودتر از مود گسیختگی پیچ‌ها اتفاق می‌افتد و دیگر به پیچ‌ها اجازه



شکل (۲۰): نمودار لنگر خمشی-دوران در اتصال EP1 با نیروی محوری

چنانچه در شکل مذکور ملاحظه می‌گردد با کاهش نیروی محوری کششی و افزایش نیروی محوری فشاری سختی اولیه‌ی اتصال افزایش می‌یابد و نمونه‌ی EP1+30 دارای کمترین سختی نسبت به دیگر نمونه‌ها است، زیرا نیروی محوری کششی آن کاملاً اثر پیش‌تنیدگی پیچ را از بین برده و باعث کاهش سختی اتصال می‌گردد.

#### ۲-۶- اتصال خمشی با صفحه‌ی انتهایی نازک تحت اثر خمش و بار محوری

مراحل بارگذاری برای این اتصال همانند اتصال با صفحه انتهایی ضخیم می‌باشد. بار محوری معادل با درصدی از تنش تسلیم تیر ( $F_y$ -beam =  $391 \text{ MPa}$ ) عمود بر مقطع انتهایی تیر به صورت یکنواخت اعمال شده است.

#### اندرکنش لنگر خمشی-نیروی محوری

چنانچه در شکل (۲۱) ملاحظه می‌گردد منحنی اندرکنش نیروی محوری با لنگر خمشی اتصال EP2 به سه ناحیه تقسیم می‌شود.

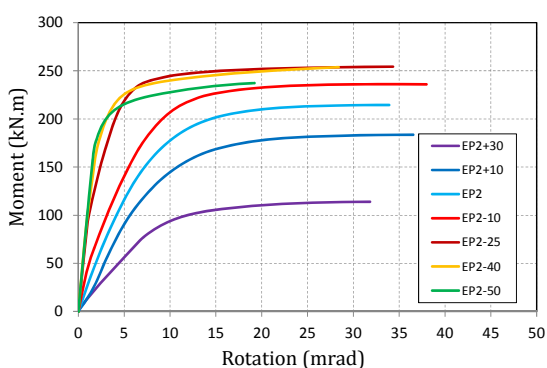
در ناحیه‌ی ۱، با کاهش نیروی محوری کششی، لنگر مقاوم خمشی اتصال افزایش یافته است. در این ناحیه مود گسیختگی حاکم، گسیختگی پیچ‌های کششی و تشکیل مفاصل پلاستیک روی صفحه‌ی انتهایی در اطراف بال کششی تیر و در نزدیکی پیچ‌های ردیف بالا می‌باشد. در ابتدای این ناحیه (نقطه‌ی ۱) به ازای بار محوری کششی وارد شده، لنگر مقاوم خمشی اتصال از بین رفته و



همان‌گونه که در شکل بالا مشاهده می‌گردد بیشترین جداسدگی در بین بارهای محوری فشاری به ازای بار محوری فشاری  $F_y$ -beam ۲۵٪ رخ می‌دهد.

#### بررسی رفتار خمشی اتصال

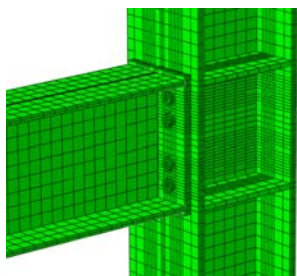
همان‌گونه که در شکل (۲۴) مشاهده می‌گردد با کاهش نیروی محوری کششی و افزایش نیروی محوری فشاری، سختی اتصال افزایش یافته است. در واقع با افزایش نیروی محوری کششی، نیروی پیش‌تندگی سریع‌تر از بین می‌رود و باعث می‌شود پیچ زودتر تسلیم گردد و این امر سختی اتصال را کاهش می‌دهد.



شکل (۲۴): نمودار لنگر خمشی - دوران در اتصال EP2 با نیروی محوری

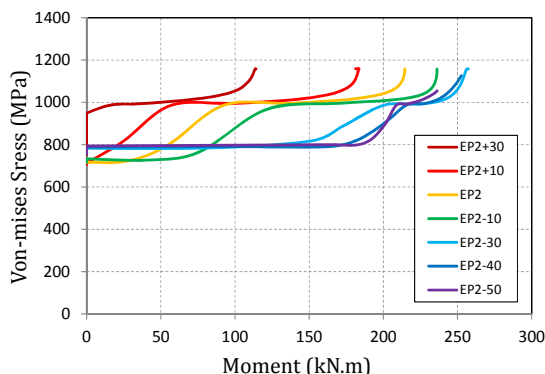
#### ۷- بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال

به جهت بررسی رفتار لرزه‌ای اتصالات، از بارگذاری رفت و برگشتی SAC استفاده گردیده است. بنابراین چیدمان قرارگیری پیچ‌ها نسبت به محور تقارن افقی صفحه‌ای انتهایی، متقارن صورت گرفته تا اتصال جهت تحمل بار رفت و برگشتی مناسب باشد (شکل ۲۵)).



شکل (۲۵): شبکه بندی اجزای محدود اتصال

نمی‌دهد که به حد نهایی خود برسند و در نهایت گسیخته گردند.

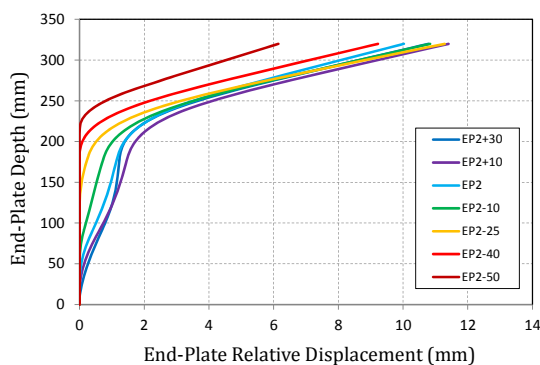


شکل (۲۲): تغییرات تنش با لنگر خمشی در پیچ‌های بالایی اتصال EP2 با نیروی محوری

بررسی نشان داده که در هیچ یک از مدل‌های تحلیل شده، تنش پیچ ردیف میانی به حد نهایی خود نرسیده است؛ زیرا صفحه‌ای انتهایی نازک بوده و روی صفحه‌ای انتهایی در نزدیکی خط ردیف بالا پیچ مفاصل پلاستیک شکل گرفته و دیگر صفحه به حالت تخت باقی نمانده و باعث می‌شود تنش پیچ‌های این دو ردیف دیگر مشابه یکدیگر نباشند.

#### جداسدگی صفحه‌ای انتهایی

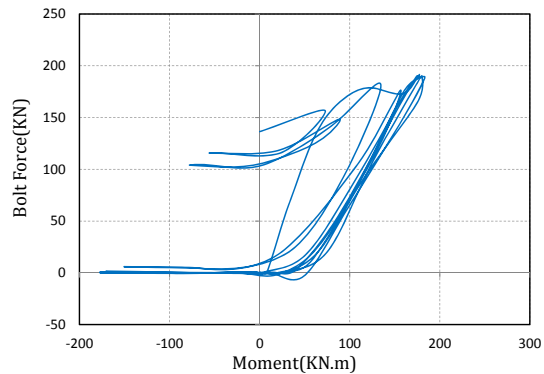
شکل (۲۳) جداسدگی صفحه‌ای انتهایی را در مقطع تیر به ازای بارهای محوری مختلف در آخرین گام بارگذاری نشان می‌دهد.



شکل (۲۳): جداسدگی صفحه‌ای انتهایی در اتصال EP2 با نیروی محوری

## ۷-۱- بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال EPI-cyclic

یکی از نکات مهم در شناخت رفتار اتصال، بررسی عملکرد پیچ‌های اتصال حین بارگذاری می‌باشد. همان‌گونه که در شکل (۲۶) ملاحظه می‌گردد تنها طی چند سیکل بارگذاری از مقدار نیروی پیش‌تندگی پیچ‌ها کاسته شده و در نهایت به مقدار صفر می‌رسد زیرا اتصال EPI-cyclic با صفحه‌ی انتهایی ضخیم می‌باشد و رفتار ترد از خود نشان می‌دهد و باعث از بین رفتن سریع مقدار نیروی پیش‌تندگی پیچ می‌گردد.

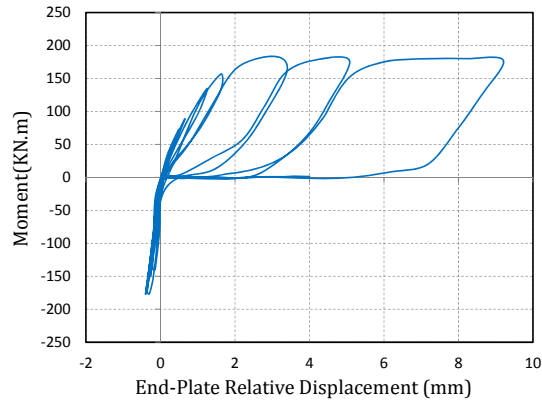


شکل (۲۶): نمودار نیروی پیچ بر حسب لنگر در اتصال EPI-cyclic

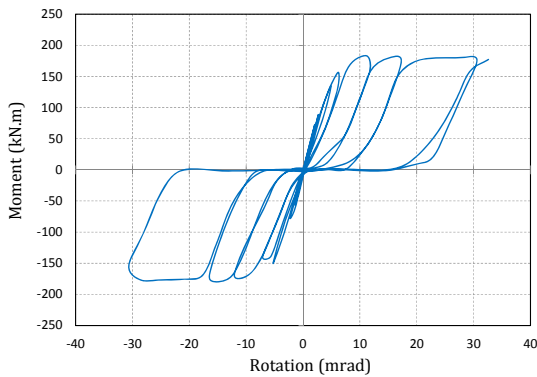
در شکل (۲۷) نمودار لنگر خمشی اتصال بر حسب جداشدگی صفحه‌ی انتهایی در محل بال تیر نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌گردد، جداشدگی صفحه‌ی انتهایی به صورت ناگهانی افزایش یافته و این رخداد به دلیل تسلیم سریع پیچ‌ها در گام‌های ابتدایی بارگذاری می‌باشد و اعضای دیگر اتصال همانند تیر و صفحه‌ی انتهایی در طول بارگذاری در ناحیه‌ی الاستیک باقی مانده و تنها در چند ناحیه به صورت موضعی در صفحه‌ی انتهایی مقدار کمی کرنش پلاستیک مشاهده می‌شود که این نواحی عبارتند از: ۱- لبه بالایی و پایینی صفحه‌ی انتهایی ۲- در نزدیکی محل سوراخ‌های صفحه‌ی انتهایی.

با بررسی رفتار اجزای اتصال که شامل پیچ، صفحه‌ی انتهایی، تیر و بال ستون می‌باشد مشاهده گردید که صرفاً پیچ‌ها پس از طی نمودن چند سیکل اول بارگذاری تسلیم

و باعث ایجاد رفتار ترد اتصال می‌شوند؛ در حالی که سایر اجزای اتصال در حالت الاستیک باقی می‌مانند. این نوع اتصالات در مناطق لرزه‌خیز توصیه نمی‌شوند زیرا میزان جذب انرژی و شکل‌پذیری آنها کم می‌باشد. نمودار لنگر-دوران اتصال در شکل (۲۸) نشان داده شده است.



شکل (۲۷): نمودار لنگر خمشی اتصال بر حسب جداشدگی صفحه‌ی انتهایی

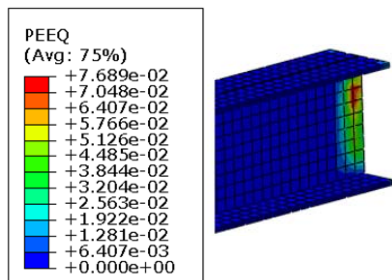


شکل (۲۸): نمودار لنگر-دوران اتصال EPI-cyclic

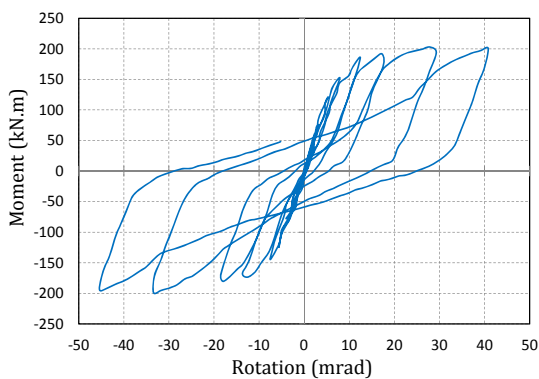
## ۷-۲- بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال EP2-cyclic

همان‌گونه که در شکل (۲۹) ملاحظه می‌گردد بر خلاف اتصال EPI-cyclic، در اتصال EP2-cyclic طی نمودن سیکل‌های بارگذاری بیشتر از مقدار پیش‌تندگی پیچ‌ها کاسته شده و در نهایت به مقدار صفر می‌رسد. دلیل این امر این است که اتصال EP2-cyclic شکل‌پذیری بیشتری نسبت به اتصال EPI-cyclic دارد.

افزایش یافته است. این افزایش دوران به دلیل تغییر ضخامت صفحه‌ی انتهایی و قطر پیچ اتصال بوده که باعث شده پیچ‌ها، صفحه‌ی انتهایی و تیر در میزان شکل‌پذیری اتصال شرکت داشته باشند. در شکل (۳۲) نمودار لنگر خمشی بر حسب دوران اتصال نشان داده شده است.

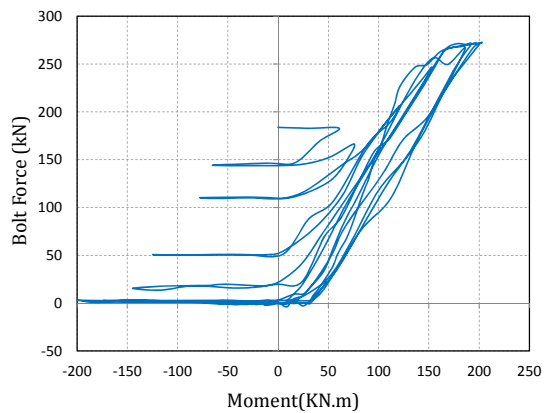


شکل (۳۱): توزیع کرنش پلاستیک اتصال EP2-cyclic در انتهای بارگذاری



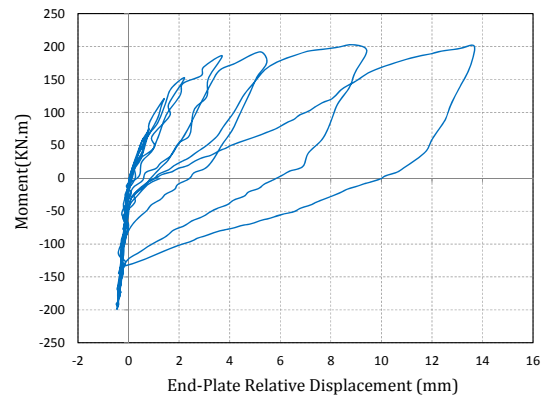
شکل (۳۲): نمودار لنگر خمشی بر حسب دوران اتصال EP2-cyclic

۸- بررسی رفتار لرزه ای اتصالات به همراه بار محوری در این قسمت دو اتصال EP1-cyclic و EP2-cyclic همراه با بارگذاری‌های محوری ثابت  $10\%F_y\text{-beam} +$  و  $10\%F_y\text{-beam} -$  تحت بارگذاری رفت و برگشتی مورد ارزیابی قرار گرفته و نمودار تغییرات لنگر بر حسب دوران رسم شده است (شکل (۳۳)).



شکل (۲۹): نمودار نیروی پیچ بر حسب لنگر در اتصال EP2-cyclic

در شکل (۳۰) میزان جداشدگی صفحه‌ی انتهایی در محل بال تیر نشان داده شده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌گردد طی سیکل‌های بارگذاری بیشتری میزان جداشدگی صفحه‌ی انتهایی به تدریج افزایش یافته است.

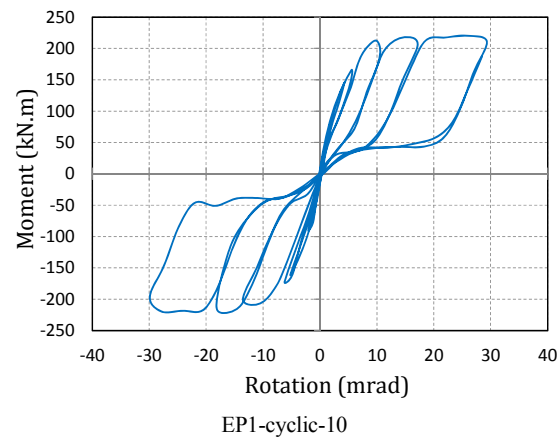


شکل (۳۰): میزان جداشدگی صفحه‌ی انتهایی اتصال EP2-cyclic در محل بال تیر طی بارگذاری

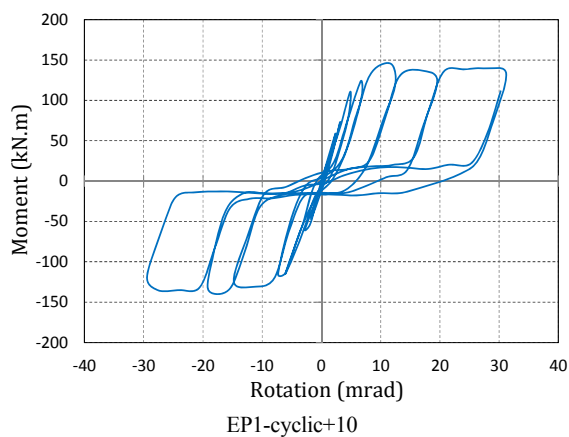
همان‌گونه که در شکل (۳۱) مشاهده می‌گردد پلاستیک‌شدگی در صفحه‌ی انتهایی و به صورت موضعی در انتهای تیر و بال ستون رخ داده و این پلاستیک‌شدگی‌ها باعث افزایش شکل‌پذیری اتصال گردیده است.

علی‌رغم این که مقاومت خمشی دو اتصال EP1-cyclic و EP2-cyclic تقریباً با هم برابر می‌باشد، دوران نهایی اتصال EP2-cyclic نسبت به اتصال EP1-cyclic ۳۶ درصد

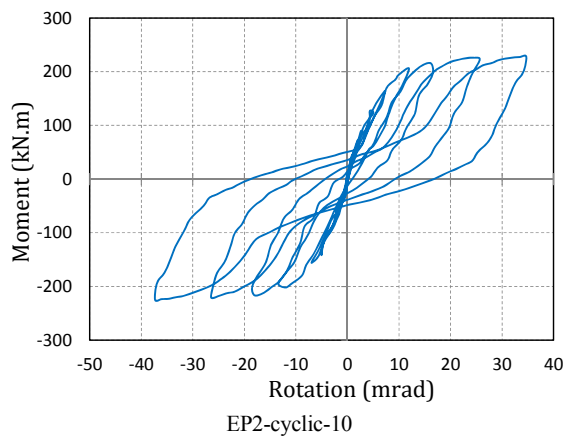




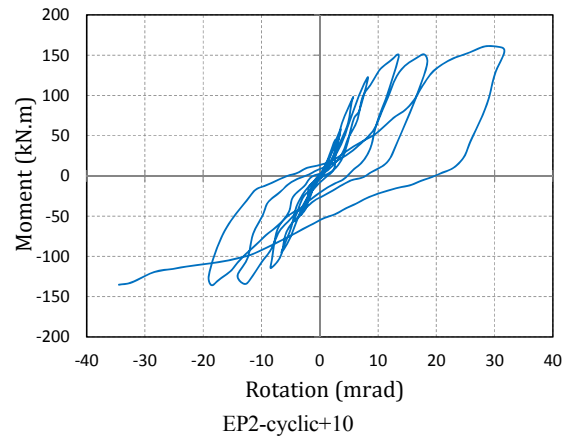
EP1-cyclic-10



EP1-cyclic+10



EP2-cyclic-10



EP2-cyclic+10

شکل (۳۳): نمودار هیستریزیس اتصال EP1 و EP2

مشاهده گردید که شکل عمومی نمودار اندرکنش تابع ابعاد اتصال نمی‌باشد. همچنین در دو اتصال EP1 و EP2 از میان بارهای محوری فشاری به ترتیب به ازای بار محوری فشاری  $۲۵\%/F_y\text{-beam}$  و  $۳۰\%/F_y\text{-beam}$  بیشترین جداشدگی لبه‌ی بالایی صفحه‌ی انتهایی مشاهده می‌گردد.

در اتصال EP2-cyclic برخلاف اتصال EP1-cyclic با طی نمودن سیکل‌های بارگذاری بیشتر به تدریج از مقدار پیش-تندگی پیچ‌ها کاسته شده و در نهایت به مقدار صفر می‌رسد. دلیل این امر این است که اتصال EP2-cyclic شکل-پذیری بیشتری نسبت به اتصال EP1-cyclic داشته و باعث می‌شود در طی سیکل‌های بارگذاری بیشتری از مقدار پیش‌تندگی پیچ‌ها کاسته شود.

علی‌رغم این که مقاومت خمشی دو اتصال EP1-cyclic و EP2-cyclic تقریباً با هم برابر می‌باشد، دوران نهایی اتصال

با توجه به نمودارهای رسم شده می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش نیروی محوری فشاری میزان لنگر نهایی، لنگر تسلیم و سختی اولیه افزایش یافته و با افزایش نیروی محوری کششی میزان لنگر نهایی، لنگر تسلیم و سختی اولیه کاهش می‌یابد.

در صورت وجود نیروی محوری فشاری میزان استهلاك انرژی اتصال افزایش می‌یابد در حالیکه در حالت وجود نیروی محوری کششی از ظرفیت استهلاك انرژی اتصال کاسته خواهد شد.

#### ۹- نتیجه گیری

با بررسی انجام گرفته در این مقاله می‌توان به این نتیجه دست یافت که وجود نیروی محوری می‌تواند باعث تغییر مود گسیختگی اتصال و در نتیجه تغییر در ظرفیت خمشی اتصال گردد. با مقایسه‌ی نمودار اندرکنش دو اتصال

[10] Shi, G., Shi, Y., Wang, Y. and Bradford, M.A. (2008), "Numerical Simulation of Steel Pretensioned Bolted End-Plate Connections of Different Types and Details", *Engineering Structures*, Vol. 30, No. 10, pp. 2677-2686.

[11] Ghassemieh M, Shamim M. and Gholampour A.A. (2014), "Influence of the Axial Force on the Behavior of Endplate Moment Connections", *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 49, No. 1, pp. 23-40.

[12] Zeinoddini V., Ghassemieh M. and Kiani M. (2014), "Finite Element Analysis of Flush End Plate Moment Connections under Cyclic Loading", *International Journal of Civil, Architectural Science and Engineering*, Vol. 8, No. 1, pp. 96-104.

[13] AISC. (2005), "Commentary on the Specification for Structural Steel Buildings".

[14] ABAQUS/CAE User's Manual, Version 6.11, 2011.

[15] Goudarzi A., Ghassemieh M. and Baei M. (2012), "The Effect of Axial Force on the Behavior of Flush End-Plate Moment Connections", 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE), Lisbon, Portugal.

EP2-cyclic نسبت به اتصال EP1-cyclic ۳۶ درصد افزایش یافته است. این افزایش دوران به دلیل تغییر ضخامت صفحه‌ی انتهایی و قطر پیچ اتصال بوده که باعث شده پیچ‌ها، صفحه‌ی انتهایی و تیر در میزان شکل‌پذیری اتصال شرکت داشته باشند.

با افزایش نیروی محوری فشاری میزان لنگر نهایی، لنگر تسلیم، سختی اولیه و استهلاک انرژی افزایش یافته و با افزایش نیروی محوری کششی میزان لنگر نهایی، لنگر تسلیم، سختی اولیه و استهلاک انرژی کاهش می‌یابد.

#### ۹- مراجع

[1] Abolmaali, A., Kukreti, A.R. and Murray, T.M. (1984), "Finite Element Analysis of Two Tension Bolt Flush End-Plate Connections", Research Report No. FSEL/MBMA 84-01, Fears Structural Engineering Laboratory, School of Engineering and Structural Science, University of Oklahoma, Norman, Oklahoma.

[2] Murray, T.M. (1988), "Recent Developments for the Design of Moment End-plate Connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 10, pp. 133-162.

[3] Broderick, B.M., and Thomson, A.W. (2002), "The Response of Flush End-plate Joints under Earthquake Loading", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 58, No. 9, pp. 1161-1175.

[4] Murray, T.M. and Shoemaker, W.L. (2002), "Steel Design Guide Series 16, Flush and Extended Multiple-Row Moment End-Plate Connections", American Institute of Steel Construction, Chicago.

[5] De Lima, L.R.O., Simões da Silva, L., Vellasco, P.C.G.S. and de Andrade, S.A.L. (2004), "Experimental Evaluation of Extended Endplate Beam-to-column Joints subjected to Bending and Axial Force", *Engineering Structures*, Vol. 26, No. 10, pp. 1333-1347.

[6] Mofid, M., Mohammadi, M.R.S. and McCabe, S. L. (2005), "Analytical Approach on Endplate Connection: Ultimate and Yielding Moment", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, No. 3, pp. 449-456.

[7] Abolmaali, A., Matthys, J.H., Farooqi, M. and Choi, Y. (2005), "Development of Moment-rotation Model Equations for Flush End-plate Connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, No. 12, pp. 1595-1612.

[8] Al-Jabri, K.S., Burgess, I.W., Lennon, T. and Plank, R. J. (2005), "Moment-rotation-temperature Curves for Semi-Rigid Joints", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, No. 3, pp. 281-303.

[9] Shi, G., Shi, Y. and Wang, Y. (2007), "Behaviour of End-Plate Moment Connections under Earthquake Loading", *Engineering Structures*, Vol. 29, No. 5, pp. 703-716.





# تأثیر فولاد نرم و تغییرات ضخامت ورق در رفتار پس کمانشی و مقاومت نهایی دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید

سید ابراهیم سادات خلردی<sup>۱</sup>، محمد علی برخوردار<sup>۲</sup>  
(تاریخ دریافت: ۹۲/۰۵/۱۶، تاریخ پذیرش: ۹۳/۰۲/۰۱)

## چکیده

در دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید، ورق دیوار به ستون‌های اصلی قاب متصل نمی‌شود و در عوض به ستون‌های فرعی که صرفاً برای ایجاد میدان کشش در ورق استفاده می‌شوند، وصل می‌شود. در این مقاله، رفتار پس کمانشی و مقاومت نهایی دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید با ضخامت‌های متفاوت ورق و تنش تسلیم‌های گوناگون براساس روش‌های تحلیلی مدل اندرکنش ورق با قاب (PFI)، مدل نواری و روش عددی (اجزاء محدود) مورد مقایسه قرار گرفته‌اند. نتایج بیانگر سازگاری خوبی بین نتایج اجزاء محدود با مدل نواری و روش PFI است. همچنین، نتایج رفتار مناسب فولاد نرم را در استفاده از آن‌ها در دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید نشان می‌دهند و نیز تأثیر افزایش ضخامت ورق نسبت به افزایش تنش تسلیم در سختی اولیه و مقاومت نهایی این دیوارها محسوس‌تر می‌باشد.

## کلمات کلیدی

دیوار برشی فولادی، نیمه‌مقید، فولاد نرم، رفتار پس کمانشی

## The Influence of Low Yield Point Steel (LYP) and Plate Thicknesses in Post-buckling Behavior and Ultimate Strength of Semi-Rigid Steel Plate Shear Walls

S.E. Sadat Kholerdi, M.A. Barkhordari

### ABSTRACT

In semi rigid shear walls, the shear wall won't be connected to the main columns of the structure frame. Instead, it will be connected to the secondary columns which are used for tension field in plate. In this paper, post buckling behavior and ultimate strength of semi rigid steel shear walls with different thicknesses and different yield stresses have been compared according to different analyzing methods, such as plate-frame interaction model (PFI), strip model and finite element method. The results show a good compatibility between these methods. Results show that using low yield point steel (LYP) in semi rigid shear walls is appropriate. The influence of plate thickness increasement on initial stiffness and ultimate strength is more than the yield stress increasement effect.

### KEYWORDS

Steel shear wall, Semi rigid, Low yield point steel (LYP), Post-buckling behavior

۱- کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، ebi\_sadatkh@yahoo.com

۲- استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، barkhordar@iust.ac.ir (نویسنده مسئول)



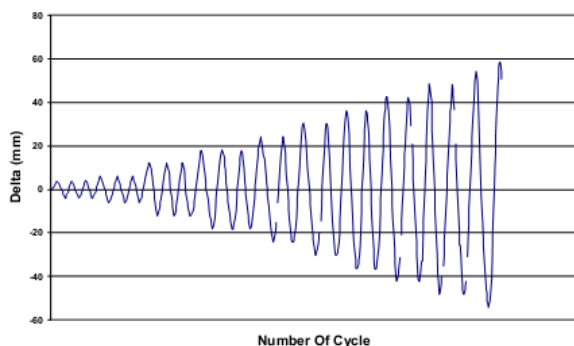
برشی فولادی سستی (بدون ستون فرعی برای تحمل میدان کشش) بعضاً به صورت یک معضل در می‌آید و باعث می‌شود که مقاطع ستون‌های کنار دیوار به شکل کاملاً غیراقتصادی بشود، به حداقل برسد [۳].

این تحقیق، مطالعه‌ای است بر رفتار دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید با انتخاب ورق فولادی با ضخامت‌های مختلف با تنش تسلیم پایین، مدل‌سازی و کنترل آن که براساس آزمایشات محرمی و همکاری‌اش انجام شده است.

## ۲- نمونه آزمایشی

مدل‌سازی در این تحقیق براساس نمونه آزمایشی محرمی و همکاری‌اش [۴] انجام شد. نمونه آزمایشی در مقیاس ۱:۱، شامل یک قاب یک طبقه یک دهانه بود که ورق به جای اتصال با ستون‌های اصلی به ستون‌های فرعی متصل بود.

درجات آزادی انتقالی عمود بر صفحه برای جان تیرها بسته شده است. یعنی در واقع امکان جابجایی فقط در امتداد اعمال بار برای قاب ممکن می‌باشد. در این مدل کلیه اتصالات تیر و ستون و ورق به اعضای پیرامونی به صورت گیردار و همچنین تکیه‌گاه این نمونه به صورت صلب در نظر گرفته شد. بارگذاری این نمونه براساس دستورالعمل ATC24 با روش کنترل تغییرمکان به نمونه‌ها اعمال شد. شکل (۱) الگوی بارگذاری مدل را نشان می‌دهد. شکل (۲) منحنی بار-تغییرمکان روش اجزاء محدود و نمونه آزمایش شده توسط محرمی و همکاری‌اش را نشان می‌دهد. مقایسه نمودارها بیانگر تطابق نسبتاً خوب می‌باشد.



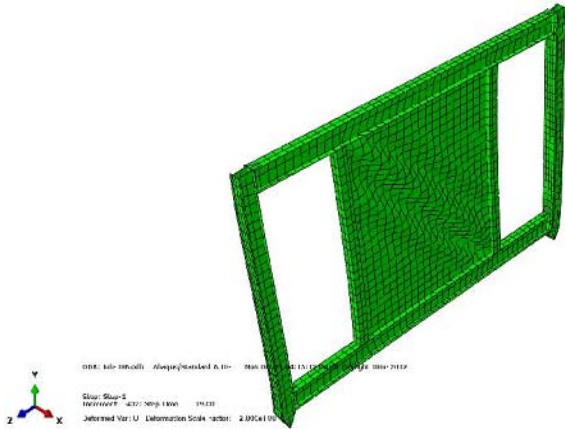
شکل (۱): الگوی بارگذاری مدل [۴]

امروزه استفاده از دیوار برشی فولادی به عنوان یک سیستم باربر جانبی لرزه‌ای به طور کارآمد در بهسازی لرزه‌ای، به منظور افزایش مقاومت جانبی و سختی ساختمان‌ها در برابر زلزله، در سازه‌های بتنی و فولادی مورد توجه قرار گرفته است. وظیفه اصلی دیوار برشی فولادی مقاومت در برابر نیروهای برشی ایجاد شده در طبقات و لنگر واژگونی حاصل از آن در اثر زمین‌لرزه می‌باشد. استفاده از دیوار برشی فولادی حتی قبل از آنکه ضوابط مربوط به آن توسط آیین‌نامه‌های طراحی تدوین شود، مورد توجه بوده است.

در سال ۲۰۰۴ میلادی آیین‌نامه‌های مختلف از جمله آیین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی کانادا، FEMA450، ضوابطی را برای طراحی دیوار برشی فولادی ارائه کردند [۱]. در سال ۲۰۰۵ میلادی ضوابط مربوط به طراحی دیوارهای برشی فولادی ویژه به آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی (AISC 341-2005) اضافه گردید [۲].

در کلیه تحقیقات انجام گرفته در مورد رفتار دیوارهای برشی فولادی نازک تقویت نشده، فرض بر این بوده است که اعضای مرزی (تیرها و ستون‌های کنار دیوار) دارای مقاومت و سختی کافی باشند، طوریکه در هنگام اعمال تنش‌های کششی ناشی از رفتار بعد از کماتش برشی ورق (میدان کشش)، تسلیم نشوند و به پایداری کلی سازه آسیب نرسد. این امر باعث می‌شود که ابعاد مقاطع به کار رفته برای تیرها و ستون‌های اطراف دیوار افزایش چشمگیری یافته، طوریکه طرح از لحاظ اقتصادی در مقایسه با حالت عدم استفاده از این سیستم (مثلاً استفاده از سیستم مهاربند)، به صرفه نباشد [۳].

در سال‌های اخیر مدلی پیشنهاد شد که در آن ورق دیوار به جای اتصال به ستون‌های اصلی سازه که بارهای قائم را منتقل می‌کنند، به ستون‌های فرعی متصل شوند که باربر قائم نبوده و برای ایجاد میدان کشش، از آن‌ها استفاده می‌شوند. بنابراین، این نوع جدید از دیوارهای برشی فولادی، شرایطی را در سازه ایجاد می‌کند که به وسیله آن می‌توان سیستم باربر قائم را با تمهیداتی از سیستم باربر افقی جدا کرد و اندرکنش این دو سیستم که در دیوارهای



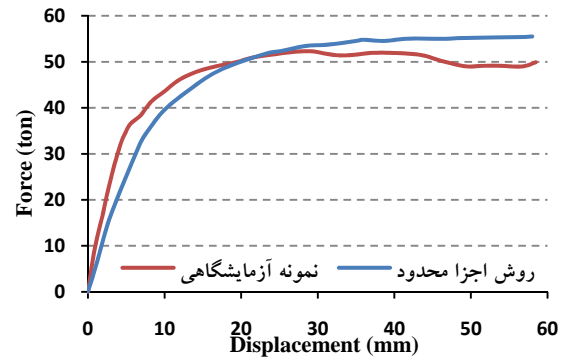
شکل (۴): تغییر شکل خارج از صفحه ورق و شکل گیری میدان کشش قطری

۳- معرفی جزئیات المان‌ها و مصالح در ABAQUS  
 برای مدل‌سازی دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید مذکور، از المان Shell برای مدل‌سازی تیر و ستون‌ها و ورق استفاده شد. مشخصات اجزای دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید در لبه در جدول (۱) آورده شده است.  
 خصوصیات مصالح عبارت است از ضریب پواسون  $0.3$  و تنش تسلیم تیر، ستون‌های اصلی و فرعی  $300$  مگاپاسکال و تنش تسلیم و نهایی ورق به ترتیب  $100$  الی  $240$  مگاپاسکال و  $300$  مگاپاسکال است. مدول الاستیسیته مصالح نیز  $200$  گیگاپاسکال می‌باشد. در این نمونه ضخامت ورق  $0.5$ ،  $1$ ،  $1.5$ ،  $2$ ،  $2.5$  و  $3$  میلیمتر و تنش تسلیم ورق  $100$ ،  $120$ ،  $140$ ،  $160$ ،  $180$ ،  $200$ ،  $220$  و  $240$  مگاپاسکال بود.

جدول (۱): مشخصات اجزاء دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید

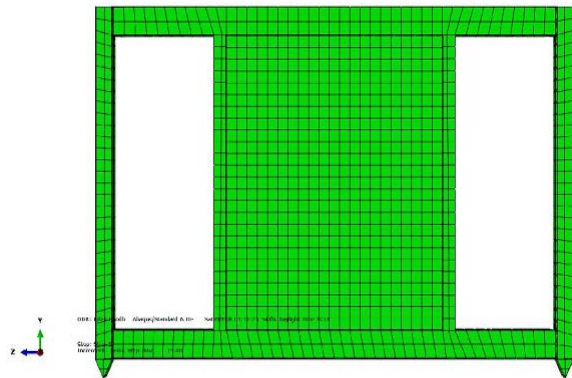
ارتفاع طبقه (mm)	عرض دهانه دیوار برشی (mm)	عرض دهانه قاب (mm)	تیر	ستون اصلی	ستون فرعی	ضخامت ورق (mm)
2740	2200	4500	IPE240	2IPE160	2UNP120	$0.5$ الی $3$

تعیین نقطه عملکردی سازه توصیه می‌کنند. در این شیوه عملکرد سازه در وضعیت حداکثر پاسخ سازه به زلزله طرح بررسی می‌گردد. بدین ترتیب که ابتدا نقطه‌ای را به عنوان نقطه کنترل که معمولاً در تراز بام قرار دارد انتخاب گردیده و جابجایی در این تراز به سازه اعمال می‌شود. این رابطه



شکل (۲): منحنی بار-تغییر مکان روش اجزاء محدود و نمونه آزمایش شده توسط محرمی و همکارانش [۶]

شکل (۳) شمای کلی و فرم مش‌بندی دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید و شکل (۴) تغییر شکل خارج از صفحه ورق و شکل‌گیری میدان کشش قطری را نشان می‌دهند.



شکل (۳): شمای کلی و فرم مش‌بندی دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید

#### ۴- تحلیل استاتیکی غیرخطی

آیین‌نامه‌هایی همچون FEMA و ATC استفاده از روش پوش‌آور را به عنوان روشی ساده شده و با دقت نسبتاً قابل قبول از رفتار غیرخطی سازه و البته در جهت اطمینان برای

به صورت منحنی ظرفیت یا پوش آور بیان می شود که بیانگر تغییرات برش پایه سازه با جابجایی نقطه کنترل سازه می باشد.

## ۵- نتایج

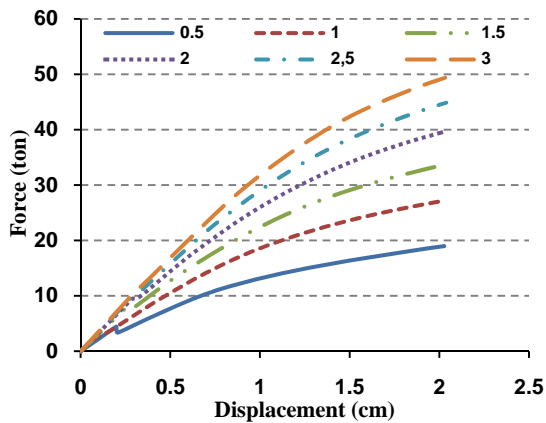
### ۵-۱- نمودار بار-تغییر مکان

نقاطی در محل اتصال تیر به ستون در نمونه ها برای نرم افزار تعریف شد تا مشخصات مورد نیاز از جمله جابجایی در طبقه برای نقاط محاسبه شود سپس نمودار بار-تغییر مکان رسم شد و با استفاده از این نمودارها سایر مشخصات دیوار برشی فولادی نیمه مقید و همچنین تغییرات نمودارهای بار جابجایی به ازای تغییر در ضخامت ورق در تنش تسلیم معین و تغییر در تنش تسلیم ورق در ضخامت معین مورد بررسی قرار گرفت.

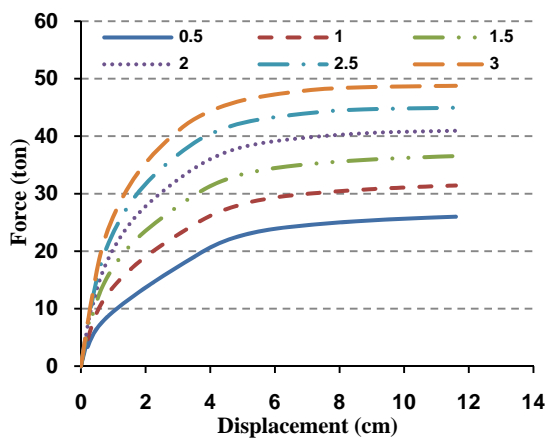
به عنوان نمونه در شکل های (۵)، (۶)، (۷) و (۸) به ترتیب، تغییرات منحنی بار-تغییر مکان دیوار برشی فولادی با تنش تسلیم ورق پرکننده ۱۰۰ مگاپاسکال و ۲۰۰ مگاپاسکال به ازای تغییر ضخامت و تغییرات منحنی بار-تغییر مکان دیوار برشی فولادی با ضخامت ۱ میلیمتر و ۳ میلیمتر به ازای تغییر تنش تسلیم ورق پرکننده رسم شده است.

در شکل (۶)، در مقایسه ضخامت های مختلف، ناحیه انتقال از حالت خطی به غیرخطی کاملاً مشهود می باشد. در ضخامت های کمتر، انتقال این دو حالت در بار کمتر و با شیب و شدت ملایم تری نسبت به ضخامت های بیشتر صورت می پذیرد و همچنین در بارهای کمتری وارد ناحیه پلاستیک می شوند که این امر شکل پذیری بیشتری را منجر می شود.

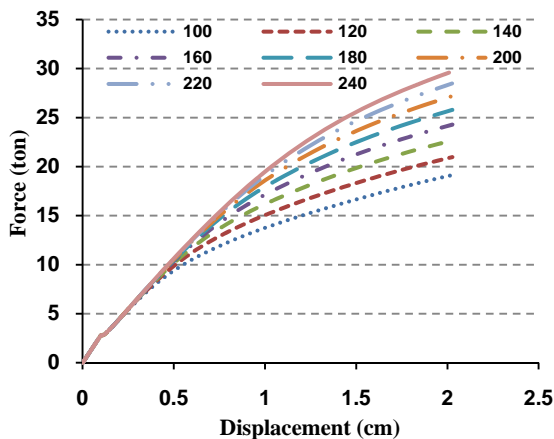
با استفاده از تغییرات نمودار بار-تغییر مکان مشاهده شد که سختی اولیه دیوارهای برشی نیمه مقید، به ازای تغییر ضخامت ورق از ۰/۵ تا ۳ میلیمتر به ازای تنش تسلیم های مختلف بیشتر از تغییرات ناشی از افزایش تنش تسلیم با فرض ثابت بودن ضخامت برای ضخامت های مختلف است. به این ترتیب افزایش ضخامت ورق در سختی اولیه دیوارهای برشی فولادی نیمه مقید بسیار مؤثرتر می باشد.



شکل (۵): تغییرات منحنی بار-تغییر مکان با تنش تسلیم ورق پرکننده ۲۰۰ مگاپاسکال به ازای تغییر ضخامت



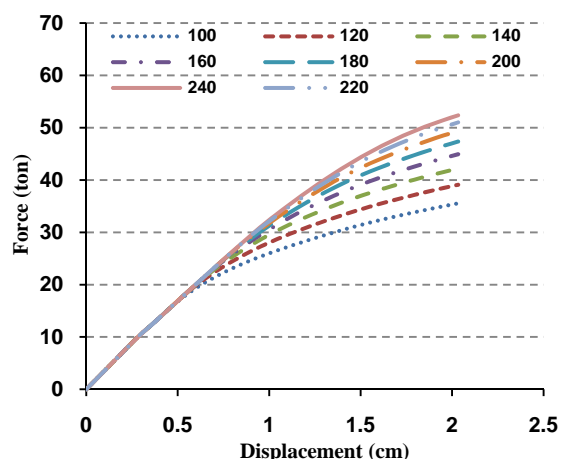
شکل (۶): تغییرات منحنی بار-تغییر مکان با تنش تسلیم ورق پرکننده ۱۰۰ مگاپاسکال به ازای تغییر ضخامت



شکل (۷): تغییرات منحنی بار-تغییر مکان با ضخامت ورق ۱ میلیمتر به ازای تغییر در تنش تسلیم ورق پرکننده



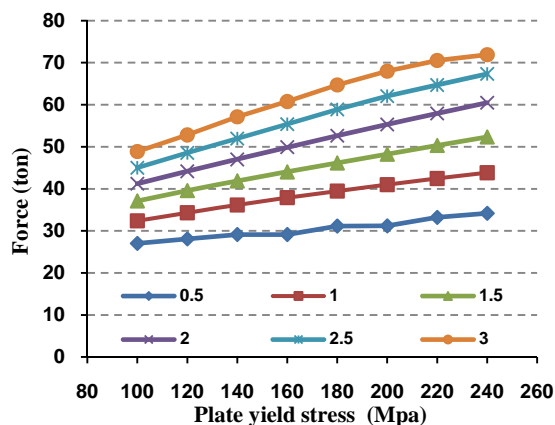
تنش تسلیم بیشتر است و میدانیم که سطح زیر نمودار هیستریزیس معرف جذب انرژی سیستم است. نتیجه اینکه در نمونه‌هایی که در آنها از فولاد با تنش تسلیم پایین (فولاد نرم) استفاده می‌شود جذب انرژی سیستم به مراتب بیشتر از نمونه‌هایی است که در آنها از فولاد با تنش تسلیم بالا استفاده می‌شود. در واقع در نمونه‌هایی که از فولاد نرم بهره می‌برند نمونه زودتر وارد ناحیه پلاستیک شده و شکل‌پذیری و جذب انرژی بیشتری را از خود نشان می‌دهد. شکل نمودار هیستریزیس برای نمونه با تنش تسلیم بالا و ضخامت پایین حالت S شکل و شکل نمونه با تنش تسلیم پایین و ضخامت بالا حالت دوکی شکل دارد و این یعنی افزایش سطح زیر نمودار برای نمونه با تنش تسلیم پایین و ضخامت بالا.



