

## مدلسازی تخریب پیشرونده در قاب های بتنی منظم و نامنظم با دیوار برشی

محمد رضا باقری<sup>۱</sup>، محمد امامی کورنده<sup>۲</sup>، مهدی جلالی نژاد<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد عمران گرایش سازه موسسه آموزش عالی آبا آبیک

۲- استادیار موسسه عمران گرایش سازه موسسه آموزش عالی آبا آبیک

۳- مدرس موسسه عمران گرایش سازه موسسه آموزش عالی آبا آبیک

### چکیده

فروپاشی پیشرونده عبارت است از حذف یک یا چند عضو اصلی سازه‌ای به دلیل بارهایی از قبیل انفجار، ضربه، زلزله و غیره که به واسطه حذف این اجزا، ساختمان دچار تخریب در سطح وسیعی یا کلی می‌گردد. هدف این پژوهش، بررسی رفتار قاب های خمشی بتنی در برابر پدیده خرابی پیش رونده از طریق انجام آنالیز استاتیکی غیر خطی می باشد. همچنین به بررسی ارزیابی پتانسیل تخریب پیشرونده در کف قاب های منظم و نامنظم در اثر حذف ستون گوشه پرداخته می شود و ظرفیت مقاومت قاب خمشی بتنی در تخریب پیشرونده مورد ارزیابی قرار می گیرد. سه سازه ۵ و ۱۰ و ۱۵ طبقه با اسکلت بتنی در نظر گرفته شده است. به دلیل ماهیت سازه‌های قابی می‌توان آن‌ها را به صورت صفحه‌ای و قاب به قاب تحلیل و طراحی نمود. لذا یکی از قاب‌ها دارای سیستم مهاربندی در نظر گرفته شده و بررسی می‌گردد. از نتایج تحلیل نرم افزار Etabs نسبت به برش پایه در حالت حذف ستون نسبت به حالت مبنای، اثر جانمایی دیوار برشی (در حالت متقارن) در مدل‌های مورد بررسی باعث کاهش نیروی برشی بدست آمده با در نظر گرفتن اثر جانمایی دیوار برشی بدست آمده است. به عبارتی دیگر اثر متقارنی دیوار برشی در تخریب پیشرونده روند کاهشی را در نیروی برشی بدست آمده را در بر می‌گیرد. روش تحقیق و دستاوردهای مقاله باشد ولی یک مقدمه تلقی نمی‌گردد. فونت این بخش از نوع (B Nazanin ۱۲pt) می‌باشد.

واژه‌های کلیدی: تخریب پیشرونده، قاب های بتنی، دیوار برشی

## ۱. مقدمه

گسیختگی پیشرونده در ابتدا توجه محققین را در دهه ۷۰ میلادی پس از گسیختگی جزئی برجی در رونان پوینت انگلستان به خود جلب کرد. آپارتمان مذکور یک ساختمان ۲۲ طبقه ساخته شده از پانل های پیش ساخته از کف و دیوار باربر غیرمسلح بود که در ۱۶ مه ۱۹۶۸، انفجار گاز در نزدیکی یکی از گوشه های ساختمان در طبقه ۱۸ رخ داد. این انفجار دیوار غیر باربر جلویی و دیوار باربر کناری را منفجر کرد و بنابراین تکیه گاه طبقات بالا را از بین برد و عدم پیوستگی بین اجزاء سازه ای و نبود مسیر فرعی حمل بار منجر به گسیختگی همه طبقات بالا و پایین گردید.

پس از حملات تروریستی مرکز تجارت جهانی و پنتاگون در ۱۱ سپتامبر ۲۰۰۱، علاقه مجدد به بررسی گسیختگی پیشرونده ایجاد گردید. فلسفه فعلی اکثر آیین نامه های موجود ساختمانی، طراحی سازه ها برای بارهای قابل قبولی است که ممکن است در طول عمر سازه بر آن وارد شود. سازه ها را معمولاً برای حوادث غیرطبیعی که می توانند موجب خرابی های فراگیر شوند طراحی نمی کنند. اکثر آیین نامه های رایج فقط دارای توصیه های کلی برای تعدیل تأثیر گسیختگی پیشرونده در سازه هایی هستند که فراتر از بارهای طراحی شان بارگذاری می شوند. استاندارد انجمن مهندسين عمران آمریکا تنها استاندارد رایجی است که به مسئله گسیختگی پیشرونده در جزئیات می پردازد. این استاندارد بر نیاز به محافظت از سازه در برابر شدیدترین حوادثی تأکید می کند که می توانند منتج به گسیختگی پیشرونده شوند و دو روش طراحی برای مقاومت در برابر گسیختگی پیشرونده ارائه می دهد که عبارت است از روش طراحی مستقیم و روش طراحی غیرمستقیم.

استانداردهای ACI و AISC به طور صریح و دقیق در مورد تخریب پیشرونده نکاتی بیان نکرده بودند لذا استانداردهایی برای طراحی این ساختمان ها ایجاد شده اند که از جمله این استانداردها می توان به استاندارد GSA و UFC اشاره کرد. این استانداردها روند مرحله به مرحله تحلیل تخریب پیشرونده را بیان کرده اند. البته بحث بر سر ساختمان های با سیستم قاب خمشی بیشتر می باشد و در نهایت مطالعات بسیاری در مورد تخریب پیشرونده شده است. از جمله این مطالعات عبارت اند از: ارزیابی وضعیت سازه در اثر حذف ستون گوشه یا ستون وسط و یا ستون کناری مهاربند در تخریب پیشرونده.

ارزیابی ظرفیت مقاومت قاب خمشی فولادی در تخریب پیشرونده.

تحلیل رفتار انواع اتصالات لرزه ای در قاب های خمشی فولادی در تخریب پیشرونده.

ارزیابی وضعیت سازه در اثر حذف ستون و مهاربند متصل به آن به صورت توأم در تخریب پیشرونده.

ولی سوالی که می تواند مورد توجه و بررسی قرار گیرد این است که آرایش دیوار برشی چه تأثیری را بر رفتار سازه در تحلیل تخریب پیشرونده در حالتی که یک ستون از سیستم حذف می شود دارد. در سازه هایی که نامنظم است مفصل ها نه فقط در دهانه هایی که ستون از آن حذف شده شکل گرفته اند، بلکه در دهانه های مجاور نیز این مفاصل شکل گرفته است. هنگامی که حذف ستون از سمت انحرافی سازه صورت گیرد پتانسیل تخریب پیشرونده بسیار بالا می رود. در اکثر مدل ها، بر اثر کمناش ستون ها، مد شکست ترد صورت گرفته است. این موضوعات می تواند با استفاده از روش های نرم افزاری و تحلیل های خاص مورد بررسی قرار گیرد که در ادامه به صورت کامل بررسی می گردد. همچنین ترکیب این موضوع با اثرات اندرکنشی خاک و سازه می تواند در نوع خود جالب و کاربردی باشد که در ادامه به آن پرداخته شده است.

تخریب پیشرونده عبارت است از حذف یک یا چند عضو اصلی سازه ای به دلیل بارهایی از قبیل ضربه، تصادف، انفجار، زلزله و غیره که به واسطه حذف این جزء یا اجزاء، ساختمان دچار تخریب پی در پی در طول زمان و در نهایت تخریب کلی خواهد شد و یا به عبارتی انتشار گسیختگی محلی اولیه از المانی به المان دیگر و تخریب کل یا یک قسمت بزرگی از ساختمان می باشد. تخریب پیشرونده دارای کاربردهای زیر می باشد:

تحلیل بار انفجار در ساختمان.

تحلیل آتش سوزی در ساختمان و حذف عناصری که امکان از بین رفتن آن ها در سازه زیاد است.

