

بررسی رفتار مهاربندهای کمانش تاب فلزی در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح

علی خیرالدین^۱، علیرضا مرتضایی^{۲*}، رحمان عقیلی^۳

۱- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان،

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد سمنان

۳- کارشناس ارشد سازه، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات فارس

*a.mortezaei@semnaniau.ac.ir

تاریخ دریافت: [۱۳۹۱/۹/۵]

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۳/۶/۲۳]

چکیده- یکی از انواع روش‌های مقاوم‌سازی ساختمان‌های بتن مسلح، بهبود رفتار لرزه‌ای این گونه سازه‌ها به کمک مهاربندهای فلزی است. مهاربندهای متداول فلزی هنگامی که تحت تاثیر تنش‌های فشاری قرار می‌گیرند، دچار کمانش شده و فاقد هرگونه شکل‌پذیری است. از این رو، تلاش‌های صورت گرفته به منظور جلوگیری از مسأله کمانش مهاربندها، منجر به خلق مهاربندهای کمانش تاب فلزی شد. در این مهاربندها، از کمانش اولیه هسته فولادی مرکزی به وسیله قرار دادن آن در یک قوطی فولادی، که با ملات پر شده، جلوگیری می‌شود. بنابراین در این مقاله ابتدا سازه‌های ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه بتن مسلح بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش دوم) طراحی شده و آنگاه بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه شماره ۳۶۰) و ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ کنترل شده‌اند. در ادامه و به منظور بهبود رفتار لرزه‌ای، این ساختمان‌ها با استفاده از مهاربندهای معمولی و نوعی خاص از میراگرهای هیستریزیس تحت عنوان مهاربند کمانش تاب، مورد تقویت قرار گرفته و ستون‌های قاب‌های مهاربندی شده در کلیه مدل‌ها به وسیله زره‌پوش بتنی تقویت شده‌اند. در مجموع ۴۲ مدل تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون) شدند و نتایج به دست آمده مبین این نکته است که، سازه‌های دارای مهاربند معمولی به دلیل کمانش مهاربند فشاری، در نسبت تغییر مکان‌های بالا دچار ضعف بوده و میزان جذب انرژی آنها در سازه‌های ۱۲ و ۱۸ طبقه حتی از سازه بدون تقویت هم کمتر می‌شود. اما این نقیصه با به کارگیری مهاربند کمانش تاب، به دلیل رفتار تقریباً یکسان در کشش و فشار و بهره‌گیری از تمام ظرفیت این نوع مهاربندها، برطرف شده و میزان جذب انرژی بالایی نسبت به سازه دارای مهاربند معمولی و سازه بدون تقویت به دست می‌آید.

واژگان کلیدی: مهاربند کمانش تاب، تحلیل بارافزون، رفتار لرزه‌ای، جذب انرژی.

۱- مقدمه

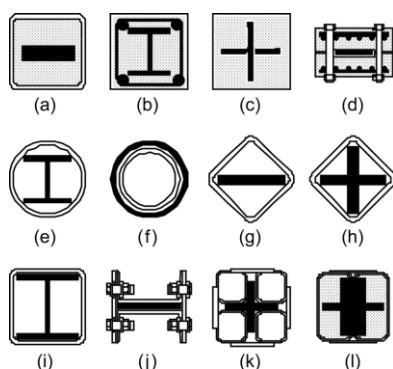
یکی از متداول‌ترین فرم‌های سازه‌ای در ایران، ساختمان‌های بتن مسلح است. شمار زیادی از این گونه سازه‌های موجود که در مناطق زلزله‌خیز واقع شده‌اند بر اساس ویرایش‌های گذشته آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای طراحی و ساخته شده‌اند که در حال حاضر فاقد اعتبار بوده و عملکرد لرزه‌ای آنها نیاز به دقت بررسی دوباره دارد. در این بین، برخی از این سازه‌ها پس از بررسی

نیازمند بهبود رفتار لرزه‌ای برای مقابله با نیروهای جانبی ناشی از زمین‌لرزه‌ها است. روش‌های مختلفی برای بهسازی لرزه‌ای سازه‌های بتنی وجود دارد که یکی از این روش‌ها استفاده از مهاربندهای فلزی است. این سیستم مقاوم در کنار مزایای متعدد، با مشکل عمده‌ای بنام فقدان شکل‌پذیری روبروست که ناشی از کمانش جانبی است. به منظور جلوگیری از کمانش اینگونه مهاربندها، تلاش‌های بسیاری صورت پذیرفته که نتیجه، ارائه

مهاربندی بود که در آن از کمانش اولیه هسته فولادی مرکزی به وسیله‌ی قرار دادن آن در یک قوطی فولادی که با ملات پر شده بود جلوگیری شد (شکل ۱).

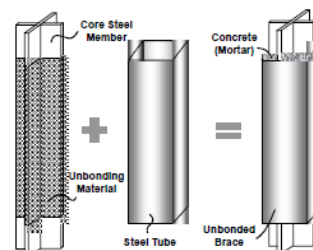
مهاربندی طی سالهای ۱۹۸۰ تا ۱۹۹۰ در ژاپن ساخته شد. پس از معرفی این مهاربند به آمریکا در سال ۱۹۹۸ اولین آزمایش در سال ۱۹۹۹ انجام شد [۴] و استفاده از آن برای اولین بار در این کشور به عنوان سیستم مقاوم در برابر زلزله شروع شد. در قاب‌های با مهاربندی مقاوم در برابر کمانش، عناصر مهاربندی بوسیله تسلیم پایدار در کشش و فشارهای متوالی به اتلاف انرژی می‌پردازند [۵]. همان‌گونه که در شکل ۲ نشان داده شده، رفتار رفت و برگشتی برای این مهاربند با مهاربند معمولی مقایسه شده است. در شکل ۳ نیز چند نمونه از پیکربندی مهاربندهای کمانش تاب مورد استفاده در پژوهش‌های گذشتگان نشان داده شده است.

این سیستم در سازه‌های بتن مسلح، عموماً به منظور تقویت و بهبود رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های موجود که بنا به دلایل مختلف نیاز به تقویت دارند، استفاده می‌شود. بدین منظور و برای جلوگیری از تخریب و خسارت به ساختمان‌های بتن مسلح موجود در طول زلزله‌های احتمالی، این نوع مهاربند در پژوهش‌ها و مطالعات پژوهشگران به منظور بهبود رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های موجود استفاده شده است. چگونگی آرایش مهاربند کمانش ناپذیر در قاب در حالات آرایش ضربدری دوطبقه‌ای، آرایش V معکوس، آرایش V و آرایش قطری منفرد مجاز بوده اما استفاده از این مهاربند در دو آرایش K و X مجاز نیست (شکل ۴).



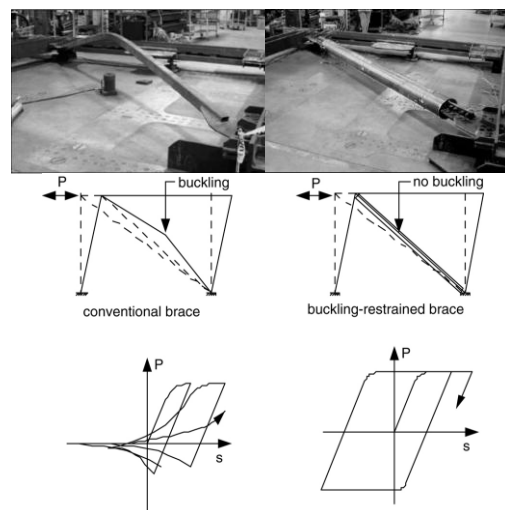
شکل (۳) چند نمونه از پیکربندی مهاربندهای کمانش تاب مورد استفاده در پژوهش‌های گذشته [۲]

شکل (۱) نمایی شماتیک از مهاربند کمانش تاب [۱]



شکل (۱) نمایی شماتیک از مهاربند کمانش تاب [۱]

در این نوع از مهاربندها یک سطح لغزنده یا یک لایه نجسب بین هسته فولادی و بتن محیطی وجود داشته که به واسطه آن هسته فولادی تنها عضوی است که نیروی محوری را تحمل می‌کند. از این رو، مهاربند خواص تقریباً یکسانی را در کشش و فشار از خود نشان داده و قادر خواهد بود تحت دوره‌های متعدد بارگذاری تغییرشکل غیرالاستیک بدهد (شکل ۲).