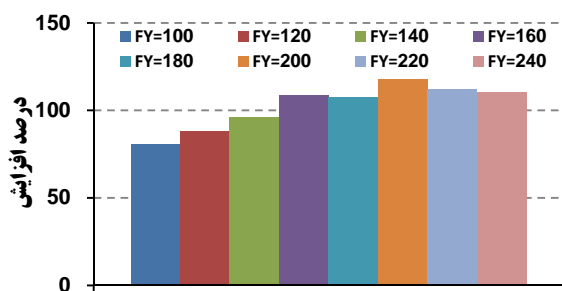
شکل (۸): تغییرات منحنی بار-تغییر مکان با ضخامت ورق ۳ میلی‌متر به ازای تغییر در تنش تسلیم ورق پرکننده

### ۲-۵- بار نهایی

محاسبه مقاومت نهایی دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید نشان داد که تغییرات مقاومت نهایی دیوار به ازای افزایش ضخامت ورق پرکننده بیش از تغییرات مقاومت نهایی به ازای افزایش تنش تسلیم است. مقایسه نشان داد تأثیر افزایش مقاومت به ازای تغییر ضخامت از ۰/۵ میلی‌متر تا ۳ میلی‌متر بر مقاومت نهایی دیوار برشی فولادی بین ۸۰٪ تا ۱۱۸٪ بوده است حال آنکه افزایش تنش تسلیم از ۱۰۰ مگاپاسکال تا ۲۴۰ مگاپاسکال افزایشی معادل ۲۶/۶٪ تا ۵۰/۸٪ به همراه داشته است. شکل (۹) مقایسه کلی بار نهایی به ازای تغییر در تنش تسلیم در ضخامت‌های مختلف را نشان می‌دهد. نمودارهای میله‌ای (۱۰) و (۱۱) به ترتیب تأثیر افزایش ضخامت از ۰/۵ میلی‌متر تا ۳ میلی‌متر برای تنش تسلیم‌های متفاوت و تأثیر افزایش تنش تسلیم از ۱۰۰ مگاپاسکال تا ۲۴۰ مگاپاسکال را بر مقاومت نهایی دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید نشان می‌دهند.



شکل (۹): مقایسه کلی بار نهایی به ازای تغییر در تنش تسلیم در ضخامت‌های مختلف



شکل (۱۰): تأثیر افزایش ضخامت ورق از ۰/۵ میلی‌متر تا ۳ میلی‌متر بر مقاومت نهایی دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید با تنش تسلیم‌های متفاوت

نمودار هیستریزیس مربوط به نمونه با ضخامت ۱ میلی‌متر با تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال و نمونه با ضخامت ۳ میلی‌متر با تنش تسلیم ۱۰۰ مگاپاسکال به ترتیب در شکل (۱۲) و (۱۳) ارائه شده‌اند. با توجه به نمودار هیستریزیس نمونه‌ها مشخص می‌شود که سطح زیر نمودار نمونه‌ها با ضخامت بیشتر ولی با تنش تسلیم کوچکتر بیشتر از سطح زیر نمودار نمونه‌ها با ضخامت کمتر ولی با

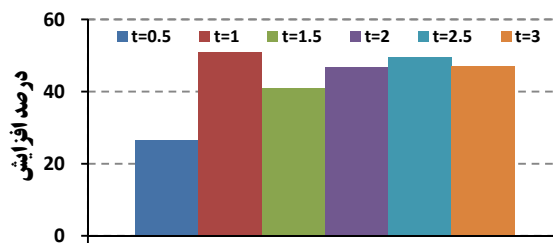


اختلاف روش نواری و المان محدود نشان می‌دهد که در ضخامت‌ها و تنش تسلیم‌های کمتر، المان محدود ظرفیت نهایی بیشتری را بدست می‌دهد و با افزایش ضخامت در تنش تسلیم‌های بزرگتر، روش PFI ظرفیت نهایی بیشتری را نشان می‌دهد (شکل (۱۴) و (۱۵)). جدول (۲) مشخصات کلی دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید در ضخامت‌های مختلف با تنش‌های تسلیم مربوطه را ارائه می‌کند.

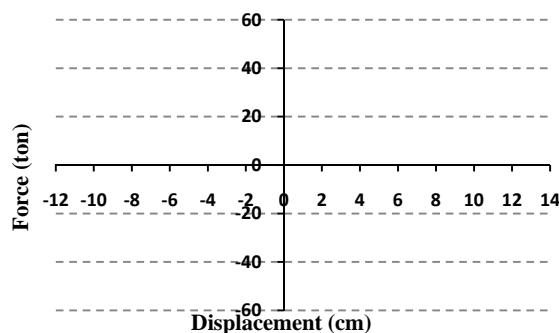
#### ۴-۵- رفتار پس‌کمانشی دیوارهای برشی فولادی

##### نیمه‌مقید

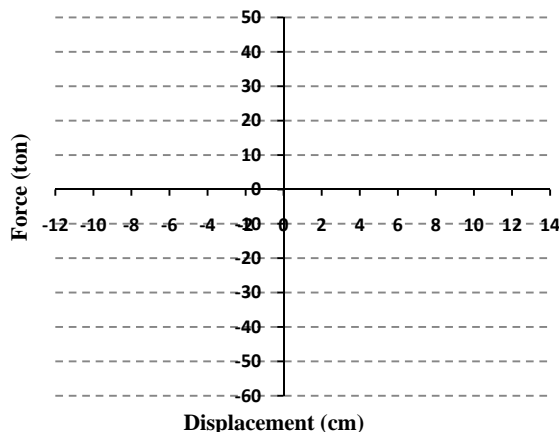
برای بررسی چگونگی رفتار سیستم در برابر بارهای جانبی پس از وقوع کمانش به بررسی رفتار پس‌کمانشی سیستم دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید پرداخته شد. بدین منظور با توجه به کمانش ورق و امکان پرش در منحنی بار-تغییرمکان سیستم، تحلیل اجزاء محدود با کنترل تغییرمکان صورت گرفت. همان‌گونه که در نمودار نمونه‌ها با تنش تسلیم ۲۰۰ مگاپاسکال به ازای ضخامت‌های مختلف در شکل (۱۶) نشان داده شده است در نمونه‌ها با ضخامت‌های کمتر پرشی در منحنی بار-تغییرمکان اتفاق می‌افتد که با افزایش ضخامت این پرش در مقدار بار بیشتری اتفاق می‌افتد تا آنجا که در ضخامت ۳ میلیمتر این پرش دیده نمی‌شود. با بررسی پرش اتفاق افتاده در منحنی بار-تغییرمکان مشخص گردید در این تراز بارها، کمانش قابل ملاحظه‌ای در ورق اتفاق می‌افتد و کاهش مقاومت اتفاق افتاده در منحنی بار-تغییرمکان به دلیل کمانش ورق می‌باشد. بعد از این مرحله با تشکیل میدان کشش قطری در ورق مجدداً منحنی بار-تغییرمکان حالت صعودی پیدا می‌کند. این بدین معنی است که در این سیستم کمانش ورق، به منزله ناپایداری سیستم تلقی نمی‌گردد و نقطه کاهش مقاومت و سختی نمی‌باشد و در نقطه کمانش، با افزایش بار سیستم با تغییرشکل هندسی به نقطه تعادل جدیدی می‌رسد و در حین این تغییرشکل، رفتار سیستم از برش داخل صفحه به میدان کشش قطری تبدیل می‌شود. به عنوان مثال، ورق نمونه با ضخامت ۰/۵ میلیمتر و با



شکل (۱۱): تأثیر افزایش تنش تسلیم از ۱۰۰ مگاپاسکال تا ۲۴۰ مگاپاسکال بر مقاومت نهایی دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید با ضخامت‌های مختلف



شکل (۱۲): نمودار هیستریزس نمونه با ضخامت ۱ میلیمتر با تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال



شکل (۱۳): نمودار هیستریزس نمونه با ضخامت ۳ میلیمتر با تنش تسلیم ۱۰۰ مگاپاسکال

#### ۳-۵- مقایسه نتایج تحلیل المان محدود با روش PFI

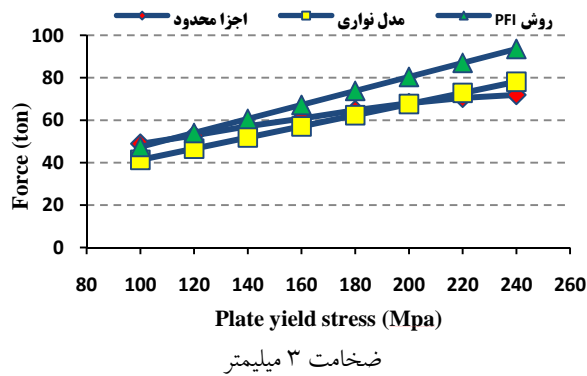
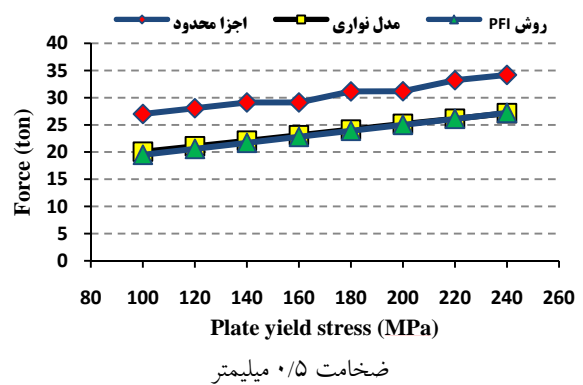
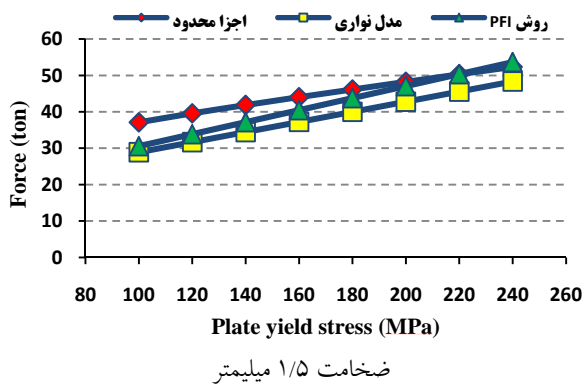
##### و روش نواری

این مقایسه نشان داد که نتایج المان محدود با هر دو روش PFI [۵] و نواری همخوانی مناسبی دارد. مقایسه نسبت

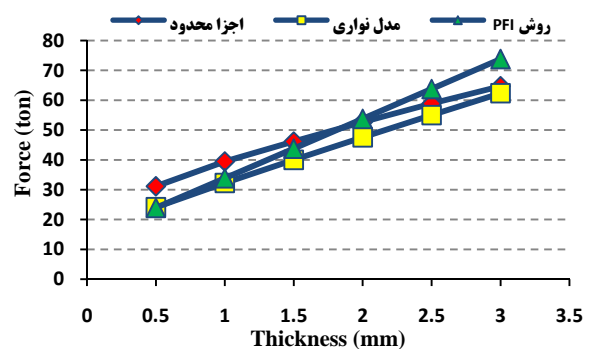
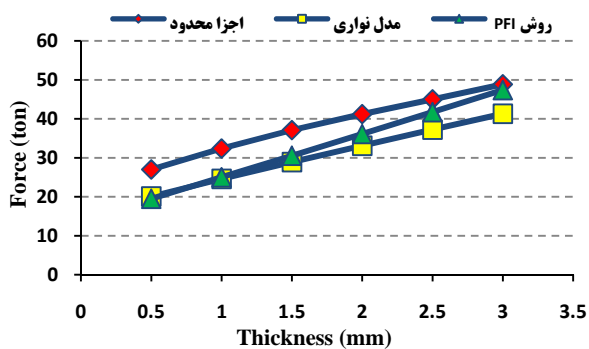


نمونه با ضخامت ۱/۵ میلیمتر با تنش تسلیم ۲۰۰ مگاپاسکال، در بار ۷/۵۹ تن کماتش کرده و به مقدار ۷/۰۳ تن می‌رسد و بعد از آن سیر صعودی خود را طی می‌کند.

تنش تسلیم ۲۰۰ مگاپاسکال، در بار ۴/۴۴ تن کماتش کرده و به مقدار ۳/۳۷ تن رسیده و سپس با تشکیل میدان کشش قطری بارهای بیشتری را تحمل می‌کند. همچنین، ورق



شکل (۱۴): مقایسه نتایج روش المان محدود، روش نواری و روش PFI برای ضخامت‌های مختلف



شکل (۱۵): مقایسه نتایج روش المان محدود، روش نواری و روش PFI برای تنش تسلیم‌های مختلف

جدول (۲): مشخصات کلی دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید در ضخامت‌های مختلف با تنش‌های تسلیم مربوطه

تنش تسلیم (MPa)	ضخامت ورق (mm)	اجزاء محدود ( $P_u$ ) (ton)	مدل نواری ( $P_u$ ) (ton)	روش PFI ( $P_u$ ) (ton)	درصد اختلاف اجزاء محدود با مدل نواری	درصد اختلاف اجزاء محدود با روش PFI
۱۰۰	۰/۵	۲۷/۰۱	۲۰/۰۷	۱۹/۰۵	۲۵/۶۹	۲۷/۸۰
	۱	۳۲/۳۸	۲۴/۶	۲۵/۰۲	۲۴/۰۳	۲۲/۷۳
	۱/۵	۳۷/۱۱	۲۸/۹	۳۰/۵۵	۲۲/۱۳	۱۷/۶۸
	۲	۴۱/۲۱	۳۳/۱	۳۶/۱۲	۱۹/۶۸	۱۲/۳۵
	۲/۵	۴۵/۰۱	۳۷/۲۲	۴۱/۷۴	۱۷/۳۰	۷/۲۶
۱۲۰	۳	۴۸/۸۷	۴۱/۳	۴۷/۴۱	۱۵/۴۹	۲/۹۹
	۰/۵	۲۸/۰۷	۲۱/۰۷	۲۰/۶	۲۴/۹۴	۲۶/۶۱
	۱	۳۴/۳۱	۲۶/۵۱	۲۷/۲۲	۲۲/۷۳	۲۰/۶۶
	۱/۵	۳۹/۵۸	۳۱/۶۸	۳۳/۸۵	۱۹/۹۶	۱۴/۴۸
	۲	۴۴/۱۷	۳۶/۷۱	۴۰/۵۲	۱۶/۸۹	۸/۲۶
۱۴۰	۲/۵	۴۸/۵۵	۴۱/۶۷	۴۷/۲۴	۱۴/۱۸	۲/۷۱
	۳	۵۲/۸۱	۴۶/۵۷	۵۴/۰۱	۱۱/۸۲	-۲/۲۶
	۰/۵	۲۹/۱۳	۲۲/۰۹	۲۱/۷	۲۴/۱۶	۲۵/۵۰
	۱	۳۶/۱۵	۲۸/۴۲	۲۹/۴۲	۲۱/۳۸	۱۸/۶۱
	۱/۵	۴۱/۸۹	۳۴/۴۵	۳۷/۱۵	۱۷/۷۶	۱۱/۳۱
۱۶۰	۲	۴۶/۹۹	۴۰/۳۳	۴۴/۹۲	۱۴/۱۸	۴/۴۱
	۲/۵	۵۱/۹۵	۴۶/۱۱	۵۲/۷۴	۱۱/۲۴	-۱/۵۲
	۳	۵۷/۱۴	۵۱/۸۳	۶۰/۶۱	۹/۲۹	-۶/۰۸
	۰/۵	۲۹/۱۳	۲۳/۱	۲۲/۸	۲۰/۶۹	۲۱/۷۲
	۱	۳۷/۹۰	۳۰/۳۳	۳۱/۶۲	۱۹/۹۷	۱۶/۵۷
۱۸۰	۱/۵	۴۴/۰۲	۳۷/۲۳	۴۰/۴۵	۱۵/۴۲	۸/۱۰
	۲	۴۹/۹۱	۴۳/۹۴	۴۹/۳۲	۱۱/۹۷	۱/۱۹
	۲/۵	۵۵/۳۹	۵۰/۵۵	۵۸/۲۴	۸/۷۴	-۵/۱۴
	۳	۶۰/۷۷	۵۷/۰۸	۶۷/۲۱	۶/۰۷	-۱۰/۶۰
	۰/۵	۳۱/۱۵	۲۴/۱۱	۲۳/۹	۲۲/۶۰	۲۳/۲۸
۲۰۰	۱	۳۹/۴۸	۳۲/۲۵	۳۳/۸۲	۱۸/۳۱	۱۴/۳۳
	۱/۵	۴۶/۱۵	۴۰	۴۳/۷۵	۱۳/۳۲	۵/۱۹
	۲	۵۲/۶۵	۴۷/۵۶	۵۳/۷۲	۹/۶۶	-۲/۰۴
	۲/۵	۵۸/۸۷	۵۵	۶۳/۷۴	۶/۵۷	-۸/۲۸
	۳	۶۴/۷۰	۶۲/۳۴	۷۳/۸۱	۳/۶۵	-۱۴/۰۸
۲۲۰	۰/۵	۳۱/۱۹	۲۵/۱۸	۲۵	۱۹/۲۷	۱۹/۸۵
	۱	۴۰/۹۹	۳۴/۱۶	۳۶/۰۲	۱۶/۶۶	۱۲/۱۳
	۱/۵	۴۸/۲۵	۴۲/۷۸	۴۷/۰۵	۱۱/۳۴	۲/۴۹
	۲	۵۵/۳۰	۵۱/۱۷	۵۸/۱۲	۷/۴۷	-۵/۰۹
	۲/۵	۶۲/۰۵	۵۹/۴۳	۶۹/۲۴	۴/۲۲	-۱۱/۵۹
۲۴۰	۳	۶۷/۹۸	۶۷/۶	۸۰/۴۱	۰/۵۶	-۱۸/۲۹
	۰/۵	۳۳/۲۱	۲۶/۱۳	۲۶/۱	۲۱/۳۱	۲۱/۴۰
	۱	۴۲/۴۶	۳۶/۰۸	۳۸/۲۲	۱۵/۰۲	۹/۹۸
	۱/۵	۵۰/۳۳	۴۵/۵۶	۵۰/۳۵	۹/۴۸	-۰/۰۳
	۲	۵۷/۹۳	۵۴/۷۹	۶۲/۵۲	۵/۴۲	-۷/۹۳
۲۴۰	۲/۵	۶۴/۶۹	۶۳/۸۷	۷۴/۷۴	۱/۲۷	-۱۵/۵۴
	۳	۷۰/۵۲	۷۲/۸۶	۸۷/۰۱	-۳/۳۱	-۲۳/۳۸
	۰/۵	۳۴/۱۹	۲۷/۱۴	۲۷/۲	۲۰/۶۱	۲۰/۴۳
	۱	۴۳/۸۳	۳۸	۴۰/۴۲	۱۳/۲۹	۷/۷۷
	۱/۵	۵۲/۳۴	۴۸/۳۳	۵۳/۶۵	۷/۶۶	-۲/۵۰
۲۴۰	۲	۶۰/۴۷	۵۸/۴۱	۶۶/۹۲	۳/۴۰	-۱۰/۶۷
	۲/۵	۶۷/۳۴	۶۸/۳۱	۸۰/۲۴	-۱/۴۴	-۱۹/۱۶
	۳	۷۱/۹۰	۷۸/۱۱	۹۳/۶۱	-۸/۶۴	-۳۰/۱۹



مقاومت مورد نظر، مناسب‌تر از استفاده ورق‌های با تنش بالا و ضخامت کمتر می‌باشد. چرا که به ازای تنش تسلیم پایین با توجه به اینکه با تغییر کمی در ضخامت ورق به مقاومت مورد نظر دست می‌یابیم، شکل‌پذیری و جذب انرژی دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید در این حالت، مناسب‌تر از شکل‌پذیری و جذب انرژی در حالت با تنش تسلیم‌های بالاتر و ضخامت‌های کمتر با مقاومت معادل می‌باشد.

در این سیستم همانند نوع سنتی آن (بدون ستون فرعی برای تحمل میدان کشش)، کماتش ورق به منزله ناپایداری سیستم تلقی نمی‌گردد و نقطه کاهش مقاومت و سختی نمی‌باشد و در نقطه کماتش با افزایش بار، سیستم با تغییر شکل هندسی به نقطه تعادل جدیدی می‌رسد و در حین این تغییر شکل، رفتار سیستم از برش داخل صفحه به میدان کشش قطری تبدیل می‌شود.

#### ۷- مراجع

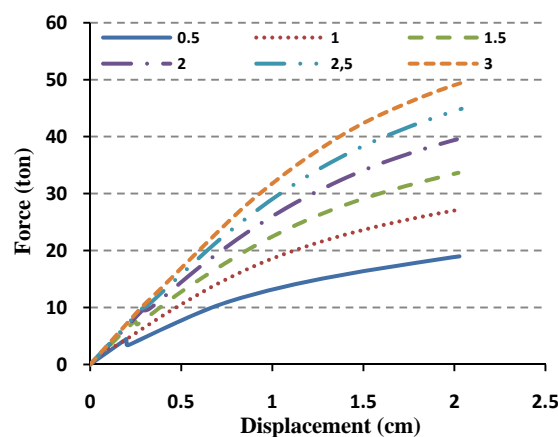
[1] FEMA (2004), FEMA 450, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for new Buildings and Other Structures, Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

[2] AISC (2005a), ANSI/AISC 341-05, Seismic Provision for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, IL.

[۳] جهانپور، ع. (۱۳۸۹)، "رفتارسنجی دیوارهای برشی فولادی نازک نیمه‌مقید در لبه‌ها"، رساله دکتری، دانشگاه تربیت مدرس، تهران.

[۴] محرمی، ح. و حبیب‌نژاد، ا. (۱۳۸۷)، "مزایای استفاده از دیوار برشی فولادی جدار نازک برای مقاوم‌سازی سازه‌های فولادی"، انجمن سازه و فولاد ایران.

[۵] صبوری، س.، اسعد سجادی، ر. (۱۳۸۶)، "مقایسه رفتار دیوارهای برشی فولادی با فولاد معمولی ساختمانی و فولاد نرم"، سومین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تبریز.



شکل (۱۶): تغییرات منحنی بار تغییر مکان با تنش تسلیم ورق پرکننده ۲۰۰ مگاپاسکال به ازای ضخامت‌های مختلف ورق

#### ۶- نتیجه گیری

با استفاده از تغییرات نمودار بار-تغییر مکان مشاهده شد که سختی اولیه دیوارهای برشی نیمه‌مقید، به ازای تغییر ضخامت ورق از ۰/۵ تا ۳ میلیمتر به ازای تنش تسلیم‌های مختلف بیشتر از تغییرات ناشی از افزایش تنش تسلیم با فرض ثابت بودن ضخامت برای ضخامت‌های مختلف است. به این ترتیب افزایش ضخامت ورق در سختی اولیه دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید بسیار مؤثرتر می‌باشد و همچنین محاسبه مقاومت نهایی دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید نشان داد که حساسیت مقاومت نهایی این سیستم به ازای افزایش ضخامت ورق پرکننده بیش از حساسیت مقاومت نهایی به ازای افزایش تنش تسلیم است. مقایسه نشان داد که تأثیر افزایش مقاومت به ازای تغییر ضخامت از ۰/۵ میلیمتر تا ۳ میلیمتر بر مقاومت نهایی دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید بین ۸۰٪ تا ۱۱۸٪ بوده است حال آنکه با افزایش تنش تسلیم از ۱۰۰ مگاپاسکال تا ۲۴۰ مگاپاسکال این افزایش معادل ۲۶/۶٪ تا ۵۰/۸٪ بوده است. با مطالعه رفتار ۴۸ مدل از دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید، با تغییر در تنش تسلیم از ۱۰۰ مگاپاسکال تا ۲۴۰ مگاپاسکال و تغییر ضخامت از ۰/۵ تا ۳ میلیمتر، با فرض ثابت بودن قاب محیطی، مشخص شد که برای تأمین مقاومت مشخصی از قاب، استفاده از ورق فولادی با تنش تسلیم‌های پایین و تغییر در ضخامت ورق برای رسیدن به





# تحلیل کمانشی قاب‌های فولادی دو بعدی با پیوندهای گوناگون

محمد رضایی پژند<sup>۱</sup>، محسن بمبائی‌چی<sup>۲</sup>، صفا پیمان<sup>۳</sup>  
(تاریخ دریافت: ۹۲/۰۶/۲۷، تاریخ پذیرش: ۹۳/۰۲/۰۱)

## چکیده

در بیشتر قاب‌های فولادی، پیوند میان اعضا را ساده یا سخت می‌پندارند. در حالی که تمامی پیوندها در زیر بار، مقدار مشخصی نرمی از خود نشان می‌دهند. در این مقاله، اثر نرمی پیوند در تحلیل کمانشی قاب‌های فولادی دو بعدی بررسی می‌گردد. در این راستا، با بهره‌جویی از ضریب گیرداری، اثر پیوندهای ساده، سخت، نیمه‌سخت و خورجینی در تحلیل وارد می‌شوند. همچنین، شیوه‌ای برای تحلیل قاب‌های خورجینی ارائه می‌گردد. بر پایه فن پیشنهادی، تمامی رابطه‌های تحلیلی قاب‌های نیمه‌سخت، قابل گسترش برای قاب‌های خورجینی می‌باشند. باید افزود، درستی شیوه پیشنهادی با حل نمونه‌های عددی تأیید می‌شود. به دنبال آن، ماتریس سختی عضو، با وارد نمودن اثرهای مرتبه دوم و نرمی پیوند، پیشنهاد خواهد شد. ویژگی اصلی این ماتریس، کلی بودن آن می‌باشد. زیرا، توانایی الگوسازی یک عضو قابی با هر گونه پیوندی را دارد. همچنین، نسبت به ماتریس‌های مشابه از دقت و کارایی بیشتری برخوردار است. بنابراین، با در اختیار داشتن ماتریس سختی اعضا می‌توان ماتریس سختی قاب را برپا نمود. سپس، بار کمانشی قاب با تعیین مقدارهای ویژه این ماتریس به دست می‌آید. سرانجام، حل چند نمونه عددی و مقایسه پاسخ آن‌ها با نتیجه‌های دیگر پژوهشگران، درستی و دقت بیشتر این شیوه را تأیید می‌کند. بررسی‌ها نشان می‌دهند که پاسخ قاب‌های خورجینی در این گونه تحلیل، نزدیک به قاب‌های نیمه‌سخت است.

## کلمات کلیدی

قاب‌های فولادی، پیوند نیمه‌سخت، اثرهای مرتبه دوم، تحلیل کمانشی، پیوند خورجینی

## Buckling Analysis of Plane Steel Frames with Various Connections

M. Rezaiee-Pajand, M. Bambaeechee, S. Payman

### ABSTRACT

The beam-to-column connections in most steel frames are assumed to be pinned or rigid. All structural connections have some specified values of flexibility under the loading. In this paper, the effect of flexibility of connections in buckling analyses of a plane steel frame is investigated. Accordingly, end-fixity factor used for taking into account the pinned, rigid, semi-rigid, and khorjini connections in the analyses. Furthermore, new technique for analysis of steel frames with khorjini joints is proposed. Based on the presented approach, all analytic equations of semi-rigid frames are developed for analysis of khorjin frames. In order to verify the presented method, several numerical examples are solved. Moreover, the stiffness matrix of a beam-column element, which can take into account the second-order effects and flexibility of connections, is derived. This matrix is very general and can be applied to a frame member with any type of connection. The new formula is more accurate and efficient than the corresponding matrices obtained by other authors. By assembling the stiffness matrix of frame and calculating the minimum positive eigenvalue of this matrix, buckling load of the frame is obtained. To demonstrate the validity and efficiency of proposed approach, several numerical examples are solved. Results show that the response of khorjini frame is close to the one with the semi-rigid joints. The buckling loads of the steel frame with khorjini connections are close to the one with the semi-rigid joints.

### KEYWORDS

Plane steel frames, Semi-rigid connection, Second-order effects, Buckling analysis, Khorjini connection

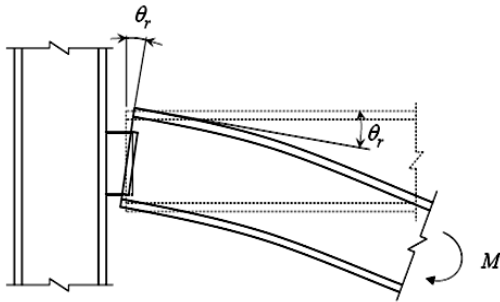
۱- استاد، دانشکده مهندسی، گروه عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، rezaiee@um.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- دانشکده مهندسی، گروه عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، Mohsen\_bambaeechee@yahoo.com

۳- دانشکده مهندسی، گروه عمران، دانشگاه فردوسی مشهد



Mofid و Mohamadi-shooreh با بهره‌جویی از روش اجزای محدود به تحلیل عامل‌های مؤثر بر روی سختی نخستین پیوندهای جوشی با صفحه‌انتهایی هم‌تراز پرداخته‌اند [۹].



شکل (۱): تغییر شکل دورانی پیوند

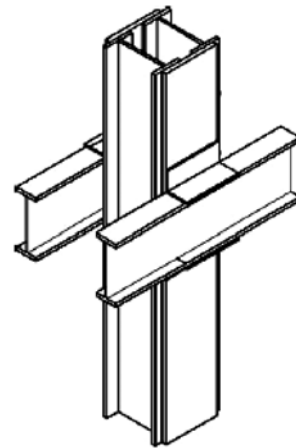
وارد نمودن اثر نرمی پیوند در تحلیل قاب‌های نیمه‌سخت، به طور معمول با یک فرآیند تکراری همراه خواهد بود. این ویژگی به دلیل پاسخ ناخطی بیشتر پیوندها از آغاز بارگذاری می‌باشد. رفتار ناخطی پیوندها را می‌توان ناشی از عامل‌هایی مانند: جاری شدن موضعی، تمرکز تنش، کرنش سخت شوندگی، لغزش پیچ‌ها و مانند این‌ها دانست. در این میان، انتخاب الگویی مناسب برای گونه خاصی از تحلیل، به ویژگی‌های سازه و تجربه تحلیلگر بستگی دارد. برای نمونه، در یک تحلیل کمانشی که تنها سختی نخستین پیوند وارد تحلیل می‌شود، الگوی خطی کاربرد دارد. باید افزود، خطی پنداشتن رفتار پیوند، در تحلیل بهره‌برداری نیز قابل قبول می‌باشد [۸].

پیوند خورجینی یکی دیگر از گونه‌های پیوند تیر به ستون است. این پیوند در گذشته کاربرد فراوانی در ایران داشته است و امروزه نیز با لحاظ نمودن محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای هنوز هم به کار می‌رود. مهمترین ویژگی این پیوند، هم‌محور نبودن پیوند تیر به ستون است. این برون-محوری، سبب رفتار قیچی‌سان پیوند می‌شود. در این گونه پیوند، تیرها از کنار ستون به صورت یکسره عبور می‌کنند و همانند شکل (۲)، بر روی یک نشیمن نرم و یا نشیمن تقویت شده قرار می‌گیرند. نبشی دیگری، بال بالایی تیر را

در شیوه‌های تحلیل و طراحی قاب‌های فولادی، به طور معمول از دو گونه پیوند (اتصال) برای اعضا استفاده می‌شود. در این روش‌ها پیوندها را ساده (مفصلی) و یا سخت (صلب) می‌پندارند. استفاده از الگوی پیوند سخت یا ساده در تحلیل این گونه قاب‌ها، هر چند گام‌های تحلیل و طراحی را آسان می‌کند، ولی رفتار واقعی سازه را به دست نمی‌دهد. بنابراین، باید از شیوه‌ای برای تحلیل بهره جست که به واقعیت نزدیکتر باشد و اثر نرمی (انعطاف‌پذیری) پیوندها را به کار گیرد. در بسیاری از آیین‌نامه‌های معتبر و از آن میان، آیین‌نامه کانادا [۱]، آیین‌نامه اروپا [۲] و آیین‌نامه آمریکا در بخش‌های طراحی به روش تنش مجاز و روش ضریب بار و مقاومت [۳] و [۴]، درباره نرمی پیوندها سخن به میان آمده است. همچنین، در سال‌های کنونی، کتاب‌ها و مقاله‌های گوناگونی در این باره به چاپ رسیده‌اند. از آن میان می‌توان به کتاب Chan و Chui [۵]، در زمینه تحلیل ناخطی ایستایی و چرخه‌ای قاب‌های فولادی با پیوندهای نیمه‌سخت (نیمه‌صلب) و نیز کتاب Faella و همکارانش [۶]، درباره تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی با پیوندهای نیمه‌سخت اشاره نمود.

در قاب‌های فولادی دو بعدی، نیروهای محوری و برشی و نیز لنگر خمشی با پیوندهای تیر به ستون انتقال می‌یابند. اثر تغییر شکل‌های محوری و برشی قابل چشم‌پوشی است. زیرا، این اثرها در برابر تغییر شکل‌های دورانی ناچیز می‌باشند. بنابراین، تنها بررسی دوران ناشی از لنگر خمشی از اهمیت برخوردار است. به طور معمول، رفتار پیوند را با رابطه لنگر-دوران آن نشان می‌دهند. هنگامی که لنگر  $M$ ، به یک پیوند، مانند شکل (۱) وارد می‌شود، دوران به صورت تغییر زاویه میان تیر و ستون از حالت نخست آن تعریف می‌گردد. در واقع، زاویه  $\theta_r$  برآوردی از دوران نسبی تیر و ستون است. بر این پایه، پژوهش‌گران با بهره‌جویی از نتیجه‌های آزمایشگاهی و رابطه‌های تحلیلی، الگوهای گوناگونی را برای پیش‌بینی رفتار پیوند پیشنهاد کرده‌اند [۵-۸]. در یکی از جدیدترین پژوهش‌های سال ۲۰۰۸،

به ستون وصل می‌کند. همچنین، برای افزایش توانایی باربری پیوند خورجینی، به جای نبشی بالایی، می‌توان از ورق لچکی بهره جست [۱۰]. باید دانست، پیوند خورجینی گونه‌ای از پیوندهای نیمه‌سخت است. با این تفاوت که در آن، تیرها یکسره هستند و در دهانه‌های کناری به تنهایی کار نمی‌کنند. به همین دلیل، این پیوند را نیمه‌سخت پیوسته می‌نامند. بر خلاف آن، در پیوندهای نیمه‌سخت ناپیوسته، تیرها به صورت جدا از هم به ستون‌ها متصل می‌شوند [۱۱].



شکل (۲): نمونه‌ای از پیوند خورجینی

از میان عامل‌هایی که بر سختی و مقاومت پیوند خورجینی تأثیر می‌گذارند، می‌توان به طول نبشی‌ها، شماره مقطع تیرها، نبشی‌ها، نوع تقویت به کار رفته برای این پیوند و کیفیت جوش‌ها اشاره نمود. به خاطر باید سپرد، چون پیوند خورجینی، یک پیوند استاندارد به حساب نمی‌آید، بنابراین، تمامی یافته‌های رفتاری این پیوند، محدود به پژوهش‌گران داخلی می‌باشد. بررسی‌های علمی و پژوهشی روی این پیوند از سال ۱۳۶۹ و پس از زلزله منجیل آغاز گردید. این بررسی‌ها به پنج شیوه کلی زیر انجام پذیرفته است [۱۶-۱۰]:

- ۱- مطالعه بر روی الگوهای آزمایشگاهی پیوند خورجینی؛
- ۲- بررسی الگوی رایانه‌ای پیوندهای خورجینی؛
- ۳- مطالعه روی الگوی آزمایشگاهی سازه دارای پیوند خورجینی؛

۴- چگونگی الگوسازی رایانه‌ی سازه با پیوندهای خورجینی؛

۵- مطالعه الگوی تحلیلی پیوند خورجینی.

در یکی از جدیدترین بررسی‌های سال ۲۰۰۸، Hosseini Hashemi و Hassanzadeh به مطالعه بر روی خرابی ساختمان‌های فولادی مهاربندی‌شده با پیوندهای خورجینی در زلزله بم پرداخته‌اند [۱۷].

استفاده از پیوندهای خورجینی با توجه به آسانی اجرا و نیاز کمتر به برشکاری و جوشکاری و نیز کاهش مقطع‌های تیرها، در ایران و چند کشور دیگر مانند کُره و اسپانیا رایج می‌باشد. در سال‌های کنونی، پژوهش‌های نظری و تجربی به طور نسبی، گسترده‌ای در زمینه بررسی رفتار پیوندهای خورجینی انجام گرفته است. حاصل مطالعه‌های ارزنده پژوهش‌گران کشور در کمیته تحقیقات ساختمان و مسکن، منجر به تدوین ضابطه‌های طراحی و اجرایی ساختمان‌های با پیوندهای خورجینی گردیده است [۱۸].

در این مقاله، یک ماتریس سختی نوینی که در برگیرنده اثرهای مرتبه دوم نیروی محوری و نرمی پیوند می‌باشد، برای تحلیل کمانشی قاب‌های فولادی دو بعدی با پیوندهای گوناگون پیشنهاد می‌شود. برای وارد نمودن اثر نرمی پیوندها در این ماتریس سختی، از ضریب گیرداری و برای وارد کردن اثرهای مرتبه دوم، از تابع‌های دقیق پایداری بهره‌جویی خواهد شد. ویژگی اصلی این ماتریس، کلی بودن آن می‌باشد. زیرا، توانایی الگوسازی یک عضو با هر گونه پیوندی را دارد. همچنین، نسبت به ماتریس‌های مشابه از دقت بیشتری برخوردار است. چون سختی محوری تیرها و ستون‌ها را وارد تحلیل می‌نماید و از تغییرشکل محوری تیرها نیز چشم‌پوشی نمی‌کند. افزون بر این، شیوه‌ای برای تحلیل قاب‌های خورجینی پیشنهاد می‌گردد. بر پایه فن نویسندگان، تمامی رابطه‌های تحلیلی قاب‌های نیمه‌سخت، قابل گسترش برای قاب‌های خورجینی می‌باشد. باید افزود، درستی هر یک از روش‌های پیشنهادی با حل نمونه‌های عددی تأیید می‌گردند.

## ۲- ماتریس سختی پیشنهادی عضو نیمه‌سخت

در این بخش، نخست، به بررسی مفهوم ضریب گیرداری پرداخته می‌شود. سپس، از اثرهای مرتبه دوم و چگونگی وارد نمودن آن‌ها در تحلیل قاب‌های دو بعدی سخن به میان می‌آید. در ادامه، با بهره‌جویی از ضریب گیرداری و تابع‌های پایداری، ماتریس سختی پیشنهادی عضو نیمه‌سخت در دسترس قرار می‌گیرد. خاطر نشان می‌کند، عضو نیمه‌سخت، پیوندهای نیمه‌سخت دارد. به سخن دیگر، یک عضو به تنهایی سخت (صلب) است؛ ولی هنگامی که دارای پیوندهای نیمه‌سخت (نیمه صلب) می‌باشد، به اختصار، عضو نیمه‌سخت نامیده می‌شود. بر این پایه، هنگامی که فقط پیوندهای دو سر عضو سخت (صلب) باشند، عضو سخت خواهد بود. یادآوری می‌کند، این تعریف برای قاب نیز به کار رفته است. به سخن دیگر، قاب نیمه‌سخت، قابی است که دارای عضوهایی با پیوندهای نیمه‌سخت می‌باشد.

## ۱-۲- ضریب گیرداری عضو نیمه‌سخت

شکل (۳)، یک عضو نیمه‌سخت را زیر اثر بارهای خارجی نشان می‌دهد. لنگر لختی، سطح مقطع، ضریب کشسانی و طول تیر، به ترتیب،  $E, A, I$  و  $L$  می‌باشند. از اندازه‌های متصل در دو سر عضو چشم‌پوشی می‌شود. اثر نرمی پیوند، به وسیله فنرهای دورانی به سختی  $R_1$  و  $R_2$  در دو سر تیر الگوسازی می‌گردد.

تا کنون رابطه‌های متفاوتی برای ضریب گیرداری ارائه شده است. باید آگاه بود، ویژگی مشترک آن‌ها وابستگی ناخطی این ضریب به سختی تیر و سختی پیوند می‌باشد. همچنین، ضریب گیرداری بین صفر و یک تغییر می‌کند. برای نمونه، Chan و Zhou رابطه (۱) را برای ضریب گیرداری و یا عامل کنترل سختی پیوند  $\eta$ ، معرفی نمودند [۱۹].

$$\eta = R / [R + 4(EI / L)] \quad (1)$$

Sekulovic و Salatic رابطه میان سختی پیوند و ضریب گیرداری را همانند رابطه (۲) نوشتند [۲۰]. این

پژوهش‌گران، سختی پیوند و ضریب گیرداری را، به ترتیب، با  $c_j$  و  $\gamma_j$  نشان دادند.

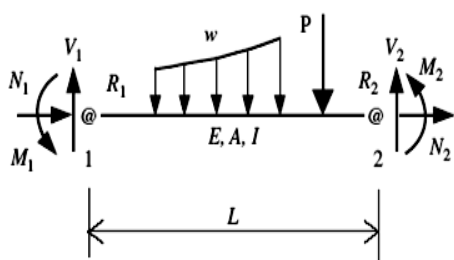
$$C_j = \frac{3EI}{L} \left( \frac{\gamma_j}{1-\gamma_j} \right); j=1,2 \quad (2)$$

پیش از این، یو و شاموگام، رابطه زیر را در تعریف ضریب گیرداری  $p_j$  به کار بستند [۲۱].

$$R_j = \frac{4EI}{L} \frac{3p_i}{4(1-p_i)}; j=1,2 \quad (3)$$

در این مقاله، رابطه میان سختی تیر-ستون و فنرهای آن را ضریب گیرداری  $r_j$  مشخص می‌کند [۲۲]:

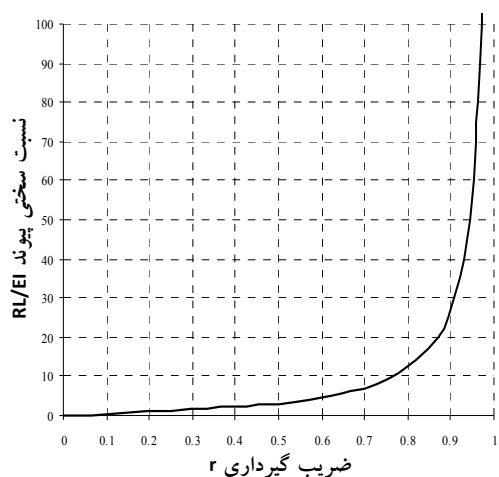
$$r_j = \frac{1}{1 + \frac{3EI}{R_j L}}; j=1,2 \quad (4)$$



شکل (۳): الگوی عضو نیمه‌سخت زیر اثر بارهای خارجی

برای یک عضو سخت، مقدار ضریب گیرداری برابر یک ( $r_j=1$ ) و برای عضو دو سر ساده، این ضریب برابر صفر است ( $r_j=0$ ). بنابراین، در حالتی که پیوند نیمه‌سخت باشد، ضریب گیرداری بین صفر و یک خواهد بود. بر پایه رابطه (۴)، وابستگی میان ضریب گیرداری و سختی پیوند، ناخطی است. شکل (۴) چنین رابطه‌ای را نشان می‌دهد. بر پایه این شکل، هنگامی که ضریب گیرداری بین صفر و ۰/۵ باشد، رابطه، نزدیک به خطی است. با تعریف ضریب گیرداری، شرط‌های متفاوت دو سر عضو، مانند سخت-ساده، نیمه‌سخت-سخت و نیمه‌سخت-ساده به آسانی و با اختیار مقدارهای مناسب ضریب گیرداری برای دو سر آن‌ها به دست می‌آید. از این الگوی کلی، برای تحلیل قاب‌ها با هر ترکیبی از پیوندهای نیمه‌سخت، سخت





شکل (۴): نمودار نسبت سختی پیوند در برابر ضریب گیرداری

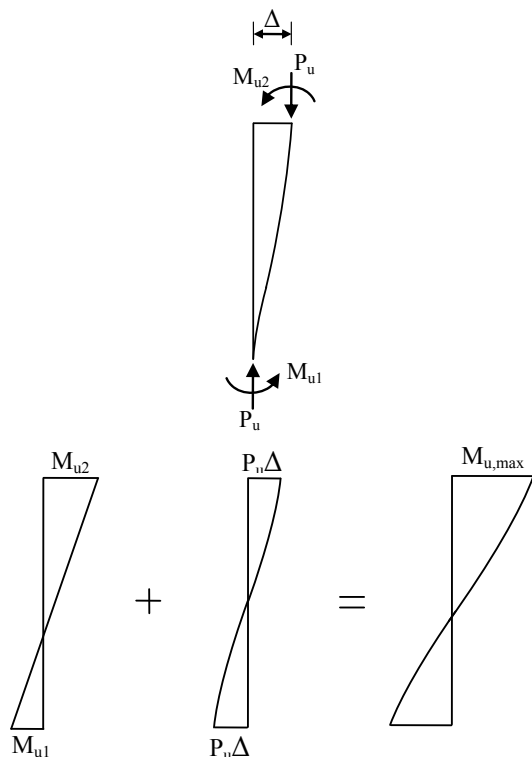
## ۲-۲- اثرهای مرتبه دوم

تیر-ستون‌های قاب‌ها زیر اثر لنگر خمشی و نیروی محوری قرار دارند. لنگر خمشی در تیر-ستون‌ها شامل لنگرهای مرتبه یکم و دوم می‌شود. لنگرهای مرتبه یکم در اثر بار جانبی متمرکز یا گسترده و لنگرهای مرتبه دوم از اثر نیروی محوری بر خیز عضوها به وجود می‌آیند. عامل‌هایی که سبب ایجاد لنگرهای مرتبه دوم می‌گردند، اثرهای مرتبه دوم نام دارند. در قاب‌ها، اثرهای مرتبه دوم  $P-\Delta$  و  $P-\delta$  اهمیت بیشتری دارند.