<sup>۱</sup> Ronan point

تحلیل ضربه در اثر برخورد وسایل و ماشین آلات با ستون های کناری ساختمان.  
 تحلیل ساختمان در زلزله های شدید.  
 تحلیل ساختمان های مهم و حیاتی در اداره کشور.  
 تحلیل تخریب ستون ها در ساختمان در اثر برخورد دو ساختمان.  
 شناخت و مقاوم سازی عضوهای مهم سازه ای که تخریب آن ها باعث تخریب کلی سازه می شوند.  
 استفاده در مهندسی تخریب، به عنوان نمونه تخریب یک ساختمان ۱۰۰ طبقه، در صورتی که به طور قائم تخریب شود.

به طور کلی هر گونه تحلیلی که بر اساس آن قرار است قسمتی از سازه تخریب شده و رفتار سازه تحت این شرایط بررسی گردد از نوع تحلیل گسیختگی پیشرونده است.  
 فروپاشی پیشرونده عبارت است از حذف یک یا چند عضو اصلی سازه ای به دلیل بارهایی از قبیل انفجار، ضربه، زلزله و غیره که به واسطه حذف این اجزا، ساختمان دچار تخریب در سطح وسیعی یا کلی می گردد.

### اهداف تحقیق

هدف این پژوهش، بررسی رفتار قاب های خمشی بتنی در برابر پدیده خرابی پیش رونده از طریق انجام آنالیز استاتیکی غیر خطی می باشد. همچنین به بررسی ارزیابی پتانسیل تخریب پیش رنده در کف قابهای منظم و نامنظم در اثر حذف ستون گوشه پرداخته می شود و ظرفیت مقاومت قاب خمشی بتنی در تخریب پیش رنده مورد ارزیابی قرار می گیرد. هدف اصلی این پژوهش بررسی اثر جانمایی دیوار برشی و تأثیر آن بر تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه های فولادی تحت تخریب پیشرونده می باشد.

مهمترین هدف کاربردی تحقیق حاضر در پروژه های نظامی و امنیتی بوده که بررسی پدیده تخریب پیشرونده از اهمیت بسیار بالایی برخوردار است. همچنین هدف دیگر استفاده از نتایج این تحقیق توسط سازمانهای تدوین کننده آیین نامه ها و مقررات ملی ساختمان می باشد که از جمله این سازمانها میتوان به موسسه تحقیقات ساختمان و مسکن و سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور اشاره کرد. همچنین نتایج تحقیق حاضر میتواند توسط محققین و دانشجویان دیگر که در این زمینه قصد تحقیقات بیشتر دارند به کار گرفته شود.

### ۲. پیشینه تحقیق

به منظور روشن شدن روش انجام تحقیق و جمع بندی تحقیقات انجام شده در ارتباط با موضوع گسیختگی پیشرونده چند مورد از نتایج همراه با جداول و نمودارهای مربوطه مورد بررسی قرار می گیرد:  
 در مقاله ای تحت عنوان بررسی گسیختگی پیشرونده در قاب های فولادی مهاربندی شده که توسط آقایان بهروز عسگریان و فرشاد هاشمی رضوانی در پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران در سال ۱۳۸۹ ارائه گردید به منظور بررسی گسیختگی پیشرونده در ساختمان فولادی مهاربندی شده، بر اساس مقررات ملی ساختمان ایران، شامل مباحث ششم و دهم که مربوط به بارهای وارد بر ساختمان و طرح و اجرای ساختمان های فولادی می باشد، ساختمانی ۶ طبقه ای با سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و مهاربندی هم محور طراحی گردید. در این طراحی ملاحظات لرزه ای آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ در نظر گرفته شد. طراحی سازه با نرم افزار Etabs ۲۰۰۰ و سپس پاسخ سازه در نرم افزار Sap ۲۰۰۰ و با استفاده از روش تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی بررسی گردید و در نهایت پاسخ دینامیکی سیستم با حذف ناگهانی ستون ها در موقعیت های مختلف بررسی گردید. نتایج تحلیل دینامیکی حاکی از آن بود که حذف ستون های گوشه در ساختمان مهاربندی شده مورد مطالعه نسبت به حذف ستون های میانی حالت بحرانی تری دارد. همچنین برای اعضای که نیروی محوری در آنها تعیین کننده می باشد حذف ستون در طبقات پایین حالت بحرانی تری را برای ساختمان ایجاد می کند ولی برای مقادیر لنگر عکس این موضوع صادق می باشد.

در مقاله ای تحت عنوان بررسی تغییر کارکرد اتصالات جوشی خمشی فولادی در اثر خرابی ستون دیاگرام نیرو تغییر مکان برای چند نمونه اتصالات متداول در ساختمان های فلزی در شرایط خرابی ستون و حالت های خرابی اتصال نشان داده شده است. اتصالات بررسی شده عبارت بودند از اتصال از نوع بال کاهش یافته، اتصال بال تیر با جوش نفوذی کامل به بال ستون، اتصال خمشی WFP که در آن برای وصل کردن بال تیر به بال ستون از صفحاتی در بالا و پایین تیر استفاده می شود به گونه ای که تیر هیچ گونه تماس مستقیمی با ستون ندارد. این صفحات با استفاده از جوش نفوذی کامل به بال ستون و با استفاده از جوش گوشه در بالا و پایین تیر به بال های بالا و پایین تیر متصل می شوند. به منظور انجام بررسی از روش المان محدود و نرم افزار Abaqus استفاده شده است.

### ۳. مواد و روش ها

#### ۳-۱- مشخصات سازه برای تحقیق

همان طور که اشاره گردید سه سازه ۵ و ۱۰ و ۱۵ طبقه با اسکلت بتنی در نظر گرفته شده است. به دلیل ماهیت سازه های قابی می توان آن ها را به صورت صفحه ای و قاب به قاب تحلیل و طراحی نمود. لذا یکی از قاب ها دارای سیستم مهاربندی در نظر گرفته شده و بررسی می گردد. قاب مورد نظر دارای پنج دهانه بوده که طول دهانه وسطی آن ۴ متر و طول بقیه دهانه اول و آخر ۶ متر می باشد. فرض می شود ارتفاع سازه ای هر طبقه ۳ متر می باشد. با فرض سقف تیرچه و بلوک یونولیتی در طبقات بار کف طبقات ۴۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار بام ۴۵۰ کیلوگرم بر مترمربع لحاظ می شود که با فرض طول دهانه قاب ها برابر ۶ متر در جهت عمود بر قاب مورد نظر (در امتداد دیگر سازه) بارهای ۲۴۰۰ و ۲۷۰۰ کیلوگرم بر متر به ترتیب در طبقات و بام اضافه می گردد. همچنین بار معادل تیغه بندی هم برابر که در رده بارهای زنده محسوب می شود برابر ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع تعریف می شود که با احتساب دهانه ۶ متری ۶۰۰ کیلوگرم بر متر می شود. بار زنده طبقات و بام هم به ترتیب برابر ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع فرض شده که بر این اساس بارهای ۱۲۰۰ و ۹۰۰ کیلوگرم بر متر به ترتیب در طبقات و بام لحاظ می گردد. توجه به این نکته ضروری است که دو نوع بار زنده بایستی به ترتیب برای بار معادل تیغه بندی و بارهای زنده سطحی معمول تعریف گردد و در محاسبات بار زلزله درصد مشارکت بار زنده تیغه ها که به نوعی بار زنده ثابت هستند ۱۰۰ درصد لحاظ شود. بار معادل سازی بار و جرم در محاسبات زلزله برای بام نیز برابر ۵۰ کیلوگرم بر مترمربع فرض شده که با احتساب دهانه ۶ متری ۳۰۰ کیلوگرم بر متر می شود که البته ماهیت نوع بار از نوعی دیگر است به طوری که فقط در محاسبات بار زلزله بکار می رود نه در طراحی سازه. در جدول (۱) خلاصه ای از توضیحات و مقادیر بارها مورد استفاده آمده است. در این بررسی از آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم برای محاسبات لرزه ای استفاده می شود. لازم به ذکر است که در محاسبات فقط از بارهای جدول (۱) استفاده می شود و فرض می شود که قاب مورد مطالعه قاب محیطی سازه نیست لذا بار دیوار اعم از بار دیوار نما و دیوار غیر نما و بار مربوط به جان پناه بام و بار خطی معادل سازی جرم و وزن در طبقه آخر را برای قاب مورد مطالعه لحاظ نمی شود.