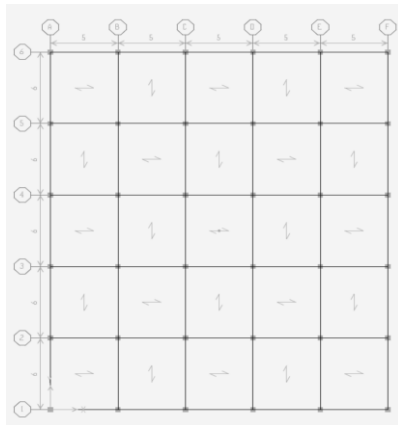


شکل (۲) مقایسه رفتار و منحنی‌های پسماند مهاربندهای کمانش تاب و معمولی [۲]

پیشنهاد اولیه برای تولید مهاربندی که ضمن اتلاف انرژی دچار کمانش نشود در مقاله‌ای به وسیله‌ی کیمورا و همکاران [۳] ارائه شد. مهاربند پیشنهادی اولیه از یک مهاربند معمولی در داخل یک غلاف چهارگوش که با ملات پر تشکیل شده بود. انواع مختلفی از این نوع

ارتفاع کلیه طبقات برابر $3/2$ متر، میزان بار مرده برابر 480 kg/m^2 ، بار زنده طبقات برابر 200 kg/m^2 و بار زنده بام برابر 150 kg/m^2 در نظر گرفته شده است. خاک مورد نظر برای مدلسازی از نوع تیپ II فرض شده است.

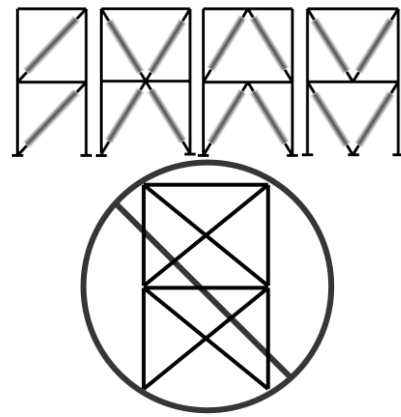
ابتدا ساختمان‌های بتنی ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه با شکل‌پذیری توسط و بر اساس ویرایش دوم استاندارد ۲۸۰۰ [۱۴] تحلیل و طراحی شده؛ آنگاه بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه شماره ۳۶۰) [۱۵] و در سطح عملکرد و سطح خطر مورد نظر (بهسازی مبنا) مورد بررسی و ارزیابی دوباره قرار می‌گیرند.



شکل (۵) پلان ساختمان‌های مورد بررسی

بررسی‌ها حاکی از آن است که برخی از ستون‌ها در وضعیت جدید پاسخگوی بارهای لرزه‌ای نبوده و قادر به دستیابی به سطح عملکرد مورد نظر نیستند. همچنین تغییر مکان جانبی نسبی طبقات نیز از حد مجاز معرفی شده در ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ [۱۶] تجاوز می‌نماید. پس مهاربندهای فولادی معمولی در ۳ سطح مقطع مختلف و با آرایش قطری در قاب‌های پیرامونی مدل‌ها مطابق شکل ۶ اضافه شدند.

از سویی، چنین عملی با تغییر نوع مهاربند معمولی به مهاربند کمانش‌ناپذیر نیز دوباره تکرار شد و مدل‌های جدیدی را به وجود آورد. به دنبال آن، ستون‌های قاب‌های مهاربندی شده کلیه مدل‌ها با استفاده از زره‌پوش بتنی تقویت شد. در مجموع ۴۲ مدل به وسیله‌ی نرم افزار



شکل (۴) انواع آرایش‌های مجاز (از راست به چپ: آرایش‌های V، V معکوس، ضربدری دوطبقه‌ای و قطری منفرد) و غیرمجاز (آرایش ضربدری) مهاربند کمانش‌تاب در قاب

طراحی قاب‌های دارای مهاربند کمانش‌ناپذیر به وسیله‌ی هیچ یک از آیین‌نامه‌های طراحی موجود پوشش داده نشده، با این وجود پیشنهادهایی برای طراحی این قاب‌ها به وسیله‌ی AISC / SEAOC [۱۱] مطرح شده که در بخش لرزه‌ای آیین‌نامه AISC - 2005 [۱۲] و نیز فصل ۸ دستورالعمل FEMA - 450 [۱۳] آورده شده است. موارد بیان شده در این آیین‌نامه‌ها بر اساس کیفیت‌سنجی طراحی مهاربندها به وسیله‌ی آزمایش به دست آمده‌اند و قصد دارند اطمینان حاصل نمایند که مهاربندها تنها در محدوده ظرفیت تغییر شکل مشخص شده مورد استفاده قرار می‌گیرند و مودهای تسلیم و خرابی مهاربند در بیشینه تغییر مکان جانبی طراحی لرزه‌ای محدود شده است. پس در این پژوهش، عملکرد و میزان تاثیر مهاربندهای کمانش‌تاب در رده‌های مختلف سازه‌ای اعم از کوتاه-، میان- و بلند- مرتبه و در قالب نیروی برشی بیشینه، سختی اولیه و میزان جذب انرژی دقت می‌شود.

۲- ساختمان‌های مورد بررسی

شکل ۵، پلان ساختمان‌های مورد بررسی را نشان می‌دهد. همان‌گونه که از شکل مشخص است این پلان در جهت X دارای پنج دهانه ۵ متری و در جهت Y دارای پنج دهانه ۶ متری است. سقف مورد استفاده در مدل‌ها از نوع تیرچه بلوک بوده و به منظور تأمین رفتاری یکنواخت در دو جهت اصلی از تیرریزی شطرنجی استفاده شده است.

در جدول ۱ مدل‌های مورد بررسی بیان شده که، MRF مخفف قاب خمشی بتن مسلح^۱، TB مخفف مهاربند معمولی^۲، UB مخفف مهاربند کماتش تاب^۳ (مهاربندنچسبیده)^۴، J مخفف زره‌پوش^۴ و A ، B و C تیپ مساحت‌های مهاربندهای مورد استفاده در مدل‌ها بوده که در بخش قبل بدان اشاره شد.

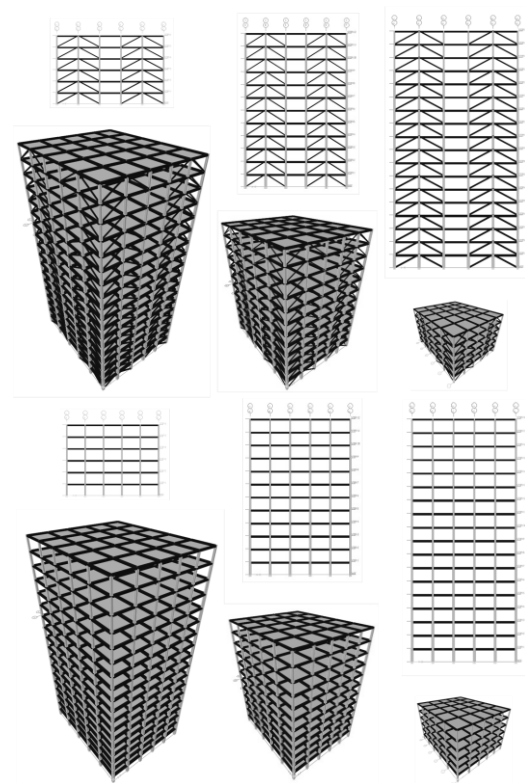
۳- ارزیابی لرزه‌ای

بعد از مدلسازی و قبل از انجام تحلیل‌های غیرخطی، بارهای جانبی، پارامترهای مدلسازی غیرخطی و نیز معیارهای پذیرش براساس ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود [۱۵] تعریف شد. به منظور ارزیابی لرزه‌ای، دو نوع توزیع بار به قرار ذیل در نظر گرفته شد: الف) توزیع متناسب با جرم و شتاب (نیروی اینرسی طبقات) حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی، و ب) توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه است. ترکیبات بارگذاری ثقلی و جانبی در تحلیل‌ها و حد بالا و پایین آثار بار ثقلی بر طبق ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود [۱۵] در نظر گرفته شد. بدین ترتیب برای ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده برای هر نوع بارگذاری دو نوع تحلیل بارافزون انجام گرفته است که بار جانبی به دنبال هر یک از پوش‌های بار ثقلی اعمال می‌شود.

