



بام حناد او و جان آورین کنفرانس مقاوم سازی در زبان ایران

جناب آقای دکتر منصور قلعه نوی
ارائه دهنده محترم مقاله مقاوم سازی ساختمانهای با اتصال خورجی‌ی توسط بادبند زلزلي

دومین کنفرانس مقاوم سازی با عنوان کنفرانس ملی مرمت و بهسازی لرزه ای ایران، یادبود زلزله بم، با هدف کشف استعداد های تهفته و بروز قابلیت های به بار نشسته جهت توسعه و رشد ایران اسلامی، با برپایی سالگرد جانباختگان زلزله دلخراش بم در روز های ۳ و ۴ دی ماه ۱۳۸۶ برگزار گردید.

به پاس ارج نهادن به تلاش های علمی و پژوهشی جنابعالی در ارایه مقاله مذکور که توسط هیئت محترم علمی کنفرانس مورد پذیرش قرار گرفت، این گواهینامه به شما اهداء می گردد.
توفيق نامبرده را در توان نمودن علم و عمل و خشیت و تقوی و کسب رضای خالق و تلاش در خدمت به خلق و سازندگی ایران عزیز آرزومند است.

دکتر رزوبین معتمد
دبیر علمی کنفرانس مقاوم سازی

دکتر مریم کاظمی پور
معاونت پژوهشی دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرمان
طاطمی پرورد ۱۹۷۴/۰۷/۰۶

مقاوم سازی ساختمانهای با اتصال خورجینی توسط بادبند زانویی
علی رمضانی پورمقدم، کارشناس ارشد سازه، دانشگاه آزاد اسلامی واحد زاهدان
دکتر منصور قلعه نوی، استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه سیستان و بلوچستان

چکیده

یکی از متدائل ترین ساختمانهای فولادی که در ایران از آن استفاده می‌شود، ساختمانهای با اتصال خورجینی می‌باشد. در این قاب تیرها بصورت یکسره و بدون قطع در محل اتصال قرار می‌گیرند. اما این قاب، در محل اتصال در هنگام زلزله بسرعت دچار گسیختگی شده و باعث انهدام قاب می‌گردد. این مشکل از عدم تشخیص قطعی صلبیت قاب ناشی می‌شود. طبق تحقیقات صورت گرفته برای افزایش صلبیت اتصال استفاده از ورق تقویت افقی در ساختمانهای کوتاه و سخت کننده‌های دوطرفه جان تیر با لچکی در ساختمانهای بلند توصیه شده است. با وجود اینکه این کار تا حدودی مشکل عدم صلبیت قاب را مرتفع می‌کند اما دیده شد، اتصال هنوز هم جوابگوی مناسبی برای مقابله با نیروهای جانبی زلزله نمی‌باشد. راه دیگر استفاده سیستم بادبندی می‌باشد. طبق کارهای صورت گرفته مشخص شد، استفاده از مهاربند ضربدری نمی‌تواند کمک زیادی به رفع ضعف اتصال در چرخش داشته باشد. از آنجاییکه سیستم بادبند زانویی از سختی و بخصوص شکل پذیری مناسب تری نسبت به سیستم های دیگر بادبندی برخوردار است، در این تحقیق نشان داده می‌شود که بخوبی می‌تواند ضعف اتصال را در ناحیه در زمینه دوران مرتفع سازد.

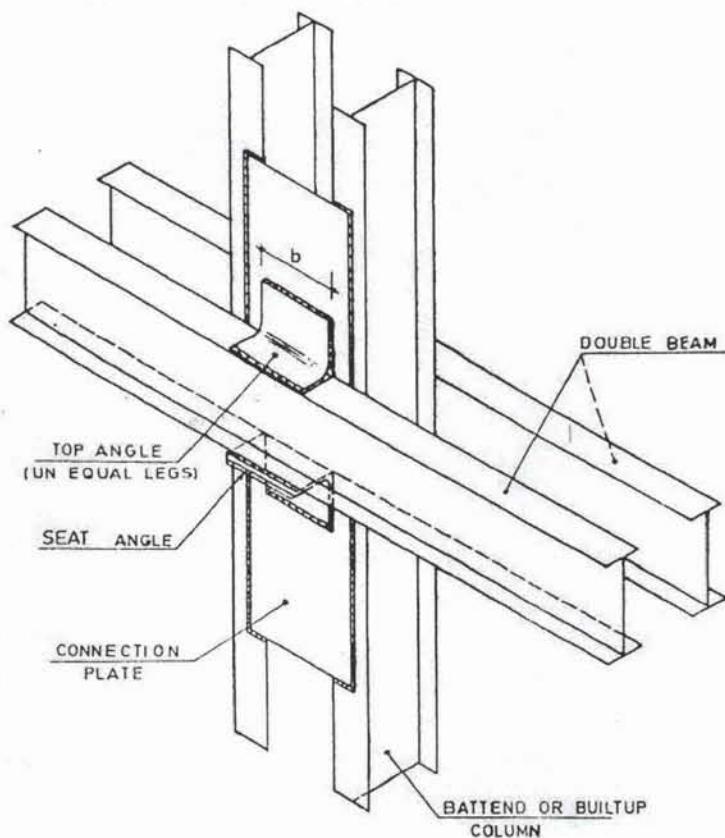
کلید واژه‌ها: اتصال خورجینی، دوران اتصال، مقاوم سازی، بادبند زانویی، منحنی پوش آور

