مجله رویکردهای نوین در تحقیقات علوم پایه، فنی و مهندسی
سال دوم، شماره ۶،پاییز ۱۳۹۸
ISSN: ۲٦٤٥-٥٤٣٩
www.jonarbset.ir

بررسی ضریب رفتار ساختمان‌های فولادی با در نظر گرفتن جانمایی باد بندهای مختلف تحت اثر اندرکنش خاک و سازه

حسین ترکمان [۱]، محمد امامی کورنده [۲]، مهدی جلالی نژاد [۳]

[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

در این تحقیق، سه نمونه سازه ۵ و ۱۰ و ۱۵ طبقه فلزی با سیستمهای مهاربندی مختلف انتخاب گردیده و در تمامی حالات تحلیل استاتیکی و دینامیکی انجام شده و نتایج بررسی و مقایسه می گردد تا تحلیل بهینه و سیستم مهاربندی بهینه در هر حالت مشخص گردد. در تمامی حالات سازه ها به صورت قاب و در شرایط دو بعدی و با اتصالات ساده تیر به ستون فرض می گردد. تحلیل استاتیکی و دینامیکی در شرایط بدون لحاظ اندرکنش خاک و سازه با استفاده از نرم افزار ETABS ۲۰۰۰ انجام می شود. مهاربندها در دو حالت به صورت متقارن و نامتقارن در دهانه ها قرار داده شده است. در این پژوهش اثرات ثانویه (P-Δ)لحاظ گردیده است. تحلیل استفاده شده بروی مدلهای خطی از روش ضرایب بار و مقاومت استفاده شده است. تعداد مدلهای مدلسازی شده شامل ۴ نوع با تعداد طبقات ۳، ۵، ۱۰ و ۱۵ و دو متغیر صلب و اندرکنش خاک و سازه با دو حالت مهاربندی متقارن و نامتقارن انجام شده است که در مجموع برابر ۱۶ مدلسازی صوت گرفته است. فرضیاتی همچون تغییر آرایش بادبندی در ارتفاع و اصلاحاتی در اتصالات بادبندی و تاثیر آن بر عملکرد بادبند با استفاده از روش عددی المان محدود و نرم افزار ANSYS ارزیابی می گردد.

واژه‌های کلیدی: ضریب رفتار، ساختمان های فولادی، جانمایی، بادبند، اندرکنش خاک و سازه

مقدمه

به طور کلی چهار عامل مقاومت و سختی و شکل پذیری و میرایی به عنوان عوامل اصلی در تعیین رفتار و عملکرد لرزه ای سازه ها می باشند . مقاومت سازه ارتباط با طراحی سازه دارد و منظور این است که سازه دارای تحملی بیش از بحرانی ترین حالت بار محتمل باشد که تجربه خواهد کرد . سختی ارتباط با کنترل تغییر شکلهای سازه تحت بارگذاری دارد در این خصوص سازه باید به حدی سخت باشد که از نظر بهره برداری جوابگو باشد. تامین شکل پذیری بحث مفصلی است و امروزه مطالعات زیادی در خصوص آن در حال انجام است . به عنوان مثال نوع سیستم لرزه بر جانبی و نوع اتصالات و جزییات آن از عوامل تاثیر گذار بر شکل پذیری می باشند . به طور کلی این چهار عامل مکمل یکدیگرند. حال اگر بتوان به روش‌هایی هم سختی و هم شکل پذیری را به نوعی تامین کرد که سازه نه خیلی سخت و نه خیلی نرم باشد و در عین حال مقاومت مناسب را داشته باشد و بتواند رفتار غیر ارتجاعی را داشته باشد در هنگام زلزله می تواند مقدار زیادی از نیروی زلزله را جذب و مستهلک نماید . اینکه کدام نوع بادبند هم محور و یا برون محور و کدام شکل از این دو نوع بادبند در سازه‌های کوتاه و متوسط و بلند وزن سازه کمتری را به دنبال خواهند داشت موضوعی است که می‌تواند از جنبه پژوهشی و کاربردی مورد توجه قرار گیرد. از طرف دیگر کدام چیدمان بادبند در پلان و ارتفاع منجر به کاهش وزن اسکلت می‌شود موضوع جالب دیگری است و در نهایت اینکه چگونه می‌توان سختی بیش از حد بادبند صلب را کاهش داد و به نوعی کنترل نمود از جمله موضوعات بسیار مهم در امر مهندسی سازه است . موضوع مهم دیگر مبحث اندر کنش خاک و سازه است و اینکه آیا لحاظ نمودن اثرات این پدیده می تواند سازه ای اقتصادی را در بر داشته باشد یا خیر ؟ این موضوعات به روش تحلیلی و آزمایشگاهی و یا روش های عددی و نرم افزاری می تواند بررسی شود که در این تحقیق از روش نرم افزاری استفاده می گردد تا تمامی این موارد و تاثیر آن بر اقتصادی شدن سازه مشخص گردد . نتایج این بررسی می تواند در طراحی های عملی مورد توجه قرار گیرد .

عدم دانش کافی راجع به برخی از رفتارهای واقعی سازه

عدم وجود امکانات کافی جهت مدلسازی های بهتر از قبیل نرم افزار رایانه ای که بتواند مدل را با حجم و اندازه های بالا آنالیز نماید.

بی ارزش شمردن و اهمیت ندادن به برخی از رفتارهای واقعی سازه و عدم تأثیر واقعی این رفتارها در نتایج آنالیز.

این اختلاف بین واقعیت و مدل ساخته شده جهت آنالیز، در برخی از حوادث طبیعی مانند زلزله، سیل، طوفان و غیره موجب کشته شدن و بی خانمان شدن تعداد کثیری از انسانها از یک طرف و صدمه های اقتصادی هنگفت از طرف دیگر می شود. در این جا وظیفه یک مهندس ساختمان خطیرتر و جدی تر شده تا با به کارگیری یک طرح مناسب و اجرا و نظارت صحیح آن این خسارات را کاهش دهد.

بیان مسئله

در سال ۱۹۹۵، زلزله‌ای که در کوبه ژاپن اتفاق افتاد، باعث بروز خساراتی در سازه‌ها گردید، با تحقیقاتی که روی سازه‌ها انجام گرفت، نتیجه این آزمایشات و تحقیقات نشان داد که همه‌ی اعضای سازه بدرستی و بر اساس اصول طراحی متداول در آن زمان تحلیل و طراحی شده‌اند. این موضوع باعث بروز انقلابی در تحلیل سازه‌ها گردید، و مشخص گردید که نیروهایی که تا آن زمان به عنوان نیروی زلزله انتخاب می‌شده است بسیار کوچکتر از نیرویی است که برای آئین‌نامه‌ای طرح شده‌اند. حال اگر سازه را با این نیروهای اصلاح شده طراحی نماییم، سازه بسیار غیراقتصادی خواهد شد. حال این سوال پیش می‌آید، که سازه‌هایی که بر اساس اصول طراحی متداول در آن زمان تحلیل و طراحی شده بودند، چگونه می‌توانند نیروهای بزرگ حاصل از زلزله را تحمل کنند؟ پاسخ این سوال را در رفتار غیرخطی سازه‌ها می‌توان یافت. سازه‌ها به لحاظ ویژگی‌هایی مانند میرایی، مقاومت افزون، نامعینی استاتیکی می‌توانند نیروهای ورودی زلزله را با تغییرشکل‌های ارتجاعی۴ تحمل کرده و در زلزله‌های محتمل، پایداری کلی خود را حفظ نمایند. اثر ویژگی‌های یاد شده به استهلاک انرژی ورودی زلزله در ضریب رفتار دیده می‌شود.