۳-۱- تعریف مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد

مفاصل پلاستیک تغییرمکانی قبل از انجام تحلیل‌های غیرخطی تعریف می‌شود. همان‌گونه که در شکل ۷ نشان داده شده، نمودار نیرو- تغییرمکان، امکان مدلسازی غیرخطی بتن محصور نشده در محل تشکیل مفاصل پلاستیک را فراهم آورده است. این مفاصل به صورت الاستو-پلاستیک کامل در نظر گرفته شده و لنگر حد جاری شدن مقطع به عنوان لنگر نهایی مقطع به کارگرفته

SAP2000 V14.1.1 [۱۷] تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون) قرار گرفتند و مشخصه‌هایی همچون میزان برش بیشینه، سختی اولیه و میزان جذب انرژی در حالت غیرخطی با استفاده از منحنی‌های نیرو- تغییرمکان استخراج و بررسی شده است. در انتخاب مساحت مهاربندها، ابتدا سازه بتنی همراه با مهاربند معمولی مورد تحلیل و طراحی قرار گرفت و سپس از همین مساحت برای مهاربند کماتش تاب استفاده شد (که از این پس با متغیر A نامگذاری می‌شود). در مرحله بعد سازه بتنی همراه با مهاربند کماتش تاب مورد تحلیل و طراحی قرار گرفت و سپس از همین مساحت برای مهاربند معمولی استفاده شد (که از این پس با متغیر B نامگذاری می‌شود). در پایان از سطح مقطعی بین دو مساحت فوق برای مهاربندهای معمولی و کماتش تاب استفاده شد (که از این پس با متغیر C نامگذاری می‌شود). با توجه به توضیحات بالا رابطه بین مساحت‌های مورد استفاده برای مهاربندها به صورت $A_A > A_C > A_B$ خواهد بود.



شکل (۶) مدل سه بعدی و قاب اولیه و مهاربندی شده در سه ارتفاع

¹Moment resisting frame

²Traditional brace

³Unbonded brace

⁴Jacket

شده است. در این پژوهش مفصل از نوع اتوماتیک، M_3 ، کنترل شونده به وسیله تغییر شکل در فواصل ۰/۰۵ و ۰/۹۵ طول عضو و مفصل تعریف شده به وسیله کاربر، V_2 ، کنترل شونده به وسیله نیرو در فواصل ۰/۰۱ و ۰/۹۹ طول عضو به اعضای تیر بتن مسلح اختصاص داده شده است. مشخصات مفصل V_2 بر اساس مقاومت برشی اعضای بتنی، که در فصل ۱۲ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۱۸] آمده است، محاسبه و به عضو تخصیص داده شده است. همچنین برای ستون ها از مفصل از نوع اتوماتیک، PMM ، کنترل شونده به وسیله تغییر شکل در فواصل ۰/۰۵ و ۰/۹۵ طول عضو و مفاصل تعریف شده به وسیله کاربر، V_2 و V_3 ، کنترل شونده به وسیله نیرو، به ترتیب در فواصل ۰/۴ و ۰/۶ طول عضو، استفاده شده است. مشخصات مفاصل V_2 و V_3 نیز بر اساس مقاومت برشی اعضای بتنی، که در فصل ۱۲ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۱۸] آمده است،

محاسبه و به عضو تخصیص داده شده است. از آنجایی که در محاسبه مقاومت برشی ستون بر اساس ضوابط فصل ۱۲ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۱۸]، مقدار مقاومت محاسبه شده با توجه به نیاز شکل پذیری ستون باید با ضرب کردن در عددی کوچک تر یا مساوی یک اصلاح شود، ضریب اصلاح مقاومت برشی برای ستون با نیازهای شکل پذیری کم، توسط و زیاد به ترتیب برابر ۱، ۰/۸۵ و ۰/۷۵ است. همین گونه برای مهاربند ها نیز از مفصل اتوماتیک، P ، کنترل شونده به وسیله تغییر شکل در فاصله ۰/۵ طول عضو استفاده شده است. در اشکال ۸ و ۹ منحنی های مربوط به مفاصل استفاده شده در نرم افزار SAP2000 به منظور تحلیل بارافزون، برای اعضای بتنی و مهاربند فولادی معمولی و کماتش تاب، نشان داده شده است.

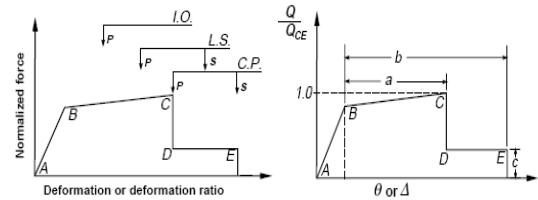
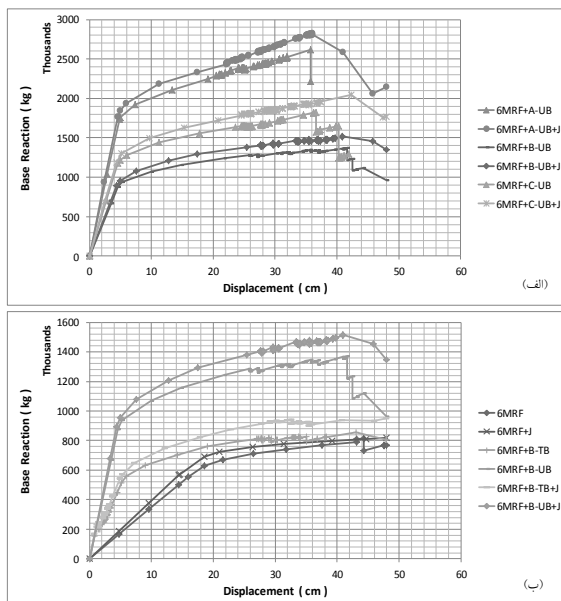
جدول (۱) مدل های بررسی شده در سه رده ارتقاعی

ردیف	نام اختصاری (تعداد طبقات)	نوع مهاربند	نوع تقویت	تیپ مساحت مهاربند
۱،۲،۳	6,12,18MRF	-	-	-
۴،۵،۶	6,12,18MRF+J	-	زره پوش بتنی	-
۷،۸،۹	6,12,18MRF+A-TB	معمولی	-	A
۱۰،۱۱،۱۲	6,12,18MRF+A-TB+J	معمولی	زره پوش بتنی	A
۱۳،۱۴،۱۵	6,12,18MRF+A-UB	کمانش تاب	-	A
۱۶،۱۷،۱۸	6,12,18MRF+A-UB+J	کمانش تاب	زره پوش بتنی	A
۱۹،۲۰،۲۱	6,12,18MRF+B-TB	معمولی	-	B
۲۲،۲۳،۲۴	6,12,18MRF+B-TB+J	معمولی	زره پوش بتنی	B
۲۵،۲۶،۲۷	6,12,18MRF+B-UB	کمانش تاب	-	B
۲۸،۲۹،۳۰	6,12,18MRF+B-UB+J	کمانش تاب	زره پوش بتنی	B
۳۱،۳۲،۳۳	6,12,18MRF+C-TB	معمولی	-	C
۳۴،۳۵،۳۶	6,12,18MRF+C-TB+J	معمولی	زره پوش بتنی	C
۳۷،۳۸،۳۹	6,12,18MRF+C-UB	کمانش تاب	-	C
۴۰،۴۱،۴۲	6,12,18MRF+C-UB+J	کمانش تاب	زره پوش بتنی	C

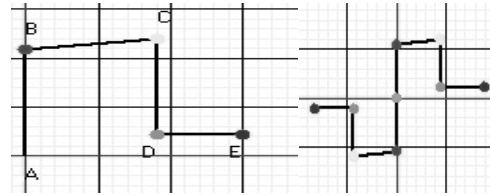
بر پاسخ تغییرمکان‌های بیشینه به دلیل رفتار چرخشی آن‌ها، C_3 ضریب اصلاح برای اعمال آثار $P-\Delta$ با رفتارهای غیرارتجاعی مصالح، S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی مؤثر، T_e زمان تناوب اصلی مؤثر سازه در امتداد مورد بررسی بر اساس رفتار منحنی دو خطی معادل و g شتاب ثقل است.

