



مقایسه منحنی بار افزون برای انواع سیستم های مهاربندی هم محور

(CBF) و سیستم های مهاربندی زانویی (KBF)

مرتضی مهمی^{۱*}، الهام حسینی محراب^۲، محمد رضا پاکدل^۳، دانیال محمدزاده شادمهری^۴

۱- کارشناسی ارشد عمران زلزله، دانشگاه علم و صنعت ایران، m.mohemmy@yahoo.com

۲- هیئت علمی گروه عمران، موسسه آموزش عالی وحدت تربت جام، Elhamhosseinimehrab@gmail.com

۳- کارشناس ارشد عمران سازه، دانشگاه آزاد اسلامی واحد قشم، mr_pakdel2012@yahoo.com

۴- کارشناس ارشد عمران ژئوتکنیک، دانشگاه فردوسی مشهد و مشاور عالی انجمن مخترعین خراسان رضوی dmhz1989@yahoo.com

چکیده

مهاربند KBF ابداع جدیدی است که محققین پیشنهاد کرده‌اند و عضو زانویی به عنوان فیوز برای سازه تعبیر شده است. بدین صورت که در انتهای عضو مهاری عضوی زانویی شکل متقاطع با آن نصب و از طرفین به ستون و تیر مهار می‌گردد، به مهاربندی که حداقل یکی از این اعضا را داشته باشد، مهاربند زانویی می‌گویند. در پژوهش ارائه شده به بررسی و مقایسه منحنی بار افزون سیستم مهاربندی هم محور و سیستم مهاربندی زانویی پرداخته می‌شود و از دو مدل مهاربند زانویی جهت مقایسه بهتر انواع آن استفاده شده است. یکی مهاربندی چهارطرفه که هر چهار گوشه قاب این عضو تعبیه شده و یکی مهاربندی که در دو سوی بالایی آن عضو زانویی قرار می‌گیرد (2n-KBF و 4n-KBF). سازه نمونه در سه گروه ۳-۵-۸ طبقه بررسی شده است، و نهایتاً به عملکرد بهتر مهاربند KBF نسبت به CBF هم از لحاظ مقاومت، جذب انرژی، سختی و سایش مقاطع اطراف مهاربند خواهیم رسید. گفتنی است در این پژوهش از آنالیز استاتیکی غیر خطی به کمک نرم افزار SAP2000 بهره برده شده است.

واژگان کلیدی: بار افزون، مهاربند هم محور، مهاربند زانویی، تحلیل استاتیکی غیر خطی





۱- مقدمه

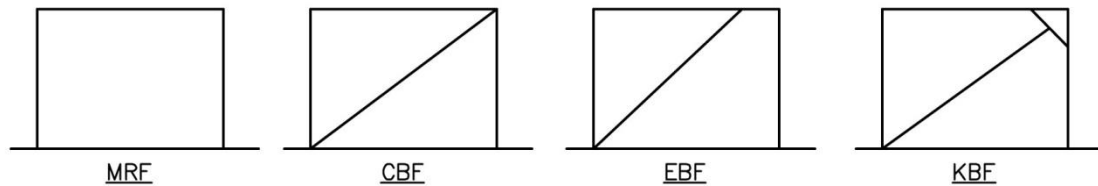
زیربنای تدوین آیین‌نامه ساختمانی بر مبنای ارزیابی لرزه‌ای بر اساس سطوح عملکردی در سال ۱۹۹۲ میلادی توسط گروه انجمن مهندسان سازه کالیفرنیا (SEAOC, Structural Engineers Association of California) بنا نهاده شد و طی کمیته‌ای مقرر گردید تا این کار قبل از سال ۲۰۰۰ انجام شود ولی به جز فعالیت‌های محدود اقدام خاصی در این باره صورت نگرفت. علت تشکیل این کمیته خسارت ۸ میلیارد دلاری ناشی از زلزله ۱۹۸۹ ارماپریتا بود. در ژانویه ۱۹۹۴ زلزله نورتریج با بزرگی ۶/۷ ریشتر به وقوع پیوست و خسارتی در حدود ۲۰ میلیارد دلار به جای گذاشت. متعاقب آن طی مدت یک سال پیشنهادهایی برای طراحی بر اساس عملکردی ارائه گردید. فلسفه تحلیل و طراحی سازه‌ها طبق آیین‌نامه‌های معتبر که در آنها نیروی زلزله با ضریب رفتار R کاهش داده می‌شود چنین است که سازه‌ها تا حدودی از بارگذاری دارای رفتار خطی و افزون بر آن رفتار غیر خطی از خود نشان می‌دهند. به عبارتی دیگر با بهره‌گیری از ظرفیت غیرالاستیک، شکل پذیری اعضا سازه، اضافه مقاومت موجود در آنها و ... سطح نیرو کاهش داده می‌شود. لذا می‌توان انتظار داشت در زمان وقوع زلزله‌ای شدید، سازه به ناحیه غیر خطی وارد شده و در اعضای آن مفاصل خمیری تشکیل و در این پاسخ دقیق سازه فقط با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی قابل بررسی و ارزیابی خواهد بود. به همین جهت هر چه عملکرد سازه در ناحیه خمیری بهتر باشد و سازه قدرت جذب انرژی بیشتری داشته باشد نیروی زلزله وارد به آن را می‌توان کاهش داد. با توجه به اینکه مهاربندهای هم‌محور در فشار کمانش کرده و شکل پذیری بسیار کمی دارند. برای مناطق لرزه‌ای بهتر است از سیستم‌های مهاربندی با شکل پذیری بیشتری استفاده کرد که یکی از این سیستم‌ها، سیستم مهاربند زانویی است. برای بررسی و مقایسه شکل پذیری و مقاومت سیستم‌های لرزه‌ای می‌توان از تحلیل استاتیکی غیر خطی استفاده نمود. برای انجام تحلیل غیرخطی از روش بار افزون (PushOver) استفاده می‌شود. این روش از سال ۱۹۷۰ مورد استفاده قرار گرفته است و طی ۲ دهه اخیر پیشرفت خوبی داشته است، وجود سادگی آن باعث استقبال بیشتر آن است، و در اغلب دستورالعمل‌ها و آیین‌نامه‌ها به کارگیری این روش را توصیه کرده‌اند، در این روش‌های عضو دارای عملکردی خاص نیاز شما در مقابل زمین لرزه مورد نظر است. در این پژوهش سیستم‌های مهاربندی هم‌محور (CBF) و سیستم‌های مهاربندی زانویی (KBF) تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی (تحلیل بار افزون) قرار گرفته و سپس منحنی‌های بارش پایه در برابر تغییر مکان بام برای سه گروه سازه ۳، ۵ و ۸ طبقه با سیستم مهاربندی هم‌محور و زانویی مورد مقایسه و بررسی قرار می‌گیرد. در نهایت نتایج نشان می‌دهد که عملکرد سیستم مهاربندی زانویی نسبت به سیستم مهاربندی هم‌محور از لحاظ جذب انرژی و مقاومت بسیار بهتر است.