جدول ۱: بارهای وارده به قاب مورد استفاده در این تحقیق

نام بار	نوع بار	مقدار بار سطحی Kg/m <sup>۲</sup>	مقدار بار خطی Kg/m
بار مرده طبقات	dead	۴۰۰	۲۴۰۰
بار مرده بام	dead	۴۵۰	۲۷۰۰
بار گسترده زنده طبقات	Live <sup>۲</sup>	۳۰۰	۱۲۰۰
بار گسترده زنده بام	Live <sup>۲</sup>	۱۵۰	۹۰۰
بار معادل سازی جرم و وزن	Mass	۷۵	۴۰۰

## ۳-۲ روش تحلیل استاتیکی غیر خطی - بار افزون

طراحی بر اساس عملکرد نه تنها برای طراحی ساختمان های جدید بلکه جهت ارزیابی و مقاوم سازی و بهسازی ساختمان های موجود نیز مورد استفاده قرار می گیرد. روش عملکردی مهندسی زلزله و طراحی و ارزیابی و ساخت و نگهداری تأسیسات مهندسی که عملکردی پایین تر از معمول دارند را شامل می شود. پایه و اساس این روش بر مبنای پیش بینی و تخمین با اطمینان مشخص بوده که ملاحظات اقتصادی را نیز در بر می گیرد. متأسفانه در گذشته رخداد زلزله های مختلف سبب ایجاد خسارات متعدد جانی و مالی فراوانی به انسان ها شده است. آیین نامه ها و دستورالعمل های مختلفی توسط کشورهای مختلف برای مقاومت سازه ها در برابر زلزله تدوین شده است. روش (PBEE)<sup>۲</sup> ایده طراحی را از قالب تجربه به یک رویه ارزیابی و واقعی تبدیل می کند

## ۳-۳ تحلیل استاتیکی خطی

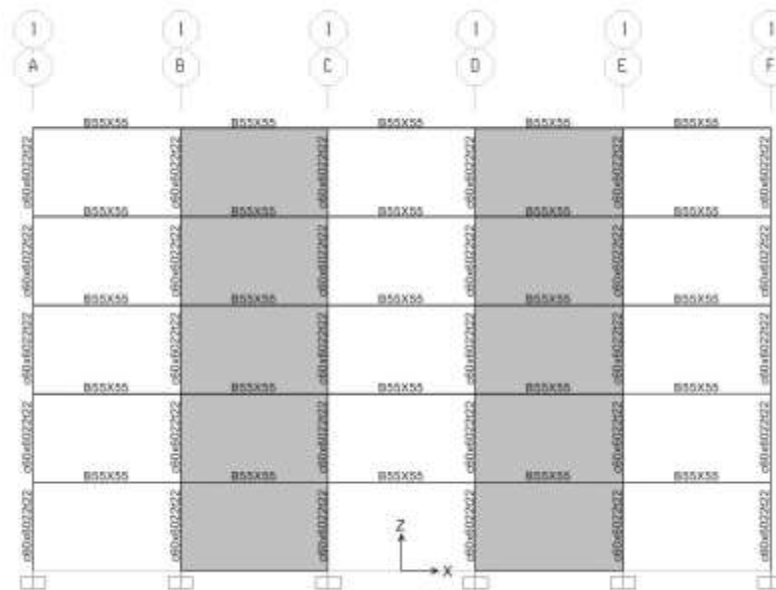
## پارامترهای هندسی استفاده شده

- تعداد طبقات، برای هر مدل در سه حالت ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه در نظر گرفته شده اند، دلایل انتخاب این حالت ها پرهیز از تغییر ناگهانی در ارتفاع می باشد که منجر به ایجاد خطا و ایجاد ناپیوستگی زیاد در نتایج مدل ها می شود.
- ابعاد این سازه بصورت یک پلان مربع شکل با طول دهانه های ۶ متری
- تعداد دهانه ها ۵ دهانه اختیار شد.
- ارتفاع طبقات ۳ متر در نظر گرفته شده است.
- سازه های مورد پژوهش در این پروژه واقع در شهر تهران و مسکونی می باشد.
- دیوار برشی در دو حالت به صورت متقارن و نامتقارن در دهانه ها قرار داده شده است.
- در این پژوهش اثرات ثانویه ( $P - \Delta$ ) لحاظ گردیده است.
- تحلیل استفاده شده بروی مدل های خطی از روش ضرایب بار و مقاومت<sup>۳</sup> استفاده شده است.
- تعداد مدل های مدلسازی شده شامل ۳ نوع با تعداد طبقات ۵، ۱۰ و ۱۵ و دو متغیر حذف ستون میانی و گوشه با دو حالت دیوار برشی متقارن و نامتقارن انجام شده است که در مجموع برابر ۱۲ مدلسازی صوت گرفته است.
- مشخصات فولاد مصرفی در این پروژه در جدول (۲) آورده شده است.

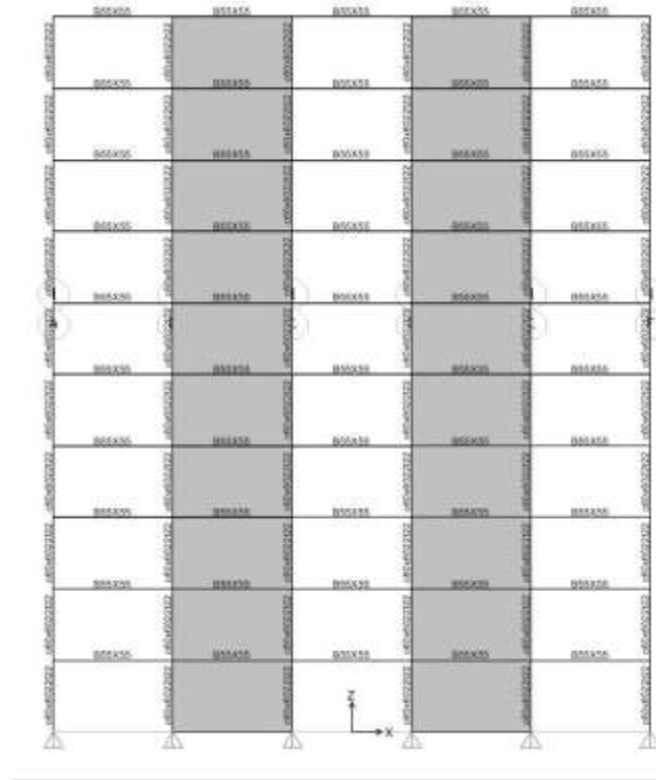
جدول (۲) مشخصات بتن مصرفی

Weight ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	Elasticity Module ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	Poisson's Ratio
۲۴۰۰	۳۰۰	۰,۲۵

<sup>۲</sup> Performance Based Earthquake Engineering<sup>۳</sup> LRFD



شکل (۱) مدلسازی سازه ۵ طبقه



شکل (۲) مدلسازی سازه ۱۰ طبقه

### ۳-۴ روند انجام تحلیل استاتیکی خطی

ابتدا با استفاده از آیین نامه‌ی زلزله ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، ضریب زلزله  $C$  و ضریب  $K$  را از روابط زیر تعیین می‌گردد.