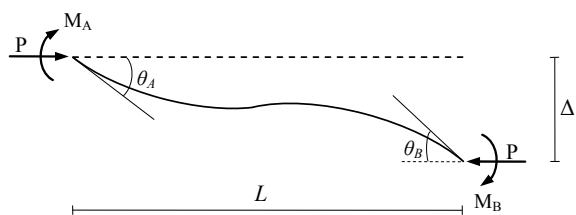
لنگرهای  $P-\delta$  از کار نیروی محوری بر روی تغییر مکان‌های جانبی در طول عضو به وجود می‌آیند. این تغییر مکان‌ها نسبت به وتر وصل‌کننده دو سر عضو سنجیده می‌شوند. شکل (۵-الف) عضو مهار شده‌ای را نشان می‌دهد که زیر اثر خمش یک انحنایی قرار دارد. لنگر مرتبه یکم در طول عضو خطی می‌باشد؛ ولی لنگر مرتبه دوم آن ناخطی است. این حالت، در خمش دو انحنایی، همانند شکل (۵-ب) می‌باشد. خاطر نشان می‌کند، بسته به مقدار نیروی محوری و نسبت لنگرهای دو سر، لنگر بیشینه در طول عضو یا یکی از دو سر آن خواهد بود. باید دانست، برای وارد کردن اثر  $P-\delta$  بایستی انحنای جزء را به‌هنگام نمود.

و ساده می‌توان بهره جست. به خاطر باید سپرد، ضریب گیرداری عضوها اهمیت زیادی در طراحی دارد. زیرا، یک برداشت فیزیکی از سختی پیوند را آشکار می‌سازد. همچنین، طراح به کمک آن و با یک روش ساده به مقایسه پاسخ عضوهای با پیوندهای نیمه‌سخت در برابر پیوندهای ساده یا سخت می‌پردازد. بر پایه شکل (۴)، هنگامی که سختی پیوند زیاد است، کاهش ضریب گیرداری، تغییر قابل توجهی را در سختی پیوند ایجاد نمی‌کند. برخلاف آن، در سختی‌های کم، افزایش اندک سختی پیوند، افزایش محسوسی در ضریب گیرداری را در پی خواهد داشت. بنابراین، یک پیوند ساده با سختی ناچیز، لنگر مقاوم قابل توجهی ایجاد می‌کند که می‌تواند برای سازه مفید باشد. در برابر آن، تلاش برای دستیابی به افزایش بیشتر سختی پیوند، بیش از محدوده پیوند سخت لازم نیست و اقتصادی نخواهد بود. زیرا، این ویژگی سبب تغییر ناچیزی در ضریب گیرداری می‌شود و در نتیجه، اثر قابل توجهی در پاسخ سازه نخواهد داشت [۲۳]. گریستل گزارش نموده است که تغییرهای نسبت سختی پیوند در طراحی ساختمان‌های معمولی با پیوندهای سخت، میان ۱۰ تا ۵۰ می‌باشد. بر این پایه، تغییر ضریب گیرداری بین ۰/۷۷ تا ۰/۹۴ خواهد بود [۲۴].

از دیدگاه فیزیکی، فنی که هیچ گونه لنگری را از تیر به ستون انتقال ندهد، پیوند ساده یا  $R=1$  را الگوسازی می‌کند. در برابر آن، فنی که تمام لنگر سر تیر را به ستون منتقل کند، پیوند سخت یا  $R=\infty$  را الگوسازی خواهد نمود. بر این پایه، فنی که بخشی از لنگر سر تیر را به ستون انتقال دهد، پیوند نیمه‌سخت را الگوسازی می‌نماید. آشکار است که سختی پیوندها به جزئیات اجرایی پیوند وابسته می‌باشد. برای آگاهی از جزئیات اجرایی پیوندهای خورجینی می‌توان به مرجع‌های [۱۰، ۱۳، ۱۶ و ۱۸] و برای پیوندهای نیمه‌سخت به منابع [۸ و ۲۳] مراجعه نمود.



شکل (۶): اثر  $P-\Delta$  بر تیر-ستون مهار شده



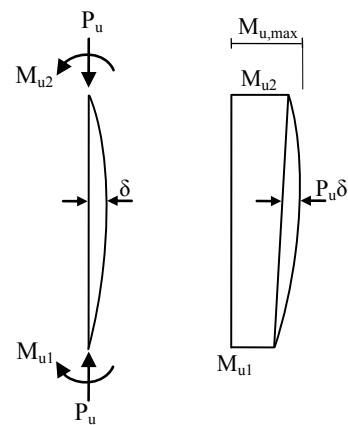
شکل (۷): عضو تیر-ستون با تغییر مکان

با نوشتن رابطه‌های تعادل و معادله دیفرانسیل اولر، تابع تغییر مکان به دست می‌آید. با یک بار مشتق‌گیری از آن و وارد کردن شرط‌های مرزی دوران در دو سر عضو، می‌توان نوشت:

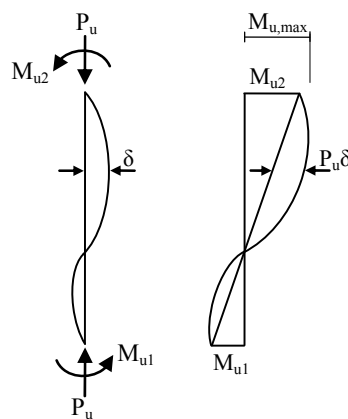
$$M_A = \frac{EI}{L} \left( S_{11}\theta_A + S_{12}\theta_B - (S_{11} + S_{12})\frac{\Delta}{L} \right) \quad (5)$$

$$M_B = \frac{EI}{L} \left( S_{21}\theta_A + S_{22}\theta_B - (S_{21} + S_{22})\frac{\Delta}{L} \right) \quad (6)$$

ضریب‌های  $S_{11}$ ،  $S_{12}$ ،  $S_{21}$  و  $S_{22}$  تابع‌های پایداری نام دارند و برای نیروی محوری فشاری به صورت زیر در می‌آیند:



الف- خمش یک انحنایی



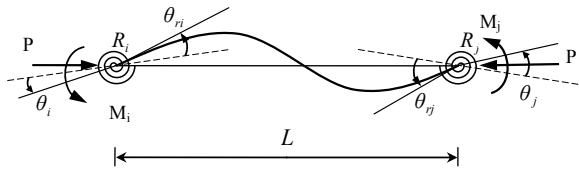
ب- خمش دو انحنایی

شکل (۵): اثر  $P-\delta$  بر تیر-ستون مهار شده

لنگرهای  $P-\Delta$  از کار نیروی محوری بر تغییر مکان نسبی دو سر عضو به وجود می‌آیند. شکل (۶) عضوی مهار نشده زیر اثر بارهای وزنی و جانبی را نشان می‌دهد. در این حالت نیز، لنگر مرتبه یکم خطی و لنگر مرتبه دوم، ناخطی می‌باشد. برای وارد کردن اثر  $P-\Delta$ ، باید هندسه سازه را به‌هنگام نمود.

هر دو اثر  $P-\Delta$  و  $P-\delta$  را می‌توان به کمک تابع‌های پایداری وارد تحلیل نمود. برای این کار، از رابطه‌های ایستایی و معادله دیفرانسیل اولر بهره‌گیری می‌شود. برای نمونه، یک عضو تیر-ستون که همانند شکل (۷) تغییر مکان جانبی  $\Delta$  دارد، زیر اثر لنگرهای گرهی  $M_A$  و  $M_B$  و نیز نیروی محوری  $P$  قرار می‌گیرد.

سختی پیوند وارد تحلیل می‌شود و بر پایه آن، ماتریس سختی عضو نیمه‌سخت با بهره‌جویی از رابطه‌های شیب-افت و تابع‌های پایداری در دسترس قرار می‌گیرد. برای انجام این کار، تیر شکل (۸) زیر اثر لنگرهای انتهایی  $M_i$  و  $M_j$  و نیروی محوری فشاری  $P$  با پیوندهای مشخص در نظر گرفته می‌شود. این پیوندها به صورت فنرهای چرخشی الگوسازی شده و وجودشان سبب دوران‌های نسبی  $\theta_{ri}$  و  $\theta_{rj}$  در دو سر تیر می‌گردد.



شکل (۸): الگوی فنر برای پیوند نیمه‌سخت

چون در تحلیل کمانشی و محاسبه بار بحرانی، تنها به تغییرشکل‌های آبی قاب در نزدیکی موقعیت تغییرشکل نیافته توجه می‌گردد، بدیهی است که تنها سختی نخستین پیوند در نظر گرفته شود. بنابراین، با توجه به این که  $R_i$  و  $R_j$  سختی‌های نخستین پیوند در دو سر تیر هستند، چرخش نسبی میان گره و انتهای تیر (تغییرشکل دورانی پیوند) را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\theta_{ri} = \frac{M_i}{R_i} ; \theta_{rj} = \frac{M_j}{R_j} \quad (12)$$

چنانچه،  $\theta_i$  و  $\theta_j$  دوران‌های گره در دو سر  $i$  و  $j$  باشند، در این صورت، رابطه‌های شیب-افت اصلاح شده، با توجه به پیوندهای موجود، به صورت زیر خواهد بود:

$$M_i = \frac{EI}{L} \left( S_{11}(\theta_i - \frac{M_i}{R_i}) + S_{12}(\theta_j - \frac{M_j}{R_j}) \right) \quad (13)$$

$$M_j = \frac{EI}{L} \left( S_{21}(\theta_i - \frac{M_i}{R_i}) + S_{22}(\theta_j - \frac{M_j}{R_j}) \right) \quad (14)$$

در رابطه‌های کنونی،  $EI$  سفتی خمشی تیر و  $L$  طول آن می‌باشند. عامل‌های  $S_{11}$ ،  $S_{12}$ ،  $S_{21}$  و  $S_{22}$ ، تابع‌های پایداری هستند که پیشتر معرفی شدند. با حل دو معادله پیشین،  $M_i$  و  $M_j$  به دست می‌آیند [۸]:

$$S_{11} = S_{22} = \frac{kL[\sin(kL) - kl \cos(kl)]}{2 - 2\cos(kl) - kl \sin(kl)} \quad (7)$$

$$S_{12} = S_{21} = \frac{kL[kL - \sin(kl)]}{2 - 2\cos(kl) - kl \sin(kl)} \quad (8)$$

در این رابطه‌ها،  $kL$  عامل ستون و برابر  $k=(P/EI)^{1/2}$  می‌باشد.  $P$  نیروی محوری عضو و در حالت فشاری مثبت خواهد بود. اگر نیروی محوری کششی باشد، شکل کلی رابطه‌ها همانند پیش است و تنها تابع‌های پایداری به صورت زیر تغییر می‌یابند:

$$S_{11} = S_{22} = \frac{kL[kL \cosh(kL) - \sinh(kl)]}{2 - 2\cosh(kl) + kl \sinh(kl)} \quad (9)$$

$$S_{12} = S_{21} = \frac{kL[kL - \sinh(kl)]}{2 - 2\cosh(kl) + kl \sinh(kl)} \quad (10)$$

در ادامه، با بهره‌جویی از معادله‌های تعادل و رابطه‌های ماتریسی، ماتریس سختی یک عضو سخت با در نظر گرفتن اثرهای مرتبه دوم، همانند رابطه (۱۱) در دسترس قرار می‌گیرد. در این رابطه،  $E$  ضریب کشسانی و  $A$  و  $I$  به ترتیب، طول، سطح مقطع و لنگر لختی عضو هستند.

$$K_i^R = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} \frac{A}{I} & 0 & 0 & -\frac{A}{I} & 0 & 0 \\ \frac{12}{L^2} \phi_1 & \frac{6}{L} \phi_2 & 0 & -\frac{12}{L^2} \phi_1 & \frac{6}{L} \phi_2 & 0 \\ 4\phi_3 & 0 & -\frac{6}{L} \phi_2 & 2\phi_4 & 0 & 0 \\ \text{Sym} & \frac{A}{I} & 0 & 0 & \frac{12}{L^2} \phi_1 & -\frac{6}{L} \phi_2 \\ & & & & & 4\phi_3 \end{bmatrix} \quad (10)$$

عامل‌های  $\phi_1$ ،  $\phi_2$ ،  $\phi_3$  و  $\phi_4$  نیز همان تابع‌های پایداری می‌باشند. این عامل‌ها، بسته به نیروی محوری عضو، به صورت تابع‌های مثلثاتی و سهمی‌گونه در دسترس قرار دارند. باید دانست، هنگامی که نیروی محوری عضو صفر است، تمامی این عامل‌ها برابر یک خواهند بود و ماتریس سختی تحلیل کشسان مرتبه اول به دست می‌آید [۸]. برای وارد نمودن اثرهای مرتبه دوم در تحلیل قاب‌های نیمه‌سخت دو راهکار کلی وجود دارد. در فن نخست،



در رابطه کنونی،  $\Delta$  جابجایی نسبی دو سر عضو است. به طور مشابه، بین تغییرشکل محوری  $e$  و دوران‌های عضو  $\theta_i$  و  $\theta_j$  و نیز تغییرمکان‌های دو سر عضو  $d_i$  ( $i=1 \dots 6$ )، وابستگی زیر برقرار است:

$$\begin{bmatrix} e \\ \theta_i \\ \theta_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & 1 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{bmatrix} \quad (22)$$

با ترکیب رابطه‌های بالا و نیز بهره‌گیری از رابطه نیرو-تغییرمکان عضو، رابطه میان نیروها و تغییرمکان‌های شکل (۹) به صورت فشرده زیر در می‌آید:

$$r = K_{EL}^{SR} d \quad (23)$$

در این رابطه،  $K_{EL}^{SR}$ ، ماتریس سختی و تری عضو نیمه‌سخت است. این ماتریس که در بر گیرنده اثرهای مرتبه دوم و نرمی پیوند می‌باشد، به وسیله  $\text{Chen}$  و  $\text{Lui}$  ارائه و برای عضو نیمه‌سخت شکل (۹)، همانند رابطه (۲۴) نوشته می‌شود [۸]. عامل‌های به کار رفته در این ماتریس پیش از این معرفی گردیدند.

در شیوه دیگر، ضریب گیرداری به کار می‌رود و اثرهای مرتبه دوم نیز به صورت تقریبی و با برداشتن دو جمله یکم دنباله تیلور عامل‌های  $\phi_1$  تا  $\phi_4$ ، وارد تحلیل می‌شوند [۲۵]. در هر یک از این فن‌ها، ماتریس سختی به صورت صریح ارائه گردیده است. باید افزود،  $\text{Sekulovic}$  و  $\text{Salatic}$  در سال ۲۰۰۱، با بهره‌جویی از روش اجزای محدود و تابع‌های پایداری، ماتریس سختی عضو نیمه‌سخت را با وارد کردن اثرهای مرتبه دوم، کوتاه شدگی ناشی از خمش و برون‌محوری پیوند، به صورت کلی ارائه نمودند [۲۰].

$$M_i = \frac{EI}{L} (S_{11}^* \theta_i + S_{12}^* \theta_j) \quad (15)$$

$$M_j = \frac{EI}{L} (S_{21}^* \theta_i + S_{22}^* \theta_j) \quad (16)$$

در این رابطه‌ها، تابع‌های پایداری اصلاح شده  $S_{11}^*$ ،  $S_{12}^*$ ،  $S_{21}^*$  و  $S_{22}^*$  و عامل  $R^*$  به صورت زیر تعریف می‌شوند:

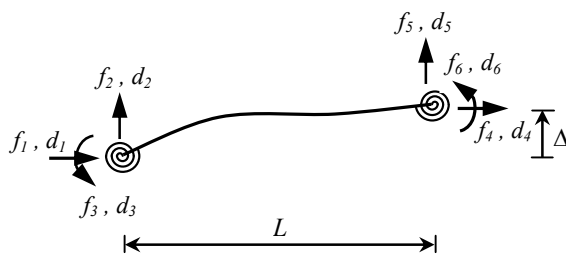
$$S_{11}^* = \left( S_{11} + \frac{EI}{LR_2} S_{11}^2 - \frac{EI}{LR_2} S_{12}^2 \right) / R^* \quad (17)$$

$$S_{22}^* = \left( S_{22} + \frac{EI}{LR_1} S_{22}^2 - \frac{EI}{LR_1} S_{21}^2 \right) / R^* \quad (18)$$

$$S_{12}^* = S_{21}^* = \frac{S_{12}}{R^*} \quad (19)$$

$$R^* = \left( 1 + \frac{EI}{LR_1} S_{11} \right) \left( 1 + \frac{EI}{LR_2} S_{22} \right) - \left( \frac{EI}{L} \right)^2 \left( \frac{S_{12}^2}{R_1 R_2} \right) \quad (20)$$

از سوی دیگر، رابطه‌های کنونی را می‌توان در رابطه سختی عضوی با شش درجه آزادی، همانند شکل (۹)، وارد کرد و نتیجه زیر را میان نیروهای دو سر آن  $f_i$  ( $i=1 \dots 6$ )، به دست آورد:



شکل (۹): نیروهای گیرداری و تغییرشکل‌های گرهی عضو نیمه‌سخت

$$\begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ f_4 \\ f_5 \\ f_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & \frac{1}{L} \\ 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{1}{L} & -\frac{1}{L} \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P \\ M_i \\ M_j \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ \frac{P\Delta}{L} \\ 0 \\ -\frac{P\Delta}{L} \\ 0 \end{bmatrix} \quad (21)$$

$$K_i^{SR} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} \frac{A}{I} & 0 & 0 & \frac{-A}{I} & 0 & 0 \\ \frac{(S_{11}^* + 2S_{12}^* + S_{22}^*) - (kL)^2}{L^2} & \frac{(S_{11}^* + S_{12}^*)}{L} & 0 & \frac{-(S_{11}^* + 2S_{12}^* + S_{22}^*) + (kL)^2}{L^2} & \frac{(S_{12}^* + S_{22}^*)}{L} \\ & S_{11}^* & 0 & \frac{-(S_{11}^* + S_{12}^*)}{L} & S_{12}^* \\ & & \frac{A}{L} & 0 & 0 \\ Sym & & & \frac{(S_{11}^* + 2S_{12}^* + S_{22}^*) - (kL)^2}{L^2} & \frac{-(S_{12}^* + S_{22}^*)}{L} \\ & & & & S_{22}^* \end{bmatrix} \quad (24)$$

ساده و سخت ضعف دارد. در حالی که با ماتریس پیشنهادی رابطه (25) این ضعف برطرف می‌گردد. درایه‌های مخالف صفر ماتریس سختی پیشنهادی به قرار زیراند:

$$K_{11} = K_{44} = -K_{14} = \frac{AH}{I} \quad (26)$$

$$K_{22} = K_{55} = -K_{25} = \frac{36\phi_2}{L^2} [3r_1r_2 + (r_1 + r_2 - 2r_1r_2)(2\phi_3 - \phi_4)] - \frac{\rho}{L^2} \quad (27)$$

$$K_{23} = -K_{35} = \frac{18\phi_2}{L} [3r_1r_2 + 2r_1(1-r_2)(2\phi_3 - \phi_4)] \quad (28)$$

$$K_{26} = -K_{56} = \frac{18\phi_2}{L} [3r_1r_2 + 2r_2(1-r_1)(2\phi_3 - \phi_4)] \quad (29)$$

$$K_{33} = 36[r_1r_2\phi_3 + r_1(1-r_2)\phi_2(2\phi_3 - \phi_4)] \quad (30)$$

$$K_{36} = 18r_1r_2\phi_4 \quad (31)$$

$$K_{66} = 36[r_1r_2\phi_3 + r_2(1-r_1)\phi_2(2\phi_3 - \phi_4)] \quad (32)$$

عامل بدون یکای  $H$  به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$H = [3r_1 + 4\phi_3(1-r_1)][3r_2 + 4\phi_3(1-r_2)] - 4\phi_4^2(1-r_1)(1-r_2) \quad (33)$$

در رابطه‌های کنونی،  $r_1$  و  $r_2$  ضریب‌های گیرداری دو سر عضو،  $E$  ضریب کشسانی و  $A$  و  $I$  به ترتیب، طول،

### ۲-۳- ماتریس سختی پیشنهادی

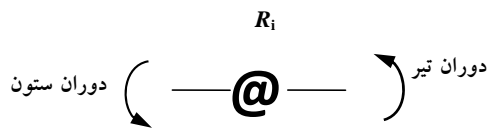
اینک، ماتریس سختی عضو نیمه‌سخت، با وارد کردن اثرهای مرتبه دوم ( $P-\delta$  و  $P-A$ ) و نرمی پیوند، همانند رابطه (25) پیشنهاد می‌گردد. ویژگی اصلی این ماتریس، کلی بودن آن می‌باشد. زیرا، توانایی الگوسازی یک عضو با هر گونه پیوندی را دارد. همچنین، نسبت به ماتریس‌های مشابه از دقت و کارایی بیشتری برخوردار است. یادآوری می‌کند، می‌توان از این ماتریس برای تحلیل‌های مرتبه دوم و پایداری قاب‌های نیمه‌سخت بهره جست.

$$K_i^{SR} = \frac{EI}{HL} \begin{bmatrix} K_{11} & 0 & 0 & K_{14} & 0 & 0 \\ & K_{22} & K_{23} & 0 & K_{25} & K_{26} \\ & & K_{33} & 0 & K_{35} & K_{36} \\ & & & K_{44} & 0 & 0 \\ Sym. & & & & K_{55} & K_{56} \\ & & & & & K_{66} \end{bmatrix} \quad (25)$$

باید افزود، این ماتریس، مشابه رابطه (24) می‌باشد. با این تفاوت که برای وارد نمودن اثر نرمی پیوند از ضریب گیرداری و برای وارد کردن اثرهای مرتبه دوم از تابع‌های پایداری  $\phi_1$ ،  $\phi_2$ ،  $\phi_3$  و  $\phi_4$  بهره‌جویی می‌شود. به سخن دیگر، ماتریس پیشنهادی، با جایگزینی ضریب گیرداری به جای سختی پیوند و انجام عملیات ریاضی و ساده نمودن درایه‌های رابطه ماتریس Chen و Lui به دست می‌آید. این کار با بهره‌جویی از نرم‌افزار Maple انجام پذیرفت. آشکار است، ماتریس رابطه (24) در الگوسازی صریح عضوهای



و نیز دوران‌های تیر و ستون متصل به آن گره را در بر می‌گیرد.



شکل (۱۰): الگوی رایج پیوند خورجینی

به سخن دیگر، پس از سوار نمودن ماتریس سختی تیرها و ستون‌ها، ماتریس سختی پیوند خورجینی را همانند رابطه (۴۰) به درجه‌های آزادی متناظر در ماتریس سختی سازه می‌افزایند. در این رابطه،  $R_i$  سختی پیوند خورجینی در گره  $i$ ام می‌باشد.

$$K_i^{Kh} = \begin{bmatrix} R_i & -R_i \\ -R_i & R_i \end{bmatrix} \quad (40)$$

در فن پیشنهادی، نخست، کلیه پیوندها نیمه‌سخت پنداشته می‌شوند. سپس، سختی پیوندهای دهانه‌های کناری برابر با سختی پیوند خورجینی و سختی پیوندهای میانی، نصف سختی پیوندهای خورجینی منظور می‌گردند. در نتیجه، سازه با پیوند خورجینی، همانند یک سازه با پیوندهای نیمه‌سخت الگوسازی می‌شود. این شیوه در شکل (۱۱) به نمایش در آمده است. خاطر نشان می‌کند، روش پیشنهادی، پیوندهای خورجینی را به پیوندهای نیمه‌سخت تبدیل می‌کند. از ستون‌های میانی در رابطه‌سازی پیشنهادی بهره‌جویی می‌شود و شیب تیرهای میانی وارد کار نمی‌گردند. چون در راهکار نویسندگان پیوستگی تیر از بین می‌رود، نخست، باید دوران ستون میانی در دسترس قرار گیرد. سپس، دوران تیر میانی با در اختیار داشتن دوران ستون میانی و بر پایه‌ی سختی پیوند خورجینی برقرار می‌گردد. بنابراین، سازگاری دوران‌های دو سر پیوند خورجینی به کمک ستون حفظ خواهد شد. بر این پایه، تحلیل قاب‌های خورجینی، همانند قاب‌های نیمه‌سخت و با سه درجه آزادی در هر گره، صورت می‌پذیرد. همچنین، به جای وارد نمودن سختی پیوند خورجینی، می‌توان از ضریب گیرداری بهره جست. بر پایه روش پیشنهادی،

سطح مقطع و لنگر لختی عضو می‌باشند. تابع‌های  $\phi_1$ ،  $\phi_2$ ،  $\phi_3$  و  $\phi_4$  به صورت زیر تعریف می‌گردند:

$$\phi_1 = \frac{\rho\sqrt{\rho} \sin(\sqrt{\rho})}{12\phi_c} \quad (34)$$

$$\phi_2 = \frac{\rho(1 - \cos(\sqrt{\rho}))}{6\phi_c} \quad (35)$$

$$\phi_3 = \frac{\sqrt{\rho}(\sin(\sqrt{\rho}) - \sqrt{\rho} \cos(\sqrt{\rho}))}{4\phi_c} \quad (36)$$

$$\phi_4 = \frac{\sqrt{\rho}(\sqrt{\rho} - \sin(\sqrt{\rho}))}{2\phi_c} \quad (37)$$

$$\phi_c = 2 - 2\cos(\sqrt{\rho}) - \sqrt{\rho} \sin(\sqrt{\rho}) \quad (38)$$

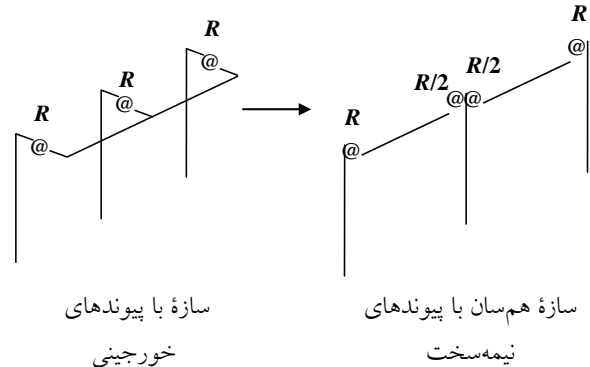
$$\rho = \frac{PL^2}{EI} \quad (39)$$

در این رابطه‌ها،  $P$  نیروی محوری عضو و در حالت فشاری مثبت است. باید افزود، رابطه‌های مشابهی را می‌توان برای نیروی محوری کششی ارائه نمود. آشکار است، هنگامی که ضریب‌های گیرداری دو سر عضو، برابر یک باشند، ماتریس رابطه (۱۱) به دست می‌آید.

### ۳- روش پیشنهادی برای تحلیل قاب‌های خورجینی

آن گونه که آمد، پیوند خورجینی گونه‌ای از پیوندهای نیمه‌سخت است. با این تفاوت که در آن، تیرها یکسره هستند و در دهانه‌های کناری به تنهایی کار نمی‌کنند. به همین دلیل، آن را پیوند نیمه‌سخت پیوسته می‌نامند. با وجود این، همواره در تحلیل این گونه قاب‌ها، پیوند خورجینی را با یک فنر پیچشی، که سختی دورانی و نمودارهای لنگر- دوران آن از نتیجه‌های آزمایشگاهی به دست می‌آید، الگوسازی می‌نمایند. همانند شکل (۱۰)، این فنر، درجه آزادی دورانی تیر و ستون را به هم وابسته می‌کند. بر این پایه، پژوهش‌گران سختی پیوند را وارد تحلیل می‌کنند و با تعریف چهار درجه آزادی در هر گره، به تحلیل قاب‌های خورجینی می‌پردازند [۱۱، ۱۴-۱۲ و ۱۶]. این چهار درجه آزادی، جابجایی‌های افقی و قائم گره

رابطه‌های تحلیلی که تا کنون درباره قاب‌های نیمه‌سخت ارائه شده‌اند، قابل گسترش برای قاب‌های خورجینی می‌باشد. بنابراین، تحلیل قاب‌های خورجینی با بهره‌جویی از ماتریس سختی پیشنهادی نیز امکان‌پذیر می‌باشد.



شکل (۱۱): چگونگی تبدیل سازه با پیوندهای خورجینی به سازه با پیوندهای نیمه‌سخت

وضعیت، یک حالت تعادلی نزدیک به موقعیت تغییرشکل نیافته‌ی نخستین قاب را به دست می‌دهد. بنابراین، برای تعیین بار بحرانی، باید رابطه‌های تعادل قاب را بر پایه وضعیت تغییرشکل یافته‌ی قاب نوشت. این حالت، اثرهای مرتبه دوم را نیز در بر می‌گیرد. به سخن دیگر، رابطه (۲۵) برای انجام این تحلیل به کار می‌رود. از سوی دیگر، تحلیل پایداری، تنها به تغییرشکل‌های آنی در نزدیکی وضعیت تغییرشکل نیافته‌ی قاب نیاز دارد. بنابراین، تنها سختی نخستین پیوند برای تحلیل پایداری لازم خواهد بود. به این ترتیب، با در اختیار داشتن ماتریس سختی عضو نیمه‌سخت، ماتریس سختی تیرها و ستون‌ها به دست می‌آیند. به دنبال آن، ماتریس سختی سازه،  $K$ ، پس از برهم‌نهی و وارد نمودن شرط‌های مرزی، در دسترس قرار می‌گیرد. سرانجام، می‌توان بار بحرانی را از معادله مشخصه زیر حساب نمود:

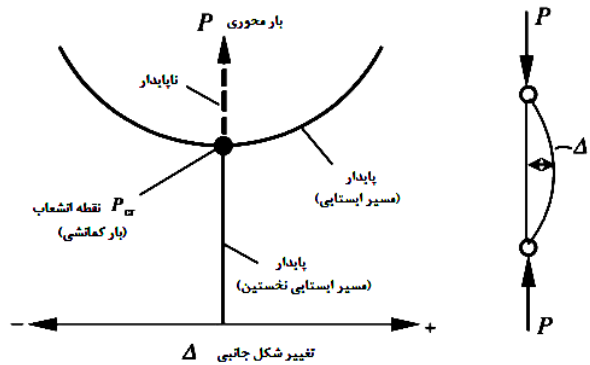
$$\det[K]=0 \quad (41)$$

به سخن دیگر، برای یافتن بار بحرانی یک سازه، بایستی کمترین مقدار ویژه‌ی ماتریس سازه را به دست آورد. آشکار است، این کار به کمک روش‌های عددی و با آزمون و خطا انجام می‌پذیرد. برنامه رایانه‌ای نویسندگان اثرهای مرتبه دوم تابع‌های پایداری را وارد تحلیل می‌کند. همچنین، ماتریس سختی پیشنهادی را به کار می‌گیرد. گونه‌های مختلف پیوند تیر به ستون بر پایه ضریب گیرداری وارد تحلیل می‌گردند. این برنامه، توانایی یافتن بار بحرانی قاب‌های فولادی دو بعدی با سه درجه آزادی در هر گره را دارد. به سخن دیگر، با پایدار پنداشتن همه عضوهای قاب، پایداری کل سازه بررسی می‌گردد.

یادآوری می‌کند، در یکی از پژوهش‌های سال ۲۰۰۵، Raftoyiannis، به بررسی اثر گره‌های نیمه‌سخت و سامانه مهاربند کشسان بر روی بار کمانشی قاب‌های فولادی مستطیلی ساده پرداخت. وی با بهره‌جویی از تحلیل پایداری و حل معادله‌های دیفرانسیل حاکم بر قاب یک دهانه و یک طبقه با تکیه‌گاه‌های گیردار و ساده، به یافتن بار کمانشی قاب‌های نیمه‌سخت پرداخت [۲۶]. پیش از آن، Li و Mativo در سال ۲۰۰۰، یک راهکار تقریبی

#### ۴- تحلیل پایداری (کمانشی)

در تحلیل پایداری قاب‌های نیمه‌سخت، بار حالت تعادل دوشاخه‌ای (انشعابی) سازه مشخص می‌شود. این بار را بار بحرانی می‌نامند. شکل (۱۲) نمونه‌ای از این حالت را برای یک ستون دو سر ساده نشان می‌دهد.



شکل (۱۲): بار حالت دوشاخه‌ای (انشعابی) ستون دو سر ساده

در یک تحلیل کمانشی، قاب را پیش از رسیدن به بار بحرانی، بدون تغییرشکل می‌پندارند. همچنین، قاب از نظر هندسی کامل پنداشته می‌شود که هیچ‌گونه لنگر نخستین در آن وجود ندارد. هنگامی که بار به مقدار بحرانی می‌رسد، قاب کمی تغییرشکل دارد، به گونه‌ای که این



بر پایه داده‌های آماری، برای برآورد بار بیشینه قاب‌های نیمه‌سخت ارائه نمودند [۲۷].

### ۵- نمونه‌های عددی

در این بخش برای واریاسیون درستی ماتریس سختی و نیز اعتبار روش پیشنهادی، چند نمونه عددی تحلیل می‌گردند و پاسخ‌ها با نتیجه‌های دیگر پژوهشگران، مقایسه می‌شوند. همچنین، مقایسه‌ای میان بار بحرانی قاب‌های خورجینی و قاب‌های نیمه‌سخت صورت می‌پذیرد. باید افزود، رفتار همه نمونه‌های عددی در گستره خطی مواد قرار دارند.

### ۵-۱- تحلیل قاب‌های خورجینی با شیوه پیشنهادی

Moghaddam و kohian در سال ۱۳۷۴، تحلیل مرتبه یکم قاب خورجینی دو طبقه یک دهانه شکل (۱۳) را زیر اثر بارهای گسترده و جانبی با برنامه رایانه‌ای خود و نرم‌افزار SAP 90 انجام دادند [۱۶]. آن‌ها نشان دادند که پاسخ‌های برنامه و نرم‌افزار یکسانند. در این مسأله، مقطع‌های تیرها و ستون‌ها همانند و مساحت و لنگر لختی آن‌ها، به ترتیب، برابر با  $0.04 \text{ m}^2$  و  $20 \times 10^{-6} \text{ m}^4$  می‌باشند. این پژوهشگران، سختی پیوندهای خورجینی را بر پایه نتیجه‌های آزمایشگاهی  $8 \text{ kg.m/rad}$  و  $2 \times 10$  و ضریب کشسانی فولاد را  $10 \text{ kg/m}^2$  پنداشتند.

جدول (۱) و (۲)، به ترتیب، تغییر مکان‌ها (بر حسب سانتی‌متر و رادیان) و نیروهای داخلی (بر حسب کیلوگرم در متر) این سازه را با بهره‌جویی از فن رایج تحلیل قاب‌های خورجینی در مقایسه با روش پیشنهادی نشان می‌دهد. آشکار است، پاسخ‌های به دست آمده هر دو شیوه، یکسان هستند.

جدول (۱): تغییر مکان‌های قاب دو طبقه یک دهانه

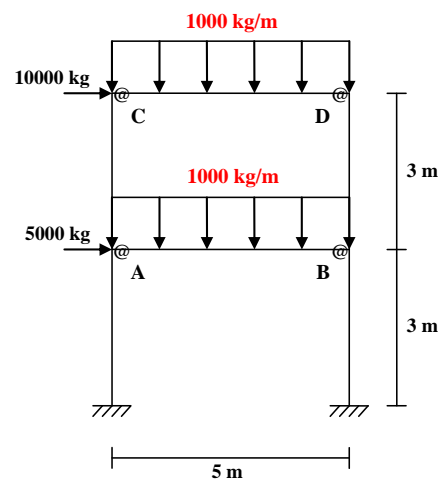
با پیوندهای خورجینی

روش پیشنهادی	تغییر مکان	روش Moghaddam و kohian
۸/۸۳۹۰	۸/۸۳۹۱	جابجایی افقی A
۰/۰۱۳۲	۰/۰۱۳۲	جابجایی قائم A
-۳/۳۱۳۹	-۳/۳۱۳۹	دوران A
۸/۸۲۸۰	۸/۸۲۸۰	جابجایی افقی B
-۰/۰۴۸۹	-۰/۰۴۸۹	جابجایی قائم B
-۳/۱۰۷۰	-۳/۱۰۷۱	دوران B
۱۹/۶۸۱۰	۱۹/۶۸۱۱	جابجایی افقی C
۰/۰۱۷۰	۰/۰۱۷۰	جابجایی قائم C
-۲/۴۵۶۸	-۲/۴۵۶۸	دوران C
۱۹/۶۹۴۶	۱۹/۶۹۴۶	جابجایی افقی D
-۰/۰۷۰۶	-۰/۰۷۰۶	جابجایی قائم D
-۱/۹۹۰۷	-۱/۹۹۰۷	دوران D

جدول (۲): نیروهای داخلی تیرهای قاب دو طبقه یک دهانه

با پیوندهای خورجینی

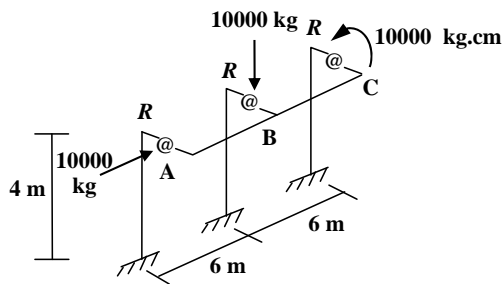
روش پیشنهادی	روش مقدم و کوهیان	نیرو
-۱۸۶۰	-۱۸۶۰	نیروی محوری AB
-۲۶۵۰	-۲۶۵۰	برش AB
۷۶۵۰	۷۶۵۰	برش BA
-۱۱۱۱۲	-۱۱۱۱۲	لنگر AB
-۱۴۶۳۶	-۱۴۶۳۶	لنگر BA
-۵۹۲۰	-۵۹۲۰	نیروی محوری CD
-۱۰۵۳	-۱۰۵۳	برش CD
۶۰۵۳	۶۰۵۳	برش DC
-۷۳۲۱	-۷۳۲۱	لنگر CD
-۱۰۴۴۲	-۱۰۴۴۲	لنگر DC



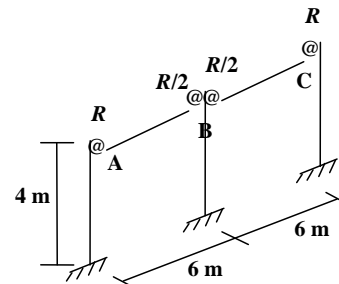
شکل (۱۳): قاب دو طبقه یک دهانه با پیوندهای خورجینی زیر اثر بارهای گسترده و جانبی



ترتیب، IPE22 و IPB14 می‌باشند. سختی پیوند خورجینی و ضریب کشسانی فولاد، به ترتیب، مقدارهای  $kg.m/rad$  و  $2 \times 10^4$  و  $2 \times 10^4$   $kg/m^2$  را دارند. در جدول (۳)، جابجایی‌های این قاب (بر حسب سانتی‌متر و رادیان)، در برابر روش پیشنهادی می‌آید. این نمونه عددی نیز درستی راهکار پیشنهادی را آشکار می‌سازد.



سازه با پیوندهای خورجینی



سازه هم‌سان با پیوندهای نیمه‌سخت

شکل (۱۴): قاب یک طبقه دو دهانه با پیوندهای خورجینی زیر اثر بارهای گرهی

می‌نماید. باید افزود، تفاوت میان پاسخ‌ها به سبب چگونگی و دقت وارد کردن اثرهای مرتبه دوم می‌باشد.

### ۳-۵- مقایسه بار بحرانی قاب‌های خورجینی و نیمه‌سخت

در این بخش، قاب دو طبقه و دو دهانه شکل (۱۹)، تحلیل می‌شود و بار بحرانی آن در حالت‌هایی که پیوند تیرها به ستون‌ها نیمه‌سخت و خورجینی است به دست می‌آید. نتیجه‌ها در جدول (۶) و (۷) می‌آیند. باید افزود، در هر یک از این حالت‌ها، مشخصه‌های هندسی و مکانیکی اعضا و نیز سختی پیوندها یکسان هستند. مقطع تیرها همانند و سطح مقطع و لنگر لختی آن‌ها، به ترتیب، برابر  $m^2$  و  $0.004$  و  $m^4$  و  $30 \times 10^{-6}$  می‌باشند. مقطع ستون‌ها نیز یکسان و سطح مقطع و لنگر لختی آن‌ها، به ترتیب، برابر  $m^2$  و  $0.003$  و  $m^4$  و  $15 \times 10^{-6}$  می‌باشند. همچنین، سختی پیوندهای خورجینی و نیمه‌سخت مشابه و از صفر (ساده) تا  $10^{15} kg.m/rad$  (گیردار) تغییر می‌کنند. نتیجه‌ها نشان می‌دهند که در این گونه تحلیل کمانشی، پاسخ قاب‌های خورجینی، میان دو حالت ساده و سخت و نزدیک به قاب‌های نیمه‌سخت می‌باشد. با وجود این، مقدار بار

جدول (۳): تغییر مکان‌های قاب یک طبقه دو دهانه

با پیوندهای خورجینی

تغییر مکان	روش رایج	روش پیشنهادی
جابجایی افقی A	۱/۱۳۸۸	۱/۱۳۸۸
جابجایی قائم A	۰/۰۰۰۶	۰/۰۰۰۶
دوران A	-۰/۰۰۳۰	-۰/۰۰۳۰
جابجایی افقی B	۱/۱۳۴۳	۱/۱۳۴۳
جابجایی قائم B	-۰/۰۰۵۷	-۰/۰۰۵۷
دوران B	-۰/۰۰۲۷	-۰/۰۰۲۷
جابجایی افقی C	۱/۱۳۲۲	۱/۱۳۲۱
جابجایی قائم C	-۰/۰۰۰۶	-۰/۰۰۰۶
دوران C	-۰/۰۰۳۰	-۰/۰۰۳۰

### ۲-۵- درستی ماتریس سختی پیشنهادی

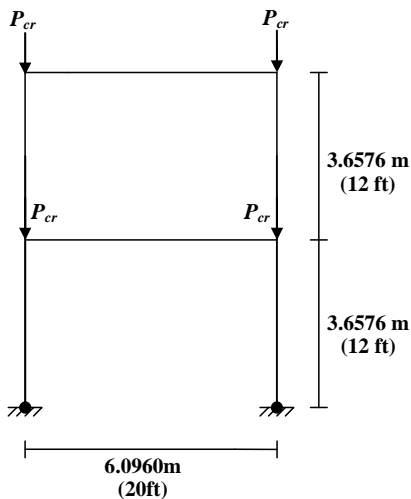
درستی ماتریس سختی پیشنهادی، با یافتن بار بحرانی چهار سازه نمونه واریسی می‌گردد. مشخصه‌های هر یک از این نمونه‌ها در جدول (۴) و شکل‌های (۱۵) تا (۱۸) می‌آیند. نتیجه‌های جدول (۵) نشان می‌دهد که ماتریس سختی پیشنهادی به درستی و در پاره‌ای از سازه‌ها با دقت بیشتری، اثرهای مرتبه دوم و نرمی پیوند را وارد تحلیل

نیمه‌سخت، چنین رفتاری را در محدوده ضریب گیرداری ۰/۳ تا ۰/۷ از خود نشان می‌دهد. باید افزود، بارهای بحرانی به دست آمده از تحلیل قاب خورجینی به روش رایج و فن پیشنهادی یکسان می‌باشند.