انتخاب سیستم باربر جانبی که در این خصوص شرایط بسیاری چون محل و ابعاد پنجره ها و نوع سازه و محل ساخت آن و بودجه و توان مهندسی بر تصمیم نهایی تاثیر گذار است . به طور مثال استفاده از سیستم قاب خمشی با شکل پذیری مناسب گزینه ای به جا است ولی توان طراحی و اجرا و نظارت اصولی بحثی مهم تر است . از طرفی از کدام سیستم بادبندی و با چه آرایشی در پلان و ارتفاع بایستی استفاده شود که خود جای بحث دارد . استفاده از سیستم دوگانه نیز ترکیبی از کیفیت اجرای اصولی اتصالات صلب و انتخاب سیستم مناسب بادبندی را به دنبال دارد . یکی از سیستمهای رایج دیگر نیز قاب فولادی همراه با دیوار برشی است که مهمترین نگرانی این سیستم اتصال و عملکرد یکپارچه دیوار و ستون های طرفین دیوار است . لذا منطقی است که مقایسه ای بین بادبندهای هم محور و برون محور صورت گیرد تا بهینه ترین نوع بادبند مشخص گردد و در صورت نیاز حتی با اصلاحاتی بتوان سیستم بادبندی را نیز بهینه نمود تا بتوان با ترکیبی از سیستم بادبندی مناسب و جانمایی و آرایش مناسب آن در پلان و ارتفاع همراه با قاب ساده بهترین سیستم را از لحاظ مقاومت و شکل پذیری و سختی و در عین حال بهینه از لحاظ اقتصادی و راحتی اجرا داشت . این بررسی می تواند برای سه گروه ساختمان کوتاه و متوسط و بلند صورت گیرد و نتایج آن تفسیر شود .

بارگذاری و تحلیل و طراحی و بهینه سازی اصولی سازه که بایستی با دقت و حساسیت بالایی صورت گیرد . در این حالت مهندس محاسب با استفاده از نرم افزارهای موجود به راحتی کار محاسبه را انجام می دهد ولی دقت در محاسبه و تفسیر درست آیین نامه های محاسبات سازه و درک آن و تفسیر نتایج نرم افزاری کار ساده ای نیست و نیاز به تجربه دارد . از طرفی انجام تحلیل های دینامیکی خود نیاز به تبحر و تجربه و دقت بالایی دارد. مسئله مهم در این بین، محاسبه و تخمین مقادیر شکل‌پذیری و اضافـه مقاومت سازه می‌باشد کـه در آئین‌نامه‌ها به اعدادی برای این مقادیر بسنده شده است. این اعداد و ارقام با توجه به نوع سیستم سازه‌ای و نیز طراحی ساختمان‌ها متغییر است. بطور کلی نمی‌توان برای یک نوع سازه و برای تمام محدوده‌های پریودی آن، یک ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت و ضریب شکل‌پذیری یکسان در نظر گرفت، و این مقادیر به نوع سازه و فرم آن بستگی دارد.

همانـطور که مختصراً بحث شد، مقـادیر ضریب رفـتار به پارامترهای مختلفی از رکـود زلزله و از سازه، مانند پارامترهای دینامیکی رکود، مصالح بکار رفته در سازه، سطح شکل‌پذیری مقاطع، شکل هندسی، منظم بودن، شرایط خاک و.... می‌باشد و متأسفانه به همین دلایل، مهندس طراح به راحتی قادر به برآورد نسبتاً صحیح ضریب رفتار سازه نمی‌باشد. از طرفی برای داشتن مقادیر معقول و منطقی برای مقاومت غیرالاستیک سازه‌ها، صحت میزان کاهش در مقاومت الاستیک، امری ضروری است. مقادیر کوچک کاهش، منجر به طراحی یک سازه سخت با مقاطع بزرگ و پر هزینه می‌شود؛ ضمن اینکه باید در مقابل این هزینه به میزان خطر زلزله نیز توجه کرد. از طرفی مقادیر بزرگ کاهش به منزله پذیرش سطوح بیشتری از خسارت و حتی مکانیزم شدن زودرس سازه می‌باشد. تخمین درست ضریب رفتار برای یک سازه به معنی برآورد منطقی از نیروهای طراحی سازه است که توزیع مناسب این نیرو در بین المان‌ها، منجر به رفتار مناسب در سازه می‌شود، ولی یک توزیع نامناسب می‌تواند به گسیختگی نامطلوب سازه منجر شود. آیین‌نامه طـراحی لرزه‌ای کشور ما یـعنی استاندارد ۲۸۰۰، یـک طراحی بـر مبنای مقاومت و شکـل‌پذیری ارائـه می‌کـند. از جهـات مختـلف، همانطور که در قسمت‌هـای قبل اشاره شد، از نـظر ضـریب رفـتار، ایـراداتی به فـرم آیین‌نامه‌ای وارد است. از جمله اینکه، در آیین‌نامه ضریب رفتار برای هر سیستم سازه‌ای عددی ثابت معرفی شده است، در صورتی که متغییرهای زیادی بر این پارامتر لرزه‌ای تأثیرگذار هستند و هر سازه‌ای با هر سیستم لرزه‌بر دارای ضریب رفتاری منحصر بفرد است. با توجه به مطالبی که از نظر گذشت، ضریب رفتار در طراحی لرزه‌ای، نقش بسیار مهمی دارد و پایه و اساس فلسفه طراحی بر آن استوار است، ولی از دقت کافی برخوردار نـمی‌باشد و آئـین‌نامه‌ها در تعیین مـقدار آن دقت کافی نداشته‌اند که این در برخی از موارد بـاعث عـدم اطمینان یا طـرح سازه غیراقـتصادی در طـراحی لـرزه‌ای می‌شود. به عبارت دیگر نمی‌توان اطمینان داشت که استفاده از این ضریب، طرح مناسبی نتیجه میدهد. منظور از طرح مناسب، طـرحی است که سازه در زلزله‌های شدید بتواند احتیاجات لرزه‌ای مانند شکل‌پذیری و مقاومت را بخوبی تأمین کند و در نهایت پایدار بماند.

اهداف تحقیق

در این تحقیق سعی شده است تا اهداف زیر مورد بررسی قرار گیرد :

بررسی رفتار لرزه ای سیستم های مختلف مهار بندی فولادی و مقایسه آنها برای سازه های کوتاه و متوسط و بلند.

انتخاب سیستم مهاربندی بهینه به لحاظ عملکرد سازه ای و اقتصادی و بعضا اصلاح سیستمهای مهاربندی برای داشتن شکل پذیری بیشتر و کاهش تمرکز تنش در آنها.

اهداف کاربردی این تحقیق مورد توجه سازمانهای ذیربط مقررات ملی ساختمان و نظاه مهندسی ساختمان، مدیریت و برنامه ریزی کشور و ... می‌باشند که از لحاظ اجرایی و همچنین تدوین آیننامه ها از نتایج تحقیق حاضر استفاده نمایند.

تحقیقات بر مبنای فرضیات زیر صورت می گیرد :

سه نمونه سازه ۵ و ۱۰ و ۱۵ طبقه فلزی با سیستمهای مهاربندی مختلف انتخاب گردیده و در تمامی حالات تحلیل استاتیکی و دینامیکی انجام شده و نتایج بررسی و مقایسه می گردد تا تحلیل بهینه و سیستم مهاربندی بهینه در هر حالت مشخص گردد . در تمامی حالات سازه ها به صورت قاب و در شرایط دو بعدی و با اتصالات ساده تیر به ستون فرض می گردد. تحلیل استاتیکی و دینامیکی در شرایط بدون لحاظ اندرکنش خاک و سازه با استفاده از نرم افزار ETABS۲۰۰۰ انجام می شود. فرضیاتی همچون تغییر آرایش بادبندی در ارتفاع و اصلاحاتی در اتصالات بادبندی و تاثیر آن بر عملکرد بادبند با استفاده از روش عددی المان محدود و نرم افزار ANSYS ارزیابی می گردد. مدل رفتاری خاک در همه حالات موهر کولمب می باشد که ساده ترین مدل رفتاری برای خاک می باشد البته می توان از مدلهای رفتاری پیشرفته استفاده نمود ولی به لحاظ سادگی کار و در دسترس بودن پارامترهای مدل موهر کولمب از این مدل رفتاری استفاده می شود.

در تحلیل اندر کنش خاک و سازه از روش المان محدود و نرم افزارهای دو و سه بعدی PLAXIS , PLAXIS ۳D FOUNDATION استفاده می شود. سطوح اندرکنش و پارامترهای آن در تحلیل اندر کنش لحاظ می شود. در تحلیل اندر کنش خاک و سازه ۲ تیپ خاک به قرار سست/نرم و سخت /متراکم در نظر گرفته می شود ولی در تحلیل بدون لحاظ اندر کنش خاک و سازه از ۴ تیپ زمین آیین نامه ۲۸۰۰ استفاده می گردد.