۲- پیشینه و انواع مهاربند

سازه‌های فولادی با قابهای مهاربندی شده در ساختمانهای صنعتی، تجاری و مسکونی کاربرد فراوان دارند. بر اساس سیستم‌های مختلف مقاوم در برابر بارهای جانبی، قابهای فولادی به چهار گروه تقسیم می‌شوند. شکل (۱) قاب خمشی (MRF)، قاب با مهاربندی هم‌محور (CBF)، قابهای با مهاربندی برون از محور (EBF) و قاب با مهاربندی زانویی (KBF).

[۱]





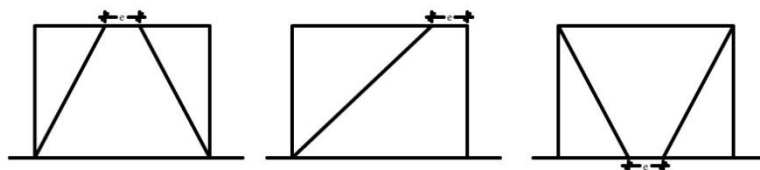
شکل (۱): سیستم های متداول قاب فولادی [۱]

۲-۱- مهاربندهای هم محور (همگرا - CBF)

مهاربندهای CBF متداولترین نوع مهاربندها هستند که از سالهای پیش در ساختمانها، پلها و برجهای فلزی مورد استفاده قرار می گرفتند و سختی و صلبیت موردنیاز را با صرفه جویی قابل توجهی تامین می کردند. قابهای با مهاربند همگرا CBF در برابر زلزله از نظر سختی، تغییر مکان و مقاومت در محدوده خطی رفتار خوبی از خود نشان می دهند، ولی در محدوده ارتجاعی به علت سختی جانبی مهاربندها قابلیت جذب انرژی کمتری دارند و در نتیجه شکل پذیری کمتری دارند.

۲-۲- مهاربندهای خارج از محور (واگرا - EBF)

مهاربندی خارج از محور به این ترتیب به عمل می آید که طراح به میل خود مقداری خروج از مرکز (e) را در مهاربندی های نوع ۷ و ۸ (و یا انواع دیگر) تعبیه می کند، به طوری که لنگر خمشی و نیروی برشی در طول کوتاهی از تیر (یعنی e) که به نام تیرچه ارتباطی (Link beam) نامیده می شود به وجود آید. تیرچه ارتباطی ممکن است در اثر لنگر خمشی به جاری شدن برسد، در این صورت ارتباط را خمشی (Moment link) میگویند و یا اینکه اگر طول (e) خیلی کوتاه باشد جاری شدن در برش اتفاق افتد که در این صورت ارتباط را برشی (Shear link) می نامند. به این ترتیب می توان با کنترل شکل پذیری تیرچه ارتباطی، شکل پذیری قابل اطمینانی برای کل سازه، در زلزله به دست آورد. قابهای با مهاربند خارج از محور از قابلیت هر دو قابهای مقاوم خمشی قابهای با مهاربند هم محور بهره گرفته اند و بنابراین سختی و شکل پذیری را بصورت توأم تامین می کنند. [۲] شکل (۲) انواع مهاربندهای برون محور EBF را نشان می دهد.



شکل (۲): حالت های مختلف مهاربند EBF

۲-۳- مهاربندی زانویی (KBF)

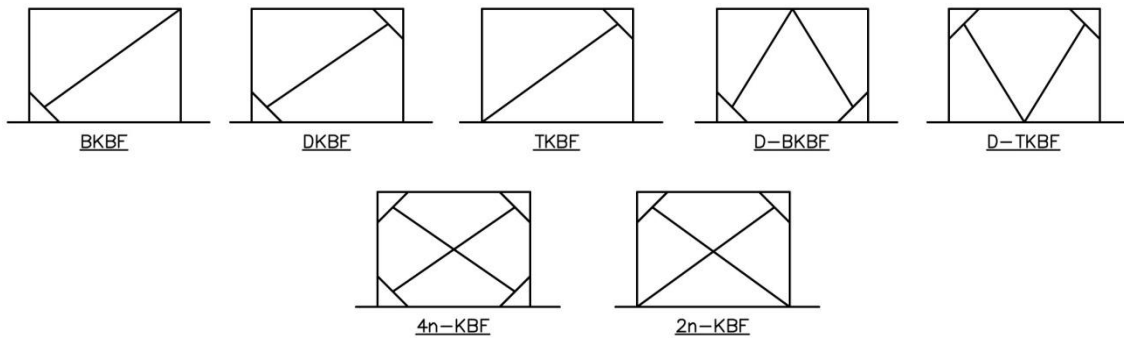
در سال ۱۹۸۶ یک مهندس طراح به نام آریستیزابال آکوا (Aristizabal- Ochoa) سیستمی را تحت عنوان بادبند زانویی قابل تعویض معرفی نمود که خصوصیات آن طی مقاله ای در مجله ASCE Stuct در همان سال چاپ گردید. در این سیستم انتهای بادبندی بجای اتصال به محل تلاقی تیر و ستون به نقطه ای از یک عضو زانوئی وصل می شود که بین تیر و ستون یا ستون و تکیه گاه قرار دارد. [۳] این ابتکار باعث می شود که اولاً لرزش ها و نیروهای جانبی کوچک، سختی سازه