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad (۱)$$

$$T = 0.08 H^{0.75} \quad (۲)$$

$$0.5 \leq T \leq 2.5K = 0.5T + 0.75 \quad (3)$$

C ضریب زلزله، A نسبت شتاب مبنای طرح، B ضریب بازتاب ساختمان، I ضریب اهمیت ساختمان، R ضریب رفتار ساختمان، T زمان تناوب ساختمان، H ارتفاع ساختمان از تراز پایه با توجه به اینکه نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان خطر لرزه خیزی آنها متفاوت است شتاب مبنای طرح (A) را از جدول (۳)، ۰/۳۵ در نظر گرفته شده است.

جدول (۳) نسبت شتاب مبنای طرح

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

ضریب بازتاب ساختمان (B) بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب از رابطه (۴) تعیین می شود.

$$B = B_1 \times N \quad (4)$$

در این رابطه  $B_1$  ضریب شکل طیف که از رابطه (۵) بدست آورده میشود، و N ضریب اصلاح طیف است که از رابطه (۶) برای پهنه های با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد بدست می آید.

$$\begin{cases} B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1) \left( \frac{T}{T_0} \right) & 0 < T < T_0 \\ B_1 = S + 1 & T_0 < T < T_s \\ B_1 = (S + 1) \left( \frac{T_s}{T} \right) & T > T_s \end{cases} \quad (5)$$

$$\begin{cases} N = 1 & T < T_s \\ N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 & T_s < T < 4 \\ N = 1.7 & T > 4 \end{cases} \quad (6)$$

$$\text{خاک نوع III} \begin{cases} T_0 = 0.15 \\ T_s = 0.7 \\ S = 1.75 \\ S_0 = 1.1 \end{cases} \quad (7)$$

ضریب اهمیت ساختمان (I) با توجه به اینکه سازه ها مسکونی میباشد یک در نظر گرفته شده است و ضریب رفتار ساختمان (R) که در بر گیرنده ی خصوصیاتی مانند شکل پذیری، نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه است. جدول (۴) پارامترهای مربوط به ضریب زلزله نشان داده شده است.

جدول (۴) پارامترهای مربوط به ضریب زلزله

طبقات	A	B	I	R	T	C
۵	۰,۳۵	۲,۷۵	۱	۶	۰,۶۴۵	۰,۱۳۷۵
۱۰	۰,۳۵	۱,۹۲۵	۱	۶	۱,۰۸۴۳	۰,۰۹۶
۱۵	۰,۳۵	۱,۵۲۴	۱	۶	۱,۴۶۹۶	۰,۰۷۶

## ۳-۵ کنترل دررفت سازه:

با استفاده از روابط موجود در آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله دررفت سازه های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با فرمول های زیر را کنترل شده اند:

$$\Delta_m = C_d \cdot \Delta_{eu} \quad (۸)$$

$$\Delta_a = 0.025h \quad (۹)$$

$$\Delta_a = 0.020h \quad (۱۰)$$

در اینجا  $\Delta_m$  تغییر مکان جانبی نسبی طبقات،  $C_d$  ضریب بزرگنمایی و  $h$  ارتفاع طبقات است. بنابراین دررفت مجاز برای سازه ها به صورت زیر می شود:

$$Drift_{allowable} = \frac{0.025}{C_d} \quad (۱۱-۴)$$

$$Drift_{allowable} = \frac{0.020}{C_d} \quad (۱۲-۴)$$

## ۴. بحث و نتیجه گیری

## تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور

در این بخش ابتدا به نتایج تحلیل مدل های مورد بررسی تحقیق ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه پرداخته شده است و در انتهای به نتیجه گیری و مقایسه نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش آور) بر تخریب پیشرونده در حالت های متقارن و نامتقارن انجام گردیده است.

## نحوه ی دو خطی کردن نمودار پوش آور:

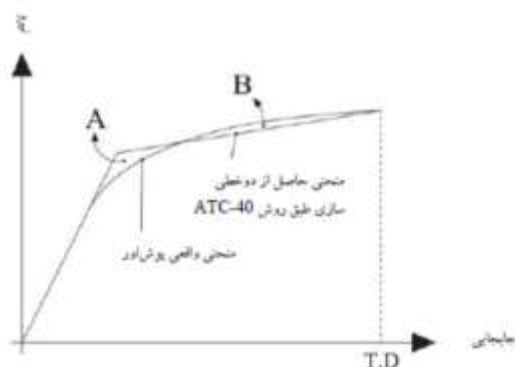
برای بدست آوردن زمان تناوب اصلی موثر  $T_e$  بایستی منحنی پوش آور به صورت دو خطی مدل سازی گردد. طبق ضوابط موجود در ATC-۴۰ (۱۹۹۶، ۴۰-ATC) این منحنی دوخطی بایستی طوری رسم گردد که سطح زیر منحنی واقعی پوش آور و منحنی دوخطی آن باهم برابر باشند و همچنین مختصات نقطه تقاطع خط مماس رسم شده در ناحیه الاستیک با شیب اولیه سختی الاستیک موثر  $k_e$  و منحنی پوش آور، بر روی محور مختصات عمودی (نیرو) برابر مقدار  $0.6$  نیروی برشی تسلیم مورد نظر باشد.

برای بدست آوردن مدل دوخطی منحنی طبق روش مذکور، در ناحیه الاستیک منحنی موجود، خطی مماس با مقدار شیب اولیه منحنی به عنوان سختی الاستیک موثر سازه رسم میگردد. برای مشخص نمودن جابجایی تسلیم و شیب سختی تسلیم<sup>۴</sup> برای مقدار معلوم جابجایی هدف بایستی خط دوم طوری ترسیم گردد که مساحت نواحی A و B در نمودار شکل (۳) برابر گردند. جابجایی هدف<sup>۵</sup> بام با استفاده از روابط موجود در ATC-۴۰ (۱۹۹۶، ۴۰-ATC) محاسبه می گردد. در شکل (۴)، روش دو خطی سازی منحنی پوش آور بر اساس روش پیشنهادی ATC-۴۰ (۱۹۹۶، ۴۰-ATC) نشان داده شده است.

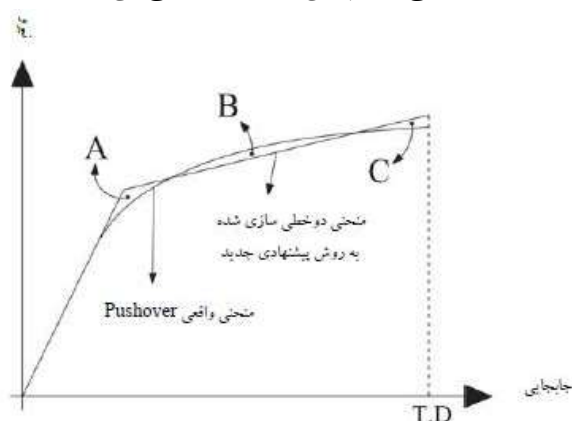
۴Yield Stiffness Slope

۵Single Degree Of Freedom





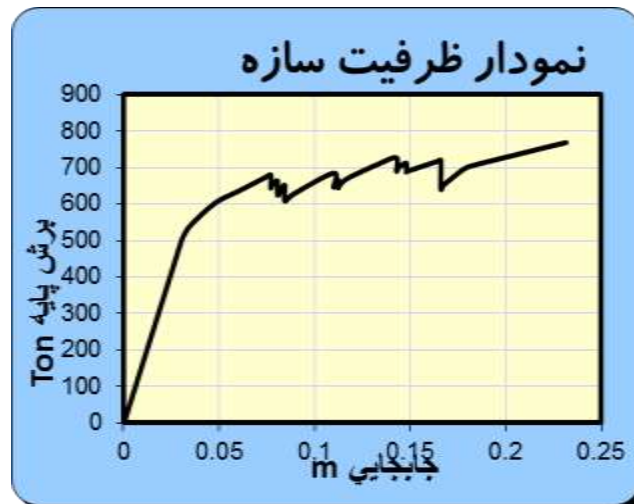
شکل (۳) منحنی های پوش آور و دو خطی آن طبق ATC-۴۰