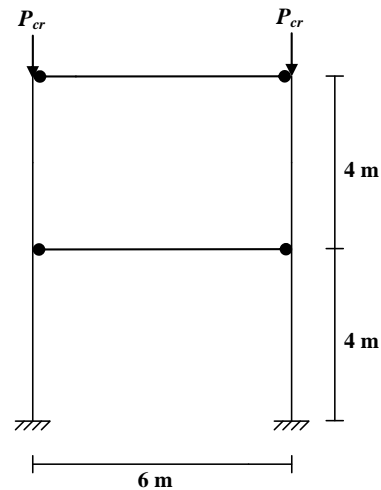
کمانشی یک قاب خورجینی همواره از قاب نیمه‌سخت مشابه، کمتر خواهد بود. این ویژگی در شکل (۲۰) دیده می‌شود. از سوی دیگر، با توجه به شکل (۲۱)، تغییرهای بار بحرانی قاب خورجینی در برابر ضریب گیرداری، به طور تقریبی، خطی می‌باشد. خاطر نشان می‌کند، قاب

جدول (۴): مشخصه‌های مقطع‌ها و پیوندهای نمونه‌های ۱ تا ۴

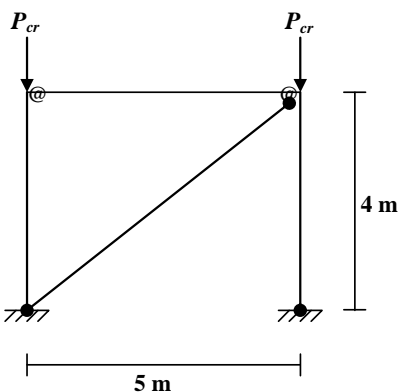
شماره نمونه	وضعیت تکیه‌گاهی	مقطع تیرها	مقطع ستون‌ها	مقطع مهاربندها	ضریب کشسانی (GPa)	سختی پیوندها (kg.m/rad)	ضریب گیرداری	منبع
۱	گیردار	IPE22	IPB14	---	۲۱۰	۰	۰	[۲۰]
۲	ساده	W14×48	W12×96	---	۲۰۰	∞	۱	[۲۳]
۳	گیردار	IPE30	HEA24	---	۲۱۰	۷۵۵۶۶۰/۱۸۵	۰/۴۱۷۷۱۸۵	[۲۶]
۴	ساده	IPE30	HEA24	L60×6	۲۱۰	۷۵۵۶۶۰/۱۸۵	۰/۴۱۷۷۱۸۵	[۲۶]



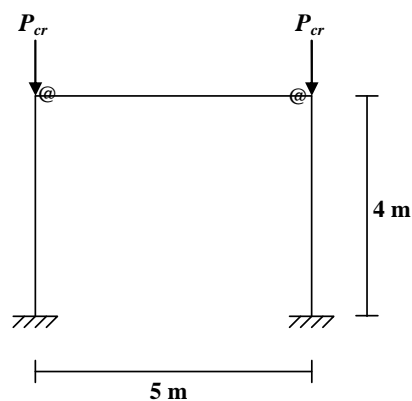
شکل (۱۶): قاب نمونه ۲



شکل (۱۵): قاب نمونه ۱



شکل (۱۸): قاب نمونه ۴



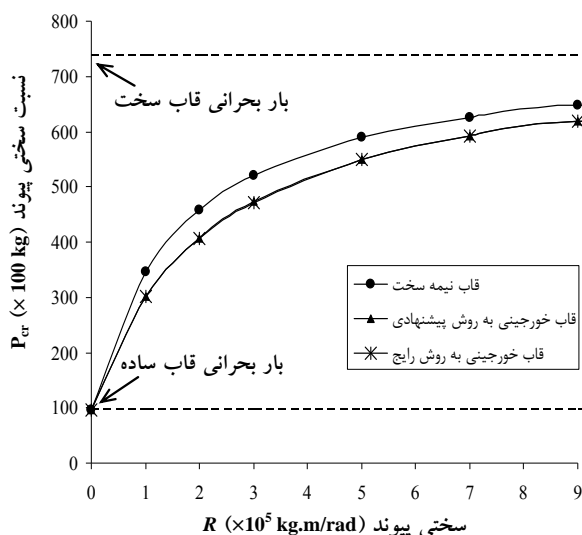
شکل (۱۷): قاب نمونه ۳



جدول (۷): بار بحرانی قاب دو طبقه دو دهانه با پیوندهای

خورجینی

بار بحرانی $P_{cr}$ (kg)	ضریب گیرداری $r$		سختی پیوند $R$ ( $10^5 \times \text{kg.m/rad}$ )
	ستون‌های میانی	ستون‌های کناری	
۹۶۹۰	۰	۰	۰
۳۰۱۵۰	۰/۱۴۲۹	۰/۲۵۰۰	۱
۴۰۷۵۰	۰/۲۵۰۰	۰/۴۰۰۰	۲
۴۷۳۱۰	۰/۳۳۳	۰/۵۰۰۰	۳
۵۴۹۷۰	۰/۴۵۴۵	۰/۶۲۵۰	۵
۵۹۲۶۰	۰/۵۳۸۴	۰/۷۰۰۰	۷
۶۱۹۸۰	۰/۶۰۰۰	۰/۷۵۰۰	۹
۷۳۸۳۰	۱	۱	$10^7$



شکل (۲۰): نمودار بار بحرانی قاب دو طبقه دو دهانه در برابر

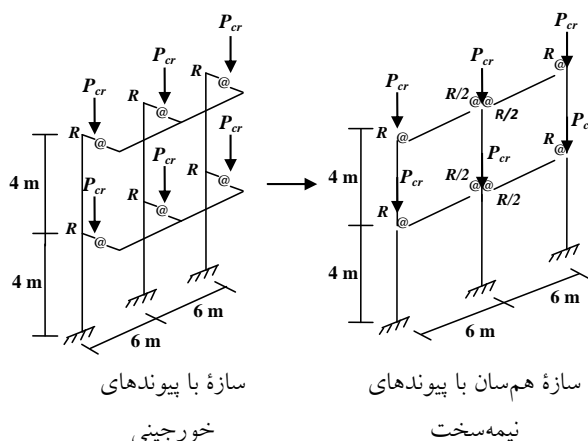
سختی پیوند

۶- نتیجه گیری

آن گونه که آمد، وارد نمودن اثر نرمی پیوند در تحلیل قاب‌ها ضروری است. برای انجام این کار، می‌توان از ضریب گیرداری بهره جست. ضریب گیرداری عضوها اهمیت زیادی در طراحی دارد. زیرا، یک برداشت فیزیکی از سختی پیوند را آشکار می‌سازد. همچنین، طراح به کمک آن و با یک روش ساده به مقایسه پاسخ عضوهای با

جدول (۵): بار بحرانی نمونه‌های ۱ تا ۴

بار بحرانی ( $P_{cr}$ (kg)		شماره نمونه
روش پیشنهادی	منبع	
۱۲۳۰۰	۱۲۲۰۰	۱
۳۳۲۱۰۰	۳۳۱۹۰۰	۲
۴۶۵۶۰۰	۴۶۵۸۰۰	۳
۱۱۶۵۴۰۰	۱۱۶۴۷۰۰	۴



شکل (۱۹): قاب دو طبقه دو دهانه

جدول (۶): بار بحرانی قاب دو طبقه دو دهانه با پیوندهای

نیمه سخت

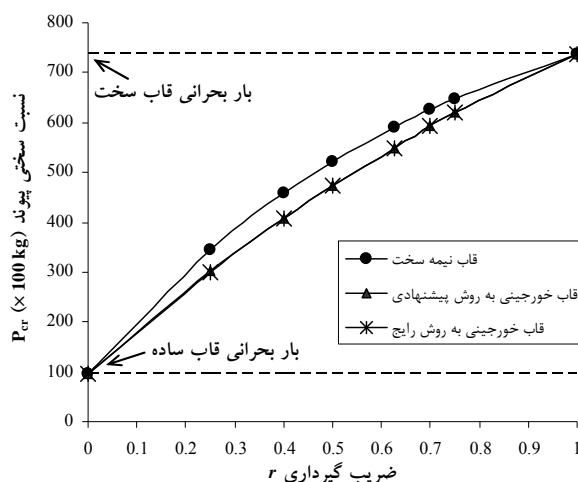
بار بحرانی $P_{cr}$ (kg)	ضریب گیرداری $r$		سختی پیوند $R$ ( $10^5 \times \text{kg.m/rad}$ )
	ستون‌های میانی	ستون‌های کناری	
۹۶۹۰	۰	۰	۰
۳۴۵۹۰	۰/۲۵۰	۰/۲۵۰	۱
۴۵۸۰۰	۰/۴۰۰	۰/۴۰۰	۲
۵۲۱۷۰	۰/۵۰۰	۰/۵۰۰	۳
۵۹۰۵۰	۰/۶۲۵	۰/۶۲۵	۵
۶۲۶۵۰	۰/۷۰۰	۰/۷۰۰	۷
۶۴۸۶۰	۰/۷۵۰	۰/۷۵۰	۹
۷۳۸۳۰	۱	۱	$10^7$

Flexibility of connection	نرمی پیوند
Khorjini connection	پیوند خورجینی
Linear model	الگوی خطی
Maximum load	بار بیشینه
Pinned connection	پیوند ساده
Plane steel frame	قاب فولادی دو بعدی
Rigid connection	پیوند سخت
Second-order effects	اثرهای مرتبه دوم
Semi-rigid connection	پیوند نیمه سخت
Stability analysis	تحلیل پایداری
Stability functions	تابع‌های پایداری
Stiffness of connection	سختی پیوند
Stiffness matrix	ماتریس سختی

#### ۷- مراجع

- [1] Canadian Standards Association (2001), Steel Structures (Limit States Design), CAN/CSA-S16-01, Toronto, Ontario.
- [2] Commission of the European Communities (1992), Eurocode No. 3, Design of Steel Structures, Brussels.
- [3] AISC (1989), Allowable Stress Design, American Institute of Steel Construction, ninth edition, Chicago, IL.
- [4] AISC (2001), Load and Resistance Factor Design Specification, American Institute of Steel Construction, third edition, Chicago, IL.
- [5] Chan, S.L. and Chui, P.P.T. (2000), "Nonlinear Static and Cyclic Analysis of Steel Frames with Semi-Rigid Connections", Elsevier Science, Amsterdam.
- [6] Faella, C., Piluso, V. and Rizzano, G. (2000), "Structural Steel Semirigid Connections : Theory, Design and Software", CRC Press, Boca Raton, FL.
- [7] Kishi, N. and Chen, W.F. (1990), "Moment-Rotation Relations of Semi-Rigid Connections with Angles", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 7, pp. 1813-1834.
- [8] Chen, W.F. and Lui, E.M. (1991), "Stability Design of Steel Frame", CRC Press, Boca Raton, FL.
- [9] Mohamadi-Shooreh, M.R. and Mofid, M. (2008), "Parametric Analyses on the Initial Stiffness of Flush End-Plate Splice Connections using FEM", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, pp. 1129-1141.

[۱۰] آقاچوک، ع. و وشکینی، پ. (۱۳۸۲)، "مطالعه آزمایشگاهی شکل‌پذیری قاب‌های فولادی دارای اتصالات



شکل (۲۱): نمودار بار بحرانی قاب دو طبقه دو دهانه در برابر ضریب گیرداری

پیوندهای نیمه سخت در برابر پیوندهای ساده یا سخت می‌پردازد.

پیوند خورجینی گونه‌ای از پیوندهای نیمه سخت است. رابطه تحلیلی میان این دو پیوند، بسیار اهمیت دارد. در این مقاله، شیوه‌ای نوین برای تحلیل قاب‌هایی خورجینی پیشنهاد شد و وابستگی میان این دو پیوند آشکار گردید.

به کارگیری رابطه‌های تحلیلی قاب‌های نیمه سخت برای قاب‌های خورجینی، از برتری‌های فن پیشنهادی است.

ماتریس سختی هندسی، که اثرهای مرتبه دوم و نرمی پیوند را در بر می‌گیرد، با بهره‌جویی از ضریب گیرداری و تابع‌های پایداری، به صورت صریح ارائه گردید. از این ماتریس، می‌توان در تحلیل مرتبه دوم و پایداری قاب‌های نیمه سخت بهره جست. نتیجه‌ها نشان می‌دهند که بار بحرانی قاب با پیوندهای خورجینی نزدیک به بار بحرانی قاب با پیوندهای نیمه سخت است. همچنین، در این گونه قاب‌ها، تغییر بار بحرانی در برابر ضریب گیرداری، به طور تقریبی، خطی خواهد بود.

#### ۷- واژه‌نامه

Bifurcation analysis	تحلیل دوشاخه
Buckling analysis	تحلیل کمانشی
Critical load	بار بحرانی
End-fixity factor	ضریب گیرداری



[22] Monforton, G.R. and Wu, T.S. (1963), "Matrix Analysis of Semi-Rigidly Connected Steel Frames", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 89, No. 6, pp. 13-42.

[23] Chen, W.F. Editor. (2000), "Practical Analysis for Semi-Rigid Frame Design", World Scientific, Singapore.

[24] Gerstle, K.H. (1988), "Effect of Connection on Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 10, pp. 241-267.

[25] Xu, L. (2001), "Second-Order Analysis for Semi-Rigid Steel Frame Design", Canadian Journal Civil Engineering, Vol. 28, pp. 59-76.

[26] Raftoyiannis, I.G. (2005), "The Effect of Semi-Rigid Joints and an Elastic Bracing System on the Buckling Load of Simple Rectangular Steel Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 61, pp. 1205-1225.

[27] Li, G.Q. and Mativo, J. (2000), "Approximate Estimation of the Maximum Load of Semi-Rigid Steel Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 54, pp. 213-225.

خورجینی، "نشریه فنی و مهندسی مدرس، شماره چهاردهم، صفحه ۱۵ تا ۲۷.

[۱۱] مقدم، حسن (۱۳۷۴)، "خواص مکانیکی اتصالات خورجینی"، دومین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله.

[۱۲] رضایی پزند، م. و پیمان، ص. (۱۳۸۱)، "ضریب طول مؤثر ستون در قاب‌های خورجینی"، نشریه استقلال، سال ۲۱، شماره ۲، صفحه ۱۸۱ تا ۱۹۵.

[۱۳] فروغی، م. و برخورداری، م.ع. (۱۳۸۵)، "تقدی بر پیش‌نویس ضوابط طراحی و اجرای ساختمان‌های با اتصال خورجینی"، هفتمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران.

[۱۴] قاسمی، ع. و آقا کوچک، ع.ا. (۱۳۸۴)، "اثر مقاومت افزون بر ضریب رفتار قابهای فولادی با اتصالات خورجینی"، دومین کنگره ملی مهندسی عمران.

[۱۵] کوهیان، ر. و مقدم، ح. (۱۳۷۴)، "مدل‌سازی و تحلیل قاب با اتصالات خورجینی و اثر آنها بر نیروهای داخلی قاب"، دومین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله.

[۱۶] مقدم، ح. و کوهیان، ر. (۱۳۷۴)، "بررسی مقاومت ساختمان‌های اسکلت فولادی با اتصالات نیمه‌صلب (اتصالات خورجینی) در برابر زلزله"، مؤسسه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله.

[17] Hosseini Hashemi, B. and Hassanzadeh, M. (2008), "Study of a Semi-Rigid Steel Braced Building Damaged in the Bam Earthquake", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, pp. 704-721.

[۱۸] مقدم، ح.، آقا کوچک، ع.ا.، مزروعی، ع. و میرقادری، ر. (۱۳۸۲)، "پیش‌نویس ضوابط طراحی و اجرای ساختمان‌های با اتصال خورجینی"، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن تهران.

[19] Zhou, Z.H. and Chan, S.L. (1995), "Self-Equilibrating Element for Second-Order Analysis of Ssemirigid Jointed Frames", Journal of Engineering Mechanics, Vol. 121, pp. 896-902.

[20] Sekulovic, M. and Salatic, R. (2001), "Nonlinear Analysis of Frames with Flexible Connections", Computers and Structures, Vol. 79, pp. 1097-1107.

[21] Yu, C.H. and Shanmugam, N.E. (1986), "Approximate Estimation of the Maximum Load of Semi-Rigid Steel Frames", Computers and Structures, Vol. 23, pp. 639-648.





# معرفی شاخص "عمر مفید باقی مانده ساختمان" برای ارزیابی آسیب پذیری لرزه‌ای سازه‌ها

موسی محمودی صاحبی<sup>۱</sup>، حسین اعتضادی فر<sup>۲</sup>  
(تاریخ دریافت: ۹۲/۰۷/۲۸، تاریخ پذیرش: ۹۳/۰۲/۰۱)

## چکیده

در بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ها، تعریف یک "شاخص زیان" ضروری است. هدف از ارائه این مقاله، تعریف یک شاخص زیان جدید به نام "عمر مفید باقی مانده ساختمان" و تعیین کاربرد آن در بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد. به کمک شاخص عمر مفید باقی مانده می‌توان الویت مقاوم‌سازی مجموعه‌ای از ساختمان‌ها را تعیین کرد و همچنین در صنعت بیمه به عنوان شاخص قابل فهم برای افراد غیرمتخصص مورد استفاده قرار داد. در این تحقیق، برای سه سازه فولادی ۴، ۷ و ۱۰ طبقه از نوع مهاربند ضربدری آسیب‌پذیر، عمر مفید باقی مانده محاسبه گردید و با عمر مفید پیشنهادی آیین‌نامه‌ها (۵۰ سال) مقایسه شد. نتایج نشان می‌دهد این روش می‌تواند به راحتی میزان آسیب‌پذیری ساختمان‌ها را بیان نماید.

## کلمات کلیدی

شاخص زیان، عمر مفید باقی مانده ساختمان، ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای، قاب‌های مهاربندی، استاندارد ۲۸۰۰

## Introduction of New Index Named "Remaining Useful Life of Building" to Assess the Seismic Vulnerability of Structures

M. Mahmoudi, H. Etezadifar

### ABSTRACT

In seismic vulnerability assessment of the structures, definition of a damage index is essential. The purpose of this paper is to define a new index called the index of "remaining useful life of the building" and determine its application in the study of seismic vulnerability asses of the structures. The remaining useful life index can apply for Prioritize of strengthening of a series of buildings. It can be also used in the insurance industry as an indicator to understand the status of buildings. In this study, three bracing steel structures with 4, 7 and 10 floors was selected and their remaining useful life was calculated and compared with the proposed useful life proposed by codes (50 years). The results show that this method can easily express the vulnerability assessment of the buildings.

### KEYWORDS

Damage index, Remaining useful life, Seismic vulnerability, Steel structure, Structural rehabilitation

۱- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجائی، m.mahmoudi@srttu.edu (نویسنده مسئول)

۲- کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجائی



اگر چه در زلزله‌های اخیر دنیا، سازه‌های طراحی شده بر اساس ضوابط لرزه‌ای موجود، در حفظ ایمنی افراد، مناسب عمل کرده‌اند اما دامنه‌ی خرابی‌های ایجاد شده در سازه‌ها و خسارت اقتصادی وارده، بسیار گسترده و خارج از انتظار بوده است. امروزه به خوبی مشخص شده است که سازه‌های طراحی شده بر اساس این ضوابط، در برابر زلزله‌های شدید متحمل خسارات سنگین خواهند شد. از اینرو طراحی بر اساس عملکرد به عنوان روشی که مبتنی بر پذیرش تغییرمکان و شکل‌پذیری مورد انتظار (و هماهنگ با سطوح مورد انتظار) باشد، مورد توجه قرار گرفت.

از مهمترین موضوعات در طراحی عملکردی، داشتن تصویری روشن از مقدار خسارت وارد بر سازه‌ی طراحی شده در سطوح مختلف خطر می‌باشد. بدین منظور در دستورالعمل‌هایی چون FEMA356 [۱] و ATC40 [۲]، سطوح مختلفی از خسارات وارد بر سازه تعریف شده است. معیار تعیین کننده‌ی وضعیت سازه‌ها در این دستورالعمل‌ها، تغییرشکل جانبی می‌باشد؛ هر چند که در برخی از تحقیقات، نشان داده شده است که استفاده از این معیار به عنوان تنها معیار خرابی، جای تأمل دارد [۳]. خسارت را می‌توان از جهات گوناگون بررسی نمود اما بطور کلی خسارت وارد بر یک سازه عبارت است از کاهش ظرفیت سازه در تحمل انواع بارهای وارده نسبت به سازه‌ی سالم پیش از وقوع زلزله یا هر عامل دیگری که سبب کاهش ظرفیت سازه شده باشد. به منظور تعیین میزان خسارت وارد بر سازه، محققین شاخص‌های بسیاری را معرفی نموده‌اند، که هر یک به گونه‌ای میزان خسارت وارد بر سازه را تخمین می‌زند. این شاخص‌ها را می‌توان به سه دسته تقسیم نمود:

دسته‌ی اول شاخص‌هایی بر اساس بیشترین تغییرشکل تجربه شده‌ی سازه می‌باشند، مانند بیشترین تغییرمکان نسبی طبقات [۴] و بیشترین نسبت شکل‌پذیری طبقات [۵].

دسته‌ی دوم شاخص‌هایی بر اساس خسارت تجمعی می‌باشند که از آن میان می‌توان به شاخص خسارت گوبارا که بر پایه تحلیل بارافزون می‌باشد [۶] و شاخص خسارت چای و فایفر که بر اساس انرژی ورودی است اشاره نمود [۷].

دسته‌ی سوم شاخص‌هایی هستند که ترکیبی از ماکزیمم تغییرشکل و خسارت تجمعی می‌باشند. از آن میان می‌توان به شاخص خسارت Park و Ang [۸] و Banon و Veneziano [۹] اشاره نمود.

از دیگر شاخص‌های خسارت معرفی شده توسط محققین در سال‌های اخیر می‌توان به تحقیق فالریو و همکارانش اشاره نمود که با استفاده از انرژی پلاستیک در مفاصل پلاستیک به ارائه شاخصی برای ارزیابی میزان خسارت وارد بر قاب‌های بتن مسلح پرداختند. البته لازم به ذکر است که در تحقیق آنها از ایده‌ی مفصل پلاستیک متمرکز استفاده شده است که در مورد سازه‌های بتن مسلح به علت پدیده‌ی ترک خوردگی نمی‌تواند رفتار واقعی سازه را به شکل مطلوب مدل سازی کند [۱۰].

Zhang و همکارانش با استفاده از روش مقایسه نیرو و ترکیبی از انرژی و تغییرمکان سازه (دسته سوم) شاخصی را معرفی نمودند و به مقایسه‌ی نتایج حاصل از این شاخص با استفاده از انجام تحلیل تاریخچه‌ی زمانی و ترکیب جذر مجموع مربعات حاصل از در نظر گرفتن سه مود اول سازه برای دو زلزله‌ی ال‌سنتر و نورتریج پرداختند [۱۱].

شاخص آسیب‌پذیری دیگری توسط تعدادی از محققین ارائه شده است که از سختی قبل و بعد از زلزله برای تعیین اندیس خسارت استفاده می‌کند. Otani و Sozen از آزمایش قاب‌های چند طبقه مشاهده کردند که اگر یک سازه بتن مسلح که تحت تاثیر یک زلزله قوی وارد مرحله تسلیم می‌شود، برای بار دوم با یک زلزله مشابه آزمایش شود، حداکثر تغییر شکل جانبی حاصل از آزمایش اول و دوم یکسان است ولی سختی سازه در شروع آزمایش دوم کمتر از سختی اولیه سازه است [۱۲]. از این مشاهده، آنها نتیجه گرفتند که حداکثر تغییرشکل نسبی تابعی از



زمان مناسب عملیات مقاوم سازی را با رعایت صرفه اقتصادی مشخص نمود.

## ۲- معرفی شاخص "عمر مفید باقی مانده"

در این تحقیق سعی شده است تا شاخص جدیدی به نام شاخص عمر مفید باقی مانده ساختمان جهت ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها معرفی گردد. در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها دو عامل بسیار حائز اهمیت است: یکی سطح خطر انتخابی برای ارزیابی سازه و دیگری عملکرد مورد انتظار از سازه در مقابله با سطح خطر مربوطه. به همین دلیل شاخص پیشنهادی با اعمال این دو عامل تعیین می‌گردد. برای اعمال سطح خطر، شناخت کامل از مباحث تحلیل خطر زلزله ضروری است. در مطالعات آنالیز خطر، شرایط منطقه احداث سازه، خطر قابل قبول برای طراحی و فرمولهای تعیین شتاب طراحی حائز اهمیت است. همچنین در بررسی عملکرد مورد انتظار از سازه، روش تحلیل و مدل سازی اعضای سازه بسیار مهم است.

در مطالعات رایج ارزیابی آسیب پذیری سازه‌ها، ابتدا سطح خطر تعیین می‌گردد. آنگاه خسارات احتمالی سازه با فرض اینکه عمر مفید ساختمان برابر ۵۰ سال باشد با استفاده از تحلیل سازه‌ای مناسب تعیین می‌شود؛ ولی در روش پیشنهادی (برای محاسبه شاخص زیان) ابتدا تحلیل سازه (تحلیل بارافزون یا تحلیل استاتیکی غیرخطی) انجام می‌شود و آنگاه مقدار زیان (عمر مفید باقی مانده) با استفاده از تحلیل خطر محاسبه می‌شود. در بعضی از روش‌ها، شاخص آسیب بین صفر تا یک تعریف می‌شود. صفر به معنی سالم بودن و یک به معنی آسیب پذیری کامل است. در این روش برعکس است. صفر بودن شاخص به معنی آسیب‌پذیری کامل و بیشتر از ۵۰ بودن به معنی سالم بودن است. یعنی اینکه اگر عمر مفید باقی مانده ساختمان بیشتر از ۵۰ سال باشد سازه آسیب‌پذیر نیست. در صورتیکه عمر مفید باقی مانده ساختمان کمتر از ۵۰ سال باشد سازه آسیب پذیر تشخیص داده می‌شود. هر چه این عمر به سمت صفر میل نماید آسیب‌پذیری سازه شدیدتر خواهد بود. در ادامه، مراحل گام به گام روش محاسبه شاخص زیان "عمر مفید

خصوصیات اولیه سازه است و ربطی به سختی سازه در شروع آزمایش دوم ندارد. به همین دلیل تغییرشکل نسبی به تنهایی نمی‌تواند ارزیابی صحیحی از خسارت باشد. ایده اولیه اندیس خسارت سختی که توسط Ghobarah و همکارانش در سال ۱۹۹۹ ارائه گردید [۱۳]، بر اساس کاهش سختی سازه بوده و به صورت زیر فرموله شده است.

$$DI = 1 - (k_{final} / k_{initial}) \quad (1)$$

که در آن،  $DI$  اندیس خسارت سختی،  $k_{initial}$  شیب اولیه منحنی برش پایه-تغییر مکان بام قبل از تاثیر زمین لرزه و  $k_{final}$  شیب همان منحنی بعد از تاثیر زمین لرزه می‌باشد. مقدار  $DI$  از صفر تا یک متغیر است که صفر بیانگر عدم خسارت و یک بیانگر فروپاشی سازه می‌باشد.

محاسبه‌ی اغلب شاخص‌های آسیب‌پذیری، نیاز به انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی دارد. تحلیل‌های غیرخطی بسیار پیچیده و وقت‌گیر هستند. همین موضوع سبب می‌شود تا این شاخص‌ها کمتر در طراحی‌های معمول قاب‌های ساختمانی استفاده گردد و بیشتر در فعالیت‌ها و پروژه‌های تحقیقاتی بکار گرفته شود. امروزه تحلیل بارافزون به عنوان روشی که می‌تواند ظرفیت سازه را به خوبی مدل سازی کند و در عین حال پیچیدگی تحلیل دینامیکی غیرخطی را ندارد، بسیار مورد توجه قرار گرفته است. حال چنانچه بتوان شاخصی را بر پایه انجام این تحلیل و متناسب با نقطه‌ی عملکرد سازه تعریف نمود که انطباق مناسبی با رفتار واقعی سازه داشته باشد و همچنین با استفاده از آن بتوان میزان خسارت واقعی وارد بر سازه را تخمین زد، می‌توان گامی مهم در جنبه‌ی عملی‌تر شدن تعیین میزان خسارت وارد بر سازه‌ها در مقوله‌هایی چون طراحی و مقاوم سازی برداشت.

در این تحقیق سعی شده است تا با تلفیق مبحث تحلیل خطر لرزه‌ای و تحلیل بار افزون شاخص جدیدی به نام «عمر مفید باقی مانده ساختمان» معرفی گردد. شاخص عمر مفید باقی مانده می‌تواند به سهولت، میزان آسیب‌پذیری سازه‌ها را بیان کند. همچنین به کمک این شاخص می‌توان

باقی مانده" که از ترکیب مطالعات اساسی تحلیل خطر زلزله و تحلیل لرزه‌ای سازه تشکیل شده است ارائه می‌گردد:

گام چهارم: تعیین ظرفیت ساختمان بر اساس شتاب با استفاده از رابطه تعیین تغییر مکان هدف (رابطه (۲)) مقدار شتاب ظرفیتی سازه (A) متناظر با تغییر مکان ظرفیتی بام ساختمان ( $\delta_i$ ) محاسبه می‌گردد.

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left( \frac{T_e}{2\pi} \right)^2 g \quad (2)$$

در این رابطه  $C_0$  ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی،  $C_1$  ضریب اصلاح برای تبدیل تغییر مکان‌های محاسبه شده از پاسخ خطی الاستیک به تغییر مکان‌های غیرالاستیک ماکزیمم مورد انتظار،  $C_2$  ضریبی برای در نظر گرفتن اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای بر تغییر مکان‌ها به دلیل رفتار غیرارتجاعی و  $C_3$  ضریب اصلاح برای اعمال اثرات  $P-\Delta$  بر تغییر مکان‌ها است.  $S_a$  شتاب طیفی به ازای زمان تناوب مؤثر  $T_e$  است که از حاصلضرب  $A$  و  $B$  به دست می‌آید. مقدار  $B$  از طیف استاندارد ۲۸۰۰ قابل تعیین است. لذا در رابطه (۲) فقط  $A$  مجهول است.

گام پنجم: تعیین بزرگی زلزله ظرفیت با توجه به موقعیت ساختمان و فاصله آن تا گسل منطقه و معلوم بودن مقدار  $A$  در گام قبل، به کمک یکی از روابط کاهندگی، بزرگی زلزله ظرفیتی تعیین می‌شود. در این تحقیق از روابط کاهندگی (رابطه شتاب بیشینه- بزرگی زلزله) دنوان و زارع (۱۹۹۵) استفاده شده است [۱۶].

گام ششم: انتخاب خطر قابل قبول از آنجائیکه سطوح خطر زلزله به صورت احتمالاتی تعیین می‌شوند، ضروری است احتمال وقوع زلزله در طی عمر مفید سازه در تعیین شتاب طراحی مشخص گردد. در این تحقیق خطر قابل قبول برای زلزله، ۱۰ درصد در نظر گرفته شده است ( $R=10\%$ ).

گام اول: مدل سازی هندسی سازه و تعریف رفتار مصالح در این مرحله مشخصات هندسی سازه تعریف می‌شود و رفتار غیرخطی مصالح برای اعضا تعریف می‌شود. معیارهای مربوط به عملکرد مورد انتظار از سازه در این مرحله مشخص می‌گردد. عملکردهای مورد انتظار از سازه می‌تواند یکی از حالت‌های بهره برداری بی‌وقفه (IO) ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) باشد. این مرحله هیچ تفاوتی با تحلیل رایج در ارزیابی آسیب پذیری سازه‌ها ندارد. سازه‌های انتخابی در این تحقیق قاب‌های مهاربندی شده ضربدری هستند.

در این تحقیق با انتخاب چند سازه‌ی فولادی ۴، ۷ و ۱۰ طبقه با سیستم جانبی مهاربند همگرا (ضربدری) که بر اساس ضوابط ویرایش‌های اول، دوم و سوم استاندارد ۲۸۰۰ [۱۴] بارگذاری شده و بر اساس مبحث دهم مقررات ملی [۱۵] در منطقه تهران طراحی شده است، به بررسی این شاخص پرداخته می‌شود.

گام دوم: انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی با استفاده از ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها، بدون نیاز به محاسبه تغییر مکان هدف، تحلیل بارافزون انجام می‌شود. این تحلیل تا جایی ادامه پیدا می‌کند تا اولین مفصل پلاستیک به عملکرد مورد انتظار برسد. در این تحقیق عملکرد مورد انتظار، ایمنی جانی (LS) در نظر گرفته شده است.

گام سوم: تعیین مقدار تغییر مکان ظرفیتی بام ساختمان مقدار تغییر مکان بام ساختمان متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک تعیین می‌گردد.



در ادامه برای نشان دادن کاربرد این شاخص در ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌ها چند مثال در قالب مطالعات موردی ارائه می‌شود.

#### ۴- مطالعه موردی

به منظور ارزیابی شاخص خسارت پیشنهادی، ۳ سازه فولادی ۴، ۷ و ۱۰ طبقه از نوع قاب مهاربندی ضربدری انتخاب شد. این قاب‌ها، بر اساس ویرایش‌های اول، دوم و سوم استاندارد ۲۸۰۰ بارگذاری و بر اساس مبحث ۱۰ مقررات ملی طراحی شدند. ارتفاع کلیه طبقات ۳/۲ و طول کلیه دهانه‌ها ۵ متر می‌باشد. در مدل سازی این سازه‌ها، خاک بستری II و منطقه احداث سازه تهران (با خطرپذیری بسیار زیاد) در نظر گرفته شده است. سایر فرضیات طراحی و بارگذاری در جداول (۱) و (۲) ارائه شده و پلان تپ سازه‌ها در شکل (۱) نشان داده شده است.

جدول (۱): مشخصات مصالح فولادی و بتنی

$E_s = 2 \times 10^5$	N/mm <sup>2</sup>	مدول الاستیسیته فولاد
$W = 80$	kN/mm <sup>2</sup>	وزن واحد حجم فولاد
$\nu = 0.3$	---	ضریب پواسون فولاد
$F_y = 240$	N/mm <sup>2</sup>	تنش جاری شدن فولاد
$E_c = 2 \times 10^4$	N/mm <sup>2</sup>	مدول الاستیسیته بتن
$W = 24$	kN/mm <sup>3</sup>	وزن واحد حجم بتن
$\nu = 0.2$	---	ضریب پواسون بتن
$F_c = 20$	N/mm <sup>2</sup>	مقاومت فشاری بتن

جدول (۲): فرضیات بارگذاری

۷۰۰ DkN/mm <sup>2</sup>	طبقات	بار مرده
۶۵۰ DkN/mm <sup>2</sup>	بام	
۲۰۰ DkN/mm <sup>2</sup>	طبقات	بار زنده
۱۵۰ DkN/mm <sup>2</sup>	بام	
۸۰۰ DkN/mm <sup>2</sup>	طبقات	بار دیوار
۲۵۰ DkN/mm <sup>2</sup>	بام	

گام هفتم: تعیین احتمال وقوع سالیانه زلزله

با استفاده از رابطه شدت و بزرگای گوتنبرگ-ریشتر (رابطه (۳)) و اعمال ضرائب  $a$  و  $b$  که وابسته به منطقه هستند، احتمال وقوع زلزله ( $N$ ) تعیین می‌گردد.

$$\log N = a - bM \quad (3)$$

در این تحقیق ضرائب  $a$  و  $b$  به ترتیب برابر ۶/۰۲ و ۱/۱۸ در نظر گرفته شده است.

گام هشتم: تعیین عمر مفید باقی مانده ساختمان

با در اختیار داشتن مقادیر  $N$  و  $R$  و با استفاده از رابطه توزیع پواسون (رابطه (۴)) مقدار عمر مفید باقی مانده ساختمان ( $t$ ) محاسبه می‌گردد.

$$R = 1 - e^{-Nt} \quad (4)$$

#### ۳- مزایای شاخص جدید

شاخص زیان "عمر مفید باقی مانده ساختمان" دارای مزایایی است که آن را در مقایسه با شاخص‌های دیگر متمایز می‌نماید. این مزایا عبارتند از:

الف- استفاده از این شاخص برای ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان‌ها بسیار ساده است. اگر مقدار عمر مفید باقی مانده کمتر از ۵۰ سال باشد، سازه آسیب‌پذیر است و اگر ۵۰ سال و یا بیشتر باشد سازه آسیب‌پذیر نیست و نیازی به مقاوم سازی ندارد.  
ب- این شاخص برای اکثر افرادی که حتی در زمینه مهندسی زلزله دارای تخصص‌های بالا نیستند قابل فهم است.

ج- از این شاخص می‌توان برای الویت بندی زمانی مقاوم سازی یک سری خاص از ساختمان‌های آسیب‌پذیر استفاده نمود. ساختمان‌هایی که دارای عمر مفید باقی مانده کمتری هستند باید زودتر مقاوم سازی شوند.

د- با توجه به ماهیت این شاخص و قابل فهم بودن آن برای کارشناسان اقتصادی بیمه، می‌توان از آن در صنعت بیمه برای بیمه کردن ساختمان‌ها استفاده نمود.

دوم نوع توزیع بارگذاری ارتفاعی نشان داده شده است. در ستون سوم تغییر مکان بام متناظر با ایمنی جانی ( $\delta$ ) ارائه شده است. در ستون‌های چهارم و پنجم به ترتیب مقادیر شتاب طیفی ( $S_a$ ) و شتاب ظرفیتی ( $A$ ) برای هر حالت ارائه گردیده است. با توجه به تقارن سازه‌ها در دو جهت  $X$  و  $Y$  نتایج فقط برای یکی از این دو جهت انجام شد.

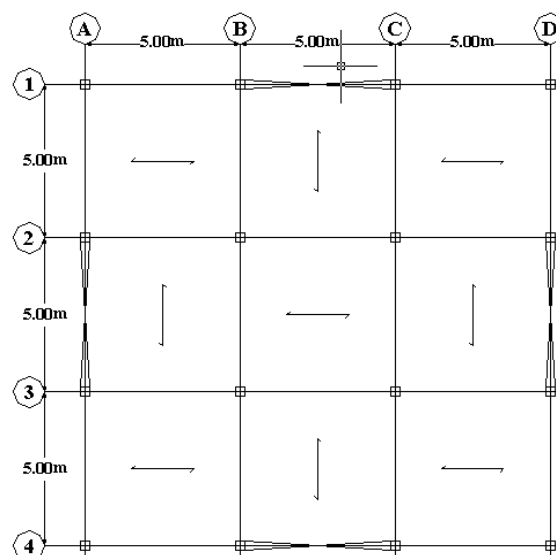
جدول (۳): نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی مدل ۴ طبقه

A	$S_a$ m/s <sup>2</sup>	$\delta$ cm	توزیع بار	ویرایش استاندارد
۰/۱۹۵	۰/۴۸۷	۰/۰۷	مود اول	اول
۰/۱۹۰	۰/۴۷۵	۰/۰۶۷	مثلی	
۰/۱۸۹	۰/۴۷۲	۰/۰۵۵	یکنواخت	
۰/۲۹۶	۰/۷۴۰	۰/۰۹۷	مود اول	دوم
۰/۲۹۱	۰/۷۳۰	۰/۰۹	مثلی	
۰/۲۹۰	۰/۷۱۵	۰/۰۷	یکنواخت	
۰/۲۶۵	۰/۶۶۰	۰/۰۸	مود اول	سوم
۰/۲۶۰	۰/۶۵۰	۰/۰۷۵	مثلی	
۰/۲۳۵	۰/۵۵۰	۰/۰۵۸	یکنواخت	

جدول (۴): نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی مدل ۱۰ طبقه

A	$S_a$ m/s <sup>2</sup>	$\delta$ cm	توزیع بار	ویرایش استاندارد
۰/۱۱	۰/۲۲	۰/۱۱	مود اول	اول
۰/۱۲	۰/۲۴	۰/۱۲	مثلی	
۰/۲۴	۰/۴۸	۰/۲۶	یکنواخت	
۰/۲۳	۰/۴۵	۰/۲۵	مود اول	دوم
۰/۲۶	۰/۵۱	۰/۲۶	مثلی	
۰/۳۵	۰/۷۰	۰/۲۸	یکنواخت	
۰/۲۲	۰/۴۵	۰/۲۲	مود اول	سوم
۰/۲۵	۰/۴۹	۰/۲۳	مثلی	
۰/۳۵	۰/۷۰	۰/۲۶	یکنواخت	

پس از محاسبه شتاب ظرفیتی، بزرگای ظرفیت، به کمک رابطه شتاب-بزرگا (رابطه کاهندگی) تعیین می‌گردد.



شکل (۱): پلان تیب طبقات مدل‌ها

#### ۵- تعیین عمر مفید باقی مانده مدل‌ها

پس از مدل سازی هندسی سازه‌ها و تعریف رفتار مصالح برای اعضای آنها، تحلیل استاتیکی غیرخطی برای مدل‌ها انجام شد. تحلیل بارافزون تا رسیدن یکی از اعضای سازه به عملکرد ایمنی جانی (LS) ادامه پیدا کرد. تغییر مکان بام متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک LS تعیین شد. آنگاه به کمک رابطه (۲) شتاب طیفی ( $S_a$ ) متناظر با تغییر مکان محاسبه گردید و نهایتاً مقدار A از تقسیم  $S_a$  بر مقدار طیف (مقدار B در طیف استاندارد ۲۸۰۰) حاصل شد. از آنجائیکه تحلیل استاتیکی غیرخطی متأثر از توزیع بارگذاری سازه است، در این تحقیق سه نوع بارگذاری معرفی شده در نشریه ۳۶۰ مورد استفاده قرار گرفت. توزیع مشابه مود اول سازه، توزیع مثلی و توزیع یکنواخت، سه نوع توزیع مورد استفاده در این تحقیق می‌باشند. با توجه به مطالب ارائه شده می‌توان گفت در مجموع ۲۷ تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شد: ۹ تحلیل برای سازه ۴ طبقه، ۹ تحلیل برای سازه ۷ طبقه و ۹ تحلیل برای سازه ۱۰ طبقه.

در جدول (۳) و (۴) مقادیر حاصل از تحلیل به ترتیب برای مدل‌های ۴ و ۱۰ طبقه ارائه شده است. در ستون اول از سمت راست، نوع ویرایش استاندارد ۲۸۰۰ که سازه بر اساس آن طراحی شده، ارائه گردیده است. در ستون



جدول (۸): مقادیر N برای مدل ۴ طبقه

ویرایش استاندارد	روش دنوان	روش زارع
اول	۰/۴۴۰	۱/۰۰۰
دوم	۰/۰۳۸	۰/۱۴۹
سوم	۰/۰۶۶	۰/۳۳۸

جدول (۹): مقادیر N برای مدل ۷ طبقه

ویرایش استاندارد	روش دنوان	روش زارع
اول	۸/۸۳	۱۱/۵۸۰
دوم	۰/۰۸۷	۰/۱۱۴
سوم	۰/۱۴۹	۰/۱۹۶

جدول (۱۰): مقادیر N برای مدل ۱۰ طبقه

ویرایش استاندارد	روش دنوان	روش زارع
اول	۲/۲۶۰	۰/۸۳۰
دوم	۰/۱۹۶	۰/۱۴۹
سوم	۰/۱۹۶	۰/۱۹۶

جدول (۱۱): مقادیر عمر مفید باقی مانده برای مدل ۴ طبقه

ویرایش استاندارد	روش دنوان	روش زارع
اول	۲۷	۱۲
دوم	۲۶۰	۸۰
سوم	۱۴۰	۲۵

جدول (۱۲): مقادیر عمر مفید باقی مانده برای مدل ۷ طبقه

ویرایش استاندارد	روش دنوان	روش زارع
اول	۲	۲
دوم	۱۴۰	۱۰۰
سوم	۸۵	۶۰

جدول (۱۳): مقادیر عمر مفید باقی مانده برای مدل ۱۰ طبقه

ویرایش استاندارد	روش دنوان	روش زارع
اول	۲	۱
دوم	۱۰۰	۸۰
سوم	۵۵	۶۰

شاخص پیشنهادی این تحقیق به نوع رابطه کاهندگی بستگی دارد. این موضوع در مطالعات روتین تحلیل خطر که در آن شتاب طراحی با توجه به مقدار بزرگی زلزله

در این تحقیق از روابط کاهندگی دنوان و زارع استفاده شد. همچنین فرض شد، فاصله محل ساختمان تا گسل برابر ۱۴۰ کیلومتر باشد. این محاسبات برای هر یک از ۳ مدل ساختمانی انجام گردید. در جداول (۵)، (۶) و (۷) به ترتیب نتایج حاصل برای مدل‌های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه ارائه شده است. واحد مقادیر این جداول بر حسب ریشتر می‌باشد.

جدول (۵): نتایج بزرگای ظرفیت برای مدل ۴ طبقه

ویرایش استاندارد	روش دنوان	روش زارع
اول	۵/۴	۵/۱
دوم	۶/۳	۵/۸
سوم	۶/۱	۵/۵

جدول (۶): نتایج بزرگای ظرفیت برای مدل ۷ طبقه

ویرایش استاندارد	روش دنوان	روش زارع
اول	۴/۳	۴/۲
دوم	۶/۰	۵/۹
سوم	۵/۸	۵/۷

جدول (۷): نتایج بزرگای ظرفیت برای مدل ۱۰ طبقه

ویرایش استاندارد	روش دنوان	روش زارع
اول	۴/۸	۴/۳
دوم	۵/۷	۵/۸
سوم	۵/۷	۵/۷

با استفاده از رابطه شدت بزرگای ریشتر-گوتنبرگ، مقادیر N در هر یک از حالت‌های مورد بررسی تعیین گردید. مقادیر M از جداول (۵)، (۶) و (۷) اخذ شد و مقادیر a و b به ترتیب برابر ۶/۰۲ و ۱/۱۸ در نظر گرفته شد. در جداول (۸)، (۹) و (۱۰) مقادیر N (احتمال وقوع سالیانه) به ترتیب برای مدل‌های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه ارائه شده است.

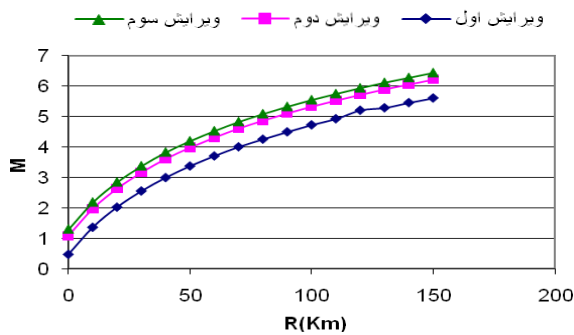
در نهایت با در اختیار داشتن مقادیر N و معلوم بودن مقدار خطر (R=۱۰٪)، مقدار شاخص زیان "عمر مفید باقی مانده ساختمان" (T) با استفاده از رابطه (۴) حاصل شد. مقادیر T (عمر مفید باقی مانده ساختمان بر حسب سال) در جداول (۱۱)، (۱۲) و (۱۳) به ترتیب برای ساختمان‌های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه ارائه شده است.

تعیین می شود نیز صادق است. لذا می توان گفت اگر در نتایج حاصل از روش پیشنهادی، اختلاف زیاد مشاهده می شود به دلیل نوع رابطه کاهندگی است. بنابر این باید متذکر شد که در پروژه های عملی باید از روابط کاهندگی استفاده کرد که برای شرایط مشابه منطقه پیشنهاد شده باشد.

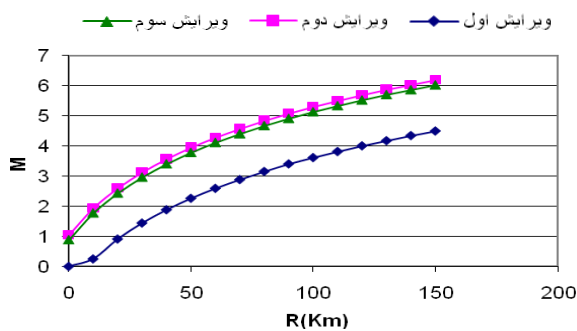
همانگونه که از جداول (۱۱) تا ۱۳ مشاهده می گردد، مقادیر حاصل برای عمر مفید باقی مانده بر اساس ویرایش دوم، بزرگتر از ویرایش های دیگر به دست آمده است. زیرا در این ویرایش، ضابطه ای برای محاسبه تنش مجاز اعضای مهاربندی وجود دارد که طی آن تنش مجاز با استفاده از ضریب B (عددی کوچکتر از یک) کاهش قابل ملاحظه ای پیدا می کند و اعضای مهاربندی قوی تر طراحی می شوند. به همین دلیل در این ویرایش، عمر مفید باقی مانده ساختمانها بیشتر به دست می آید.