۱- مقدمه

یکی از متداول ترین ساختمانهای فولادی که در ایران مورد استفاده قرار می‌گیرد، ساختمانهای با اتصال خورجینی می‌باشد. این اتصال متشکل از دو نبشی برای اتصال تیر به ستون در بالا و پایین هر کدام از تیرها بوده که برای پرهیز از جوشکاری بالاسری، معمولاً نبشی‌های پایین، بزرگتر از بال تیرآهن و نبشی‌های بالا کوچکتر از بال تیر آهن انتخاب می‌شوند. علاوه بر این در این اتصال، تیرها در محل اتصال قطع نشده و بصورت یکسره ادامه می‌یابند و از نظر سهولت اجرا و افزایش باربری ثقلی، مزیت قابل ملاحظه‌ای دارا می‌باشند.

اجرای اتصالات به اینصورت است که قبل از برافراشتن ستون، نبشی‌های فوقانی تیرهای اصلی به ستون در روی زمین جوش داده می‌شوند و ستون برپا شده و تیرهای اصلی که بصورت سرتاسری و چند دهانه می‌باشند، با جرثقیل بر روی نبشی‌های تحتانی قرار می‌گیرند و سپس بال فوقانی تیر به نبشی‌های فوقانی جوش داده شده و نبشی‌های فوقانی بوسیله جوش به ستون متصل می‌شود. چنین اتصالی قادر به انتقال تمام نیروی تیر به ستون نبوده و بعبارت دیگر تیر و ستون دارای چرخش مستقل از هم خواهند بود. طبق بررسی این ساختمانها در زلزله‌های گذشته مشخص شد، خرابی این ساختمانها از تشکیل مفصل پلاستیک در اتصال ناشی می‌شود، که باعث خارج شدن تیرهای اصلی ساختمان از محل خود و در نتیجه انهدام سازه می‌گردد.

در گذشته در شناخت صلبیت این اتصالات اختلاف نظر وجود داشته است. گروهی آن را کاملاً صلب و گروهی دیگر ساده در نظر گرفته‌اند. اما مشاهده شد، فرض صلبیت کامل یا ساده بودن اتصال منجر به نتایج غیر محافظه کارانه‌ای در رابطه با پایداری قاب و نیز تغییر مکان جانبی سازه می‌شود. یکی از راههای رفع عیب از این گروه ساختمانها در نظر نگرفتن صلبیت قاب و طراحی بادیند برای آن می‌باشد. در شکل زیر نمونه‌ای از این اتصالات نشان داده شده است.



شکل ۱ - نمونه ای از اتصال خورجینی

۲- ضرورت مقاوم سازی ساختمانهای با اتصال خورجینی

اتصالات اکثر ساختمانهای اسکلت فولادی در ایران، از نوع اتصالات نیمه صلب، خورجینی می باشد. (علاوه بر ایران، این ساختمانها در کره و اسپانیا نیز دیده شده است.) با توجه به توضیحاتی که در مورد ساختمانهای با اتصال خورجینی داده شد، نیاز به تقویت این ساختمانها بسیار ضروری می باشد.

۳- تقویت قابهای خمی فولادی با مهاربند

ساختمانهای موجود را به دو روش می توان تقویت کرد.

۱- مقاوم سازی

۲- کاهش نیروهای اعمالی به سازه (مستهلك کننده ها)

در روش اضافه نمودن مهاربند به سازه موجود، با توجه به اینکه سختی سازه افزایش و پریود کاهش می یابد، نیروهای اعمالی به سازه در ساختمانهای کوتاه مرتبه و متوسط معمولاً کاهش نمی یابد، بنابراین تقویت در این نوع ساختمانها از نوع مقاوم سازی است. برخی از مزایای استفاده از مهاربندی در تقویت سازه های موجود عبارتند از:

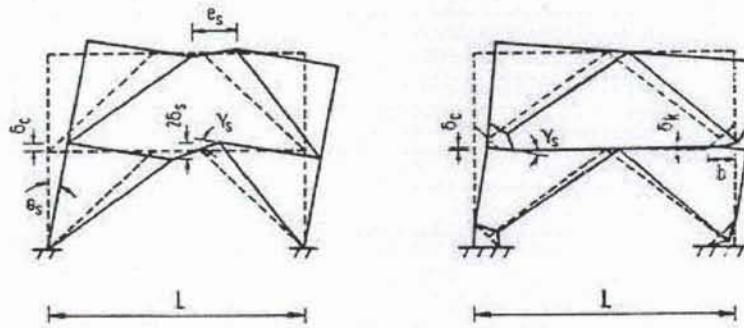
- ۱ - افزایش مهاربند به سازه، سبب افزایش درجات نامعینی سازه می گردد. در سازه های با درجات نامعینی بالا (سازه ای که مسیرهای زیادی برای انتقال بار دارد)، تنشهای اضافی در اعضاء می توانند از مسیرهای دیگر انتقال بار و اعضای دیگر که دارای ظرفیت هستند، باز توزیع شوند و این گونه سازه ها در مقابل نیروهای لرزه ای نسبت به سازه های معین با درجات نامعینی پایین، مقاومت بیشتری دارند. توضیح اینکه ظرفیت لرزه ای سازه های معین به ضعیف ترین عضو محدود می شود.
- ۲ - فاصله ساختمانهای مجاور باید به اندازه ای باشد که تحت نیروهای لرزه ای به یکدیگر ضربه نزنند. در صورت عدم رعایت این مساله، ساختمان با سختی پایین تر و یا ساختمانی که تراز طبقاتش با ساختمان مجاور متفاوت است، تحت نیروهای جانبی به دیوارها و ستونهای ساختمان مجاور ضربه زده و آسیب می رساند (FEMA ۱۷۲). افزایش مهاربند سبب افزایش سختی سازه و کاهش خسارات ناشی از اثر پاندینگ (ضربه زدن دو ساختمان به یکدیگر بر اثر بارهای جانبی) می شود.
- ۳ - چنانچه قاب خمی موجود بدلیل ضعف در اتصالات و صلب عمل ننمودن اتصالات تیر-ستون، عملا نتواند بعنوان یک قاب مقاوم خمی عمل نماید، استفاده از مهاربندی، نیاز به تقویت اتصال و اجرای جوش در محل را که وقت گیر و پرهزینه می باشد، مرتفع می سازد (سیستم قاب ساده + مهاربند).
- ۴ - افزودن مهاربندی به یک قاب خمی ضعیف می تواند سیستم قاب خمی را به سیستم دوگانه تبدیل نموده (قاب خمی + مهاربند) که در نتیجه افزایش ضریب رفتار (R) سیستم و کاهش نیروهای اعمالی به سازه را بدنبال خواهد داشت.
- ۵ - مهاربندی، سختی جانبی سازه را بشدت افزایش داده و با کنترل تغییر مکانها، علاوه بر کاهش تغییر مکان به کمتر از مقادیر مجاز آین نامه ای، سبب کاهش خسارات به اجزای غیرسازه ای می گردد.

۴- علت استفاده از بادبند زانویی

سازه های مقاوم در برابر زلزله باید طوری طراحی شوند که در برابر زلزله های قوی بتوانند تغییر شکل های زیادی را متحمل شده و از این طریق جذب و استهلاک انرژی نمایند. در عین حال مقاومت و سختی کافی برای انتقال نیروها به فونداسیون، بدون فروریختگی کامل را دارا باشند. در این راستا سیستم های بادبندی خارج از مرکز (EBF) توسط پوپوف و ریدر پیشنهاد شد که عملکرد بسیار خوبی را در برابر زلزله های اخیر از خود نشان داده اند. ولی با این حال این سیستم نیز معایبی را دارا می باشد. یکی از این معایب در تیر پیوند روی می دهد. زیرا ظرفیت جذب انرژی توسط پیوند برشی که قسمتی از شاه تیر اصلی قاب است، تامین می شود که تعمیر و یا جایگزینی آن بعد از یک زلزله شدید، وقت گیر و پرهزینه است. زیرا این تیر علاوه بر نیروهای جانبی زلزله، قسمتی از نیروهای ثقلی ساختمان را نیز تحمل می کند. از اینرو در زمان تعویض تیر پیوند، می

بایست به نحوی بار ثقلی قسمتی از ساختمان را که بوسیله تیر پیوند حمل می شده، با تمهیداتی جایگزین کرد.

در ضمن المان بادبندی و پیوند برشی وقتی فعال می شود که سازه تحت اثر زلزله های قوی و مخرب قرار گیرد و در زلزله های کوچک، پیوند برشی در حالت الاستیک باقی می ماند. بنابراین تیر پیوند بخاطر اندازه و محل قرارگیریش یک محل مناسب برای حالت های نهایی ترکیب تنش و کرنش می شود که آنالیز و طراحی سازه را بسیار پیچیده می کند. در نهایت اینکه در این سیستم برای فعال شدن تیر پیوند باید اتصال تیر به ستون بصورت صلب باشد. بطور خلاصه هزینه ساخت این نوع سیستم بالا می باشد. حال اگر بتوانیم تیر پیوند را در محلی دور از عناصر سازه ای (اعضایی که بار ثقلی را حمل می کنند) قرار دهیم، هم از تخریب سقف قرار گرفته بر روی تیر پیوند جلوگیری کرده و هم پس از زلزله می توانیم براحتی تیر پیوند را جایگزین کنیم. شکل زیر نحوه عملکرد دو سیستم با عوض کردن محل قرارگیری تیر پیوند را در برابر بارهای جانبی نشان می دهد.



شکل ۲ - مقایسه عملکرد بادبند زانویی و برون محور تحت بار جانبی

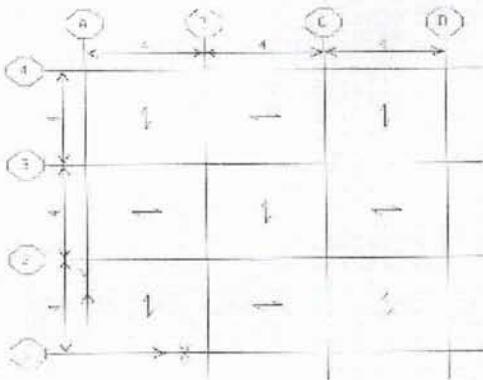
۵- مدلسازی

در این تحقیق بر روی سه تیپ ساختمان فولادی با اتصال خورجینی (۴ طبقه، معرف ساختمانهای کوتاه، ۸ طبقه، معرف ساختمانهای متوسط و ۱۵ طبقه، معرف ساختمانهای بلند) تحت بار جانبی (زلزله طبس) تحلیل دینامیکی غیرخطی صورت گرفته است. سپس قابهای مذکور را توسط بادبند زانویی (KBF) تقویت کرده و نتایج را با یکدیگر مقایسه می کنیم.