پیشینه پژوهش

برای اطمینان از عمکرد ساختمان در هنگام وقوع زلزله می بایست قبل از طراحی ملاحظاتی را در نظر داشت که در ظاهر ممکن است مهم به نظر نیاید ولی تاثیر عمده ای بر رفتار لرزه ای سازه دارد . در حقیقت سه مقوله ملاحظات سازه ای و معماری و ژئوتکنیکی در طراحی سازه ها مهم می باشند که در ابتدا بایستی مد نظر قرار گیرند . این سه اصل در ادامه بررسی می شود. برای طرح یک سازه مقاوم در برابر زلزله علاوه بر رعایت ضوابط و مقررات آیین نامه های ساختمانی می بایست قبل از طراحی تا حد امکان از شرایطی که باعث افزایش آسیب پذیری سازه در هنگام بروز زمین لرزه می شود جلوگیری شود . رفتار لرزه ای یک سازه از نوع خاکی که روی آن بنا می شود تاثیر می پذیرد. وقوع گسیختگی در زمین موجب آسیب به سازه می گردد. شتاب وارده بر سازه در هنگام زلزله متاثر از نوع خاک محل احداث سازه است . بنابراین قبل از احداث سازه باید اطلاعاتی در مورد شرایط خاک و مواردی از جمله پتانسیل روانگرایی - گسل های موجود در منطقه و فاصله آنها از محل احداث سازه - محدوده گسلی - تراکم ساختمان ها – شرایط زمین شناسی منطقه - وضعیت حفرات زیرسطحی در منطقه – سطح آب زیر زمینی و نوسانات فصلی - پارامترهای مقاومتی خاک و تغییرات آنها در عمق تاثیر تنش ها و نشست های سازه و عواملی چون رمبندگی و آماس خاک و زمین لغزش و عوارض طبیعی زمین و پایداری شیبها و سایر موارد مرتبط کسب نمود . در این خصوص آیین نامه ۲۸۰۰ توصیه هایی به شرح زیر می نماید که مفید است: تحقیقات گسترده‌ای در رابطه با ضریب رفتار و پارامترهای موثر بر آن شکل گرفته است، که بیشتر تحقیقات و پایان‌نامه‌هایی انجام گرفته به اثبات ایراداتی به ضریب رفتار موجود در آیین‌نامه‌ها پرداخته شده است. که در حال حاضر با وجود چنین تحقیقات گسترده کاملاً اثبات شده

که ضریب رفتار موجود در آیین‌نامه‌ها اشتباه بوده و هر سازه‌ای ضریب رفتار منحصر بفرد خود را دارا می‌باشد. همچنین تحقیقات و مطالعات زیادی در رابطه با ضریب رفتار سازه‌ها بدون در نظر گرفتن محدودیت‌هایی که طراح قادر به تحمیل سلیقه طراحی خویش نیست، شکل گرفته است. بیشماری تحقیقات ذکر شده و معلوم بودن نتایج قبل از تحقیق و محدودیت-هایی که در طرح سازه‌ها وجود دارد سبب شده که، نیاز به تحقیقی متمایز با تحقیقات گذشته و ارائه راهکاری که با وجود یا عدم وجود محدودیت‌های طراحی، بهبود رفتار سازه را موجب شود، احساس شود. هدف این پایان‌نامه بررسی تحلیلی ضریب رفتار سازه‌ها با تغییر پارامتری به نام نسبت تنش است.

اولین تلاش‌ها جهت ابداع روش محاسبه ضریب رفتار به کارهای استاد نیومارک۱۵ از دانشگاه ایلینوی، مربوط می‌شود. وی در مقاله‌ای که در سال ۱۹۸۲ همراه با هال۱۶ منتشر کرد، روشی جهت استخراج طیف غیرخطی از روی طیف خطی برای سازه‌های یک درجه آزادی ارائه نموده است. هر چند این روش برای سازه‌های یک درجه آزادی تدوین شده بود اما گام بزرگی در راستای محاسبه ضریب رفتار ساختمان‌ها به حساب می‌آمد. از اواخر دهه هشتاد دو گروه از محققین در آمریکا و اروپا بطور جداگانه به تحقیق در مورد مقدار ضریب رفتار، عوامل موثر بر آن و روش‌های محاسبه آن پرداختند. در بین محققانی که در آمریکا فعالیت دارند، دو تن از شاخص‌ترین افراد پروفسور فریمن۱۷ ازمحققان ارشد "شورای فن‌آوری کاربردی آمریکا۱۸"و پروفسور یوآنگ۱۹ از اعضای برجسته "انجمن مهندسین ساختمان آمریکا۲۰"و استاد دانشگاه نورث ایسترن می-باشد، که هر یک روشی را جهت محاسبه مقدار ضریب رفتار در قاب‌های ساختمانی ابداع نموده‌اند.[۳] این دو مقاله ارزشمند آقایان فریمن و یوآنگ، هر یک روش موثری را جهت محاسبه ضریب رفتار ارائه می‌دهند. این دو روش تحت عنوان روش-های کاربردی در فصل چهارم مورد بحث قرار گرفته است.

پس از حدود دو سال از تحقیقات آقایان فریمن و یوآنگ، در سال ۱۹۹۲ آقایان کراوینکلر ۲۱ و نسار ۲۲ رابطه‌ای بصورت $R\mu\text{-}T\text{-}\mu\text{-}\alpha$ برای سازه‌های SDOF ارائه دادند که برای رفتار الاستو- پلاستو بر روی زمین‌های سنگی و خاکی ارائه شده است. (Krwinkler & Nassar.,۱۹۹۲)

میراندا ۲۳ و برتو۲۴ در سال ۱۹۹۴، روابط $R\mu\text{-}T\text{-}\mu$ ارائه شده توسط تعدادی از محققین از جمله نیومارک و هال، نیومارک و کراوینکلر و نسار را خلاصه سازی و همچنین معادلات عمومی $R\mu\text{-}T\text{-}\mu$ را برای زمین‌های سنگی، رسوبی و خاکی نرم گسترش دادند. از این رو، این روش نسبت به سایر روش‌ها جدیدتر و طبق توصیهATC-۱۹ در بین سه روش پیشنهادی از درجه اعتبار بالاتری برخوردار است. (Miranda & Bertero., ۱۹۹۴)

در این مقاله با معرفی سیستم مهاربندی(UBF) ، فلسفه و روابط طراحی این نوع مهاربندها ارائه شده است . امروزه مهندسان سازه در تلاش هستند تا در ساختمانها از مستهلک کننده های انرژی(دمپرها (برای جذب و مستهلک نمودن نیروهای جانبی استفاده نمایند . یکی از کار آمدترین این نوع سیستم ها ، سیستم مهاربندی (UBF) می باشد. این نوع مهاربندها ترکیبی هوشمندانه از فلز و بتن یا ملات می باشدکه در آن فولاد به تنهایی نیروی محوری ایجاد شده در اثر زلزله را بصورت فشاری یا کششی بدون کاهش مقاومت تحمل میکند . ملات یا بتن دور هسته فولادی با کاهش لاغری مهاربند به عنوان قیدی برای مهاربند عمل کرده و مانع از کمانش مهاربند در هنگام اعمال نیروی محوری زلزله بصورت فشاری یا کششی می شود .با استفاده از این نوع مهاربند، مشکلاتی از قبیل از دست دادن مقاومت مهاربند در سیستم مهاربندی همگرا در اثر تکرار نیروها به صورت رفت و برگشتی ، تفاوت زیاد میان حداکثر تنش فشاری و کششی مهاربند ، عدم توازن در بار تیرهایی که با مهاربند همگرا میباشند ، تا حد زیادی رفع می شود. در پایان از نتایج یک مطالعه موردی برای مقایسه این نوع مهاربند با انواع دیگر مهاربندها به منظور درک مناسب از رفتار سازه استفاده شده است . (نظری افشار، جواد و حمیدرضا وثوقی فر، ۱۳۸۴)

مهاربندزانویی یکی ازانواع سیستمهای مهاربندی درسازه های فولادی می باشد این سیستم ازاعضای مورب و اعضای زانویی تشکیل شده است که بههم متصل می باشند وظیفه اصلی اعضای مورب ایجاد سختی و مقاومت و وظیفه اعضای زانویی تامین شکل پذیری است هدف این مقاله بررسی رفتار لرزه ای بادبندهای زانویی تحت بارهای ناشی اززلزله می باشد