توسط بادبندهای قطری تامین شود و ثانیاً در زلزله های شدید با تسلیم خمشی عضو زانوئی در دو انتها و در دو نقطه تماس با بادبند قطری، شکل پذیری کافی تامین شده اتلاف انرژی صورت گیرد. در طرح Ochoa فرض بر این بود که باد بند فشاری کمانش کند و تنها بادبندهای کششی بدون اینکه دچار تسلیم شود، وظیفه تامین شکل پذیری و اتلاف انرژی را از طریق تسلیم عضو زانوئی به عهده داشته باشند. این فرض با اینکه می توانست شکل پذیری زیادی را نسبت به بادبندهای CBF ایجاد کند و از تجمع تغییر شکل ها در سیکل های متعدد جلوگیری کند، یعنی تغییر شکل پلاستیک ایجاد شده در عضو زانوئی در مرحله رفت می توانست در مرحله برگشت جبران شده و آماده جذب انرژی در سیکل بعدی باشد، ولی با این حال بخاطر کمانش عضو فشاری با مشکل کاهش ناگهانی سختی در حلقه های هیستریزس روبرو بود. پس از Ochoa محقق دیگری در سال ۱۹۹۰ از دانشگاه سنگاپور به نام بالندر (Balendra) بر آزمایش پیشنهاد داد تا به منظور بهبود رفتار این سیستم فقط یک بادبند قطری استفاده گردد و آن بادبند به گونه ای طرح شود که در اثر فشار وارده کمانش نکند. رفتار غیرخطی مناسب این سیستم به رفتار زانوئی بستگی دارد، که به صورت فیوز در هنگام زلزله شدید عمل می کند و انرژی را از طریق لهیدگی خمشی عضو زانوئی مستهلک می کند. [۲] به عبارتی وجود این عضو سازه ای ثانویه (عضو زانوئی) که بعنوان فیوز سازه ای تعریف شد، جهت اطمینان از شکل پذیری لازم استفاده می گردد و در عین حال به سختی جانبی بسیار فوق العاده ای نیز از طریق قرار دادن بادبند قطری دست می یابد. با تشکیل مفصلهای پلاستیک فقط در عضو زانوئی (Knee)، قسمت های اصلی سازه ایمن و سالم باقی مانده و اصلاح و ترمیم سازه می تواند به آسانی صورت گیرد. [۱] ایجاد این مفاصل پلاستیک دارای اهمیت خاصی است و مقطع آن می بایست با رعایت ضوابط مقطع پلاستیک طراحی شود. [۲] آنالیز منظم الاستوپلاستیک سازه KBF با روش اجزاء محدود به درک بهتر رابطه بین عملکرد لرزه ای و پارامترهای سازه ای، کمک خواهد کرد و توصیه های طراحی عمومی بر مبنای نتایج آنالیز پیشنهاد می شود. [۱] در سال ۱۹۹۷ نیز آزمایشات دینامیکی عملی بر روی یک مدل بزرگ قاب KBF دو طبقه انجام شد و نتیجه گیری شد که می توان عضو زانوئی را به نحوی طراحی کرد که این سیستم قابلیت جذب و استهلاک انرژی را بدون از دست دادن مقاومت جانبی داشته باشد. [۲ و ۴] آقای دکتر مفید و همکاران در دانشگاه صنعتی شریف در رابطه با بادبندهای زانوئی V شکل صورت پذیرفته است. در این پروژه طی تحلیل های غیرخطی دینامیکی و استاتیکی انجام شده بر روی این نوع سیستم بادبندی، برخی از ویژگی های اصلی این سیستم، شامل چگونگی و مقدار استهلاک انرژی در این سیستم ها مورد بحث واقع شده است. [۳]

۱-۳-۲- انواع سیستم مقاوم مهاربندی زانوئی

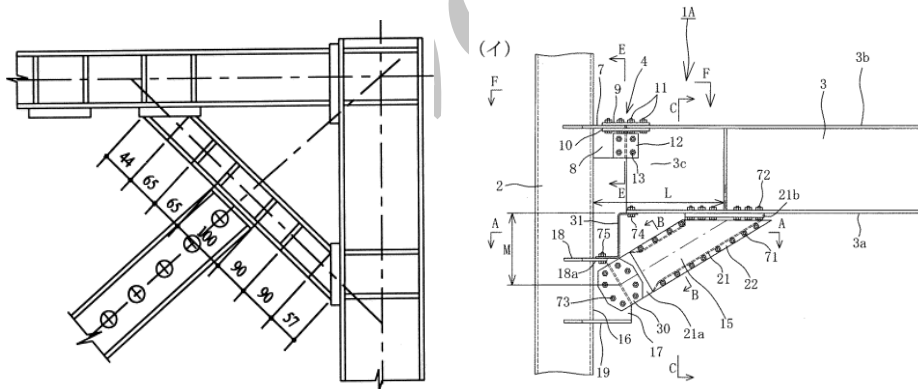
تاکنون محققان بر اشکال و انواع مختلف سیستم مهاربند زانوئی تحقیق و پژوهش کرده اند، اولین مدل ابداعی آکوا بدین صورت بود که دو عضو زانوئی در انتهای محل اتصال اعضای قطری در بالای قاب واقع می شد، و در مدلهایی که بالندر تحقیق کرد این سیستم از یک عضو فشاری به همراه یک یا دو عضو زانوئی تشکیل می شد، و در تحقیقات دکتر مفید سیستم به گونه ای بود که در انتهای اعضای فشاری بادبند V شکل دو عدد عضو زانوئی واقع می گردید، چنانچه بخواهیم فهرست وار انواع اشکال و نمونه ها را نشان دهیم به شکل (۳) ارائه می گردد.

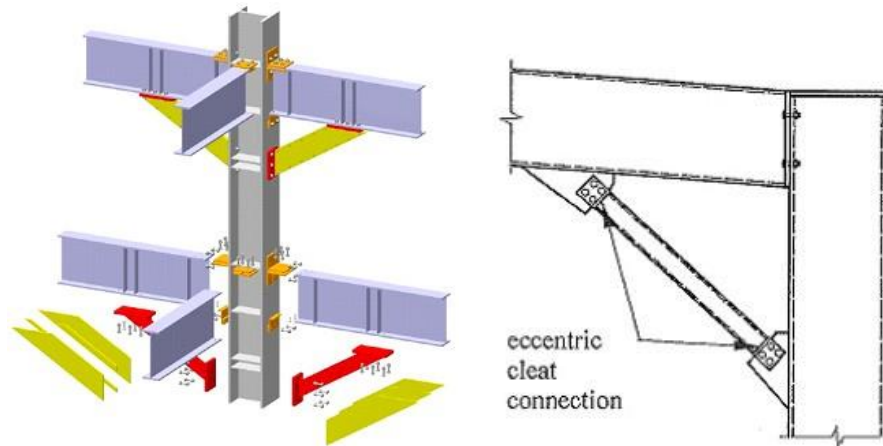


شکل (۳): اقسام اشکال قاب مهاربندی شده زانویی

۲-۳-۲- نحوه اتصال سیستم مهاربندی زانویی

نحوه اتصال اجزای قاب مهاربندی شده زانویی بستگی به عوامل مختلفی دارد، از جمله می توان به نوع گسیختگی و نوع مفصل ایجاد شده در مقاطع وابسته باشد، البته همانطور که در مقدمه بیان شد، تحقیقات پژوهشگران قبلی حاکی از آن است که با توجه به ایجاد مفصل پلاستیک اتصال آن را باید صلب در نظر گرفت. و در عضو قطری هم با توجه به اینکه در فشار نباید کمانش کند، و این انرژی از طریق لهیدگی خمشی عضو زانویی باید مستهلک شود، بدین خاطر اتصال آن را هم بصورت مفصلی در نظر گرفته می شود. در عضو زانویی بایستی سخت کننده هایی تعبیه شود تا توانایی لازم را در برابر خمش داشته باشد، در شکل (۴) نمونه هایی از اتصال نشان داده شده است.