از آنجاییکه ورود سازه به مرحله رفتار غیرخطی امری اجتناب ناپذیر است، نیاز به مدلسازی و بررسی رفتار غیرخطی، حائز اهمیت می باشد. لذا نیاز به استفاده از یک نرم افزار که توان انجام محاسبات غیرخطی را داشته باشد، برای چنین مطالعاتی ضروری بنظر می رسد. در این تحقیق از نرم افزار DRAIN-2DX استفاده شده است. این برنامه توانایی انجام آنالیز استاتیکی و دینامیکی غیرخطی را دارد می باشد.

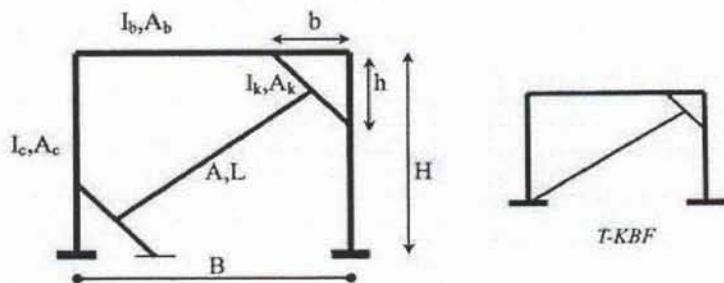
۱-۵ مشخصات مدلها

همانطور که در بالا توضیح داده شد، سه مدل قاب برای نشان دادن سه رنج ارتفاع مورد بررسی قرار گرفته است. پلان مدل بصورت زیر است.



شکل ۳ - پلان ساختمان

قاب مورد استفاده در مدلسازی قاب شماره یک می باشد. در قابهای بادبند زانویی فاصله محل تلاقي زانویی با تیر و همچنین محل تلاقي زانویی با ستون تا محل برخورد تیر به ستون برابر ۶۰ سانتيمتر است. ($b=h=60\text{ cm}$) بادبند زانویی نیز، در دهانه وسط قرار دارد. محل برخورد عضو مهاربندی با زانویی در میانه عضو زانویی می باشد. بادبند زانویی از نوع T-KBF می باشد.
ارتفاع طبقات ۳ متر و اتصال ستونها به پی صلب در نظر گرفته شده است.

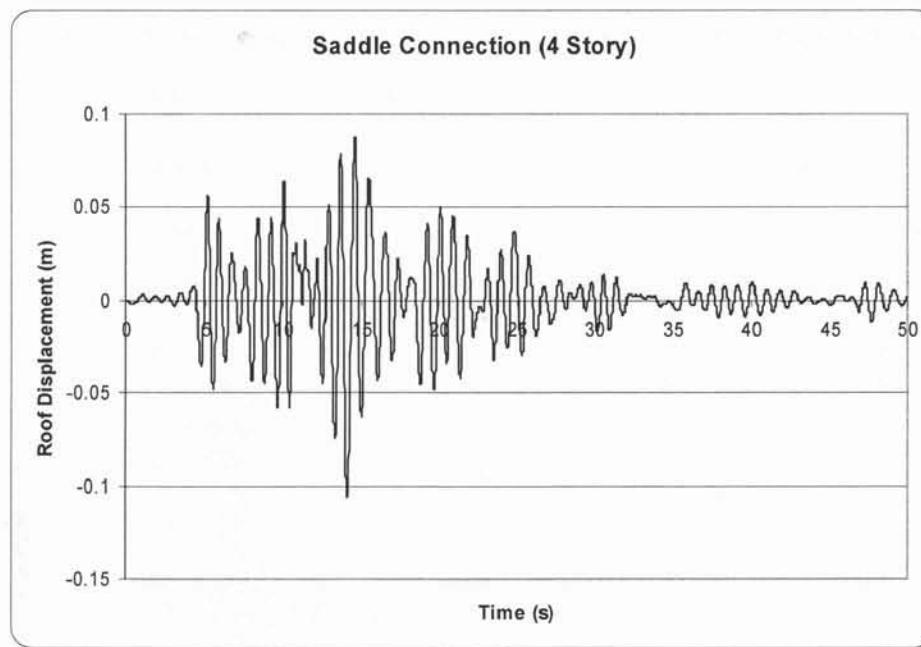


شکل ۴

۶- ارزیابی مدلها

در تحلیل غیرخطی، حجم بزرگی از نتایج برای گامهای زمانی مختلف بدست می آید. با توجه به اینکه در ساختمانهای با اتصال خورجینی، بحث تغییرمکان جانبی طبقات و مهمتر از آن میزان لنگر واردہ به اتصال (بدلیل ترد و شکننده بودن اتصال) از اهمیت بالایی برخوردار است، برای بررسی این مهم، تغییرمکان جانبی بام در قابهای ۴، ۸ و ۱۵ طبقه با اتصال خورجینی را با معادل ارتفاعی آن در قابهای مقاوم سازی شده توسط بادبند زانویی مقایسه می کنیم. برای بررسی میزان لنگر واردہ به اتصال نیز ماکزیمم دوران واردہ به اتصال را در قابهای با اتصال خورجینی با همان اتصال در قاب مقاوم سازی شده توسط بادبند زانویی مقایسه می کنیم.