#### ۶- آنالیز حساسیت شاخص پیشنهادی

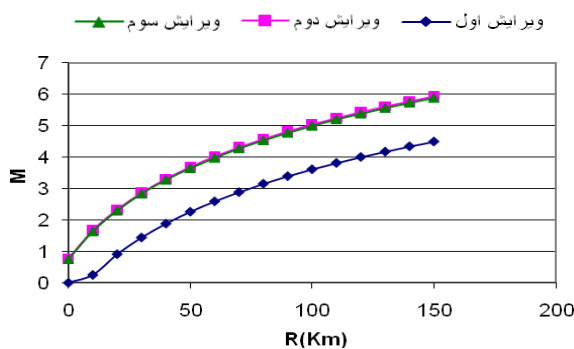
در این قسمت به منظور بررسی حساسیت شاخص عمر مفید باقی مانده به پارامتر فاصله ساختگاه از گسل، نتایج به دست آمده برای سازه ها، در طیف صفر تا یکصد و پنجاه کیلومتری به صورت منحنی هایی به نمایش در آمده است. در شکل های (۲) تا (۷) منحنی های بزرگای ظرفیت و منحنی های عمر مفید سازه ها با ویرایش های متفاوت ترسیم شده است. در شکل های (۲)، (۳) و (۴) محور افقی، فاصله تا گسل و محور قائم، بزرگای زلزله است. هر چه فاصله تا گسل افزایش یابد، مقدار بزرگای ظرفیت سازه نیز افزایش پیدا می کند. می توان نتیجه گرفت در فواصل کم، حساسیت بزرگای زلزله بیشتر است.



شکل (۲): حساسیت بزرگای ظرفیت به فاصله گسل برای مدل ۴ طبقه



شکل (۳): حساسیت بزرگای ظرفیت به فاصله گسل برای مدل ۷ طبقه



شکل (۴): حساسیت بزرگای ظرفیت به فاصله گسل برای مدل ۱۰ طبقه

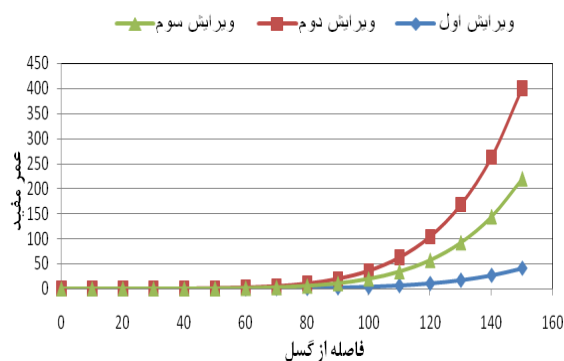
در شکل های (۵)، (۶) و (۷) محور افقی نشانگر فاصله تا گسل و محور قائم مقدار شاخص عمر مفید باقی مانده ساختمان را نشان می دهد. همانگونه که از این شکلها مشاهده می گردد، حساسیت عمر مفید باقی مانده در فواصل بزرگتر به مراتب بیشتر از فواصل کوچکتر است.



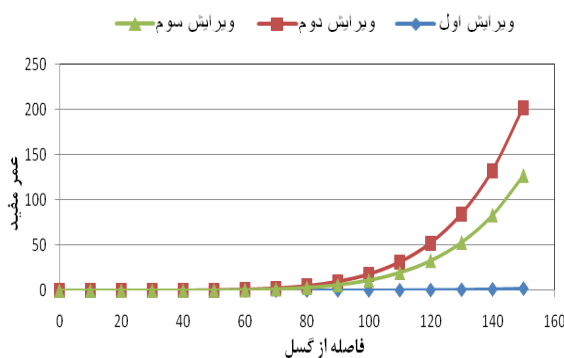
## ۷- نتیجه گیری

هدف اصلی این مقاله، معرفی شاخص جدیدی به نام شاخص عمر مفید باقی مانده ساختمان و کاربرد آن در ارزیابی آسیب پذیری ساختمان‌هاست. به این منظور پس از معرفی شاخص و تشریح روش تعیین آن، یک مطالعه موردی انجام شد و آنالیز حساسیت بر حسب فاصله تا گسل انجام گرفت. نتایج آن به شرح ذیل ارائه می‌گردد:

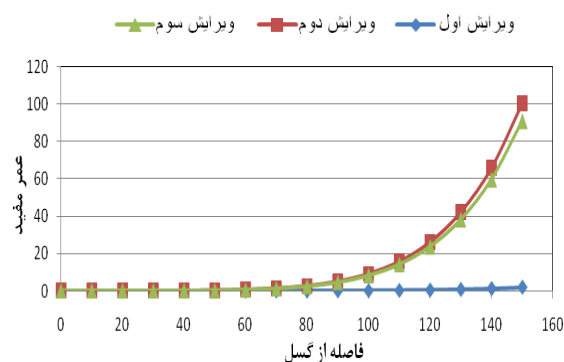
- در کلیه سازه‌ها در فواصل نزدیک به گسل، عمر مفید باقی مانده سازه‌ها به شدت کاهش می‌یابد. در فواصل خیلی دور از گسل نمودارها به شدت اوج می‌گیرند که بیانگر حساس بودن روابط کاهندگی به محدوده فاصله ساختگاه از گسل می‌باشد.
- نکته قابل توجه در منحنی‌های عمر مفید باقی مانده ساختمان‌ها این است که نتایج به دست آمده، بر اساس استفاده از روابط کاهندگی زارع و دنوان می‌باشد و ممکن است در صورت استفاده از دیگر روابط، تفاوت‌هایی در نتایج بوجود آید. دلیل آن است که این رابطه‌ها با توجه به ویژگی‌های لرزه زمین ساختی و زلزله شناختی پوسته زمین در آن ناحیه کاربرد دارند و استفاده از آن‌ها در نواحی دیگر حتی الامکان توصیه نمی‌شود.
- با توجه به نمودارهای عمر مفید سازه‌ها می‌توان ادعا نمود که سازه‌هایی که بر اساس ویرایش سوم طراحی شدند، آسیب پذیرتر از سازه‌هایی هستند که بر اساس ویرایش دوم طراحی شدند. دلیل این امر حذف ضریب کاهش تنش مجاز برای طراحی مهاربندها در ویرایش سوم که باعث کاهش ابعاد مقطع اعضای مهاربندی شده است.
- از آنجائیکه یکی از سیاست‌های دولت در مورد بناهای قدیمی ارگان‌های دولتی، جایگزین کردن عملیات بهسازی به جای نوسازی می‌باشد، لذا با ترسیم منحنی عمر مفید باقی مانده این ساختمان‌ها می‌توان یک دسته بندی و اولویت بندی مناسب جهت بهسازی این ساختمان‌ها ایجاد کرد تا از مقاوم



شکل (۵): منحنی عمر مفید باقی مانده ی مدل ۴ طبقه



شکل (۶): منحنی عمر مفید باقی مانده ی مدل ۷ طبقه



شکل (۷): منحنی عمر مفید باقی مانده ی مدل ۱۰ طبقه

شایان ذکر است، روابط کاهندگی مورد استفاده در این تحقیق برای زلزله‌های حوزه دور کاربرد دارد و استفاده از آنها برای زلزله‌های حوزه نزدیک دقت قابل قبول ندارد. بنابر این نتایج حاصل از این روابط در فاصله‌های کمتر از ده کیلومتر قابل قبول نیست.

سازی ساختمان‌هایی که بهسازی آن‌ها توجیه اقتصادی ندارد جلوگیری به عمل آید.

#### ۷- مراجع

[13] Ghobarah, A., Abou-Elfath, H. and Biddah, A. (1999), "Response-Based Damage Assessment of Structures", arthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 28, No. 1, pp. 79-104.

[۱۴] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، (۱۳۸۷)، "طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی".

[۱۵] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰.

[۱۶] زارع، م. (۱۳۸۸)، "مبانی تحلیل خطر زمین لرزه"، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله.

[1] Federal Emergency Management Agency, FEMA356 (1997), Pre standard Commentary for the seismic Rehabilitation of Building, Building Seismic Safety Council.

[2] Applied Technology of Council, ATC40 (1997), Seismic Evaluation and Retrofit Concrete Buildings, California Seismic Safety Commission.

[۳] حبیبی، ع.ر.، محرمی، ح. و تسنیمی، ع.ع.، (۱۳۸۵)، "ارزیابی عملکرد لرزه ای قاب های خمشی بتن مسلح با استفاده از اندیس خسارت"، نشریه دانشکده فنی (ویژه مهندسی عمران)، جلد ۴۰، شماره ۵، صفحه ۷۰۱.

[4] Powell, H. and Allahabadi, R. (1998), "Seismic Damage Prediction by Deterministic Methods", Concepts and Procedures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 16.

[5] Sozen, M.A. (1981), "Review of Earthquake Response of Reinforced Concrete Building with a View to Drift Control", State-of-the-Art in Earthquake Engineering, Istanbul (Turkey): Turkish National Committee on Earthquake Engineering.

[6] Ghobarah, A., Abou-Elfath, H. and Biddah, A.. (1999), "Response Based Damage Assessment of Structures", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 28, No. 1, pp. 79-104.

[7] Chai, Y.H., Fajfar, P. and, Romstad, K.M. (1998), "Formulation of During Dependent Inelastic Seismic Design Spectrum", Journal of structure Engineering ASCE; Vol. 124, No. 8, pp. 913-921.

[8] Park, Y.J. and Ang, A. (1985), "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, pp. 722-739.

[9] Banon, H. and Veneziano, D. (1982), "Seismic Safety of Reinforced Concrete Members and Structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamic, Vol. 10, No. 2, pp. 179-193.

[10] Falerio, S., Oller, S. and Barbat, A. (2008), "Plastic-Damage Seismic Model for Reinforced Concrete Frames", Computers and Structures, Vol. 86, No. 7, pp. 581-597.

[11] Zhang, X., Wong, K. and Wang, Y. (2007), "Performance Assessment of Moment Resisting during Earthquakes base on the Force Analogy Method", Engineering Structures, Vol. 29, No. 10, pp. 2792-2802.

[12] Otani, S. and Sozen, M.A. (1972), "Behavior of Multi-Storey Reinforced Concrete Frames during Earthquakes", Structural Research Series No. 392, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana.





# مقایسه عملکرد لرزه‌ای قاب‌های با مهاربندی کمانش تاب و قاب‌های مجهز به فیوز تسلیم شونده

غلامرضا قدرتی‌امیری<sup>۱</sup>، سجاد ویس‌مرادی<sup>۲</sup>، احسان درویشان<sup>۳</sup>  
(تاریخ دریافت: ۹۲/۰۵/۱۶، تاریخ پذیرش: ۹۳/۰۲/۰۱)

## چکیده

به دلیل عملکرد نامطلوب قاب‌های مهاربند همگرا در زلزله‌های شدید، تاکنون راهکارهای مختلفی برای بهبود این سیستم باربر جانبی ارائه شده است که می‌توان به استفاده از مهاربندهای کمانش تاب BRB به جای بادبندهای معمولی و همچنین اضافه کردن فیوز فولادی CSY به انتهای مهاربند، برای جذب انرژی وارد شده بر آن، اشاره کرد. از آن جا که فیوز CSY به تازگی معرفی گشته است بررسی عملکرد لرزه‌ای آن نیازمند تحقیقات بیشتری است. یکی از ابزارهای مهم جهت بررسی عملکرد لرزه‌ای یک سیستم، استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی برای ایجاد منحنی‌های شکنندگی سازه در سطوح عملکرد مختلف می‌باشد. هدف از این مقاله بررسی منحنی شکنندگی قاب‌های مجهز به مهاربند کمانش تاب و قاب‌های دارای فیوز CSY است. برای این کار تعداد ۱۰ قاب با تعداد طبقات مختلف با مهاربند کمانش تاب و سیستم مهاربندی با فیوز با پیکربندی شورون معکوس مدل شده و پس از انجام تحلیل بارافزون و همین‌طور تحلیل دینامیکی افزایشی، ضرایب شکل پذیری و مقاومت افزون و هم‌چنین منحنی شکنندگی در دو سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه و فروریزش سازه ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد که شکل‌پذیری قاب‌های کمانش تاب اندکی بیشتر از قاب‌های CSY بوده ولی اضافه مقاومت کمتری نسبت به آن دارد. هم‌چنین استفاده از فیوز موجب بهبود عملکرد سازه در سطح خدمت‌رسانی بی‌وقفه شده و از ایجاد طبقه نرم در سازه جلوگیری می‌کند.

## کلمات کلیدی

مهاربند کمانش تاب، فیوز سازه‌ای، تحلیل دینامیکی افزایشی، منحنی شکنندگی، اضافه مقاومت، خدمت‌رسانی بی‌وقفه

## Comparison of Seismic Performance of BRB Frames and Yielding Brace Systems

Gh. Ghodrati Amiri<sup>1</sup>, S. Veysmoradi, E. Darvishan

### ABSTRACT

Concentrically braced frames are among economical lateral resisting systems. However, due to brace buckling in severe earthquakes, these systems present a poor ductility and do not show appropriate seismic performance. One approach is to use buckling restrained Braces instead of ordinary braces to preclude buckling in compressive load. These braces consist of a ductile steel core, confined by a steel sleeve or a combined of steel sleeve and concrete filler, that tolerates the entire axial load of the brace and provides flexural, and buckling resistance. Another approach that is introduced recently is to add a Cast Steel Yielding Connector to the end of the braces. In addition to replaceability, this connector can absorb almost all the seismic energy and prevent compressive buckling that ensures tensile yielding in braces. Therefore, the yielding bracing system presents a stable hysteresis behavior. Although these braces are successfully fabricated and investigated experimentally, their seismic performance requires further research. This research investigates seismic performance of BRB frames and Yielding brace systems. For this reason, two groups of BRB and YBS frames are designed including 3, 5, 7, 10 and 12 story frames with chevron bracing configuration. Static nonlinear (pushover) and incremental dynamic analyses are carried out. Nonlinear program "OpenSEES" is employed for analyses. Finally ductility and overstrength factor of frames are obtained. Also, seismic fragility curves of frames in immediate occupancy and global instability limit states are calculated and compared. According to the analysis results, BRB frames present higher ductility factor while YBS frames show larger values of overstrength factor. Also, yielding brace system promotes the seismic performance of the buildings in immediate occupancy (IO) limit state. Utilization of these frames also can prevent developing soft story effect in short to medium buildings.

### KEYWORDS

Buckling restrained braces, Structural fuses, IDA analysis, Fragility curves, Overstrength, Immediate occupancy

۱- استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، Ghodrati@iust.ac.ir (نویسنده مسئول)

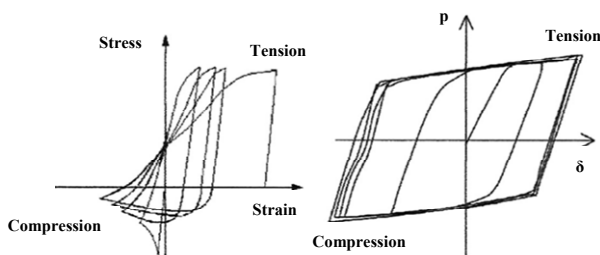
۲- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، Veysmoradi@civileng.iust.ac.ir

۳- دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، darvishan@iust.ac.ir



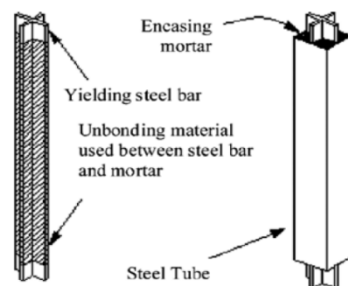


از آنجا که اکثر مشکلات قاب‌های مهاربند همگرا ناشی از کمانش بادبند، تفاوت بین ظرفیت فشاری و کششی و همچنین تنزل ظرفیت مهاربند تحت بارهای سیکلی است، تحقیقات زیادی از سوی محققین برای ساخت مهاربند با رفتار ایده‌آل الاستوپلاستیک در کشش و فشار صورت گرفته است [۱]. در واقع مهاربند در کشش رفتار مناسبی داشته و اگر بتوان با محصور ساختن بادبند از کمانش آن جلوگیری کرد، ظرفیت فشاری بادبند نیز افزایش پیدا می‌کند و یک رفتار هیستریزیس کاملاً متقارن به بادبند اعطاء می‌گردد (شکل (۱)).



شکل (۱): مقایسه رفتار هیستریزیس بادبند معمولی و BRB [۱]

برای جلوگیری از کمانش بادبند آن را به کمک یک پوسته‌ی فلزی محصور کرده و درون این پوسته را به کمک بتن پر می‌کنند و برای جلوگیری از انتقال تنش برشی از هسته‌ی فلزی بادبند به بتن و پوسته می‌بایست یک فضای خالی به اندازه  $0/7$  تا  $3/5$  mm بین ملات و هسته ایجاد کرد و سطح هسته‌ی بادبند را نیز به مواد جداکننده‌ی نظیر روغن سیلیکون آغشته نمود (شکل (۲)).

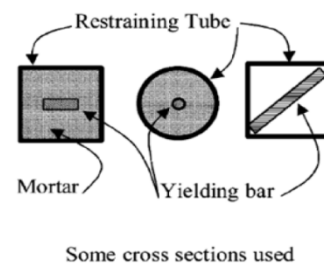


شکل (۲): برخی از جزئیات مورد استفاده در BRB [۲]

ضعفی نیز می‌باشند که در زیر به تعدادی از آنها اشاره می‌شود ([۴ و ۹]):

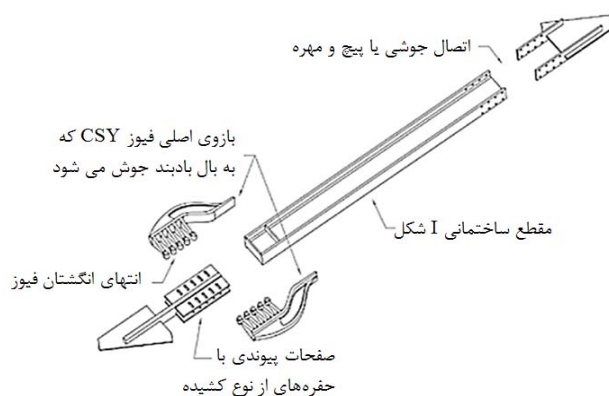
عملکرد مطلوب سازه‌های طراحی شده در برابر نیروهای وارده در طول عمر مفید آن از اهداف طراحی سازه‌ها می‌باشد. قاب‌های مهاربندی همگرا علیرغم ویژگی‌های مطلوبی نظیر دقت در طراحی و راحتی در اجرا، به دلیل کمانش بادبند تحت بارهای فشاری حاصل از زلزله‌های شدید، عملکرد مطلوبی از خود نشان نمی‌دهند. تا به حال راهکارهای متفاوتی برای بهبود عملکرد این سیستم ارائه شده است که دو راهکار مهم آن عبارت‌اند از: استفاده از مهاربند کمانش‌تاب (BRB) به جای مهاربند معمولی و اضافه کردن فیوز فولادی تسلیم شونده (CSY) به انتهای بادبند معمولی برای جذب انرژی وارده به بادبند و جلوگیری از کمانش آن.

دو سیستم مهاربندی ذکر شده دارای تفاوت‌ها و شباهت‌هایی می‌باشند. از آنجا که سیستم مهاربندی با فیوز CSY به تازگی ابداع و معرفی گشته است، بررسی عملکرد لرزه‌ای آن نیازمند تحقیقات بیشتری است. برای این کار می‌توان به کمک نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی IDA منحنی‌های شکنندگی سازه در سطوح مختلف را به دست آورد. در اینجا به بررسی منحنی شکنندگی دو نوع سیستم مهاربندی مذکور در دو سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی وقفه و فروریزش سازه پرداخته شده و نتایج بررسی و مقایسه می‌گردند.

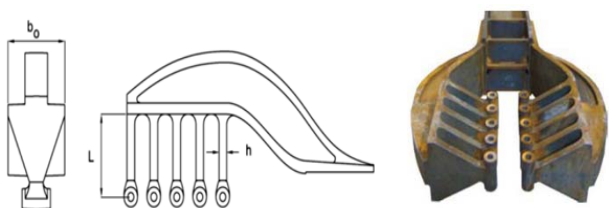


با آن که سیستم‌های مهاربندی BRB بسیاری از مشکلات قاب‌های مهاربند همگرا را بهبود بخشیده اند، دارای نقاط

زلزله تنها بازدید و بررسی فیوزها کفایت می‌کند و در وقت و هزینه بازرسی از سازه‌ها صرفه‌جویی می‌گردد. محققین به تازگی نوعی فیوز فولادی را ابداع کرده‌اند که می‌تواند در قاب‌های مهاربندی همگرا به کار رود. این فیوز را به اصطلاح فیوز فولادی جاری شونده (CSY) و قاب‌های مهاربندی مجهز به این فیوز را قاب YBS می‌گویند. این فیوز که به انتهای بادبند متصل می‌گردد، به نوعی طراحی گردیده تا بتواند یک پاسخ پایدار غیرالاستیک از طریق خمش یک سری انگشت را فراهم آورد و با این کار تمامی اثرات ناشی از کماتش فشاری بادبند و تسلیم کششی آن را از بین ببرد. شکل (۳) اجزای مختلف سیستم فیوز و بادبند را نشان می‌دهد. انگشتان تسلیم شونده فیوز به وسیله پیچ و مهره به دو صفحه‌ی پیوندی متصل شده‌اند. به طور کلی فیوز از یک سری انگشت متصل به بازوی الاستیک با سطح مقطع T شکل که در دو طرف به صورت متقارن هستند تشکیل شده است (شکل (۴)).



شکل (۳): اجزای تشکیل دهنده‌ی بادبند و فیوز [۴]



شکل (۴): فیوز CSY و پارامترهای آن [۴ و ۵]

به دلیل وجود پوسته فلزی اطراف هسته مهاربند، امکان بازبینی و مشاهده آن وجود نداشته و لذا شناسایی خرابی در این مهاربندها مشکل است. ضمن آن که بیشینه مقاومت فشاری مهاربند اندکی بیشتر از بیشینه مقاومت کششی آن بوده (در حدود ۱۰٪) و لذا در صورت استفاده از مهاربند به صورت شورون، یک نیروی نامتعادل در هنگام زلزله در تیر تشکیل می‌گردد. هرچند که این نیروی نامتعادل در مقایسه با نیروی نامتعادل در قاب‌های مهاربند معمولی کاهش فراوانی پیدا کرده است. همچنین یک موضوع مهم در بادبندهای BRB وابستگی مقاومت نهایی بادبند به سختی آن است. از آنجا که در یک دهانه‌ی بادبندی، تنها پارامتر قابل تغییر توسط مهندس طراح، سطح مقطع بادبند BRB می‌باشد و در ساختمان‌های با تعداد طبقات زیاد، رعایت ضوابط آیین‌نامه مبنی بر کنترل جابه‌جایی نسبی بین طبقات، اهمیت می‌یابد، به ناچار نیاز است که در این قاب‌ها از بادبندهای BRB با سطح مقطع زیاد برای تامین سختی مورد نیاز استفاده گردد. در حالی که مقاومت سیستم در این حالت بیش از حد نیاز خواهد بود و لذا طراحی سیستم، غیراقتصادی تلقی خواهد گشت.

### ۳- سیستم مهاربندی با فیوز CSY

بازبینی و تعمیر سازه پس از وقوع زلزله های شدید، یکی از مهم ترین مباحث پیشروی مهندسین عمران می باشد و در جهت تسهیل و تسریع این فرآیند، رویکرد مبتنی بر متمرکز ساختن خسارت‌های سازه‌ای در یک المان یا یک دسته المان می‌تواند پاسخ مناسبی باشد. بدین صورت که المان مذکور بتواند در حین زلزله بخش اعظم یا تمامی انرژی ورودی به سازه را در خود متمرکز کند و دیگر اعضای سازه‌ای را از آسیب مصون دارد، ضمن این به راحتی قابل تعویض باشد. چنین عضوی در نقش یک فیوز عمل می‌کند که وظیفه‌ی آن جلوگیری از آسیب رسیدن به سایر المان‌های سازه است.

فلسفه‌ی اصلی طراحی فیوز بدین صورت است که زودتر از اجزای سازه‌ای وارد مرحله‌ی پلاستیک شود، درحالی‌که سایر اجزاء همچنان الاستیک باقی می‌مانند [۳]. لذا پس از

سختی الاستیک و هم چنین نیروی محوری که موجب جاری شدن انگشتان فیوز می‌گردد از روابط زیر حاصل می‌گردد [۵]:

$$K = \frac{nb_0 E h^3}{6L^3} \quad (1)$$

$$P_p = \frac{nb_0 h^2 F_y}{4L} \quad (2)$$

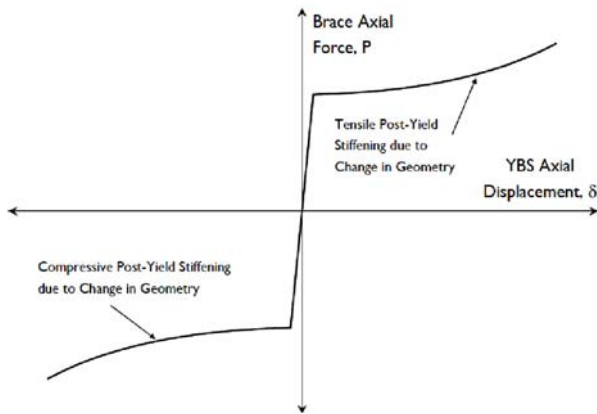
در روابط فوق،  $n$  تعداد انگشتان فیوز،  $F_y$  و  $E$  به ترتیب تنش تسلیم مشخصه فولادی و مدول یانگ فولاد آن،  $L$  طول و  $b_0$  عرض انگشت و  $h$  ضخامت آن است. به دلیل اتصال سری فیوز به انتهای مهاربند، سختی نهایی هر دو المان با یکدیگر از جمع سری سختی فیوز و سختی بادبند حاصل می‌گردد.

برای پیشینه کردن میزان شکل پذیری، انگشتان فیوز مشابه با میراگر فلزی TADAS [۶] طراحی شده و انتهای آن‌ها به وسیله پیچ و مهره به صفحات پیوندی متصل شده و پیچ‌ها نیروی برشی در انتهای انگشتان را به این دو صفحه منتقل می‌کنند. اگر حفرة موجود بر روی این دو صفحه از نوع دایره‌ای باشد، در اثر خمش زیاد ناشی از انگشتان، یک نیروی زنجیروار مرتبه دوم از طرف انگشتان در صفحات پیوندی ایجاد می‌شود. برای جلوگیری از این کار، حفرة‌های موجود بر روی صفحات پیوندی، از نوع کشیده ۱ انتخاب می‌شود که این کار اجازه تغییر شکل زیاد در انگشتان را خواهد داد و لذا انتهای انگشتان در اثر خمش زیاد می‌تواند در جهت عمود بر راستای بادبند، در شکاف ایجاد شده حرکت کند و از ایجاد نیروی مرتبه دوم محوری در خود انگشتان جلوگیری شود. با این حال هنگامی که انگشتان به مقدار خیلی زیاد خم شوند، سختی محوری آنان نیز به سختی کل سیستم اضافه شده و این رفتار به فیوز این امکان را می‌دهد که حتی پس از تسلیم نیز بتواند یک رفتار سخت شونده ۱ از خود نشان دهد. اگر  $P$  برابر با نیروی ایجاد شده در انگشت در راستای اصلی فیوز بوده  $P_p$  نیروی برشی عمود بر راستای اصلی انگشتان فیوز باشد (این راستا عمود بر راستای اصلی فیوز می‌باشد) در هنگام خمش زیاد انگشتان می‌توان مؤلفه‌ی

عمود بر انحنای انگشت را به ازای هر مقدار دلخواه جابه‌جایی بادبند ( $\delta$ ) با بار محوری آن بر طبق رابطه‌ی (۳) به یکدیگر مرتبط نمود [۷]:

$$P = \frac{P_p}{\cos\left(\frac{2\delta}{L}\right)} \quad (3)$$

به کمک رابطه‌ی فوق می‌توان نمودار بار-جابه‌جایی را برای فیوز ترسیم نمود (شکل (۵)). همان‌طور که از نمودار مشاهده می‌شود، فیوز پس از تسلیم نیز در مقادیر بالای شکل پذیری، یک رفتار سخت شونده از خود نشان می‌دهد.



شکل (۵): نمودار بار-جابه‌جایی برای فیوز [۴]

با توجه به ثابت بودن انحناء در انگشتان تحت خمش، می‌توان به کمک قضیه دوم لنگر سطح، به ازای یک مقدار جابه‌جایی ( $\delta$ ) مشخص، کرنش درون انگشتان را محاسبه کرد، لذا با فرض کرنش ماکزیمم تار خمشی برابر با  $\epsilon_b$  در انگشت داریم [۴]:

$$\delta = \Phi(L)\left(\frac{L}{2}\right) = \left(\frac{\epsilon_b}{h/2}\right)\left(\frac{L^2}{2}\right) = \frac{\epsilon_b L^2}{h} \Rightarrow \frac{\epsilon_b}{\delta} = \frac{h}{L^2} \quad (4)$$

لذا میزان جابه‌جایی انتهای انگشت با  $h$  و  $L^2$  در ارتباط است. هم‌چنین، می‌توان نشان داد که [۴]:

$$K_{fise} = \frac{P_p E}{1.5 F_y} \left(\frac{\epsilon_b}{\delta}\right) = \frac{P_p E}{1.5 F_y} \left(\frac{h}{L^2}\right) \quad (5)$$

#### ۴- پارامترهای ضریب رفتار سازه

در اکثر آیین‌نامه‌های طراحی، روشی ساده و مناسب تحت عنوان روش استاتیکی معادل، جهت دستیابی به پاسخ



حداکثر جابه جایی سازه قبل از خرابی نیز  $\Delta_{max}$  می‌باشد. نسبت بیشینه برش پایه در صورت فرض رفتار خطی ( $V_e$ ) به بیشینه برش پایه در حالت رفتار الاستوپلاستیک دوخطی ( $V_y$ ) را ضریب کاهش نیرو یا ضریب شکل‌پذیری می‌نامند و برابر است با:

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} \quad (6)$$

همچنین ضریب اضافه مقاومت نیز به صورت نسبت بیشینه برش پایه در رفتار دوخطی به برش پایه‌ی اولین جاری شدن در سازه ( $V_s$ ) تعریف می‌گردد:

$$R_{so} = \frac{V_y}{V_s} \quad (7)$$

رابطه‌ی (۷) برای محاسبه‌ی اضافه مقاومت بر اساس خواص اسمی مصالح ارائه شده است. با فرض این که این ضریب با  $R_{so}$  نشان داده شود، ضریب اضافه مقاومت واقعی مصالح  $R_s$  که برای محاسبه‌ی ضریب رفتار کلی  $R$  به کار می‌رود، از ضرب  $R_{so}$  در  $1/1.55$  حاصل می‌شود [۲ و ۹].

برای آنالیز بارافزون فرضیات زیر در نظر گرفته شده است:

- ۱- تعیین تغییر مکان هدف که عبارت از تغییر مکان مورد انتظار گره کنترل سازه (معمولاً مرکز جرم بام) تحت زلزله سطح طراحی می‌باشد. در این جا جهت تعیین تغییر مکان جانبی لازم برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، مشابه با مرجع [۹] از مفهوم تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران استفاده می‌گردد.
- ۲- تعیین الگوی بار جانبی: در این جا از توزیع بار مثلثی وارونه مطابق با آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ استفاده می‌گردد.

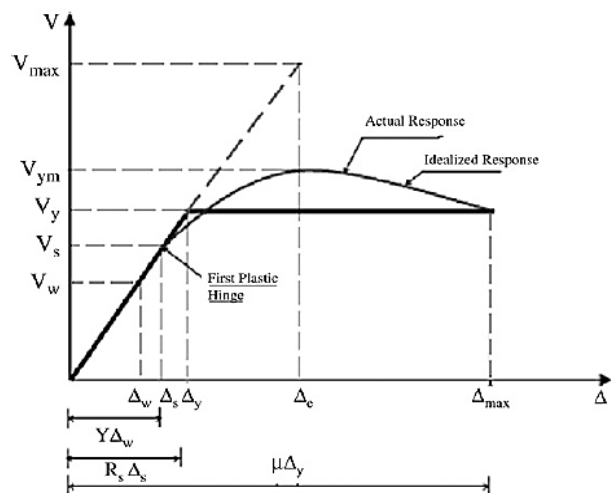
#### ۵- تحلیل دینامیکی افزایشی IDA

تحلیل دینامیکی افزایشی یک روش دینامیکی غیرخطی است که به کمک آن می‌توان مقدار خسارت وارده را برحسب شدت تحریک زلزله‌ی وارده از حالت الاستیک خطی تا مرحله‌ی فروریزش سازه مشخص ساخت. برای انجام آنالیز IDA، در ابتدا یک پارامتر شدت لرزه‌ای ۲

معقولی از رفتار غیرخطی سازه ارائه شده است. در این روش نیروی لرزه‌ای طراحی خطی ساختمان را به وسیله‌ی ضریب رفتار  $R$  به نیروی طراحی مبدل می‌سازند و از ظرفیت غیرخطی سازه برای تحمل این نیرو بهره می‌گیرند. در آیین‌نامه‌ها ضریب رفتار، عددی ثابت برای هر سیستم سازه‌ای است. با این که عوامل گوناگونی در تعیین ضریب رفتار یک سازه نقش دارند، دو عامل شکل‌پذیری و مقاومت افزون از بقیه‌ی عوامل مهم‌تر می‌باشند و می‌توانند به عنوان دو پارامتر مهم برای مقایسه سیستم‌های سازه‌ای نیز به کار روند. روش‌های مختلفی برای محاسبه‌ی پارامترهای ضریب رفتار وجود دارد که در این جا از روش یوانگ [۸] استفاده می‌گردد.

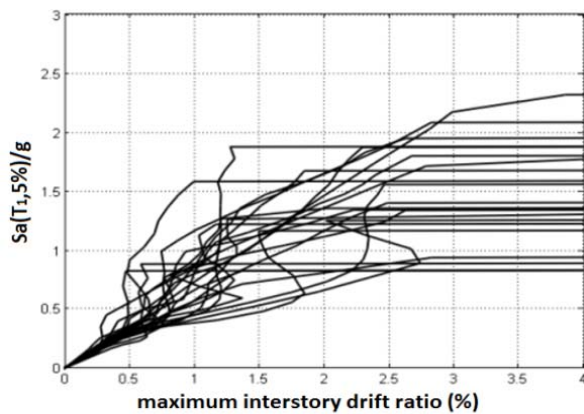
شکل (۸) نشان‌دهنده‌ی نمودار بارافزون (Pushover) یک سازه است. به طور معمول منحنی رفتار غیرخطی واقعی سازه تحت آنالیز بارافزون توسط یک رفتار الاستوپلاستیک دوخطی تقریب زده می‌شود.

در این شکل نیروی حد جاری شدن سازه با  $V_y$  و تغییر مکان حد جاری شدن با  $\Delta_y$  نشان داده شده است. در صورت فرض رفتار خطی سازه در هنگام زلزله، بیشینه برش پایه در سازه برابر با  $V_e$  (و یا  $V_{max}$ ) خواهد بود. این نیرو به دلیل رفتار غیرخطی سازه به نیروی  $V_y$  کاهش می‌یابد.



شکل (۶): نمودار بارافزون سازه [۹]





شکل (۸): طیف رکوردهای زلزله مورد استفاده در تحلیل IDA

برای دستیابی به یک حالت کلی از رفتار سازه، کاهش پراکندگی داده‌ها و مقایسه‌ی بهتر منحنی‌ها می‌توان منحنی‌های IDA را به کمک روش‌های آماری به منحنی میانه IDA خلاصه نمود که ابزار مناسبی برای مقایسه منحنی‌های IDA می‌باشد [۱۰].

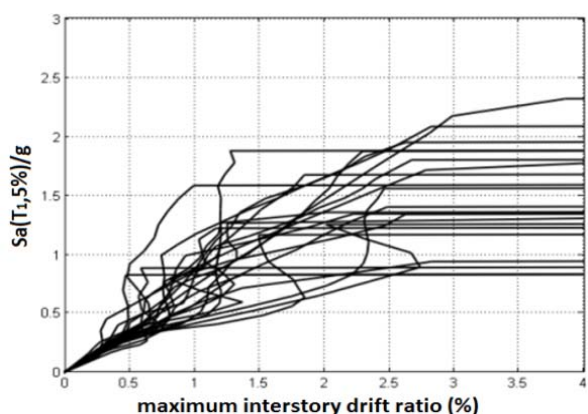
#### ۶- منحنی‌های شکنندگی

به منظور بیان کمی آسیب‌پذیری اجزای مختلف سازه‌ای و یا غیرسازه‌ای برحسب میزان پارامترهای شدت لرزه‌ای زلزله می‌توان احتمال وقوع یا فراگذشت از یک میزان خسارت خاص را برحسب یک پارامتر معرف شدت زلزله، نظیر  $Sa(T1)$  بیان نمود. تکرار این عملیات برای مقادیر مختلف  $Sa(T1)$  منجر به تولید منحنی شکنندگی می‌شود. در این منحنی‌ها، محور افقی بیانگر پارامتر شدت لرزه‌ای موردنظر بوده و محور قائم بیانگر احتمال فراگذشت خسارت لرزه‌ای از سطح عملکردی مورد نظر است. سطوح عملکردی مختلفی برای یک سازه تعریف شده که دو مورد مهم از آنها سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه (IO) و سطح فروریزش (GI) سازه می‌باشد.

برای رسم منحنی شکنندگی سطح عملکرد IO کافی است که میزان شتاب طیفی مود اول مجموعه نقاطی از منحنی IDA که در آنها  $IDR_{max}$  از مقدار  $0.05\%$  تجاوز می‌کند، فراخوانده و یک منحنی توزیع تجمعی نرمال بر روی این نقاط برازش دهیم. این ملاک از دستورالعمل FEMA-356 [۱۲] برای قاب‌های مهاربندی فولادی گرفته شده است. چون که در سطح عملکرد IO سختی و مقاومت سازه تغییر

(به طور مثال شتاب طیفی مود اول با فرض میرایی  $0.5\%$ ،  $(Sa(T1; 0.5))$ ، از یک مقدار بسیار کوچک جهت بروز رفتار الاستیک در مدل سازه‌ای تحت تحلیل دینامیکی، تا سطح مشخصی از شدت لرزه‌ای برای دستیابی به حد خرابی مورد نظر، با یک الگوریتم مناسب مقیاس می‌گردد و هر بار این ضریب مقیاس ۳ به رکورد زلزله اعمال گردیده و سازه تحت اثر آن رکورد، آنالیز تاریخچه زمانی می‌شود. در پایان هر آنالیز، مقدار شدت خرابی ۴ (در اینجا بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقات یا  $IDR_{max}$ ) متناظر با سطحی از شدت لرزه‌ای که آنالیز در آن صورت گرفته است، ثبت می‌گردد و در نهایت یک منحنی پاسخ در برابر شدت که از آن به منحنی تک رکوردهی IDA یاد می‌کنند، به دست می‌آید [۱۰]. برای لحاظ کردن عدم قطعیت موجود در محتوای فرکانسی و شکل طیفی زلزله‌ها، می‌بایست تعداد مناسبی از رکوردهای زلزله را مورد استفاده قرار داد که انجام همین روال برای چندین رکورد زلزله به دسته منحنی IDA منجر می‌گردد (شکل (۷)).

در این تحقیق از مجموعه رکوردهای زلزله توصیه شده توسط FEMA-p695 [۱۱] (مشخصات رکوردها در جدول A-4C دستورالعمل موجود است) استفاده می‌شود که شامل ۲۲ رکورد زلزله‌ی مهم در سطح جهان می‌باشد. شکل (۸) نشانگر طیف حاصل از این ۲۲ رکورد به همراه میانگین آنها (خط چین) و طیف طراحی می‌باشد.

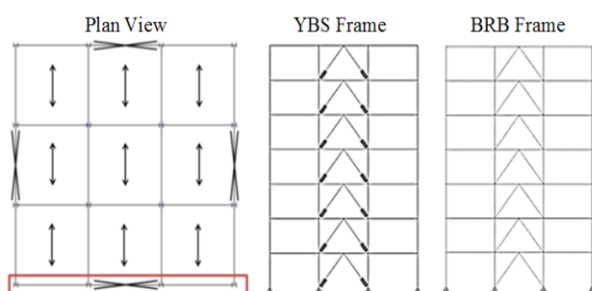


شکل (۷): منحنی IDA قاب ۷ طبقه YBS

برابر با ۵۵۰ و بار زنده‌ی طبقات و بام به ترتیب ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع است. محل قرارگیری سازه‌های مورد بررسی در تهران فرض شده و خاک محل احداث پروژه از نوع II فرض می‌گردد. هم‌چنین ضریب رفتار اولیه برای طراحی سازه‌ها با توجه به AISC-2010 [۱۷]، معادل  $R=7$  در روش LFRD فرض شده است. طراحی تیر و ستون قاب‌ها بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲ [۱۸] صورت گرفته و ضوابط لرزه‌ای نیز توسط AISC-2010 صورت گرفته است. برای محاسبه زمان تناوب اولیه برای طراحی ساختمان می‌توان از رابطه‌ی زیر استفاده کرد [۱۹]:

$$T = 0.073H^{0.75} \quad (۸)$$

از آن جا که هدف این تحقیق مقایسه‌ی عملکرد دو نوع سیستم مهاربندی BRB و YBS است، از همان مقاطع تیر و ستون طراحی شده برای سازه‌های بادبندی BRB برای قاب YBS و از مجموعه‌ی فیوز و بادبند معادل به جای بادبند BRB استفاده شده است (شکل ۹). لذا فرض شده که سختی الاستیک و نیروی تسلیم بادبند BRB با سختی و نیروی تسلیم مجموعه‌ی فیوز و مهاربند یکسان است. هم‌چنین برای عملکرد صحیح فیوز، فرض شد که ضخامت انگشتان از ۵ cm بیشتر نشود [۴].



شکل (۹): سازه‌های طراحی شده و پلان آن‌ها

به دلیل محدود بودن قابلیت‌های غیرخطی ETABS برای مدل‌سازی دوبعدی قاب‌ها از نرم‌افزار OpenSEES [۲۰] نسخه‌ی ۲.۴.۰ استفاده شده است. برای مدل کردن فولاد در المان‌های سازه‌ای از مصالح ۱ Steel02 استفاده شده و برای مدل‌سازی المان‌های تیر و ستون، از المان تیر-ستون غیر خطی بر پایه‌ی نیرو ۲ و سطح مقطع رشته‌ای ۳ استفاده

چندانی پیدا نمی‌کند و خسارات بیشتر متوجه اجزای غیر سازه‌ای است و هم‌چنین به دلیل مشابه بودن رفتار خطی قاب‌های BRB و YBS با قاب‌های مهاربند معمولی، می‌توان از همین معیار برای قاب‌های مورد مطالعه در این نوشتار استفاده کرد، ولی چون در سایر سطوح عملکردی نظیر LS و CP سازه وارد ناحیه غیرخطی می‌شود و به دلیل تفاوت فاحش رفتار غیرخطی قاب‌های مهاربند معمولی با قاب‌های BRB و YBS، نمی‌توان از این معیارها برای قاب‌های مذکور استفاده کرد و چون ملاک دیگری برای سایر سطوح عملکردی این دو سیستم در مراجع معتبر یافت نمی‌شود، از بررسی این دو سطح عملکرد در سیستم‌های BRB و YBS صرف‌نظر می‌گردد.

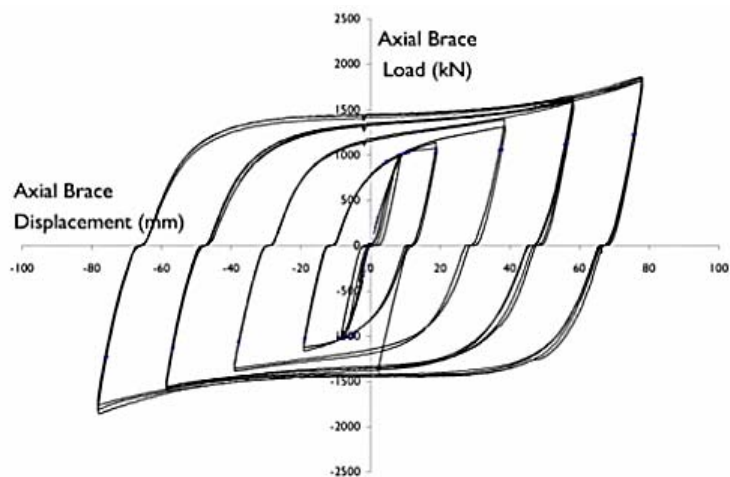
برای رسم منحنی شکنندگی فروریزش سازه می‌بایست میزان شتاب طیفی مود اول که موجب فروریزش قاب می‌گردند، بر روی منحنی‌ها ثبت گردد و یک منحنی توزیع تجمعی نرمال بر روی این نقاط برازش دهیم. این روش برای رسم منحنی فروریزش قاب به رویکرد مبتنی بر شدت لرزه‌ای ۱ ([۱۳] و [۱۴]) موسوم است.