۴- نتایج تحلیل بارافزون

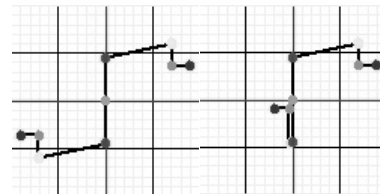
در ابتدا منحنی‌های نیرو- تغییرمکان برخی از مدل‌ها به منظور مقایسه آن‌ها در اشکال ۱۰ الی ۱۶ ارائه شده و در ادامه مواردی همچون نیروی برشی بیشینه، سختی اولیه و میزان جذب انرژی مدل‌ها بررسی خواهند شد. همان‌گونه که انتظار می‌رود، در اثر افزودن مهاربند کمانش تاب و معمولی به سازه اولیه نیروی برشی بیشینه افزایش می‌یابد. با افزایش مساحت مهاربند شاهد افزایش میزان نیروی برشی بیشینه خواهیم بود. این موضوع جز در سازه ۱۸ طبقه به دلیل سختی زیاد سازه در اثر افزودن مهاربند تپ A صادق است. این سختی زیاد مانع تغییرشکل مناسب سازه و عدم پیشرفت مناسب منحنی بارافزون شده و منحنی بارافزون در تغییر مکان کم نسبت به ارتفاع سازه متوقف می‌شود. میزان نیروی برشی بیشینه با افزایش طبقات، افزایش یافته و در سازه دارای مهاربند کمانش تاب بیشتر از سازه دارای مهاربند معمولی است.



شکل (۷) نمودار نیرو- تغییرمکان تعمیم یافته وسط و عملکرد متناظر



شکل (۸) منحنی لنگر- دوران استفاده شده در SAP2000، برای مفصل M_3 در تیر بتنی (سمت راست) و مفصل PMM در ستون بتنی (سمت چپ)



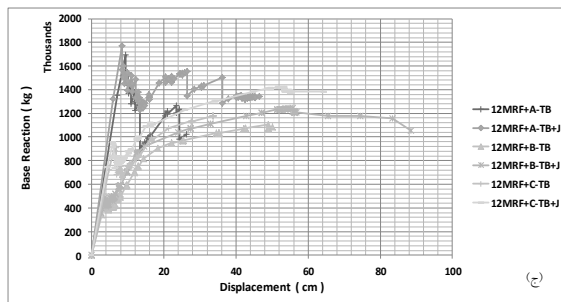
شکل (۹) منحنی نیرو- تغییرمکان استفاده شده در SAP2000، برای مفصل P در مهاربند معمولی (سمت راست) و مفصل P در مهاربند کمانش تاب (سمت چپ)

۳-۲- محاسبه تغییر مکان هدف

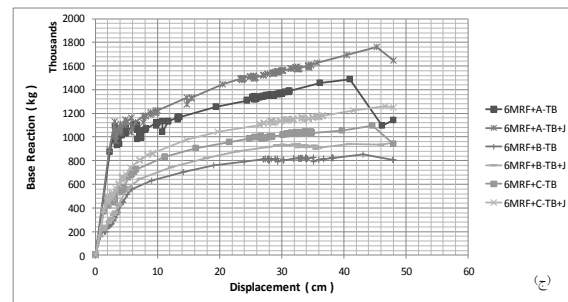
بر اساس تعریف، تغییر مکان هدف بیشینه تغییرمکانی است که ممکن است ساختمان در یک زلزله تجربه کند. این تغییرمکان بسته به نوع بارگذاری و نیز سطح عملکرد مورد نظر به کمک رابطه پیشنهادی دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود [۱۵] محاسبه می‌شود. بر این اساس بارهای جانبی به شکل تدریجی افزایش داده شده تا ساختمان به تغییرمکان مورد نظر برسد. این تغییرمکان بر اساس رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (۱)$$

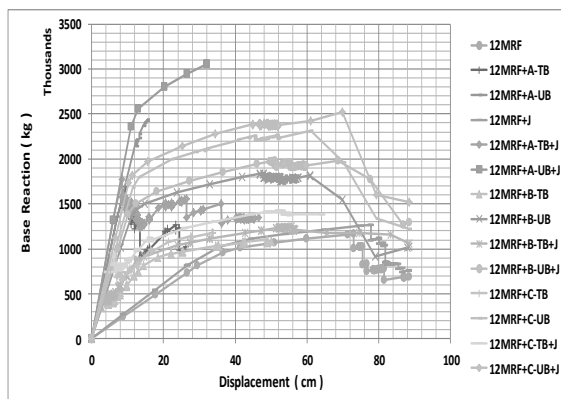
که در آن C_0 ضریب اصلاح برای تبدیل تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی معادل به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی، C_1 ضریب تصحیح برای اعمال تغییرمکان‌های غیرارتجاعی سیستم، C_2 ضریب اصلاح برای اعمال آثار کاهش سختی و مقاومت اعضاء سازه‌ای



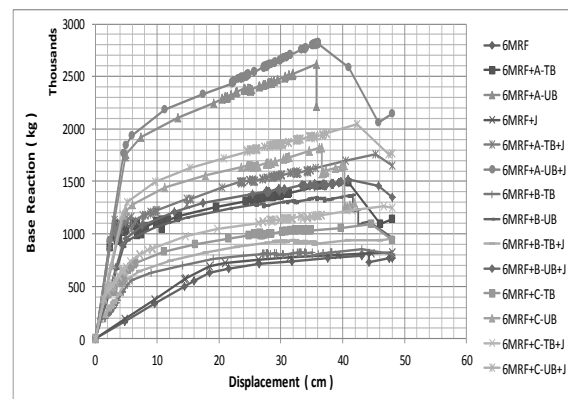
شکل (۱۲) منحنی‌های نیرو-تغییر مکان مدل‌های ۱۲ طبقه قاب خمشی با مهاربند کماتش تاب (الف) و معمولی (ج) در سه تیپ A، B و C، مدل‌های قاب خمشی تنها، قاب خمشی با مهاربند معمولی و کماتش تاب تیپ B (ب)، به همراه حالت افزودن زره پوش بتنی به آن‌ها



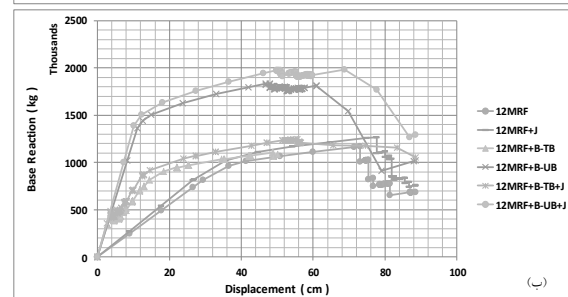
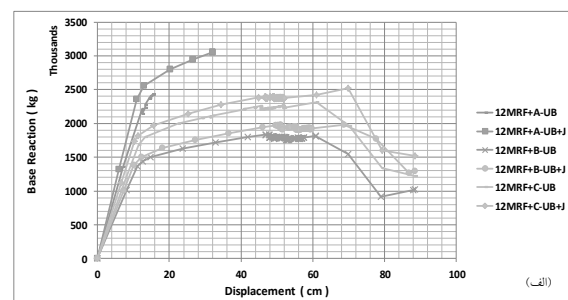
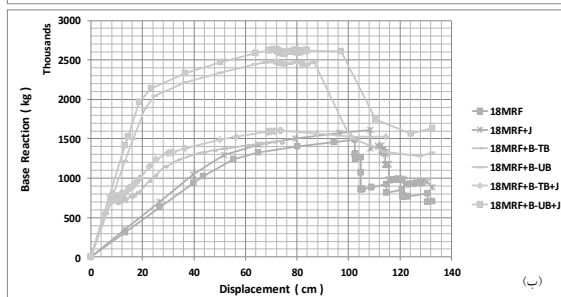
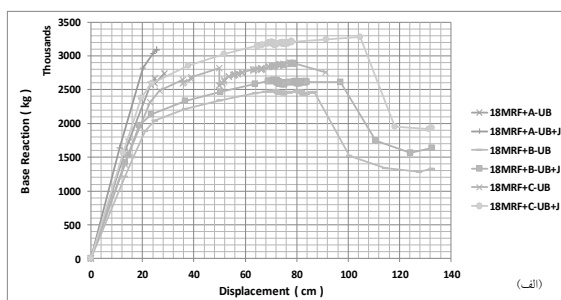
شکل (۱۰) منحنی‌های نیرو-تغییر مکان مدل‌های ۶ طبقه قاب خمشی با مهاربند کماتش تاب (الف) و معمولی (ج) در سه تیپ A، B و C، مدل‌های قاب خمشی تنها، قاب خمشی با مهاربند معمولی و کماتش تاب تیپ B (ب)، به همراه حالت افزودن زره پوش بتنی به آن‌ها