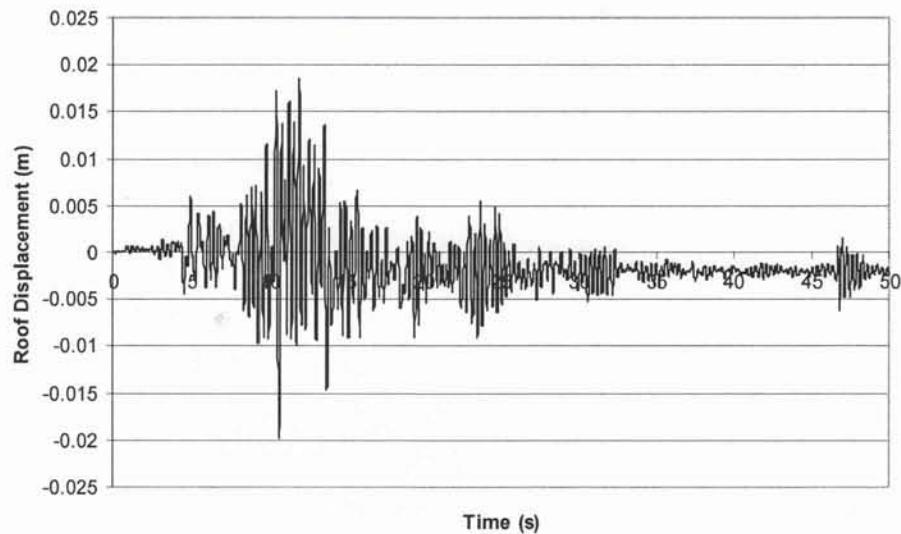
در شکل‌های ۵ و ۶ پاسخ تغییر مکان جانبی بام قاب چهار در هر لحظه از زلزله طبس با ضریب مقیاس ۰,۴g با یکدیگر مقایسه شده‌اند. در شکل‌های ۷ و ۸ ماکزیمم دوران واردہ به یک اتصال خاص در ساختمان با اتصال خورجینی با همان اتصال در ساختمان مقاوم سازی شده توسط بادبند زانویی در قاب چهار طبقه با یکدیگر مقایسه شده است. نتایج کامل بررسی قابها برای تغییر مکان جانبی و ماکزیمم دوران اتصال در جدول یک نشان داده شده است.



شکل ۵- نمودار تغییر مکان بام قاب چهار طبقه با اتصال خورجینی تحت رکورد زلزله طبس

$$\Delta_{(\max)} = 10.62 \text{ cm}$$

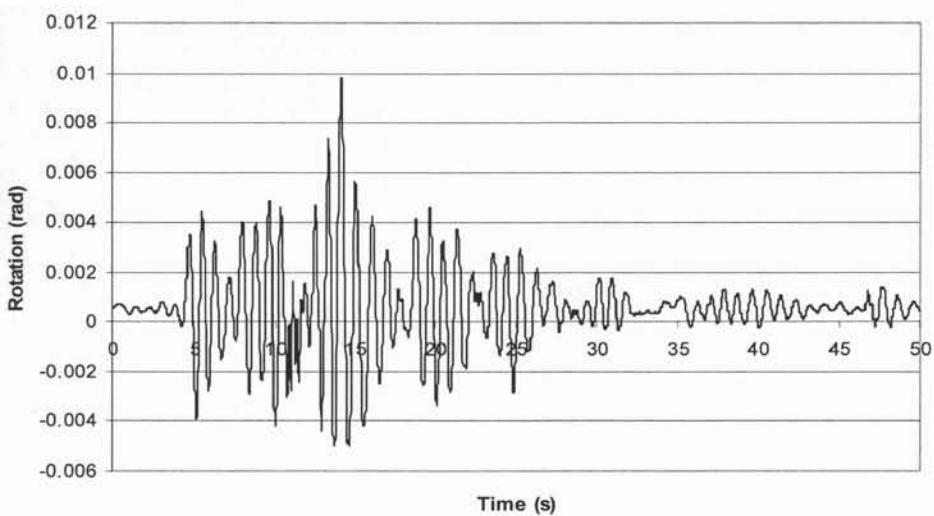
Saddle Connection With Knee Brace (4 Story)



شکل ۶- نمودار تغییر مکان بام قاب چهار طبقه با بادبند زانویی تحت رکورد زلزله طبس

$$\Delta_{(\max)} = 1.92 \text{ cm}$$

Saddle Connection (4 Story)

