

## ارزیابی ضریب رفتار مهار بند زانویی نیم دایره

نوراله حسین بیکی

کارشناسی ارشد مهندسی عمران - گرایش سازه، موسسه آموزش عالی آیندگان، تنکابن، مازندران، ایران

### چکیده

مهاربندهای همگرا در سطح وسیعی در پروژه های عمرانی مورد استفاده قرار می گیرد. اما با پیشرفت علم مهندسی زلزله و سازه، استفاده از آن در مناطق با لرزه خیزی زیاد توصیه نمی شود. با توجه به شکل پذیری کم مهاربندهای همگرا، علیرغم سختی و مقاومت بالا، در برابر بارهای لرزه ای عملکرد مناسبی ندارد. محققان برای بهبود رفتار آنها مهاربند زانویی را پیشنهاد داده اند که باعث افزایش شکل پذیری و جذب انرژی آن می شود. با تشکیل مفصل پلاستیک در المان زانویی، سایر اجزا سازه ای در ناحیه الاستیک باقی می مانند و پس از زلزله براحتی قابل تعمیر و تعویض است. در این مقاله نوع جدیدی از مهاربندهایی زانویی مورد بحث و بررسی قرار گرفته است که از المان زانویی ربع دایره استفاده شده است. در این بررسی ها از نرم افزار ANSYS استفاده شده است و پارامترهای لرزه ای آن محاسبه شده است. نتایج نشان می دهد که کاهش شعاع المان زانویی عملکرد بهتری را نتیجه می دهد و با افزایش شعاع از سختی و مقاومت آن کاسته میشود. همچنین افزایش ممان اینرسی در مقایسه با تغییرات شعاع تاثیر کمتری بر پارامترهای لرزه ای دارد.

**کلمات کلیدی:** مهاربند - مهاربند زانویی، رفتار لرزه ای، سختی، ضریب رفتار، پوشش آور

**مقدمه**

با وجود لرزه خیزی شدید اغلب مناطق پرجمعیت ایران و آسیب پذیری ساختمان های موجود در برابر زلزله، براساس تجربیات به دست آمده از زلزله های اخیر، همانند زلزله منجیل، چنگوره و بم، تاکنون توجه کافی به ساخت و ساز صحیح و اصولی صورت نگرفته است. از طرفی پیشرفت های مهندسی زلزله و رایاناه ها، جامعه مهندسی را به سمت استفاده از سیستم های ایمن و اقتصادی سوق می دهد. پیشرفت های اخیر نشان می دهد که استفاده از سیستم های مرسوم بایستی با اصلاحاتی انجام شود که در این پایا ن نامه نیز اصلاح رفتار قاب مهاربندی همگرا مورد بحث قرار خواهد گرفت.

**عملکرد لرزه ای سازه ها**

با وجود لرزه خیزی ایران و تجربیات به دست آمده از زلزله های اخیر متاسفانه توجه کافی به ساخت و ساز صحیح و اصولی صورت نگرفته است. این در حالی است که پیشرفت های سال های اخیر مهندسی زلزله، به ویژه پس از زلزله های نورتریج و کوبه نشان می دهد که ساخت بناهای مقاوم در برابر زلزله چندان دور از دسترس نیست. طی زلزله شدیدی همچون زلزله نورتریج حتی یک ساختمان فولادی دچار فرو پاشیده نشد و تمام خرابی ها به صورت موضعی اتفاق افتادند. این در حالیست که عملکرد این ساختمان ها از نظر جامعه مهندسی آمریکا، قابل قبول نبوده و به همین دلیل در دهه اخیر، مطالعات گسترده ای در جهت رفع نواقص صورت گرفته است.

در طراحی ساختمان های مقاوم در برابر زلزله، انتظار می رود که سازه قادر به تحمل تغییر شکل های بزرگ غیر ارتجاعی در طول یک زلزله شدید باشد. تامین تغییر شکل های بزرگ بدون خرابی با ایجاد مفاصل پلاستیک در نقاط از پیش تعیین شده صورت می گیرد. حلقه های هیستریزیس معرف عملکرد لرزه ای هر سازه می باشد که برای رسیدن به این مطلوب، باید سازه ها معیارهای اصلی سختی، مقاومت و شکل پذیری را جهت کنترل تغییر مکان جانبی و جلوگیری از خرابی های سازه ای و غیر سازه ای در طول یک زلزله متوسط، جلوگیری از فروپاشی و ناپایداری کلی سازه، و قابلیت استهلاک انرژی را دارا باشد. سیستم های سازه ای پس از ورود به ناحیه غیرخطی، به روشهای مختلف، انرژی زلزله را جذب و مستهلک می کنند. به بیان دیگر، سازه ها درصدی از نیروی زلزله را به صورت الاستیک تحمل می کنند و بقیه را به صورت غیرخطی، جذب و مستهلک می کنند. آیین نامه های طراحی لرزه ای سازه ها باتکیه بر این توانایی سازه ها، مقدار نیروی موثر بر سازه ها را به گونه ای چشم گیر کاهش می دهند. هر یک از سیستم های سازه ای معمول در مقابله با نیروهای جانبی در ناحیه خطی و غیرخطی مزیت ها و معایبی دارند.

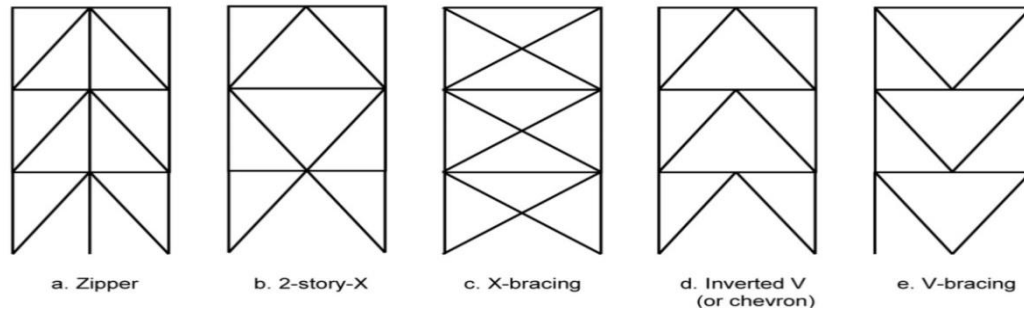
**مهاربندهای همگرا**

شکل (۱-۲) انواع مهاربند همگرا که در آیین نامه ها مجاز شناخته شده، را نشان می دهد. تمامی این مهاربندها را می توان بصورت مهاربند همگرا ویژه (SCBF) یا مهاربند همگرای معمولی (OCBF) طراحی نمود. بایستی توجه نمود که اختلاف بین مهاربندهای همگرا ویژه و معمولی در جزئیات اتصالات آنها و برخی الزامات آیین نامه هاست. غیر از مهاربند ضربدری شکل دیگر انواع مهاربندهای شکل (۲-۱) اساساً از نوع شورون (مهاربند با اشکال V و یا V معکوس) هستند. مهاربند با تک المان قطری نیز در آیین نامه ها مجاز شناخته شده اما این نوع مهاربند بایستی صد در صد بار جانبی رفت و برگشتی را به تنهایی تحمل نماید و با کوچکترین افت مقاومت در بار رفت عملکرد نامطلوبی در بار برگشتی خواهند داشت. از طرفی تجربه زلزله های گذشته، رفتار نامناسب این مهاربند را نشان می دهد. لذا استفاده از مهاربند تک قطری توصیه نمی شود.