## ۷- طراحی سازه و مدل‌سازی در OpenSEES

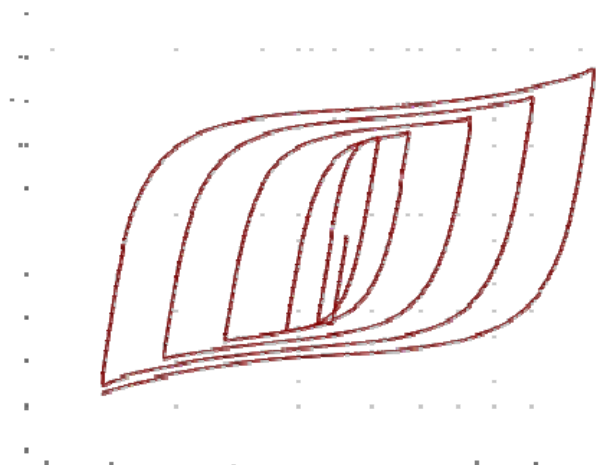
در این مقاله برای مقایسه‌ی عملکرد سیستم‌های مهاربندی BRB و YBS به کمک نرم افزار ETABS [۱۵] نسخه‌ی ۹.۶.۰ اقدام به طراحی پنج سازه سه دهانه با تعداد طبقات ۳، ۵، ۷، ۱۰ و ۱۲ با مهاربند شورون معکوس از نوع BRB در دهانه‌ی میانی شده است. برای سازه‌های فوق یک پلان مربعی با ابعاد ۱۵ متر در نظر گرفته شده و کلیه‌ی اتصالات قاب‌ها به صورت مفصلی در نظر گرفته شده است. ارتفاع طبقات نیز برابر ۳/۲ متر می‌باشد. در ادامه قاب‌های دو بعدی مشخص شده در پلان (شکل ۸)) جهت انجام آنالیز غیرخطی، از مدل سه بعدی استخراج می‌گردد. از آن جا که اتصال تیر به ستون از نوع مفصلی است و قاب‌های سه بعدی، در ارتفاع و پلان منظم هستند، رفتار ساختمان سه بعدی با قاب دوبعدی تفاوت چندانی نخواهد داشت. بارگذاری ثقلی بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران [۱۶] انجام گرفته و بار مرده‌ی طبقات و بام

شده است. هم‌چنین برای تامین شرایط بروز رفتار غیرخطی هندسی در ستون‌ها، در وسط طول هر یک از این اعضا، به مقدار طول ستون، خروج از مرکز اعمال می‌گردد. برای مدل‌سازی BRB، از المان خرابایی Corotational استفاده می‌گردد. فولاد مورد استفاده در هسته‌ی مهاربند، از نوع St-37 فرض شده و شیب منحنی فولاد پس از تسلیم مطابق با مرجع [۹] برابر ۲ درصد فرض شده است. برای مدل‌سازی فیوز از مصالح CastFuse استفاده شده و فولاد مورد استفاده در ساخت فیوز نیز از نوع St-37 می‌باشد. هم‌چنین فرض شده که فیوز به اندازه‌ی  $\frac{1}{5}$  طول دهانه‌ی مهاربندی باشد و  $\frac{4}{5}$  باقیمانده نیز

بازدند معمولی طراحی شده برای فیوز است و این دو المان به صورت سری به هم متصل شده و سختی الاستیک اولیه و نقطه‌ی تسلیم برابر با بادبند BRB را دارند. برای تنظیم نمودن پارامترهای مدل‌سازی می‌بایست مدل‌های ساخته شده توسط نتایج آزمایشگاهی صحت‌سنجی گردند. در سال ۲۰۱۰ گری و همکارانش آزمایش بارگذاری رفت و برگشتی بر روی یک فیوز CSY انجام دادند که مشخصات فیوز و نحوه‌ی اعمال بارگذاری سیکلی آن در مرجع [۵] موجود است. شکل (۱۰) نشان دهنده‌ی چرخه‌ی هیستریزیس حاصل از آزمایش و شکل (۱۱) نتیجه‌ی مدل‌سازی است.



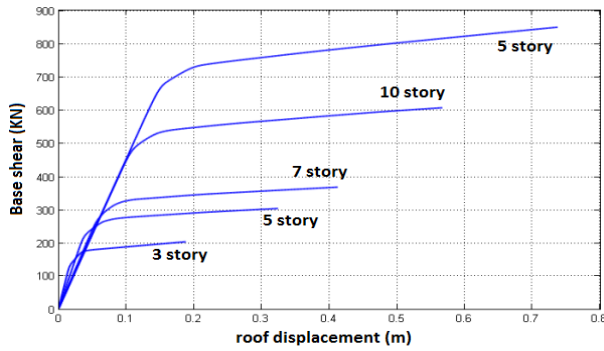
شکل (۱۰): چرخه هیستریزیس فیوز CSY [۵]



شکل (۱۱): رفتار فیوز مدل‌سازی شده در OpenSEES

## ۸- نتایج حاصل از تحلیل

در این قسمت منحنی‌های بارافزون، منحنی‌های IDA میانه و همچنین منحنی‌های شکنندگی هر دو نوع قاب ارائه می‌گردد. در ابتدا به بررسی ضریب شکل پذیری و ضریب مقاومت افزون دو نوع قاب پرداخته می‌شود، سپس تاثیر تعداد طبقات سازه بر روی منحنی‌های شکنندگی بررسی می‌شود و پس از آن به مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی قاب‌های با تعداد طبقات یکسان پرداخته می‌شود.



شکل (۱۳): نمودار بارافزون قاب‌های BRB

مشاهده می‌شود که افزایش ارتفاع سازه‌ها، موجب کاهش ضریب رفتار سازه می‌شود که علت این امر به دلیل کاهش ضریب شکل‌پذیری سازه‌ها ناشی از کاهش سختی و ملایم‌تر شدن شیب ناحیه‌ی الاستیک منحنی رفتاری سازه‌ها می‌باشد. همچنین شکل‌پذیری در سیستم مهاربندی BRB اندکی بیشتر از YBS است که به دلیل مشارکت کل طول

جدول (۱): ضریب شکل‌پذیری و اضافه مقاومت قاب BRB

طبقه	$V_y$	$V_e$	$V_s$	$R_s$	$R_\mu$
۳	۲۰۵/۹۴	۱۳۹۲/۳۵	۱۲۶/۸۷	۱/۸۷	۶/۷۶
۵	۳۱۲/۸۲	۱۸۷۱/۸۸	۲۱۷/۰۱	۱/۶۶	۵/۹۸
۷	۳۸۲/۵۵	۱۹۴۷/۰۰	۲۷۳/۶۳	۱/۶۱	۵/۰۹
۱۰	۶۳۳/۷۲	۲۵۸۱/۸۵	۴۷۴/۱۰	۱/۵۴	۴/۰۷
۱۲	۸۶۶/۲۷	۳۲۲۹/۳۱	۶۷۲/۳۷	۱/۴۹	۳/۷۳

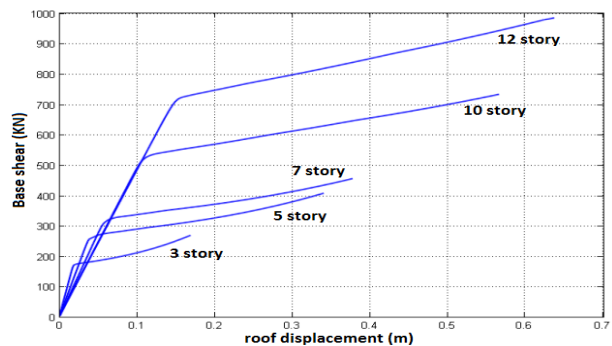
جدول (۱): ضریب شکل‌پذیری و اضافه مقاومت قاب YBS

طبقه	$V_y$	$V_e$	$V_s$	$R_s$	$R_\mu$
۳	۲۷۱/۱۵	۱۵۶۵/۸۶	۱۶۷/۶۸	۱/۸۷	۵/۷۷
۵	۴۱۶/۳۴	۲۱۸۷/۳۱	۲۴۸/۷۰	۱/۹۳	۵/۲۵
۷	۴۶۹/۱۷	۲۰۸۵/۳۷	۳۰۳/۷۳	۱/۷۸	۴/۴۴
۱۰	۷۵۲/۵۳	۲۸۰۹/۲۶	۵۰۷/۲۱	۱/۷۱	۳/۷۳
۱۲	۹۱۹/۴۲	۳۰۵۶/۸۶	۶۸۵/۱۱	۱/۵۵	۳/۳۲

مهاربند BRB در شکل‌پذیری سازه است. در حالی که شکل‌پذیری YBS تا حد زیادی به طول انگشتان فیوز بستگی دارد، به گونه‌ای که با افزایش طول انگشتان فیوز، شکل‌پذیری آن افزایش می‌یابد ولی باید در نظر داشت که

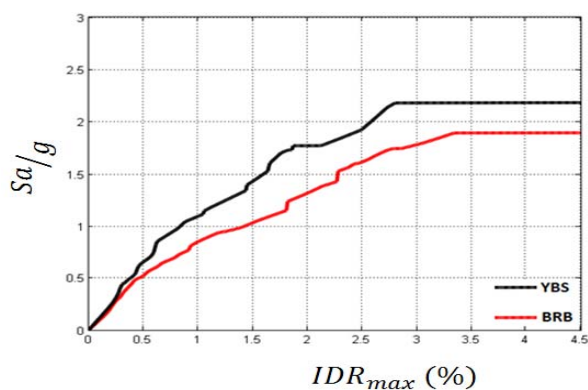
## ۸-۱- نتایج حاصل از تحلیل بارافزون

همان‌طور که گفته شد جهت مقایسه‌ی پارامترهای ضریب رفتار سازه در ابتدا آنالیز استاتیکی غیرخطی بر روی سازه انجام شده است. در شکل (۱۲) و (۱۳) منحنی‌های بارافزون قاب‌های بادبندی BRB و سیستم YBS آورده شده است. در منحنی‌های سیستم YBS به دلیل رفتار سخت‌شونده فیوز پس از تسلیم شاهد افزایش شیب منحنی پس از نقطه‌ی تسلیم هستیم و این افزایش سختی، خود را در منحنی قاب‌های با تعداد طبقات کم، بهتر نشان می‌دهد. در حالی که در نمودارهای بارافزون قاب‌های BRB شیب منحنی پس از تسلیم تقریباً ثابت است. به کمک منحنی‌های بارافزون سازه می‌توان مقادیر ضرایب شکل‌پذیری و اضافه مقاومت قاب‌ها را به دست آورد که در جدول (۱) و (۲) ارائه شده است.

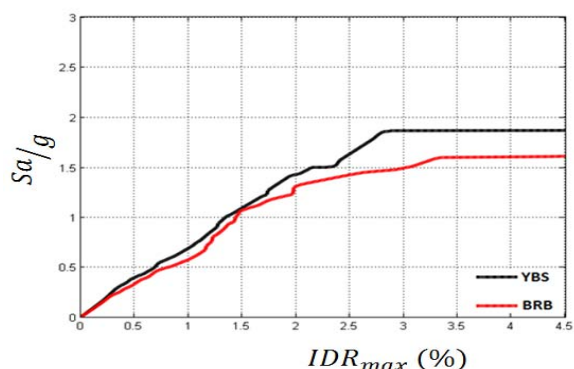


شکل (۱۲): نمودار بارافزون قاب‌های YBS

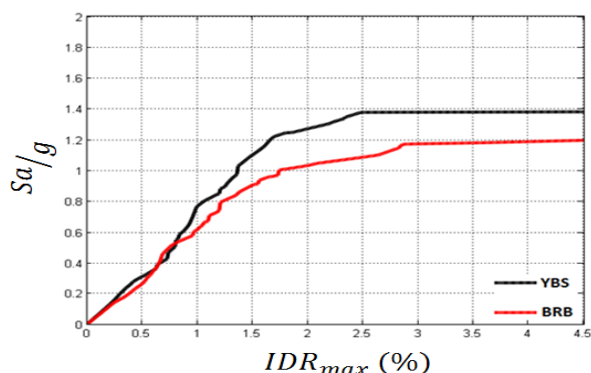




شکل (۱۴): منحنی IDA میانه قاب‌های ۳ طبقه YBS و BRB



شکل (۱۵): منحنی IDA میانه قاب‌های ۵ طبقه YBS و BRB

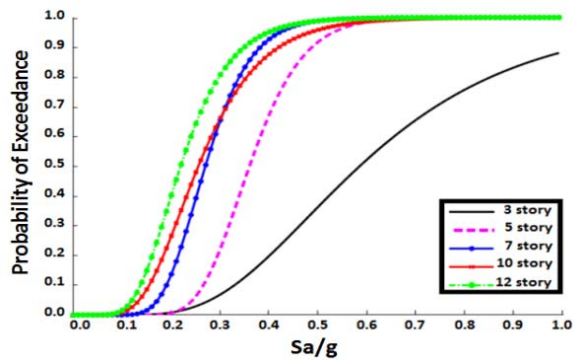


شکل (۱۶): منحنی IDA میانه قاب‌های ۷ طبقه YBS و BRB

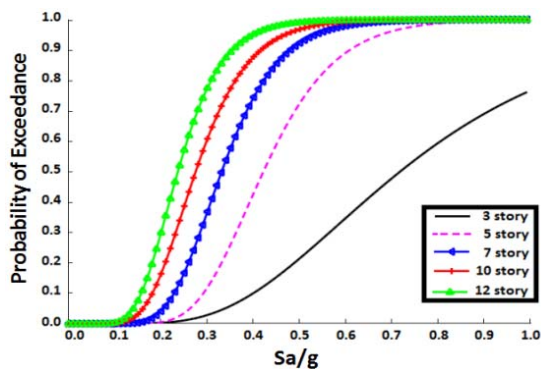
اولاً اجرای عملی فیوزهای با طول انگشت زیاد، در قاب‌ها امکان‌پذیر نخواهد بود، ثانیاً با توجه به نتیجه حاصل از رابطه‌ی (۴) در صورت ثابت نگاه داشتن  $P_p$  و سختی الاستیک فیوز می‌بایست ضخامت انگشتان با توان دوم همان نسبت افزایش یابد و این در حالی است که بایستی سعی نمود ضخامت از ۵ سانتیمتر بیشتر نشود [۲۱]. از طرف دیگر با مقایسه‌ی ضریب اضافه‌مقاومت در دو نوع قاب می‌توان دریافت که این پارامتر برای قاب‌های YBS بیشتر از قاب‌های BRB می‌باشد. علت این امر را می‌توان در رفتار بادبند BRB و YBS پس از تسلیم مشاهده کرد. سختی بادبند BRB پس از تسلیم ثابت است (معمولاً صفر تا دو درصد سختی اولیه). در حالی که در قاب‌های YBS، فیوزها پس از تسلیم هم می‌توانند از خود افزایش سختی بروز دهند.

#### ۸-۲- منحنی‌های IDA میانه

در این بخش در شکل‌های (۱۴) تا (۱۶) منحنی‌های IDA میانه‌ی YBS و BRB ارائه می‌گردد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، منحنی‌های IDA میانه در قسمت الاستیک خطی اولیه در هر دو نوع سیستم مهاربندی بر هم منطبق هستند که به دلیل فرضیات طراحی دو نوع سیستم است. هم‌چنین مشاهده می‌گردد که با افزایش تعداد طبقات، ظرفیت تحمل شتاب طیفی ( $S_a$ ) سازه‌ها کاهش می‌یابد که دلیل آن ناشی از کاهش شکل‌پذیری سازه‌ها با افزایش ارتفاع می‌باشد. با این حال در سازه‌های بلند، نیاز به تأمین ضابطه‌ی آیین نامه‌ها مبنی بر کنترل جابه‌جایی نسبی بین طبقات، اهمیت می‌یابد و برای تأمین شرایط این ضابطه، نیاز است که از مقاطع بزرگ‌تری استفاده شود. لذا ممکن است اندکی افزایش ظرفیت  $S_a$  در سازه‌های با تعداد طبقات زیاد نیز مشاهده شود.

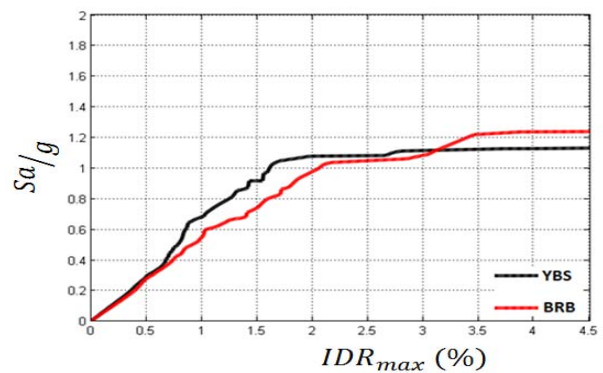


شکل (۱۹): منحنی شکنندگی سطح عملکرد IO قاب‌های BRB

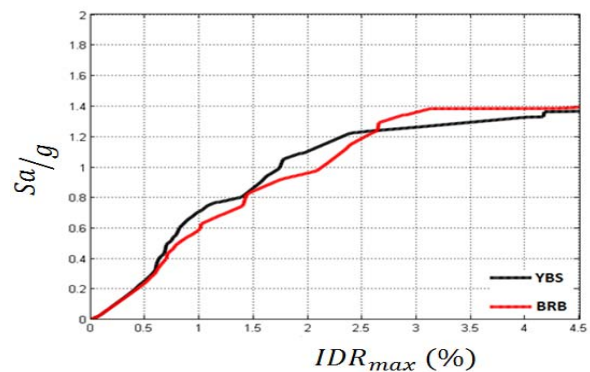


شکل (۲۰): منحنی شکنندگی سطح عملکرد IO قاب‌های YBS

در شکل (۲۱) و (۲۲) در مورد تاثیر تعداد طبقات بر منحنی شکنندگی فروریزش سازه نیز مشابه با حالت فوق، با افزایش تعداد طبقات، احتمال فروریزش قاب به ازای یک شتاب طیفی یکسان افزایش می‌یابد. با این حال مشاهده می‌شود که قاب ۱۲ طبقه در هر دو سیستم اندکی به سمت راست متمایل شده و منحنی شکنندگی آن بهبود یافته است که دلیل آن به علت انتخاب مقاطع بزرگ بادبند کمانش‌تاب برای تامین ضابطه‌ی آیین‌نامه مبنی بر کنترل جابه‌جایی نسبی بین طبقات می‌باشد. در ضمن به دلیل یکسان بودن سختی الاستیک و نقطه تسلیم مجموعه بادبند و فیوز با مهاربند BRB، چنین چیزی در مورد منحنی‌های شکنندگی قاب YBS نیز مشاهده می‌گردد.



شکل (۱۷): منحنی IDA میانه قاب‌های ۱۰ طبقه YBS و BRB



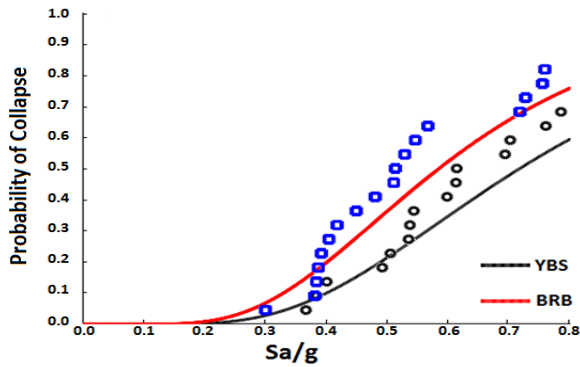
شکل (۱۸): منحنی IDA میانه قاب‌های ۱۸ طبقه YBS و BRB

همچنین مشاهده می‌شود که در قاب‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه، سازه‌های YBS تحت  $S_a$  بزرگ‌تری به فروریزش می‌رسند و ظرفیت تحمل بیشتری نسبت به قاب BRB دارند. در حالی که در قاب‌های ۱۰ و ۱۲ طبقه، ظرفیت  $S_a$  قاب‌های BRB بیشتر است.

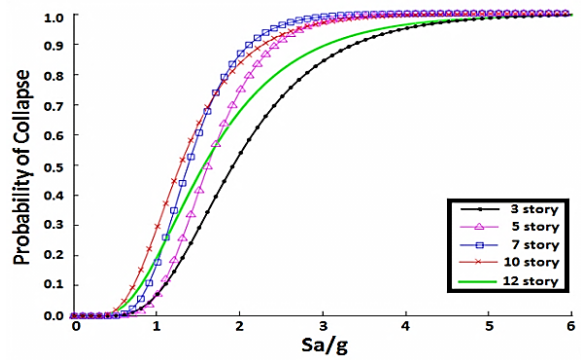
### ۸-۳- تاثیر ارتفاع بر منحنی‌های شکنندگی

در ابتدا منحنی‌های شکنندگی سطح عملکرد IO برای دو نوع قاب YBS و BRB در شکل (۱۹) و (۲۰) آورده می‌شود. همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش ارتفاع سازه، منحنی شکنندگی به سمت چپ متمایل شده و احتمال فراگذشت سازه از سطح عملکرد IO به ازای شتاب طیفی یکسان، در هر دو نوع قاب افزایش می‌یابد که امری طبیعی است.

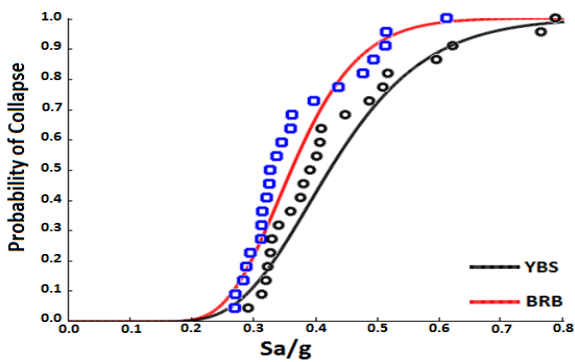




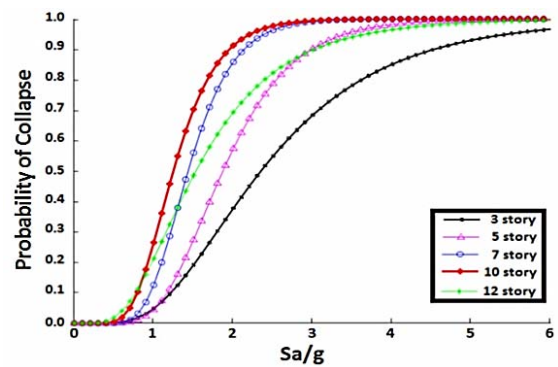
شکل (۲۳): منحنی شکنندگی IO برای قاب‌های ۳ طبقه



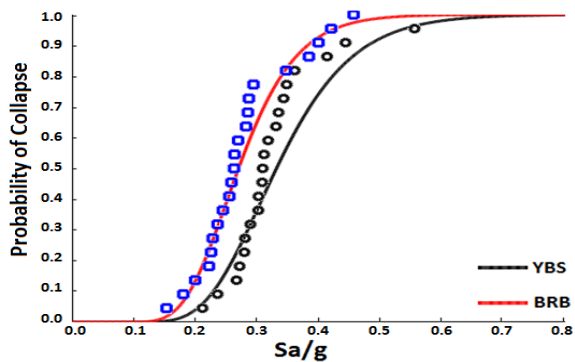
شکل (۲۱): منحنی شکنندگی فروریزش قاب‌های BRB



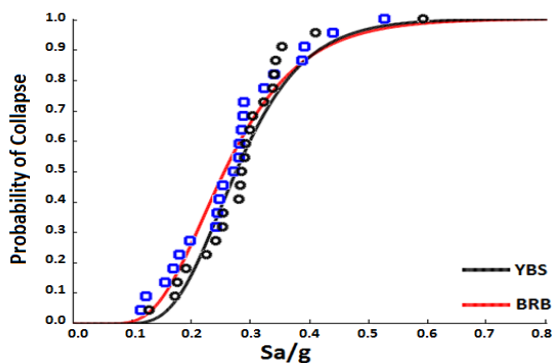
شکل (۲۴): منحنی شکنندگی IO برای قاب‌های ۵ طبقه



شکل (۲۲): منحنی شکنندگی فروریزش قاب‌های YBS



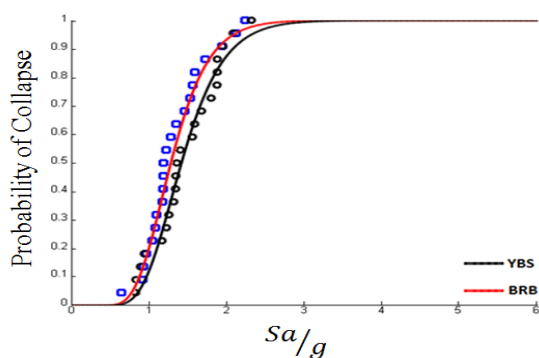
شکل (۲۵): منحنی شکنندگی IO برای قاب‌های ۷ طبقه



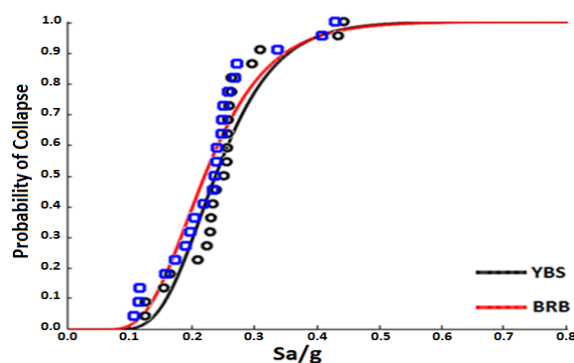
شکل (۲۶): منحنی شکنندگی IO برای قاب‌های ۱۰ طبقه

#### ۴-۸- مقایسه منحنی‌های شکنندگی سطح عملکرد IO قاب‌های YBS و BRB

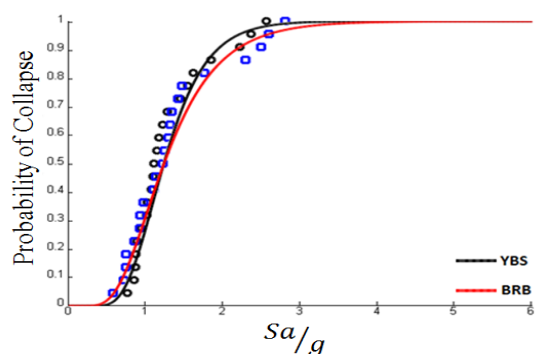
در ادامه برای مقایسه رفتار لرزه‌ای در سطح عملکرد IO منحنی‌های هر دو نوع قاب با تعداد طبقات یکسان در شکل‌های (۲۳) تا (۲۷) آورده شده است. در تمامی نمودارها، نقاط آبی و مشکی، به ترتیب داده‌های حاصل از تحلیل IDA برای قاب‌های BRB و YBS است که از برآزش منحنی توزیع تجمعی نرمال بر روی آن‌ها، توابع شکنندگی حاصل می‌گردد. چنان‌که مشاهده می‌شود در تمامی قاب‌ها استفاده از فیوز در مقایسه با مهاربند BRB موجب بهبود عملکرد قاب در سطح خدمت‌رسانی بی‌وقفه می‌گردد.



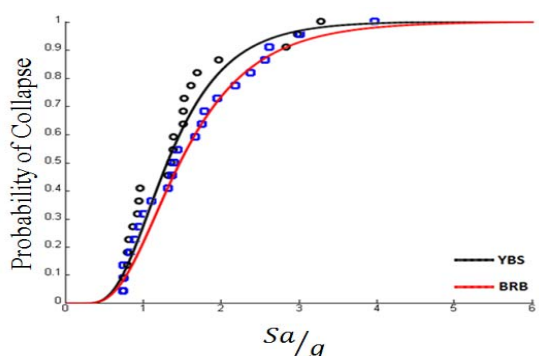
شکل (۳۰): منحنی شکنندگی فروریزش قاب‌های ۷ طبقه



شکل (۲۷): منحنی شکنندگی IO برای قاب‌های ۱۲ طبقه



شکل (۳۱): منحنی شکنندگی فروریزش قاب‌های ۱۰ طبقه

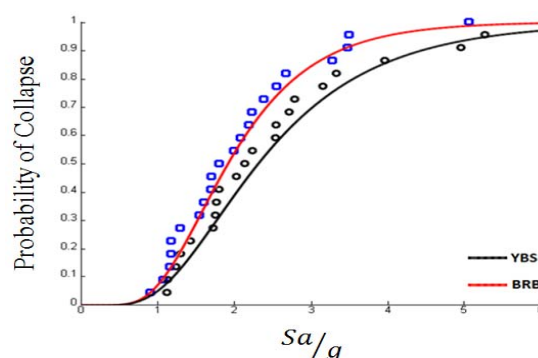


شکل (۳۲): منحنی شکنندگی فروریزش قاب‌های ۱۲ طبقه

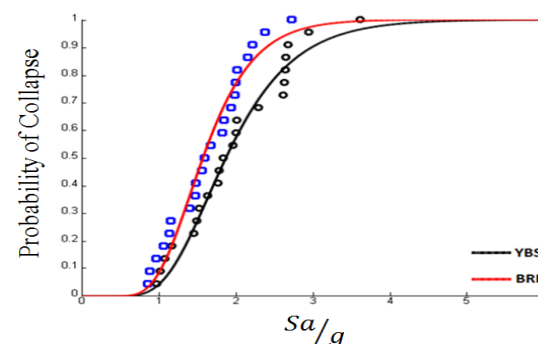
یکی از کاربردهای منحنی شکنندگی فروریزش سازه، بررسی عملکرد سازه در برابر پدیده‌ی ایجاد طبقه‌ی نرم در سازه است. اگر تمامی طبقات یک ساختمان از نظر مقاومت و سختی جانبی عملکرد یکسانی داشته باشند، تغییر مکان جانبی کلی سازه تحت تأثیر نیروهای ناشی از زمین‌لرزه، تقریباً در تمامی طبقات به صورت مساوی تقسیم می‌گردد. اما در صورت وجود طبقه‌ی نرم در سازه، بخش عمده‌ی تغییر شکل کلی در همان طبقه متمرکز می‌گردد. در صورتی که مکان تجمع تغییر شکل پلاستیک در

### ۵-۸- مقایسه منحنی‌های شکنندگی فروریزش قاب‌های YBS و BRB

در این بخش منحنی‌های شکنندگی فروریزش قاب‌های YBS و BRB برای مقایسه آورده شده است که نشان دهنده‌ی احتمال فروریزش قاب‌های مذکور به ازای شتاب طیفی مشخص می‌باشد (شکل‌های (۲۸) تا (۳۲)).



شکل (۲۸): منحنی شکنندگی فروریزش قاب‌های ۳ طبقه



شکل (۲۹): منحنی شکنندگی فروریزش قاب‌های ۵ طبقه



اولین طبقه‌ی سازه باشد، بحرانی‌ترین وضعیت به وجود می‌آید، زیرا که بیشترین میزان بارها در این طبقه وجود دارند که در نهایت مفصل پلاستیک در ستون‌های طبقه اول موجب تخریب کلی سازه می‌شود. از آنجا که یکی از مکانیزم‌های خرابی سازه، تشکیل طبقه‌ی نرم در آن است و از منحنی‌های شکنندگی فروریزش برای یافتن احتمال خرابی سازه استفاده می‌شود، می‌توان گفت سازه‌هایی که منحنی شکنندگی بهتری در برابر فروریزش سازه دارند، عملکرد بهتری نیز در برابر پدیده‌ی طبقه‌ی نرم از خود نشان می‌دهند.

چنان که مشاهده می‌گردد در مورد سازه‌های ۳ تا ۷ طبقه، عملکرد قاب YBS بهتر از BRB بوده و این سازه‌ها در برابر فروریزش از خود عملکرد بهتری نشان می‌دهند و به عبارتی دیگر، منحنی‌های شکنندگی این نوع سیستم، در سمت راست منحنی شکنندگی سیستم مهاربندی BRB قرار می‌گیرد. ولی در مورد سازه‌های ۱۰ و ۱۲ طبقه، نتایج به گونه‌ی دیگری است. در مورد سیستم ۱۰ طبقه، به طور تقریبی می‌توان گفت که عملکرد هر دو نوع سیستم، تقریباً مشابه یکدیگر است، در حالی که قاب ۱۲ طبقه BRB، اندکی بهتر از قاب ۱۲ طبقه YBS عمل می‌کند. علت چنین چیزی را می‌توان در عملکرد فیوز بررسی کرد. فیوز CSY، یک فیوز با رفتار هیستریزس منحصر به فرد بوده که در تغییر شکل‌های بزرگ می‌تواند یک رفتار سخت‌شونده از خود بروز دهد و این سخت‌شوندگی به افزایش اضافه‌مقاومت موجود در سازه منجر می‌گردد. ولی همان طور که از چرخه‌ی هیستریزس آن مشخص است، این سخت‌شوندگی به ازای شکل‌پذیری‌های بالا حاصل می‌شود. در سازه‌ها با افزایش تعداد طبقات سازه از شکل‌پذیری آن‌ها کاسته می‌شود و یکی از دلایل کاهش ضریب رفتار سازه‌ها نیز با افزایش تعداد طبقات سازه، همین کاهش شکل‌پذیری آن‌هاست و از آنجا که سخت‌شوندگی ثانویه در فیوز CSY، خود را در شکل‌پذیری‌های بالا نشان می‌دهد، با افزایش تعداد طبقات سازه، از اثرات سخت‌شوندگی ثانویه فیوز کاسته می‌شود. لذا با بالا رفتن تعداد طبقات قاب، شکل‌پذیری

سازه کاهش یافته و با کاهش آن، سخت‌شوندگی فیوز کمتر خود را نشان خواهد داد و منحنی فروریزش قاب YBS به منحنی فروریزش قاب BRB نزدیک شده و در سازه ۱۲ طبقه، عملاً قاب BRB بهتر از YBS عمل می‌کند.

#### ۹- نتیجه‌گیری

در این مقاله به مقایسه‌ی عملکرد لرزه‌ای دو سیستم نوین مهاربندی BRB و YBS پرداخته شد و این کار از طریق تحلیل بارافزون، آنالیز دینامیکی IDA و همچنین مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی دو نوع قاب انجام شد و نتایج با یکدیگر مقایسه شدند. با توجه به نتایج تحلیل‌ها در این تحقیق می‌توان به طور خلاصه نتیجه گرفت که:

- به طور معمول ظرفیت  $S_u$  سازه‌ها با افزایش ارتفاع سازه کاهش می‌یابد که این امر می‌تواند ناشی از کاهش شکل‌پذیری سازه، با افزایش ارتفاع باشد. با این حال در سازه‌های با تعداد طبقات زیاد برای تامین ضوابط آیین‌نامه مبنی بر کنترل تغییرمکان جانبی سازه‌ها، نیاز است که از مقاطع بزرگ‌تری استفاده شود. لذا ممکن است افزایش ظرفیت  $S_u$  در سازه‌های بلند نیز مشاهده شود.
- با توجه به منحنی‌های شکنندگی سازه در سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه، مشاهده می‌شود که استفاده از سیستم مهاربندی با فیوز موجب بهبود عملکرد سازه در سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه می‌گردد که نتیجه‌ی آن آسیب کمتر به اجزای غیر سازه‌ای در اثر زلزله‌های خفیف می‌باشد.
- به طور کلی می‌توان گفت که قاب‌های مهاربندی با فیوز تسلیم شونده، از نظر فروریزش سازه، به دلیل داشتن خاصیت سخت‌شوندگی فیوز پس از تسلیم، بهتر از سیستم‌های مهاربندی با بادبند BRB عمل می‌کنند. ولی چون سخت‌شوندگی ثانویه در فیوز، وابستگی زیادی به شکل‌پذیری سازه دارد که این پارامتر به طور معمول با افزایش ارتفاع، کاهش می‌یابد، لذا منحنی‌های شکنندگی فروریزش سازه

[8] Uang, C.-M. (1991), "Establishing R (or R w) and Cd Factors for Building Seismic Provisions", Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 1, pp. 19-28.

[9] Asgarian, B. and Shokrgozar, H. (2009), "BRBF Response Modification Factor", Journal of constructional Steel Research, Vol. 65, No. 2, pp. 290-298.

[10] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002), "Incremental Dynamic Analysis. Earthquake Engineering & Structural Dynamics", Vol. 31, No. 3, pp. 491-514.

[11] FEMA P-695. (2009), "Quantification of Building Seismic Performance Factors", Federal Emergency Management Agency, Washington DC.

[12] FEMA, P. (2000), "Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

[13] Zareian, F. and Krawinkler, H. (2007), "Assessment of Probability of Collapse and Design for Collapse Safety", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 36, No. 13, pp. 1901-1944.

[14] Zareian, F., Krawinkler, H., Ibarra, L., and Lignos, D. (2010), "Basic Concepts and Performance Measures in Prediction of Collapse of Buildings under Earthquake Ground Motions", The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 19, No. 1-2, pp. 167-181.

[15] Version 9, (2005), "Computers and Structures", Inc., Berkeley, California.

[16] مقررات ملی ساختمان مبحث ششم: بارهای وارد بر ساختمان، (۱۳۹۲)، دفتر تدوین و تویج مقررات ملی ساختمان.

[17] ANSI/AISC 341-10 (2010), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.

[18] مقررات ملی ساختمان و مسکن مبحث دهم: طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، (۱۳۹۲)، وزارت مسکن و شهرسازی، نشر توسعه ی ایران چاپ اول.

[19] López, W.A. and Sabelli, R. (2004), "Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames", Steel Tips, pp. 78.

[20] Mazzoni, S., McKenna, F. and Fenves, G.L. (2005), "OpenSees Command Language Manual", Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, University of California, Berkeley.

[21] Gray, M.G. (2012), "Cast Steel Yielding Brace System for Concentrically Braced Frames".

BRB، با افزایش ارتفاع سازه به منحنی‌های شکنندگی فروریزش قاب‌های YBS نزدیک شده و در سازه‌های بلند، عملاً عملکرد بهتری از آنها نشان می‌دهند.

با توجه به منحنی‌های شکنندگی فروریزش برای قاب‌های YBS و BRB می‌توان گفت که استفاده از فیوز YBS در سازه‌های تا ارتفاع متوسط موجب بهبود رفتار لرزه‌ای آنها شده و این نوع سازه‌ها عملکرد بهتری در مقابل پدیده‌ی ایجاد طبقه‌ی نرم در سازه از خود نشان می‌دهند.

متوسط ضریب شکل‌پذیری برای قاب مهاربندی BRB برابر با ۵/۱۳ و برای قاب‌های YBS برابر با ۴/۵۱ است که از قاب BRB کمتر است. در حالی که متوسط ضریب اضافه مقاومت برای قاب BRB برابر با ۱/۶۴ است و این پارامتر برای قاب‌های YBS برابر با ۱/۷۷ است که از قاب BRB بیشتر است.

#### ۷- مراجع

[1] Sabelli, R., Mahin, S. and Chang, C. (2003), "Seismic Demands on Steel Braced Frame Buildings with Buckling-Restrained Braces", Engineering Structures, Vol. 25, No. 5, pp. 655-666.

[2] Mahmoudi, M. and Zaree, M. (2010), "Evaluating Response Modification Factors of Concentrically Braced Steel Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 66, No. 10, pp. 1196-1204.

[3] Vargas, R. and Bruneau, M. (2009), "Analytical Response and Design of Buildings with Metallic Structural Fuses", International Journal of Structural Engineering, Vol. 135, No. 4, pp. 386-393.

[4] Gray, M., Christopoulos, C., Packer, J. and de Oliveira, C. (2012), "A New Brace Option for Ductile Braced Frames", Modern Steel Construction, Vol. 52, No. 2, pp. 40-43.

[5] Gray, M., Christopoulos, C. and Packer, J. (2010), "Cast Steel Yielding Fuse for Concentrically Braced Frames", In Proceedings of the 9<sup>th</sup> US National and 10<sup>th</sup> Canadian Conference on Earthquake Engineering.

[6] Tsai, K.C, Chen, H.W., Hong, C.P., and Su, Y.F. (1993), "Design of Steel Triangular Plate Energy Absorbers for Seismic-Resistant Construction", Earthquake Spectra, Vol. 9, No. 3, pp. 505-528.

[7] Gray, M., Christopoulos, C. and Packer, J. (2012), "Full-Scale Testing of the Cast Steel Yielding Brace System", In Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference STESSA.





# بهبود رفتار لرزه‌ای مهاربند دروازه‌ای با استفاده از المان شکل پذیر در حوزه نزدیک گسل

مرتضی نقی پور<sup>۱</sup>، محسن بزرگ نسب<sup>۲</sup>، سید سعید سمائی<sup>۳</sup>  
(تاریخ دریافت: ۹۲/۰۵/۱۶، تاریخ پذیرش: ۹۳/۰۲/۰۱)

## چکیده

مهاربند دروازه‌ای یکی از انواع سیستم‌های مهاربندی رایج در تامین سختی مناسب برای مقابله با بارهای جانبی است که در طراحی و یا بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها مورد توجه قرار می‌گیرد. این نوع مهاربند، از منظر معماری نسبت به اکثر سیستم‌های مهاربندی هم محور دارای مزیت بوده و از سویی دیگر دارای سختی جانبی نسبتاً کم و نیز پتانسیل کماتش خارج از صفحه می‌باشد. لذا کاهش نقاط ضعف این نوع مهاربند با استفاده از یک المان جاذب انرژی از اهداف این پژوهش می‌باشد. المان پیشنهادی شامل یک قوطی و یک حلقه است که در محل اتصال یکی از اعضای مهاربندی به صفحه اتصال گوشه مورد استفاده قرار می‌گیرد. این المان شکل پذیر در ابتدا در یک نرم افزار المان محدود مورد مطالعه قرار می‌گیرد. با تغییر ابعاد و مطالعه رفتار حاصله، ابعاد مناسب و نیز رفتار غیر خطی نظیر استخراج شده و در سایر مطالعات مورد استفاده قرار می‌گیرد. با استفاده از این نتایج، المان مورد مطالعه در تعدادی قاب دو بعدی دارای مهاربند دروازه‌ای مورد استفاده قرار گرفته و بهبود رفتار مهاربندی تحت تکانه‌های حوزه نزدیک گسل با کمک تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی مورد بررسی قرار خواهد گرفت. نتایج حاصله، تاثیر مناسب المان شکل پذیر پیشنهادی در بهبود رفتار لرزه‌ای مهاربند دروازه‌ای را نشان می‌دهد.

## کلمات کلیدی

مهاربند دروازه‌ای، استهلاک انرژی، کنترل سازه‌ای، بهسازی لرزه‌ای

## Improvement of the Seismic Behavior of Y-Shape Bracing using a Ductile Element, in Near Source Zone

M. Naghipour, M. Bozorgnasab, S.S. Samaee

### ABSTRACT

Y-shape bracing is one of the common bracing systems in providing appropriate stiffness against lateral loads which is used in design or seismic rehabilitation of structures. This type of bracing system has some architectural advantages in comparison to most of the concentric braced frames; on the other hand, these braced frames have relatively low lateral stiffness with the potential of out of plane buckling; so this paper aims at reducing these weak points by introducing an energy absorbing element. The proposed element consists of a box and a ring which is placed near the connection of one of bracing elements to the gusset plate. This ductile element is primarily studied in commercial finite element software. By changing in its dimensions and surveying the resulted behavior, appropriate dimensions and their related nonlinear behavior is extracted and applied in other studies. Using these results, the presented element is placed in some two-dimensional y-shape braced frames and the improvement in the behavior of the bracing system under near source earthquakes is investigated through nonlinear dynamic analysis. The results show the appropriate effect of the proposed ductile element in seismic behavior improvement of the y-shape bracing.

### KEYWORDS

Y-shape bracing, Energy dissipation, Structural control, Seismic rehabilitation

۱- دانشیار دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی، بابل

۲- استادیار دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه مازندران، بابل

۳- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشگاه شمال، آمل، saeed\_samaee71@yahoo.com (نویسنده مسئول)



در نتیجه از کماتش مهاربند جلو گیری شده و از ورود اعضای سازه‌ای به مرحله غیر خطی جلوگیری می‌گردد.

#### ۱-۱- سابقه تحقیق

تحقیقات گذشته عمدتاً مربوط به بررسی پایداری کماتش در مهاربندهای دروازه‌ای بوده است. Moghaddam و Estekanchi [۴] رفتار نیرو-تغییر مکان سیستم مهاربند دروازه‌ای را با یک الگوی سخت شونده‌گی سختی غیر خطی با دو نقطه تسلیم معرفی کردند. همچنین با تحلیل دینامیکی و لرزه‌ای سیستم یک طبقه و چند طبقه، نشان دادند که این سیستم می‌تواند طوری طراحی شود که به عنوان یک جداساز لرزه‌ای عمل کند و مقاومت کافی تحت زلزله سطح فروریزش را تامین نماید.

Zamani و همکارانش [۵] پژوهشی در ارتباط با مهاربند دروازه‌ای با مقاطع و ورق‌های اتصال مختلف (ورق اتصال دوپل و تک) انجام دادند. نتایج آن پژوهش نشان می‌دهد که در بادبند دروازه‌ای، کماتش خارج از صفحه مد غالب رفتاری می‌باشد.

اولین مطالعات در زمینه میراگرهای فلزی در مطالعات Kelly و همکارانش [۶ و ۷] تشریح گردید؛ سپس Tsai و همکارانش [۸] المانی جدید تحت عنوان TADAS را معرفی کردند. عدم قابلیت استفاده این المان در مهاربندهای ضربداری و سختی ساخت از مشکلات استفاده از آن می‌باشد. در سال‌های اخیر، المان‌های شکل پذیر خمشی با دیدگاه‌های جدید مطرح شده است. Malek و همکارانش [۹] میراگر غیر فعال حلقوی با مقطع قوطی در محل تقاطع مهاربند ضربداری را مورد مطالعه قرار دادند؛ Molseghi و Vetr [۱۰] سیستم جدیدی تحت عنوان المان پیچشی را ارائه نمودند؛ سیستم ارائه شده در انتهای مهاربند قطری مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج حاصله نشان داد که المان پیچشی مورد استفاده از کماتش مهاربند جلوگیری کرده است. ایده استفاده از المان حلقه فولادی در نقطه اتصال یک عضو مهاربند به صفحه اتصال گوشه توسط کافی پیشنهاد گردید [۱۱]. نتایج آن پژوهش نشان داد حلقه

روش‌های مرسوم طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بر مبنای تامین مقاومت و شکل پذیری است. بدین دلیل، در زلزله‌های شدید، با ایجاد مفاصل پلاستیک در عناصر سازه‌ای، تغییر مکان ماندگار در سازه ایجاد می‌شود که نتیجه آن تضعیف عملکرد سازه‌ای پس از زلزله خواهد بود. این در حالی است که امروزه با استفاده از علم کنترل سازه‌ها، ارتعاش در سازه می‌تواند با کمک سیستم‌های مستهلک کننده انرژی کنترل گردد. این امر منجر به کاهش پاسخ تغییر مکان یا شتاب سازه در برابر بارهای جانبی زلزله می‌گردد. در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها با وسایل جذب انرژی، معمولاً نیازهای مقاومت مورد نظر آئین نامه‌ها برای سازه بدون در نظر گرفتن این وسایل تامین شده و محدودیت تغییر مکان جانبی آنها بوسیله میرایی بهبود یافته توسط میراگرها تامین می‌گردد. با افزودن میراگرها، با عنایت به محدود شدن تغییر مکان، نیاز به استفاده از مقاطع قویتر کاهش خواهد یافت؛ همچنین با توجه به اتلاف انرژی توسط میراگرها، خرابی سازه در هنگام زلزله کاهش می‌یابد [۳-۱]. مطالعات انجام شده بر روی این وسایل، باعث ایجاد فلسفه طراحی جدیدی گردیده که بر افزایش ظرفیت استهلاک انرژی در سازه تاکید دارد و سازه به جای مقاومت در برابر زلزله، در مقابل آن کنترل می‌شود. به عبارت دیگر، انرژی زلزله به جای جذب شدن در اعضای سازه‌ای و در نتیجه خرابی احتمالی آنها، در این میراگرها جذب می‌شود. در حقیقت عملکرد این وسایل در سازه همانند یک فیوز خواهد بود. در این پژوهش برای کاهش مشکلات مربوط به مهاربند دروازه‌ای، از ایده فوق استفاده شده است. بدین معنا که سیستم مهاربندی به وسیله یک سیستم اتلاف انرژی غیرفعال نوین تجهیز می‌گردد تا تغییر مکان طبقات و سختی مورد نیاز قاب تامین شده و از کماتش زود هنگام مهاربند در زمان رخداد زلزله‌های شدید جلوگیری گردد. برای این منظور، یک المان شکل پذیر در انتهای مهاربند تعبیه می‌شود. طراحی این المان به نحوی است که قبل از رسیدن مهاربند به بار بحرانی، دچار تسلیم شده و با تشکیل مفصل پلاستیک، جذب انرژی می‌نماید.