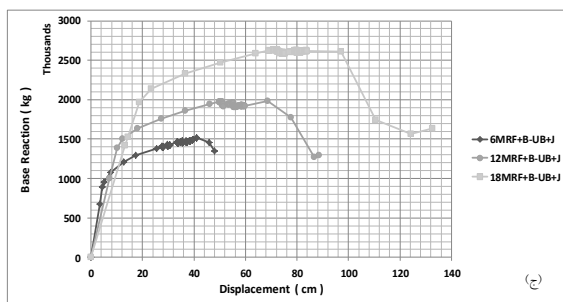


شکل (۱۳) منحنی نیرو-تغییر مکان مربوط به ۱۴ مدل مورد بررسی برای ساختمان ۱۲ طبقه

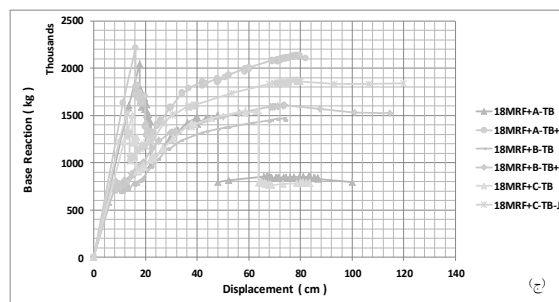


شکل (۱۱) منحنی نیرو-تغییر مکان مربوط به ۱۴ مدل مورد بررسی برای ساختمان ۶ طبقه





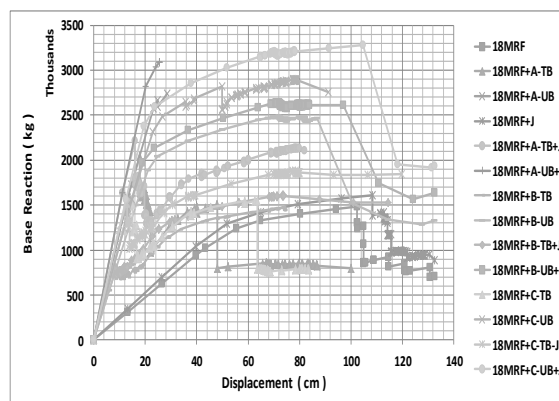
شکل (۱۶) منحنی‌های نیرو-تغییر مکان مدل‌های (الف) قاب خمشی با زره‌پوش بتنی، (ب) قاب خمشی با مهاربند معمولی تیپ *B* و (ج) قاب خمشی با مهاربند کماتش تاب تیپ *B* در سه ارتفاع ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه



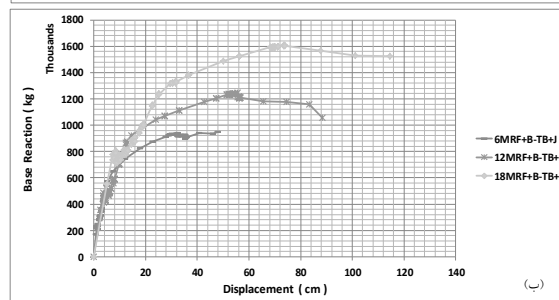
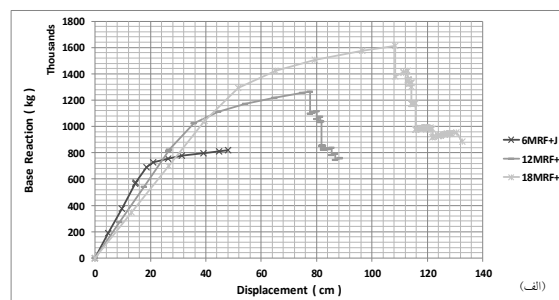
شکل (۱۴) منحنی‌های نیرو-تغییر مکان مدل‌های ۱۸ طبقه قاب خمشی با مهاربند کماتش تاب (الف) و معمولی (ج) در سه تیپ *A*، *B* و *C*، مدل‌های قاب خمشی تنها، قاب خمشی با مهاربند معمولی و کماتش تاب تیپ *B* (ب)، به همراه حالت افزودن زره‌پوش بتنی به آن‌ها

به عنوان نمونه در جدول ۲، در سازه ۱۲ طبقه، با افزودن زره‌پوش بتنی به ستون‌های قاب‌های پیرامونی سازه اولیه، نیروی برشی بیشینه به دست آمده از منحنی نیرو-تغییر مکان سازه به میزان ۸/۶ درصد افزایش پیدا می‌کند، در حالی‌که میزان این افزایش در اثر افزودن مهاربند معمولی و کماتش تاب نوع *A* به قاب‌های پیرامونی، به ترتیب برابر ۴۵/۱ و ۱۰۸/۳ درصد است. با افزودن زره‌پوش بتنی به ستون‌های قاب‌های مهاربندی‌شده این افزایش به ترتیب به مقادیر ۵۱/۹ و ۱۶۱/۷ درصد تغییر پیدا می‌کند. با تغییر نوع مهاربند به *C* این افزایش برابر ۱ و ۹۸/۶ درصد بوده که با افزودن زره‌پوش بتنی به ۲۲/۱ و ۱۱۶/۴ درصد تغییر پیدا می‌کند. همچنین در اثر تغییر نوع مهاربند به *B* در مهاربند معمولی شاهد کاهش ۵/۴ درصدی و در مهاربند کماتش تاب شاهد افزایش ۵۷/۱ درصدی نیروی برشی بیشینه خواهیم بود. در اثر افزودن زره‌پوش بتنی به این مدل‌ها نیز افزایش ۶/۸ و ۶۹/۸ درصدی نیروی برشی مشاهده می‌شود.

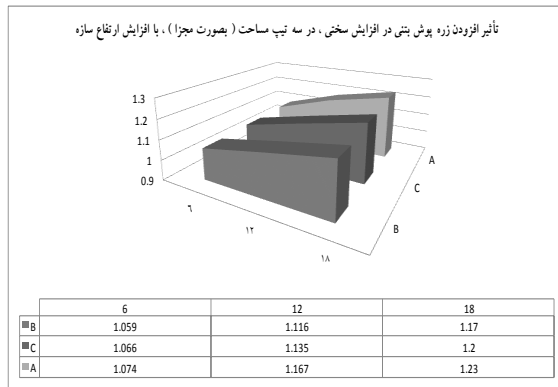
با توجه به اینکه مساحت مهاربندها در هر یک از تیپ‌های سه‌گانه معرفی شده در هر دو حالت معمولی و کماتش تاب برابر است، سختی اولیه سازه‌های دارای مهاربند کماتش تاب و معمولی با تیپ یکسان، برابر است. تأثیر افزودن مهاربند کماتش تاب به سازه به منظور افزایش سختی، به مراتب بیشتر از افزودن زره‌پوش بتنی به سازه است. همچنین با افزایش ارتفاع طبقات میزان



شکل (۱۵) منحنی نیرو-تغییر مکان مربوط به ۱۴ مدل مورد بررسی برای ساختمان ۱۸ طبقه



به ستون‌ها، به میزان ۱۰۳۷، ۷۱۰ و ۵۱۸ خواهد شد. این مقادیر برای مهارندهای نوع C به ترتیب، ۶۴۴، ۴۸۸ و ۳۴۵ و برای حالت مهاربند با افزودن زرهپوش بتنی به ستون‌ها، ۶۹۳، ۵۲۲ و ۴۳۳ درصد خواهد بود. همچنین این مقادیر برای مهاربند نوع B به ترتیب به ۴۵۵، ۳۴۹ و ۲۸۸ و برای حالت مهاربند با افزودن زرهپوش بتنی به ستون‌ها به ۴۸۸، ۴۰۱ و ۳۵۴ درصد تغییر پیدا می‌کند.