<sup>1</sup>Special Concentrically Braced Frame

<sup>2</sup>Ordinary Concentrically Braced Frame

در معرفی مهاربندهای همگرا کلمه "ویژه" در خصوص مهاربندهایی است که در آنها از مهاربند انتظار می رود تحت اثر بارهای لرزه ای تغییرشکل های فرا ارتجایی قابل ملاحظه ای تحمل کنند درحالیکه در آنها کاهش مقاومت چندانی رخ ندهد. رفتار فرا ارتجایی مورد نظر ممکن است به مرحله بعد از کمانش مهاربند توسعه یابد. اما از مهاربندهای معمولی انتظار تحمل تغییرشکل های فرا ارتجایی محدودی در اعضا و اتصالات تحت بارهای لرزه ای می رود.



شکل (۱): انواع مهاربندهای همگرا

### معرفی نرم افزار

نرم افزار انسیس که اساسا توسط جمعی دانشگاهی طراحی شد اولین بار در سال ۱۹۷۱ توسط شرکت آمریکایی سوانسون<sup>۳</sup> در اختیار عموم قرار گرفت. این نرم افزار قابلیت انجام انواع آنالیزهای استاتیکی (خطی و غیر خطی) و دینامیکی، حرارتی، آنالیز کمانش و غیره را دارا می باشد. در این نرم افزار بیش از ۲۰۰ نوع المان وجود دارد که هر کدام از المانها دارای خصوصیات خاصی می باشد که برحسب تعداد درجات آزادی در گرهها، الاستیک یا غیر الاستیک بودن آنالیز، دو بعدی یا سه بعدی بودن المان و قابلیت های مختلف نظیر تغییر شکل های بزرگ، مدل کردن ترک خوردگی و لهیدگی، خزش و غیره طبقه بندی می شوند.

### المان های مورد نیاز

نرم افزار ANSYS بیش از ۲۰۰ المان دارد که هر کدام دارای ویژگی های خاص خود می باشند. انتخاب المان صحیح که بتواند خواص مصالح مورد استفاده را مدل کند، باعث می شود که رفتار مدل به رفتار سازه واقعی نزدیک تر شود. همچنین به علت اینکه المان های مختلف باید در نقاط تماس سازگاری داشته باشند، بهتر است که انتخاب المان تنوع کمتری داشته باشد تا به جواب های دقیق تری منتهی شود. در این تحقیق فقط از دو نوع المان استفاده شده است که در ادامه المان های به کار برده شده و خواص آنها توضیح داده می شود.

### نحوه برآورد پارامترهای لرزه ای

#### روش تحلیل استاتیکی غیر خطی

روش تحلیل استاتیکی غیر خطی فزاینده یکی از تکنیک های ساده، موثر و پذیرفته شده برای پیش بینی پاسخ لرزه ای قبل از تحلیل دینامیکی است. تحلیل استاتیکی غیر خطی فزاینده می تواند توالی تسلیم اعضا، ظرفیت شکل پذیری بالقوه و کفایت مقاومت جانبی سازه را مشخص کند. در این نوع تحلیل، سازه تحت یک توزیع بار جانبی مشخص به صورت نموی، افزایشی یا فزاینده، مورد تحلیل غیر خطی قرار می گیرد. دستگاه معادلاتی که در این روش حل می شود به صورت زیر است:

$$(1-1) [k] \{\Delta u\} = \{\Delta F\} + c\{\Delta F_e\}$$

که در این رابطه،  $k$  ماتریس سختی مماسی سازه،  $\Delta u$  بردار نموی تغییر مکانهای جانبی،  $\Delta F$  بردار نموی بار جانبی،  $c$  ضریب تصحیح (که معمولا مساوی یک گرفته می شود)،  $\Delta F_e$  بردار نیروهای نامتعادل در سازه است.

<sup>۳</sup>. Swanson

تحلیل استاتیکی غیر خطی فزاینده می تواند با کنترل نیرو یا با کنترل تغییر مکان انجام شود. در حالت تحلیل با کنترل نیرو، سازه تحت توزیع بار جانبی به صورت افزایشی قرار گرفته و تغییر مکانهای افزایشی محاسبه می شوند. در حالت کنترل تغییر مکان، سازه تحت پروفیل تغییر مکان افزایشی قرار گرفته و نیروهایی که برای ایجاد این تغییر مکانها مورد نیاز هستند، محاسبه می شوند، از آنجا که معمولا تغییر مکان سازه مشخص نیست ولی برآورد توزیع نیروهای جانبی عملی است. و عموما روش کنترل نیرو مورد استفاده قرار می گیرد. برای استفاده از روش کنترل تغییر مکان لازم است از ابتدا حداکثر تغییر مکانهای جانبی سازه مشخص گردد و سپس تدریجا و به صورت افزایشی به سازه اعمال گردد. در روش کنترل نیرو، توزیع حداکثر نیروهای جانبی مشخص شده و بار جانبی تدریجا به سازه وارد می شود. بسته به هدفی که از تحلیل استاتیکی غیر خطی فزاینده با کنترل نیرو (که از این پس تحلیل با بار جانبی فزاینده یا تحلیل استاتیکی غیر خطی فزاینده نامیده می شود) دنبال می شود، توزیع بار جانبی، انتخاب می گردد. توزیع هایی که بیشتر مورد استفاده قرار می گیرند عبارتند از:

الف) توزیع یکنواخت

ب) توزیع مثلث وارونه

ج) توزیع توانی تعمیم یافته

د) توزیع قابل انطباق با مود

**یافته های تحقیق:**

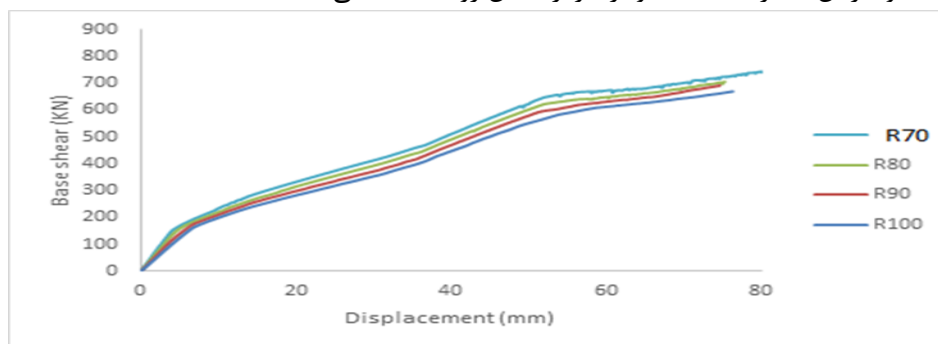
**مدل های مورد استفاده**

پس از اطمینان از صحت مدلسازی و نتایج المان محدودی ANSYS در فصل سوم، در این فصل جهت بررسی رفتار سیستم مهاربند KBF با المان زانویی دایره ای (ربع دایره) نمونه های با استفاده از نرم افزار ANSYS مدلسازی و مورد تحلیل غیرخطی هندسی و مصالح قرار گرفته است. در این مدلها ابتدا تاثیر شعاع بر رفتار سیستم مورد بررسی قرار گرفته سپس با افزایش ضخامت بال المان زانویی اثر تغییرات ممان بر رفتار لرزه ای ارزیابی خواهد شد. در جدول (۱-۵) مشخصات مدلها آورده شده است. در تمامی مدلها المان زانویی از IPE120 و مقطع ستون از IPB140 و مقطع تیر از IPE140 استفاده شده است. در نام مدل ها عدد پس از حروف بیانگر شعاع برحسب سانتیمتر می باشد.

جدول (۱): مشخصات مدل های المان محدودی

افزایش ممان اینرسی	المان زانویی	شعاع	نام مدل
----	IPE120	100	R100
----	IPE120	90	R90
----	IPE120	80	R80
----	IPE120	70	R70
10%	IPE120 تقویت شده	100	R100-1.1I
10%	IPE120 تقویت شده	90	R90-1.1I
10%	IPE120 تقویت شده	70	R70-1.1I

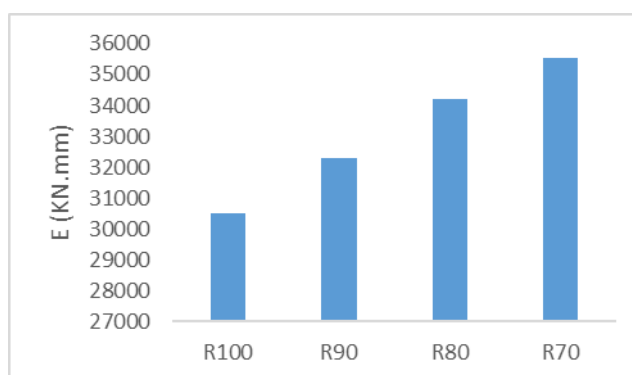
برای بررسی رفتار سازه با اعمال بار جانبی، تغییر مکان جانبی سازه محاسبه شده و نمودار بار-تغییر مکان آن تشکیل می شود. در این نمودار نکات جالبی حاصل شده می گردد که می توان به برآورد سختی، مقاومت، شکل پذیری و جذب انرژی و... اشاره نمود که در ادامه به آنها پرداخته می شود. در شکل (۲) نمودار بار-تغییر مکان نمونه ها نمایش داده شده است. با رجوع به این شکل می توان دریافت که شروع اولین تسلیم سازه در یک تغییر مکان (جائیکه شیب نمودار عوض شده است) در تمامی نمونه ها اتفاق می افتد اما نیروی معادل اولین تسلیم در سازه متفاوت است. لذا می توان چنین بیان نمود که تغییرات شعاع تأثیری بر تغییر مکان تسلیم سازه ندارد. علاوه بر آن تغییرات شیب نمودار نیز از همین رویه تبعیت می کند.



شکل(۲): نمودار بار-تغییر مکان

### جذب انرژی سازه

مساحت زیر نمودار بار-تغییر مکان به عنوان جذب انرژی سازه در نظر گرفته می شود. هر چه این سطح و مقدار جذب انرژی آن بیشتر شود، سازه رفتار مناسب تری در حین زلزله های شدید خواهد داشت. در شکل (۳) نمودار میله جذب انرژی نمایش داده شده است. انرژی جذب شده از پارامترهای مهم در سازه های مقاوم در برابر لرزه ای است. نمودار شکل (۳) نشان می دهد که افزایش شعاع جذب انرژی سازه کاهش پیدا می کند.

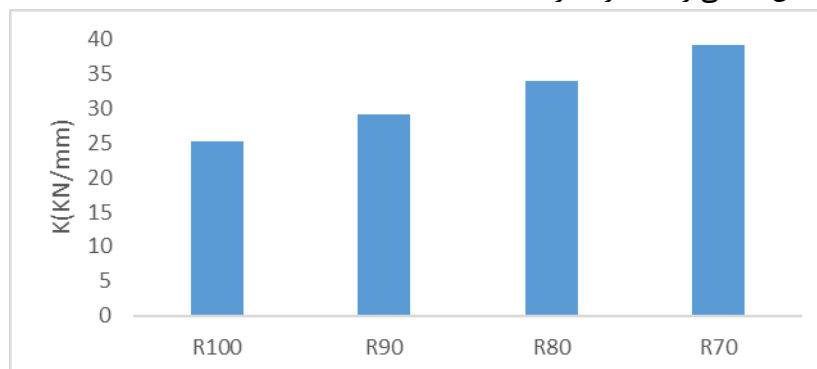


شکل(۳): نمودار میله ای جذب انرژی

### سختی الاستیک سازه

با اعمال بار جانبی به سازه، سازه وادار به تغییر شکل خواهد شد که اگر مقدار آن از حد معینی بیشتر گردد منجر به گسیختگی و انهدام خواهد شد. از طرفی حتی با وجود تغییر شکل های کم، پدید  $P-\Delta$  منجر به لنگرهای ثانوی خواهد شد که ممکن است در طراحی لحاظ نشده باشند. بنابراین کنترل تغییر مکان ها از اهمیت ویژه ای برخوردار است که با افزایش سختی مقدار آنها کاسته خواهد شد. در بخش قبل نشان داده شد که با افزایش شعاع جذب انرژی کاهش پیدا می کند. این مهم در خصوص سختی نیز