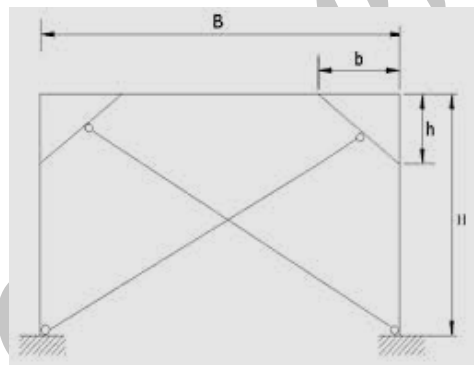




شکل (۴) دیتایل یک نمونه KBF [۵] و [۶]

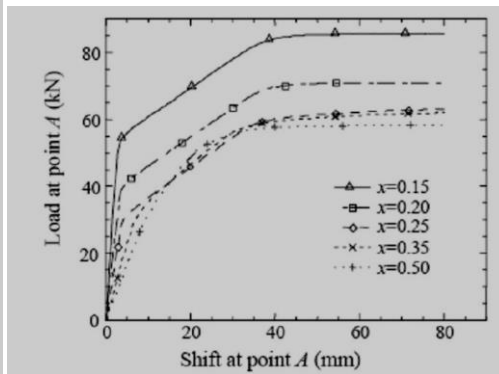
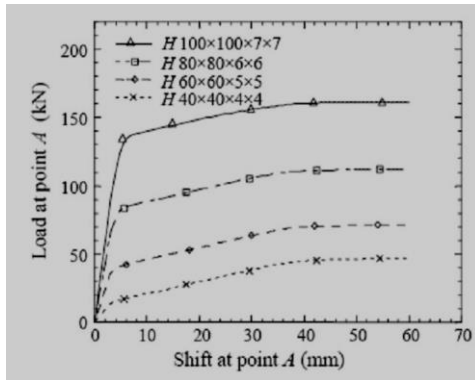
۳-۳-۲- موقعیت مهاربند زانویی و اجزاء آن

موقعیت مهاربند زانویی به سه پارامتر $\frac{H}{B}$ ، $\frac{h}{H}$ ، $\frac{b}{B}$ وابسته است، پارامتر $\frac{H}{B}$ یعنی نسبت ارتفاع به طول دهانه قاب، پارامترهای $\frac{h}{H}$ و $\frac{b}{B}$ با توجه به نسبتهای $\frac{H}{B}$ مختلف برای تعیین سختی قاب دارای اهمیت اند. [۴] شکل (۵).



شکل (۵) پارامترهای موثر قاب KBF [۷]

طی تحقیقات دکتر مفید در سال ۲۰۰۰ نشان داد که اگر عضو زانویی و عضو قطری با قطر قاب مفروض به ترتیب متعامد و هم راستا باشد سازه می تواند بیشترین مقاومت در برابر زلزله را داشته باشد. به عبارتی دیگر بایستی $\frac{H}{B} = \frac{b}{B} = X$ [۱] همزمان پارامترهای ابعادی قاب نیز بصورت ساده تر وابسته می شود و به دو طول H و B و نسبت X . اما جهت پیدا کردن مقادیر بهینه نسبت X تلاشهای زیادی توسط دکتر مفید و گروه ایشان صورت گرفته است، مقدار X و عملکرد جانبی قابها با عضوهای زانویی مختلف در شکل (۶) مقایسه شده اند. شکل (۶-الف) منحنی های تغییر شکل- نیرو قابها به ازای مقادیر مختلف X را نشان می دهد، در شکل (۶-ب) نیز منحنی های تغییر شکل- نیرو قابها با مقاطع مختلف عضو زانویی نشان داده شده است. [۱]



ب

الف

شکل (۶) عملکرد جانبی قابها با المانهای زانویی مختلف [۸]

الف) منحنی‌های تغییر شکل - نیرو قابها با مقادیر مختلف X (ب) منحنیهای تغییر شکل - نیرو قابها با مقاطع زانویی مختلف

در شکل (۶-الف) پارامتر X از ۰/۱۵ تا ۰/۵ تغییر می کند، این شکل نشان می دهد که موقعیت عضو زانویی روی سازه KBF تاثیرگذار است. با کاهش X بطور قابل توجهی ظرفیت باربری نهایی و شکل پذیری سازه افزایش می یابد. پژوهشی که توسط ویلیام و همکارانش در سال ۲۰۰۲ نشان داد که، به منظور داشتن ظرفیت استهلاک انرژی مناسب، عضو زانویی باید فرم گسیختگی خمشی باشد نه به فرم گسیختگی برشی و رابطه (۱) ارضا شود. [۱]

$$L_k \geq \frac{4M_p}{V_p} \quad (1)$$

که در آن L_k طول عضو زانویی، M_p ممان خمشی و V_p نیروی برشی است. اگر X بیشتر از ۰/۱۵ باشد، معادله فوق

ارضا می شود

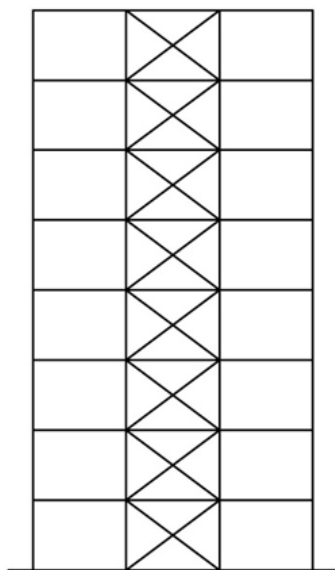
۳- مدل سازی

در این پژوهش با ورود به دامنه غیرخطی، تحلیلی دقیقتری از عملکرد سازه ها خواهیم داشت، این عملیات به کمک نرم افزار قدرتمند SAP2000 انجام شده است.

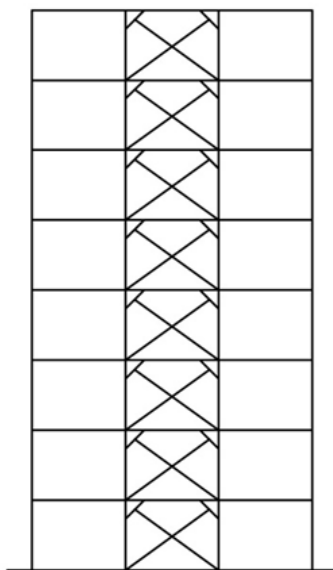
۳-۱- دسته بندی مدل ها

همانگونه که در فصل قبل مزایای این سیستم را در کار دیگر محققان بیان کردیم، خواه ناخواه اهمیت موضوع خود را نشان می دهد، لذا ما در این پژوهش با توجه به قاطبه استفاده سطوح طبقات در بخش عمده مصرف کنندگان و دست اندرکاران این صنعت ما را سوق داد به بررسی در سه تیپ طبقات یعنی ۳ طبقه، ۵ طبقه و ۸ طبقه و هر کدام از این سه گروه شامل سه مدل سیستم مقاوم جانبی می باشد، یکی سیستم رایج مقاوم، بادبند همگرای ضربدری (CBF)، یکی سیستم زانویی کامل (4n- KBF) و نمونه مدل دیگر سیستم زانویی ۲ عضو (2n- KBF)، که هر کدام از این نمونه ها در دسته خودشان با یکدیگر مقایسه و بررسی می شوند. در شکل (۷) این تیپ بندی را مشاهده می کنید.