رفتارغیرخطی این نوع مهاربندها به کمک نرم افزار المان محدود ANSYS مورد بررسی و رفتار این نوع مهاربندها با سایر سیستمهای مهاربندی مورد مقایسه قرار خواهد گرفت همچنین سختی ارتجاعی سه پیکربندی مختلف برای مهاربندهای زانویی مورد بررسی قرارخواهد گرفت نتایج حاصل از این مطالعه نشن دهنده عملکرد لرزه ای مطلوب این سیستم جذب انرژی مناسب و رفتار پایدار درنواحی غیرخطی می باشد بطوریکه به لحاظ اتلاف انرژی ورودی این مهاربندها را میتوان همتراز با مهاربندی برون محور دانست . (جمالوندی، سیدیعقوب؛ مهدی علیرضایی و جلال اکبری، ۱۳۹۱)

فلسفه طراحی براساس عملکرد، براین مبناء قراردارد که باتوجه به دوره بازگشت زمین لرزه های مختلف و درجه اهمیت ساختمانها، می توان سطوح انتظار از ساختمانها راتغییر داد. در روش طراحی براساس عملکرد برخلاف طراحی براساس نیرو، طراحی بر مبنای تغییر مکان وکنترل آن دراعضای مختلف سازه انجام می شود. به همین جهت به اجزای سازه ای و غیرسازه ای ساختمان اجازه داده می شود تا به نحوکاملاًکنترل شده ای خرابی هائی را متحمل شوند و به این ترتیب در جذب و استهلاک انرژی مشارکت کنند .بدین منظور دو سیستم ساختمانی فولادی با مهاربند هم محور و قاب خمشی که به صورت بهینه طراحی شده اند مورد ارزیابی قرار گرفته است. که در نتیجه ساختمان قاب خمشی سطح عملکرد ایمنی جانی را تامین نموده و در ساختمان مهاربندی هم محور با طبقات بیشتر این سطح عملکرد تا حدودی تامین می شود ولی ساختمان مهاربندی با طبقات کمتر به سبب شکل پذیری کمتر نمی تواند سطح عملکرد ایمنی جانی را تامین نماید. (برخورداری، محمدعلی و فرهاد غفاری، ۱۳۹۳)

درکشور ما تنها مرجعی که در آن برای طراحی قاب با مهاربندی واگرا (EBF) ضوابطی وجود دارد. مبحث دهم مقررات ملی ساختمان می باشد. در این مقاله یکی از سازه هایی که توسط ضوابط مبحث دهم مقررات ملی و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم طراحی و اجرا گردیده است . با ضوابط دستور العمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود ویرایش سال ۱۳۸۵ مورد ارزیابی آسیب پذیری قرار گرفته است. در ارزیابی مذکور از روش تحلیلی استاتیکی غیر خطی ۳ بعدی و طیف ظرفیت-ATC ۴۰بکمک نرم افزار SAP۲۰۰۰ استفاده شده است. نتایج ارزیابی بیانگر شکست سازه می باشند، و دلیل آن شکست تیرهای خارج از پیوند و مهاربندها قبل از تیرهای پیوند متصل به آنها می باشد، و این درحالی است که مقاومت نهایی تیر پیوند بایستی بدون ایجادخرابی و شکست در تیر خارج ازپیوند و مهاربند ایجاد گردد. (کریمی، امیرعباس؛ عبدالرضا سروقدمقدم؛ غلامرضا قدرتی امیری و مسعود فرهیان، ۱۳۸۶)

استفاده ازسیستم بادبندی درسازه های فلزی به جهت بهینه شدن سازه و طراحی و اجرای ساده آن بیش ازسیستم قاب خمشی موردتوجه بودها ست دراین بین و براساس تحقیقات انجام شده توسط نگارنده استفاده ازآرایش شطرنجی سیستم بادبندی فلزی درارتفاع سازه نتایج مناسبی را ازجهت کاهش تغییر مکان جانبی ساختمان و تعدیل نیروهای داخلی اعضا دربرداشهت است همچنین تحقیقات انجام توسط نگارنده نشان داده که استفاده ازمهاربند هم محور هفتی نسبت به نوع هشتی آن ازاین مزیت برخوردار است که ازحداکثر ظرفیت فولاد استفاده میگردد به هرحال استفاده ازمهاربند هم محور هشتی یا هفتی باعث کاهش وزناسکلت و بهینه شدن طرح سازه می گرددربررسی انجام شده دراین مقاله پاسخ انواع سیستم مهاربند فلزی هم محور و برون محور معمول برپاسخ سازه با استفاده ازنرم افزار SAP۲۰۰۰ مورد ارزیابی قرارگرفته است که دراین بین مهاربند قطری هم محور نتایج مناسبی را دربرداشته است و میتواند درطراحی ها موردتوجه قرارگیرد نوعی ازسیستم مهاربندی پیشنهادی تحت عنوان مهاربند ضربدری با فیوزارتباطی میتواند علاوه برتامین صلبیت بادبندی ضروری و انعطاف پذیری سیستم برون محور را نیز داشته باشد و مزیت اصلی آن کنترل محل تشکیل مفصل پلاستیک می باشد که رفتارآن دراین مقاله بررسی گردیده است بادبندی برون محور به سبب شکل پذیری مناسب و قدرت جذب و استهلاک نیروی زلزله میتواند موردتوجه قرارگیرد ولی طول تیر پیوند نقش مهمی را درپاسخ لرزه ای آن دارد بطوریکه با افزایش نسبت آن بطول دهانه تغییر مکان جانبی قاب افزایش می یابد ولی درمورد قابهای با ارتفاع متوسط و زیساد رابطه این دوپارامتر غیرخطی است و درنسبت های بالاتر طول تیر پیوند به طول دهانه افزایش بیشتری درتغییر مکان دیده شد لذا درانتخاب طول تیرپیوند بایستی دقت

زیادی را داشت تا تیرپیوند رفتاربرشی و یا حداکثر رفتاربرشی و خمشی داشته باشد و بقولی این طول مقدار حداقل اصولی خود را داشته باشد . (حیدری، رضا، ۱۳۹۳)

با بررسی نتایج تحقیقات انجام شده می توان خط مشی کلی را برای انجام تحقیق مورد نظر به شرح زیر بیان نمود :

مقایسه رفتار و عملکرد لرزه ای بادبندهای هم محور به اشکال مختلف

مقایسه رفتار و عملکرد لرزه ای بادبندهای برون محور به اشکال مختلف

عوامل تاثیر گذار بر بهبود رفتار لرزه ای برون محور و هم محور

اصلاحاتی جهت بهبود عملکرد بادبندهای هم محور و شکل پذیر نمودن آنها و افزایش شکل پذیری بادبندهای برون

مواد و روش‌ها

برای اطمینان از عمکرد ساختمان در هنگام وقوع زلزله می بایست قبل از طراحی ملاحظاتی را در نظر داشت که در ظاهر ممکن است مهم به نظر نیاید ولی تاثیر عمده ای بر رفتار لرزه ای سازه دارد. در حقیقت سه مقوله ملاحظات سازه ای و معماری و ژئوتکنیکی در طراحی سازه ها مهم می باشند که در ابتدا بایستی مد نظر قرار گیرند. این سه اصل در ادامه بررسی می شود. برای بدست آوردن ضریب رفتار ابتدا مدل‌ها در نرم افزار ایتبس[۱] به صورت استاتیکی خطی طراحی می‌شود و کنترل های لازم صورت می گیرد، سپس با توجه به مشخص شدن ابعاد و مقاطع سازه و انتقال دوباره آن در نرم افزار ایتبس عملیات تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش آور[۲]) را انجام داده و خروجی های مورد نیاز برای بدست آوردن ضریب رفتار استخراج می-گردد و این کار برای سازه های ۳، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه انجام می‌گردد.