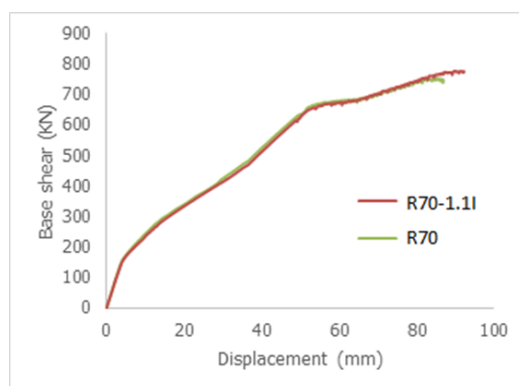
صادق بوده و از آن تبعیت می کند. در شکل (۴) نمودار میله ای سختی الاستیک در مقابل شعاع نمایش داده شده که نشان می دهد که افزایش شعاع کاهش سختی را به همراه دارد.



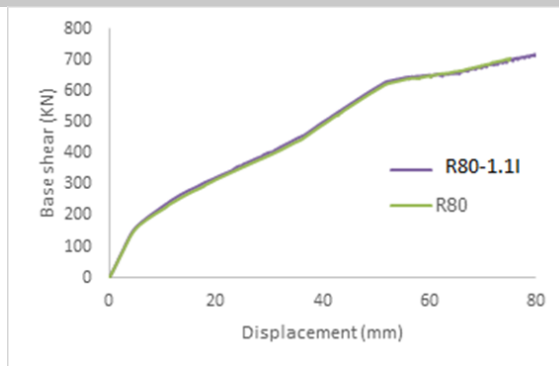
شکل (۴): نمودار میله ای سختی الاستیک

### تأثیر افزایش ضخامت بال المان زانویی

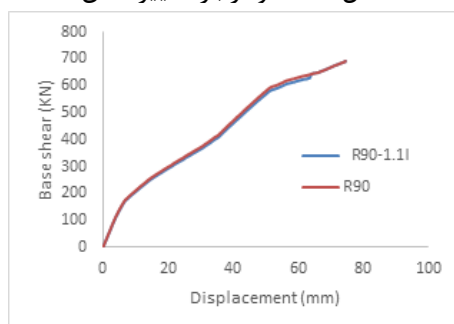
در اشکال (۵) تا (۸) نمودار بار تغییر مکان نمونه ها در حالتی که ضخامت بال آنها افزایش داده، ترسیم شده است. با افزایش بال بالطبع ممان اینرسی المان زانویی افزایش پیدا می کند. لذا ضخامت بال المان زانویی به نحوی افزایش داده شد که ممان اینرسی مدل R70, R80, R90, R100 ابتدا ۱۰ درصد افزایش یابد. بررسی اشکال مذکور نشان می دهد که افزایش ممان اینرسی تأثیر کمی بر پارامترهای لرزه ای سیستم دارد. البته دکتر زهرایی به این مهم در خصوص المان زانویی مستقیم دست یافته بود اما چنین منتشر نمود که هر چند افزایش ممان اینرسی المان زانویی مستقیم تأثیری کمی بر پارامترهای لرزه ای دارد اما باعث بهبود رفتار هیستریتیک آن می شود که می توان به مهمترین و بارزترین آن یعنی کم شدن لاغری منحنی هیستریزس اشاره نمود. اما با توجه به اینکه در حالت المان زانویی دایره ای تاکنون کسی تحقیقاتی انجام نداده است، لذا می توان اثر کم تأثیر بودن ممان اینرسی المان زانویی را در حالت ربع دایره عنوان نمود. از طرفی در این مقاله رفتار هیستریزس مد نظر نبوده و در بخش پیشنهادات به آن پرداخته می شود.



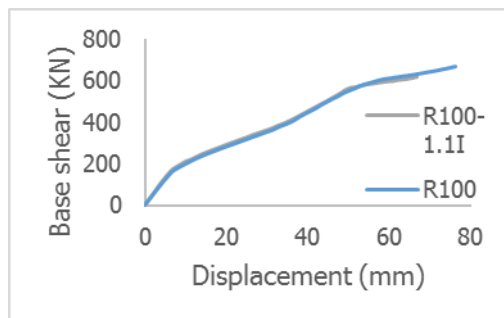
شکل (۵): نمودار بار-تغییر مکان



شکل (۶): نمودار بار-تغییر مکان



شکل (۷): نمودار بار-تغییر مکان



شکل (۸): نمودار بار-تغییر مکان

### ضریب اضافه مقاومت

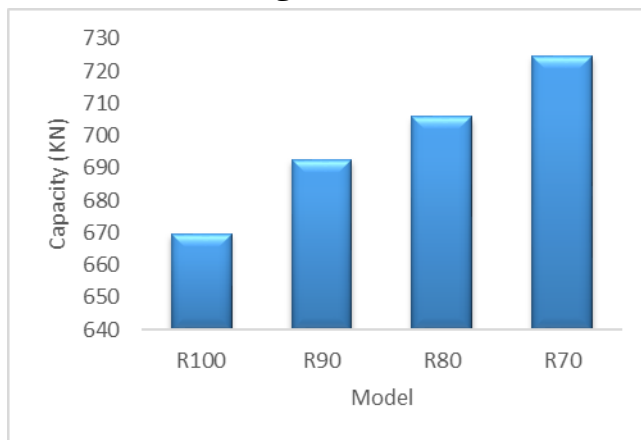
با اعمال بار جانبی سازه وارد فاز غیرخطی می گردد. که در فاز غیرخطی سازه انرژی عملی را جذب می کند. در این میان فاصله بین حداکثر مقاومت جانبی و شروع رفتار غیرخطی سازه به عنوان ضریب اضافه مقاومت شناخته می شود. در زلزله های گذشته اهمیت ضریب اضافه مقاومت به خوبی روشن شده است. در جدول (۲) ضریب اضافه مقاومت لیست شده است. نتایج این جدول نشان می دهد که شعاع دایره تاثیر چندانی بر ضریب اضافه مقاومت ندارد.