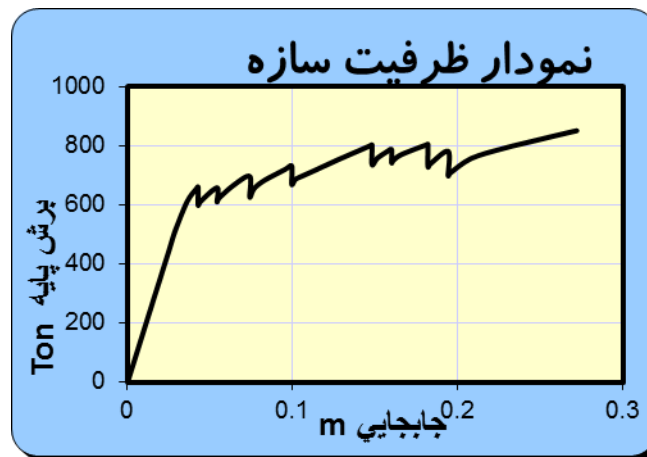
شکل (۴) روش پیشنهاد شده برای ایده آل سازی دو خطی منحنی پوش آور

طبق نمودار (۴) در روش پیشنهادی جدید، شیب اولیه منحنی به عنوان سختی الاستیک مؤثر سازه و خط مماس طبق روش موجود در ATC-۴۰ (۱۹۹۶، ATC-۴۰) رسم می گردد، ولی شیب خط سختی تسلیم با رعایت دو شرط مشخص می گردد. یک مساحت ناحیه B برابر مجموع مساحت دو ناحیه A و C گردد. دو مجموع مساحت سه ناحیه A، B و C به کمترین مقدار بین مقادیر مناسب برای شیب های تسلیم گوناگون منجر شود. از وضعیت هندسه منحنی ها، می توان اثبات نمود که با تغییر خط سختی تسلیم به طور عمودی، بدون هیچ گونه تغییر در شیب آن، فقط یک موقعیت وجود دارد که در آن شرط  $A+C=B$  برقرار می گردد. بعد از برقراری این شرط، تا زمانی که مجموع مساحت سه ناحیه به حداقل مقدار آن برسد، این روند برای شیب های گوناگون تکرار خواهد شد و شیبی که کمترین مجموع را تولید نماید، شیب مطلوب خط تسلیم در منحنی دوخطی خواهد بود.

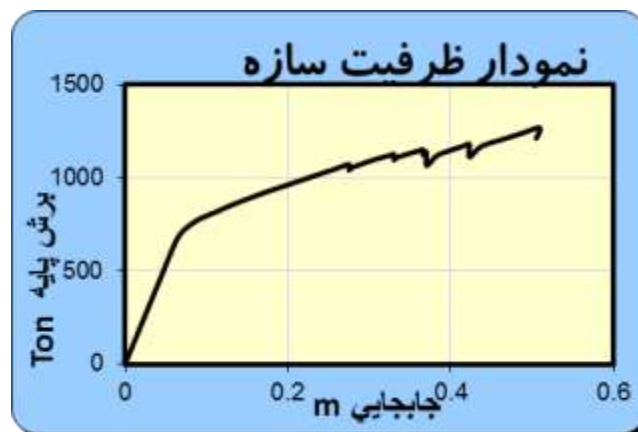
نمودارهای پوش آور که بر حسب (تن-متر) می باشد و نمودارهای دوخطی آن برای سازه مورد نظر در شکل های (۵) الی (۱۷) نشان داده شده است.