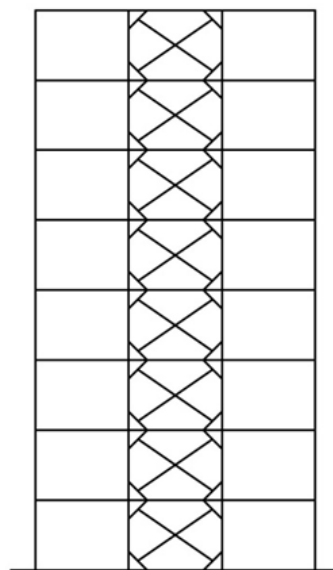




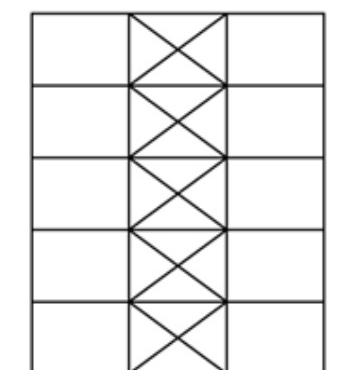
8S-CBF



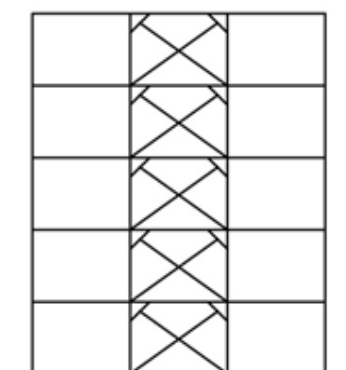
8S-2n-KBF



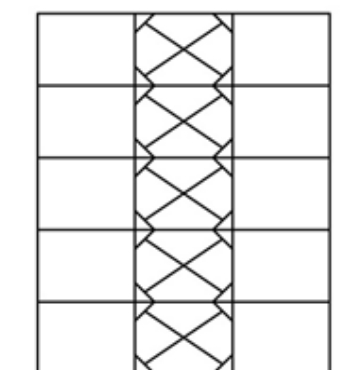
8S-4n-KBF



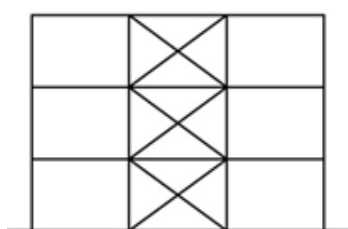
5S-CBF



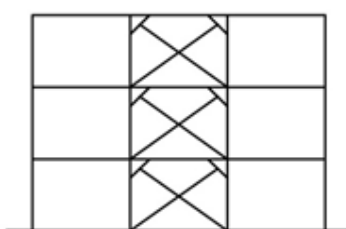
5S-2n-KBF



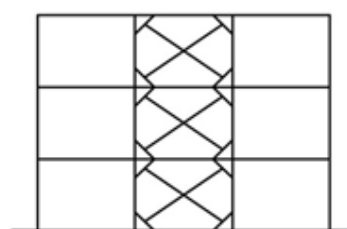
5S-4n-KBF



3S-CBF



3S-2n-KBF



3S-4n-KBF

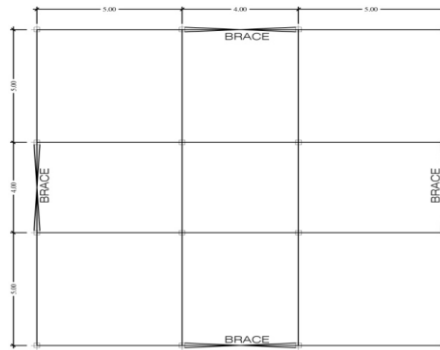
شکل (۷) : تیپ بندی سازه های مورد بررسی





۲-۳- فرضیات مدل‌ها

همانگونه که اشاره شد سه تیپ سازه در سه رنج طبقه جهت بررسی استفاده می‌شود، کلیه این ۹ مدل دارای پلانی به فرم شکل (۸) می‌باشند با ابعاد دهانه‌های ۵ و ۴ متری و ارتفاع کلیه طبقات ۳ متر می‌باشد، و از خرپشته هم صرف نظر شده است.



شکل (۸) پلان نمونه‌ها

اتصال ستونها به پی صلب در نظر گرفته شده، و اتصال تیرها مفصلی و نوع اتصال بادبندها هم با توجه به نتایج محققین، عضو زانویی بصورت صلب در نظر گرفته شده و عضو قطری بصورت مفصلی، در سازه‌های با سیستم CBF بخاطر تعریف مفصل پلاستیک در مهاربند و بررسی آن، بصورت صلب در نظر گرفته شده است. تنش تسلیم فولاد $2400 \frac{Kg}{cm^2}$ و مدول الاستیسیته $2.1 \times 10^6 \frac{Kg}{cm^2}$ در نظر گرفته شده. آیین نامه‌های مورد استفاده جهت ضوابط و پارامترها، استاندارد ۲۸۰۰، مبحث ششم و دهم مقررات ملی، نشریه ۳۶۰ و ضوابط ATC-40 و FEMA356 می‌باشد. محاسبات با نرم افزار SAP انجام شده است.

۳-۳- بارگذاری

بارگذاری ثقلی شامل بارهای مرده و زنده و برف می‌باشد که به ترتیب زیر به ساختمان اعمال می‌شود. بار مرده طبقات $0.53 \frac{t}{m^2}$ ، بار زنده طبقات $0.2 \frac{t}{m^2}$ ، بار زنده بام و خرپشته $0.15 \frac{t}{m^2}$ و بارهای خطی اعمال شده شامل تیرهای جانبی می‌گردد و به مقدار $0.35 \frac{t}{m}$ و همین بار در پشت بام تحت نام WALL به مقدار $0.3 \frac{t}{m}$ وارد می‌گردد.

۳-۴- پارامترهای لرزه‌ای

سازه مدنظر با فرض احداث در شهر مشهد با نوع خاک II و ساختمان گروه ۳ (یعنی ضریب اهمیت ۱) می‌باشد. لذا جهت یافتن ضریب زلزله و دیگر پارامترها با توجه به رابطه (۲) محاسبه می‌شود

$$C = \frac{ABI}{R} \quad (۲)$$

(شتاب مبنا و طرح) ۳۰٪ یا $A = 0.3g$ → پهنه با خطر زیاد → مشهد

$$T_0 = 0.1, \quad T_s = 0.5, \quad S = 1.5 \rightarrow \text{نوع خاک II}$$



جدول (۱) مقادیر ضریب زلزله و ضریب K

شماره	نمونه مدل	soil	شعاب مبنا-A	H	T ₀	T _s	S	زمان تناوب اصلی-T	B-(ضریب بازتاب)	I	R	C-(ضریب زلزله)	ضریب k-
1	CBF-3T	type II	0.3g	9	0.1	0.5	1.5	0.259807621	2.5	1	6	0.125	1
2	TDKBF-3T	type II	0.3g	9	0.1	0.5	1.5	0.259807621	2.5	1	6	0.125	1
3	KBF-3T	type II	0.3g	9	0.1	0.5	1.5	0.259807621	2.5	1	6	0.125	1
4	CBF-5T	type II	0.3g	15	0.1	0.5	1.5	0.381099561	2.5	1	6	0.125	1
5	TDKBF-5T	type II	0.3g	15	0.1	0.5	1.5	0.381099561	2.5	1	6	0.125	1
6	KBF-5T	type II	0.3g	15	0.1	0.5	1.5	0.381099561	2.5	1	6	0.125	1
7	CBF-8T	type II	0.3g	24	0.1	0.5	1.5	0.542161202	2.369929593	1	6	0.11849648	1.02108
8	TDKBF-8T	type II	0.3g	24	0.1	0.5	1.5	0.542161202	2.369929593	1	6	0.11849648	1.02108
9	KBF-8T	type II	0.3g	24	0.1	0.5	1.5	0.542161202	2.369929593	1	6	0.11849648	1.02108
10	KBF-14T	type II	0.3g	42	0.1	0.5	1.5	0.824910767	1.796518153	1	6	0.089825908	1.16246