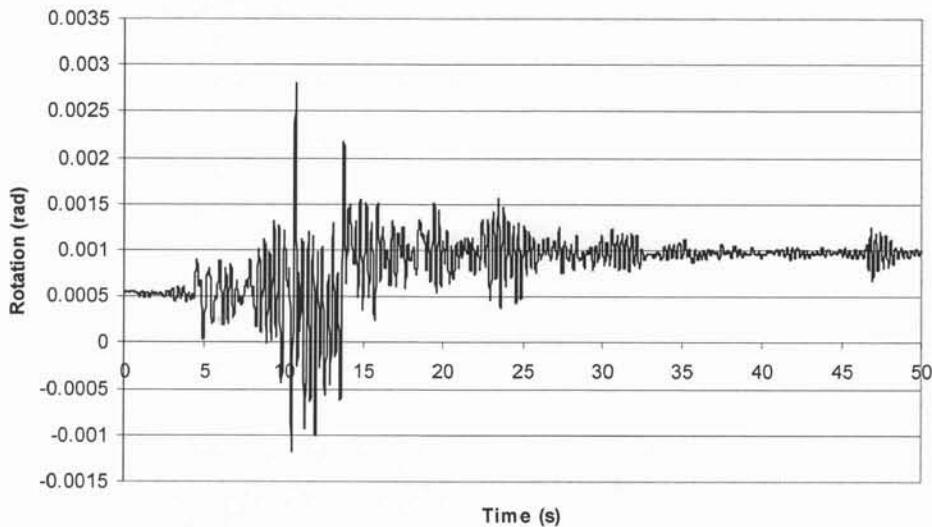


شکل ۷- نمودار دوران اتصال قاب چهار طبقه با اتصال خور جینی تحت رکورد زلزله طبس

$$\theta_{(\max)} = 9.79 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

۸

Saddle Connection With Knee Brace (4 Story)



شکل ۸- نمودار دوران اتصال قاب چهارطبقه با بادبند زانویی تحت رکورد زلزله طبس

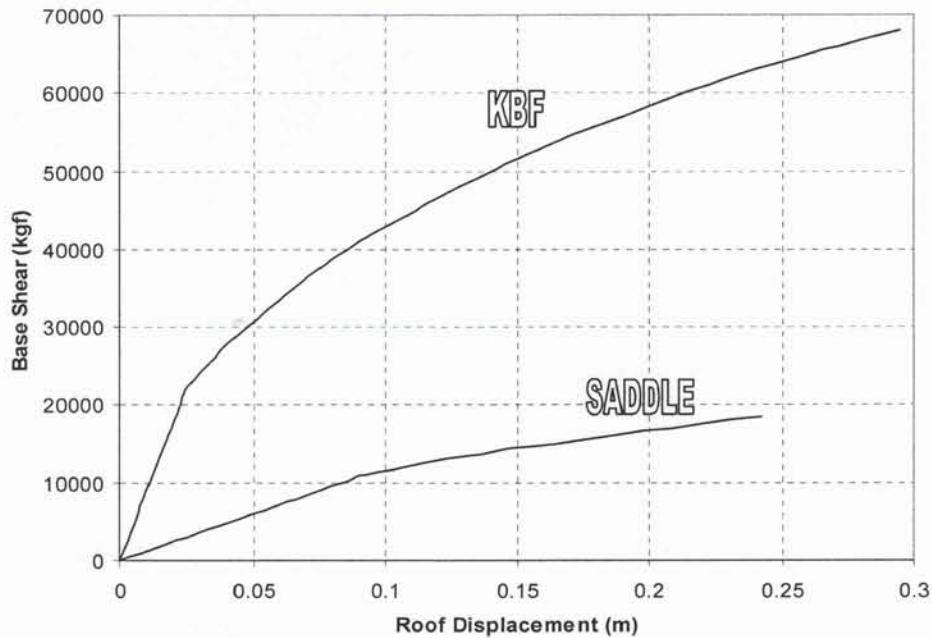
$$\theta_{(\max)} = 2.8 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

طبقه	۴	۸	۱۵
ماکریمم تغییر مکان جانبی بام قاب خورجینی (CM)	۱۰,۶۲	۱۱,۴۲	۲۷,۴۳
ماکریمم تغییر مکان جانبی بام قاب بادبندی (CM)	۱,۹۲	۷,۲۵	۱۲,۱۵
ماکریمم دوران اتصال قاب خورجینی (rad)	۰,۰۰۹۸	۰,۰۰۷	۰,۰۰۸۶
ماکریمم دوران اتصال قاب بادبندی (rad)	۰,۰۰۲۸	۰,۰۰۴۶	۰,۰۰۳