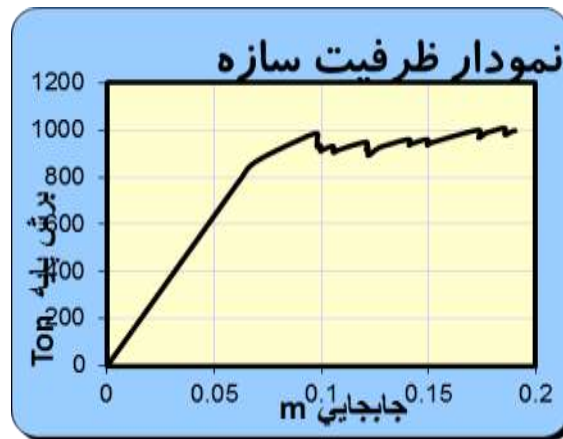
شکل (۵) پوش آور پنج طبقه متقارن



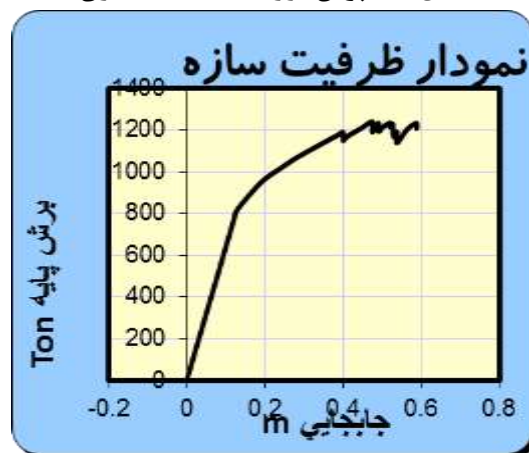
شکل (۶) پوش آور پنج طبقه نامتقارن



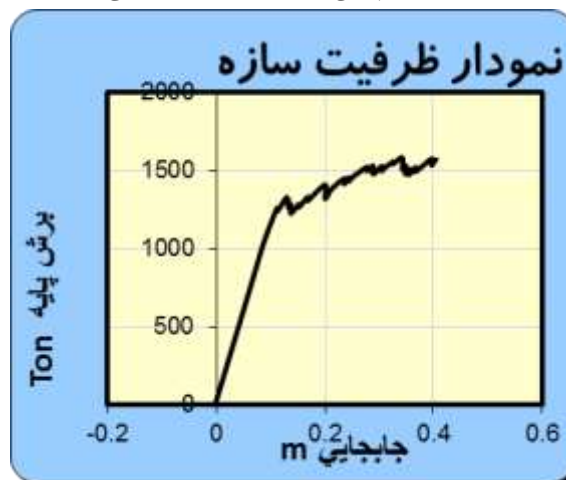
شکل (۷) پوش آور ۱۰ طبقه متقارن



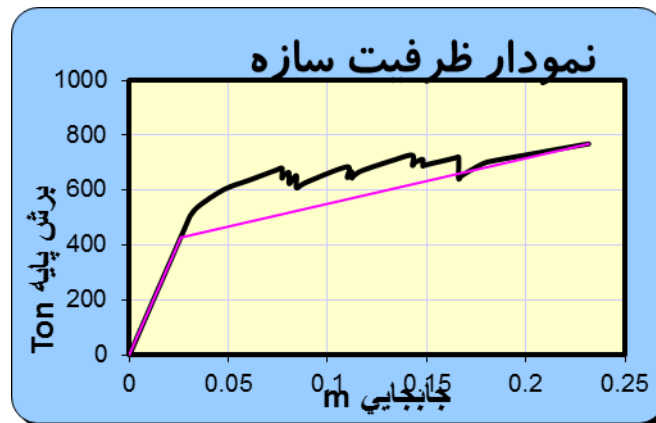
شکل (۸) پوش آور ۱۰ طبقه نامتقارن



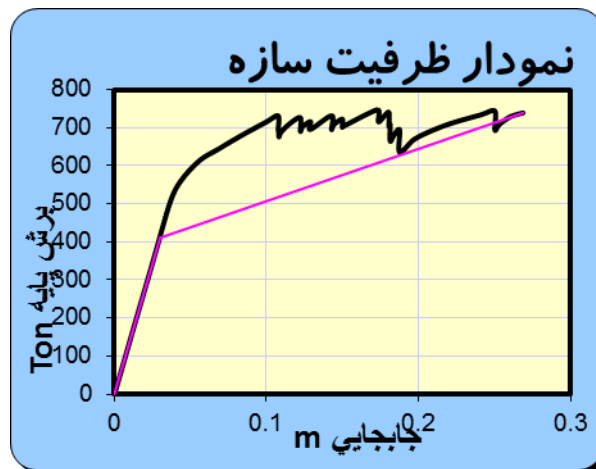
شکل (۹) پوش آور ۱۵ طبقه متقارن



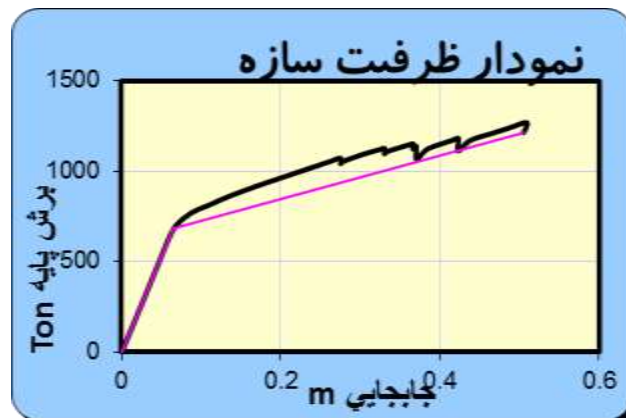
شکل (۱۰) پوش آور ۱۵ طبقه نامتقارن



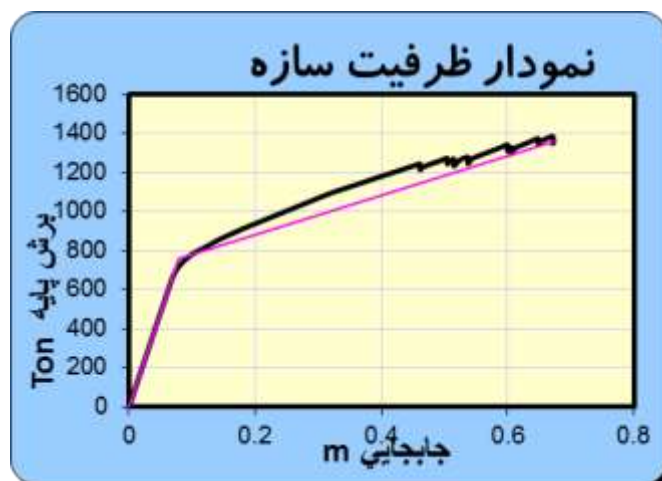
شکل (۱۱) پوش آور دو خطی پنج طبقه متقارن



شکل (۱۲) پوش آور دو خطی پنج طبقه نامتقارن



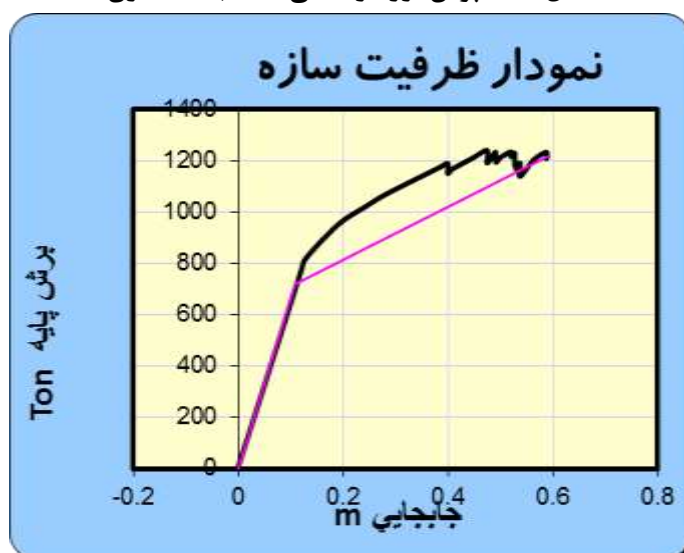
شکل (۱۳) پوش آور دو خطی ۱۰ طبقه متقارن



شکل (۱۴) پوش آور دو خطی ۱۰ طبقه نامتقارن



شکل (۱۵) پوش آور دو خطی ۱۵ طبقه متقارن



شکل (۱۶) پوش آور دو خطی ۱۵ طبقه نامتقارن

شایان ذکر است محاسبات منحنی پوش اور و دوخطی کردن آن برای تمامی مدلها انجام شده که به علت حجم بالای نمودارهای فقط به ارایه تعدادی از آنها به عنوان نمونه بسنده شده است. تعداد مدلهای مدلسازی شده شامل ۳ نوع با تعداد

طبقات ۵، ۱۰ و ۱۵ و دو متغیر جانمایی دیوار برشی متقارن و نامتقارن و برای دو نوع سناریوی حذف ستون (میانی و گوشه) انجام شده است که در مجموع برابر ۱۲ مدل سازی صوت گرفته است.

### بدست آوردن ضریب رفتار

ضریب رفتار از رابطه  $R=Y \cdot R_{\mu} \cdot \Omega$  بدست می آید، همانطور که مشخص است، برای محاسبه ضریب رفتار ابتدا می بایست از روی منحنی دوطولی پوش آور پارامترهای مورد نیاز را استخراج کرد و سپس از آنها برای تعیین ضریب رفتار استفاده کرد. نمونه ای از جداول محاسبه ضریب رفتار در ادامه ارایه شده است. شایان ذکر است محاسبات ضریب رفتار از روی منحنی دوطولی برای تمامی مدل های Etabs انجام شده که به علت حجم بالای نمودارهای فقط به ارایه تعدادی از آنها به عنوان نمونه بسنده شده است. که هر کدام از پارامترهای رابطه عبارتند از:

جدول (۵) پارامترهای بدست آمده از منحنی دو خطی برای سازه پنج طبقه متقارن

تحلیل خطی		اولین مفصل پلاستیک		تسلیم سازه		شکست سازه	
Vd	$\Delta d$	Vs	$\Delta s$	Vy	$\Delta y$	Vu	$\Delta u$
۲۰۶۹,۲۴	۰,۰۳۰۰۰	۵۹۳,۳۶۷	۰,۰۲۹	۵۵۹,۰۰۵۳۶	۰,۰۲۷۱۰	۹۸۵,۷۵۸۳	۰,۲۰۲۰۰

جدول (۶) محاسبه ضریب رفتار پوش آور سازه پنج طبقه متقارن

سختی سازه	K	۲۰۶۲۶,۷۸
اضافه مقاومت	$\Omega = \Delta y / \Delta s$	۱,۱۳
تغییر شکل پلاستیک	$\Delta u - \Delta y =$	۰,۱۷
ضریب شکل پذیری	$\mu = \Delta u / \Delta y$	۷,۴۵
ضریب تنش مجاز	$Y = \Delta s / \Delta d$	۰,۹۷
ضریب کاهش	$R_{\mu} =$	۵,۸۰
سختی اولیه	$k_1 =$	۲۰۶۲۶,۷۸
سختی نهایی	$k_2 =$	۲۴۴۰,۰۰
ضریب تشدید تغییر مکان	$C_d =$	۵,۷۳
ضریب رفتار	$R = \Omega \cdot Y \cdot R_{\mu}$	۶,۹۵