همانطور که از جدول (۱) مشاهده می کنید در ستون آخر ضریب K جهت توزیع برش پایه در ارتفاع محاسبه و اعمال شده (با توجه به دستورالعمل FEMA- 356)، در زیر روابط (۳) مربوطه ملاحظه می شود.

$$\begin{cases} T \leq 0.5 & \rightarrow k = 1 \\ T \geq 2.5 & \rightarrow k = 2 \\ 0.5 < T < 2.5 & \rightarrow k = 0.5T + 0.75 \end{cases} \quad (3)$$

۳-۵- پارامترها و تنظیمات غیرخطی

۳-۵-۱- مشخصات مفصل پلاستیک

جهت اختصاص مفاصل پلاستیک باید توجه داشته باشیم که کدام یک از اعضای تعریف شده مفصلی و کدام یک صلب است زیرا آنهایی که مفصلی می باشند، بطور طبیعی مفصل را از آغاز به آن ها اختصاص داده ایم و با توجه به معین بودن جزء سیستم مقاوم نیست، لذا این مفاصل را به ستونها و اعضای سیستم مقاوم بابدندی (زانویی) اعمال کرده. در این اختصاص دادن دو روش وجود دارد یکی از مشخصات مفاصل Auto بهره می بریم و یکی اینکه خودمان پارامترهای مدنظر را گام به گام بدست می آوریم و اختصاص می دهیم.

ما در این پروژه از مقاطع Auto بهره برده ایم ولی جهت کنترل و انجام کامل پروژه تمامی مراحل قبل از اختصاص دادن دستی را انجام شده و جداول مربوطه استخراج گردیده است. اگر چنانچه بخواهیم از مقاطع Auto استفاده کنیم بایستی با انتخاب اعضای مدنظر آنها را انتخاب کنیم آنگاه با انتخاب پنجره Frame Hinge Assignments به ازای محل واقع شدن مفصل به نسبت طول عضو، آن را وارد کنیم، ما در اینجا جهت ستونها مقادیر ۰ و ۱، جهت اعضای بابدندی (قطری) ۰/۲ و ۰/۸، جهت تیرها ۰/۰۵ و ۰/۹۵ و جهت اعضای کوتاه مقادیر ۰/۰۱ و ۰/۹۹ و جهت عضو زانویی با توجه به کوتاه بودنش به آن اختصاص گرفته است.



۲-۵-۳- معرفی الگوی بارگذاری، تحلیل بار افزون (Pushover)

الگوهای بار، شامل ۲ گروه به شرح زیر می‌گردد،

- ترکیب بار ثقلی

- توزیع بار استاتیکی خطی،

به این نکته توجه شود که به دلیل منظم بودن سازه، می‌توان در یک جهت پوش کرد و این در حالی است که اگر سازه نامنظم بود و یا تیر مورب داشتیم باید سازه را در دو جهت پوش کرد. نام‌هایی هر یک از گروه‌های الگوهای بار معرفی شده در جدول (۲) مشخص شده است.

جدول (۲): معرفی نام‌های ارائه شده ترکیب بارها

نام ترکیب بار	حالت‌های ترکیب بار
ترکیب بار ثقلی	G1X, G2X
توزیع بار استاتیکی خطی	XG1, XG2, YG1, YG2

۳-۵-۳- الگوی ترکیب بار ثقلی

در این مرحله ترکیب بارهای ثقلی، مطابق ضوابط دستورالعمل FEMA و نشریه ۳۶۰ به ترتیب زیر آورده شده، نام‌هایی

که جهت آن انتخاب می‌کنیم G1X و G2X می‌باشد، Q_L درصدی از بار زنده می‌باشد. (رابطه ۴)

$$\begin{cases} Q_{G1} = 1.1[Q_D + Q_1] \\ Q_{G2} = 0.9 Q_D \end{cases} \quad (4)$$

ابتدا جهت کاهش سختی بار ثقلی روی عناصر سازه یک حالت بار ثقلی تعریف کرده (رابطه ۵)

$$Q_G = 1.1(Q_d + Q_{Le}) = 1.1(DL + 0.25LL) = 1.1DL + 0.275LL \quad (5)$$

این حالت‌ها باید قبل همه‌ی حالا دیگر به عنوان پیش تحلیل معرفی و انجام پذیرد.

۴-۵-۳- تغییر مکان هدف

جهت کنترل جابجایی بایستی یک نقطه از بام را در نظر بگیریم، که معمولاً مرکز جرم را در نظر

می‌گیرند، در این پروژه به خاطر منظم بودن یک نقطه در جهت X و یک نقطه در جهت Y را در نظر می‌گیریم. بر اساس

FFMA-356 و دستورالعمل بهسازی مقدار تغییر مکان هدف برابر است با رابطه (۶). مقادیر تغییر مکان هدف در جدول (۳)

محاسبه شده است.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (6)$$

جدول (۳) مقادیر تغییر مکان هدف FEMA



شماره	نمونه مدل	c_0	c_1	c_2	c_3	s_a	$T_e (p-m-1)$	تغییر مکان هدف $\delta_t(cm)$	اصلاح δ_t
1	CBF-3T	1.3	1	1	1	0.59838888	0.704	9.59007275	14.3851091
2	TDKBF-3T	1.3	1	1	1	0.59504657	0.71	9.699754127	14.5496312
3	KBF-3T	1.3	1	1	1	0.58957902	0.72	9.883256885	14.8248853
4	CBF-5T	1.4	1	1	1	0.54195632	0.818	12.62840928	18.9426139
5	TDKBF-5T	1.4	1	1	1	0.58004845	0.738	11.00157203	16.5023581
6	KBF-5T	1.4	1	1	1	0.51878083	0.874	13.80017334	20.70026
7	CBF-8T	1.4	1	1.1	1	0.30463871	1.958	44.73844739	67.1076711
8	TDKBF-8T	1.4	1	1.1	1	0.2952601	2.053	47.67087233	71.5063085
9	KBF-8T	1.4	1	1.1	1	0.28115959	2.211	52.6502966	78.9754449
10	KBF-14T	1.5	1	1.1	1	0.18009688	4.342	139.3540157	209.031024

۴- بررسی نمودار بارافزون (Pushover)

همانطور که بیان شد بررسی های پوش شده شامل دو گروه کلی بررسی طبقاتی و بررسی مدلی خواهد بود، که ابتدا به بررسی طبقاتی خواهیم پرداخت و بعد از آن بررسی مدلی، خاطر نشان شود جهت ارزیابی دقیق تر بررسی های انجام شده جهت حالت های مختلف بارگذاری انجام پذیرفته است.