شکل (۱۷) تأثیر افزودن زرهپوش بتنی در سه مساحت متفاوت

سختی کاهش پیدا می‌کند (جدول ۳). با افزایش ارتفاع طبقات، میزان افزایش سختی اولیه در اثر افزودن مهاربند کماتش تاب به سازه بدون مهاربند، کاهش می‌یابد. بدین معنی که درصد افزایش سختی اولیه در اثر افزودن مهاربند کماتش تاب به سازه اولیه، با افزایش طبقات کاهش پیدا می‌کند. افزایش مساحت مهاربند، سختی اولیه را افزایش می‌دهد، که این موضوع برای تمام مدل‌های ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه درست است. روند افزایش میزان سختی اولیه در اثر افزودن زرهپوش بتنی به مدل‌های دارای مهاربند کماتش تاب، با افزایش مساحت مهاربند افزایش می‌یابد. روند افزایش میزان سختی اولیه در اثر افزودن زرهپوش بتنی به مدل‌های دارای مهاربند کماتش تاب با افزایش طبقات افزایش پیدا می‌کند (شکل ۱۷). به عنوان نمونه در جدول ۳، افزودن زرهپوش به سازه اولیه در سازه‌های ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه به ترتیب باعث افزایش سختی به میزان ۱۳، ۱۱ و ۱۱ درصد خواهد شد. افزودن مهاربند نوع A، به ترتیب ارتفاع باعث افزایشی به میزان ۹۵۹، ۵۹۴ و ۴۰۴ درصد و در حالت مهاربند با افزودن زرهپوش بتنی

جدول (۲) مقایسه نیروی برشی پیشنهادی برای سازه‌های ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه

نام مدل	میزان نیروی برشی پیشنهادی	درصد نیروی برشی پیشنهادی نسبت به سازه اولیه	درصد کاهش (-) و یا افزایش (+) نیروی برشی پیشنهادی نسبت به سازه اولیه	میزان نیروی برشی پیشنهادی	درصد نیروی برشی پیشنهادی نسبت به سازه اولیه	درصد کاهش (-) و یا افزایش (+) نیروی برشی پیشنهادی نسبت به سازه اولیه	میزان نیروی برشی پیشنهادی	درصد نیروی برشی پیشنهادی نسبت به سازه اولیه	درصد کاهش (-) و یا افزایش (+) نیروی برشی پیشنهادی نسبت به سازه اولیه
تعداد طبقه	6			12			18		
MRF	815206.78	1	-	1166586.07	1	-	1486721.31	1	-
MRF+A-TB	1487091.2	1.824	82.4	1692401.21	1.451	45.1	2047445.64	1.377	37.7
MRF+A-UB	2616046.2	3.209	220.9	2430385.1	2.083	108.3	2739406.11	1.843	84.3
MRF+J	819915.15	1.006	0.6	1266410.31	1.086	8.6	1613138.56	1.085	8.5
MRF+A-TB+J	1758090.0	2.157	115.7	1771468.87	1.519	51.9	2212287.69	1.488	48.8
MRF+A-UB+J	2823802.8	3.464	246.4	3052623.2	2.617	161.7	3091187.6	2.079	107.9
MRF+B-TB	855446.14	1.049	4.9	1103961.31	0.946	-5.4	1471732.31	0.99	-1
MRF+B-UB	1370957	1.682	68.2	1833187.98	1.571	57.1	2497960.63	1.68	68
MRF+B-TB+J	951533.01	1.167	16.7	1245331.36	1.068	6.8	1608008.01	1.082	8.2
MRF+B-UB+J	1515720.4	1.859	85.9	1980503.65	1.698	69.8	2636326.98	1.773	77.3
MRF+C-TB	1095066.0	1.343	34.3	1177700.1	1.01	1	1548636.81	1.042	4.2
MRF+C-UB	1818038.3	2.23	123	2316849.45	1.986	98.6	2897559.2	1.949	94.9
MRF+C-TB+J	1260397.1	1.546	54.6	1424003.29	1.221	22.1	1880367.61	1.265	26.5
MRF+C-UB+J	2045518.7	2.509	50.9	2523975.08	2.164	116.4	3275184.21	2.203	120.3

جدول (۳) مقایسه میزان سختی اولیه برای سازه‌های ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه

نام مدل	میزان سختی اولیه	درصد سختی اولیه نسبت به سازه اولیه	درصد افزایش سختی اولیه نسبت به سازه اولیه	میزان پیرو سازه در سه مود اول، دوم و سوم			میزان سختی اولیه	درصد سختی اولیه نسبت به سازه اولیه	درصد افزایش سختی اولیه نسبت به سازه اولیه	میزان پیرو سازه در سه مود اول، دوم و سوم			میزان سختی اولیه	درصد سختی اولیه نسبت به سازه اولیه	درصد افزایش سختی اولیه نسبت به سازه اولیه	میزان پیرو سازه در سه مود اول، دوم و سوم		
				اول	دوم	سوم				اول	دوم	سوم				اول	دوم	سوم
MRF	34841.4	1	-	1.83	1.71	1.59	27681.7	1	-	2.99	2.77	2.58	23629.2	1	-	4.06	3.75	3.48
MRF+A-TB	368998.4	10.59	959	0.57	0.56	0.36	192212.2	6.94	594	1.17	1.12	0.70	119136.3	5.04	404	1.86	1.76	1.09
MRF+A-UB	368998.4	10.59	959	0.57	0.56	0.36	192212.2	6.94	594	1.17	1.12	0.70	119136.3	5.04	404	1.86	1.76	1.09
MRF+J	39254.9	1.13	13	1.74	1.61	1.45	30652.2	1.11	11	2.87	2.65	2.40	26323	1.11	11	3.91	3.59	3.25
MRF+A-TB+J	396265.2	11.37	1037	0.56	0.55	0.36	224268	8.1	710	1.09	1.06	0.67	146131.7	6.18	518	1.70	1.63	1.02
MRF+A-UB+J	396265.2	11.37	1037	0.56	0.55	0.36	224268	8.1	710	1.09	1.06	0.67	146131.7	6.18	518	1.70	1.63	1.02
MRF+B-TB	193294.9	5.55	455	0.79	0.77	0.52	124407.1	4.49	349	1.42	1.40	0.91	91640.1	3.88	288	2.08	2.02	1.28
MRF+B-UB	193294.9	5.55	455	0.79	0.77	0.52	124407.1	4.49	349	1.42	1.40	0.91	91640.1	3.88	288	2.08	2.02	1.28
MRF+B-TB+J	205029.6	5.88	488	0.77	0.76	0.51	138811.1	5.01	401	1.35	1.34	0.89	107225.7	4.54	354	1.94	1.91	1.23
MRF+B-UB+J	205029.6	5.88	488	0.77	0.76	0.51	138811.1	5.01	401	1.35	1.34	0.89	107225.7	4.54	354	1.94	1.91	1.23
MRF+C-TB	259302.6	7.44	644	0.68	0.67	0.44	151559.4	5.48	448	1.30	1.27	0.81	105260.3	4.45	345	1.96	1.88	1.17
MRF+C-UB	259302.6	7.44	644	0.68	0.67	0.44	151559.4	5.48	448	1.30	1.27	0.81	105260.3	4.45	345	1.96	1.88	1.17
MRF+C-TB+J	276158.7	7.93	693	0.67	0.66	0.43	172067.1	6.22	522	1.23	1.21	0.78	125944.7	5.33	433	1.81	1.76	1.12
MRF+C-UB+J	276158.7	7.93	693	0.67	0.66	0.43	172067.1	6.22	522	1.23	1.21	0.78	125944.7	5.33	433	1.81	1.76	1.12

بررسی میزان جذب انرژی مدل‌های تحلیل در جدول ۴ نشان می‌دهد که در سازه ۶ طبقه در تمامی سطوح تغییر مکان‌های نسبی، میزان جذب انرژی همه مدل‌ها از مدل مبنا بیشتر است و با افزایش مساحت مهاربند میزان جذب انرژی افزایش پیدا می‌کند. همچنین در یک مساحت ثابت میزان جذب انرژی سازه دارای مهاربند کمانش تاب بیشتر از مهاربند معمولی است. در سازه ۶ طبقه، نسبت میزان جذب انرژی بین سازه دارای مهاربند کمانش تاب به سازه دارای مهاربند معمولی در تمام درصد تغییر مکان‌های نسبی، تقریباً مقداری ثابت است.