جدول (۷) پارامترهای بدست آمده از منحنی دو خطی برای سازه ۱۰ طبقه متقارن

تحلیل خطی		اولین مفصل پلاستیک		تسلیم سازه		شکست سازه	
Vd	$\Delta d$	Vs	$\Delta s$	Vy	$\Delta y$	Vu	$\Delta u$
۲۱۰	۰,۰۳	۶۱۱,۲۹	۰,۰۳	۴۶۷,۹۱	۰,۰۲	۸۵۲,۰۲	۰,۲۷

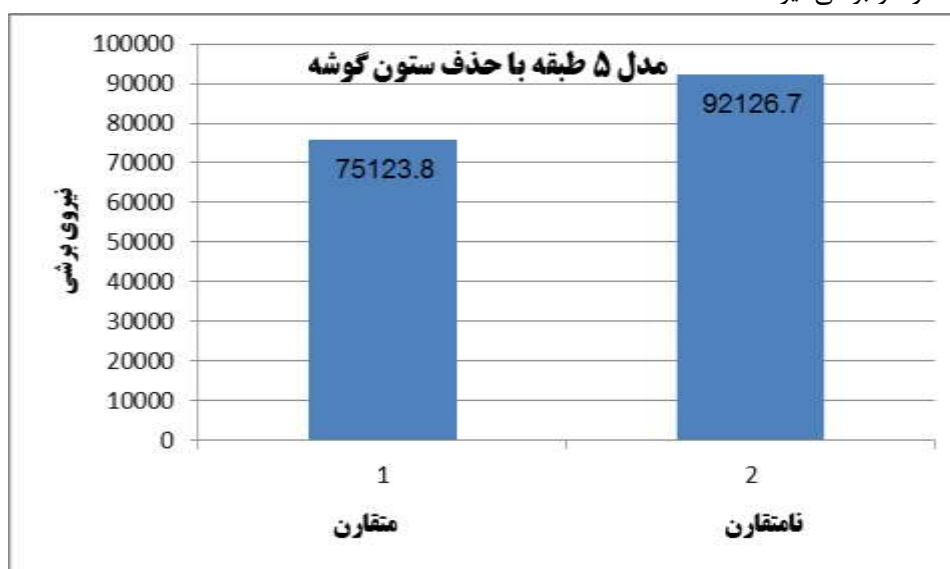
۰	۰۰۰	۱۷	۶۲	۶۶۸	۶۷۴	۷۵	۱۹۰
---	-----	----	----	-----	-----	----	-----

جدول (۸) محاسبه ضریب رفتار پوش آور سازه ۱۰ طبقه متقارن

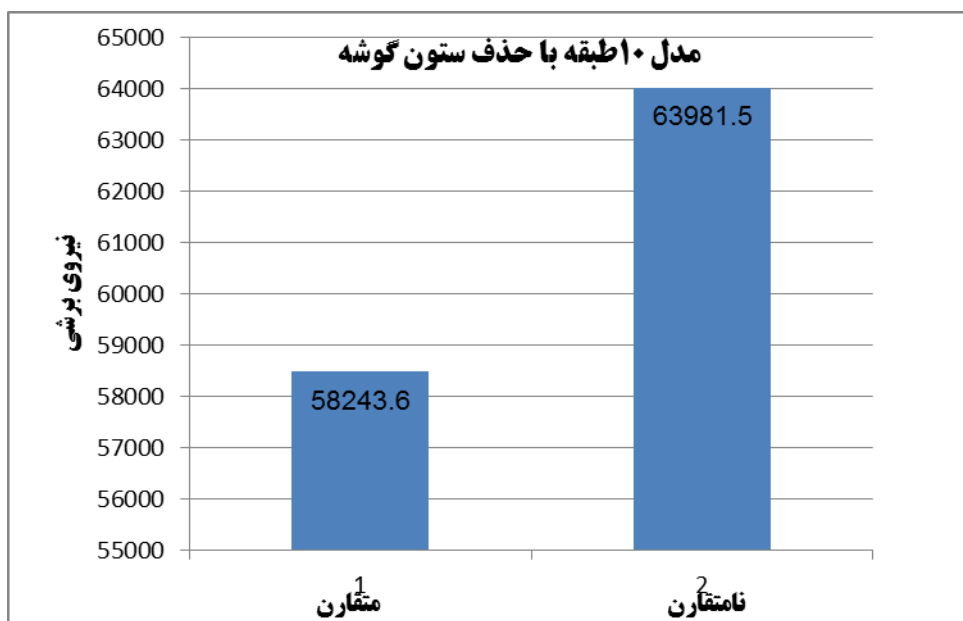
سختی سازه	K	۱۷۴۹۵,۹۹
اضافه مقاومت	$\Omega = \Delta y / \Delta s$	۱,۱۲۴
تغییر شکل پلاستیک	$\Delta u - \Delta y =$	۰,۲۵
ضریب شکل پذیری	$\mu = \Delta u / \Delta y$	۸,۱۷
ضریب تنش مجاز	$Y = \Delta s / \Delta d$	۱,۰۵
ضریب کاهش	$R\mu =$	۸,۳۵
سختی اولیه	$k_1 =$	۱۷۴۹۵,۹۹
سختی نهایی	$k_2 =$	۱۵۶۶,۸۰
ضریب تشدید تغییر مکان	$Cd =$	۶,۸۸
ضریب رفتار	$R = \Omega.Y.R\mu$	۸,۰۵

## بررسی سناریوی حذف ستون (تخریب پیشرونده)

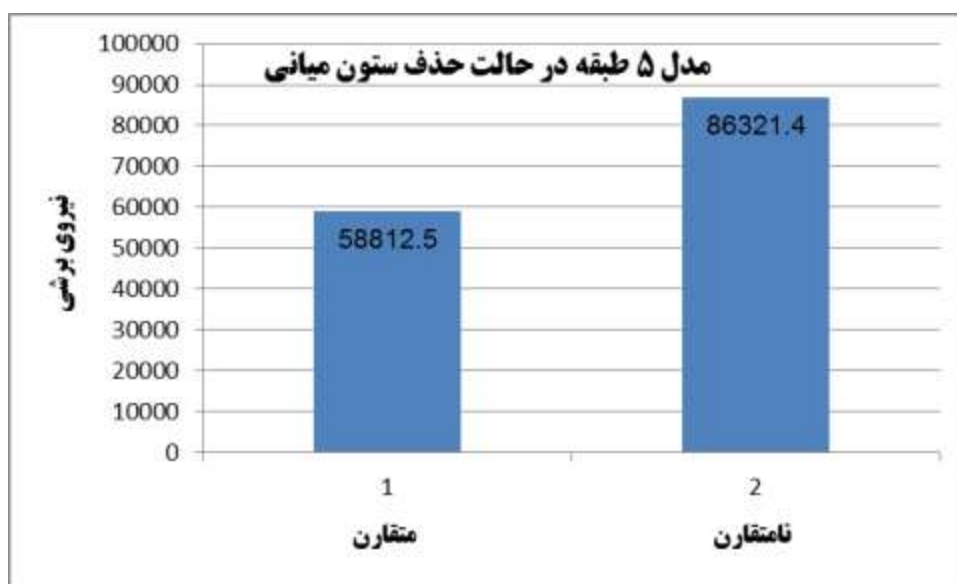
در اشکال بدست آمده از نتایج تحلیل نرم افزار Etabs نسبت به برش پایه در حالت حذف ستون نسبت به حالت مبنا، اثر جانمایی دیوار برشی (در حالت متقارن) در مدل های مورد بررسی باعث کاهش نیروی برشی بدست آمده با در نظر گرفتن اثر جانمایی دیوار برشی بدست آمده است. به عبارتی دیگر اثر متقارنی دیوار برشی در تخریب پیشرونده روند کاهشی را در نیروی برشی بدست آمده را در بر می گیرد.