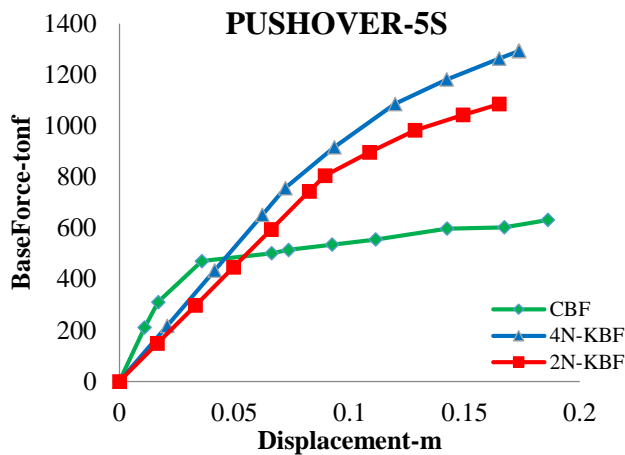
۴-۱- بررسی نمودار بار افزون (طبقاتی)

نمودار ارائه شده (Pushover) شامل دو مولفه است، نیرو و جابجایی، نیروی آن همان برش پایه است (Base Force) و جابجایی آن (Displacement) تغییر مکان همان نقطه ارائه شده در بام می باشد، این مقادیر در جداول مشخص ارائه گردیده و نمودارهای آن هم در ذیل جدول ترسیم شده است، تمامی این حالتها و بارگذاری هایی که در ادامه بیان می شود در راستای X می باشد.

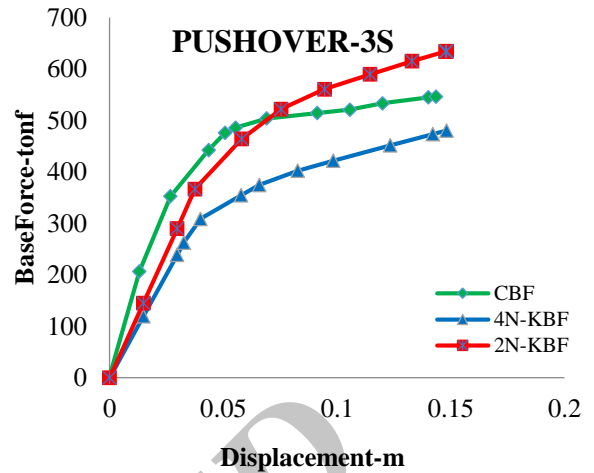
۴-۱-۱- بررسی سازه های سه طبقه تحت بارگذاری (X-G1)

همانگونه که در اشکال (۹) مشاهده می گردد، هر سه سیستم مقاوم دارای کلیتی مشابه به هم می باشند. مدل 2n-KBF بیشترین مقاومت و جذب انرژی، پس از آن CBF و 4n-KBF رده بندی می گردند. هر سه مدل دارای شکل پذیری برابری هستند و سختی در ابتدای عملکرد تقریباً یکسان می باشد.

در شکل (۱۰) همانگونه که ملاحظه می گردد، در سازه های سه طبقه مدل های زانویی عملکردی مشابه به هم و متفاوت از مدل CBF داشته است. از نظر مقاومت نهایی و جذب انرژی مدل 4n-KBF، سپس مدل 2n-KBF و نهایتاً CBF رده بندی می شوند. و از نظر شکل پذیری هر سه مدل تقریباً در یک حدود قرار دارند. سختی مدل های KBF مشابه و مدل CBF متفاوت خود را نشان می دهد.

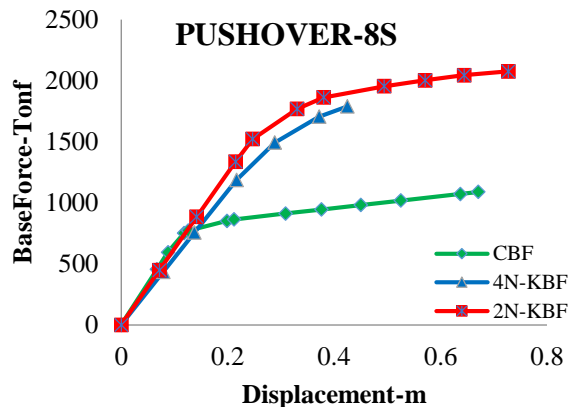


شکل (۱۰) مقایسه Pushover پنج طبقه ها



شکل (۹) مقایسه Pushover سه طبقه ها

در شکل (۱۱) که منحنی بار افزون برای سه نوع مهاربند برای ساختمان ۸ طبقه مشاهده می شود. مقاومت نمونه 2n-KBF بیشترین عدد را نشان می دهد، و مدل 4n-KBF مقداری کمتر بوده است و نهایتاً مدل CBF کمترین مقاومت را دارد (حدوداً نصف شده است).



شکل (۱۱) مقایسه Pushover هشت طبقه ها

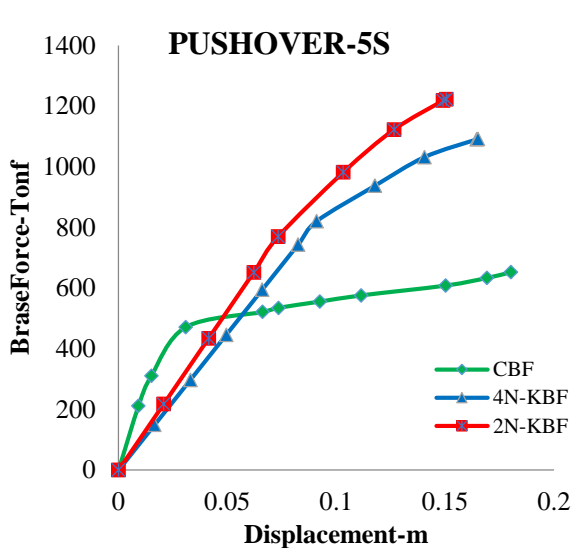
۲-۱-۴- بررسی طبقاتی تحت ترکیب (X-G2)

در بررسی طبقاتی منحنی بار افزون برای ترکیب بار (X-G2) نمودارها مشابه ترکیب بار (X-G1) می باشد، مقادیر مقاومت در هر سه مدل افزایش اندکی نسبت به حالت قبل داشته است.