فولادی از شکل پذیری خوبی برخوردار است و می‌تواند مانند یک فیوز عمل کند.

## ۲- میراگرهای فلزی (تسلیمی)

در این میراگرها از تغییر شکل غیرالاستیک فلزات شکل پذیری مانند فولاد و سرب جهت اتلاف انرژی استفاده می‌شود. با استفاده از این نوع میراگر، انرژی منتقل شده به سازه صرف تسلیم و ایجاد رفتار غیر خطی در قطعات بکار رفته در میراگر می‌گردد. این در حالی است که در تمام سازه‌های فولادی مرسوم، اتلاف انرژی بر شکل پذیری اعضای فولادی پس از تسلیم متکی است. بنابراین استفاده از این نوع میراگرها می‌تواند اتلاف انرژی و رفتار شکل پذیر را از اعضای اصلی سازه به این میراگرها منتقل سازد. استفاده از میراگرهای فلزی تسلیمی در مهاربندها متداول‌تر از سایر اعضای سازه‌ای می‌باشد. این نوع میراگرها اغلب از چند ورق فولادی موازی تشکیل می‌شوند و در ترکیب با یک سیستم مهاربندی، نقش جذب و اتلاف انرژی را بر عهده می‌گیرند. این قسمت از مهاربند به عنوان یک فیوز در سازه عمل نموده و با تمرکز رفتار غیر خطی در خود، مانع از بروز رفتار غیر خطی و آسیب در سایر اجزای اصلی و فرعی سازه می‌گردد.

## ۲-۱- مکانیزم اتلاف انرژی در وسایل مستهلک کننده

### انرژی

ماهیت خرابی در سازه‌ها، به میزان انرژی ورودی به سازه و چگونگی توزیع این انرژی در المان‌های سازه‌ای وابسته می‌باشد. در سال‌های اخیر، بررسی رفتار سازه‌ها بر اساس انرژی، به منظور کاهش انرژی وارده به سازه یا اتلاف آن در اجزای مختلف سازه‌ای مورد توجه قرار گرفته است. چنانچه موازنه انرژی ورودی را مدنظر قرار دهیم، خواهیم داشت [۱۲]:

$$E_I = E_K + E_S + E_H + E_C \quad (1)$$

در معادله فوق:

$E_I$ : انرژی ورودی به سازه یا کار انجام شده توسط نیروی برش پایه بر اثر تغییر مکان پی؛  $E_K$ : انرژی جنبشی سازه؛  $E_S$ : انرژی تغییر شکل الاستیک یا کرنش خطی؛  $E_H$ : انرژی هیسترتیس یا کرنش غیر خطی و  $E_C$ : انرژی تلف شده در سازه توسط میرایی لزج می‌باشد.

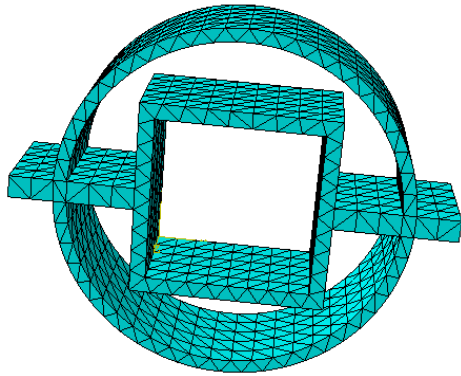
مجموع انرژی‌های محافظه کار در سازه معادل  $E_E = E_K + E_S$  می‌باشد که به نام انرژی ارتعاش الاستیک خوانده می‌شود. مجموع انرژی‌های غیر محافظه کار معادل  $E_A = E_H + E_C$  می‌باشد که انرژی جذب شده در سازه نامیده می‌شود و قابل بازگشت نمی‌باشد. این انرژی صرف کار لازم جهت ایجاد تغییر مکان دائمی در اعضای سازه‌ای و یا صرف کار تلف شده توسط میرایی لزج در سیستم گردیده است. با این توصیف رابطه (۱) به صورت زیر قابل بازنویسی است:

$$E_I = E_A + E_E \quad (2)$$

بر این اساس چنانچه انرژی ورودی در سازه تحت یک زلزله مشخص مقدار ثابتی باشد، می‌توان با افزایش  $E_H$  به افزایش  $E_A$  و در نتیجه کاهش  $E_E$  دست یافت. به بیان واضح‌تر چنانچه در سازه‌های تحت تحریک لرزه‌ای، عناصری وجود داشته باشند که با افزایش میرایی طبیعی سازه و یا بروز رفتار غیر خطی، میزان انرژی مستهلک شده در سازه را افزایش دهند، باعث کاهش انرژی استهلاک الاستیک (که خود عامل ایجاد خرابی در سازه می‌باشد) خواهند گردید. در این مقاله با افزودن المان‌های میراگر جاری شونده به قاب‌های مهاربندی شده فلزی، تلاش شده تا مقدار  $E_H$  (انرژی کرنش غیر خطی) در سازه افزایش یابد.

## ۲-۲- معرفی المان پیشنهادی

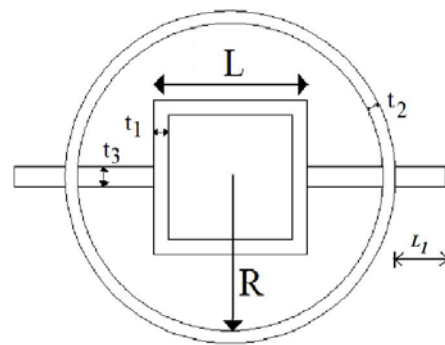
المان مورد نظر مطابق شکل (۱) از یک قوطی و یک حلقه و دو صفحه اتصال تشکیل شده است [۱۳]. با مدل سازی المان مربوطه در نرم افزار المان محدود با در نظر گرفتن ابعاد مختلف انتخابی، ابعاد نهایی المان پیشنهادی مطابق مشخصات موجود در جدول (۱) می‌باشد. مصالح مورد



شکل (۲): نمایش مش بندی المان پیشنهادی

از المان SOLID95 برای مدل سازی استفاده شده است. برای مدل سازی منحنی تنش- کرنش و نحوه سخت شوندهگی اعضا مدل تنش کرنش چند خطی سینماتیک مورد استفاده قرار گرفت. برای بررسی رفتار المان، از تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده شده است. شکل (۳)، نمودار بارگذاری اعمالی که براساس آیین نامه ATC 40 [۱۴] اعمال شده را نشان می دهد. همانطور که ملاحظه می شود، بارگذاری بصورت رفت و برگشتی و از مقادیر اندک جابجایی آغاز شده و مقدار آن به تدریج افزایش می یابد. همانطور که از شکل (۳) مشاهده میشود بارگذاری از تغییر مکان کم تا شکست عضو ادامه می یابد. المان پیشنهادی در تغییر مکان ۰/۹۸ سانتی متر دچار شکست می گردد و حداکثر ظرفیت باربری آن ۱۲۳۴۰ کیلوگرم می باشد. منحنی نیرو-تغییر مکان المان پیشنهادی، میزان اتلاف انرژی و توزیع تنش فون میز به عنوان خروجی تحلیل در نظر گرفته شده است. منحنی نیرو-تغییر مکان المان پیشنهادی در شکل (۴) آمده است. این نمودار می تواند به عنوان ورودی برای نرم افزار SAP مورد استفاده قرار گیرد. منحنی هیستریزس المان پیشنهادی در شکل (۵) نشان داده شده است. همانطور که در این شکل مشاهده می شود المان پیشنهادی دارای شکل پذیری مناسبی می باشد.

استفاده در مدل سازی المان، فولاد ST37 با چگالی  $7850 \text{ kg/m}^3$ ، مدول الاستیسیته  $E=200 \text{ Gpa}$  و ضریب پواسون  $0/3$  می باشد. بعد عمود بر صفحه المان پیشنهادی ۱۰ سانتی متر بوده و توسط دو صفحه ۵ سانتی متری به سایر المان های سازه ای متصل می گردد. همچنین مدل رفت و پسماند آن سینماتیک سخت شونده دو خطی می باشد. ضمن آنکه طراحی المان پیشنهادی به گونه ای خواهد بود که قبل از وقوع کماتش در عضو فشاری مهاربند، المان پیشنهادی تسلیم شده و ضمن جذب انرژی مناسب، از کماتش مهاربند جلوگیری می کند.

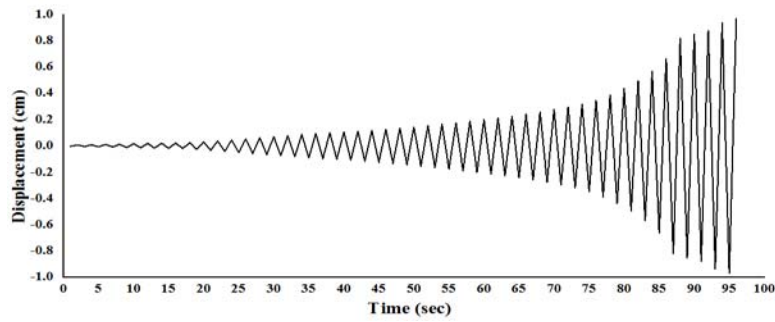


شکل (۱): المان پیشنهادی

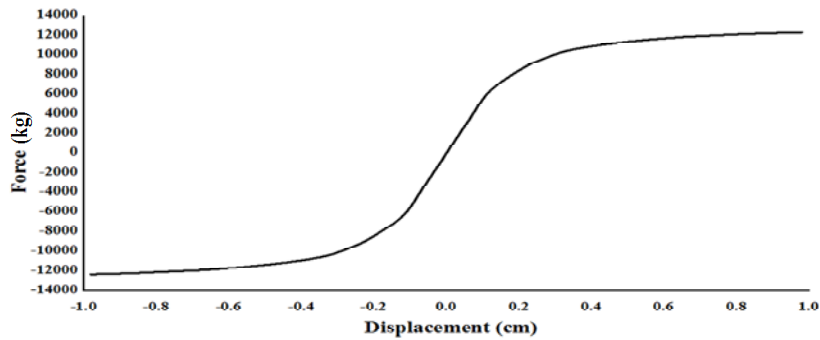
جدول (۱): مشخصات هندسی المان پیشنهادی

نوع فولاد	$t_1$ (cm)	$t_2$ (cm)	$t_3$ (cm)	R (cm)	L (cm)	$L_1$ (cm)
St37	۱/۴	۱/۲	۲	۱۵	۱۵	۵

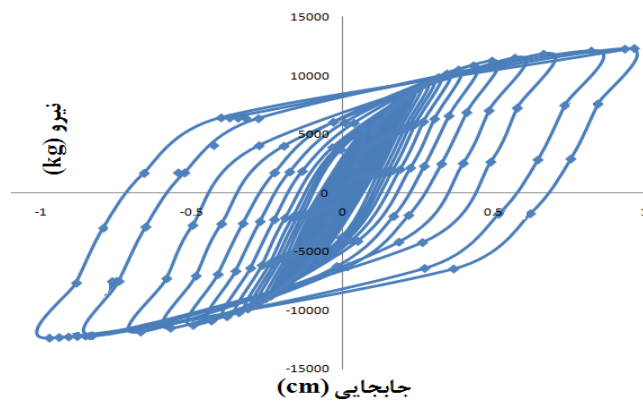
۲-۲-۱- مدل سازی و مطالعه عملکرد المان  
به منظور بررسی عملکرد المان پیشنهادی تحت اثر بارهای رفت و برگشت زلزله، مدل پیشنهادی با مشخصات ذکر شده و به صورت سه بعدی در نرم افزار ANSYS مدل گردید. همانطور که پیش تر بیان گردید، هدف از مدل سازی اجزای محدود، انتخاب ابعاد مناسب و بدست آوردن اطلاعات مورد نیاز ( همانند سختی و نیروی تسلیم) می باشد. برای استفاده از المان پیشنهادی در سیستم های سازه ای در نرم افزار SAP بوده است. شکل (۲)، المان پیشنهادی با مش بندی اجزای محدود را نشان می دهد.



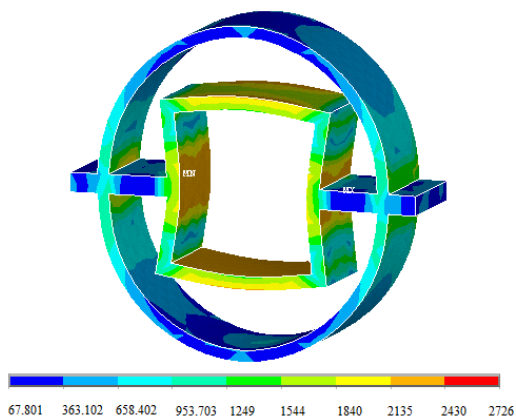
شکل (۳): تاریخچه بارگذاری



شکل (۴): منحنی نیرو-تغییر مکان المان پیشنهادی



شکل (۵): منحنی هیستریسیس المان پیشنهادی



شکل (۶): توزیع تنش فون میزز در المان پیشنهادی

توزیع تنش فون میزز در المان پیشنهادی تحت بارگذاری آیین نامه ATC40، در شکل (۶) ارائه شده است. همانطور که در شکل مشاهده می‌شود تنش‌های محیطی داخل قوطی بزرگتر از تنش‌های محیطی خارج آن بوده و بدین‌سان انتظار می‌رود شکست از داخل شروع و به محیط خارجی برسد. ضمناً به دلیل اینکه ظرفیت فلزات در فشار کمتر از کشش است، احتمالاً شکست هنگامی رخ می‌دهد که قوطی تحت فشار قرار دارد و سطح داخلی بیشترین تنش فشاری را تحمل می‌کند.

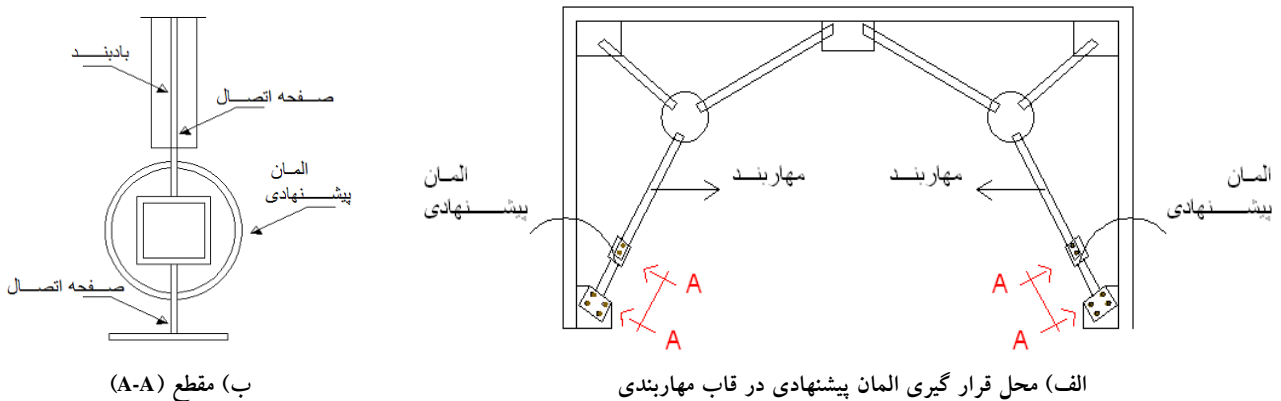
### ۳- مدل سازی و آنالیز در نرم افزار SAP

با توجه به آنچه پیش تر بیان گردید، با عنایت به تعیین خصوصیات المان، در ادامه اثرات اضافه نمودن این عضو به قاب‌های مهاربندی دروازه‌ای، با کمک نتایج حاصل از مدل سازی و تحلیل در نرم افزار SAP نشان داده می‌شود. نحوه قرارگیری المان پیشنهادی در قاب در شکل (۷) نشان داده شده است. در این مقاله سه قاب دو بعدی ۴، ۶ و ۸ طبقه با سه دهانه مورد مطالعه قرار می‌گیرد. بارگذاری لرزه‌ای قاب‌ها مطابق ویرایش سوم آیین نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) انجام پذیرفته است و مدل‌ها بر روی خاک نوع دو بر اساس همین آیین نامه بنا شده‌اند. برای این منظور، ابتدا قاب‌های مورد نظر در نرم افزار SAP مدل شده و پس از طراحی با استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم، مقاطع اعضا بدست آمده است. در ادامه هر یک از قاب‌های مورد نظر به همراه مهاربند در نرم افزار SAP در دو حالت مدل شده است: قاب مهاربندی بدون المان پیشنهادی و نیز قاب مهاربندی با المان پیشنهادی در انتهای مهاربند. قاب‌های مدل شده تحت سه شتاب نگاشت کوبه، نورتریج و لوماپرتیا و با کمک تحلیل دینامیکی غیر خطی (تاریخچه زمانی غیر خطی) مورد بررسی قرار گرفته‌اند (شکل‌های (۸) تا (۱۰)). برای مدل سازی المان پیشنهادی در انتهای مهاربند، از لینک غیر خطی چند خطی سینماتیک استفاده شده است.

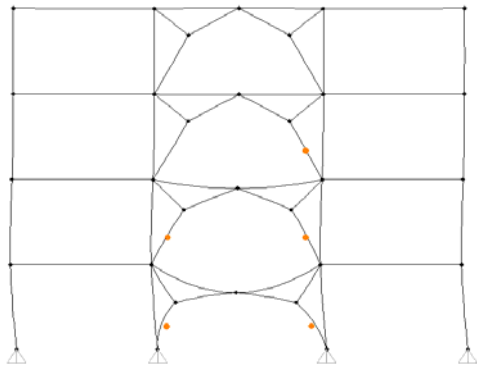
نکته بسیار مهم نحوه تشکیل مفصل پلاستیک در سازه

می‌باشد. چون در سیستم‌های سازه‌ای مهاربندی شده با توجه به سهم عمده مهاربندها در جذب نیروی جانبی در هنگام زلزله، قسمت عمده نیروی حاصل از زلزله توسط این اعضا تحمل می‌شود و در صورت گسیختگی این اعضا در زمان زلزله، ساختمان به طور حتم دچار خرابی‌های سازه‌ای فراوانی خواهد شد. دلیل این امر آن است که عملکرد مهاربندها با یکدیگر به صورت موازی است و با گسیختگی اولین مهاربند در یک طبقه خاص، نیروی‌های جانبی حاصل از زلزله در این طبقه متمرکز می‌گردد و باعث گسیخته شدن دیگر مهاربندهای این طبقه خواهد شد. این امر باعث می‌شود این طبقه نسبت به دیگر طبقات سازه نرم‌تر شود و سختی آن کاهش یابد که نتیجه آن تغییر مکان‌های جانبی بیشتر در یک طبقه خاص از سازه و در نهایت خرابی و گسیختگی کل سیستم سازه‌ای خواهد بود [۱۵].

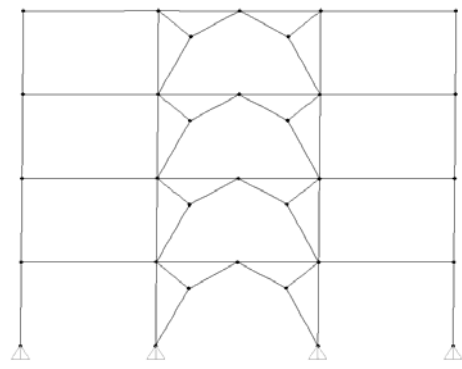
همانگونه که در شکل (۸) تا (۱۰) مشاهده می‌شود در قاب با مهاربند معمولی، مفاصل پلاستیک، در بسیاری از مهاربندها تشکیل شده است. بیشتر مفاصل تشکیل شده در مهاربندها به مرحله فروریزش رسیده است؛ در حالیکه در قاب با المان پیشنهادی تمام اعضا به حالت الاستیک باقی مانده و مفصل پلاستیک تشکیل نشده است و خرابی در المان پیشنهادی متمرکز شده است که بیانگر رفتار مناسب المان پیشنهادی می‌باشد.



شکل (۷): نحوه قرار گیری المان پیشنهادی در قاب در مدل دو

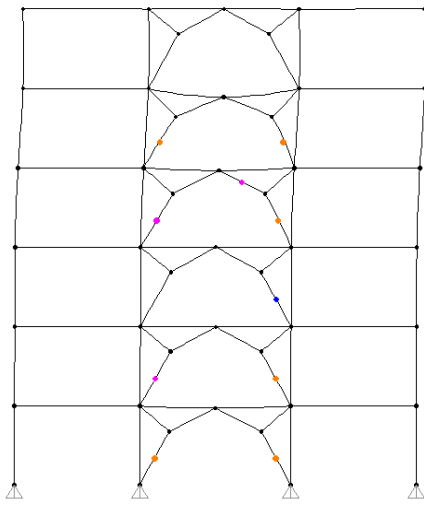


ب) قاب با مهاربند معمولی

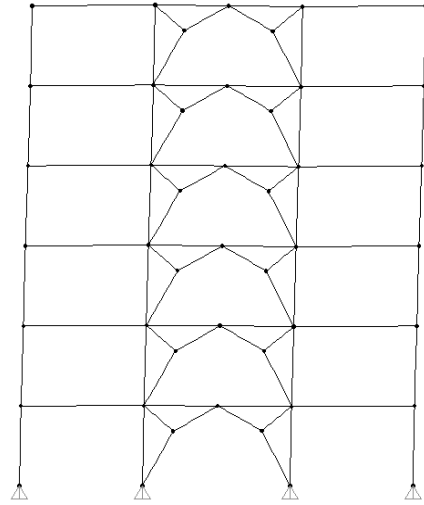


الف) قاب با المان پیشنهادی

شکل (۸): نحوه تشکیل مفصل پلاستیک در زلزله نورتریج (نزدیک گسل) در قاب چهار طبقه

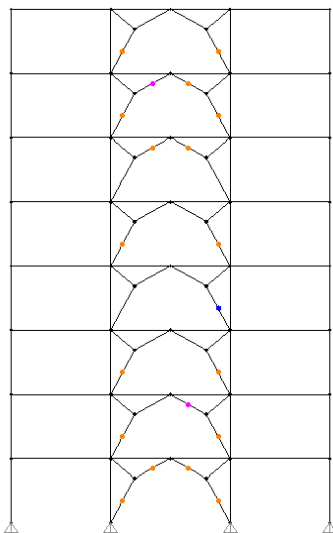


ب) قاب با مهاربند معمولی

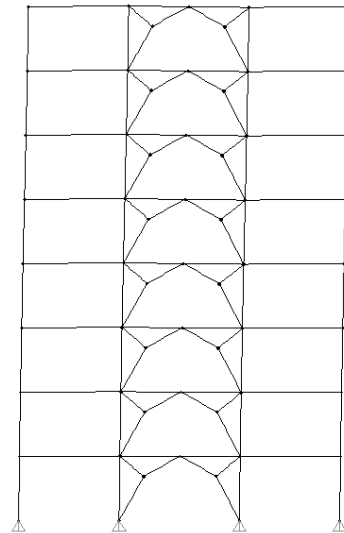


الف) قاب با المان پیشنهادی

شکل (۹): نحوه تشکیل مفصل پلاستیک در زلزله نورتریج (نزدیک گسل) در قاب شش طبقه



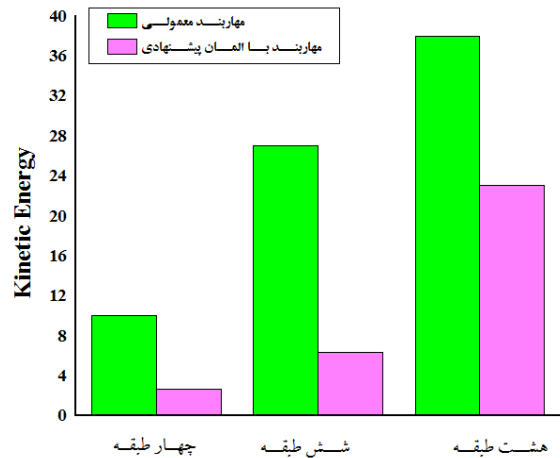
ب) قاب با مهاربند معمولی



الف) قاب با المان پیشنهادی

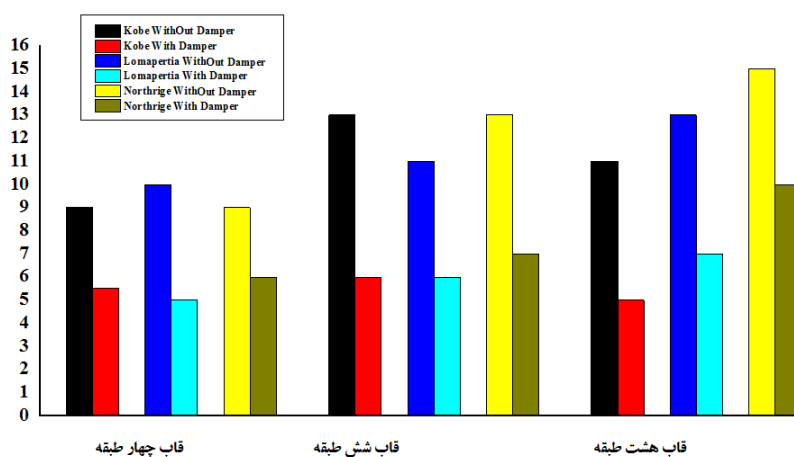
شکل (۱۰): نحوه تشکیل مفصل پلاستیک در زلزله نورتریج (نزدیک گسل) در قاب هشت طبقه

در شکل (۱۱) تغییرات انرژی جنبشی در مهاربند معمولی و مهاربند با المان پیشنهادی در طبقات نشان داده شده است. همانطور که در شکل (۱۱) مشاهده می‌شود، انرژی جنبشی در قاب با المان پیشنهادی نسبت به مهاربند معمولی کاهش یافته است که این موضوع از اهمیت خاصی برخوردار است؛ چراکه انرژی جنبشی سبب ایجاد خرابی در سازه می‌گردد.



شکل (۱۱): مقایسه انرژی جنبشی در زلزله نورتریج

در شکل (۱۲)، اثر تغییرات ارتفاع بر روی شتاب وارد به بام تحت رکوردهای حوزه نزدیک گسل نشان داده شده است. همانطور که از شکل (۱۲) بر می‌آید، شتاب ماکزیمم در قاب‌های مهاربندی، در حالت استفاده از میراگر بیش از ۵۰ درصد کاهش یافته است. این کاهش با افزایش تعداد

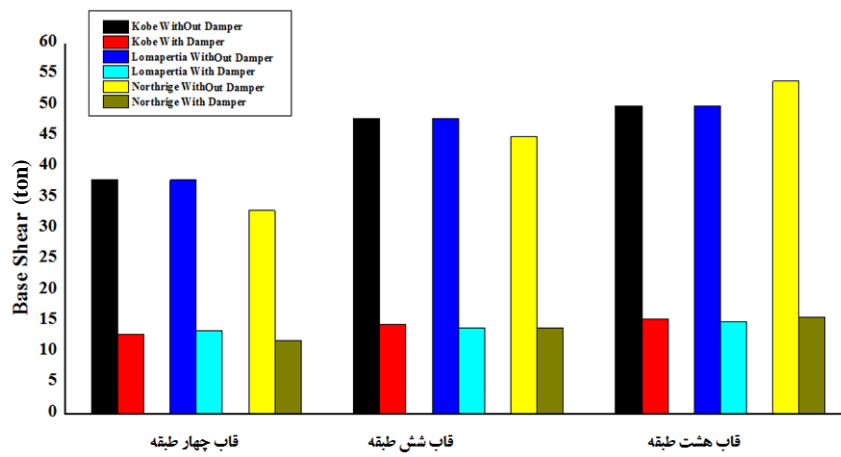


شکل (۱۲): مقایسه شتاب وارد به بام در طبقات مختلف در زلزله نزدیک گسل

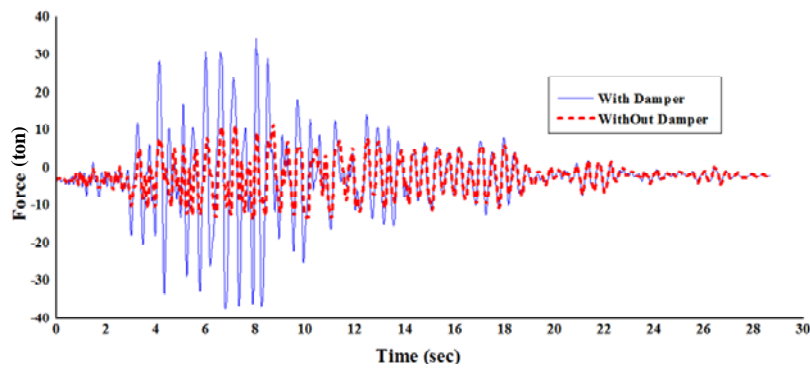
طبقات، ملموس‌تر است. (کاهش در قاب‌های ۴، ۶ و ۸ طبقه، به طور متوسط تحت اثر رکوردهای مختلف به ترتیب ۵۰، ۵۴ و ۶۰ درصد می‌باشد).

در شکل (۱۳) اثر تغییرات ارتفاع بر روی برش پایه تحت رکوردهای حوزه نزدیک گسل را نشان می‌دهد. همانطور که در شکل (۱۳) مشاهده می‌شود، برش پایه در هر قاب‌های مهاربندی شده دارای میراگر بیش از ۶۰ درصد کاهش یافته است. نتایج نشان می‌دهد که برش پایه، به طور متوسط، در اثر زمین لرزه‌های مختلف به ترتیب ۶۰، ۶۷ و ۷۲ درصد برای قاب‌های ۴، ۶ و ۸ طبقه در حالت استفاده از المان پیشنهادی کاهش داشته که این موضوع، بیانگر رفتار بهتر قاب با المان جاذب انرژی به خصوص در قاب‌ها با ارتفاع بیشتر می‌باشد.

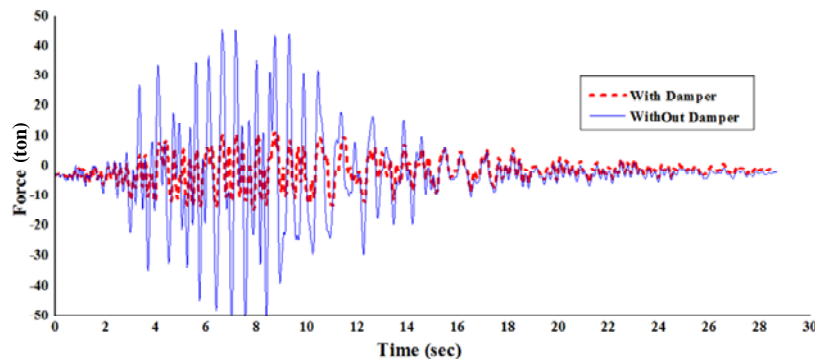
در شکل (۱۴) اثر بکارگیری المان پیشنهادی بر روی نیروی وارد به مهاربند در طبقه همکف تحت رکورد حوزه نزدیک گسل در زلزله نورتریج نشان داده شده است. همانطور که در شکل (۱۴) مشاهده می‌شود، نیروی ماکزیمم در قاب‌های مهاربندی در قاب‌های ۴، ۶ و ۸ طبقه در حالت استفاده از میراگر، بیش از ۷۰ درصد کاهش یافته است (به ترتیب ۷۲، ۷۸ و ۸۲ درصد کاهش برای قاب‌های ۴، ۶ و ۸ طبقه). این اعداد نشان از عملکرد مناسب المان پیشنهادی به خصوص در حالت افزایش ارتفاع دارد.



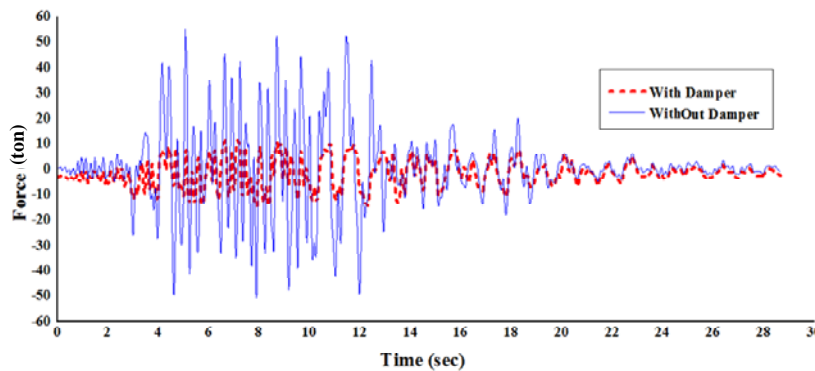
شکل (۱۳): مقایسه برش پایه در طبقات مختلف در زلزله نزدیک گسل



الف) قاب چهار طبقه



ب) قاب شش طبقه



ب) قاب هشت طبقه

شکل (۱۴): مقایسه نیروی وارد به مهاربند طبقه همکف در قاب های مختلف در زلزله نورتریج نزدیک گسل

#### ۴- نتیجه گیری

هدف از این پژوهش، افزایش شکل پذیری و جلوگیری از کماتش مهاربند دروازه‌ای توسط عضوی است که ضمن دارا بودن کارایی و قابلیت مناسب، تهیه و نصب آن به راحتی امکان پذیر باشد. مطالعات انجام شده بر روی سه شتاب نگاشت نزدیک گسل در قاب‌های دو بعدی با ۶،۴ و ۸ طبقه انجام شده است. با توجه به نتایج حاصل از تحلیل، بهبودی رفتار، شکل پذیری و جذب انرژی ناشی از زلزله توسط المان پیشنهادی کاملاً مشهود است. از جمله نتایج این تحقیق عبارتند از:

- المان پیشنهادی می‌تواند با رفتار شکل پذیر خود، زمان کماتش مهاربند را به تعویق بیندازد تا مهاربند بدون رخداد کماتش مقدار زیادی از انرژی ورودی زلزله را مستهلک نماید.
- استفاده از المان پیشنهادی شکل پذیر، یک روش و ایده در طراحی قاب‌های مهاربندی شده می‌باشد و همچنین می‌تواند به عنوان یک روش آسان، کارا و مقرون به صرفه جهت مقاوم سازی سازه‌های موجود استفاده گردد.
- تعویض المان پیشنهادی در سازه‌هایی که با این سیستم اجرا شوند، پس از یک زلزله نسبتاً شدید در مقایسه با سایر سیستم‌های مهاربندی مرسوم آسان‌تر می‌باشد.
- نیروی برش پایه در قاب با المان پیشنهادی نسبت به برش پایه در قاب با مهاربند معمولی در تمام مدل‌ها کاهش یافته است. این کاهش در قاب‌های مورد بررسی به طور متوسط بیش از ۶۰ درصد بوده است.
- نیروی وارد به مهاربند طبقه همکف با افزایش ارتفاع در قاب با مهاربند جاذب انرژی نسبت به مهاربند معمولی دارای کاهش بیشتری می‌باشد. کاهش این نیرو تحت اثر رکورد حوزه نزدیک مورد بررسی، در قاب‌های مربوطه بیش از ۷۰ درصد بوده است.
- در قاب با المان پیشنهادی، تحت رکوردهای حوزه نزدیک مورد استفاده، در هیچ یک از اعضای سازه‌ای مفصل پلاستیک تشکیل نشده است و خرابی‌ها در

المان پیشنهادی متمرکز گشته‌اند؛ لیکن در قاب با مهاربند معمولی، در بسیاری از مهاربندها مفصل پلاستیک از حالت ایمنی جانی نیز فراتر رفته است. این تحقیق نشان می‌دهد که می‌توان با طراحی دقیق و مبتنی بر واقعیت المان‌های شکل پذیر، جلوی کماتش مهاربند دروازه‌ای را گرفت و باعث ارتقای عملکرد لرزه‌ای آن شد.

#### ۵- مراجع

- [1] Chan, R.W. and Albermani, F. (2008), "Experimental Study of Steel Slit Damper for Passive Energy Dissipation", *Engineering Structures*, Vol. 30, No. 4, pp. 1058-1066.
- [۲] معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری، (۱۳۸۹)، "راهنمای روش‌ها و شیوه‌های بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود و جزئیات اجرایی"، نشریه ۵۲۴.
- [۳] زهرائی، س.م. (۱۳۹۰)، "کنترل غیرفعال ارتعاشات"، انتشارات دانشگاه تهران، تهران.
- [4] Moghaddam, H.A. and Estekanchi, H.E. (1999), "Seismic Behaviour of Offcentre Bracing Systems", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 51, No. 2, pp. 177-196.
- [5] Zamani, S.M., Vafai, A., Aghakouchak, A. and Kazemi, M. (2012), "Experimental Investigation of Steel Frames with Single Bays of Symmetrical Y-Shaped Concentric Bracings", *Scientia Iranica*, Vol. 19, No. 2, pp. 195-210.
- [6] Kelly, J.M., Skinner, R. and Heine, A. (1972), "Mechanisms of Energy Absorption in Special Devices for Use in Earthquake Resistant Structures", *Bulletin of NZ Society for Earthquake Engineering*, Vol. 5, No. 3, pp. 63-88.
- [7] Skinner, R., Kelly, J. and Heine, A. (1975), "Hysteretic Dampers for Earthquake-Resistant Structures", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 3, No. 3, pp. 287-296.
- [8] Tsai, K.-C., Chen, H.-W., Hong, C.-P. and Su, Y.-F. (1993), "Design of Steel Triangular Plate Energy Absorbers for Seismic-Resistant Construction", *Earthquake Spectra*, Vol. 9, No. 3, pp.505-528.
- [۹] مالک، ش.، پابسنگ، پ. و لوح قلم، ا. (۱۳۸۵)، "معرفی یک سیستم میراگر غیر فعال نوین و مقایسه آن میراگر موسوم به TADAS"، اولین همایش بین المللی مقاوم سازی لرزه‌ای، تهران.



[۱۰] ملصقی، و. و وتر، م.ق. (۱۳۸۵)، "کاربرد المان‌های پیچشی شکل پذیر در مقاوم سازی قاب‌های مهاربندی شده هم مرکز"، اولین همایش بین المللی مقاوم سازی لرزه‌ای، تهران.

[۱۱] کافی، م.ع. (۱۳۸۷)، "بررسی آزمایشگاهی و تحلیلی تاثیر حلقه بر شکل پذیری مهاربندی هم محور"، رساله دکتری، دانشگاه علم و صنعت ایران.

[۱۲] مفید، م. و تجملیان، ح. (۱۳۸۷)، "بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده مجهز به المان‌های میراگر جاری شونده"، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران.

[۱۳] سمائی، س.س. (۱۳۹۲)، "بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های با مهاربند دروازه‌ای با استفاده از سیستم‌های جاذب انرژی"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه شمال.

[14] ATC. (1996), "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", report ATC-40 Redwood City: Applied Technology Council.

[۱۵] تقی نژاد، ر. (۱۳۸۸)، "طراحی و بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس سطح عملکرد با استفاده از تحلیل پوش آور"، نشر کتاب دانشگاهی، تهران.





# بررسی تاثیر پارامترهای ورق اتصال بر عملکرد قابهای با مهاربندی همگرا

جواد کاتبی<sup>۱</sup>، مهدی کهریزی<sup>۲</sup>  
(تاریخ دریافت: ۹۳/۰۵/۹، تاریخ پذیرش: ۹۳/۰۸/۰۱)

## چکیده

بادبندهای همگرا معمولاً برای پایداری قابها در برابر نیروهای جانبی در طراحی لرزه ای مورد استفاده قرار می گیرند. طبق فلسفه طراحی لرزه ای انتظار می رود که سیستم های مهاربندی همگرا تحت زلزله های شدید بتوانند پاسخ غیرارتجاعی پایدار و مداومی از خود نشان دهند. در اینگونه قابها بادبندها به وسیله ورق به تیرها و ستونها متصل می شوند و تغییر شکل غیر الاستیک در زمان تسلیم عضو به صورت کششی و کماتش غیر الاستیک اتفاق می افتد. آزمایشات تجربی جدید نشان می دهند که عملکرد لرزه ای بادبندهای همگرا با طراحی ورق اتصال و با اجازه یافتن ورق اتصال به تسلیم شدن بهبود می یابد. در این پژوهش ضمن بررسی تاثیرات ورق اتصال و تغییرات آنها، مدل اجزاء محدود غیرالاستیک و روشهای آنالیز مورد بررسی قرار گرفته و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه می گردند. موارد مهم در جزئیات قابها شامل تاثیر ورق اتصال بادبند در صلیب اتصال تیر به ستون، شکل و ضخامت ورق اتصال و تجزیه و تحلیل تغییرشکلهای غیر الاستیک می باشد. نتایج پیشنهاد شده باعث بهبود شکل و جزئیات این نوع اتصالات می گردد.

## کلمات کلیدی

قاب فولادی، مهاربندی همگرا، ورق اتصال، روش اجزاء محدود

## Evaluation for effect of Gusset plate parameters on the performance of Convergent Braced Frames

Javad katebi, Mehdi kahrizi

### ABSTRACT

Convergent braces are usually used for stability of frames against lateral forces in seismic design. According to the seismic design philosophy, it's expected that convergent bracing systems could show a non-elastic and steady response under intense earthquakes. In such frames, braces are connected to beams and columns by a plate and non-elastic deformation occurs at the time of yield of the member by tensile and non-elastic buckling. The new experimental tests show that the seismic performance of convergent braces improves by connection plate design and permitting connection plate to yielding.

In this research, the connection plate effects and its changes and also the inelastic finite element model and analysis methods are investigated and compared with experimental results. Important details in frames connection are including the effect of brace plate in rigidity of the column-beam connection, shape and thickness of connection plate and analysis of non-elastic deformations. The proposed results will lead to improve the shape and details of this type of connections.

### KEYWORDS

Steel Frame, Convergent Bracing, Gusset Plate, Finite Element Method.

۱. استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، ایران [jkatebi@tabrizu.ac.ir](mailto:jkatebi@tabrizu.ac.ir)  
۲. کارشناس ارشد مهندسی عمران سازه، دانشگاه تبریز، ایران [mehdi\\_kahrizi@yahoo.com](mailto:mehdi_kahrizi@yahoo.com)



با بررسی اجمالی خسارتهای وارد بر سازه ها در زلزله های گذشته مشخص می شود که سازه های فولادی به جهت شکل پذیری و قابلیت جذب انرژی عملکرد بهتر و اقتصادی تری نسبت به سایر سازه ها دارند. امروزه از سیستم های مختلفی برای مقابله با بارهای جانبی وارد بر ساختمانهای فولادی استفاده می شود که استفاده از سیستم مهاربندی در این ساختمانها قدمت بیشتری نسبت به سایر سیستم های سازه ای دارد.

پس از زلزله سال ۱۹۹۴ نورتریج و بدلیل ضعف هایی که در سیستم قاب های خمشی مشاهده شد، گرایش چشمگیری به استفاده از قاب های فولادی با مهاربندی همگرا به عنوان سیستم های مقاوم در برابر بارهای جانبی ایجاد شد. قابهای مهاربندی شده همگرا بدلیل صرفه جویی در مصرف مصالح و نیز سادگی طراحی و اجرا از محبوبیت زیادی در میان مهندسان سازه برخوردار است و به طور گسترده ای در طراحی لرزه ای سازه ها مورد استفاده قرار می گیرد.

به طور کلی قابهای با مهاربندی همگرا به گونه ای طراحی می شوند که تحت بارهای لرزه ای، انرژی به وسیله کمانش و یا جاری شدن بادبند مستهلک گردد. سایر اعضاء و اتصالات برای تحمل سطح باری طراحی می شوند که منجر به کمانش و جاری شدن بادبند شود. این روش طراحی ناشی از دیدگاه طراحی برای ظرفیت است که در دستورالعمل های مختلف طراحی لرزه ای ساختمان های فولادی مطرح است [۱ و ۲].

ایده استفاده از ورق اتصال برای متصل نمودن اعضای مهاربند به قاب فولادی بهترین ایده ای بود که در ابتدا معرفی شد و تاکنون نیز اصلی ترین روش اتصال مهاربند به قاب است. ورق اتصال مهاربند عضوی صفحه ای است که نیروهای مهاربند را به قاب منتقل می کند. به دلیل پیچیدگی رفتار اتصالات با ورق در قابهای با مهاربندی همگرا، طراحی این گروه از اجزای سازه ای معمولاً با ساده سازی

های بسیاری انجام می گیرد که از آن جمله می توان به روش ویتور [۳] برای طراحی ورق های اتصال تحت بارهای کششی یکنواخت و نیز روش تورنتون [۴] برای تعیین مقاومت فشاری اتصالات با ورق اشاره نمود.

هو و چنگ [۵] طی یک تحقیق آزمایشگاهی و عددی بر روی رفتار کمانشی اتصالات با ورق تحت بارهای فشاری یکنواخت دریافتند که کمانش ورق های نازک تحت باری بسیار پایین تر از باری اتفاق می افتد که با استفاده از روش ویتور بدست می آید همچنین تحلیل های عددی آنها نشان داد افزایش سختی بین ورق اتصال و بادبند، منجر به افزایش مقاومت کمانشی ورق اتصال می گردد.