جدول (۲): ضریب اضافه مقاومت

مدل	$\Omega$
R100	4.25
R90	4.06
R80	4.40
R70	4.59

## مقاومت نهایی

هر سازه حد معینی از مقاومت نهایی را خواهد داشت. هر چه مقاومت جانبی سازه بیشتر باشد بالطبع در مقابل زلزله، باد و بارهای ناشی از انفجار رفتار بهتری را خواهد داشت. البته این مقاومت در ناحیه پلاستیک و فاز غیرخطی تامین خواهد شد زیرا اگر در ناحیه الاستیک مد نظر باشد رفتار سازه کاملاً ترد بود و مد نظر طراحان نمی باشد.



شکل (۹): نمودار میله ای مقاومت

به منظور بررسی تاثیر شعاع المان زانویی بر مقاومت جانبی سیستم، در شکل (۹) مقاومت جانبی نمونه ها به صورت نمودار میله ای نمایش داده شده است. این مقاومت جانبی، در حد تغییر مکان متناظر با تغییر مکان مجاز آیین نامه ۲۸۰۰ برداشت و محاسبه شده است. همانگونه که از این نمودار مشاهده می شود با افزایش شعاع المان زانویی از مقاومت جانبی سیستم کاسته می شود. در جدول (۳) مقاومت، سختی و جذب انرژی لیست شده است.

جدول (۳): مقاومت، سختی و جذب انرژی

	E(KN.mm)	K(KN/mm)	Fu(KN)
R100	32002.12	25.27	669.76
R90	32302.89	29.16	692.56
R80	34207.71	33.94	705.94
R70	35556.2	39.19	724.62

## محاسبه ضریب رفتار

در جدول (۴) اجزا تشکیل دهنده ضریب رفتار و ضریب رفتار مدل های تحلیل شده آورده شده است. نتایج نشان می دهد که سیستم از ضریب اضافه مقاومت بالایی برخوردار می باشد. اهمیت ضریب اضافه مقاومت سالهاست که شناخته شده است. در زلزله منجیل تخریب بسیاری از سازه به دلیل ضریب اضافه مقاومت پائین آنها تشخیص داده شد. لذا سیستم مورد بررسی در این پایان نامه از ضریب اضافه مقاومت مناسبی برخوردار است. همچنین نتایج این جدول نشان می دهد ضریب اضافه مقاومت سیستم با تغییر شعاع دارای تغییرات کمی می شود لذا می توان ضریب اضافه مقاومت سیستم را در طراحی اتصالات در جهت اطمینان ۶.۴ پیشنهاد داد.

ضریب کاهش در اثر شکل پذیری و ضریب رفتار سیستم با افزایش شعاع کاهش پیدا کرده و روند نزولی نشان میدهند. البته این کاهش مقادیر به سمت همگرا میل کرده که کمترین ضریب رفتار به عدد ۸ خواهد رسید و ضریب کاهش در اثر شکل پذیری کمتر از ۱.۹۰ نخواهد شد. لذا می توان چنین بیان نمود که استفاده از المان زانویی با شعاع کمتر هم باعث بهبود رفتار لرزه ای سیستم شده و هم با توجه به افزایش ضریب رفتار باعث بهبود اقتصاد طرح خواهد شد. لذا به عنوان کلام پایانی ضریب رفتار سیستم در جهت اطمینان در صورت استفاده از قاب خمشی متوسط و المان زانویی دایره‌ای برابر ۸ پیشنهاد می شود.

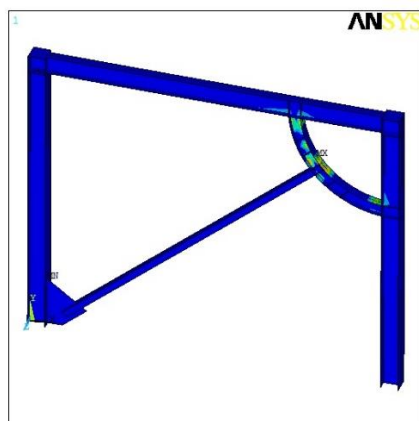


جدول (۴): محاسبه پارامترهای لرزه ای

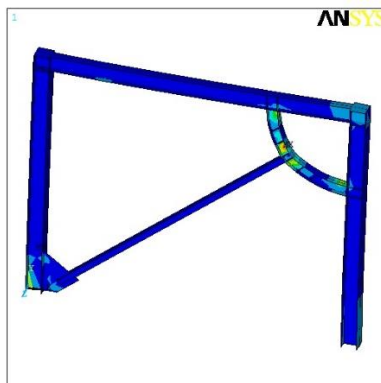
مدل	$R\mu$	$\Omega$	R
R100	1.90	4.25	8.07
R90	1.98	4.06	8.04
R80	2.16	4.40	9.50
R70	2.30	4.59	10.57

### تسلیم اجزا سازه ای

در شکل (۹) تا (۱۰) وضعیت تسلیم در اجزا سازه ای مدل R100 نمایش داده شده است. نتایج این اشکال نشان می دهد که شروع تسلیم اجزا سازه ای تنها در المان زانویی متمرکز نشده و قسمت هایی از تیر و ستون نیز رفتار غیرخطی نشان می دهند. که این شروع تسلیم ثابت اصلی در محل اتصال المان زانویی به قاب اتفاق می افتد. البته مقدار آن ثابت بوده و تا پایان باربری سیستم ثابت می ماند. اما مهاربند وارد فاز غیر خطی نشده و همچنین اتصال مهاربند نیز به مقداری ناچیز رفتار غیر خطی داشته است. ولی دو انتها و محل اتصال مهاربند به المان زانویی کاملا تسلیم شده و در آن مفصل پلاستیک تشکیل شده است. مشاهدات نرم افزاری نیز نشان می دهد که اعظم رفتار پلاستیک سازه نیز در المان زانویی متمرکز شده است. البته نکته حائز اهمیت آنست که چشمه مجاور محل اتصال المان زانویی به مهاربند بیشترین حساسیت را داشته است. همچنین دو انتهای المان زانویی نیز در پایان باربری رفتارهای مشابه اما با تفاوت هایی داشته است. چشمه های مابین مهاربند و تیر طبقه نسبت به چشمه های مابین ستون و مهاربند در المان زانویی وضعیت تسلیم بیشتری را نشان می دهد.