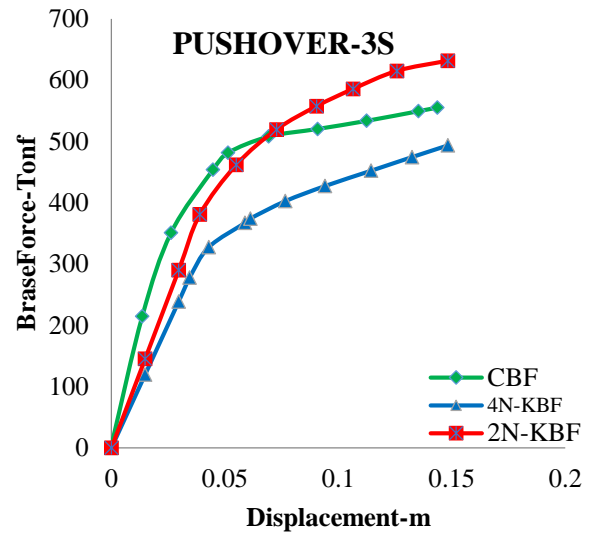
با توجه به شکل (۱۲) که منحنی های بار افزون را برای ساختمان ۳ طبقه نشان می دهد، در این حالت از بررسی شاهد عملکرد نزدیک به هم نمونه های 2n-KBF و 4n-KBF هستیم، بطوری که مدل 2n-KBF بیشترین مقاومت را از خود نشان داده، پس از آن مدل 4n-KBF و نهایتاً با اختلاف زیادی مدل CBF قرار دارد (تقریباً نصف شده است). شکل پذیری هر سه



مدل تقریباً در یک سطح می باشد. سختی و جذب انرژی مدلهای KBF در یک رده و تقریباً برابر است. در شکل (۱۳) مدل CBF، در ابتدا شاهد سختی بیشتر، ولی در ادامه این پارامتر کاهش یافته است.

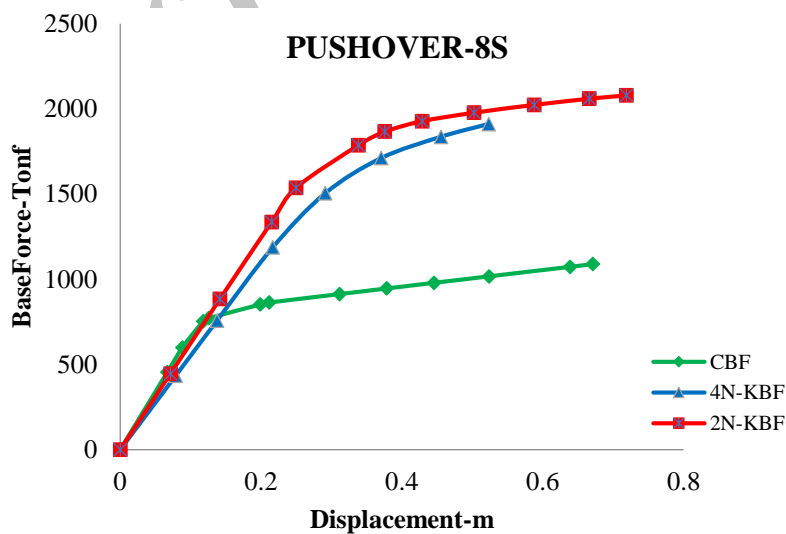


شکل (۱۳) مقایسه Pushover پنج طبقه ها



شکل (۱۲) مقایسه Pushover سه طبقه ها

در شکل (۱۴) که منحنی بار افزون برای سه نوع مهاربند در ساختمان ۸ طبقه استخراج شده، مقاومت نمونه 2n-KBF بیشترین عدد را نشان می دهد، و مدل 4n-KBF مقداری کمتر بوده است و نهایتاً مدل CBF کمترین مقاومت را دارد (حدوداً نصف شده است).



شکل (۱۴) مقایسه Pushover هشت طبقه ها



۵- نتیجه گیری

در این پژوهش به بررسی و مقایسه منحنی بار افزون سیستم مهاربندی هم محور و سیستم مهاربندی زانویی پرداخته شد. برای بررسی بهتر و دقیق تر سیستم های مهاربندی زانویی از دو مدل مهاربند زانویی استفاده شده است، یکی مهاربندی چهارطرفه که هر چهار گوشه قاب این عضو تعبیه شده و یکی مهاربندی که در دو سوی بالایی آن عضو زانویی قرار می گیرد (2n-KBF و 4n-KBF). سازه نمونه در سه گروه ۳-۵-۸ طبقه بررسی شده است. در نهایت با بدست آمدن منحنی های بار افزون، مقایسه ای بین مهاربند های زانویی و هم محور انجام گرفت و مشاهده شد که در ساختمان ۳ طبقه (کوتاه) نمودار با افزون هر سه نوع مهاربند 2n-KBF، 4n-KBF و CBF تقریباً مشابه هم بوده اما در ساختمان های پنج طبقه و هشت طبقه، اختلاف زیادی بین سختی و جذب انرژی مهاربند های زانویی و هم محور وجود دارد. در نهایت می توان گفت عملکرد مهاربند های زانویی (KBF) نسبت به مهاربند های هم محور (CBF) هم از لحاظ مقاومت، جذب انرژی و سختی بهتر است و همچنین سازه مقاطع اطراف مهاربند در نوع زانویی از مهاربند های هم محور مقادیر کمتری دارد.

مراجع

- [1] HUANG, Z. LI, Q. CHEN, L. "Elastoplastic analysis of Knee bracing frame", Journal of Zhejiang university SCIENCE, 2005 6A (8): 784-789.
- [2] MAHERI, M. AKBARI, R. "Seismic behavior factor, R, for Steel X- braced and Knee- braced RC buildings", Engineering Structures, 2003, No: 25, 1505-1513.
- [۳] امینی، فریدون و اشعئی، علی. «مقاوم سازی سازه های فولادی با بادبند های زانویی از طریق کنترل فعال»، مقاله، اولین همایش بین المللی مقاوم سازی لرزه ای، ایران.
- [۴] دانشجو، فرهاد و عسگری، جلیل. «رفتار غیرخطی قابها با سیستم مهاربند زانویی تحت تاثیر زلزله»، ژورنال استقلال، سال ۲۲، شماره ۲، دانشگاه تربیت مدرس، اسفند ۱۳۸۲.
- [5] BALENDRA, T. YU, C. LILEE, F. "AN Economical Structurol System for wind and Earth Quake Loads", Journal of Engineering Structures, 23 No: 5, 441-501, (2001).
- [۶] قدرتی امیری، غلامرضا و نعیمی، مینا. «بررسی و مقایسه عملکرد لرزه ای قابهای مهاربند زانویی و ضربدری»، مقاله، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران، ایران، اردیبهشت ۱۳۸۷.
- [۷] نوری، غلامرضا و ناصری، رامین. «بررسی امکان استفاده از بادبند های زانویی در تقویت سازه های فولادی موجود با سیستم قاب خمشی ویژه»، نشریه مهندسی عمران و نقشه برداری، دانشکده فنی، دوره ۴۵، شماره ۷، از صفحه ۸۳۵ تا ۸۴۳، دانشگاه خوارزمی، اسفند ماه ۱۳۹۰.
- [۸] زهرائی، سیدمهدی و جلالی، میثم. «مطالعه تحلیلی رفتار لرزه ای قاب های مهاربندی شده زانویی»، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، سال چهارم، شماره دوم، دانشگاه تهران، بهار ۱۳۸۷.