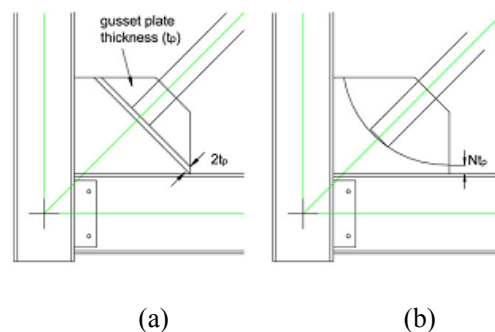
یام و چنگ [۶] اثرات ضخامت ورق اتصال، شرایط گیرداری خارج از صفحه بادبند، زاویه بادبند و لنگر های خمشی موجود در اعضای قاب را بر روی رفتار و مقاومت ورق های اتصال تحت بار فشاری مورد بررسی قرار دادند. آنها ملاحظه نمودند ظرفیت فشاری نمونه های ورق اتصال نسبت مستقیم با ضخامتشان دارند و ممان خمشی موجود در تیر و ستون مجاور نمونه های مورد مطالعه اثر چندانی بر ظرفیت فشاری ورق نداشتند. همچنین نتایج بررسی های آنها نشان داد روش پیشنهادی تورنتون برای محاسبه ظرفیت فشاری ورق های اتصال دست بالا و محافظه کارانه است.

جونگ هان یو و همکاران [۷] یک مطالعه پارامتری برای بررسی تاثیر ورق اتصال بر المان های قاب در عملکرد لرزه ای بادبند های همگرا و توسعه مدل های بهبود یافته انجام دادند. در این تحقیق جزئیات قاب از جمله اتصالات تیر به ستون، زاویه بادبند و تغییر شکل های غیر الاستیک نیز بررسی گردید. نتایج بدست آمده نشان داد که جزئیات مناسب اتصالات می تواند تا حد زیادی در بهبود عملکرد قاب موثر باشد. همچنین آنها با بررسی تحلیلی و پارامتری عنوان کردند که نتایج حاکی از تفاوت در رفتار عملی و پیش بینی رفتار مدل های طراحی شده کنونی بر اساس آیین نامه ها است.



قابهای فولادی دارای مهاربند هم مرکز ویژه (SCBFs) بسیار قوی و مقاوم هستند، به شرط اینکه مشخصات مورد نیاز طراحی لرزه ای را داشته باشند. جابجایی غیر الاستیک در این قابها به وسیله تسلیم کششی و کماتشی بادبندها ایجاد می شود [۸]. بعنوان مثال محدودیت در مورد محل بادبند و لاغری موضعی و کلی بادبند ها باعث ایجاد تغییر شکل های پلاستیک و کماتش بادبند ها می گردند. برای جلوگیری از تسلیم بادبند ها روش طراحی ذکر شده در مرجع [۹] پیشنهاد می گردد. در این مرجع گفته شده که برای جلوگیری از تخریب نابهنگام و شکستگی اتصال، باید ظرفیت باربری محوری ورق اتصال بیش از میزان باربری محوری عضو مهاربند (ظرفیت کششی و فشاری) منظور گردد.

ورق اتصال باید در طول چرخه ای انتهایی بادبند در یک بادبند کماتش یافته که در آن نیروهای کششی و فشاری نسبت به ظرفیت بادبند افزایش می یابند را تحمل کند. این روش طراحی میزان (2tp) را پیشنهاد می کند که tp ضخامت ورق می باشد. مانند شکل (a) ۱. وجود جابجایی خطی در ورق های اتصال بزرگ باعث غیر اقتصادی شدن و کاهش پایداری قابها می گردد.



شکل ۱. خط آزاد خمش در کماتش خارج از صفحه. (a) خط آزاد خمش خطی. (b) خط آزاد خمش بیضی

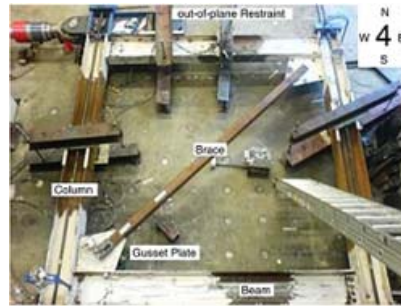
برای بهبود نتایج رفتار لرزه ای این قابها و بهبود طراحی آنها، بر شناسایی ابتدایی مکانیزم تسلیم اولیه (کوماتش و تسلیم کششی بادبند) و موازنه کردن آن با مکانیزم تسلیم

ثانویه (تسلیم ورق اتصال) تاکید می گردد [۱۰]. در حالت خاص افزایش شکل پذیری اتصال در یک جابجایی نسبی بزرگ باعث بهبود رفتار لرزه ای قاب می گردد و می توان در این حالت از بادبند HSS استفاده نمود [۱۱]. با انجام آنالیز اجزاء محدود غیر خطی مدل و انجام شبیه سازی می توان نتایج مکانیزم تسلیم را با مقیاس خوبی بیان نمود [۱۲]. این تحقیقات آزمایشگاهی باعث گسترش و توسعه نظرات طراحی می گردد و به دلیل اینکه با افزایش تعداد آزمایشها هزینه های مربوطه افزایش می یابد، می بایست از روش های آنالیزی و پارامتری استفاده گردد. در این پژوهش خلاصه ای از روشهای پارامتری به منظور بهبود اتصالات ورق بادبند و پیشنهاداتی در مورد طراحی ورق اتصال بیان شده است.

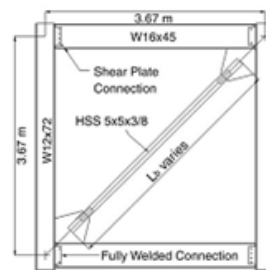
## ۲- شبیه سازی مطالعات آزمایشگاهی و آنالیز مدل

برای بررسی و شبیه سازی (SCBF) و ورق اتصال و نیز به منظور مقایسه آنالیز الاستیک و غیر الاستیک از نرم افزار ABAQUS [ویرایش ۶.۱۱]، که یک نرم افزار شبیه ساز برای سازه می باشد استفاده شده است. این بررسی به منظور مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی و آنالیزی و در جهت گسترش و بهبود نتایج انجام شده است. این آزمایش در دانشگاه واشنگتن برای بررسی کل سیستم قاب بادبندی (SCBF) و رفتار موضعی بادبندها و گاست پلیت انجام شده است [۷]. قاب نمونه در شکل های (a) ۲ و (b) ۲ نشان داده شده است و به صورت یک بادبند در قاب یک دهانه که در طبقات پایین یک سازه کم ارتفاع یا طبقات بالای یک سازه بلند مرتبه می باشد شبیه سازی شده است. کل قاب، همانگونه که در شکل نشان داده شده است، شامل بادبند، تیر بالا و پایین، ورق اتصال و ستونها می باشد. مقاطع بادبند از نوع HSS 5\*5\*3/8، مقاطع تیرها W16\*45 و مقاطع ستونها W12\*72 و از فولاد A992 می باشد اما اتصالات و پارامترهای ورق اتصال در هر بررسی متفاوت و متنوع خواهد بود.

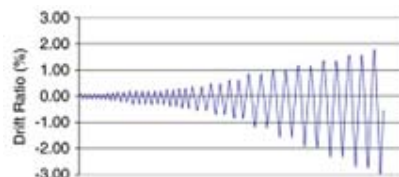
تنوع ایجاد شده در ورق اتصال با توجه به شرایط وجود یا عدم وجود ورق اتصال و مهاربند، نوع اتصال تیر به ستون، ضخامت و شکل ورق می باشد.



(a)

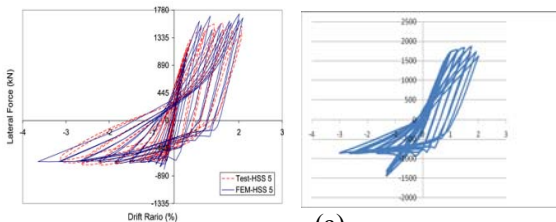


(b)

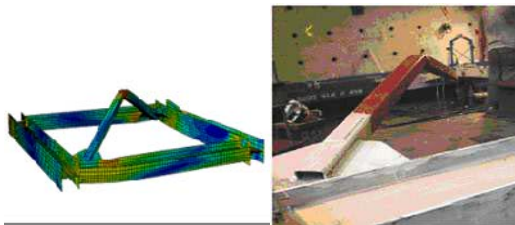


(c)

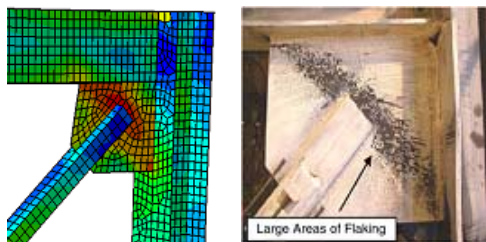
بزرگ و مصالح آن از نوع دو خطی در محدوده سخت شدگی پلاستیک در نظر گرفته شده است و نتایج با منحنی تنش و کرنش بدست آمده از آزمایش مقایسه شده است [۱۱]. شکل (b) مشخصات قاب را نمایش می دهد. مرز موقعیت های شبیه سازی شده شامل موارد زیر است: انتهای تیر پایینی دارای درجه آزادی انتقالی است، پایین ستونها دارای اتصالات غلطکی است و از جابجایی خارج صفحه در بالای ستونها جلوگیری بعمل آمده است که برای این منظور در مدل آزمایشگاهی یک تکیه گاه جانبی معرفی شده است. یک المان فنر غیر خطی (COMBIN39) در مدل کردن بولتهای اتصال تیر به ستون (اتصال برشی) معرفی شده است. تمامی جوشها از نوع صلب کامل در نظر گرفته شده است. ابعاد مش ها در حدود ۲۵×۲۵ میلی متر در نظر گرفته شده است.



(a)



(b)



(c)

شکل ۲. نمونه قاب مورد بررسی. (a) مدل آزمایشگاهی قاب. (b) مشخصات قاب. (c) تاریخچه بارگذاری قاب. [۷].

قاب مورد نظر طبق دستورالعمل آزمایش ATC-24 تحت تغییر شکل های چرخه ای قرار می گیرد [۱۳]. این دستورالعمل شامل چرخه های الاستیک برای پایداری سختی و تسلیم اولیه و تغییر شکلهای غیر الاستیک می باشد.

همه اعضاء به صورت المان چهار گره ای توسط المان شل مدل شده اند (Shell 181) که هر گره شش درجه آزادی دارد. المانها شامل غشاء و نرمی و تغییر شکل برشی هستند. برای مدل کردن کمانش المان از تئوری تغییر شکل های

شکل ۳. مقایسه مدل کامپیوتری و مدل آزمایشگاهی  
(a). نمودار برش پایه- تغییر مکان. (b). تغییر شکل قاب. (c). خط  
دوران ورق اتصال در کمناش خارج از صفحه.

در شکل ۳ مقایسه مدل کامپیوتری تحت نتایج چرخه ای غیر الاستیک برای همه قاب و ورق اتصال نمایش داده شده است. مطابق مقایسه بعمل آمده نتایج تحلیلی علی الخصوص در ورق اتصال مهاربند، بسیار نزدیک به نتایج بررسی شده محلی اعضاء در آزمایش عملی می باشند و خطایی در حدود ۶ درصد دارد از این رو مدل های تحلیلی قابل اطمینان است. نتایج آزمایشگاهی و آنالیزی به طور ویژه به شرح زیر بررسی می گردند:

● تسلیم محلی و شکست نهایی در مرکز بادبند بدلیل کمناش خارج از صفحه ایجاد می شود، شکل ۳(b).

● تسلیم محلی ورق اتصال و پارگی در محدوده نزدیک به جوش ورق اتصال در زمان تغییر شکل بزرگ و تسلیم محلی در دوران انتهای اتصال در زمان کمناش بادبند ایجاد می شود، شکل ۳(c).

● تسلیم محلی تیر و ستون در نزدیکی اتصال ورق بادبند که وابسته به میزان گیرداری اتصال گاست و ابعاد ورق است رخ می دهد.

در آنالیز غیر الاستیک، تسلیم، کمناش و تغییر شکل غیر الاستیک مورد بررسی قرار می گیرد اما نمی تواند اطلاعاتی در مورد زمان و مکان ترکهای اولیه، پارگی و تخریب فولاد ارائه نماید اما کرنش پلاستیک  $\epsilon_{eqv}^{pl}$  در آنالیز غیر الاستیک نمایش خوبی از ترک اولیه و تخریب فولاد و جوش ارائه می دهد [۱۲].

$$\epsilon_{eqv}^{pl} = \frac{1}{\sqrt{2}(1+\nu')} \left[ (\epsilon_x^{pl} - \epsilon_y^{pl})^2 + (\epsilon_y^{pl} - \epsilon_z^{pl})^2 + (\epsilon_z^{pl} - \epsilon_x^{pl})^2 + \frac{2}{3} (\gamma_{xy}^{pl2} + \gamma_{yz}^{pl2} + \gamma_{zx}^{pl2}) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$

در این معادله  $\epsilon_x^{pl}$ ,  $\epsilon_y^{pl}$ ,  $\epsilon_{xy}^{pl}$  و غیره عبارات مورد نیاز بررسی کرنش پلاستیک و  $\nu'$  ضریب موثر پواسون است. نشان داده می شود که ترک های اولیه در آستانه و مرز مقدار

$\epsilon_{eqv}^{pl}$  ایجاد می گردند که مقدار  $\epsilon_{eqv}^{pl}$  وابسته به اندازه مش ها می باشد اما علی القاعده میزان  $\epsilon_{eqv}^{pl}$  شرح خوبی از ایجاد مکانیزم و گسترش ترک می دهد و این مقدار بایستی با میزان نتایج آزمایشگاهی برابر باشد. باید توجه داشت که مقدار  $\epsilon_{eqv}^{pl}$  در معادله یاد شده جمع کل کرنش پلاستیک در زمان بارگذاری چرخه ای بادبند می باشد. این بارگذاری چرخه ای باعث تغییر شکل محلی در منطقه کمناش یافته در مرکز بادبند و خارج از دوران صفحه ای ورق اتصال می شود. همانگونه که مشخص است مقدار  $\epsilon_{eqv}^{pl}$  برای سازه های متفاوت قابل محاسبه می باشد که مستقل از اندازه مش بندی ها می باشد. بنابر این اگر چه دستور العمل یاد شده قابل استفاده می باشد اما برای سیستم ها و هندسه های متفاوت بایستی از روش های یاد شده استفاده کرد [۱۲].

### ۳ - معرفی نمونه ها و مطالعه پارامتری

در این قسمت از این پژوهش، ضمن بررسی شرح قبلی روش آنالیز المان محدود و بررسی محدوده تغییرات پارامتر ها، تاثیر ورق اتصال بادبند همگرا بر صلیب جانبی قاب و اتصال تیر به ستون مورد بررسی قرار می گیرد. تغییرات پارامتری شامل تغییرات بادبند و ورق اتصال، تفاوت اتصال تیر به ستون، تاثیر ضخامت ورق اتصال و تاثیر شکل ورق اتصال می شود. این پارامترها در شکل ۴ نشان داده شده اند. در این پژوهش سیستم های مدل سازی شده با سیستم مرجع مقایسه می گردند. قاب مرجع [۷] که شبیه سازی شده است دارای مشخصات زیر می باشد:

● تیرها W16\*45 و ستونها W12\*72 از فولاد A992  
● بادبند HSS 5\*5\*3/8 از نوع A500 با فولاد B/C با زاویه ۴۵ درجه

● ورق اتصال با ضخامت ۹.۵ mm با فولاد A572  
● فاصله خط آزاد خمش ورق اتصال ۸tp و طول جوش بادبند به ورق اتصال ۳۷۵ mm است.

● اتصال تیر به ستون با جوش نفوذی کامل اجرا شده است.

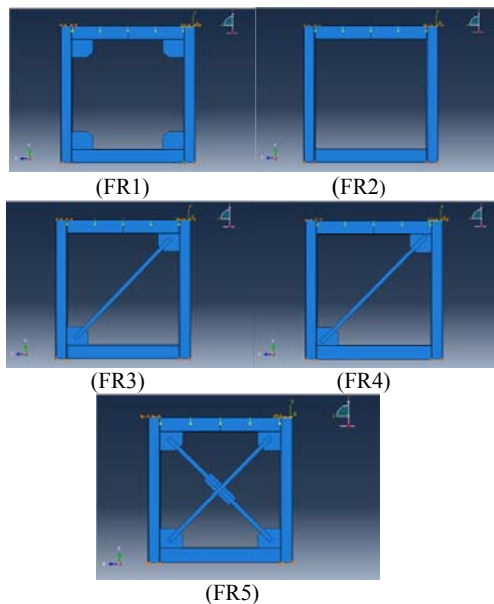


پارامترهای مورد بررسی و مقادیر آنها به صورت مجزا در جدول شماره ۲ نشان داده شده اند.

● انتهای تیر پایین دارای درجه آزادی انتقالی است، پایین ستونها دارای اتصالات غلطکی است و از جابجایی خارج صفحه در بالای ستونها جلوگیری بعمل آمده است.

جدول (۲). پارامترهای مورد بررسی در مدل سازی تحلیلی

نوع قاب	ابعاد ورق اتصال (mm)	ضخامت ورق (mm)	مدل خط آزاد خمش	اتصال تیر به ستون
۱	۶۳۳ × ۵۳۵	۹/۵	بیضی ۸ tp	صلب
۲	-	-	-	مفصلی
۳	۶۳۳ × ۵۳۵	۹/۵	بیضی ۸tp	مفصلی
۴	۶۳۳ × ۵۳۵	۹/۵	-	مفصلی
۵	۶۳۳ × ۵۳۵	۹/۵	بیضی ۸tp	مفصلی و صلب
۶	۶۳۳ × ۵۳۵	۹/۵	بیضی ۸tp	مفصلی
۷	۶۳۳ × ۵۳۵	۹/۵	بیضی ۸tp	مفصلی
۸	۶۳۳ × ۵۳۵	۹/۵ و ۲۰	بیضی ۸tp	مفصلی
۹	۶۳۳ × ۵۳۵	۹/۵	خطی ۲tp مخروطی	مفصلی



شکل ۴. اشکال مختلف مدل سازی تحلیلی.

(FR1). قاب بدون مهاربند و ورق اتصال. (FR2). قاب با ورق اتصال و بدون مهاربند. (FR3). قاب با مهاربند قطری و بدون رعایت خط آزاد خمش. (FR4). قاب با مهاربند قطری و با رعایت خط آزاد خمش. (FR5). قاب با مهاربند ضربدری.

بارگذاری چرخه ای اعمال شده به مدل در شکل (c) ۲ نشان داده شده است. مواد و مصالح مصرفی در مدل سازی تحلیلی مطابق با مصالح مصرفی در آزمایش تجربی است. (جدول ۱).

جدول (۱). مشخصات مصالح در قاب مرجع

نوع عضو قاب و نوع فولاد مصرفی	مقاومت تسلیم (MPa)	مقاومت نهایی (MPa)
تیر (A992)	۳۹۵	۵۰۱
ستون (A992)	۴۰۹	۵۲۲
بادبند (A500)	۵۰۵	۵۴۹
ورق (A572)	۴۴۷	۶۰۲



### ۳-۱- تاثیر ورق اتصال بر صلبیت قاب :

در شکل شماره ۵ مقایسه توزیع تنش پلاستیک به صورت المان محدود نشان داده شده است.

شریحی بر تنش سطحی است که به ضخامت فولاد وابسته می باشد. این نتایج در بررسی پارامترهای طراحی بر روی توزیع تنش ورق اتصال و نیز تیرها و ستونهای مجاور ورق اتصال مورد استفاده قرار می گیرد.

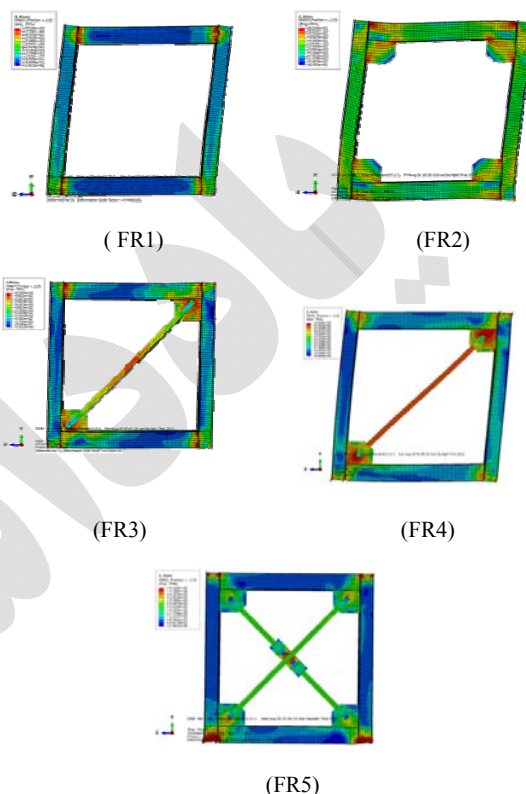
نتایج حاصل از مقایسه آنالیز قابهای مذکور به طور خلاصه به شرح زیر است :

- قاب مدل (FR1) : تکیه گاه های تیر به دلیل عدم وجود مهاربند، دارای لنگر هستند لذا تمرکز تنش حداکثر در جان تیر و در محل اتصال به ستون به وجود آمده است.

- قاب مدل (FR2) : وجود ورق در چهار گوشه قاب سبب ایجاد صلبیت در اتصال تیر به ستون گردیده است و به دلیل جلوگیری این ورق ها از دوران تکیه گاه تیر، تمرکز تنش در دورترین گوشه های ورق اتصال و محل انتقال بیشترین نیرو از تیر و ستون به ورق مشاهده می گردد. همچنین در قسمت فشاری جان تیر در مجاورت ورق اتصال نیز تمرکز تنش حداکثر مشهود است. بنابراین گسیختگی این نوع قاب ناشی از کمناش ورق و جاری شدن ورق اتصال و قسمت فشاری جان تیر در مجاورت ورق خواهد بود.

- قاب مدل (FR3) : در این قاب به دلیل طول زیاد مهاربند و پوشش خط آزاد دوران مهاربند در کمناش خارج از صفحه، شکل پذیری قاب کاهش یافته و ورق اتصال قادر به کمناش خارج از صفحه و تغییر شکل های فرا ارتجاعی نیست و به همین دلیل نیروی مهاربند توسط ورق به اتصال منتقل گردیده است. بنا بر این تمرکز تنش حداکثر علاوه بر مهاربند و ورق اتصال، در اتصال نیز بوجود می آید. و گسیختگی قاب ناشی از جاری شدن مهاربند، ورق اتصال و اتصال تیر به ستون خواهد بود.

- قاب مدل (FR4) : در این مدل بدلیل طول کوتاهتر مهاربند و رعایت فاصله خط آزاد خمش خارج از صفحه مهاربند، تنش حداکثر در مهاربند و ورق اتصال متمرکز شده است. لذا در این حالت مهاربند تغییر شکل های فرا ارتجاعی از خود نشان می دهد و سایر قسمتهای قاب در



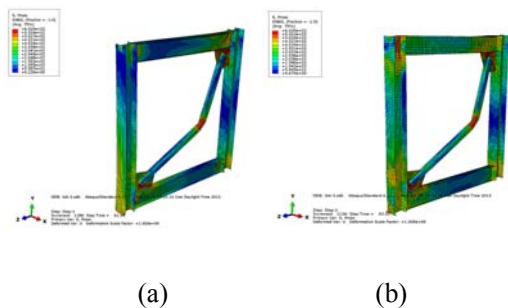
شکل ۵. مقادیر و نحوه توزیع تنش ها (معیار فون میسز)

با توزیع تنش یاد شده در المان های موجود، معادله تنش معادل از رابطه ۲ بدست می آید. این معادله تابع تنش را نشان می دهد.

$$\sigma_{eqv} = \left( \frac{1}{2} [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\sigma_{xy}^2 + \sigma_{yz}^2 + \sigma_{zx}^2)] \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

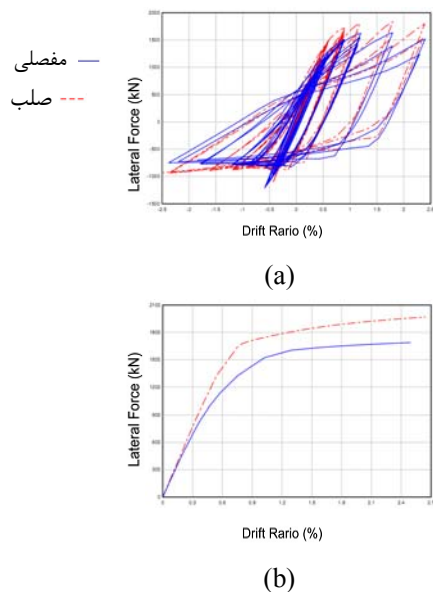
مصالح مورد استفاده مطابق مرجع [۷] می باشد که در آن تنش تسلیم ورق اتصال مطابق رابطه ۲ حدوداً 450MPa، تنش تسلیم در اعضاء قاب حدوداً 400MPa و برای بادبند حدوداً 500MPa است. این نمایش گرافیکی تنش در واقع

حالت اتصال صلب و مفصلی تیر به ستون مقایسه می گردد. (شکل ۶).



شکل ۶. تغییر شکل و نحوه توزیع تنش در قاب. (a) قاب با اتصال مفصلی. (b) قاب با اتصال صلب.

در شکل ۷ مقایسه نتایج حاصل از تحلیل این دو حالت نشان داده شده است. این شکل نشان می دهد بار کششی و فشاری در قاب دارای اتصال مفصلی تیر به ستون تا حد تغییر مکان نسبی ۲.۵ درصد، حدود ۰.۳٪ تا ۰.۸٪ کمتر از حالت مدل مرجع با جوش نفوذی کامل است. همچنین مطابق مشاهدات تغییر شکل قاب و شکست بادبند در هر دو حالت، در تغییر مکان های نسبی مشابه تقریباً یکسان است. این مطالعه نشان داد شکست بادبند در اتصال مفصلی تیر به ستون زودتر از حالت اتصال صلب رخ می دهد.



محدوده ارتجاعی باقی می ماند و عضو مهاربند به خوبی در حکم فیوز سازه عمل می نماید که این موضوع جزء اهداف اجرای مهاربند همگرای ویژه در آیین نامه ها است. - قاب مدل (FR5): در این نوع قاب به دلیل وجود مهاربند ضربدری انتقال نیروها به صورت محوری انجام می شود و تمرکز تنش در گوشه های خارجی قاب و قسمتهای فوقانی و تحتانی ستون است. همچنین در قسمت آزاد ورق اتصال میانی قاب نیز بدلیل تمایل تشکیل لولا و دوران درکمانش خارج از صفحه تمرکز تنش وجود دارد. در سایر قسمتهای قاب تنشهای قابل توجهی وجود ندارد. نتایج حاصل از بررسی و مقایسه این قابها در جدول ۳ ارائه شده است.

جدول (۳). مقایسه پارامترهای مختلف قاب های مورد مطالعه

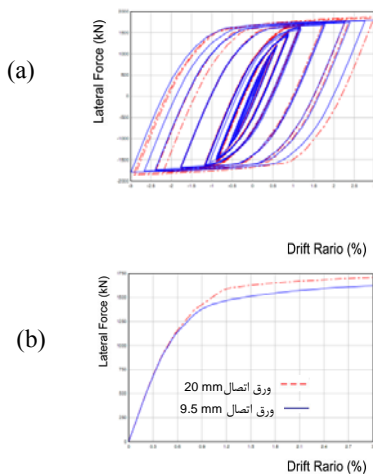
ردیف	بررسی مدل مورد مطالعه	نسبت تغییر مکان نسبی ۲.۵ درصد	بار کششی (KN/mm)	میزان انرژی قاب (N.mm)	توجه گاه تیر شکل زاویه ای
۱	قاب مدل (FR1)	۰.۸۱	۳.۷۰۷	۲.۹۰ E ۸	-۰.۰۲۷
۲	قاب مدل (FR2)	۱.۶۳	۱۰.۲۷۸	۴.۴۲ E ۸	-۰.۰۱۴
۳	قاب مدل (FR3)	۶.۰۳	۱۷۶۸	۱.۱۴ E ۹	-۰.۰۱۷
۴	قاب مدل (FR4)	۵.۸۹	۱۶۸۹	۲.۳۱ E ۹	-۰.۰۱۸
۵	قاب مدل (FR5)	۱۰.۱	۲۰۸۵	۲.۸۶ E ۹	-۰.۰۱۱

### ۳-۲- تفاوت اتصال تیر به ستون در قاب:

در مدل قاب مرجع از جوش کاملاً نفوذی برای اتصال تیر به ستون استفاده شده است. تعدادی از مهندسين این روش را پیشنهاد می کنند زیرا نیروی محوری از تیر توسط این اتصال به راحتی انتقال می یابد اما استفاده از این دتایل بسیار غیر اقتصادی و مشکل است و به همین دلیل بسیاری مهندسين از اتصال ساده برشی استفاده می کنند در این قسمت به منظور بررسی تفاوت اتصال تیر به ستون در حالت صلب و مفصلی و تغییرات رفتار آنها در قابهای با مهاربندی همگرا، نتایج حاصل از تحلیل مدل مرجع در دو



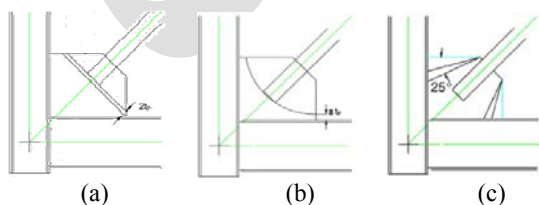
کاهش، طول موثر مهاربند کاهش و ظرفیت کماتش فشاری افزایش می یابد. حداکثر مقاومت فشاری و کششی در ورق اتصال ضخیم تر ۹٪ و ۵٪ بیشتر از مدل مرجع می باشد. با افزایش ضخامت ورق اتصال و افزایش سختی ناحیه اتصال، میزان تغییر شکل زاویه ای تکیه گاه تیر به میزان ۲۵ درصد کاهش می یابد. (شکل ۹).



شکل ۹. مقایسه رفتار قاب با افزایش ضخامت ورق اتصال. (a) نمودار هیستریزیس. (b) نمودار مقاومت قاب.

### ۳-۴ - تاثیر شکل ورق اتصال در قاب :

در ادامه به منظور بررسی تاثیر شکل ورق اتصال بر رفتار قاب مهاربندی شده همگرا، نمونه هایی از قاب دارای ورق اتصال با خط آزاد خمش خطی  $2tp$  و همچنین ورق اتصال مخروطی با ضخامت ثابت مطابق قاب مرجع، آنالیز و با نمونه قاب مرجع که دارای خط آزاد خمش بیضی شکل  $8tp$  است مقایسه می گردد. (شکل ۱۰).

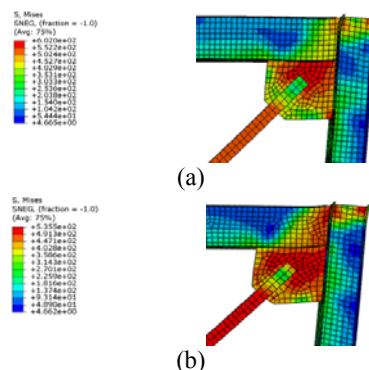


شکل ۱۰ اشکال مختلف ورق اتصال (a) ورق اتصال با خط آزاد خمش خطی. (b) ورق اتصال با خط آزاد خمش بیضی. (c) ورق اتصال مخروطی

شکل ۷). مقایسه نمودار برش پایه - تغییر مکان در دو حالت صلب و مفصلی (a). تحت تغییر شکل های چرخه ای. (b) نمودار مقاومت قاب.

### ۳-۳ - تاثیر ضخامت ورق اتصال در قاب :

اگر چه مقررات طراحی لرزه ای در حال حاضر این پیشنهاد را دارند که کاربرد یک صفحه ضخیم تر در قاب های دارای مهاربند همگرا بهتر است اما مطالعات و تجزیه و تحلیل های قبلی نشان داده اند که صفحات ضخیم تر و بزرگ تر باعث افزایش سختی اتصال و افزایش زودتر تنش در تیر ها و ستون ها شده و بادبند زودتر تخریب می شود. در این قسمت مدل قاب دارای مهاربند قطری با استفاده از ورق اتصال به ضخامت  $20\text{ mm}$  آنالیز گردید و رفتار آن با مدل مرجع دارای ورق اتصال  $9/5\text{ mm}$  مورد مقایسه قرار گرفت. (شکل ۸).



شکل ۸. توزیع تنش در ورق اتصال مهاربند. (a) ورق اتصال با ضخامت  $9.5$  میلیمتر. (b) ورق اتصال با ضخامت  $20$  میلیمتر

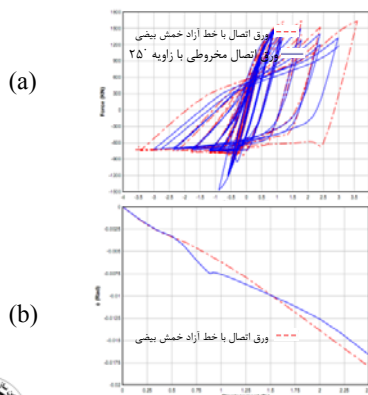
همانگونه که در شکل ۸ مشخص است افزایش ضخامت ورق اتصال تنش ها را کاهش می دهد اما عملکرد غیر الاستیک را افزایش داده و بدلیل سختی اتصال سبب افزایش زودتر تنش در تیر ها و ستون ها می گردد. همچنین ضخیم شدن ورق اتصال به دلیل کاهش تسلیم شدن در ورق اتصال و افزایش سخت شدگی کرنشی بادبند، باعث افزایش پایداری جانبی قاب در عملکرد فشاری و کششی می گردد. با ضخیم کردن ورق اتصال، دوران انتهای بادبند

شکل ۱۲). نمودار (a). هیستریزس (b). تغییر شکل زاویه ای در ورق های با خط آزاد خمش خطی و بیضی

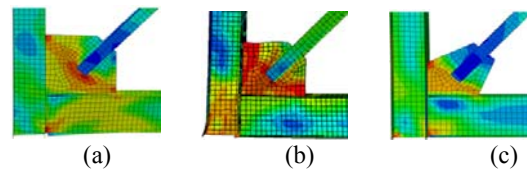
۳-۴-۲- بررسی ورق اتصال چند ضلعی (مخروطی)  
 استفاده از ورق اتصال چند ضلعی (مخروطی) باعث کاهش ابعاد ورق اتصال و کاهش سختی در منطقه انتهای بادبند می گردد. بنابراین رفتار بهتری در اتصال مفصلی دارد. این نوع ورق اتصال از کماتش تیر و ستون جلوگیری کرده و تمایل این نوع ورق برای کماتش بیشتر است. ورق های اتصال چند ضلعی و مخروطی در طراحی ها همانگونه که در شکل ۱۱c نشان داده شده اند بکار برده می شوند و زوایای این چند ضلعی ها از صفر درجه در مدل مرجع تا ۲۵ درجه می باشد.

به طور کلی مقدار مقاومت قاب با ورق اتصال مخروطی شکل کمی کمتر از قابهای با ورق اتصال مستطیلی شکل می باشد. بار نهایی کششی و فشاری قاب با ورق اتصال مخروطی دارای زاویه ۲۵ درجه حدود ۴٪ تا ۶٪ کوچکتر از همان قاب با ورق اتصال چند ضلعی (مستطیلی) است. با توجه به اینکه چند ضلعی کردن ورق اتصال میزان منطقه موثر در برابر تنش های فشاری و کششی را کاهش می دهد لذا گسترش تنش و کرنش در گوشه ورق افزایش می یابد و شروع ترک از گوشه ها خواهد بود.

مطالعات حاکی از این است که شکست بادبند برای ورق اتصال چند ضلعی، در میزان تغییر مکان های نسبی شبیه با ورق های مستطیلی با خط آزاد خمش 8tp رخ می دهد.

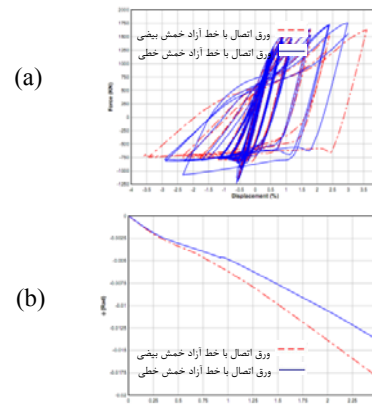


در شکل (۱۱) مقایسه توزیع تنش پلاستیک در ورق های اتصال مهاربند به صورت المان محدود نشان داده شده است.



شکل ۱۱). توزیع تنش پلاستیک در اشکال مختلف ورق اتصال

۳-۴-۱- بررسی ورق اتصال با خط آزاد خمش خطی  
 در طراحی لرزه ای ورق اتصال با خط آزاد خمش خطی به فاصله 2tp، به منظور ایجاد کماتش خارج از صفحه در بارگذاری چرخه ای به ورق اتصال بزرگ و اتصال صلب آن نیاز است در نتیجه ظرفیت تغییر شکل غیر الاستیک کاهش می یابد. شکل a (۱۱). زمانی که از خط آزاد خمش خطی 2tp استفاده می شود تسلیم اصلی در یک خط و روی ورق اتصال ایجاد می گردد و باعث تاخیر در ترک جوشهای اتصال ورق به تیر و ستون می شود. بزرگ بودن و صلبیت ورق اتصال باعث ایجاد تنش در وسط بادبند می شود. آنالیز مدل خطی 2tp و مقایسه با مدل بیضوی نشان می دهد که این مدل تاثیر بسیار کمی در مقاومت نهایی مدل مرجع دارد (حدود ۱ تا ۴ درصد). (شکل ۱۲). مدل بیضوی نیازمند ورق اتصال کوچکتر و شکل پذیر تر است. در این مدل تسلیم ورق اتصال بعد از کماتش بادبند صورت می گیرد. شکل b(۱۱).



جذب انرژی سازه به مقدار ۵۲/۷ درصد افزایش یافت. همچنین مقدار دوران تکیه گاه تیر در حدود ۹/۱ درصد افزایش می یابد که نشانگر افزایش شکل پذیری به دلیل رفتار فرا ارتجاعی مهاربند است.

● تجزیه و تحلیل مدل ها با تغییر در اتصالات تیر به ستون نشان می دهد که اتصالات برشی باعث کاهش اندکی در ظرفیت تغییر شکل و مقاومت سیستم می گردد.

● افزایش ضخامت ورق اتصال باعث افزایش سختی اتصال، کاهش دوران انتهای بادبند، افزایش ظرفیت کماتش فشاری، کاهش تنش در ورق اتصال و افزایش زودرس تنش در تیرها و ستون ها می گردد.

● نمونه طراحی شده با خط آزاد خمش بیضوی عملکرد بهتری نسبت به خط آزاد خمش خطی 2tp دارد زیرا مدل بیضوی نیازمند ورق اتصال کوچکتر بوده و به تبع آن تنش محلی در تیرها و ستونها کاهش می یابد در این مدل تسلیم ورق اتصال بعد از کماتش بادبند صورت می گیرد.

● در قاب با ورق اتصال مخروطی، شکست بادبند در دریافت های مشابه با قاب دارای ورق اتصال چند ضلعی رخ می دهد. در ورق های اتصال مخروطی میزان تنش محلی در تیرها و ستونهای کنار ورق اتصال کاهش می یابد همچنین استفاده از ورق اتصال چند ضلعی (مخروطی) باعث کاهش ابعاد ورق اتصال و کاهش سختی در منطقه انتهای بادبند می گردد بنابراین رفتار بهتری در اتصال مفصلی دارد.

به منظور ارائه جزئیات بیشتر و دقیق تر در این خصوص، پیشنهاد می گردد انجام مطالعات آزمایشگاهی و بررسی های بیشتر بر روی نمونه های گوناگون این نوع قابها انجام گردد.

#### مراجع

1- AISC. 2005a. Specification for Structural Steel Buildings. Chicago: American Institute of Steel Construction ( free download at [www.aisc.org](http://www.aisc.org)).

شکل ۱۳). (a). نمودار هیستریزیس. (b). تغییر شکل زاویه ای در ورق با خط آزاد خمش بیضی و ورق اتصال مخروطی ورق اتصال مخروطی در تغییر مکان نسبی قاب از ۰/۵۵٪ تا حدود ۱/۵٪ دارای تغییر شکل زاویه ای بیشتری نسبت به مدل بیضی است و از این مقدار به بعد سبب ایجاد تغییر شکل زاویه ای کمتری در محل اتصال تیر به ستون می گردد به نحوی که در مدل ورق اتصال مخروطی، میزان دوران انتهای تیر در محل اتصال به ستون و در تغییر مکان نسبی ۲/۵ درصد حدود ۷/۵ درصد کمتر از مدل با خط آزاد خمش بیضی شکل است. (شکل ۱۳).

#### ۴- نتیجه گیری :

در بخش های قبل با استفاده از اعتبار روش آنالیز اجزاء محدود، یکسری شبیه سازی به منظور بررسی تاثیر ضخامت و شکل ورق اتصال مهاربند در قاب دارای مهاربند همگرا با تغییر در پارامترها و اجزاء قاب انجام گردید در این بخش برخی دستاوردهای قابل طرح در محدوده مطالعات انجام یافته در این پژوهش به صورت خلاصه ارائه می شود :

● مدل اجزاء محدود یک قاب با مهاربندی همگرا بر اساس کار محققان قبلی تهیه و بر اساس آن اعتبار سنجی شد. مدل تحلیلی به خوبی بار کماتشی و کاهش ظرفیت فشاری پس کماتشی را تحت اثر بارهای چرخه ای شبیه سازی نمود و با تطبیق بسیار خوبی همراه بود.

● با افزودن ورق اتصال بادبند به گوشه های قاب، سختی جانبی ۳۰ درصد افزایش می یابد، تغییر شکل زاویه ای اتصالات قاب در حدود ۵۰ درصد کاهش یافته و شکل پذیری و جذب انرژی قاب به میزان ۵۵ درصد کاهش می یابد. بنابراین فرض اتصال ساده میان تیر و ستون در طراحی قابهای با مهاربندی همگرا صحیح نیست و بخشی از سختی جانبی قاب بدلیل صلبیت اتصال تیر و ستون می باشد.

● با تغییر جزئیات قاب دارای مهاربندی قطری معمولی به ویژه، و فراهم شدن شرایط آزادی کماتش خارج از صفحه مهاربند، سختی قاب به میزان ۳/۸ درصد کاهش داشت. اما



2- AISC. 2005c. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Chicago: American Institute of Steel Construction ( free download at [www.aisc.org](http://www.aisc.org)).

3- Astaneh-Asl, A. 1998. “ Seismic Behavior and Design of Gusset Plate in Steel Technical Information and Product Services ” (Steel TIPS) report. Moraga, CA: Structural Steel Educational Council ([www.steeltips.org](http://www.steeltips.org)).

4- Thornton, W.A. 1984. “ Bracing connections for heavy construction”. AISC Engineering Journal, 21(3):139-148.

5- Walbrids, S.S., Grondin, G.Y., and Cheng, J.J.R. 1998. “ An analysis of the cyclic behavior of steel gusset plate connections ”. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alta. Structural Engineering Report no.194.

6 - Yam, M.C.H., and Cheng, J.J.R. 1993. “Experimental investigation of the compressive behavior of gusset plate connections ”. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alta. Structural Engineering Report no.194.

7- Jung-Han Yoo, Dawn E. Lehman, Charles W. Roeder. 2008. “Influence of connection design parameters on the seismic performance of braced frames”. J. Constr. Steel Res 64. 607-623.

8- AISC. Manual of steel construction load and resistance factor design. 3rd ed. Chicago (IL): American Institute of Steel Construction; 2001.

9- Thornton WA. On the analysis and design of bracing connections. In: Proceedings of national steel construction conference. Chicago (IL): AISC; 1991. p. 1-33. Section 26.

10- Roeder C, Lehman D, Yoo JH. Improved design of steel frame connections. International Journal of Steel Structures 2005;141-53.

11- Lehman DE, Roeder CW, Herman D, Johnson S, Kotulka B. Improved seismic performance of gusset plate connections, ASCE Journal of Structural Engineering 2008, Vol. 134, No. 6, pp. 890-901.

12- Yoo JH, Roeder C, Lehman D. Analytical Performance Simulation of Special Concentrically Braced Frames, ASCE Journal of Structural Engineering 2008, Vol. 134, No. 6, pp. 881-889 .

13- ATC 24. Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures. Applied Technology Council; 1992.



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

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

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

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

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها



۵. کتب و مقالات

عنوان	موضوع	محل انتشارات	تاریخ
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

۶. عضویت در سایر انجمن های علمی

نام انجمن	موضوع	نوع عضویت	تاریخ عضویت
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

مدارک لازم جهت عضویت

۳ قطعه عکس ۴\*۳- تصویر شناسنامه- تصویر آخرین مدرک تحصیلی (نماینده شرکت)- رسید پرداخت حق ورودیه- روزنامه رسمی و اساسنامه شرکت

حق عضویت:

- اعضای حقیقی پانصد هزار ریال
- اعضای دانشجویی دویست هزار ریال
- اعضای حقوقی سه میلیون و پانصد هزار ریال
- مجلات و موسسات علمی پژوهشی یک میلیون ریال

به حساب جاری شماره ۴۵۰۷۰۴۳۳ بانک تجارت شعبه مرکزی کد ۴۵۰ به نام انجمن سازه های فولادی ایران

<p>درخواست عضویت ..... در جلسه مورخ ..... کمیته پذیرش انجمن سازه های فولادی ایران مطرح و با عضویت ایشان موافقت - مخالفت بعمل آمد .</p> <p>کمیته پذیرش</p>	<p>در جلسه هیأت مدیره مورخ ..... مورد تایید قرار گرفت.</p> <p>هیأت مدیره</p>
---	--

در این بخش چیزی ننویسید

لطفاً پس از تکمیل این برگه را به همراه مدارک به نشانی زیر، دبیرخانه انجمن سازه های فولادی ایران، ارسال فرمایید:

تهران - بزرگراه رسالت - انتهای پل سیدخندان - خ شهید کابلی (خ دبستان سابق) - پلاک ۱۰ - واحد ۱۰

تلفن: ۸۸۴۶۹۰۰۴ تلفکس: ۸۸۴۲۹۴۳۸

جهت اطلاعات بیشتر به نشانی [www.iss.ir](http://www.iss.ir) مراجعه نمایید.