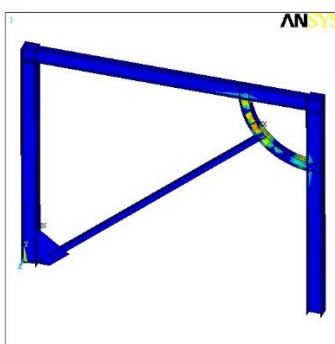


شکل (۹): شروع تسلیم سازه R100

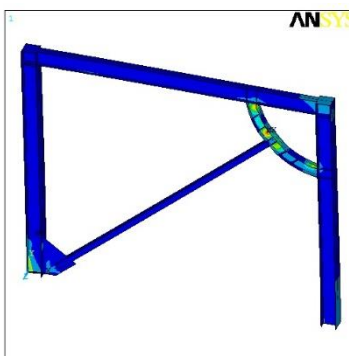


شکل (۱۰): تسلیم سازه در حد نهایی تغییر مکان R100

در شکل (۱۱) و (۱۲) وضعیت تسلیم در اجزا سازه ای مدل R90 نمایش داده شده است. نتایج نشان می دهد همانند مدل قبل قسمت هایی از تیر و ستون نیز رفتار غیرخطی نشان داده که این تسلیم در محل اتصال المان زانویی به قاب اتفاق می افتد. البته مقدار آن ثابت بوده و تا پایان باربری سیستم ثابت می ماند. همچنین مهاربند رفتار الاستیک داشته و اتصالات آن به مقداری کم رفتار غیر خطی داشته است. همچنین دو انتها و محل اتصال مهاربند به المان زانویی کاملاً تسلیم شده و در آن مفصل پلاستیک تشکیل شده است. و همانند مدل قبل چشمه مجاور محل اتصال المان زانویی به مهاربند بیشترین حساسیت را داشته است. البته سهم تشکیل مفصل پلاستیک برشی بیشتر از مفصل پلاستیک خمشی در دو انتهای المان زانویی است.

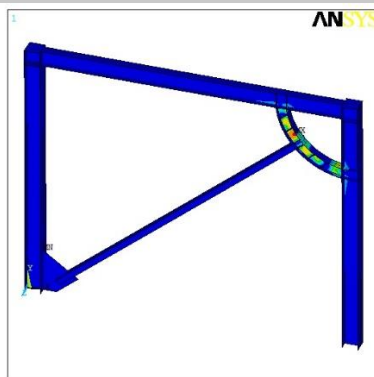


شکل (۱۱): شروع تسلیم سازه R90

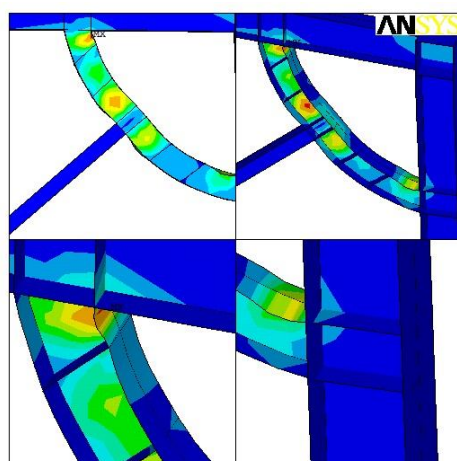
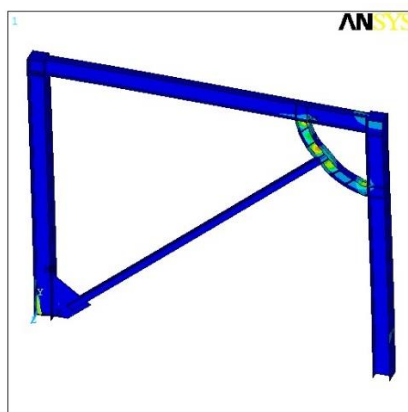


شکل (۱۲): تسلیم سازه در حد نهایی تغییر مکان R90

اشکال (۱۳) و (۱۴) مربوط به مدل R80 نشان می دهد همانند دو مدل قبل قسمت هایی از تیر و ستون نیز رفتار غیرخطی نشان داده که این تسلیم در محل اتصال المان زانویی به قاب اتفاق می افتد. البته مقدار آن ثابت بوده و تا پایان باربری سیستم ثابت می ماند. همچنین مهاربند رفتار الاستیک داشته و اتصالات آن به مقداری کم رفتار غیر خطی داشته است. همچنین دو انتها و محل اتصال مهاربند به المان زانویی تسلیم شده و در آن مفصل پلاستیک تشکیل شده است. البته نوع تسلیم به سمت چشمه های محل اتصال مهاربند به المان زانویی انتقال داشته است همچنین جان المان زانویی در سطح وسیعتری تسلیم شده است و تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در دو انتهای المان زانویی بصورت ناقص صورت گرفته است. لذا چنین می توان بیان نمود که مفاصل پلاستیک از خمشی به سمت برشی در حال تشکیل شدن می باشند. با بررسی مدل R70 نتایج تکمیل خواهد شد.



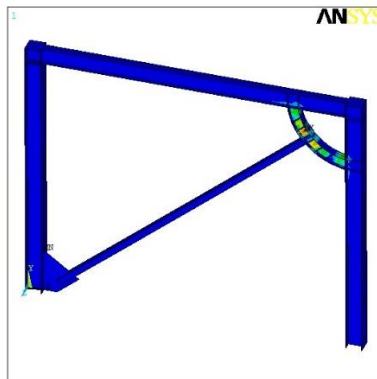
شکل (۱۳): شروع تسلیم سازه R80



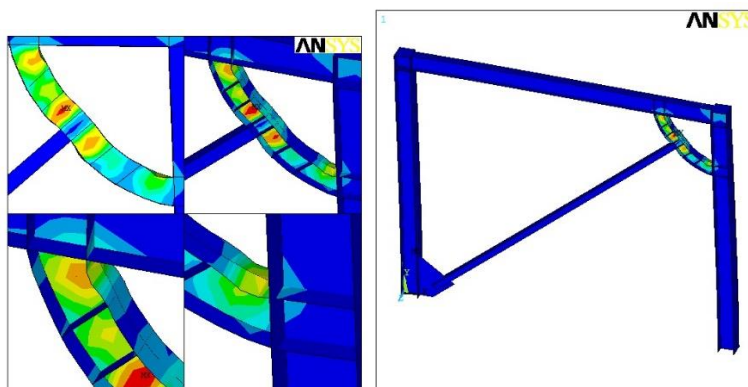
شکل (۱۴): تسلیم سازه در حد نهایی تغییر مکان R80

اشکال (۱۵) و (۱۶) مربوط به مدل R70 در مقایسه با سایر مدلها نشان می دهد همانند قسمت هایی ناچیزی از تیر و ستون در محل اتصال المان زانویی به قاب نیز رفتار غیرخطی نشان داده است. از طرفی مهاربند رفتار الاستیک داشته و اتصالات آن به مقداری کم رفتار غیر خطی داشته است. همچنین دو انتها و محل اتصال مهاربند به المان زانویی تسلیم شده و در آن مفصل پلاستیک تشکیل شده است. البته نوع تسلیم به سمت چشمه های محل اتصال مهاربند به المان زانویی انتقال داشته است همچنین جان المان زانویی در سطح وسیعتری تسلیم شده است و تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در دو انتهای المان زانویی

بصورت ناقص صورت گرفته است. علاوه بر آن در محل اتصال مهاربند به المان زانویی، این المان دچار خمیدگی شده است که در ادامه با افزایش ممان اینرسی اثر آن بررسی خواهد شد.