در سازه ۱۲ طبقه، در درصد تغییر مکان‌های نسبی بالای ۱ درصد سازه‌های دارای مهاربند معمولی در هر ۳ تیپ مساحت مهاربند و در حالت بدون زره‌پوش دارای جذب انرژی کمتری نسبت به سازه 12MRF خواهند بود و تنها در درصد تغییر مکان‌های نسبی زیر ۱ درصد توانایی جذب انرژی بیشتر نسبت به سازه 12MRF را خواهند داشت. این موضوع بیانگر این مطلب است که در

تغییر مکان‌های بالا مدل‌های دارای مهاربند معمولی، سازه را دچار مشکل کرده و شکل‌پذیری سازه را کاهش می‌دهند. این درحالی است که این نقیصه با استفاده از مهاربندهای کمانش تاب برطرف می‌شود. در سازه ۱۲ طبقه نسبت میزان جذب انرژی بین سازه دارای مهاربند کمانش تاب به سازه دارای مهاربند معمولی، با افزایش درصد تغییر مکان نسبی، به جز در مهاربند تیپ A، به دلیل سختی زیاد مهاربند، افزایش می‌یابد.

در سازه ۱۸ طبقه، در درصد تغییر مکان‌های نسبی بالای ۱/۵ درصد، سازه‌های دارای مهاربند معمولی در هر ۳ تیپ مساحت مهاربند و در حالت بدون زره‌پوش دارای جذب انرژی کمتری نسبت به سازه 18MRF خواهند بود و تنها در درصد تغییر مکان‌های نسبی زیر ۱/۵ درصد توانایی جذب انرژی بیشتر نسبت به سازه 18MRF را خواهند داشت.

به عنوان نمونه در جدول ۴ (قسمت الف) با افزودن زره‌پوش بتنی به سازه اولیه میزان جذب انرژی به ترتیب

برای درصد تغییر مکان نسبی ۰/۵ تا ۲/۳ به ترتیب ۱۳، ۱۲، ۹، ۸ و ۷ درصد نسبت به سازه اولیه افزایش پیدا می‌کند. این در حالی است که به عنوان نمونه در اثر افزودن مهاربند معمولی نوع A این افزایش به ترتیب به میزان، ۴۳۴، ۲۱۱، ۱۴۹، ۱۲۸ و ۱۱۹ درصد و برای مهاربند کمانش تاب نوع A افزایش به ترتیب به میزان، ۷۲۳، ۴۲۷، ۳۳۳، ۲۶۶ و ۱۹۹ درصد خواهد بود. در جدول ۴ (قسمت ب) با افزودن زره پوش بتنی، میزان

جذب انرژی به ترتیب برای درصد تغییر مکان نسبی ۰/۵ تا ۲/۳ به ترتیب ۱۱، ۹، ۹، ۱۰ و ۱۲ درصد نسبت به سازه اولیه افزایش پیدا می‌کند. این در حالیست که به عنوان نمونه در اثر افزودن مهاربند معمولی نوع B در درصد تغییر مکان نسبی‌های ۰/۵، ۱ و ۱/۵ این میزان به ترتیب ۱۱۹، ۵۰، ۶ درصد افزایش و برای درصد تغییر مکان نسبی‌های ۲ و ۲/۳ به ترتیب ۳۰ و ۳۹ درصد کاهش پیدا می‌کند.

جدول (۴) میزان جذب انرژی ۴۲ مدل ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه به همراه درصد افزایش یا کاهش جذب انرژی مدل‌ها نسبت به مدل بدون تقویت در درصد تغییر مکان‌های نسبی ۰/۵، ۱، ۱/۵، ۲ و ۲/۳ درصد

نام مدل	میزان جذب انرژی (مساحت زیر منحنی بار افزون) (واحد kg.cm)										
	DRIFT RATIO (%)										
	میزان جذب انرژی و درصد افزایش یا کاهش جذب انرژی نسبت به مدل بدون تقویت در سازه‌های ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه										
۶ طبقه	2.3 درصد * 44.16 cm	2درصد * 38.4 cm	1.5درصد * 28.8 cm	1درصد * 19.2 cm	0.5درصد * 9.6 cm						
	-	-	-	-	-	247168100	201924100	130010900	63875200	16054900	6MRF
	2.19	2.28	2.49	3.11	5.34	541727300	460136300	323975200	198535400	85759000	6MRF+A-TB
	2.99	3.66	4.33	5.27	8.23	739750900	739750900	562943700	336328100	132195700	6MRF+A-UB
	1.07	1.08	1.09	1.12	1.13	263701500	217432500	142341900	71286300	18088700	6MRF+J
	2.48	2.55	2.78	3.42	5.74	613242400	515079100	361424700	218315400	92115800	6MRF+A-TB+J
	4.06	4.25	4.59	5.58	8.73	1004131000	858999500	596237700	356567800	140110700	6MRF+A-UB+J
	1.26	1.3	1.42	1.7	2.54	310732700	262244000	184197100	108300400	40758200	6MRF+B-TB
	2.02	2.11	2.31	2.81	4.35	499643200	426958400	300371100	179694700	69770200	6MRF+B-UB
	1.4	1.44	1.57	1.86	2.78	346336700	292415100	203724600	118946100	44664600	6MRF+B-TB+J
	2.22	2.29	2.48	3	4.59	548372400	462267100	322840200	191988500	73771200	6MRF+B-UB+J
	1.59	1.64	1.78	2.16	3.37	392428500	330936300	231733400	138112700	54130900	6MRF+C-TB
	2.47	2.77	3.02	3.7	5.77	610202000	558610200	392891500	236221000	92648600	6MRF+C-UB
	1.77	1.82	1.97	2.38	3.7	437370600	367173100	255864800	151779400	59346900	6MRF+C-TB+J
	2.92	3	3.25	3.94	6.11	720824300	605311600	422215200	251866100	98073100	6MRF+C-UB+J
۱۲ طبقه	2.3درصد * 88.5 cm	2درصد * 76.8 cm	1.5درصد * 57.6 cm	1درصد * 38.4 cm	0.5درصد * 19.2 cm						
	-	-	-	-	-	696347000	613366000	402639600	201174100	51022900	12MRF
	0.36	0.4	0.62	1.23	3.85	247443700	247443700	247443700	247443700	196355400	12MRF+A-TB
	0.31	0.35	0.53	1.06	4.2	214218400	214218400	214218400	214218400	124218400	12MRF+A-UB
	1.12	1.1	1.09	1.09	1.11	782184300	672400300	437047000	220251500	56498400	12MRF+J
	0.88	1	1.53	2.52	4.47	614299300	614299300	614299300	506345800	228258100	12MRF+A-TB+J
	1.04	1.18	1.79	3.59	6.81	722258200	722258200	722258200	722258200	347708600	12MRF+A-UB+J
	0.61	0.7	1.06	1.5	2.19	428195300	428195300	428195300	302129400	111806200	12MRF+B-TB
	1.83	1.9	2.14	2.58	3.86	1277161400	1163606100	863639800	519170200	197182000	12MRF+B-UB
	1.33	1.29	1.4	1.65	2.47	923845700	790535400	563366600	332305800	125882000	12MRF+B-TB+J
	2.11	2.1	2.29	2.74	4.15	1466734500	1290754400	921832000	551310300	211707800	12MRF+B-UB+J
	0.43	0.49	0.75	1.5	2.73	300830500	300830500	300830500	300830500	139061900	12MRF+C-TB
	2.31	2.38	2.65	3.17	4.72	1610102500	1456883100	1067578500	638313400	240900000	12MRF+C-UB
	1.09	1.24	1.65	1.98	3.1	758162700	758162700	664068400	397832700	158141500	12MRF+C-TB+J
	2.56	2.6	2.83	3.4	5.14	1780121700	1593052800	1138964700	683092100	262190200	12MRF+C-UB+J
۱۸ طبقه	2.3درصد * 132.6 cm	2درصد * 115.2 cm	1.5درصد * 86.4 cm	1درصد * 57.6 cm	0.5درصد * 28.8 cm						
	-	-	-	-	-	1271400800	1133375600	777341700	386002900	97994800	18MRF
	0.81	0.91	1.19	1.76	3.35	1033152400	1033152400	921613300	678279400	328425300	18MRF+A-TB
	0.35	0.4	0.58	1.17	4.6	450386100	450386100	450386100	450386100	450386100	18MRF+A-UB
	1.14	1.13	1.09	1.1	1.11	1451176400	1284276900	845428500	425460300	109166600	18MRF+J
	1.11	1.24	1.81	2.33	3.83	1406180700	1406180700	1406180700	901079500	375047000	18MRF+A-TB+J
	0.35	0.4	0.58	1.17	4.61	452220100	452220100	452220100	452220100	452220100	18MRF+A-UB+J
	0.65	0.73	1.06	1.52	2.14	824934500	824934500	824934500	586444000	209910600	18MRF+B-TB
	1.92	1.95	2.21	2.62	3.66	2438536100	2211274100	1718840900	1012334700	358477000	18MRF+B-UB
	1.21	1.36	1.43	1.69	2.47	1541393500	1541393500	1108373000	653123000	241796300	18MRF+B-TB+J
	2.18	2.2	2.37	2.82	4.09	2770343500	2490560700	1838568200	1089796900	400519000	18MRF+B-UB+J
	0.73	0.82	1.19	1.75	2.7	924969000	924969000	924969000	676660500	264907900	18MRF+C-TB
	1.68	1.89	2.58	3.07	4.24	2139603800	2139603800	2002261000	1186301700	415771600	18MRF+C-UB
	1.51	1.61	1.67	2	3.07	1914218700	1827862900	1299981200	772038200	300621300	18MRF+C-TB+J
	2.72	2.75	2.87	3.41	4.87	3456881400	3114469000	2230230000	13156520200	476931100	18MRF+C-UB+J