در این پژوهش، ابتدا ساختمان‌های فولادی با مهاربندی همگرای ضربدری با تعداد طبقات ۳، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با نسبت تنش¬های متفاوت برای تیر، ستون و بادبند بر اساس ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران (ویرایش چهارم) تحلیل و طراحی می¬شوند سپس توسط یک تحلیل غیرخطی استاتیکی تحت اثر بارهای آیین‌نامه‌ای قرار گرفته و ضریب رفتار، ضریب ظرفیت نهایی سازه و ضریب کاهش شکل‌پذیری بدست می‌آید و از نتایج حاصله قضاوت مناسبی در مورد رفتار سازه خواهیم داشت. . نرم‌افزار مورد استفاده در این تحقیق ETABS و SAP می‌باشد. آیین نامه های مورد استفاده شامل آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم و آیین نامه FEMA-۳۵۶ می‌باشد. همچنین در ATC۱۹- و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰) برای محاسبه ضریب رفتار، ضریب کاهش نظیر اضافه مقاومت و ضریب کاهش نظیر شکل‌پذیری در سازه توصیه شده است، شرح داده شده است. روشی که برای تحقیق حاضر استفاده شده است روش توصیه شده در نشریه ۳۶۰ می‌باشد. آیین نامه UFC برای محاسبه مشخصات مفاصل پلاستیک در تیرها، ستون ها و اتصالات، طراح را به استفاده از معیارهای آیین نامه FEMA۳۵۶ توصیه می کند. مفاصل پلاستیک خمشی در تیرها به ابتدا، وسط و انتهایشان اختصاص داده شده اند و در ستون ها نیز مفاصل پلاستیک اندر کنشی نیروی محوری و لنگر خمشی به ابتدا و انتهایشان اختصاص داده شده اند. در بادبندها نیز مفاصل پلاستیک نیروی محوری به ابتدا و انتهایشان اختصاص داده شده است.

تعداد طبقات، برای هر مدل در سه حالت ۵ ،۱۰ و ۱۵ طبقه در نظر گرفته شده‌اند، دلایل انتخاب این حالت‌ها پرهیز از تغییر ناگهانی در ارتفاع می‌باشد که منجر به ایجاد خطا و ایجاد ناپیوستگی زیاد در نتایج مدل ها می‌شود.

ابعاد این سازه بصورت یک پلان مربع شکل با طول دهانه های ۶ متری

تعداد دهانه ها ۵ دهانه اختیار شد.

---

[۱] Etabs

[۲] Push over

ارتفاع طبقات ۳ متر در نظر گرفته شده است.

سازه‌های مورد پژوهش در این پروژه واقع در شهر تهران و مسکونی می‌باشد.

مهاربندها در دو حالت به صورت متقارن و نامتقارن در دهانه ها قرار داده شده است.

در این پژوهش اثرات ثانویه ($\mathbf{P-\Delta}$)لحاظ گردیده است.

تحلیل استفاده شده بروی مدلهای خطی از روش ضرایب بار و مقاومت[۳] استفاده شده است.

تعداد مدلهای مدلسازی شده شامل ۴ نوع با تعداد طبقات ۳، ۵، ۱۰ و ۱۵ و دو متغیر صلب و اندرکنش خاک و سازه با دو حالت مهاربندی متقارن و نامتقارن انجام شده است که در مجموع برابر ۱۶ مدلسازی صوت گرفته است.

مشخصات فولاد مصرفی در این پروژه در جدول (۱) آورده شده است.

جدول (۱) مشخصات فولاد مصرفی

Poisson's Ratio	Elasticity Module ($\mathbf{kg/cm^2}$)	Weight ($\mathbf{kg/m^3}$)
۰,۳	۲۱۰۰۰۰۰۰	۷۸۵۰

بحث و نتیجه گیری

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.

$$C=\frac{ABI}{R_u} \quad (۱)$$

$$T=۰.۰۸H^{۰.۷۵} \quad (۲)$$

$$۰.۵\le T\le ۲.۵K=۰.۵T+۰.۷۵ \quad (۳)$$

C ضریب زلزله، A نسبت شتاب مبنای طرح ، B ضریب بازتاب ساختمان، I ضریب اهمیت ساختمان، Rضریب 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 لرزه‌خیزی آنها متفاوت است شتاب مبنای طرح (A)را از جدول (۲)، ۰/۳۵در نظر گرفته شده است.

جدول (۲) 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 می‌شود.

$$B=B_1\times N \quad (۴)$$

[۳] LRFD

در این رابطه B_1ضریب شکل طیف که از رابطه (۵) بدست آورده میشود، و N ضریب اصلاح طیف است که از رابطه (۶) برای پهنه‌های با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد بدست می‌آید.

$$\begin{cases} B1 = S0 + (S - S0 + 1)\left(\frac{T}{T0}\right) & 0 < T < T_0 \\ B1 = S + 1 & T0 < T < Ts \\ B1 = (S + 1)\left(\frac{Ts}{T}\right) & T > Ts \end{cases} \quad (۵)$$

$$\begin{cases} N = 1 & T < Ts \\ N = \frac{0.7}{4 - T_s}(T - Ts) + 1 & Ts < T < ۴ \\ N = 1.7 & T > ۴ \end{cases} \quad (۶)$$

$$\text{خاک نوع } III \begin{cases} T_0 = 0.15 \\ T_s = 0.7 \\ S = 1.75 \\ S_0 = 1.1 \end{cases} \quad (۷)$$

ضریب اهمیت ساختمان (I) با توجه به اینکه سازه‌ها مسکونی میباشد یک در نظر گرفته شده است و ضریب رفتار ساختمان(R) که در بر گیرنده‌ی خصوصیاتی مانند شکل‌پذیری، نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه است. جدول (۳) پارامترهای مربوط به ضریب زلزله نشان داده شده است.

جدول (۳) پارامترهای مربوط به ضریب زلزله

طبقات	A	B	I	R	T	C
۳	۰,۳۵	۲,۷۵	۱	۵	۰,۴۸۶	۰,۱۰۱۲
۵	۰,۳۵	۲,۷۵	۱	۵	۰,۶۴۵	۰,۱۳۷۵
۱۰	۰,۳۵	۱,۹۲۵	۱	۵	۱,۰۸۴۳	۰,۰۹۶
۱۵	۰,۳۵	۱,۵۲۴	۱	۵	۱,۴۶۹۶	۰,۰۷۶

کنترل دریفت سازه:

با استفاده از روابط موجود در آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله دریفت سازه‌های ۳، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با فرمول های زیر را کنترل شده‌اند:

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

در ساختمان های تا ۵ طبقه $\Delta_a = 0.025h$ (۹)

در سایر ساختمان ها $\Delta_a = 0.020h$ (۱۰)

در اینجا Δ_m تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، C_d ضریب بزرگنمایی و h ارتفاع طبقات است.بنابراین دریفت مجاز برای سازه‌ها به صورت زیر می‌شود:

در ساختمان های تا ۵ طبقه $Drift_{allowable} = \frac{0.025}{C_d}$ (۱۱)

در سایر ساختمان ها $Drift_{allowable} = \frac{0.020}{C_d}$ (۱۲)

مقادیر دریفت برای سازه های مورد بررسی محاسبه شده که به عنوان مثال برای سازه ۱۰ طبقه در جدول (۴) نشان داده شده است.

جدول (۴) مقادیر دریفت برای سازه ۱۰ طبقه

کنترل	حداکثر مقدار مجاز نسبت دریفت	نسبت دریفت مرکز جرم	دریفت مرکز جرم	جابه جایی	ارتفاع	طبقه
TRUE	۰,۰۰۵	۰,۰۰۳۷۴۷	۱,۱۲۴۱	۸,۸۵۷۴	۳۰۰	۱۰
TRUE	۰,۰۰۵	۰,۰۰۳۸۲۱	۱,۱۴۶۳	۷,۷۳۳۳	۳۰۰	۹
TRUE	۰,۰۰۵	۰,۰۰۳۶۵	۱,۰۹۵	۶,۵۸۷	۳۰۰	۸
TRUE	۰,۰۰۵	۰,۰۰۳۵۶۷۶۶۷	۱,۰۷۰۳	۵,۴۹۲	۳۰۰	۷
TRUE	۰,۰۰۵	۰,۰۰۳۳۹۸۳۳۳	۱,۰۱۹۵	۴,۴۲۱۷	۳۰۰	۶
TRUE	۰,۰۰۵	۰,۰۰۳۱۱۳۳۳۳	۰,۹۳۴	۳,۴۰۲۲	۳۰۰	۵
TRUE	۰,۰۰۵	۰,۰۰۲۷۵۳۳۳۳	۰,۸۲۶	۲,۴۶۸۲	۳۰۰	۴
TRUE	۰,۰۰۵	۰,۰۰۲۴۶۰۶۶۷	۰,۷۳۸۲	۱,۶۴۲۲	۳۰۰	۳
TRUE	۰,۰۰۵	۰,۰۰۱۹۹۸۳۳۳	۰,۵۹۹۵	۰,۹۰۴	۳۰۰	۲
TRUE	۰,۰۰۵	۰,۰۰۱۰۱۵	۰,۳۰۴۵	۰,۳۰۴۵	۳۰۰	۱

تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور

در این بخش ابتدا به نتایج تحلیل مدل‌های مورد بررسی تحقیق ۳، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه پرداخته شده است و در انتهای فصل به نتیجه گیری و مقایسه نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور) در حالت های با و بدون در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه انجام گردیده است.