شکل (۱۵): شروع تسلیم سازه R70

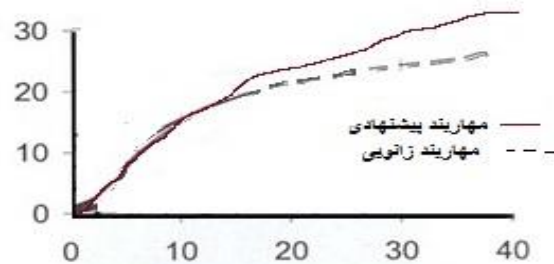


شکل (۱۶): تسلیم سازه در حد نهایی تغییر مکان R70

#### مقایسه رفتار مهاربند پیشنهادی با زانویی معمولی

پس از ارزیابی و بررسی های انجام شده، برای تکمیل بررسی ها، مهاربند زانویی پیشنهاد شده با مهاربند زانویی معمولی با هم مقایسه خواهد شد. تمامی اجزا این دومهاربند از جمله تیر، ستون، نیمرخ زانویی و ... یکسان است و تنها تفاوت در نوع زانویی معمولی یا ربع دایره است.

این دو مهاربند تحت تحلیل پوش آور قرار داده شدند که در شکل زیر نمودار بار-تغییر مکان آنها با هم مقایسه شده است. با مشاهده این مقایسه می توان دریافت که در ناحیه الاستیک هر دو مهاربند رفتار مشابهی دارند اما در ناحیه غیرخطی، رفتار مهاربند پیشنهادی به مراتب بهتر است. این برتری رفتار از جنبه شکل پذیری، جذب انرژی و همچنین مقاومت است که به وضوح در شکل (۱۷) و جدول (۵) مشخص است. بنابراین می توان چنین بیان نمود که مهاربند زانویی ربع دایره تمامی مزایای زانویی معمولی را داراست و علاوه بر آن در ناحیه غیرخطی رفتار بهبود پیدا می کند.



شکل (۱۷): مقایسه رفتار مهاربند زانویی معمولی با مهاربند ربع دایره

جدول (۵): مقایسه سختی، مقاومت نهایی و جذب انرژی مدل های مهاربندی

مهاربند زانویی	مهاربند پیشنهادی	با مهاربند زانویی
K (KN/mm)	14.28	14.32
Fu (KN)	32.33	25.67
E (KN.mm)	7463.84	5573

### نتیجه گیری و ارائه پیشنهادات

در این مقاله مدلهایی جهت بررسی رفتار سیستم مهاربندی KBF با نوع المان زانویی دایره ای مورد بررسی قرار گرفت. لذا جهت اختصار نتایج بصورت زیر دسته بندی می شود:

- ۱- تغییرات شعاع تأثیری بر تغییر مکان شروع تسلیم سازه و تغییرات شیب نمودار بار-تغییر مکان ندارد.
- ۲- با افزایش شعاع جذب انرژی سازه کاهش پیدا می کند. از طرفی جذب انرژی با شعاع رابطه خطی نشان می دهد.
- ۳- افزایش شعاع باعث کاهش سختی الاستیک می گردد.
- ۴- شروع تسلیم اجزا سازه ای تنها در المان زانویی متمرکز نشده و قسمت هایی از تیر و ستون نیز رفتار غیرخطی نشان می دهند. که این شروع تسلیم ثابت اصلی در محل اتصال المان زانویی به قاب اتفاق می افتد. البته مقدار آن ثابت بوده و تا پایان باربری سیستم ثابت می ماند.
- ۵- مهاربند رفتار الاستیک داشته و اتصالات آن به مقداری کم رفتار غیر خطی داشته است. همچنین دو انتها و محل اتصال مهاربند به المان زانویی کاملاً تسلیم شده و در آن مفصل پلاستیک تشکیل شده است.
- ۶- چشمه های مجاور محل اتصال المان زانویی به مهاربند بیشترین حساسیت را داشته است.
- ۷- مدل های تحلیل شده ضریب اضافه مقاومت بالایی را نشان می دهند. همچنین ضریب اضافه مقاومت سیستم با تغییر شعاع دارای تغییرات کمی می شود لذا می توان ضریب اضافه مقاومت سیستم را در طراحی اتصالات در جهت اطمینان ۴٫۶ پیشنهاد داد.
- ۸- ضریب کاهش در اثر شکل پذیری و ضریب رفتار سیستم با افزایش شعاع کاهش پیدا کرده و روند نزولی نشان میدهند. البته این کاهش مقادیر به سمت همگرا میل کرده که کمترین ضریب رفتار به عدد ۸ خواهد رسید و ضریب کاهش در اثر شکل پذیری کمتر از ۱٫۹۰ نخواهد شد.
- ۹- استفاده از المان زانویی با شعاع کمتر هم باعث بهبود رفتار رفتار لرزه ای سیستم شده و هم با توجه به افزایش ضریب رفتار باعث بهبود اقتصاد طرح خواهد شد.
- ۱۰- ضریب رفتار سیستم در جهت اطمینان در صورت استفاده از قاب خمشی متوسط و المان زانویی دایره ای برابر ۸ پیشنهاد می شود.

### پیشنهادهاد:

- پیشنهاد می شود رفتار سیستم با استفاده از مقطع المان زانویی دایره ای بصورت آزمایشگاهی تست شود.  
پیشنهاد می شود مطالعاتی جامع در خصوص اندرکنش قاب و المان زانویی صورت گیرد.  
پیشنهاد می شود رفتار سیستم در مقایسه با سایر سیستم های سازه ای مورد بررسی قرار گیرد.