شکل (۱۷) مقایسه نیروی برشی در مدل ۵ طبقه حالت حذف ستون A۱

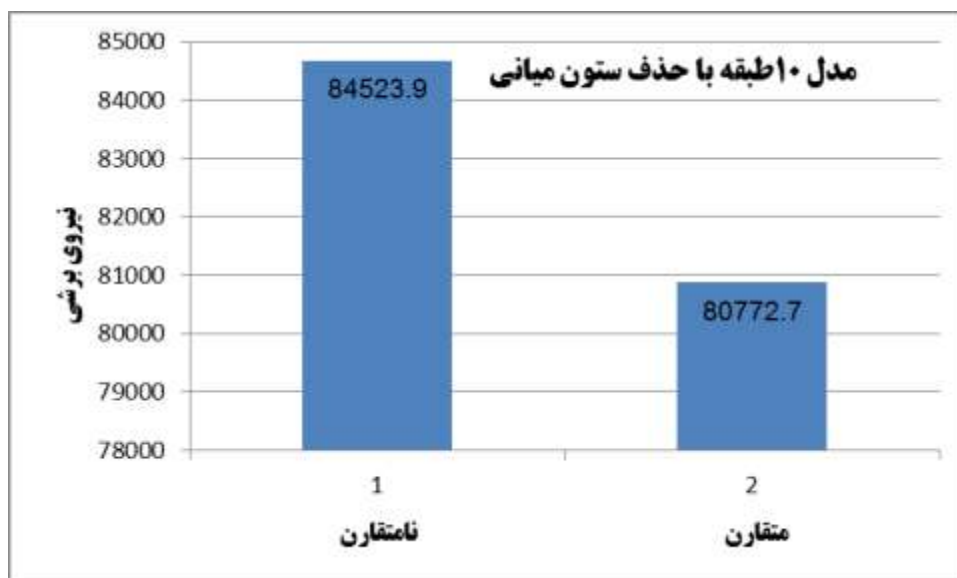


شکل (۱۸) مقایسه نیروی برشی در مدل ۱۰ طبقه حالت حذف ستون A۱



شکل (۱۹) مقایسه نیروی برشی در مدل ۵ طبقه حالت حذف ستون C۱





شکل (۲۰) مقایسه نیروی برشی در مدل ۱۵ طبقه حالت حذف ستون C۱

نتایج حذف ستون میانی و گوشه با در نظر گرفتن اثر جانمایی، در نیروی برشی با روند کاهشی از مدل متقارن به مدل نامتقارن مواجه شده است.

#### ۵. نتایج

در اشکال بدست آمده از نتایج تحلیل نرم افزار Etabs نسبت به برش پایه در حالت حذف ستون نسبت به حالت مبنا، اثر جانمایی دیوار برشی (در حالت متقارن) در مدل های مورد بررسی باعث کاهش نیروی برشی بدست آمده با در نظر گرفتن اثر جانمایی دیوار برشی بدست آمده است. به عبارتی دیگر اثر متقارنی دیوار برشی در تخریب پیشرونده روند کاهشی را در نیروی برشی بدست آمده را در بر می گیرد.

#### منابع

- ۱- یوسف نژاد-دانیال ۱۳۹۶: توچالی:مقایسه ضریب رفتار سیستم مهاربندی واگرای قطری ویژه با مهاربند قطری کمانش تاب با استفاده ازتحلیل غیر خطی دینامیکی افزایشی،"کارشناسی ارشد، دانشکده عمران، موسسه آموزش عالی غیاث الدین جمشید کاشانی
- ۲- عبدویی، پویا، ۱۳۹۵، "مطالعه بر روی ضریب رفتار سیستم مهاربندی واگرای ویژه فولادی با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی بار افزون و تحلیل غیر خطی دینامیکی افزایشی"، کارشناسی ارشد، دانشکده عمران، مؤسسه آموزش عالی غیاث الدین جمشید کاشانی.

۳- شیبانی، عماد.. ۱۳۹۵، "مطالعه بر روی ضریب رفتار سیستم مهاربندی واگرای ویژه ی قطری و مقاوم در برابر کمانش با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی بار افزون و تحلیل غیر خطی دینامیکی افزایشی"، کارشناسی ارشد، دانشکده عمران، مؤسسه آموزش عالی غیاث الدین جمشید کاشانی.

- ۴- Richards, P.W., and Uang, C.M., (۲۰۰۵). "Development of testing protocol for short links in eccentrically braced frames."
- ۵- Chao, S., Khandelwal, K. and El-Tawil, S., (۲۰۰۶). "Ductile web fracture initiation in steel shear links."
- ۶- Mofid, M. and Lotfollahi, M. , ۲۰۰۶ . On the characteristics of new ductile knee bracing systems. Journal of Constructional Steel Research ۶۲(۳), pp. ۲۷۱-۲۸۱
- ۷- Berman, J.W., Bruneau, M., (۲۰۰۷) "Experimental and analytical investigation of tubular links for eccentrically braced frames."
- ۸- Okazaki, T., Engelhardt, M.D., (۲۰۰۷). "Cyclic loading behavior of EBF links constructed of ASTM A992 Steel."
- ۹- Maalek, Sharokh., Adibrad., Moslehi., (۲۰۰۸) "An experimental investigation of the behaviour of EBFs."
- ۱۰- Bosco, M., Rossi, P.R., (۲۰۰۸) " Seismic Behavior of High Strength Steel Composite K-Type Eccentrically Braced Frames ."
- ۱۱- Prinz, G.S., Richards, P.W., (۲۰۰۹). "Eccentrically braced frame links with reduced web sections."
- ۱۲- FEMA P ۶۹۵., (۲۰۰۹). "Quantification of Building Seismic Performance Factors"
- ۱۳- Berman, J.W., Okazaki T. and Hauksdottir, H.O., ۲۰۰۹. Reduced link sections for improving the ductility of eccentrically braced frame link-to-column connections. Journal of structural engineering, ۱۳۶(۵), pp. ۵۴۳-۵۵۳
- ۱۴- Mansour, N., Christopoulos, C., Tremblay, R., (۲۰۱۱). "Experimental Validation of Replaceable Shear Links for Eccentrically Braced Steel Frames."
- ۱۵- Ohsaki, M., Nakajima, T., (۲۰۱۲) "Optimal Stiffeners Spacing for Intermediate Link in Eccentrically Braced Frame to Increase Energy Dissipation."
- ۱۶- Musmar, M.A., ۲۰۱۲ . , Effect of link on eccentrically braced frames. Journal of Engineering Sciences, Assiut University

- ۱۷- Najafi, L.H. and Tehranizadeh, M., ۲۰۱۷ . Equation for achieving efficient length of link-beams in eccentrically braced frames and its reliability validation . Journal of Constructional Steel Research, ۱۳۰, pp.۵۳-۶۴
- ۱۸- GSA, "Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects", Washington DC, US, ۲۰۰۳.
- ۱۹- Kim, J., Kim, T., "Assessment of Progressive Collapse-Resisting Capacity of Steel Moment Frames", Journal of Constructional Steel Research, ۲۰۰۹, ۶۵, ۱۶۹-۱۷۹.
- ۲۰- Khandelwal, K., El-Tawil, S., "Pushdown Resistance as a Measure of Robustness in Progressive Collapse Analysis", Journal of Engineering Structures, ۲۰۱۱, ۳۳, ۲۶۵۳-۲۶۶۱.
- ۲۱- Liu, M., "A New Dynamic Increase Factor for Nonlinear Static Alternate Path Analysis of Building Frames Against Progressive Collapse", Engineering Structures, ۲۰۱۳, ۴۸, ۶۶۶-۶۷۳.
- ۲۲- Tavakoli, H. R., Rashidi A., "Evaluation of Progressive Collapse Potential of Multi-Story Moment Resisting Steel Frame Buildings Under Lateral Loading", Scientia Iranica, ۲۰۱۳, ۲۰ (۱), ۷۷-۸۶.