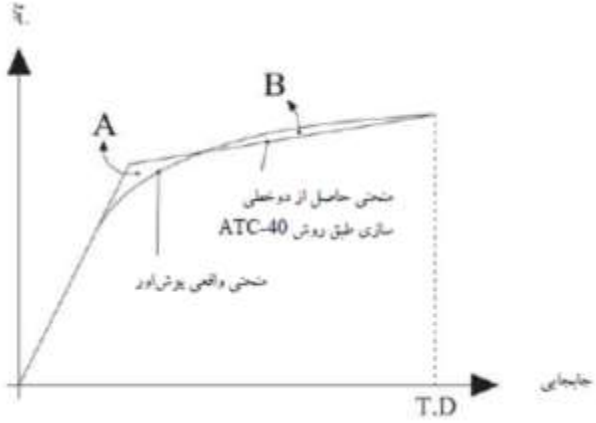
نحوه‌ی دو خطی کردن نمودار پوش آور:

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 (ATC-۴۰, ۱۹۹۶) 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 موثرk_eو منحنی پوش آور، بر روی محور مختصات عمودی (نیرو) برابر مقدار ۰/۶ نیروی برشی تسلیم مورد نظر باشد.

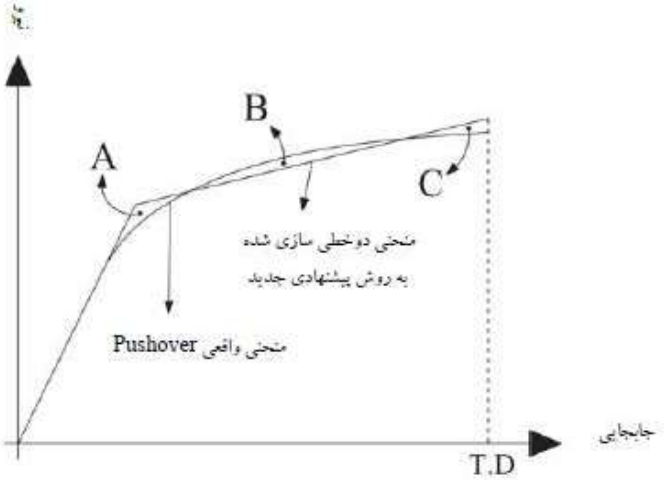
برای بدست آوردن مدل دوخطی منحنی طبق روش مذکور، در ناحیه الاستیک منحنی موجود، خطی مماس با مقدار شیب اولیه منحنی به عنوان سختی الاستیک مؤثر سازه رسم میگردد. برای مشخص نمودن جابجایی تسلیم و شیب سختی تسلیم[۴] برای مقدار معلوم جابجایی هدف بایستی خط دوم طوری ترسیم گردد که مساحت نواحی A و B در نمودار شکل (۱) برابر گردند. جابجایی هدف[۵] بام با استفاده از روابط موجود در ATC-۴۰ (ATC-۴۰, ۱۹۹۶)محاسبه می‌گردد. در شکل (۲)، روش دو خطی سازی منحنی پوش آور بر اساس روش پیشنهادی ATC-۴۰ (ATC-۴۰, ۱۹۹۶)نشان داده شده است.

٤ Yield Stiffness Slope

٥ Single Degree Of Freedom



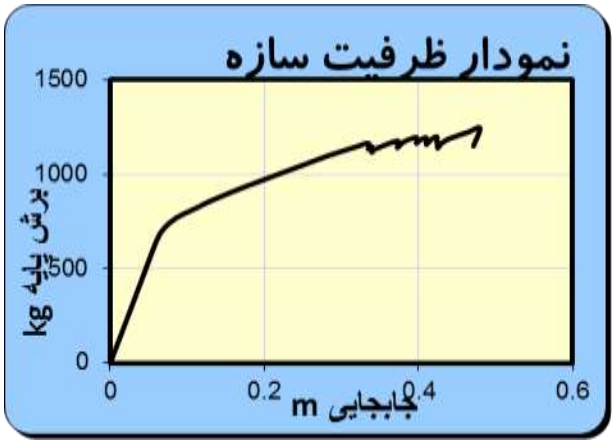
شکل (۱) منحنی‌های پوش آور و دو خطی آن طبق ATC-۴۰



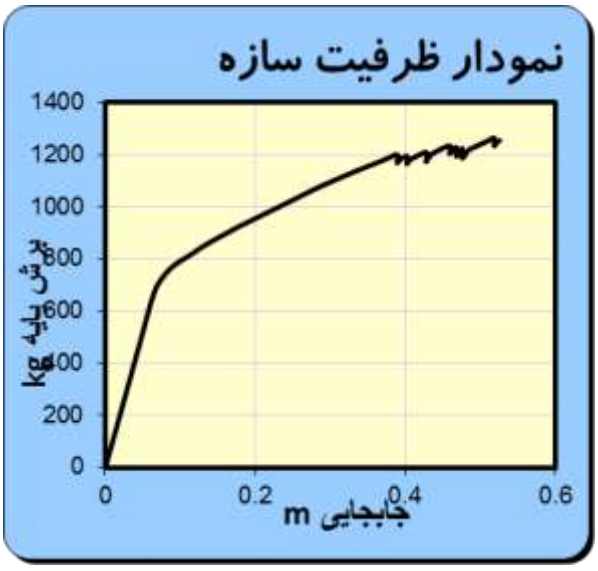
شکل (۲) روش پیشنهاد شده برای ایده‌آل سازی دو خطی منحنی پوش‌آور

طبق نمودار (۲) در روش پیشنهادی جدید، شیب اولیه منحنی به عنوان سختی الاستیک مؤثر سازه و خط مماس طبق روش موجود در ATC-۴۰ (ATC-۴۰, ۱۹۹۶)رسم می‌گردد، ولی شیب خط سختی تسلیم با رعایت دو شرط مشخص می‌گردد. 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 شیب‌های تسلیم گوناگون منجر شود. از وضعیت هندسه منحنی‌ها، می‌توان 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 می‌گردد. بعد از برقراری این شرط، تا زمانی که مجموع مساحت سه ناحیه به حداقل مقدار آن برسد، این روند برای شیب‌های گوناگون تکرار خواهد شد و شیبی که کمترین مجموع را تولید نماید، شیب مطلوب خط تسلیم در منحنی دوخطی خواهد بود.

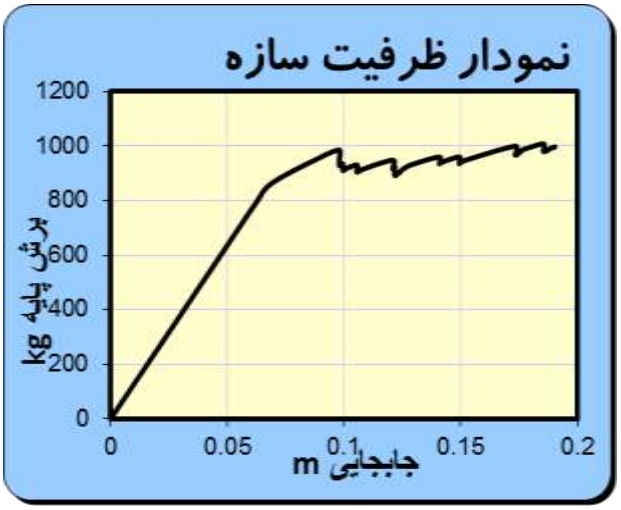
نمودارهای پوش‌آورکه بر حسب (تن- متر) می باشد و نمودارهای دوخطی آن برای سازه مورد نظر در شکلهای (۳) الی نمودار (۱۴) نشان داده شده است.