جدول ۱- ماکریمم تغییرمکان جانبی بام و دوران اتصالات

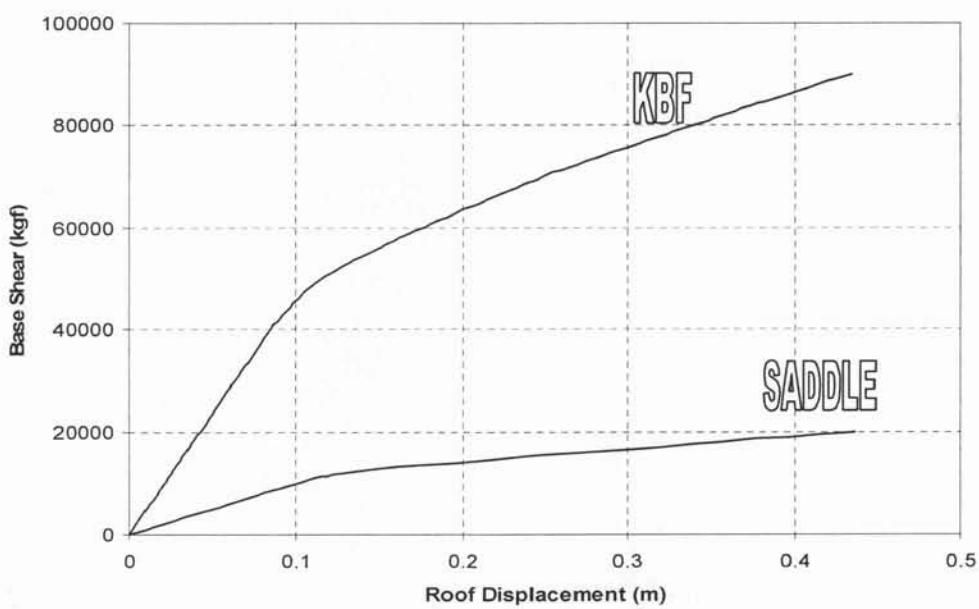
همانطور که از اشکال ۵ و ۶ و جدول ۱ بوضوح مشخص است، قرار دادن بادبند زانویی باعث افزایش سختی قاب و در نتیجه کاهش تغییرمکان بام در قابهای موردنظر شده است. با توجه به اعداد بدست آمده، ملاحظه می شود قرار دادن بادبند نقش بسیار مهمی در افزایش سختی قاب دارد. برای نشان دادن میزان افزایش سختی قاب منحنی پوش آور قابهای خورجینی با معادل ارتفاعی قاب بادبندی در نمودارهای زیر با یکدیگر مقایسه شده است.

Pushover Curvature (4 Story)

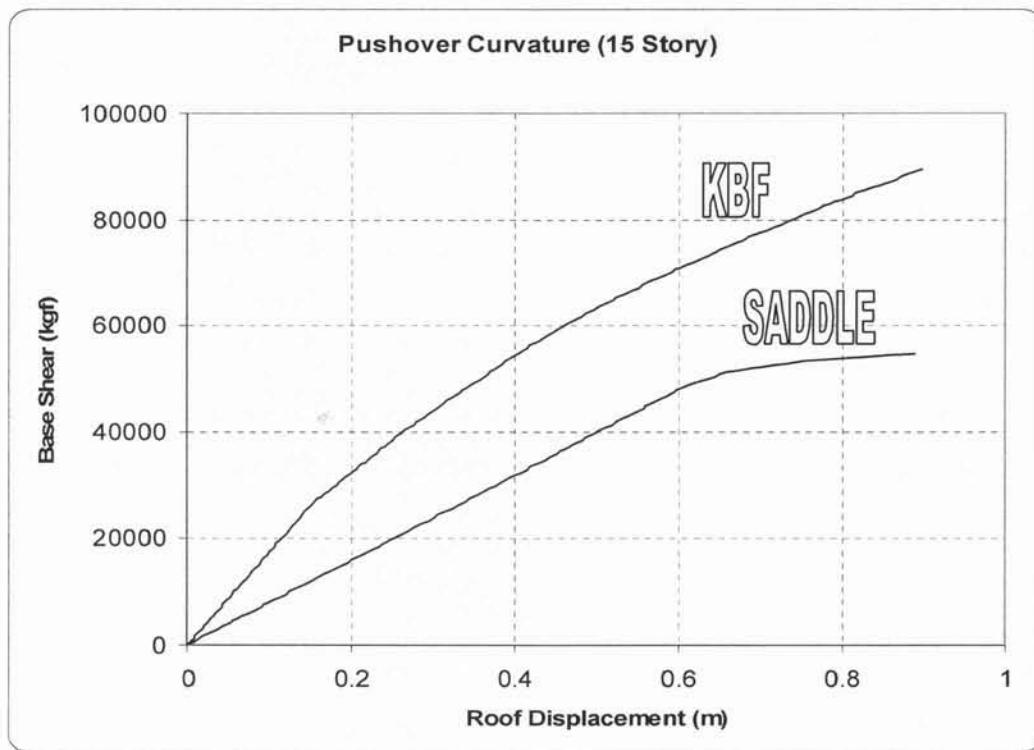


شکل ۹ - نمودار پوش آور قاب چهار طبقه

Pushover Curvature (8 Story)



شکل ۱۰ - نمودار پوش آور قاب هشت طبقه

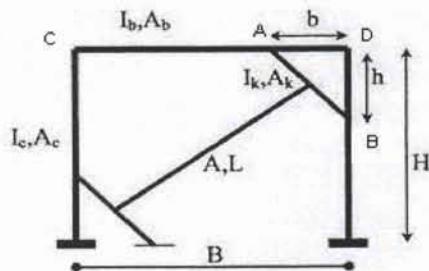


شکل ۱۱- نمودار پوش آور قاب پانزده طبقه

با بررسی اشکل ۹ تا ۱۱ مشخص می شود، قرار دادن بادبند باعث افزایش بسیار مناسب سختی شده که باعث بالا رفتن ظرفیت جذب انرژی سازه (مساحت زیر نمودار) می گردد.

با مقایسه مقدار دوران در قابها از جدول شماره یک نیز مشخص می شود، برای شرایط یکسان از نظر شماره نقطه اتصال که می بایست برای دو قاب مقایسه شده با ارتفاع یکسان، شماره نقطه اتصال نیز یکسان باشد (مثلاً قاب چهار طبقه با اتصال خورجینی می بایست با قاب چهار طبقه با بادبند زانویی مقایسه شود، نه با قابی با ارتفاع متفاوت) ملاحظه می شود در تمام مدلها، مقدار دوران کاهش یافته است. که با توجه به رابطه $\frac{M}{K} = \theta$ و ثابت بودن سختی اتصال (K)، نشان دهنده کاهش لنگر واردہ به اتصال می باشد.