- [2] Xie, Q, "State of the art of buckling-restrained braces in Asia", Journal of Constructional Steel Research 61 (2005) 727-748
- [3] Kimura, K, Takeda, Y, Yoshioka, K, Furuya, N, and Takemoto, Y. "An Experimental Study on Braces Encased In Steel Tube And Mortar", Annual Meeting of the Architectural Institute Of Japan, 1976.
- [4] Aiken, I.D., Mahin, S.A. and Uriz, P. "Large-Scale Testing of Buckling-Restrained Braced Frames", Proceedings, Japan Passive Control Symposium, Tokyo Institute of Technology, Japan, pp. 35-44, 2002.
- [5] Clark, P., Kasal, K., Aiken, I., Kimura, I. "Evaluation of design methodologies for structures incorporating steel unbonded braces for energy dissipation", 12th World Conference on Earthquake Engineering, Proceedings, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Paper No. 2240, 2000.
- [6] Albanesi, T., Bergami, A.V., and Nuti, C., (2008). "Design Procedure For Buckling Restrained Braces To Retrofit Existing R.C. Frames", The 14 World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China
- [7] Dubina, D., Bordea, S., & Stratan, A., (2008). "Performance based evaluation of a RC frame strengthened with BRB steel braces Protection of Historical Buildings", PROHITECH 09 – Mazzolani (ed) © 2009 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-55803-7
- [8] G., M. Mazzolani, Della Corte, F., D'Aniello, M (2008). "Experimental Analysis Of Steel Dissipative Bracing Systems For Seismic Upgrading", JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING AND MANAGEMENT 2009 15(1): 7-19
- [9] S. BORDEA, D. DUBINA, "Retrofitting/upgrading of reinforced concrete elements with buckling restrained bracing elements". Proceedings of the 11th WSEAS International Conference on Sustainability in Science Engineering
- [10] E. Yooprasertchai, and P. Warnitchai, (2008). "Seismic Retrofitting Of Low-Rise Nonductile Reinforced Concrete Buildings By Buckling-Restrained Frames", The 14 World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China
- [11] AISC/SEAOC (2001). Recommended Provisions for Buckling-Restrained Braced Frames, American Institute of Steel Construction/Structural Engineers Association of California Task Group, October.
- [12] AISC (American Institute of Steel Construction), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago, 2005.
- [13] FEMA 450 (2004) "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures – 2003 Edition,"

همچنین برای مهاربند کماتش تاب نوع B به ترتیب شاهد افزایشی به میزان، ۲۸۶، ۱۵۸، ۱۱۴، ۹۰ و ۸۳ درصد خواهیم بود. در جدول ۴ (قسمت ج) با افزودن زره پوش بتنی به سازه اولیه میزان جذب انرژی به ترتیب برای درصد تغییرمکان نسبی ۰/۵ تا ۲/۳ به ترتیب ۱۱، ۱۰، ۹، ۱۳ و ۱۴ درصد نسبت به سازه اولیه افزایش پیدا می‌کند. این درحالیست که به عنوان نمونه در اثر افزودن مهاربند معمولی نوع C در درصد تغییرمکان نسبی‌های ۰/۵، ۱ و ۱/۵ این میزان به ترتیب ۱۱۷، ۷۵، ۱۹ درصد افزایش و برای درصد تغییرمکان نسبی‌های ۲ و ۲/۳ به ترتیب ۱۸ و ۲۷ درصد کاهش پیدا می‌کند. همچنین برای مهاربند کماتش تاب نوع C به ترتیب شاهد افزایشی به میزان، ۳۲۴، ۲۰۷، ۱۵۸، ۸۹ و ۶۸ درصد خواهیم بود.

۵- نتیجه گیری

مشکل عمده تقویت سازه با مهاربندهای سستی این است که در عین حالی که این اعضا سختی سازه و مقاومت مدل را افزایش می‌دهند، با توجه به کماتش مهاربندهای فشاری، شکل‌پذیری سازه کاهش می‌یابد. این موضوع باعث عملکرد نامناسب سازه شده به گونه‌ای که توانایی سازه در ایجاد تغییرمکان را تا حد زیادی نسبت به سازه بدون مهاربند کاهش می‌دهد. این مشکل با استفاده از مهاربندهای کماتش تاب برطرف می‌شود، به شکلی که علاوه بر افزایش سختی و مقاومت، شکل‌پذیری و میزان تغییرمکان نهایی سازه نسبت به سازه دارای مهاربند سستی افزایش می‌یابد. همان‌گونه که بیان شد، طراحی مهاربند کماتش تاب امری فوق‌العاده مهم بوده و موجب افزایش مساحت مهاربند باعث بهبود رفتار سازه نمی‌شود و در مساحت‌های بالا، افزایش زیاد سختی، شکل‌پذیری و تغییرمکان سازه را به شدت کاهش می‌دهد.

۶- مراجع

- [1] Tsai, K-Ch, Lai, J-W, Hwang, Y-Ch, Lin, Sh-L and Weng, Ch-H "Research And Application Of Double-Core Buckling Restrained Braces In Taiwan", 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 2179

[17] CSI, SAP-2000 Manual, Static and dynamic finite element analysis of structures, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.

[۱۸] مقررات ملی ساختمان ایران: مبحث نهم. طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه، وزارت مسکن و شهرسازی، معاونت امور مسکن و ساختمان، دفتر امور مقررات ملی، ۱۳۸۸.

Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

[۱۴] آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش دوم، آذر ۱۳۸۷.

[۱۵] دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود، نشریه شماره ۳۶۰، ۱۳۸۵.

[۱۶] آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، تجدیدنظر سوم.