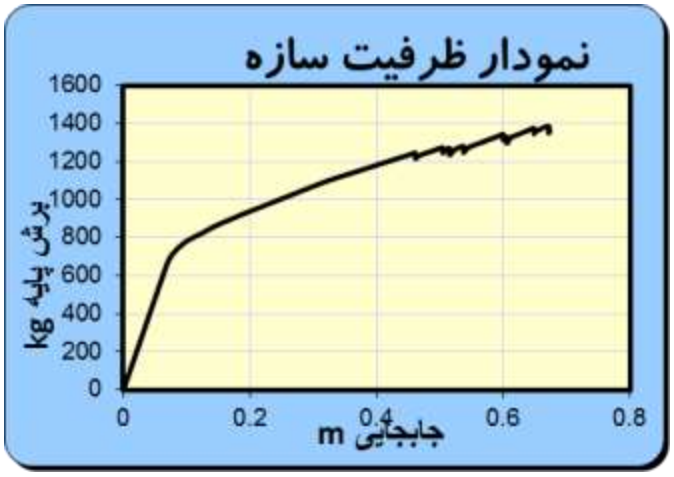
شکل (۳) پوش آور پنج طبقه متقارن



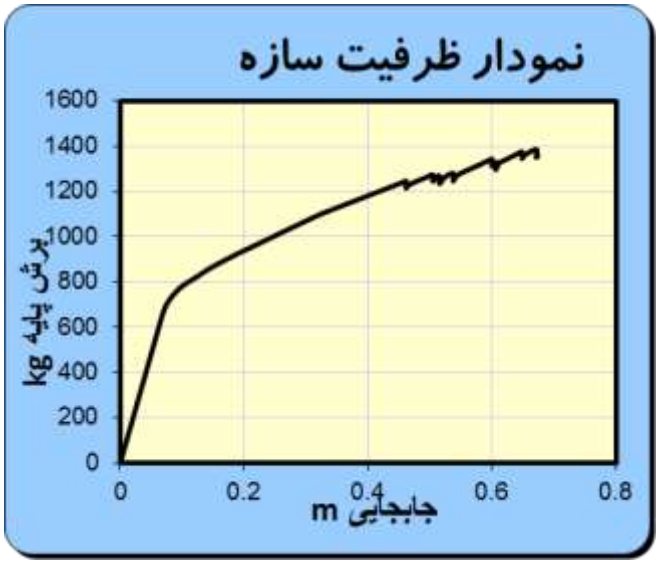
شکل (۴) پوش آور پنج طبقه نامتقارن



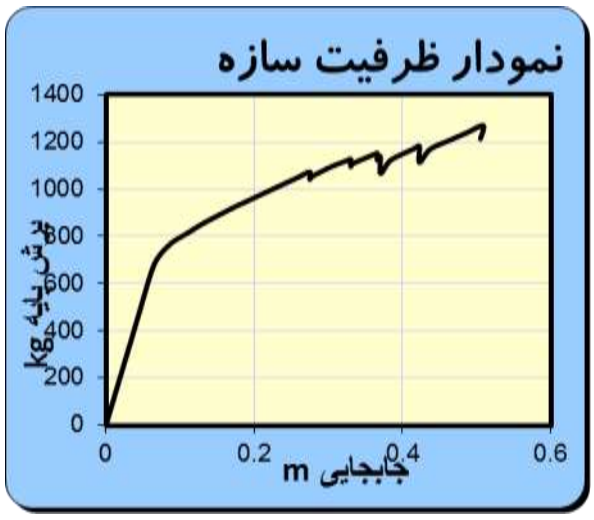
شکل (۵) پوش آور ۱۰ طبقه متقارن



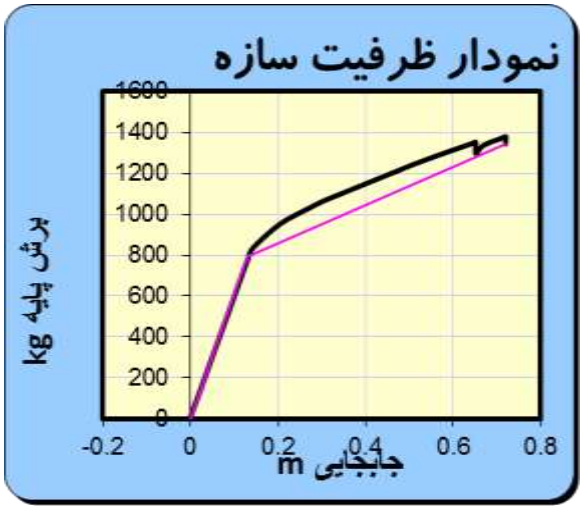
شکل (۶) پوش آور ۱۰ طبقه نامتقارن



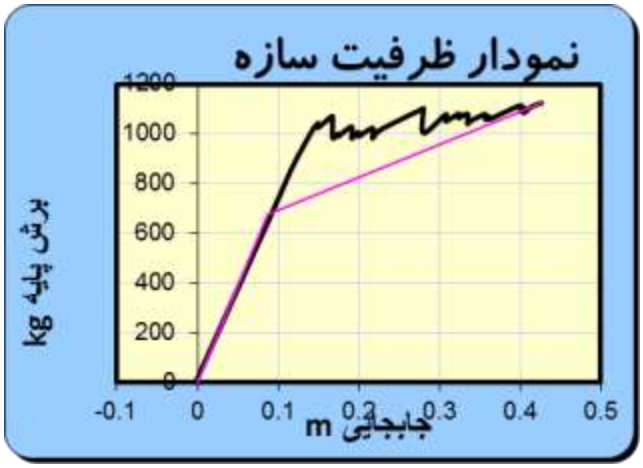
شکل (۷) پوش آور ۱۵ طبقه متقارن



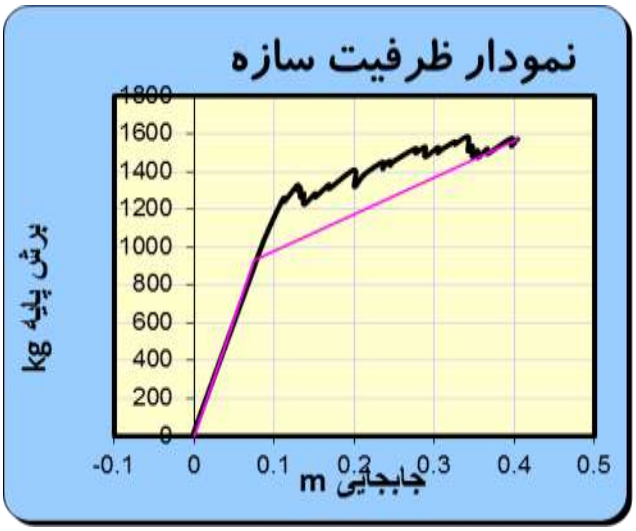
شکل (۸) پوش آور ۱۵ طبقه نامتقارن



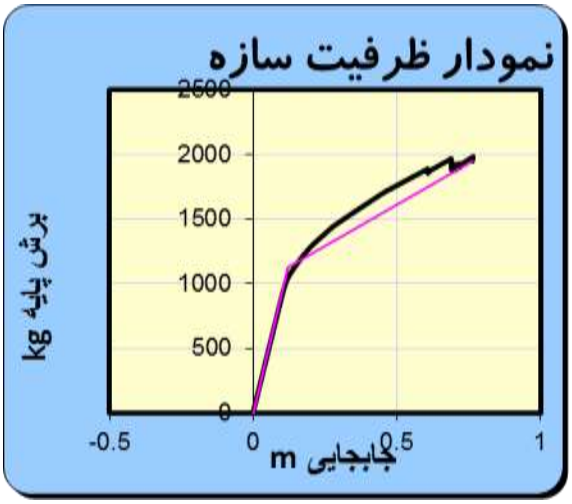
شکل (۹) پوش آور دو خطی پنج طبقه متقارن



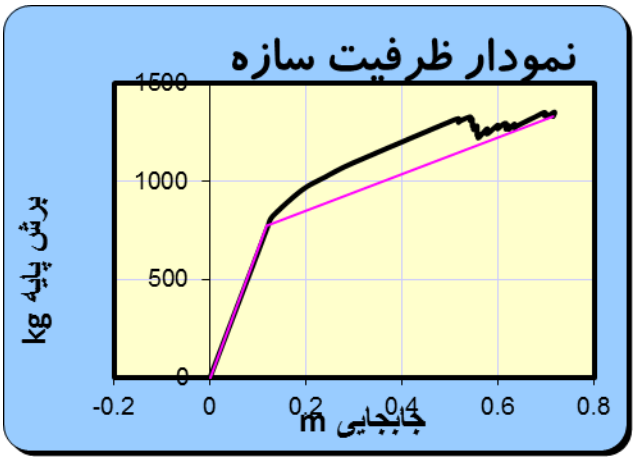
شکل (۱۰) پوش آور دو خطی پنج طبقه نامتقارن