لازم بذکر است، علاوه بر اتصالات انتخابی ذکر شده در بالا، باقی نقاط نیز توسط نگارنده بطور کامل مورد بررسی قرار گرفت که صحت مطلب فوق در تمام نقاط اثبات شد. همانطور که نتایج نشان می دهد برخلاف کارهای انجام گرفته بر روی اتصالات خورجینی، بطور مثال، مقاوم سازی قاب با بادبند هم مرکز، که قادر به کاهش لنگر واردہ به اتصال نبوده است، قاب با بادبند زانویی به خوبی توانسته است نقش خود را در کاهش لنگر واردہ به اتصال ایفا کند. دلیل این مطلب را می توان با بررسی دوباره شکل قاب مشخص کرد.



شکل ۹ - قاب با بادبند زانویی

همانطور که پیشتر گفته شد، عضو زانویی (AB) مهمترین نقش را در تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی و تحمل نیروهای جانبی ناشی از زلزله را دارد. دلیل کاهش لنگر واردہ به اتصال (C و D) را می‌توان بدین شکل بیان کرد:

با توجه به گیردار بودن دو سر عضو زانویی (AB) و (A) قسمتی از لنگر عضو زانویی (AB) از نقطه A به تیر اصلی و از آنجا با گذر از اتصالات به ستون ساختمان، منتقل می‌شود. پس این قسمت نقشی در کاهش لنگر واردہ به اتصال ندارد. اما قسمتی دیگر از لنگر از نقطه B بطور مستقیم به ستون منتقل می‌شود و در نتیجه دیگر نیازی به عبور این لنگر از ناحیه اتصال نمی‌باشد. نقش بادبند زانویی و بالاخص عضو زانویی در کاهش لنگر واردہ به اتصال، دقیقاً در این محل می‌باشد.

۷ - نتیجه گیری

سازه‌های با اتصال خورجینی در ناحیه اتصال بسیار ضعیف و شکننده هستند. از این‌رو مقاوم سازی این ساختمانها امری ضروری می‌باشد.

نتایج بدست آمده بر روی مدل‌های انتخابی نتایج زیر را نشان میدهد:

در تمام مدل‌ها، قرار دادن بادبند زانویی به میزان قابل ملاحظه‌ای لنگر واردہ به اتصال را کاهش می‌دهد. این کاهش لنگر در قابهای چهار و پانزده طبقه، بیشتر از قاب هشت طبقه می‌باشد. اما کاهش لنگر در قاب هشت طبقه نیز آنقدر مناسب می‌باشد که بتوان این روش مقاوم سازی را به تمام قابها تعمیم داد. از سویی مقاوم کردن قابهای با اتصال خورجینی توسط بادبند بسیار مناسب‌تر از روش‌های قبلی مقاوم سازی با افزایش صلبیت اتصال می‌باشد. زیرا از یک سو ایجاد اتصال صلب کاری بسیار مشکل می‌باشد و از سویی دیگر، اگر هم افزایش صلبیت بدرستی صورت پذیرد، در نهایت ما قابی خمشی خواهیم داشت که این قاب مشکلات مختص خود مانند کمبود سختی در حین زلزله را خواهد داشت. که اگر چنین مشکلاتی وجود نداشت، اصولاً سیستمی بنام بادبند اختراج نمی‌شد.

مراجع

- ۱- عالمی، فرماز، ۱۳۷۹، مقاله، تقویت قابهای خمشی فولادی با مهاربند، کارشناس مهندسی سازه پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله
- ۲- رمضانی پورمقدم، علی، ۱۳۸۶، پایان نامه، مقاوم سازی ساختمانهای با اتصال خورجینی توسط بادبند زانویی، کارشناس ارشد سازه، دانشگاه آزاد اسلامی واحد زاهدان
- ۳-V.Prakash,G.H.Powell And S.Campbell,DRAIN-2DX Base Program Description And User Guide,Version 1,1,November 1993,University Of California Berkeley
- ۴-G.H.Powell,DRAIN-2DX,Element Description And User Guide,Version 1,1,December 1993,University of California Berkeley
- ۵-Balendra,T.Sam,M.T.Liaw,C.Y,Diagonal Brace With Ductile Knee Anchor For A Seismic Steel Frame,Earthquake Eng And Structure Dynamics,Vol 19,pp.847-858,1990
- ۶-Aristizabal-Ochoa,J.D,Disposable Knee Bracing: Improvement In Seismic Design Of Steel Frames,Journal Of Structural Engineering,ASCE 112, pp.1544-1552,1986
- ۷-Balendra,T.Sam,M.T.Liaw,C.Y,Design Of Earthquake Resistant Steel Frames With Knee Bracing,J.Of Construct Steel Research,Vol 18,pp.193-208,1991
- ۸-Sam,M.T,A New Knee-Brace-Frame System For Seismic Resistant Steel Building,Phd Thesis,Department Of Civil Engineering National University Of Singapore,1992
- ۹-Federal Emergency Management Agency,Nehrp Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of Buildings. Federal Emergency Management Agency, Report No.172