### منابع و ماخذ:

- ۱- زهرایی، سید مهدی، رفتار تیر پیوند قائم برشی در ساختمان های فولادی، گزارش تحقیقاتی شماره گ-۵۱۵، انتشارات مرکز تحقیقات مسکن، چاپ اول ۱۳۹۸.
- ۲- پورعباسی، مجید و زهرایی، سید مهدی. «کاربرد میراگرهای هیستریزیس برای کنترل غیر فعال ساختمانهای فولادی متعارف». سمینار کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، پژوهشکده ساختمان و مسکن، آذرماه سال ۱۳۹۲.
- ۳- زهرائی، سیدمهدی. «بررسی آسیب پذیری و بهسازی پلهای فلزی موجود در برابر زلزله» مجموعه مقالات همایش علمی- تحقیقاتی مدیریت امداد و نجات، بیمارستان امام (هلال احمر)، اسفند ۱۳۹۱.
- ۴- دکتر عباسعلی تسنیمی، ضریب رفتار قاب های بتنی، گزارش تحقیقاتی مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، چاپ ۱۴۰۰
- 5- Engelhardt, M.D. 20۲۰, Moment Framr system, Journal of Structural Enginnering , ASCE, Vol. 104.
- 6- Roeder, C.W. and Popov, E.P. (1978). "Eccentrically braced steel frames for earthquakes.", J.Struct. Engrg., ASCE, Vol. 104, No. 3, 391-412.
- 7- Hjelmsted, K.D. and Popov, E.P. (۲۰۰۹). "Cyclic behavior and design of link beams.", J.Struct. Engrg., ASCE, Vol. 109, No. 10, 2387-2403.
- 8- Engelhardt, M.D., and Popov, E.P. (۲۰۱۵). "Experimental performance of long links in eccentrically braced frames. "J.Struct. Engrg., ASCE, Vol. 118, No. 11, 3067-3088.
- 9- D. Aristizabal-Ochao, "Disposable Knee Bracing: Improvement in Seismic Design of Steel Frames," J. Struct. Engrg., ASCE, No. 7, 112, ۲۰۰۷, pp 1544-1552.
- 10- T. Balendra, M. T. Sam, and C. Y. Liaw, "Diagonal Brace with Ductile Knee Anchor for Aseismic Steel Frame," Earthquake Engrg. Struct. Dyn., No. 6, 19, 1990, pp 847-858.
- 11- T. Balendra, Lim EL, Lee SL, "Ductile Knee Braced Frames with Shear Yielding Knee for Seismic Resistant Structures," Engineering Structures , 1994, Vol 16(4), pp 263-9.
- 12- Zahrai, S.M (۲۰۱۰) "Seismic Retrofit of Slab-on-Girder Steel Bridges Using Ductile End-Diaphragms", A thesis Presented to the University of Ottawa in Partial Fulfilment of the Requirement for Ph.D.Degree.
- 13- Engelhardt, M.D., and Popov, E.P. (۲۰۱۷). "Experimental performance of long links in eccentrically braced frames. "J.Struct. Engrg., ASCE, Vol. 118, No. 11, 3067-3088.
- 14- Fehling E., Pauli W. and Bauwkamp J.G. (1992) "Use of vertical shear-Link in eccentrically braced frames", 10<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, July 92.
- 15- Boukamp, J.G., Vetr, M.G. (1994). "Design of Eccentrically Braced Test Frame With Vertical Shear Link", Proceeding of the 2<sup>nd</sup> Intl. Con. On Earthquake Resistant Construction and Design, Berlin, June 94.
- 16- Arce, G., Okazaki, T. and Engelhardt, M.D. (20۱۹). "Experimental Behavior of Shear and Flexural Yielding Links of ASTM A992 Steel." Proceedings of the 4<sup>th</sup> Intl. Specialty Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas, Stessa 2003, Naples, Italy.

- 17- McDaniel, C.C., Iang, C.M. and Seible, F. (2003). "Cyclic testing of build Up steel shear links for the New Bay Bridge." J.Struct. Eng., Vol.129, No.6,PP.801-809.
- 18- Galvez, P.(2004). Investigation of Factors Affecting Web Fractures in Shear Links, M.Sc. thesis, Univ. of Teas at Austin, Tex., USA.
- 19- Buckle, I., Dusicka, P.and Itani, A. (20۲۲). "Development of Built-up Shear Links as Energy Dissipaters for the Seismic Protection of Long-Span Bridges." Bridge Structures, Vol. 1,PP.19-27.
- 20- Chao, S., Khandelwal, K. and El-Tawil, S.(20۲۰). "Ductile Web Fracture Initiation in Steel Shear Links." ASCE, J.Struct. Eng., Vol.132,No.8,PP.1192-1200.
- 21- Okazaki, T. and Engelhardt, M.D. (20۱7). "Cyclic Loading Behavior of EBF Links Constructed of ASTM A992 Steel." J. of Constructional Steel Research.Vol.63, No.6,PP.751-765.
- 22- Berman, J.W. and Bruneau, M. (2007). "Experimental and Analytical Investigation of Tubular Links for Eccentrically Braced Frames." J. Engineering Structures, Vool.29,PP.1929-1938.
- 23- Chan, R.W.K., Albermani, F. and Williams, M.S. (2008). "Evaluation of Yielding Shear Panel Device for Passive Energy Dissipation." J. Const. Steel Research, doi:10.1016.
- 24- Sarraf M. And Bruneau M. (1998) "Ductile Seismic Retrofit of Deck-Truss Bridges", J.Struct. Engrg, ASCE,Vol.124,No.2.
- 25- Buckle, I., Dusicka, P.and Itani, A. (20۱5). "Development of Built-up Shear Links as Energy Dissipaters for the Seismic Protection of Long-Span Bridges." Bridge Structures, Vol. 1,PP.19-27.
- 26- P. Khosravi and M. Mofid, "Non-linear analysis of disposable knee Bracing," Computers and Structures 75, 20۲0, pp 65-72.
- 27- D. Aristizabal-Ochao, "Disposable Knee Bracing: Improvement in Seismic Design of Steel Frames," J. Struct. Engng., ASCE, No. 7, 112, 20۱7, pp 1544-1552.
- 28- T. Balendra, M. T. Sam, and C. Y. Liaw, "Diagonal Brace with Ductile Knee Anchor for Aseismic Steel Frame," Earthquake Engng. Struct. Dyn., No.6, 19, 1990, pp 847-858.
- 29- Balendra, Lim EL, Lee SL, "Ductile Knee Braced Frames with Shear Yielding Knee for Seismic Resistant Structures," Engineering Structures, 1994, Vol 16(4), pp 263-9.
- 30- Mahmoud Miri, Abdolreza Zare, Hossein Abbas zadeh, Seismic behavior of steel frames investigation with knee brace based on pushover analysis, World Academy of Science, Engineering and Technology,20۲۱.