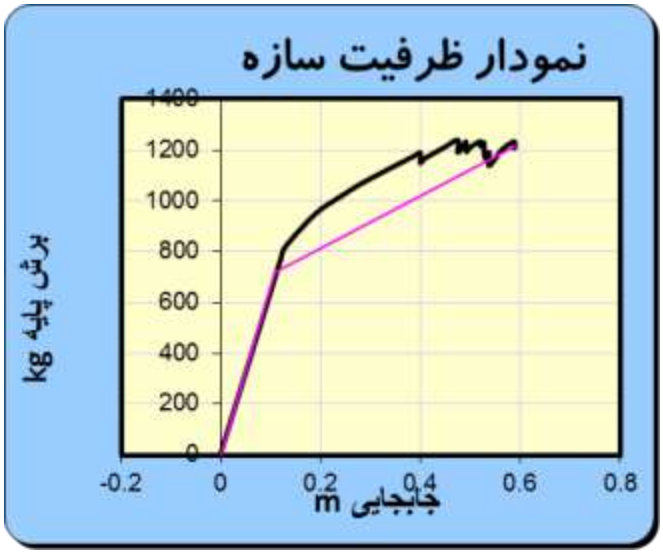
شکل (۱۱) پوش آور دو خطی ۱۰ طبقه متقارن



شکل (۱۲) پوش آور دو خطی ۱۰ طبقه نامتقارن



شکل (۱۳) پوش آور دو خطی ۱۵ طبقه متقارن



شکل (۱۴) 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 ۴ نوع با تعداد

طبقات ۳، ۵، ۱۰ و ۱۵ و دو متغیر جانمایی مهابندها متقارن و نامتقارن و برای دو نوع حالت پی صلب و انعطاف پذیر انجام شده است که در مجموع برابر ۱۶ مدلسازی صوت گرفته است.

بدست آوردن ضریب رفتار

ضریب رفتار از رابطه $R=Y\cdot R\mu\cdot\Omega$ بدست می‌آید، همانطور که مشخص است، برای محاسبه ضریب رفتار ابتدا می‌بایست از روی منحنی دوخطی پوش آور پارامترهای مورد نیاز را استخراج کرد و سپس از آنها برای تعیین ضریب رفتار استفاده کرد. نمونه‌ای از جداول محاسبه ضریب رفتار در ادامه ارایه شده است. شایان ذکر است محاسبات ضریب رفتار از روی منحنی دوخطی برای تمامی مدلهای 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

شکست سازه		تسلیم سازه		اولین مفصل پلاستیک		تحلیل خطی	
Δu	Vu	Δy	Vy	Δs	Vs	Δd	Vd
۰,۲۳۵۹۰	۱۰۶۵,۵۵۴	۰,۰۳۱۱۰	۶۰۳,۰۲۰۰۳	۰,۰۳۹۹	۷۳۷,۰۳۵۹	۰,۰۲۷۵۰	۲۲۰۰

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

سختی سازه	K	۱۹۳۸۸,۵۸
اضافه مقاومت	Ω =Δy / Δs	۰,۷۸
تغییر شکل پلاستیک	Δu - Δy =	۰,۲۰
ضریب شکل پذیری	μ=Δu / Δy	۷,۵۸
ضریب تنش مجاز	Y = Δs / Δd	۱,۴۵
ضریب کاهش	Rμ =	۷,۷۲
سختی اولیه	k۱ =	۱۹۳۸۸,۵۸
سختی نهایی	k۲ =	۲۲۵۸,۴۹
ضریب تشدید تغییرمکان	Cd =	۸,۵۸
ضریب رفتار	R = Ω.Y.Rμ	۸,۷۳

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

شکست سازه		تسلیم سازه		اولین مفصل پلاستیک		تحلیل خطی	
Δu	Vu	Δy	Vy	Δs	Vs	Δd	Vd
۰,۴۸۰۳۱	۱۲۳۱,۴	۰,۰۶۱۲	۶۵۳,۲۶	۰,۰۴۸	۶۷۲	۰,۰۶۰۰۰	۳۰۰۰

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

سختی سازه	K	۱۳۱۱۶,۲۱
اضافه مقاومت	Ω =Δy / Δs	۰,۸۴
تغییر شکل پلاستیک	Δu - Δy =	۰,۲۵
ضریب شکل پذیری	μ=Δu / Δy	۸,۴۱
ضریب تنش مجاز	Y = Δs / Δd	۰,۵۰
ضریب کاهش	Rμ =	۱۰,۴۰
سختی اولیه	k۱ =	۱۳۱۱۶,۲۱
سختی نهایی	k۲ =	۱۳۹۴,۱۹
ضریب تشدید تغییرمکان	Cd =	۸,۵۴
ضریب رفتار	R = Ω.Y.Rμ	۹,۱۵

نتایج

تحلیل استفاده شده بروی مدلهای خطی از روش ضرایب بار و مقاومت۶ استفاده شده است. تعداد مدلهای مدلسازی شده شامل ۴ نوع با تعداد طبقات ۳، ۵، ۱۰ و ۱۵ و دو متغیر صلب و اندرکنش خاک و سازه با دو حالت مهاربندی متقارن و نامتقارن انجام شده است که در مجموع برابر ۱۶ مدلسازی صوت گرفته است. فرضیاتی همچون تغییر آرایش بادبندی در ارتفاع و اصلاحاتی در اتصالات بادبندی و تاثیر آن بر عملکرد بادبند با استفاده از روش عددی المان محدود و نرم افزار ANSYS ارزیابی می گردد.

۶LRFD

.منابع

۱- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، ویرایش چهارم، تهران، انتشارات توسعه ایران،۱۳۹۲.

۲- نشریه شماره ۳۶۰ ،۱۳۹۲،.دستورالعمل بهسازی لرز ه‌ای ساختمان‌های موجود، معاونت نظارت راهبردی امور نظام فنی.

۳- 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

۴- 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.

۵- شیبانی،عماد، ۱۳۹۵،" ،مطالعه بر روی ضریب رفتار سیستم مهاربندی واگرای ویژه‌ی 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.

٦- FEMA ٢٧٣.,(١٩٩٧).” Guidelines For the Seismic Rehabilitation of Buildings”

٧- Koboevic,S.,and Redwood,R,.(١٩٩٧).”Design and seismic response of shear critical eccentrically braced frames.”

٨- Roeder, C.W. and Popov, E.P., ١٩٧٨. Eccentrically braced steel frames for earthquaks

٩- Itani,AM., Elfass,S.,and Douglas,BM.,(٢٠٠٣) "Behavior of Built-Up Shear Links Under Large Cyclic Displacement.”

١٠- Mofid, M.and Lotfollahi. M . , ٢٠٠٦ . On the characteristics of new ductill knee bracing sistems. Journal of Constructional Steel Research ٦٢(٣), pp.٢٧١-٢٨١

١١- Berman,J.W.,Bruneau,M., (٢٠٠٧) "Experimental and analytical investigation of tubular links for eccentrically braced frames.”

١٢- Okazaki,T.,Engelhardt,M.D.,(٢٠٠٧)."Cyclic loading behavior of EBF links constructed of ASTM A٩٩٢ Steel.”

۱۳- Maalek,Sharokh., Adibrad.,Moslehi.,(۲۰۰۸) "An experimental investigation of the behaviour of EBFs."

۱٤- Bosco,M.,Rossi,PR.,(۲۰۰۸)" Seismic Behavior of High Strength Steel Composite K-Type Eccentrically Braced Frames ."

۱٥- Prinz,G.S.,Richards,P.W.,(۲۰۰۹). "Eccentrically braced frame links with reduced web sections."

۱٦- 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.٥۳-٦٤

۱۷- GSA, "Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects", Washington DC, US, ۲۰۰۳.

۱۸- Kim, J., Kim, T., "Assessment of Progressive Collapse-Resisting Capacity of Steel Moment Frames", Journal of Constructional Steel Research, ۲۰۰۹, ٦٥, ۱٦۹-۱۷۹.

۱۹- Zahrai, S. M., Ezoddin, A. R., "Numerical Study of Progressive Collapse in Intermediate Moment Resisting Reinforced Concrete Frame Due to Column Removal", Civil Engineering Infrastructures Journal, ۲۰۱٤, ٤۷ (۱),

۲۰- Osama A. M., "Calculation of Load Increase Factors for Assessmentof Progressive Collapse Potential in Framed Steel Structures", Case Studies in Structural Engineering, ۲۰۱٥, ۳, ۱۱-۱۸.